



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

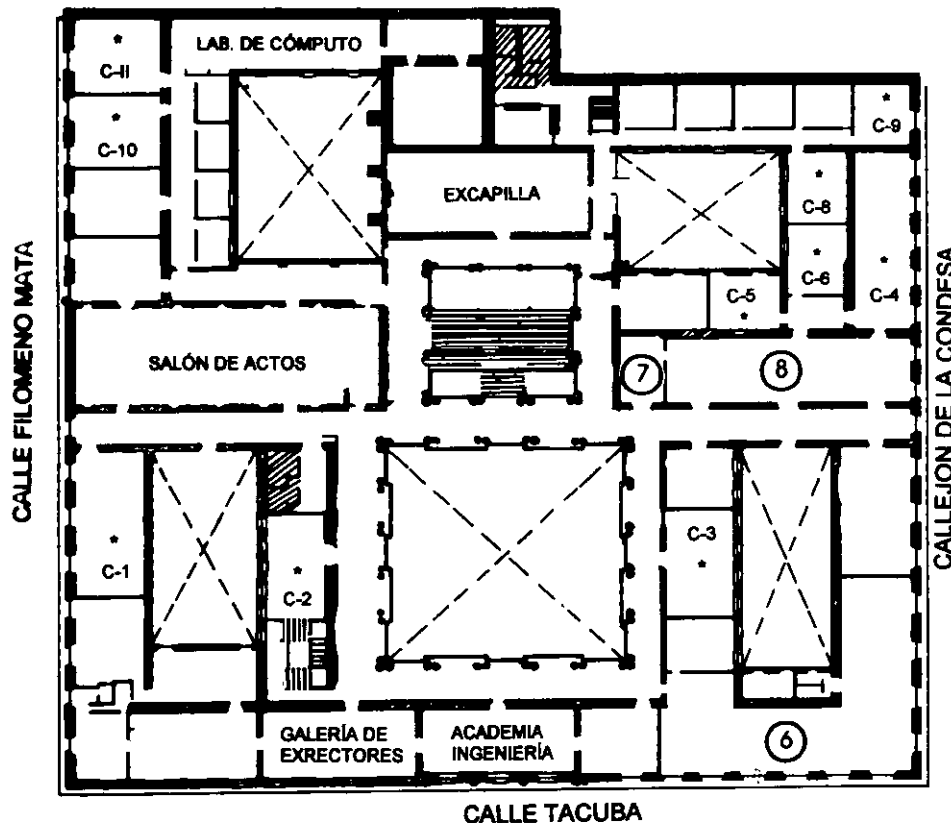
Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

Atentamente

División de Educación Continua.

PALACIO DE MINERÍA



GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
 2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
 3. LIBRERÍA UNAM
 4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
 5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
 6. OFICINAS GENERALES
 7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
 8. SALA DE DESCANSO
- SANITARIOS
- * AULAS

1er. PISO

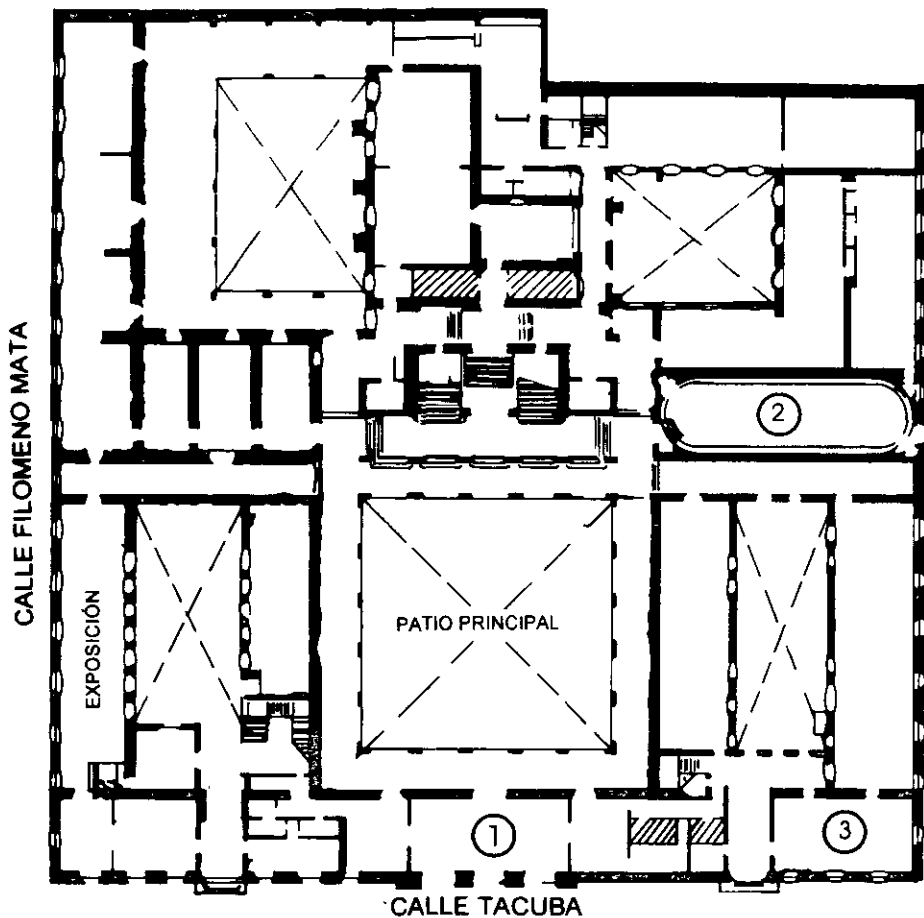


DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

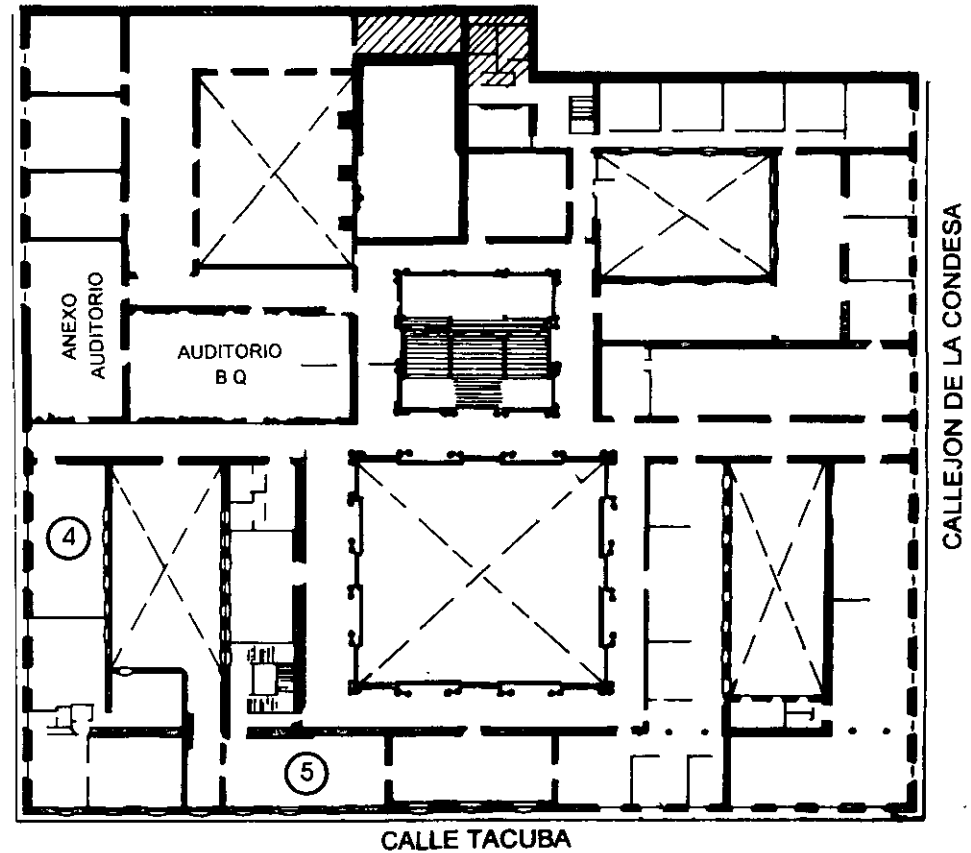


PALACIO DE MINERIA



CALLE TACUBA

PLANTA BAJA



CALLE TACUBA

MEZZANINNE



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
INTRODUCCIÓN**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

MÓDULO II.- INFRAESTRUCTURA

INTRODUCCIÓN

Como respuesta al problema de contaminación y carencias de servicios de alcantarillado, la Comisión Nacional del Agua (CNA) y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) están analizando diferentes opciones tecnológicas de disposición de excretas y tratamiento de aguas residuales. Para la selección e instalación de paquetes tecnológicos aplicables a las condiciones del medio rural mexicano, donde son frecuentes las enfermedades relacionadas con la calidad del agua y disposición inadecuada de excretas. El efecto de estas causas es un incremento en el riesgo de brotes de colera y otras enfermedades gastrointestinales debido a la contaminación de aguas subterráneas.

De acuerdo al Plan Nacional Hidráulico, Para 1995 México contaba con una población total de 91.6 millones de habitantes, de los cuales 15.1 millones carecen de servicio de agua potable y 30.2 millones no cuentan con alcantarillado. En lo que se refiere a las comunidades rurales, que es precisamente donde se agudizan las carencias de los servicios más elementales, el 45% de ellas están sin servicio de agua potable y 84% sin servicio de alcantarillado. El Censo Nacional de Población y Vivienda (1990) registró que el 70% del total de las localidades en México son menores a cien habitantes, las cuales cuentan con escasos recursos y se encuentran geográficamente dispersas, haciendo con ello costoso la construcción de alcantarillado con el sistema de tratamiento al final del mismo.

La limitante clave que deben enfrentar los municipios al proporcionar servicios de saneamiento en el medio rural y zonas marginadas es precisamente la falta de tecnología de bajo costo; por tal motivo el problema que tienen que solucionar los habitantes de estas comunidades es la disposición de excretas y el tratamiento de aguas residuales. Considerando esta situación se deben proponer y desarrollar tecnologías que puedan adaptarse a las necesidades de dichas comunidades.

El objetivo principal del trabajo es hacer accesible a las pequeñas comunidades del país una alternativa de tratamiento de excretas y aguas residuales que permita combatir y prevenir la contaminación de las fuentes de agua disponibles en la forma más económica posible.

Las tecnologías seleccionadas fueron las siguientes: letrina ventilada de doble cámara, letrina multirum, tanque séptico, lagunas de estabilización, filtros intermitentes de arena, lecho de hidrófitas e infiltración rápida; debido a que este último sistema presenta los siguientes inconvenientes: requieren grandes extensiones de terreno permeable, existe el riesgo de contaminación de corrientes subterráneas y los estudios que deben realizarse. Para caracterizar el perfil de suelo son económicamente inaccesibles, el tratamiento se descartó de los arreglos propuestos, ya que en algunos casos resulta inapropiado para las condiciones rurales.

A partir de los procesos anteriores, se establecieron diez arreglos de acuerdo a las necesidades de las zonas rurales, dos para evacuación de excretas y los ocho restantes como sistemas de tratamiento de agua residual. Todos ellos aplicables tanto a casas-habitación como a conjuntos de casas de una comunidad rural menor a cien habitantes.

Una vez realizada la revisión bibliográfica de estas alternativas se elaboró este manual que incluye para cada proceso: introducción, objetivos, descripción, ventajas y desventajas, análisis de ámbito y variación poblacional, diseño y dimensionamiento de las unidades para diferentes rangos de población, operación y mantenimiento, planos funcionales y estructurales, así como un catálogo de conceptos de obra, que contiene volúmenes y precios unitarios que pueden ser modificados para contemplar variaciones regionales.

Una vez realizado el diseño de cada paquete tecnológico se proporciona como herramienta para la toma de decisión, un diagrama de flujo para familiar la selección de una tecnología particular y la comparación del efluente obtenido por cada tren de tratamiento y la estimación de costos para cada arreglo. La parte final de este manual esta formada por cuatro anexos que contienen la siguiente información: en el Anexo A se presenta la memoria de cálculo para cada sistema individual, el Anexo B contiene el diseño estructural de letrinas, tanque séptico y laguna anaerobia; el catálogo de conceptos de obra para todos los sistemas se encuentra en el Anexo C y en el D se presentan los planos funcionales y estructurales a escala completa.

En el caso de las letrinas Multtrum y de doble cámara, la elaboración del catalogo de conceptos de obra considero los precios unitarios que resultan de tomar en cuenta exclusivamente los costos del material requerido, ya que las herramientas de construcción y la mano de obra necesarias serán proporcionadas por los beneficiarios de los paquetes de tratamiento. De esta manera, los precios unitarios usados en el cálculo de los presupuestos se determinaron de la siguiente manera:

a) A los conceptos que involucran sólo mano de obra, como excavación a mano y relleno a volteo, se les asignó un precio unitario nulo (\$0.00).

b) A los conceptos que involucran solamente suministro de piezas o material como PVC o bombas centrifugas, se les asignó un precio unitario igual al precio de venta al público en ferreterías y casas de materiales de la ciudad de Morelia.

c) A los conceptos de albañilería de más influencia en los costos globales de las obras, como los muros de tabique y la fabricación y colado de concreto armado, les fue asignado el precio unitario calculado correspondiente directamente a los materiales que requiere.

d) El costo indicado para las letrinas considerará la superestructura de ladrillo y concreto; sin embargo, en el catalogo de conceptos se presenta una opción más económica que consiste en construir la superestructura con materiales de la región y acabados rústicos.

Con el objeto de poder actualizar en cualquier momento el catalogo de conceptos de obra, éste se presenta también en archivo que permitirá modificar los precios unitarios de cada concepto particular.

SELECCION DE ALTERNATIVAS

Este trabajo se enfoca al análisis de tecnologías que existen para la evacuación de excretas y tratamiento de aguas residuales en pequeñas comunidades rurales. Los criterios básicos para la selección de las tecnologías de saneamiento son:

- Que sean de bajo costo de inversión, operación, mantenimiento y que requieran un mínimo de personal calificado para operarlos.
- Que sean accesibles al nivel sociocultural de la población y efectivo para mejorar las condiciones ambientales de la localidad.
- Aplicable a pequeños rangos de población.
- Flexibilidad para funcionar como sistemas de tratamiento en el sitio, o incluso para comunidades que cuenten o puedan costear una red de conexión comunitaria.

Consumo mínimo de energía.

Por tal razón, algunas de las tecnologías aplicables para este tipo de comunidades son las siguientes: 1) Letrina ventilada de doble cámara, 2) Letrina Multrum, 3) Tanque séptico y pozo de absorción, 4) Lagunas de estabilización, 5) Filtros intermitentes de arena, 6) Lecho de hidrófitas y, por último, 7) Infiltración rápida; todos ellos se caracterizan por ser procesos en donde se lleva a cabo la degradación biológica de la materia orgánica.

Además de estas tecnologías existen las zanjas de oxidación, tanques Imhoff, campos de absorción, montículos de evapotranspiración e irrigación; sin embargo, tal como se vera en los párrafos siguientes, estos sistemas presentan algunas desventajas que los hacen menos apropiados al medio rural mexicano que la tecnología seleccionada en este trabajo.

Zanjas de oxidación

Las zanjas de oxidación estan basadas en la aplicación de un proceso de tratamiento biológico de lodos activados por aeración extendida en la cual se suministra oxígeno por medio de rotores. La unidad consiste de un canal en forma de circuito cerrado, de 0.9 a 1.8m de profundidad, con paredes de 45° de pendiente y aeradores mecánicos, localizados en uno o varios puntos a lo ancho de la zanja. El efluente de un pretratamiento, comúnmente cribado, trituración o desarenación, circula a lo largo del canal a una velocidad aproximada de 0.3 a 0.6 m/s mientras los aeradores crean una mezcla y provocan la circulación del agua en la zanja, así como una transferencia de oxígeno suficiente.

La desventaja de este proceso es que requieren consumo de energía de 1 a 3 kg DBO/Hwh y se emplea para poblaciones de 1000 a 100 000 habitantes (CNA, 1994; Alanis, 1974; Heredia, 1974).

Tanque Imhoff

Los tanques Imhoff son unidades en la que se combinan los procesos de sedimentación y digestión de lodos en dos cámaras independientes, una en la parte superior para la sedimentación y otra en la inferior para la digestión de lodos. Las dos cámaras están separadas por un deflector en cuyo centro se tiene una abertura por donde pasan los sedimentos a la cámara de digestión, evitando al mismo tiempo la ascensión de gases que a su vez almacenan en la cámara de espumas que circunda a la sedimentación.

La construcción de los tanques Imhoff es más costosa que la de las fosas sépticas y el rango de población para el que se recomiendan estas unidades es de 500 a 5000 habitantes (SARH, 1975; IMSS, 1982).

Campos de absorción

Un campo de absorción consiste en un conjunto de líneas de tubos de barro vitrificando o concreto perforado tendidos en forma tal que el escurrimiento de agua residual proviene del tanque séptico se distribuya uniformemente en le terreno. El efluente se recoge en drenes localizados en el fondo, conectados en un pozo de absorción para su disposición final. Una desventaja de este sistema necesita una carga hidráulica apreciable para su operación, generalmente cercana a los 2/m (SSA, 1990; SRH, 1975).

Montículos de evapotranspiración

Los montículos de evapotranspiración constituyen una alternativa de disposición del efluente de un tanque séptico, principalmente en zonas en las que el nivel de la superficie o la capacidad de percolación del suelo es deficiente.

Un montículo de evapotranspiración consisten en un monte sobre la superficie del suelo formado con arena o algún otro material poroso sobre el que se distribuye el agua residual posteriormente pasará a través de las capas del suelo.

Es muy importante la topografía del terreno para asegurar un flujo uniforme, y en los casos en que la tasa de percolación sea menor de 120 min/plg o la pendiente sea mayor del 15%, no se recomienda el uso de los montículos de evapotranspiración (Perkins, 1990; Polprasert, 1988).

Irrigación

Este es el método que se emplea con más frecuencia cuando se trata de pequeños fosos sépticos al servicio de viviendas y establecimientos. Consiste en dispersar el efluente del depósito en la capa superior del terreno por medio de tuberías conjuntas abiertas, colocadas en zanjas cubiertas de tierra. De este modo el efluente purifica por la acción de las bacterias aerobias saprofitas que existen en el suelo y se infiltra por el terreno. Este procedimiento se puede utilizar si el subsuelo es poroso, si el nivel de las aguas subterráneas está a menos de 1.2 m de la superficie, o si existe peligro de contaminación de los manantiales de agua potable, en particular, no es aplicable en los suelos arcillosos impermeables ni en los terrenos pantanosos (Wagner, 1960).

Una vez definidos los sistemas apropiados para las condiciones rurales y de acuerdo a la calidad esperada del efluente según los requerimientos de reuso o descarga de cada caso particular, se formaron los siguientes arreglos de tratamiento:

1. Letrina ventilada de doble cámara (LVDC)
2. Letrina Multrum (LM)
3. Tanque séptico - pozo de absorción (TS+PA)
4. Tanque séptico - lecho de hidrófitas (TS+LH)
5. Tanque séptico - filtros intermitentes de arena (TS+FIA)
6. Tanque séptico - laguna facultativa (TS+LF)
7. Tanque séptico - laguna facultativa - filtros intermitentes de arena (TS+LF+FIA)
8. Tanque séptico - laguna facultativa - laguna de maduración (TS+LF+LM)
9. Laguna anaerobia - laguna facultativa (LA+LF)
10. Laguna anaerobia - laguna facultativa - laguna de maduración (LA+LF+LM)

Como se verá en el capítulo 1, existe una gran variedad de sistemas de disposición de excretas, sin embargo, en la lista de los arreglos propuestos se consideraron únicamente la letrina ventilada de doble cámara y la letrina Multrum, debido a que son letrinas aboneras y por lo tanto, la materia fecal ya degradada se puede utilizar como composta, lo que representará un ahorro en la compra de fertilizantes, además constituyen el método más seguro para el manejo de la excreta ya degradada.

De los ocho sistemas de tratamiento planteados para agua residual, seis inician el arreglo con un tanque séptico debido a que constituye la opción de saneamiento más económica, además de sus bajos requerimientos de área. La instalación del tanque séptico como primer elemento de cada arreglo permite acondicionar las aguas baja la carga de sólidos suspendidos asegurando así una mayor eficiencia en la calidad global del efluente obtenido.

El objetivo al proponer los diferentes arreglos de tratamiento es cubrir una gama de posibilidades para aplicarse según las necesidades de cada comunidad. En este sentido, hay alternativas que resultan más apropiadas o costeables a partir de un rango determinado de población, mientras que otras son funcionales para los nueve rangos definidos. Por otro lado, es importante destacar que el conjunto de los arreglos considerará posibilidades de crecimiento para los casos de los sistemas más sencillos; así, por ejemplo, si por alguna razón una comunidad no tiene los recursos suficientes para la construcción de un tratamiento completo como TS-LF-LM, puede construir como primera opción el TS-LF y en cuanto sea posible integrar la laguna de maduración.

En la tabla 1 se muestran los arreglos para el tratamiento de excretas, aguas residuales y el rango de población para el que se recomienda cada sistema.

Tabla 1. Alternativas de tratamiento según el rango de población

RANGO DE POBLACION	LVD C	LM	TS+PA	TS+LH	TS+FI A	TS+LF	TS+LF +FIA	LA+LF +LM	LA+LF	LA+LF +LM
1 a 5	XX	XX	XX	XX	XX					
6 a 10	XX	XX	XX	XX	XX					
11 a 15	XX	XX	XX	XX	XX					
16 a 20	XX	XX		XX	XX	XX				
21 a 30	XX	XX		XX	XX	XX				
31 a 40	XX	XX		XX	XX	XX				
41 a 60				XX	XX	XX	XX	XX	XX	XX
61 a 80				XX	XX	XX	XX	XX	XX	XX
81 a 100				XX	XX	XX	XX	XX	XX	XX

Es importante observar que el arreglo TS-PA se propone a un limitado número de habitantes, esto debido a que el pozo de absorción constituye únicamente un método de disposición que no permite el reúso del efluente. Dentro de este contexto, el efluente del resto de los sistemas puede usarse para diferentes tipos de reúso y descarga dependiendo de la calidad obtenida con cada tren.

Calidad del efluente

La calidad del efluente puede variar de acuerdo a la tecnología seleccionada, por lo cual se tienen diferentes posibilidades para reusar el efluente. En la tabla 2 se muestra la eficiencia de remoción de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y coliformes fecales (CF) calculada para cada uno de los arreglos, en función de la carga de DBO y SS que entra y sale del sistema, así como el tipo de reúso a que puede destinarse el efluente. Para el caso de los arreglos cuya función sea principalmente la remoción de sólidos suspendidos (SS), por ejemplo el TS-PA, en la misma tabla se mencionan los porcentajes de remoción para este parámetro.

Tabla 2. Comparación del efluente obtenido por los diferentes trenes de tratamiento

Tren de tratamiento	Eficiencia de remoción (%)			Reuso
	DBO	SS	CF	
TS-PA	30	60	-	-
TS-LF	79.8727	-	99.2705	Descarga a cuerpos receptores
TS-LF-LM	92.1841	-	99.9900	Agricultura
TS-LF-FIA	99.8091	-	99.9862	Agricultura y acuicultura
TS-LH	95.5491	62.27	96.4000	Descarga a cuerpos receptores
LA-LF-LM	92.8409	-	99.9900	Agricultura y acuicultura
TS-FIA	99.1000	90	99.1000	Agricultura o descarga
LA-LF	81.3606	-	99.2665	Agricultura

COSTO

El costo es uno de los factores mds importantes en todo proceso de selección, es por ello que en la tabla 3 se proporciona el costo estimado de construcción de los diferentes arreglos de tratamiento (Catalogo general de precios unitarios para la construcción de sistemas de agua potable y alcantarillado, CNA, 1996). En el caso de los arreglos con lagunas facultativas y lechos de hidrófitas, únicamente se consideró el catalogo de conceptos de obra con excavación y bordos compensados. En el anexo C se presenta el catalogo de los conceptos que integran los costos de la tabla 3.

Tabla 3. Estimación de costos para cada arreglo

Población	LVDC'	LM'	TS-PA	TS-LH	TS-LF	TS-FIA	TS-LF-FIA	TS-LF-LM	LA-LF	LA-LF-LM
1 - 5	4,748. 71	4,164. 89	2,434 .06	4,375. 71	-	7,514.6 7	-	-	-	-
6 - 10	9,272. 98	7,170 90	2,808 .41	6,589. 76	-	13,673. 51	-	-	-	-
11 - 15	10,201 .46	9,297. 08	3154. 42	8,872. 54	-	17,634. 44	-	-	-	-
16 - 20	15,885 .47	12,339 .83	-	10,901 .2	4,736. 5	23,945. 06	-	-	-	-
21 - 30	15,885 .47	12,339 .83	-	15,841 .54	6,266. 09	41,014. 18	-	-	-	-
31 - 40	15,885 .47	12,339 .83	-	20,007 .31	7,087. 54	48,352. 06	-	-	-	-
41 - 60	-	-	-	29,199 .25	9,624. 97	82,754. 86	86,937. 09	12,874 .54	14,841 .2	18,092 .77
61 - 80	-	-	-	37,855 .75	11,591 .62	98,737. 3	103,480 .52	15,922 .2	16,956 .16	20,656 .74
81 - 100	-	-	-	46,621 .5	13,696 .3	167,122 .13	172,392 .38	17,813 .49	18,757 .25	22,874 .44

NOTA:

¹ El costo indicado para las letrinas considera la superestructura de ladrillo y concreto; sin embargo, en el catálogo de conceptos se presenta una opción más económica que consiste en construir la superestructura con materiales de la región y acabados rústicos.

Algoritmo para la selección de alternativas

El criterio más importante cuando se planifica un proyecto de saneamiento es la calidad del agua que se va a reusar. La adopción de un sistema inapropiado lleva al desperdicio de recursos, pero lo más grave es que la salud y la higiene de una comunidad pueden empeorar a causa del fracaso de un programa de saneamiento. Con el fin de seleccionar la tecnología de saneamiento más adecuada para la disposición de excretas y tratamiento de aguas residuales, se debe investigar y comprender las condiciones existentes en la comunidad antes de tomar la decisión definitiva; considerando tipo de suelo, nivel del agua subterránea, densidad de población, ingreso, salud, Área disponible, instalaciones sanitarias, redes de drenaje existentes, saneamiento en zonas aledañas, abastecimiento de agua, marco institucional y organizaciones locales.

Para la selección de la tecnología adecuada, en la figura 1 se proporciona un diagrama de flujo o algoritmo que consta de preguntas sencillas que pueden contestarse con un sí o un no, conduciendo al usuario a una sola tecnología de saneamiento.

Los criterios que se tomaron en cuenta para la elaboración del algoritmo son:

- Existencia de agua intradomiciliaria.
- Tamaño de la población.
- Disponibilidad y características del área para el sistema de tratamiento.
- Existencia o factibilidad para costear una red de alcantarillado cuando el tamaño de la población así lo requiera.
- Calidad esperada del efluente de acuerdo a los requerimientos de reuso o descarga de cada caso particular.
- Costos de operación y mantenimiento.

El nivel de servicio de abastecimiento de agua en la comunidad y la existencia de una red de alcantarillado son dos de los problemas más importantes relacionados con la factibilidad de las tecnologías que pueden usarse para el tratamiento y disposición de excretas y aguas residuales. En el algoritmo elaborado para seleccionar entre los ocho sistemas de tratamiento de agua residual, otro factor de decisión final es la disposición o reuso que se le va a dar al efluente tratado. En la figura 1 se puede apreciar la importancia que se le concede al reuso del efluente, tanto en agricultura como en acuicultura.

Para el reuso agrícola se contemplan tres niveles de tratamiento de acuerdo al tipo de cultivo a regar con aguas tratadas, éstos pueden ser cultivos de alto, mediano o bajo riesgo. Los primeros son cultivos que se consumen en crudo, en cuyo caso un tratamiento como el sistema lagunar o con lagunas y filtros intermitentes de arena puede ser la mejor opción, ya que en ambos casos se remueve un 99.9999 % de coliformes fecales. En el caso de los cultivos de mediano riesgo como los cítricos y pastizales, las tecnologías apropiadas son aquéllas cuyo

nivel de tratamiento asegure una remoción completa de huevos de helminto y del 90 % de coliformes, como es el caso de TS-LF-LM, TS-LF-FIA y LA-LF-LM.

En cuanto a las alternativas recomendables para destinar el efluente a cultivos de bajo riesgo, como pueden ser los cultivos industriales como el algodón o aquellos que sean procesados por calor, como los granos o para riego del paisaje, los sistemas adecuados serán los que aseguren una sedimentación y tratamiento biológico que permita hasta un huevo de nemátodo viable por litro en el efluente.

Las limitantes para el reúso acuícola son: nitrógeno amoniacal, coliformes fecales y huevos de helmintos. Los valores guía propuestos por la Organización Mundial de la Salud (OMS), establecen un máximo de 1000 coliformes fecales por cada 100 ml, la ausencia de huevos de helmintos y nitrógeno amoniacal no ionizado menor a 0.5 mg/l. Técnicamente estos valores pueden cumplirse en arreglos con lagunas de maduración y filtros intermitentes de arena.

La tecnología seleccionada usando el algoritmo, será técnica y económicamente la más apropiada, pero puede no ser la mejor debido a factores no considerados en el algoritmo, por ello el sistema escogido mediante éste debe revisarse antes de hacer la selección final.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
I.- RELACIÓN AGUA - SALUD**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

RELACIÓN AGUA-SALUD

M. C. Juana E. Cortés Muñoz
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

El agua puede contener sustancias químicas y microorganismos que llegan de manera natural, o como resultado de las diversas actividades del hombre. En la historia de la humanidad, relacionados con el agua, el hacinamiento y condiciones ambientales deficientes, han ocurrido numerosos brotes de enfermedades, caracterizadas por su prevalencia, gran mortalidad, alta dispersión e incluso en ocasiones por sus características poco usuales.

Dos ejemplos claros fueron: en la antigüedad, la observación de Hipócrates acerca de la relación entre el abastecimiento de agua y el bocio; y en el siglo pasado el análisis epidemiológico realizado por John Snow, sobre el brote de cólera en Londres durante 1854, en el cual demostró que la mayoría de los casos se presentaron en una calle en la cual existía una alcantarilla con fuga, adyacente a la bomba de agua potable (McJunkin, 1986; Moe, 1997).

Posteriormente, en 1892, se produjo una epidemia de cólera en Hamburgo, relacionada con el abastecimiento de agua no filtrada del río Elba. En esta epidemia Roberto Koch aisló al vibrión del cólera del río, al que se descargaban aguas residuales de Hamburgo y Altona en diversos puntos. Aunque la ciudad de Altona se encuentra aguas abajo de Hamburgo y las aguas crudas estuvieron más contaminadas, el agua que se distribuía a la población era filtrada a través de filtros lentos de arena, lo que trajo como consecuencia que los casos de cólera que se presentaron se asociaron a personas que bebieron agua en Hamburgo (McJunkin, op. cit.).

Los trabajos de Edwin Chadwick en Inglaterra y Lemell Shattuck en Massachusetts, en la segunda mitad del siglo XIX, promovieron cambios importantes en diversos aspectos sanitarios, de tal manera que descendió el número de enfermedades asociadas a condiciones de saneamiento deficientes o en ambientes densamente poblados, aún sin la intervención de medidas de intervención como la vacunación o la medicina curativa. Los descubrimientos de Pasteur, Eberth y Koch, permitieron identificar la etiología y vías de dispersión de diversas enfermedades bacterianas hacia el hombre (McJunkin, op. cit.).

En general puede afirmarse que padecimientos que se transmiten por la ruta fecal - oral (por ejemplo el cólera, la tifoidea y la amibiasis), pueden ser transmitidas a través de la ingestión de agua y alimentos contaminados con excretas de individuos infectados, o a través del contacto de la boca con las manos sucias, contacto persona a persona y el suelo y objetos contaminados pueden también ser vehículos de dispersión de patógenos (McJunkin, op. cit.; Cairncross y Feachem, 1983; OPS, 1987; Glass, 1992)

No obstante que las muertes por enfermedades infecciosas de origen hídrico han disminuido considerablemente con respecto a los dos siglos pasados, es necesario mantener condiciones ambientales sanas para prevenir problemas relacionados con los patógenos emergentes, como por ejemplo los recientes brotes de cólera, asociados a un claro rezago en materia de saneamiento, falta de protección de las fuentes de abastecimiento y prácticas de desinfección inadecuadas (Cairncross y Feachem op. cit.; Gunter *et al.*, 1991; Putman y Baert, 1995; Epstein, 1997)

Las enfermedades químicas transmitidas por el agua, se asocian principalmente con la ingestión de sustancias tóxicas naturales o artificiales, ya sea en concentraciones dañinas. Estos problemas se caracterizan por su localización específica, ejemplo son el hidroarsenismo y la fluorosis en algunos estados de la República. En este caso las medidas a tomar incluyen la búsqueda de fuentes alternas o el tratamiento del agua que suelen ser costosas (McJunkin, op. cit.; Cairncross y Feachem, op. cit.; Putman y Baert, op. cit.).

Salud y contaminación microbiológica

En el medio ambiente, esto es agua, suelo, aire, alimentos, existen diversos organismos que juegan diferentes roles, algunos son necesarios para que se lleven a cabo los ciclos biogeoquímicos, otros son necesarios en la autopurificación del agua y restauración de suelos, y otros son perjudiciales para la salud humana. Estos últimos pueden ser virus, hongos, protozoarios y helmintos (Tabla 1), que tienen su origen en personas enfermas o portadores asintomáticos y, en ocasiones en animales que sirven como reservorios y cuyas excretas llegan al ambiente extraintestinal.

Cuando se presenta un brote de algún padecimiento infeccioso, lo primero desde el punto de vista de salud ambiental es detectar la fuente o fuente de dispersión de microorganismos: el agua de uso y consumo humano, alimentos preparados en condiciones higiénicas deficientes, malas prácticas de higiene, contacto con animales, contacto con personas infectadas, fomites, exposición a aguas residuales y excretas, consumo de productos agrícolas irrigados con aguas residuales crudas parcialmente tratadas, disposición inadecuada de excretas, defecación al aire libre, entre otras.

En países como México, entre los problemas de salud pública destacan las enfermedades diarreicas en menores de cinco años (Tabla 2), así como en otros grupos de edad. Estas enfermedades generalmente se asocian a microorganismos patógenos que se dispersan a través de la ruta fecal-oral, el agua, alimentos y condiciones deficientes de saneamiento básico (Tabla 3).

Tabla 1. Contaminantes biológicos en el agua

Contaminantes	Fuentes	Efectos para la salud
<p>Protozoos: <i>Entamoeba histolytica</i> <i>Giardia</i> <i>Balantidium coli</i></p>	<p>Proviene de las aguas servidas domésticas</p>	<p>Agentes etiológicos de la amibiasis (disentería amibiana), giardiasis y balantidiasis.</p>
<p>Helmintos: Tremátodos (lombrices de ganado lanar) Céstodos (tenias) Nemátodos (lombrices cilíndricas)</p>	<p>Aguas contaminadas con aguas domésticas o copépodos (huéspedes intermedios)</p>	<p>Los helmintos intestinales producen una gran variedad de síntomas. Muchas de las infecciones son de carácter subclínico, aunque algunas son fatales. Los esquistosomas afectan hígado, intestino, y vejiga.</p>
<p>Organismos de vida libre: Fitoplancton (bacterias, hongos y algas) Zooplancton (protozoos), rotíferos, cladóceras, copépodos, lombrices, larvas de insectos y peces) Macroinvertebrados (larvas de insectos acuáticos, crustáceos y gasterópodos)</p>	<p>Se forman en aguas superficiales, reservorios de almacenamiento descubiertos, en pozos abiertos y en los sistemas de distribución.</p>	<p>Algunas sustancias tóxicas producidas por las algas pueden afectar la salud. Las algas y sus productos extracelulares son parte de la materia orgánica precursora de los trihalometanos que se forman durante la cloración. Estos organismos interfieren con el tratamiento del agua, y causan problemas de olor, sabor y obstrucción de filtros.</p>

Fuente: Secretaría de Salud, 1995.

Tabla 2. Agentes infecciosos que causan diarrea en menores de cinco años.

Más importantes	Menos importantes
BACTERIAS	
<i>Shigella</i> sp	<i>Salmonella</i> sp
<i>Escherichia coli</i> enterotoxigénica (ECET)	<i>Yersinia enterocolitica</i>
<i>Escherichia coli</i> enteropatógena (ECEP)	<i>Aeromonas hydrophila</i>
<i>Escherichia coli</i> enterohemorrágica (ECEH)	<i>Escherichia coli</i> enteroinvasora (ECEI)
<i>Camylobacter jejuni</i>	<i>Plesiomonas shigelloides</i>
	<i>Vibrio cholerae</i> (muy importante en algunas regiones)
VIRUS	
Rotavirus	Virus de 27 nm (virus pequeños)
Adenovirus atípicos	Astrovirus
	Calciavirus
PROTOZOOS	
<i>Giardia lamblia</i>	<i>Entamoeba histolytica</i>
<i>Cryptosporidium</i> sp	

Fuente: Organización Panamericana de la Salud, 1987.

Tabla 3. Características epidemiológicas de algunos microorganismos que causan diarrea más frecuentemente

Agentes	Multiplicación en el ambiente	Reservorio			Vía de transmisión principal	Variación estacional	Edad de incidencia máxima	Otras características	Medidas de control principales
		Human	Animal	Ambiental					
BACTERIAS									
<i>Shigella</i>	Sí	Sí	No	No	Fecal-oral Alimentos y agua Directa	Estación calurosa	Menores de 5 años	Frecuente en hacinamiento, pueden ocurrir brotes	A/B/C/D
ECET	Sí	Sí	No	No	Fecal-oral Alimentos y agua	Estación calurosa	6 meses a 2 años	En viajeros	A/B/C/D
ECEI	Sí	Sí	No	No	Fecal-oral Alimentos y agua	Estación calurosa	Adultos y menores de 5 años		A/B/C/D
<i>Yersinia enterocolitica</i>	Sí	Sí	Sí	No	Fecal-oral Animale-humano Humano-humano Vías sin definir	Estación fría	Menores de 5 años	Brotos familiares	?
ECEP	Sí	Sí	No	No	Fecal-oral Alimentos y agua Directa	Estación calurosa	Menores de 1 año	Brotos en instituciones (recién nacidos. Infecciones nosocomiales)	A/B/C/D
A = Higiene personal y doméstica					B = Preparación y almacenamiento higiénico de alimentos				
C = Disponibilidad de agua limpia y en cantidad suficiente					D = Disposición higiénica de excretas				

? = Incierto

Fuente: Organización Panamericana de la Salud (1987).

Continúa...

Tabla 3. Continuación

Agentes	Multiplicación en el ambiente	Reservorio			Vía de transmisión principal	Variación estaciona	Edad de incidencia máxima	Otras características	Medidas de control principales
		Human	Animal	Ambienta					
BACTERIAS									
<i>Salmonella</i> (no tifoídicas)	Sí	Sí	Sí	No	Fecal-oral Animales-humano Humano-humano Alimentos y agua	Estación calurosa	Menores de 2 años	Brotos con fuente común, brotes nosocomiales	A/B/ Control de infecciones en animales. Control de portadores. Higiene en procesamiento de alimentos
<i>Campylobacter jejuni</i>	Sí	Sí	Sí	No	Fecal-oral Animales-humano Humano-humano Alimentos y agua Directo	Estación calurosa	Niños y jóvenes		A/B Preparación adecuada de alimentos de origen animal. Cuidades en manejo de animales

<i>Vibrio cholerae</i>	Sí	Sí	No?	Sí	Fecal-oral Alimentos (mariscos) y agua	Pronunciada pero variable	Adultos en nuevas áreas afectadas. Niños en áreas endémicas	Frecuente en hacinamiento. Séptima pandemia	A/B/C/D Vigilancia epidemiológica. Vacunas en desarrollo
------------------------	----	----	-----	----	--	---------------------------	---	---	--

A = Higiene personal y doméstica

B = Preparación y almacenamiento higiénico de alimentos

C = Disponibilidad de agua limpia y en cantidad suficiente

D = Disposición higiénica de excretas

? = Incierto

Fuente: Organización Panamericana de la Salud (1987).

Continúa...

Tabla 3. Continuación

Agentes	Multiplicación en el ambiente	Reservorio			Vía de transmisión principal	Variación estacional	Edad de incidencia máxima	Otras características	Medidas de control principales
		Human	Animal	Ambiental					
VIRUS									
<i>Rotavirus</i>	No	Sí	?	No	Fecal-oral Humano-humano Directa a veces vía agua, alimentos Aérea?	Épocas frías en climas templados	Menores de 2 años	Se transmiten aún en buenas condiciones higiénicas	?

<i>Virus pequeños</i> (agente Norwalk)	No	Sí	?	No	Fecal-oral Humano- humano Directa a veces vía agua, alimentos Aérea?	?	Niños en edad escolar en países desarrollados. Preescolar en países en desarrollo	Brotos familiares o comunitarios en países en desarrollo. Esporádico? Endémico en países en desarrollo	?
---	----	----	---	----	--	---	---	--	---

A = Higiene personal y doméstica

C = Disponibilidad de agua limpia y en cantidad suficiente

? = Incierto

B = Preparación y almacenamiento higiénico de alimentos

D = Disposición higiénica de excretas

Fuente: Organización Panamericana de la Salud (1987).

Continúa...

Tabla 3. Continuación

Agentes	Multiplicación en el ambiente	Reservorio			Vía de transmisión principal	Variación estacionaria	Edad de incidencia máxima	Otras características	Medidas de control principales
		Human	Animal	Ambiental					
		o							
VIRUS									

<i>Entamoeba histolytica</i>	No	Sí	No	No	Fecal-oral Humano- humano Directa Alimentos y agua	Niños mayores y adultos	Algunos brotes por conta- minación de agua	A/B/C/D
<i>Giardia lamblia</i>	No	Sí	Sí	No	Fecal-oral Humano- humano Directa Alimentos y agua Posible: animales a humano	Niños menores de 5 años	En instituciones, diarrea del viajero, algunos brotes por contaminación de agua	A/B/C/D
<i>Cryptosporidium</i> sp								

A = Higiene personal y doméstica

C = Disponibilidad de agua limpia y en cantidad suficiente

? = Incierto

B = Preparación y almacenamiento higiénico de alimentos

D = Disposición higiénica de excretas

Fuente: Organización Panamericana de la Salud (1987).

Peligros de enfermedad relacionadas con el agua

Uno de los aspectos más importantes de la microbiología del agua, es el hecho de que el hombre puede adquirir numerosas enfermedades adquiridas por microorganismos que se encuentran en el agua.

Algunas de estas enfermedades pueden deberse a intoxicaciones debidas a la ingestión de toxinas microbianas en los alimentos, por ejemplo, las toxinas de algunas especies de *Proteus* y *Klebsiella* que crecen en la superficie de algunos peces y producen histidina asociada con la intoxicación. Especies de los géneros de dinoflagelados *Gambierdiscus*, *Gonyaulus* y *Ptychodiscus* son la principal fuente de neurotoxinas que se concentran en peces y moluscos (Hurst, op. cit.).

La mayoría de los patógenos que dan lugar a enfermedades infecciosas relacionadas con aguas microbiológicamente contaminadas, se encuentran en la naturaleza, y se pueden caracterizar considerando diferentes aspectos (por ejemplo, grupo al que pertenecen, ruta principal de transmisión), uno de los cuales los divide en categorías de acuerdo con la fuente de dispersión involucrada y con la ruta mediante la cual el microorganismo ingresa al organismo (Hurst, op. cit.).

Los reservorios para los microorganismos patógenos pueden ser las aguas naturales, el humano, animales o el mismo ambiente (Tabla 4).

Es importante señalar, que la mayoría de los patógenos presentes en el ambiente acuático tienen su origen en las excretas que llegan a los cuerpos de agua (Hurst, op. cit.).

Mecanismos de transmisión de enfermedades asociadas con el agua

Dado que las estrategias ambientales y medidas que deben llevarse a cabo en la prevención y control de brotes de enfermedades, se relacionan con los mecanismos mediante los cuales éstas se transmiten en una población, es necesario distinguir uno de otro (

Tabla 5), y que enfermedades pueden transmitirse mediante uno o más mecanismos (Cairncross y Feachem op. cit.; Hurst, op. cit.).

a) Hidrotransmisión

La hidrotransmisión real ocurre cuando un patógeno está presente en el agua y es ingerido por una persona susceptible que se infecta y presenta síntomas de enfermedad. Potencialmente, las enfermedades hidrotransmisibles incluyen infecciones clásicas como

por ejemplo el cólera y la tifoidea, e incluye otras enfermedades diarreicas , disenterías y hepatitis (Tabla 6)

b) Agua para higiene

Hay algunas infecciones del tracto gastrointestinal y de la piel que pueden ser prevenidas y controladas mediante prácticas de higiene personal y doméstica adecuadas, lo que presupone disponibilidad de agua microbiológicamente segura en cantidades suficientes para el uso y consumo humano. Estas enfermedades incluyen tres tipos importantes (Tabla 6)

- Gastrointestinales. Diarreas, disentería bacilar, y algunas otras que se transmiten por la ruta fecal –oral y que por lo tanto son hidrottransmisibles
- Piel u ojos. Sepsis bacterianas de la piel, rona, tina, micosis de la piel; en ojos tracoma es la más común. Estas infecciones están relacionadas a condiciones pobres de higiene, no se transmiten por la ruta fecal – oral y por esto no pueden ser hidrottransmisibles.
- Piojos, ácaros o insectos. La infestación del cuerpo o las ropas puede prevenirse mediante prácticas de higiene personal y doméstica adecuadas. Algunos de estos organismos pueden dar lugar a asma, otros pueden ser vectores de enfermedades como el tifus que es causado por *Rickettsia prowasekii*. Estos parásitos no se relacionan con la ruta fecal oral y por lo tanto nunca son hidrottransmisibles.

c) Contacto

Las infecciones se deben a helmintos que requieren un hospedero intermediario acuático para completar su ciclo de vida. El grado de enfermedad depende del número de gusanos adultos que infectan al individuo, por lo que la importancia de la enfermedad debe medirse en términos de la intensidad de la infección así como del número de personas infectadas. El ejemplo clásico de esto es la esquistosomiasis, la cual se debe a contaminación con excretas del agua en la que habita el caracol que sirve como reservorio del helminto hasta que llega a su fase infectiva al humano (Tabla 6). Otras enfermedades dentro de este grupo, incluyen a algunas adquiridas por la ingestión de pescados y mariscos mal cocinados o con vegetación acuática. No están relacionados francamente con el abastecimiento de agua, pero son afectados por la disposición de excretas.

d) Vectores de hábitat acuático

En este caso los vectores son insectos que llevan a cabo una parte de su ciclo de vida en el agua o en las cercanías de los cuerpos de agua. Los ejemplos son el paludismo, el dengue y la fiebre amarilla (Tabla 6).

Tabla 4. Ejemplo de peligros de enfermedad asociados con microorganismos en el agua

Reservorio del microorganismo	Enfermedad	Agente etiológico
Humano	Cólera	<i>Vibrio cholerae</i> O1 CT*
	Encefalitis	<i>Enterovirus</i>
	Amibiasis	<i>Entamoeba histolytica</i>
	Gastroenteritis	<i>Astrovirus, Calcivirus, Coronavirus y Rotavirus</i>
	Hepatitis	<i>Calcivirus, Hepatovirus</i>
Animal	Meningitis	<i>Enterovirus</i>
	Campilobacteriosis	<i>Campylobacter jejuni</i>
	Criptosporidiosis	<i>Cryptosporidium</i>
	Giardiasis	<i>Giardia lamblia</i>
	Leptospirosis	<i>Leptospira</i>
Ambiental	Encefalitis	<i>Naegleria</i>
	Cólera	<i>Vibrio cholerae</i> O1 CT*
	Legionelosis	<i>Legionella</i>

Fuente: Hurst, 1997

Tabla 5 Mecanismos de transmisión de enfermedades relacionadas con el agua y las estrategias preventivas para cada uno de estos mecanismos.

Mecanismo de transmisión	Estrategia preventiva
Hidrotransmisión	Mejorar la calidad del agua Evitar el uso de fuentes de abastecimiento cuya calidad microbiológica y fisicoquímica se desconozca
Agua para higiene	Abastecer agua microbiológicamente segura en cantidad suficiente para el consumo, aseo personal y en general uso doméstico
Contacto	Mejorar las prácticas de higiene Disminuir las necesidades de contacto con aguas contaminadas Controlar poblaciones de organismos que favorezcan la proliferación o persistencia de patógenos Controlar la contaminación de aguas superficiales por excretas
Transmisión por vectores de hábitat acuático	Manejo adecuado de las aguas superficiales Destrucción de sitios que favorezcan la proliferación de insectos Evitar visitas a sitios donde proliferen insectos vectores.

Fuente: Cairncross y Feachem, 1983.

Tabla 6. Clasificación ambiental de las infecciones relacionadas con el agua

Categoría	Infección
Fecal-oral (Hidrotransmisión o agua para higiene, contacto)	Diarreas y disenterías Disentería amibiana, Balantidiasis Campilobacteriosis, Cólera Diarrea por <i>E. coli</i> , Giardiasis Diarrea por rotavirus Salmonelosis, Disentería bacilar (shigelosis), Yersiniosis Tifoidea y paratifoidea Poliomielitis, Hepatitis A, Leptospirosis Ascariasis, Trichuriasis
Agua para higiene (contacto)	
Infecciones de la piel y ojos	Enfermedades infecciosas de la piel Enfermedades infecciosas de los ojos
Otras	Tifo
Contacto con microorganismos que llevan a cabo parte del ciclo de vida en el agua	
Ingestión	Gusano de Guinea, Clonorchiasis, Difilobotriasis, Fasciolapsis, Paragonimiasis,
Penetración de la piel	Schistosomiasis
Insectos vectores de hábitat acuático	
Crecen en las cercanías del agua	Enfermedad del sueño
Proliferan en el agua	Filariasis, Malaria Fiebre amarilla, Dengue Otras

Fuente: Cairncross y Feachem, 1986

Infecciones relacionadas con el agua

De lo que se plantea anteriormente, se concluye que las enfermedades relacionadas con el agua, son aquellas que se asocian con la cantidad y calidad de ésta, que los microorganismos pueden ser diversos, y dispersarse por uno o más mecanismos, lo cual dependerá de las características biológicas y epidemiológicas de cada uno de ellos.

Las posibles rutas ambientales mediante las cuales los agentes infecciosos pueden ser transmitidos a individuos susceptibles se representan en la Fig. 1.

Entre los diferentes mecanismos de transmisión, es importante considerar que la hirotransmisión es la que más eficientemente dispersa a los microorganismos a una porción de la población, debido a que una gran cantidad y diversidad de patógenos entéricos pueden llegar al ambiente acuático a través de las excretas de individuos enfermos o de portadores asintomáticos o de animales.

Las enfermedades asociadas con el agua pueden ser transmitidas por ingestión, contacto o inhalación, incluyendo brotes de infecciones gastrointestinales, hepatitis, infección de la piel, infecciones de heridas, conjuntivitis, infecciones de vías respiratorias e infecciones generalizadas. De los microorganismos que dan lugar a estos padecimientos, algunos son patógenos estrictos, otros son oportunistas y otros son toxigénicos (Moe, 1997).

Existen cinco elementos críticos en la transmisión de agentes infecciosos a través del agua:

- La fuente del agente
- Los modos de transmisión específicos y relacionados con el agua
- Las características específicas del organismo que le permiten sobrevivir y posiblemente multiplicarse y adaptarse al medio acuático y a otros medios
- La dosis infectiva
- Factores de virulencia del organismo
- Factores de susceptibilidad del hospedero

Diferentes clases de microorganismos tienen atributos específicos tales como su tamaño y carga, lo que determina su movimiento y sobrevivencia en el ambiente acuático y su susceptibilidad a los varios procesos de tratamiento y desinfección.

Con respecto a la dosis infectiva, es decir el número mínimo de microorganismos necesarios para causar infección, varía considerablemente de un grupo de microorganismos a otro, e inclusive de un género a otro. Así por ejemplo, se ha observado que la dosis infectiva media (dosis necesaria para una tasa de infección del 50%) para quistes de protozoarios puede ser de 1 a 50 unidades infecciosas de cultivo de tejido; la de las bacterias puede ser de 10^2 a 10^8 y las de algunos virus pueden ser tan bajas como las de protozoarios

Como puede apreciarse, las dosis infectivas varían de un grupo microbiano a otro. Se estima que el riesgo de infección por virus y protozoarios es diez a 1000 veces mayor que para las bacterias a un nivel de exposición similar (Rose y Gerba, 1991). En general, los patógenos virales y protozoarios tales como *Giardia*, parecen ser muy potentes, por lo que con un pequeño número de organismos son capaces de causar infección y enfermedad en individuos susceptibles.

En la Tabla 7, se presenta la probabilidad de infección por exposición a un microorganismo y el número de organismos necesarios para el 1% de probabilidad de infección.

La Tabla 8 es una síntesis de algunas de las características epidemiológicas de bacterias, virus, protozoarios y algas, presentes en el agua y que potencialmente pueden representar riesgos a la salud humana. Es importante recordar que no todos estos microorganismos son patógenos estrictos, las *Aeromonas*, por ejemplo que son oportunistas y solamente darán lugar a problemas de salud cuando el individuo se encuentre inmunodeprimido o inmunocomprometido (Putman y Baer, op.cit.; Moe op. cit.).

Un aspecto que es importante señalar es que el organismo humano posee microorganismos como parte de la flora natural, que no son nocivos, por ejemplo, los coliformes fecales forman parte de la flora nativa del intestino grueso del hombre y de animales de sangre caliente, en particular, *E. coli*, es necesaria para la síntesis y asimilación de vitaminas necesarias para el organismo.

Tabla 7. Probabilidad de infección por exposición a un microorganismo

Microorganismo	Probabilidad de infección por exposición a un microorganismo	No. de microorganismos para 1% de probabilidad de infección
<i>Salmonella</i>	2.3×10^{-3}	4.3
<i>Salmonella typhi</i>	3.8×10^{-5}	263
<i>Shigella</i>	1.0×10^{-3}	10
<i>Vibrio cholerae</i>	7.0×10^{-5}	1428
<i>Poliovirus</i>	1.5×10^{-2}	0.67
<i>Entamoeba histolytica</i>	2.8×10^{-1}	0.04
<i>Giardia lamblia</i>	2.0×10^{-2}	0.5

Fuente: Rose, J. y Gerba, Ch. (1991).

Tabla 8. Características de algunas enfermedades adquiridas por ingestión de agua

Agente	Fuente	Reproducción en el ambiente	Período de incubación	Síntomas clínicos	Duración
VIRUS					
Astrovirus	Heces humanas ^a	No	1-4 días	Gastroenteritis aguda	2-3 días, ocasionalmente 1-14
Calicivirus	Heces humanas ^a	No	1-3 días	Gastroenteritis aguda	1-3 días, variable
Enterovirus (poliovirus, coxsackievirus, ecovirus)	Heces humanas	No	3-14 días (usualmente 5-10 días)	Fiebre, enfermedades respiratorias, meningitis, herpangina, pleurodinia, conjuntivitis, miocardiopatías, diarrea, encefalitis, ataxia	Variable
Hepatitis A	Heces humanas	No	15-50 días (usualmente 25-30 días)	Fiebre, debilidad, dolor abdominal, anorexia, náusea	1-2 semanas o algunos meses
Hepatitis E	Heces humanas	No	15-65 días (usualmente 35-40 días)	Fiebre, debilidad, dolor abdominal, anorexia, náusea	1-2 semanas o algunos meses
Norwalk y relacionados con Norwalk (agentes de las Montañas nevadas, Hawaii, Southampton, Taunton, y Toronto)	Heces humanas	No	1-2 días	Gastroenteritis aguda con náusea y vómito	12-48 horas
Rotavirus Grupo A	Heces humanas ^a	No	1-3 días	Gastroenteritis aguda con náusea predominante y vómito	5-7 días

Rotavirus Grupo B	Heces humanas ^a	No	2-3 días	Gastroenteritis aguda	3-7 días
-------------------	----------------------------	----	----------	-----------------------	----------

^aSe cree que las cepas animales no son patógenas para humanos
Fuente: Adaptada de Moe, 1997

Continúa...

Tabla 8. Continuación

Agente	Fuente	Reproducción en el ambiente	Período de incubación	Síntomas clínicos	Duración
BACTERIAS					
<i>Aeromonas hidrophyla</i>	Aguas naturales	Sí		Diarrea muy líquida	42 días promedio
<i>Campylobacter jejuni</i>	Heces humanas y animales	Sí	3-5 días (1-7 días)	Gastroenteritis aguda, posibilidad de sangre y moco en las heces	1-4 días, ocasionalmente >10 días
<i>Escherichia coli</i> enterohemorrágica O157:H7	Heces humanas y de animales	Sí	3-8 días	Diarrea líquida con sangre, vómito, posible síndrome urémico hemolítico	1-12 días (usualmente 7-10 días)
<i>E. coli</i> Enteroinvasiva	Heces humanas	Sí	1-3 días	Posible disentería con fiebre	1-2 semanas
<i>E. coli</i> Enteropatógena	Heces humanas	Sí	1-6 días	Diarrea líquida profusa	1-3 semanas
<i>E. coli</i> Enterotoxigénica	Heces humanas	Sí	12-72 horas	Diarrea líquida profusa	3-5 días
<i>Plesiomonas shigelloides</i>	Aguas superficiales, peces, crustáceos, animales salvajes y domésticos?	Sí	1-2 días	Diarrea con sangre y moco, dolor abdominal, náusea y vómito	En promedio 11 días
Salmonellae	Heces humanas y animales	Sí	8-48 horas	Mareos, diarrea, ocasionalmente diarrea con sangrado	3-5 días
<i>Salmonella typhi</i>	heces humanas y orina	Sí	7-28 días	Fiebre, debilidad, dolor de cabeza, tos, náusea,	Semanas a meses

				vómito, dolor abdominal	
Shigellae	Heces humanas	Sí	1-7 días	Posible disentería con fiebre	4-7 días
<i>Vibrio cholerae</i> O1	Heces humanas	Sí	9-72 horas	Diarrea líquida profusa, vómita deshidratación rápida	3-4 días
<i>Vibrio cholerae</i> No-O1	Heces humanas	Sí	1-5 días	Diarrea líquida	3-4 días
<i>Yersinia enterocolitica</i>	Heces de animales y orina	Sí	2-7 días	Dolor abdominal, ocasionalmente diarrea con sangrado, fiebre	1-21 días (9 días en promedio)

Fuente: Adaptada de Moe, 1997.

Continúa...

Tabla 8. Continuación

Agente	Fuente	Reproducción en el ambiente	Período de incubación	Síntomas clínicos	Duración
PARÁSITOS					
<i>Balantidium coli</i>	Heces humanas y de animales	No	Desconocido	Dolor abdominal, diarrea con moco y sangrado ocasional	Desconocida
Especies de <i>Cryptosporidium</i>	Heces humanas y de animales	No	1-2 semanas	Diarrea líquida, profusa	4-21 días
<i>Entamoeba histolytica</i>	Heces humanas	No	2-4 semanas	Dolor abdominal, diarrea ocasional con moco y sangrado	Semanas o meses
<i>Giardia lamblia</i>	Heces humanas y animales	No	5-25 días	Dolor abdominal, inflamación, flatulencia, mareos	1-2 semanas a meses y años
ALGAS					
Cyanobacterias (<i>Anabaena</i> , <i>Aphanizomenon</i> , <i>Microcystis</i> spp)	Blooms cianobacterianos en aguas marinas o dulces	Si	Algunas horas	Intoxicación	Variable
HELMINTOS					
<i>Dracunculus medinensis</i>	Larvas descargadas de los gusanos de la piel de personas infectadas		8-14 meses (usualmente 12 meses)	Artritis localizada en los ligamentos adyacentes al sitio de infección	Meses

Fuente: Adaptado de Moe, 1997.

Infecciones relacionadas con excretas

Todas las infecciones que se transmiten por la ruta fecal-oral que se anotadas, así como la mayoría de las que se transmiten por contacto con agua contaminada y algunas otras no relacionadas con el agua, son causadas por patógenos transmitidos por excretas humanas, normalmente las heces. Así como en el caso de las enfermedades relacionadas con el agua, la clasificación de las enfermedades asociados con excretas permite entender el problema y plantear medidas de solución. De acuerdo con los mecanismos de transmisión dominantes y las principales medidas de control, las infecciones relacionadas con excretas se clasifican ambientalmente en seis categorías (Tabla 9) (Cairncross y Feachem, 1983; Feachem *et al.*, 1983):

a) Enfermedades de mecanismo fecal-oral no bacterianas

Las intervenciones en la disposición de excretas tiene diferentes grados de influencia sobre varias enfermedades. Algunas de estas enfermedades causadas por virus, bacterias, protozoarios y helmintos, pueden dispersarse fácilmente de persona a persona si las prácticas de higiene personal y doméstica no son adecuadas.

Los cambios en la disposición de excretas, no tendrán mucho efecto a menos que se acompañen de cambios en cuanto a los hábitos de higiene, y al abastecimiento de agua microbiológicamente segura en cantidad suficiente, así como con campañas de educación para la salud.

b) Enfermedades de mecanismo fecal-oral bacterianas

En este tipo de enfermedades, la ruta de transmisión de persona a persona es tan importante como las rutas que siguen ciclos más grandes de transmisión, esto es alimentos, cultivos o agua contaminados con materia fecal. Patógenos tales como *Campylobacter*, *Salmonella* y *Yersinia* también pueden ser dispersadas por animales y aves. Estas enfermedades se presentan aún en comunidades cuyas condiciones de saneamiento son buenas, lo que sugiere que las intervenciones sanitarias no tienen una gran influencia en su control.

c) Helmintos transmitidos por el suelo (geohelmintos)

En esta categoría se encuentran los gusanos parásitos cuyos huevos son excretados en las heces. Éstos no son infectivos de manera inmediata, ya que requieren primero de un período de latencia o desarrollo a la fase infectiva en el suelo, bajo condiciones de temperatura y humedad favorables. Los huevos ingresan al organismo humano a través de la ingestión de vegetales, contacto con suelos contaminados. Debido a que los huevos no son infectantes de manera inmediata, la higiene personal tiene poco efecto en su transmisión, pero cualquier clase de letrina que ayude a controlar la contaminación fecal del suelo, limitará la transmisión, siempre que ésta se encuentre en buenas condiciones y limpia, de lo contrario será un foco de transmisión.

Los huevos de helmintos pueden sobrevivir por meses entre los hospederos, por lo que el tratamiento de las excretas es vital si van a ser reutilizadas.

d) Gusanos planos transmitidos por carne de res y cerdo

Estos helmintos, requieren de un hospedero intermediario antes de infectar al hombre, cualquier sistema que prevenga que los animales ingieran excretas infectadas controlarán la transmisión de estos parásitos.

e) Helmintos que se encuentran en el ambiente acuático

Con excepción del gusano de Guinea, estas enfermedades son causadas por helmintos que una vez excretados deben pasar un estadio en el cuerpo de un hospedero acuático, usualmente un caracol. Los parásitos infestan al humano a través de la piel o del consumo de alimentos de origen acuático que no fueron adecuadamente cocinados.

f) Insectos vectores relacionados con excretas

Los mosquitos *Culex pipiens* que se distribuye en prácticamente todo el mundo, habita en aguas altamente contaminadas, tanques sépticos y letrinas, en algunas regiones transmite filariasis. Las moscas y cucarachas, habitan en donde existen heces y pueden dispersar numerosos patógenos.

Infecciones relacionadas con el reuso

El reuso de aguas residuales y excretas, sin tratamiento adecuado, prueba la dispersión de las infecciones que se transmiten mediante la ruta fecal-oral descritas con anterioridad y pueden también promover enfermedades asociadas con roedores (plaga, leptospirosis, salmonelosis, tifus endémico, algunas infecciones por arbovirus).

Las aguas residuales y las excretas, son potencialmente una fuente de nutrientes para la agricultura, sin embargo, si las prácticas agrícolas no son adecuadas y el manejo posterior de los productos del campo es deficiente, puede haber excesos de enfermedades gastrointestinales.

Epidemiológicamente se ha demostrado que los riesgos a la salud de los agricultores expuestos a esta práctica, son altos para los nemátodos intestinales (p. ej., ascariasis), medios para las bacterias (p. ej., cólera y disentería bacilar) y bajos o nulos para los protozoarios (OMS, 1989).

Tabla 9. Clasificación ambiental de las infecciones relacionadas con excretas

Categoría	Infección	Mecanismo dominante de transmisión	Principales medidas de control
VIRUS			
I Fecal-oral (no bacteriana) No latente, bajas dosis infectivas	Poliomielitis	Contacto persona a persona	Abastecimiento de agua para consumo humano
	Hepatitis A	Contaminación doméstica	Mejorar las condiciones en el hogar
	Rotavirus (diarrea)		
PROTOZOOS			
	Disentería amibiana		Educación para la salud
	Giardiasis		Letrinización
	Balantidiasis		
HELMINTOS			
	Enterobiasis		
	Hymenolepiasis		
BACTERIAS			
II Fecal-oral. Bacterias no latentes, dosis infectivas media o altas, moderadamente persistentes y capaces de multiplicarse en el ambiente	Diarreas y disenterías	Contacto persona a persona	Abastecimiento de agua para consumo humano
	Enteritis por <i>Campylobacter</i>	Contaminación del agua	Mejorar las condiciones en el hogar
	Cólera	Contaminación de cultivos	Letrinización
	Diarrea por <i>E. coli</i>		Tratamiento de excretas antes de reusar las descargas
	Salmonelosis		Educación para la salud
	Shigelosis		
	Yersiniosis		
	Fiebres entéricas		
	Tifoidea		
Paratifoidea			
HELMINTOS			
III Helmintos transmitidos por el suelo (geohelminos) Latentes y persistentes sin hospedero intermediario	Ascariasis	Contaminación de pastos	Letrinización
	Trichuriasis	Contaminación de cultivos	Tratamiento de excretas antes de su aplicación en suelo
	Uncinarias	Defecación al aire libre	
	Strongiloidiasis		

Fuente: Cairncross y Feachem, 1983

Continúa...

Tabla 9. Continuación

Categoría	Infección	Mecanismo dominante de transmisión	Principales medidas de control
HELMINTOS			
IV Helmintos latentes y persistentes con hospedero intermediario (ganados vacuno o porcino)	Teniasis	Contaminación de pastos Contaminación de campos de cultivo Contaminación de forraje	Letrinización Tratamiento de excretas antes de su aplicación en el suelo Inspección de carne Cocción adecuada de la carne
V Helmintos con ciclos de vida basados en agua Latentes y persistentes con hospederos intermediarios acuáticos	Esquistosomiasis Clonorquiasis Difilobotriasis Fasciolopsiasis Paragonimiasis	Contaminación del agua	Letrinización Tratamiento de excretas antes de descargar al cuerpo receptor Control de animales que favorecen la infección Cocción adecuada de alimentos
VI Helmintos y microorganismos transmitidos por insectos vectores relacionados con excretas	Filariasis (transmitida por el mosquito <i>Culex pipiens</i>) Infecciones de las categorías I-V, principalmente I y II, las cuales pueden ser dispersadas por moscas y cucarachas	Insectos en varios sitios contaminados fecalmente	Identificación y eliminación de los sitios potenciales de proliferación de insectos Control de insectos

Fuente: Cairncross y Feachem (1983).

Infecciones relacionadas con la vivienda

Son numerosos los factores que influyen en la dispersión de un agente infeccioso dentro del hogar, pero destacan los siguientes :

a) Localización

Esto es particularmente relevante para el caso de enfermedades transmitidas por vectores, tales como el dengue o el paludismo, en lugares cerrados, puede haber alta concentración de insectos que incrementan la posibilidad de transmisión.

b) Diseño

La manera en la cual el diseño de la casa y localización facilita la higiene doméstica, lo que repercute en la prevención y control de las enfermedades asociadas con las prácticas de higiene. Estas son todas las infecciones de mecanismo fecal-oral y las categorías I y II de la Tabla 9.

c) Ventanas

Ésta tiene influencia en la transmisión de enfermedades que se dispersan por el aire: sarampión, varicela, meningitis, difteria, todas las infecciones de las vías respiratorias aéreas. El diseño de las ventanas afectará la ventilación, la temperatura del aire y humedad, que influyen en la transmisión aérea de patógenos. No obstante, hasta el momento no se ha demostrado una asociación definitiva entre grandes ventanas y buena ventilación con mejor salud.

d) La manera en la cual la casa favorece la presencia de ratas, moscas, ácaros, pulgas, etc.

Salud y contaminación química del agua

A continuación, se tratarán brevemente los problemas de salud relacionados con la ausencia o presencia de compuestos químicos en el agua. Las características químicas del agua, pueden dar lugar a enfermedades ya sea por la ausencia de algún electrolito necesario o más frecuentemente por el exceso de algunos compuestos químicos peligrosos presentes en las aguas superficiales o subterráneas como consecuencia de las actividades humanas (origen antropogénico) o debido a contaminación natural, relacionada con las características geoquímicas de una región específica.

Las pequeñas comunidades, que se abastecen de aguas que no son tratadas suelen padecer problemas serios debidos a la presencia de un agente químico peligroso

(Cairncross y Feachem, op. cit.), por ejemplo el hidroarsenismo, que es un problema de salud pública no sólo en México, sino también en otros países (Goering, *et al.*, 1999).

Un problema frecuente, es de el color y olor del agua, que producen rechazo por parte de los usuarios, esto suele ser serio, debido a que la gente al no aceptar el agua, elige otra fuente que puede no ser microbiológicamente segura o contener sustancias químicas peligrosas (OMS, 1992).

La química del agua y las enfermedades asociadas a ella, pueden ser consideradas desde tres puntos (Cairncross y Feachem, op. cit.; McJunkin, op. cit.):

- La ausencia de sustancias químicas esenciales
- El exceso de compuestos inorgánicos peligrosos
- El exceso de compuestos orgánicos peligrosos

La ausencia de sustancias químicas esenciales

En general, la ausencia de sustancias químicas esenciales para la salud humana en el agua, no representan un problema serio, ya que éstas se encuentran en fuentes como los alimentos. Así, la deficiencia de yodo en el agua, no se asocia con deficiencia de yodo en la dieta, el problema se soluciona, por ejemplo, con la adición de este elemento a la sal.

Existen en el mundo algunas comunidades de algunas áreas montañosas en el mundo, en las que el bocio es endémico, debido a que el yodo no se encuentra en ningún sustrato (agua, suelo, cultivos, sal, etc.). En estas áreas, la mujer además de padecer bocio, no tiene acceso a los servicios de salud mínimos necesarios y con frecuencia da a luz niños con daño a nivel cerebral y de sistema nervioso central.

La ausencia de flúor en el agua da lugar a un pobre crecimiento de huesos y dientes en los jóvenes. En las comunidades con una ingesta baja de fluoruros, la frecuencia de caries es alta. Por esta razón, en algunas regiones se agrega 1.0 mg/l del halógeno al agua de abastecimiento.

En años recientes, un grupo de epidemiólogos ha trabajado en la posible asociación entre el ablandamiento del agua y algunos padecimientos cardiovasculares. En general, se ha observado que las comunidades que se abastecen de agua dura (con carbonatos y sulfatos de calcio y magnesio), presentan menor incidencia de enfermedades cardiovasculares.

También existen elementos traza como el manganeso, el fierro y otros metales y metaloides, necesarios para llevar a cabo funciones metabólicas, ya que en ocasiones forman parte de enzimas, o como en el caso del cromo, para el cual se ha visto que su ausencia en la dieta y el agua puede dar lugar a diabetes juvenil.

Substancias orgánicas peligrosas

En el mundo, se han identificado miles de compuestos orgánicos en el agua, sin que se hayan podido para la mayoría de ellos, los efectos reales a la salud humana, debidos a la exposición crónica a concentraciones tan bajas como partes por billón. Sin embargo, existen compuestos orgánicos para los cuales los estudios en mamíferos o epidemiológicos, han demostrado la capacidad para causar efectos tóxicos y carcinogénicos (Tabla 10) , o que producen olor y sabor al agua y en ocasiones reaccionan con el cloro utilizado en el proceso de desinfección (Cairncross y Feachem, op. cit.; Gorchev, 1995; Ssa, 1995).

Para la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos (USEPA, por sus siglas en inglés), existen 128 contaminantes químicos peligrosos en agua, incluyendo 34 inorgánicos (

Tabla 11), como prioridad para evaluar los riesgos a la salud humana (Gorchev, op. cit.)

La mayoría de las sustancias tóxicas son pesticidas (incluyendo herbicidas, fungicidas, insecticidas y molusquicidas), que en algunos lugares se aplican en grandes cantidades. Es por esto que tanto la Organización para la Alimentación y Agricultura (FAO, por sus siglas en inglés), como la Organización Mundial de la Salud (OMS), han fijado límites tolerables de ingesta diaria, las cuales no incluye la aportación del consumo de agua.

La contaminación por compuestos orgánicos peligrosos puede ser un problema grave en zonas de alta precipitación pluvial, en las que las aguas superficiales utilizadas como fuentes de abastecimiento para uso y consumo humano, no son tratadas antes de su distribución, ya que al recibir gran cantidad de agua de escurrimiento e inclusive de retorno agrícola, se rebasan con frecuencia los límites máximos permisibles establecidos en las normas de calidad del agua para este fin

Entre los compuestos orgánicos peligrosos, en los últimos años se habla con frecuencia de los trihalometanos, especialmente del cloroformo. Estas moléculas resultan de la reacción del cloro utilizado en la desinfección, con materia orgánica. (Singer, 1995).

En los Estados Unidos, los estudios epidemiológicos han sugerido asociación entre los subproductos de cloración con cáncer de colon y vejiga, así como efectos adversos del desarrollo, incremento en la incidencia de abortos espontáneos y malformaciones fetales (Mills, *et al.*, 1998).

Es importante señalar que para México así como para otros países de la región, las enfermedades infectocontagiosas representan mayores problemas de salud pública que las enfermedades crónico-degenerativas, por lo que antes de decidir, es necesario ponderar los riesgos.

Tabla 10. Contaminantes orgánicos en el agua

Contaminantes	Fuentes	Efectos para la salud
Alcanos clorados Tetracloruro de carbono 1,2-Dicloroetano	Proviene de descargas industriales.	La exposición aguda y subaguda a CCl_4 , afecta la piel, la circulación, la respiración, la sangre y el funcionamiento de los riñones, hígado, ojos y páncreas. Ambos compuestos son carcinógenos en animales de laboratorio.
Etenos clorados Cloruro de vinilo 1,1-Dicloroetano Tricloroetanos Tetracloroetano	Hay lixiviación del MCV en tuberías de PVC, el TCE se encuentra en el agua por	La exposición aguda a etenos clorados produce depresión del sistema

	contaminación directa, atmosférica y como producto de la cloración del agua. El PCE procede de efluentes industriales y domésticos.	nervioso central. Todos son mutagénicos y carcinógenos en sistemas de prueba de laboratorio. El cloruro de vinilo es teratogénico en animales de experimentación.
Plaguicidas por isómeros totales Lindano Acido 2,4-diclorofenoxiacético	Proceden de descargas industriales. El DDT se evapora y llega a las cuencas a través del agua de lluvia. El lindano se aplica al agua para combatir mosquitos y se encuentra por su uso en actividades agrícolas, forestales y en efluentes industriales. El 2,4-D llega al agua por su uso agrícola, pero se desintegra rápidamente por acción microbiana.	El efecto principal del DDT es en el sistema nervioso, tanto central como periférico, también afecta el hígado. El DDT produce tumores hepáticos en animales de experimentación. La intoxicación con lindano produce irritación del sistema nervioso central y otros efectos tóxicos laterales. Produce tumores hepáticos en ratones.

Fuente: Secretaría de Salud, 1995.

Tabla 11. Contaminantes químicos considerados por la EPA como prioritarios para la evaluación de riesgos en salud.

Contaminante	Número considerado
Inorgánicos	34
Orgánicos	
Alcanos clorados	5
Etenos clorados	5
hidrocarburos aromáticos	6
Bencenos clorados	5
Substancias orgánicas diversas	9
Pesticidas	35
Desinfectantes	6
Subproductos de la desinfección	23

Fuente: Gorchev, 1995.

Contaminantes químicos inorgánicos peligrosos

De mayor importancia que los compuestos orgánicos son los compuestos inorgánicos en el agua, pues se ha demostrado que diversos aniones y cationes causan problemas metabólicos en humanos alterando la producción y función de algunas enzimas, pueden ser teratogénicos, mutagénicos carcinogénicos o causar algunos otros daños toxigénicos

Tabla 12).

La OMS, ha propuesto guías de calidad del agua, para estos contaminantes, con base en criterios sanitarios, considerando la importancia que tiene el agua para la ingesta total diaria.

Existen regiones en las que la mayor contribución a la carga corporal por un metal o metaloide, se debe a la ingestión de agua, en otros sitios, la mayor proporción se relaciona con la dieta (cultivos o pescados y mariscos).

El problema más importante para países como México, es el efecto de las sales presentes en las aguas subterráneas, por ejemplo, en Yucatán el contenido de sólidos disueltos en el agua es mayor de 1000 mg/l en varias fuentes, lo que provoca que la población rechace estas aguas y consuma otras que no son bacteriológicamente seguras (Cortés, *et al*, 1997).

Por otro lado, también se presenta el problema de hidroarsenismo en varias regiones del país, fluorosis en otras y sposiblemente empiece a emerger otros problemas relacionados con la presencia de metales y metaloides en agua.

Tabla 12. Contaminantes químicos peligrosos en agua

Contaminante	Fuente	Daños a la salud
Arsénico	Se forma de manera natural y proviene también de descargas industriales.	La exposición aguda afecta los sistemas nervioso central y gastrointestinal. La exposición crónica produce debilidad muscular general, pérdida de apetito y náusea, lesiones cutáneas y hasta cáncer en la piel.
Cadmio	En aguas superficiales por descarga de desechos industriales o por lixiviación de rellenos. En agua de grifo por las soldaduras o materiales de las tuberías.	La exposición aguda produce desórdenes gastrointestinales y efectos renales como proteinuria, glucosuria y aminoaciduria. En exposiciones altas produce daño renal irreversible.
Cromo	Por efluentes industriales	El cromo hexavalente a dosis elevadas produce necrosis hepática y nefritis. A dosis bajas produce irritación de la mucosa gastrointestinal.
Cianuro	Descargas de industrias que tratan metales, manufactura de coque y gas e industrias químicas.	Las dosis elevadas son fatales. A dosis bajas no hay daño en humanos.
Fluoruro	Niveles altos en áreas con minerales con flúor, por fluoración o por descargas industriales.	Cuando se aplica a los dientes, reduce la solubilidad del esmalte bajo contra la caries dental. A dosis elevadas se produce gastroenteritis hemorrágica, nefritis aguda tóxica, y lesiones al hígado y músculo cardíaco.
Mercurio	Por efluentes industriales y por su uso en la agricultura.	Transtornos neurológicos y renales, por compuestos de mercurio orgánicos e inorgánicos, respectivamente. Embriotóxico y teratogénico.
Mercurio	Por efluentes industriales y por su uso en la agricultura.	Transtornos neurológicos y renales, por compuestos de mercurio orgánicos e inorgánicos, respectivamente. Embriotóxico y teratogénico.

Fuente: Secretaría de Salud, 1995

Continúa

Tabla 12. Continuación

Contaminante	Fuente	Daños a la salud
Nitrato y nitritos	Uso de fertilizantes, materia orgánica descompuesta de origen vegetal y animal, efluentes domésticos, eliminación de lodos residuales, descargas industriales, arrastre del agua pluvial.	Niveles elevados de nitrato en agua son responsables de casos de metahemoglobinemia y muerte de infantes. Los nitratos pueden transformarse en nitritos en el tracto digestivo y es posible que se produzcan nitrosaminas, algunas de las cuales podrían ser carcinogénicas.
Sodio	Abundancia de depósitos minerales; en agua dulce hay niveles elevados en ríos de tierras bajas y agua subterránea. Descargas de efluentes domésticos, comerciales e industriales.	Las sales de sodio no son muy tóxicas en adultos, debido a que los riñones maduros excretan el sodio de manera eficiente. La exposición aguda a dosis elevadas de cloruro de sodio produce convulsiones, espasmos y rigidez musculares y edema pulmonar y cerebral.
Agua dura: calcio magnesio estroncio bario iones polivalentes	Proceden de la disolución de minerales.	Cierta evidencia indica que el agua extremadamente dura puede dar lugar a una mayor incidencia de urolitiasis. Se ha sugerido que la dureza del agua se asocia con defectos o anomalías del sistema nervioso, anencefalia, mortalidad perinatal y varios tipos de cáncer, más la evidencia no es concluyente.

Fuente: Secretaría de Salud

Evaluación de riesgos

a) Definiciones (Canter, 1989)

Por riesgo se entiende la probabilidad de desarrollar una enfermedad como resultado de la exposición a un factor determinado.

La evaluación de riesgos a la salud puede efectuarse a diversos "niveles", de acuerdo con los objetivos, la competencia institucional y, los recursos humanos y materiales disponibles, que constituye una herramienta para identificar las medidas de intervención necesarias para abatir la exposición de la población a uno o más agentes nocivos. Los "niveles de riesgo identificados son:

- **Riesgo teórico.** Se mide a través de los indicadores microbiológicos de calidad del agua. Debe ser evaluado para las aguas crudas y al final de cada uno de los procesos de tratamiento del agua para uso y consumo humano.
- **Riesgo experimental.** Se refiere a si los patógenos presentes en las aguas están en cantidad suficiente para causar enfermedad en un individuo susceptible, sin incluir otros criterios epidemiológicos.
- **Riesgo real.** Es el que los epidemiólogos observan en poblaciones expuestas, es la probabilidad de que en un individuo se desarrolle una enfermedad determinada, o bien experimente un cambio en su salud como resultado a una exposición en un tiempo determinado. De aquí se deduce que un riesgo potencial no es un riesgo real, ya que una enfermedad pudo haber tenido rutas de transmisión diferentes a la exposición a aguas contaminadas.

Difiere del riesgo experimental, al incluir en la cadena epidemiológica, los aspectos físicos y sociales como factores determinantes que alteran la exposición de los individuos al riesgo. Depende del grado de inmunidad adquirida por los miembros de la comunidad y de la proporción de la población receptora y población inmune.

- **Riesgo atribuible o exceso de riesgo.** Es una medida de la cantidad de enfermedad asociada con una ruta particular de transmisión en una población. Esta medición incluye la comparación de dos poblaciones, una expuesta al factor de riesgo de interés y otra control o no expuesta.
- **Riesgo relativo.** Es la proporción de los riesgos estimados para las poblaciones expuestas y control, y representa el número de veces que una enfermedad puede ocurrir en una población expuesta en comparación con el grupo control.

Así, la estimación del riesgo proporciona una medida de la importancia relativa de una práctica determinada como factor de riesgo para una enfermedad específica.

La metodología de evaluación de riesgos es un instrumento para caracterizar los efectos adversos a la salud, que resultan de la exposición a contaminantes ambientales peligrosos e incluye:

- Descripción de los efectos adversos con base en resultados de estudios epidemiológicos, clínicos, toxicológicos y ambientales
- Extrapolación de resultados para predecir el tipo de daño y estimar la magnitud de los efectos en humanos, bajo condiciones de exposición determinadas

En la estimación de riesgos por exposición a contaminantes ambientales, el primer paso es identificar el peligro, este es el proceso mediante el cual se determina si la exposición a un agente químico, físico o biológico puede causar un incremento en la incidencia de una condición de salud, involucrando la naturaleza y peso de la evidencias causales.

Los factores biológicos, físicos, químicos, familiares, ocupacionales, socioeconómicos e incluso psicológicos del ambiente, van a afectar de alguna manera la ocurrencia de enfermedad. Sin embargo, los factores relacionados con el hospedero influirán también en su ocurrencia.

El segundo paso en la evaluación de riesgos es la evaluación de las curvas dosis-respuesta, y se caracteriza por la relación entre la dosis de un contaminante y la incidencia de algún efecto adverso a la salud en poblaciones expuestas, estimando la incidencia del efecto en cuestión como una función de la exposición. En este paso, se describe y justifica los métodos de extrapolación utilizados para predecir la incidencia y caracterizar las incertidumbres estadísticas y biológicas.

La evaluación de la exposición es el último paso en la metodología, y mide o estima la intensidad, frecuencia y duración de las exposiciones humanas a algún contaminante presente en el ambiente, o la estimación de exposiciones hipotéticas. Esta medición frecuentemente se utiliza para identificar opciones de control factibles y para predecir los efectos de las tecnologías de control disponibles sobre la exposición.

Finalmente la caracterización del riesgo, es el proceso de estimar la incidencia de un efecto en salud bajo varias condiciones de exposición humana descritas en la evaluación de la exposición.

b) Riesgos microbiológicos vs riesgos por subproductos de la desinfección química

Como se ha estado viendo, la hidrottransmisión de microorganismos patógenos continúa siendo uno de los principales problemas de salud en el mundo (ASM, 1998). En particular para México, los casos y muertes por diarrea aunque han ido en descenso, continúa estando entre los primeros problemas de salud pública.

Estos casos y muertes, se distribuyen geográficamente de manera variable, lo que resulta de las condiciones socioeconómicas y de marginación que prevalecen en algunas entidades federativas.

De acuerdo con información de INEGI (1997), en 1995, el riesgo de morir por enfermedad infecciosa intestinal en la población, varió de 30.69 por cada 100,000 habitantes en Coahuila, a 2.9 por cada 100,000 en Nuevo León. Las entidades con mayor tasa de defunción por 100,000 habitantes y por esto consideradas de alto riesgo son: Oaxaca (26.61), Puebla (20.37), Guanajuato (13.93), Yucatán (12.60), Tlaxcala (12.56), Querétaro (12.01), San Luis Potosí (11.59), Guerrero (11.49), Campeche (11.37), Edo. de México (11.06), Morelos (10.26) y Veracruz (10.22).

Aunque como se ha mencionado, los problemas relacionados con enfermedades diarreicas han descendido, es claro que el rezago en materia de saneamiento, la falta de protección de las fuentes de abastecimiento y, el tratamiento y desinfección inadecuados del agua para uso y consumo humano, han impedido abatir los riesgos de enfermedad a niveles no detectables.

La mayoría de los brotes de enfermedades hidrotransmisibles no se identifican, a menos que el 1% o más de la población en una comunidad, haya enfermado en un corto período de tiempo. Este nivel de sensibilidad para definir si existe un problema es algunos órdenes de magnitud mayor que el deseado, por ejemplo en una comunidad de 2000 habitantes significa que hubo 20 enfermos en el transcurso de unos días u horas.

La modelación de los riesgos microbianos en aguas para consumo humano no tienen todavía mucha aplicación, debido a las limitaciones en la enumeración de patógenos, las incertidumbres asociadas con la infectividad y virulencia, la diversidad de los organismos presentes, y de los grandes volúmenes de agua requeridos para demostrar que existe riesgo, ya que en general los patógenos se encuentran en pequeñas cantidades en el ambiente, y finalmente se asume que el riesgo existe si el patógeno está presente.

En contraste, con respecto a los carcinógenos, en países como Estados Unidos, se aplican metodologías para caracterizar estos riesgos de manera precisa en las aguas de consumo humano, y los estándares están basados en la factibilidad técnica y económica para su cumplimiento mediante las tecnologías disponibles, usando un modelo altamente conservador.

Los riesgos por agentes químicos presentes en el agua para consumo humano generalmente son crónicos, y acortan la vida, pero solamente se han predicho. Los riesgos por patógenos son agudos, tienen un amplio rango de manifestaciones clínicas con varios grados de severidad incluyendo la muerte, dependiendo del organismo y grado de exposición, y han sido demostrados desde el siglo pasado.

Por otro lado, en los últimos años, ha habido progresos en la determinación de los efectos toxicológicos y epidemiológicos de los subproductos de la cloración, que resultan de la interacción del cloro con los ácidos húmicos y fúlvicos presentes de manera natural en el agua, o bien con material orgánico de origen antropogénico (Karimi, 1991).

Los riesgos al ambiente y la salud que conlleva la cloración parecen relacionarse más con la toxicidad de los subproductos que con el desinfectante *per se*, ya que el cloro libre es tan activo que se reduce a cloruro antes de ingresar al cuerpo.

Las evidencias de cinco estudios epidemiológicos de casos y controles, sobre la carcinogenicidad de estas sustancias han sido fuertes con relación al cáncer de vejiga. Algunos estudios han demostrado riesgo elevado para cáncer de colon o recto en algunos estudios, pero en este caso los resultados no son consistentes, posiblemente debido a las diferencias geográficas en la composición de la mezcla de subproductos. En uno de los estudios de casos y controles, se observó elevada incidencia de cáncer de cerebro, pero este resultado debe continuar siendo estudiado (Cantor, 1998).

Para algunos especialistas, no hay duda de que los beneficios de la cloración rebasan los riesgos potenciales, dado que para algunos países es vital controlar enfermedades como el cólera, la tifoidea, giardiasis, amibiasis y las diarreas en menores de cinco años (Ordóñez, 1995).

Dado que en México, es común que las fuentes de abastecimiento no estén sanitariamente protegidas, éstas suelen presentar contaminación microbiológica y química, por lo que es necesario ponderar los riesgos y los beneficios de los agentes químicos involucrados en la desinfección y paralelamente fijar niveles de otros contaminantes químicos y microbiológicos, mediante el uso apropiado de las metodologías disponibles para la evaluación de los riesgos, con el objeto de no llegar a estándares altamente restrictivos.

Es claro que tanto los riesgos microbiológicos como los riesgos químicos pueden ser abatidos hasta niveles no detectables mediante prácticas adecuadas de tratamiento y desinfección del agua, en este sentido, es interesante el concepto de barreras múltiples, en el cual la cloración es la última actividad o barrera (Craun op. cit.; Marinas, 1998)

La cloración como proceso de desinfección es efectiva, barata, está probada y es claro que la introducción de la desinfección con cloro y el desarrollo de tecnologías de tratamiento, han mejorado sensiblemente la salud humana al controlar y prevenir enfermedades como la tifoidea, el cólera, la disentería bacteriana, amibiasis, salmonelosis y hepatitis A.

Ante esta problemática: la incidencia de enfermedades gastrointestinales continúa siendo un problema de salud pública vs evidencias epidemiológicas en países industrializados demuestra carcinogenicidad de los subproductos de la cloración, el reto es obtener el beneficio de la desinfección minimizando los impactos de la toxicidad de los trihalometanos al ambiente y la salud humana.

De acuerdo con Ordoñez (1995), el riesgo de morir por una enfermedad infecciosa de origen hídrico en los países en desarrollo, es del orden de 10^{-3} por año. El riesgo de muerte por patógenos es entre 100 y 1000 veces mayor que el de morir de cáncer por DBPs, y el riesgo de enfermedad por patógenos es entre 10,000 y 1,000,000 de veces mayor que el riesgo de cáncer por DBPs.

Prevención y control de enfermedades de origen hídrico

Aunque el control de brotes epidémicos es importante para cualquier país, los niveles continuos de morbilidad son en conjunto más importantes, pues cualquier cambio en éstos indican que se ha dejado de realizar alguna actividad de control o que hay alguna situación extraordinaria que da como resultado un exceso de enfermedad.

Generalmente, cuando ocurre un brote epidémico, y se investiga sobre las fuentes de exposición, es clara la relación causa-efecto, como ocurrió con los pasados brotes de cólera; pero en el caso de los padecimientos endémicos, la relación de estos con el abastecimiento de agua, ya no es tan claro, como actualmente ocurre con los esporádicos casos de cólera que se registran oficialmente, para los cuales la ruta de transmisión fueron alimentos, por ejemplo.

Históricamente, los datos de vigilancia ambiental y epidemiológica, han documentado las relaciones entre las medidas de intervención para mejorar la calidad del agua y la reducción de las tasas de mortalidad y morbilidad asociadas con el agua de uso y consumo humano (Moe, op. cit.).

a) Vigilancia de la calidad del agua. Uso de indicadores

Tanto en México como en otros países, la vigilancia de la calidad del agua se basa en la detección de organismos indicadores: coliformes totales y coliformes fecales. El uso histórico de la prueba de coliformes se basa en el paradigma de que si los coliformes están presentes, hay evidencia de que existe contaminación por excretas humanas o de animales de sangre caliente y que por tanto existe la posibilidad la presencia de patógenos entéricos (Moe, op. cit.; Toranzos, 1997; ASM, op. cit.).

En la actualidad, se ha comprobado que esta premisa es falsa en algunos casos. Puede decirse que existe correlación entre los coliformes fecales y el chance de encontrar patógenos como *Vibrio*, *Salmonella*, *Shigella*, algunos virus, esto no siempre es cierto para *Vibrio*, *Giardia* y *Cryptosporidium*.

La vigilancia rutinaria del agua no protege contra el cólera o cualquier otro patógeno hidrotansmisible; la vigilancia del agua solamente detectará cambios en la calidad de ésta y en la ocurrencia de contaminación fecal. Las barreras naturales para prevenir la contaminación y las barreras de tratamiento para remover e inactivar patógenos, deben ser adecuadamente probadas y operadas, La presencia de organismos indicadores en el agua conlleva a alertar sobre la necesidad de hervir el agua o desinfectarla en el hogar, debe localizarse la fuente de contaminación y deben corregirse en su caso los problemas en la operación del sistema de tratamiento (Craun op. cit.).

De acuerdo con la OMS (1985), la frecuencia con la cual deben llevarse a cabo las visitas de inspección y obtención de muestras debe ser como se presenta en la Tabla 13 (Lloyd y Bartram, 1991).

Tabla 13. Frecuencia de las visitas de inspección y muestreo

Tamaño de población servida por la fuente	Intervalo máximo entre las inspecciones sanitarias	Intervalo máximo entre los muestreos bacteriológicos
>100,000	1 año	Un día
50,000 - 100,000	1 año	Cuatro días
20,000 - 50,000	3 años	Dos semanas
5,000 - 20,000	3 -5 años	Un mes
Pequeñas comunidades	Inicial - como la situación lo demande	Como la situación lo demande

b) Vigilancia epidemiológica

Dentro de las actividades operativas en cualquier brote epidémico o en el caso de enfermedades endémicas, se encuentra además de la verificación de fuentes de abastecimiento, la detección de casos, por ejemplo, para el período de 1991-1993, la Secretaría de Salud dentro de las acciones para la prevención y control del cólera en México, aplicó más de 8,184,950 cuestionarios en 11,117 localidades, de lo que obtuvieron muestras humanas y ambientales de 252,332 y 136,140 respectivamente.

La vigilancia epidemiológica es necesaria para detectar cambios o excesos en algún padecimiento, buscar el factor que da lugar al cambio y aplicar las medidas de intervención necesarias para detener el brote y evitar que se expanda.

c) Barreras múltiples

La prevención de la dispersión de brotes epidémicos, requiere puntos de control diversos que deben llevarse a cabo de manera estratégica.

Paralelamente al tratamiento de las aguas residuales y a las barreras naturales que protegen a las fuentes de abastecimiento de descargas de aguas residuales y de excretas, la filtración de las aguas superficiales y la desinfección siguen siendo las medidas más importantes para prebenir la hidrotransmisión de enfermedades (Craun, op. cit).

La desinfección con cloro o un desinfectante alternativo, es la última línea de la defensa o barrera final. Para que esta barrera sea efectiva, debe haber una serie de barreras precedentes que permitan reducir la contaminación microbiológica y remover compuestos químicos que interfieren demandando cloro, así la desinfección será más eficiente y se disminuirán los niveles de trihalometanos otros subproductos, con lo que se abaten los riesgos asociados con la exposición a compuestos químicos peligrosos.

Las barreras naturales pueden contribuir a la protección de las fuentes de agua, pero no siempre son capaces de sustituir de manera apropiada los procesos de tratamiento del agua para remover e inactivar patógenos, especialmente protozoarios, que toleran las bajas concentraciones de cloro y los tiempos de contacto que normalmente se aplican.

El diseño apropiado y los procesos de clarificación y filtración del agua, pueden hacer la desinfección más efectiva debido a que remueve turbiedad y algunas sustancias que demandan cloro.

d) Medicina preventiva

Las medidas de salud pública tradicionales han servido para minimizar la diseminación y exposición humana a diversos patógenos (Morse, 1996).

La prevención de enfermedades infecciosas, implica la aplicación de la medicina preventiva independientemente de las acciones curativas. Entre estas destacan la vacunación, evitar la automedicación a fin de prevenir la proliferación de cepas resistentes a los antibióticos disponibles, mantener buenas prácticas de higiene y establecer campañas de información a la población en general.

e) Control de alimentos

Los alimentos expendidos en la vía pública, suelen ser foco de infección de diversos patógenos que se transmiten por la ruta fecal-oral y por el contacto de persona a persona.

Es importantes que las personas que expenden alimentos, se encuentren en buen estado de salud, asegurándose además de que no son portadores asintomáticos de patógenos como las salmonelas, las amibas y algunos virus entéricos.

Es necesario que las autoridades sanitarias ejerzan un estricto control y se prohíba la venta de alimentos que son preparados en condiciones de higiene deficientes.

Bibliografía

Abernathy, Ch. O. (1994). A retrospective on drinking water. In: Water contamination and health. Rhoda G. M., Wang, M. (ed.), New York, pp 1-14.

Canter, L. W. (1989). Environmental risk assessment and management: a literature review. Panamerican Center for Human Ecology and Health.

Cantor, K. (1998). Epidemiologic research on cancer risk and chlorination by-products in drinking water. in : Drinking water disinfection by-products, session 1.

Craun, G., Swerdlow, D., Tauxe, R., Clark, R., Fox, K., Geldreich, E., Reasoner, D and Rice, E. (1991). Prevention of waterborne cholera in the United States. Journal AWWA. Nov. pp 40-45.

Glass, R. I. and Black, R. E. (1991). The epidemiology of cholera In: Cholera. D. Barua and W. B. Greenough III (ed.), Plenum Medical Book Company, New York.

Gorshev, H.(1995). Componentes orgánicos y plaguicidas. en Taller internacional para la difusión de las guías de la OMS sobre calidad del agua.

Hurts, C. (1997). Overview of water microbiology as relates to public health. in Manual of Environmental Microbiology. ASM PRESS, Washington, D. C.

Karimi, A. A. (1991). Thrialomethane formation in open reservories. (1991). Journal AWWA. March, p. 84.

LLoyd, B. and Bartram, J. (1991). Survillance-solutions to microbiological problems in water quality control in developing countries. Wat. Scie. Tech. 24: 61-75

McJunkin, F. (1986). Agua y salud humana. Limusa, México. pp. 21-33

Mills, Ch., Bull, R., Cantor, K., Reif, J., Hrudey, S., Huston, P. and an expert working group. (1998). Healt risk of drinking water chlorination by-products : report of an expert working group. Workshop report. Healt Canada - CDIC vol. 19 no. 3.

Moe, C. (1997). Waterborne transmission of infectious agents. in Manual of Environmental Microbiology. ASM PRESS, Washington, D. C.

Morse, S. (1996). Factors in the emergence of infectious diseases. EID. Vol. 1 No. 1. Rockefeller University.

Ordoñez, G. (1995). Comparación de los riesgos microbiológicos y químicos en la desinfección del agua. en : Taller internacional para la difusión de las guías de la OMS sobre calidad del agua.

Putman, S., and Baert, J. (1995). Seeking safe drinking water. in : Risk versus risk. Graham J. Baert, J. (ed.) Harvard University Press.

Rose, J. and Gerba, Ch. (1991). Use risk assessment for development of microbial standards. Water Science Technology. 24: 28-34

Secretaría de Salud (1995). Taller internacional para la difusión de las guías de la OMS sobre calidad del agua. México.

Singer, P. (1995). Formation and control of disinfection by-products. Esenotes vol. 30 no. 2.

Straub, T. M., Pepper, I. L. and Gerba, C. P. (1993). Hazzard from pathogenic organisms in land-disposed sewege sludge. Rev. Environ. Cantm. Toxicol. 152: 55-91.

Toranzos, G. and Mcfeters, G.(1997). Detection of indicator microorganisms in environmental freshwaters and drinking waters. in Manual of Environmental Microbiology. ASM PRESS, Washington, D. C.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
II.- CALIDAD DEL AGUA**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

TEMA II.- CALIDAD DEL AGUA

EXPOSITOR: Luciano Sandoval Yoval

INTRODUCCIÓN

El deterioro en la calidad del agua, es consecuencia directa del vertido sin previo tratamiento de las aguas residuales municipales, agrícolas e industriales, que contienen grandes cantidades de sustancias contaminantes; la naturaleza de éstos y sus efectos sobre los cuerpos de agua, variarán dependiendo del origen de las aguas, del tipo de contaminantes y de los volúmenes descargados, motivo por el cual es necesario conocer la calidad del agua de las mismas mediante un estudio, en el cual la primera actividad de importancia es la de realizar un muestreo.

El muestreo de agua es de vital importancia e imprescindible para obtener datos concernientes a sus características físicas, químicas y biológicas. Por lo que el muestreo en este caso no es más que la actividad de recolección de una pequeña porción del total de agua que representa el carácter y calidad de la masa volumétrica de la cual se toma.

La buena elección del sitio y frecuencia de muestreo, de los parámetros a cuantificar, así como de realizar un adecuado muestreo es el inicio de un buen estudio, el cual generará resultados de gran confiabilidad que serán utilizados para evaluar y proponer las distintas alternativas de solución a los problemas de contaminación del recurso hidráulico.

La representatividad de la muestra se consigue siguiendo procedimientos apropiados de muestreo y considerando que el agua está sujeta a diversos factores que pueden afectar sus características de calidad.

En este documento se consideran algunos conceptos de interés que deben tomarse en cuenta en el momento de realizar una evaluación de calidad del agua.

OBJETIVO

Uniformizar los trabajos de campo y laboratorio para lograr la recolección de muestras representativas de los diferentes cuerpos de agua y sus sedimentos en estudio, cuyas características físicas, químicas y biológicas (fitoplancton, zooplancton y necton) se puedan extrapolar. Así como, realizarlos bajo los criterios de control y aseguramiento de calidad.

PROGRAMA PARA LA SOSTENIBILIDAD

El concepto **Desarrollo sostenible** encierra una expresión racional y necesaria para guiar la realización del potencial humano sin detrimento para la biosfera. Es el tema dominante de **nuestro futuro común**.

Pero dicha expresión es muy general e induce a un abanico de interpretaciones, algunas de las cuales tendrían en cuenta un mundo estable pero ecológicamente empobrecido. Al igual que con nuestra cuestión principal, la expresión **desarrollo sostenido** es inadecuada si se entiende sólo como una simple propuesta. No puede convertirse en una guía seria para la política hasta que no se dé respuesta a varias preguntas, de las cuales destacan:

- a) ¿ Qué tipo de desarrollo es consecuente con un determinado modelo de medio ambiente, y cómo puede la ciencia aclarar las opciones ?
- b) ¿ Cómo puede la ciencia mejorar el bienestar humano de manera compatible con la integridad, diversidad y continuidad de la biosfera ?
- c) ¿ Qué creencias hay que abandonar, qué valores corregir y qué instituciones cambiar para que las relaciones **persona-tierra** se mantenga a altos niveles de calidad económica y medio ambiente ?
- d) ¿ Qué actitudes y comportamientos tienen que adoptar las personas y los gobiernos para mantener un mundo con alto nivel de calidad económica y medio ambiente ?
- e) ¿ Qué estrategias pueden ser necesarias para lograr una sociedad humana que aumente las opciones futuras y la calidad de vida sobre la Tierra en vez de disminuirla ?

Pero la pregunta más importante es:

¿ Adaptarán los seres humanos sus formas de vida para conservar los sistemas naturales de los que depende su futuro y el mundo viviente ?

II.- CALIDAD DEL AGUA

1. INTRODUCCIÓN A LA CALIDAD DEL AGUA

1.1 Características de los cuerpos de agua

Los cuerpos de agua pueden ser completamente caracterizados por tres grandes componentes: por su hidrología y su naturaleza fisicoquímica y biológica. Una evaluación completa de calidad del agua se basa en un apropiado monitoreo de estos tres componentes.

1.1.1 Características hidrodinámicas

Todos los cuerpos de agua están interconectados a través del ciclo hidrológico como se muestra en la figura 1.1. La hidrodinámica de cada uno de los tres principales tipos de cuerpos de agua se describe a continuación:

Los ríos están caracterizados por una corriente unidireccional con una relativa velocidad, con una velocidad promedio de 0.1 a 1 m/s. El flujo del río es altamente variable con el tiempo, depende de las condiciones climáticas y patrón de dren. En general una mezcla completa y vertical continua es logrado en los ríos debido a la corriente prevaleciente y a la turbulencia.

Los lagos están caracterizados por una velocidad de 0.001 a 0.01 m/s (valor superficial). Con tiempos de residencia del agua que van de un mes a cientos de años, éstos a menudo son usados para cuantificar movimientos de materia. Muchos lagos tienen periodos alternativos de estratificación y de mezclado vertical; la periodicidad con la que se presentan están reguladas por condiciones climáticas y la profundidad del agua.

Las aguas subterráneas están caracterizadas por un modelo de flujo casi estacionario en términos de dirección y flujo. El promedio de velocidad comúnmente encontrado en los acuíferos es de 10^{-10} a 10^{-3} m/s y está grandemente gobernado por la porosidad y permeabilidad del material geológico. Como consecuencia el mezclado es pobre y depende de las características hidrogeológicas.

Las más importantes transiciones de los cuerpos de agua son (Figura 1.1):

Embalses. Intermedio entre ríos y lagos dependiendo de su trayectoria estacional de operación en relación a la descarga del río.

Terreno aluvial o zona de inundación. Intermedio entre ríos y lagos con una variabilidad estacional.

Pantano. Intermedio entre lagos y acuíferos freáticos.

Acuíferos aluvial y cárstico es el intermedio entre ríos y aguas subterráneas. Ellos difieren uno del otro en su flujo lento (aluvial) y muy rápido (cárstico).

Las características hidrodinámicas y el tiempo de residencia del agua (figura 1.2) en de cada tipo de cuerpo son altamente dependientes del tamaño del mismo, de las condiciones climatológicas y del drenado de la cuenca.

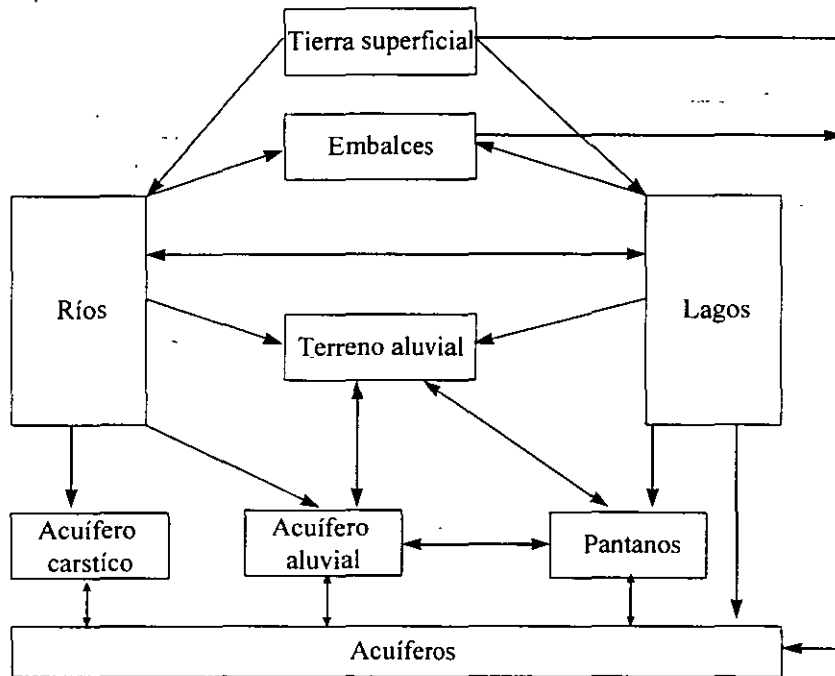


Figura 1.1 Interconexión entre los cuerpos de agua dulce

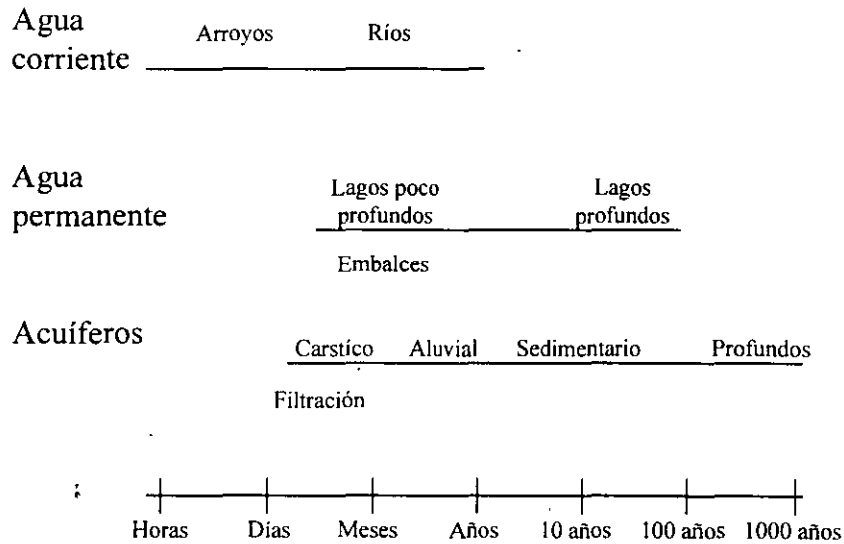


Figura 1.2 Tiempo de residencia del agua

1.1.2 Propiedades fisicoquímicas

Cada cuerpo de agua dulce tiene características físicas y químicas individuales, las cuales están determinadas por las condiciones climatológicas, geformológicas y geoquímicas prevalecientes en la cuenca y en el acuífero. Dentro de los parámetros a considerar se pueden citar a los sólidos en todas sus categorías, la conductividad y a el pH, que proveen información para poder clasificar a un cuerpo de agua. El contenido de oxígeno es de vital importancia debido a que influye en la solubilidad de los metales y es esencial para los organismos que se desarrollan en los cuerpos de agua.

1.1.3 Características biológicas

El desarrollo de la biota (flora y fauna) en las aguas superficiales esta gobernada por una variedad de condiciones ambientales, las cuales determinan las especies y su desarrollo. Así, la producción primaria de materia orgánica, en forma de fitoplacton y macrofitas, es más intensa en lagos y embalses y más limitada en los ríos. La degradación de sustancias orgánicas y la asociación de producción bacteriana puede ser un proceso largo, el cual puede ser de importancia en los acuíferos y lagos profundos, los cuales no están directamente expuestos a la luz solar.

Una calidad biológica, incluye un análisis químico de la biota, además de un estudio mucho más largo en tiempo, ya que ésta puede ser afectada por eventos hidrológicos o químicos que pueden durar días, meses o más aun años.

“El monitoreo biológico” se puede realizar bajo dos diferentes niveles:

- La respuesta de una especie individual a cambios en su ambiente
- La respuesta de la comunidad biológica a cambios en su ambiente

1.2 Definición de calidad del agua

“La calidad del ambiente acuático puede ser definida por” (i) la concentración, especies y particiones físicas de sustancias inorgánicas u orgánicas, y (ii) la composición y estado de la biota acuática encontrada en el cuerpo de agua. La calidad muestra variaciones temporales y espaciales debido a factores internos y externos del cuerpo de agua.

“Contaminación de ambientes acuáticos” implica la introducción por el hombre, directa o indirectamente, de sustancias o energía que resultan en el deterioro de (i) perjuicio de las fuentes de vida, (ii) peligro a la salud humana, (iii) impedimento de actividades acuáticas, (iv) daño de la calidad del agua con relación a su uso en la agricultura, industria y actividades económicas, y (v) reducción de comunidades.

“El proceso de evaluación de calidad del agua” es una evaluación física, química y biológica del agua en relación a su calidad natural, los efectos humanos y los usos propuestos, particularmente aquellos que pueden afectar la salud humana y la del propio sistema.

Las evaluaciones de calidad del agua incluyen el uso de un monitoreo para definir las condiciones del agua, para proveer la base para detectar tendencias y proveer información que establezca una relación causa-efecto. Un aspecto importante de la evaluación es la interpretación y el reporte del monitoreo y las recomendaciones de acciones futuras.

“Monitoreo de la calidad del agua” es la colección de la información de un sitio en particular y a intervalos regulares para obtener datos, los cuales pueden ser usados para definir condiciones, establecer tendencias, identificar los tipos de problemas de calidad del agua que ocurren en áreas geográficas específicas y proveer información a las agencias regulatorias para realizar acciones correctivas.

1.3 Usos del agua

1.3.1 Uso doméstico

Es el agua que será destinada al consumo directo de los seres humanos, ya sea como agua potable o en alguno de sus múltiples usos domésticos,; la higiene personal, lavado de ropa, aseo de la vivienda, sanitarios, etc.

1.3.2 Uso pecuario

Es el agua que se destina a abrevaderos de ganado y es el uso que sigue en orden de importancia después del uso doméstico.

1.3.3 Uso agrícola

En el agua destinada al riego agrícola es necesario tomar en consideración la calidad de la misma en relación al tipo de planta que va a cultivarse y a los suelos que se encuentran en el área de riego.

Las relaciones complejas que existen entre el agua, el suelo y el cultivo dan lugar a la existencia de un equilibrio muy delicado, el cual puede ser alterado, significativamente, si las aguas utilizadas para riego no reúnen las condiciones de calidad adecuadas.

1.3.4 Uso industrial

Dentro de los procesos productivos industriales, el agua se constituye en uno de los elementos de mayor importancia debido a su utilización como materia prima, vehículo para el transporte de materiales, agente de lavado, generador de energía, medio de transferencia de calor, disolvente, etc.

1.3.5 Uso para la acuicultura

Ciertos criterios adquieren mayor importancia cuando se trata de cultivos específicos de peces, ya que muchos de ellos son particularmente sensitivos o vulnerables a ciertos tipos de sustancias. Por lo que algunos parámetros que se deben tomar en cuenta el uso del agua en acuicultura son el oxígeno disuelto, nutrimentos, pH y organismos.

1.3.6 Uso recreativo

El agua para este tipo de uso se clasifica en dos tipos: de contacto primario y secundario, entendiéndose por primario aquellos casos en los que el cuerpo humano vaya a estar sumergido durante periodos considerables de tiempo, mientras que el secundario difiere del anterior en la frecuencia y duración de las inmersiones. Este último se asocia con actividades del tipo de remo, veleo, pesca, etc., es decir, aquellas en las que no esta contemplada ninguna inmersión humana, aunque éstas pueden ocurrir.

1.3.7 Criterios Ecológicos de Calidad del Agua (CE-CCA-001/89)

Diario Oficial de la Federación del 2 de diciembre de 1989

Con base en los siguiente:

Considerandos

Que la Ley General del equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, faculta a la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología para formular los criterios ecológicos que deberán observarse en la aplicación de la política general de ecología y que, uno de los asuntos al que se le otorga especial atención dentro de dicha política, es el aprovechamiento racional y de prevención y control de la contaminación del agua, así como la protección de la flora y la fauna acuática.

Que para poner en práctica la política ecológica en la materia, resulta fundamental definir los criterios ecológicos de calidad del agua, con este marco de referencia, en el que se precisan los niveles de los parámetros y de las sustancias que se encuentran en el agua, o sus efectos como son color, olor o sabor, pH, y sus niveles permisibles, las autoridades competentes podrán calificar a los cuerpos de agua, como aptos para ser utilizados como fuentes de abastecimiento de agua potable, en actividades recreativas con contacto primario, para riego agrícola, para uso pecuario, para uso en la acuicultura, o bien, para el desarrollo y la conservación de la vida acuática. Dichos parámetros constituyen la calidad mínima requerida para el uso o aprovechamiento del agua en los casos mencionados.

Que los criterios ecológicos de la calidad del agua:

En la fuente de abastecimiento para agua potable y con fines recreativos, se enfoca a la protección de la salud humana, basándose en las propiedades carcinogénicas, tóxicas u organolépticas (color, olor o sabor) de las sustancias, así como en los efectos que éstas puedan causar a los organismos que se encuentran presentes en el agua. En este caso, los criterios no se refieren a la calidad que debe tener el agua para ser ingerida, sino a los niveles permisibles en el cuerpos de agua que se pretenda utilizar para proveer agua para consumo humano.

Para uso recreativo con contacto primario, también se tomó en cuenta, que los cuerpos de agua que se utilizan como área de recreación pueden sostener o de hecho sostienen vida acuática y que por lo tanto deben reunir condiciones que aseguren la protección de la vida de agua dulce o de agua marina, según sea el caso.

Para riego agrícola, se definieron considerando su aplicación a todo tipo de cultivo.

Para uso pecuario, se establecieron considerando la protección de la salud de los animales domésticos y los destinados a la alimentación del hombre, previendo las posibilidades de bioacumulación de sustancias tóxicas que pudieran afectar la salud humana.

Para la protección de la vida de agua dulce y marina, se fijaron sobre la base de garantizar la sobrevivencia de los organismos acuáticos y evitar el peligro de bioacumulación, previniendo el daño a las especies que forman parte de la cadena alimenticia.

Para uso en acuicultura, se establecieron sobre la base de garantizar el crecimiento y el desarrollo de ciertas especies sujetas a cultivo o semicultivo, previendo las posibilidades de bioacumulación de sustancias que pudieran afectar la salud humana por su consumo.

Que en la formulación de estos criterios ecológicos participaron las Secretarías de Marina, de Agricultura y Recursos Hidráulicos, a través de la Comisión Nacional del Agua, de Salud y de Pesca.

1.4 Impacto humano en la calidad del agua

El agua puede ser considerada, desde tiempos remotos, como el medio más apropiado para limpiar, dispersar, transportar y disponer desechos (domésticos e industriales, retornos agrícolas, etc.). Los más importantes impactos antropogénicos en la calidad del agua, a escala global, se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 1.1 Problemas mayores de la calidad del agua a escala global¹

Problema	Cuerpos de agua			
	Ríos	Lagos	Embalses	Acuíferos
Patógenos	XXX	X ²	X ²	X
Sólidos suspendidos	XX	NA	X	NA
Materia orgánica en descomposición ³	XXX	X	XX	X
Eutroficación ⁴	X	XX	XXX	NA
NO ₃ ⁻ como contaminante	X	0	0	XXX
Salinización	X	0	X	XXX
Elementos traza	XX	XX	XX	XX ⁵
Microcontaminantes orgánicos	XXX	XX	XX	XXX ⁵
Acidificación	X	XX	XX	0
Modificación del régimen hidráulico ⁶	XX	X		X

XXX Severo o global deterioro encontrado

XX Importante deterioro

X Ocasional o regional deterioro

0 Raro deterioro

NA No aplica

- 1 A escala regional estos rangos pueden variar grandemente de acuerdo al desarrollo económico y uso de la tierra.
- 2 En su mayor parte en pequeños y poco profundos cuerpos de agua
- 3 Otros que resulten de la producción acuática primaria
- 4 Algas y macrofitos
- 5 Rellenos sanitarios, presa de jales
- 6 Recreación, represas, sobreflujo, etc.

1.4.1 Fuentes de contaminación y trayectorias

En general, los contaminantes pueden estar presentes en el ambiente como gases, sustancias disueltas o en forma de partículas. Por lo que éstos llegan al ambiente acuático a través de diversas trayectorias, incluyendo a la atmosférica. La figura 1.3 muestra esquemáticamente las diversas trayectorias de los contaminantes hacia las aguas superficiales.

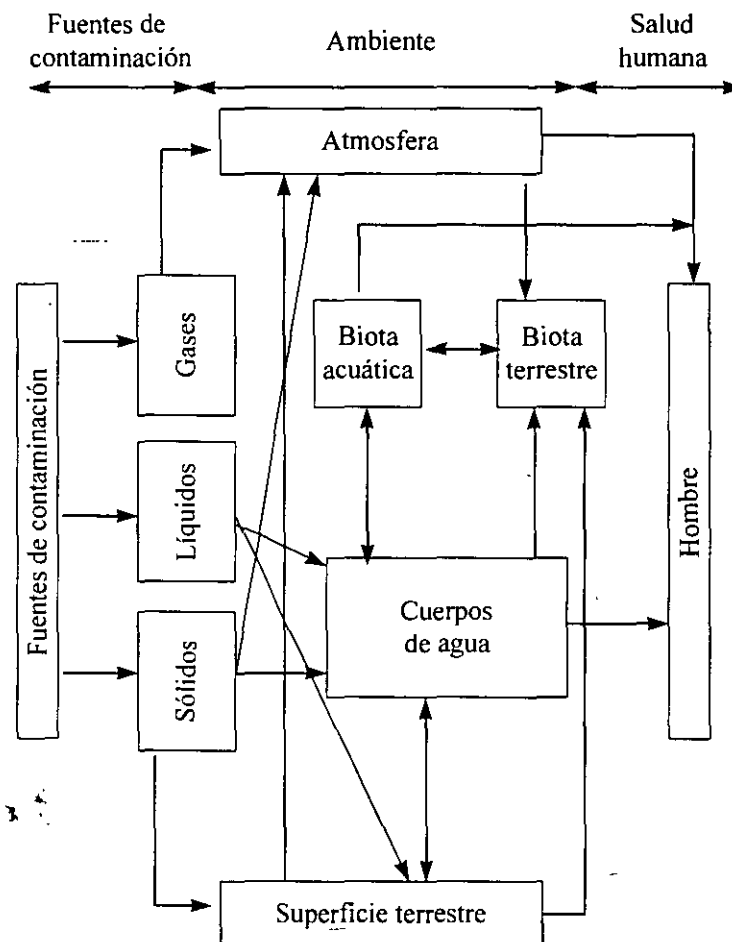


Figura 1.3 Trayectoria de contaminación potencial relacionada con el ambiente acuático

La mayor fuente puntual de contaminación de agua dulce se origina de la colección y descarga de aguas residuales domésticas, industriales y de ciertas actividades, como la cría de ganado. Las actividades agrícolas así como, fuentes atmosféricas se consideran como no puntuales.

1.4.1.1 Fuentes puntuales

Por definición una fuente puntual es una entrada de contaminación que puede ser relacionada a una salida. La disposición de agua de alcantarillado (municipal) no tratada o inadecuadamente tratada, continua siendo probablemente la mayor fuente puntual de contaminación del agua del en el mundo. Otras fuentes importantes de contaminación incluye los efluentes industriales y pecuarios y la extracción de minerales.

a) Agua residual municipal

Las aguas residuales municipales son aquellas que resultan de la combinación de los líquidos o desechos arrastrados por el agua procedente de las casas habitación, edificios comerciales e institucionales, junto con las aguas pluviales que pueden agregarse. La cantidad de aguas residuales que se producen varían de acuerdo con el tipo de población y número de habitantes. Se considera que un intervalo normal de desechos de agua en un municipio puede variar desde 160 a 800 litros de agua por persona y por día.

Estas aguas están constituidas por desechos humanos y animales, desperdicios caseros y probablemente por corrientes pluviales. En términos generales, éstas aguas se caracterizan por elevadas concentraciones de sólidos, materia orgánica, grasas y aceites y detergentes. La composición típica de las aguas residuales municipales se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 1.2 Composición típica de una agua residual municipal

Parámetro	Alto (mg/L)	Medio (mg/L)	Bajo (mg/L)
ST	1200	700	350
SDT	850	500	250
SDF	525	300	145
SDV	325	200	105
SST	350	200	100
SSF	75	50	30
SSV	275	150	70
Sólidos sedimentables	20	10	5
DBO ₅	300	200	100
DQO	1000	500	250
COT	300	100	100
Nitrógeno amoniacal	50	25	12
Fósforo orgánico	5	3	2
Fósforo inorgánico	15	7	4
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad	200	100	50
Grasas y aceites	150	100	50

Metcalf and Eddy, Inc. Wastewater Engineering, Treatment, Disposal, Reuse, Mc Graw Hill, 1979.

b) Aguas residuales industriales

Estas aguas tienen su origen en los procesos húmedos derivados de las actividades industriales. Estos efluentes varían mucho en su tipo y volumen, puesto que existen casi tantos contaminantes como procesos industriales hay. Por lo general, éstas contienen materia suspendida, coloidal o disuelta, así como materia orgánica y desechos inertes. Además, pueden ser excesivamente ácidas o alcalinas, y contener altas concentraciones de materias colorantes y bacterias patógenas.

La materia inorgánica es muy estable, lo que impide que pueda ser descompuesta por los microorganismos del agua. Como ejemplo, tenemos a los metales pesados, tales como el plomo, el cromo, el zinc, el mercurio, entre otros.

La mayoría de los desechos orgánicos pueden ser atribuibles a las industrias de la alimentación, del vestido, del calzado y del papel. Estos desechos pueden ser biodegradados hasta cierto límite.

1.4.1.2 Fuentes no puntuales

Agricultura, incluye la erosión del suelo y del dren del subsuelo. Estos procesos transfieren partículas sólidas orgánica e inorgánicas, nutrientes, plaguicidas y herbicidas adyacentes al cuerpo de agua.

a) Urbanas y de áreas contiguas (las cuales no son canalizadas a un dren o alcantarillado).

Probablemente incluye contaminantes derivados de la combustión de combustible fósil, bacterias, metales (particularmente plomo) y contaminantes orgánicos industriales, particularmente PCB's. Los plaguicidas y herbicidas también pueden ser derivados de actividades de jardinería urbana.

b) Los sitios de disposición de residuos

Los rellenos sanitarios, incluye instalaciones de disposición de residuos municipales e industriales.

c) Otras fuentes no puntuales incluyen desechos de la navegación.

d) Fuentes atmosféricas

La contaminación atmosférica, en conjunción con las condiciones meteorológicas particulares, constituye un componente importante de los problemas debidos a descargas dispersas de sustancias químicas en el ambiente, probando así ser una de las más penetrantes fuentes de contaminación del ambiente global.

Las fuentes de material antropogénico a la atmósfera son:

- Combustión de combustible fósil para generar energía
- Combustión de combustible fósil en automóviles, otras formas de transporte, equipos de climas artificiales y necesidades industriales
- Fundición de metales
- Sólidos de regiones áridas y de agricultura
- Volatilización de residuos y regiones previamente contaminadas

Una vez estas sustancias pueden ser depositadas en el agua superficial mediante la lluvia y el viento.

En resumen las fuentes de contaminación pueden ser consideradas como permanentes o continuas, periódicas, ocasionales o accidentales. Es así que en la siguiente tabla se muestran varias fuentes de contaminación y sus principales parámetros indicativos.

Tabla 1.3 Fuentes antropogénicas de contaminantes en el ambiente acuático

Fuente	Bacterias	Nutrientes	Elementos traza	Plaguicidas/Herbicidas	Microcontaminantes industriales orgánicos	Grasas y aceites
Atmósfera		X	XXXG	XXXG	XXXG	
Fuente puntual: Drenaje Efluentes industriales	XXX	XXX X	XXX XXXG	X	XXX XXXG	XX
Fuente no puntual: Agricultura Drenes Navegación y puertos	XX	XXX X X	X XXX XX	XXXG XX	XXX X	X XXX
Fuentes mezcladas: Agua de lluvia y disposición de residuos Sitios de disposición de residuos industriales	XX	XX X	XXX XXX	XX X	XX XXX	XX X

- X Significancia local baja
- XX Significancia moderada local/regional
- XXX Significancia alta local/regional
- G Significancia global

1.5 Variación temporal y espacial de la calidad del agua

La variación temporal de la calidad química de los cuerpos de agua puede ser descrita por el estudio de la concentración (también cargas en el caso de ríos) o por la determinación de tasas de sedimentación, biodegradación o transporte. La variación espacial puede ser estudiada por medio de perfiles (longitudinal en los ríos y vertical para lagos y presas) o por mapas, como se hace a menudo para acuíferos.

1.5.1 Variabilidad espacial

Esta es una de las principales características de los cuerpos de agua y es determinada por la hidrodinámica del mismo. La calidad del agua varía en las tres dimensiones, la cual es modificada por la dirección del flujo, las descargas y el tiempo. Consecuentemente, la calidad del agua no puede ser medida en un solo punto, por lo que es necesario emplear una red de sitios de muestreo. Para cuestiones prácticas un perfil de dos dimensiones podrá mostrar plumas de contaminación. Esto es particularmente aplicable a lagos, presas y acuíferos.

1.5.2 Variabilidad temporal

La variación temporal de la calidad del agua puede ser determinada mediante el estudio de la concentración de parámetros establecidos o por tasas de sedimentación, biodegradación o transporte. La variabilidad temporal puede ser definida mediante los siguientes cinco puntos:

- i) Minuto a minuto, día a día resultado de una mezcla de agua, fluctuaciones en la entrada, etc., más ligado a condiciones meteorológicas y tamaño de cuerpos de agua.

- ii) Variabilidad diaria (variación de 24 horas) limitada a ciclos biológicos, ciclos día/noche y ciclos de entradas de contaminantes.
- iii) Día a mes en conexión con factores climáticos (régimen del río, flujo/corrientes del lago) y fuentes de contaminación.
- iv) Ciclos estacionales hidrológicos y biológicos.
- v) Tendencias año a año, debido a influencias humanas.

1.6 Desarrollo económico y calidad del agua

El continuo incremento socio-económico en el mundo ha sido acompañado por un rápido crecimiento en la contaminación en los ambientes acuáticos. La evolución histórica de la contaminación se ilustra esquemáticamente en la figura 1.3, en la cual se observan las fases de desarrollo.

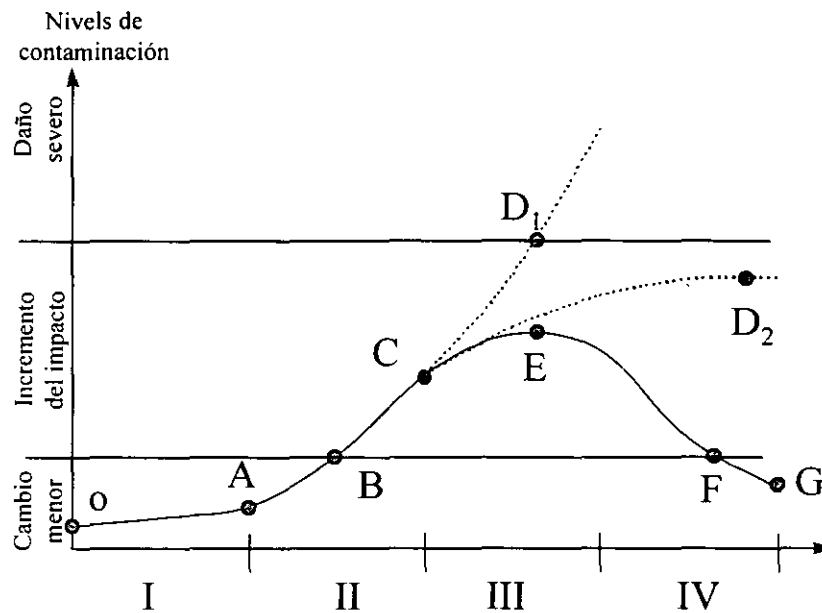


Figura 1.3 Fases de desarrollo ||

- I. Incremento lineal con un nivel bajo de contaminación, típico de una sociedad agrícola.
- II. Incremento exponencial con producción industrial, intensificación agrícola y consumo de energía, típico de países en vías de industrialización.
- III. Contención de problemas de contaminación debido a la implementación de estrategias de control, típico de países altamente industrializados.
- IV. Reducción de problemas de contaminación, principalmente de las fuentes, a un nivel ecológicamente tolerable y no interfiere con los usos del agua.

2. ESTRATEGIAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DEL AGUA

2.1 Introducción

Limitaciones económicas frecuentemente condicionan que variables serán monitoreadas y los métodos a ser usados, se deberá escoger cuidadosamente los objetivos de evaluación de calidad del agua que asegure un conocimiento tan efectivo como sea posible.

2.2 El proceso de evaluación de calidad del agua

2.2.1 Monitoreo, inspección y vigilancia

La principal razón para la evaluación de la calidad de un ambiente acuático ha sido, tradicionalmente, la necesidad de verificar si la calidad del agua observada es conveniente para uso futuro. El uso del monitoreo también ha sido útil para determinar tendencias en la calidad de ambientes acuáticos y cómo es afectado por los contaminantes, otras actividades antropogénicas y/o operaciones de tratamiento de residuos.

Las definiciones generales para varios tipos de programas de observación ambiental de un ambiente acuático son las que se describen a continuación:

Monitoreo. De larga duración, mediciones estandarizadas, observación, evaluación y reporte del ambiente acuático para definir su estado y tendencias.

Inspección. Duración establecida, programa intensivo de medición, evaluación y reporte de la calidad del ambiente acuático para un propósito específico.

Vigilancia. Continuo, medición específica, observación y reporte para propósitos gerenciales y actividades de operación.

2.2.2 Objetivos de la evaluación de calidad del agua

Un programa de evaluación no puede comenzar sin una real necesidad de información de calidad del agua. Por lo que es necesario implementar un plan de monitoreo para recabar información. Consecuentemente, hay dos diferentes tipos de monitoreo, los cuales dependen de los objetivos de la evaluación, a saber:

Monitoreo de un solo objetivo, el cual puede ser un grupo y/o acciones dirigidas a un área problemática. Esto involucra a un grupo de variables, tales como pH, alcalinidad y algunos cationes para lluvia ácida, nutrientes y pigmentos clorofílicos para eutroficación, varios compuestos nitrogenados, o sodio, calcio y cloruros.

Monitoreo multiobjetivos, el cual puede cubrir varios usos del agua, por lo que involucra a un gran número de variables.

Los objetivos pueden enfocarse a una distribución espacial de calidad (gran número de estaciones), o tendencia (alta frecuencia de muestreo), o de contaminantes (inventarios). Cubrir totalmente estos tres conceptos es virtualmente imposible o muy costoso. Consecuentemente una inspección preliminar es necesaria para determinar un programa operacional.

El proceso para determinar los objetivos deberá comenzar con una investigación profunda de todos los factores y actividades que ejerzan una influencia, directa o indirecta, en la calidad del agua. Los inventarios serán preparados en base a:

- Características geográficas del área
- Usos del agua
- Fuentes de contaminación (presente y esperada): incluyendo municipal, industrial y agrícola, también como su control y tratamiento.

Una investigación preliminar de calidad del agua puede proporcionar información para propósitos específicos:

- Determinar la variabilidad en tiempo y espacio de la calidad del ambiente acuático para seleccionar estaciones de muestreo y frecuencia
- Determinar la descripción llave a ser considerada
- Evaluar la factibilidad y el costo del programa de monitoreo.

Tabla 2.1 Objetivos y propuestas de operación de evaluación de calidad del agua

Tipo de evaluación	Descripción
Comunes	
1 Monitoreo multipropósitos	Distribución espacial y en tiempo de calidad del agua en general
2 Monitoreo de tendencia	
3 Inspección básica	Evaluación de contaminación en periodos largos (concentración y carga)
4 Vigilancia operacional	Identificación y localización de los mayores problemas y su distribución espacial
Ocasionales	
5 Monitoreo retrospectivo	Calidad del agua para usos específicos y relacionadas con sus variables
6 Inspección preliminar	Los niveles retrospectivos para estudios de procesos naturales son usados como puntos de referencia para evaluaciones de contaminación e impacto
7 Inspección de emergencia	Inventario de contaminantes y su variabilidad en el espacio y tiempo antes de diseñar el programa de monitoreo
8 Inspección de impacto	Un inventario rápido y análisis de contaminación, una evaluación rápida de la situación después de un evento catastrófico
9 Inspección de modelado	
10 Vigilancia de advertencia temprana	Muestreo limitado en tiempo y espacio, generalmente enfocado a pocas variables, cerca de la fuente de contaminación
	Evaluación intensiva en tiempo y espacio y de variables seleccionadas, por ejemplo, modelos de eutroficación o modelos de balance de oxígeno
	Usos de agua críticos, tales como suministro de agua potable, o acuicultura; mediciones continuas y sensitivas.

2.2.3 Elementos de evaluación de calidad del agua

Existen ciertos elementos estándar, los cuales son comunes en los programas de evaluación, Estos son más o menos desarrollados dependiendo del tipo de evaluación que se requiere. La estructura general de un programa de evaluación se describe en la tabla 2.2 y se muestra en la figura 2.2.

Tabla 2.2 Elementos clave de un programa de evaluación

1 Objetivo	Este podrá tomar en cuenta factores hidrológicos, desarrollo económico, legislación, etc. Se enfatizarán decisiones que involucren concentraciones o cargas, o distribuciones espaciales o de tiempo, y la más apropiada media de monitoreo
2 Inspección preliminar	Esto es en un tiempo corto limitado a actividades para determinar la variabilidad de la calidad del agua, el tipo de monitoreo y contaminantes a ser considerados y de la factibilidad técnica y financiera de un programa de monitoreo
3 Diseño del monitoreo	Esto incluye la selección del tipo de contaminantes, localización de las estaciones, frecuencia de muestreo, aparatos de muestreo, etc.
4 Monitoreo en campo	Esta incluye mediciones en campo, toma de muestras (agua, sedimento, biota), pretratamiento de muestra y preservación, identificación y manejo de muestras.
5 Monitoreo hidrológico	Esto incluye medición del flujo, niveles de agua, perfiles de temperatura, etc. y deberán siempre estar relacionadas con las actividades de E. C. A.
6 Actividades de laboratorio	Estas incluyen mediciones de concentración, determinaciones biológicas, etc.
7 CC de datos	Esto deberá ser realizado mediante el uso de un aseguramiento de calidad analítica dentro de cada laboratorio, y entre todos los laboratorios participantes en el mismo programa y para checar las operaciones de campo y los datos hidrológicos.
8 Almacenaje, tratamiento y reporte de datos	Esto ahora se realiza mediante computadoras, e involucra el uso de base de datos, análisis estadístico, determinación de tendencias, correlaciones multifactorial, etc.; y la presentación de resultados en formas apropiadas (gráficas, etc.).
9 Interpretación de datos	Esto involucra la comparación de los datos de calidad del agua entre la estación (descripción de C.A., gasto), análisis de la tendencia de C. A., desarrollo de la causa-efecto entre datos de C. A. y datos ambientales (geología, hidrología, uso de tierra, fuentes contaminantes, inventario), y el criterio adecuado de la C. A. para varios usos.
10 Recomendación	Estas decisiones deberán ser tomadas a varios niveles. Una importante decisión es el rediseño de las operaciones de evaluación, mejorar el programa de monitoreo y hacer un costo-efectivo mejor.

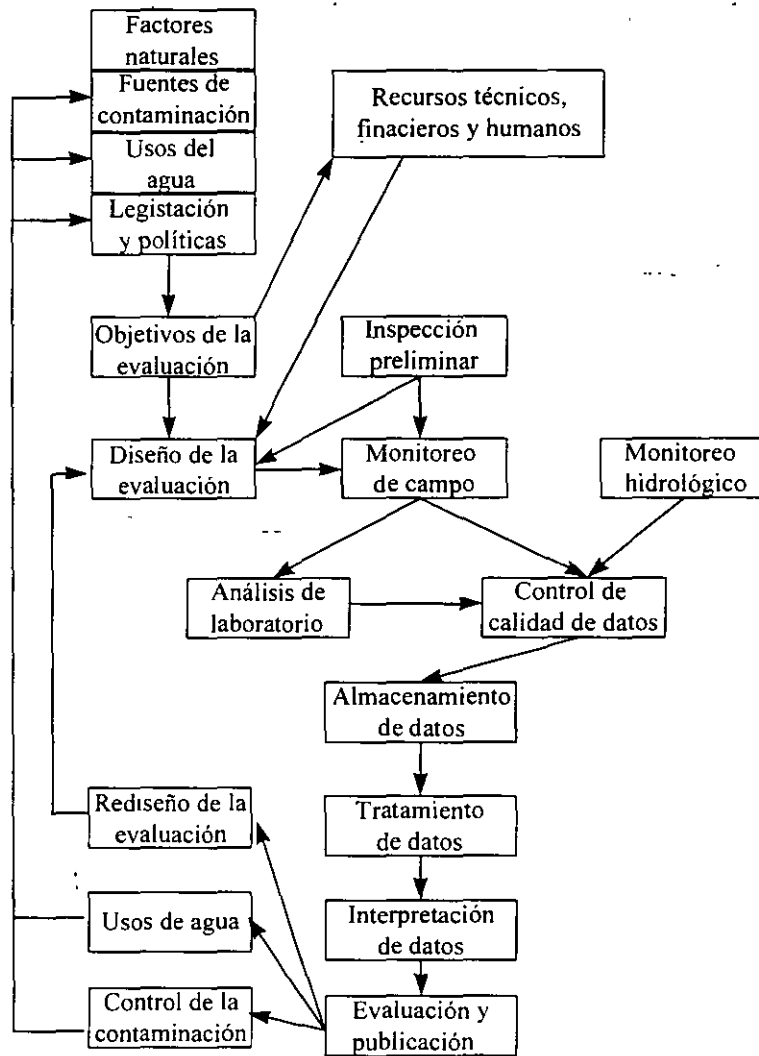


Figura 2.2 La estructura de la operación de la evaluación de calidad del agua.

2.2.4 Niveles de programas de una evaluación de calidad del agua.

La experiencia muestra que no es fácil escoger el nivel óptimo de evaluación necesario para generar precisamente el dato requerido para un propósito y objetivo específico. Más de las veces, la evaluación es lograda principalmente a través de actividades de monitoreo.

De una manera simplificada, es posible distinguir tres niveles de monitoreo:

- Monitoreo simple basado en un número limitado de muestras, análisis u observaciones simples y el tratamiento de datos, el cual puede ser realizado con una simple calculadora.
- Monitoreo intermedio que requiere de algunas instalaciones de laboratorio específicas y de más soporte financiero que incrementa el número de estaciones, muestras, variables analíticas, etc. Se recomienda el uso de PC's para el procesamiento de datos y su interpretación.

- c) Monitoreo avanzado que involucra sofisticadas técnicas y personal altamente capacitado. Los laboratorios deberán realizar cualquier análisis, se requerirá de una gran computadora para manejar e interpretar los datos.

2.3 Programa típico de monitoreo de calidad del agua

En un principio, pueden existir muchos tipos de programas de monitoreo tantos como objetivos, cuerpos de agua, contaminantes y usos del agua. En la práctica, las evaluaciones están limitadas por diez tipos de operación, los cuales se describen en la tabla 2.3, dando detalles de las diferentes operaciones de monitoreo.

Tabla 2.3 Principales características y categorías de las operaciones en una evaluación de calidad del agua

Tipo de evaluación	Densidad de estación y localización	Muestreo o frecuencia de observación	Número de variables a considerar	Duración	Interpretación
Monitoreo multipropósito	Medio	Medio 12 por año	Medio	Medio >5 años	Medio 1 año
Otras evaluaciones comunes de calidad del agua					
Monitoreo de tendencia	Bajo uso en estaciones internacionales	Muy alto	Bajo para un solo objetivo; alto para múltiples objetivos	> 10 años	> 1 año
Inspección básica	Alta	Dependiendo de la media considerada	De medio a alto	Una vez cada año-a una cada 4 años	1 año
Vigilancia	Baja; para usos específicos	Medio	Específico	Variable	Medio
Ocasionales evaluaciones de calidad del agua					
Monitoreo de reconocimiento	Bajo	Bajo	De bajo a alto	Variable	Medio
Inspección preliminar	Alto	Alto	De bajo a medio	Corto < 1 año	Corto meses
Inspección de emergencia	De medio a alto	Alto	Inventario de contaminantes	Muy corto Días a semanas	Muy corto Días
Inspección de impacto	Limitado a corriente abajo de la fuente contaminante	Medio	Específico	Variable	De corto a medio
Inspección de modelos	Específico	Específico	Específico OD, DBO	De corto a medio; 2 periodos, calibración y validación	Corto
Inspección de alerta	Muy limitada	Continua	Muy limitada	Ilimitada	Instantánea

2.4 Diseño del programa de evaluación

Una vez que los objetivos del programa han sido claramente definidos, tres pasos son esenciales en el buen diseño de un programa de evaluación: (i) la selección de la muestra apropiada, (ii) determinación de la variabilidad de C. A. a través de inspecciones preliminares y (iii) la integración del monitoreo hidrológico y de C. A.

2.4.1 Selección de la muestra apropiada (tipo)

Tres tipos de muestra pueden ser usados para un monitoreo acuático: agua, materia particulada y organismos vivos. La calidad del agua y de la materia particulada es estimada a través de análisis físicos y químicos. La calidad biológica puede ser determinada a través (i) inspección ecológica específica (ejemplo, invertebrados o conteo de bacterias), la cual puede conducir a la elaboración de índices bióticos, (ii) bioensayos específicos usando una o diversas especies, tales como pruebas de toxicidad, pruebas de crecimiento de algas, (iii) estudios enzimáticos e histológicos en la selección de organismos y (iv) análisis de tejido de organismos.

2.4.2 Variabilidad de la calidad del agua y frecuencia de muestreo

La variabilidad no solo ocurre en la distribución espacial sino también en el tiempo por lo que la variabilidad es función de $C = f(x, y, z, t)$. No todos estos parámetros tienen la misma influencia en el cuerpo de agua como se muestra en la tabla que se muestra a continuación.

Tabla 2.4 Características de variación espacial y temporal en la calidad del agua

Ríos	Lagos y presas	Aguas subterráneas
Características de variaciones espaciales		
Ríos completamente mezclados variabilidad solo en X	Sin variabilidad	Usualmente alto en el plano X, Y
Puntos localizados corriente abajo de las descargas, Variabilidad en X, Y	Variabilidad alta en Z	Variabilidad alta en zonas no saturadas en el plano X,Y,Z
	Variabilidad alta en lagos de forma irregular en X, Y, Z	
Características de variación temporal		
Dependiendo de régimen de la descarga	Variabilidad predecible (variaciones hidrodinámicas y biológicas)	Variabilidad baja
	En sistemas grandes la variabilidad es de media a baja	

X = Longitudinal; Y = Transversal; Z = Profundidad

Una frecuencia realista con respecto al monitoreo de tendencia se basa en los análisis químicos que se presentan en la tabla 2.5, y aplica a ríos pequeños y grandes, lagos y acuíferos.

Tabla 2.5 Frecuencia de monitoreo de tendencia de calidad del agua.

	Arroyos y ríos	Ríos grandes	lagos	Acuíferos
Agua	< 24 por año	< 12 por año	1 por año	de 1 a 4 por año
Materia orgánica particulada	1 por año	1 por año ¹	1 por año ²	No es relevante
Monitoreo biológico	1 por año	Índice biótico 1 por año	8 a 12 por año ³ 1 cada 5 años ⁴	

1. Muestra compuesta para poder detectar descargas
2. Muestra compuesta de sedimentos, de 2 a 4 muestras simples
3. Para muestras de clorofila en verano.
4. Para inventario de macrofitas

2.5 Implementación de programas de un monitoreo de calidad del agua

Cuando se inicia un programa nacional de monitoreo, se debe reconocer que los aspectos de calidad de las fuentes de agua no puede ser vista aisladamente. Existen otras variables que tienen influencia en la calidad de la agua como la contaminación.. Como una consecuencia, la evaluación de estos componentes permite obtener una visión completa de las fuentes de contaminación, trayectorias y conexiones ambiente - contaminantes. En la tabla 2.6 se presentan estas conexiones. Para maximizar los beneficios de la evaluación es necesario que la información sea transferida a los sectores correctos. Las transferencias más importantes se muestran en la figura 2.3.

Tabla 2.6 Conexiones entre contaminantes y el ambiente acuático.

	Trayectoria/conexión				
	Aire a agua	Agua a suelo	Agua a toma domiciliaria	Agua a comida	Agua a costas
Patógenos	X	X	XXX	XXX	XXX
Materia orgánica	O	X	X	na	XXX
Eutroficación ¹	X	X	O	O	XXX
Nitratos	O	O	XX	XXX	XXX
Salinización	O	XXX	X	O	na
Elementos traza	XX	XX	XX	XXX	XXX
Contaminantes orgánicos	XX	XX	XXX	XXX	XXX
Acidificación	XXX	XX	XX	O	na
Sólidos suspendidos	O	na	X	na	XX

XXX Efectos severos

XX Efectos importantes

X Pocos efectos

O Sin efectos

na No aplica

1 excluye nitratos

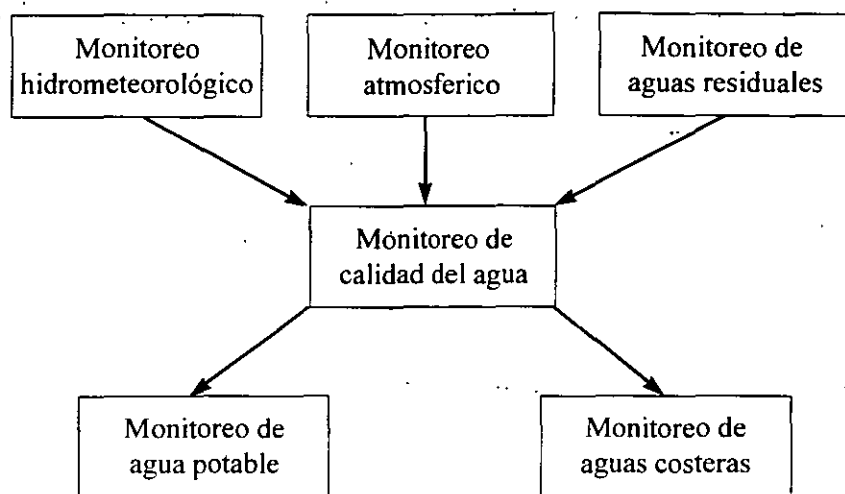


Figura 2.3 Interrelación entre los sistemas de monitoreo ambiental.

2.5.1 Coordinación administrativa de la evaluación de la calidad del agua

Cuando se diseña un sistema de evaluación de calidad de agua nacional, primero es necesario establecer las metas y estimar los problemas que se deberán resolver y comparar con la información disponible de un sistema existente.

Como una regla, los sistemas de evaluación nacional son diseñados y operados bajo la supervisión del gobierno responsable de la protección del ambiente y del uso racional de las fuentes de agua, a menudo con una participación activa de instituciones de investigación. En este caso, el gobierno responsabiliza a una secretaría en particular, la cual tendrá como actividad primordial organizar un programa de monitoreo nacional, coordinar los trabajos de monitoreos emergentes, proporcionar información que será almacenada en una base de datos, en la cual a su vez se registrará la obtenida de otras secretarías o agencias o universidades se trabajen en el monitoreo de la calidad del agua. Además, será la encargada de regular y coordinar los trabajos e investigaciones que se realicen por las diferentes instituciones.

2.5.2 Operación en campo

El personal encargado de la toma de muestras, del manejo de las mismas y de mediciones de campo debe ser especialmente entrenado (capacitado) para realizar estas actividades. La selección del personal de muestreo depende de un número de factores, tales como características geográficas de la región y del sistema de transporte.

Cuando el muestreo es realizado por equipo especializado, es deseable que el medio de transporte pueda también ser usado como un laboratorio móvil, para filtrar, medir y almacenar las muestras.

Cuando se trabaja en lagos o presas se utilizan diferentes tipos de embarcaciones, incluyendo pequeños botes. Cuando los cuerpos de agua son muy grandes y el tiempo de viaje excede las 48 horas o se está realizando una investigación sistemática se requerirá de que la embarcación cuente con un pequeño laboratorio a bordo.

2.5.3 Organización del laboratorio

Durante la etapa inicial del desarrollo de un sistema de monitoreo nacional, es razonable enfocarse a variables básicas de calidad del agua, las cuales como una regla, no requieren equipo sofisticado ni caro. Gradualmente, el número de variables medidas puede ser incrementado en relación a los recursos financieros de la agencia de monitoreo.

En muchos países, los laboratorios son organizados en dos categorías o niveles; regionales (menor nivel) que realizan determinaciones básicas y no requieren de equipo complejo y control (alto nivel) que realiza análisis complejos y que requieren de equipo complejo y de personal entrenado.

2.6 Manejo de datos

Los resultados analíticos proporcionados por los laboratorios, junto con los datos obtenidos en campo y los parámetros hidrológicos son enviados a un centro de tratamiento de datos. El principal objetivo de un centro de procesamiento de datos es el de desarrollar, archivar y manejar el banco de datos. Para facilitar esta tarea es conveniente el uso de programas de computo que proporcionen análisis estadísticos, tendencias, gráficas, etc. .

Los objetivos específicos de un centro con un banco de datos son:

- Codificar la información
- Control lógico de la información adquirida
- Cambio de código a información de alta prioridad
- Captura de la información
- Realización de reportes
- Satisfacer la demanda de clientes especiales

2.7 Control de calidad

El control de calidad es complejo y es una actividad que consume mucho tiempo. Siendo su objetivo principal el de garantizar y asegurar que los datos obtenidos sean representativos de la evaluación de calidad del agua. En la tabla 2.7 se muestran los posibles errores que se pueden cometer durante el proceso de evaluación.

2.7.1 Control de calidad en campo

Cuando se realiza un muestreo, es necesario seguir una serie de recomendaciones para obtener una muestra representativa del sistema. Cada método o instrumento de muestreo tiene un procedimiento que deberá ser seguido exactamente y de acuerdo al tipo de muestreo.

La obtención de una muestra puede ser contaminada por una inapropiada limpieza del recipiente o equipo de medición o químicos usados en la preservación. Por lo que se debe tener un especial cuidado en la limpieza y pureza de los reactivos.

Tabla 2.7 Posibles fuentes de error en los procesos de evaluación de calidad del agua con especial énfasis en los métodos químicos.

Paso de la evaluación	Operación	Posible fuente de error	Acciones correctas
Diseño del monitoreo	Selección del sitio	Estación no representativa	Inspección preliminar
	Determinación de frecuencia	Muestra no representativa	
Trabajos de campo	Muestreo	Contaminación de muestra	Lavado apropiado de equipo y recipientes de muestreo. Verificar reactivos.
	Filtración	Contaminación o pérdida	Blancos de campo
	Mediciones de campo	No calibrar equipo de medición	calibración de equipo en campo
		Mal entendimiento del régimen hidrológico	Inspección hidrológica
Traslado de muestras	Identificación y preservación de muestras	Preservador inadecuado Temperatura no adecuada Pérdida de etiquetas Pérdida o rompimiento de frascos	Entrenamiento adecuado
Laboratorio	Preconcentración	Contaminación o pérdida	Descontaminación de equipo de laboratorio
	Análisis	Contaminación	Control de calidad
		Falta de sensibilidad y calibración	Pruebas de aseguramiento de calidad
		Reporte de datos erróneos	Revisar la consistencia de datos
Captura de datos	Entrada y salida de datos	Error en el manejo	Revisar la consistencia de datos
Interpretación	Interpretación de datos	Falta de conocimientos básicos Ignorancia de los métodos estadísticos apropiados. Omisión de datos en el reporte	Apropiada capacitación
Publicación	Publicación de datos	Falta de comunicación y conocimiento de los resultados entre autoridades, público, instituciones, etc.	Establecer las metas adecuadas de acuerdo a las necesidades de los consumidores.

Durante los trabajos de campo, es recomendable realizar blancos de campo (Uno cada 10 muestras) para poder establecer errores de contaminación. Es recomendable realizar mediciones de campo por duplicado para poder establecer la reproducibilidad de los trabajos de campo.

Toas las variables de calidad deben ser agrupadas de acuerdo a específicas condiciones de operación y análisis, ya sea por filtración, preservación, tipos de botellas, por almacenaje y transportación o condiciones y tiempo permisible de almacenaje.

2.7.2 Control de calidad analítico

Para obtener análisis de lata calidad, es necesario cumplir un número de requerimientos básicos:

- i) Los métodos analíticos deben tener características de rango de medición, concentración, sensibilidad y selectividad, las cuales deben ser adecuadas para los análisis requeridos, además de pasar la prueba de intercalibración de laboratorios.
- ii) Los instrumentos de laboratorio y accesorios deben corresponder a los métodos analíticos seleccionados.
- iii) El laboratorio debe tener las condiciones adecuadas de trabajo y mantenimiento.
- iv) Un confiable suministro de reactivos, solventes, gases así como estándares.
- v) El personal de laboratorio debe estar adecuadamente capacitado y calificado para desarrollar apropiadamente los análisis encomendados.
- vi) Un programa sistemático de control de calidad.

2.8 Interpretación y diseminación de datos de monitoreo

Una interpretación de los datos correcta no será de mucho uso si ésta no es diseminada o proporcionada a las autoridades, científicos y al público en una forma que sea rápidamente entendible y accesible.

A menudo es recomendable realizar dos tipos de publicaciones: (i) un reporte detallado que contenga todos los datos relevantes y su interpretación y (ii) un resumen ejecutivo, con ilustraciones y de forma simple.

2.9 Recomendaciones

La evaluación de la calidad del agua deberá ser siempre vista en un contexto amplio en el manejo o administración del agua, considerando los aspectos de calidad y cantidad.

Diez reglas para lograr el éxito de un programa de evaluación son:

1. Los objetivos deben ser definidos primero y el programa adaptado a él y no viceversa. Se debe obtener un adecuado financiamiento.
2. El tipo y naturaleza del cuerpo de agua debe ser ampliamente conocido (recomendable realizar un muestreo o inspección preliminar), particularmente espacial y temporal.
3. La media apropiada debe ser escogida (agua, materia particulada, biota).

4. Las variables, tipo de muestras, frecuencia de muestreo y la localización de las estaciones deben ser seleccionadas cuidadosamente con respecto a los objetivos.
5. El equipo de campo y analítico y las instalaciones de campo deberán ser seleccionados en relación a los objetivos y no viceversa.
6. Un tratamiento de datos completo y operacional.
7. El monitoreo de la calidad del ambiente acuático debe ser complementado con el monitoreo hidrológico apropiado.
8. La calidad analítica de los datos debe ser regularmente revisada a través de un control interno y externo.
9. Los datos se deben proporcionar a la persona que toma las decisiones, para su interpretación y evaluación y así realizar las recomendaciones. Los datos no deben ser una lista de variables y sus recomendaciones.
10. El programa debe ser evaluado periódicamente especialmente si la situación general o alguna influencia particular en el ambiente es cambiada.

3. PLAN DE MUESTREO

Antes de que la investigación de la calidad del agua sea realizada, es necesario tener información sobre los sitios de muestreo, los parámetros a muestrear y los métodos que serán utilizados. Esta información es requerida para preparar planes federales o estatales de muestreo. Además, el muestreo no puede proceder hasta que un plan haya sido desarrollado especificando los sitios, el número de muestras, el tipo de muestra, el número y tipo de muestras de control de calidad y la calidad deseada de los datos. Las personas que toman las muestras son responsables del muestreo, del manejo de las muestras y de manejo de la información colectada en campo, estrictamente de acuerdo al plan de muestreo.

3.1 Equipo y material

3.1.1 Equipo

3.1.1.1 Muestreador automático:

La aplicación de estos equipos se realiza por lo general en estaciones fijas. Existen diferentes tipos de muestreadores, dependiendo del tipo y forma del muestreo para el cual se destine. Estos equipos están contruidos de materiales resistentes a la corrosión; los cuales no interfieren con los análisis que se van a efectuar. La mayoría de ellos succionan el agua mediante pequeñas bombas y la depositan en uno o varios contenedores. Algunos muestreadores disponen de controles que permiten regular la velocidad y frecuencia de la extracción de muestras, otros toman muestras simples en profundidad o compuestas, ya sean estas superficiales o a cierta profundidad, además pueden tomar volúmenes proporcionales al gasto.

3.1.1.2 Otros equipos

Aparatos para la realización de las pruebas de campo: medidor de oxígeno disuelto, medidor de conductividad con electrodo, termómetro, potenciómetro de campo y malla para determinación de materia flotante. Aquí se podrá considerar el uso de un hidrolab, ya que este equipo facilita la medición de los parámetros de campo en gran medida.

3.1.2 Material.

3.1.2.1 Recipientes

Un recipiente muestreador debe reunir las siguientes características: Debe ser material inerte al tipo de aguas que se vaya a muestrear, estar provisto de un mecanismo que permita el muestreo a diferentes profundidades y su capacidad debe ser tal, que la muestra sea representativa del estrato o nivel muestreado. Generalmente se emplean muestreadores Van Dorn, baldes o cubetas de plástico para análisis físico químicos y metales pesados, y, en el caso de análisis bacteriológicos, fenoles y grasas y aceites, se muestrean directamente en el recipiente.

En caso de los recipientes o bolsas para muestras a las que se les va a efectuar análisis bacteriológicos deben ser de materiales resistentes a las presiones y temperaturas requeridas para la esterilización. La capacidad no debe ser mayor de 250 ml.

La capacidad de los recipientes debe ser mínimo de 3 litros para muestras a las que se les va a determinar parámetros físico-químicos entre los que se incluyen además, los siguientes: determinación de DBO, nitrógeno orgánico, total y/o amoniacal por el método de Kjeldahl y determinación de boro, entre otros. También para la realización de análisis especiales, como compuestos orgánicos, los recipientes deben tener una capacidad mínima requerida (0.025 a 1 litros), en especial si se requiere determinar trazas de un compuesto o elemento específico. Este criterio es válido tanto para las muestras líquidas como para las muestras semisólidas (lodos y sedimentos) asociadas con los cuerpos receptores.

3.1.2.2 Tapas y cierres.

Las tapas deben proporcionar un cierre hermético en los recipientes (de ser posible buscar aquellas que están provistas de corcho o película selladora), y ser de un material afín al del recipiente. Es decir, deben ser también inertes al contenido de las muestras y en el caso de los recipientes para análisis bacteriológicos, deben también ser de materiales resistentes a las presiones y temperaturas requeridas para la esterilización.

Adicionalmente, las tapas de los frascos para análisis bacteriológicos deben estar cubiertas exteriormente con papel aluminio o con papel estraza esterilizado al mismo tiempo que el frasco y la tapa. En el caso de botellas con tapón esmerilado se coloca una tira de papel entre la tapa y el cuello de la botella para que sea fácil abrirla al momento de muestrear.

Por lo que toca a análisis especiales como trihalometanos, COV, COVS, etc., las tapas deben llevar el mismo pretratamiento que los frascos y deben recubrirse interiormente con materiales inertes al contenido de las muestras, según la determinación a realizarse.

3.1.2.3. Pretratamiento y/o limpieza

Los envases para análisis físico químicos deben estar perfectamente limpios, libres de cualquier residuo químico, enjuagados y luego enjuagarlos con el agua que se va a muestrear, además estarán debidamente identificados.

Es recomendable limpiar los envases de acuerdo al compuesto que se va a analizar. En la tabla 3.1 se especifica el contenedor y procedimiento de lavado.

Además todos los equipos que tengan contacto con una muestra de calidad del agua o una estación de muestreo deben ser limpiados cuidadosamente antes de volver a usarlos. Por lo que se recomienda el siguiente procedimiento de descontaminación:

- a) Lavar con detergente libre de fosfatos
- b) Enjuague con agua de la llave

c) Enjuague con una solución al 10% de ácido nítrico
(solo si existe la posibilidad de contaminación por metales)

Tabla 3.1. Recomendaciones de recipientes y procedimientos de lavado.

Compuesto a analizar	Contenedor recomendado	Volumen del recipiente (ml)	Procedimiento de lavado
Alcalinidad Calcio Cloruro Fluoruro Magnesio pH Sodio Sulfato Potasio Arsénico Detergentes	Polietileno	1000	Enjuague: 3 veces con agua cruda 1 vez con ácido crómico 3 veces con agua cruda 1 vez con ácido nítrico 1:1 3 veces con agua destilada
Amoniaco Nitrato Nitrito COT Nitrógeno total Fósforo total	Polietileno vidrio	250 50	Enjuague: 3 veces con agua cruda 1 vez con ácido crómico 3 veces con agua cruda 3 veces con agua destilada
Aluminio Cadmio Cromo Cobre Hierro Plomo Manganeso Níquel Selenio Zinc Mercurio	Polietileno Vidrio	1000 100	Enjuague: 3 veces con agua cruda 1 vez con ácido crómico 3 veces con agua cruda 1 vez con ácido nítrico 1:1 3 veces con agua bidestilada
Plaguicidas organoclorados PCB's Fenoles Herbicidas	Vidrio ámbar con tapa de Teflón	1000	Enjuague: 3 veces con agua cruda 1 vez con ácido crómico 3 con agua libre de orgánicos 2 veces con acetona 1 vez con acetona grado plaguicida 2 veces con hexano grado plaguicida Secar en horno a 360°C por lo menos 12 horas
Grasas y aceites	Vidrio	1000	Enjuague: 3 veces con agua cruda 3 con agua libre de orgánicos

			Lavar con solvente Secar con aire
Bacteriológicos	Vidrio	250	Esterilizar Para agua potable: Adicionar al frasco antes de esterilizar 0.1 ml de tiosulfato de sodio ($\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_2$) al 10% por cada 100 ml de muestra, con el fin de neutralizar la acción del cloro residual

- d) Enjuague con agua desionizada o destilada
- e) Enjuague con solvente grado plaguicida
(solo si existe la posibilidad de contaminación por compuestos orgánicos)
- f) Enjuague 2 veces con agua desionizada o destilada
- g) Seque con aire o ventile en un ambiente sin polvo

3.1.3 Reactivos

Sólo se permite agregar a las muestras los preservativos indicados en los Métodos Normalizados de prueba (cuadro 1 secc. 5.2.3).

Quando se reciben los envases y preservadores del laboratorio, asegurarse de que ninguno se haya derramado. Hay que considerar que muchos preservadores tienen una acción agresiva ya sea sobre la piel o la ropa por lo que deben de ser manejados con extremo cuidado. Las botellas para muestras deben de ser etiquetadas indicando el tipo de preservador que será utilizado, el tipo de análisis a realizar. Hay que asegurarse de que los envases que contienen los preservadores sean fácilmente identificables para mejorar el desarrollo del trabajo en campo.

3.1.4 Papelería

Se pueden emplear bolígrafos, marcadores de tinta indeleble, lápiz grueso, plumones para trabajo de laboratorio, etc., tales que no sufran alteraciones con el agua.

Etiquetas para las muestras: Pueden emplearse etiquetas grandes autoadheribles o cinta autoadherible no transparente (masking tape), libres de humedad, polvo, grasa y cualquier otro factor que dificulte la escritura sobre ellas y cuyo engomado esté en buen estado. Su objetivo es que en cualquier momento sea posible identificar las muestras.

3.1.5. Hoja de Registro de Campo

Se debe llevar una hoja de registro de campo con la información que permita identificar el origen de la muestra y todos los datos que en un momento dado permitan repetir el muestreo.

Se recomienda que la hoja de registro de campo contenga la siguiente información:

- a) Los datos citados en etiquetas de muestreo
- b) Temperatura de la muestra
- c) Profundidad a la que se tomó la muestra
- d) Nombre y firma del muestreador
- e) Resultados de pruebas de campo practicadas en el lugar
- f) El gasto o flujo de la corriente de aguas que se muestreo.
- g) Descripción detallada del punto de muestreo de manera que cualquier persona pueda tomar otras muestras en el mismo lugar.
- h) Descripción cualitativa del olor y el color de las aguas muestreadas
- i) Número de muestra
- j) Fecha y hora de muestreo
- k) Nombre de los análisis a efectuar.

3.1.6. Revisión de Equipo y Material de Muestreo

La obtención de muestras representativas de agua comúnmente requieren de mucho material y equipo, por lo que siempre se deberá estar bien preparado, sobre todo, si el sitio de muestreo queda lejos de la oficina central, esto hace difícil el reabastecerse de suministros o regresar por artículos olvidados. Es importante revisar y calibrar el equipo 24 horas antes del muestreo, además recalibrar si es necesario en campo antes de ser usado, si se tiene duda del funcionamiento de un equipo en particular, es conveniente llevar un remplazo.

El obtener una muestra representativa quiere decir que hay que tener cuidado en elegir el equipo de campo. Si se toma una muestra para análisis de metales, es conveniente utilizar muestreadores de polietileno (plástico). Sin embargo cuando se muestrea para analizar compuestos orgánicos, es conveniente evitar el uso de muestreadores plásticos, puesto que este material podrá adsorber y contaminar la muestra. La lista que a continuación se describe es una guía útil en el muestreo

Tabla 3.2 Guía útil en el muestreo

General	Medición de Parámetros de Campo
Mapa de localización de estaciones	Cronómetro
Autorización de entrada a propiedad privada	Calculadora
Llaves de acceso	Termómetro
Marcadores con tinta indeleble, plumas y lápices	Potenciómetro
Masking-Tape	Turbidímetro
Hojas de campo	Conductímetro
Botiquín de primeros auxilios	Oxímetro
Lentes de seguridad	Medidor de flujo
Guantes de seguridad	Disco de Secchi
Zapatos de seguridad	Hidrolab (opcional)
Chaleco salvavidas	
Impermeable	
Cinta para medir	
Cuerdas de diferentes grosores	
Caja de herramientas	
Linterna	

Localización Física	Muestreo	Otros Materiales
Carta topográfica escala 1 : 50 000	Hieleras	Rollo de papel higiénico
Cámara fotográfica	Envases;	Cubeta , balde o equipo muestreador
Sistema de posicionamiento global	Vidrio	Hielera o refrigerador móvil
	Vidrio ámbar	Cuerda o lazo 10m
	Polietileno	Pipetas serológicas
	Guantes desechables	Pizeta
	Conservadores	Guantes y botas de hule
	Bolsas de plástico	Franela o jerga
	Bomba de filtración	Cubrebocas
	Filtros	
	Agua destilada	

3.2 Actividades previas al muestreo

3.2.1 Establecimiento de estaciones

En el establecimiento de estaciones se debe considerar las áreas de influencia sobre las cuales se pretende establecer un monitoreo, por lo que se establecen las siguientes bases:

- a) Áreas físicas: Regiones hidrológicas, cuencas, áreas costeras, áreas drenadas por ríos o presas, etc.
- b) Áreas políticas: Ciudades, municipios, estados, distritos de riego.
- c) Áreas económicas: Parques industriales, regiones mineras, áreas turísticas, áreas de desarrollo económico.

El conocimiento de estas fronteras dará información sobre las condiciones de contaminación del área de estudio, el tipo de agentes contaminantes, usos del agua y del suelo, características socioeconómicas de la región, población servida, etc.

3.2.1.1 Ríos

La figura 3.1 ilustra la localización de las estaciones de monitoreo de acuerdo a las diferentes influencias que se pueden presentar, además a continuación se explican los criterios para su selección:

Número de Estación	Criterios
1	Aguas abajo, inmediatamente después de una línea internacional.
2	Toma para abastecimiento de una ciudad grande.
3	Importante zona de pesca y recreación.
4	Toma para irrigación de una gran zona agrícola.
5	Límite de agua dulce en un río principal.
6	Toma para abastecimiento de una gran zona industrial.
7	Aguas abajo de las descargas industriales y de aportaciones importantes que afecten el río principal.
8	Estación de la línea base; agua en estado natural.

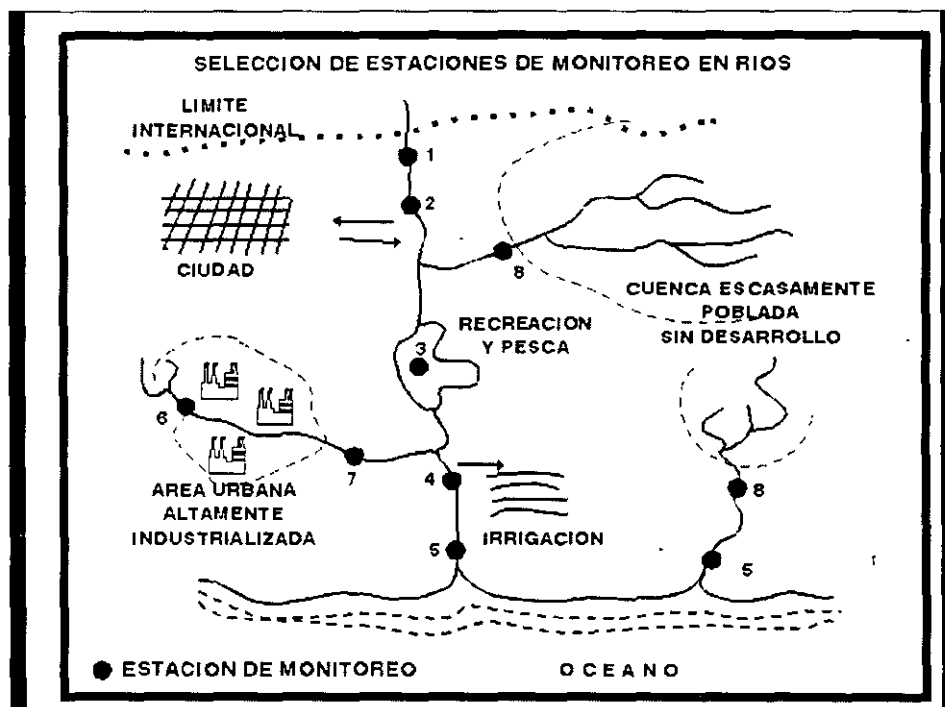


Figura 3.1 Localización de estaciones en un río

3.2.1.2 Lagos

El criterio para la selección de las estaciones de muestreo, será similar a aquellos descritos anteriormente e ilustrados en la figura 3.2.

Generalmente existe un alto grado de dilución y dispersión de las descargas dentro de un lago, y las estaciones de muestreo relacionadas a usos específicos, pueden medir y detectar rápidamente los impactos si están localizadas cerca del punto de influencia o efluente. Debido al buen mezclado lateral y al volumen de agua involucrado en una sola estación, el monitoreo cerca del centro del lago, resultará adecuado. Si el lago está dividido en bahías o cuencas se necesitará de un mayor número de estaciones.

En la selección de estaciones debe tenerse en mente que el tiempo y el trabajo involucrado en la estación de muestreo de un lago, es mayor que el realizado en un río o en un pozo.

Número de Estación	Criterios
9	Alimentación principal.
10	Calidad general del agua del lago.
11	Abastecimiento de agua para una ciudad.
12	Efluente del lago.

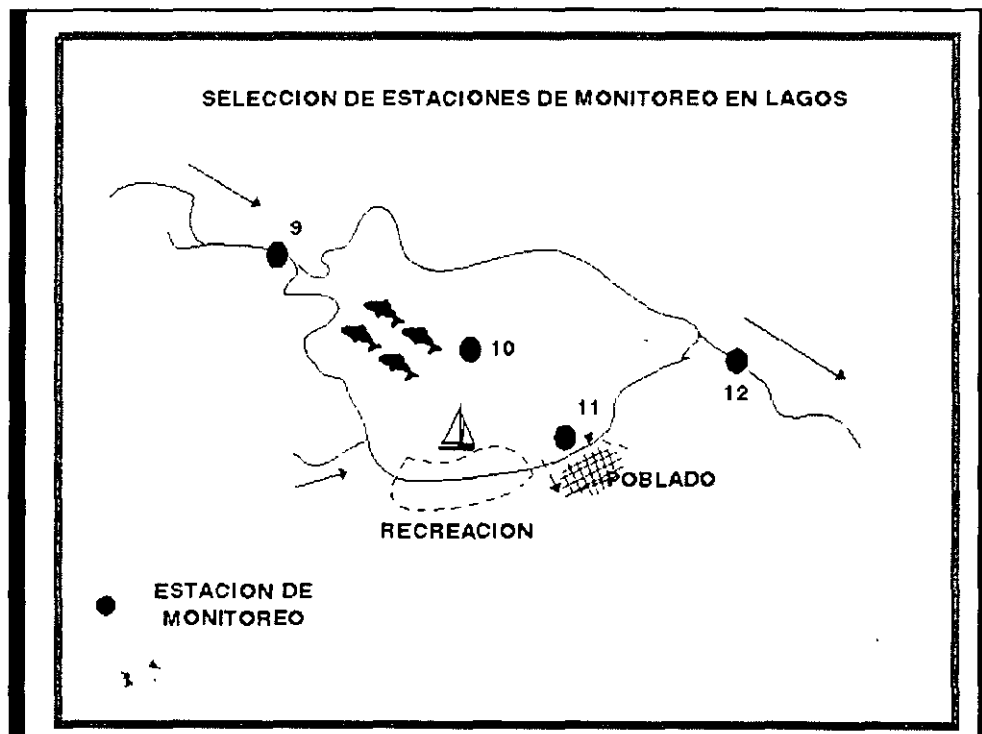


Figura 3.2 localización de estaciones en un lago

3.2.1.3 Aguas subterráneas

La secuencia de planeación dada en la figura 3.3 es aplicable para la selección de estaciones de aguas subterráneas.

El primer paso será la selección del acuífero y su relativa importancia estará determinada por su propio rendimiento, la población servida, el valor para la industria y la agricultura y las posibilidades de alteración en la calidad del agua.

La información reunida acerca del acuífero, debe describir su situación hidrológica, es decir, la localización, profundidad, su área de influencia y sus características geológicas y mineralógicas. Los niveles de agua, gradientes hidráulicos, capacidad de transmisión, velocidad y dirección de los movimientos del agua deben ser datos conocidos.

Debe llevarse un inventario de todos los resumideros, pozos y manantiales alimentados por el acuífero conjuntamente con la información de la calidad del agua.

Número de Estación	Criterios
13	Abastecimiento de agua para una gran ciudad, amenazado por residuos de fertilizantes e intrusión salina.
14	Agua para gran irrigación amenazada por filtración de lixiviados.
15, 16, 17	Pozos perforados para el monitoreo del avance de posible impacto contaminante.

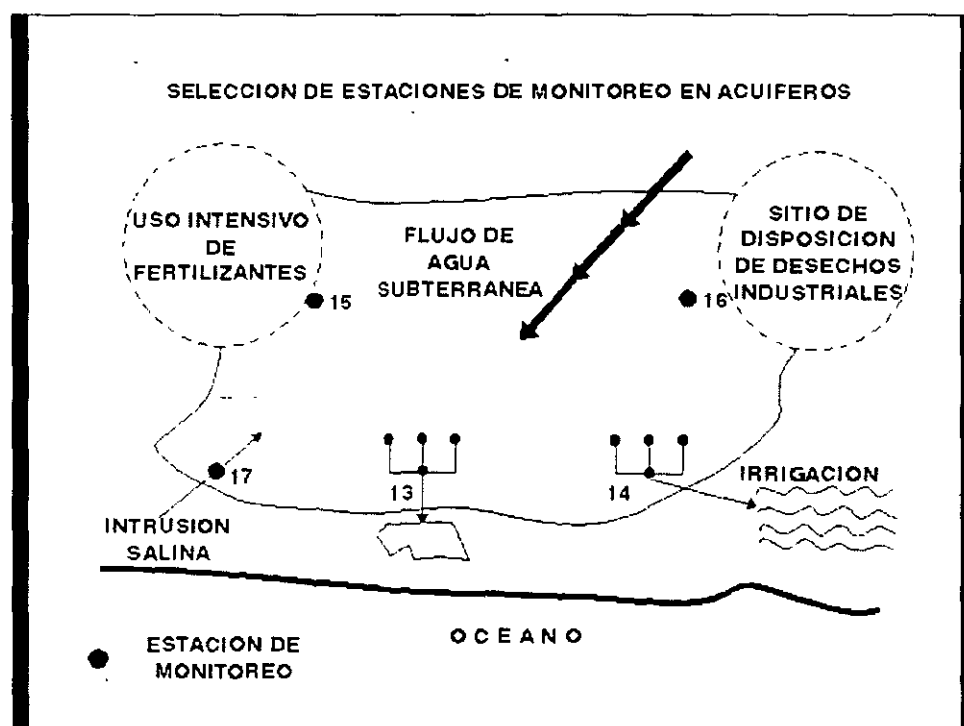


Figura 3.3 localización de estaciones en un acuífero

3.2.2 Visita a la estación de muestreo.

Realizar un reconocimiento previo de la zona en donde se establecieron las estaciones de muestreo y las características de las mismas. Posteriormente, visitar la estación a muestrear.

3.2.2.1 Ubicación y descripción de la estación de muestreo

La ubicación y el número de identificación de una estación de muestreo de calidad del agua, deberá ser exactamente marcada en un mapa a escala 1 : 50 000 con una "X", círculo o punto. Esto permitirá encontrar fácilmente la estación.

Es recomendable realizar un croquis con rasgos útiles de la ubicación del sitio de muestreo con anotaciones complementarias tales como, ubicación, aguas arriba y/o aguas abajo, de algún acceso de descarga, canales de retorno, y cambios de morfología como: caídas rápidas, en caso de corrientes, etc.

En el caso de cuerpos de aguas subterráneas, como pozos y norias, indicar la obra de construcción del pozo; rudimentario, limpio; medio ambiente sanitario circundante al mismo (porqueriza, animales de corral, etc.), si se encontró con o sin tapa el pozo o noria, profundidad del mismo, medición del ademe y las características de la bomba del pozo y anotaciones simbólicas de lo mencionado en el croquis.

Para cuerpos de agua, lagunas, lagos, presas u otros, anotar la magnitud y morfología. Así como los tipos de descarga que se vierten, las distancias de éstos a las estaciones establecidas (no de las descargas). Lo anterior es con el propósito de observar su área de influencia y la capacidad de autopurificación del mismo, según volumen, magnitud del cuerpo y vertido contaminante.

En ríos, anotar el tipo y número de descargas de aguas residuales cercanas al punto de muestreo, el área de influencia, la cuenca hidrológica a la que pertenece, la población afectada y los diferentes usos a que se destina el agua.

Para cumplir con los estándares nacionales de manejo de datos, es conveniente medir y anotar las coordenadas en unidades de grados, minutos y segundos de latitud y longitud. Esto se logra con la ayuda de un mapa topográfico escala 1:50 000 usando coordenadas UTM, otra es usar un instrumento portátil de sistema de posicionamiento global (GPS).

Finalmente, es conveniente tomar fotografías de la estación con el propósito de documentar el sitio, describir los puntos de foto al detalle en la libreta de campo. Los puntos de foto son naturales, tales como un árbol o una roca grande. Por ejemplo, el fotógrafo puede recargarse en el tronco de un árbol específico para realizar la fotografía. Si no hay puntos de referencia naturales, se debe de tratar de marcar el punto de foto de una manera semipermanente, por ejemplo un montículo de piedras, etc.

El incluir a una persona en la foto del punto de muestreo proporciona una idea mas clara de la escala que se está manejando. Para una estación de agua superficial se deben obtener las siguientes fotografías: una aguas arriba del punto de muestreo mirando aguas abajo y otra aguas abajo del sitio mirando aguas arriba el punto de muestreo. Esto será de gran ayuda para visitas posteriores ya que se podrán apreciar y documentar los cambios que han ocurrido en el sitio a través del tiempo.

4. TÉCNICAS GENERALES DE MUESTREO

La colecta de muestras de la calidad no solo involucra el proceso de adquirir físicamente la mejor muestra posible para el futuro análisis, sino también el caracterizar el ambiente en el cual fue tomada la muestra, y el manejo de la muestra para que se proteja el valor del objetivo propuesto. La finalidad de la colecta de la muestra y las mediciones de campo es representar con exactitud el agua en ese tiempo. Esto significa obtener una serie de medidas (parámetros o medidas en el sitio) de una manera pre-establecida, preservando y manteniendo la calidad del agua y las muestras para Control de Calidad y Aseguramiento de Calidad.

4.1. Tipo de muestra

El muestreo consiste en tomar una muestra homogénea que sea representativa del cuerpo de agua. La muestra puede ser simple o compuesta. La primera se toma individualmente y la segunda es una mezcla de muestras individuales tomadas en un período de tiempo determinado y en volúmenes fijos ó proporcionales al gasto.

Para decidir el tipo de muestra que se debe tomar se considerará primeramente el objetivo del programa y los análisis a ser efectuados. También deben tomarse en cuenta las condiciones de flujo (continuo o intermitente) y la variabilidad de los constituyentes con respecto al tiempo.

4.1.1. Muestras individuales o simples.

Representan las condiciones y características de un cuerpo de agua en el instante en que es tomada la muestra. Se recomienda este tipo de muestras para determinaciones que deben efectuarse tan pronto como se colecta la muestra; pH, cloro residual, temperatura, oxígeno disuelto y en algunos casos coliformes fecales y totales.

También se emplea cuando se considera que este tipo de muestra es representativa de las características del sitio de muestreo, como son los casos de:

- a) El cuerpo de agua no presenta alteraciones en su composición a lo largo de ella y en cuanto a tiempo.
- b) Cuando se tienen descargas no usuales, por ejemplo; de una planta de tratamiento.
- c) Cuando se presentan flujos intermitentes, por ejemplo; descargas industriales.

4.1.2. Muestras compuestas

Son el resultado de la mezcla de un número definido de muestras simples, colectadas durante un cierto período.

Este tipo de muestras es empleado cuando se requiere conocer las condiciones promedio de un cuerpo de agua, por ejemplo para ajustes en el control de proceso o cálculo de las eficiencias de remoción en una planta de tratamiento; también suelen usarse para conocer las condiciones de un sitio grande, por ejemplo: lagos o ríos. Además se recomienda que las muestras sean compuestas para que representen el promedio de las variaciones de los contaminantes.

Las muestras compuestas pueden ser de volumen fijo o de volumen proporcional, dependiendo del intervalo de muestreo y el volumen de cada muestra individual que las componen.

a) Muestras compuestas de volumen fijo

Para este tipo de muestras se mantiene constantes tanto el intervalo de muestreo como el volumen de la muestra. Se emplea cuando no hay grandes variaciones de caudal (máximo 15% de variación).

Determinación del volumen de la muestra:

- i) Establecer el volumen total de la muestra, en función de los análisis por realizar.
- ii) Determinar el número de muestras y su frecuencia.
- iii) Dividir el volumen total entre el número de muestras para obtener el volumen individual.

Ejemplo: Se requieren dos litros de muestra compuesta de volumen fijo del tanque de aeración de una planta de tratamiento. El caudal considerado constante es de 150 L/s y se muestrea cada 6 horas.

Número de muestras en 24 horas; 4, una cada 6h

volumen total requerido; 2 litros

volumen individual; $2000 \text{ mL} / 4 = 500 \text{ mL}$

b) Muestra compuesta de volumen proporcional

La colección de este tipo de muestra puede efectuarse de dos formas:

- i) Mantener constante el volumen de cada muestra individual, variando el intervalo entre cada toma, de manera que resulte proporcional el caudal; es decir, a mayor flujo disminuye el intervalo entre tomas.
- ii) Mantener constante el lapso entre tomas y ajustar el volumen de la muestra a las variaciones del caudal, siendo este más representativo cuando se presentan grandes variaciones de flujo.

Para coleccionar este tipo de muestras, se requiere medir previamente el gasto en la corriente a muestrear a fin de determinar sus variaciones; además de planear cuidadosamente los detalles relativos a horarios y volúmenes de muestra. Para efectuar lo anterior sirven como guía los siguientes pasos:

- i) Determinar el volumen total de muestra compuesta con base en las determinaciones que se desean realizar

- ii) Establecer el número de muestras, fijando el intervalo de tiempo entre cada toma.
- iii) Calcular el gasto promedio mediante las lecturas realizadas, empleando la siguiente relación:

Gasto promedio = suma de los gastos considerados / número de lecturas

Determinar el volumen de cada muestra individual con la relación:

Vol. de muestra individual = (gasto instantáneo)(vol. final de muestra) / (No de muestras colectadas)(gasto promedio)

Ejemplo 1: determinar el volumen de muestra instantáneo si requiere una muestra compuesta de 4 litros, realizando muestreos cada 4 horas; siendo las lecturas de gasto las siguientes:

Hora	Gasto: L/s
0:00	150
4:00	200
8:00	250
12:00	165
16:00	230
20:00	80

- volumen total necesario : 4 litros

- número de muestras por día, frecuencia: 6 muestras c/4 horas

- gasto promedio (gp):

$$gp = (150 + 200 + 250 + 165 + 230 + 80)/6 = 179.1 \text{ L/s}$$

- volumen de la muestra para cada hora

hora	volumen de muestra individual
0:00	$(150 \times 4)/(6 \times 179.1) = 0.560 \text{ L} = 560 \text{ mL}$
4:00	$(200 \times 4)/(6 \times 179.1) = 0.740 \text{ L} = 740 \text{ mL}$
8:00	$(250 \times 4)/(6 \times 179.1) = 0.930 \text{ L} = 930 \text{ mL}$
12:00	$(165 \times 4)/(6 \times 179.1) = 0.610 \text{ L} = 610 \text{ mL}$
16:00	$(230 \times 4)/(6 \times 179.1) = 0.860 \text{ L} = 860 \text{ mL}$
20:00	$(80 \times 4)/(6 \times 179.1) = 0.300 \text{ L} = 300 \text{ mL}$

Otro procedimiento para determinar las muestras compuestas de volúmenes proporcionales es con la siguiente fórmula:

Volumen
proporcional = $\frac{\text{Caudal medido al momento de tomar muestra}}{\text{Gasto total}} \times \text{Volumen total requerido para el análisis}$
en L
de la corriente

EJEMPLO 2: Para un volumen de muestra de 4 litros, será necesario determinar los volúmenes parciales que se requiere muestrear en tres períodos de tiempo previamente asignados. Los cálculos se muestran en la siguiente tabla:

Determinación de volúmenes parciales para muestras compuestas

Número de muestras simples	Intervalo de tiempo	Gasto (L/s)	Recolección para 4 litros	Volumen requerido (L)
M1	t1	970	$x1=(970/2471) \times 4$	x1= 1.57
M2	t2	858	$x2=(858/2471) \times 4$	x2= 1.38
M3	t3	643	$x3=(643/2471) \times 4$	x3= 1.04
Gasto Total		2471		Suma = 3.99 (Volumen total de muestra)

Las muestras compuestas proporcionan resultados promedio en el tiempo de muestreo y éstas no indican las concentraciones máximas o mínimas del parámetro investigado.

Las muestras compuestas no son aplicables para parámetros tales como oxígeno disuelto, pH, temperatura, cianuro libre, metales disueltos, grasas y aceites, cloro residual, sulfuro soluble y bacterias, a causa de las variaciones en el tiempo o por las posibles reacciones químicas entre los constituyentes de varias muestras.

El intervalo entre la toma de cada muestra simple para integrar la muestra compuesta, debe ser el suficiente o el establecido en Normas para determinar la variación del agua residual, y se deben tomar de tal manera que cubran las variaciones de la descarga durante 24 horas como mínimo.

Se recomienda que el intervalo de tiempo entre la toma de muestra y su análisis sea el menor posible y no exceda de 3 días, y que las muestras se mantengan preservadas a 4°C durante el transporte y almacenamiento de las mismas.

4.2. Toma de muestra

Esta actividad, la forma en que se toma la muestra, es la mas importante en el inicio del análisis, pues de ello depende en gran parte, la representatividad de los resultados analíticos que se obtienen, por lo que se deben tomar en cuenta en el momento de muestrear las siguientes condiciones generales:

- a) Identificar clara e inmediatamente las muestras, en la mayoría de los casos es mejor emplear un número consecutivo y de ser posible una clave que indique el estudio al que pertenecen las muestras.
- b) Las muestras se deberán de tomar en los sitios de mayor turbulencia, o después de esta, lo cual asegura homogeneidad en el cuerpo de agua.
- c) Evitar tomar la muestra en sitios muy cercanos a la orilla o pared del cuerpo de agua.
- d) No deben colectarse depósitos o materiales adheridos a las paredes del cuerpo de agua o superficie del mismo, así como tampoco es recomendable coleccionar partículas grandes o no usuales.
- e) Aunque los recipientes son descontaminados en el laboratorio, es conveniente siempre usarlos para contener el agua que almacenan la primera vez, esto es residual, potable o de un cuerpo específico.

En general, las muestras se deberán recolectar en donde el flujo sea más caudaloso y a la vez en la parte más homogénea para asegurar su uniformidad.

4.2.1. Técnicas de toma de muestra

a) Oxígeno disuelto

Se toma con el muestreador para oxígeno disuelto; de no haber la profundidad suficiente para la inmersión de este equipo, se colecta con una botella winkler la cual se tomará lentamente, sin airear, hasta llenarla y taponarla, colocando un sello hidráulico, (sello de agua que se forma al colocar el tapón en la botella winkler).

En donde se pueda introducir el muestreador para oxígeno disuelto con la profundidad suficiente para recolección de la muestra, se introduce este equipo en forma vertical teniendo dentro de éste la botella winkler destapada lo mismo que el cilindro. Al observarse que el cilindro se llena es cuando se puede sacar la botella winkler colocando el tapón con su sello hidráulico.

También se podrá realizar esta determinación mediante un oxímetro en el sitio del muestreo.

b) Físico químicos

Según sean las condiciones del lugar, se podrá tomar la muestra ya sea sumergiendo el recipiente (por lo general de polietileno de 3 L de capacidad), o tomando la muestra en forma directa.

c) Grasas y aceites

Las muestras deben tomarse en frascos de vidrio de boca ancha. Durante el muestreo no se debe llenar el frasco para evitar que al taponarlo, se derrame la muestra y se pierda el aceite flotante. No debe enjuagarse el frasco, el muestreo es directo.

La muestra deberá ser representativa, el sitio de muestreo será homogéneo, se tomará en la superficie de una corriente o de otro cuerpo de agua.

d) Metales pesados

La muestra debe ser tomada en botellas perfectamente limpias, de plástico, llevando un tapón del mismo material, acidularla con ácido nítrico concentrado Suprapur hasta un pH aproximado de 2.0 para reducir la precipitación y adsorción sobre las paredes del envase.

e) Bacteriológicos

Al muestrear se debe llenar el recipiente a 3/4 partes de su capacidad, se deja el espacio de aire necesario, para homogeneizar la muestra y preservar las condiciones microbiológicas reales.

Procedimiento general para la recolección de muestras

- i) Introducir el frasco aproximadamente 30 cm bajo la superficie de la corriente.
 - ii) Destapar el frasco dentro del agua; la boca del envase deberá quedar en sentido contrario al flujo de la corriente.
 - iii) Una vez que ocupó el volumen correspondiente del frasco, taparlo dentro del agua.
- Para la toma de una muestra de una toma domiciliaria. Se deberá limpiar con alcohol y dejar que el agua fluya por 2 ó 3 minutos (purga de la línea), después cierre parcialmente el flujo y tome la muestra.

En caso de usar bolsas desechables estériles utilizar el siguiente procedimiento:

- i) Quitar el sello de la bolsa.
- ii) Introducir la bolsa aproximadamente 30 cm bajo la superficie de la corriente.
- iii) Abrir la bolsa dentro del agua; la boca de la bolsa deberá quedar en sentido contrario al flujo de la corriente.
- iv) Una vez que ocupó el volumen correspondiente a las 3/4 partes de la bolsa, cerrarla dentro del agua.
- v) Fuera del agua se sella la bolsa dándole dos giros sobre su eje y amarrando los extremos del eje.

A las muestras de agua procedentes de ríos, arroyos, lagos u otros que se presume contengan concentraciones de metales pesados mayores de 0.01 mg/L, es necesario adicionar a la botella 0.3 mL de solución al 15% de ácido etilendiaminotetracético (EDTA) para inhibir la acción bacteriana.

f) Compuestos orgánicos

Para el análisis de este grupo se emplean diferentes recipientes, su uso depende de los parámetros a cuantificar.

- i) Extractables en medio ácido y alcalino (orgánicos semivolátiles): Se emplean frascos de vidrio color ámbar, de boca angosta y tapa de rosca y de teflón, con capacidad de un litro como mínimo. El frasco no debe enjuagarse con el agua a muestrear.
- ii) Plaguicidas: Para este grupo se emplea un frasco de dos litros de capacidad, de vidrio color ámbar, boca angosta y tapa de rosca y de teflón. Se recomienda enjuagar el frasco con el agua a muestrear.

- iii) **Compuestos volátiles** : Se requiere de dos tubos de vidrio con capacidad de 40 mL cada uno, tapa roscada de teflón y empaque tipo septum. Uno de los tubos debe contener tiosulfato de sodio en solución al 1% (por cada 25 mL de muestra se deben agregar 0.05 mg de tiosulfato de sodio) y ambos tubos serán preservados a 4°C. Los tubos se deberán llenar completamente, evitando la agitación, burbujeo y derrame de la muestra, por lo que se debe procurar que el flujo del líquido al interior del tubo sea muy lento o bajo la superficie.

4.2.3. Preservación de la muestra.

Es prácticamente imposible una preservación completa de las muestras, ya sean para aguas naturales, residuos líquidos domésticos o industriales. Sólo se pueden retardar los cambios químicos y biológicos que inevitablemente se producen después de que se toma la muestra. En general mientras más corto sea el tiempo transcurrido entre la toma de la muestra y su análisis, más confiables serán los resultados obtenidos.

La técnica de preservación más empleada es la refrigeración, la cual actúa principalmente, como inhibidor bacteriano, pero no es recomendable para las muestras que serán analizadas para la determinación de predominancia de microorganismos (protozoarios), ya que esta técnica altera su forma.

El ácido nítrico previene la precipitación de metales disueltos.

Para determinaciones de materia orgánica, como DBO y COT, es recomendable el empleo de ácido sulfúrico, el cual actúa como inhibidor bacteriano. Además, es preferible llenar completamente los recipientes de muestreo y sellarlos.

Para la determinación de grasas y aceites es recomendable emplear ácido clorhídrico, aunque también puede ser ácido sulfúrico.

El hidróxido de sodio, actúa formando sales inorgánicas y como inhibidor bacteriano, empleándose en muestras que serán analizadas para ; amoníaco, amínas, cianuros, ácidos orgánicos, fósforo orgánico y algunas formas de materia orgánica.

El tiosulfato de sodio es empleado para inhibir la acción bacteriana del cloro en muestras para análisis bacteriológicos y compuestos volátiles orgánicos.

Los preservadores que se usan comúnmente, se muestran en los cuadros 1 y 2. En ellos, también se puede tener conocimiento del volumen de muestra requerida en función de los parámetros a analizar, el tipo de envases más convenientes, según la muestra, el tipo de preservador y el tiempo máximo de almacenaje.

Cuadro .1. Acción y aplicación de algunos tipos de preservadores usados mas comúnmente

PRESERVADOR	ACCION	APLICABLE A:
Cloruro mercúrico	Inhibidor bacteriano	Nitrógeno y fósforo en todas sus formas
Acido nítrico Suprapur	Solvente de metales , prevenir la precipitación	Metales
Acido sulfúrico	Inhibidor bacteriano	Muestras orgánicas (DQO, grasas y aceites)
Álcali	Formación de sales con compuestos volátiles	Cianuro, ácidos orgánicos
Refrigeración o congelamiento	Inhibidor	Acidez, alcalinidad, material orgánico, color, olor, análisis bacteriológico

Cuadro 2. Recomendaciones para el muestreo de aguas y aguas de residuales

Parámetros	Volumen mínimo requerido ml	Preservador	Tiempo máximo de almacenamiento recomendado
Acidez	100	Refrigeración	24 h
Alcalinidad	200	Refrigeración	24 h
Bacteriológico	100	Refrigeración	6 h
Boro	100	No requiere	28 d
Carbono orgánico total	100	Refrigeración y añadir h ₂ so ₄ pH<2	7 d
Cianuro total	500	Añadir NAOH pH >2 refrigerar en la oscuridad	24 h
Cloro residual	500	Analizar inmediatamente	0.5 h
Clorofila	500	Oscuridad	30 d
Cloruros	50	Refrigeración	24 h
Color	500	Refrigeración	48 h
Conductividad	500	Refrigeración	28 h
DBO	1000	Refrigeración	6 h
DQO	100	H ₂ so ₄ pH < 2	7 d
Dióxido de carbono	100	Analizar inmediatamente	0.5 h
Dureza	100	Añadir hno ₃ pH<2	6 m
Fenoles	500	H ₂ so ₄ pH < 2	28 d
Fluoruros	300	No requiere	28 d
Fosfatos	100	Refrigeración	48 h
Grasas y aceites	1000	H ₂ so ₄ pH < 2 refrigeración	28 d
Iodo	500	Analizar inmediatamente	0.5 h
Nitrógeno amoniacal	500	H ₂ so ₄ pH < 2 refrigeración	7 d

Cuadro 2. Recomendaciones para el muestreo de aguas y aguas de desecho

Parámetros	Volumen mínimo requerido ml	Conservador	Tiempo máximo de almacenamiento recomendado
Nitratos	100	H ₂ so ₄ ph < 2 refrigeración	28 d
Nitritos	100	Analizar inmediatamente	0.5 h
Nitrógeno orgánico	500	H ₂ so ₄ ph < 2 refrigeración	7 d
Material sedimentable	1000	Refrigeración	7 d
Metales	500	Para disolver metales filtre inmediatamente añada hno ₃ pH < 2	6 m, pero varia en ciertos metales
Olor	500	Analizar inmediatamente	
Oxigeno disuelto	300	Acidificar y titular	8 h
pH	100	Analizar inmediatamente	2 h
Compuestos orgánicos	----	Refrigeración adicionar 100 mg na ₂ s ₂ o ₃ /l	7 d
Sílice	500	Refrigeración	28 d
Sulfatos	100	Refrigeración	28 d
Sulfitos	100	Refrigeración adicionar 4 got. de acetato de zinc 2n/100 ml	28 d
Temperatura	100	Analizar inmediatamente	
Turbiedad	200	Oscuridad	24 h
Sólidos	500	Refrigeración	7 d
SAAM	100	Refrigeración	48 h

h = Horas; d = Días; m = Meses

4.2.4. Manejo y transporte de las muestras.

Es indispensable etiquetar de forma correcta las muestras colectadas, por lo que el objetivo de las etiquetas es que en cualquier momento sea posible identificar las muestras. Estas etiquetas deben contener como mínimo la siguiente información:

- Nombre del estudio
- Nombre del sitio
- Análisis requerido
- Número de muestra
- Fecha y hora de muestreo

Para algunos parámetros a continuación se detalla los procedimientos de transporte.

a) Muestras de Oxígeno Disuelto.

Después de fijarlas, se deben refrigerar. Evitar la exposición a la luz solar y transportarlas en cajas adecuadas para evitar pérdidas de muestra por movimientos.

b) Muestras para análisis físico químicos.

Cuidar que las botellas estén perfectamente cerradas para evitar pérdida de muestra y refrigeradas adecuadamente, manteniendo los recipientes con bastante hielo, durante el tiempo que dure su transporte al laboratorio.

c) Muestras para grasas y aceites.

Igual que lo anterior, sólo que se debe tener especial cuidado por ser botellas de vidrio.

d) Muestras para análisis bacteriológicos.

Para evitar los cambios producidos por la proliferación de organismos, la muestra deberá mantenerse en la obscuridad (envueltas en papel aluminio, papel manila o estraza), y a baja temperatura (refrigeración) hasta que se analicen.

El tiempo de transporte de las muestras al laboratorio preferentemente no deberá exceder de 12 horas.

4.3. Muestreo de aguas residuales

En el muestreo de aguas residuales, se define como agua residual aquella de composición variada proveniente de usos municipales, industriales, comerciales, agrícola, pecuario o de cualquier otra índole, ya sea pública o privada y que por tal motivo haya sufrido degradación o alteración en su calidad original.

Debido a que las aguas residuales están sujetas a variaciones en su calidad, es indispensable que para que la muestra de agua sea representativa, se tomen muestras compuestas.

4.3.1. Procedimiento

Las técnicas para la toma de una muestra de agua pueden ser de forma manual y automática, dependiendo de la profundidad del cuerpo de agua por muestrear.

a) Muestreo directo o manual.

Se utilizará cuando se tenga una profundidad pequeña en el cuerpo de agua, en este caso se colecta la muestra directamente en el envase que va a almacenar la muestra en el caso de físico químicos.

b) Muestreo con equipo automático.

La aplicación de estos equipos se realiza por lo general en estaciones fijas. La recolección es por medio de una pequeña bomba, que succiona el agua, y la deposita en uno o varios envases, los cuales regulan la velocidad y frecuencia de extracción de la muestra. Es necesario que al equipo se le dé un adecuado mantenimiento.

Generalmente los muestreadores automáticos operan durante 24 horas, por lo que es necesario colocar en el recipiente de muestreo conservadores, lo cual limita el número de parámetros que pueden ser medidos en la muestra compuesta. También en algunos casos, como en el de SST, la aplicación de estos equipos no es satisfactoria, ya que las muestras que se obtienen no son significativas.

Cualquiera que sea el método de muestreo específico que se aplique a cada caso, debe cumplir los siguientes requisitos:

Las muestras deben ser representativas de las condiciones que existan en el punto y hora de muestreo y tener el volumen suficiente para efectuar en él las determinaciones correspondientes.

Las muestras deben representar lo mejor posible las características del efluente total que se descarga por el conducto que se muestrea.

Al efectuarse el muestreo, deben anotarse los datos requeridos para llenar la Hoja de Registro de Campo.

4.3.2. Muestreo en tomas.

Se recomienda que se instalen tomas en conductos a presión o en conductos que permitan el fácil acceso para muestrear a cielo abierto con el objeto de caracterizar debidamente las aguas residuales. Las tomas deben tener un diámetro adecuado para muestrear correctamente las aguas residuales en función de los materiales que puedan contener, deben ser de la menor longitud posible, y procurar situarlas de tal manera que las muestras sean representativas de las descargas. Se recomienda el uso de materiales similares a los del conducto, de acero al carbón o de acero inoxidable.

Se deja fluir un volumen aproximadamente igual a diez veces el volumen de la muestra y a continuación se llena el recipiente de muestreo. Es necesario enjuagar varias veces el recipiente con el agua a muestrear antes de tomar la muestra.

4.3.3. Muestreo en descargas libres.

Cuando las aguas residuales fluyan libremente en forma de chorro, debe emplearse el siguiente procedimiento:

Se introduce el muestreador en la descarga o de ser posible, se toma directamente la muestra en su recipiente. Enjuagando repetidas veces el envase antes de efectuar el muestreo.

4.3.4. Muestreo en canales y colectores.

Se recomienda tomar las muestras en el centro del canal o colector de preferencia en lugares donde el flujo sea turbulento a fin de asegurar un buen mezclado. Si se va a evaluar contenido de grasas y aceites se debe tomar en la superficie y en sentido contrario a la corriente en donde no haya mucha turbulencia para asegurar una mayor representatividad. Para grasas emulsionadas, la grasa se debe tomar a una profundidad de 20 ó 30 centímetros de la superficie.

El recipiente muestreador se debe enjuagar repetidas veces con el agua por muestrear antes de efectuar el muestreo. El recipiente muestreador atado a una cuerda y sostenido con la mano, de preferencia enguantada, se introduce en el agua residual completamente y se extrae la muestra.

Si la muestra se transfiere del recipiente, se debe cuidar que ésta siga siendo representativa (agitarla vigorosamente antes de transferirla).

4.3.5. Aforo de descargas residuales.

Los métodos de determinación más comúnmente empleados son:

a) Método de sección y velocidad.

Consiste en calcular separadamente la sección transversal de la corriente (por sondeo o algún otro procedimiento topográfico) y la velocidad del agua.

b) Método de sección y pendiente hidráulica.

Consiste en determinar:

- i) El área de la sección transversal media de la corriente en el tramo considerado para el aforo.
- ii) El radio hidráulico de dicha sección.
- iii) La pendiente hidráulica a lo largo del tramo considerado para el aforo.
- iv) Las características del cauce y el estado en que este se encuentra, a fin de elegir el coeficiente de rugosidad apropiado.

c) Mediciones de gasto por medio del aforador Parshall.

Consiste en medir la velocidad de la corriente en un canal abierto que tiene una sección de entrada, con lados levemente convergentes hacia una angostadura o garganta, de dimensiones

cuidadosamente fijadas y una sección de salida cuyos lados divergen en mayor proporción hacia la anchura original del canal.

d) **Método volumétrico.**

Este método se emplea cuando en la corriente que se va a aforar descargan gastos pequeños de tuberías y canales.

e) **Método por fórmulas.**

Este método se utiliza únicamente cuando:

- i) No es posible calcular la pendiente de la tubería.
- ii) La descarga se hace mediante bombeo.
- iii) La tubería está enterrada, y se aprecia únicamente el chorro del agua.

4.4. Muestreo de cuerpos receptores.

4.4.1. Procedimiento.

Cualquier método de muestreo que se aplique, debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Las muestras deben ser representativas de las condiciones que existan en el sitio y hora de muestreo, y debe tener el volumen suficiente para efectuar en él las determinaciones correspondientes.
- b) Para el muestreo en cuerpos receptores se debe establecer una red de muestreo que represente las condiciones particulares del cuerpo receptor, debiéndose tomar las muestras en lugares donde se considere exista más variación.
- c) Con el objeto de conocer las variaciones de las condiciones particulares del cuerpo receptor, se debe establecer un ciclo anual de muestreo que cubra las épocas de precipitación pluvial y estiaje.

Al efectuarse el muestreo deben anotarse los datos mencionados anteriormente.

4.4.2. Muestreo en ríos y arroyos.

Se debe muestrear y aforar de acuerdo a los siguientes puntos:

- a) Tenga cuidado con inundaciones repentinas. Si un evento de inundación es probable y aún así se tiene que obtener las muestras, por su seguridad vaya siempre en equipos de dos personas. Busque una ruta fácil de escape.
- b) Seleccione una localización de muestreo en o cerca de una estación de aforo para que se pueda relacionar el flujo del río con la muestra de calidad del agua. Si no existe una estación de aforo, mida la velocidad de flujo en la hora del muestreo.
- c) Use puentes o botes en donde el andar en el agua es peligroso o no práctico. Aguas arriba de la descarga, a una distancia tal que no se manifieste influencia de ésta.
- d) En la descarga misma, lo más próximo posible a su desembocadura al cuerpo receptor.
- e) Aguas abajo de la descarga, a una distancia tal que se considere se haya efectuado una mezcla uniforme de la descarga en el cuerpo receptor.

- f) En el caso de que se tomen muestras individuales, éstas deben tomarse preferentemente a media corriente y a media profundidad.
- g) Cuando se dispone de equipo muestreador, la muestra será más representativa si se toma en la superficie, a profundidad, sin tocar el fondo y a media corriente. Los volúmenes a tomar estarán relacionados con el caudal de la corriente.
- h) Se recomienda muestrear a una distancia tal, que se considere que el cuerpo receptor haya absorbido el efecto de la descarga, para apreciar el grado de recuperación del cuerpo receptor.
- i) Para fines de estudio del cuerpo receptor, se debe muestrear en aquellos sitios en que se aprecien cambios fuertes de sección, caídas, zonas cubiertas de lirio u otros organismos eutroficantes.
- j) La muestra deberá ser recolectada a la mitad del área del flujo para evitar contaminaciones, independientemente de tomarse varias series a diferentes profundidades en el caso de los ríos por su hidrografía respectiva.
- k) Determinación de la velocidad con molinete. Es un aparato provisto de una hélice o una rueda de copas que, accionada por la corriente, gira alrededor de un eje montado en un dispositivo de suspensión, que transmite su movimiento a un sistema registrador y así permite conocer el número de vueltas que da la hélice en un tiempo determinado. En cada aparato la relación entre el número de revoluciones que da la hélice en un tiempo determinado y la velocidad que lleva la corriente se sabe por observaciones del laboratorio hechas con anterioridad. Las fábricas de molinetes presentan tablas que relacionan el número de revoluciones de la hélice en un tiempo determinado y la velocidad.

Para medir la velocidad con el molinete se procede de la siguiente manera:

Se observa, al girar la hélice o juego de copas en el aire, el número de revoluciones que da para mandar la señal al audífono.

Se coloca el molinete a la profundidad deseada y se mide con un cronómetro el tiempo que tarda en mandar un determinado número de señales o sonidos.

El método más comúnmente empleado consiste en colocar el molinete a una distancia de 0.2 y 0.8 del fondo del río y en el centro de cada una de las fracciones o segmentos seleccionados. Esto es si el río tiene una profundidad de 2 metros, el molinete será colocado a 0.4m y a 1.6m del fondo y si se cuenta con secciones de 3m, se colocará a 1.5m. Con el tiempo medido y el número de revoluciones contadas, en la tabla del fabricante del molinete se calcula la velocidad.

- l) Aforo. La medida del flujo del río es importante para estimar la carga de contaminación y otros impactos. El primer paso es la ubicación de una sección transversal. Ubicar un canal derecho y uniforme y relativamente libre de rocas y vegetación. Asegurarse de que el flujo esté uniforme y libre de remolinos, aguas lentas y turbulencia excesiva. Después de haber ubicado la sección transversal, determine el ancho del río. Extender una cinta de medir de orilla a orilla a un ángulo perpendicular a la dirección del flujo. Después, establecer las verticales. Ubicar las verticales para que ninguna sección parcial tenga más que cinco por ciento de flujo total. En la primera vertical, mirando río arriba, baje el medidor de velocidad en el fondo del canal, anote su profundidad, luego levante el medidor a 0.8 y 0.2 de la distancia de la superficie del río, mida las velocidades del agua

en cada nivel y saque el promedio. Continúe con éste procedimiento hasta llegar a la otra orilla. Una vez que la velocidad, profundidad y distancia de la sección transversal han sido determinadas, se puede usar el método de la "sección-mediana" para determinar el flujo total.

$$Q = ((D1+ D2)/2) ((V1+ V2)/2)W1+ \dots + ((Dm+ Dn)/2) ((Vm+ Vn)/2) Wm$$

En donde; Q = gasto del río en m³/s
D = profundidad en m
V = velocidad en m/s
W = ancho de la sección en m

4.4.3. Muestreo en lagos, lagunas y presas.

La determinación representativa de la calidad de agua en embalses a veces requiere que se tomen muestras en más de una localidad. Estas ubicaciones dependerán de los objetivos del programa de muestreo, el impacto de las fuentes locales de contaminación, y el tamaño del cuerpo de agua.

a) Determinación de parámetros de campo.

Es conveniente medir la temperatura, la conductividad eléctrica, el pH y el oxígeno disuelto para evaluar la variabilidad y estratificación tridimensional de la calidad del agua. Si se cuenta con una lancha, medir el cambio de éstos parámetros a diferentes profundidades bajando y levantando lentamente las sondas en los sitios establecidos. Si no se cuenta con la lancha, se pueden tomar mediciones en varias ubicaciones accesibles a lo largo de la orilla, lo anterior como última opción.

b) Muestreo en los bordes de los embalses.

Si no se dispone de una lancha, coleccionar las muestras a una distancia lo más lejana de la orilla y anotar ésta distancia y la profundidad del punto.

c) Muestreo a distancia de las orillas.

Se pueden obtener muestras de agua de estos cuerpos utilizando muestreadores tipo Van Dorn. También se pueden usar bombas peristálticas con mangueras pesadas. Es conveniente usar envases y bombas hechos de materiales compatibles con los parámetros que se van analizar. En general, enjuagar los materiales con el agua del lago antes de coleccionar, obtenga muestras con las concentraciones más bajas (saque de la superficie antes de sacar del fondo). En lagos poco profundos, aquéllos en los cuales la concentración de oxígeno disuelto está moderadamente uniforme con la profundidad, obtener la muestra a una profundidad de 30 cm. En aquellos que estén estratificados, obtener las muestras a un mínimo de tres profundidades, una a 30 cm de profundidad, otra a 1 m antes del fondo y la tercera a al mitad de estas. Anote la ubicación, las determinaciones físicas y la profundidad de cada una de las muestras. Descontamine el muestreador antes de volver a usarlo.

4.4.4. Muestreo de aguas subterráneas.

Se considerarán en este muestreo las aguas provenientes de los pozos de producción, los cuales son pozos de abastecimiento público, irrigación, ganado o industria que cuentan con equipo de bombeo. Estos pozos permiten fácil acceso al agua para realizar mediciones en el sitio.

a) Selección de sitio de muestreo.

Colectar la muestra lo más cercano al ademe del pozo, previo cualquier tanque de almacenamiento, sistemas de tratamiento y líneas de distribución. Generalmente se toman las muestras de las llaves, taponés y/o válvulas en las tuberías de desagüe.

b) Purgado

El sacar o purgar el agua estancada del pozo, bomba y tubería para asegurar que la muestra sea representativa del agua del acuífero, es uno de los aspectos más importantes en la obtención de muestras. Es conveniente dejar correr el agua por un período de 5 a 10 minutos hasta que los parámetros de campo se estabilicen. Se deberán anotar los parámetros de campo para verificar que el purgado haya sido adecuado.

c) Toma de muestra

Una vez que se hayan estabilizado los parámetros de campo, llene las botellas de muestra directamente de la tubería de descarga. Deje que la muestra fluya suavemente dentro de la botella y tápela inmediatamente. Sin embargo, cuando se muestrea COV's y otras sustancias que se degradan rápidamente por aereación, es conveniente introducir la tubería en la botella e ir sacando conforme aumenta el nivel del agua.

Los parámetros de campo, medidos antes y durante el purgado y el muestreo, proveen evidencia científica y legal de que las muestras son representativas de las condiciones del acuífero.

5. MEDICIONES DE CAMPO

Las mediciones que se efectúan en el campo son los parámetros que se deberán realizar en el lugar para dar los valores reales y características de la muestra en su lugar de origen, ya que de realizarse hasta llegar al laboratorio, serían inevitables los cambios químicos y biológicos de la muestra. Por lo que este paso es muy importante y de gran ayuda.

El análisis lo deberá efectuar la misma persona que efectúa la toma de la muestra. En algunos casos, el análisis de campo, es suficiente para poder definir las condiciones de un cuerpo de agua, sin embargo, en la mayoría de los casos este análisis actúa como complemento del análisis de laboratorio.

Los parámetros más importantes para medir en el campo son:

- Temperatura
- pH
- Oxígeno Disuelto
- Conductividad

5.1. Temperatura

a) Definición

Potencial o grado calorífico referido a un cierto cuerpo.

b) Unidades

Generalmente se mide en grados centígrados o Celsius ($^{\circ}\text{C}$).

c) Propiedades

Las aguas subterráneas tienen una temperatura poco variable. A mayor profundidad la temperatura se incrementa, 1°C por cada 33m. La temperatura afecta la viscosidad del agua y la capacidad de absorción de gases.

d) Determinación en campo

El equipo a utilizarse para medir la temperatura en campo será aproximado de -10 a 100°C con escala subdividida en 1°C con la finalidad de facilitar la lectura. Esto es con un termómetro de inmersión, el cual se deberá sumergir en el agua de preferencia en movimiento y se anotará la lectura cuando ésta sea constante, será el valor real en el sitio del cuerpo de agua por muestrear.

5.2. Potencial de hidrógeno (pH).

a) Definición

Representa el potencial de iones hidrógeno. La escala práctica de pH, comprende del cero (ácido) al catorce (alcalino) con un valor medio de siete, que corresponde a la neutralidad exacta del agua destilada a 25°C .

b) Determinación

- i) Con papel tornasol, con el cual se tendrá que realizar una buena observación del papel indicador al ser sumergido en el cuerpo de agua. Además se debe esperar a que se desarrolle la coloración obtenida y determinar su valor comparándolo con la escala de pH. Lo anterior con una precisión de 0.5.
- ii) Método potenciométrico, Se cuenta con potenciómetros portátiles de electrodo combinado. El procedimiento de manejo es el siguiente:
 - Se deberá verificar la buena respuesta del equipo en el laboratorio (pilas en buen estado).
 - Se calibra el instrumento con una solución amortiguadora de pH conocido (solución Buffer).
 - Se procede a medir "IN SITU" el pH del cuerpo de agua por muestrear, ajustando previamente el botón de corrección de la temperatura, de acuerdo a las características propias del instrumento.
 - Se introduce el electrodo en la muestra y se mueve el botón de comando operacional en la posición de pH. Leer el pH de la muestra, esperando que el electrodo alcance su equilibrio (1 minuto), tomar la lectura.
 - Regresar el botón operacional a la posición de apagado.
 - Apagar el potenciómetro

5.3. Oxígeno disuelto.

a) Definición

El oxígeno es un gas soluble de la atmósfera, que unido a otros gases pueden ser absorbidos por el agua en la superficie.

b) Unidades

Las unidades para la determinación del oxígeno disuelto son miligramos por litro.

c) Propiedades

El contenido de oxígeno en el agua varía con la temperatura, por lo que cuando aumenta ésta la concentración de saturación disminuye. Además a mayor contenido de oxígeno disuelto y a un pH ácido, el agua es más agresiva (corrosiva).

d) Determinación

i) Método Winkler Modificado.

Se adiciona a la botella Winkler 2 mL de $MnSO_4$ cuidando que la punta se introduzca en el seno del líquido sin burbujear, a continuación se adicionan 2 mL del reactivo álcali-yoduro, la adición se realiza de la misma manera que el primer reactivo. Al hacer esta adición se forma un precipitado café si hay oxígeno disuelto, en el caso contrario el precipitado será blanco. Con este segundo reactivo queda fijado el oxígeno disuelto, agitar vigorosamente durante 30 s.

Se procede a colocar las botellas en hielo y en el laboratorio se le adicionan 2 mL de H_2SO_4 , y se agitan a total disolución. Habrá liberación de yodo el cual es estequiométricamente equivalente al oxígeno disuelto de la muestra y se valorará con una solución reductora de $Na_2S_2O_3$ 0.25 N.

ii) Método electrométrico

Se recomienda para actividades de monitoreo constante de este parámetro o en el caso de encontrar interferencias con el método Winkler. El instrumento como cualquier otro equipo tendrá que ser verificado en el laboratorio. Sumergir el electrodo en la muestra y tomar la lectura. Enjuagar finalmente con agua destilada el electrodo.

5.4. Conductividad.

a) Definición

Es la capacidad del agua para conducir la corriente eléctrica.

b) Unidades

Las unidades más usuales son: Microsiems por centímetro y Micromhos por centímetro, estas son equivalentes en magnitud.

c) Propiedades

La conductividad se incrementa con la temperatura y es proporcional a la presencia de iones disueltos (sales).

d) Determinación

La conductividad es un parámetro que se puede medir en el sitio, con un conductímetro portátil que también puede medir salinidad con una celda de conductividad específica de constante $K = 1$.

1. El procedimiento de operación es el siguiente:

- i) En el laboratorio se tendrá que verificar la energía del equipo, pilas en buen estado.
- ii) Revisar el revestimiento y limpieza de la celda.
- iii) Se introduce la celda tipo plomada al cuerpo de agua por medir quedando sumergida para tomar la lectura.
- iv) Realizar antes la corrección por temperatura.
- v) En caso de que sea una celda de plástico o vidrio se llevará una probeta para tomar la medición, siguiendo el siguiente procedimiento: Se recolectará la muestra y se verterá a la probeta, introduciendo posteriormente la celda mencionada, agitándola hasta excluir las burbujas de aire y lograr el equilibrio en la lectura. Se leerá el valor real de la conductividad específica de este cuerpo de agua.

6.- IMPORTANCIA DE LOS PARÁMETROS DE CALIDAD DEL AGUA

6.1 Parámetros fisicoquímicos

6.1.2 Demanda bioquímica de oxígeno

Esta prueba es muy usada para determinar el grado de contaminación de desechos domésticos e industriales en términos del oxígeno que ellos requerirán si son descargados en una agua natural, en el cual existen condiciones aerobias. La prueba es una de las más importantes en las actividades de control de la contaminación. Por su uso, es posible determinar el grado de contaminación en corrientes a cualquier tiempo. Entre más grande sea la carga orgánica desechada a un cuerpo de agua, mayor será la necesidad de oxígeno para su descomposición, por lo tanto, habrá una baja en el oxígeno disuelto creando condiciones que van en detrimento de la vida acuática y otros usos benéficos.

Las aguas naturales presentan en promedio un valor de 2 a 4 mg/l de DBO₅, pero esta se ve aumentada hasta valores de más de 100 mg/l cuando reciben descargas de aguas residuales, las cuales presentan valores al rededor de 300 a 2000 mg/l, o en algunos casos concentraciones mucho más elevadas.

6.1.2. Demanda química de oxígeno

La DQO es una determinación que representa una medida del oxígeno equivalente de la fracción de la materia orgánica que es susceptible de oxidación por un agente químico fuerte. La importancia de la determinación de este parámetro radica en que es aplicable para estudios de corrientes y desechos industriales ya que es de medición rápida.

En aguas superficiales libres de contaminación el valor de la DQO es de 20 mg/l aproximadamente, llegando a alcanzar valores de 250 mg/l cuando recibe descargas de aguas residuales. Aunque cabe aclarar que algunas descargas industriales presentan valores superiores a los 100 000 mg/l de DQO.

6.1.3. Oxígeno disuelto

El oxígeno es un elemento muy importante en el control de la calidad del agua. Su presencia es esencial para mantener las formas superiores de vida biológica y el efecto de una descarga de desechos en un río se determina principalmente por el balance de oxígeno del sistema. Desafortunadamente el oxígeno es poco soluble en el agua.

Las aguas superficiales limpias normalmente están saturadas con oxígeno disuelto, pero la demanda de oxígeno de los desechos orgánicos puede consumirlo rápidamente. Los peces ordinarios no existirían por debajo de 2 mg/l de OD y además las aguas saturadas de oxígeno tienen un sabor agradable.

6.1.4. Compuestos nitrogenados

El nitrógeno es un elemento importante ya que las reacciones biológicas sólo pueden efectuarse en presencia de cantidades suficientes de este elemento. Existen cuatro formas principales; nitrógeno orgánico, amoniacal, de nitritos y nitratos. Las concentraciones relativas de las diferentes formas de nitrógeno dan una indicación útil de la naturaleza y concentración de la muestra.

Así, si el agua contenía una concentración alta de N-orgánico y N-amoniacal se considera insegura debido a una reciente contaminación. Por otro lado si existe presencia de N-NO₃, el agua se considera segura, teniendo valores en aguas superficiales de 0.1 a 2 mg/l. Cuando existe contaminación humana las concentraciones de N-NO₃ pueden llegar a aumentar hasta en 5 mg/l, esto puede ser producto de descargas de aguas residuales municipales o de canales de riego agrícola en donde N-NH₃ contenido en la descarga (40 mg/l) se ha transformado a N-NO₃.

6.1.5. Conductividad

La conductividad de un agua depende de la cantidad de sales disueltas presentes y es aproximadamente proporcional al contenido de sólidos disueltos totales (principalmente de tipo mineral). El rango general de conductividad en las aguas superficiales es de 45 a 700 µS/cm., en las residuales municipales del orden de 1500 µS/cm. y de más de 10,000 µS/cm. en las industriales.

6.1.6. Sólidos totales

Sólidos son los materiales suspendidos o disueltos en aguas limpias y/o aguas residuales. Los sólidos pueden afectar negativamente a la calidad del agua o a su suministro de varias maneras. Las aguas con abundantes sólidos disueltos suelen ser de inferior potabilidad y pueden inducir una reacción fisiológica desfavorable en el consumidor. Por estas razones, para las aguas potables es deseable un límite de 500 mg/l de sólidos disueltos. Las aguas altamente mineralizadas tampoco son adecuadas para muchas aplicaciones industriales o incluso resultan estéticamente insatisfactorias para bañarse. Los análisis de sólidos son importantes en el control de procesos de tratamiento biológico y físicos de agua, y para evaluar el cumplimiento de las regulaciones de vertimiento de aguas residuales a cuerpos de agua. Las concentraciones generales de sólidos totales presentes en un agua superficial varían de 50 a 400 mg/l. y en uno que reciba descargas residuales puede alcanzar valores de hasta 3000 mg/l.

6.1.7. Turbiedad

La presencia de sólidos coloidales le da al líquido una apariencia nebulosa que es poca atractiva y puede ser dañina. La turbiedad en el agua la pueden causar partículas de arcilla y limo, descargas de aguas residuales, desechos industriales o la presencia de numerosos microorganismos. La turbidez es una expresión de la propiedad óptica que origina que la luz se disperse y se absorba en vez de transmitirse en línea recta a través de la muestra. En un río se tiene una turbidez del rango de 5 a 50 UNT.

7.3.4. Blancos de viaje.

Son envases con agua desionizada preparados por el laboratorio. Se mantienen en la misma hielera que las otras muestras en cada fase del proceso de recolecta, manejo y envío. En el laboratorio se analizan las muestras para determinar los parámetros de compuestos orgánicos volátiles (VOC). Si se encuentran contaminados, podría ser que la contaminación ocurriera durante el transporte de muestra o en el almacenaje en el laboratorio. Se requiere por lo menos uno para cada envío de muestra.

7.3.5. Muestras duplicadas.

Se usan para verificar la precisión de la recolecta en campo o el análisis de laboratorio. Se recolecta el duplicado a la vez que la muestra de acuerdo a los criterios anotados anteriormente. Es conveniente obtener el duplicado en aquella estación donde se cree que existen niveles altos de un compuesto en particular.

7.3.6. Muestras divididas

Son muestras adicionales que se recolectan y se manejan igual que las otras en el campo, excepto que se envían a un laboratorio diferente o al mismo con otra clave, como una prueba de los procedimientos y manejo del laboratorio.

7.4 Aseguramiento de calidad

A continuación se citan prácticas para un aseguramiento de calidad, esto no quiere decir que sean todas pero sí el mínimo necesario para cumplir con el objetivo.

7.4.1. Flujo de datos

Esta actividad verifica que los datos de cada una de las mediciones efectuadas en campo, se registre, se controle y se archive en la oficina Estatal o Regional correspondiente. Esto con el fin de tener una información complementaria a la existente en la Bitácora de Campo.

7.4.2. Registros de los análisis

a) Físico químicos, Metales y Compuestos Orgánicos

Serán registrados, controlados y archivados en la oficina Estatal o Regional correspondiente, para determinar la contaminación potencial y variabilidad introducida por los procedimientos de muestreo en campo. Los "blancos" serán corridos para determinar contaminantes por preservación y manipuleo; asimismo, se obtendrán muestras por duplicado y muestras divididas para determinar la variabilidad y sesgo producidos por el muestreo en campo.

b) Bacteriológicos

Deben ser almacenados en un archivo exclusivo en la oficina Estatal o Regional correspondiente. Estos registros incluyen información del volumen de las muestras y del conteo de las colonias.

c) Biológicos

Para cada uno de los tipos de muestras biológicas debe de existir un registro, control y archivo en la oficina Estatal o Regional correspondiente, con valores expresados en unidades de medición estandarizadas, que serán reportadas a la oficina correspondiente. El dato crudo es usado para obtener aquellos valores que sirven como evidencia del método de muestreo y el cálculo de los valores reportados.

7.4.3. Plan de aseguramiento de calidad

Se diseñará un plan que evalúe al personal y a los procedimientos de muestreo en relación a la calibración de instrumentos de medición, manejo de equipo y toma y procesamiento de muestras, con el fin de asegurar que las metodologías establecidas en el muestreo sean las apropiadas y se realicen adecuadamente. El responsable de realizar esta evaluación es la Oficina Central.

Por lo que como mínimo, una persona de cada Regional demostrará sus propios procedimientos para la recolección de muestras y datos en una estaciones de muestreo, estos procedimientos deben incluir :

- a) Calibración de instrumentos de medición.
- b) Mediciones de campo para oxígeno disuelto, pH, conductividad, transparencia por disco de Secchi y flujo
- c) Recolección y conservación de muestras de calidad de agua.
- d) Recolección y conservación de muestras de sedimentos.
- e) Recolección y conservación de muestras bacteriológicas.
- f) Recolección de muestras biológicas.
- g) Preparación y conservación de muestras blanco ; divididas, duplicadas, de viaje, campo y equipo.
- h) Procedimientos de aforo y de terminación del gasto.
- i) Llenado de formatos de custodia y bitácora de campo.

Como resultado del plan de aseguramiento se elaborarán correcciones y/o adiciones a los procedimientos, se programaran cursos de capacitación de personal, así como de mantenimiento preventivo y correctivo de instrumentos y equipo, que serán calendarizados y registrados en bitácoras exclusivas por las Oficinas Centrales.

Como resultado del plan de aseguramiento de calidad se debe establecer :

a) Una entrevista para la discusión y la elaboración del reporte de resultados de la visita de aseguramiento, esta discusión se hace con las personas que son responsables directas del muestreo. Algunos de los aspectos mas importantes que conforman esta revisión son :

- i) Materiales y procedimiento
- ii) Cambios necesarios en los procedimientos de muestreo
- iii) Acciones necesarias para corregir las deficiencias en los resultados de calidad

b) Un memorándum interoficinas de monitoreo de calidad del agua que informen acerca de los resultados de del punto anterior.

c) Las acciones correctivas son revisadas durante la entrevista y son asentadas en el memorándum de revisión del seguimiento de aseguramiento de calidad.

d) La siguiente visita para el plan de aseguramiento de calidad (el próximo año fiscal) incluirá la revisión del cumplimiento de las acciones correctivas que fueron requeridas.

e) Los registros de las visitas a los sitios y el diseño de los memorándums elaborados por el personal de monitoreo Regional, así como las actividades de entrenamiento serán reportadas a oficinas Centrales.

8. BIBLIOGRAFÍA

1. Apha, awwa, wpcf, 1989. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, Editores Clesceri, L.S.; Greenberg, A.E., y Trussell, R.R. 17a. Edición, U.S.A.
2. Arizona Water Resources Research Center, 1995. Field Manual for Water Quality Sampling.. Arizona , U.S.A.
3. CNA, 1993. Manual de Procedimientos para Muestreo, Mediciones de Campo y Visitas de Inspección en Aguas y Aguas Residuales. Primera versión.
4. Deborah Chapman. Water Quality Assessments. UNESCO/WHO/UNEP. Second edition 1996. London, UK.
5. DGCOH, DDF. Manual de Muestro y Análisis de Agua Potable, Residual y Renovada. México 1986.
6. Global Environment Monitoring System, UNEP, WHO, UNE, WMO, 1992. GEMS/WATER OPERATIONAL GUIDE.. Third edition, Ontario, Canada.
7. Lynton Keith Caldwell. Ecología. Ed. Mc Graw Hill, España 1993.
8. Margalef, R. 1974. Ecología. Ediciones Omega.
9. NMX-AA-03-1980. "Aguas residuales.-Muestreo"
10. NMX-AA-14-1980. "Cuerpos receptores.- Muestreo"
11. Odum, 1971. Ecología. Nueva Editorial Interamericana
12. OMS, 1993. GEMS/AGUA GUIA OPERACIONAL.- Traducido y publicado por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, 1983.
13. SARH, 1975. Técnicas de Muestreo y Análisis de Campo (Manual-Curso).
14. SARH (1985). Manual de técnicas de muestreo y análisis biológico. México, D.F.
15. S.A.R.H. México. 1987. Instructivo para la Toma y Transporte de Muestras de Agua para Análisis Físicos, Químicos y Microbiológicos de la Calidad del Agua. México.
16. SARH, 1987. Taller de Trabajo de Control de Calidad Analítico de los Laboratorios de Calidad del Agua.
17. Texas Natural Resourece Conservation, 1994. Water Quality Monitoring Procedures Manual, Texas, U.S.A.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
III.- ABASTECIMIENTO DE AGUA**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

DIPLOMADO: SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES

MÓDULO II : INFRAESTRUCTURA

TEMA 3: ABASTECIMIENTO DE AGUA

- **Necesidades de Agua**
- **Suministro de Agua**
- **Estructuras de captación y distribución de agua**
- **Pozos y bombas**
- **Operación, mantenimiento y administración**

Por Leonel H. Ochoa Alejo
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac # 8532, Jiutepec, Morelos, México
CP 62550, teléfono y fax (73) 19-40-12, Email: lochoa@tlaloc.imta.mx

ÍNDICE

1 INTRODUCCIÓN	
1.1. ASPECTOS DIVERSOS	
2 ESQUEMAS GENERALES	
3 DATOS BÁSICOS DE PROYECTO	
3.1 PERÍODO DE DISEÑO	
3.2 POBLACIÓN DE PROYECTO	
3.3 DEMANDA DE AGUA	
3.4 NIVELES DE SERVICIO	
3.5 DOTACIÓN	
3.6 GASTO DE DISEÑO Y VARIACIÓN DE LA DEMANDA	
3.6.1 Gasto medio de agua potable	
3.6.2 Coeficiente de variación diaria y gasto máximo diario	
3.6.3 Coeficiente de variación horaria y gasto máximo horario	
4 FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y CAPTACIÓN	
4.1 AGUA SUBTERRANEA	
4.1.1 Ocurrencia	
4.1.2 Exploración de acuíferos	
4.1.3 Rendimiento de los acuíferos	
4.1.4 Galerías y pozos	
4.1.5 Agua de manantial	
4.1.5.1 Obras de toma	
4.1.5.2 Tomas para manantiales no artesianos	
4.1.5.3 Tomas para manantiales artesianos	
4.2 AGUA SUPERFICIAL	
4.2.1 Agua de ríos	
4.2.1.1 Obras de toma	
4.2.2 Agua de lagos y lagunas	
4.2.3 Agua de presas y estanques comunitarios	
4.2.4 Rejillas	
4.3 AGUA DE LLUVIA	
4.3.1. Captación en techos	
4.3.2. Captación a nivel de piso	
4.3.3. Almacenamiento	

5 CONDUCCIÓN

- 5.1 GASTO DE DISEÑO
- 5.2 PRESIÓN DE DISEÑO
- 5.3 CONDICIÓN POR BOMBEO
- 5.3.1 Selección de bombas
- 5.3.2 Cálculo de la potencia de las bombas
- 5.3.3 Instalación de las bombas
- 5.4 TIPO DE TUBERÍAS
- 5.5 TRANSITORIOS HIDRÁULICOS EN LÍNEAS DE CONDUCCIÓN

6 DISTRIBUCIÓN

- 6.1 RED DE DISTRIBUCIÓN
- 6.1.1 Tipos de redes de distribución
- 6.1.2 Desarrollo de la red por etapas
- 6.2 HIDRANTES PÚBLICOS
- 6.3 INSTALACIÓN FUERA DEL DOMICILIO
- 6.4 INSTALACIÓN DOMICILIARIA

7 REGULARIZACION

- 7.1 VARIACIÓN HORARIA DE LA DEMANDA
- 7.2 NECESIDAD DE LA REGULARIZACION
- 7.3 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE

8 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE PARA COMUNIDADES RURALES

- 8.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN
- 8.2 RECONOCIMIENTO GEOTECNICO DEL SITIO
- 8.3 OBJETIVOS DEL ESTUDIO GEOTECNICO
- 8.3.1 Líneas de Conducción
- 8.3.2 Tanques de almacenamiento
- 8.3.3 Caminos y accesos
- 8.4 EXPLORACIÓN, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO
- 8.5 ANÁLISIS GEOTECNICO
- 8.5.1 Cimentaciones superficiales
- 8.5.2 Capacidad de carga
- 8.5.3 Asentamientos inmediatos
- 8.6 LOCALIZACIÓN DE BANCOS DE MATERIALES
- 8.7 PRESENTACIÓN DE LA INFORMACIÓN

9 RECOMENDACIONES DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO EN ZONAS RURALES

- 9.1 ZONA DE CAPTACIÓN Y SITIO DEL TANQUE
- 9.2 LÍNEA DE CONDUCCIÓN
- 9.2.1 Objetivo del levantamiento
- 9.2.2 Area del levantamiento
- 9.2.3 Conceptos de trabajo
- 9.2.4 Presentación de los planos del levantamiento topográfico
- 9.3 RED DE DISTRIBUCIÓN
- 9.3.1 Trabajos de campo
- 9.3.1.1 Localización y trazo de poligonales de apoyo
- 9.3.1.2 Nivelación
- 9.3.2 Trabajos de gabinete
- 9.3.3 Presentación de los planos topográficos de la zona de estudio

10 ADMINISTRACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

- 10.1 IMPORTANCIA DE LA ADMINISTRACIÓN
- 10.2 PERSONAL Y FORMACIÓN PROFESIONAL
- 10.3 ADMINISTRACIÓN Y FINANZAS
- 10.4 EXPLOTACIÓN Y CONSERVACIÓN
- 10.5 PLANEACIÓN A LARGO PLAZO
- 10.6 ALGUNAS SUGERENCIAS PRÁCTICAS

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXOS

Anexo 1. Estimación estadística de gastos de diseño para obras de agua potable de poblaciones pequeñas y rurales

Anexo 2. Especificaciones para la elaboración de proyectos de agua potable, alcantarillado y saneamiento en comunidades rurales

Anexo 3. Disponibilidad, uso y manejo del agua en comunidades rurales

Anexo 4. Tecnologías alternativas para el suministro de agua y saneamiento en pequeñas comunidades rurales

NOTA: Estos apuntes han sido tomados del Manual de Sistemas Rurales de la Comisión Nacional del Agua Libro II, 1ª Sección , tema 6, y de algunas publicaciones elaboradas en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua por varios investigadores, entre los que destacan el Dr. Velitchko. G. Tzachkov, Ing. Sergio Enríquez Zapata, M en I. Miguel Hidalgo López, Dr. Nahun H. García Villanueva, el M en I. Martin Mundo Molina, y del M en I. Leonel H. Ochoa Alejo. Asimismo, se han recopilado algunas partes del libro Abastecimiento de Agua a Zonas Rurales y Pequeñas Comunidades de Wagner y Lanoix.

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de sistemas rurales de agua potable presenta características propias, que hacen necesario considerarlos por separado de los sistemas para zonas urbanas, pues para su diseño y operación se requiere emplear tecnologías de bajo costo.

En general, un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable en Zonas Rurales (SAAPZR), es apropiado para localidades con menos de 2500 habitantes. Sin embargo, pueden existir poblados mayores que, debido a su distribución en el espacio (alto grado de dispersión), y/o a su condición socioeconómica (índice de marginación municipal de medio a muy alto), es más adecuado abastecerlos con un SAAPZR, y no con los sistemas tradicionalmente utilizados en zonas urbanas.

El Índice de Marginación (IM) municipal que corresponde a la localidad en estudio, se encuentra publicado en los resultados del Censo de Población y Vivienda más reciente que se haya llevado a cabo, y que son editados por el Consejo Nacional de Población, CONAPO.

Independientemente del tamaño de la población, el proyecto de un SAAPZR debe mejorar el nivel de servicio actual en la localidad, considerando que el nivel de servicio de agua en una localidad, abarca desde un abastecimiento en la fuente misma (no tiene un sistema de abastecimiento propiamente dicho), hasta el que tiene instalaciones domiciliarias con llave única en el patio. Por lo tanto, solo cuando se tiene un nivel inferior al de servicio con llave única en el patio es recomendable aún el proyecto de un SAAPZR, en caso contrario, es preferible un sistema para localidades urbanas.

1.1. DIVERSOS ASPECTOS DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA A COMUNIDADES RURALES

OBJETIVOS Y CONCEPTOS

Los objetivos de todo sistema de abastecimiento de agua son los siguientes: a) suministrar un agua inocua y sana a los usuarios (familias, grupos de familias o colectividades); b) proporcionar agua en cantidad suficiente, y c) hacer que el agua sea fácilmente accesible para la población, a fin de fomentar la higiene personal y doméstica.

Un agua inocua y sana puede definirse como aquella cuyo consumo no tiene consecuencias nocivas. Fair y Geyer 11 consideran que el agua es potable cuando : «a) no está contaminada y, en consecuencia, es incapaz de infectar al consumidor con una enfermedad transmitida por el agua; b) carece de sustancias tóxicas, y c) no contiene cantidades excesivas de materias orgánicas y minerales ». Después de muchos años de investigaciones y estudios han podido determinarse científicamente las características que debe reunir un agua para que satisfaga el primero de los requisitos citados, es decir para poderla considerar inocua y sana. En la actualidad, son muchos los países que han adoptado normas relativas a la calidad del agua, basadas en el conocimiento y en la experiencia y destinadas a proteger a los usuarios de los sistemas públicos de abastecimiento de aguas. Por otra parte, la Organización Mundial de la Salud ha reunido un grupo de estudio para examinar el problema y ha publicado en fecha reciente *International Standards for Drinking Water*.

Hasta ahora no se han adoptado criterios análogos para valorar los otros dos objetivos antes citados, en relación con los sistemas de abastecimiento de agua en las zonas rurales, y quizá ello se deba a que tales criterios son mucho más difíciles de establecer por estar relacionados con la incidencia de una serie de enfermedades sobre las que, con frecuencia, no se dispone de datos estadísticos fidedignos. En los países más adelantados, los sistemas de abastecimiento de agua se construyen basándose en datos comprobados sobre el consumo diario de agua, y teniendo en cuenta la necesidad de distribuir el agua prácticamente a todas las viviendas y establecimientos públicos y comerciales. Sin embargo, en las zonas rurales insuficientemente desarrolladas, no existe en la práctica un criterio uniforme para la construcción y las consideraciones económicas pueden ser un factor limitativo. Posteriormente, se dan algunas cifras basadas en la experiencia adquirida en ciertas regiones rurales del mundo y que representan una respuesta parcial, aunque arbitraria, a los problemas que plantea el suministro en cantidades adecuadas y la proximidad y accesibilidad del agua, desde el punto de vista de la salud pública.

Es evidente que la gente que se ve obligada a transportar el agua a grandes distancias la consume en muy poca cantidad. Se ha calculado que en las zonas rurales de los Estados Unidos de América un agricultor que no dispone de un sistema de abastecimiento de agua recorre 120 Km al año para cubrir la distancia existente entre su vivienda y una bomba accionada a mano situada en el corral a unos 30 m de aquélla; de ese modo transporta aproximadamente 63 700 litros de agua para todo uso y emplea por término medio unos 40 minutos diarios en esa operación. En otros países, por ejemplo en regiones de Africa donde escasea el agua superficial y no es posible extraer la subterránea, las amas de casa consumen la mayor parte de su tiempo transportando en jarros y vasijas algunos litros del precioso líquido desde lejanos ríos y fuentes hasta sus hogares. En esas condiciones la cantidad de agua que se consume es la mínima indispensable para sobrevivir. Es absolutamente necesario racionar el agua destinada a la bebida y poca personal y doméstica, factor de importancia decisiva en la epidemiología de las enfermedades diarreicas.

Es indispensable que todos los organismos encargados de la ejecución de programas de abastecimiento de agua en zonas rurales aborden honradamente esos problemas. Desde un punto de vista puramente sanitario es indudable que el objetivo debe ser proporcionar una cantidad suficiente de agua inocua y sana a todas las familias en sus respectivos domicilios; esa es la medida más eficaz para fomentar el uso del agua en la higiene personal y domésticas, por desgracia, los sistemas de abastecimiento de agua basados en ese principio son costosos y rebasan las posibilidades financieras de la mayor parte de las aldeas y ciudades de las comarcas rurales. La alternativa consiste en construir un pozo comunal o una fuente pública; esta solución, sin embargo, está muy lejos de responder a los objetivos sanitarios del abastecimiento de agua. Esa distribución limitada obliga a la mayoría de los habitantes a transportar el agua a sus casas desde distancias considerables lo cual les incita a buscar fuentes más próximas y quizá contaminadas, prescindiendo de la que reúne las condiciones debidas. Así sucede sobre todo en las colectividades rurales que se extienden a lo largo de arroyos o cerca de fuentes cuyas aguas están a veces sucias e intensamente contaminadas. Todo intento de instalar una nueva fuente debe ir acompañado de ciertas ventajas que la población pueda apreciar fácilmente, y sin duda la ventaja más evidente es la comodidad.

La responsabilidad sanitaria de un organismo no termina cuando queda instalada una fuente o un caño en una de las calles del pueblo; sólo puede hablarse de éxito cuando la población utiliza efectivamente el nuevo servicio en las debidas condiciones. El personal sanitario se ha sentido muchas veces desalentado al comprobar que la instalación de un servicio higiénico de abastecimiento de agua no ha producido ningún cambio importante en el estado de salud de una colectividad. En esos casos, un estudio detenido suele poner de manifiesto que la instalación no proporciona una cantidad suficiente de agua potable o que el emplazamiento y la distribución del agua son defectuosos y por eso los habitantes siguen haciendo uso de una fuente más cercana y contaminada, o recogen el agua en cantidad insuficiente para favorecer la higiene personal.

La decisión que debe adoptar el organismo encargado de los trabajos no es nada fácil pues casi siempre se trata de armonizar la realidad económica y las exigencias sanitarias. Cuando no es posible garantizar una buena distribución del agua, es poco probable que se registre un verdadero mejoramiento del estado sanitario. Si bien es cierto que una distribución completa resulta muy costosa y puede parecer fuera del alcance de muchas colectividades rurales, aún son mayores los gastos que entraña un sistema público de abastecimiento de agua que, por falta de una distribución adecuada, no proporcione ni comodidad ni protección sanitaria. El empleo de fondos públicos en un sistema incompleto de esa índole sólo estará justificado cuando se trate de un primer paso hacia la instalación de un sistema más perfecto. En consecuencia, se recomienda encarecidamente que *todos los proyectos a largo plazo prevean la distribución del agua por lo menos a puntos de fácil acceso para la mayoría de la población y que, cuando sea posible, el trazado de la red de distribución permita la instalación de derivaciones para las viviendas particulares.*

En la elaboración de un programa de abastecimiento de agua en una zona rural hay que tener en cuenta, además de los planes y proyectos de ingeniería, otros varios factores entre los que descuella el fomento de una actitud favorable en el público. No es raro observar que los ingenieros reducen un programa de esa índole al estudio de los problemas hidráulicos y estructurales y al cálculo del costo de materiales y mano de obra. En la mayoría de los casos una idea general basada únicamente en el punto de vista del ingeniero es quimérica y muy bien puede no dar el resultado apetecido, que es la construcción de sistemas rurales de abastecimiento de agua dondequiera que sean necesarios. Además de los problemas puramente técnicos y en realidad mucho antes de poder abordarlos, es preciso muchas veces estimular el interés por el programa, entre los individuos, los grupos y los diversos organismos, haciendo que sean ellos los que soliciten su ejecución y apoyen su financiamiento, para cerciorarse de que el programa tendrá aceptación. Esa labor es quizá una de las fases más difíciles de la ejecución de los programas de abastecimiento de agua en las zonas rurales y exige mucho tiempo. Por lo general, requiere la participación del gobierno central o federal, de los organismos del estado o de la provincia, de las autoridades locales y, por último, de la colectividad entera; cada uno de ellos tiene una función específica que desempeñar para que el proyecto se vea coronado por el éxito.

PARTICIPACIÓN DEL GOBIERNO CENTRAL Y DE LA ADMINISTRACIÓN DE SANIDAD

La experiencia adquirida en los programas rurales de abastecimiento de agua realizados con éxito en todo el mundo demuestra claramente la necesidad de la intervención de los servicios administrativos más elevados del Gobierno Central. El término « gobierno central » se aplica al gobierno federal, en los países con una administración muy centralizada, y al gobierno estatal o provincial en aquellos con un régimen administrativo descentralizado. En ambos casos, es el Gobierno quien suele proporcionar la mayor parte de los recursos técnicos y financieros necesarios para instalar servicios públicos de abastecimiento de agua. La idea inicial del programa se elabora y se planea en los servicios superiores de la administración. El organismo central encargado de la organización y ejecución de los trabajos varía según la estructura administrativa del país : en unos casos es el ministerio de obras públicas o el de gobernación, en otros el departamento de administración local, el ministerio de la vivienda o algún otro servicio gubernamental o semigubernamental. En todos los países, sin embargo, la responsabilidad de la protección sanitaria de la colectividad incumbe a la administración de sanidad, que puede desempeñar esa función colaborando estrechamente con el servicio encargado de la ejecución del programa rural de abastecimiento de agua o haciéndose cargo directamente de la ejecución de los trabajos.

La administración central de sanidad es el organismo que debe lógicamente tomar la iniciativa de la realización de esos programas y ello por diversas razones

1. Pocos esfuerzos son tan productivos desde el punto de vista de la salud pública como los programas de abastecimiento de agua en las zonas rurales; en efecto, uno de los requisitos fundamentales de un medio saneado es la existencia de un sistema adecuado de abastecimiento de agua potable.
2. El abastecimiento de agua potable es una de las principales medidas de lucha contra la transmisión de la mayoría de las enfermedades diarreicas, que representan con frecuencia el problema sanitario más grave en las zonas rurales.
3. La instalación de sistemas de abastecimiento de agua en las zonas rurales depende en gran parte de la labor de la colectividad. Por lo general, los organismos sanitarios saben cómo fomentar esa labor y la participación del público, y disponen de los medios necesarios para ello.
4. El departamento de obras públicas que se encarga normalmente de la ejecución de trabajos relacionados con servicios públicos como el abastecimiento de agua suele estar demasiado ocupado con las grandes obras para prestar la atención debida a los pequeños proyectos de abastecimiento de agua en las zonas rurales. Probablemente es ésta una de las causas principales de que en tantos países se ha hecho tan poco en esta esfera.
5. Cuando la administración sanitaria no participa directamente en la preparación y ejecución del programa de abastecimiento de agua, no es raro que los aspectos sanitarios sean mal comprendidos y, a veces, se desatendan por completo.

En la mayoría de los casos las familias o las colectividades rurales están en condiciones de hacer frente a sus problemas de evacuación de excretas y residuos con relativa facilidad y sin excesivos dispendios cuando reciben una ayuda limitada pero intensa de carácter educativo, técnico y financiero. 43 No puede decirse lo mismo en lo que respecta al abastecimiento de agua potable. En ese caso los problemas técnicos, administrativos y financieros son más complejos y no puede prescindirse de una ayuda exterior considerable. Un sistema de abastecimiento de agua privado o público, bien proyectado y construido, presenta una serie de dificultades que rebasan casi siempre las posibilidades y recursos individuales. Así, en lo que respecta a los sistemas rurales de abastecimiento de agua, es indispensable que el grupo o la colectividad intensifiquen sus esfuerzos para obtener y concentrar los recursos técnicos y financieros. La administración central de sanidad debe estar en condiciones de colaborar en la solución de esos problemas. En ese sentido, está perfectamente justificada la contratación de un personal técnico bien remunerado, cuyos servicios se verán solicitados cada vez con más frecuencia por las colectividades rurales. La administración sanitaria también debe estar en condiciones de prestar ayuda económica, en forma de subvenciones o empréstitos, según sea el caso.

En muchos países adelantados los programas de crédito agrícola y de protección doméstica constituyen el medio de construir sistemas de abastecimiento de agua para las viviendas, mientras que se recurre a los programas nacionales de empréstito y de asistencia para resolver los problemas municipales de abastecimiento de agua. La experiencia adquirida en diversas regiones del mundo demuestra que, cuando la organización de las administraciones sanitarias es tal que les permite prestar asistencia técnica a las colectividades locales y fomentar una política de planificación financiera a largo plazo, la construcción de sistemas de abastecimiento de agua en las aldeas y pequeñas ciudades rurales prospera considerablemente. Pero, cualquiera que sea la situación, el organismo central interesado debe organizar una sección técnica dedicada expresamente a evacuar consultas y a prestar asistencia en estas cuestiones. La inmensa mayoría de las aldeas y pequeñas ciudades rurales, y por supuesto de los individuos, no están en condiciones de sufragar los servicios técnicos necesarios para proceder a las investigaciones preliminares adecuadas, proyectar y construir un sistema de abastecimiento de agua, por reducido y sencillo que sea. En realidad, incluso en los pocos casos en que la ciudad puede correr con los gastos, en la mayoría de los países no es fácil encontrar ingenieros hidráulicos competentes que se sientan atraídos por los reducidos honorarios que estos trabajos suponen. Por lo tanto, es preciso que el organismo central organice el servicio consultivo indispensable para iniciar la serie de trabajos que preceden a la construcción propiamente dicha de un buen sistema de abastecimiento de agua. Cuando la administración o el organismo centrales estén dispuestos a orientar y ayudar a las colectividades rurales, pueden muchas veces disuadirías de invertir su dinero en proyectos menos útiles y ayudarlas a concentrar los recursos existentes en el sistema de abastecimiento de agua.

El organismo central debe estar en condiciones de proceder sobre el terreno a las investigaciones preliminares necesarias para determinar cuál es la fuente más adecuada, estudiar las características topográficas del pueblo o aldea y de sus alrededores y, en general, reunir todos los datos precisos para servir de base a un proyecto exacto. Más tarde tendrá que elaborar proyectos detallados de ingeniería y planes financieros y, en particular, preparar todos los documentos necesarios para realizar la obra por contrata si ese sistema se considera posible o conveniente. Por último, debe tomar las disposiciones oportunas para dirigir las obras de construcción y, si fuere necesario, para llevarlas a cabo directamente bajo su propia administración. En otras secciones de la presente monografía se trata del personal y material necesarios para llevar a cabo ese tipo de trabajos.

Este plan puede parecer a primera vista una extensión de las funciones de la administración sanitaria a un terreno que normalmente no le incumbe. Pero se ha ensayado en muchos países de las Américas y de otras regiones, y en la actualidad se considera que, en la mayoría de los países, constituye un método práctico y eficaz para mejorar los sistemas de abastecimiento de agua en las zonas rurales.

Como se ha dicho antes, en los países donde el programa depende del ministerio de obras públicas o de otro departamento del gobierno, la administración sanitaria debe mantenerse en estrecho contacto con esos servicios. Es preciso llegar a un acuerdo con el departamento interesado, de manera que los ingenieros especializados en salud pública puedan aplicar sus conocimientos a la solución de los problemas sanitarios que plantean los proyectos de abastecimiento de agua. La administración sanitaria debe:

- 1) aprobar el proyecto definitivo antes de que se inicien las obras; --
- 2) aprobar el plan de construcción antes de que empiecen los trabajos, y
- 3) trazar planes de trabajo en colaboración con el organismo encargado de los servicios de abastecimiento de agua.

PARTICIPACIÓN DE LA COLECTIVIDAD

La población local desempeña un papel muy importante en relación con el programa rural de abastecimiento de agua. A los efectos de la ejecución del proyecto, la colectividad puede dividirse en: 1) autoridades locales, 2) personas más caracterizadas, 3) autoridades religiosas, y 4) población en general.

Las autoridades locales pueden ser de elección popular o designadas por nombramiento, pero en ambos casos su jurisdicción se extiende a todas las cuestiones que interesan a la colectividad. Si bien es cierto que en muchos países las decisiones relativas a las obras públicas en el medio rural se adoptan en un plano administrativo superior y se transmiten a los servicios interesados, mucho más eficaz es obtener directamente la plena y total colaboración de las autoridades locales. En el caso de los programas de abastecimiento de agua, la misión de lograr la indispensable colaboración y participación local en la ejecución del proyecto debe confiarse a un funcionario competente, interesado en el asunto y, de ser posible, al ingeniero encargado de la dirección del programa. En la inmensa mayoría de los casos las autoridades locales acogen favorablemente toda gestión de esa índole e incluso suelen ofrecer más ayuda de la que sus recursos permiten. La magnitud de la ayuda material debe siempre estimarse y valorarse con prudencia. Lo importante al principio es lograr la autorización oficial, y la cooperación de la colectividad interesada.

Es posible que muchas de las personalidades de la población no pertenezcan a la administración local; sin embargo, pueden contribuir al éxito del proyectado programa de abastecimiento de agua de manera más decisiva que las autoridades oficiales. No es raro que las personas más influyentes de la colectividad sean ajenas al gobierno de la misma. Conviene que esas personas participen en la preparación del proyecto; es preciso que conozcan su alcance y le presten su apoyo y por lo tanto deben ser abordadas con delicadeza y tacto. En muchas colectividades, las autoridades religiosas no sólo tienen una gran influencia, sino que suelen ser además personas cultas y capaces de apreciar la utilidad de este tipo de proyectos y de apoyar su ejecución en forma decisiva.

También conviene que la población en general se haga cargo de la necesidad de disponer de agua potable y sana y comprenda lo que puede representar en ese sentido la construcción de un sistema de abastecimiento de agua. Para lograr este objetivo será muy útil contar con el apoyo de las autoridades locales y de las personas influyentes de la localidad. En general, los métodos de educación sanitaria, aplicados en las fases preliminares del proyecto, a ser posible bajo la dirección de un especialista en la materia, contribuirán decisivamente a conseguir que la población apoye el programa rural de abastecimiento de agua.

Por lo general, no todos los elementos de la colectividad (autoridades civiles y religiosas, personalidades influyentes y público en general) respaldan el proyecto con igual entusiasmo y siempre cabe la posibilidad de que algunos grupos o individuos sólo persigan un beneficio personal. Pero si se consigue persuadir a la mayoría basándose en uno u otro aspecto del sistema, se habrá logrado la plena colaboración de la colectividad que, en definitiva, es el objetivo buscado. Entre las muchas manifestaciones de esa colaboración cabe citar las siguientes

- 1) la movilización de influencias políticas en el plano local, provincial o nacional;
- 2) las contribuciones de la colectividad al proyecto en forma de dinero, terrenos, materiales, servicios o mano de obra;
- 3) una actitud más comprensiva de la población en lo que respecta al pago de los gastos que acarrea el funcionamiento y la conservación de las instalaciones, y
- 4) un mayor consumo de agua una vez inaugurado el sistema de abastecimiento.

FUNCIONES DEL INGENIERO SANITARIO

Como señalan Wagner y Lanoix en su monografía *Evacuación de excretas en las zonas rurales y en las pequeñas comunidades*, es muy probable que en muchos países del mundo se hayan llevado a cabo trabajos de saneamiento rural sin ingenieros sanitarios, pero nunca sin ingeniería sanitaria. La experiencia ha demostrado repetidas veces que en los trabajos de saneamiento del medio en general y en los de abastecimiento de agua en particular se necesitan ingenieros versados en ciencias sanitarias para que desde los servicios superiores de la administración de sanidad participen en la planificación, administración y desarrollo de programas adecuados.

Para evitar confusiones conviene precisar aquí el significado de los términos « ingeniero sanitario » e « ingeniería sanitaria ». Las definiciones siguientes, adoptadas por la American Public Health Association en 1955, han sido generalmente aceptadas : el término ingeniero sanitario o de salud pública « se aplica al ingeniero cuya formación técnica le permite desempeñar funciones de asesoramiento, administración, inspección o dirección en actividades profesionales o científicas en las que los conocimientos y la experiencia en materia de ingeniería son indispensables para identificar y combatir los factores del medio que pueden influir desfavorablemente en el bienestar físico, mental o social del hombre ». El término ingeniería sanitaria o de salud pública « comprende los aspectos sanitarios de todas las condiciones y situaciones relacionadas con el medio, cuyo mejoramiento se basa en principios de ingeniería y en la aplicación de conocimientos científicos ».

El Comité de Expertos de la OMS en Saneamiento del Medio afirmó en 1953 : « La responsabilidad de los programas de saneamiento del medio debe recaer en el jefe de una organización que disponga del asesoramiento y de los servicios de médicos e ingenieros competentes. En consecuencia, el Comité recomienda encarecidamente que, para desempeñar esa función, entre el personal de los servicios nacionales de sanidad figuren, con la categoría adecuada, ingenieros sanitarios ».

Sobre la base de las opiniones citadas pueden precisarse claramente las funciones del ingeniero sanitario (o de salud pública) en lo que respecta al planeamiento, organización y ejecución de un programa de abastecimiento de agua en el medio rural. La formación y los conocimientos de ese especialista hacen de él :

- 1) la persona más indicada para fomentar, idear y desarrollar planes basados en hechos epidemiológicos y datos estadísticos, y presentarlos de un modo que el personal sanitario y otros funcionarios del gobierno puedan comprender y valorar;
- 2) el especialista con los conocimientos indispensables para estudiar, proyectar, construir y poner en marcha sistemas de abastecimiento de agua, cualesquiera que sean sus dimensiones, y
- 3) el asesor de las colectividades locales en los inevitables problemas que plantea la administración de sistemas de abastecimiento de agua en zonas rurales.

Incumbe igualmente al ingeniero de salud pública la función de asesorar al médico principal de la administración de sanidad acerca de la aprobación, desde el punto de vista sanitario, de cualquier proyecto de creación o ampliación de un sistema de abastecimiento de agua, tanto si los planes proceden del gobierno como si los presenta un organismo privado. De ese modo podrá cerciorarse de que el proyecto reúne los requisitos sanitarios básicos y de que la obra propuesta es de sencilla construcción y fácil de conservar por la colectividad rural de que se trate. El ingeniero debe encargarse además de preparar guías y manuales destinados a los capataces locales, a los operarios de la instalación de abastecimiento de agua y a la población en general, así como de establecer criterios de construcción y requisitos mínimos que se adapten a las prácticas sanitarias existentes en las zonas rurales del país. El ingeniero sanitario es un miembro más del personal de sanidad y en ese sentido su labor estará íntimamente ligada a las demás actividades médicas (lucha contra las enfermedades transmisibles, higiene escolar, higiene materno-infantil) que se lleven a cabo, dependan o no de la administración sanitaria.

PREPARACIÓN Y FORMACIÓN DEL PERSONAL PARA EJECUCIÓN DEL PROYECTO

Categorías

El planeamiento, la ejecución y la dirección adecuados de los sistemas de abastecimiento de agua dependen sobre todo de la posibilidad de disponer de un personal competente. La dirección de los trabajos debe encomendarse a un ingeniero y, a ser posible, a un ingeniero sanitario con capacidad para desempeñar las funciones técnicas necesarias y con experiencia en materia de elaboración y ejecución de programas de salud pública. Para ser realmente eficaz dentro de la administración sanitaria, el ingeniero debe conocer a fondo los principios y problemas generales de la salud pública y sus relaciones con la ingeniería. Sus conocimientos deben extenderse además a la esfera del desarrollo general económico y social, del que forman parte la salud pública y el saneamiento. El tercer informe del Comité de Expertos de la OMS en Saneamiento del Medio 49 señala acertadamente que los programas de saneamiento del medio deben integrarse en los demás programas de desarrollo comunal y armonizarse con los progresos y necesidades generales.

El ingeniero encargado de la ejecución de un programa rural de abastecimiento de agua necesita una serie de ayudantes competentes, entre los que cabe citar los siguientes

- 1) capataces de las brigadas de obreros encargados de innumerables tareas relacionadas con la preparación, construcción y funcionamiento de los sistemas de abastecimiento de agua;
- 2) topógrafos para realizar los indispensables estudios del terreno que sirven de base a los cálculos y proyectos;
- 3) delineantes y calculadores, encargados de levantar los planos y hacer los cálculos, bajo la dirección del ingeniero, y
- 4) operarios de los sistemas de abastecimiento de agua, encargados de asegurar el buen funcionamiento de la instalación.

PLANES FINANCIEROS

Consideraciones generales

Las personas más indicadas para preparar los planes financieros de un sistema de abastecimiento de agua en el medio rural serán los funcionarios que posean mayores conocimientos y experiencia sobre ese tipo de trabajo, es decir los ingenieros sanitarios (o de salud pública) y los funcionarios de sanidad. Si esas personas, que están directamente interesadas en las obras, no toman la iniciativa de preparar y llevar adelante los planes financieros, no es probable que se realicen grandes progresos en la ejecución del proyecto.

La respuesta usual a las peticiones de financiamiento es que el país, el estado, la provincia o la población son demasiado pobres para costear las mejoras necesarias. Sin embargo, cuando se hace una investigación más detenida, suele descubrirse que los fondos públicos se invierten en proyectos mucho menos importantes que probablemente no dan los mismos resultados que se obtienen cuando la misma suma de dinero se emplea en la construcción de servicios públicos de abastecimiento de agua. Por lo general, siempre hay medio de obtener un financiamiento a largo plazo para los programas rurales de abastecimiento de agua, a condición de que los interesados en el problema tengan del mismo una visión suficientemente amplia para hacer comprender las ventajas del programa a los poderes públicos o a las entidades financieras. Los planes a largo plazo han dado resultados excelentes en muchos países, tanto en el hemisferio occidental como en el oriental; la mayoría de esos planes son el resultado de la labor de un grupo de personas que tras denodados esfuerzos han logrado convencer al gobierno o al banco adecuados de la importancia de las actividades de saneamiento.

En casi todos los programas que se han llevado a la práctica con éxito, los gobiernos centrales o federales han asumido la responsabilidad del financiamiento de pequeños proyectos rurales de abastecimiento de agua. El hecho de que la mayoría de los pueblos y aldeas carezcan de los fondos necesarios, unido a la falta de un sistema que permita el financiamiento de las obras públicas a base de préstamos directos de la banca privada, hace que casi siempre sea el gobierno central quien ha de facilitar los fondos necesarios. Los estados o provincias contribuyen también a las obras en algunos países. Un sistema empleado en ciertos países como los Estados Unidos, pero poco frecuente en otros, es la emisión de títulos de la deuda para financiar la construcción de instalaciones de abastecimiento de agua. En muchos países, lo corriente es que el gobierno adelante directamente a la colectividad interesada los fondos necesarios, en forma de préstamo a interés reducido, o conceda una subvención parcial; en este último caso, la colectividad ha de añadir los fondos restantes, a veces con la ayuda del estado o provincia. La concesión de empréstitos o subvenciones se hace cuando los proyectos de las empresas constructoras privadas, presentados por el conducto reglamentario, obtienen la aprobación de los ingenieros del gobierno o del estado, o cuando el departamento técnico oficial especializado en el estudio y construcción de instalaciones de abastecimiento de agua presenta directamente el proyecto. Este último sistema es el que se sigue casi siempre cuando se trata de pequeñas poblaciones rurales, ya que pocas veces están en condiciones de contratar los servicios de empresas constructoras competentes para elaborar el proyecto. Una sección de ingeniería sanitaria dependiente del departamento central de sanidad podría prestar esos servicios técnicos a las colectividades rurales.

En ciertos casos puede solicitarse un empréstito para costear los estudios y proyectos; sin embargo, esta práctica es poco corriente, sobre todo en el caso de las pequeñas colectividades. El departamento técnico oficial encargado del abastecimiento de agua suele ocuparse directamente de la construcción de las pequeñas obras. Los proyectos relativos a las colectividades rurales son de alcance limitado pero durante la construcción pueden surgir innumerables problemas imprevistos y dificultades técnicas que aumenten de modo considerable los gastos presupuestos en un principio. Por eso los contratistas se ven obligados a presentar presupuestos muy elevados a fin de precaverse contra posibles pérdidas. Cuando los proyectos se adjudican por contrata, el servicio oficial de abastecimiento de agua ejerce una labor de inspección y generalmente vela por los intereses de la colectividad. La adjudicación efectiva de la contrata suele ser también una función de dicho servicio.

En muchos proyectos de financiamiento es posible contar con la ayuda de la población en forma de mano de obra, terrenos, materiales locales y determinados servicios, elementos que pueden obtenerse fácilmente sobre el terreno y que no suelen resultar demasiado costosos para la colectividad.

POLÍTICA DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA

Al iniciar un programa rural de abastecimiento de agua, es indispensable que el organismo encargado de su dirección, de preferencia la administración sanitaria, adopte una política general que sirva de orientación a los ingenieros y a las demás personas que trabajan en el programa. La adopción de normas y criterios de actuación de carácter general es particularmente importante si se tiene en cuenta la limitación de los fondos de que suele disponerse para la construcción, conservación y funcionamiento de las instalaciones.

Una política sobre abastecimiento de agua abarcará normalmente los tipos de proyectos individuales y de planes coordinados que el organismo central pueda aprobar y fomentar. Como norma general, no debe aprobarse ningún plan de abastecimiento de agua que requiera planos, operaciones de tratamiento y materiales complicados y costosos. Cualquier característica o elemento que pueda gravar los recursos económicos y técnicos de la colectividad por encima de sus posibilidades normales deberá descartarse, pues de lo contrario, el fracaso será inevitable. Por todo el mundo pueden encontrarse obras sanitarias en desuso y en ruinas que son testimonio de planificadores que no supieron entender esta idea y actuar en consecuencia.

Esta norma no siempre es fácil de observar y exige decisiones inflexibles por parte de los ingenieros encargados del proyecto, de los promotores de la instalación e incluso de los mismos habitantes, la mayoría de los cuales querrán probablemente que tanto el proyecto como el material sean los mejores y más modernos. Las decisiones, sin embargo, deben ponderarse mucho, y casi siempre es mejor no hacer nada que tratar de resolver el problema de tal modo que el éxito final del proyecto dependa de un verdadero milagro técnico o económico. El objetivo fundamental debe ser el suministro de agua potable y sana distribuida del modo más completo posible, con el menor costo inicial, a través de un sistema en el que las operaciones de conservación se reduzcan al mínimo. El organismo encargado de la dirección, que a veces se ocupa también del proyecto y de la ejecución de las obras, debe insistir sobre la necesidad de efectuar un detenido estudio preliminar con objeto de encontrar la fuente más adecuada en ese sentido. Esta afirmación de carácter general se expone con más detalle en los párrafos siguientes, a fin de aclarar la aplicación práctica del principio.

El organismo encargado de la dirección debe ocuparse también de coordinar todas las peticiones de abastecimiento de agua que se reciban de colectividades rurales situadas a poca distancia unas de otras. En muchos países de Europa occidental y América se ha comprobado que la creación de « distritos hidrológicos » es una medida muy útil, ya que permite abastecer de agua potable y abundante a grupos de aldeas y pueblos a un costo unitario considerablemente reducido. La utilidad de este sistema es evidente sobre todo cuando es preciso transportar el agua, aprovechando el desnivel del terreno, desde manantiales muy distantes y por medio de tuberías de gran longitud que pueden atravesar varias poblaciones.

Planeación de la Distribución y almacenamiento

En la mayoría de los tratados sobre abastecimiento de agua en las ciudades se da por supuesto que la distribución ha de ser total, pues el servicio a domicilio es esencial para una elevada proporción de propietarios de casas, establecimientos públicos e industrias, con cuya aportación se cuenta para reunir la mayor parte del capital necesario. En cambio, en el caso del abastecimiento de agua en el medio rural, el problema de la distribución se enfoca de un modo diferente. Como ya se ha dicho, uno de los objetivos principales de la construcción de sistemas de abastecimiento de agua en las zonas rurales es proporcionar por el método más adecuado agua potable y abundante a los habitantes de los pueblos y aldeas, a fin de elevar el nivel sanitario del medio rural. Las consideraciones de índole sanitaria revisten en ese caso una importancia primordial. Si no se presta la atención debida a la distribución adecuada del agua, es posible que se malogre el principal objetivo sanitario. Los planes para construir en el pueblo un pozo o fuente centrales deben considerarse únicamente como un primer paso hacia la distribución total. Las administraciones sanitarias deben fomentar continuamente la reforma y la ampliación de los sistemas de abastecimiento de agua que existan en cualquier punto del país y, como ya se ha dicho antes, encargarse directamente de favorecer y poner en práctica las mejoras necesarias.

Lo mismo puede decirse del depósito del agua, medida que contribuye a preservar su calidad y que además es indispensable para atender a los aumentos bruscos del consumo, cosa que sucede en toda clase de sistemas, tanto si se trata de un sencillo pozo rural como de un extenso sistema de abastecimiento urbano. El depósito se convierte en una medida imprescindible en aquellos lugares donde un número relativamente grande de personas ha de aprovisionarse de un solo pozo por medio de una o dos bombas accionadas a mano. Las personas encargadas de extraer el agua podrán hacer su trabajo con más o menos continuidad y aprovechar de ese modo las ventajas que ofrece esa sencilla instalación.

ESTUDIOS PRELIMINARES

Los estudios o investigaciones preliminares sobre el terreno entran dentro de las funciones del ingeniero, que no sólo ha de poseer conocimientos técnicos, sino también tacto diplomático y capacidad de persuasión para lograr que los miembros de la colectividad se sientan vivamente interesados por el proyecto. Las dificultades que plantean estos estudios son en muchos aspectos tan complejas como las que surgen en la construcción de servicios públicos de abastecimiento de agua de las grandes ciudades. El problema reside en que, al llevar el proyecto a la práctica, el ingeniero tiene siempre que transigir en mayor o menor grado en lo que se refiere a la aplicación de normas establecidas sobre la cantidad y calidad del agua; lo más probable es que tenga que elegir entre un gran número de soluciones situadas entre lo que él considera conveniente y lo que parece posible. El ingeniero debe poner la misma atención en no preparar ni un magnífico proyecto que carezca de base real, ni un proyecto que responda a la realidad pero que sea totalmente inadecuado desde el punto de vista de los objetivos fundamentales antes señalados. Ha de estudiar todos los planes técnicamente realizables y esforzarse por encontrar una solución eficaz y económica persuadiendo al mismo tiempo a los miembros de la colectividad de que son ellos los más interesados en reunir los fondos necesarios para el proyecto de sistema de abastecimiento de agua.

En la construcción de sistemas de abastecimiento de agua el minucioso y concienzudo estudio del terreno suele ser una operación larga y costosa, pero es una de las fases más importantes de toda la obra. Cualquier error que se deslice en esa fase puede comprometer todo el funcionamiento del proyecto y, como ha ocurrido a veces, provocar a la larga un daño irreparable o incluso el fracaso total del sistema. En cambio, si en esa fase se trabaja con cuidado, pueden hacerse grandes economías, tanto en el costo inicial como en las futuras operaciones de explotación y entretenimiento del sistema.

Equipo para los trabajos de campo

El ingeniero, al iniciar las investigaciones, debe estar en condiciones de determinar la cantidad y la calidad del agua de cualquier posible fuente. Por lo tanto, en sus desplazamientos, llevará consigo o podrá obtener con la mayor rapidez el material necesario para explorar tanto las aguas subterráneas como las superficiales. Dicho material estará formado por:

Equipo de inyección

Equipo de perforación manual

Equipo de perforación mecánica

Estuche para análisis químico del agua

Estuche para análisis bacteriológico del agua

Barómetro para medir las diferencias de altitud

Odómetro para la medición aproximada de distancias

Compuerta de aforo

Instrumentos topográficos para el estudio del terreno Equipo de transporte

Bombas para determinar el caudal aprovechable de las fuentes.

Para las exploraciones preliminares se utiliza un instrumento sencillo o equipos complicados; esto depende de la accesibilidad de la zona que ha de explotarse y de la cantidad y la exactitud de los datos fundamentales de que ya se dispone.

Trabajos de campo

El ingeniero encargado de los trabajos ha de tener siempre presente que lo primero que debe hacer al llegar a la población elegida es presentarse a las autoridades locales. Con demasiada frecuencia se pierden colaboraciones muy valiosas porque los técnicos enviados por los servicios superiores de la administración prestan muy poca o ninguna atención a las autoridades locales. Esa actitud es siempre un grave error y más de una vez ha sido la causa de que la ejecución de un proyecto quedara aplazada durante muchos años. El ingeniero, sin ignorar ni desestimar las complicaciones de la política local, debe mantenerse al margen de todos los bandos y esforzarse por obtener el apoyo de todos los sectores de la población. Por supuesto que no es tarea fácil, pero tiene una importancia extraordinaria. Además, debe explicar claramente a las autoridades locales y a la población que su misión consiste únicamente en hacer un estudio preliminar y que no hay que esperar que las obras para instalar el servicio de abastecimiento de agua se inicien inmediatamente después.

El ingeniero, para preparar su informe, necesita reunir datos de carácter general sobre la vida económica y social de la colectividad, por ejemplo, cifras sobre ingresos, gastos, producción, impuestos, etc. Antes de abandonar la ciudad, debe preparar un informe completo sobre los recursos locales y, con ayuda de los funcionarios competentes, evaluar la contribución probable de la colectividad al proyecto en forma de materiales y servicios.

Al mismo tiempo, o algo más tarde, debe levantarse un mapa topográfico, en el que se indique la situación de todas las casas, escuelas, mercados, hospitales, centros sanitarios, edificios públicos de importancia y cualquier otra institución que ofrezca cierto interés desde el punto de vista del abastecimiento de agua. Si no se dispone de un censo, convendrá hacerlo al mismo tiempo que el estudio topográfico.

Todos los datos relacionados con la geología y con las precipitaciones de la región deben haber sido estudiados de antemano o por lo menos deben poderse consultar en el momento del estudio preliminar. Esas informaciones deben tenerse en cuenta antes de elegir las aguas de una determinada procedencia. Si la ciudad está situada en una región más o menos montañosa, casi siempre es posible encontrar para el abastecimiento público algún río o manantial alimentado por una zona colectora protegida, situada en las alturas. En general, los habitantes de la localidad se prestan de buena gana a actuar como guías; todas sus informaciones, sin embargo, deben comprobarse meticulosamente. El ingeniero debe evaluar cuidadosamente el caudal que podría proporcionar todo curso o acumulación de agua utilizable: para ello puede emplear una presa de aforo y los resultados que así obtenga, unidos a las indicaciones de los vecinos y a los datos relativos a las precipitaciones, le permitirán dictaminar sobre la idoneidad de las captaciones superficiales así como sobre las posibles fluctuaciones de su caudal. Huelga decir que el factor importante y decisivo es el nivel de estiaje. Normalmente conviene disponer de compuertas de aforo prefabricadas, de madera o de metal, que se fijan en diques construidos con materiales locales.

Un Odómetro y un barómetro serán de una gran utilidad para que el ingeniero, en sus primeras investigaciones, adquiera una idea bastante aproximada de la distancia y de la altitud a que se encuentra situada una determinada corriente o manantial. Naturalmente, para los cálculos definitivos esas medidas habrán de obtenerse con métodos más precisos.

Cuando la topografía de la zona es llana o cuando después de un examen minucioso no se descubren manantiales adecuados que permitan hacer una traída de aguas por la acción de la gravedad, se hace imprescindible un alumbramiento de aguas subterráneas. Como los fondos destinados al abastecimiento de agua de las zonas rurales suelen ser muy limitados, conviene hacer una captación de aguas subterráneas lo más cerca posible del centro de consumo y además en un emplazamiento en el que no haya riesgo de contaminación subterránea.

Un buen método para iniciar el estudio de las posibilidades de abastecimiento con aguas subterráneas es hacer un estudio de todos los pozos de nivel de las aguas freáticas en el curso de los últimos años la ciudad. La historia de esos Pozos dará una idea de las fluctuaciones de las fluctuaciones del nivel de aguas freáticas en el curso de los últimos años y estaciones.

Por lo general los habitantes de la región recuerdan hasta qué punto descendieron las aguas en las épocas de máxima sequía. La cantidad de agua extraída de esos pozos y la velocidad de recuperación del nivel freático constituyen una indicación de la capacidad de la capa acuífera. Muchas veces es posible averiguar el rendimiento de algunos de los pozos extrayendo el agua con una bomba, así como proceder a los análisis físicos y químicos necesarios para conocer su calidad. La experiencia demuestra que, cuando existen diferencias de calidad entre las aguas de los distintos pozos de una ciudad, cosa que ocurre con relativa frecuencia, la población selecciona rápidamente la más suave y de mejor sabor; no hay que olvidar, sin embargo, que no siempre el agua más agradable es la más pura.

A veces es sumamente útil hacer un estudio de los datos geológicos, si los hubiere, en relación con el perfil de los pozos perforados de gran profundidad o con las perforaciones de reconocimiento.

Cuando, de un modo sistemático, se hacen sondeos en las orillas de los arroyos o ríos, por medio de barrenas de mano o por inyección, es muy frecuente encontrar depósitos de arena o de grava. En cualquier caso, siempre que se elija un lugar adecuado, debe hacerse un pozo de prueba para determinar con la mayor precisión las posibilidades de construir más tarde un pozo de abastecimiento permanente. El pozo de prueba puede consistir en una tubería de poco diámetro, destinada simplemente a estudiar las características de las capas subterráneas, o en un tubo de mayor tamaño que a veces puede transformarse ulteriormente en un pozo explotable.

El tipo de revestimiento depende de las circunstancias locales. Cuando hay indicios suficientes de la existencia de una buena capa acuífera, vale la pena arriesgarse a emplear una entubación relativamente ancha que pueda aprovecharse más adelante en el pozo definitivo. Cuando, por el contrario, esas posibilidades son escasas, es mejor perforar por inyección en un pequeño pozo de exploración de poco diámetro (4 a 5 eni). Además, cuando lo único que se pretende con el sondeo es explorar y precisar las posibilidades de construir un pozo explotable, no hay ninguna razón para instalar un revestimiento permanente y de gran tamaño que luego no volverá a utilizarse.

El ingeniero debe examinar también todas las fuentes de posible explotación desde el punto de vista de su calidad química. En un estuche portátil puede llevar todos los materiales y reactivos necesarios para los análisis siguientes: sabor, olor, color, turbidez, dureza, pH, alcalinidad, anhídrido carbónico, eloruros, hierro y manganeso. Conviene también recoger muestras con objeto de confirmar en un laboratorio central los resultados obtenidos sobre el terreno. Los análisis químicos y físicos deben efectuarse tanto en los periodos de sequía como en la estación lluviosa, pues los resultados pueden variar considerablemente.

Los análisis bacteriológicos también pueden practicarse sobre el terreno, utilizando la nueva estufa portátil de membrana filtrante. Las muestras para esos análisis deben recogerse también en diferentes épocas del año. Cada vez se recogerán varias muestras durante un cierto número de días y nunca se confiará en el análisis de una sola muestra.

Otro punto importante de estas investigaciones es evaluar sobre el terreno los riesgos que encierra para la salud pública la elección de una determinada fuente de agua. En efecto, el análisis bacteriológico de dos fuentes diferentes puede dar un resultado absolutamente idéntico pero las encuestas sanitarias destinadas a determinar las posibilidades de contaminación externa pueden revelar que una de ellas es peligrosa, mientras que la otra es relativamente potable. El mayor peligro reside en la contaminación de origen humano; ese peligro, sin embargo, es más remoto en las zonas de población dispersa que en las densamente pobladas.

Nunca se insistirá bastante en la importancia de investigar sobre el terreno la cantidad y la calidad de las fuentes de posible explotación. El ingeniero encargado de esos estudios debe hacer evaluaciones críticas de los progresos de sus investigaciones y proceder con gran cuidado al realizar las pruebas sobre el terreno. En una ocasión, por ejemplo, el empleo de un reactivo inadecuado en una determinación del contenido de hierro de un agua subterránea hizo que se rechazara esa posible fuente de suministro y que se retrasara durante varios años la instalación de servicios de abastecimiento de agua en la zona, retraso que acarreó enormes gastos. El error se hubiera podido evitar probablemente tomando una muestra para hacer un análisis de comprobación. En otro caso, la omisión de los análisis químicos en la fase de investigación de un programa de abastecimiento de agua provocó la destrucción de toda la instalación porque el agua contenía una proporción excesiva de anhídrido carbónico. También ha ocurrido varias veces que, después de construir filtros de arena lentos, la excesiva turbidez del agua bruta en ciertas épocas del año ha impedido su funcionamiento normal. Un estudio detenido de la cuenca hidrográfica hubiera revelado a tiempo la posibilidad de ese incidente.

Tampoco se insistirá nunca bastante sobre la gran responsabilidad del ingeniero encargado de las investigaciones y sobre la atención escrupulosa que debe poner en el desempeño de su misión.

ASPECTOS EN LA ELABORACIÓN DEL PROYECTO

Uno de los problemas más difíciles y desconcertantes con que tropieza el ingeniero encargado de planear un pequeño servicio de abastecimiento de agua destinado a una colectividad rural es la falta de criterios sobre los que basar el proyecto técnico. El ingeniero ha de encontrar respuestas a preguntas como las siguientes: « ¿Qué extensión de los servicios debe preverse para hacer frente al crecimiento de la población ? »; « ¿ Conviene tomar alguna medida para asegurar un buen servicio en los periodos de máximo consumo? », y « ¿Qué normas deben seguirse en relación con el almacenamiento de agua?». Esas cuestiones técnicas se han estudiado detenidamente y se han propuesto para ellas soluciones uniformes en los tratados sobre construcción de servicios de abastecimiento de agua para las colectividades urbanas. En cambio, aún no se han adoptado normas análogas que puedan aplicarse con confianza en la mayoría de las regiones rurales insuficientemente desarrolladas. Hay que tener en cuenta, por otra parte, que ciertos elementos del proyecto deben decidirse sobre el terreno, pues dependen de diversos factores locales, como las características geográficas y económicas, las costumbres del país, etc.

La experiencia adquirida en varios programas rurales de abastecimiento de agua ha sido analizada y se resume a continuación con el único propósito de que los ingenieros y los administradores sanitarios encargados de esos programas dispongan de unas normas generales de orientación. Es evidente que los métodos seguidos en esta materia difieren considerablemente de un país a otro y que ningún autor de un proyecto debe aplicar a ciegas los criterios que a continuación se exponen; por el contrario, deberá hacer un análisis crítico de la situación y de los problemas existentes en la región estudiada y establecer las normas y criterios aplicables en cada caso. En ese sentido, conviene que el técnico encargado del proyecto se ponga en contacto con la administración sanitaria de la región interesada para informarse de las normas mínimas relativas a proyectos y a construcciones que dicha administración pueda haber publicado por mediación de su departamento de ingeniería sanitaria.

Nadie discute, sin embargo, el siguiente punto fundamental : al proyectar un sistema de abastecimiento de agua en una zona rural hay que atender sobre todo a la protección de la calidad del agua natural elegida, ya que el tratamiento debe considerarse sólo como un último recurso. Esto exige que en el proyecto se tomen todas las precauciones sanitarias indispensables, empezando por el emplazamiento adecuado de las estructuras de toma y de las tuberías. Salvo en circunstancias excepcionales, los demás elementos de ingeniería se concebirán en función de esa necesidad.

2. ESQUEMAS GENERALES DE PROYECTOS

Los proyectos de abastecimiento de agua potable en zonas rurales deben elaborarse considerando las condiciones específicas de la localidad como:

- a) Tamaño de la población y dispersión de las viviendas en la localidad
- b) Condiciones socioeconómicas de la población
- c) Nivel de servicio existente en la localidad (y el que la comunidad podría financiar para el proyecto)

- d) Condiciones topográficas, meteorológicas e hidrológicas que prevalecen en el área de proyecto
- e) Restricciones locales de planeación (participación de la comunidad, requerimientos institucionales, etc.)
- f) Criterios locales de diseño (calidad del agua, dotación "per cápita", distancias máximas desde las viviendas hasta los puntos de servicio, coeficientes de variación de la demanda, presión mínima en el sistema, etc.)
- g) Normas locales de diseño (dimensiones estandarizadas de tuberías y piezas especiales, tipos y capacidad de bombas, diseños tipo de pozos, plantas potabilizadoras y tanques de regularización)
- h) Materiales de construcción disponibles en la región
- i) Infraestructura (para apoyo en la construcción de las obras civiles), y fuentes de energía (confiabilidad del abastecimiento de electricidad, combustibles y/o fuentes de energía alternativa tales como ariete hidráulico u otros, disponibles en la región.
- j) Capacidad de fabricantes locales y de distribuidores de equipos.

En general, un sistema de abastecimiento de agua potable, está constituido por:

- a) Captación
- b) Planta de bombeo (cuando el flujo por gravedad no es posible)
- c) Línea de conducción
- d) Planta potabilizadora
- e) Tanque de regularización
- f) Red de distribución y tomas domiciliarias.

En sistemas de abastecimiento urbano, el anteproyecto es muy parecido al proyecto final, debido a que la planeación y el diseño se llevan a cabo con mucho detalle. Sin embargo, cuando se tiene un gran número de pequeños sistemas rurales, con el fin de reducir los costos de planeación, ésta se lleva a cabo como un programa más que como una serie de proyectos individuales; esto quiere decir que, dentro de un programa, se desarrollan actividades orientadas a la obtención de *esquemas tipificados de abastecimiento*, de tal manera que se minimice el costo de la planeación.

En la etapa de planeación de sistemas rurales, se repiten actividades que son similares entre sí; por esto en un programa el desarrollo de diseños tipo es una necesidad y se requiere lograr soluciones al menor costo utilizando los recursos disponibles y tecnología apropiada de bajo costo. Los ahorros en el costo de la planeación, compensan la aproximación técnica que se realiza en la planeación global de los diseños tipo, puesto que es posible elaborar una forma muy simple de investigación que permita recopilar suficiente información para proyectos pequeños.

De acuerdo con lo anterior, es conveniente adoptar un criterio de diseño tipificado, en donde se preparan listados de elementos prediseñados (tanques, plantas de bombeo, etc.), así como de equipos comerciales, que se conforman como un paquete.

Los proyectistas y quienes elaboran las políticas de desarrollo, deben tener en mente la forma de operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento desde las primeras etapas de planeación y selección del esquema. El nivel de preparación técnica de los operadores del sistema es determinante al decidir el nivel de complejidad del esquema asociado a la calidad del servicio que se desea.

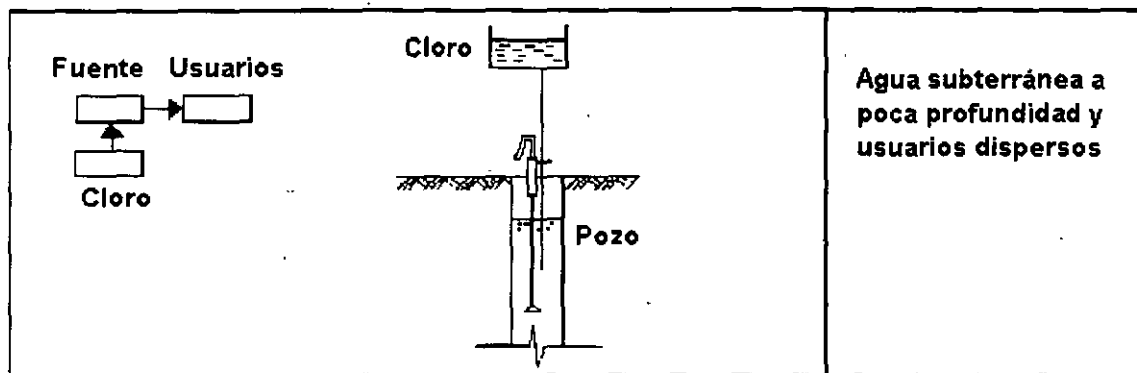
En un sistema rural, la selección de la fuente de abastecimiento es el factor más importante, ya que determina si el agua requiere un proceso de potabilización previa a la distribución e influye en la forma de conducción (por bombeo o gravedad).

En la lámina 21 se ilustran diferentes esquemas de abastecimiento de agua potable para localidades rurales, donde se indican sus elementos y arreglos más comunes así como sus condiciones de aplicación.

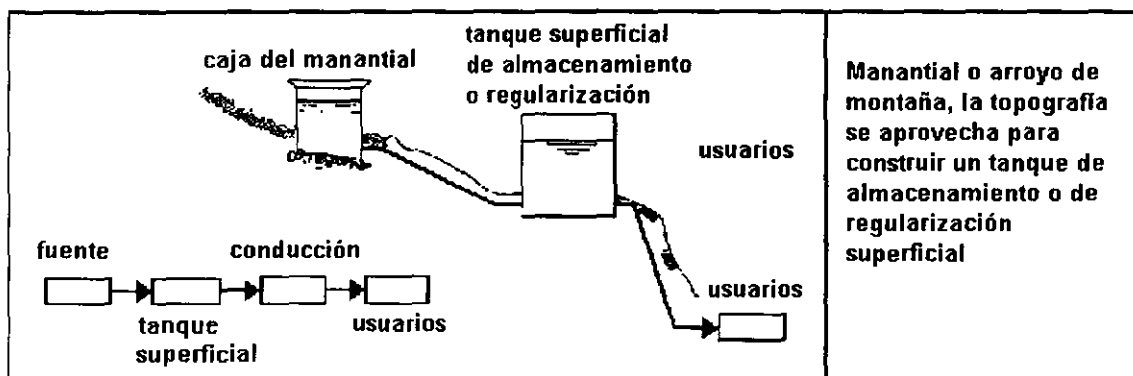
El esquema 2.1-(a) se aplica a localidades donde las viviendas están muy dispersas y se dispone de una fuente de agua subterránea a poca profundidad; por lo tanto, la captación se realiza con un pozo excavado como se detalla en 4.1.4. La extracción se lleva a cabo utilizando una bomba de mano y la cloración se realiza empleando un dosificador que deposita el desinfectante directamente dentro del pozo.

El esquema 2.1-(b), es adecuado donde la fuente de abastecimiento es un manantial o un arroyo de montaña; el agua es de buena calidad para consumo humano, o bien, sólo requiere cloración, la cual puede realizarse a nivel domiciliario. Asimismo, la topografía de la localidad permite construir un tanque superficial de regularización y la conducción hasta la red de distribución se hace por gravedad.

CONDICIONES APLICABLES

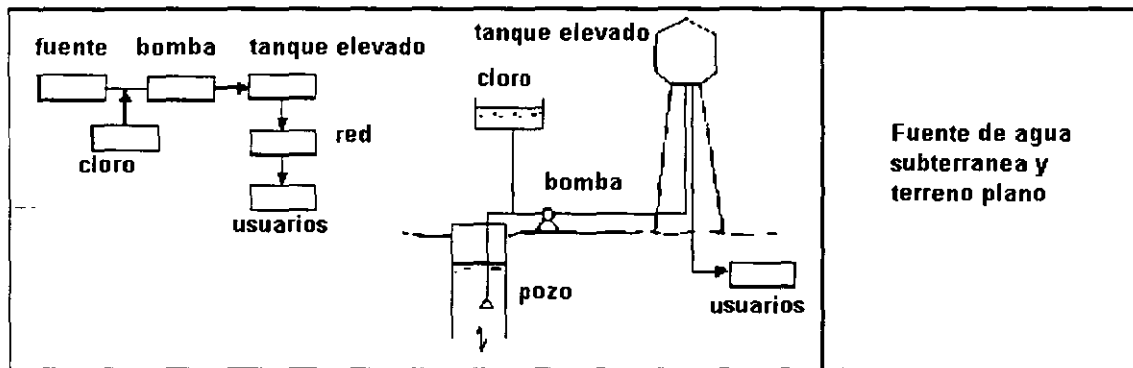


(a)



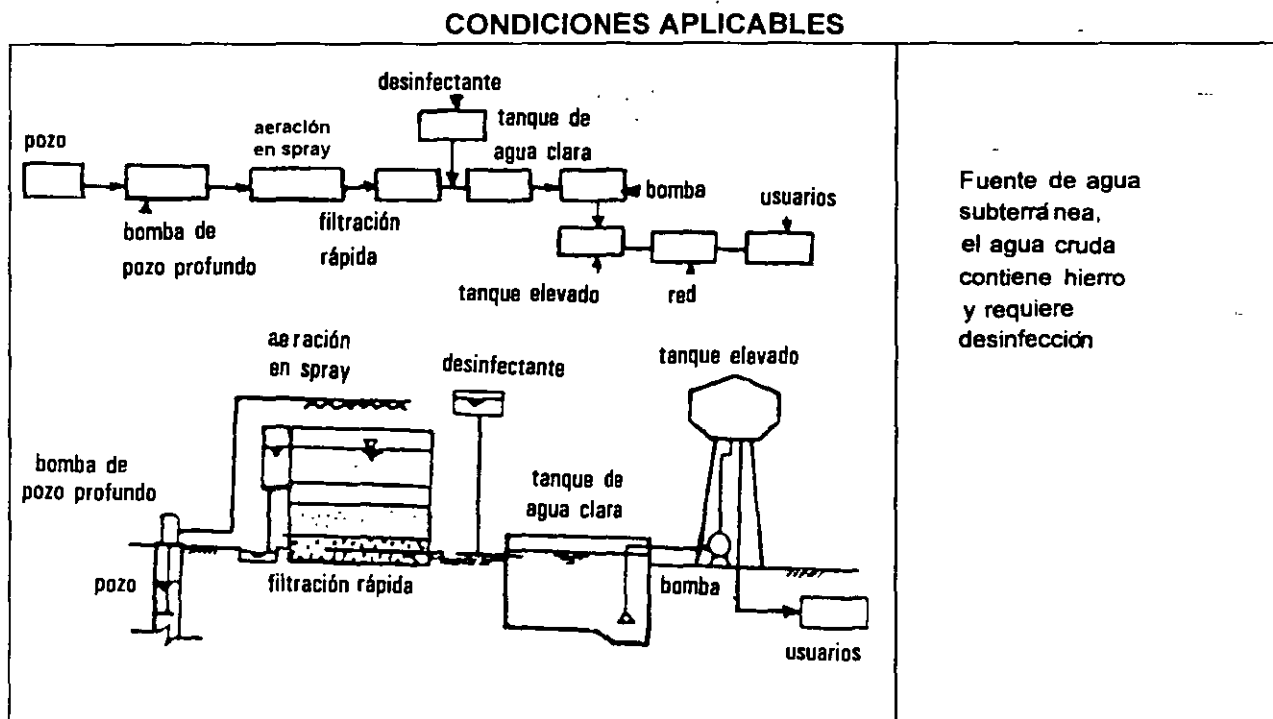
(b)

Lámina 2.1. Esquemas de abastecimiento de agua para sistemas rurales



(c)

El esquema de 2.1.-(d) es una alternativa para sistemas con las mismas características indicadas en el esquema 2.1.-(c), con el uso de un tanque a presión (tanque hidroneumático), que se construye al nivel de piso, por lo que su costo generalmente es menor que el de un tanque elevado. Una desventaja que tienen los sistemas con tanque a presión es que el tiempo de contacto con cloro podría ser muy corto antes del consumo y también se tendría presente un olor concentrado a cloro. Otra desventaja es la necesidad de mantener el aire dentro del tanque por medio de un compresor.



(f)
Lámina 2.1 (Continuación)

El esquema 2.1.-(e), se aplica cuando la fuente de abastecimiento es superficial y el agua tiene turbiedad baja. La captación se realiza mediante un pozo de succión construido en la margen de la fuente y el agua se extrae utilizando una bomba. Para aclarar el agua se emplea un sedimentador y un filtro lento de arena que alimentan un cárcamo (tanque de agua clara), desde donde se bombea hacia un tanque elevado de regularización. La desinfección se realiza conectando un dosificador de cloro en la tubería de alimentación del cárcamo.

El esquema 2.1f, se utiliza cuando la fuente de abastecimiento es subterránea y el agua contiene hierro y manganeso en exceso. La captación se lleva a cabo mediante un pozo. La extracción se realiza utilizando una bomba de pozo profundo que descarga a un tanque de filtración, mediante aspesores para aerar el agua y disminuir el olor y las concentraciones de hierro y manganeso, así como también para oxidar algunos compuestos orgánicos e introducir oxígeno disuelto. Después de la filtración se descarga a un cárcamo de bombeo (tanque de agua clara), desde donde se bombea hasta un tanque elevado de regularización. La desinfección se realiza conectando un dosificador de cloro en la tubería de alimentación del cárcamo de bombeo.

En la lámina 2.2 se puede ver un diagrama que sirve de guía para decidir sobre la base de una fuente satisfactoria (en calidad y cantidad), considerando las condiciones locales. En general, las selecciones a la derecha del diagrama están en orden de costo creciente de arriba hacia abajo. La potabilización no está considerada debido al énfasis en la selección de una fuente con agua de calidad satisfactoria. Las aguas superficiales son las menos recomendables, desde el punto de vista de calidad, ya que generalmente requieren de algún proceso de potabilización, que usualmente es costoso y difícil de controlar.

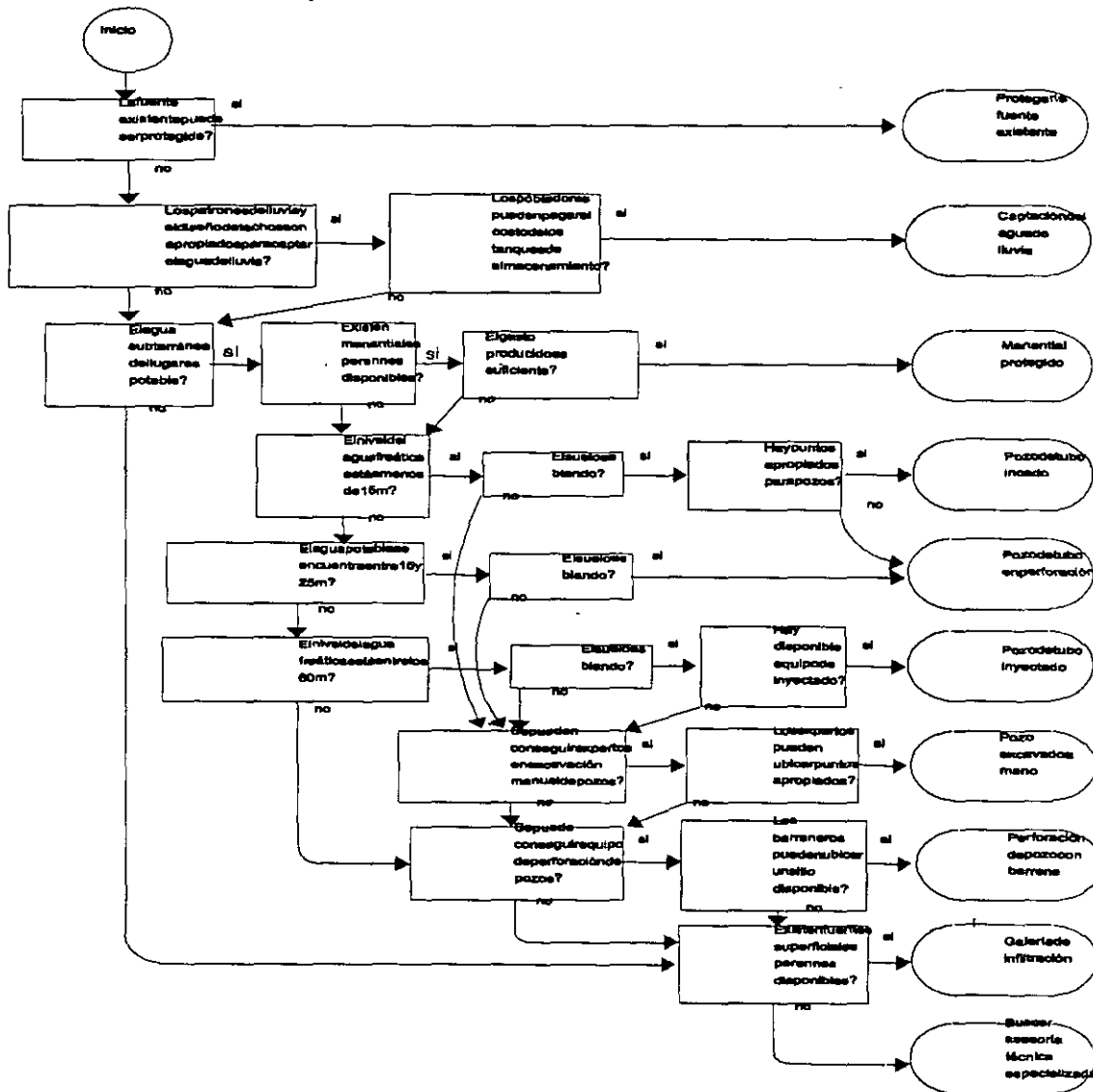


Lámina 2.2.- Diagrama para selección de la fuente de abastecimiento

3. DATOS BASICOS

3.1 Período de diseño

A menos que se tengan condiciones adversas, como un crecimiento demográfico explosivo, se podría pensar en tener períodos de diseño menores a 10 años, ya que la saturación del sistema se alcanzaría antes de este lapso de tiempo. De no ser así, se utilizará un período de diseño de diez años.

En el caso que se determine que se presentará un crecimiento muy pequeño en un período considerablemente largo, se podrá pensar en tener períodos de diseño más largos, no obstante se deberá tener en cuenta la vida útil de los elementos del sistema. A continuación se dan valores de vida útil de algunos elementos del sistema.

Tabla 3.1 Vida Útil de Algunos Elementos

ELEMENTOS	VIDA ÚTIL
Pozo	
Obra civil	10 - 30 años
Obra electromecánica	8 - 20 años
Línea de conducción	20 - 40 años
Planta potabilizadora	
Obra civil	40 años
Obra electromecánica	15 - 20 años
Estación de bombeo	
Obra civil	40 años
Obra electromecánica	8 - 20 años
Tanque	
Superficial	40 años
Elevado	20 años
Distribución primaria	20 - 40 años
Distribución secundaria	15 - 30 años

También en el caso de que la construcción del sistema sea muy costosa o que sea muy complicada, se puede pensar en tener períodos de diseño más largos.

La tabla 3.1 deberá tomarse en cuenta en el caso de que la vida útil de la estructura de que se trate, sea menor al período de diseño del sistema en su totalidad. En este caso se tendrá que plantear un plan de mantenimiento o sustitución del elemento antes de pensar en la ampliación, mejoramiento o sustitución de todo el sistema.

3.2. Población de proyecto

Para estimar la población de proyecto se utilizará el método del factor de crecimiento. No obstante, de ser necesario podría recurrirse a los métodos expuestos en el Libro V, 1ª Sección, tema de Datos Básicos del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

La estimación de la población a futuro se logra multiplicando a la población actual, por el coeficiente correspondiente al factor de crecimiento adecuado de la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Factor de Crecimiento

PERIODO DE DISEÑO (años)	FACTOR DE CRECIMIENTO ANUAL			
	2%	3%	4%	5%
10	1.22	1.34	1.48	1.63
15	1.35	1.56	1.80	2.08
20	1.49	1.81	2.19	2.65

3.3 Demanda de agua potable

Para determinar la demanda actual de agua, se necesita considerar el consumo medio de los diferentes tipos de usuarios: domésticos, y consumos especiales (todos los que no pueden relacionarse con el consumo mínimo necesario por un individuo), además de incluir las pérdidas totales en el sistema.

La demanda a futuro se podrá calcular haciendo una proyección de cada uno de los tipos de consumo, más las pérdidas consideradas en el período de diseño. En el caso de que no se pueda hacer una proyección de la demanda a futuro, se podrá obtener aumentando a la demanda presente en un 50% (ref. 3).

El volumen de la demanda correspondiente a cada tipo de usuario, se calculará multiplicando el consumo promedio determinado, por el número de usuarios totales de cada tipo. A este volumen se le deberá agregar el de las pérdidas físicas por fugas.

De no ser factible la obtención de los consumos específicos a partir de un estudio de campo o del padrón de usuarios de agua potable, se puede auxiliar de las tablas 3.3 y 3.4. No obstante, éstos son solo índices aproximados, siendo lo más recomendable obtener la información real de la localidad en estudio.

Tabla 3.3 Consumo Doméstico "per cápita" Promedio en lt/hab/día (ref. 1)

Clima	Hidrante Público	Toma Domiciliaria
Húmedo	10 - 20	20 - 40
Promedio	20 - 30	40 - 60
Seco	30 - 40	60 - 80

Nota: En el caso de la toma domiciliaria se considera que no existen excusados, y que tampoco se usa agua para riego de pequeñas parcelas o cuidado de animales.

Tabla 3.4 Consumos especiales en sistemas rurales (ref. 3)

CATEGORIA	CONSUMO DE AGUA
Escuelas	15 - 30 l/día/estudiante
Hospitales (con lavandería)	220 - 300 l/día/cama
Pequeños hoteles	80 - 120 l/día/persona
Restaurantes	65 - 90 l/día/asiento
Iglesias	25 - 40 l/día/visitante
Oficinas de gobierno	25 - 40 l/día/persona
Estaciones de Transporte	15 - 20 l/día/usuario
Ganado	10 - 25 l/día/cabeza
Aves de corral	15 - 25 l/día/cada 100

Entonces, para determinar la demanda de agua potable, se multiplican los consumos unitarios por el número de usuarios (habitantes, cabezas de ganado, asientos, etc.), se suman los resultados y a esto se le adiciona un 15% por fugas. No obstante, si se requiere tener un valor aproximado, se puede recurrir a la tabla 3.5, y la demanda total será:

$$D_T = C_d + C_e + P_f \quad (3.1)$$

donde: D_T demanda total, en l/hab./día

C_d consumo doméstico, en l/hab./día

C_e consumo especial, en l/hab./día

P_f pérdidas totales en el sistema, en l/hab./día

Debido a la diversidad de los factores que influyen en la demanda, no es recomendable extrapolar los resultados obtenidos en una determinada población a otra. Sin embargo, en los casos en que se cuente con una población muy similar a la que se estudia, en la que se tengan estudios de la demanda, se puede considerar la extrapolación de los resultados de una a otra.

3.4 Dotación de agua potable.

Si se cuenta con un estudio de consumos por tipo de usuario en donde se determina la demanda de agua para la localidad, la dotación se obtiene al dividir la demanda total entre la población total; en caso contrario, se puede recurrir a los valores reportados en la tabla 3.5.

Como se dijo en la parte de la teoría, se considera que la dotación mínima estándar en los sistemas rurales es de 45 lt/hab/día. Este número considera solamente un consumo doméstico mínimo por persona para el nivel de servicio más bajo, y representa el límite inferior absoluto de la dotación. Las dotaciones dadas en la tabla 2.5 consideran la existencia de ciertos servicios sociales (escuela, iglesia, etc.) en la localidad, y el cuidado de cabezas de ganado en las casas.

Tabla 3.5 Dotaciones mínimas (en litros/hab./día) para Sistemas Rurales

Clima	Hidrante Público	Toma Domiciliaria
Húmedo	60 - 70	70 - 90
Promedio	70 - 80	90 - 110
Seco	80 - 90	110 - 130

Nota : Para la obtención de estos datos se consideró la existencia de una escuela, una iglesia, algunas cabezas de ganado y aves de corral.

Para efectos del diseño, la dotación asignada, multiplicada por el número de habitantes, determina la demanda de agua potable de una población en estudio.

3.5 Variación de la demanda y gastos de diseño

Los gastos medio Q_{med} , máximo diario Q_{Md} y máximo horario Q_{Mh} se obtienen por las ecuaciones (3.1), (3.2) y (3.3) respectivamente, que se indican en el subcapítulo 3.6 de la primera parte de este manual:

$$Q_{med} = \frac{D \times P}{86,400} \quad (3.2)$$

$$Q_{Md} = CVD Q_{med} \quad (3.3)$$

$$Q_{Mh} = CVH Q_{Md} \quad (3.4)$$

4 FUENTES DE ABASTECIMIENTO Y CAPTACIÓN

De las fuentes de abastecimiento de agua disponibles en una región, al determinar cuáles podrían ser factibles de ser aprovechadas, es necesario tomar en cuenta la economía. De esta forma, cuando se realiza un análisis comparativo para seleccionar las más convenientes, aunque una fuente pudiera ser la más cercana, o resultara más sencilla su obra de captación, puede ser que no necesariamente sea la opción más económica, pues se tendría que considerar también, la complejidad y el costo de la potabilización necesaria para que cumpla con los requerimientos mínimos de calidad de agua potable.

La fuente de abastecimiento más común para los sistemas rurales, es el agua subterránea, la cual se extrae mediante estructuras como son: pozos excavados, drenes de infiltración, galerías filtrantes, y pozos entubados (para profundidades grandes).

En caso de encontrar un manantial con suficiente capacidad, esta sería la opción más adecuada para el abastecimiento de agua; ya que se puede disponer de estructuras derivadoras adecuadas, tanto para manantiales artesianos como para no artesianos.

Al seleccionar una fuente de agua superficial, se debe tener en cuenta que, comúnmente el agua requiere algún tipo de tratamiento para su potabilización, lo cual, generalmente incrementa de manera considerable los costos del proyecto, de la construcción y de la operación del sistema.

En el caso de que todas las fuentes disponibles sean desechadas por inconvenientes o costosas, el agua de lluvia es una opción muy práctica, que además puede usarse de manera conjunta con otra fuente de abastecimiento, o también para recarga de acuíferos que han sido sobreexplotados por la extracción indiscriminada. El agua de lluvia puede ser captada y almacenada con dispositivos que pueden ir de lo más simple a lo más complejo y eficiente. El agua de lluvia se puede captar en azoteas o en grandes terrenos y ser almacenada en tanques, haciéndola pasar antes por cribas o desarenadores para eliminar algunas impurezas del agua; aunque, en el caso de las zonas rurales, es muy probable que sea de buena calidad.

4.1 AGUA SUBTERRÁNEA

Cuando en la localidad en estudio no se encuentran manantiales disponibles para su explotación, generalmente lo mejor es llevar a cabo una exploración de los recursos de agua subterránea. Para el aprovechamiento de una localidad pequeña, es suficiente la aplicación de un método de prospección simple. Con frecuencia los registros de información disponible sobre el agua subterránea es escasa e inadecuada, por lo que, cuando se trata de un aprovechamiento para varias localidades, es necesario realizar estudios geohidrológicos más extensos empleando técnicas y métodos apropiados como los que se tratan en el tema de geohidrología, libro V, 3ª sección, para determinar su ocurrencia y calidad.

4.1.1 Ocurrencia

Para realizar un estudio exploratorio de agua subterránea, es necesario un conocimiento básico de los diferentes tipos de formaciones subterráneas que la contienen, considerando que el agua subterránea se encuentra almacenada en poros, huecos y fisuras de formaciones subterráneas.

Los poros son los espacios entre los granos de minerales de capas sedimentarias o de roca quebrada. El volumen de poros en una formación subterránea depende del tamaño de los granos, de su forma, de la compactación y de la presencia de material cementante.

La porosidad se define como la relación entre el espacio (volumen) de los poros y el volumen total del suelo que los contiene. Una porosidad alta no siempre indica una buena permeabilidad. Por ejemplo en el caso de arcillas y limos su porosidad es alta, pero el tamaño de los poros es tan pequeño que no permite que el agua fluya fácilmente. En el caso de una porosidad alta pero sin comunicación entre poros, la permeabilidad del medio será baja, como es el caso de rocas ígneas con burbujas de gas. Las rocas ígneas no son generalmente porosas, a menos que se encuentren intemperizadas. Las lavas que presentan cavidades formadas por burbujas de gas, pueden ser la excepción.

En hidrogeología se les llama estructuras a todos los huecos en las rocas como son: juntas, apoyos, planos de clivaje y fracturamientos. Desde el punto de vista geológico, las fisuras jóvenes y no intemperizadas, comúnmente son poco permeables al no estar comunicadas entre sí; además, muy frecuentemente contienen poca agua.

Se le denomina permeabilidad hidráulica a la facilidad con que el agua fluye a través de una formación subterránea, y se le define como la velocidad con que fluye el agua a través del suelo con un gradiente hidráulico unitario, y depende de la porosidad, del tamaño promedio de los poros y de la distribución de las fisuras. Sus unidades están dadas en cm/s ó m/día.

Se dice que una capa de suelo es impermeable cuando su permeabilidad hidráulica es menor o igual que 10^{-6} cm/s, y cuando es mayor se dice que es permeable.

Existen dos tipos de acuíferos: no confinado y confinado. El acuífero no confinado está abierto a la infiltración de agua directamente de la superficie del suelo.

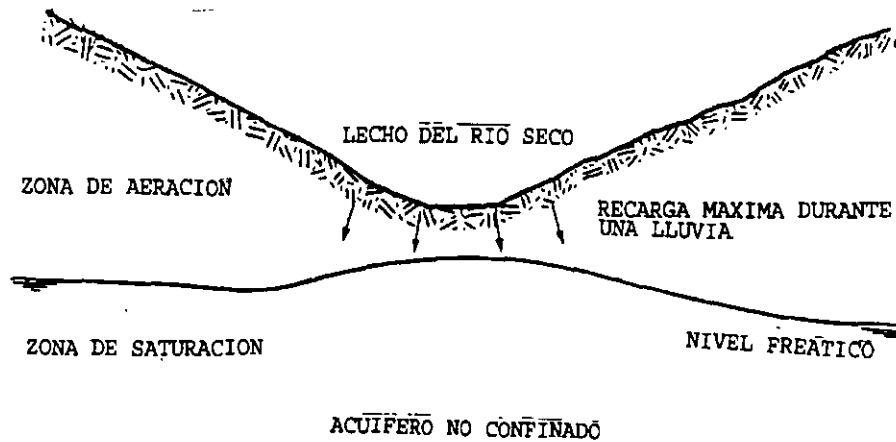


Lámina 4.1 Acuífero no confinado, en época de lluvias (arriba) y de estiaje (abajo)

Un acuífero confinado es en el que el suelo que contiene al agua, está cubierto con una capa de suelo impermeable. La presión del agua en un acuífero confinado está determinada por el nivel del área de recarga, o sea el área de la superficie del suelo en donde entra el agua por infiltración, la cual puede estar muy alejada de la zona donde se realiza el estudio.

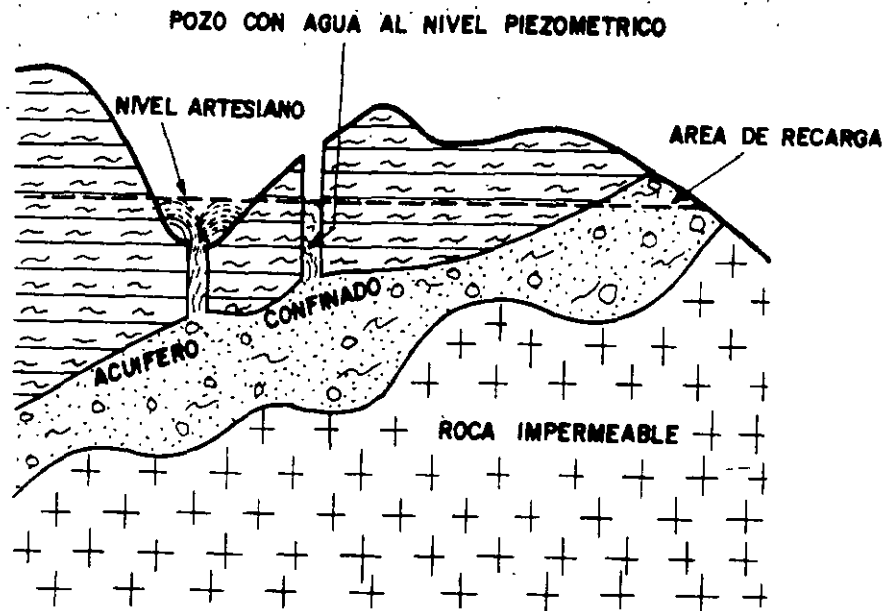


Lámina 4.2 Acuífero confinado

La presión del agua en un acuífero confinado se puede determinar perforando la capa superficial del terreno hasta encontrarlo, para medir el nivel a donde llega el agua. A este nivel del agua se le llama nivel piezométrico. Cuando el nivel piezométrico está por encima del nivel del suelo, el agua fluirá naturalmente fuera de la perforación. A este tipo de perforaciones se les denomina pozos "artesianos" o "brotantes".

En el caso de acuíferos no confinados algunas veces puede existir una lente de material impermeable por encima del nivel freático o nivel real del agua. Esto provocará que en la temporada de recarga, parte del agua se acumule sobre la lente de material impermeable, a la cual se le conoce como "agua colgada". Es importante identificar estas acumulaciones ya que normalmente tienen poca agua y tenderán a desaparecer en época de estiaje.

4.1.2 Exploración de acuíferos

Es necesario saber la forma en que existe el agua en las formaciones del suelo, para que la exploración de agua no se convierta en un juego de azar.

La información hidrogeológica que debe ser colectada, podría incluir reportes y mapas geológicos, mapas topográficos, bitácoras de pozos entubados, reconocimiento geológico superficial, registros meteorológicos, y datos hidrogeológicos.

Desde luego, mucha de esta información no está disponible en comunidades rurales; por lo cual debe recurrirse a la información oral que pueda obtenerse de los pobladores. Esta deberá referirse a las fuentes usadas hasta el momento, a su variación estacional, volumen aproximado y quizás hasta su calidad (con una encuesta para observar la ocurrencia de enfermedades gastrointestinales).

De ser necesario, para complementar la recolección de información, debe realizarse una inspección del área de estudio, de preferencia, al final de la temporada de sequía. La inspección debe proveer datos suficientes para determinar la distribución de los acuíferos, manantiales o líneas de manantiales presentes, profundidad de los niveles freáticos y niveles piezométricos, producción de las fuentes de agua subterránea.

Algunas veces esta información se puede obtener mediante un simple examen de los afloramientos y sistemas de abastecimiento existentes. No obstante en algunos casos se necesita hacer perforaciones y/o estudios geofísicos. Sólo en el caso de que el acuífero investigado vaya a ser explotado en su totalidad, es necesario perforar pozos de prueba, para lo cual se debe tener conocimiento de la permeabilidad hidráulica y de la capacidad de almacenamiento del acuífero.

El estudio geofísico más usado en la exploración de acuíferos es el de resistividad eléctrica, el cual además de proporcionar la distribución del agua subterránea.

Para mayor información sobre los estudios de exploración de acuíferos, ver el tema de Geohidrología y Geofísica del Libro V, Tercera Sección, del presente Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.

4.1.3 Rendimiento de los acuíferos

Básicamente, de un acuífero no se puede extraer más agua que la que entra por la recarga natural. Otra limitación es que el nivel del agua freática no se debe bajar tanto, que el agua contaminada de otros lugares pueda ser arrastrada hacia el acuífero. Algunas veces la extracción de agua de un pozo nuevo reducirá el rendimiento de los pozos existentes cercanos a él.

El rendimiento asegurado de un acuífero es la extracción máxima permanente que se puede obtener de una fuente de agua subterránea.

4.1.4 Galerías y pozos

El método más antiguo de extracción de agua subterránea, es el de formar una cavidad en el suelo, hasta una profundidad debajo del nivel freático. Usualmente la cantidad de agua que se puede obtener por este método es limitada.

Cuando se requiere más agua, es necesario drenar un área mayor del acuífero. Esto se puede lograr de tres maneras: ensanchando la cavidad, excavando más profundo o una combinación de las dos anteriores.

A los sistemas de extracción que se extienden horizontalmente se les denomina galerías y se subdividen en zanjas filtrantes, drenes de infiltración (lámina 4.3) y túneles (lámina 4.4).

Debido a las dificultades técnicas y a los costos de excavación, las galerías deben ser usadas sólo cuando el nivel freático está muy superficial; entre 5 y 8 m como máximo, debajo de la superficie del terreno. Los túneles en formaciones consolidadas de terreno, pueden usarse a profundidades mayores.

Las galerías presentan la única solución práctica cuando es necesario extraer agua de acuíferos superficiales con un espesor saturado pequeño, pues este tipo de acuíferos deben ser drenados a través de un área de contacto muy grande. Las galerías también se recomiendan en áreas costeras donde el agua dulce a extraer flota sobre el agua salada y, por lo tanto, la deflexión del nivel freático debe mantenerse al mínimo posible.

Las zanjas son fáciles de construir y además pueden tener bastante capacidad y una vida útil larga. Sin embargo, las zanjas al estar abiertas, permiten que el agua se contamine con relativa facilidad, lo cual las hace un aprovechamiento no muy apropiado para agua potable.

La construcción de drenes de infiltración y túneles es más costosa y su diseño es más complicado. Los drenes se pueden tapar con cierta facilidad. La ventaja de los drenes y túneles, es que los colectores están completamente debajo de la tierra con lo cual el agua está mejor protegida contra la contaminación.

Los métodos de extracción de agua subterránea verticales se pueden dividir en pozos excavados de gran diámetro y pozos entubados de diámetro pequeño (láminas 4.5 y 4.6). Los pozos entubados se usan cuando el nivel freático está a una profundidad considerable desde la superficie del terreno, pero sólo son efectivos en acuíferos con un espesor grande. Comúnmente los pozos excavados, tienen una producción limitada, por lo cual, su uso está restringido a usos domésticos individuales y otros tipos de abastecimiento en pequeña escala.

La producción de pozos entubados varía desde menos de 1.0 l/s en pozos de diámetro pequeño, no profundos y acuíferos en arena fina, hasta 100.0 l/s en pozos profundos de diámetro mayor, en arena gruesa o acuíferos de roca fracturada.

Los pozos entubados son apropiados para suministro de agua potable, ya que se pueden tomar precauciones muy sencillas para salvaguardar el agua contra la contaminación.

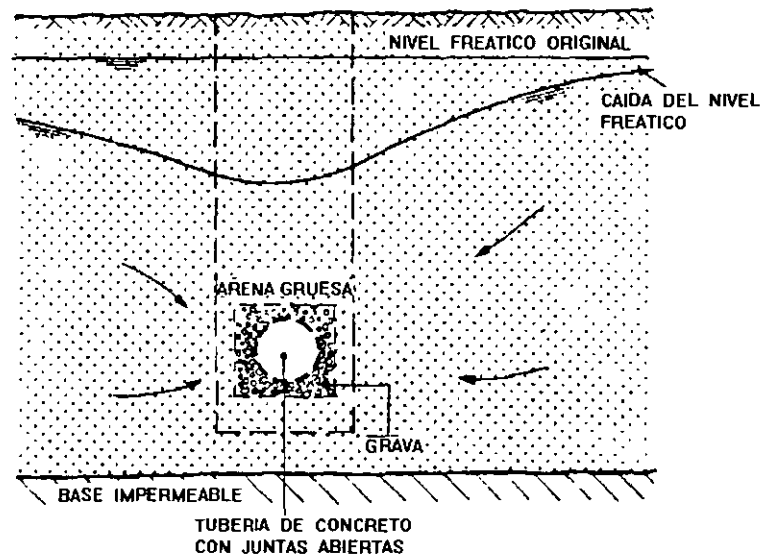


Lámina 4.3 Dren de infiltración

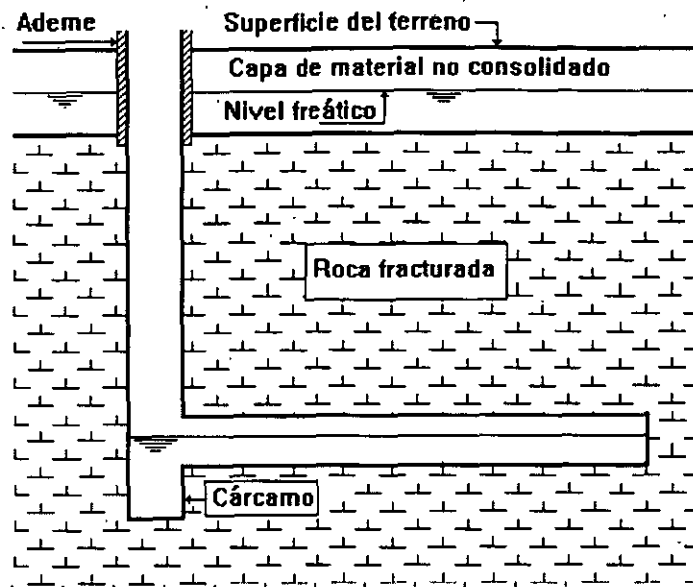


Lámina 4.4 Túnel de infiltración

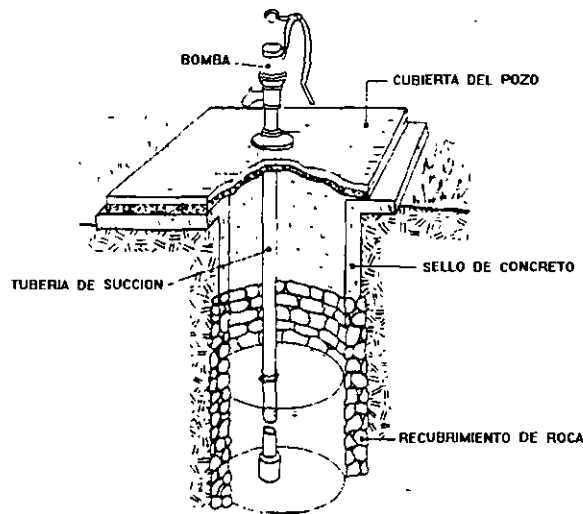


Lámina 4.5 Pozo Excavado

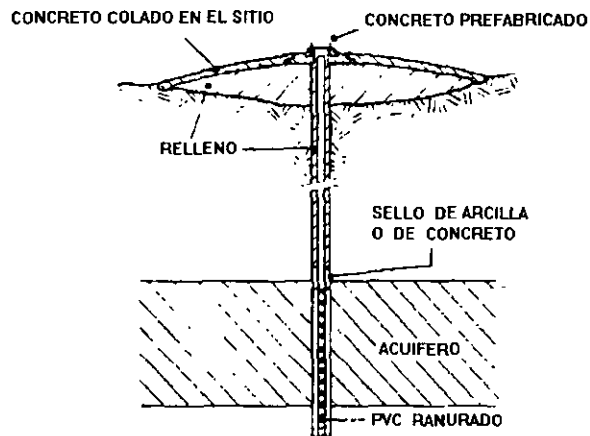


Lámina 4.6 Pozo entubado

En los sitios donde existe una formación a poca profundidad que contiene agua en un espesor considerable, son apropiados: colectores verticales, colectores horizontales, o una combinación de los dos anteriores.

Una situación más difícil se presenta cuando el agua subterránea tiene que ser extraída de un acuífero de espesor pequeño situado a una profundidad grande. Debido al área saturada tan pequeña de este tipo de acuíferos, los pozos entubados no deben ser usados; asimismo, las zanjas y los drenes no son apropiados, ya que el trabajo de excavación sería excesivo. En terreno consolidado, los túneles pueden ser una solución. En terreno no consolidado, un pozo colector radial puede ser considerado; sin embargo, este tipo de pozos requieren de un diseño especializado que puede ser incosteable para sistemas en escala pequeña.

4.1.5 Agua de manantial

Los manantiales son aguas subterráneas que, de manera natural, emergen en la superficie de la corteza terrestre, y con frecuencia se presentan en forma de pequeños pozos o zonas de terreno húmedo al pie de colinas o en las orillas de ríos, de ésta manera, un manantial puede ser definido como el lugar donde el agua subterránea brota de manera natural.

Son varias las condiciones estratigráficas en que pueden originarse los manantiales; pero usualmente son alimentados desde una formación de suelo de arena o de grava saturada a la que se le conoce como acuífero. El agua puede brotar en la superficie como una fuente natural, o de manera invisible, como un flujo dentro de ríos, lagos o el mar (lámina 4.7).

Los lugares más apropiados para la búsqueda de manantiales son las pendientes de las colinas y los valles de ríos. Una vegetación verde en cierto lugar de un área seca, puede indicar la presencia de un manantial, o bien, se le puede encontrar siguiendo aguas arriba una corriente o arroyo de montaña, hasta su nacimiento.

El agua de manantial es pura y usualmente puede usarse sin tratamiento cuando en la captación se ha construido una protección adecuada, sin embargo, se debe estar seguro de que el agua proviene de un acuífero y no de una corriente que se ha infiltrado a corta distancia.

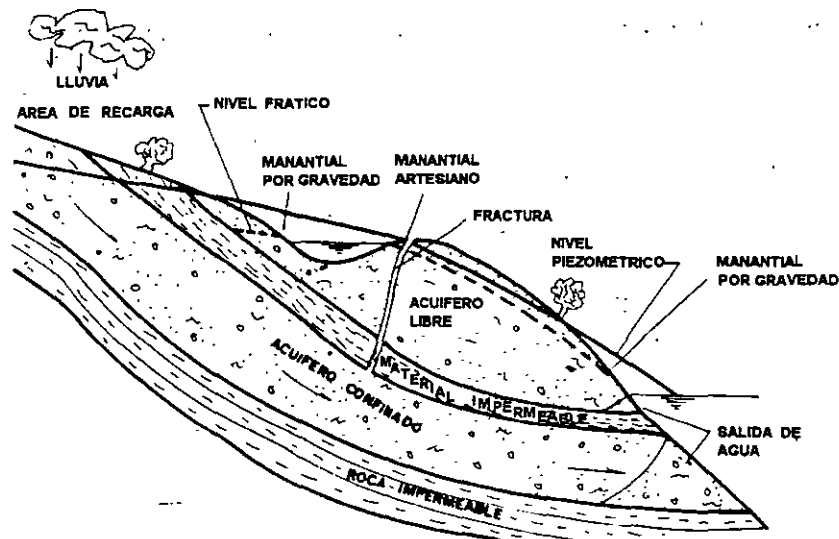


Lámina 4.7. Ocurrencia de Manantiales

Los manantiales se clasifican comúnmente en dos:

- a) Artesianos o de agua ascendente
- b) No artesianos o de agua descendente

El agua de manantiales artesianos, puede provenir de una formación permeable, o de un acuífero confinado a presión entre dos capas impermeables y asciende hasta la superficie del terreno por efecto de la presión existente en el mismo. Este tipo de acuíferos puede salir a la superficie cuando encuentra una depresión o cavidad en el terreno natural y entonces se le conoce como **manantial artésiano en depresión** (lámina 4.8), o si aflora a través de fisuras que se encuentran en la capa impermeable superior del acuífero, se le conoce como **manantial artésiano en fisura** (lámina 4.9).

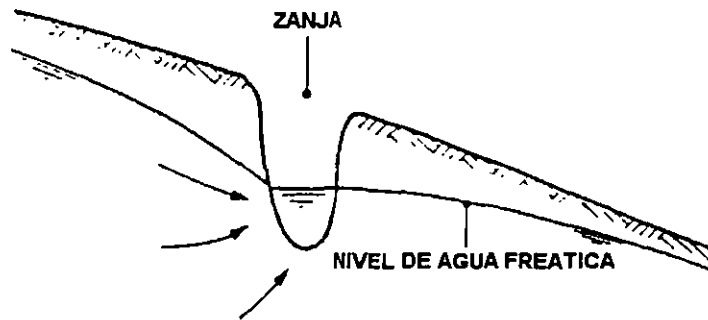


Lámina 4.8. Manantial no artésiano en depresión

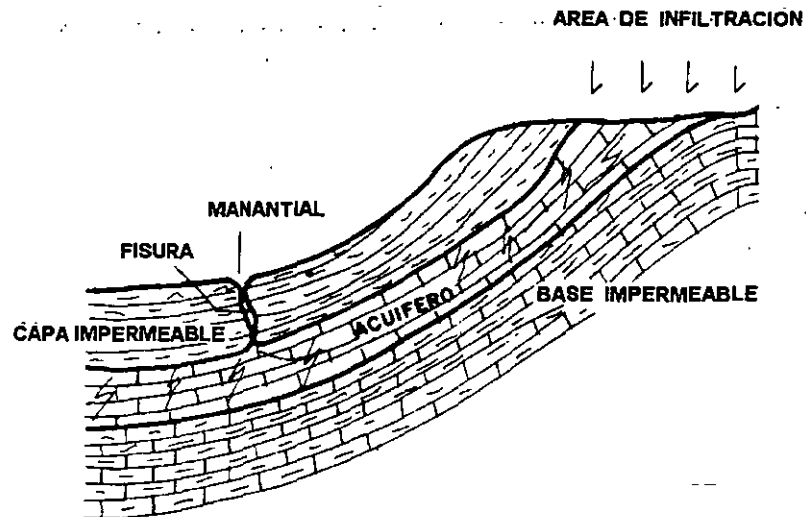


Lámina 4.9. Manantial artesiano en fisura

Debido a que el acuífero se encuentra confinado, el agua que contiene no se contamina fácilmente, y aunque el área de recarga pudiera recibir cierta contaminación, como generalmente se encuentra a considerable distancia de los puntos de extracción, el agua tiende a limpiarse al fluir en el subsuelo. El rendimiento de los manantiales artesianos es muy uniforme y casi constante durante todo el año, sin embargo, este tipo de fuente tiende a ser sobre-explotada con mucha frecuencia, disminuyendo el nivel y la presión en el acuífero conforme aumenta el número de puntos de extracción (lámina 4.10).

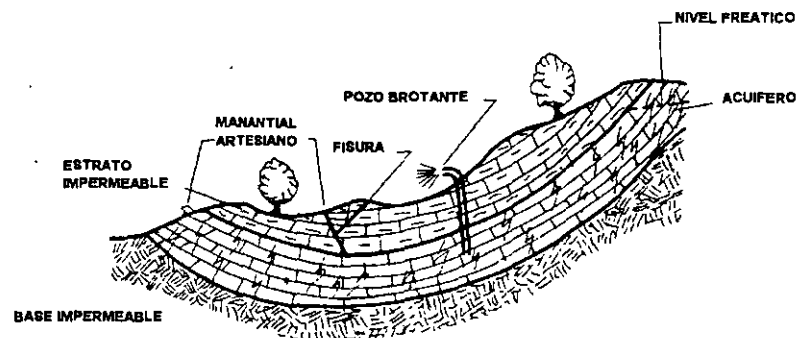


Lámina 4.10. Acuífero con varios puntos de extracción

En el caso de manantiales no artesianos, el agua subterránea fluye entre estratos no confinados del subsuelo hasta que sale a la superficie. Cuando el flujo llega a encontrar estratos impermeables inclinados que evitan su infiltración profunda y lo forzan hacia la superficie, se les llama **manantiales de escurrimiento por gravedad** (lámina 4.11), o bien, cuando encuentran alguna depresión natural del terreno, se les llama **manantiales de escurrimiento por gravedad en depresión** (lámina 4.12). Este tipo de acuíferos se presentan en terrenos elevados y están poco expuestos a la contaminación, debido a que su área de recarga generalmente está ubicada muy lejos de cualquier centro de población o de actividades humanas importantes. Asimismo, generalmente se encuentran a suficiente altura para conducir el agua por gravedad hasta el sistema de distribución. Su rendimiento depende de la profundidad a la que se encuentra el nivel de aguas freáticas, el cual varía sensiblemente con las precipitaciones pluviales.

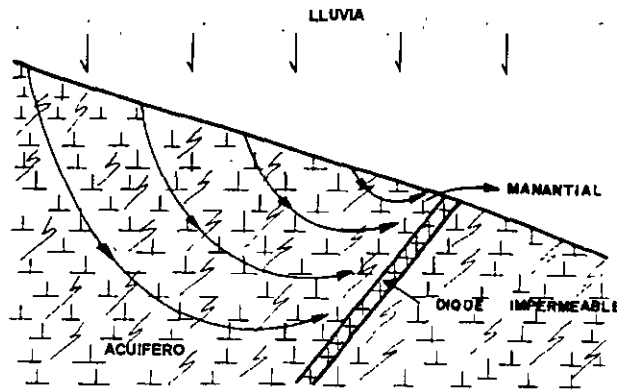


Lámina 4.11. Manantial no artésiano

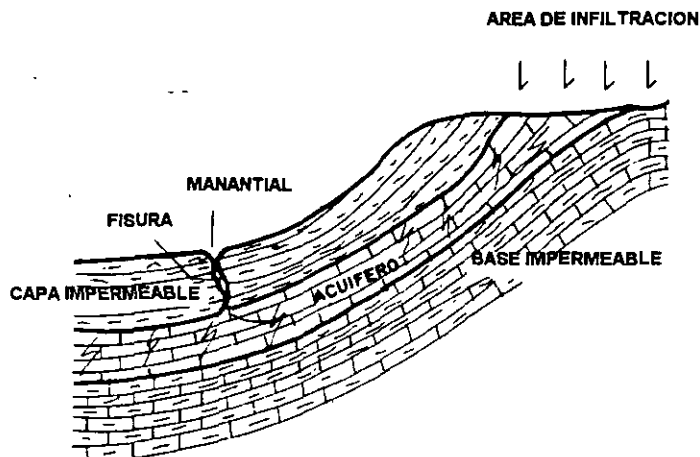


Lámina 4.12. Manantial de escurrimiento por gravedad en depresión

La cantidad de agua que brota de un manantial puede aumentarse si se excava alrededor del punto de salida hasta encontrar la capa impermeable de donde se retira lodo, rocas y fragmentos de depósitos minerales, que algunas veces el agua deposita al salir. Si se lleva a cabo esta operación, sobre todo en terrenos de calizas fisuradas, debe procurarse no perturbar las formaciones subterráneas ya que el manantial podría desviarse en otra dirección.

Los manantiales también se pueden identificar de acuerdo con el tipo de abertura por donde brota el agua como: **manantiales de escurrimiento o filtración**, cuando el agua se percola a través de múltiples y pequeños orificios en suelos porosos; **manantiales de fractura**, cuando el agua sale por las juntas o fracturas de rocas sólidas; y **manantiales tubulares**, cuando el orificio de salida es más o menos redondo.

Todos los manantiales, y en particular los no artesianos, están expuestos a la contaminación en la zona próxima al punto de salida, por lo que debe hacerse un minucioso reconocimiento sanitario para obtener información sobre el origen del agua subterránea, la naturaleza del acuífero, la calidad del agua, el rendimiento del manantial en diferentes épocas del año, la topografía y vegetación de la zona circundante, así como la presencia de posibles fuentes de contaminación.

Los manantiales que brotan por canales en formaciones de calizas en disolución, deben examinarse cuidadosamente, ya que en esas condiciones se produce muy poca o ninguna filtración en el terreno. Dichos manantiales suelen proporcionar un agua muy contaminada y turbia inmediatamente después de que se han presentado grandes lluvias, por lo que no deben utilizarse para abastecimiento doméstico sin haber realizado antes un estudio cuidadoso que comprenda

análisis bacteriológicos frecuentes y la adopción de medidas correctivas como son la filtración y desinfección.

4.1.5.1 Obras de toma

Con el fin de proteger un manantial contra la contaminación, se construye una estructura de toma o cámara colectora, que debe situarse y realizarse de forma tal, que el agua captada atraviese en su interior por lo menos tres metros, medidos sobre el terreno natural, desde el punto de captación del agua subterránea hasta donde sale de la estructura de toma. Además, debe evitarse la existencia de: establos, asentamientos humanos o fuentes potenciales de contaminación, en un radio de 30 a 90 metros alrededor de la cámara; para esto, se instala una cerca de alambre. Además, conviene excavar una zanja de derivación en la parte alta y a los lados de la cámara, con el fin de desviar los escurrimientos superficiales, lejos del manantial (lámina 4.13).

Al diseñar y construir las obras de toma de manantiales, se deben tener en cuenta cuatro factores importantes:

- 1) La estructura de captación debe prevenir la contaminación del agua en el sitio de la toma.
- 2) Deben realizarse estudios para determinar la calidad del agua de manantiales artesianos, sobre todo, si su temperatura varía entre el día y la noche, ya que esto, puede ser indicativo de la presencia de organismos nocivos.

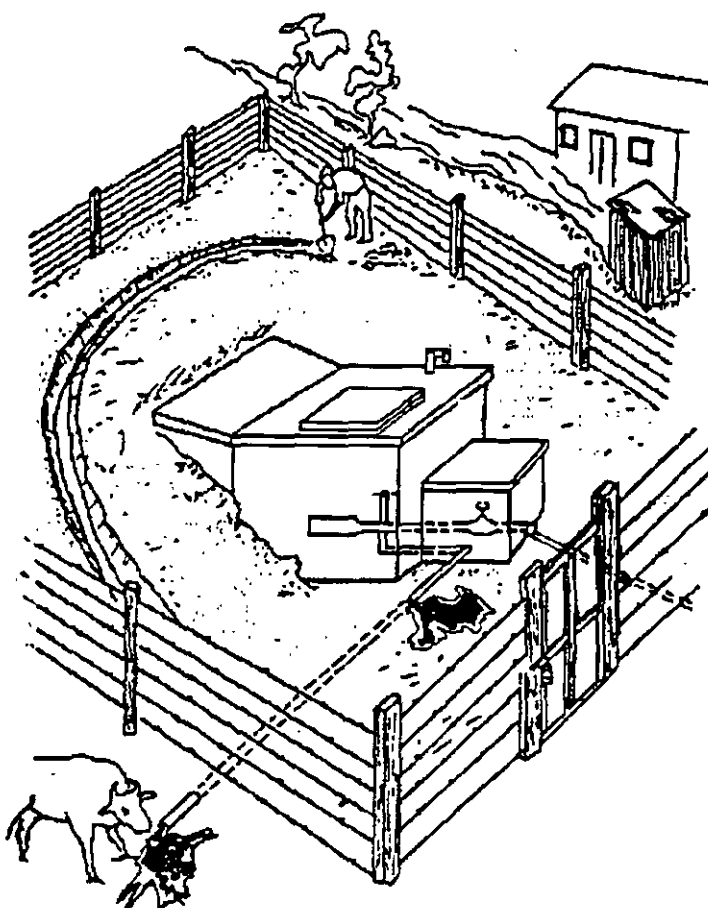


Lámina 4.13. Manantial protegido

3) El flujo de manantiales de filtración, que provienen de acuíferos granulares, varía poco a lo largo de sus fronteras, por lo cual, para captar el agua se requieren galerías de infiltración de longitud considerable. Sin embargo, en acuíferos de roca fracturada, el flujo está concentrado en las fisuras de conducción que llegan hasta la superficie del terreno, en cuyo caso, varias obras de toma en pequeña escala pueden ser adecuadas, pero necesitan ser ubicadas con mucho cuidado.

4) Siempre es necesario evaluar el caudal y su variación estacional, pues el gasto y la confiabilidad del manantial, sólo deben ser afectados ligeramente por la construcción de las obras de toma.

Comparada con la extracción de agua subterránea, la captación de agua de manantial tiene la ventaja de que normalmente el nivel del agua freática en la zona baja muy poco o nada.

4.1.5.2 Tomas para manantiales no artesianos

Si existe la opción de seleccionar entre varias fuentes de abastecimiento, los manantiales no artesianos en depresión no son los más recomendables, debido a que tienen un flujo muy pequeño y es difícil proporcionarles una protección adecuada. Asimismo, la presencia de este tipo de manantiales proviene de agua subterránea a poca profundidad, que puede extraerse utilizando drenes o pozos excavados, los cuales sí pueden cubrirse y protegerse adecuadamente contra la contaminación.

Los manantiales no artesianos en formaciones de suelo granular pueden captarse con drenes conformados por tubos con perforaciones o con juntas abiertas colocados en grava empacada. Para proteger el manantial, es necesario excavar hacia dentro de la ladera, de tal modo que se pueda captar un área suficiente del acuífero aún cuando el nivel del agua freática sea bajo (lámina 4.14).

El diseño de drenes se realiza siguiendo las prácticas y recomendaciones comunes de ingeniería. Deben colocarse a una profundidad tal, que el suelo saturado sobre ellos funcione como un almacenamiento, compensando las fluctuaciones del nivel del agua subterránea. El agua captada mediante drenes se descarga en una cámara de almacenamiento o "caja del manantial".

El sistema de drenes y la cámara de almacenamiento se construyen de modo que se evite la contaminación del agua captada. Antes de que se construya la parte anterior de la cámara, se apilan piedras dejando huecos entre ellas, que sirven como muro de contención para evitar el arrastre de partículas del subsuelo. La cámara se construye con un registro de acceso con tapa removible, para realizar trabajos de mantenimiento y limpieza. Cualquier tubo de ventilación, de excedencias o de limpieza, debe tener rejillas en el extremo que queda en el exterior de la cámara. Por otra parte, se recomienda excavar una zanja para derivar los escurrimientos superficiales y evitar que el agua penetre en la cámara (lámina 4.15).

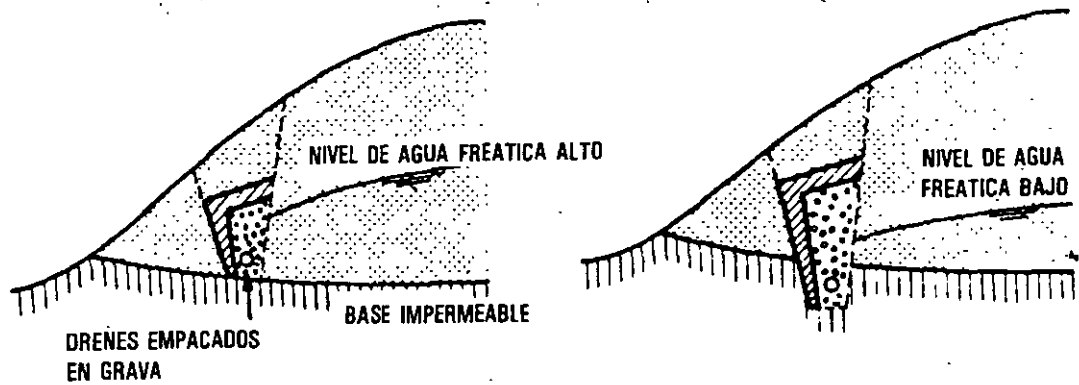


Lámina 4.14. Captación de manantiales no artesianos en suelo granular

Como protección, la parte superior de la grava empacada, debe ubicarse al menos a **tres metros** por debajo del nivel de la superficie del suelo, lo cual puede asegurarse si la captación del manantial se ubica hacia dentro de la ladera de la colina, o elevando el nivel del suelo con material de relleno. También se debe proteger un área que comprenda toda la longitud de la galería mas **diez metros** de cada lado, y en la dirección perpendicular, hasta una distancia de al menos **50 metros**. De preferencia, esta área debe protegerse con una cerca de mallá para evitar el paso de personas no autorizadas o de animales.

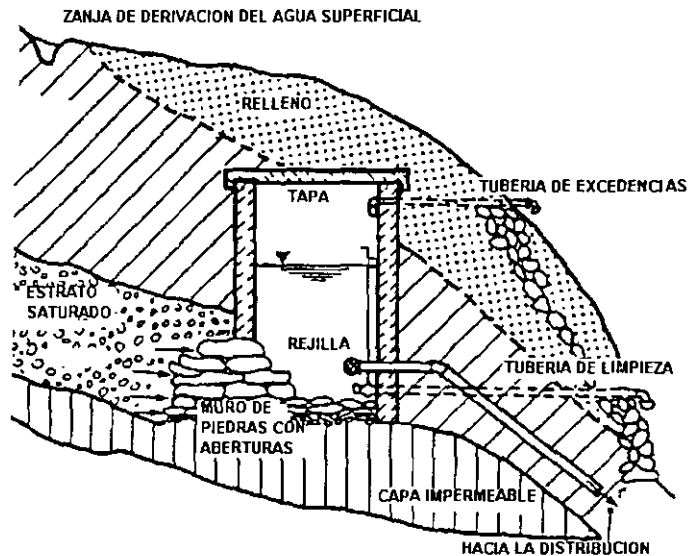


Lámina 4.15. Tanque de almacenamiento o caja de manantial

En acuíferos de roca fracturada, se pueden usar tubos empacados en grava, o bien, el agua se puede captar mediante túneles sin recubrimiento si el suelo es estable, o con recubrimiento si el suelo no es estable (lámina 4.16), dependiendo de la naturaleza de la formación de capas subterráneas. Cuando las fisuras tienen un caudal grande y local, una estructura de captación pequeña es lo más adecuado (lámina 4.17). Sin embargo, debido a la gran velocidad del flujo en las fisuras, el área de protección sanitaria contra la contaminación, debe extenderse a una distancia de al menos **100 metros** y de preferencia hasta **300 metros** aguas arriba de la galería.

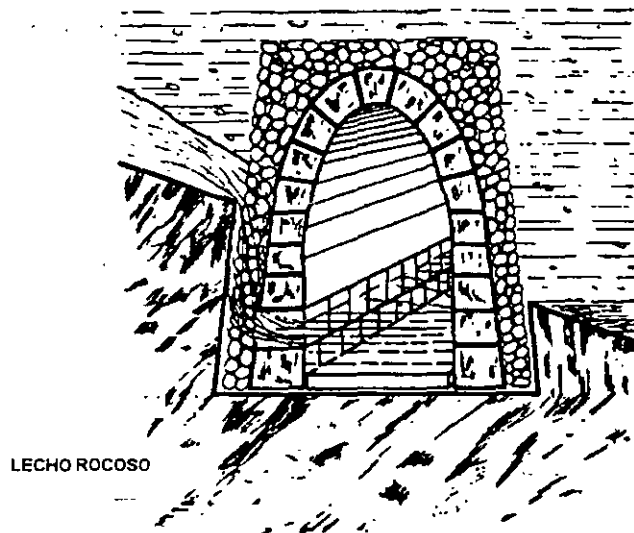


Lámina 4.16. Túnel para captar manantiales de escurrimiento por gravedad

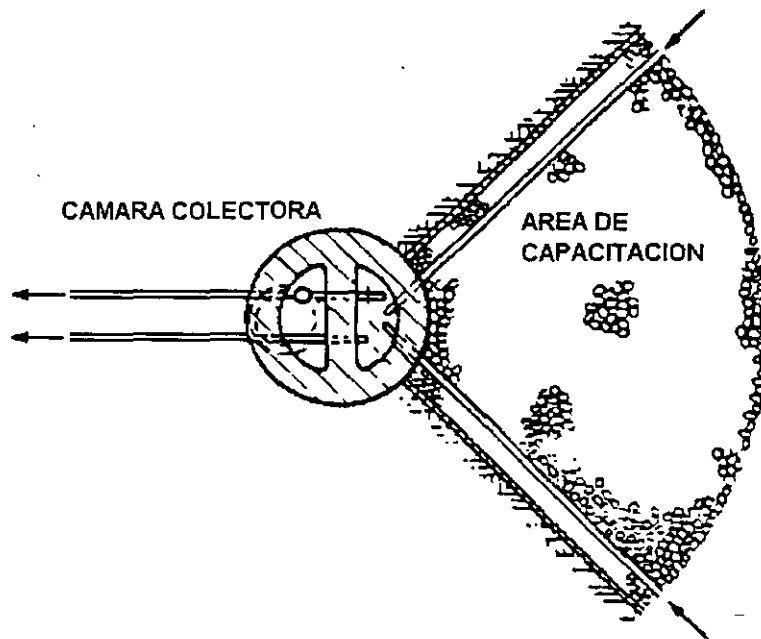


Lámina 4.17. Captación para manantiales en roca fracturada

4.1.5.3 Tomas para manantiales artesianos

En su apariencia exterior, las obras de toma para manantiales artesianos son muy similares a las de manantiales no artesianos; sin embargo, para captar el agua de manantiales artesianos en depresión, el área de escurrimiento debe estar rodeada por una capa impermeable extendida sólo un poco más arriba del máximo nivel al que se levanta el agua en condiciones naturales. Estas obras de toma también deben tener un tanque o cámara de almacenamiento debidamente protegido contra la contaminación (lámina 4.18).

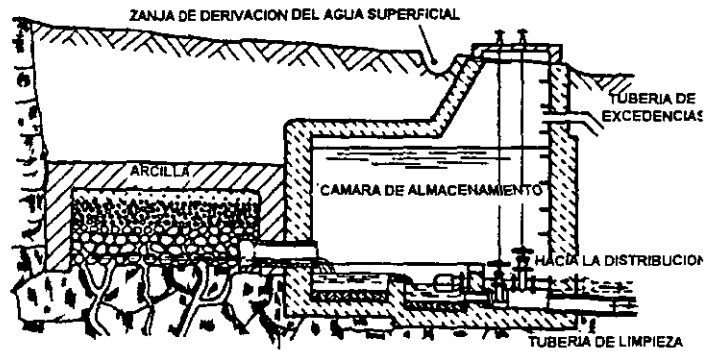


Lámina 4.18. captación para manantiales artesianos en depresión

Para manantiales artesianos en depresión, con extensión lateral amplia, es necesario construir un sistema colector de drenes que descarguen en la cámara o tanque de almacenamiento. El área de recarga de estos manantiales debe mantenerse limpia con el fin de conservar la calidad del agua y para aumentar el gasto producido. Por otra parte, cuando la capa superficial es de material granular, puede ser necesario recubrir el área de recarga con capas de grava bien graduada que detenga los sólidos suspendidos.

En los manantiales de fisura, el agua se levanta por efecto de la presión en el acuífero y sale al exterior a través de una sola abertura, por lo cual, usualmente los trabajos de captación son pequeños (lámina 4.19). Se puede lograr un incremento en la capacidad de producción, removiendo cualquier obstáculo que se encuentre a la salida del manantial, o bien, ampliando las dimensiones de su salida (lámina 4.20).

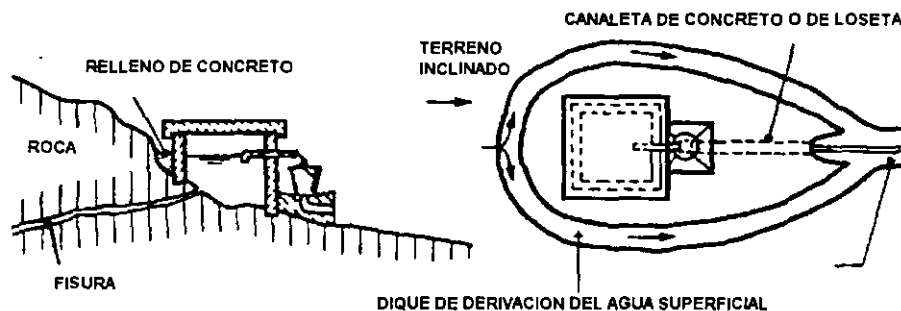


Lámina 4.19. Captación para manantiales en fisura con poco gasto

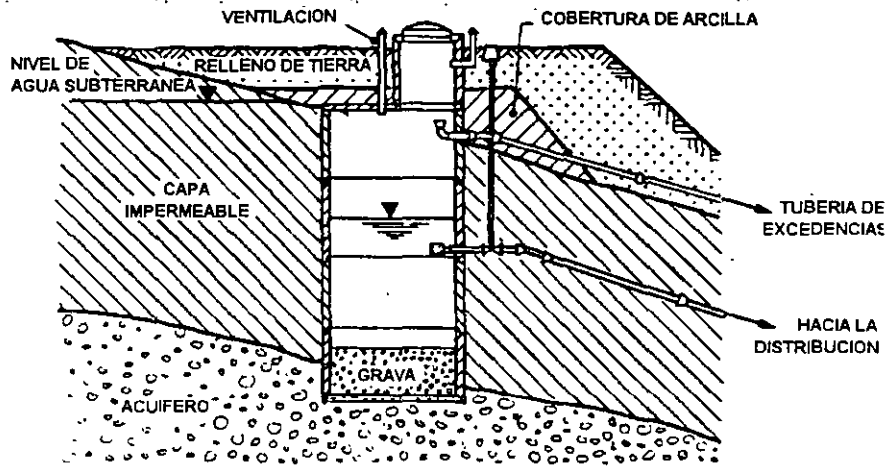


Lámina 4.20. Captación para manantiales en fisura con gasto grande

Los manantiales artesianos frecuentemente tienen una amplia área de recarga a una distancia grande. El agua fluye a presión en la salida que es protegida contra la contaminación por la capa superficial impermeable. El gasto producido puede ser grande y estable con pequeñas variaciones estacionales. Este tipo de manantiales es excelente para el abastecimiento de comunidades rurales.

Cuando el flujo de salida es muy grande, se debe construir un muro de retención en todo su ancho, con anclajes colocados dentro de las capas impermeables del suelo y la base apoyada en el lecho rocoso; de ésta manera, se evitan las fugas de agua, así como el riesgo de colapsar la estructura de captación. Aguas arriba del muro se debe construir una galería cubierta con una capa de arcilla para protección contra la contaminación (lámina 4.21).

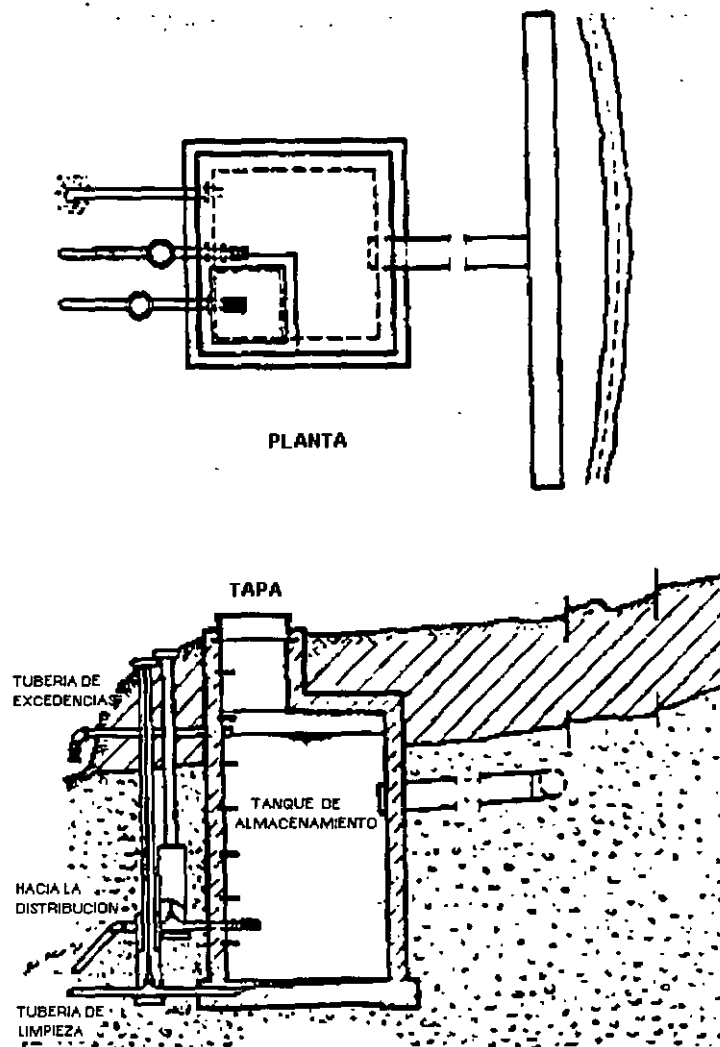


Lámina 4.21. Captación de manantiales artesianos con extensión lateral grande

4.2 AGUA SUPERFICIAL

El agua superficial que se utiliza para consumo doméstico en zonas rurales, es la que escurre por el cauce de ríos y arroyos, o también la que se almacena de manera natural en lagos y lagunas, o de manera artificial en presas.

Para el aprovechamiento de las aguas superficiales, se requieren diferentes tipos de obras de toma, que deben ser adecuadas al tipo de fuente que se haya seleccionado, y se pueden agrupar en:

- a) Con estructura en la margen (a filo de agua)
- b) Directa
- c) Por infiltración

A su vez, las obras de toma pueden ser:

- a) Sin protección estructural

- b) Con protección estructural
- c) Con bombeo

4.2.1 Agua de ríos

El agua de ríos y arroyos, puede presentar variaciones estacionales de caudal que afectan la calidad del agua, sobre todo en lo que se refiere a la turbiedad. En los periodos de lluvias, el contenido de sólidos disueltos puede ser bajo, pero con alto grado de turbiedad; por el contrario, en época de estiaje el flujo en ríos disminuye y la carga de sólidos disueltos está más concentrada.

Las corrientes de montaña algunas veces transportan una carga alta de sedimentos, pero el contenido de minerales es bajo y la contaminación por residuos de la actividad humana prácticamente está ausente. La calidad del agua de ríos no varía sustancialmente con la profundidad del agua o a lo ancho del cauce, lo cual no es así en lagos lagunas y presas.

En ríos de llanura y en estuarios, el flujo es lento y el agua puede ser relativamente clara, excepto cuando se presentan avenidas, pero con mucha frecuencia está contaminada por descargas de fábricas y poblados asentados a lo largo del cauce, por lo que requiere de una potabilización con el fin de hacerla aceptable para beber y para usos domésticos.

4.2.1.1 Obras de toma

La obra de toma para captar el agua de ríos y arroyos, debe ubicarse en un lugar donde se pueda extraer una cantidad suficiente para satisfacer los requerimientos de consumo. Al diseñar las estructuras, se debe evitar la posibilidad de que estas pudieran ser obstruidas por rocas o sedimentos transportados por la corriente, o bien, que estén expuestas a la erosión o a la socavación. La estabilidad de las estructuras debe asegurarse aún cuando se presenten avenidas.

Una obra de toma sin protección es adecuada en lugares donde el río no transporta rocas o cantos rodados que pudieran dañarla, lámina 4.22.

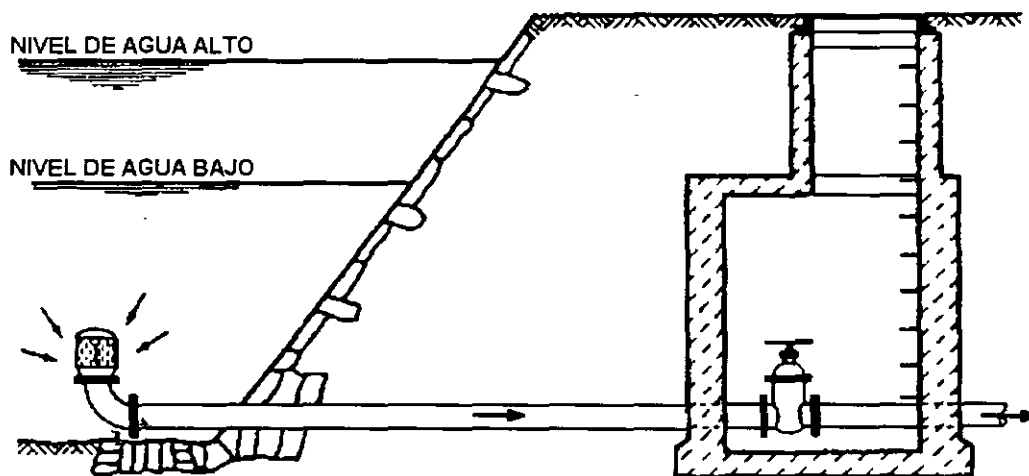


Lámina 4.22. Obra de toma sin protección para ríos y arroyos

En los casos en que es necesario proteger la estructura de toma contra el arrastre de rocas y objetos flotantes, una estructura más robusta, como la que se muestra en la lámina 4.23 es apropiada.

El fondo de la toma debe colocarse al menos a un metro sobre el fondo del cauce, para evitar que entren rocas o sólidos en suspensión. Usualmente se instala una pantalla o deflector que desvíe los objetos flotantes tales como troncos o ramas. Con el fin de reducir la entrada de sedimentos a la conducción, la velocidad del flujo en la obra de toma debe estar en el intervalo desde 0.1 hasta 0.4 m/s.

También se requiere que la profundidad del agua (tirante hidráulico), en el cauce del río sea suficiente. Como esto no sucede en muchas ocasiones, se puede construir una pequeña cortina vertedora (o un terraplén), a todo lo ancho del río, aguas abajo de donde se encuentra ubicada la toma, para asegurar que se tenga un tirante hidráulico adecuado, aún en épocas de estiaje.

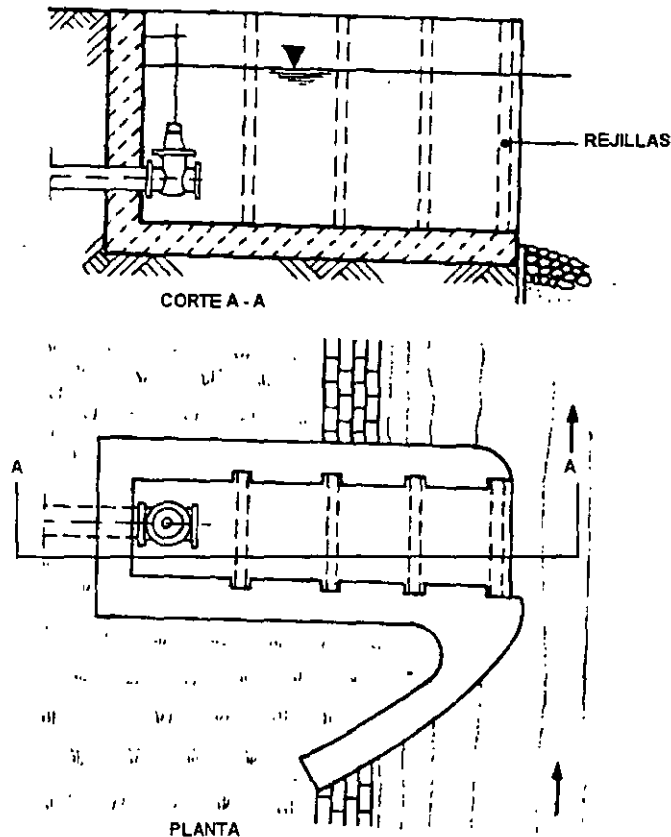


Lámina 4.23. Obra de toma a filo de agua para río o arroyo

Cuando no es posible construir una derivación a filo de agua, con cierta frecuencia se requiere emplear un bombeo para extraer el agua de ríos. Si la variación entre los niveles del agua alto y bajo en el río no es mayor a 3.5 metros, se puede utilizar un bombeo de succión colocado en la ladera del río, como se muestra en la lámina 4.24.

Si la carga de bombeo es mayor a 4.0 metros, se requiere de un arreglo diferente al de succión en la ladera, como puede ser el de un pozo sumidero (pozo que capta el agua por infiltración), construido en la margen del río (lámina 4.25), donde se hace que el agua fluya por gravedad a través del suelo y se capta mediante drenes de infiltración colocados debajo del lecho del río. Como el nivel del agua más bajo en el pozo sumidero puede estar muy profundo para utilizar una bomba de succión colocada en la superficie, el agua se extrae con una bomba sumergible o una de pozo profundo colocada en la parte baja del pozo sumidero.

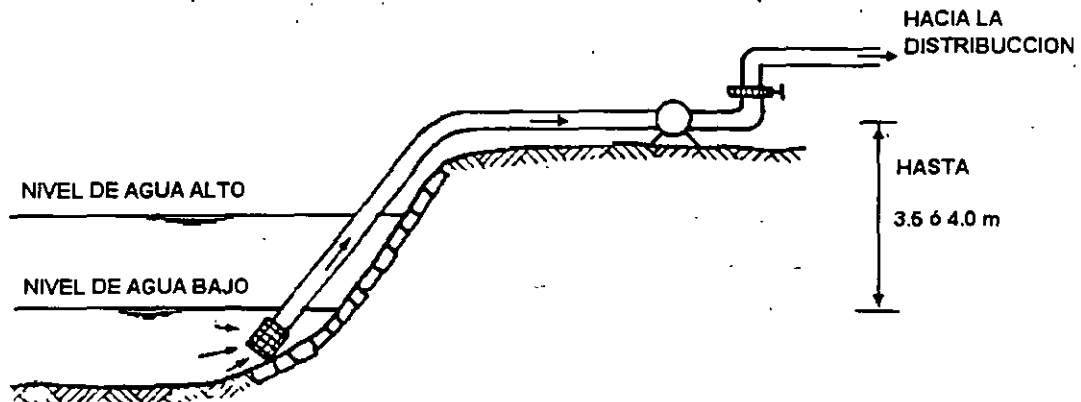


Lámina 4.24. Obra de toma sin protección con bombeo para río o arroyo

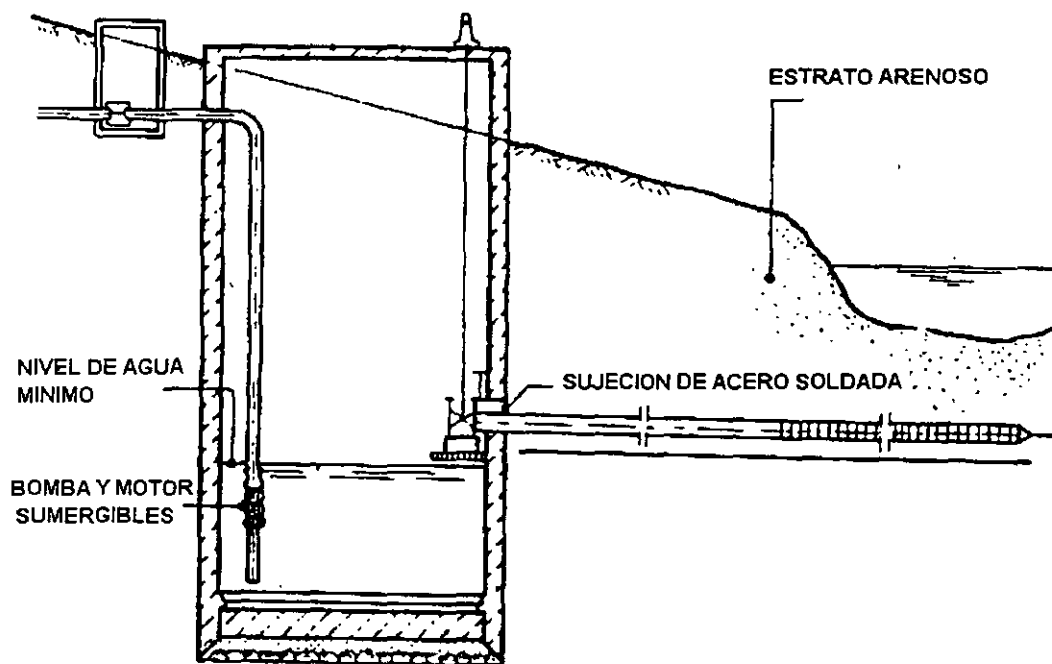


Lámina 4.25. Obra de toma con pozo sumidero en ríos

4.2.2 Agua de lagos y lagunas

La calidad del agua en lagos y lagunas depende de: el proceso de autopurificación por aireación, los procesos bioquímicos, y la sedimentación de sólidos suspendidos. El agua puede ser muy clara, de bajo contenido orgánico y con alta saturación de oxígeno. Sólo la contaminación por actividades humanas o por desechos de animales representan un riesgo para la calidad del agua cerca de las orillas del almacenamiento. A cierta distancia de las orillas, el agua generalmente está libre de bacterias patógenas y virus; sin embargo, es posible encontrar la presencia de algas que dificultan la extracción, particularmente en las capas superficiales de los lagos.

En lagos profundos, la acción del oleaje y la turbulencia causada por el viento en la superficie, no afecta a los estratos más profundos. Al no haber un mezclado, se produce una estratificación térmica, siendo las capas superiores más cálidas que las profundas de mayor densidad; como resultado, las capas profundas pueden diferir en calidad de las superiores. En la lámina 4.26 se muestra cómo varía la calidad del agua con la profundidad y la temperatura. En condiciones de clima tropical, la estratificación generalmente es muy estable.

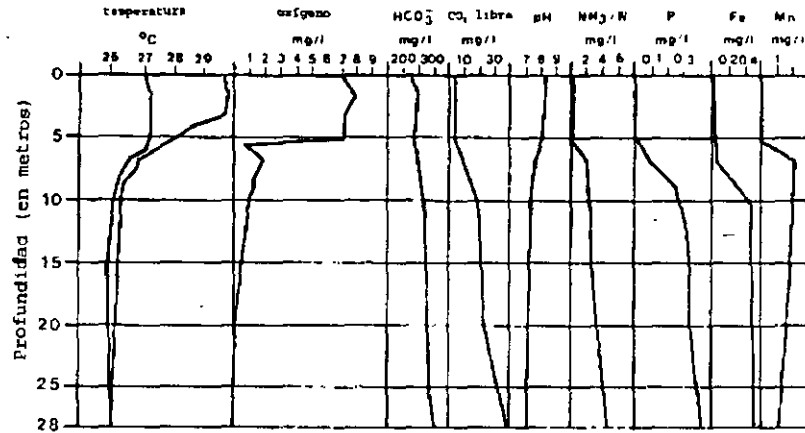


Lámina 4.26. Variación de parámetros del agua con la profundidad en un lago profundo

Cuando se ha tomado la decisión de aprovechar el agua de un lago para abastecimiento de un poblado, se debe tener en cuenta la estratificación térmica en el momento de determinar la ubicación y profundidad que tendrá la obra de toma. En lagos profundos con bajo contenido de nutrientes, la calidad del agua a cualquier profundidad es muy homogénea. El agua de los estratos más profundos, tiene una temperatura prácticamente constante ($\Delta T < 2^{\circ}\text{C}$), lo cual, para propósitos de abastecimiento es una ventaja; pues una temperatura mas o menos constante, implica que en los procesos de potabilización se requerirá menor número de operaciones de control.

Para extraer el agua de lagos, se debe prever una forma sencilla de que la toma siempre se encuentre a una profundidad constante debajo de la superficie libre, como puede ser la que se muestra en la lámina 4.27.

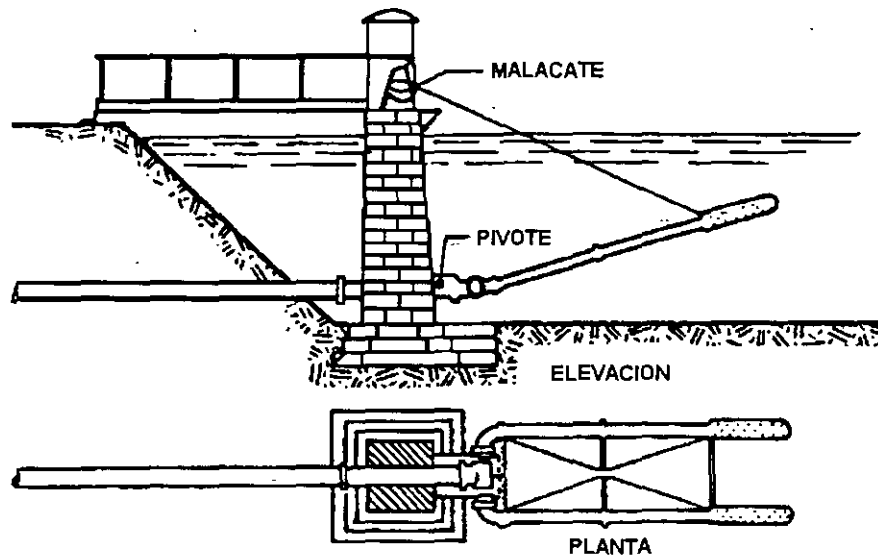


Lámina 4.27. Obra de toma con profundidad variable para lagos

Los lagos profundos con alto contenido de nutrientes, tienen una marcada diferencia en la calidad del agua a profundidades diferentes. En este caso, el agua debe tomarse de las capas superficiales con mayor contenido de oxígeno; sin embargo, estas capas pueden ser calentadas por el sol favoreciendo la actividad microbiana nociva, por lo que la entrada de la toma debe colocarse entre 3.0 y 5.0 metros debajo de la superficie libre.

Cuando se tiene un lago poco profundo, la entrada de la toma debe colocarse a una altura mínima medida desde el fondo, de manera que se evite la entrada de arena (lámina 4.28).

Como la cantidad de agua requerida para el abastecimiento de comunidades pequeñas también es pequeña, se pueden utilizar estructuras de toma muy sencillas. Con una dotación de 60 litros/hab./día, y una demanda pico de 2 veces la demanda promedio, 1000 personas requerirían una obra de toma con una capacidad de solo 1.4 l/s. De esta manera, una tubería de 150 mm de diámetro sería suficiente para mantener una velocidad del flujo menor a 0.1 m/s.

Para tomas de pequeña capacidad, como el caso antes mencionado, se pueden utilizar arreglos simples empleando tubería de polietileno o de manguera de plástico (lámina 4.29).

Usando un barril flotante para sostener la tubería se puede construir la obra de toma, como se muestra en la lámina 4.30. En este esquema, el agua se bombea desde el pozo colector.

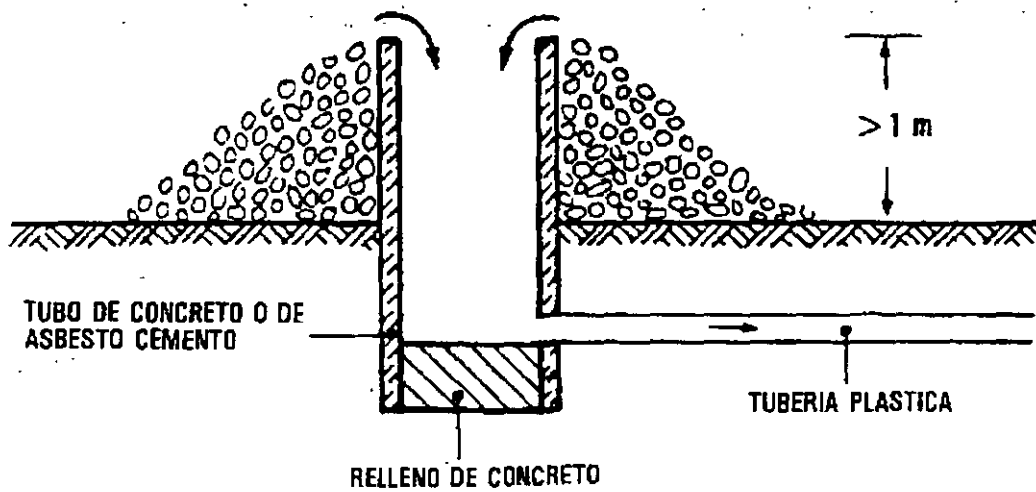


Lámina 4.28. Obra de toma en el fondo para lagos someros

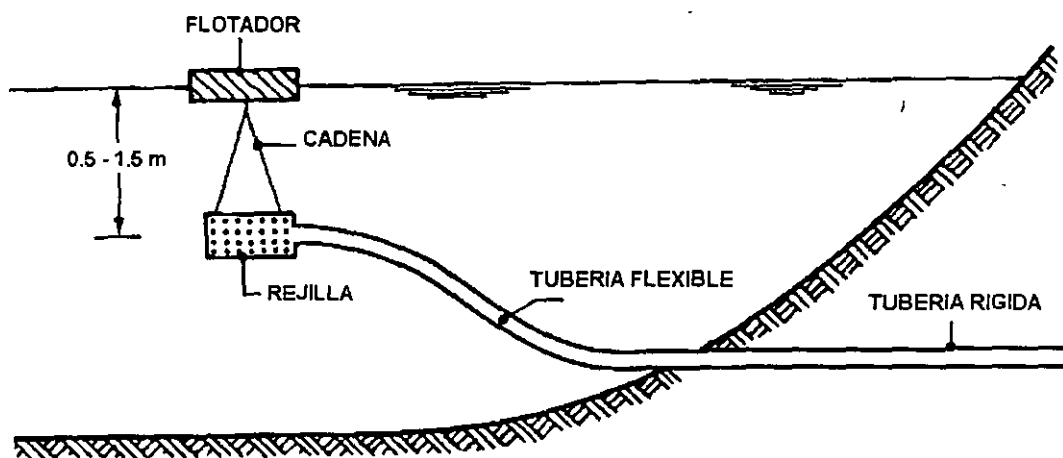


Lámina 4.29. Obra de toma con profundidad variable para lagos

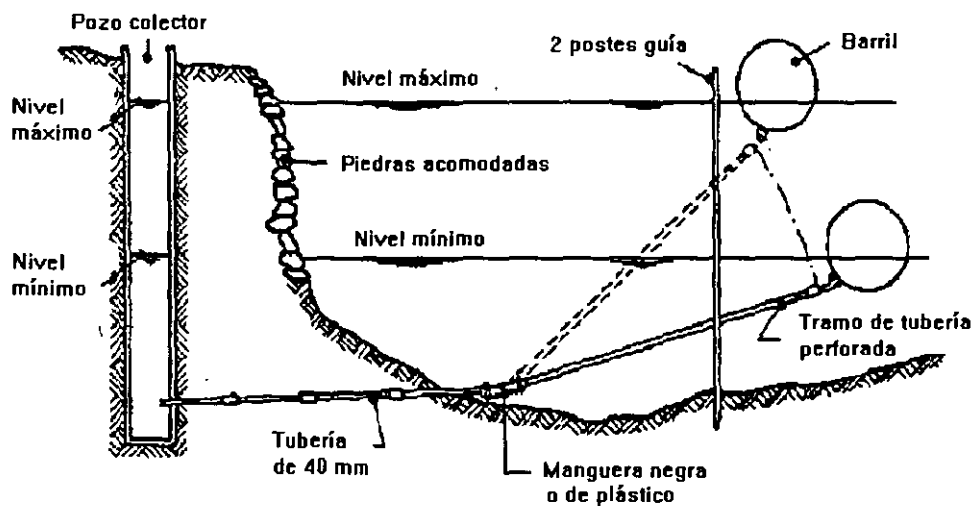


Lámina 4.30. Obra de toma flotante con barriles

4.2.3 Agua de presas y estanques comunitarios

Las presas pequeñas y los estanques comunitarios son fuentes para el abastecimiento de agua de poblados rurales. Este tipo de abastecimiento puede ser natural o hecho por el hombre especialmente para este propósito; por ejemplo, la cavidad que queda de la explotación de minas de arcilla puede adaptarse para un almacenamiento.

Usualmente las presas se localizan fuera de los límites del área poblada y solo unas pocas dentro de los poblados. Desafortunadamente, la mayoría de las presas y estanques quedan contaminados porque son utilizados para lavar ropa y para aseo personal; por lo mismo, con mucha frecuencia dichos almacenamientos albergan bacterias patógenas, virus y parásitos, que contribuyen a la aparición de diversas enfermedades, principalmente entre la población infantil.

El agua puede estar saturada de sedimentos o de materia coloidal, especialmente después de las lluvias. Algunos almacenamientos han existido durante siglos y pueden estar llenos de vegetación acuática que favorece la existencia de contaminantes; otros, han sido utilizados para descargar todo tipo de desechos, por lo que generalmente se requiere una planta potabilizadora.

En la práctica, es muy difícil prevenir la contaminación de las presas y estanques comunitarios ya que, por su propia naturaleza, se ubican en las partes bajas del área geográfica, a donde llegan las descargas del drenaje de poblados cercanos.

En un estanque recién construido, la realización de la obra de toma no representa una dificultad si se lleva a cabo antes de llenar el almacenamiento. En estanques donde el agua tiene una turbiedad alta, la entrada de la obra de toma debe colocarse a poca profundidad debajo de la superficie del agua, utilizando un dispositivo de toma flotante dentro del almacenamiento como las que se muestran en las láminas 4.29 y 4.30.

Si en el almacenamiento se encuentran peces o algas, es necesario colocar una malla en la entrada de la toma. Por otra parte, para evitar el efecto de sifón, la entrada de la toma debe localizarse debajo del nivel donde descarga la toma. Cerca de la orilla se puede excavar un pozo, desde donde se hinca la tubería de toma hasta el estanque (ver lámina 4.30). El tubo debe estar sellado hasta que las paredes del pozo se hayan terminado de recubrir con rocas o concreto, y la toma flotante haya sido instalada. Por otra parte, en el fondo del pozo debe quedar un espacio para sedimentar las partículas en suspensión.

4.2.4 Rejillas

En obras de ingeniería de recursos hidráulicos, las rejillas se usan para dos propósitos principalmente:

a) Retención de materia flotante o en suspensión de gran tamaño, que podría obstruir las líneas de conducción y dañar equipos de bombeo u otros dispositivos mecánicos, o bien, interferir con la operación satisfactoria de los procesos de potabilización. Para evitar estos problemas, se utilizan rejillas fijas, que son limpiadas a mano o mecánicamente.

b) Clarificación del agua mediante la eliminación de materia en suspensión de tamaño pequeño, con el fin de aligerar la carga en los procesos de potabilización subsecuentes. En particular se utilizan para prevenir que los filtros se tapen con demasiada rapidez.

Las barras de las rejillas usualmente son de acero y se colocan a una distancia entre ellas desde 0.5 a 5.0 cm. Si se espera que la cantidad de materia a ser removida va a ser pequeña, las barras se colocan muy inclinadas, a un ángulo de 60° a 75° respecto de la horizontal, y la limpieza se realiza a mano utilizando rastrillos. Si se espera una gran cantidad de materia retenida, la limpieza aún se puede hacer a mano, y para facilitar dicho trabajo, las barras se colocan con un ángulo de inclinación entre 30° y 40° respecto a la horizontal (lámina 4.31).

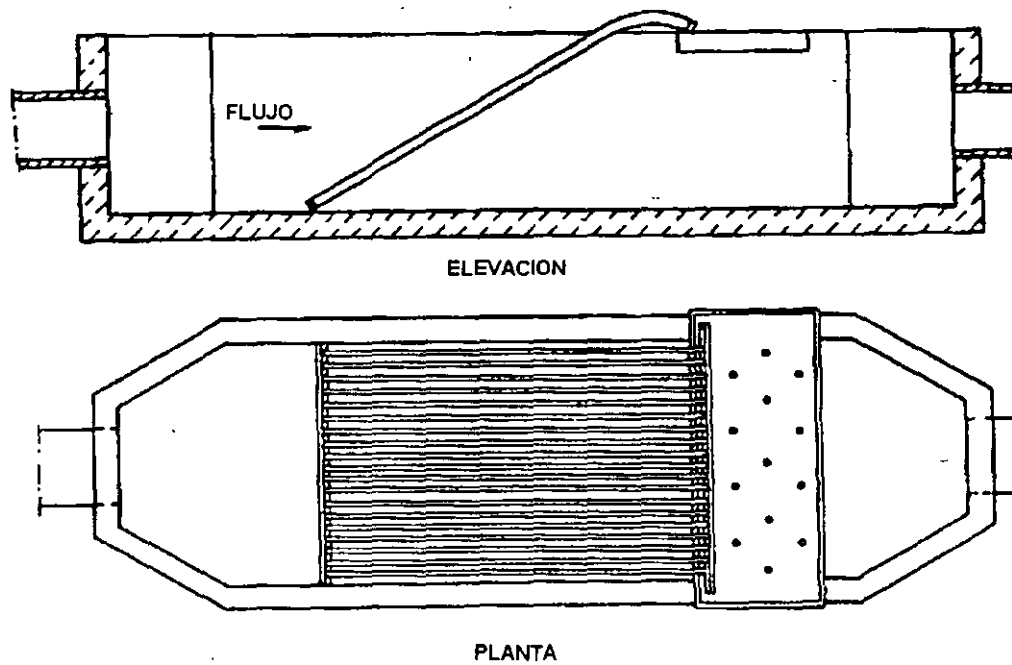


Lámina 4.31. Rejillas en una obra de toma

El agua debe fluir hacia la rejilla de barras a una velocidad muy baja, entre 0.1 y 0.2 m/s. Una vez que el agua ya ha pasado las rejillas, la velocidad del flujo debe estar al menos entre 0.3 y 0.5 m/s, con el fin de evitar que las partículas en suspensión se sedimenten.

La velocidad del flujo entre las barras deberá limitarse a menos de 0.7 m/s, de otra manera, cierta materia suave y deformable podría ser forzada a pasar a través de la rejilla. Una rejilla limpia permitirá el paso del agua con solo algunos centímetros de pérdida de carga. Sin embargo, la pérdida de carga aumenta significativamente cuando hay alguna obstrucción en la rejilla. Una limpieza regular mantendrá la pérdida de carga de velocidad ($V^2/2g$), entre 0.1 y 0.2 m. Considerando condiciones críticas, como son: un periodo de tiempo grande para limpieza y fallas mecánicas, se recomienda diseñar las barras de modo que se logre una pérdida de carga de velocidad entre 0.5 y 1.0 m.

4.3 AGUA DE LLUVIA

El agua de lluvia se capta cuando escurre en superficies tales como techos de viviendas, suelo natural, patios, o áreas preparadas especialmente para este fin.

En zonas áridas y semi-áridas, donde los pobladores viven principalmente en asentamientos muy dispersos, la captación del agua de lluvia es una forma común de abastecimiento para usos domésticos; esto es cierto especialmente cuando no hay fuentes subterráneas o cuando su costo de explotación es muy alto. Por otra parte, en muchos países con escasos recursos económicos, esta forma de aprovechamiento se ha utilizado como complemento para un sistema de abastecimiento con otro tipo de fuente.

La captación o recolección del agua de lluvia debe tenerse en cuenta al momento de seleccionar entre varias alternativas de fuentes de abastecimiento sobre todo en regiones donde la precipitación pluvial es de intensidad considerable, con intervalos en los cuales hay muy poca o ninguna precipitación pluvial.

Un aprovechamiento con agua de lluvia requiere de preparativos adecuados para la captación y almacenamiento del agua. Dependiendo de los recursos disponibles, el área de captación puede ser en el suelo o empleando el techo de las viviendas.

4.3.1 Captación en techos

Para evitar que el agua de lluvia se contamine, se puede captar mediante la techumbre de casas, hecha de tejas, madera, acero galvanizado (lámina acanalada), o lámina de aluminio o de asbesto-cemento. Los techos de paja o con material o base de plomo no son recomendables, debido a que contaminan al agua. El uso de láminas de asbeto-cemento para captar agua de lluvia debe hacerse con cierta precaución, pues podrían desprenderse fibras de asbesto que lleguen a concentraciones relativamente altas en el agua recolectada.

Por otra parte, se han desarrollado nuevos materiales para techado como son el fieltro bituminoso y el papel con refuerzo de yute. Los recubrimientos con plástico son económicos pero no durables. Impermeabilizar los techos con pintura puede darle sabor o color al agua recolectada, por lo cual debe evitarse esta práctica. En la lámina 4.32 se muestra el esquema de una captación con techo simple.

La canaleta recolectora del techo debe inclinarse suavemente hacia el tubo de bajada, ya que si se llega a flexionar, se pueden formar encharcamientos donde se crían mosquitos.

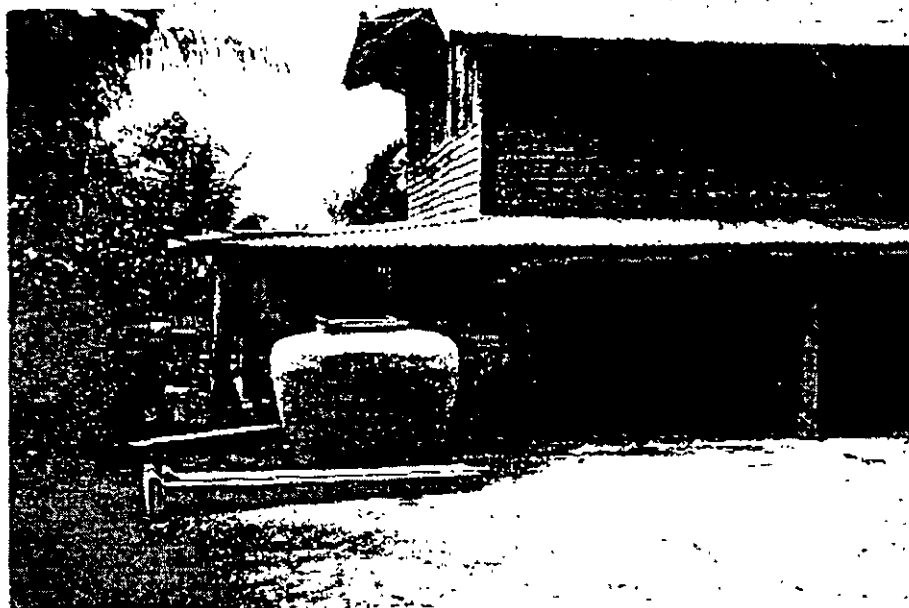


Lámina 4.32. Captación simple de agua de lluvia en un techo

Durante los períodos secos, en el techo se acumulan hojas muertas y excrementos de aves, que deben ser retirados lavando la techumbre con las primeras lluvias. El tubo que baja del techo, debe instalarse de modo que el agua de lavado pueda derivarse sin que pase al depósito de almacenamiento.

Con el fin de obtener una mejor calidad del agua de lluvia que se vaya a captar, se deben lavar regularmente el techo y la canaleta recolectora. Asimismo, se debe colocar una malla o rejilla a la entrada del tubo que baja, para prevenir su obstrucción con los desechos removidos.

Un esquema típico para drenar el agua de lluvia utilizada en el lavado de la superficie de captación, se muestra en la lámina 4.33.

También se puede utilizar un tanque de almacenamiento subterráneo, que recibe el excedente de un depósito colocado a nivel de piso (lámina 4.34). El depósito superficial alimenta al tanque subterráneo sólo ocasionalmente.

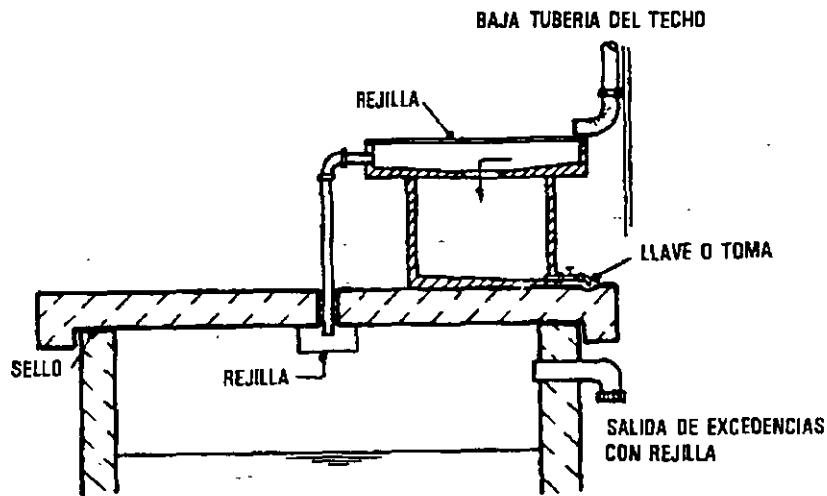


Lámina 4.33. Recolección del agua de lluvia captada en un techo, que desvía el primer escurrimiento para lavado de la superficie de captación

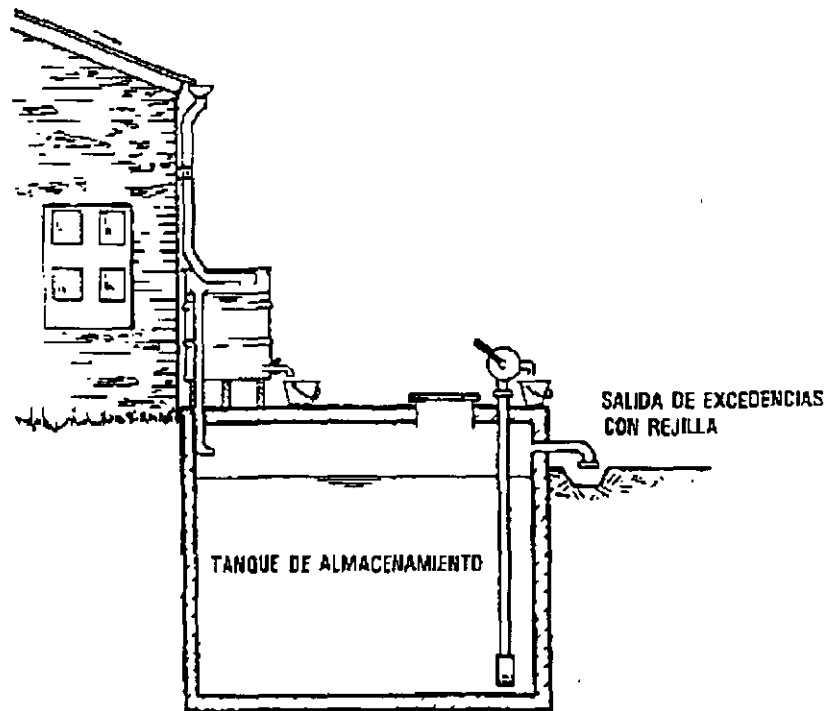


Lámina 4.34. Captación en un techo y recolección en un tanque subterráneo

4.3.2. Captación a nivel de piso

Al recolectar agua de lluvia en un área a nivel de piso, parte de ésta sirve para saturar el suelo, almacenarse en depresiones o se pierde con la evaporación o la infiltración. Esta pérdida se puede reducir si el piso se recubre con losetas, concreto, asfalto u hojas de plástico para formar una superficie lisa e impermeable sobre el suelo. Otro método consiste en dar al terreno un tratamiento superficial, y algunas veces es suficiente una simple compactación.

La cantidad de agua que se puede recolectar con captaciones a nivel de piso, depende de si el terreno es plano o inclinado y de la impermeabilidad de la capa superficial del mismo.

Para reducir las pérdidas por evaporación e infiltración, la capa superficial del suelo debe prepararse como ya se indicó en el párrafo anterior y de modo que el agua captada pueda escurrir con suficiente rapidez hasta el canal colector que la conduce hasta el tanque de almacenamiento.

La cantidad de lluvia que se puede aprovechar mediante captaciones a nivel de piso, varía desde 30% en terreno plano permeable, hasta más de 90% con franjas de piso inclinadas y cubiertas con material impermeable (lámina 4.35).

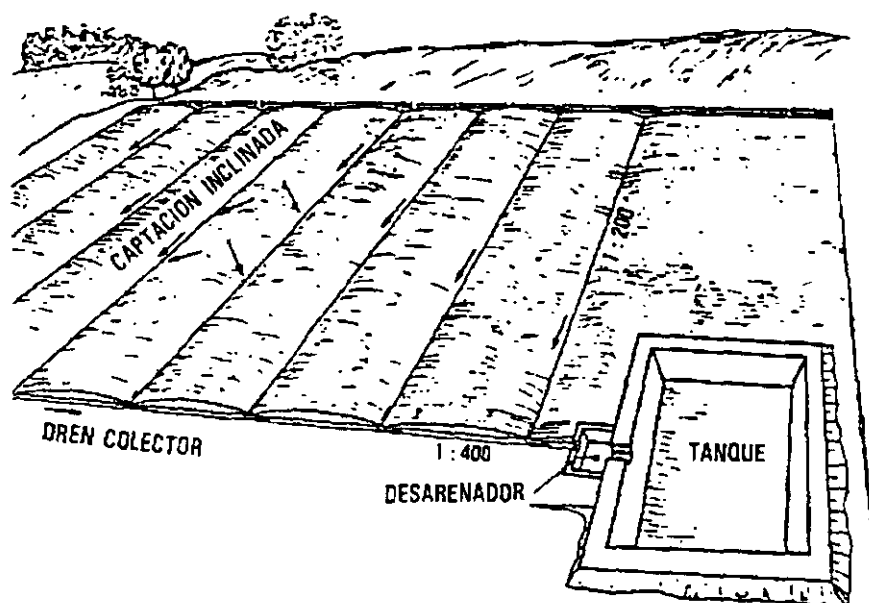


Lámina 4.35. captación de agua de lluvia a nivel de piso

Como parte de la preparación de un área a nivel de piso, es común construir una zanja alrededor de la misma y colocar una cerca de alambre. Asimismo, se tiran rocas y vegetación de la superficie, para después realizar una compactación simple a la capa superficial. En laderas de cerros con material suelto, una compactación cuidadosa del suelo contribuye a lograr una buena eficiencia. En terrenos planos se requiere construir franjas con cierta pendiente o inclinación preparadas como ya se indicó antes.

Entre los materiales que más se han empleado para impermeabilización de la capa superficial de suelo en el área de captación se encuentran las siguientes: losetas, hojas de acero corrugado, asfalto, cemento, o también hojas de plástico delgado. Estos materiales ofrecen la ventaja de un mantenimiento reducido y vida útil larga. Sin embargo, generalmente dichos materiales son caros para emplearlos en grandes áreas de captación a nivel de piso.

Algunos métodos de recubrimiento superficial que pueden reducir los costos y han estado a prueba en diversos lugares, son los siguientes:

a) Asfalto en dos capas, sellador y protección, reforzado con plástico o fibra de vidrio y cubierto con grava.

b) Una delgada membrana de plástico cubierta con grava de diámetros entre 1 y 2 cm., adherida al suelo con alquitrán bituminoso. Este recubrimiento tiene la desventaja de ser relativamente frágil y su reparación es difícil.

Una buena impermeabilización se puede obtener dando un tratamiento con químicos a la capa superficial. Las sales de sodio se pueden mezclar con suelos arcillosos para formar una capa impermeable, o bien, mediante la aplicación de un recubrimiento bituminoso o con brea (alquitrán), para bloquear los poros. Este tratamiento no es caro y puede repetirse a intervalos de tiempo regulares (una vez cada dos años), con el fin de mantener un buen nivel de impermeabilidad en el área de captación.

Los suelos tratados para captación en gran escala, pueden ser una fuente de agua para uso doméstico, de un considerable número de familias, o aún para toda una comunidad, si se les maneja y mantiene de manera apropiada. Además, se debe disponer de una buena protección contra la contaminación construyendo una cerca alrededor del área de captación, una zanja de derivación y un brocal, que eviten la entrada de escurrimientos contaminados. También se pueden plantar arbustos en la periferia para limitar la entrada de materiales y polvo arrastrados por el viento al área de captación.

4.3.3. Almacenamiento

Las estructuras de almacenamiento pueden estar sobre el piso o debajo de él. Para cualquiera de los dos tipos se debe disponer de un recipiente adecuado con el fin de prevenir cualquier contaminación que pudiera entrar al mismo.

Una cubierta bien sellada debe asegurar condiciones de almacenamiento en total oscuridad, para evitar el crecimiento de algas y de larvas de moscos. Los recipientes abiertos o los estanques de almacenamiento generalmente no son apropiados como fuentes de agua para beber.

Para volúmenes de almacenamiento pequeños, se pueden usar depósitos hechos de madera, cemento, arcilla, o estructuras impermeables.

Los almacenamientos enterrados tienen la ventaja de conservar fría el agua y prácticamente no sufren de pérdidas por evaporación. También se puede ahorrar en espacio y costo de la construcción cuando el recipiente se moldea directamente en el suelo por simple compactación del suelo, o bien, se puede aplicar cemento a mano para emplastecer las paredes de la excavación, o mediante un simple recubrimiento con hojas de plástico.

Para almacenar el agua de lluvia también se usan los grandes envases empleados para alimentos en conserva (tambos de 200 litros).

En la lámina 4.36 se muestra otro esquema de almacenamiento para agua de lluvia.

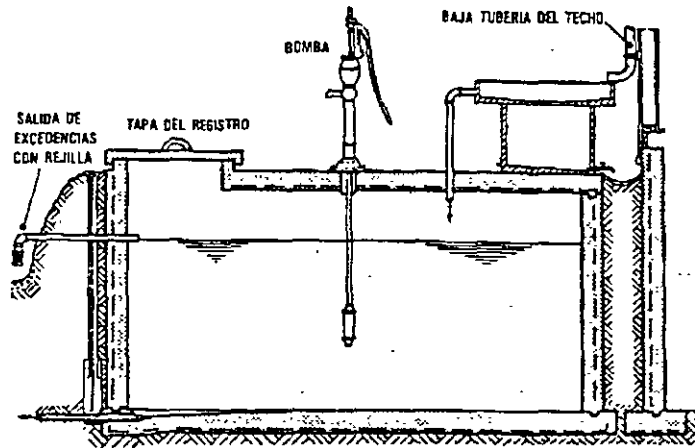


Lámina 4.36. Almacenamiento típico para agua de lluvia

Los recipientes de barro también sirven para almacenar agua de lluvia, pero su capacidad es limitada. Otro tipo de almacenamiento se compone con una estructura hecha de ramas sobre la que se extiende un tejido de mimbre, para recubrir todo con cemento, mortero o plástico. La forma de botella es más adecuada para lograr una buena protección.

Para formar depósitos metálicos se han utilizado láminas de acero ribeteadas y unidas con soldadura suave. Para evitar que se deformen con el peso del agua se requiere de una estructura de soporte, que puede ser de metal o de madera. En algunas ocasiones estas estructuras son incorporadas a las paredes de la vivienda.

5. CONDUCCIÓN

La línea de conducción es la parte del sistema que transporta el agua desde el sitio de la captación, generalmente hasta un tanque de regularización.

Las líneas de conducción pueden trabajar a superficie libre (como canales) o a presión. Las tuberías pueden funcionar por gravedad o por bombeo. Como los canales o tuberías a superficies libres son de poco uso, no se tratarán en el presente manual; sin embargo las fórmulas para canales (Manning) pueden usarse en caso necesario.

La conducción de un sistema rural debe tener la característica de la economía. Por esta razón, se debe tratar en lo posible, de que el sistema trabaje por gravedad sin el uso de bombas.

Si por economía se considera el uso de canales abiertos, se debe tener en cuenta el costo por la potabilización del agua antes de su distribución o por medio de prácticas familiares, una vez distribuida. Esto se debe a que el agua en los canales abiertos está expuesta a contaminación.

5.1 GASTO DE DISEÑO

La tubería de la conducción, normalmente se diseña para conducir, de manera constante, el volumen de agua para un día de máximo consumo. Por lo tanto, las variaciones horarias en ese día, serán absorbidas por el tanque de regularización y la conducción se diseña para el gasto máximo diario. También se puede analizar la variante de eliminar el tanque y diseñar la conducción para el gasto máximo horario.

Un factor importante es el tiempo durante el cual la conducción opera en el día. En las conducciones por bombeo frecuentemente éste se limita a 16 o menos horas. En estas condiciones se deberá ajustar el gasto de diseño para satisfacer las necesidades requeridas, es decir, se necesitará aumentar el gasto y por lo tanto el diámetro de la conducción.

Se recomienda que la conducción opere de forma continua durante las 24 horas, tanto en condiciones por gravedad como por bombeo.

5.2 PRESIÓN DE DISEÑO

Desde luego la presión de diseño sólo compete a los conductos a presión. Estos normalmente siguen la topografía del terreno, por lo cual se debe cuidar que la línea del gradiente hidráulico (línea piezométrica), que indica la presión en la tubería de la conducción en condiciones de operación, siempre esté por encima de la tubería. La presión que actúa en un punto de la tubería se determina por la diferencia entre la elevación de la línea piezométrica y la del terreno en este punto. Esta presión no deberá ser menor de 4 metros, vease la lámina 5.1.

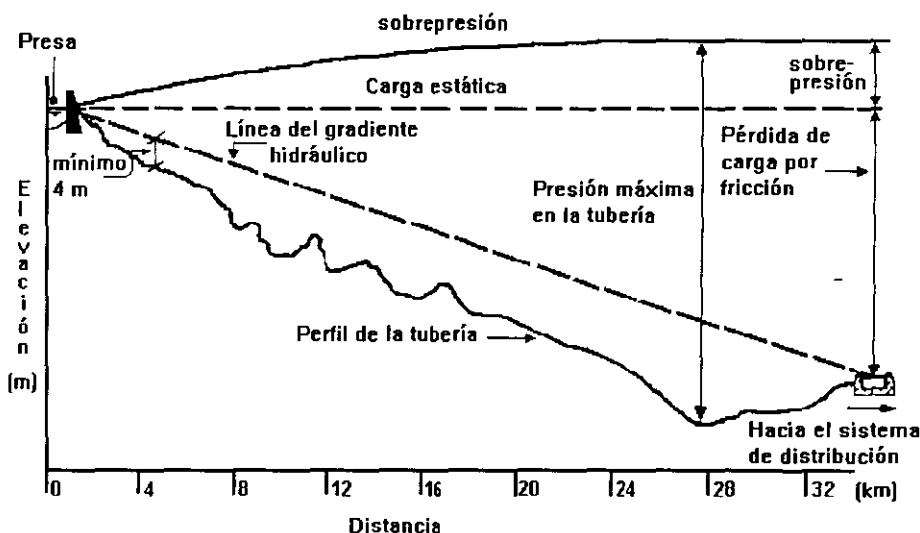


Lámina 5.1. Línea piezométrica para una conducción por gravedad

La tubería debe seleccionarse de tal manera que soporte la presión más alta que se pueda presentar en ésta. Normalmente la presión máxima no ocurre cuando el sistema está en operación, sino más bien cuando la válvula de salida se encuentra cerrada y se tiene una condición hidrostática. Con el objeto de reducir la presión, en tuberías por gravedad se colocan cajas rompedoras de presión, cuya función es la de romper la presión, dejando el agua a la presión atmosférica en estos puntos, lámina 5.2.

También se pueden presentar sobrepresiones debidas al golpe de ariete, el cual se presenta cuando se cierra súbitamente una válvula o cuando una bomba deja de operar por interrupción de energía eléctrica. Se debe hacer un análisis de estos fenómenos en cada caso.

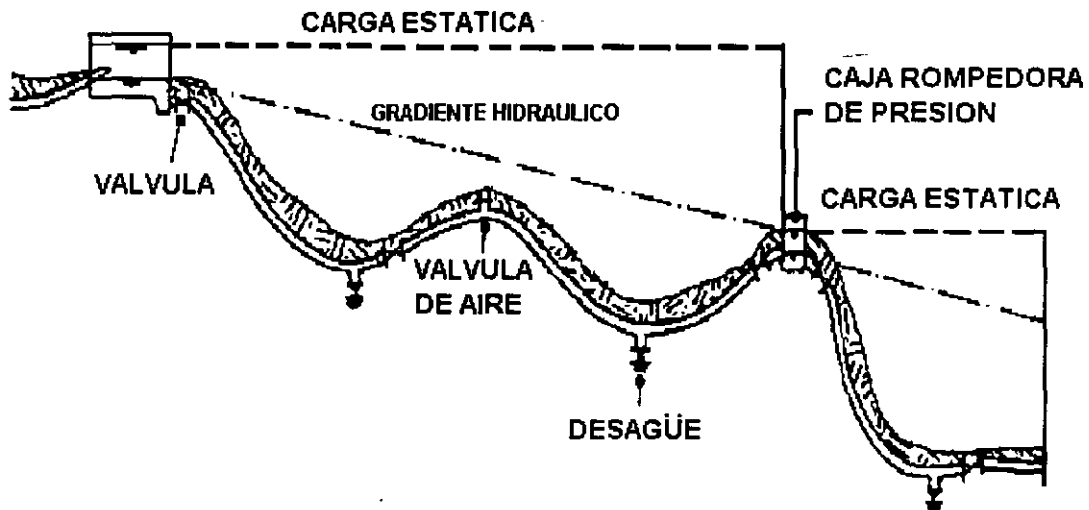


Lámina 5.2. Caja rompedora de presión en una conducción

5.3 CONDUCCIÓN POR BOMBEO

En este caso la carga dinámica total H , es la suma de la carga estática h_e , más la carga originada por las pérdidas por fricción en la tubería h_f , más las pérdidas en los accesorios y piezas especiales h_{fa} , más la pérdida por velocidad en la descarga h_v , en metros de columna de agua. Así que la bomba deberá generar esta carga como se muestra en la lámina 5.3.

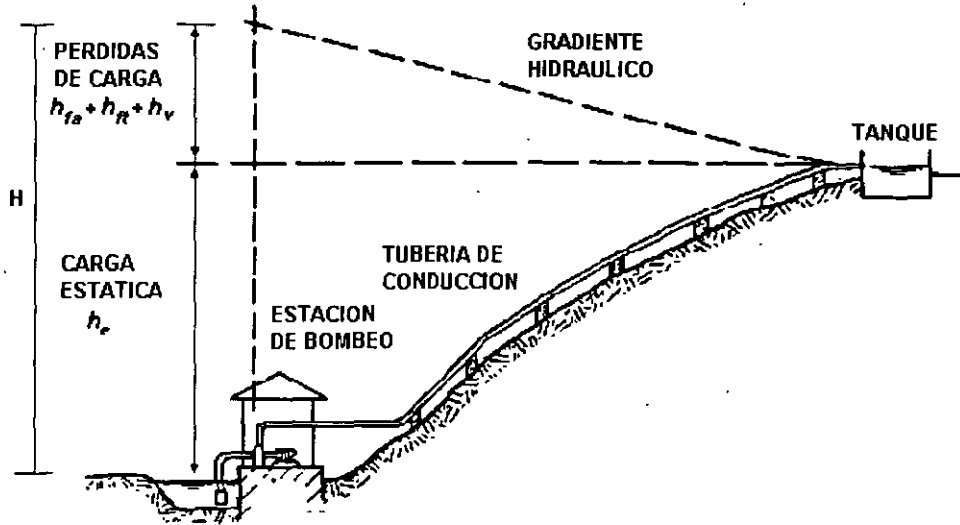


Lámina 5.3. Conducción por bombeo

Se deberá hacer el cálculo para diferentes diámetros de la conducción. Un solo diámetro será el más económico, considerando costo inicial (inversión) y costos de energía para el bombeo. La suma de ambos costos son la base para la selección del diámetro más económico.

Para llevar a cabo este análisis se deberán graficar los costos calculados para los diferentes diámetros como en la lámina 5.4.

El diámetro más económico tenderá a ser grande en los casos en que:

- Los costos de energía eléctrica sean altos.
- Los costos de tubería por metro lineal sean bajos.
- Los intereses en los créditos sean bajos.

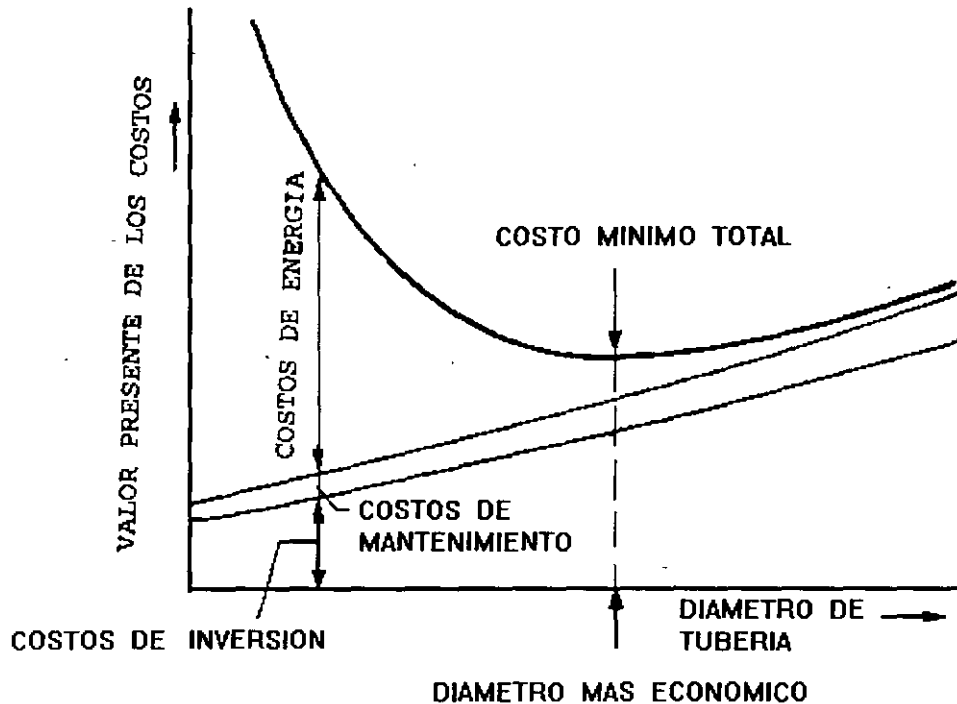


Lámina 5.4. Determinación del diámetro más económico

5.3.1 Selección de bombas

La selección de las bombas se hará generalmente de acuerdo a la carga de bombeo y el gasto de diseño.

Para el bombeo de agua en sistemas rurales se utilizan principalmente bombas centrífugas de flujo radial con succión simple, ya que en sus condiciones son usuales las cargas de bombeo altas y gastos pequeños.

Las bombas centrífugas pueden ser verticales u horizontales. El arreglo entre la bomba y su motor dependerá del tipo de bomba utilizada y del diseño realizado para las condiciones del lugar, así pues, si el lugar está sometido a inundaciones se deberá tener al motor y otras partes eléctricas protegidas.

Las curvas carga - gasto de una bomba y su eficiencia se indican en gráficas proporcionadas por el fabricante, como la que se muestra en la lámina 5.5.

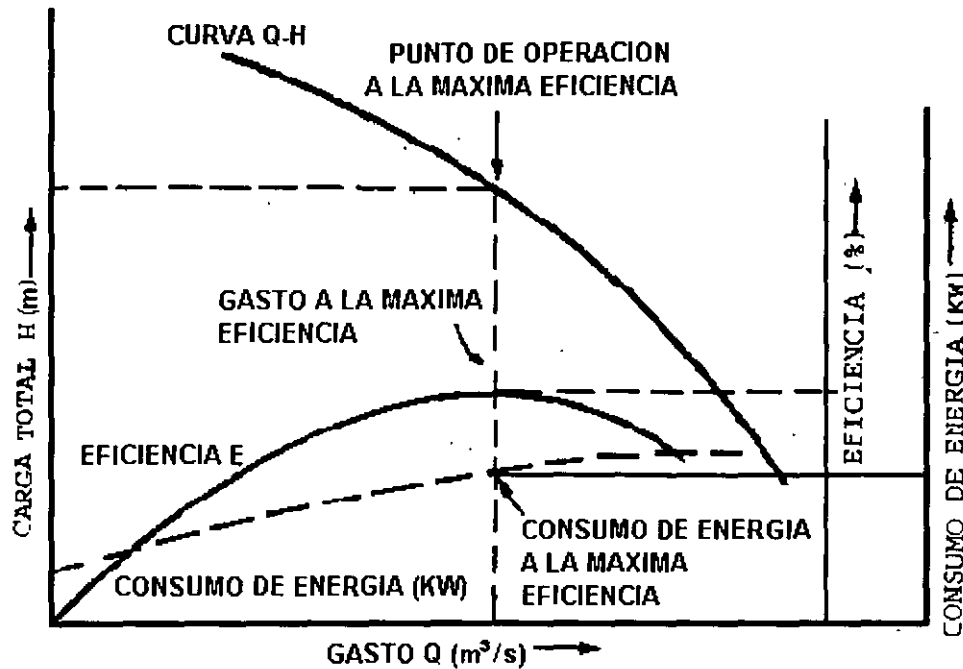


Lámina 5.5. Curva característica típica de una bomba

Frecuentemente el tiempo de operación de las bombas es casi continuo y ocurre por largos períodos de tiempo por lo que se deben seleccionar para lograr el máximo valor de eficiencia y confiabilidad posibles. Por lo anterior se debe buscar dicha optimización tanto en la selección como en la operación. Para lograr este objetivo es recomendable la búsqueda de la mejor opción, entre las diferentes marcas nacionales e internacionales, escogiendo la que maximice ambas variables, con base en los datos proporcionados por los diferentes fabricantes.

5.3.2 Cálculo de la potencia de las bombas

La potencia requerida para proporcionar la carga necesaria de bombeo puede ser calculada con la siguiente fórmula:

$$P = 0.01315 \frac{QH}{E_{MB}} \quad (5.1)$$

Donde.

P - Potencia al freno, en HP

Q - Gasto, en l/s

E_{MB} - Coeficiente del conjunto motor-bomba (producto de la eficiencia del motor por la de la bomba)

H - Carga dinámica, en metros de columna de agua, (mca)

$$H = h_e + h_{ft} + h_{fa} + h_v \quad (5.2)$$

Donde:

- h_e - Carga estática
- h_R - Pérdida de carga en la línea de conducción
- h_{fa} - Pérdida de carga en los accesorios y piezas especiales
- h_v - Pérdida de carga por velocidad en la descarga ($V^2 / 2g$)

5.3.3 Instalación de las bombas

Las estaciones de bombeo pueden ser del tipo húmedo, o sea sumergidas en el agua (bombas sumergibles o bombas accionadas por motores colocados arriba de la bomba en el pozo) o del tipo seco, separadas del agua por una loza (bombas instaladas en un cuarto de bombeo).

Las bombas horizontales algunas veces se sitúan sobre el nivel del terreno, debido a que la instalación se facilita. En ese caso la bomba deberá de ser del tipo autocebante, el cual en general no es un arreglo muy confiable para los sistemas rurales.

5.4 TIPO DE TUBERÍAS

Las tuberías representan una inversión considerable, por lo cual la elección adecuada es de vital importancia.

Las tuberías más comunes son de fierro galvanizado, acero, asbesto-cemento, policloruro de vinilo (PVC), polietileno de alta densidad y cobre.

La elección de un tipo de tubería depende de los siguientes factores:

- Disponibilidad en el mercado local.
- Costo.
- Diámetros disponibles.
- La presión de diseño.
- La corrosión del agua y del suelo en donde se ubicarán las tuberías.

Son aplicables las siguientes recomendaciones:

- El acero es un material más resistente, lo cual lo hace la mejor opción cuando se esperan presiones muy altas. Tiene una vida útil larga. No obstante los tubos de acero y también sus piezas especiales son caros, por lo cual se recomienda, cuando las condiciones permitan, reducir las presiones por medio de cajas rompedoras de presión y usar tubos más económicos.
- Las tuberías de asbesto cemento son resistentes a la corrosión y ligeras. Requieren de un cuidado especial en su transporte, manejo y almacenaje.

- El PVC y el polietileno son resistentes a la corrosión y tienen bajo coeficiente de rugosidad. Son ligeros y de instalación rápida. El PVC pierde resistencia cuando es expuesto por períodos largos al sol, por lo que se debe tener cuidado si se almacena en lugares abiertos.

- El polietileno de alta densidad es recomendable en diámetros pequeños, porque puede suministrarse en rollos. Por lo tanto el número de juntas se ve reducido de manera importante. Además debido a su flexibilidad puede adaptarse a trazos irregulares eliminando la mayoría de los codos. Entre sus ventajas se tiene que no se deteriora por la exposición directa al sol. Por otra parte es más caro que el PVC.

- Resumiendo, para líneas de conducción en el caso de tuberías de diámetros pequeños (menores de 150 mm), el polietileno y el PVC son buenas opciones. Cuando se requiere una mayor resistencia mecánica, tanto a la presión del agua como a asentamientos del terreno puede emplearse el acero o el fierro galvanizado. Para tuberías de tamaños medios (hasta 300 ó 400 mm) el asbesto cemento debe ser considerado. El acero es usado generalmente para tuberías de diámetros grandes.

La tabla 5.1 muestra un análisis comparativo de las características de las tuberías.

Tabla 5.1 Análisis comparativo de las características de las tuberías

Tipo de tubería	PVC y P.E.	A.C.	COBRE	FO GO	ACERO SIN RECUBRIR	ACERO RECUBIERTO
1. Costo de la tubería	+	+	-	+-	-	-
2. Disponibilidad de diámetros grandes	+-	+-	-	-	+	+
3. Resistencia la presión interna	+-	+-	++	++	++	++
4. Resistencia contra ruptura cuando se hacen conexiones ilícitas	+	+-	+-	++	+-	+-
5. Resistencia a la corrosión	++	+-	++	+	-	+

- ++ : Mucho muy adecuado
- + : Muy adecuado
- +- : Adecuado
- : Menos adecuado

PVC : Cloruro de Polivinilo.
P.E. : Polietileno de alta densidad.
A.C. : Asbesto Cemento.
Fo.Go. : Fierro Galvanizado.

5.5 TRANSITORIOS HIDRÁULICOS EN LINEAS DE CONDUCCIÓN

Se conocen como *transitorios hidráulicos rápidos* o *golpe de ariete* los procesos de variación rápida de la velocidad y presión que acompañan el cambio repentino de una condición de operación a otra en la línea de conducción. Se producen en los siguientes casos:

- El cierre o apertura de una válvula al final o en puntos intermedios de una tubería.
- El arranque de bombas.
- El paro repentino de bombas.

En dependencia de las condiciones de la conducción, los transitorios pueden presentar los siguientes problemas:

- Presiones muy altas, que pueden llegar a reventar los tubos, sus juntas, o los accesorios en la línea.
- Presiones muy bajas (presiones negativas o vacíos). Una presión negativa en la tubería significa una presión menor que la atmosférica; el límite físicamente posible es de -10.0 metros de columna de agua (-1.0 Kg/cm²). Por la parte exterior de la tubería siempre está presente la presión atmosférica, igual que un empuje del terreno en caso de tuberías enterradas; y si la rigidez del tubo no es suficiente para resistir la mayor presión externa éste podría llegar a colapsarse.
Las presiones negativas no son deseables porque pueden propiciar la introducción de aire en la conducción.

La magnitud de los transitorios depende de los siguientes factores:

- La rapidez del cierre (en caso de válvulas) o paro y arranque (en caso de equipos de bombeo).
- La velocidad del flujo en la conducción antes del transitorio. A mayor velocidad mayores sobrepresiones y depresiones.
- La rigidez de los tubos. Los transitorios son más bruscos y de mayor magnitud en tubos de acero y asbesto cemento, y de menor magnitud en PVC y polietileno.
- La longitud de la conducción. Mientras más larga es una tubería más significativas son las sobrepresiones y depresiones debidas al transitorio. En tuberías cortas los transitorios son insignificantes.

- La topografía, en particular en conducciones en topografía accidentada se producen presiones negativas o vacíos en los puntos altos.

El cierre (o apertura) de una válvula en tuberías por gravedad puede provocar un transitorio importante únicamente si el cierre es muy rápido. En sistemas rurales las válvulas son de acción manual, que no pueden cerrarse muy rápido, por lo tanto pocas veces el transitorio puede resultar importante.

El arranque de las bombas con válvulas abiertas puede generar transitorios no deseables, incluso peligrosos, como en los siguientes casos:

- En el arranque contra una tubería vacía (llenado de la línea) parcialmente cerrada en su final o en un puntos intermedios. Durante el llenado las bombas operarían con una carga baja, y con gasto y velocidad mucho mayores que el gasto y velocidad de diseño. La detención brusca de la columna del agua por una válvula parcialmente cerrada puede generar sobrepresiones importantes.
- Para algunas bombas la carga con gasto cero puede ser mucho mayor de la carga de diseño. En los primeros instantes del arranque (contra una tubería llena con válvulas de no retorno en las bombas) se generaría la carga con gasto cero y una sobrepresión que se trasmite por la tubería.

Para evitar transitorios en estos casos las bombas se arrancan con válvulas cerradas, que se abren gradualmente después evitando de esta forma cambios bruscos en la línea.

Las bombas operadas por motores eléctricos se detienen bruscamente cuando se interrumpe el suministro de energía eléctrica. Si la conducción tienen una longitud considerable, el transitorio que se genera puede ser importante y debe de analizarse. Se utiliza para este fin un programa de cómputo que simula los transitorios (vease el tema Conducción, Libro II, 1ª Sección, de este Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento). Si no puede contar con el programa, se pueden usar los procedimientos aproximados

Si los resultados muestran presiones inadmisibles, se deben de prever medios de control de transitorios.

La experiencia ha mostrado que no se producen transitorios importantes en sistemas con bombas operadas por motores de combustión interna.

Resumiendo, en sistemas rurales por gravedad no se necesita análisis de transitorios, salvo casos especiales de tuberías muy largas, velocidades del flujo altas, y/o válvulas de cierre rápido (para más detalles vease el tema Conducción, Libro II, 1ª Sección, del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento). En conducciones con bombas operadas por motores eléctricos se analiza el caso del paro accidental de las bombas.

6 DISTRIBUCIÓN

6.1 RED DE DISTRIBUCIÓN

Consiste en una red de tuberías subterráneas, que tiene por objeto entregar el agua a los usuarios de acuerdo con un nivel de servicio.

Las componentes de una red de distribución son: tuberías, cruceros, válvulas, hidrantes, y en algunos casos especiales bombas.

Las tuberías en la red sirven para distribuir el agua, y para efectos de diseño su funcionamiento hidráulico se define por el gasto que circula por las mismas y las pérdidas de carga por fricción.

Las válvulas en una red de distribución, sirven principalmente para aislar tramos de tubería cuando se requieren operaciones de mantenimiento y reparación.

La función de una bomba es elevar la carga piezométrica en el punto donde se encuentra localizada. Dentro de una red de distribución las bombas resultan necesarias en los casos de más de una zona de presión, donde una zona más baja abastece a una más alta. Debido a las dimensiones pequeñas de las redes, pocas veces se tienen zonas de presión y por lo consiguiente rebombeos.

6.1.1 Tipos de redes de distribución

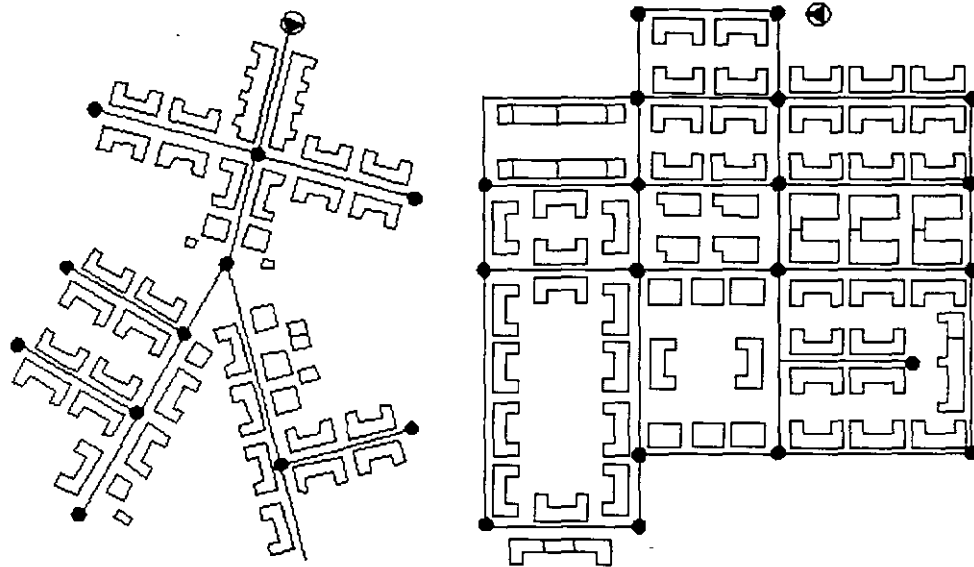
Básicamente hay dos tipos de redes de distribución:

- a). Red abierta (lámina 6.1-(a)).
- b). Red cerrada (lámina 6.1-(b)).

En general, la red abierta se emplea cuando se tiene un sistema con abastecimiento de poca capacidad, como puede ser el caso de sistemas con servicio mediante hidrantes públicos. Para sistemas de distribución con niveles de servicio superiores a éste, es conveniente tener redes cerradas.

Las tuberías de la red de distribución se dividen en los siguientes tipos:

- Línea de alimentación. Es la tubería que suministra con agua toda la red. Si la red tiene tanque de regularización la línea de alimentación comprende el tramo entre éste y la primera derivación. Si no se tiene tanque la línea de alimentación empieza en la fuente y termina en la primera derivación.
- Tuberías principales. Siguen en importancia, en cuanto al gasto que por ellas escurra, a la línea de alimentación.
- Tuberías secundarias. Son líneas de menor diámetro que salen de las tuberías principales para cubrir el resto de calles y en las cuales se ubican las tomas.



a) Sistemas de distribución abierto

b) Sistemas de distribución cerrado

Lámina 6.1. Tipos de redes de distribución

Son posibles dos arreglos de las tuberías secundarias:

- Red secundaria convencional: las tuberías secundarias están conectadas entre sí, lo cual requiere del empleo de más válvulas y piezas especiales (lámina 6.2).
- Red secundaria en dos planos: las tuberías no se interconectan, haciéndolas pasar una por encima de otra, lo cual contribuye a lograr un ahorro en los costos (lámina 6.3).

Muchas de las redes en sistemas rurales son pequeñas, de forma que realmente no existe una división entre red primaria y red secundaria. No obstante, si se presenta el caso, se recomienda el arreglo de red secundaria en dos planos.

Las tuberías más comúnmente usadas en sistemas pequeños de distribución son asbesto cemento, P.V.C., polietileno de alta densidad. Normalmente no se emplea el acero galvanizado, pero se selecciona en situaciones donde las presiones de diseño son altas.

Los factores que determinan la selección de un material son similares a los de una línea de conducción.

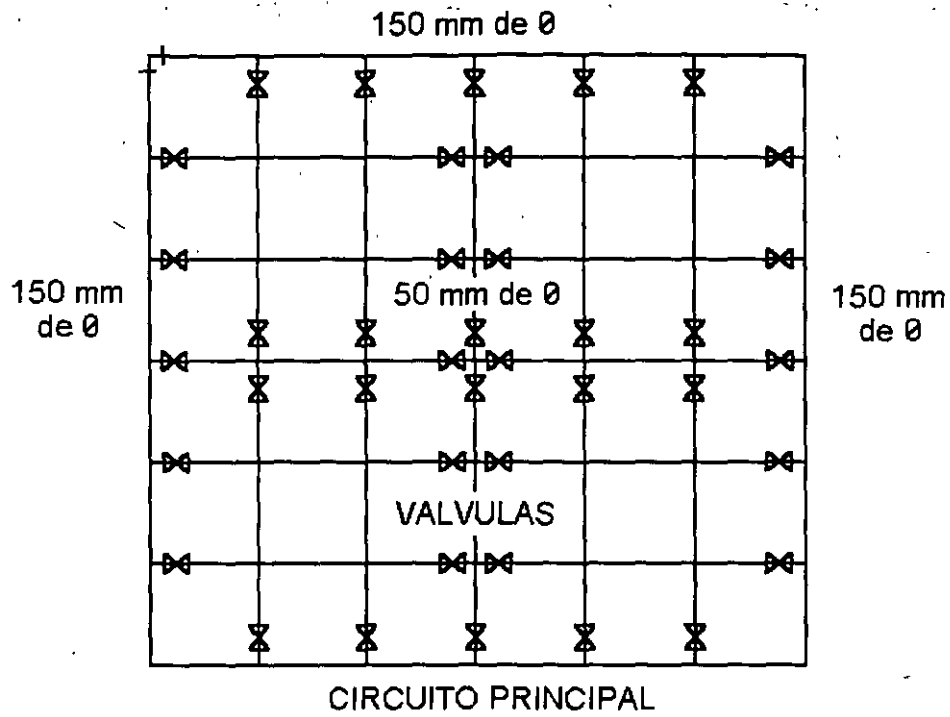


Lámina 6.2. Red secundaria convencional (no-recomendable)

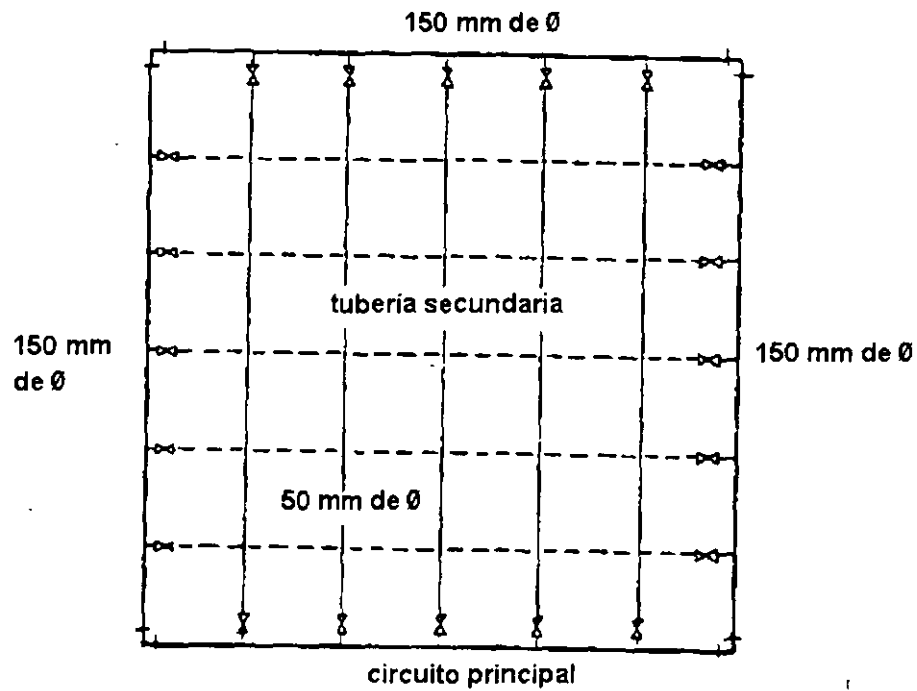


Lámina 6.3. Red secundaria en dos planos (recomendable)

6.1.2 Desarrollo de la red por etapas

La experiencia muestra que es posible desarrollar una red en etapas, y por ampliaciones en la medida que el nivel de vida en la localidad sea capaz de obtener financiamiento para la construcción. El diseño de ingeniería de la red debe tener en cuenta la más alta demanda per cápita que esté asociada con las mejores instalaciones de abastecimiento.

El costo de la red depende principalmente de la longitud total de tuberías necesarias, y en menor proporción de los diámetros de las mismas. De esta forma, generalmente resulta más ventajoso diseñar los componentes mayores de la red para la capacidad última. Esto se requiere aún cuando inicialmente sólo parte de la red se instale para abastecer a unos pocos hidrantes.

Se puede empezar con pocos hidrantes públicos bastante espaciados unos de otros, que se abastecen de una sola o varias tuberías. Un tanque de regularización es muy útil para lograr un abastecimiento confiable de la red, particularmente si el agua de la fuente se capta mediante bombeo.

En la siguiente etapa, se instalan hidrantes adicionales con el fin de reducir el espaciamiento entre ellos, y de esta manera reducir también la distancia de acarreo para los usuarios. Asimismo, esto puede requerir el trazo de nuevas tuberías en las partes más pobladas de la localidad.

Una vez que se tenga ese nivel de servicio básico en toda la comunidad, se puede pasar a la etapa siguiente de instalación de conexiones domiciliarias. El trazo de tuberías adicionales puede resultar necesario para este nivel de servicio; algunas de éstas pueden formar circuitos cerrados con las tuberías existentes. Si bien para una red de hidrantes públicos generalmente es suficiente una red de tuberías ramificada, pueden usarse redes cerradas para el nivel de servicio de conexiones individuales.

El desarrollo del sistema de distribución por etapas de esta manera se realiza paralelamente con el incremento del consumo de agua en la comunidad.

6.2 HIDRANTES PUBLICOS

Los hidrantes públicos son llaves que sirven a varias familias y que están localizados a cierta distancia del lugar donde se encuentra el predio de cada una de ellas. Esta distancia será, cuando sea posible, menor de 200 m., aunque se puede aceptar en viviendas muy dispersas hasta 500 m. (ref. 3).

El gasto de salida de estas llaves es de alrededor de 14 a 18 l/min. en cada lugar.

Pueden ser con una o con múltiples llaves (láminas 6.4 y 6.5). En la lámina 6.6 se muestra otra forma de hidrante público con un pequeño tanque (cisterna).

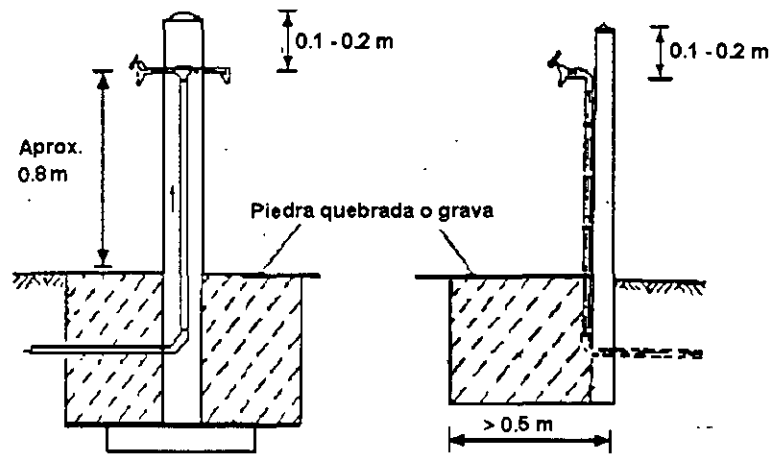


Lámina 6.4. Hidrantes públicos

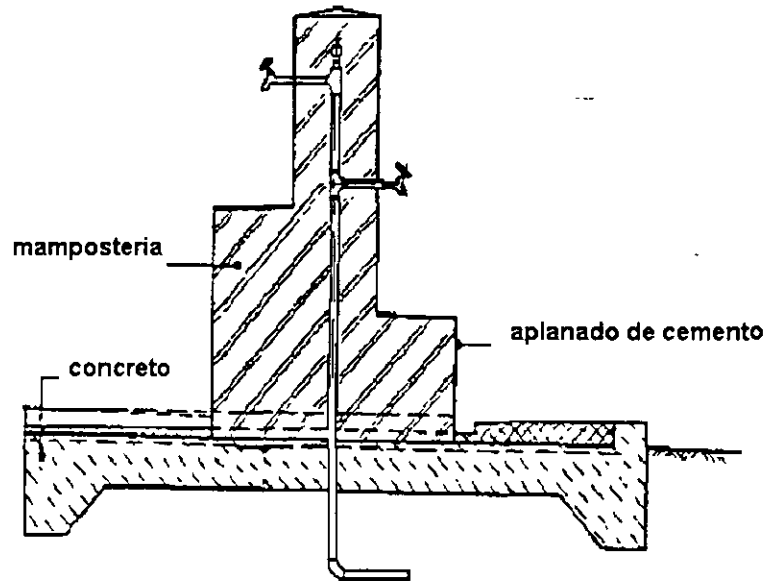


Lámina 6.5. Hidrantes públicos

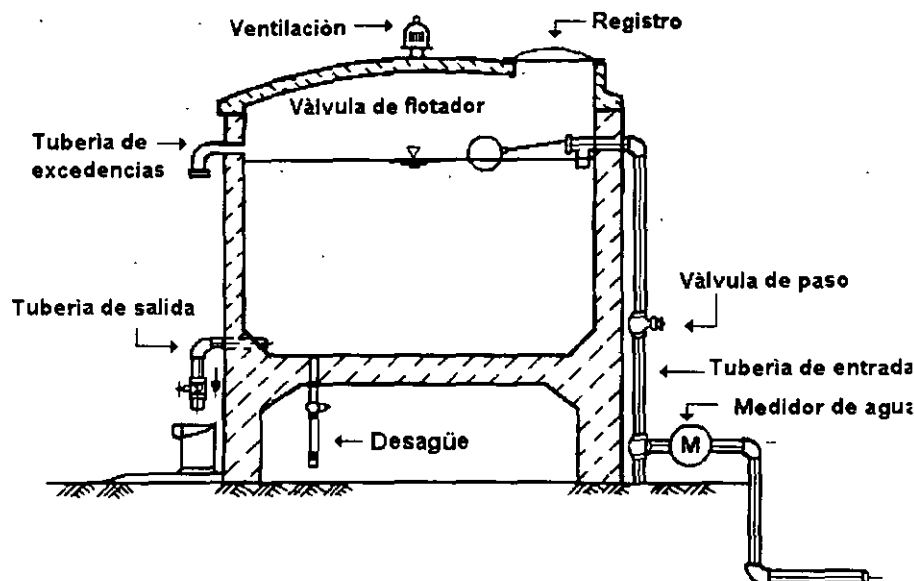


Lámina 6.6. Hidrante público abastecido por un tanque

Es preferible que el hidrante no sea usado por más de 70 personas. No obstante un sistema de hidrantes múltiples pueden dar servicio a un rango de 250 a 300 personas y nunca debe exceder de 500 personas el número de usuarios que dependan de este sistema (ref. 3)

La presión libre en el hidrante está limitada entre un valor máximo y otro mínimo. Una presión demasiado alta causará un desgaste acelerado de la válvula, y una presión muy baja dará en resultado un gasto bajo.

Se recomiendan los siguientes valores para la presión libre en un hidrante:

Mínimo:	6 mca
Presión deseable:	desde 10 mca hasta 30 mca
Máximo absoluto	50 mca

La presión estática no debe exceder la presión de trabajo de la tubería y del hidrante.

6.3 INSTALACIÓN FUERA DEL DOMICILIO

Consta de un tubo conectado a la tubería de distribución instalada en la calle mediante una válvula de inserción acoplada mediante una abrazadera, y la llave de salida se encuentra en el patio o jardín en el frente del predio (lámina 6.7).

El uso del medidor dependerá de los convenios que tengan los usuarios con el organismo operador, o acuerdos que se tengan para operar su sistema.

6.4 INSTALACIÓN DOMICILIARIA

Es similar a la instalación fuera del domicilio con la diferencia de que el tubo de servicio está conectado dentro de la vivienda a una o más llaves, que podrían localizarse en la cocina y el baño. Normalmente se utilizan llaves de diámetro nominal de 9 mm (3/8") o de 13 mm (1/2"), como se muestra en la lámina 6.8.

Usualmente se emplea tubería de polietileno de alta densidad y fierro galvanizado para las instalaciones fuera del domicilio y domiciliaria; también se usa cobre tipo "L".

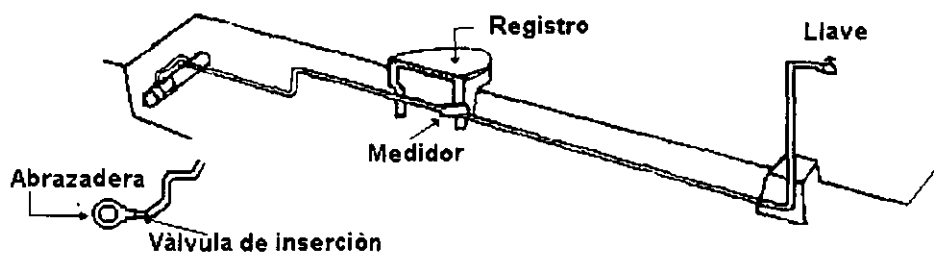


Lámina 6.7. Instalación con llave intradomiciliaria

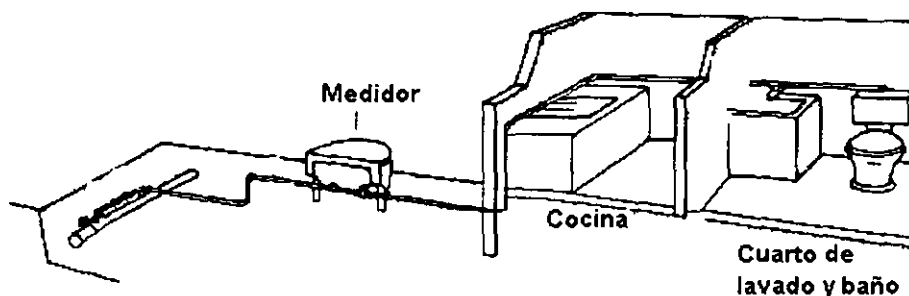


Lámina 6.8. Instalación con múltiples llaves intradomiciliarias

7 REGULARIZACIÓN

7.1 VARIACIÓN HORARIA DE LA DEMANDA

La lámina 7.1 muestra una curva típica de variación del consumo de agua potable en localidades pequeñas (2500 - 5000 hab.) de México. Los valores correspondientes se muestran en la tabla 7.1. Se observan generalmente dos períodos pico, uno en la mañana y otro en la tarde. La variación depende del nivel socioeconómico y tamaño de la comunidad. Para comunidades rurales la variación tiende a ser mayor, y normalmente es menor para comunidades grandes y ciudades pequeñas. Si en la comunidad se tienen tinacos o cisternas, la variación de la demanda se reduce.

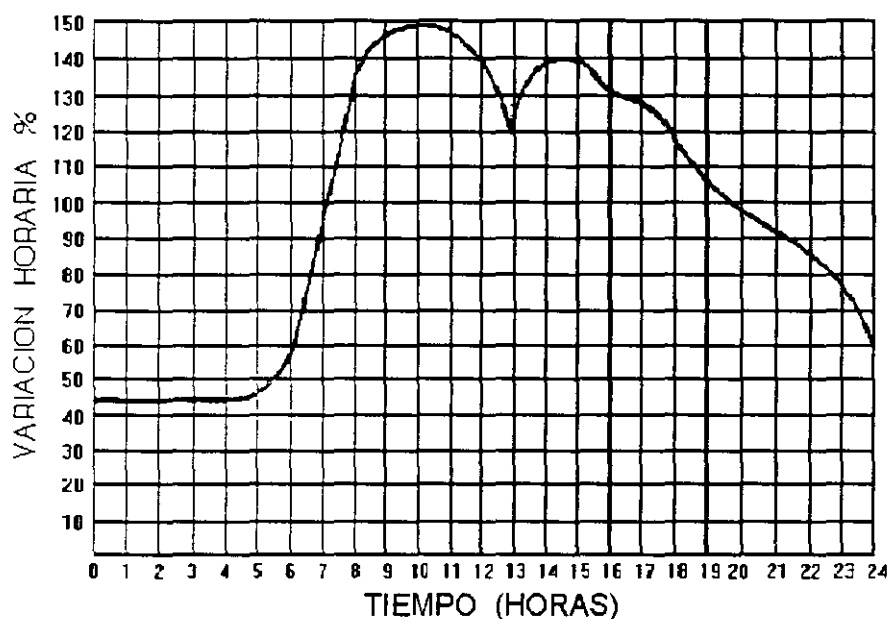


Lámina 7.1. Variación horaria de la demanda

7.2 NECESIDAD DE REGULARIZACION

Si no hubiera regularización el gasto de la fuente (y de las obras de potabilización si están presentes) deberá poder seguir las variaciones de la demanda. Esto normalmente no es económico, y en algunos casos incluso no es factible técnicamente.

Para balancear el gasto constante que proviene de la fuente con la demanda variable de la población se construyen tanques de regularización. La capacidad de éstos debe ser suficiente para cubrir las diferencias acumuladas entre el suministro de la fuente y la demanda.

Tabla 7.1 Variación del consumo en pequeñas poblaciones, expresada como porcentajes horarios del gasto máximo horario

Horas	Consumo (%)
0 - 1	45
1 - 2	45
2 - 3	45
3 - 4	45
4 - 5	45
5 - 6	60
6 - 7	90
7 - 8	135
8 - 9	150
9 - 10	150
10 - 11	150
11 - 12	140
12 - 13	120
13 - 14	140
14 - 15	140
15 - 16	130
16 - 17	130
17 - 18	120
18 - 19	100
19 - 20	100
20 - 21	90
21 - 22	90
22 - 23	80
23 - 24	60

Si el agua llega de la fuente a la población por gravedad, el tanque será imprescindible en los siguientes casos:

- Cuando el gasto de la fuente es menor que la demanda máxima horaria.
- Cuando la conducción (de la fuente hasta la población) es tan larga que resulta más económico usar una tubería de diámetro menor y construir un tanque.

Si el agua llega por bombeo resulta necesario el tanque, y su volumen dependerá de las horas de bombeo en el día.

Como una alternativa de los tanques elevados, para mantener la presión en la red en ciertos límites, en los sistemas con bombeo pueden usarse tanques a presión (hidroneumáticos). Cuando la presión tiende a bajar por debajo de cierto límite, el tanque manda señal de arranque de las bombas. Las bombas se paran cuando la presión tiende a rebasar otro límite de presión máxima.

Un tanque hidroneumático tiene un volumen pequeño que no puede usarse para regularización, y la conducción se diseña entonces para el gasto máximo horario.

La ventaja de un tanque hidroneumático es que puede resultar más económico que un tanque elevado. No obstante requiere de una instalación más compleja y de cierto mantenimiento y vigilancia, y por esto no se recomienda su uso en sistemas rurales.

7.3 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE

El cálculo de la capacidad necesaria de regularización puede hacerse por procedimientos analíticos o gráficos, siempre que se disponga de la ley de variación de la demanda.

Cuando no se conozca la ley de demanda, se calcula la capacidad considerando la tabla 7.2.

Tabla 7.2 Capacidad de regularización

Tiempo de bombeo (horas)	Suministro al tanque (horas)	Gasto de bombeo (l/s)	Capacidad de regularización (m ³)
De 0 a 24	24	Q_{md}	$C = 14.58 Q_{md}$
De 4 a 24	20	Q_{md}	$C = 7.20 Q_{md}$
De 6 a 22	16	Q_{md}	$C = 15.30 Q_{md}$

Nota: Q_{md} = Gasto máximo diario en l/s

C = Capacidad de regularización en m³

En el caso de una conducción por gravedad se considera un suministro al tanque de 24 horas.

8 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS EN SISTEMAS DE AGUA POTABLE, PARA COMUNIDADES RURALES

8.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

Para la integración de un estudio geotécnico de una localidad o proyecto, se debe recopilar y consultar la información relativa a los siguientes aspectos:

- Cartas Geológicas.
- Cartas topográficas.
- Estudios Geotécnicos.
- Estudios Geohidrológicos
- Hidrología Superficial.
- Climatología.

Esta información debe ser analizada e interpretada, para obtener conclusiones referentes al tipo de suelo y rocas, así como sus propiedades índice y mecánicas, presencia de acuíferos, y profundidad del nivel freático, aspectos geotécnicos para caminos de acceso y bancos de materiales para construcción.

8.2 RECONOCIMIENTO GEOTÉCNICO DEL SITIO

Una vez realizado el análisis y procesamiento de la información recopilada, se debe realizar una visita de inspección para verificar las condiciones geológicas del sitio; que comprendan las siguientes actividades:

- Comprobación de contactos geológicos.
- Caminamiento sobre sitios de anteproyectos para verificar condiciones topográficas y geológicas.
- Definir la localización para excavación de pozos a cielo abierto para exploración de subsuelo.
- Localización de bancos de materiales.

8.3 OBJETIVOS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO

Un estudio geotécnico tiene como objeto evaluar el posible comportamiento mecánico e hidráulico de los materiales del subsuelo donde se van a cimentar las obras que constituyen un sistema.

8.3.1 Líneas de Conducción

- Tipo de materiales por excavar.
- Cuantificar volumen por excavar.
- Anticipar problemas de estabilidad.
- Definir las condiciones de taludes artificiales y en laderas.

8.3.2 Tanques de almacenamiento

- Definir el tipo de cimentación.
- Profundidad de desplante.
- Tipo de materiales de relleno.

8.3.3 Caminos y accesos

- Clasificar calidad de suelos.
- Grados de compactación en terraplenes.
- Localizar Bancos de Materiales.

8.4 EXPLORACIÓN, MUESTREO Y PRUEBAS DE LABORATORIO

Para conocer las condiciones geológicas en el subsuelo en el área del sistema rural, se deben de programar pozos a cielo abierto, con objeto de definir la estratigrafía en los primeros metros de profundidad.

Este tipo de exploración se debe llevar a cabo en lugares estratégicos a lo largo de la línea de conducción o en los sitios para el desplante de tanques de almacenamiento y estructuras complementarias, es decir, donde se observen cambios litológicos evidentes, rasgos geológicos que muestren la presencia de estructuras geológicas no favorables para taludes y excavaciones, condiciones topográficas anormales, como cambios de pendiente y zonas que muestren deslizamientos potenciales que originen movimientos de tierras.

Los pozos a cielo abierto deben tener las dimensiones mínimas requeridas para que una persona pueda trabajar dentro del pozo (1.0 x 1.5 m)

Los pozos deben excavar hasta donde la dureza del material lo permita, hasta encontrar el nivel freático o hasta la profundidad requerida para la instalación de líneas de conducción o desplante de la cimentación para las diferentes estructuras que constituyen el sistema.

A partir de la observación del corte litológico mostrado en el pozo, se debe preparar en una gráfica de perfil estratigráfico, indicando lo siguiente:

- Tipo de material, clasificación visual.
- Espesor de capas.
- Niveles freáticos.
- Propiedades físicas y mecánicas correlacionadas en forma empírica con la inspección visual.
- Realizar pruebas de Torcómetro y Penetrómetro de bolsillo, para encontrar aspectos del comportamiento mecánico.
- Granulometría de los materiales.
- Continuidad de los estratos.

Una vez que los pozos son utilizados, estos deben cubrirse totalmente con el mismo material extraído.

Para observar la estratigrafía en la zona, también se deben recorrer los arroyos y las cañadas para verificar la continuidad geológica y estructuras importantes.

Dependiendo de los resultados de la exploración previos y *bajo condiciones geotécnicas especiales*, se debe programar una exploración mas profunda con muestreo alterado e inalterado, para enviar al laboratorio y definir las propiedades índice y mecánicas relevantes. Estas actividades también se deben programar de acuerdo con el anteproyecto, en función de su tamaño, riesgo de falla y vulnerabilidad de la obra civil.

Las pruebas índice requeridas son:

Suelos finos (cohesivos)

- Clasificación de suelos, SUCS.
- Contenido natural de agua.
- Peso volumétrico.
- Límites de consistencia.
- Compresión Triaxial, UU.

Suelos granulares (no cohesivos)

- Clasificación de suelos, SUCS
- Contenido natural de agua.
- Peso volumétrico.
- Granulometría por Mallas.

A continuación se presentan las tablas 8.1 y 8.2 en las cuales se relacionan las propiedades índice y mecánicas más importantes en suelos granulares (suelos gruesos) y cohesivos (suelos finos), a partir del número de golpes en penetración standard (SPT).Tabla 8.1. Valores Empíricos de Propiedades Mecánicas en Suelos Granulares.

Angulo de fricción interna (Φ), peso unitario húmedo (δ), Densidad relativa (D_r), basados en la Penetración Estándar N , con corrección de Profundidad, en suelos granulares no cohesivos.

Tabla 8.2. Valores Empíricos de Propiedades Mecánicas en Suelos Finos, Cohesivos

CONSISTENCIA										
Parámetro		Muy suelta		Suelta		Mediana		Densa		Muy densa
D_r	0		0.15		0.35		0.65		0.85	1.00
N			5-10		8-15		10-40		20-70	>35
Φ	25-30		27-32		30-35		35-40		38-43	
δ (KN/m ³)		11-16		14-18		17-20		17-22		20-23
E_s (T/m ²) $\times 10^3$ exp 3				1-2.4				5-8		10-20

Resistencia a la Compresión simple (q_u), Peso unitario húmedo (δ) y consistencia, basados en la Penetración Estándar N , para suelos finos cohesivos

CONSISTENCIA											
Parámetro		Muy suave		Suave		Media		Rígida		Muy rígida	
q_u (T/m ²)			2.5		5.0		10.0		20		40
N	0		2		4		8		16		32
δ (KN/m ³)			16-19			17-20				19-22	
E_s^* (T/m ²)*10 ^{exp 3}		0.2-1.5			0.5-2.5		1.5-5.0			5-10	

* El módulo de elasticidad no está correlacionado con el número de golpes en Penetración Estándar N .

8.5 ANÁLISIS GEOTÉCNICO

Para realizar el análisis geotécnico del sitio en donde se desplanten las estructuras que constituyen el Sistema de Agua Potable, es necesario conocer los resultados de los estudios previos, e información consultada y conclusiones que se refieren a las condiciones Geotécnicas del sitio, pruebas de laboratorio que incluyan propiedades índice y mecánicas (ya sea en forma directa o definidas por correlaciones empíricas).

8.5.1 Cimentaciones superficiales

Para las cimentaciones superficiales se debe conocer los siguientes parámetros geotécnicos:

- Clasificación de los suelos granulares (no cohesivos) y finos cohesivos de acuerdo al SUCS.
- Tipo de cimentación
 - Zapatas aisladas*
 - Zapatas corridas*
 - Cajón de cimentación*
- Profundidad de desplante.
- Posición del nivel Freático.

Según la estratigrafía del sitio debe seleccionarse la unidad geotécnica con mejores propiedades para la cimentación de estructuras; evitar suelos compresibles de baja capacidad de carga (< 5 Ton/m²) o en su defecto proponer soluciones adecuadas a este tipo de suelo, para prevenir asentamientos diferenciales o fallas en la cimentación. Es recomendable que la profundidad de desplante no sea menor al ancho de la zapata ($Df > B$).

Dependiendo de los suelos encontrados, a continuación se presenta la tabla 8.3, que resume las capacidades de carga para diferentes materiales.

A partir de la clasificación visual de los suelos encontrados, se deben evaluar las propiedades índice y mecánicas para cada tipo de suelo y estimar las capacidades de carga y deformaciones que se presentan a corto y largo plazo, en función de los parámetros geotécnicos considerados.

En diversas publicaciones de Mecánica de suelos se pueden encontrar tablas que resumen estos aspectos.

Para cimentar estructuras cuyas cargas transmitidas al terreno sean mayores de 5 Ton/m², es necesario estimar la capacidad de carga del terreno de desplante, asimismo se deben considerar los asentamientos diferenciales permisibles dependiendo esto del tipo de estructura a cimentar, para evitar la falla estructural en las mismas.

Para el análisis y diseño de la cimentación también es importante tener el conocimiento del comportamiento del agua en el subsuelo, es decir, el nivel freático y su variación anual.

Tabla 8.3. Capacidad de Carga en Suelos Característicos

MATERIAL		CAPACIDAD DE CARGA (T/m ²)
Suelos cohesivos (finos)	Arcillas blandas y Limos	< 6
	Arcillas firmes	6-15
	Arcillas muy firmes y mezclas heterogéneas	> 15
Suelos no cohesivos (granulares)	Arena suelta	> 10
	Arena compacta	10 – 30
	Arena densa	30
	Grava suelta o grava y arena suelta	20
	Grava compacta o grava y arena compacta	20 – 60
	Grava densa o grava y arena densa	> 60
Roca y Tepetate	> 50	

Para estimar la capacidad de carga de los suelos y evaluar en forma aproximada las deformaciones elásticas debidas a las descargas comunicadas por las estructuras al terreno de cimentación, se pueden utilizar las expresiones siguientes:

8.5.2 Capacidad de carga

$$q_a = \frac{q_u}{F.S} = \gamma \cdot D_f + \frac{0.5 B \cdot \gamma \cdot N_r + \gamma' \cdot D_f (N_q - 1) + C \cdot N_c}{F.S} \quad (8.1)$$

q_a : Capacidad de carga admisible en t/m².

q_u : Capacidad de carga última en t/m².

F.S: Factor de seguridad, se puede tomar igual a 3.

γ : Peso volumétrico, en t/m³.

γ^* : Peso volumétrico sumergido en t/m³.
 D_f : Profundidad mínima de desplante, en m.
 B : Ancho de la zapata en m.
 N_q : Coeficiente de capacidad de carga:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (8.2)$$

N_γ : Coeficiente de capacidad de carga:

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi \quad (8.3)$$

N_c : Coeficiente de capacidad de carga:

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi}$$

C : Cohesión del suelo en t/m².
 ϕ : Angulo de fricción interna del suelo.

8.5.3 Asentamientos inmediatos

$$\Delta \rho = q \cdot B \frac{(1 - \nu^2)}{E} I_w \quad (8.4)$$

$\Delta \rho$: Asentamiento en m.
 q : Carga uniformemente repartida en t/m².
 I_w : Factor de influencia.
 E : Módulo de elasticidad en t/m².
 ν : Relación de Poisson del suelo.

El factor de influencia para zapatas de diferentes formas y rigideces se da en la tabla 8.4.

Tabla 8.4 Factor de Influencia I_w

Forma	Flexible (I_w)			Rígida
	Centro	Esquina	Promedio	Promedio
Circular	1.00	0.64	0.85	0.88
Cuadrada	1.12	0.56	0.95	0.82
Rectangula				
L/B = 1.5	1.36	0.68	1.15	1.06
2	1.53	0.77	1.30	1.20
5	2.10	1.05	1.83	1.70
10	2.54	1.27	2.25	2.10
100	4.01	2.00	3.69	3.40

Para el diseño de estructuras de retención se debe considerar el material de relleno, los empujes de tierras, aspecto de drenaje, compactación de los rellenos y proceso constructivo.

Para el diseño de bordos perimetrales es necesario considerar los bancos de materiales así como los aspectos de permeabilidad de los materiales de cimentación y el material del bordo, asimismo el análisis del flujo de agua en el cuerpo de los terraplenes.

Dependiendo de la disponibilidad de materiales de construcción, éstos pueden correlacionarse con propiedades hidráulicas de permeabilidad. Estas propiedades también pueden obtenerse en campo a partir de pruebas de absorción de agua.

8.6 LOCALIZACIÓN DE BANCOS DE MATERIALES

Para la construcción de Sistemas Rurales de Agua Potable, es conveniente definir la disponibilidad de materiales de construcción en el sitio, con objeto de abaratar costos y realizar obras que técnicamente sean de calidad para garantizar su estanqueidad (si éstas son lagunas de almacenamiento) y comportamiento estructural adecuado.

Se deben localizar bancos de materiales que comprendan lo siguiente:

Material impermeable para relleno (Arcillas)

Localizar estos bancos en llanuras de inundación, suelos residuales provenientes del intemperismo de rocas ígneas y metamórficas y lutitas intemperizadas.

Material granular para agregados y filtros (Gravas y arenas)

Localizar bancos en las márgenes de ríos y arroyos, donde los materiales granulares se presentan clasificados. También se pueden encontrar bancos de material granular en afloramientos de rocas ígneas cristalinas que han sido fuertemente intemperizadas.

Durante la localización de bancos es conveniente seleccionar los más cercanos a las obras civiles, los de mayor volumen y calidad, y los de fácil acceso para su explotación.

8.7 PRESENTACIÓN DE LA INFORMACIÓN

La parte final del estudio geotécnico comprende la preparación del informe geotécnico, que integre las conclusiones y recomendaciones de los sitios explorados, la descripción de los materiales, sus propiedades índice y mecánicas inferidas u obtenidas, las recomendaciones geotécnicas para el desplante y excavaciones de las obras, así como la disponibilidad de los materiales de construcción. Se deben presentar planos y secciones estratigráficas de los sitios estudiados.

Toda la información debe estar integrada en un expediente que sea parte del proyecto ejecutivo del Sistema Rural de Agua Potable.

9 RECOMENDACIONES DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO EN ZONAS RURALES

9.1 ZONA DE CAPTACIÓN Y SITIO DEL TANQUE

LEVANTAMIENTO DE DETALLE

El trazo debe realizarse con tránsito de aproximación mínima a un minuto, el método a utilizar será a través de una poligonal cerrada, que comprende la zona de captación o el sitio del tanque, en la cual se establecerá una cuadrícula a cada 10 m nivelándose cada uno de los puntos, se trazarán y nivelarán los ejes auxiliares. Con la información anterior se configurará la zona de estudio con curvas de nivel a cada 0.50 m.

9.2 LINEA DE CONDUCCIÓN

9.2.1 Objetivo del levantamiento

El objetivo del levantamiento topográfico es el de disponer de un plano que sirva de base para el proyecto de la línea de conducción.

9.2.2 Área del levantamiento

El trazo de la línea se iniciará en la zona de captación, y se describirá la zona por donde cruza, indicando la dirección de éste; por medio de una orientación magnética también se indicará el sistema coordinado en el punto inicial (el que puede ser con coordenadas arbitrarias), así como su elevación respecto al nivel medio del mar el que se adoptará de un banco cercano o en su defecto se dará por medio de un alfiler con aproximación de 10 m.

9.2.3 Conceptos de trabajo

El estudio topográfico se divide en:

a) Reconocimiento del área de estudio y recopilación de datos topográficos de apoyo. Se hará el reconocimiento del sitio y se recopilarán todos los datos topográficos o geodésicos existentes en la zona, con el objeto de apoyar el levantamiento topográfico.

b) Trazo de la poligonal. El trazo de la poligonal se llevará a cabo mediante el método de ángulos horizontales. Se ubicarán trompos a cada 20 m en los cambios de dirección y en los puntos importantes del trazo, los cuales servirán de apoyo del perfil de la poligonal.

Detalles del trazo.- También en caso necesario se detallarán los cruces de los ríos, arroyos, líneas de transmisión eléctrica, puentes, caminos, construcciones, linderos de propiedad, etc.

Se colocarán testigos a cada 100 m con estacas de madera en los cuales se indicará el cadenamiento en una de sus caras laterales a fin de ir controlando el cadenamiento total del trazo.

c) Orientación magnética. Para orientar la poligonal magnéticamente se utilizará una brújula o una declinatoria.

d) Levantamiento del perfil de la línea de trazo. El nivelador tomará con precisión las elevaciones de todos los trompos que se ubiquen a cada 20 m sobre la línea de trazo, así como de todos aquellos puntos que tengan cambios bruscos de pendiente, a fin de apreciar con claridad todos los accidentes topográficos por donde atraviese la línea.

Es necesario que en la línea se coloquen bancos de nivel, uno al inicio y otro al final de la misma, referidos al nivel medio del mar o al banco prefijado arbitrariamente. Debe garantizarse que los bancos de nivel permanezcan fijos, de preferencia se utilizarán monumentos previamente construidos anotando en lugar visible el número de banco que le corresponda.

En la nivelación en ambos sentidos entre dos bancos se aceptará una tolerancia de:

$$T = 0.01\sqrt{n} \quad (9.1)$$

En donde:

T = Tolerancia en m

n = Desarrollo de la nivelación en kilómetros

9.2.4 Presentación de los planos del levantamiento topográfico

En el plano se dibujará la planta y el perfil detallando el control horizontal y el vertical, preferentemente a la escala 1:2000 y 1:200 respectivamente o la que se considere más adecuada de acuerdo con la magnitud del levantamiento y lo accidentado del terreno, en él deben aparecer sus cuadros de coordenadas X, Y y Z, lados, distancia y rumbos, así como el norte magnético, escala gráfica y numérica, nombre de calles (si los hay), croquis de localización de banco de nivel, si las coordenadas son referidas a un poste geodésico o son arbitrarias, etc.

9.3 RED DE DISTRIBUCIÓN

PLANIMETRÍA

Comprende el levantamiento topográfico para la obtención de la planimetría de la localidad.

9.3.1 Trabajos de campo

9.3.1.1 Localización y trazo de poligonales de apoyo

El levantamiento de los ejes de las calles se efectuará por medio de poligonales abiertas o cerradas a partir de las cuales se trazarán las de relleno o transversales, ubicando todos los cruces, comprobando en todo caso los cierres lineales y angulares respectivamente. A partir de los vértices de las poligonales se referenciarán los paramentos de las calles.

En las poligonales de apoyo se indicarán los detalles de crucero y deflexiones de los paramentos de las calles, así como de los cruces importantes con caminos, vías de ferrocarriles, ríos, etc.

9.3.1.2 Nivelación

Las nivelaciones se ejecutarán con nivel fijo. Cuando se trate de terrenos muy accidentados topográficamente se aceptará una nivelación trigonométrica. Se realizará la nivelación de los cruces, de calles, cambios bruscos de pendientes y cruces importantes.

9.3.2 Trabajos de gabinete

En forma general se describirán los métodos y equipos que se utilizaron en el levantamiento, así como las características generales del área en estudio. Se anexará una copia de las libretas de campo en donde se registran los datos de apoyo terrestre, tanto horizontal como vertical; así como copias de las planillas de cálculo de poligonales.

9.3.3 Presentación de los planos topográficos de la zona de estudio

En un plano se dibujará la planta, detallando tanto el trazo como las elevaciones de cada uno de los puntos de intersección y los puntos de interés a la escala 1:1000. En él debe indicarse los cuadros de coordenadas X, Y y Z; lados, distancias y rumbos así como el norte magnético, croquis de localización, nombres de calles, banco de nivel, escala gráfica y numérica, etc.

10. ADMINISTRACIÓN DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

10.1 IMPORTANCIA DE LA ADMINISTRACIÓN

Se ha dicho acertadamente que la eficacia con que un sistema de abastecimiento de agua cumple su función sanitaria viene a ser directamente proporcional a la capacidad y a la eficiencia con que se administra; y la experiencia adquirida en muchos lugares no ha hecho sino confirmar esa afirmación. Al planear un pequeño sistema de abastecimiento sucede a veces que los funcionarios y los ingenieros encargados de esa labor, llevados de su propio entusiasmo, prestan poca atención a los aspectos administrativos del servicio y a la creación de una organización apropiada para el buen funcionamiento de éste. Con demasiada frecuencia, la opinión pública considera la labor administrativa de los funcionarios de obras hidráulicas como un trabajo rutinario que consiste en resolver las incidencias diarias mientras que el sistema crece y se desarrolla por su propio impulso. Esta idea dista mucho de ser cierta, ya que una buena administración de los sistemas de abastecimiento de agua, grandes y pequeños, comprende una serie de tareas, como son :

- 1) la construcción y conservación de instalaciones adecuadas;
- 2) el funcionamiento perfecto y constante de las mismas;
- 3) la prestación de un servicio satisfactorio a los consumidores;
- 4) la organización de servicios eficaces de entretenimiento;
- 5) la adopción de métodos fiscales sanos;
- 6) la aplicación de tarifas equitativas para el agua;
- 7) el establecimiento de una estructura orgánica y de procedimientos eficaces;
- 8) el estudio de planes técnicos y financieros para ulteriores ampliaciones;
- 9) la supervisión del personal, y
- 10) la inspección de los suministros y del equipo.

En términos generales, la administración de un sistema de abastecimiento de agua puede dividirse en dos partes : la primera, es decir la gestión propiamente dicha, comprende todo lo referente a organización, archivos, finanzas, personal y suministros, y la segunda, es decir, la explotación y la conservación, abarca la captación y distribución de agua potable desde la fuente hasta el consumidor. Ambas partes son igualmente importantes y entre ellas existe una interdependencia que obliga a coordinarlas a fin de que constituyan una actividad unificada y perfectamente integrada. Otro aspecto esencial de la gestión administrativa es la previsión. Una buena administración se anticipa a las necesidades en vez de ir a remolque de ellas, y está siempre alerta para mejorar y modificar sus prácticas y sus métodos en la forma más conveniente.

Al inicio de este documento, se ha subrayado la primordial importancia de los Aspectos sanitarios del abastecimiento de agua a las zonas rurales. Apenas se menor la que encierran los aspectos económico y administrativo de ese servicio, los cuales merecen la máxima atención por parte de las personas u organismos encargados de su construcción. Si la administración es defectuosa, la instalación se irá deteriorando el servicio se desorganizará y empeorará la calidad del agua; no se llevarán registros y los ingresos, si es que existen, se dedicarán a otras atenciones municipales o políticas. En consecuencia, se resentirán gravemente la salud y el bienestar de los consumidores, se restringirá el servicio, y los gastos de explotación y sustitución serán pronto insostenibles para la colectividad.

Organismos a los que incumbe la gestión

La responsabilidad de la administración de los sistemas de abastecimiento de agua de las pequeñas ciudades puede recaer sobre las autoridades locales, provinciales, federales o centrales, o sobre una empresa privada. Es bastante raro que la administración y explotación de los servicios de abastecimiento de agua de las colectividades rurales se encuentre en manos de compañías privadas. Incluso en los Estados Unidos de América, la mayor parte de los sistemas rurales y de los urbanos de poca importancia son de propiedad pública y funcionan bajo la dirección del alcalde, de un gerente municipal o de una comisión de servicios públicos. De esas tres formas de dirección, la última es probablemente la más adecuada, ya que no suele tener carácter político y sólo tiene que dar cuenta de su gestión a los consumidores. Por lo general, la comisión se compone de tres a cinco miembros de la colectividad, cuyos periodos de servicio coinciden parcialmente a fin de asegurar la continuidad de la orientación general y de las actividades. En casi todos los demás países, los servicios rurales de abastecimiento de agua suelen ser administrados por las autoridades locales (el alcalde) y en ocasiones por el gobierno provincial o central. En varios países, especialmente de Europa Occidental, existen distritos de abastecimiento de agua, o distritos sanitarios, que comprenden varias ciudades con las zonas rurales adyacentes, y que están organizados y administrados conjuntamente por las autoridades locales interesadas.

Es importante, cuando se trata de fomentar el desarrollo de los servicios rurales de suministro de agua, decidir lo antes posible cuál ha de ser el organismo oficial que se encargará de la administración una vez terminada la construcción. La experiencia adquirida hasta la fecha demuestra que la población local, a través de su propia administración municipal, debe asumir la mayor parte de la responsabilidad con la ayuda, en caso necesario, de una autoridad oficial superior. Las razones que abonan esta opinión son las siguientes :

- 1) Cuando la ayuda se presta o se impone desde arriba de un modo continuo, la población local o el municipio no participan en la empresa y no adquieren ningún sentido de propiedad ni experimentan ninguna satisfacción por la buena marcha del servicio. Este tipo de ayuda es el menos indicado para estimular a las autoridades locales a resolver sus propios problemas.
- 2) A su debido tiempo, la población interesada debe asumir la principal responsabilidad en las instalaciones de esta clase, que son de carácter puramente local y que sólo ella utiliza.
- 3) La competencia en materia de gestión administrativa sólo puede adquirirse cuando se asume la responsabilidad directa de un servicio.
- 4) Los efectos de una buena o de una mala administración son percibidos inmediatamente por la población local, la cual puede ejercer presión para que se introduzcan los cambios y mejoras que sean necesarios.
- 5) El interés que ponen los funcionarios y la eficacia de su labor tienden a ser directamente proporcionales a su proximidad al servicio administrado.

El sistema que se sigue tradicionalmente es que las administraciones sanitarias, en el desempeño de sus funciones de protección de la salud pública, sólo intervengan en el funcionamiento de los servicios de abastecimiento desde el punto de vista de la inspección de la calidad del agua. Esto suele ser suficiente en los países de Europa y América más adelantados técnicamente. En cambio, en los países más atrasados, en los que en el medio rural no suele haber personas con experiencia y capacidad administrativa, las autoridades

sanitarias, al estimular la creación de sistemas de abastecimiento de agua, pueden verse obligadas a prestar la misma atención a todos los aspectos de esa labor; fomento, planeamiento, financiamiento, construcción y administración. La experiencia adquirida en esos países demuestra que, en la mayoría de los casos, las pequeñas colectividades carecen por completo de preparación y de capacidad para administrar un nuevo servicio de abastecimiento de agua. Por medio del departamento de ingeniería sanitaria, las autoridades de salud pública pueden prestar una gran ayuda a esas colectividades proporcionando a personas contrarias en la localidad la formación y la experiencia administrativas necesarias para mantener el sistema de abastecimiento en buen estado y, lo que es todavía más importante, para conseguir que el agua suministrada a los consumidores sea potable y suficientemente abundante para atender las necesidades de la higiene personal y doméstica. Es muy lógico que, a su debido tiempo, esas funciones administrativas se traspasen al propio municipio o a otro organismo oficial. Sin embargo, en este caso, que puede ser una etapa intermedia de] desarrollo, la administración sanitaria debe continuar interesándose directamente por el funcionamiento de] sistema, y no limitarse a comprobar la calidad de] agua distribuida a los consumidores. Por último, llegará un momento en que las instalaciones, el nivel técnico y el personal local sean lo bastante satisfactorios para que las autoridades sanitarias puedan asumir de nuevo su función tradicional. Para entonces el servicio de agua funcionará sin incidentes y la opinión pública local estará interesada en su continuidad. Es importante, por lo tanto, que se preste una asistencia completa desde el principio, sin esperar a que surjan dificultades. Una ayuda eficaz en materia de gestión administrativa es sin duda una de las mejores medidas preventivas.

En el Brasil se está aplicando actualmente con excelentes resultados un programa de este tipo, por intermedio del Servicio Autónomo de Aguas y Esgotos (SAAE), que es el organismo utilizado por el Servicio de Salud Pública del Brasil para prestar ayuda por distritos a las colectividades interesadas. Para ello, el municipio firma un contrato en regla con el Servicio de Salud Pública y se compromete a crear un Departamento de Aguas autónomo, en el que delega una autoridad y unas funciones concretas. El acuerdo tiene un año de validez, durante el cual el nuevo departamento de aguas, dotado de personal local y con la ayuda técnica y administrativa de la Sección de Ingeniería del Servicio de Salud Pública, puede actuar libremente dentro del marco de sus atribuciones. Si el trabajo realizado durante el año ha sido satisfactorio, no suele haber ninguna dificultad para obtener una prolongación del contrato; en caso contrario, se procede a un análisis crítico del trabajo a fin de facilitar las operaciones y de eliminar los obstáculos administrativos.

Un resultado importante de este procedimiento es que el sistema de abastecimiento de agua puede explotarse eficazmente sin influencias ajenas al servicio, sean políticas o de otra índole, y sin necesidad de someterse ni de favorecer a determinados grupos sociales. Las autoridades locales suelen mostrarse satisfechas de ese método, gracias al cual se desembarazan de las peticiones de suministro gratuito, de prolongación de tuberías, de condonación de facturas, etc. En la mayoría de las regiones rurales poco desarrolladas, esos problemas son muy tangibles y con frecuencia resultan enojosos y al mismo tiempo perjudiciales para el mantenimiento de una administración eficaz y de buenas relaciones con el público.

En cada distrito formado por diez o quince pueblos, el servicio de Salud Pública cuenta con un equipo compuesto de un mecánico experto, un oficial administrativo y un ingeniero, que visitan periódicamente los pueblos para colaborar con el personal local de] SAAE. También prestan servicio en caso de accidente, sobre todo el mecánico. Sin embargo, por raro que parezca, se ha observado que una vez el sistema en funcionamiento, los servicios de conservación encomendados al personal local han mejorado rápidamente hasta el punto de que las llamadas de urgencia son muy poco frecuentes.

Medidas iniciales para asegurar una gestión eficaz

Aunque la gestión administrativa de un sistema de abastecimiento de agua es la última etapa en el proceso de su creación, es muy importante que los organismos directivos y los ingenieros proyectistas la tengan en cuenta desde el principio del planeamiento. Las decisiones del ingeniero encargado de las investigaciones sobre el terreno y de los diseños preliminares pueden facilitar o complicar la resolución de los problemas de explotación y conservación que se plantearán ulteriormente, según se limite a buscar una solución o la mejor solución posible. A menudo, por ganar tiempo, se descuidan esos estudios una vez encontrada la manera de abastecer a la población. Ya se ha indicado que del ingeniero encargado de las investigaciones sobre el terreno y del proyecto depende el éxito de una de las etapas más importantes del trabajo, que además puede tener gran trascendencia para la explotación ulterior del servicio. Si gracias a una labor diligente puede eliminar una bomba, un motor, cualquier otro aparato o una operación de tratamiento, habrá suprimido con ello un posible obstáculo para el buen funcionamiento del sistema. Los órganos directivos, a los cuales se ha aludido previamente, se ocuparán entre otras cosas de este aspecto del proyecto. El conocimiento de los problemas que plantea la explotación de los pequeños sistemas de distribución de agua, la perseverancia en la búsqueda de soluciones sencillas y la cautela al aprobar los proyectos, son las medidas más eficaces que pueden adaptarse para facilitar en su día la administración de esos servicios y para conseguir que cumplan plenamente su función.

Desde el punto de vista administrativo, la gestión eficaz de un sistema de abastecimiento de agua, por pequeño que sea, requiere un capital de explotación, una plantilla de personal y unos servicios organizados. Puesto que esos elementos existen en la provincia y dependen de las autoridades locales deben iniciarse negociaciones con ellas lo antes posible para encontrar un amplio terreno de acuerdo antes de que el proyecto entre en la fase de construcción. Esas negociaciones no siempre son fáciles, ya que algunos funcionarios municipales, ya sean elegidos por la población o nombrados oficialmente, defienden celosamente su derecho a administrar a capricho los negocios y los fondos de la colectividad, aunque carezcan de experiencia en la gestión de sistemas de abastecimientos de agua. Los principales puntos que debe comprender ese acuerdo son:

- 1) la obligación del municipio de contratar personal competente en la explotación de obras hidráulicas y de sustituirlo, llegado el caso, por otras personas entendidas;
- 2) la amplitud de la ayuda técnica y administrativa que ha de recibirse de otras fuentes, y
- 3) el establecimiento de tarifas para el consumo.

Es evidente que en la mayoría de los casos las autoridades locales tendrán que hacer ciertas concesiones a cambio de la garantía de un buen funcionamiento de las obras hidráulicas.

10.2. PERSONAL Y FORMACIÓN PROFESIONAL

Clase de personal.

El número de personas necesarias para administrar y hacer funcionar un pequeño sistema de abastecimiento de agua depende de las dimensiones de éste (en particular, del número de consumidores) y de la importancia del tratamiento que se aplique al agua, cuando sea el caso. Como es de suponer, en los pueblos y en las aldeas no es fácil encontrar personal de la categoría suficiente para ocupar los puestos disponibles. Sin embargo, con frecuencia se puede contratar y preparar empleados que reúnan las condiciones necesarias para llegar a desempeñar satisfactoriamente funciones administrativas y técnicas. Uno de los métodos, que ha dado buen resultado en muchos lugares, consiste en aprovechar el periodo de construcción para seleccionar y formar el personal básico que, ulteriormente, se encargará de la explotación. Durante esa etapa, los operarios tienen ocasión de aprender cómo se ha instalado y cómo funciona el sistema, con lo que podrán comprender y ejecutar mejor los trabajos que se les encomienden. Al mismo tiempo, las personas elegidas para desempeñar las funciones administrativas podrán adiestrarse en todos los aspectos burocráticos y técnicos del proyecto de suministro de agua, lo que, en su día, redundará en una mayor eficiencia. La selección de ese personal plantea, en muchos casos, un problema delicado ya que su contratación compete normalmente a las autoridades locales. Sin embargo, actuando con tacto y comprensión suele ser posible encontrar candidatos aceptables para las autoridades locales y que posean la competencia mínima necesaria para sus cargos. En un pequeño sistema de tipo corriente, el personal consiste en los operarios que manejan la instalación de tratamiento, si existe, y en uno o dos hombres encargados del funcionamiento y entretenimiento de todo el sistema de distribución, mientras que el trabajo burocrático puede encomendarse a dos o tres funcionarios bien preparados, encargados de leer los contadores, extender las facturas, recibir los pagos y llevar la contabilidad. Este personal administrativo puede estar dirigido por funcionarios de la administración local que prestarán ayuda en caso necesario.

Los salarios suelen ser el segundo obstáculo con que se tropieza para contratar personal competente. En los sistemas de abastecimiento de las pequeñas ciudades, los salarios rara vez son atractivos, por lo cual hay que prever una frecuente renovación del personal. Sin embargo, la experiencia ha demostrado reiteradamente que es preferible pagar sueldos más altos para disponer de operarios competentes, que se adaptan mejor al trabajo y dan más rendimiento.

Como se ha indicado anteriormente, es necesario que la administración y explotación de los sistemas de distribución de agua, a cargo de las autoridades locales, alcancen el mayor grado posible de eficacia a fin de que el servicio cumpla su finalidad sanitaria. Al examinar la necesidad de ese tipo de programas, la American Water Works Association ha declarado: « Es sumamente importante recordar que el hecho de que un sistema de distribución de agua sea pequeño no implica que los problemas y las obligaciones lo sean también ».² La International Water Supply Association se ha expresado en estos términos: « Al contrario de lo que generalmente se cree y, podría añadirse, de lo que se hace, son las empresas de mediana y pequeña importancia las que obtienen más beneficios de la formación profesional de sus empleados. En las grandes organizaciones, el trabajo está dividido y subdividido en secciones, al frente de cada una de las cuales hay una persona con capacidad técnica administrativa u organizadora, que es, o puede llegar a ser, un especialista en su esfera particular. En las pequeñas empresas, cada persona que ocupa un puesto directivo tiene que vigilar un mayor número de servicios, y sin las ventajas de la formación profesional será necesariamente el cargo homólogo en una gran organización. » Por este motivo, las

administraciones sanitarias deben fomentar, y si es necesario organizar, programas de formación para operarios de los sistemas de abastecimiento de agua.

Formación profesional

En muchos países se han organizado con éxito considerable cursillos de una o dos semanas de duración sobre diversos aspectos del funcionamiento y de la administración de los servicios de aguas. En los últimos años la Organización Mundial de la Salud ha patrocinado esos cursos en varios países, en beneficio de un gran número de sus Estados Miembros. También se han organizado en algunos países programas de adiestramiento en el servicio y cursos por correspondencia.

Los objetivos de un cursillo bien concebido son los siguientes:

- 1) elevar el nivel de productividad del grupo;
- 2) dar a conocer a los participantes los últimos adelantos;
- 3) inculcar entre los miembros del grupo un sentido de responsabilidad personal ante la colectividad;
- 4) fomentar entre ellos un mejor conocimiento de las relaciones humanas, y
- 5) suscitar en la colectividad un mayor interés por los problemas relacionados con el funcionamiento del servicio de aguas.

En muchos casos, sin embargo, será necesario restringir el número de temas que se aborden en tales cursos, en atención a la falta de tiempo, al nivel cultural de los participantes y a otros factores. Esto se aplica especialmente a los cursillos para operarios de pequeños sistemas de abastecimiento, a los que es preferible enseñarles a desempeñar bien cierto número de tareas concretas, y para los que debe elegirse convenientemente el programa del curso. Más adelante, cuando se hayan organizado varios cursos y el programa de preparación empiece a dar sus frutos, se puede volver a reunir a las mismas personas para darles una instrucción más avanzada. Las enseñanzas deben subrayar los aspectos prácticos de los temas elegidos y comprender un mínimo de lecciones teóricas. Lo mejor sería que el curso se diera en una central hidráulica bien equipada y dirigida.

Los cursos de formación pueden ir acompañados, cuando las circunstancias lo permitan, de exámenes para comprobar el aprovechamiento y de la entrega de certificados a los administradores y operarios, estableciendo varios grados para cada categoría de personal según la amplitud de los conocimientos adquiridos. Este programa, que puede emprenderse en colaboración con las autoridades docentes locales, servirá de incentivo al personal para mejorar sus conocimientos técnicos y poder ocupar cargos de mayor responsabilidad. También contribuirá a impedir que el personal se renueve con demasiada frecuencia:

Inculcación de la idea de servicio

Al tratar de la administración de los sistemas de abastecimiento de agua a las zonas rurales y a las pequeñas comunidades, nunca se insistirá demasiado en la necesidad de inculcar en la mente de los funcionarios de obras hidráulicas, ya sean administrativos o técnicos, el concepto del « servicio a la colectividad ». Tanto la administración como el funcionamiento de un sistema de abastecimiento, grande o pequeño, debe orientarse hacia la prestación a los consumidores de un servicio satisfactorio. En muchas zonas rurales, esta idea puede ser totalmente nueva. Con frecuencia, la población rural y la de los pueblos pequeños no piensa que los servicios públicos sean organismos a los que se pueda exigir y de los que se pueda esperar un funcionamiento satisfactorio; en consecuencia, no se concibe que esos servicios, y entre ellos el de aguas, puedan funcionar de otro modo que el reparto del correo, que es lento y deficiente, el ferrocarril, que siempre llega con retraso, y el alumbrado, que apenas brilla.

10.3. ADMINISTRACIÓN Y FINANZAS

Administración

La organización necesaria para la administración de un pequeño sistema de abastecimiento de agua depende principalmente de las dimensiones y complejidad de éste y del método de recaudación del canon de consumo. En algunas ciudades, la administración del sistema de distribución de agua está integrada en la de otros servicios públicos, como la electricidad, que debe abonar también el consumidor. Sin embargo, esta solución no es recomendable, ya que prácticamente en todos los casos se desvían los ingresos obtenidos con el agua hacia las atenciones que tienen más interés político en un momento dado. Del mismo modo, cuando el personal de explotación es común, surgen rápidamente deficiencias en el servicio. Siempre que sea posible, el departamento de aguas debe contar con su propio personal de operaciones, en número suficiente para que todos los empleados estén completamente ocupados y no les quede tiempo para otras funciones municipales. De este modo se efectuarán los trabajos necesarios de explotación y conservación y las responsabilidades estarán bien definidas. Algunos de los trabajos habituales de oficina, sin embargo, pueden llevarse a cabo conjuntamente con el trabajo análogo correspondiente a otros servicios, siempre que ello no origine ningún retraso.

El trabajo administrativo puede dividirse en las siguientes funciones 1) contabilidad; 2) estimación del presupuesto; 3) cálculos de tarifas; 4) facturación; 5) recaudación del canon de consumo; 6) pagos; 7) registros (personal, material, suministros, inventarios); 8) compras, y 9) relaciones con la clientela.

Conviene advertir que la base de una buena administración de los sistemas de distribución de agua consiste en llevar bien la contabilidad y el registro. Haley ha estudiado recientemente este asunto en una excelente publicación en la que se inspiran los siguientes párrafos. Según este autor, los registros pueden dividirse en general en dos partes : financieros y estadísticos. Los registros estadísticos comprenden todos los detalles referentes a la explotación, como el agua elevada o conducida por gravedad y vendida, los nuevos servicios conectados y las tuberías tendidas. Los registros financieros se ocupan de la distribución de los fondos y de las inversiones. A veces los funcionarios del departamento de aguas confían a su memoria gran cantidad de información estadística, con lo cual se pierden muchos datos valiosos cuando abandonan el servicio.

Aunque los registros son necesarios, un exceso de ellos puede constituir también un grave inconveniente. En todo caso deben llevarse de un modo muy simple.

Lo mismo puede decirse del sistema de contabilidad, que debe suministrar informaciones exactas y al día sobre muchos factores que no reaparecen todos los meses, como los referentes a la depreciación, los seguros, los impuestos y los inventarios.

Un cuaderno de cheques puede servir a veces de único libro de contabilidad de una pequeña empresa; pero con ese sistema dejan de registrarse muchos datos útiles.

La información estadística necesaria comprende:

- 1) cantidad de agua que se envía a la red de distribución por medio de bombas o por la acción de la gravedad;
- 2) cantidad de agua vendida a los consumidores;
- 3) hábitos y características de la clientela;
- 4) ritmo de aumento del número de consumidores;
- 5) pérdidas en el sistema;
- 6) mapas de la red de distribución;
- 7) capacidad de suministro del sistema en varios puntos, y
- 8) relación entre el suministro y la demanda.

Los tres últimos puntos pertenecen a los registros de explotación.

Todos estos datos pueden representarse sinóptica y gráficamente para obtener una apreciación exacta de las tendencias futuras. En los pequeños sistemas de suministro de agua, las pérdidas durante la distribución tienen una importancia particular. Según Haley,²⁰ un sistema que pierda constantemente del 25 al 30 % del agua acusará una disminución del 9 al 10% en los ingresos.

Los registros financieros deben comprender los siguientes puntos

- 1) evaluación correcta del sistema;
- 2) depreciación del sistema;
- 3) gastos de explotación;
- 4) reinversiones en bienes de capital;
- 5) estado de caja, y
- 6) deuda a largo plazo.

Estos puntos pueden subdividirse, si así lo exigen los reglamentos administrativos locales. El *Manual of water works accounting* de la American Water Works Association, y obras análogas que existen en algunos países, pueden ser útiles para los funcionarios encargados de la administración de pequeños sistemas de abastecimiento de agua.

Las autoridades municipales olvidan con frecuencia que las instalaciones hidráulicas se deprecian. Esa actitud es siempre peligrosa, ya que algunos elementos importantes del sistema tienen una vida bastante corta, como puede apreciarse en los cálculos de depreciación anual reproducidos en el cuadro IX y que corresponden a los pequeños sistemas.

**CUADRO IX. CÁLCULO DE LA DEPRECIACIÓN ANUAL DE LOS SISTEMAS
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA EN CLARKSDALE, MISS.,
ESTADOS UNIDOS DE AMERICA**

Sección del sistema de abastecimiento	Cuantía de la depreciación en porcentaje del costo total
Depósito	2
Equipo de bombeo	4
Instalación de tratamiento	10
Tuberías de distribución y accesorios	1,5
Bocas de incendios	2
Servicios	3
Contadores	4
Material de transporte	12
Pozos	4

En la estructura financiera del sistema de distribución de agua debe tenerse en cuenta la depreciación, que constituye además un importante elemento en la preparación de planes financieros para ulteriores programas de renovación y ampliación.

Una vez establecidos métodos fiscales sanos, es necesario conocer al día el estado del cobro de facturas. Debe llevarse un fichero de los consumidores y de los montantes de sus facturas, junto con los datos relativos al vencimiento de las mismas, por lo común a los diez días de su presentación.

No debe concederse ningún trato de favor. Haley recomienda que los procedimientos administrativos y de explotación de los pequeños sistemas, una vez establecidos, se comparen con los de otros servicios de la misma magnitud, a fin de descubrir los defectos ocultos. Ese autor esboza también tres tipos de estados de cuentas que pueden ser útiles para la administración de un pequeño sistema de distribución de agua

Ingresos

La administración, explotación y conservación de los sistemas de suministro de agua, ya sean grandes o pequeños, requieren ciertos fondos, cuya cuantía suele ser directamente proporcional a la población servida. Esto es cierto, tanto si el agua se distribuye mediante conexiones de servicio y contadores, como mediante fuentes y caños distribuidos por el pueblo o la ciudad. En el primer caso, los consumidores creen con frecuencia que la única inversión efectuada para suministrarles el agua consiste en la tubería instalada delante de su casa y en el coste de los contadores y de los ramales de servicio. Esto dista mucho de ser cierto y al organizar debidamente las relaciones con el público debe hacerse con tender a los consumidores que el coste de ese material sólo representa una pequeña fracción del coste total de la obtención, almacenamiento, elevación, tratamiento y distribución del agua, así como de las tuberías y de las bocas de incendio. A veces los funcionarios de] municipio y de] gobierno local tienen que reconocer la imposibilidad de que un sistema de abastecimiento preste servicios satisfactorios, y se amplíe para atender a las nuevas necesidades, si no cuenta con fondos suficientes. En algunas regiones, la percepción de una tasa por el agua suministrada puede chocar con las costumbres de la localidad y con los intereses de grupos locales. Puede afirmarse, sin embargo, que por pobre que sea una colectividad, puede y debe cobrarse cierta tasa a los consumidores. Se ha dicho que, en el momento en que la población empieza a recibir el agua gratuitamente, empieza también la ruina del sistema de distribución. Como es lógico, esta afirmación no se aplica a algunos puestos o aldeas situados en el borde de las zonas desérticas, donde el agua no puede rehusarse al viajero sediento ni a sus animales (camellos y asnos). Como se ha afirmado anteriormente, no debe existir ningún trato de favor ni ninguna excepción en la percepción de las tasas de consumo. Este es el mejor modo de asegurar los ingresos y, por lo tanto, un servicio satisfactorio. La autoridad local debe dar su conformidad a este punto antes, y no después, de empezar la construcción del sistema.

Los ingresos pueden allegarse por la venta del agua a los consumidores, por una imposición directa o por una combinación de ambos procedimientos.

Es importante recordar que, como principio, los ingresos deben proporcionar fondos suficientes para cubrir todos los gastos de explotación y conservación, los de ampliación y mejoras ordinarias y las cargas fijas correspondientes a la depreciación y a los intereses de la deuda a largo plazo. Si se adopta esta norma, será posible a su debido tiempo costear, al menos en parte, sustituciones y ampliaciones importantes con los fondos acumulados por el propio sistema de abastecimiento, y a un precio mucho menor que si tuviera que recurrirse a un nuevo préstamo con esos fines. En muchas ocasiones, sin embargo, las colectividades de las zonas rurales confían, a veces indebidamente, en los subsidios del gobierno provincial o central para financiar las ampliaciones y sustituciones más importantes. Cuando esos subsidios se hacen esperar, el servicio de distribución de agua va de mal en peor y termina por hacerse intermitente, y el sistema se deteriora con rapidez y pierde toda su significación sanitaria.

La venta de agua a los consumidores es, con mucho, el método preferible para obtener ingresos. Aunque no carece de inconvenientes, presenta las siguientes importantes ventajas

- 1) la administración del sistema de abastecimiento fiscaliza directamente su fuente de ingresos;
- 2) las necesidades del sistema y del servicio de aguas pueden ajustarse a los deseos del consumidor que los paga;

3) el consumidor tiene el derecho y los medios de exigir un buen servicio, y

4) el consumidor adquiere mayor sentido de responsabilidad y se interesa más por la administración, la explotación y la conservación del sistema.

No se ignora, sin embargo, que en las zonas rurales será bastante grande la proporción de consumidores que paguen facturas muy pequeñas y que los ingresos totales procedentes de la venta serán probablemente inferiores a los necesarios para atender a las necesidades antedichas.

Cuando existen instalaciones de protección contra incendios, pueden obtenerse ingresos adicionales cargando su coste, tanto a los consumidores como a la administración municipal. Con demasiada frecuencia se menosprecia el valor que la protección contra incendios tiene para el individuo y la colectividad, aunque sus beneficios son considerables. En algunas zonas, esa protección se traduce en un menor coste del seguro contra incendios. Cuando los ingresos previstos por la venta de agua sean insuficientes, puede combinarse ese método con la imposición directa. Esta última puede consistir en una tasa *ad valorem* por las tuberías de gran tamaño necesarias, o puede basarse en el coste del tramo de tubería, por ejemplo, de 10 a 15 cm, que se supone pasa frente a la casa de cada consumidor. Este sistema de tributación se usa con frecuencia con éxito en algunos países, como los Estados Unidos de América.

Tarifas para conexiones de servicio

En las pequeñas ciudades puede establecerse una tarifa para las cuatro clases siguientes de consumidores :

- 1) escuelas, instituciones y edificios públicos;
- 2) establecimientos comerciales, como hoteles, industrias, etc.;
- 3) consumidores particulares con conexiones domésticas, y
- 4) consumidores particulares abastecidos mediante caños o fuentes públicas.

Al establecer la tarifa que ha de regir en un pequeño sistema de distribución, es necesario reunir datos sobre los gastos correspondientes a los siguientes conceptos : a) obtención del agua (mano de obra, sustancias químicas, energía, materiales); b) distribución del agua (mano de obra, funcionamiento, conservación, materiales), y c) administración del sistema. Estos datos, junto con la información obtenida mediante los registros estadísticos y financieros antes mencionados, permitirán confeccionar una tarifa razonable y equitativa para las diversas clases de consumidores (casas particulares, instituciones públicas, lecherías y mercados, establecimientos comerciales, piscinas, etc). Dicha tarifa debe ser suficiente para proporcionar los ingresos necesarios, pero no tan excesiva que induzca a los consumidores a restringir el uso del agua para las necesidades domésticas y sobre todo para la higiene personal. Los sistemas que son propiedad del municipio suelen proporcionar el agua al precio de coste, mientras que los de propiedad privada tienen que venderla con un margen de beneficio.

Las tarifas varían mucho de un país a otro y dentro de un mismo país. El lector que desee más información sobre los métodos de elaboración de tarifas para el agua puede consultar los interesantes estudios realizados por la International Water Supply Association y por la American Water Works Association. Como indicación diremos aquí que el precio del agua medida por contadores en las pequeñas ciudades es aproximadamente de 50,043 por metro cúbico en el Brasil (1957), de 50,08 por metro cúbico en el Reino Unido (1953), de 50,075 por metro cúbico en Nigeria (1954), de 50,06 por metro cúbico en los Estados Unidos de América (1954) y de 50,07 a 0,14 por metro cúbico en Malaya. Estas tarifas se refieren al consumo doméstico, pues en algunas ciudades se aplican tarifas superiores para el consumo comercial e industrial. Además, en ciertas ciudades se cobra un suplemento por el alquiler de contadores, por el riego de jardines y por el agua destinada al ganado.

La venta de agua en fuentes públicas

En los pueblos y aldeas de las regiones rurales, sobre todo en los países insuficientemente desarrollados, una gran parte de la población tendrá que abastecerse de agua todavía durante cierto tiempo mediante caños o fuentes públicas. Es, por lo general, este grupo de población el que está acuciado por problemas sanitarios más graves y, por consiguiente, el que necesita un suministro abundante de agua potable. Sin embargo, la percepción de tasas por el suministro de agua en este sector de la población tropieza a menudo con grandes dificultades. W. E. Wood, ingeniero jefe de los servicios de aguas de Nigeria del Norte, ha hecho una exposición muy completa e interesante del problema:

« Por lo que se refiere a esos consumidores, hay dos formas principales de abastecerlos y de cobrar el agua suministrada, cada una de las cuales tiene sus ventajas y sus inconvenientes, sin que sea posible recomendar una de ellas en todas las circunstancias. » Una de las formas consiste en imponer una tasa semanas o mensual a todos los habitantes, excepción hecha de los que tienen conexiones particulares, y suministrar el agua sin ninguna otra carga a través de fuentes o caños públicos. Desde el punto de vista técnico y sanitario este método es muy recomendable. Los caños son relativamente baratos y pueden instalarse en muchos puntos de la ciudad, con lo que sólo hay que recorrer una pequeña distancia para transportar el agua hasta las casas. De ordinario, se dispone de agua durante las 24 horas del día. Al no estar limitada la cantidad de agua que puede llevarse cada individuo, se fomenta al máximo la limpieza, incluso en los hogares más humildes. El cabeza de familia que tiene muchos hijos, y que suele ser más pobre que el que tiene pocos, paga la misma cantidad que los demás por el agua. Otra ventaja es que los ingresos pueden calcularse exactamente y son bastante constantes durante el año. A estas ventajas se oponen la dificultad de recaudar la tasa, en particular cuando las personas están de paso, la imposibilidad de cobrar a los usuarios ocasionales que no están inscritos y la dificultad de controlar el despilfarro, que puede tener gran importancia en las zonas secas cuando el suministro de agua es limitado. Además, desde el punto de vista psicológico, se observa una mayor resistencia a pagar una suma global de 30 unidades por el suministro de un mes que a pagar una sola unidad cada día.

» En los lugares en que los inconvenientes de este método son mayores que sus ventajas, se emplean con frecuencia las estaciones de venta. Con este sistema el consumidor recibe exactamente la cantidad de agua que paga y procura no despilfarrar. La tasa que se cobra por unidad de volumen de agua, que en la mayoría de los países es una lata de petróleo de unos 16 litros, es pequeña y esta forma de adquirir el agua se asemeja a la costumbre tradicional de comprarla a los aguadores, que ha prevalecido durante siglos en la mayoría de los países tropicales.

» Las estaciones de venta pueden ser más o menos complicadas, y van desde una simple fila de caños, con una cerca, hasta las construcciones más costosas rodeadas de muros, con un depósito, una oficina y torniquetes de entrada y salida. En todo caso, la necesidad de que haya un recaudador de servicio exige que cada estación tenga un número relativamente grande de clientes. Esto tiende a producir aglomeraciones durante las horas de máximo consumo, y el pequeño número de estaciones existentes, en comparación con las fuentes públicas, hace que muchos de los compradores tengan que transportar el agua a mayores distancias. A fin de atender a la demanda durante las horas de mayor influencia es necesario instalar tuberías de mayor diámetro, o bien, depósitos reguladores en cada estación. De ordinario, la venta de agua sólo se efectúa durante el día.

Acaso el mayor inconveniente de las estaciones de venta, en las zonas donde existe una estación seca y húmeda bien delimitada, sea la tendencia de los consumidores más pobres a comprar agua sólo durante el estiaje, cuando no puede encontrarse en otro sitio, y a obtenerla, durante las lluvias, de lugares contaminados, como canales de desagüe y zanjas. Aparte de los evidentes peligros que encierra esta práctica, los ingresos en la época seca pueden ser tan pequeños que no basten ni siquiera para retribuir al recaudador de servicio.

Un punto que parece insignificante a primera vista pero que puede constituir un problema muy grave, es la unidad elegida para el pago. Indudablemente el método más sencillo consiste en cobrar exactamente una moneda, por ejemplo, medio penique, por unidad de volumen de agua (16 litros). Esta cantidad es realmente muy elevada y equivale aproximadamente al cuádruple de la que pagaría un consumidor por contador, pero el sistema tiene otro inconveniente aún mayor, que es la dificultad de variar el precio. Por otra parte, la emisión de fichas o de vales también tiene inconvenientes; las fichas pueden tener mayor valor intrínseco que la cantidad de dinero que representan y, en consecuencia, pueden ser robadas o destinadas a otros fines, y los vales tienen que imprimirse y venderse, con lo que se prestan a falsificación. Además hace falta una organización para la venta de las fichas o de los vales.

El diseño y la disposición de las estaciones de venta dependen en gran parte de la forma en que hayan de explotarse. A veces las estaciones dependen de la autoridad local, pero más a menudo se arriendan a concesionarios. En las grandes ciudades, la mayoría de las estaciones suelen cederse en arriendo, mientras que la autoridad local se reserva algunas para controlar la situación.

El arriendo es el método preferido, ya que la responsabilidad de recaudar las tasas y de comprobar la honradez de los recaudadores recae sobre el concesionario que pague por la cantidad total de agua suministrada a la estación mediante un contador y que vende al precio fijado por las autoridades. Como es natural, el concesionario procura que el despilfarro sea mínimo y que los pagos se hagan puntualmente, pero, al mismo tiempo, tiene que obtener un beneficio por su trabajo y abonar el salario de sus empleados, por lo que rehuye la explotación de estaciones situadas en sectores escasamente poblados. Por eso, las estaciones explotadas por concesionarios tienden a ser poco numerosas y a servir a una gran población, condiciones que a su vez inducen con frecuencia al concesionario a pagar por anticipado una prima elevada por explotar una o varias estaciones. Lo más corriente es que las contratas duren seis meses o un año y que se saquen a subasta cuando haya vacantes.

En teoría, cuando un empleado público está al frente de una estación, en representación de la autoridad, el consumo de agua se registra en un contador y el operario cobra a los consumidores una cantidad total igual al precio del agua suministrada. Por desgracia, en la práctica suele existir una considerable discrepancia entre ambas cantidades, y a veces, las autoridades que empiezan vendiendo el agua directamente se convencen con el tiempo de que la cesión del servicio a un concesionario constituye una fuente de ingresos de más confianza.

El tipo más sencillo de estación de venta consiste en un recinto con una fila de caños rodeado de una alambrada, con el suelo de cemento y provisto de un desagüe, y con una entrada y una salida a cada lado de un pequeño cobertizo, en el que toma asiento el recaudador. La cerca puede prolongarse hacia fuera para encauzar la fila de consumidores durante las horas de mayor afluencia.

Otro tipo consiste en un pequeño cobertizo cercado, cuya parte superior es de tela metálica y frente al cual se extiende un descansillo de altura conveniente, en el que caben cuatro latas de petróleo, que se llenan con los caños situados sobre el descansillo y alimentados por sendos grifos situados dentro del cobertizo y accionados por el recaudador una vez percibido la cantidad fijada.

En las grandes estaciones explotadas por las autoridades locales hay torniquetes registradores de entrada y de salida, y un depósito que permite servir a gran número de personas en poco tiempo a cualquier hora del día, aunque el bombeo sea intermitente. Las estaciones de venta pueden también formar parte de otras instalaciones sanitarias, como baños públicos, lavaderos, etc.

10.4. EXPLOTACIÓN Y CONSERVACIÓN

Consideraciones generales

La naturaleza y el alcance de las medidas necesarias para la explotación y conservación dependen de las características y de los elementos del sistema de abastecimiento de agua. Según las circunstancias de cada caso, el trabajo práctico puede comprender

- 1) la inspección y conservación del pozo, del manantial o de la cuenca hidrográfica;
- 2) la conservación de la presa y del depósito;
- 3) el funcionamiento y conservación de la bomba y del motor;

- 4) las operaciones de tratamiento;
- 5) la conservación de la red de distribución;
- 6) la instalación de conexiones de servicio con la red;
- 7) la reparación y conservación de contadores;
- 8) las medidas para casos de urgencia, y
- 9) la localización y eliminación de conexiones cruzadas.

En las secciones correspondientes se han dado ya algunos detalles sobre las principales características de la explotación y conservación de los diversos elementos de los sistemas de distribución de agua. Por tanto, huelga repetir aquí esa información, pero más adelante se tratan algunos otros puntos de interés para el personal encargado de la explotación de los sistemas de abastecimiento de agua.

Dos son los factores principales a los que se deben la mayoría de los fracasos en los sistemas de distribución de agua : a) la utilización de maquinaria y material en condiciones para las que no están proyectados, y b) la ignorancia o la desidia de los operarios que no advierten los indicios que preceden o presagian las averías y los fallos. Mediante un estudio cuidadoso de los planos, cálculos y especificaciones, la administración encargada de inspeccionar los sistemas de distribución de agua puede llegar a impedir o a eliminar la mayoría de las dificultades de origen mecánico. La reducción de las perturbaciones debidas a la intervención del hombre quizá sea más difícil de conseguir, aunque mucho puede lograrse, como antes se ha dicho, mediante la preparación del personal encargado de la explotación, la prestación de ayuda con personal competente ajeno a la organización (una forma de adiestramiento en el servicio) y una inspección rigurosa.

Equipo

Para los pequeños sistemas de distribución de agua, pueden formularse las siguientes sugerencias:

- 1) deben observarse escrupulosamente las recomendaciones de los fabricantes relativas al funcionamiento y conservación. Dichas recomendaciones deben redactarse en forma fácilmente comprensible para los operarios. Esto tiene una importancia especial en lo que se refiere a la maquinaria de bombeo;
- 2) las operaciones de conservación deben organizarse siguiendo un plan riguroso, que comprende el engrase, el cambio de aceite, las inspecciones, los ajustes y las reparaciones ligeras;
- 3) debe instaurarse un sistema de inspección para comprobar que se siguen los procedimientos y planes adoptados;
- 4) deben seguirse las recomendaciones del fabricante relativas al engrase de cada elemento particular de la maquinaria;
- 5) debe habilitarse amplio espacio para que los operarios encargados del manejo y de la conservación de la maquinaria puedan trabajar y guardar las herramientas, las piezas de repuesto, el aceite, la grasa y otros suministros, y
- 6) deben adaptarse disposiciones para organizar talleres convenientemente equipados.

En la mayoría de los casos y según las dimensiones del sistema de distribución, será conveniente disponer del siguiente material pesado de operaciones :

- 1) uno o varios camiones volquetes para el transporte de tuberías de menos de 25 cm de diámetro;
- 2) un compresor de aire, perforadoras y martillos neumáticos;
- 3) dos bombas de achique, por lo menos, provistas de mangas de 3,6 m, para mantener secas las zanjas durante el trabajo;

4) generadores eléctricos, con dos reflectores y cables de extensión para trabajos nocturnos urgentes, y

5) una pequeña grúa de unas 2,5 toneladas métricas de fuerza, sobre neumáticos, provista de un gancho de seguridad con rótula de bola y capaz de hacer giros de 180'. La grúa no es necesaria para el manejo de tuberías de menos de 15 cm de diámetro, pero es útil para elevar, voltear y depositar tuberías de mayor diámetro. El manejo de grandes tuberías por obreros provistos de cuerdas suele ocasionar una cantidad excesiva de roturas de las juntas.

Sistema de distribución

La explotación y conservación de un sistema de distribución de agua requiere, ante todo, la confección de mapas y registros de la red. El mapa de la red debe trazarse a gran escala, a ser posible no inferior a 1 : 10 000, y en él deben figurar todas las calles con sus nombres, las tuberías con sus tamaños y posiciones, las válvulas y las bocas de incendio, los depósitos a nivel 0 elevados, las fuentes de abastecimiento y otros detalles que pueden ser de utilidad. Además de levantar por lo menos un mapa completo, una copia de] mismo puede dividirse en secciones y encuadernarse para facilitar su manejo sobre el terreno.

Además del mapa de la red, hay que llevar un registro de las válvulas (excepto en los sistemas muy pequeños), en el que se indiquen su situación exacta, su número y cualquier particularidad relativa a su manejo. Estos registros pueden hacerse en forma de dibujos separados y a gran escala, uno para cada válvula, que se guardan en un clasificador para más fácil consulta. Hay que procurar que los registros y los mapas estén al día, lo que resulta más fácil cuando se comunican y archivan los datos pertinentes después de cada reparación u operación de conservación. Esos registros son especialmente útiles cuando existen cajas y conos de válvulas ocultos o « perdidos » por haberse tapado en el curso del arreglo o apertura de calles.

En particular pueden seguirse las siguientes instrucciones:

1) *Válvulas:* Las válvulas y las bocas de incendio, si existen, deben inspeccionarse cada dos meses. Esta operación debe ser una obligación primordial de los operarios encargados de la explotación y debe llevarse a cabo según un plan regular de inspección, mediante una sencilla lista de comprobación para que no se olvide ninguna válvula. El trabajo se verá recompensado con creces en casos de urgencia y de incendio, cuando las válvulas tienen que localizarse y accionarse rápidamente. La inspección debe extenderse también a la empaquetadura y a las fugas.

2) *Tuberías:* La conservación de las tuberías de distribución consiste en comprobar si existen fugas, corrosión e incrustaciones. Siempre que se abra una línea, debe observarse el interior de la tubería. La duración de los sistemas de distribución se ha prolongado muchas veces gracias a que los operarios han advertido el mal estado de una tubería al hacer una conexión domiciliaria.

3) *Depósitos:* Los depósitos de hormigón requieren poca vigilancia mientras que los de acero deben pintarse con frecuencia para impedir los daños causados por la corrosión. Conviene seguir al pie de la letra las instrucciones de los fabricantes en cuanto a las clases y métodos de pintura.

4) *Contadores*: Los contadores suelen requerir muchos cuidados. Debe adaptarse un plan organizado de conservación, pues en caso contrario todo el sistema de contadores se deteriora rápidamente. Es preciso disponer de un pequeño taller de reparación para la limpieza y ensayo de contadores y para la sustitución de las piezas gastadas. Para ello puede servir una habitación de 4 x 5 m, provista de bancos, pequeñas herramientas, conexiones de agua, calibres, etc. No es necesario que el taller sea muy complejo y puede funcionar con dos o tres obreros especializados. Un taller de reparaciones bien equipado y dotado de cuatro operarios competentes puede ocuparse de 5000 contadores ordinarios al año.

Conexiones cruzadas

En los sistemas de distribución de agua de las pequeñas comunidades hay muchas probabilidades de que se produzcan conexiones directas entre red del servicio público y las cisternas y pozos particulares. Existe también un peligro constante de retroceso de agua contaminada de los lavabos, retretes, etc., que penetra en las tuberías de distribución del sistema público cuando la instalación doméstica de fontanería no está bien hecha. Además, sucede con frecuencia que la presión positiva existente en una tubería baja rápidamente a cero o incluso se hace negativa, debido a un accidente, a un gran consumo en caso de incendio, a fugas de las válvulas o a errores de los operarios. Los ingenieros sanitarios conocen bien los distintos tipos de conexiones cruzadas que pueden producirse los riesgos para la salud que acarrearán. En la bibliografía sobre la materia se citan muchas epidemias transmitidas por el agua, debidas a conexiones cruzadas producidas accidentalmente. El personal de operaciones de los pequeños sistemas de distribución de agua debe estar alerta y, aunque de ordinario no esté encargado de inspeccionar la instalación de fontanería de las casas, debe estar en condiciones de asesorar y ayudar a los consumidores para corregir los defectos de dicha instalación.

Las conexiones cruzadas deben prohibirse expresamente. No obstante, las solicitudes especiales de las industrias o de los sistemas públicos vecinos de abastecimiento de agua para hacer, por ejemplo, conexiones de sus tuberías con las del sistema municipal de distribución, deben ser examinadas detenidamente por ingenieros sanitarios o hidráulicos competentes, que pertenezcan a la administración de salud pública encargada de la inspección, o que hayan sido designados por ella. Cuando haya posibilidades de sifonaje de retorno, el agua del sistema público debe salir por caída libre. Se acepta generalmente que una altura de caída libre igual al doble del diámetro de la tubería, por encima del nivel máximo que puede alcanzar el agua en el depósito receptor, es suficiente para eliminar todo peligro. En el caso de los lavabos, se tomará como nivel máximo del agua el borde del recipiente, aunque haya un rebosadero. Para impedir el sifonaje de retorno se emplean también aparatos de rotura de vacío que suelen instalarse a 10 ó 15 cm como mínimo sobre el nivel máximo que puede alcanzar el agua en el depósito receptor, y siguiendo las instrucciones del fabricante. No se podrá instalar ningún dispositivo especial, como aparatos supresores del retroceso, en un sistema de conexión entre una red pública y otra privada, sin la aprobación previa de la administración sanitaria.

Medidas para casos de urgencia

Todo sistema público de distribución de agua, sea grande o pequeño, debe estar lo mejor preparado posible para adoptar las medidas de urgencia que puedan imponerse en casos de catástrofes como terremotos, inundaciones, guerras, o en caso de evacuación de poblaciones, debida a un conflicto bélico o a un cataclismo repentino. No se olvide que, en tales circunstancias, el agua es probablemente la necesidad más urgente para los individuos, y que éstos la tomarán de donde puedan, esté o no contaminada, con el consiguiente riesgo de epidemia, si no se adoptan medidas urgentes para asegurar el suministro de agua potable. En realidad, la cantidad de agua disponible puede determinar el número de evacuados que pueden recibirse y atenderse en un determinado pueblo o ciudad. Por esa razón se recomienda que, tan pronto empiece a funcionar un nuevo sistema de distribución de agua, o incluso antes, se haga un inventario fidedigno de todas las posibles fuentes de suministro de agua, públicas o privadas, así como de su capacidad, situación, accesibilidad y potabilidad. Dicho inventario incluirá también los recursos en materia de personal, los medios de abastecimiento de agua disponibles para casos de urgencia, las bombas accionadas a mano y a motor, los camiones cisternas, los accesorios de tuberías (en especial los empalmes y las empaquetaduras), los filtros móviles o portátiles, las herramientas, las piezas de repuesto y los productos químicos, sobre todo los que se empleen para la desinfección del agua.

En los casos de urgencia debe suministrarse como mínimo un litro de agua diario por persona para la bebida y tres litros más para otros menesteres, en albergues temporales o lugares análogos. En los campamentos con tiendas deben suministrarse como mínimo veinte litros, cantidad que debe duplicarse cuando se trate de hospitales provisionales y centros de primeros auxilios. Huelga decir que debe tratarse por todos los medios de economizar el agua y tomarse todas las precauciones sanitarias para proteger contra la contaminación las reservas existentes, en especial las acumulaciones superficiales como lagos, estanques, depósitos abiertos y manantiales. Si bien el agua subterránea procedente de pozos, galerías de infiltración y captaciones de manantiales bien construidos puede, en ciertos casos, considerarse potable, todas las aguas superficiales deben considerarse de calidad sospechosa y desinfectarse por ebullición, cloración o desinfección con compuestos de yodo. Las indicaciones hechas anteriormente en la sección Purificación doméstica del agua (véase la página 202) se aplican también en estos casos, aunque se recomienda una floración con dosis más fuertes. En situaciones de urgencia, la cantidad de cloro residual libre en un agua relativamente clara no debe ser inferior a 5 p.p.m. al cabo de 30 minutos de contacto, si el agua no se ha sometido a una filtración previa. El agua bruta debe ser de una procedencia aceptable y, en la medida de lo posible, debe carecer de sabor, olor o color pronunciados.

10.5. PLANEAMIENTO A LARGO PLAZO

Como se ha indicado anteriormente (véase la página 245), una de las principales funciones de la administración es la preparación de planes técnicos y financieros para ulteriores ampliaciones. Todo sistema de distribución de agua, sea grande o pequeño, debe analizar periódicamente su eficiencia actual y sus futuras necesidades.

En primer lugar, es necesario analizar la capacidad del sistema para suministrar agua en calidad y cantidad suficientes y a una presión adecuada a las horas de máximo consumo. La previsión de las necesidades futuras comprende la determinación de la zona y de la población que deben ser abastecidas y del consumo total previsible. Una política financiera sana, que prevé la acumulación de una reserva de depreciación, permite coordinar la construcción y el financiamiento, y hacer estas operaciones más sencillas y económicas de lo que serían en otro caso. Conviene tener presente que es mucho mejor conservar y mejorar el sistema mediante pequeños programas de construcción anuales que dejar que las deficiencias se acumulen y que las necesidades adquieran carácter agudo. Esas mejoras anuales, sin embargo, deben planearse de forma que se ajusten a los objetivos y necesidades finales del servicio.

La elaboración de planes técnicos para ulteriores ampliaciones requiere un conocimiento completo del proyecto y de las bases originales del sistema de distribución. Como norma general, tales planes deben someterse al examen y aprobación del departamento de ingeniería sanitaria de la administración de salud pública, a menos, por supuesto, que hayan sido preparados por dicho departamento.

Además, los ingenieros y los funcionarios encargados del planeamiento no deben perder de vista las posibilidades de integrar las redes individuales de cada pueblo en un sistema de distrito o de región de carácter más amplio. Wolman al analizar los principios que deben inspirar el planeamiento a largo plazo de los servicios de aguas, se expresa en estos términos:

Una de las características principales de los sistemas de distribución de agua en el pasado ha sido, con algunas importantes excepciones, la de haberse limitado esencialmente a la creación y extensión del servicio de aguas dentro de estrechos límites políticos, por lo común, los del municipio familiar. El planeamiento del abastecimiento de agua con un criterio ortodoxo, centrado en zonas geográficas restringidas e inspirado en conceptos de décadas pasadas, ha impedido la adopción de soluciones más audaces. Las fronteras políticas tradicionales han ejercido probablemente una influencia nociva, restringiendo el servicio de abastecimiento de agua, tanto de carácter público como privado. Para resolver los problemas que plantean las nuevas e inesperadas exigencias hay que tener una conciencia clara de esas realidades.

10.6. ALGUNAS SUGESTIONES PRACTICAS SOBRE EL FUNCIONAMIENTO Y LA CONSERVACION DE PEQUEÑOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA EN ZONAS RURALES

Higiene y bienestar del personal de las instalaciones hidráulicas

Se ha mencionado ya en el texto la necesidad de salvaguardar la calidad del agua suministrada. Huelga decir que la primera precaución que ha de tomarse para el buen funcionamiento de las instalaciones de abastecimiento de agua es impedir que entren en contacto con el agua destinada al consumo personas aquejadas de enfermedades transmisibles. En la mayoría de los casos, esta precaución es más fácil de enunciar que de poner en práctica. Los obreros encargados de cortar la hierba y de limpiar los pozos y depósitos, los operarios que limpian los filtros y manipulan las bombas y la maquinaria, los ajustadores que reparan las cañerías y empalmes, los pintores que trabajan en los depósitos de acero, etc., todos ellos están indirectamente en contacto, si no con el agua propiamente dicha, al menos con las superficies y materiales por los que ésta pasa después. Por consiguiente, se procurará por todos los medios no emplear trabajadores que padezcan enfermedades transmisibles por el agua. No hay que olvidar, sin embargo, que un hombre puede ser portador de una enfermedad, como la fiebre tifoidea, por ejemplo, e infectar el agua sin que presente ningún síntoma de la enfermedad. Es conveniente que todo el personal de los servicios de abastecimiento de agua se someta a un examen médico una vez al año, de preferencia inmediatamente antes de las operaciones anuales de vaciado y limpieza. Todo el que padezca diarrea y presente úlceras o llagas abiertas deberá ser enviado a su domicilio o destinado a otro trabajo hasta su restablecimiento.

Es preciso, además, dar instrucciones estrictas y aplicarlas con rigor a fin de prohibir la entrada en las estaciones de elevación, en las centrales de tratamiento, etc. a personas ajenas al servicio. Tal prohibición se aplica sobre todo a los vendedores de alimentos, pero hay que combatir con la mayor severidad la costumbre de transitar en grupo o aisladamente por el recinto de las obras hidráulicas, so pretexto de que son de propiedad pública y acceso libre. Donde existen depósitos abiertos, debe haber guardas encargados de impedir en las proximidades del agua ciertas prácticas nocivas, como, por ejemplo, bañarse, lavar ropas, orinar, depositar basuras, etc.,

El bienestar del personal de las obras hidráulicas tiene una particular importancia. Muchas medidas que a primera vista parecen concebidas simplemente para halago de los trabajadores, sirven en definitiva para favorecer la buena marcha de los trabajos. Por ejemplo, la construcción de una casa cerca de la central, para el operario de la bomba, es en general ventajosa porque permite recurrir inmediatamente a él en caso de urgencia. La adquisición de una bicicleta para ese operario y para el encargado del sistema de distribución, así como la instalación de teléfonos en sus domicilios particulares, siempre que sea posible, representan a menudo una buena inversión. Asimismo, la entrega de prendas protectoras, como impermeables, a los trabajadores que desempeñan su cometido a la intemperie, tanto en buen tiempo como en malo, resulta una medida económica en comparación con el aumento de trabajo y la disminución de casos de enfermedad que se consigue gracias a ello. En una estación elevadora, la construcción de una sala de descanso que sirva de comedor y de almacén de ropa, además de redundar en beneficio de los trabajadores que hayan de utilizarla, contribuirá a mantener limpios los locales y a impedir que la estación de bombeo se utilice con esos fines. Conviene también construir en esos lugares fuentes de agua potable, lavabos y letrinas. Hay prácticas tan antihigiénicas, como la de sumergir una vasija sucia en un depósito de agua limpio para beber y la de lavar cacharros en el piso de una estación de bombeo, que

ni siquiera habría que mencionarlas si no fuera porque se sabe que esas cosas ocurren. En todas las centrales debe disponerse de una pequeña cantidad de cloruro de cal para emplearlo con fines de desinfección.

Conservación de las bombas

La buena conservación de las bombas exige un personal especializado. Es un error frecuente suponer que cualquier persona con ciertos conocimientos de mecánica, adquiridos quizá conduciendo un camión, puede encargarse del funcionamiento de una estación de bombeo. No se pretende indicar con esto que en las instalaciones pequeñas sea necesario disponer de un ajustador o un mecánico especializados, capaces de desmontar los motores confiados a su cuidado y de hacer en ellos reparaciones importantes. De hecho, lo que se recomienda es que, salvo en casos muy excepcionales, el operario de la bomba no intente hacer reparaciones importantes, pues se ha demostrado sobradas veces que la causa de muchos averías graves se debe a que la utilización de una llave de tuercas por una persona bien intencionada pero inexperta ha convertido un sencillo trabajo de reparación en una revisión de envergadura.

El buen funcionamiento de una bomba exige ante todo un conocimiento perfecto y una ejecución concienzuda de las operaciones de lubricación de los motores y las bombas, el empleo de aceites y grasas de la calidad debida y la limpieza constante de la maquinaria y de la estación de bombeo. Además, según sea el tipo de maquinaria instalada, el operario debe saber cambiar y ajustar las correas de transmisión, limpiar las bujías de un motor de gasolina (pero en ningún caso los inyectores de un motor diesel), limpiar los filtros de combustible y de aire y los sistemas de enfriamiento, empaquetar correctamente un prensaestopas, cambiar las zapatas de una bomba de pistón y hacer otros trabajos de parecida índole. Ha de saber asimismo informar por escrito y llevar el registro del consumo de combustible, de las horas de trabajo del caudal suministrado por las bombas, etc., y sobre todo debe saber cuándo ha de recurrir a la ayuda de especialistas si hay indicios de avería como, por ejemplo, un desgaste excesivo de los cojinetes.

Sistema de abastecimiento y distribución

La inspección anual del estado de conservación comprenderá las siguientes operaciones.

Estructuras del sistema de abastecimiento de agua

Los pozos, las cuencas colectoras y las cisternas deberán inspeccionarse y, si es preciso, limpiarse. Las algas y demás vegetación que crezca en esas instalaciones, así como en los vertederos de hormigón y en otras estructuras sumergidas, se arrancarán con cepillos de alambre y las paredes se tratarán con soluciones de cloruro de cal (a la concentración de 50 p.p.m.). Seguidamente se lavarán a chorro las tuberías de alimentación. En todo sistema bien concebido se insertan válvulas de purga en los puntos bajos. Estas válvulas se abrirán completamente mientras funciona el sistema a presión máxima, y se dejará correr el agua hasta que pierda por completo la turbiedad y el color y no quede en ella ninguna materia en suspensión. Las válvulas se cerrarán entonces durante unos minutos y volverán a abrirse después. Si el agua sigue saliendo turbia, se repetirá la operación hasta que quede perfectamente clara. Si no hay puntos de desagüe, se utilizarán para el lavado bocas de

incendio; pero si tampoco existen bocas de incendio habrá entonces que insertar algunas para las operaciones de limpieza.

Los depósitos, tanto de hormigón como de acero, se limpian minuciosamente y se deja que se vacíen hasta unos 30 cm del fondo. Se cierra entonces la salida y hombres provistos de cepillos nuevos (e importa mucho que sean *nuevos*) friegan las paredes, las columnas, la escalera, etc. Luego se vacía poco a poco el agua restante, mientras los limpiadores la agitan, barriendo el piso hacia la salida una vez desaguado por completo, se friega todo el interior con cloruro de cal que se ha disuelto previamente en cubos hasta darle una consistencia cremosa. La solución se aplicará e introducirá enérgicamente en las grietas o escabrosidades que presente la superficie del hormigón, y se dejará durante una hora aproximadamente. antes de lavarla con aplicaciones repetidas de agua limpia. Generalmente, después de la limpieza será necesario llenar el depósito y vaciar el contenido antes de volver a ponerlo en funcionamiento.

Los hombres que trabajan con la solución de cloruro de cal no sufrirán ningún daño si después del trabajo pueden bañarse en instalaciones destinadas al efecto; pero en todo momento convendrá tener a mano agua limpia en previsión de que algún operario reciba salpicaduras en los ojos, que deberán lavarse inmediatamente.

El interior de los depósitos de acero debe examinarse cuidadosamente para ver en que estado se encuentra el revestimiento bituminoso. Conviene prever con un año de antelación el momento en que habrá que renovar la pintura, a fin de que puedan hacerse todos los preparativos necesarios para efectuar la operación en la siguiente limpieza anual. El intervalo de tiempo entre cada renovación de la pintura depende de muchos factores, especialmente de las características químicas del agua, y varía de 2 a 7 u 8 años; son corrientes los intervalos de 5 años. El material normalmente empleado es una pintura bituminosa, de secado rápido, con base ininflamable, fabricada especialmente para el interior de los depósitos de agua. Es importante que la pintura se seque en unas horas y no dé sabor al agua, ni desprenda gases que puedan ser nocivos para los pintores que trabajan dentro de un depósito cerrado y bajo un sol muy fuerte. La formulación de instrucciones detalladas sobre la forma en que deben pintarse las estructuras de acero rebasa el alcance de la presente obra, pero puede decirse que es absolutamente indispensable utilizar cepillos de alambre para quitar las incrustaciones sueltas y la pintura vieja, y para limpiar las manchas de óxido.

Sistema de distribución

Hay que poner especial cuidado en el lavado, por descarga de agua, de los ramales muertos de las tuberías de distribución, pues es en ellos donde se depositan la mayor parte de los sólidos. Están compuestos estos sólidos por muchas sustancias, como por ejemplo, formaciones minúsculas de algas, sustancias resultantes de la acción del cloro sobre la materia oxidable en el agua, partículas de betún y otros revestimientos de las tuberías, óxidos de metal producidos por la acción de las aguas ácidas sobre las tuberías y arena fina u otras materias en suspensión que pueden haber atravesado las centrales de tratamiento. La mayor parte de esas sustancias son « inertes » e inocuas pero muy desagradables cuando salen de los grifos del sistema de abastecimiento. Si se deja que se acumulen en las tuberías, un cambio súbito de presión como la que se produce cuando por cualquier motivo se aísla una sección o se abre una boca de incendio es suficiente para agitar esos sólidos que transforman el agua en un barro negro o pardo y persisten en el sistema hasta que son eliminados por corriente de agua o hasta que se sedimentan.

Otra dificultad que puede surgir en los ramales muertos del sistema de abastecimiento más puro es la proliferación de nematocitos de diversas clases. Es muy desagradable ver salir a estos gusanos por el grifo y es muy difícil acabar con ellos porque se desplazan a lo largo de las tuberías hasta puntos muy distantes de su criadero. Para exterminarlos hay que emplear dosis elevadas de cloro, lo que hace el agua prácticamente im potable; y cuando mueren, sus cadáveres persisten en el sistema y hay que sacarlos un día u otro. También las sanguijuelas pueden plantear un problema semejante en las aguas no filtradas. El procedimiento para eliminar todos esos organismos consiste en hacer periódicamente una limpieza completa por descarga de agua. En las instalaciones importantes de abundante caudal, esta operación debe repetirse cada mes; pero incluso en las más pequeñas ha de hacerse una vez al año cuando menos.

Cuando se tienden nuevas cañerías o se reparan y extienden existentes, es casi imposible impedir la contaminación durante el tendido. En la estación lluviosa, las zanjas suelen contener agua sucia y en la estación seca entra polvo en las tuberías; y cualquiera que sea la época del año, las extremidades abiertas de una tubería en construcción ofrecen a los niños la tentación irresistible de arrojar dentro palos y piedras. Este último riesgo, que parece trivial, es en realidad muy frecuente, pues se han dado varios casos de bombas averiadas por piedras y de recodos que por haberse atascado en ellos palos y otros cuerpos semejantes han obligado a levantar y tender de nuevo una parte de la cañería. Este riesgo se reduce considerablemente si se ejerce una vigilancia adecuada, fuera de las horas de trabajo, y se taponan las extremidades abiertas después de la jornada, pero ha de pensarse en todo momento que un trozo nuevo de cañería puede contener objetos extraños, en cuyo caso estará sin duda alguna contaminado. Conviene, pues, tomar las siguientes precauciones :

En el « extremo opuesto » de la cañería principal (el que está más distante de la fuente de abastecimiento), antes de instalar la válvula de desagüe o la unión al tramo siguiente, se tendrá abierta la tubería y se dejará correr el agua durante un breve espacio de tiempo, empalmando uno o dos tramos provisionales de tubería para impedir que el agua inunde la zanja. Una vez limpiada en esa forma, se tiende la cañería principal y, sea por medio de una boca de riego o de una válvula de aire, o abriendo una junta de tubería en el otro extremo (el más « próximo »), se inserta cloruro de cal en las siguientes cantidades aproximadas : para una cañería principal de 8 cm, 113 gramos de polvo por cada 100 m de tubo; para una cañería de 10 cm, 226 gramos y para una cañería de 15 cm, 453 gramos. Se deja entonces correr el agua hasta que el cloro en solución salga del extremo opuesto, lo que puede comprobarse por el olfato o mediante una prueba de ortotolidina. Tan pronto como aparece el cloro, se cierra la cañería principal y se deja llena de solución por lo menos durante 12 horas, transcurridas las cuales se lava por descarga de agua hasta que desaparezca todo vestigio de cloro. Cada trozo sucesivo de tubería se tratará en esa forma hasta que se haya desinfectado todo el sistema, y sólo entonces podrá ponerse en servicio. Cuando se empalmen tomas de agua verticales o acometidas al trozo de cañería que se está tratando, se expulsará por cada uno de ellos una parte del agua clorada

Contadores

Los contadores merecen realmente un capítulo aparte. Se trata probablemente de los mecanismos más delicados de los pequeños sistemas de abastecimiento de agua y figuran, por diversos motivos, entre los más difíciles de conservar. Para revisar y verificar los contadores de agua, hace falta un personal muy competente y una maquinaria especial. A pesar de la delicadeza del mecanismo, un contador bien construido rara vez sufre averías por accidente, pero son harto frecuentes los daños provocados por descuido o de propio intento, sobre todo en lo que se refiere a las tapas de cristal. En la mayor parte de los casos son responsables de estos desperfectos empleados negligentes y desaprensivos y consumidores sin escrúpulos, y hay que tomar medidas para combatir esos abusos, pues de lo contrario se resentirán considerablemente los ingresos. Una solución consiste en escoger el tipo adecuado de contador. Hay muchos tipos y muchas marcas de contadores pequeños. He aquí algunas de las diferencias que existen entre unos y otros.

En primer lugar, el principio fundamental del contador varía según el tipo. Dejando aparte los contadores grandes, como los que se utilizan para medir la corriente en las cañerías principales, de los cuales se dirán más adelante unas palabras, hay dos tipos de contador: el de desplazamiento y el deductivo. Los contadores de desplazamiento son los más precisos y los más caros. En razón de su coste, rara vez se utilizan para acometidas particulares. Su funcionamiento se funda en el principio de que cada gota de agua que pasa por él se mide efectivamente por el desplazamiento de un émbolo en el interior de un cilindro o por un cilindro más pequeño que gira excéntricamente dentro de otro. Estos contadores se utilizan cuando hay que medir con una precisión extrema corrientes muy variables, y son particularmente precisos en los casos de las corrientes muy pequeñas. En el tipo deductivo, el agua que pasa por el contador hace girar una rueda de metal o de plástico, provista de paletas lo mismo que una minúscula rueda hidráulica. La velocidad de rotación varía según la cantidad de agua que pasa por el contador, y el número de revoluciones se transmite directamente a un cuadrante por un sistema de engranaje. Los engranajes son semejantes en muchos aspectos a los que se utilizan en el contador de desplazamiento, pero el « ventilador » o rueda hidráulica es menos preciso que el cilindro giratorio.

El contador deductivo está más expuesto a cierto tipo de averías que el de desplazamiento. Por ejemplo, si por cualquier motivo se vacía una cañería principal o se produce una presión negativa a causa de un reventón o de la apertura de una boca de incendio, puede retroceder por el contador una corriente de agua y de aire que haga funcionar el cuadrante en dirección contraria. Cuando se llena una tubería vacía y se abre un grifo en la acometida provista de contador, el ventilador gira a gran velocidad y da un registro falso que a veces representa varios cientos de litros. Asimismo, a pesar de que el mecanismo del contador está protegido por un disco o tamiz metálico perforado, ocurre a veces que una pequeña partícula de piedra o de otra materia extraña se aloja en el disco y modifica el ángulo del chorro de agua que choca con el ventilador, dando una lectura demasiado alta o demasiado baja. Esas inexactitudes no se producen en el contador de desplazamiento.

Ahora bien, como en ambos tipos una parte del mecanismo de engranaje funciona dentro del agua, se corre el riesgo de que un agua demasiado dura o que contenga una cantidad excesiva de hierro o de otras impurezas corroa o atasque esta delicada maquinaria.

Los contadores pueden ser de «cuadrante húmedo» o de «cuadrante seco». En los primeros, el agua circula por todo el contador, así como por encima y por debajo del cuadrante, que en todo momento funciona completamente sumergido. Sobre el cuadrante hay un cristal fuerte y resistente a la presión del agua, que permite leer el cuadrante desde fuera. El cristal está protegido por una tapa acharnelada de latón que sólo se levanta para hacer la lectura. En el contador de cuadrante seco un prensaestopas impermeable, situado debajo del cuadrante, hace que éste funcione en el vacío. El cristal del cuadrante seco es mucho más delgado, ya que sirve simplemente para evitar el polvo e impedir las maniobras fraudulentas; lo mismo que en el cuadrante húmedo, este cristal está cubierto por una tapa acharnelada.

Normalmente, el contador de cuadrante seco es algo más fácil de leer, sobre todo si el agua está completamente turbia o contiene barro que pueda depositarse en la cara inferior del cristal grueso. El tipo de cuadrante seco está más expuesto al fraude porque el cristal puede romperse sin entorpecer el servicio. Las probabilidades de rotura accidental del cristal son escasas a causa de la tapa de latón antes citada, pero en la práctica el número de cristales que han de reemplazarse periódicamente es muy elevado; ello se debe exclusivamente a que los empleados encargados de la lectura o los consumidores los rompen deliberadamente para hacer retroceder la cifra que marca el cuadrante. Sólo una inspección exterior puede determinar cuándo se produce esa anomalía.

En el contador de cuadrante húmedo esas averías se advierten en seguida, ya que el agua que escapa a toda presión inunda la zona inmediata y corta el suministro la acometida. Es preciso cerrar la llave de paso del agua e instalar un nuevo contador antes de reanudar el servicio. Esta operación, unida a la circunstancia de que es muy difícil romper el cristal en atención a su espesor, reducen a la mínima expresión las averías « accidentales »; por ello se recomienda utilizar contadores de cuadrante húmedo para todas las acometidas particulares. Otra ventaja es que no hay ningún prensaestopas debajo del cuadrante; en el cuadrante de tipo seco ese prensaestopas es, de cuando en cuando, una causa de averías porque al desgastarse puede dejar que pase el agua.

Hay dos tipos de cuadrantes : el « cuadrante decimal » y el de « lectura directa ». El primero consiste en varias esferas pequeñas (generalmente siete), cada una de las cuales lleva una numeración de 0 a 9 y representan unidades, quintales, toneladas, etc. Tiene este cuadrante el inconveniente de que cada esfera marca en sentido inverso a la anterior y hace falta cierta instrucción y práctica para que el empleado pueda hacer la lectura con exactitud. En cambio, el cuadrante de « lectura directa » marca la cantidad por medio de una serie de cifras en línea, cuya lectura es mucho más fácil. A pesar de esta ventaja, suele preferirse el cuadrante decimal, porque el engranaje interior de las esferas es más sencillo se desgasta menos y funciona con más seguridad.

Los contadores que salen de fábrica llevan un precinto de plomo que no debe romperse nunca, salvo en un taller de reparaciones debidamente equipado, donde el contador averiado volverá a precintarse después de su reparación y ensayo.

La posición del contador marca normalmente el límite de la responsabilidad del servicio de aguas; a partir de él todo lo que está del lado de la vivienda se considera que pertenece al abonado, el cual tiene a su cargo todas las reparaciones en esa sección. Por ese motivo, el contador suele encontrarse lo más cerca posible del límite de la propiedad. Desde la tubería principal de la calle se hace una toma o empalme de acometida que atraviesa inmediatamente la línea divisoria entre la calzada y el terreno del futuro abonado y se inserta en la acometida una llave de paso y un contador. A partir de ese punto, el consumidor asume toda la responsabilidad y es también responsable del contador, ya que directa o indirectamente paga por él un alquiler, aun cuando el servicio de aguas conserve la propiedad, se encargue de su conservación y sea responsable de su buen funcionamiento. El contrato suele contener (y debería contener siempre) una cláusula en la que se hace al consumidor responsable de los daños externos ocasionados en el contador, sea por accidente o de propio intento, y se le impone un recargo antes de cambiar un contador averiado por otro nuevo.

Para obrar equitativamente con el abonado, hay que procurar por todos los medios proteger el contador contra todo daño exterior, especialmente por causa de los niños. Cuando se construye un edificio junto a la carretera o en sus proximidades, es preferible muchas veces instalar el contador dentro de la casa, en vez de fuera. Hay contadores que pueden instalarse en tuberías verticales; por otra parte, no es difícil encontrar en la pared de la casa un lugar adecuado y a suficiente altura para que esté fuera del alcance de los niños. La llave de paso se instalará inmediatamente debajo del contador (o sea del lado de la tubería principal) y el servicio de aguas se encargará de la conservación del trozo de tubería que va desde la tubería principal al contador. Esta responsabilidad suplementaria es relativamente pequeña y en general se ve compensada con creces por las averías que se evitan a la llave de paso y al contador, por el fácil acceso a esos dispositivos para la lectura y la reparación y porque hace innecesaria la instalación de cajas para la llave de paso y el contador. En algunas colectividades y en particular en los países musulmanes, no se acepta de buen grado la instalación del contador dentro del recinto prohibido a los encargados de hacer la lectura, pero en esos casos siempre se encontrará un vestibulo o una parte del recinto donde no se pongan tales reparos.

Cuando los edificios se encuentran a cierta distancia de la calzada y a espaldas de ésta, no suele haber otra solución que instalar el contador bajo tierra, a la entrada de la propiedad y construir en esos casos un pozo revestido de hormigón o ladrillo y cubierto con una losa de hormigón o una tapa de hierro fundido. Estos pozos son con frecuencia muy rudimentarios, pero a la larga compensa poner un poco más de cuidado en su construcción. El pozo del contador debe estar bien revestido y ser impermeable; ser bastante grande para que el contador pueda instalarse y reemplazarse sin dañar las paredes; cerrar de manera que no puedan penetrar insectos, escorpiones y serpientes y estar provistos de una tapa, bastante grande para que entre suficiente luz a fin de que el encargado de hacer la lectura pueda ver fácilmente el cuadrante, y bastante pesada para impedir que la levanten los niños. Una tapa de hierro fundido con cerco cementado en el pozo puede parecer un lujo excesivo, pero ahorra muchos problemas de conservación, sobre todo si sólo puede abrirse con una llave especial en poder de los encargados de la lectura. La llave de paso no debe instalarse en el mismo pozo que el contador, todo lo que se necesita para que la llave sea de acceso fácil, pero no demasiado, es colocar sobre ella un tubo pequeño de 10 a 15 cm de diámetro con una pequeña caja o losa en la superficie.

Materiales

Combustible

En los sistemas rurales de abastecimiento de agua suele emplearse como combustible gasolina o gas-oil, aunque en algunos casos la fuerza motriz es la electricidad. Las bombas pequeñas accionadas a motor suelen ser más bien ineficaces por diversos motivos y el consumo de combustible es, en consecuencia, bastante elevado. Por regla general, un pequeño motor diesel consume alrededor de 0,23 litros de gas-oil por hora y por caballo de vapor, y un motor de gasolina alrededor de 0,3 litros de gasolina por hora y por caballo de vapor. Un motor eléctrico gasta, aproximadamente, una unidad por hora y por caballo de vapor. Puede calcularse que el consumo de aceite lubricante (en una máquina bastante nueva) representa alrededor de 1/15 del consumo de combustible en un motor diesel o de gasolina.

Tanto la gasolina como el gas-oil han de protegerse contra los riesgos de robo y de incendio y a ese fin hay que prever durante la construcción la instalación de almacenes que cierren con llave. En un sistema de importancia, el combustible suele almacenarse en depósitos subterráneos, desde donde se extrae por medio de una bomba que puede cerrarse con candado; pero en las pequeñas instalaciones se guarda en bidones dentro de un almacén protegido contra incendios y desde esos bidones se lleva en medidas de litro, o de galón, al depósito de combustible del motor. Los bidones deben estar en posición casi horizontal, sobre « caballetes » y a suficiente altura del suelo para que la vasija de medir pueda mantenerse debajo de la espita en el extremo del bidón. El almacenaje en caballetes es particularmente importante cuando se trata de gas-oil, porque si se le deja en posición vertical deposita un sedimento fino que debe retirarse cuando el bidón está casi vacío, ya que de otro modo obstruiría los filtros o inyectores del motor. La gasolina no deja sedimento, pero se produce cierta evaporación, sobre todo en los trópicos, por muy cuidadosamente que se almacene y manipule. Por todo ello, lo normal es prever una merma del 2% en los depósitos de gasolina y del 1 % en los de gas-oil. Es preferible deducir las cantidades así perdidas, que permitir que los operarios encargados del combustible « compensen » esas mermas inevitables, rebajando las medidas o falsificando sus registros. Una contabilidad precisa del combustible consumido, comparado con el número de horas trabajadas y con la cantidad extraída por las bombas, es un índice muy valioso de la marcha de la estación y del trabajo efectivo de los operarios.

Las condiciones en que debe almacenarse el combustible a granel están prescritas con detalle en los reglamentos vigentes en los países y no es preciso extenderse sobre este punto. Pero sí conviene poner bien de relieve dos extremos importantes: la necesidad de una buena ventilación y el deber inexcusable de hacer que se observe estrictamente la prohibición de fumar. Vale la pena añadir que en un depósito de combustible no debe almacenarse ningún otro material y que el depósito debe mantenerse absolutamente limpio. Sobre todo el gas-oil, si de derrama en el piso y no se limpia, produce una mancha resbaladiza que puede provocar accidentes y atacar además el hormigón del piso facilitando su rotura.

Poco hay que decir acerca de la electricidad como combustible, salvo que todos los operarios que trabajen en las proximidades de la instalación deben conocer y observar las normas de seguridad y que nadie que no sea un electricista competente debe intentar en ningún momento reparar ni manipular los cables, los interruptores ni los motores.

En el suministro de energía eléctrica se suele aplicar una tarifa más baja a condición de que no se utilice la corriente durante las horas de « punta », es decir, cuando el consumo normal alcanza el máximo (por lo general, desde las 18,30 a las 21,30 horas, aproximadamente). Las compañías eléctricas pueden insistir en que se regule la corriente por medio de un crono interruptor; si no se hace esto y se confía a un operario el manejo del conmutador, deberán tomarse precauciones para que sólo en casos de extrema urgencia (por ejemplo, en caso de incendio, en que deben suministrarse urgentemente grandes cantidades de agua) se utilicen los motores durante el periodo en que está prohibido su uso.

Productos químicos

El preparado de cloro de uso más frecuente en los sistemas rurales de abastecimiento de agua es el cloruro de cal, o un hipoclorito de primera calidad (HTH).

El cloruro de cal se suministra en bidones o vasijas, según sea la cantidad que se necesite. Debe almacenarse en sitio seco y frío, sobre todo una vez abierto el recipiente, pues se deteriora rápidamente con el calor y la humedad. Un modo de empleo consiste en disolver cierta cantidad en un depósito de agua, agitar bien y dejar que la solución se fije durante 24 horas. El líquido ya claro se hace pasar a un segundo depósito desde el que se suministra a la central de tratamiento; luego se elimina el sedimento y se prepara otra mezcla. Como la solución contenida en el depósito se prepara siempre a la misma concentración, conviene utilizar un recipiente que contenga exactamente la cantidad de cloruro de cal necesaria para un depósito de agua completamente lleno. El recipiente se llena en la medida que haga falta, desde el depósito a granel. Naturalmente, las necesidades varían según la cantidad extraída por las bombas, pero en general es posible calcular la cantidad que debe prepararse de una vez para el abastecimiento de un día.

Al igual que con todos los materiales, es preciso llevar un control riguroso de las cantidades utilizadas cada día y cerciorarse de que las existencias en el almacén son, en todo momento, suficientes para continuar el tratamiento hasta que se reciba un nuevo suministro. Conviene especificar unas reservas mínimas y encargar un nuevo suministro cuando la cantidad disponible en el almacén haya descendido al nivel mínimo establecido. Al llegar el nuevo pedido, importa mucho dar salida antes al material existente para evitar que se deteriore a causa de un almacenaje excesivamente prolongado.

Tanto el cloruro de cal como el HTH son dolorosos si entran en los ojos o en una herida abierta. En esos casos, un lavado inmediato con agua abundante suele ser el tratamiento más corriente y sin duda más eficaz. En general no debe dejarse que ningún producto químico permanezca durante mucho tiempo sobre la piel y debe procederse cuanto antes a un lavado.

Piezas de repuesto

En una estación elevadora o de tratamiento es muy importante constituir una reserva de piezas de repuesto, no sólo porque conviene distribuir los gastos de su adquisición durante los primeros años, en que no hay que hacer muchos trabajos de reparación, sino porque esas piezas permitirán reparar sin demora las averías. De esa forma, cuando el mecánico o el inspector encargado de la conservación de las instalaciones hacen su visita normal de inspección, tienen a mano las piezas necesarias para las reparaciones de poca importancia y se evitan los gastos y los retrasos que ocasionaría una segunda visita.

A continuación se enumeran los repuestos de que conviene disponer. Se trata de las piezas indispensables; el ingeniero encargado de la conservación podrá recomendar otras, según sea más o menos difícil obtenerlas rápidamente de los agentes locales o de los almacenes centrales. Siempre que se desgaste una pieza habrá que reponerla inmediatamente.

- 1) Para motores de gasolina: juegos de bujías, juntas, mastique para juntas, magneto de repuesto, tubo de alimentación de gasolina, elementos de filtro de aire y de aceite, flotador del carburador, arandelas de repuesto para el tubo de alimentación de gasolina y cadena de distribución del carburador.
- 2) Para motores diesel: juegos de inyectores, juntas, mástique para juntas, arandelas, elementos de filtro, tubo de combustible, cadena de distribución.
- 3) Para motores eléctricos: juegos de fusibles, escobillas, cinta aislante.
- 4) Para bombas: arandelas de copa, zapatas de goma o de cuero para válvulas, correas y tensores de correas, engrasadores.

Hay muchas máquinas (motores, bombas, aparatos de dosificación de productos químicos, etc.) con las que se suministra, en el momento de instalarlas, un surtido de repuestos recomendados por el fabricante para los dos primeros años de funcionamiento. Estos « recambios para dos años » comprenden probablemente las piezas antes recomendadas; tanto unas como otras se guardarán bajo llave en una caja o armario, en el interior de cuya tapa o puerta figurará una lista de su contenido; cada vez que se retire una pieza se hará en la lista la consiguiente anotación y se tornarán inmediatamente las disposiciones oportunas para reponerla.

Menos fácil es especificar qué repuestos se necesitan para las tuberías principales y para los sistemas de distribución, pero por regla general, conviene tener en reserva varios tubos para cada tubería principal de distinto tamaño; por ejemplo, media docena, cuando menos, de tubos de cada diámetro. Si se emplean juntas desmontables, deberá conservarse un par de cada tipo y, además una válvula de repuesto, una válvula de aire, una toma de agua de cada tamaño y varios tubos curvados y uniones en T. Cuando se empleen tubos de hierro fundido o de fundición centrifugada, habrá que tener en reserva algunos collarines dobles y lana de plomo para las juntas.

Normalmente la base de los repuestos de las tuberías principales está formada por las piezas sobrantes cuando al construir la instalación se han encargado más piezas de las necesarias en previsión de ciertas contingencias, como por ejemplo, roturas; pero, a diferencia de lo que ocurre con las centrales, la conservación de las cañerías suele ser más gravosa durante los primeros años del funcionamiento del sistema. La primera estación de las lluvias somete a dura prueba las tuberías de cemento de amianto cuando empiezan a ceder las zanjas, por no haberse apisonado suficientemente durante el terrapienado, o se sueltan los tubos mal asentados. Incluso los tubos de hierro fundido que han resistido esa prueba satisfactoriamente pueden al cabo de varios meses de uso presentar grietas finas a causa de una mala manipulación.

Por consiguiente, desde la entrada en servicio de un sistema conviene fijar una reserva mínima de repuestos para cada pieza y, una vez constituida esa reserva, no dejar que disminuya por debajo de la cifra mínima establecida, sin ocuparse inmediatamente de su reposición.

Herramientas y equipo diverso

Por lo que se refiere a la estación elevadora y a la maquinaria de dosificación química, a no ser que estas instalaciones estén a cargo de un mecánico particularmente competente, debe haber el menor número de herramientas posibles. Ya se ha hablado antes de los daños que puede causar una llave inglesa en manos inexpertas. El personal del servicio sólo ha de hacer las reparaciones más sencillas. Una llave para bujías, otras dos para ajustar los conductos de combustible, un martillo, un destornillador y unos cuantos alicates para ajustar las correas y hacer otros pequeños trabajos son todas las herramientas que se necesitan normalmente. También será necesario disponer de un bidón de aceite y una pistola de engrase, juegos de medidas para combustibles (galones o litros) y para aceite lubricante (pinta o litro), cubos para el agua, barreños, un juego de medidas para sustancias químicas, una pala, etc.; si se emplean productos químicos hará falta además una balanza.

Las herramientas se colgarán de un soporte colocado en la pared con objeto de que en una ojeada pueda verse si falta alguna. Conviene advertir que, en sus visitas de inspección, el mecánico encargado de la conservación y de las reparaciones lleva consigo un juego de herramientas y no es necesario prever equipo para dismantelar o reparar la instalación. Es útil, sin embargo, sobre todo en las estaciones aisladas, disponer de un juego de cabrias, cuerdas, cadenas y poleas para levantar el motor o la bomba, a menos que en la estación elevadora se haya previsto con ese fin una viga y un aparejo diferencial de cadena.

En las instalaciones deberá disponerse además de extintores de incendio y de un botiquín de urgencia.

Los extintores de incendios pueden consistir simplemente en cubos que contengan arena o agua, en extintores químicos o en otros materiales, como mantas de amianto. Los cubos son, por supuesto, el modo más sencillo, pero se corre el riesgo de que si no se toman las debidas precauciones no se encuentren en caso de urgencia. Para evitar esto deben estar siempre pintados de rojo y colgados de un gancho o clavo en la pared, y se aplicarán sanciones contra quienes los destinen a otros usos. Pueden obtenerse cubos especiales con fondo convexo que no se mantienen en posición vertical cuando se les deja en el suelo, por lo que es menos probable que se haga de ellos un uso indebido. Todo el personal debe conocer los principios fundamentales del empleo de la arena y el agua (no echar nunca agua sobre petróleo o gasolina ni sobre cables eléctricos con corriente). Los cubos deben vaciarse y rellenarse con regularidad una vez por semana. Esta labor se encomendará a un operario (siempre el mismo) de un turno determinado. Si el agua no se vacía y repone con regularidad, se crían en ella mosquitos y, si no se hace lo mismo con la arena, se corre el riesgo de que ésta se endurezca y resulte inservible cuando se necesite. En cualquier caso, los cubos se convierten casi siempre en receptáculos de colillas, trapos y otros desperdicios si no se limpian con regularidad.

Los extintores químicos son mucho más eficaces que los cubos y constituyen una buena inversión cuando hay que proteger una maquinaria costosa. Normalmente pertenecen a uno de los tres tipos siguientes : ácido sódico, espuma o tetracloruro de carbono. El de ácido sódico es un extintor de uso general para proteger edificios, oficinas o depósitos (salvo los de combustible) pero no debe usarse en incendios de petróleo o gasolina ni en cables eléctricos con corriente. El extintor de espuma es conveniente para el petróleo, la gasolina y otros líquidos, ya que apaga las llamas extendiendo sobre ellas una capa de espuma; el petróleo no flota sobre la espuma, como ocurriría con el agua o con el líquido de un extintor de ácido sódico. Un extintor de tetracloruro de carbono está compuesto normalmente por un pequeño cilindro provisto de una bomba accionada a mano que envía un chorro de líquido que puede aplicarse sin peligro sobre aparatos eléctricos, ya que no es conductor, así como sobre maquinarias y en incendios pequeños de gasolina y petróleo. Este producto no causa daños en la instalación como ocurriría con la arena si se utilizara del mismo modo. No hay que olvidar, sin embargo, que el tetracloruro de carbono es un detergente muy eficaz y quita las manchas de grasa de las ropas; por consiguiente, puede ocurrir que en caso de incendio se descubra que el extintor ha sido vaciado poco a poco por los operarios de la estación, los cuales descubren, en un plazo notablemente breve, las propiedades del líquido.

Es preciso examinar con regularidad los extintores químicos y vaciarlos y renovar su contenido por lo menos una vez al año. En todo momento debe haber en el almacén dos cargas de repuesto como mínimo y siempre que se llene el extintor habrá que encargar el correspondiente repuesto. Conviene hacer de cuando en cuando - una vez al año, por lo menos ejercicios contra incendios y dejar a los operarios de la bomba apagar con los extintores un fuego de desperdicios de aceite y otros materiales de desecho, a fin de que se familiaricen con el modo de empleo. El material utilizado deberá lavarse y reponerse después. No hay nada más peligroso que confiar en unos extintores cuyo contenido se haya vaciado por evaporación, fugas o corrosión, o que no puedan utilizarse oportunamente por ignorancia del operario.

El extintor deberá estar siempre en el mismo lugar, de preferencia en una repisa de la pared, a fin de que pueda encontrarse inmediatamente. Es conveniente marcar en la pared, junto al extintor, las fechas sucesivas de recarga, con objeto de que el ingeniero responsable tenga, al hacer la inspección, la certeza de que se ha hecho esa operación con regularidad.

Las mantas de amianto no son muy corrientes en las estaciones pequeñas, pero son en extremo útiles para apagar fuegos en aparatos eléctricos o motores de gasolina

Se ha hablado antes de los botiquines de urgencia. Conviene que estos botiquines sean del tipo más sencillo, pues es poco probable que se disponga de una persona capacitada para hacer una cura en caso de accidente. De todas formas, siempre ha de haber vendajes para heridas y quemaduras, y un operario de cada turno debe saber aplicarlos en caso de urgencia. El botiquín ha de contener también yodo u otro desinfectante para cortaduras o rasguños leves, así como cierta cantidad de algodón para aplicarlo en las heridas (las vendas pueden ser un peligro si no están absolutamente limpias). También es útil disponer de un par de pinzas para la extracción de astillas. Lo mejor que puede hacerse, como medida de primera urgencia, es lavar bien las cortaduras o raspaduras en un grifo de agua corriente y limpia antes de aplicar el desinfectante. Hay que dar instrucciones estrictas para que todas las heridas importantes, así como las cortaduras leves que no cicatricen y, sobre todo, cualquier lesión producida en el ojo (por partículas de metal o salpicaduras de sustancias químicas), sean examinadas cuanto antes por un médico. En caso de accidente con privación de sentido

o fractura de huesos, no se moverá al paciente y deberá llamarse inmediatamente a un médico.

En las instalaciones de abastecimiento de agua debe haber también escobas de retama, rodillas de limpieza, polvos detergentes, líquido para limpiar metales y jabón; lámparas protegidas contra el viento, con una reserva de queroseno para alumbrado de urgencia, una buena lámpara de bolsillo, y pintura y brochas para retocar la maquinaria y las tuberías (pero distintas de las empleadas para las decoraciones principales antes mencionadas). Conviene también disponer de una máquina para cortar hierba y de utensilios de jardinería para los terrenos de la instalación, a menos que esas tareas se encomienden a personal del exterior. En los depósitos abiertos hará falta una balsa o una embarcación pequeña y herramientas adecuadas para arrancar malezas.

Los operarios de la bomba no repararán ni se ocuparán de la conservación de grandes contadores y aparatos registradores, pero se necesitará un surtido de gráficos y de tinta para la reposición semana] o diaria. Normalmente se pedirá a la compañía encargada del abastecimiento de agua que conserve un suministro de mercurio y algunas plumas de recambio a fin de que el material esté a mano cuando el inspector desee hacer las reposiciones que estime oportunas.

El surtido de herramientas y equipo para el sistema de distribución tendrá que ser más completo que el existente en las estaciones de suministro y dependerá de la importancia del sistema y de los materiales utilizados. En un sistema rural, los tubos serán normalmente de cemento de amianto, de hierro fundido o de fundición centrifugada y de hierro galvanizado. Las juntas de los tubos de cemento de amianto serán de tipo flexible y llevarán aros de goma y una o varias secciones desmontables. Para unir esas juntas se necesitan llaves especiales que el fabricante habrá suministrado al mismo tiempo que los tubos; algunas veces habrá que emplear también llaves de cadena. Para cortar tubos pequeños hará falta una sierra alternativa para metales, y sólo en los tubos de gran diámetro es necesario emplear una cortadora especial. Las tuberías de hierro fundido estarán provistas de juntas desmontables análogas a las utilizadas en los tubos de cemento de amianto, o de juntas « de enchufe y cordón » que han de empalmarse con cuerda de hilos de plomo o con plomo fundido. Para las juntas de cuerdas de hilo de plomo se necesitará un surtido de hilo de plomo (de tres o más Elásticas) y juegos de herramientas de calafateo; para las juntas de plomo fundido, además de estas herramientas, se necesitará un brasero, un crisol, una cuchara de colada y un collar. El plomo fundido se emplea muy poco en nuestros días. Los tubos de acero o hierro galvanizado sólo se encuentran en pequeños diámetros y pueden empalmarse con llaves especiales; los únicos materiales necesarios son el minio y una unión roscada. Una vez cortado el tubo con una sierra, se precisará también una herramienta roscadora (terraja de cojinetes de roscar). Para cortar tubos más grandes de hierro galvanizado, así como de hierro fundido, se emplean fresas especiales compuestas por varias ruedas de acero templado montadas en una cadena o en un aro de acero. Para desmontar y fijar válvulas, tomas de agua, etc., se necesita un juego de llaves de tuercas y para renovar los prensaestopas de esas partes del sistema hace falta, además, una empaquetadura grasienta.

Para hacer conexiones a las tuberías principales, se necesita una máquina de taladrar y roscar. Los mejores tipos de máquinas permiten realizar satisfactoriamente esa operación e insertar aberturas laterales en las tuberías principales mientras funciona el sistema a presión; pero en un sistema pequeño esto se considera un lujo innecesario. Si las tuberías son de cemento de amianto, se necesitará una abrazadera de acero para cada conexión. Cualquiera que sea el material que se emplee para las tuberías, hará falta un tornillo de banco para tubos y un juego completo de herramientas de ajuste - juntas de enchufe y cordón, llaves para tubo, sierras, llaves de tuercas -y otros útiles pequeños. Casi todas ellas duran varios años, con excepción de ciertos artículos fungibles, como ruedas de fresa, hojas de sierra y cojinetes; por eso debe asignarse cada año una pequeña suma para reponerlos. No hay procedimiento más antieconómico que permitir que un operario trabaje con lentitud y mal por utilizar herramientas desgastadas; por supuesto, esto se aplica a todas las partes del sistema y no sólo a la red de distribución.

Entre los diversos útiles que han de emplearse también en la red de distribución, cabe mencionar los siguientes: picos, palas, palancas para abrir zanjas (si el suelo es rocoso se necesitarán además martillos de dos manos y cortafíos), hachas, lámparas protegidas contra el viento (con luz roja para señalar a la circulación la existencia de una zanja abierta y luz blanca para que los agentes de inspección puedan trabajar de noche), antorchas, llaves de válvula, un tubo vertical portátil, algunos trozos de manguera para lavar y - lujo que vale la pena - un carro de mano que cierre con llave para llevar las herramientas de un lugar de trabajo a otro.

Limpieza general

La limpieza de los edificios, de la maquinaria y del equipo de una estación suele ser una buena indicación de la eficacia y el esmero con que se explota una instalación de abastecimiento de agua. Por consiguiente, hay que estimular por todos los medios al personal responsable para que conserve la instalación en un estado limpio y presentable. Decorar periódicamente el interior de los edificios, suministrar materiales de limpieza (desperdicios de algodón, líquido para limpiar metales, detergentes, etc.) y disponer de mano de obra en cantidad razonable para conservar el recinto en buen orden puede parecer un lujo a primera vista, pero estas medidas se ven compensadas con creces por la mayor limpieza y por el funcionamiento eficaz del sistema de abastecimiento que puede conseguirse si el personal está persuadido de la conveniencia de utilizar los materiales y se preocupa de que las instalaciones presenten un buen aspecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- Daniel A. Okun and Walter R. Ernst
COMMUNITY PIPED WATER SUPPLY SYSTEMS IN DEVELOPING COUNTRIES
A PLANNING MANUAL
World Bank, Washington D.C., 1987.
- 2.- Thomas D., Jordan Jnr.
A HANDBOOK OF GRAVITY-FLOW WATER SYSTEMS FOR SMALL COMMUNITIES
Intermediate Technology Publications, 1984
- 3.- Hofkes, E. H. (editor)
SMALL COMMUNITY WATER SUPPLIES
TECHNOLOGY OF SMALL WATER SUPPLY SISTEMES IN DEVELOPING COUNTRIES
John Wiley & Sons 1983.
- 4.- Tavira M.Isidro., Vargas H.José Ma., González H.Arturo.
SANEAMIENTO BASICO EN EL MEDIO RURAL Y ZONAS MARGINADAS.
Comisión Nacional del Agua,
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
Diciembre de 1991.
- 5.- Tavira M.Isidro., Vargas H.José Ma., González H.Arturo.
METODOLOGIA PARA EL SANEAMIENTO BASICO EN COMUNIDADES RURALES.
Comisión Nacional del Agua,
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
Diciembre de 1991.
- 6.- Banco Mundial, Washington D.C., E.U.A.
INFORMACION Y CAPACITACION EN ABASTECIMIENTO DE AGUA Y SANEAMIENTO DE BAJO COSTO:
4.4 RED DE DISTRIBUCION DEL AGUA
1988.
- 7.- Antonio Carlos Rossin
ALGUNAS PRACTICAS TRADICIONALES DE POTABILIZACION DEL AGUA PARA POBLACIONES PEQUEÑAS EN BRASIL,
SEMINARIO NACIONAL SOBRE POTABILIZACION DEL AGUA EN PEQUEÑAS POBLACIONES
C N A, México, D.F. Diciembre de 1989.
- 8.- Comisión Nacional del Agua
DESINFECCION DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO EN EL MEDIO RURAL, Programa Agua Limpia.

- 9.- Comisión Nacional del Agua
LEY DE AGUAS NACIONALES
Diciembre 1992.
- 10.- Parmakian, J.
WATERHAMMER ANALYSIS
Dover, 1963
- 11.- Stephenson, D.
PIPELINE DESIGN FOR WATER ENGINEERS
Elsevier Scientific Publishing Company
Amsterdam - Oxford - New York, 1981.
- 12.- Sotelo A., Gilberto
HIDRAULICA GENERAL. VOLUMEN 1: FUNDAMENTOS
Limusa, México, 1977
- 13.- Bowles E. J.
FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN. 3ª Edición
McGraw-Hill, 816 pp., 1982
- 14.- The Canadian Geotechnical Society
CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL
Montreal, Que., 1978
- 15.- Comisión Federal de Electricidad
MANUAL DE OBRAS CIVILES. GEOTECNIA
México, 1980



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

TEMA:

**III.- ABASTECIMIENTO DE AGUA
ANEXO 1.- ESTIMACIÓN ESTADÍSTICA DE GASTOS DE
DISEÑO PARA OBRAS DE AGUA POTABLE DE
POBLACIONES PEQUEÑAS Y RURALES.**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

ANEXO 1. ESTIMACIÓN ESTADÍSTICA DE GASTOS DE DISEÑO PARA OBRAS DE AGUA POTABLE DE POBLACIONES PEQUEÑAS Y RURALES

Ante la necesidad de realizar diseños seguros y precisos de obras de agua potable para localidades pequeñas y rurales, es menester asignar valores confiables de gastos de diseño, y prever sus variaciones diarias u horarias. En este trabajo se presenta una técnica de aplicación rápida y económica, para estimar los consumos con sus variaciones espaciales o temporales, basada en el muestreo estadístico con distribución "t Student".

INTRODUCCIÓN

Los gastos de diseño para obras de agua potable están asociados con las necesidades de agua de una población y son determinantes de la capacidad de las captaciones, conducciones, cárcamos de bombeo, tanques reguladores y redes de distribución. Generalmente se utilizan tres tipos de gastos: a) *Gasto medio*, b) *gasto máximo diario*, y c) *Gasto máximo horario*; relacionados todos ellos con las necesidades de agua promedio, con las variaciones de estas necesidades a lo largo de las estaciones anuales y según los requerimientos cambiantes durante un día, respectivamente.

El cálculo de los gastos de diseño se realiza como se indica en las ecuaciones 1, 2 y 3, Tzatchkov V. *et al* (1994).

$$Q_m = \frac{D \times P}{86400} \quad (1)$$

$$Q_{md} = Q_m \times C_{vd} \quad (2)$$

$$Q_{mh} = Q_{md} \times C_{vh} \quad (3)$$

Donde: Q_m = Gasto medio anual, l/s
 Q_{md} = Gasto máximo diario, l/s
 Q_{mh} = Gasto máximo horario, l/s
 D = Dotación, l/hab/día
 P = Población, número de habitantes
 C_{vd} = Coeficiente de variación diaria, adimensional
 C_{vh} = Coeficiente de variación horaria, adimensional

El problema fundamental para calcular los gastos de diseño reside en garantizar que la estimación de los parámetros involucrados en las ecuaciones 1, 2 y 3 sean lo más exactos posible y que la asignación de cada gasto corresponda precisamente con el tipo de obra por diseñar.

Dada esta situación, se deben aplicar a cada localidad técnicas confiables de bajo costo para estimar de manera precisa sus dotaciones y variaciones diarias y horarias. En este artículo se presenta un método estadístico alternativo para estimar dichos parámetros en poblaciones pequeñas y rurales.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En poblaciones pequeñas (10,000 a 50,000 habitantes) y rurales (menos de 10,000 habitantes), ha sido práctica común asignar una dotación en función del tamaño de población y el clima, y definir un coeficiente constante para las variaciones diarias y horarias, SRH (1975). Sin embargo esta práctica ingenieril presenta dos inconvenientes:

- **Dotación**

Además de la dependencia del clima, la heterogeneidad en el desarrollo económico de poblaciones pequeñas hace que, dentro de una misma localidad, las personas no tengan la misma cultura y disposición en el uso del agua y por tanto, no consuman los mismos volúmenes de líquido. En el caso de localidades rurales es más homogéneo este desarrollo y por ende los consumos son similares entre los habitantes. En las tablas 1 y 2 se describen los resultados de consumos domésticos *unitarios*, obtenidos en un estudio de 13 ciudades pequeñas de México, SARH (1978), y de valores recomendados en zonas rurales, Tzatchkov V. *et al* (1994); en ninguno de los dos casos se incluyen pérdidas de agua, ni usos no domésticos.

Tabla 1 Consumos unitario en l/hab/día en poblaciones entre 10,000 y 50,000 hab.

CLIMA	NIVEL SOCIOECONÓMICO		
	RESIDENCIAL	MEDIO	POPULAR
Árido	426	223	177
Semiárido	167	109	89
Húmedo	208	145	106

NOTA. La selección del clima de la ciudad estudiada se define en función del "índice de aridez", que considera la temperatura media máxima del mes más caluroso, la temperatura mínima media del mes más frío y la precipitación media anual: mayor

que 500 = desértico, 500 a 118 = árido, 118 a 38 = semiárido, 38 a 18 = subhúmedo, menos de 18 = húmedo.

Tabla 2. Consumos unitario en l/hab/día en poblaciones con menos de 10,000 hab.

CLIMA	CON HIDRANTE	CON TOMA DIRECTA
Árido	65	80
Semiárido	75	100
Húmedo	85	115

• Coeficientes de variación

En lugares pequeños y del tipo rural generalmente existen densidades de población bajas y disposición de almacenamiento domiciliario muy diverso, haciendo que las variaciones de consumo sean inciertas, con el consecuente riesgo de no cumplir con las necesidades de los usuarios o bien con el de diseñar obras que operen muy por debajo de su capacidad.

TESIS DE SOLUCIÓN

Mediante un método basado en la teoría estadística de muestras con distribución "t Student", es posible estimar en poblaciones pequeñas y rurales: a) La dotación, con base en datos de usos domésticos y bajo una estratificación por zonas socioeconómicas del sitio, agregando los consumos no-domésticos y las pérdidas de agua ocurridas en el sistema; y b) Los coeficientes de variación diaria y horaria, utilizando la desviación estándar de los volúmenes extremos.

Se supone que existe o existirá un abastecimiento por medio de una red de tuberías y que el servicio será continuo las 24 horas

del día, hacia una conexión domiciliaria o un hidrante público, con agua de calidad que cumple con las normas establecidas. Esto implica que no se consideran los consumos de usuarios abastecidos por tanques o pipas y que las fugas de agua ocurren proporcionalmente al consumo y están uniformemente distribuidas en toda la red.

DOTACIÓN DE AGUA

La dotación del agua se define como la cantidad de agua que se asigna a cada habitante en un día medio anual. Se calcula como se indica en la ecuación 4, Dangerfield B. (1983).

$$D = \left[(C_i + g_i + Z_i) \cdot \frac{100}{100 - l_i} \cdot \frac{1}{P_i} \right] \cdot F \quad (4)$$

Donde: C_i = Consumo doméstico, en $m^3/año$.
 g_i = Consumo no-doméstico, en $m^3/año$.
 Z_i = Consumo especial, en $m^3/año$.
 l_i = Pérdida física de agua, en porcentaje.
 P_i = Población total, en número de habitantes.
 F = Factor de conversión de $m^3/año/hab$ a $l/hab/día$.

Consumo doméstico

Se propone clasificar el consumo doméstico en dos tipos:

a) *Consumo libre*.- es aquel que depende sólo de las necesidades humanas para sobrevivir; interviene la condición del medio ambiente y la naturaleza del hombre contemporáneo.

b) *Consumo forzado*.- se refiere al que está afectado por condiciones sociales y económicas del lugar.

Bajo esta propuesta planteada, en una población cualquiera se asigna su tipo de clima y se aplica un muestreo aleatorio simple estratificado con distribución "t Student" para muestras pequeñas, Murray R. (1981). Los estratos se conforman con usuarios de una misma clase socioeconómica típica: Residencial, media, y popular; en comunidades rurales no es necesario esta estratificación a menos que se justifique. En cada estrato, se elige a un grupo de casas (tomas o usuarios) en forma aleatoria y se realizan mediciones de consumo a intervalos de 1 hr, durante los 15 días centrales de cada estación anual, mediante micro-medidores calibrados previamente; si por razones de tiempo y costo no es posible cubrir el período anual, se puede realizar la medición en una sola estación pero deberá ajustarse en función de los cambios climáticos correspondientes, con datos históricos propios o de localidades similares. Posteriormente, con los registros de medición y una encuesta sobre el número de personas que habitan en cada casa, se estima el valor del consumo doméstico *unitario* de la localidad, como se indica enseguida (ecuación 5):

$$C_z = \frac{1}{n \cdot j} \sum_{k=1}^n V_k \quad (5)$$

Donde: C_z = Consumo *unitario* global de la muestra, representativo del estrato

socioeconómico z , en $l/hab/día$.

V_k = Volumen *unitario* de la k -ésima casa, en l/hab .

n = Número de casas (tamaño de muestra).

j = Número de días de medición.

La estimación del consumo unitario total de la población C_i se obtiene con la suma de los consumos unitarios C_z , multiplicados uno a uno por la proporción de habitantes de cada estrato so-

cioeconómico. El nivel de confianza de que la estimación corresponda con el valor verdadero, se calcula con la ecuación 6.

$$C_i \pm t_{c,v} \left(\frac{\sigma_k}{\sqrt{v-1}} \right) \quad (6)$$

Donde: σ_k = Desviación estándar de los K-ésimos consumos unitarios

medidos, en l/hab/día.

$t_{c,v}$ = Percentila de la distribución t Student con v grados de libertad, define el nivel de confianza

c ,
adimensional.

v = Grados de libertad de la distribución t Student, corresponde al número de elementos de muestra.

Consumo no-doméstico

Se refiere a los consumos realizados por pequeñas fábricas, comercios y hoteles. La estimación se realiza en función de la producción o número de empleados o número de cuartos, Tzatchkov V. et al (1994).

Consumos especiales

Son los consumos de agua debidos a riego de jardines públicos, iglesias, ganado, etc., Tzatchkov V et al (1994).

Pérdidas físicas de agua

Se clasifican en pérdidas físicas y comerciales. Las primeras son aquellas que nadie consume ni utiliza, por ejemplo las fugas de agua por fallas de tuberías y tomas domiciliarias,

derrames de tanques, etc. Y las segundas, son volúmenes de agua que en algún punto del sistema se están usando, pero que no están identificadas por el organismo operador, por ejemplo conexiones no autorizadas, errores de medición, fallas en la facturación. Para estimar las pérdidas de agua se debe realizar un muestreo de fugas y medición, Ochoa L. (1994). Conviene resaltar que para efectos de diseño, sólo serán consideradas las pérdidas físicas, puesto que las comerciales estarán integradas a los consumos antes expuestos.

COEFICIENTES DE VARIACIÓN DIARIA Y HORARIA

Los coeficientes de variación diaria y horaria son factores que incrementan la seguridad de diseño de las obras, por los cambios diarios y horarios de consumo, debidos a las estaciones del año y a las diversas necesidades de usuarios. Para la estimación de estos coeficientes se propone utilizar el concepto de desviación estándar de los volúmenes que exceden el volumen medio en el período que se trate, ya que es frecuente tener "picos" de consumo muy esporádicos que pueden dar lugar a sobreestimaciones de los gastos de diseño. Se propone utilizar la ecuación 7.

$$CV_x = 1 + \frac{\sigma_x \cdot t_{c,v} / \sqrt{v-1}}{V_{medio\ x}} \quad (7)$$

Donde: CV_x = Coeficiente de variación (x corresponde al período: diario

u horario), adimensional.

σ_x = Desviación estándar de los volúmenes de consumo

mayores del volumen medio del período x , en m^3 .

$V_{medio\ x}$ = Valor medio de los volúmenes superiores al volumen medio del período x , en m^3 .

Para aplicar la ecuación 7 se sigue el procedimiento siguiente: En la localidad estudiada, se elige un sector de la red que alimente de agua a un grupo de 15 tomas domiciliarias o casas, después se define un punto de medición a la entrada del sector; no debe haber salida del líquido por algún otro punto, lo cual se logra mediante movimientos de válvulas. Enseguida se instala un medidor de flujo continuo y se observan los caudales que ocurren en intervalos de 15 minutos, durante 15 días mínimo. Para el cálculo del coeficiente de variación horaria C_{vh} , se escoge el máximo valor horario ocurrido en cada día de todo el período de medición y se calcula con estos datos el $V_{medio\ h}$ y su desviación σ_h , asignando el nivel de confianza que se desea tener en la estimación del coeficiente de variación de la población total. Para determinar el coeficiente de variación diaria C_{vd} , se hace el promedio de cada día de los valores observados en la medición. A estos valores se les determina su media y con los volúmenes que lo excedan, se determina el volumen medio de los superiores $V_{medio\ d}$ y su desviación σ_d , con su nivel de confianza asociado que se pretenda con la estimación.

EJEMPLO

Para ilustrar las novedades y ventajas de las ecuaciones propuestas en este artículo, se expone el siguiente ejemplo. Los registros de datos observados en las mediciones son dados en las tablas 3, 4 y 5.

Tabla 3. Volumen total medido en 15 días a 13 casas

a) Clase socioeconómica residencial

# Casa	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Volumen k (m3)	1	14	2	22	1	9	11	12	14	13	12	10	11.6
	2	5	5	.2	0	6	.5	.4		.7	.1	.9	

b) Clase socioeconómica media

# Casa	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Volumen k (m3)	9	11	10	11	8	8	9	9	10	11	7	10	7
	5	.6	.4	.6	3	6	6	7	.9	.5	5	.4	9

c) Clase socioeconómica popular

# Casa	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	3
Volumen k (m3)	8	10	9	7	6	7	10	10	6	7	7	8	8	8
	9	3	6	4	5	9	7	4	6	8	3	6	3	

NOTA: Las poblaciones totales: residencial, media y popular son de 8400, 18400 y 12000 habitantes, respectivamente. El número de habitantes por casa es 5.

Tabla 4. Volumen horario máximo del día, en la estación de aforo que suministra agua a 18 tomas

# Día	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Volumen (l)	65	57	67	49	55	52	56	52	61
	0	9	0	0	0	5	7	5	0

Tabla 5. Volumen horario medio del día, en una estación de aforo que suministra agua a 18 tomas

# Día	1	2	3	4	5	6	7	8	9
-------	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Volumen	51	52	63	47	52	50	55	43	54
(l)	1	5	0	7	0	0	5	5	0

NOTA: Considerar un 25 % de pérdidas de agua y 10 l/s en caudal para otros consumos.

Así, aplicando las ecuaciones 5, 6 y 7 se obtienen los resultados de la tabla 6. Es decir, se puede asegurar que con un 95% de confianza el valor real del consumo unitario estará entre 136.8 +/- 15.81 l/hab/día. La dotación se obtiene aplicando la ecuación 2, D= 193 l/hab/día.

Tabla 6. Resultados del estudio de consumo y su variación

Clase	Consumo ΣV_k (l/hab)	Consumo C_z (l/hab/día)	Proporción de hab. (%)	Proporción de consumo (l/hab/día)	Desviación (l/hab/día)	variación con (95%) confianza
Residencial	2,762	184	21.6	39.7	59.08	36.8
Media	1,962	131	47.5	62.2	56.23	35.1
Popular	1,692	113	30.9	34.9	73.17	45.6
TOTAL			100.0	136.8	48.25	15.81

Respecto al cálculo de los coeficientes de variación se obtiene:

$$V_{\text{medio max-horario}} = 574 \text{ l} \dots \sigma_{\text{horario}} = 56.6 \text{ l} \dots t_{c(0.975,9)} = 2.26$$

$$V_{\text{medio max-diaros}} = 562.5 \text{ l} \dots \sigma_{\text{diano}} = 40.4 \text{ l} \dots t_{c(0.975,4)} = 2.78$$

Entonces, sustituyendo los coeficientes serán: $C_{vh} = 1.08$ y $C_{vd} = 1.1$, para un nivel de confianza del 95%.

CONCLUSIONES

El método propuesto basado en la distribución "t Student" es una herramienta con la que se pueden estimar en forma económica, rápida y confiable los gastos de diseño de obras hidráulicas de agua potable de poblaciones pequeñas y rurales. La aplicación del método requiere cuidado y poco tiempo, pero los datos obtenidos resultan más precisos, repercutiendo en obras más seguras y apropiadas.

REFERENCIAS

1. Tzatchkov V., Enriquez S. e Hidalgo M., (1994) *Sistemas Rurales*, Manual Agua potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua CNA, Libro II, 1ª sección, tema 6, México.
2. SHR (1975), *Usos del Agua en las Ciudades*, Dirección General de Usos del Agua y Prevención de la Contaminación, Secretaría de Recursos Hidráulicos, México.
3. SARH (1978), *Usos del Agua en las Ciudades*, El Agua en México, Dirección General de Protección y Ordenación Ecológica, Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, México.

4. Dangerfield B. (1983), *Water Supply an Sanitation in Developing Countries*, Water Practice Manuals 3, IWES, London, England.

5. Murray R. S. (1981), *Probabilidad y estadística*, Mcgraw-Hill, serie Schaum.

6. Ochoa L., Enríquez S. y Vázquez A. (1994), *Control de Fugas en Redes de Distribución de Agua Potable*, Manual Agua potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua CNA, Libro III, tema 2.4 México.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
III.- ABASTECIMIENTO DE AGUA
ANEXO 2.-ESPECIFICACIONES PARA LA ELABORACIÓN
DE PROYECTOS DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y
SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES.**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

ANEXO 2.



COMISION NACIONAL DEL AGUA

**ESPECIFICACIONES PARA LA ELABORACION DE
PROYECTOS DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y
SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

*SUBDIRECCION GENERAL DE
INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA
URBANA E INDUSTRIAL*

Gerencia de estudios y Proyectos

CONTENIDO

1. SITUACION ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
 - 1.1. Diagnóstico simplificado
 - 1.1.1 Generales
 - 1.1.2 Agua potable
 - 1.1.3 Alcantarillado
 - 1.1.4 Saneamiento
 - 1.2. Requerimiento de infraestructura
 - 1.2.1 Agua potable
 - 1.2.2 Alcantarillado
 - 1.2.3 Saneamiento
2. IDENTIFICACION DE FUENTES DE ABASTECIMIENTO
 - 2.1. Superficial
 - 2.1.1. Aforos en manantiales, ríos y canales
 - 2.2. Subterránea
 - 2.2.1. Sondeos eléctricos verticales
 - 2.2.2. Desazolve y limpieza de pozos existentes
 - 2.2.3. Aforo
 - 2.3. Análisis físico - químico y bacteriológico
 - 2.4. Análisis y selección de la fuente
3. TOPOGRAFIA
 - 3.1. Líneas de conducción
 - 3.1.1 Trazo
 - 3.1.2 Localización de cruces
 - 3.1.3 Nivelación

- 3.1.4 Elaboración de planos
- 3.2. Red de distribución
 - 3.2.1 Planimetría y altimetría de las áreas faltantes
- 3.3. Sitios especiales
 - 3.3.1 Localización y levantamiento de captaciones y tanques
 - 3.3.2 Trazo y nivelación de los colectores
 - 3.3.3 Elaboración de los planos topográficos
- 4. PROYECTOS EJECUTIVOS
 - 4.1. Agua potable
 - 4.1.1 Líneas de conducción
 - 4.1.2 Red de distribución
 - 4.2. Alcantarillado
- 5. SELECCION DE PROYECTOS TIPO
 - 5.1. Agua potable
 - 5.1.1 Captación
 - 5.1.2 Pozos
 - 5.1.3 Tanques de regularización
 - 5.1.4 Cárcamos de bombeo
 - 5.1.5 Desinfección
 - 5.1.6 Cajas rompedoras de presión
 - 5.1.7 Hidrantes
 - 5.1.8 Equipamiento electromecánico
 - 5.2. Saneamiento
 - 5.2.1. Letrinas
 - 5.2.2. Fosas sépticas
 - 5.2.3. Tanques Imhoff
- 6. EDICION DEL INFORME FINAL
- 7. DOCUMENTACION PARA LICITACION

NOTA ACLARATORIA

Todas las especificaciones técnicas para ejecutar los proyectos y estudios mencionados en este documento, deberán sujetarse a los Temas: a) 1.6, 1ª sección, libro II, Sistemas Rurales; y b) 3.3, 3ª sección, libro II, Saneamiento Rural"; c) 4.5, 4ª sección, libro V, Plantas de bombeo tipo en sistemas rurales; del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua, CNA.

1. SITUACION ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

1.1. Diagnóstico simplificado

Para la elaboración del diagnóstico se deberá recopilar, analizar y sintetizar la información relativa a las condiciones físicas, y a la operación y administración del sistema. Dicha información se integrará en un documento, señalando las características más importantes, sus deficiencias y los requerimientos de rehabilitación, sustitución y/o ampliación, anexando esquemas de funcionamiento, gráficas, diagramas y planos de la concepción del sistema. A continuación se describe el detalle de los resultados respectivos a este concepto:

1.1.1 Generales

- Cuadro resumen de los datos del tamaño de la población presente y futura, con indicaciones descriptivas del cálculo efectuado.
- Nivel socio - económico de la población.
- Nivel del servicio de agua potable y alcantarillado.

- Oferta de agua de la localidad, actuales y potenciales, justificadas de común acuerdo con los habitantes de la localidad. Mapas con las fuentes actuales identificadas en campo, y datos de aforos preliminares efectuados a las mismas.
- Descripción y análisis de las restricciones locales de planeación (conflictos asociados con las fuentes de agua).
- Resumen del consenso con las autoridades correspondientes para el aprovechamiento del agua disponible en beneficio común.
- Infraestructura y fuentes de energía disponibles en la región.
- Comunicaciones y transporte.
- Materiales para construcción existentes en la comunidad o en la localidad más cercana, como son arena, grava, cemento, varilla, etc.

1.1.2 Agua potable

El diagnóstico del sistema de agua potable contendrá los resultados que se describen a continuación.

a) Plano de conjunto del sistema.

En un plano topográfico escala 1:50,000 del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, INEGI, se indicará cada una de las partes que conforman el sistema actual de agua potable, tales como: captación, estaciones de bombeo,

conducción, regularización, cajas rompedoras de presión, desinfección y red de distribución.

En el mismo plano se marcarán las distancias a las localidades cercanas más importante y los caminos de acceso y tipo de material con que están construídos y estado de conservación.

La integración de este plano se basará en reconocimientos de campo de la zona en estudio, complementando con la información recopilada y evaluada.

a) Fuente

- Resumen técnico de la condición de la fuente actual de abastecimiento, indicando el tipo de afloramiento, si es intermitente o perenne y si satisface a una o varias comunidades, los usos del agua y los compromisos que a futuro se tengan.

b) Captación

- Una ficha técnica del estado físico de la obra civil, fontanería e higiene, con un croquis acotado de la estructura e indicando tipos de material.

c) Conducción

- Inventario de la conducción, señalando diámetro y tipo de tubería, estado de conservación, estaciones de bombeo, cajas rompedoras de presión, cruzamientos. En este trabajo es necesario auxiliarse de reconocimientos de campo a lo largo de la conducción, y en el caso de tuberías enterradas, de sondeos exploratorios al inicio y final de tramos de conducción iguales.

- En el supuesto de que existan datos topográficos, se determinará la capacidad máxima de conducción señalando si la línea de conducción alimenta a una o varias comunidades.

d) Regularización

- Inventario del tanque de regularización, estado físico de la obra civil y de la fontanería. En un croquis acotado se indicará el diagrama de funcionamiento, tipo de material de que está construida la estructura. Se describirá si esta infraestructura abastece a una o varias comunidades.

e) Distribución

- En un plano aerofotogramétrico, se indicará la red y a falta de planos se presentará un esquema de funcionamiento. De común acuerdo con el Comité responsable de este servicio, se elaborará una ficha técnica de la red de distribución existente, señalando cajas de válvulas, diámetros, longitudes, estado físico de las tuberías, tipo de válvulas y piezas especiales. La información debe corroborarse con sondeos aleatorios, por medio de pozos a cielo abierto y verificando con la inspección de las cajas de válvulas.

- Número de conexiones domiciliarias (con medidor y sin medidor) indicando el tipo y la marca, así como el número y ubicación de hidrantes públicos.

- En caso de que no exista abastecimiento mediante tuberías, se hará un reporte técnico sobre la forma como actualmente satisfacen sus necesidades, por ejemplo, hidrantes públicos, mangueras, pipas, etc.

- Planos o esquemas con áreas y número de habitantes servidos por la red de distribución, indicando su cobertura.

- Reporte técnico y esquema del funcionamiento actual del sistema: gravedad, gravedad y bombeo, o bombeo directo a la red y excedencias al tanque, indicando si las instalaciones operan para una o para varias localidades.

f) Cloración

- Un inventario del equipo de cloración, describiendo el proceso de desinfección (gas cloro, solución, tabletas), estado físico. Se deberá incluir un croquis acotado de la caseta, tipo de material de que está construida y su estado de conservación.

1.1.3 Alcantarillado

El diagnóstico del sistema de alcantarillado contendrá los resultados que se describen a continuación:

a) Plano de conjunto del sistema.

- En un plano aerofotogramétrico de INEGI o CNA, se indicará la infraestructura existente.

- Ficha técnica con características del servicio existente, señalando el tipo (red de atarjeas, fosa séptica o letrinas), material de las tuberías o de las estructuras, etc. Se indicarán las características del cuerpo receptor, los problemas generados en el área de influencia de la descarga y los usos del agua residual cruda o tratada.

- En un plano o esquema se indicará la cobertura de tubería instalada o de la cantidad de letrinas o fosas sépticas existentes.

1.1.4 Saneamiento

El diagnóstico del sistema de saneamiento contendrá los resultados siguientes:

- Una descripción del tipo de saneamiento existente en la comunidad, diagrama del proceso de tratamiento, la ubicación de la instalación correspondiente, croquis de las tuberías hasta el sitio de descarga y resumen de la disponibilidad, posibilidad e impacto de dicho saneamiento. Los datos obtenidos deberán estar cotejados con los pobladores y autoridades del lugar; asimismo, será necesario verificar la infraestructura con reconocimientos en campo, y presentar croquis o esquemas de las instalaciones.

1.2. Requerimiento de infraestructura

1.2.1 Agua potable

a) Captación

Una vez realizado el inventario de la captación actual, se definirá (n) con apoyo de reconocimiento de campo, la fuente (s) de abastecimiento adicional (es); se elaborará un esquema de funcionamiento de las nuevas estructuras, señalando las modificaciones a las existentes, su ubicación. Se deberá indicar la capacidad potencial de cada fuente y los gastos de extracción de cada una de ellas, así como una descripción de los requerimientos de calidad de agua.

b) Conducción.

Definido el sitio de la obra de captación, así como el sitio de entrega, se localizará el trazo preliminar de la línea de conducción en un plano del INEGI, SEDENA, CNA, etc.

Se procurará que el trazo se ubique por caminos existentes, linderos de los terrenos, evitando cruzar por zonas con posibles problemas de tenencia de la tierra, terrenos rocosos o inestables, terrenos frutales u otros terrenos altamente rentables.

En los cruces que se tengan a lo largo de la línea de conducción, se seleccionará el tipo de obra mas apropiada, definiendo el ancho de cruce y la conveniencia de hacerlo subterráneo o aéreo, tipo de material de la tubería y tipo de material de construcción.

En forma preliminar y con apoyo de un recorrido de campo se elaborará el Catálogo de Conceptos de la parte de terracerías que corresponde a monte y desmonte, tipo de material para excavación clasificado en material común y roca y existencia de arcillas expansivas.

c) Regularización

Con base en las características topográficas y geológicas, se determinará el sitio más adecuado para la ubicación del tanque de regularización. La ubicación se referenciará a elementos físicos existentes, delimitando el sitio con estacas que deberá colocar la empresa consultora y se precisará durante la etapa del trabajo topográfico.

Seleccionado el sitio, se concertará con el propietario del terreno la donación de la superficie necesaria para desplantar la estructura, considerando que la obra es en beneficio de la comunidad.

d) Distribución

La planeación del sistema de distribución se basará a la disposición específica de la localidad, tamaño de la población y dispersión de las viviendas, la empresa consultora definirá la conveniencia de abastecer a los usuarios por medio de tomas domiciliarias o hidrantes públicos. En el supuesto de instalar hidrantes públicos se determinará el sitio estratégico donde serán instalados, plasmándolos en un esquema con la traza rural de la localidad. La ubicación deberá precisarse posteriormente durante la etapa de los trabajos topográfico.

e) Cloración

Se definirán detalladamente las partes del equipo de cloración existente que requieren sustituirse y las que deben adicionarse, con objeto de que se incluyan en el catálogo de conceptos de obra y presupuesto.

1.2.2 Alcantarillado

En un plano aerofogramétrico o planimétrico, se presentará la planeación del sistema señalando, las adecuaciones o ampliaciones a la red existente y los puntos de descarga, que se requieran en el nuevo sistema, indicando los gastos de descarga de las aguas residuales actuales y futuros, por zonas de influencia de atarjeas principales. Esta definición de atarjeas

se ubicará con mayor precisión en la etapa de los trabajos topográficos.

1.2.3 Saneamiento

En el supuesto de que la emisión de las aguas negras no sea a base de una red de atarjeas, y tomando en consideración la ubicación de la fuente de abastecimiento y traza rural (casas dispersas) de la comunidad, se definirá el tipo de saneamiento a desarrollar; ya sea a base de letrinas, fosas sépticas o tanques Imhoff. En este caso, se plasmará en croquis o esquema el funcionamiento del nuevo sistema de eliminación.

2. IDENTIFICACION DE FUENTES DE ABASTECIMIENTO

En base a un reconocimiento de campo, se identificarán las fuentes de abastecimiento existentes cercanas a la comunidad. La selección estará sujeta a la cantidad disponibilidad y calidad del agua. Definida la (s) fuente (s) de abastecimiento, se localizará en campo la obra de captación, acotándola y referenciándola a elementos físicos existentes, delimitando la zona con estacas que la empresa consultora deberá colocar en el sitio. Esta ubicación se precisará durante la etapa del trabajo topográfico.

Se concertará con el propietario la donación o adquisición del terreno para desplantar la estructura.

Se elaborará un documento de común acuerdo con cada uno de los interesados en relación a la fuente de abastecimiento, donde se indique que el uso del agua de la fuente se destinará para el consumo humano de la comunidad en estudio. Este documento se entregará a la Gerencia Estatal de la Comisión

Nacional del Agua, para que ésta registre, sin costo alguno, la fuente de abastecimiento. La empresa consultora será la responsable de hacer los tramites del registro y dar seguimiento hasta la conclusión del proceso.

2.1 Superficial

Se harán reconocimientos de campo para identificar las fuentes de abastecimiento superficiales mas cercanas a la comunidad, las cuales podrán corresponder a manantial, río o canal.

En caso de no existir estos tipos de fuentes superficiales o que estén concesionadas para otros usos del bien común, la empresa consultora deberá definir en campo avalado por algun estudio geofísico, el sitio apropiado para la captación y almacenamiento de agua de lluvia. Asimismo, realizará un análisis granulométrico para definir el tipo de impermeabilización y obtendrá el área requerida para el vaso. Los resultados se presentarán en un dictámen técnico.

2.1.1. Aforos en manantiales ríos y canales

Se efectuarán aforos directos, con objeto de determinar el caudal potencial de la nueva fuente y de la que actualmente suministra a la comunidad. Los resultados obtenidos y el procedimiento de medición utilizado se describirán en un reporte técnico.

a) Manantial.- El equipo a utilizar será vertedor de pared delgada. Este dispositivo de aforo se implantará en manantiales con gasto grande y canales pequeños. El equipo y material necesario será: placa de metal o madera de forma rectangular o triangular con aristas agudas.

b) Río.- El equipo a utilizar será molinete. Se utilizará en escurrimientos grandes. El equipo será: molinete y cinta métrica; se deberá dividir la sección transversal en franjas verticales, a todo la ancho, con el objeto de obtener la velocidad promedio.

c) Canal.- El equipo a utilizar será flotador, molinete o medidor Parshall.

+ El flotador se utilizará para escurrimientos pequeños, sección transversal regular, tipo natural y sin cambios de dirección longitudinal. El equipo y material serán: elementos flotadores (trozo de madera, pelota de unicel, botes de aluminio, etc.); cronómetro y cinta métrica. Se deberá repetir el aforo en distintos puntos a lo ancho de la sección transversal, con objeto de promediar las velocidades.

+ El molinete se usará en escurrimientos grandes y de sección regular. El equipo y material serán: molinete y cinta métrica. Se deberá dividir la sección transversal en franjas verticales a todo lo ancho, para obtener la velocidad promedio.

+ El medidor Parshall se utilizará para controlar el flujo en canales y medir el caudal. El dispositivo será de concreto y deberá considerarse su construcción en el catálogo de conceptos del contrato.

2.2. Subterránea

2.2.1. Sondeos eléctricos verticales

Los sitios propuestos para investigación geofísica serán de la conformidad de la CNA; se utilizará el método de resistividad eléctrica para definir la saturación y espesor de las formaciones acuíferas, se utilizará el arreglo electródico Schlumberger y equipo *Scintrex ipr7 o tsq2 o 3, o bison 2390*, o equipo de características similares; los resultados geofísicos deben calibrarse con información geológica y litológica confiable. Se efectuará por lo menos dos sondeos eléctricos verticales por localidad.

Se obtendrán al menos 23 lecturas de resistividad aparente, sin incluir las de los traslapes. La distancia de los electrodos de corriente AB será de 2000 m, el procesado de datos incluirá un modelo de cómputo al menos, como el *resix plus* por ejemplo, el cual digitalice las curva de campo y minimice el error entre la curva teórica y la real. Se requieren de 4 a 8 SEV's.

2.2.2 Desazolve y limpieza de pozos existentes

En obras nuevas, o por rehabilitar, se obtendrá la videograbación a color a lo largo de la profundidad libre del pozo, entregándose el videocassete en formato VHS y el informe técnico correspondiente.

Se suministrarán y aplicarán 300 litros de dispersor de arcillas dejándose dentro del pozo un tiempo no menor de 24 horas; después, el mismo se desazolvará y cepillará con equipo de perforación de percusión. Finalmente se desarrollará durante 48 horas de bombeo continuo con bomba vertical tipo turbina de 15 a 20 pasos y 4 o 6 pulgadas de capacidad, accionada con motor de combustión interna de 150 hp de potencia mínima.

2.2.3 Aforo

El aforo durará 24 horas y se realizará con el mismo equipo de bombeo empleado para el desarrollo, con gastos ininterrumpidos crecientes en secuencia geométrica aproximadamente, los caudales se medirán por medio del orificio calibrado, en cada etapa de bombeo se medirán niveles dinámicos a 15, 30 y 60 segundos, 2, 4, 8, 15, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240, 300 y 360 minutos de iniciado el bombeo de cada "escalón"; las etapas pueden tener diferente duración, no es necesario alcanzar la condición de flujo establecido, se requieren de 3 a 5 etapas de bombeo, impulsores abiertos, preferentemente equipos lubricados con agua y los niveles piezométricos de recuperación del último escalón de bombeo por un lapso de cuatro horas.

2.3. Análisis físico - químico y bacteriológico

El estudio de la calidad del agua se funda en la investigación de las características físico - químicas de las fuentes.

Para llevar a cabo el análisis físico - químico del agua en las fuentes de abastecimiento de las localidades, se deberán tomar las muestras en recipientes de doble tapa, de 3 a 5 litros de capacidad previamente lavados y enjuagados con agua de la misma fuente por muestrear; el volumen mínimo de muestra requerido para el análisis físico - químico es de dos litros, el recipiente debe quedar lleno y herméticamente cerrado. En el momento de obtener la muestra se debe medir: la temperatura, conductividad eléctrica, oxígeno libre y unidades de p.H. Asimismo contendrá la siguiente información:

Tipo de fuente	Localidad y municipio
----------------	-----------------------

Nombre de la fuente	Estado
Ubicación de la fuente	Fecha de toma de la muestra

El análisis físico y químico debe incluir las siguientes determinaciones:

Análisis físico: Olor, turbiedad, color real, color aparente, sabor.

Análisis químico: Unidades de pH, sólidos totales, alcalinidad, dureza total, dureza de calcio, acidez, sodio, potasio, calcio, magnesio, hidróxidos, cloruros, sulfatos, carbonatos, bicarbonatos, nitratos.

Para el análisis bacteriológico se requiere de un frasco de 125 ml de capacidad, de boca ancha y puede ser de vidrio o de plástico resistente al calor y que sea bacteriológicamente inerte. Se le debe añadir 0.1 ml de solución de sulfato de sodio al 10 %, con el fin de contrarrestar la acción del cloro que pueda contener el agua y realizar el análisis antes de 6 horas.

La CNA y la empresa consultora acordarán los sitios de muestreo de la zona de estudio, presentando los resultados en hojas membretadas por el laboratorio encargado del análisis, así como la firma del responsable del mismo.

Cuando sea necesario se determinará cromo seis, zinc, cobre, plomo, silice, flúor, manganeso, boro, cadmio, mercurio, arsénico, hierro y detergentes; si se encuentra cualquiera de estos elementos se hará un muestreo y análisis más completo.

2.4. Análisis y selección de la fuente

Procesado el trabajo de campo se definirá la fuente de abastecimiento más adecuada, indicando el tipo de fuente, si es superficial o subterránea, tipo de captación y diseño constructivo propuesto.

Se realizará un reporte técnico con el análisis de los resultados presentados por el laboratorio, resaltando las condiciones de calidad de agua de la fuente, tipo de potabilización necesario, etc. Con base en estos datos, se elaborará el dictamen técnico de la factibilidad de uso de la fuente analizada.

3. TOPOGRAFIA

Como estrategia en la ejecución de los trabajos, se hará en primer término la ejecución de todos los trabajos correspondientes a las obras que integran un sistema de agua potable (captación, planta de bombeo, línea de conducción, tanque de regularización y red de distribución y sitios para estructuras especiales).

Una vez terminadas estas tareas, se cuantificarían los trabajos ejecutados y se determinará si procede realizar en la localidad todos los levantamientos de Topografía y Planimetría, trazos de poligonales para redes abiertas, o solamente parte de ellos.

3.1. Líneas de conducción

3.1.1 Trazo

La longitud del trazo promedio desde la obra de captación hasta el punto de entrega en la localidad, a considerarse para efectos de cantidades de obra y presupuesto, será de 10 kilómetros, con las siguientes características. En zonas

abruptas, toda la longitud se considerará en terreno abrupto y con necesidad de brecheo. En zonas medianamente abruptas, el 50% se considerará abrupto, con necesidad de brecheo, y el 50 % como terreno medio. En zonas relativamente planas 50% como terreno medio y 50% como terreno plano.

Se localizará y trazará la línea de conducción evitando tangentes mayores de 250 m de longitud. Conviene iniciar los trabajos en la obra de captación y llegar al sitio de entrega.

Se obtendrá con base en poligonales abiertas por el método de deflexiones o ángulos horizontales. Los levantamientos serán con estadia, orientación magnética. Es importante colocar trompos en sitios necesarios para apoyar la nivelación de perfil y se referenciarán los (**Puntos de Inflexión**), P.I., para control del trazo, y estar en posibilidad llegado el caso de relocalizarlo. Esta referenciación equivale a ubicar sobre el terreno puntos alineados entre sí, en dos direcciones por lo menos, cuya intersección permita la localización precisa del P.I. La distancia entre puntos alineados no es constante, éstos se colocarán sobre monumentos inamovibles y se elaborará croquis de ubicación para cada P.I., sobre la línea de trazo. Para este tipo de trabajo es suficiente un tránsito con aproximación de un minuto, cinta métrica de 50 metros, brújula y altímetro debidamente comparado con alguna elevación conocida.

Estos levantamientos se registrarán en la libreta de campo, ya que servirán para el cálculo de las coordenadas. Se considera que la longitud de trazo es 10 Km y el relieve moderado.

En terrenos planos no se requiere la nivelación y seccionamiento, por lo tanto sólo es indispensable marcar los P.I., colocar estacas a cada 100 metros, las elevaciones podrán

tomarse con altímetro, referenciado al banco de nivel establecido en la captación.

3.1.2 Localización de cruces

Localizados los cruces a lo largo de la línea de conducción, se levantará la topografía de las zonas respectivas, por medio de poligonales cerradas, utilizando el mismo procedimiento descrito en el punto 3.1.1.

3.1.3 Nivelación

Sobre el eje del trazo definitivo se determinarán las cotas de los P.I. previamente establecidos. Las cotas se obtendrán de algún banco de nivel conocido y con objeto de precisar la nivelación del trazo, estos bancos se ubicarán sobre puntos fijos fuera del eje del trazo y referenciados al cadenamamiento del mismo.

La tolerancia máxima de la nivelación no rebasará 10 veces la raíz cuadrada del número de kilómetros nivelados, Con la base de datos de la libreta se calculará el perfil y se presentarán sus planos digitalizados escala 1:2000 ó 1:1000 por medio del paquete de cómputo utilizado. Se entregarán a la CNA los archivos de la base de datos, de la nivelación y los del dibujo del perfil definitivo.

3.1.4 Elaboración de planos

Los planos de las plantas y perfiles de la línea de conducción, se dibujarán de acuerdo a las especificaciones de la CNA, y se indicará el cuadro de construcción, orientación, escala, croquis

de la localización, sello oficial de la CNA, contrasello de la empresa, número de contrato y firma de la empresa consultora.

El plano del trazo de la conducción, se presentará en planta y perfil, con escalas de 1:1000 y 1:5000 para la planta y escala vertical 1:100 a 1:500 para el perfil.

3.2 Red de distribución

Para proyectos de redes de distribución es recomendable el uso de planos aerofotogramétricos. Cuando no se disponga de planos del tipo "ortofoto" y se requiera contar con planimetría de la localidad se hará el levantamiento topográfico del área trazando una poligonal de líneas abiertas. Para efectos de definición de cantidades de obra y presupuesto, el pago de este concepto será de acuerdo a lo siguiente:

- En poblaciones entre 1000 y 2500 hab., se considerará una longitud media de trazo y perfil de 5.0 kilómetros.
- En poblaciones entre 500 y 1000 hab., se considerará una longitud media de trazo y perfil de 3.0 kilómetros.
- En poblaciones menores de 500 hab., se considerará una longitud media de trazo y perfil de 2.0 kilómetros.

En cualquiera de los tres casos, podrá suponerse que el 50 % será terreno medio y el 50% restante será terreno plano.

3.2.1 Planimetría y altimetría de las áreas faltantes

En comunidades rurales que normalmente cuenten con un terreno sensiblemente uniforme con poca pendiente, es aplicable lo siguiente:

Se realizará sólo en los poblados que requieran sistemas de alcantarillado sanitario. En el levantamiento sólo será necesario el trazo de las poligonales abiertas, colocando trompos en cada cruce de calle y nivelación en la misma forma y referenciación de los P.I. principales. A la falta de monumentos naturales se deberá especificar que éstos deberán hacerse con mojoneras de concreto, con objeto de evitar su destrucción, y realizar en caso necesario el replantamiento del trazo.

Para las comunidades pequeñas que se realicen estudios de agua potable, no es necesario un estudio topográfico detallado. El proyecto podrá realizarse utilizando planos fotogramétricos. Las longitudes y elevaciones podrán obtenerse mediante un recorrido de campo, con el fin de realizar mediciones en los puntos y tramos que existan dudas. Es suficiente el uso de un altímetro y una cinta métrica de 50 m. de longitud.

3.3 Sitios especiales

3.3.1 Localización y levantamiento de captaciones y tanques

En los sitios de captaciones y tanques, el levantamiento se realizará por medio de una poligonal cerrada que comprenderá el sitio de la zona de captación, colocando estacas a cada 20 m. y obteniendo su nivelación, se configurará la zona de estudio con curvas de nivel a cada 50 cm. Se anexará una fotografía de la zona.

3.3.2 Trazo y nivelación de los colectores

Para comunidades rurales con planimetría con poca pendiente, sólo se efectuará la nivelación del trazo de la poligonal. En este tipo de trabajo no se requiere el seccionamiento transversal por lo plano del terreno, solo se justifica el trazo con los siguientes detalles:

- * Brecha.- Se deberá contar como concepto separado para poder estimar la cantidad de brecha existente.
- * Trazo.- En terrenos planos se requiere la nivelación y no el seccionamiento por lo tanto es indispensable marcar los P.I., indicando los cadenamientos a cada 50 o 100 metros, dependiendo de la topografía del terreno, con estacado en las distancias intermedias.
- * Nivelación.- Se requiere esta actividad debido a que se analizará si es posible la conducción por gravedad a cada 50 o 100 metros.
- * Secciones transversales.- No se requieren para la cuantificación de volúmenes de obra.
- * Referenciación de P.I. - Actividad que se deberá programar y especificar en cuanto al número de P.I. referenciados.

3.3.3 Elaboración de los planos topográficos

Los planos de perfiles se deberán realizar a escala horizontal de 1:5000 para la planta perfil y con escala vertical de 1:500.

4. PROYECTOS EJECUTIVOS

4.1 Agua potable

4.1.1. Líneas de conducción

El diseño de la tubería para la línea de conducción se determinará tomando en cuenta el gasto máximo diario y las condiciones topográficas de la localidad (desnivel entre la captación y sitio de entrega), de tal manera que las pérdidas por fricción de los diámetros seleccionados de la tubería deberán ser iguales a la "carga disponible".

Cuando el desnivel topográfico entre la obra de captación y el tanque de regularización sea sumamente fuerte, se propondrán cajas rompedoras de presión, con el objeto de reducir las clases de las tuberías seleccionadas. Las cajas rompedoras de presión se diseñarán con base en la cartera de **proyectos tipo**, recomendados por la CNA. Cuando exista bombeo, se hará precisamente entre esos dos puntos, es decir, que no se propondrán plantas de bombeo intermedias, con la finalidad de evitar fuertes costos en la operación. En caso de que la presión de trabajo sea muy fuerte se utilizarán tuberías de alta resistencia en los tramos en donde se requiera. Los aceros sólo se recomiendan emplearlos en casos excepcionales (cruces con carreteras, vías de ferrocarril, arroyos, etc.).

El cálculo hidráulico se llevará a cabo por medio de la fórmula de Darcy-Weisbach, utilizando como coeficiente de rugosidad a f (obtenida de abacos); se deberá utilizar un programa de cómputo de análisis estático, que permita almacenar la base de datos y digitalizar el plano correspondiente.

Se recomienda que el material de las tuberías seleccionadas sea el más económico, tanto en su instalación como en su adquisición; asimismo, se seleccionará el material más económico para las piezas especiales, como son: uniones, derivaciones y deflexiones en las tuberías.

Cuando las tuberías de la línea de conducción tenga que cruzar alguna vía de comunicación o accidente topográfico, se propondrá que la tubería en este tramo sea resistente al impacto vehicular y/o a la intemperie, especificando en el proyecto únicamente el tipo de la tubería a utilizar. Cuando la empresa consultora lo estime necesario, se incluirá un **proyecto tipo** de los cruzamientos, de la cartera recomendada por CNA.

Para que la línea de conducción tenga un adecuado funcionamiento hidráulico, se recomienda instalar en todas las partes altas, válvulas de expulsión de aire, las cuales serán seleccionadas en función del gasto de diseño y de la presión de trabajo que exista en ese punto; asimismo, en todas las partes bajas se colocarán desagües. Para la operación y mantenimiento de las válvulas de expulsión de aire y desagües, se propondrán cajas de protección de válvulas, las cuales llevarán un seguro en la tapa (candado). Estas estructuras estarán disponibles en la cartera de **proyectos tipo** de la CNA.

Para el caso de que el perfil del terreno sea sensiblemente plano o con una pendiente del 2%, las válvulas de expulsión de aire se colocarán a distancias de 0.8 km entre sí.

El diseño se digitalizará con un programa de cómputo, que permita almacenar la base de datos y realizar el cálculo hidráulico correspondiente. El plano del proyecto se presentará

en planta y perfil a escalas horizontal y vertical 1:2000 y 1:200, respectivamente. Asimismo se indicará el kilometraje, elevaciones del terreno y piezométricas, cargas de trabajo, clase de tubería, escala y orientación. En el perfil se trazará la línea piezométrica del funcionamiento hidráulico normal y la línea de sobrepresión (20 % producida por el golpe de ariete); se indicarán los datos geométricos e hidráulicos, como son: diámetros, tipo y longitud de las diferentes tuberías, gasto, velocidad y pendiente. También, el plano deberá contener croquis de localización, datos de proyecto, cantidad de obra, simbología, notas generales. Los planos se dibujarán de acuerdo con las especificaciones de la CNA.

El plano del proyecto se complementará con planos de los **proyectos tipo** (cajas rompedoras de presión, cruzamientos especiales, arreglo típico de válvulas de aire y desagües, y zanjas).

Por separado se presentará la siguiente información:

- Memoria descriptiva del proyecto, haciendo alusión a la obtención de los datos básicos.
- Memoria de cálculo, destacando las consideraciones más relevantes del diseño y las recomendaciones de piezas especiales y dispositivos de control propuestos.
- Diskette de computadora con la base de datos del cálculo, los resultados y la digitalización de planos.

La longitud de la línea de conducción, desde la captación hasta el punto de entrega en la localidad, debe considerarse de 10 km para el rubro de cantidades de obra y presupuesto.

4.1.2. Red de distribución.

La red de distribución tiene la finalidad de proporcionar el agua al usuario, ya sea por medio de hidrante público o unidad agua y en forma más competa a base de tomas domiciliarias. La planeación considerará la zona urbana actual y futura y se proyectará formando circuitos con tuberías principales, cuando la traza regular de las calles lo permitan. Si dicha traza es tan irregular, que no permita formar circuitos, se proyectarán redes de líneas abiertas. Las presiones disponibles se calcularán con relación al nivel de la calle, en cada crucero de la tubería principal o de circuito, permitiéndose como mínima 10 m. y como máxima 40 m. de columna de agua.

Cuando no sea posible formar los citados circuitos, debido a una traza irregular o a la dispersión de las casas de la localidad, se proyectará una red abierta.

Para localidades con diferencias de nivel mayores de 50 m., las redes de distribución se proyectarán por zonas, de tal manera que la carga estática máxima no sobrepase los 50 m de columna de agua.

Se definirán las áreas de influencia de los tanques de regularización, con la finalidad de que la tubería primaria de la red se diseñe con los diámetros adecuados.

Después de lo anterior, se procederá a efectuar el cálculo hidráulico.

Los planos de la red se dibujarán a escala 1:2000 y contendrán lo siguiente:

- Trazo de tuberías principales con indicación del diámetro y longitud.
- Trazo de tuberías secundarias o de relleno con diámetro y longitud, las cuales se incluirán en el plano sin cálculo y sólo por especificación.
- Válvulas de seccionamiento.
- Nombre de las calles
- Indicación del número de crucero.
- Elevación piezométrica y de carga disponible en los cruceros de circuitos principales.
- Datos de proyecto.
- Cantidades de tubería.
- Simbología.
- Notas generales.

Se diseñarán los cruceros de proyecto y se obtendrá la lista de piezas especiales; estos detalles se presentarán en los planos de la red. De no disponer de espacio, se hará un plano de cruceros por separado, indicando la zona de influencia y lista de piezas especiales.

Por separado se presentará la siguiente información:

- Memoria descriptiva del proyecto, describiendo la concepción de la planeación del sistema.
- Memoria de cálculo, destacando las consideraciones más relevantes del diseño y las recomendaciones de operación y control.

Para efectos de pago en el catálogo de conceptos y presupuesto, las cantidades de obra para la contratación del

proyecto, la unidad será el "lote" con la consideración de un máximo de 100 Ha, que respresentan una densidad media de proyecto de 25 hab/Ha.

4.2. Alcantarillado

En el plano topográfico de la zona urbana actual y futura, se proyectará y diseñará la red de alcantarillado para alejar de la localidad las aguas residuales. Primeramente, se hará la traza de los subcolectores y colectores, posteriormente se trazará la red de atarjeas complementaria.

En cada colector se definirán sus áreas de aportación ó servicio, con apoyo de la configuración topográfica. Además, en todos los tramos se obtendrán los gastos acumulados a tubo parcialmente lleno y a tubo lleno, así como las velocidades correspondientes.

La posición de los pozos de visita estarán en cada interconexión de tuberías, cambio de dirección ó de diámetro.

Las pendientes y profundidades de las tuberías estarán en función del diámetro, longitud y elevaciones de plantilla, ya que deberán ir paralelas a la pendiente del terreno natural.

El diámetro mínimo a utilizar para red de atarjeas será de 20 cm.

El cálculo hidráulico de los colectores se realizará a través de un programa de computadora, que permita obtener el plano digitalizado del perfil, así como la base de datos respectiva. La escala horizontal será de 1:2000 y la vertical 1:200 y se indicará lo siguiente:

- Orientación.
- Localización de tuberías, señalando su longitud, pendiente y diámetro.
- Pozos de visita con la indicación de la elevación del terreno y plantilla.
- Nombre de calles.
- No. de pozos de visita y sus profundidades.
- Cantidades de tubería y de obra.
- **Proyecto tipo** del pozo de visita y de alguna otra estructura común.
- Notas generales.

Para efectos de pago en el catálogo de conceptos y presupuesto, la unidad de medida para la contratación del proyecto ejecutivo de la Red de alcantarillado será el "lote", considerando un máximo de 100 Ha en cada uno.

5. SELECCION DE PROYECTOS TIPO

Los proyectos tipo se refieren a todas aquellas obras que, por sus características de diseño, pueden adaptarse a cualquier condición física de campo sin alterar la dimensión particular de sus elementos.

La tarea consiste primero en seleccionar de una cartera de **proyectos tipo** disponibles, la estructura que mejor se adapte a las condiciones y valores básicos de la localidad en estudio; después, se cambiarán los datos del nombre del poblado, croquis de localización, etc.; y finalmente, se presentarán en planos con los logotipos y descripción exclusiva del proyecto en cuestión.

Las obras que deberán diseñarse como proyecto tipo, se describen a continuación.

5.1. Agua potable

5.1.1. Captación

a) Obras de toma en corrientes superficiales.

El proyecto de la obra de toma para corrientes superficiales debe satisfacer las siguientes condiciones:

- La bocatoma se localizará en un tramo de la corriente que esté a salvo de la erosión o de los azolves y aguas arriba de la localidad por abastecer o de cualquier descarga de residuos tóxicos.

- La entrada de la toma se situará a una elevación inferior al nivel de las aguas mínimas de la corriente y la estructura deberá quedar en un tramo recto y nunca en curvas.

- La velocidad del agua en la entrada de la toma no deberá ser superior a 0.60 m/s.

- En el proyecto de la obra de captación se dispondrán los elementos que permitan la operación, el acceso, inspección y limpieza de las partes de la obra.

b) Obra de toma en manantiales.

Se proyectará una caja colectora de dimensiones adecuadas, de tal manera de evitar la contaminación y que los afloramientos se obturen.

La estructura deberá estar provista de los siguientes accesorios:

- a) Válvula de seccionamiento en el tubo de entrada.
- b) Tubería de desagüe de fondo provista de válvula para control de los afloramientos.
- c) Registro tipo hombre.
- d) Tubo de ventilación.
- e) Caja para protección de la válvula de seccionamiento, adosada a la estructura.

Además deberá contar con un vertedor de demasías el cual se ubicará a la altura de la superficie libre del agua para no provocar sobre-carga en el manantial, así mismo contará con los siguientes accesorios complementarios como:

Para garantizar al máximo la protección sanitaria del manantial, se hará una zanja perimetral a una distancia de 8.00 m. como mínimo para interceptar las aguas de lluvia.

Para evitar el acceso de personas y animales se construirá una cerca de alambre de púas en un radio de 10 m.

5.1.2 Pozos

a) Pozos exploratorios

Para investigar zonas acuíferas potenciales susceptibles de aprovecharse, es necesaria la perforación de pozos de exploración-bombeo con registro litológico continuo.

b) Pozos de agua

Se propondrá un pozo tipo de 250 m de profundidad, con 60 m de protección sanitaria, sección constante, cedazo tipo canastilla de 1 mm de abertura, colocado: a partir de la ubicación del nivel estático y hasta la profundidad del pozo, para acuíferos libres; o entre el techo y piso del acuífero si este es confinado. El filtro de grava varía de 2/8 a 1/2 pulgada de diámetro, la descarga es de 4 o 6", el ademe de 10 o 12 y la perforación 16 o 18 pulgadas de diámetro. En la parte inferior del pozo se coloca un tramo de 3 m de ademe ciego y un tapón de fondo.

5.1.3. Tanques de regularización

a) Tanques superficiales

Cuando se tenga una elevación natural en la proximidad de la población, se propondrá un tanque superficial, de tal manera que la diferencia de nivel del piso del tanque a los puntos más altos y bajos por abastecer, sea de 15 y 45 m. Estos tanques deben diseñarse con capacidades de 10 a 150 m³ y deben estar provistos de los siguientes accesorios:

- Fontanería de las tuberías de llegada y salida del tanque serán de material que soporte el intemperismo; asimismo, la tubería de demasías y desagües será del mismo material. La capacidad del tanque será para regular 24 horas de demanda de agua y deben proyectarse con algún dispositivo de medición o cuando menos con un indicador de nivel.

b) Tanques elevados

Cuando la topografía del lugar sea sensiblemente plana se propondrá un tanque elevado de concreto armado, con una altura de torre de 10 o 15 metros. La capacidad del tanque será para regular 24 horas de demanda de agua; la fontanería para las tuberías de llegada, salida, demasías y desagües será de un material que soporte el intemperismo.

5.1.4. Cárcamos de bombeo

En caso de que la población se encuentre en una elevación topográfica más alta respecto a la ubicación de la toma directa, los cárcamos de bombeo se propondrán adosados a dicha toma; y serán de concreto armado y su dimensionamiento será para un tiempo de retención de 30 minutos.

5.1.5 Desinfección

La desinfección se hará en el tanque de regularización mediante la aplicación de cloro en gas o solución, quedando el uso de los compuestos de cloro (hipoclorito) para los casos en que el estudio económico comparativo con cloro líquido le sea favorable.

5.1.6. Cajas rompedoras de presión

Cuando el desnivel topográfico entre la captación y la regulación sea sumamente fuerte, se colocarán sobre la línea de conducción cajas rompedoras de presión; el material será a base de mampostería en muros, y la losa inferior y superior de concreto armado; la fontanería de las tuberías de llegada, salida, desagüe y excedencia, será de material resistente al intemperismo.

5.1.7. Hidrantes

Se propondrán hidrantes en la distribución del agua cuando las viviendas de la comunidad estén muy dispersas. Las unidades se colocarán en puntos estratégicos (lugares de reunión como plazas públicas, iglesias, mercados, etc.) y consistirán en una base de concreto y un muro de tabique aplanado y pulido con cemento. El material de la tubería del hidrante público deberá ser resistente al intemperismo.

5.1.8. Equipamiento electromecánico

La selección del equipo de bombeo estará en función del gasto de bombeo y de la altura a vencer.

La potencia del equipo se definirá en función del gasto de bombeo y la carga, por lo que se hará un diseño del equipo electromecánico para cada localidad, el cual consistirá en seleccionar el tipo de bomba (horizontal o vertical); la subestación será de tipo rural.

Por lo que respecta a la acometida eléctrica, su desarrollo estará en función de la localización de la fuente de energía eléctrica, la cual será aérea a base de poste.

La fontanería del equipo de bombeo se diseñará en función de el tipo de equipo seleccionado, y además que pueda soportar el intemperismo.

5.2. Saneamiento

5.2.1. Letrinas

Se utilizará para la disposición de excretas de manera sencilla y económica, para viviendas ubicadas en zonas rurales con abastecimiento de agua a base de hidrantes públicos y carente de alcantarillado sanitario, recomendado para cualquier tipo de clima, constará de las siguientes partes: foso, brocal, losa, tasa, asiento, tapa y caseta.

Para que se instale en todas las zonas, incluyendo donde el manto de aguas freáticas esté superficial, se recomienda que el foso sea impermeable y construido en el lugar o prefabricado, para que periódicamente se puedan hacer labores de limpieza, además se elaborará un manual para su conservación y mantenimiento, indicando la disposición final de los desechos.

El proyecto debe contener plantas, cortes, detalles constructivos, notas y resumen de cantidades de obra.

La unidad de proyecto de la letrina sanitaria será el "lote" y consistirá en la elaboración del proyecto y un manual de conservación y mantenimiento.

5.2.2. Fosas sépticas

Se utilizará para la disposición de excretas, utilizándose en zonas rurales con abastecimiento de agua a base de hidrantes públicos y carente de alcantarillado sanitario. Se recomienda para cualquier tipo de clima y constará de tanque séptico y pozo de absorción.

No es recomendable su instalación en donde existan norias para el abastecimiento de agua, si no se hace previamente un estudio de suelos y de los mantos de agua subterránea.

El tanque séptico se diseñará de acuerdo al gasto generado de aguas negras, y al período de retención; el pozo de absorción se diseñará de acuerdo con la naturaleza del terreno y pruebas de infiltración.

Con respecto a la fosa séptica se verá si es factible construirse en el lugar o proponerla prefabricada.

Se deberá elaborar un manual para su conservación y mantenimiento, donde se indique la disposición final de los desechos.

El proyecto ejecutivo incluirá plantas, cortes, detalles constructivos, notas, y resumen de cantidades de obra.

La unidad del proyecto de la fosa séptica será el "lote" y consistirá en la elaboración del proyecto y un manual de conservación y mantenimiento.

5.2.3. Tanques Imhoff

Se utilizará para la disposición de excretas en poblaciones rurales, con abastecimiento de agua a base de tomas domiciliarias que no cuenten con alcantarillado sanitario. Se recomienda para cualquier tipo de clima y constará de las siguientes partes; cámara superior de sedimentación, cámaras inferiores de digestión pozo de absorción.

No será recomendable su instalación en donde existan norias para el abastecimiento de agua potable, si no se hace previamente un estudio de suelos y de los mantos de agua subterránea.

El diseño se hará de acuerdo con el gasto generado de aguas negras y al periodo de retencion, el pozo de absorción se diseñará de acuerdo con la naturaleza del terreno y las pruebas de infiltración.

Con respecto al tanque Imhoff se verá si es factible construirlo en el lugar o proponerlo prefabricado.

Se deberá elaborar un manual para su conservación y mantenimiento, indicando la disposición final de los desechos.

El proyecto ejecutivo constará de plantas, cortes, detalles constructivos, notas, y resumen de cantidades de obra.

La unidad de proyecto del tanque Imhoff será el "lote" y consistirá en la elaboración del proyecto y un manual de conservación y mantenimiento.

6. EDICION DEL INFORME FINAL

Los capítulos que forman parte del documento final serán elaborados y revisados en el proceso del estudio, de acuerdo a los resultados obtenidos en cada actividad, por lo que el presente concepto incluirá solamente una integración de las partes correspondientes y no la elaboración, análisis y redacción.

Deberán integrarse los capítulos al informe, detallando conclusiones y recomendaciones y anexando datos que sustenten los resultados. Este informe se deberá integrar en un solo documento, el cual se presentará a la supervisión para su aprobación e impresión correspondiente.

Después de revisada y aprobada la integración del informe final, el contratista deberá entregar 5 ejemplares impresos del mismo, encuadrados en pasta rígida, con el logotipo de la CNA.

7. DOCUMENTACION PARA LICITACION

Se relacionarán todos los conceptos de obra del proyecto del sistema de agua potable, con los cuáles se elaborará el antepresupuesto correspondiente, de acuerdo con el catálogo general de precios unitarios para agua potable y alcantarillado editado por la CNA.

Se relacionarán todos los conceptos de obra del proyecto del sistema de alcantarillado sanitario y de los proyectos tipo y adaptaciones, con los cuáles se elaborará el antepresupuesto correspondiente de acuerdo con el catálogo general de precios unitarios para agua potable y alcantarillado editado por la CNA.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
III.- ABASTECIMIENTO DE AGUA
ANEXO 3.- DISPONIBILIDAD, USO Y MANEJO DEL AGUA.
EN COMUNIDADES RURALES.**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

ANEXO 3

DISPONIBILIDAD, USO Y MANEJO DEL AGUA EN COMUNIDADES RURALES

INTRODUCCIÓN

Los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento son esenciales para asegurar la salud de la población. Muchas enfermedades diarréicas e infecto-contagiosas, que resultan en altos índices de mortalidad, se deben a la falta de dichos servicios o a las deficiencias en su prestación.

En México los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento para ciudades con más de 2,500 habitantes se han desarrollado según las capacidades económicas y sociales de sus pobladores y atendiendo a un criterio de autosuficiencia financiera y técnica.

En el caso de las comunidades rurales, no se tienen los recursos económicos suficientes para desarrollar los servicios básicos de agua potable, alcantarillado y saneamiento y menos para lograr su autosuficiencia financiera y técnica. Por esta razón, las acciones que se lleven a cabo deben ser con obras sencillas y de bajo costo, aprovechando los recursos regionales y las capacidades de sus habitantes.

Frente a este problema y a la difícil situación económica por la que atraviesa México, es necesario impulsar cambios tecnológicos en la planeación, diseño, operación, financiamiento, mantenimiento y participación de la sociedad de las obras que se proyecten para dotar de agua o sanearla en las comunidades rurales.

Este documento presenta un diagnóstico general sobre la disponibilidad y uso del agua en comunidades rurales, describe algunas acciones emprendidas en el país y los desarrollos tecnológicos que ha realizado el IMTA para su manejo. También muestra una propuesta técnica que, de llevarse a cabo, permitirá contribuir al desarrollo sostenible de los servicios de agua en dichas comunidades rurales.

DIAGNÓSTICO DE LA DISPONIBILIDAD Y USO DEL AGUA

Conforme a las estadísticas del Censo Nacional de Población y Vivienda (INEGI, 1995), se estima que nuestro país cuenta con 91'158,000 habitantes que viven en aproximadamente 201,138 localidades, de las cuales 198,311 son comunidades rurales con una población de 24'154,775 habitantes (26% del total de la población). Del total de esta población rural el 47.5 % no cuenta con servicio de agua potable y el 79.1 % no dispone de un sistema de saneamiento básico. Se observa también que los estados con mayor número de localidades rurales son Veracruz, Chiapas, Chihuahua, Jalisco, Oaxaca, Michoacán y Tamaulipas; estos estados concentran el 41.4% de los habitantes que viven en condiciones rurales.

De las comunidades rurales con menos de 2,500 habitantes, el 44 % de ellas se encuentran en condiciones de pobreza, que en muchos casos llega a ser extrema según el estudio de "Magnitud y Pobreza en México", 1984-1995, realizado por INEGI-CEPAL en 1993, por consiguiente estas comunidades no cuentan con recursos para tener acceso a los servicios de agua potable y saneamiento básicos.

Con la falta de los servicios de agua potable se generan efectos sociales y económicos, que recaen en un trabajo fatigoso para mujeres y niños, y la pérdida de horas en el acarreo de agua desde distancias largas y a precios elevados. Y con la escasez del saneamiento se generan enfermedades gastrointestinales que ocupan el 4° lugar de causa de muerte en nuestro país.

Respecto a las condiciones climáticas y disposición de agua en México, el territorio nacional tiene una precipitación anual media de 777mm, pero el 42% de la superficie tiene características secas o semisecas, donde la lámina de precipitación anual varía de 75 a 500 mm, además la población se distribuye inadecuadamente respecto a la disponibilidad del agua, teniendo que importar agua de cuencas vecinas y limitando su desarrollo. La escasez de agua se acentúa principalmente en los estados de Baja California, Norte de Chihuahua, Coahuila, Durango, Nuevo León y Zacatecas. En el centro

del país existe disponibilidad adecuada del agua, sin embargo existe una gran competencia por el uso del agua (*Arreguín, Biswas y Talavera, 1996*).

Es esta dispersión tan alta de población, la inadecuada distribución de los recursos hidráulicos, los grandes problemas socioeconómicos de nuestro país, la falta de tecnología no convencional y la discontinuidad de los programas de participación de los pobladores, lo que fundamentalmente ha provocado un rezago importante en el abastecimiento de agua y saneamiento básico a las comunidades rurales de México.

DESARROLLOS TECNOLÓGICOS PARA EL MANEJO DEL AGUA

Uno de los trabajos más importantes que se han realizado en nuestro país sobre saneamiento básico en comunidades rurales, ha sido los planes y proyectos de "Agua entubada para el consumo humano en regiones rurales y pobres" que desarrollaron desde hace varios años hasta 1990, conjuntamente la Secretaría de Salud (SS) y la del Fondo de las Naciones Unidas para la Infancia (UNICEF) en los estados de Chiapas, Tabasco, Oaxaca y Guerrero, logrando construir alrededor de 360 sistemas de agua y beneficiando a más de 180,000 habitantes (*Matías, 1991*).

La metodología establecida por UNICEF en la construcción y operación de sistemas de agua para consumo humano, consta de las siguientes actividades que se ejecutan en un lapso de 40 días máximo:

- Las comunidades a beneficiar deben localizarse en zonas rurales pobres y contar con un mínimo de 350 habitantes y donde la fuente de captación no exceda una distancia de tres kilómetros.
- Que la fuente de captación tenga un gasto de 1.5 l/s, que sea por gravedad y que reúna las características de inodora, incolora e insípida.
- Constitución de un comité pro-construcción elegido en asamblea general.
- Elaboración del expediente técnico entre el ingeniero y la asamblea.
- Realización de convenio de obligaciones entre la comunidad y la institución ejecutora de la entidad.

- La comunidad aporta materiales regionales y mano de obra de sus pobladores, y la institución proporciona materiales industrializados y mano de obra calificada.
- Adiestramiento a los representantes de la comunidad en operación y mantenimiento del sistema.
- Difusión a la comunidad del manual de operación y mantenimiento del sistema y de organización permanente.
- Acto oficial de entrega del sistema a los representantes de la asamblea de agua.

Por su parte, el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua IMTA en coordinación con la Comisión Nacional del Agua CNA, han realizado desde 1990 las acciones siguientes:

- a) Ejecución de un proyecto de saneamiento básico en el medio rural y zonas marginadas (*Tavira, 1990*), cuyos objetivos fueron:
 - Elaboración del marco general de los servicios de agua potable y saneamiento en el medio rural
 - Identificación de tecnologías apropiadas para la protección de fuentes de abastecimiento y para disposición de excretas.
 - Evaluación de una comunidad piloto de 200 habitantes para realizar un proyecto específico de saneamiento básico.
- b) Desarrollo de la metodología para el saneamiento básico en comunidades rurales de hasta 1000 habitantes (*Tavira, Vargas y González, 1991*), que contiene:
 - Identificación y selección de la tecnología de saneamiento básico de bajo costo
 - Concertación de compromisos con las instituciones responsables del saneamiento básico
 - Evaluación económica y sanitaria de la comunidad en cuestión
 - Presentación de la tecnología de saneamiento básico a las comunidades
 - Organización de la comunidad
 - Identificación y evaluación sanitaria de las fuentes de abastecimiento

- Protección de las fuentes de abastecimiento
- Disposición adecuada de excretas
- Mejoramiento de la calidad del agua familiar

c) Realización del diagnóstico sanitario del estado de Morelos, "Acciones y costos par 27 localidades rurales" menores de 1000 habitantes (*Cardoso y Vargas, 1992*)

d) Elaboración del Manual de Sistemas Rurales (poblaciones pequeñas y rurales), Libro II, 1ª Sección, Tema 6 del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, CNA-IMTA (*Tzatchkov, Enriquez e Hidalgo, 1994*).

e) Elaboración del Manual de Saneamiento Rural, Libro II, 3ª Sección, Tema 3 del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, CNA-IMTA (*Tavira y Hansen, 1994*).

f) Desarrollo de una Guía para la Selección de Tecnologías Alternativas (*Mundo, Martínez, Barrios y Delgado, desde 1994*), que incluye la producción de un video y un paquete de cómputo *Hidrotec*, que permite diseñar las obras tipo para comunidades hasta de 500 habitantes:

- Captación de Agua.- Cisterna subterránea, cisterna superficial, captanieblas y presas subterráneas.
- Saneamiento y tratamiento de agua.- Filtros de cantera, filtros caseros, fosa séptica y letrina rural.
- Extracción y bombeo.- Bomba de ariete
- Riego.- Diábeta, tanque de descarga de fondo y cápsulas porosas

g) Implantación de un laboratorio de tecnologías alternativas en las instalaciones de la Universidad Autónoma de Chiapas (desde 1994), en donde se validan y calibran las diversas estructuras hidráulicas para el medio rural.

Y actualmente está en desarrollo un estudio social y de comunicación para transferir el sistema de colección de agua de lluvia para pequeñas

comunidades rurales, donde se están realizando actividades de difusión a los pobladores con relación al proyecto.

PROPUESTA TÉCNICA PARA EL DESARROLLO DE LOS SERVICIOS DE AGUA

No obstante lo anterior, no han sido suficientes todas estas acciones y hace falta intensificarlas, puesto que, si anotamos que el desarrollo sostenible de los servicios de agua potable y saneamiento en las poblaciones rurales se concibe como "El proceso a través del cual se resuelven las necesidades de agua de las comunidades presentes y se asegura la renovabilidad de este recurso agua, para que las futuras generaciones tengan la capacidad de satisfacer sus propias necesidades" vemos que aún estamos muy distantes de lograrlo en nuestro país por el enorme rezago que existe.

Entonces, para enfrentar el problema de abastecimiento de agua potable en estas comunidades, y lograr su desarrollo sostenible, es necesario intensificar las acciones emprendidas y, desde el punto de vista técnico y sin perder de vista el aspecto integral, realizar lo siguiente puntos:

1. Inclusión en el software *Hidrotec* de más proyectos tipo de obras de abastecimiento, alcantarillado y saneamiento para poblaciones rurales y pequeñas hasta los 10,000 habitantes, con el fin de reducir tiempo y costo de los proyectos y su ejecución. De hecho, esta acción es forma parte de las conclusiones contenidas en el Programa de las Naciones Unidas acerca del Fortalecimiento de las Capacidades Institucionales del Subsector Agua en México, editado durante 1996 por la SEMARNAP, CNA e IMTA.
2. Elaboración de términos de referencia que integren, el diseño, construcción y puesta en servicio de la obra, en un mismo contrato. Y capacitación a las entidades regionales, estatales y municipales sobre los mismos.
3. Difusión masiva de manuales de tecnologías alternativas para la captación, distribución y saneamiento de agua, para poblaciones menores de 2,500, habitantes.

4. Ejecución de obras con participación ciudadana, en donde el Gobierno aporte la Ingeniería y materiales y los habitantes realicen la ejecución de las obras.
5. Desarrollo e implantación de Programas de comunicación y participación ciudadana mediante técnicas audiovisuales, orientadas a crear una cultura sobre uso y conservación del agua y saneamiento ambiental.
6. Promoción de la formación de consejos operadores de las obras, con miembros de las mismas comunidades.

Para la ejecución de estas acciones se estima conveniente contar con la participación de las siguientes entidades:

- Comisión Nacional del Agua; promoción, financiamiento y divulgación
- Gobiernos Estatales y Municipales; promoción, financiamiento, administración, divulgación y seguimiento.
- Comités ciudadanos; administración, ejecución, organización y operación.
- Empresas consultoras y constructoras; elaboración de la ingeniería y capacitación.
- El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, desarrollo de paquetes de cómputo, programas de comunicación y participación, manuales, cursos y términos de referencia.

CONCLUSIONES

Se considera de gran importancia impulsar la implantación de tecnologías no convencionales de bajo costo y accesibles al usuario, así como la participación de la población para elevar el nivel de abastecimiento de agua y saneamiento básico a las comunidades rurales.

Referencias Bibliográficas

- *INEGI*, "Censo General de Población y Vivienda 1995", Base de Datos Simbad, Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, México.

- *Arreguín C.F., Biswas A., Talavera R.*, "Fortalecimiento de las Capacidades Institucionales del Subsector Agua en México", IMTA-PNUD-CNA-SEMARNAP, Octubre de 1996, Jiutepec, Morelos.
- *Matías N.*, "Agua Entubada para Consumo Humano con Participación Comunitaria en Áreas Rurales Pobres" Seminario Internacional de Uso Eficiente del Agua, IMTA-CNA, México 1991.
- *Tavira M.I.*, "Saneamiento Básico en el Medio Rural y Zonas Marginadas", Proyecto AR-9001 del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, 1990.
- *Tavira M.I., Vargas H.J. y González H.A.*, "Metodología para el Saneamiento Básico en Comunidades Rurales" Proyecto AR-9101 del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, 1991.
- *Cardoso V.L. y Vargas H.J.*, "Diagnóstico Sanitario del Estado de Morelos, Acciones y Costos para 27 localidades Rurales" Proyecto AR-9202 del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, 1992.
- *Tavira M.I. y Hansen H.A.*, **Manual de Saneamiento Rural**, Libro II, 3ª Sección, Tema 3 del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, CNA-IMTA (1994).
- *Tzachtkov G.V., Enriquez Z. S. y Hidalgo L.M.*, **Manual de Sistemas Rurales**, Libro II, 1ª Sección, Tema 6 del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, CNA-IMTA (1994)
- *Mundo M. M., Martínez A.P., Hernández B.L., Delgado B.A.*, "Guía para la selección de Tecnologías Alternativas en Hidráulica", Versión 1.0, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Coordinación de Tecnología Hidráulica, Jiutepec Morelos. 1997.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

TEMA:

**III.- ABASTECIMIENTO DE AGUA
ANEXO 4.- TECNOLOGÍAS ALTERNATIVAS PARA EL
SUMINISTRO DE AGUA Y SANEAMIENTO EN PEQUEÑAS
COMUNIDADES RURALES.**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

ANEXO 4

TECNOLOGÍAS ALTERNATIVAS PARA EL SUMINISTRO DE AGUA Y SANEAMIENTO EN PEQUEÑAS COMUNIDADES RURALES

Nahun H. García
Martín Mundo Molina
Leonel Ochoa

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Resumen

Conforme a las estadísticas del Consejo Nacional de Población (CONAPO), se estima que en nuestro país, según cifras de 1995, existen aproximadamente 198,311 comunidades rurales habitadas por el 26 % de la población de la República, de las cuales 108,000 tienen menos de 100 habitantes. Debido a la falta de medios de comunicación, a la dispersión de la población dentro de las mismas comunidades, a la falta de servicios e infraestructura apropiada, a la baja capacidad económica de los pobladores, a las malas condiciones climáticas y topográficas, y en muchas ocasiones por la escasez del recurso agua entre otros factores; se complican y dificultan las acciones que se requieren para proporcionar los servicios de suministro de agua y saneamiento en el medio rural. Del total de la población "rural" el 47.5 % no cuenta con servicio de agua potable y el 79.1 % no dispone de alcantarillado.

En cuanto a las comunidades rurales con menos de 2,500 habitantes, el 44 % de ellas se encuentran en condiciones de pobreza, que en muchos casos llega a ser extrema (estudio de "Magnitud y Pobreza en México", INEGI-CEPAL 1984-1995), por consiguiente estas comunidades no cuentan con recursos suficientes para tener acceso a los servicios tradicionales de agua potable y saneamiento. Si bien, por un lado, el gobierno federal ha canalizado una gran cantidad de recursos para beneficiar a las comunidades rurales, a través de la puesta en marcha de una serie de programas de desarrollo social y de combate a la pobreza; por otro lado, debe existir y prevalecer la conciencia social de que en la realidad ningún recurso será suficiente en tanto no se invierta en infraestructura apropiada y acorde a las necesidades prioritarias de cada lugar.

Con base en lo anterior, desde 1994, el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) en coordinación con otras instituciones como la Comisión Nacional del Agua (CNA), el Centro de Estudios y Desarrollo Experimental (CEDEX) del Ministerio de Fomento de España, la Agencia Española de Cooperación Internacional (AECI), la Universidad Autónoma de Chiapas (UN.ACH), y la Dirección General de Desarrollo Rural de la Secretaría de Agricultura y Desarrollo Rural (SAGAR), ha venido realizando una serie de acciones para identificar y seleccionar diversas *tecnologías alternativas* para captar, extraer, almacenar y suministrar agua en pequeñas comunidades rurales; de la misma manera se han seleccionado algunas alternativas para apoyar su saneamiento. Los costos de operación y mantenimiento de estas tecnologías, en comparación con los sistemas tradicionales, son relativamente bajos. Por otro lado, el nivel de capacitación y de estudios requeridos, para conservar y operar adecuadamente estas obras, es acorde al nivel cultural que predomina en el medio rural.

En este documento se hace referencia a una serie de *tecnologías alternativas*, que se conocen desde hace varias décadas y son del dominio público, que al ser aplicadas correctamente resultan ser una opción técnica, social y económicamente viable para solucionar, en parte, el problema del abastecimiento de agua y del saneamiento en el medio rural.

Introducción

Se estima que en México, más del 20% de la población carece de acceso al agua potable y el 50% de la misma no cuenta con servicio de alcantarillado. En el medio rural esta situación se agudiza al grado que más del 50% de la población rural carece del servicio de suministro de agua para consumo humano y cerca del 85% no cuenta con sistemas de eliminación de excretas. Estas carencias se amplifican aun más en las pequeñas comunidades rurales con menos de 500 habitantes, donde su dispersión, dificultades de acceso y las malas condiciones topográficas, entre otros factores, encarecen substancialmente las obras convencionales para proporcionar dichos servicios. Esta problemática se aprecia claramente en los Altos de Chiapas, en las poblaciones indígenas de Oaxaca, en las comunidades marginadas de la sierra de Guerrero, en la mayor parte de las rancherías del estado de Michoacán, en el semi-desierto de Zacatecas, en la zona Tarahumara de Chihuahua, y en una gran cantidad de las pequeñas poblaciones de pescadores de Baja California, por mencionar algunos sitios.

Ambos servicios, el suministro de agua y el saneamiento, son esenciales para asegurar la salud de la población y para aminorar los padecimientos que impone la pobreza. Una gran cantidad de enfermedades intestinales e infecciosas, que son causantes de un gran porcentaje de la mortandad de los niños en el medio rural, se deben a la falta de estos servicios o la deficiencia en su prestación. Adicionalmente a este problema de salud, la falta de dichos servicios trae consigo también problemas sociales y económicos, tales como la pérdida de horas de trabajo y de capacitación, principalmente de mujeres y niños, que se invierten en el acarreo de agua para el consumo familiar; o el pago de precios elevados por unos cuantos litros de agua, situación que en el medio rural puede afectar substancialmente la ya de por sí deteriorada economía familiar

Para contribuir en la solución de este tipo de problemas, se puede recurrir a una gran cantidad y variedad de *tecnologías alternativas* que son del dominio público y que están a disposición de la sociedad. Uno de los requisitos básicos para usar estas tecnologías es su adecuada selección. El proceso de selección no es una actividad simplemente de carácter técnico, este proceso incluye una serie de acciones tendientes a garantizar la aceptación, el buen uso y el aprovechamiento eficiente de la tecnología en función del problema que se pretende solucionar; en general se puede indicar que incluye las siguientes etapas: identificación y caracterización del problema, selección de alternativas técnicas y económicamente viables, planificación para la transferencia de la tecnología, participación de la comunidad en la selección y definición de acciones para la apropiación de la opción tecnológica que los satisfaga social y culturalmente.

Con el fin de apoyar técnicamente a las diversas instituciones relacionadas con la selección de alternativas tecnológicas para zonas rurales, el IMTA en un esfuerzo conjunto con la CNA, el CEDEX, la AECl, la SAGAR y la UNACH entre otras instituciones, ha venido participando en la elaboración de una serie de publicaciones de entre las que destaca por su sencillez el documento denominado "*Guía Técnica Para la Selección de Tecnologías Alternativas en Hidráulica*" editado por el IMTA, no menos importantes e interesantes, por su contenido y profundidad, resultan los documentos denominados "*Sistemas Rurales*" y "*Saneamiento rural*" editados por la CNA como parte del "*Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*" que se publicó en 1994.

Con este trabajo se pretende hacer una breve descripción sobre algunas de las *tecnologías alternativas*, que se reportan en estos documentos, y que están relacionadas con el abastecimiento de agua y saneamiento rural. Para dar una mayor claridad se ha dividido el documento en cuatro rubros: captación, bombeo, saneamiento y potabilización.

Captación

Cisternas superficiales

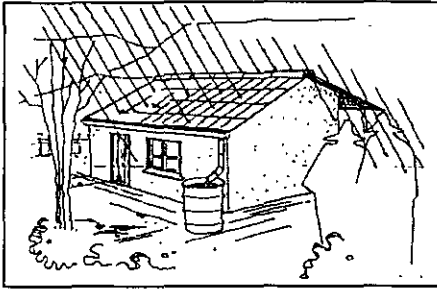


Ilustración 1

Los techos de las casas se utilizan para la captación de la precipitación, o sea, del agua de lluvia. Mediante esta técnica el agua de lluvia que cae al techo es captada y conducida mediante tuberías o canales recolectores a un sistema de almacenamiento (ilustración 1). El más común de estos almacenamientos es un tanque metálico con capacidad superior a los 200 litros o un tanque superficial diseñado en función de la demanda familiar o del grupo de familias o personas que habitan o usan la edificación (se han construido tanques superficiales de hasta de 35 m³). Los tanques de almacenamiento,

que se fabrican en el sitio, están revestidos en su interior por una cubierta de cemento, con el fin de evitar su deterioro y conservar la calidad del agua; en el comercio existen tanques prefabricados que se pueden usar sin mayor problema (por ejemplo, la marca rotoplas, al igual que otras, comercializa tanques de diferentes capacidades que van desde los 400 hasta los 5,000 litros).

Básicamente, el sistema se compone de tres partes: área de captación, conducción y almacenamiento. La primera de ellas la constituye el techo de las viviendas que puede ser de asbesto-cemento, lámina o concreto. Algunos tipos de techo desprenden sedimento (palma, paja), al presentarse la lluvia, por lo que éstos deberán evitarse. La conducción se refiere al sistema de tuberías que transporta el agua captada hacia el tanque de almacenamiento.

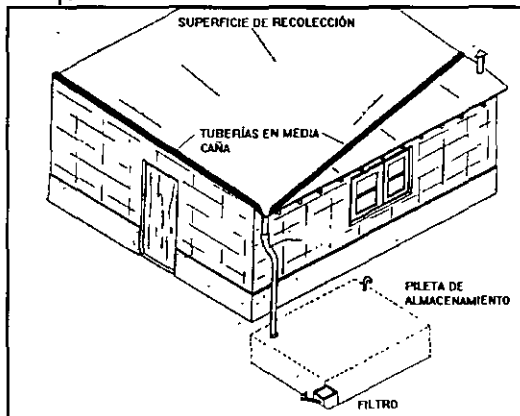


Ilustración 2

La conducción de recolección y suministro a la cisterna, comúnmente se construye de tubería de PVC de seis pulgadas cortada por la mitad en forma de canaleta. La canaleta se coloca en el borde del techo de la vivienda (ilustración 2). Puede usarse también lámina galvanizada lisa para y construir de esta manera una canaleta de 20 cm de ancho por 15 cm de altura.

En zonas rurales el agua de lluvia captada generalmente se utiliza para consumo humano. Existe la creencia generalizada de que esta agua es potable, sin embargo esto no siempre es cierto, ya que el agua de lluvia lleva consigo impurezas que se encuentran en el techo, en la conducción, e incluso en el medio ambiente, por

lo tanto, el agua almacenada deberá pasar por un filtro de arena, y posteriormente clorarla o hervirla para consumo humano. Para la cloración se recomiendan tres gotas de cloro casero por cada litro de agua.

Aplicabilidad

Esta tecnología es recomendable en poblaciones rurales donde no exista una red de agua potable convencional. Aún en aquellos lugares donde existan, se recomienda su aplicación si el agua es escasa, ya que de esta manera se recibe agua a un bajo costo. También toma importancia en lugares donde los sistemas ofrecen un servicio intermitente y existen problemas con la calidad del agua.

Ventajas

El agua es de buena calidad para beber, siempre y cuando se filtre y clore.

Limitaciones

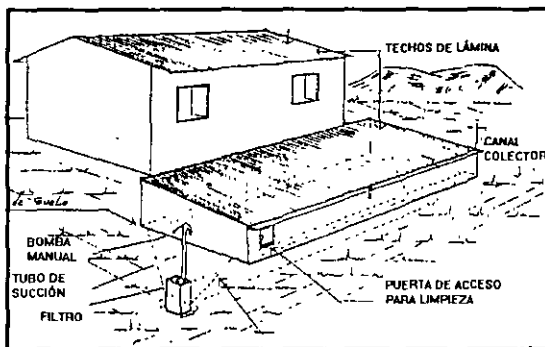
Depende de la magnitud de la precipitación promedio anual de la zona.

Bibliografía recomendada

1. E. Schiller, Perú, 1995, *Sistemas de captación de aguas pluviales*. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS).
2. *Manual de saneamiento: vivienda, agua y desechos*. México, D.F., 1991. Dirección de Ingeniería Sanitaria. Secretaría de Salubridad y Asistencia.

Cisternas subterráneas

La captación de agua de lluvia se hace en el propio techo de la cisterna, que puede ser de lámina, plástico o teja; también pueden utilizarse techos de casas vecinas, unidas a través de canaletas, con la finalidad de acelerar el llenado de la cisterna.



La cisterna se excava en el suelo, tiene forma de tronco piramidal invertido, con la base menor en el piso o fondo, que es de concreto; las paredes son repelladas con mezcla y reforzadas internamente con malla para gallinero. El suministro de agua es por medio de una canaleta conectada a una tubería de PVC que conduce el agua a la cisterna (ilustración 3). La cisterna tiene un filtro interno compuesto de capas de arena (50 cm. de espesor), carbón (30 cm. de espesor) y grava (20 cm. de espesor).

Ilustración 3

La extracción de agua de la cisterna se hace normalmente por medio de una bomba manual, utilizando tubería de PVC de $\frac{1}{2}$ " , la cual va conectada en un tubo de 6" de diámetro, perforado en la parte inferior, y este último enterrado en un filtro de ladrillo que se construye en un extremo de la cisterna

El agua almacenada debe quedar en la más absoluta oscuridad para evitar la proliferación de algas.

Deben construirse aireadores para la oxigenación del agua con tubos horizontales del lado del viento dominante. Un eliminador de excedentes (vertedor) debe ser instalado.

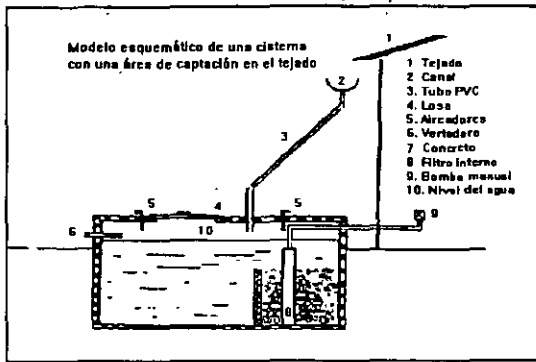


Ilustración 4

Las paredes, a partir del nivel del suelo pueden construirse con ladrillo, adobe o piedra, según la disponibilidad en la región (ilustración 4). Es necesario dejar una puerta para efectuar la limpieza de la cisterna, la misma debe llevar un candado para evitar el acceso de personal no autorizado.

Adaptabilidad

La cisterna rural es una alternativa para contar con agua potable en sitios en que las casas están dispersas.

Bibliografía recomendada

1. A. Silva, Brasil, (1989), *Consultoría técnica sobre cisternas rurales en la región centro occidental de Venezuela.*
2. L. Nieves, Venezuela, (1987). *Captación y conservación de agua de precipitación para consumo humano y cisternas rurales; dimensionamiento, construcción y manejo.*
3. *Cisternas rurales II*, San Salvador (1995), Ministerio de Agricultura y Ganadería, Dirección General de Recursos Naturales Renovables, Proyecto de Rehabilitación e Infraestructura de Producción de Agricultura: Fortalecimiento de la capacidad nacional de gestión de agua.

Captación a nivel de piso

Para recolectar agua a nivel de piso, evitando las pérdidas por infiltración a través del suelo y de evaporación del agua almacenada en las depresiones del terreno natural, se recomienda nivelar y recubrir el piso con losetas, concreto, asfalto u hojas de plástico para formar una superficie lisa e impermeable sobre el suelo (ilustración 5). Otro método consiste en compactar y mejorar el suelo con aportaciones de arcilla para disminuir su capacidad de infiltración y hacerlo más estable y resistente a la erosión.

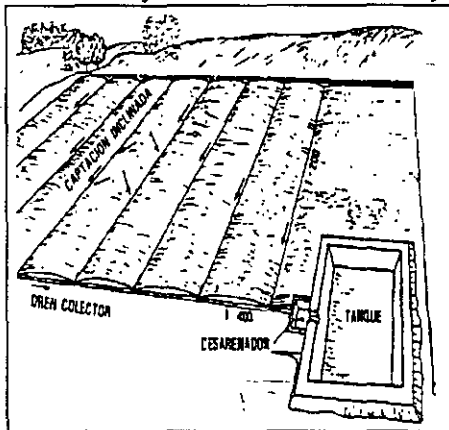


Ilustración 5

La cantidad de agua que se puede captar, por unidad de superficie, depende de la intensidad y magnitud de la precipitación, de la impermeabilización del terreno y de la pendiente del mismo entre otros factores de menor importancia. La proporción del agua que se capta, respecto a la que llueve, varía desde 30% en terrenos planos permeables hasta más del 90% en terrenos con franjas de piso inclinadas y cubiertas con material impermeable.

El agua captada es conducida por medio de un canal colector hasta un tanque de almacenamiento tal y como se puede apreciar en la ilustración 5.

Existen algunos métodos de recubrimiento superficial que han resultado satisfactorios y son de bajo costo, ejemplo de ellos son:

- a). Asfalto en dos capas, sellador y protección con plástico o fibra de vidrio y cubierto de grava.

- b). Membrana plástica cubierta de grava de diámetro entre 1 y 2 centímetros, adherida al suelo con alquitrán bituminoso. En contraste con su atractivo y bajo costo, este recubrimiento tiene la desventaja de ser muy frágil y de difícil reparación.
- c). Una adecuada impermeabilización se puede obtener con tratamientos químicos aplicados a la capa superficial. Así, por ejemplo, las sales de sodio se pueden mezclar con suelos arcillosos para formar una capa impermeable.

Ventajas y desventajas

Los suelos tratados para captación de agua en gran escala pueden ser una fuente de agua para uso doméstico, de un número considerable de familias, o aún para toda una comunidad.

Este sistema presenta el inconveniente de que es necesario contar con una muy buena protección contra la contaminación superficial, lo que se puede lograr construyendo una cerca alrededor de la zona de captación y un sistema de drenaje perimetral para evitar la entrada de posibles escurrimientos contaminados. Por otra parte también es necesario disponer de una gran superficie de terreno.

Bibliografía recomendada

1 Tzatchkov, V. G.; Zapata, S.E. y Hidalgo, M.A.; "Sistemas Rurales", Libro II, Primera Sección, Tema 6 del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Editor: Comisión Nacional del Agua, México, 1994

2 Oofkes, E. H. (Editor); "Small community water supplies. Technology of small water supply systems in developing countries", John Wiley & Sons, 1983.

Presa subterránea

Una presa subterránea almacena el agua obstruyendo el flujo abajo de la superficie de la tierra mediante una barrera transversal que puede ser de arcilla, concreto o mampostería, esta presa aumenta el nivel freático al poner un límite al flujo de agua, que posteriormente se puede bombear para ser utilizada (ilustración 6).

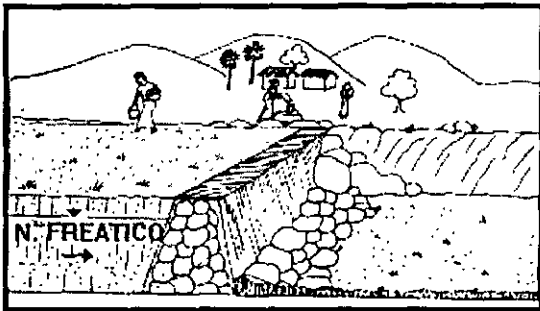


Ilustración 6

Este tipo de presas se construyen durante la época de estiaje, una vez que se construye y llega el periodo de lluvias se recargan los acuíferos y se almacena el agua para utilizarla posteriormente.

El diseño de una presa subterránea está en función de las condiciones hidrogeológicas del sitio. Las condiciones físicas que se deben de tomar en cuenta para construir una presa subterránea son: clima, hidrogeología y

topografía. Los sitios más favorables para la construcción de una presa subterránea son las llamadas camas de arena y grava que se forman en los lechos de ríos y arroyos.

Las presas subterráneas generalmente se construyen durante la época de sequía, cuando hay poca agua en el acuífero y puede ser bombeada sin mayor problema. Para construir una presa se debe tener en cuenta la excavación y los materiales más recomendables para la construcción de la barrera transversal o dique.

Excavación

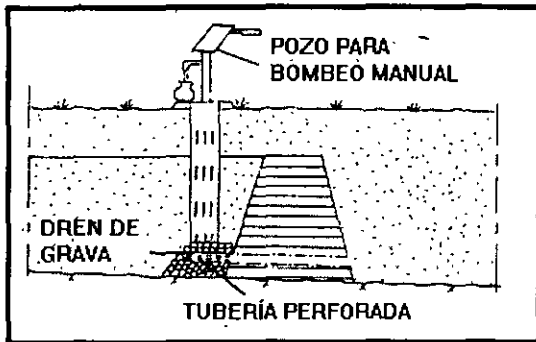


Ilustración 7

Para la construcción de una presa subterránea es necesario excavar una zanja transversal al flujo del agua. El material excavado es generalmente arena, por lo que existen problemas en la estabilidad de los taludes, la pendiente máxima para un suelo arenoso es de 30 cm por cada metro. Así, por ejemplo, para un río que tenga un ancho de 15 metros, la excavación de la zanja será de 4 metros. La excavación puede realizarse de manera manual, aunque esta puede tornarse muy difícil por la estabilidad en los taludes; cuando

la excavación se realiza manualmente es necesario hacerla en etapas horizontales cada 2 o 3 metros, en forma de escalera, lo que posiblemente incrementará el ancho de la excavación.

Una vez terminada la zanja, es muy importante que esta se compacte desde su base y que sobre ella se colocará el dique. Un factor de fracaso en la construcción de las presas subterráneas ha sido una inadecuada compactación.

Dique

Para construir el dique se pueden utilizar diferentes materiales, como arcilla compactada, concreto y mampostería.

- Dique de arcilla. Es una alternativa conveniente en suelos permeables y para niveles freáticos de poca profundidad, por ejemplo, en un río arenoso. Durante la construcción de un dique de arcilla se debe cuidar que cada una de las capas de suelo sea compactada de manera correcta para garantizar una adecuada estabilidad e impermeabilización de la pantalla.
- Dique de concreto. Se requiere la supervisión de un especialista para determinar las cantidades correctas de cemento, grava y arena.
- Dique de mampostería. Es necesario tener mano de obra especializada, así como grandes cantidades de piedra y cemento.

Extracción

La extracción de agua de la presa se puede realizar utilizando bombeo manual. El esquema para la extracción de agua en una presa subterránea se muestra en la ilustración 7.

Mantenimiento

El mantenimiento de una presa subterránea es mínimo y consiste en dar un adecuado mantenimiento a la bomba y a la tubería de extracción. Se recomienda limpiar el área arriba de la superficie de la tierra (donde se encuentra la presa), y vigilar que no se construya ningún tipo de edificación sobre la misma.

Ventajas

Al encontrarse el agua almacenada abajo de la superficie de la tierra disminuye la evaporación.

Es una alternativa que aprovecha los acuíferos naturales y las aportaciones de agua (lluvia), se pueden almacenar por el efecto de infiltración de manera natural, para utilizarse en época de sequía.

Limitaciones

De realizarse una inadecuada compactación pueden presentarse infiltraciones en el dique, produciéndose la falla del mismo.

Bibliografía recomendada

Nilsson A. (1965) *Groundwater Dams For Small-Scale Water Supply*. Intermediate Technology Development Group.

Bombeo

Galerías

El método más antiguo de extracción de agua subterránea consiste en hacer una pequeña cavidad en el suelo (de uno a dos metros de diámetro) hasta una profundidad por debajo del nivel freático, de tal manera que el agua fluya a través de filtración quedando libre y disposición del usuario dentro de la cavidad. Usualmente la cantidad de agua que se puede obtener con este método es limitada en relación y comparativamente con la demanda de una comunidad rural.

Para obtener una mayor cantidad de agua, es necesario drenar un área mayor del acuífero. Esto se puede lograr de tres maneras: ensanchando la cavidad, excavando más profundo o una combinación de ambas opciones.

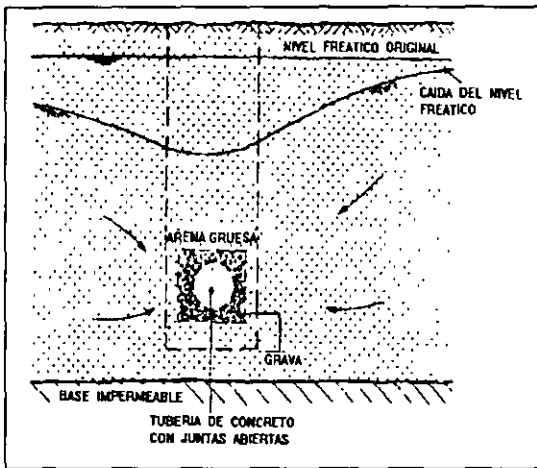


Ilustración 8

de acuíferos debe ser drenado a través de una gran superficie de contacto. También se recomiendan en zonas costeras donde comúnmente un pequeño estrato de agua dulce flota sobre agua salada.

A los sistemas de extracción que se extienden horizontalmente se les denomina galerías y se subdividen en zanjas filtrantes, drenes de infiltración (ilustración 8) y túneles (ilustración 9).

Por los altos costos y dificultades técnicas de la excavación, las galerías deben ser usadas sólo cuando el nivel freático está muy superficial. La experiencia práctica indica que no es recomendable profundizar más de 8 metros con respecto a la superficie del terreno.

Las galerías son una muy buena opción en los casos en que es necesario extraer el agua de acuíferos de pequeño espesor, pues este tipo

Ventajas y desventajas

Para su construcción, las zanjas no presentan mayor complejidad y pueden tener bastante capacidad y una larga vida útil (decenas de años). Sin embargo, las zanjas al estar abiertas, permiten que el agua se contamine fácilmente, lo cual dificulta y limita su aprovechamiento para agua potable.

La construcción de drenes de infiltración y túneles requiere una mayor inversión que las zanjas y su diseño es más complicado por lo que se requiere contar con personal técnico capacitado. Los drenes se pueden tapar con cierta facilidad. La ventaja de los drenes y túneles, es que los colectores son subterráneos por lo que el agua está mejor protegida de la contaminación superficial.

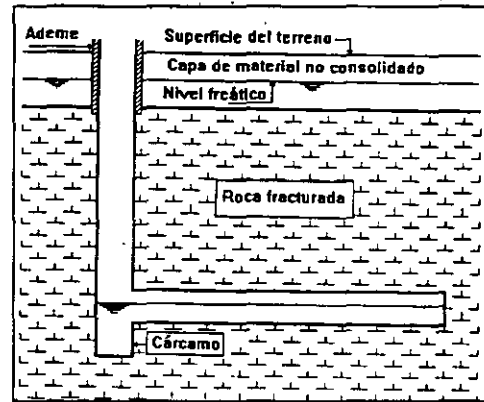


Ilustración 9

Bibliografía recomendada

- 1 Tzatchkov, V. G.; Zapata, S.E. y Hidalgo, M.A.; "Sistemas Rurales", Libro II, Primera Sección, Tema 6 del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Editor: Comisión Nacional del Agua, México, 1994
- 2 Okun, D. A. y Ernst, W.R.; "Community piped water supply systems in developing countries", A planning manual, World Bank, Washington D.C., 1987.

Pozos excavados

Los métodos de extracción de agua subterránea que se basan en incrementar la superficie de filtración por medio de incrementos en profundidad, se pueden dividir en pozos excavados de gran diámetro (ilustración 10) y pozos entubados de diámetro pequeño (ilustración 11). Estos últimos son aplicables cuando el acuífero es de gran espesor y el nivel freático se encuentra a una profundidad considerable. Por otro lado, los pozos excavados, tienen una producción limitada y normalmente su uso está restringido a usos domésticos individuales, al abastecimiento de comunidades muy pequeñas, al suministro de agua en escuelas rurales, por ejemplo.

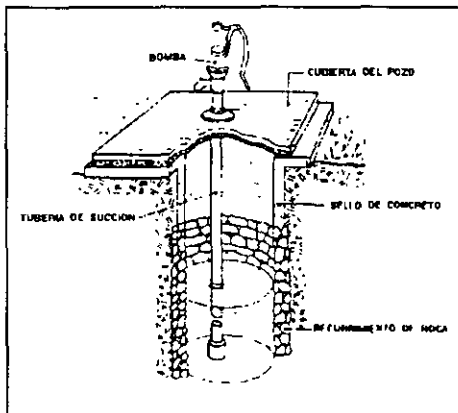


Ilustración 10

La producción de los pozos fluctúa típicamente entre 1/2 l/s, en pozos poco profundos y de diámetro pequeño ubicados en arenas finas, y 100 l/s en pozos profundos de gran diámetro (alrededor de 10 pulgadas) ubicados en arenas gruesas o acuíferos de rocas fracturadas.

Ventajas y desventajas

Los pozos entubados son apropiados para suministro de agua potable, ya que se pueden adoptar precauciones muy sencillas para evitar la contaminación de los acuíferos y por consecuencia del agua extraída de los mismos.

Una situación desventajosa se presenta cuando el agua tiene que ser extraída de un acuífero de poco espesor y situado a gran profundidad. Debido a que se tiene un área

saturada pequeña, en este tipo de acuífero los pozos entubados, en la medida de lo posible, no deben ser usados.

Bibliografía recomendada

1 Tzatchkov, V. G.; Zapata, S.E. y Hidalgo, M.A.; "Sistemas Rurales", Libro II, Primera Sección, Tema 6 del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Editor: Comisión Nacional del Agua, México, 1994
 2 Okun, D. A. y Ernst, W.R.; "Community piped water supply systems in developing countries"; A planning manual, World Bank, Washington D.C., 1987.

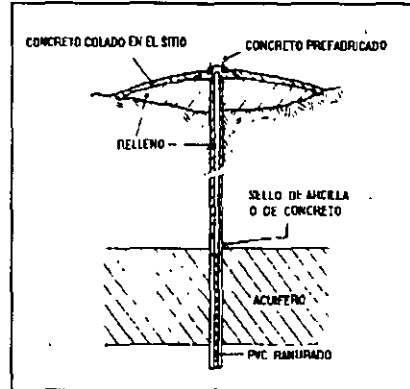


Ilustración 11

Bomba de ariete hidráulico

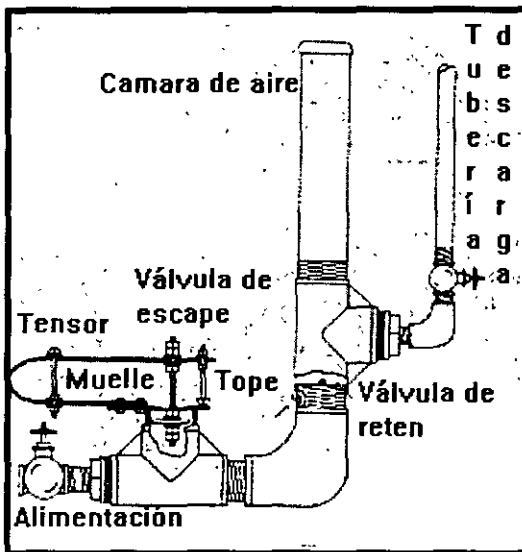


Ilustración 12

La Bomba de Ariete Hidráulico (BAH), es un dispositivo mecánico que sirve para elevar agua utilizando la energía potencial de una caída, para bombear una porción del gasto que la alimenta. Una bomba de ariete se compone de: tubería de alimentación, muelle, tensor, válvula de escape, tope, cámara de aire, válvula de reten y tubería de descarga (ilustración 12).

La BAH se construye en forma industrial, pero su diseño, relativamente sencillo, permite que se pueda construir, en un taller de herrería. Y aún mejor, hacerlo con material de plomería, lo que la hace más económica.

Existen muchas comunidades que cuentan con las condiciones para instalar una BAH, es decir, una caída de agua de por lo menos 1 metro de altura, la cual debe medirse entre el depósito de alimentación y la Bomba de ariete. Es deseable tener un gasto constante de la fuente de alimentación para garantizar un adecuado funcionamiento de la BAH. La instalación de la BAH debe realizarse según el esquema como el que se muestra en la ilustración 13.

Ventajas

- No requiere energía externa ya que opera con una caída de agua, que produce el golpe de ariete que es la base de su funcionamiento.
- Es capaz de funcionar con una caída mínima de 1 metro de altura.
- Logra bombear el agua con una relación de 1 a 10 (1/10) con respecto a la altura de la alimentación.
- Requiere de un mantenimiento mínimo.
- Su funcionamiento es continuo.

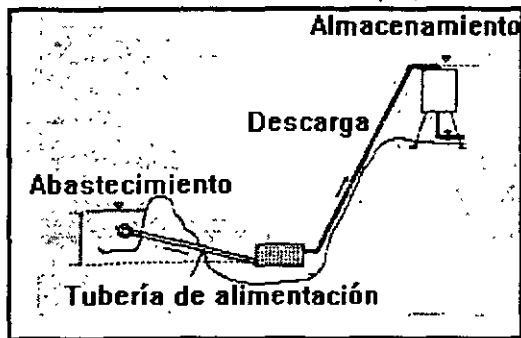


Ilustración 13

- Implica un importante ahorro de energía, mismo que repercute directamente en la economía.
- Presenta la facilidad de construirla manualmente con material de plomería.

Desventajas

Su eficiencia de bombeo muy baja.

Mantenimiento

El mantenimiento es mínimo, sólo se necesita ajustar y calibrar periódicamente (cada tres meses) la bomba.

Bibliografía recomendada

1. Quintero D. México, (1994). *Diseño, construcción y caracterización de una bomba de ariete*. Tesis para obtener el título de Ingeniero Mecánico. Instituto Tecnológico de Zacatepec.
2. Como Hacer Mejor. *Manual de ensamble de una bomba de ariete*. Secretaría de Educación Pública (SEP) 1984.

Saneamiento

Fosa séptica

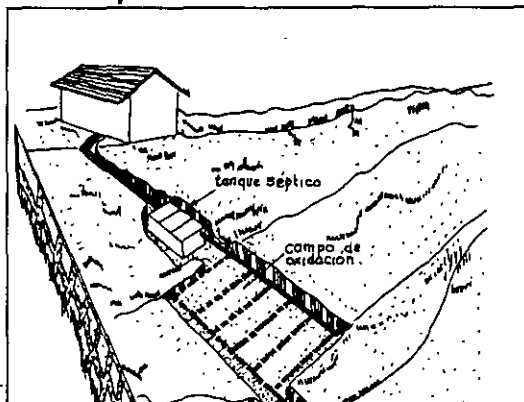


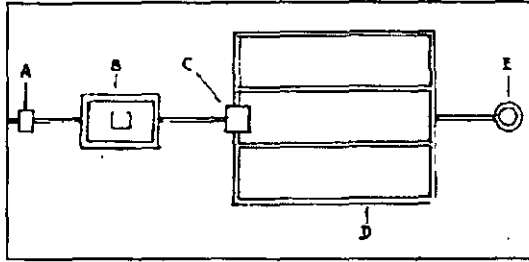
Ilustración 14

En lugares donde no existe alcantarillado público es necesario usar sistemas individuales de disposición de aguas negras, como la fosa séptica. La fosa séptica es una instalación que resuelve en forma satisfactoria el problema de eliminación de pequeñas cantidades de aguas residuales, proveniente de casas aisladas o de pequeños grupos, escuelas, campos deportivos. Un requisito indispensable es que se disponga de terreno suficiente y adecuado para ejecutar las obras.

La fosa séptica consta de dos partes fundamentales (ilustración 14):

1) Un depósito impermeable, que se designa con el nombre de tanque séptico, generalmente subterráneo, donde se efectúa la sedimentación de la materia en suspensión, la formación de natas en la superficie del agua (debido a los sólidos flotantes y a la descomposición de la materia orgánica por la acción de microorganismos conocidos como bacterias anaeróbicas, mismas que proliferan en ausencia de oxígeno libre), lo que constituye un proceso séptico.

2) Una instalación para oxidar el efluente del tanque séptico, ya que dichas aguas no contienen oxígeno disuelto, pero si se ponen en contacto con este elemento, rápidamente lo difunden en su seno, oxidando la materia orgánica y mineralizándola, con lo que las aguas residuales se vuelven inofensivas.



Los elementos que integran una fosa séptica se muestran en la ilustración 15.

Ilustración 15

1. Trampa para grasas (A). Se coloca cuando se reciben desechos de cocina, garages y locales donde se elaboran alimentos.
2. Tanque séptico (B). Elemento en donde se desarrolla el proceso de sedimentación y séptico.
3. Caja distribuidora (C). Se utiliza para mejorar el funcionamiento del campo de oxidación.

4. Campo de oxidación (D). Tiene como función oxidar el efluente del tanque séptico.
5. Pozo de absorción (E). Se construye cuando hay que sustituirse el campo de oxidación.

Ventajas

- La fosa séptica es adecuada para viviendas que carezcan de una red de alcantarillado.
- La fosa séptica es una alternativa tecnológica de bajo costo.
- Una vez construida la fosa séptica, su mantenimiento es casi nulo.

Limitaciones

- Puede contaminar mantos freáticos.
- Si no recibe un adecuado mantenimiento (limpieza), puede causar malos olores.

Bibliografía recomendada

1. López Alegría; 1985, México, *Abastecimiento de agua potable y disposición y eliminación de excretas*. Instituto Politécnico Nacional.

Letrina seca ventilada

Se recomienda para lugares que tienen problemas con la cantidad y disponibilidad de agua y con la estructura del suelo. Hay dos subtipos: la letrina seca ventilada de dos cámaras y la letrina seca ventilada de foso profundo.

Letrina seca ventilada de foso profundo

Se construye en terrenos que no son de tepetate, pedregoso o arenoso y cuando el agua subterránea se localiza por lo menos a 1.5 metros de profundidad.

El foso se recomienda que sea cuadrado de 1 metro por cada lado, y excavación mínima de dos metros. Cuando sea necesario se deberán ademar las paredes. Cuando el excremento ocupa el 75% del foso, se sella con tierra y se excava otro foso.

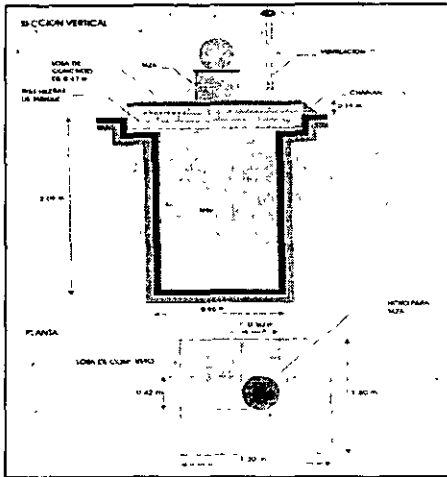


Ilustración 16

Se puede construir superficialmente, semienterrada y enterrada, dependiendo de las características físicas del suelo y de la profundidad del manto freático. En la ilustración 17 se presenta un esquema de la letrina de dos cámaras.

Bibliografía recomendada

Tavira, M. I. y Hansen, H. A.; Saneamiento Rural", Libro II, Tercera sección, Tema 3 del Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Comisión nacional del Agua, México, 1994.

Potabilización

Filtros caseros

El filtro casero es un dispositivo utilizado para mejorar la calidad del agua de lluvia, de corrientes superficiales, o de lagos y pozos.

Un filtro típico (ilustración 18) consiste en una tubería de concreto de 18" de diámetro (46 cm) y de 1 m de longitud. En la parte superior lleva una tapadera de concreto sellada, internamente tiene una tubería de 1" que va unida a una tubería perforada de mayor diámetro (1.5") en el fondo del depósito, que sirve para extraer el agua filtrada. El filtro lleva una capa de 60 cm, de arena colada (colador de albañil). La arena (antes de utilizarla) debe ser lavada con agua limpia y secada al sol para esterilizarla.

Enseguida, durante dos meses, se le echa agua constantemente al filtro para estabilizarlo, formándose en su interior una capa bacteriológica que no permite el paso de los sedimentos y que asegura la calidad del agua. El agua producida se hierve y se clora.

Diseño

Esta tecnología no tiene especificaciones de diseño. Se recomiendan las dimensiones dadas en la descripción técnica. La tubería de concreto de 18" de diámetro se puede

En la ilustración 16 se muestra esquemáticamente las partes que constituyen una letrina seca ventilada de foso profundo.

Letrina seca ventilada de dos cámaras

Esta letrina es de construcción permanente. El foso tiene dos cámaras de un metro cúbico de capacidad cada una, lo que permite un uso alternativo y elimina el problema de construir otras letrinas.

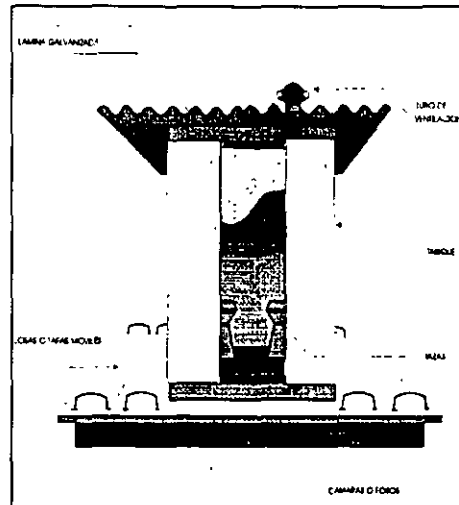
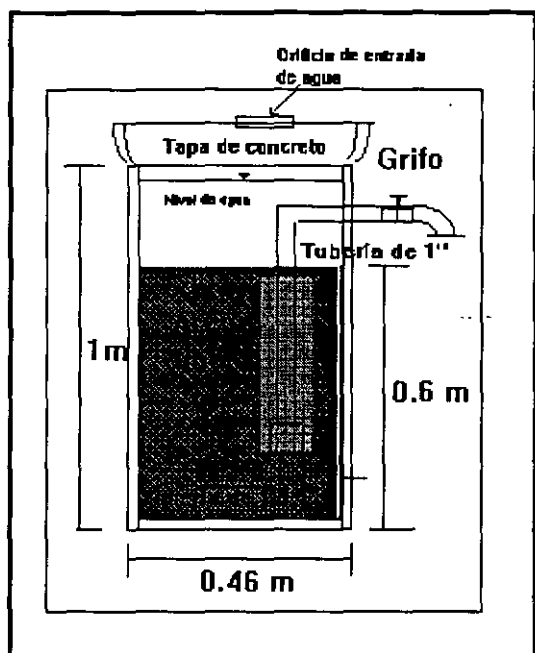


Ilustración 17

sustituir por un cajón construido de tabique. Las dimensiones del cajón de tabique son de 60 cm de ancho, 60 cm de largo y 1 m de altura.

Mantenimiento



La arena se puede cambiar cada seis meses o cada año, dependiendo de su uso. Cada vez que se cambia la arena debe de dársele el mismo tratamiento de lavado y secado al sol.

Ventajas

- Para su construcción e instalación no se necesita de personal especializado.
- Es de bajo costo, accesible para personas de escasos recursos económicos, útil en saneamiento rural.
- Mejora la calidad del agua y reduce la turbiedad.

Limitaciones

- Se recomienda hervir y clorar el agua filtrada para asegurar su calidad para consumo humano.

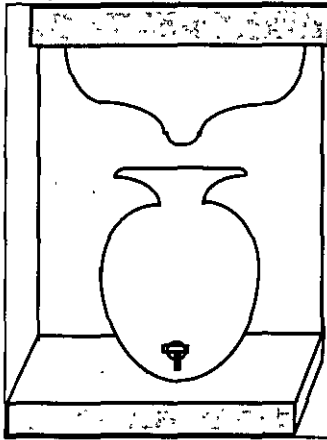
Ilustración 18

Bibliografía recomendada

1. López. Y., San Salvador, (1993)., *Aplicación en campo de filtros caseros*. Centro Sanitario de Tecnologías Ambientales (CESTA).
2. Tzachkov, V., Enriquez, Z., Hidalgo López., México, (1994)., *Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Sistemas rurales*.

Filtros de cantera.

Los filtros de cantera de piedra volcánica (tradicionalmente se encuentran en Michoacán, Jalisco y Zacatecas), se colocan sobre un mueble de madera en donde el agua gotea a un recipiente colector, como se observa en la ilustración 19. El objetivo es proporcionar agua de mejor calidad para consumo humano. El recipiente colector es una olla de barro.



El mueble sobre el cual se coloca el filtro se protege con una malla, dentro de este mueble se encuentra una olla de barro a la cual se le ha instalado una llave para disponer del líquido y lograr un mayor control en la calidad del agua filtrada, al evitar el contacto directo.

Diseño

La fabricación de los filtros de cantera es de carácter artesanal y hasta ahora su diseño no tiene especificaciones especiales.

Rendimiento

En cuanto a los volúmenes filtrados por día, en la tabla 1 se presentan algunos valores obtenidos en mediciones de campo.

Ilustración 19

Tabla 1. Volumen de filtrado por día

Capacidad del filtro (l)	Tiempo de vaciado (hrs)	Volumen producido al día (lts)
8	3	64
15	4.5	80
25	6	100

Construcción

Los filtros se construyen de materiales extraídos de bancos o minas de cantera blanda, que permite la filtración y están compuestos de las siguientes partes:

- Filtro de cantera.
- Mueble con una malla de protección.
- Olla de barro con una llave.

La madera que se requiere para la construcción del mueble, se puede escoger entre las que sean más resistentes y se encuentren cerca de la comunidad. Es recomendable que el mueble tenga un metro de altura y 45 cm por lado.

Mantenimiento

Para garantizar la eficiencia del filtro de cantera, en términos de calidad del agua, se requiere de un buen mantenimiento del mismo. Es importante que se encuentre tapado, colocado en el mueble de madera y protegido con una malla de mosquitero, para protegerlo de insectos y otro tipo de bichos. Para asegurar la calidad del agua filtrada, es importante que el recipiente u olla de barro cuente con su llave. La limpieza del filtro deberá realizarse cada 3 meses, dependiendo de la calidad de agua de que se disponga. Por ejemplo, si es turbia, se recomienda que el mantenimiento sea cada dos meses.

Ventajas

El filtro de cantera es de bajo costo y es una propuesta adecuada para regiones y zonas en donde la población es de escasos recursos y existen problemas de saneamiento básico rural.

Limitaciones

-La más importante es la que se refiere a la disposición del material (cantera), ya que sólo se encuentra en determinadas regiones del país como en Zacatecas, Jalisco y Michoacán.

-No potabiliza el agua.

-Se requiere una cloración posterior.

Bibliografía recomendada

1. Fonseca Moreno O., México, (1994)., *Filtros de cantera*. Unidad educativa audiovisual, Coordinación de Comunicación y Participación, IMTA. México.

2. Tzatchkov, V., Enríquez, Z., Hidalgo López, México, (1994), *Manual de diseño del agua potable alcantarillado y saneamiento.*, Sistemas rurales CNA-IMTA.

3. Producción audiovisual: *Filtro de cantera, Manejo y uso del filtro de cantera, Construcción del mueble para el filtro de cantera*. Coordinación de Comunicación, Participación e Información. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Desinfección

Existen una gran diversidad de métodos de desinfección que pueden ser usados en el medio rural a nivel familiar, de entre estos destacan los siguientes:

Por calor

Se calienta el agua hasta alcanzar su punto de ebullición y se deja hervir durante 10 minutos; posteriormente se deja enfriar y se pasa de un recipiente a otro cuatro o cinco veces para airearla. Una vez hecho esto se almacena en un recipiente limpio, bien tapado y en lugar fresco de donde se tomara para su consumo. Con este sistema se logra eliminar a los organismos patógenos.

Por filtración

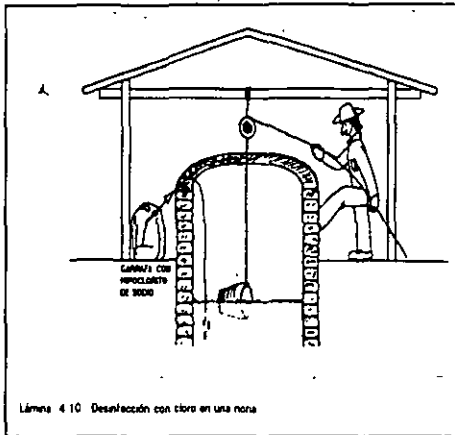
Se recomienda usar los filtros de cantera.

Con plata coloidal (microdyn)

Es una suspensión con acción bacteriana que presenta las siguientes ventajas: no es volátil, no es tóxico, no es degradable, y no es corrosivo. Se aplica una gota por cada litro de agua y se deja reposar de 30 a 60 minutos antes de ingerirla. La desinfección con este método no debe hacerse en recipientes de aluminio, ya que se pierde la efectividad de potabilización.

Con cloro

Mediante sencillos procedimientos es factible desinfectar el agua de norias y tanques públicos y privados por medio de cloración. Para esto se recomienda usar una garrafa de plástico de aproximadamente 18 litros que contenga hipoclorito de sodio; un equipo de venoclisis (tubo de plástico con dosificador de gotas, de uso común en hospitales) y lazo para sujetar y en su caso soportar la garrafa.



Se coloca la garrafa cerca de una noria o la tapa de entrada al almacenamiento, como se puede apreciar en la ilustración 20. Con el equipo de venclisis se aplica la cantidad necesaria de cloro (ver cuadro anexo), regulando el gotero de acuerdo a la capacidad de la noria o del almacenamiento.

Ilustración 20

Desinfectante	Concentrado en %	Cantidad por cada mil litros de agua
Hipoclorito de sodio "Cloralex"	6	15 mm (2 cucharadas)
Hipoclorito de sodio	13	7.5 mm (1 cucharada)
Hipoclorito de calcio. Pastillas de 7.5 gramos	65	1/2 pastilla

Bibliografía recomendada

1 Comisión Nacional del Agua; "Desinfección de agua para consumo humano en el medio rural", Programa agua limpia

Conclusiones

Se presentó un breve panorama sobre una serie de *tecnologías alternativas* que pueden ser aprovechadas adecuadamente dentro del proceso de solución de los problemas relacionados con el suministro de agua potable y saneamiento en el medio rural. Es importante hacer notar que no por el hecho de ser tecnologías relativamente sencillas, esto implica que deben ser subestimadas desde el punto de vista técnico y del servicio que proporcionan; por esta razón, el personal técnico y las autoridades relacionadas con el desarrollo del medio rural tienen el compromiso de hacer su mejor esfuerzo para que la selección y aprovechamiento de este tipo de alternativas sea dentro de un marco profesional y acorde a las necesidades y condiciones socioeconómicas y culturales de cada región.

Referencias

Comisión Nacional del Agua, "Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. 1994

Mundo, M. M; Martínez, A.P.; Hernández, B.L. y Delgado, B. A.; "Guía técnica para la selección de tecnologías alternativas en hidráulica (versión 2)", Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 1997.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
IV.- TRATAMIENTO DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO
(PARTE 1)**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

8. FILTRACION GRUESA DINAMICA.

Este capítulo presenta una descripción del FGD_i como acondicionador de la calidad del agua cruda y de su papel como primera etapa de pretratamiento, incluyendo eficiencias de remoción. También se reseña de manera general, los componentes físicos de un FGD_i y sus criterios de diseño y dimensionamiento; finalmente se dan consideraciones sobre operación y mantenimiento de las unidades.

8.1 DESCRIPCION GENERAL

Un sistema FGD_i consiste básicamente de dos o más módulos operados en paralelo con flujo descendente, donde cada unidad es empacada con lechos de grava de tamaños variables en el rango de gruesa en el fondo a fina en la superficie (Ver figura 8.1). La grava de menor tamaño origina grandes áreas superficiales dentro del lecho filtrante y por consiguiente, valores bajos de carga superficial, favoreciendo el proceso de sedimentación como mecanismo predominante en la remoción de material sólido (Latorre, et al., 1996).

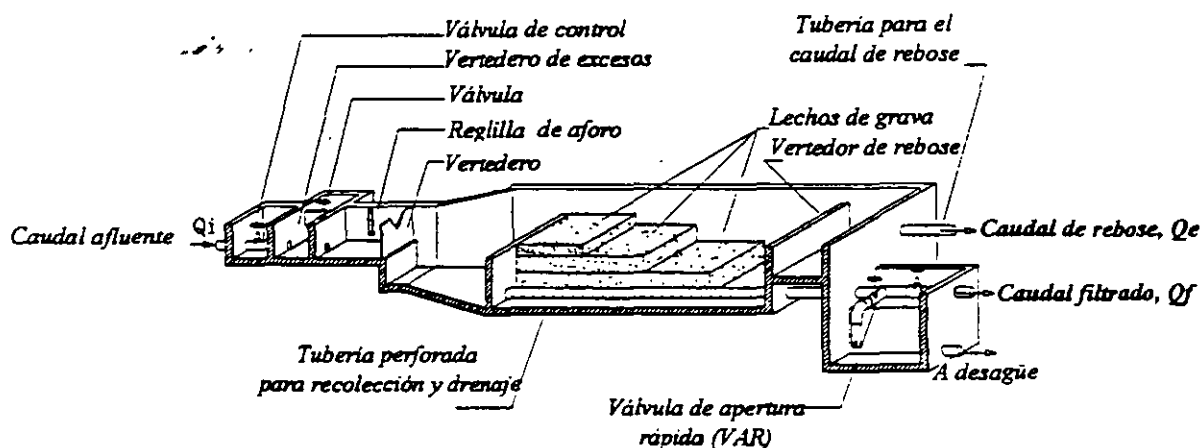


Figura 8.1 Esquema isométrico de un filtro grueso dinámico.

En un FGD_i, el caudal de diseño, Q_i , afluente a la unidad, percola verticalmente a través de lechos de grava, para ser colectado en el fondo por un sistema de drenaje que lo conduce a la siguiente etapa de tratamiento. En la zona de salida se proyecta un vertedor de rebose cuya cresta es diseñada entre 0.03 y 0.05 m por encima del nivel superficial de grava, lo cual contribuye a mejorar el comportamiento hidráulico del filtro (Guzmán, 1997). Al inicio de la carrera de filtración (pérdida de carga generalmente < 0.01 m), la unidad opera a tasa constante y progresivamente, la resistencia hidráulica se incrementa hasta alcanzar la cresta de rebose. A partir de ese momento, el FGD_i empieza a declinar, distribuyéndose el Q_i entre el caudal filtrado, Q_f y el caudal de rebose, Q_e . La capacidad de declinar, origina el nombre de "dinámico" a la unidad de filtración.

La obstrucción de la unidad puede producirse de forma gradual, cuando las condiciones de calidad de agua en la fuente son consideradas normales, y de manera acelerada, ante incrementos rápidos del

contenido de sólidos suspendidos en el agua cruda. Este hecho hace que a los FGD_i se les conozca también como "Válvula Tapon", mostrando su capacidad de respuesta a la colmatación del lecho superficial, cerrando total o parcialmente el suministro de agua a las siguientes unidades de tratamiento. La figura 8.2 muestra unidades experimentales de FGD_i.



Figura 8.2 Zona de experimentación a escala piloto, con diferentes unidades de filtración gruesa dinámica. Estación de investigación y transferencia de tecnología en agua potable. Cinara, Puerto Mallarino, Cali, Colombia, 1997.

8.2 COMPONENTES PRINCIPALES DEL FGD_i

Básicamente un FGD_i está compuesto de:

- Cámara de filtración
- Lechos filtrantes y de soporte
- Estructuras de entrada y salida
- Sistema de drenaje y cámara de lavado
- Accesorios de regulación y control

8.2.1 Cámara de Filtración

Es la zona donde se realiza el proceso de tratamiento y el lugar donde se ubica el lecho filtrante, los medios de soporte y el sistema de drenaje. La altura total de la cámara está determinada por la altura del lecho filtrante, la altura del vertedor de salida y el borde libre requerido. Normalmente la

altura total del filtro es de 0.70 m, con paredes verticales construidas generalmente en mampostería estructural o concreto reforzado.

Físicamente las cámaras de filtración poseen forma rectangular, aunque Guzmán (1997) sugiere realizar mayor investigación sobre el modelaje físico de los FGD_i, a fin de superar algunos limitantes en el comportamiento hidrodinámico de la unidad.

8.2.2 Lechos Filtrantes y de Soporte

El medio filtrante está conformado por tres capas de grava con tamaños que varían entre 3.0 y 25.0 mm. La capa más fina se coloca en la superficie y la más gruesa sobre el fondo de la unidad, cubriendo el sistema de drenaje o múltiple recolector.

Tanto la grava de fondo como la intermedia funcionan como lechos de soporte, aunque existen evidencias de su contribución en la remoción de material suspendido (Larorre 1994). El mantenimiento inadecuado de estas zonas, facilita la acumulación progresiva de lodo y la colmatación total de la unidad, obligando a su vaciado completo.

El diámetro del lecho de soporte varía según el tamaño de la grava superficial y del diámetro de los orificios del múltiple recolector. En general, la altura del lecho de soporte no debe ser inferior al diámetro del conducto recolector principal.

8.2.3 Estructuras de Entrada y Salida

La estructura de entrada debe incluir elementos que permitan la disipación de energía, el control, la medición y distribución de flujo y el vertimiento de excesos. El buen diseño de estos componentes contribuye significativamente a la adecuada operación y mantenimiento del FGD_i y del sistema de tratamiento en general.

La estructura de salida debe permitir tanto el drenaje del caudal de rebose durante la operación a tasa declinante del FGD_i, como el vertimiento del agua de lavado durante la limpieza superficial del filtro.

8.2.4 Sistema de Drenaje y Cámara de Lavado

El sistema de drenaje tiene el propósito de facilitar la recolección uniforme del agua durante la operación normal de filtración, así como también, el drenaje de la unidad al realizar las actividades de mantenimiento. Normalmente el sistema de drenaje consiste de tuberías PVC que forman los colectores laterales, provistos de orificios a través de los cuales se capta el agua para ser entregada al colector principal, que la transporta hasta la fase siguiente de tratamiento o a la cámara de desagüe, según el proceso que se efectúe.

Para facilitar la limpieza hidráulica del filtro, se instala una válvula de apertura rápida (VAR) en la tubería de drenaje, tal como se ilustra en la figura 8.1, con diámetro igual al del conducto principal

colector. El punto de descarga del colector principal en la cámara de lavado, debe localizarse a una profundidad mínima de 0.5 m, medida respecto a la losa de fondo del FGD_i. Al menos una cámara para lavado del material filtrante, debe construirse en un sitio próximo al FGD_i, de tal manera que facilite el mantenimiento de la unidad.

8.2.5 Tubерias y Accesorios de Regulación y Control

Los accesorios utilizados en las unidades de FGD_i incluyen válvulas para regulación de caudal, válvulas de apertura rápida, vertedero de aforo y reglillas de aforo (Anexo 3). Las VAR pueden ser tipo mariposa, compuerta o globo, contruidos en hierro fundido, acero inoxidable o PVC.

8.3 CRITERIOS DE DISEÑO

En la tabla 8.1 se presentan los criterios de diseño recomendados por Cinara-IRC, tomando como base su trabajo a nivel de planta piloto y el seguimiento de proyectos a escala real.

Tabla 8.1.- Guías de diseño para filtros gruesos dinámicos.

Criterio	Valores Recomendados
Periodo de diseño (años)	8 - 12
Periodo de operación (h/d) (*)	24
Velocidad de filtración (m/h)	2 - 3
Número mínimo de unidades en paralelo	2
Area de filtración por unidad (m ²)	< 10
Velocidad superficial del flujo durante el lavado superficial (m/s)	0.15 - 0.3
Lecho Filtrante	
Longitud (m)	0.6
Tamaño de gravas (mm)	Según Tabla 8.2
Altura del vertedero de salida (m)	0.03-0.05 (**)

(*) En estaciones de bombeo de agua con periodos de operación inferiores a 24 h/día, se recomienda proyectar un almacenamiento de agua cruda, a partir del cual se suministre agua de manera continua al FGD_i y demás componentes.

(**) Medidos a partir del lecho superficial de grava fina.

La disposición del material filtrante dentro de la unidad requiere especial atención, pues de ella depende el buen desempeño de la unidad de tratamiento. Es importante conservar la estratificación propuesta en la tabla 8.2, pues ello facilitará el comportamiento del FGD_i como un filtro de superficie. La mezcla de los medios filtrantes origina un lecho no estratificado, lo cual puede implicar menor eficiencia remocional y mayor penetración de lodo a lo largo de toda la profundidad

del lecho, aumentando las rutinas de mantenimiento. Esta hipótesis está siendo estudiada por Cinara con participantes del Programa de Postgrado en Ingeniería Sanitaria y Ambiental de la Universidad del Valle. Para facilitar y conservar la estratificación se recomienda instalar mallas plásticas como separador de lechos. (Anexo 4).

La velocidad de filtración recomendada para estos sistemas FGD_i no debe exceder los 3.0 m/h, pues se pueden generar valores de esfuerzo cortante que resuspendan y transporten el material sedimentado en el efluente de la unidad, disminuyendo la eficiencia del proceso y modificando las rutinas de mantenimiento (Latorre, 1994).

Adicionalmente y ante los bajos costos de inversión inicial que el FGD_i representa (entre 7% y 10% de los costos directos de construcción), no se justifica emplear velocidades de filtración superiores a las recomendadas. Para facilitar las actividades de operación y mantenimiento, se deben diseñar dos unidades, como número mínimo operando en paralelo, con actividades de mantenimiento escalonadas.

Las cámaras de lavado deben ser amplias, seguras y de fácil acceso, sus dimensiones deben ser tales que faciliten el desplazamiento y maniobrabilidad del operador, recomendándose áreas superficiales entre 3 y 5 m² y profundidades entre 0.20 y 0.40 m. La cámara debe ser abastecida con agua cruda para facilitar el mantenimiento eventual del FGD_i (ítem 8.6). El conducto de desagüe, debe ser calculado para evacuar el caudal máximo de lavado y evitar sedimentación en su interior. La losa de fondo de la cámara de lavado puede construirse en concreto simple, mientras los muros perimetrales en mampostería de ladrillo.

En la tabla 8.2 se presentan las características del medio filtrante recomendado para unidades FGD_i, y en la figura 8.3, un FGD_i construido a escala real.

Tabla 8.2 Especificaciones del lecho filtrante recomendado para filtros gruesos dinámicos, FGD_i.

Posición en la Unidad	Espesor de la Capa (m)	Tamaño de Grava (mm)
Superior	0.20	3.0 - 6.0
Intermedio	0.20	6.0 - 13.0
Inferior, Fondo	0.20	13.0 - 25.0

8.6 OPERACION Y MANTENIMIENTO

La operación de los FGD_i se fundamenta tanto en el control de la velocidad de filtración, como en la medición y calidad del agua producida, mientras que el mantenimiento se concentra en la recuperación de la pérdida de carga en los medios filtrantes, a través del lavado manual superficial y de descargas de fondo. Estas actividades de operación y mantenimiento se han clasificado, con base en su frecuencia de ejecución, en diarias, periódicas y eventuales. En la tabla 8.4 se presentan las actividades diarias de operación y mantenimiento.

Tabla 8.4 Actividades diarias de operación y mantenimiento en el FGD_i.

Actividades	Acciones Claves
Control de Q_i	Revisar caudal afluente al filtro. Ajustar válvula de entrada, según se requiera.
Control de Q_r	Revisar caudal efluente del FGD _i , el cual debe corresponder al requerido por los filtros gruesos. Decidir necesidad de mantenimiento en FGD _i .
Medición de turbiedad	Con equipo de campo, medir turbiedad de agua afluente y tratada. Cuando el valor de turbiedad a la salida indique valores mayores a los niveles esperados, decida sobre la necesidad de efectuar mantenimiento. En caso positivo, cierre la válvula de salida y limpie el FGD _i .
Registro de Información	En el libro de registro diario, anotar el valor de turbiedad del agua, la fecha de lavado y otras observaciones que se consideren importantes.

La velocidad de filtración en ningún momento debe superar el valor de diseño. En tal sentido, el caudal afluente a la unidad, Q_i , debe ser controlado y ser coherente con el caudal requerido para generar la velocidad de diseño. Solamente durante las actividades de mantenimiento y en particular durante el lavado superficial se puede aumentar el valor de Q_i , de tal manera que se facilite el arrastre del material resuspendido por efecto de las acciones de rastrillado y arado sobre el lecho de grava fina.

El control de la calidad de agua efluente, permite tomar decisiones sobre su operación y mantenimiento. Así por ejemplo, en situaciones donde se detecte deterioro de la calidad efluente y si la demanda lo permite, puede optarse por disminuir el caudal de entrada o posponer el lavado de la unidad.

Al presentarse cambios bruscos en la calidad del agua, continuamente se deben controlar las calidades afluente y efluente de todas las unidades del sistema de tratamiento, pues la eficiencia puede reducirse. Ante estas circunstancias y si el caudal efluente del FGD_i no declina rápidamente y la turbiedad afluente a los filtros lentos presenta valores superiores a 20 UNT, será necesario

disminuir el caudal de operación de la planta en un 50%. Al persistir esta situación, se debe operar el sistema de tratamiento con un 25% del caudal de diseño, o en caso extremo, suspender la entrada de agua a la planta.

El mantenimiento de los FGD_i incluye actividades periódicas (tabla 8.5) que consisten principalmente en la limpieza de la capa superficial de grava y en el lavado hidráulico o drenaje de fondo, utilizando la válvula de apertura rápida.

Tabla 8.5 Actividades periódicas de operación y mantenimiento

Actividades	Acciones Claves
Lavar cámaras de entrada y salida (una vez por semana)	Remover material adherido a paredes y fondo de cámaras.
Limpiar capa superficial de grava (una o dos veces por semana)	<p>Cerrar válvula de control de agua filtrada.</p> <p>Remover con un rastrillo u otro elemento similar, el lecho de grava superficial, en sentido contrario al flujo, iniciando en la zona de entrada y finalizando en el vertedero de rebose.</p> <p>Remover la grava hasta que el agua de lavado sea ópticamente similar al agua cruda.</p>
Limpieza hidráulica o de fondo del filtro (una vez por semana)	Llenar la cámara de filtración con agua cruda y abrir y cerrar 10 veces consecutivas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua de lavado sea ópticamente similar al agua cruda. Este procedimiento puede repetirse por 2 ó 3 ocasiones, cuando el agua de lavado sea muy diferente al agua cruda.

El lavado de los FGD_i pretende restituir la capacidad de filtración y de almacenamiento de lodo dentro del lecho filtrante, recuperando por consiguiente, la pérdida de carga en la unidad de mantenimiento. El desarrollo de la pérdida de carga, es función de la calidad del agua cruda y de la velocidad de filtración utilizada.

Generalmente las actividades periódicas se realizan una vez por semana con una duración cercana a 30 minutos, pero en periodos lluviosos y particularmente en fuentes superficiales con alto grado de contaminación, el arrastre de sólidos se incrementa generando obstrucciones rápidas del lecho filtrante y aumentando por consiguiente la frecuencia de mantenimiento.

Después del lavado, la pérdida de carga hidráulica del filtro debe reducirse, con relación a la existente previa al lavado y retornar en lo posible, a las condiciones iniciales. Las causas de que esto no suceda pueden ser originadas por:

- Entrada de aire al sistema de drenaje.
- Lavado ineficiente y acumulación progresiva de lodo dentro de los lechos.
- Obstrucción completa del medio filtrante.

Si terminado el lavado no se recupera la carga hidráulica, se debe drenar nuevamente el filtro para descartar las dos primeras causas. Si la situación persiste, puede estar presentándose la tercera causa, condición que puede aparecer después de varios meses e incluso años de operación de la unidad. Para superar esta situación será necesario retirar todo el lecho filtrante, lavarlo manualmente o con ayuda mecánica e instalarlo nuevamente, conservando la estratificación inicial.

Se debe tener especial cuidado en la extracción y posterior colocación de las capas de grava, a fin de evitar su mezcla. Si esto sucede, las gravas deben ser retiradas, tamizadas y colocadas nuevamente en correcto orden. Las acciones claves para las actividades eventuales se presentan en la tabla 8.6.

Tabla 8.6 Actividades eventuales de operación y mantenimiento de un filtro grueso dinámico.

Actividades Eventuales	Acciones Claves
Retiro y lavado total de la grava	Cerrar salida de agua filtrada. Cerrar entrada de agua cruda. Retirar capas de grava cuidando que éstas no se mezclen entre sí. Lavar en forma separada las capas de grava. Tamizar las fracciones de grava que puedan estar mezcladas. Lavar tuberías, fondo y paredes del filtro. Instalar capas de grava en el mismo orden y con igual espesor al que tenían antes de ser retiradas para el lavado. Abrir entrada de agua y realizar un lavado siguiendo las indicaciones del lavado normal del filtro.

9. FILTRACION GRUESA ASCENDENTE

9.1 DESCRIPCION GENERAL

Los sistemas de filtración gruesa ascendente consisten de una o varias unidades que contienen grava en su interior.

En sistemas conformados por una sola unidad, Filtración Gruesa Ascendente en Capas (FGAC), esta es empacada con lechos de grava de diferente tamaño en el rango de gruesa en el fondo a fina en la superficie (ver Figura 9.1). En sistemas con más de una unidad, Filtración Gruesa Ascendente en Serie (FGAS), cada módulo se llena con un tamaño de grava predominante que decrece en el sentido del flujo (Ver Figura 9.2). Un proyecto de demostración construido a escala real de filtración gruesa ascendente se presenta en la figura 9.3.

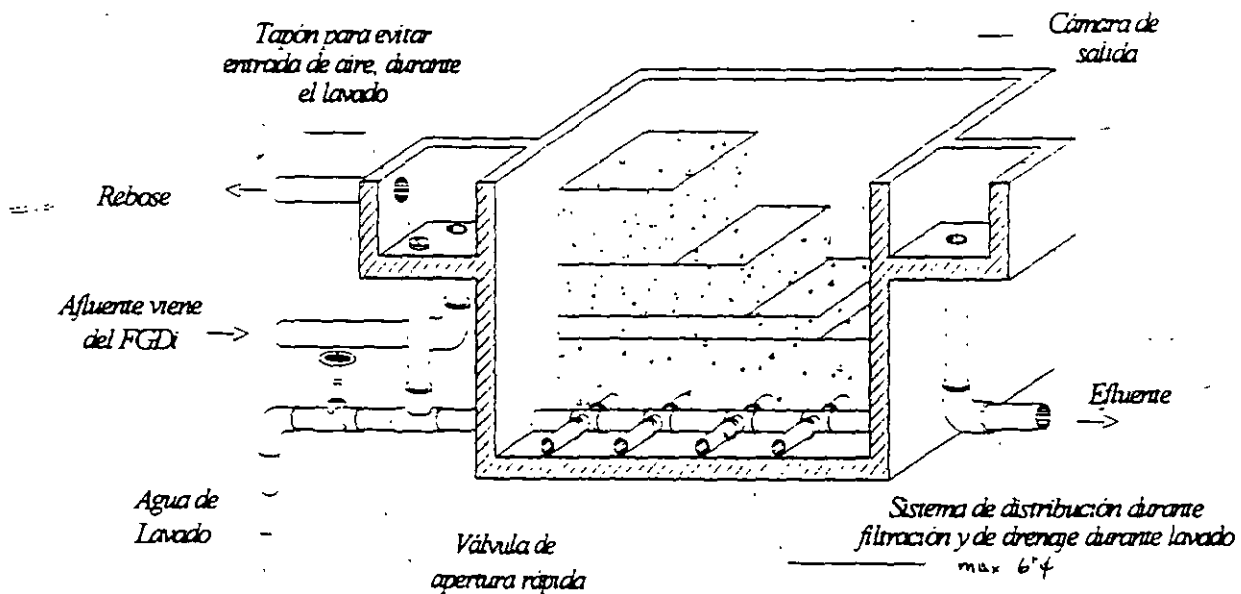


Figura 9.1 Corte Isométrico de un Filtro Grueso Ascendente en Capas

La filtración gruesa ascendente tiene la ventaja de favorecer la acumulación de sólidos en el fondo del filtro, donde se localiza el sistema de drenaje, facilitando así, el lavado hidráulico o de fondo de las unidades. Adicionalmente, la dirección vertical del flujo reduce interferencias generadas por temperatura o diferencias de densidad del fluido, mejorando el comportamiento hidráulico de la unidad, evitando zonas muertas y produciendo tiempos de retención más homogéneos. Estos factores influyen significativamente en la eficiencia del proceso de tratamiento (Galvis et al., 1996).

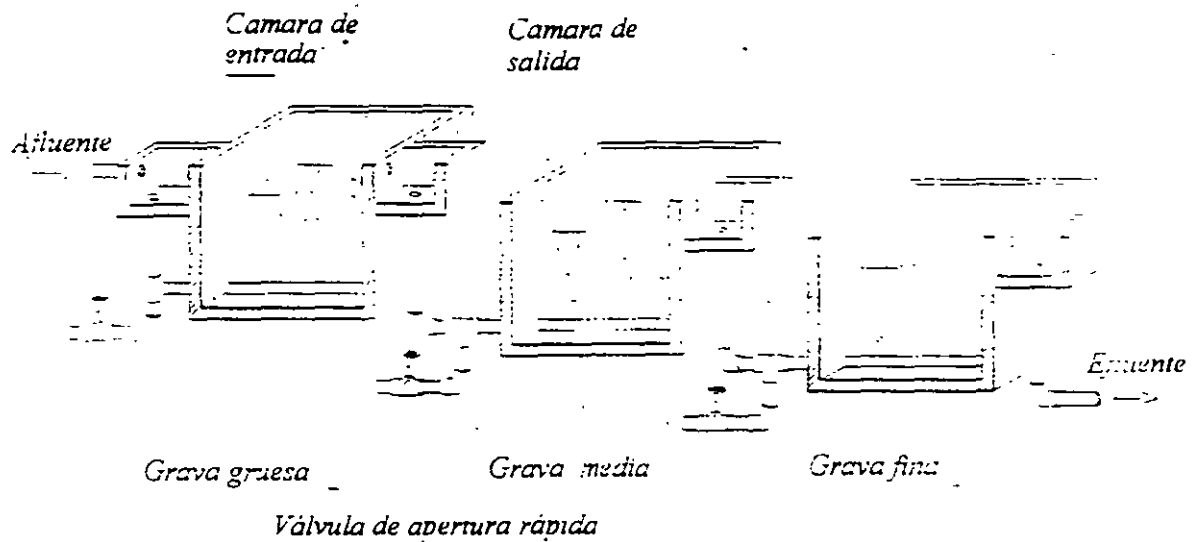


Figura 9.2 Corte Isométrico de un Filtro Grueso Ascendente en Serie

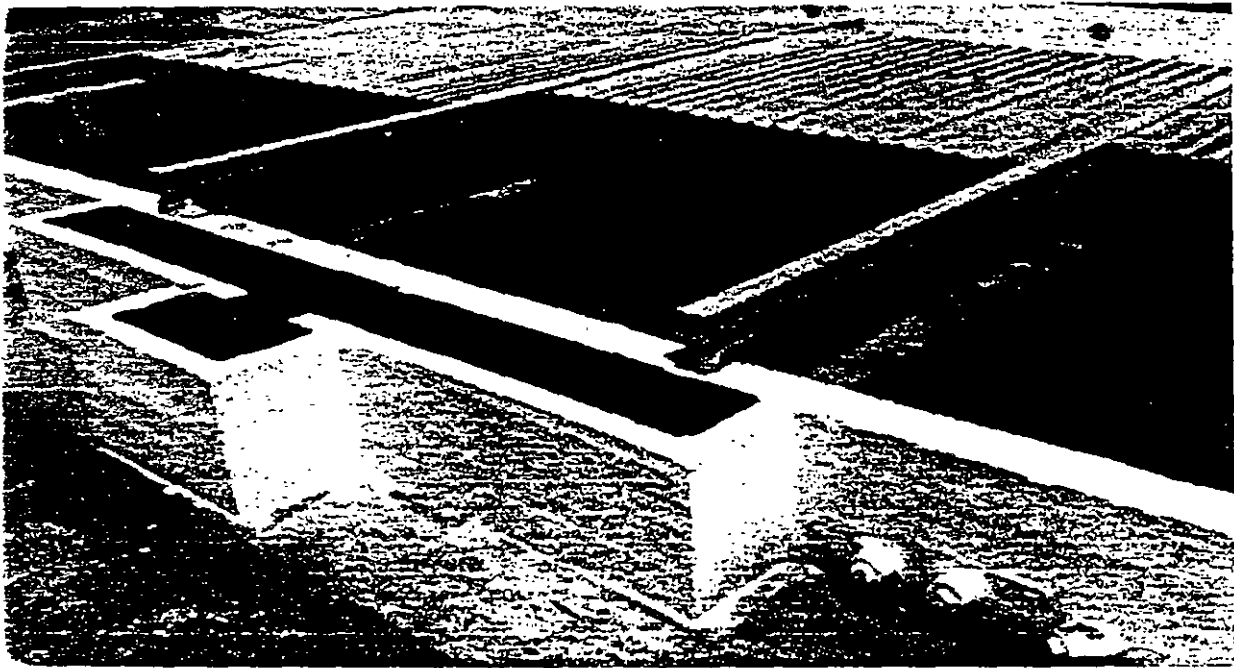


Figura 9.3 Filtro grueso ascendente en capas con tres unidades en paralelo. La cubierta removible contribuye a disminuir el crecimiento de algas y a facilitar el mantenimiento de las unidades. Parcelación El Retiro, Cali, Colombia, 1997.

Básicamente un filtro grueso ascendente está compuesto de:

- Cámaras de filtración con 1, 2 ó 3 compartimientos
- Lecho filtrante
- Estructuras de entrada y salida

- Sistema de drenaje y cámara de lavado
- Accesorios de regulación y control
- Dispositivos para la limpieza superficial

9.1.1 Cámaras de Filtración

La altura total del filtro está determinada por la altura del lecho de grava (incluyendo la capa de soporte), el nivel de agua sobrenadante, la altura de agua adicional para facilitar y mejorar el lavado hidráulico y el borde libre.

Normalmente la altura total del filtro está en el rango de 1.1 a 1.5 m, con mayores alturas en los FGAC. Las paredes pueden ser verticales ó inclinadas, construidas generalmente en concreto reforzado, ferrocemento ó mampostería estructural y de forma rectangular ó circular.

9.1.2 Lecho Filtrante

El lecho filtrante normalmente consiste de 5 capas de grava con tamaños diferentes, variando entre 25 y 1.6 mm en la dirección del flujo y distribuidas en 1, 2, ó 3 compartimientos. Las características de las capas de grava (tamaño del material y espesor del lecho) deben ser seleccionadas cuidadosamente, con el fin de optimizar, tanto el funcionamiento hidráulico como el mantenimiento de las unidades. Usualmente, los primeros 0.20 a 0.40 m de grava en contacto con el sistema de drenaje, constituyen el lecho de soporte, cuyo tamaño depende del diámetro de los orificios del múltiple y del tamaño de grava predominante en la unidad.

En el ítem 9.2 se presentan los tamaños de grava y longitudes de lecho para las alternativas FGAC y FGAS, recomendados por Cinara - IRC con base en el seguimiento realizado a sistemas FIME, tratando diferentes fuentes superficiales en Colombia. Los resultados indican que a menor riesgo sanitario en el agua cruda, mayor velocidad de filtración puede ser especificada o menor longitud de lecho filtrante es requerida.

Un incremento en la longitud de lecho filtrante implica, mayor tiempo de retención, mayor volumen para acumulación de lodo, de microorganismos, de materia orgánica, etc., y por consiguiente, mayor eficiencia en el proceso de remoción. Sin embargo, las condiciones de lavado del lecho filtrante se vuelven más exigentes, requiriendo en consecuencia, tasas de lavado más altas que las especificadas para un lecho de menor longitud.

9.1.3 Estructuras de Entrada y Salida

La estructura de entrada tiene por objeto disipar energía, controlar, medir y eliminar excesos de caudal, tal como se ilustra en la figura 9.4. Esta estructura consiste de un canal pequeño que conduce el agua previamente acondicionada hasta la cámara de entrada a los filtros gruesos. Previo al ingreso de la cámara de carga, el flujo es aforado por un vertedor cuyas características hidráulicas dependen, entre otros factores, de la cantidad de agua a medir y de la pérdida de carga disponible.

Para facilitar el registro de la medición, principalmente a operadores con bajo nivel de escolaridad, se sugiere fijar sobre la pared vertical del canal de acceso y antes del vertedor, una regilla de aforo, debidamente calibrada, cuyos detalles son presentados en el anexo 4.

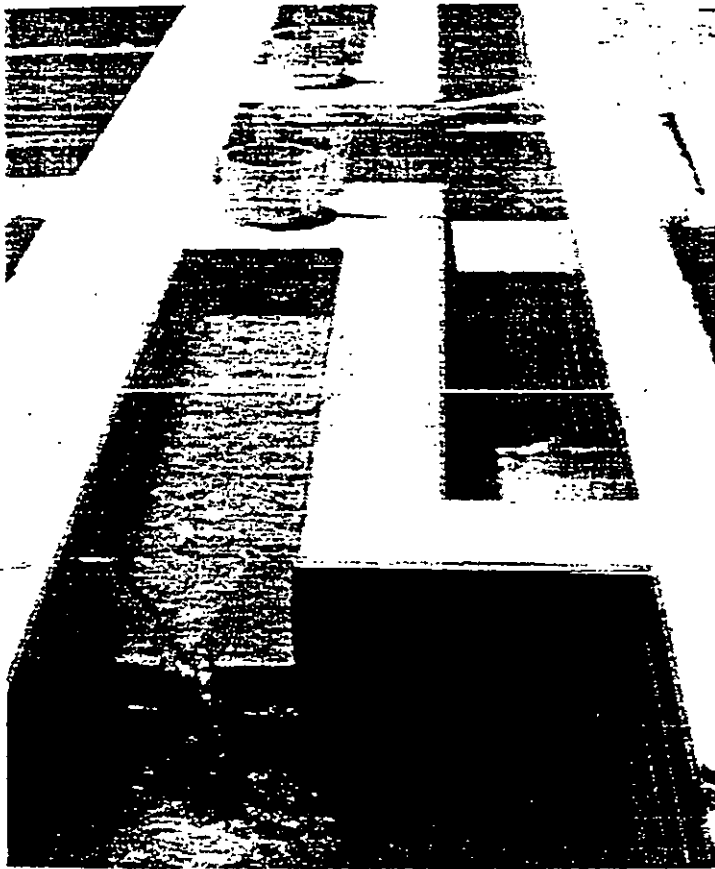


Figura 9.4 Estructura de entrada a unidades de filtración gruesa. Universidad Javeriana. Cali, Colombia, 1997.

A través de la cámara de carga se realiza el control sobre la operación de los filtros, pues un incremento en el nivel de agua en la cámara, significa un aumento en la resistencia hidráulica del filtro grueso. Durante la carrera de filtración y con lecho limpio, se genera una diferencia estática entre el nivel de agua en la cámara de entrada y la superficie del agua en el filtro, cuyo valor debe ser igual a la sumatoria de pérdidas de carga entre los dos puntos, para el caudal de operación de la unidad. Esta diferencia se incrementa a través de la carrera de filtración, dada la colmatación progresiva de la unidad. El incremento de pérdida de carga es compensado con el aumento en el nivel de agua en la cámara de entrada al filtro grueso.

Al realizar las actividades de operación y mantenimiento de los filtros gruesos, como se indica en el ítem 9.4, se disminuye la pérdida de carga. Una buena limpieza debe disminuir el nivel de agua en la cámara de entrada hasta valores similares a los inicialmente obtenidos con filtro limpio. El aumento progresivo del nivel de agua en esta cámara, aún después del lavado, indica acumulación de lodo en las unidades de prefiltración y aunque este hecho pueda ser inevitable, no se deben suspender las rutinas de mantenimiento, por el contrario, en periodos con turbiedad alta, las rutinas deben aumentarse.

Una pérdida de carga acumulada cercana a 0.30 m es el valor máximo recomendado en un filtro grueso y el que sólo se alcanza, después de varios años de operación continua, siguiendo lo indicado en el ítem 9.4. El correcto dimensionamiento de la cámara de entrada, facilita las actividades de operación y mantenimiento y elimina la entrada de aire a las unidades de filtración gruesa, contribuyendo a un mejor funcionamiento hidráulico.

La cámara de salida permite la recolección del agua filtrada a través de orificios proyectados en la pared vertical del filtro grueso y localizados entre 0.02 y 0.05 m por encima del nivel superficial de grava. El nivel de agua máximo en la cámara, debe posibilitar la descarga libre del agua afluyente prefiltrada y por consiguiente la aireación de la misma. En los casos donde se utiliza la alternativa FGAS, la cámara de salida sirve como dispositivo de entrada a la siguiente unidad de filtración gruesa. En consecuencia, al dimensionar esta cámara se deben considerar las variaciones en el nivel de agua, debidas a la pérdida de carga en el medio filtrante.

9.1.4 Sistema de Drenaje y Cámara de Lavado

Dada la condición de flujo ascendente de los filtros gruesos, el sistema de drenaje se proyecta para cumplir con dos propósitos básicos: distribuir uniformemente el flujo en el área filtrante y recolectar el agua de lavado.

Usualmente el sistema de drenaje se proyecta en tubería PVC con orificios, cubierta por una capa de grava gruesa que actúa como medio de soporte. Para facilitar el cumplimiento de los dos propósitos del sistema de drenaje, su diseño debe obedecer a los criterios propuestos para el diseño de múltiples recolectores, presentados en el anexo 5. Es evidente que áreas grandes de filtración, requieren diámetros mayores en sus múltiples recolectores y por consiguiente, mayor altura del lecho de soporte.

Para facilitar la limpieza hidráulica del filtro se instala una válvula de apertura rápida (VAR) en la tubería de drenaje, (ver anexo 4). La VAR puede ser tipo bola o mariposa y se especifica de diámetro igual al de la tubería de drenaje principal; bajo toda circunstancia debe ser hermética, simple de operar y mantener y sus partes, libres de generar corrosión o incrustación.

La diferencia estática entre el nivel de agua superficial en el filtro grueso y el punto de descarga de la tubería de drenaje a la atmósfera, es el parámetro clave para determinar la carga de lavado, cuyo valor mínimo de diseño no debería ser inferior a $20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hr}$. Las experiencias de diseño y el seguimiento a proyectos piloto y a escala real, indican que la descarga de la tubería de drenaje, debe ubicarse ente 1.5 y 2.0 m por debajo de la losa de fondo del filtro grueso, sin embargo, este valor debe ser justificado con base en cálculos hidráulicos en cada situación.

Con base en lo anterior, los desagües del sistema de tratamiento deben ser generalmente profundos, con implicaciones en los costos de construcción, particularmente en zonas planas. Experiencias con plantas a escala real y piloto han mostrado que, donde la profundidad de los desagües sea un limitante, es preferible disminuir la profundidad de la tubería de descarga e incrementar las labores de mantenimiento. Desagües profundos y con baja pendiente, pueden generar represamientos del agua

de lavado, lo que a su vez podría afectar la salud del operador por contacto directo con agua de alto riesgo sanitario (ver figura 9.5).



Figura 9.5 Cámara general de desagües. Planta FiME. El Retiro. Cali, Colombia. 1997.

Las VAR se ubican en las cámaras de lavado, las cuales pueden ser construidas de manera individual o colectiva, donde varias válvulas desaguan a un punto común. En la decisión, se consideran aspectos topográficos, hidráulicos y criterios económicos; las cámaras deben ser amplias, seguras y permitir el fácil acceso y maniobrabilidad del operador. En su diseño deben incluirse tapas o cubiertas removibles, al igual que escaleras de acceso. La tubería de desagüe que transporta el agua de lavado, efluente de la cámara, debe ser calculada para el máximo caudal de lavado y descargar en un sitio cuya disposición no ponga en riesgo la estabilidad de las estructuras ni de su entorno en general, incluyendo la salud de la comunidad.

9.1.5 Accesorios de Regulación y Control

Los accesorios utilizados en las unidades de Filtración Gruesa, incluyen válvulas para regulación de caudal, vertederos de aforo y reglillas de aforo, dispositivos que se instalan en la estructura de entrada de cada etapa de tratamiento.

9.1.6 Dispositivos para la Limpieza Superficial

En las paredes verticales perimetrales de los filtros gruesos, a regular distancia y entre 0.02 y 0.05 m arriba del nivel de grava de cada módulo, se instalan pasamuros soldados a adaptadores de limpieza PVC, con el fin de evacuar el agua del lavado durante la limpieza manual superficial del lecho de grava. Los adaptadores permanecen cerrados durante la operación normal de filtración y se abren durante la limpieza superficial. Un mínimo de dos (2) pasamuros pueden ser instalados por cada muro perimetral, con diámetros de 50 mm para áreas de prefiltración por módulo inferior a 15 m² y 100 mm para áreas hasta de 25 m². Las descargas de los pasamuros deben ser recogidas a través de canaletas perimetrales, para luego ser transportadas y descargadas al sistema de drenaje general de la planta de tratamiento o a la cámara de lavado, indicada en el ítem 9.1.4.

9.2 CRITERIOS DE DISEÑO

En la tabla 9.1 se resumen los criterios de diseño para filtros gruesos ascendentes, basados en la experiencia con unidades experimentales y plantas a escala real, evaluadas en el marco del Proyecto de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua, desarrollado en Colombia por Cinara-IRC.

Tabla 9.1 Guías de Diseño para Filtros Gruesos Ascendentes.

Criterio	Valores Recomendados
Periodo de diseño (años)	8 - 12
Periodo de operación (h/d)	24
Velocidad de filtración (m/h)(*)	0.3 - 0.6
Número de unidades en serie	
. FGAC	1
. FGAS	2 - 3
Lecho Filtrante	
Longitud total (m)	
. FGAC	0.60 - 0.90
. FGAS	1.15 - 2.35
Tamaño (mm)	Según tabla 9.2
Lecho de soporte total	
. Longitud (m)	0.30 - 1.25
. Tamaño (mm) (**)	Según tabla 9.2
Altura sobrenadante de agua (m)	0.10 - 0.20
Carga estática de agua para lavado en contraflujo (m) (***)	2.5 - 3.0
Área de filtración por unidad (m ²)	15 - 25

(*) A mayor contaminación del agua afluente, menor velocidad de filtración.

(**) Depende del tamaño de grava predominante en cada unidad, del tamaño de grava en contacto con lecho de soporte y del diámetro de los orificios en el múltiple; dado lo anterior, en algunos casos la altura del lecho de soporte puede ser superior a lo indicado en la tabla 9.1.

(***) Diferencia entre el nivel de agua máximo en el filtro grueso ascendente durante el lavado y el nivel de descarga de la tubería de drenaje en la cámara de lavado.

La selección del número de unidades (1, 2 ó 3), velocidad de filtración y longitud de lecho filtrante, depende del riesgo sanitario presente en el agua cruda, de la eficiencia de remoción del filtro grueso y de los requerimientos de calidad del agua efluente. En la tabla 9.2 se presentan los tamaños y alturas de lecho filtrante para las alternativas de FGAC, FGAS2 y FGAS3. También se incluye información sobre tamaño y espesor del lecho de soporte.

Tabla 9.2 Lecho filtrante recomendado para Filtros Gruesos Ascendentes

Tamaño de grava (mm)	Altura (m)					
	FGAC	FGAS 2		FGAS 3		
		1	2	1	2	3
19 - 25	0.30*	0.30*		0.30*	0.20*	
13 - 19	0.20 - 0.30	0.30 - 0.45	0.20*	0.15	0.15*	0.15*
6 - 13	0.15 - 0.20	0.30 - 0.45	0.15*	0.45 - 0.75	0.15*	0.15*
3 - 6	0.15 - 0.20		0.30 - 0.45		0.40 - 0.70	0.15*
1.6 - 3	0.10 - 0.20		0.25 - 0.40			0.45 - 0.75
Total (m):						
• Soporte	0.30	0.30	0.35	0.30	0.50	0.45
• Lecho Filt.	0.60 - 0.90	0.60 - 0.90	0.55 - 0.85	0.60 - 0.90	0.40 - 0.70	0.45 - 0.75

* Lecho de soporte

Para ríos de ladera con intermedios niveles de contaminación, es decir, turbiedades inferiores a 20 UNT y coliformes fecales menores a 10000 UFC/100 ml, se puede especificar un FGAC, con altura de lecho filtrante mínima de 0.60 m (no incluye lecho de soporte). Para fuentes superficiales de valle con un nivel de contaminación mayor, se debe incrementar la longitud del lecho filtrante y/o variar la velocidad de filtración según el riesgo. Otra alternativa viable consiste en aumentar el número de unidades de filtración, pasando a sistemas FGAS2 ó FGAS3.

9.3 EFICIENCIAS DE REMOCION

En la tabla 9.3 se presentan remociones típicas encontradas en sistemas de filtración gruesa ascendente, tanto en capas como en serie, tratando aguas superficiales de valle, y de ladera. Los filtros gruesos operaron con velocidades de filtración entre 0.30 m/h y 0.75 m/h, con lechos filtrantes entre 1.0 y 1.55 m de longitud. El agua tratada por estas unidades fue sometida previamente a tratamiento por FGD_i, con velocidades de filtración iguales o inferiores a 3.0 m/h.

Los filtros gruesos de flujo ascendente constituyen la segunda etapa de tratamiento, orientada a *minimizar* el número de partículas gruesas y a disminuir la concentración de las más pequeñas. En

este sentido remociones importantes en sólidos suspendidos, al igual que en hierro, manganeso y coliformes fecales han sido registradas.

Tabla 9.3: Eficiencias típicas de tratamiento por Filtros Gruesos Ascendentes

Parametro	Reducción Típica
Sólidos Suspendidos	A alcanza hasta el 95%, siendo 90% el valor comúnmente reportado en fuentes superficiales con altos contenidos de material suspendido. en el rango de 50 a 200 mg/l. En fuentes con material suspendido en el rango de 5 a 50 mg/l, se reportan remociones del orden del 50 al 90%.
Turbiedad	Entre 50 y 80% en fuentes superficiales de valle, siendo mayores para los FGAS. En fuentes superficiales de ladera la remoción está en el rango 50 - 90%
Color Real	Entre 20 y 50%
Hierro y Manganeso	Alrededor del 50%
Coliformes Fecales	Reducciones entre 0.65 y 2.5 unidades log, siendo mayor para FGAS tratando agua con contaminación bacteriológica en el rango de 20000 a 100000 UFC/100 ml y contenido de sólidos suspendidos entre 20 y 200 mg/l. La menor eficiencia se presentó con fuentes de calidad bacteriológica entre 500 y 20000 UFC/100 ml.

9.4 OPERACION Y MANTENIMIENTO

La operación de los filtros gruesos ascendentes está relacionada con el control de la velocidad de filtración y el control de la calidad de agua efluente. El mantenimiento está asociado con los lavados y las acciones tendientes a prevenir o reparar daños.

En general, las actividades de operación y mantenimiento se dividen en diarias, periódicas y eventuales. Las actividades diarias permiten al operador tener un control sobre el funcionamiento de la planta frente a cambios en la calidad de agua afluente de esta manera, puede implementar los correctivos del caso. Para facilitar la labor del operador, las estructuras deben poseer todas las válvulas y accesorios para regulación y control de flujo.

La medición de pérdida de carga permite al operador tener control sobre las rutinas de mantenimiento y eficiencias de las unidades. Para facilitar la lectura de la pérdida de carga, se puede trasladar el nivel de agua en la superficie del filtro grueso a la cámara de entrada, el cual este nivel puede ser señalado con pintura a prueba de agua, a partir del cual el operador puede determinar fácilmente la pérdida de carga, midiendo la diferencia entre esta línea y el nivel de agua presente en la cámara. En la tabla 9.4 se relacionan los pasos a seguir para efectuar estas actividades.

Tabla 9.4 Actividades diarias de operación y mantenimiento en filtros gruesos ascendentes

Actividad	Acciones claves
Medición y control de caudal	<p>Chequear nivel de agua en la regilla de aforo de cada unidad.</p> <p>Ajustar válvula de entrada, según se requiera, hasta alcanzar el caudal de operación del filtro.</p>
Medición de turbiedad	<p>Medir turbiedad del agua a la entrada del filtro grueso ascendente, utilizando el equipo de campo.</p> <p>Cerrar válvula cuando la turbiedad del agua afluyente sea mayor que el valor previsto para operación normal</p>
Retiro de material flotante	<p>Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.</p>
Registro de información	<p>Anotar en el libro de registro diario, los valores de turbiedad del agua afluyente y efluente al filtro grueso, fecha de lavado del filtro y cambios en el caudal durante el día, si se efectúan.</p>
Medición de pérdida de carga	<p>Medir el nivel de agua en la cámara de entrada al filtro.</p> <p>Lavar el filtro cuando la pérdida de carga sea mayor que el valor esperado al finalizar la carrera de filtración.</p>

En la tabla 9.5 se indican las actividades periódicas del filtro. El lavado de las unidades deberá efectuarse con mayor frecuencia a la indicada allí cuando se presenta deterioro en la calidad de agua afluyente, incrementado la pérdida de carga por encima del valor normalmente alcanzado cada semana, al finalizar cada carrera de filtración.

En algunas circunstancias al finalizar la carrera de filtración semanal, la pérdida de carga puede presentar variaciones mínimas que a juicio del operador, no ameritan la ejecución del lavado; sin embargo, es necesario tener mucho cuidado con este parámetro, pues el hecho de no lavar oportunamente, puede producir la compactación del material removido y almacenado en el interior de la unidad, ocasionando ineficiencia del lavado, aumento en la pérdida de carga, incremento en las actividades de operación y mantenimiento y disminución en la eficiencia del proceso de tratamiento. Una ilustración del mantenimiento de un filtro grueso se presenta en la figura 9.6.

En forma similar a lo que ocurre en el FGD_i, después del lavado, la pérdida de carga debe reducirse hasta el valor que normalmente se presenta al inicio de cada carrera de filtración (cada semana). Las causas de que esta reducción no se presenten pueden ser debidas a:

- Entrada de aire al sistema de drenaje.
- Lavado ineficiente.
- Obstrucción de la tubería de drenaje.

Tabla 9.5 Actividades Periódicas de Operación y Mantenimiento

Actividad	Acciones claves
Lavado semanal del filtro	
Limpieza cámara de entrada	Desprender material adherido en el fondo y en paredes de la cámara. Utilizar cepillo con cerdas metálicas o material sintético.
Limpieza hidráulica del filtro (lavado de fondo)	Medir pérdida de carga. Cerrar entrada de agua a la unidad. Cerrar salida de agua filtrada. Abrir y cerrar 10 veces seguidas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua de lavado sea ópticamente similar al afluente. Cerrar válvula Abrir entrada de agua y llenar filtro.
Limpieza cámara de salida	Desprender material adherido al fondo y paredes de la cámara.
Poner en funcionamiento	Abrir salida de agua hacia el filtro lento, cuando el efluente de la unidad recién lavada haya aclarado. ⁽¹⁾
Revisar eficiencia del lavado del filtro	Medir pérdida de carga y comparar con valor medido antes del lavado: si es mayor, volver a lavar el filtro.
Lavado mensual del filtro	
Limpieza cámaras de entrada y salida	Desprender material adherido al fondo y paredes de cámaras, con un cepillo de cerdas metálicas o sintéticas.
Limpieza superficial de la grava	Cerrar salida de agua filtrada. Abrir tapones laterales ó adaptadores de limpieza. Remover la superficie de la grava, hasta que el agua de lavado aclare, utilizando una pala metálica. Cerrar tapones laterales. Cerrar entrada de agua.
Limpieza hidráulica del filtro (lavado de fondo)	Realizar dos drenajes del filtro siguiendo las recomendaciones del lavado semanal. Antes de iniciar el segundo lavado, llene el filtro. Abrir entrada de agua. Abrir salida de agua.

⁽¹⁾ Eventualmente el efluente de la unidad se deteriora después del lavado, el operador debe estar atento para realizar los correctivos del caso.



Figura 9.6 Lavado superficial de un filtro grueso ascendente en capas. Los Chancos, municipio de San Pedro, Colombia, 1997.

En los dos primeros casos se debe drenar nuevamente el filtro, en el tercero, se debe introducir una sonda por el adaptador de limpieza conectado a la tubería de drenaje, localizado en la cámara de lavado, por encima de la válvula de drenaje. En el cuarto caso se debe proceder a la extracción total del lecho filtrante. Antes de efectuar esta actividad se debe constatar que efectivamente la obstrucción del lecho es total, pues es una actividad costosa y dispendiosa frente a las actividades de mantenimiento rutinarias. La obstrucción total se comprueba si al efectuar lavados consecutivos en la unidad, no se logra la reducción de la pérdida de carga y si el caudal que sale por la válvula de drenaje es muy inferior a lo normal. En la tabla 9.6 se indican los pasos a seguir para el retiro, lavado manual y reinstalación de todo el material filtrante en el filtro grueso ascendente.

9.5 COSTOS

La diferencia en los costos de operar y mantener un sistema de filtración gruesa ascendente en serie o en capas, está representada por el tiempo requerido por el operador al efectuar la limpieza superficial de cada filtro y por la cantidad de agua empleada al lavar uno u otro sistema. Existe, sin embargo, una mayor diferencia en términos del tiempo que debe permanecer cada sistema de filtración gruesa fuera de operación por ejecución del lavado, particularmente durante el lavado mensual, ya que para efectuar el mantenimiento de las segundas y terceras etapas, se hace necesario esperar el llenado de la (s) etapa (s) previa(s), una vez concluido el lavado.

Tabla 9.6 Actividades Eventuales en los Filtros Gruesos Ascendentes

Actividad	Acciones claves
Retiro y lavado de la grava	<p>Cerrar salida de agua hacia filtros lentos.</p> <p>Cerrar entrada de agua al filtro grueso.</p> <p>Drenar unidad a través de VAR.</p> <p>Retirar capas de grava, procurando que éstas no se mezclen entre sí y evitando la pérdida de material.</p> <p>Medir el espesor de las capas que se retiran.</p> <p>Lavar capas de grava en forma separada.</p> <p>Tamizar fracciones de grava que estén mezcladas.</p> <p>Lavar tuberías, fondo y paredes del filtro.</p> <p>Instalar capas de grava en el mismo orden y con igual espesor al que tenían antes de ser retiradas para el lavado.</p> <p>Llenar filtro en forma ascendente.</p> <p>Realizar varios drenajes, siguiendo las recomendaciones del lavado semanal.</p> <p>Abrir salida de agua hacia filtros lentos.</p>

10. FILTRACION LENTA EN ARENA

Este capítulo tiene como base la publicación del IRC - Cinara, (1992), *Filtración Lenta en Arena: Tratamiento de Agua para Comunidades. Planeación, Diseño, Construcción Operación y Mantenimiento* e información desarrollada en el marco de proyectos de investigación y desarrollo que han sido realizados por Cinara, en colaboración con diferentes instituciones en Colombia. En consecuencia, se presenta una descripción general de un filtro lento en arena y sus principales componentes, consideraciones de diseño, aspectos constructivos y aspectos de operación y mantenimiento.

10.1 DESCRIPCION GENERAL

Una unidad de filtración lenta en arena consta básicamente de los siguientes elementos, ilustrados en la figura 10.1.

- Caja de filtración y su estructura de entrada.
- Lecho filtrante,
- Capa de agua sobrenadante
- Sistema de drenaje, que incluye lecho de soporte y cámara de salida
- Conjunto de dispositivos para regulación, control y rebose de flujo.

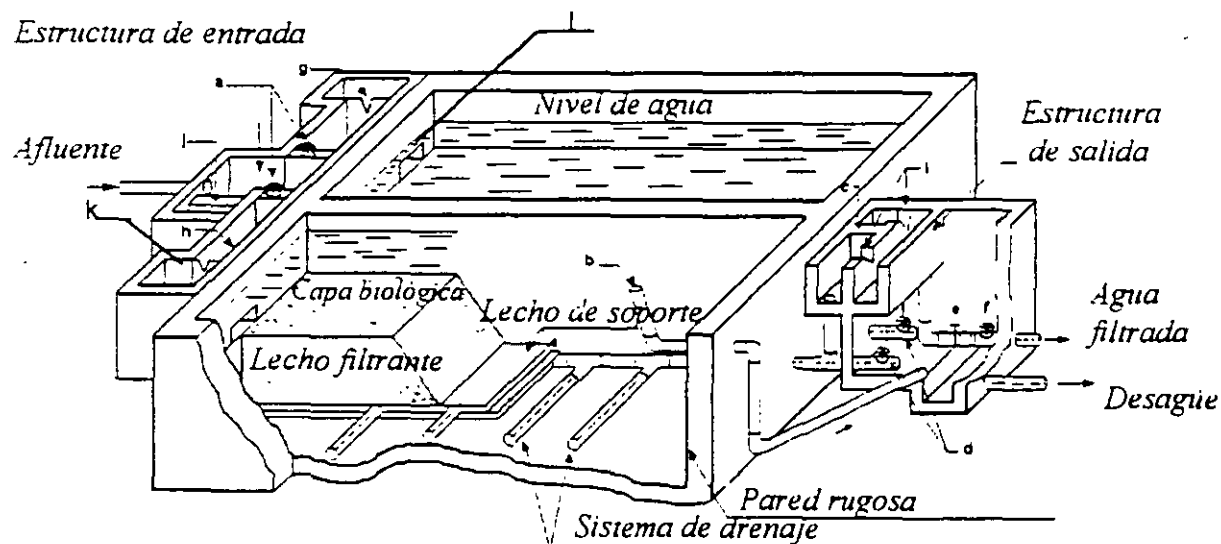


Figura 10.1 Componentes básicos de un FLA con control a la entrada.

Una descripción específica de estos componentes se desarrolla a continuación:

- a. Válvula para controlar entrada de agua pretratada y regular velocidad de filtración
- b. Dispositivo para drenar capa de agua sobrenadante. "cuello de ganso".
- c. Conexión para llenar lecho filtrante con agua limpia
- d. Válvula para drenar lecho filtrante
- e. Válvula para desechar agua tratada
- f. Válvula para suministrar agua tratada al depósito de agua limpia
- g. Vertedero de entrada
- h. Indicador calibrado de flujo
- i. Vertedero de salida
- j. Vertedero de excesos
- k. Cámara de entrada a FLA
- l. Ventana de acceso a FLA

10.1.1 Caja de Filtración y Estructura de Entrada.

La caja del filtro posee una área superficial condicionada por el caudal a tratar, la velocidad de filtración y el número de filtros especificados para operar en paralelo. Las experiencias en Colombia indican que la altura total del FLA puede oscilar entre 1.80 m y 2.10 m, dependiendo del espesor de la capa de arena, de la altura de agua sobrenadante y del sistema de drenaje empleado. Para el caso descrito en el presente documento, la altura del sistema de drenaje está alrededor de 0.25 m, mientras que otras opciones reportadas en la literatura, pueden alcanzar hasta 0.50 m. Las cajas de filtración pueden ser construidas de hormigón reforzado, ferrocemento, concreto ciclópeo o mampostería estructural y sus paredes pueden ser verticales o inclinadas.

La estructura de entrada a las unidades de filtración lenta debe permitir controlar el caudal afluente, disipar energía, distribuir flujo y verter excesos tal como se presentó en la figura 9.3, para el caso de los filtros gruesos ascendentes. Esta consta de un vertedor de excesos, canales o conductos para distribución, dispositivos para medición y control de flujo, cámara de entrada y ventana de acceso al filtro propiamente dicho. A través de la cámara de entrada al FLA se disipa la energía de posición, generada entre el nivel de agua en el canal de acceso y el nivel de agua en el FLA. La energía es máxima cuando el nivel de agua en el filtro es mínimo. La cámara es una estructura simple con dimensiones superficiales de 0.8 x 0.8 m aproximadamente y 1.0 m de profundidad, construida en mampostería o concreto. Sobre el fondo de la cámara y con profundidad de 0.20 m se colocan cantos rodados con tamaños entre 0.10 m y 0.20 m, que contribuyen a amortiguar el impacto de caída del agua. La ventana de acceso comunica la cámara de entrada con el FLA propiamente dicho; la velocidad de paso del agua a través de la ventana debe ser inferior a 0.10 m/s. El borde inferior de la ventana coincide en el nivel máximo de arena en el FLA (figura 10.1).

10.1.2 Lecho Filtrante

La selección del tamaño de los granos del medio filtrante es un factor crucial en el rendimiento del filtro; un tamaño efectivo con grano fino mejorará la eficiencia del proceso de tratamiento, aunque aumentará las pérdidas de carga inicial (Bellamy et al., 1985). La adecuada selección de arena incluye entre otros, los siguientes factores: tamaño y distribución de los granos, contenido de

impurezas y grado de solubilidad del material. El tamaño de los granos se determina con base en el diámetro efectivo, d_{10} , y su distribución granulométrica, por el coeficiente de uniformidad C_u . El D_{10} es la abertura del tamiz a través del cual pasa el 10% (en peso) de los granos. El coeficiente de uniformidad es la relación entre el diámetro efectivo y la abertura del tamiz a través del cual pasa el 60% (en peso) de los granos, d_{60} . En consecuencia, $C_u = d_{60}/d_{10}$. Se recomienda arena relativamente fina con diámetro efectivo entre 0.15 y 0.30 mm y coeficiente de uniformidad menor de 5 y preferiblemente entre 2.0 y 4.0 (Di Bernardo y Escobar, 1996). En la figura 10.2 se ilustra la distribución de tamaños y granos de una muestra de arena tomada en un río de valle.

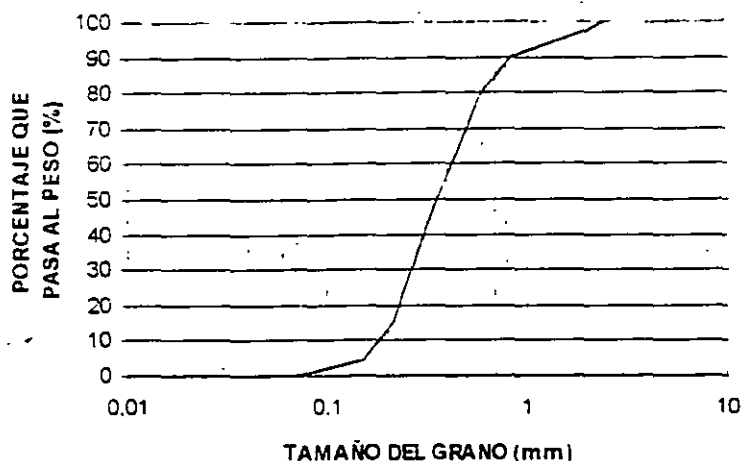


Figura 10.2 Curva granulométrica de una muestra de arena tomada del río Cauca, Colombia, 1996.

Generalmente se selecciona arena como medio filtrante dado que es un material inerte, granular, económico y de fácil consecución. Al colocarse dentro del filtro, el material debe estar limpio, libre de arcilla, limo y materia orgánica. En la práctica, asegurar la limpieza de la arena es una actividad muy importante y de mucho cuidado, que implica un arduo y prolongado trabajo, generando en consecuencia costos importantes por mano de obra y agua de lavado. El suministro de material filtrante total o parcialmente sucio, interfiere con el proceso de tratamiento y obliga, después de un corto tiempo de operación, a la extracción de la arena para su correcto lavado y posterior colocación.

La limpieza periódica del FLA se realiza mediante el raspado y retiro de 0.01 ó 0.02 m de arena superficial, labor que implica una reducción gradual en la altura inicial del lecho, que en ningún caso debe ser inferior a 0.5 m; cuando el nivel mínimo de arena sea alcanzado, debe rearenarse la unidad, proceso que se indica en el ítem de operación y mantenimiento.

Dos especificaciones adicionales sobre la calidad del arena son realizadas por Visscher et al. (1987). La primera, relacionada con el contenido de lodo, que no debe ser mayor al 1% en volumen antes de instalarse en el filtro. El contenido de lodo se determina colocando 100 ml de agua limpia en un cilindro, graduado al cual se le acondiciona una muestra de arena hasta alcanzar 200 ml; se agita vigorosamente la combinación, dejándola sedimentar entre 5 y 10 minutos. Visualmente se

identifica el volumen del depósito de sedimento formado en la superficie de la arena, el cual se reporta con relación al volumen de arena.

La segunda especificación hace referencia al contenido de carbonato de calcio, pues su dilución gradual aumenta la dureza del agua tratada. Por tanto, la solubilidad de la arena en ácido clorhídrico no debe exceder el 5% después de 30 minutos de iniciada la prueba.

Cuando las características de la arena no cumplen con las especificaciones granulométricas indicadas en el ítem 10.2.1, se hace necesario investigar, en otras fuentes o bancos de suministro. Si las nuevas opciones tampoco cumplen las especificaciones indicadas, se pueden combinar arenas de diferentes bancos o fuentes, en proporciones a definir según las circunstancias. Este método de ensayo y error en peso, proporciona los factores de combinación posibles, requeridos para alcanzar las especificaciones del proyecto a escala real.

10.1.3 Capa de Agua Sobrenadante

La altura de agua sobrenadante proporciona la carga hidráulica necesaria para permitir su paso a través del lecho de arena, ser colectada por el sistema de drenaje, llegar a la cámara de salida y pasar por el vertedero de aforo. En un filtro con control a la entrada, la carga inicial es cercana a 0.05 m, valor que gradualmente se incrementa hasta alcanzar el nivel máximo, oscilando entre 0.60 y 0.80 m. El valor más alto se recomienda para afluentes con gran variación en su calidad.

Hasta 1992 la altura de agua sobrenadante adoptada por Cinara a nivel de diseño fue de 1.0 m; sin embargo, evaluaciones posteriores a proyectos construidos a escala real, muestran un comportamiento de tipo exponencial en la pérdida de carga de un FLA, como se presenta en la figura 10.3. A través del 85% de la carrera de filtración se desarrolla 0.40 m de pérdida de carga, mientras que en el 15% restante alcanza hasta 0.55 m. La duración promedio de carrera de filtración fue de 75 días con turbiedades afluentes al FLA entre 7 y 14 UNT. La pérdida fue medida tomando como referencia la cota del vertedero de salida; en consecuencia, la altura de agua sobrenadante recomendada es de 0.70 m.

Un dispositivo móvil con desplazamiento vertical desarrollado por Cinara y presentado en la figura 10.4, con detalles constructivos en el anexo 4, denominado "cuello de ganso", empotrado en una de las paredes verticales del FLA, permite realizar las siguientes operaciones:

- Funcionar como rebose cuando el FLA ha desarrollado su pérdida de carga máxima.
- Drenar el agua sobrenadante, cuando el FLA requiere mantenimiento.
- Eliminar material flotante de la superficie del FLA.

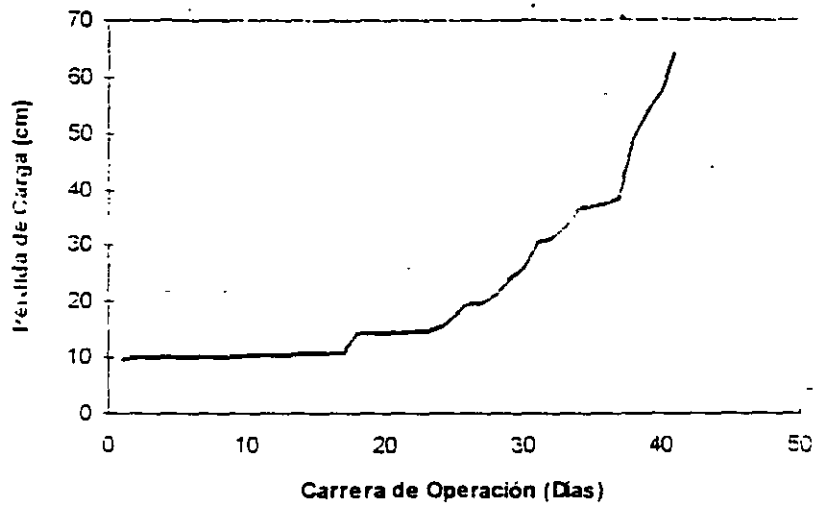


Figura 10.3 Pérdida de carga de un filtro lento en arena.

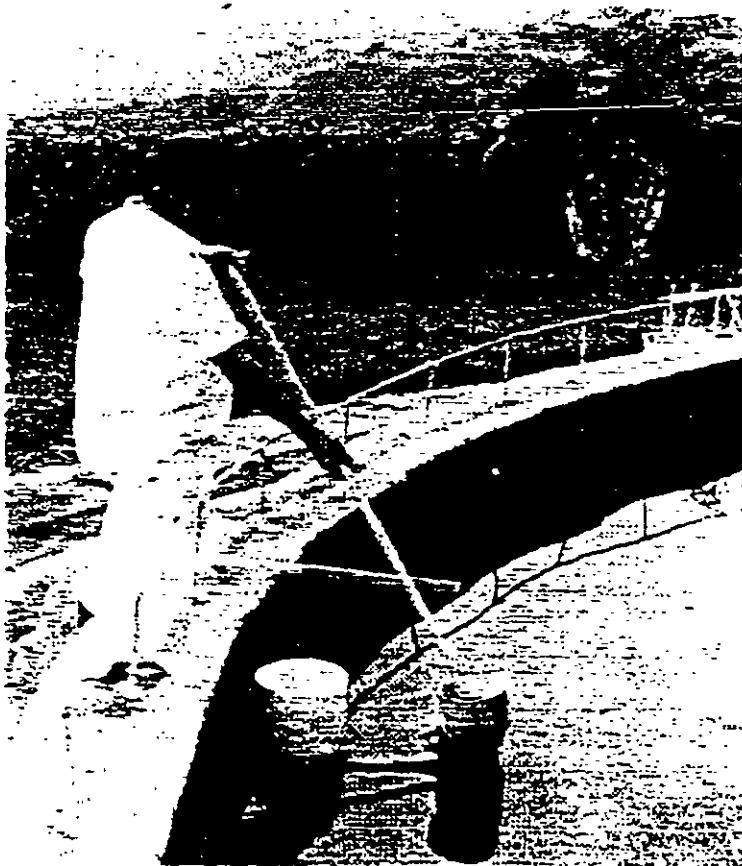


Figura 10.4 Actividades de mantenimiento de un FLA. Operación del "Cuello de Ganso". La Sirena, Cali, Colombia. 1997.

10.1.4 Sistema de Drenaje y Cámara de Salida

El sistema de drenaje en un FLA debe cumplir tres funciones básicas:

- Soportar el material filtrante e impedir su arrastre a través del lecho de grava y dispositivos de colección y transporte
- Asegurar la recolección uniforme del agua filtrada en toda el área de filtración
- Permitir el llenado ascendente de los FLA y la distribución uniforme del agua de llenado, bien sea durante el arranque inicial o después del raspado de cualquier módulo de filtración.

El sistema de drenaje consta de un dren principal y sus respectivos conductos laterales que pueden construirse a partir de tuberías perforadas, tuberías corrugadas, ladrillo sobre ladrillo, losas prefabricadas de hormigón sobre vigas de hormigón o baldosas de hormigón sobre cuartos de baldosas. Independiente del material empleado, los laterales deben ser cubiertos con un lecho de grava debidamente gradada. El lecho de grava se constituye en una interfase entre la arena fina y los orificios de colección, evitando la penetración del material filtrante al sistema de drenaje; una capa de arena gruesa entre el lecho de grava y la arena fina complementa la interfase. El espesor del lecho de grava incluyendo la capa de arena gruesa, puede variar de 0.20 a 0.25 m (figura 10.5)

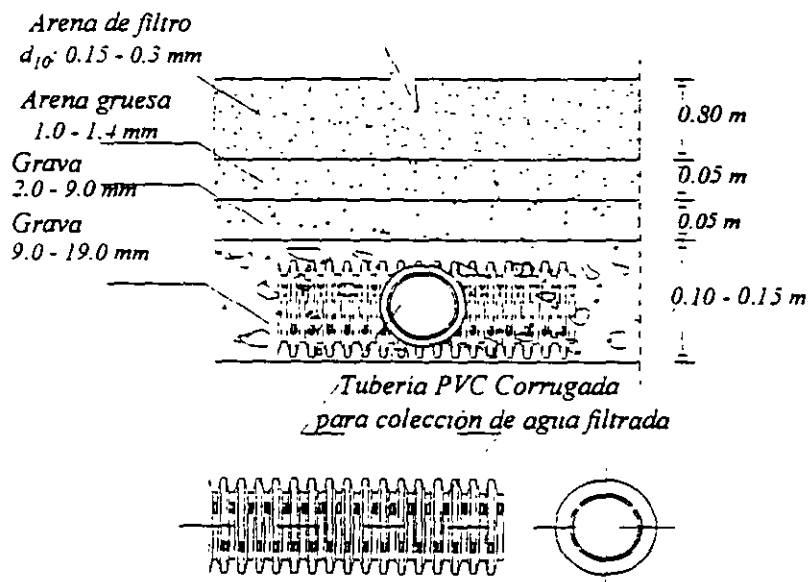


Figura 10.5 Medio de soporte y tubería de drenaje de un filtro lento en arena.

Dada la calidad del agua filtrada a coleccionar, se sugiere utilizar tuberías corrugadas comerciales de PVC drenaje, las cuales han mostrado economía, facilidad de transporte y ante todo, buen comportamiento mecánico e hidráulico (Visscher et al., 1992). Estas tuberías conducen agua filtrada desde el dren principal que la transporta hasta la cámara de salida, donde descarga libre a la atmósfera. El dren principal también permite drenar total o parcialmente la unidad de filtración a través de la válvula (d), especificada para tal fin en la figura 10.1.

En la cámara de salida generalmente se proyectan uno o varios vertederos que permitan aforar el efluente, pero también mantener un nivel mínimo de agua por encima del nivel máximo de arena. (ver figura 10.6). Esta condición de salida previene el desarrollo de una presión inferior a la atmosférica dentro del medio filtrante y asegura el funcionamiento del filtro, independiente de las fluctuaciones en el nivel del tanque de agua limpia. Las cámaras de salida están intercomunicadas entre sí, facilitando el llenado ascendente de los FLA's con agua tratada después del mantenimiento de uno cualquiera de los módulos. En la cámara de salida y en la descarga del vertedero se aplica la solución de cloro, aprovechando la turbulencia que se genera. El agua clorada es entonces transportada hasta el tanque de contacto donde se garantiza el tiempo de retención respectivo.

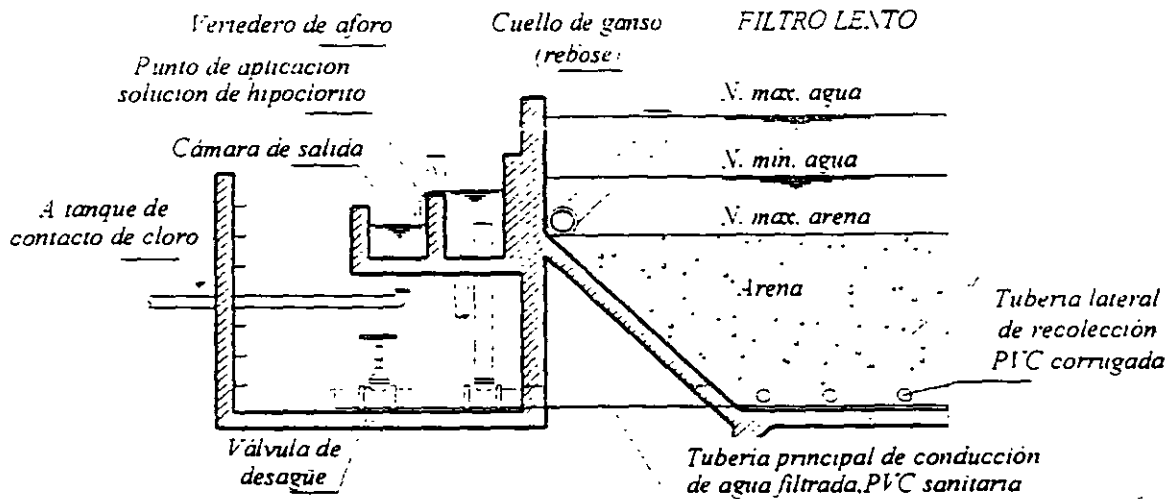


Figura 10.6 Estructura de salida de un FLA.

10.2 CALIDAD DE AGUA.

El agua a ser tratada por FLA debería tener la mejor calidad posible, con bajos niveles de turbiedad, color, metales pesados, sustancias tóxicas, precursores de trihalometanos, algas y otros residuos químicos, como hierro y manganeso. La inspección sanitaria como herramienta para identificar la variación potencial del riesgo en la fuente, debe ser utilizada tal como se indica en el ítem 2.4.

El agua de fuentes superficiales posee diferentes características dependiendo de su procedencia. Este hecho hace que el contenido y tipo de sólidos varíe significativamente según su origen, factor que condiciona necesariamente el tipo de tratamiento a seleccionar, cuando se piensa en su remoción. Al considerar agua superficial como fuente de agua cruda para un sistema de abastecimiento, se debe dar preferencia a lagos, embalses o represas siempre y cuando los niveles de oxígeno, algas o color natural no generen problemas significativos en su tratamiento. Los procesos naturales de purificación, reducen los niveles y la variación de la concentración de sólidos, simplificando las necesidades de tratamiento. El agua superficial que fluye presenta con frecuencia cambios rápidos en su calidad lo que tiende a hacer más difícil su potabilización.

Dado que el proceso de filtración lenta es de naturaleza física y biológica, podría ser afectado por la temperatura y particularmente por grandes cambios, como puede suceder, de bajas temperaturas a condiciones extremas de calor. Bajas temperaturas tienden a disminuir la actividad biológica del filtro y por consiguiente a disminuir su eficiencia, mientras que temperaturas del agua entre 10 y 20 °C son las más favorables. Temperaturas a 20°C generan excelente tratamiento biológico, por periodos tan largos como lo permita la disminución del oxígeno disuelto.

10.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

En el mundo existen grandes diferencias en los sistemas de FLA, dado que su aplicación depende de la calidad del agua cruda, del nivel de pretratamiento y de las condiciones locales, incluyendo la disponibilidad de materiales y capacidad de gestión y organización de la comunidad. El diseño de un FLA debe garantizar el paso lento del agua a través del lecho de arena, a razón de 0.1 a 0.3 m³/m²/h, mejorándose considerablemente su calidad al reducir en ella la concentración de sólidos suspendidos y número de microorganismos (bacterias, virus, quistes).

La velocidad no debe variar significativamente y para ello, el caudal a filtrar puede ser controlado a la salida o a la entrada. En la figura 10.7 se ilustran las opciones. En ambas el sobrenadante, con una profundidad máxima del orden de 0.75 m, asegura la energía para que se de el flujo a través del medio filtrante y de las estructuras necesarias para la recolección y transporte del efluente.

En la opción de control a la salida, el nivel del sobrenadante tiende a permanecer alto y constante, para lo cual se necesita el ajuste periódico de una válvula reguladora de pérdida de energía en el efluente, que mantenga el caudal aproximadamente igual, a medida que el lecho filtrante se colmata; esta opción es tradicionalmente utilizada en Europa y en parte de las unidades que operan en Norteamérica. En su favor se argumenta la conveniencia de un volumen sobrenadante grande sobre el lecho de arena, que amortigüe cambios cortos de calidad de agua y proteja el lecho de arena de congelamiento parcial del sobrenadante. En la opción de control a la entrada, el aumento gradual de pérdida de energía hidráulica en el lecho, se compensa con un aumento gradual de nivel en el sobrenadante. En esta publicación se recomienda utilizar la modalidad de control a la entrada, principalmente porque el operador puede ver el impacto de la colmatación del lecho en el aumento del nivel del sobrenadante, facilitándole la programación de las acciones de limpieza correspondientes. Esto también contribuye a simplificar las actividades de control y capacitación.

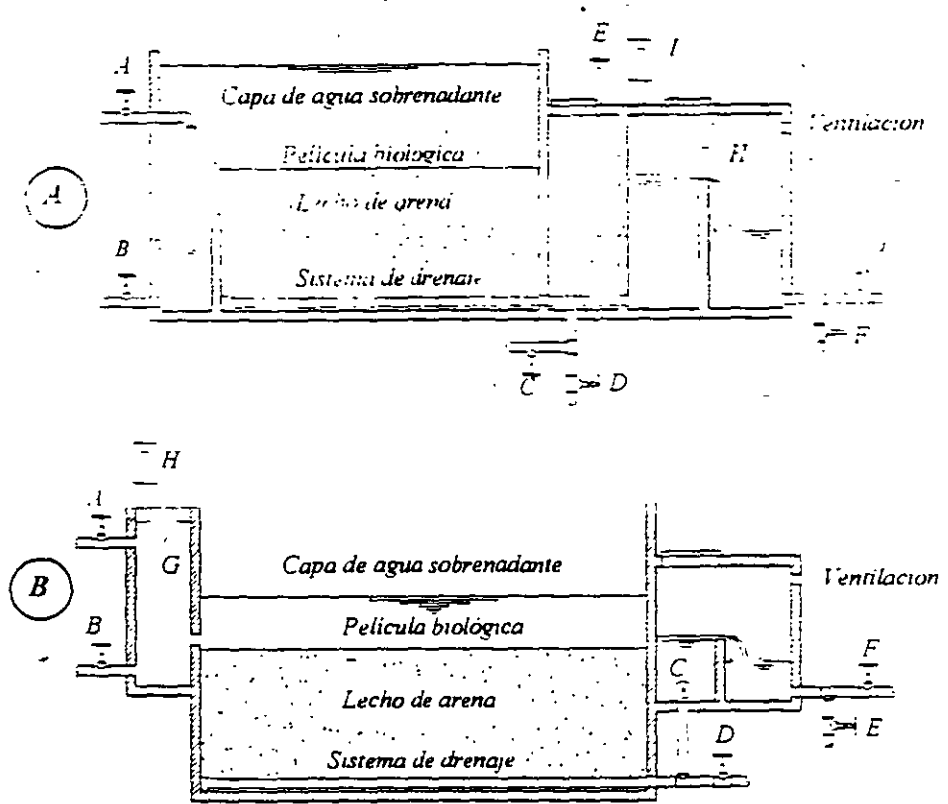


Figura 10.7 Unidades de Filtración lenta en arena con control a) a la salida y b) a la entrada.

Las unidades de FLA operan usualmente con velocidades cercanas a 0.15 m/h, pudiendo ser sobrecargadas hasta 0.2 ó 0.3 m/h, sólo durante periodos cortos en los cuales se realiza su mantenimiento. Esta actividad debe ser programada y coincidir con periodos de baja demanda en la localidad y con adecuados volúmenes de reserva en el tanque de almacenamiento. La sobrecarga de un filtro debe ser un proceso gradual, que evite bajo toda circunstancia, un impacto negativo en la calidad del efluente. La experiencia europea de las últimas décadas es diferente, reportando unidades que operan con velocidades de filtración de hasta 0.8 m/h sin embargo; debe tenerse en cuenta que los niveles de concentración de sólidos y de microorganismos en los afluentes a las unidades son, en general, muy bajos y las condiciones de operación y mantenimiento son confiables.

10.3.1 Criterios de Diseño

En la tabla 10.1 se resumen los criterios de diseño presentados por varios autores con base en diferentes experiencias y circunstancias. También se incluyen los criterios recomendados por Cinara-IRC, obtenidos a partir del seguimiento y evaluación de proyectos construidos en Colombia, tratando fuentes superficiales con diferentes niveles de riesgo.

Tabla 10.1 Criterios de diseño recomendados para unidades de filtración lenta en arena (Pyper et al., 1991) y Cinara - IRC (1997).

Criterios de Diseño	Recomendación			
	Huisman and Wood (1974)	Ten States Standard USA (1987)	Misscher et al. (1987)	Cinara, IRC (1997)
Periodo de operación (h/d)	24	n.e.	24	24
Periodo de diseño (años)	n.e.	n.e.	10 - 15	8-12
Velocidad de filtración (m/h)	0.1 - 0.4	0.08 - 0.24	0.1 - 0.2	0.1-0.3
Altura de arena (m)				
inicial	1.2	0.8	0.9	0.8
mínima	0.7	n.e.	0.5	0.5
Diámetro efectivo (mm)	0.15 - 0.35	0.30 - 0.45	0.15 - 0.30	0.15 - 0.30
Coefficiente de uniformidad				
Aceptable	< 3	≤ 2.5	< 5	< 4
Deseable	< 2	n.e.	< 3	< 2
Altura del lecho de soporte, incluye drenaje (m)	n.e.	0.4 - 0.6	0.3 - 0.5	0.25
Altura de agua sobrenadante (m)	1 - 1.5	0.9	1	0.75
Borde libre (m)	0.2 - 0.3	n.e.	0.1	0.1
Area superficial máxima por módulo (m ²).	n.e.	n.e.	<200	<100

n.e.: no especificado

La aplicación de técnicas adecuadas de pretratamiento, permitirá criterios de diseño más flexibles, con un claro impacto en la ampliación de la competitividad técnica y económica de esta tecnología. La investigación en India por ejemplo, ha concluido que se puede operar un FLA a velocidades de 0.3 m/h, en aguas con turbiedades menores de 5 UNT, sin afectar la eficiencia bacteriológica. En Suiza y Holanda los FLA's operan entre 0.6 - 0.8 m/h, tratando agua con turbiedades menores de 1 UNT y riesgo sanitario muy bajo, dado que el afluente al filtro ha pasado por 6 u 8 procesos previos de tratamiento con controles de calidad muy exigentes. En situaciones donde el control no se puede garantizar y los riesgos sanitarios son superiores, no es viable un gran incremento en la velocidad de filtración, dado que ello podría implicar mayor penetración de las impurezas a remover y por consiguiente, incremento en la frecuencia de limpieza y producción de mayor volumen de arena a raspar, remover, lavar y transportar. En consecuencia, para sistemas de abastecimiento de agua en comunidades rurales, pequeños y medianos municipios, se recomienda una velocidad entre 0.1 y 0.3 m/h.

Los estudios desarrollados por Cinara - IRC en unidades FLA, a escala real y piloto, sobre el desarrollo de la pérdida de carga, características granulométricas y altura de lechos de arena, además del comportamiento hidráulico de manifolds, han permitido disminuir la altura total de los filtros

desde valores entre 2.20 y 2.40 m hasta 1.90 m, hecho que contribuye significativamente a disminuir los costos de inversión inicial.

Durante el mantenimiento de un FLA, los módulos restantes pueden sobrecargarse con los cuidados indicados previamente; sin embargo, al aumentar el número de módulos en paralelo, la sobrecarga en el momento del mantenimiento disminuye en las unidades en operación. Otra posibilidad interesante de sobrecarga, se puede presentar principalmente en zonas cafeteras durante el periodo de cosecha, cuando se incrementa la población por la migración de los recolectores de café. Durante este tiempo, que coincide con época de verano (bajos niveles de turbiedad y posiblemente menor riesgo), se podría aumentar la velocidad de filtración. Es entonces muy importante analizar los criterios de diseño y en algunas circunstancias, no asumirlos literalmente, pero si buscar su entendimiento y aplicabilidad, sin poner en riesgo la salud de la comunidad ni la permanencia de las obras en el tiempo

Con relación al periodo de diseño se solicita al lector, mas que pensar en un número, procurar una buena estimación de la realidad local, considerando factores específicos tales como, tasas de crecimiento negativas, impacto de la población flotante y aspectos socioeconómicos y geográficos. Además, en la medida que el sector de agua y saneamiento se descentraliza y se fortalece la participación del nivel local en la planificación y administración de estos servicios básicos, es más importante que las inversiones guarden más armonía con el uso eficiente de las obras y la capacidad de pago de la población productiva presente. Esto es particularmente importante en el caso de FLA, donde hay poca economía de escala.

10.3.2 Determinación del Número de Módulos de Filtración.

El área superficial total requerida por los FLA's, es el resultado de la relación entre el caudal máximo diario y la velocidad de filtración seleccionada. Un mínimo de dos módulos, operando en paralelo, son requeridos para garantizar una operación segura y continua y posibilitar la limpieza del medio filtrante alternadamente. El número de módulos puede incrementarse con un costo adicional bajo, pues este hecho aumenta la flexibilidad al ejecutar actividades de operación y mantenimiento.

El número adecuado de módulos rectangulares puede obtenerse a partir de la expresión:

$$n = (0.5) \sqrt[3]{A}$$

Donde, n = número total de unidades rectangulares operando en paralelo.
 A = área superficial total (m^2)

El área superficial máxima por módulo de filtración en zonas rurales, debe ser, preferiblemente inferior a $100 m^2$, pues facilita su mantenimiento en un sólo día. En algunas circunstancias el área por módulo puede estar condicionada por características topográficas y geomecánicas, pero también factores hidroclimatológicos y culturales podrían condicionar el dimensionamiento de las unidades, en este caso, áreas para operación y mantenimiento.

- Realizar pruebas de estanqueidad a las estructuras antes del llenado con los medios filtrantes.

Aunque estas recomendaciones son de tipo general, deben ser asimiladas y tenidas en cuenta cuando se va a llevar a cabo un proyecto de filtración en múltiples etapas. Los puntos aquí expuestos son también aplicables a otras estructuras, tales como filtros gruesos dinámicos y filtros gruesos ascendentes.

10.5 OPERACION Y MANTENIMIENTO

Uno de los aspectos más atractivos del FLA es la sencillez de operación y mantenimiento. Para lograr su adecuado funcionamiento es muy importante que la puesta en marcha del filtro se realice lentamente, con el fin de alcanzar la formación y maduración de la capa biológica en un tiempo más corto; en la tabla 10.2 se describen los pasos requeridos para poner en marcha el filtro lento y en la figura 10.7b se indican las válvulas y accesorios básicos para iniciar el funcionamiento de un FLA.

Tabla 10.2 Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena.

Actividad	Acciones Claves
Llenar ascendentemente el filtro	Abastecer la unidad utilizando la conexión provisional (C) hasta que el agua aparezca sobre la superficie de arena. Conservar (D) cerrado.
Nivelar la superficie del lecho de arena.	Abrir la válvula (D) para descender el nivel de agua hasta 0.1 m debajo de la superficie de arena. Conservar (C) cerrado. Nivelar las irregularidades en la superficie de arena.
Poner en marcha el filtro	Realizar nuevamente la conexión provisional (C) hasta que el nivel del agua alcance 0.2 m sobre la superficie de arena. Cerrar (C). Abrir la válvula (A) de regulación del filtro y mantener la velocidad de filtración en 0.02 m/h. Abrir la válvula (E) de desague del agua filtrada. Aumentar la velocidad de filtración 0.02 m/h cada semana hasta alcanzar la velocidad de diseño (generalmente 0.10 ó 0.15 m/h). Si al alcanzar la velocidad de diseño, la turbiedad es superior a 5 UNT, se debe continuar con la misma velocidad hasta que la turbiedad sea inferior a 5 UNT.
Returar el material flotante	Abrir válvula (B) o utilizar el cuello de ganso.
Revisar la calidad del agua	Durante el periodo de maduración del filtro, medir a diario si el agua filtrada reúne los criterios de calidad acordados para suministro.
Pasar el agua filtrada al sistema de abastecimiento	Cuando la calidad el agua filtrada sea aceptable, cerrar la válvula (E) de desague del agua filtrada y abrir la válvula (F) de distribución.

Las tareas del operador dependen del tipo de control del filtro. Los filtros construidos en Colombia poseen control a la entrada, en este caso, el aumento gradual de pérdida de energía hidráulica en el lecho, se compensa con un aumento en el nivel del agua sobrenadante. Esto hace sencillo el trabajo diario del operador quien sólo tiene que revisar y registrar el caudal afluente, la calidad del agua cruda y tratada y remover material flotante, además de observar y registrar el nivel de agua sobrenadante para estimar cuándo se debe realizar el raspado.

En el área superficial del lecho de arena es donde se acumula la mayor parte del material inorgánico, orgánico y la biomasa. En esta biomembrana sucede la mayor parte de la pérdida de energía hidráulica, de tal manera que su raspado permite recuperar la conductividad hidráulica del filtro. En las tablas 10.3 y 10.4 se indican las actividades de operación en el filtro lento y el procedimiento para su raspado.

Tabla 10.3 Actividades de operación normal de un filtro lento en arena con control a la entrada.

Actividad	Acciones claves
Regular el nivel del agua sobrenadante	No se requiere.
Remover el material flotante	Es necesaria su remoción regular.
Medir la velocidad de filtración	Revise su valor en la regla de aforo.
Regular la velocidad de filtración	Manipule la válvula de entrada (A) para mantener la velocidad de filtración constante.
Decidir la limpieza del lecho	Cuando la altura del agua alcance el nivel de la tubería de rebose en el cuello de ganso, se debe suspender el funcionamiento del filtro en servicio e iniciar su limpieza. Programe las limpiezas para que nunca saque de servicio más de un filtro al mismo tiempo.

Los raspados periódicos continúan progresivamente hasta alcanzar una profundidad mínima del lecho de arena del orden de 0.5 m; una vez alcanzado este nivel, se debe proceder al rearenamiento, para lo cual es importante conocer previamente la cantidad de arena disponible en la caseta de almacenamiento, que debe ser suficiente para restablecer la altura inicial del lecho filtrante. Cerca del 20% de la arena instalada inicialmente en el filtro se pierde en el lavado y transporte entre el filtro, la cámara de lavado y la caseta de almacenamiento. Es necesario también prever los requerimientos de mano de obra para llevar a cabo el rearenamiento a fin de efectuar la actividad en corto tiempo. En la tabla 10.5 se describe el procedimiento para efectuar el rearenamiento de un FLA.

Como las características de cada planta son diferentes, se debe organizar con el operador un esquema de trabajo que cubra todas las actividades diarias, semanales, mensuales y eventuales. Además, se tiene que desarrollar con el ente administrativo y el operador, un esquema de monitoreo, y diseñar un formato que el operador discutirá semanal o mensualmente con la administración del sistema de abasto.

Tabla 10-4 Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena.

Actividad	Acciones Claves
Extraer el material flotante	Utilice la válvula (B) o el cuello de ganso y lleve hacia este el material flotante.
Drenar el agua sobrenadante	Cierre la válvula de entrada (A). Continúe utilizando la válvula (B) o el cuello de ganso y abra la válvula (D). Limpie las paredes del filtro con un cepillo largo. Cierre la válvula (D) cuando el agua llegue a 0.2 m por debajo de la superficie del lecho filtrante.
Mantener la producción de agua de la planta	Ajuste la velocidad de filtración en los otros filtros, no exceda la velocidad de 0.3 m/h.
Limpiar el equipo	Limpie todo el equipo, incluyendo botas.
Llegar al lecho filtrante	Entre en la caja del filtro usando la escalera corta.
Proteger el lecho filtrante	Raspe una pequeña área, cúbrala con tablas y coloque el equipo sobre ella.
Raspar la capa superior	Marque áreas (3 x 3 m ²) raspando en franjas estrechas. Raspe 1 cm de la parte superior de cada área.
Retirar el material raspado	Lleve el material raspado a la plataforma de raspado.
Retirar el equipo	Retire todo el equipo.
Nivelar la superficie de arena	Use una tabla de raspar o un rastrillo de dientes finos para nivelar la superficie.
Comprobar la profundidad del lecho de arena	Mida la altura desde el borde superior del muro hasta el lecho filtrante.
Dar tiempo para la maduración biológica	La maduración generalmente toma de 1 a 2 días en zonas tropicales (siempre y cuando la limpieza no dure más de 1 día).
Ajustar la velocidad de filtración	Aumente lentamente la velocidad de filtración en la unidad raspada, simultáneamente reduzca la velocidad de filtración en los otros filtros sobrecargados, hasta alcanzar la velocidad de operación normal en todas las unidades.
Pasarse el agua al sistema de suministro	Si al segundo día la calidad del agua efluente del filtro recién raspado es aceptable, cierre la válvula (E) y abra la válvula (F) de suministro.

En la figura 10.10 se ilustra una actividad periódica para cuya correcta ejecución se requiere la coordinación entre operador, ente administrador y comunidad.

Tabla 10.5 Procedimiento para rearenar un filtro lento de arena.

Actividad	Acciones claves
Raspar la capa superior	Siga los procedimientos indicados en la tabla 10.4.
Drenar el agua del lecho filtrante	Abra la válvula de vaciado (D).
Extraer la arena	<p>Dependiendo del tamaño del filtro divida la superficie en varias partes y rearene una por una.</p> <p>Tenga en cuenta que ha retirado 0.30 m y la altura de lecho remanente en el filtro es 0.50 m.</p> <p>Retire la arena de una zona del filtro y colóquela a un lado, no saque la arena gruesa ni la grava.</p>
Rellene el lecho de arena	<p>Rellene con arena limpia el filtro, utilizando la almacenada en la caseta, hasta alcanzar una altura de 0.30 m, coloque sobre ésta la que previamente ha amontonado; hasta alcanzar la altura máxima de arena.</p> <p>Continúe el raspado con las otras zonas del filtro, procediendo de igual manera.</p>
Nivelar la superficie de arena	Nivelar la superficie de la arena, de la misma manera que se hace después del raspado
Poner en servicio nuevamente el filtro.	Siga el procedimiento indicado en la tabla 10.3.
Dejar madurar el lecho filtrante	En condiciones tropicales, la maduración después de reponer la arena tomará de 3 a 15 días, dependiendo de la calidad de agua afluente.



Figura 10.10 Mantenimiento periódico de un filtro lento en arena. Raspado del lecho de arena. La Sirena, Cali, Colombia, 1997.

del lecho, aumentando las rutinas de mantenimiento. Esta hipótesis está siendo estudiada por Cinara con participantes del Programa de Postgrado en Ingeniería Sanitaria y Ambiental de la Universidad del Valle. Para facilitar y conservar la estratificación se recomienda instalar mallas plásticas como separador de lechos. (Anexo 4).

La velocidad de filtración recomendada para estos sistemas FGD_i no debe exceder los 3.0 m/h, pues se pueden generar valores de esfuerzo cortante que resuspendan y transporten el material sedimentado en el efluente de la unidad, disminuyendo la eficiencia del proceso y modificando las rutinas de mantenimiento (Latorre, 1994).

Adicionalmente y ante los bajos costos de inversión inicial que el FGD_i representa (entre 7% y 10% de los costos directos de construcción), no se justifica emplear velocidades de filtración superiores a las recomendadas. Para facilitar las actividades de operación y mantenimiento, se deben diseñar dos unidades, como número mínimo operando en paralelo, con actividades de mantenimiento escalonadas.

Las cámaras de lavado deben ser amplias, seguras y de fácil acceso, sus dimensiones deben ser tales que faciliten el desplazamiento y maniobrabilidad del operador, recomendándose áreas superficiales entre 3 y 5 m² y profundidades entre 0.20 y 0.40 m. La cámara debe ser abastecida con agua cruda para facilitar el mantenimiento eventual del FGD_i (ítem 8.6). El conducto de desagüe, debe ser calculado para evacuar el caudal máximo de lavado y evitar sedimentación en su interior. La losa de fondo de la cámara de lavado puede construirse en concreto simple, mientras los muros perimetrales en mampostería de ladrillo.

En la tabla 8.2 se presentan las características del medio filtrante recomendado para unidades FGD_i, y en la figura 8.3, un FGD_i construido a escala real.

Tabla 8.2 Especificaciones del lecho filtrante recomendado para filtros gruesos dinámicos, FGD_i.

Posición en la Unidad	Espesor de la Capa (m)	Tamaño de Grava (mm)
Superior	0.20	3.0 - 6.0
Intermedio	0.20	6.0 - 13.0
Inferior, Fondo	0.20	13.0 - 25.0

8.6 OPERACION Y MANTENIMIENTO

La operación de los FGD_i se fundamenta tanto en el control de la velocidad de filtración, como en la medición y calidad del agua producida, mientras que el mantenimiento se concentra en la recuperación de la pérdida de carga en los medios filtrantes, a través del lavado manual superficial y de descargas de fondo. Estas actividades de operación y mantenimiento se han clasificado, con base en su frecuencia de ejecución, en diarias, periódicas y eventuales. En la tabla 8.4 se presentan las actividades diarias de operación y mantenimiento.

Tabla 8.4 Actividades diarias de operación y mantenimiento en el FGD_i.

Actividades	Acciones Claves
Control de Q_i	Revisar caudal afluente al filtro. Ajustar válvula de entrada, según se requiera.
Control de Q_r	Revisar caudal efluente del FGD _i , el cual debe corresponder al requerido por los filtros gruesos. Decidir necesidad de mantenimiento en FGD _i .
Medición de turbiedad	Con equipo de campo, medir turbiedad de agua afluente y tratada. Cuando el valor de turbiedad a la salida indique valores mayores a los niveles esperados, decida sobre la necesidad de efectuar mantenimiento. En caso positivo, cierre la válvula de salida y limpie el FGD _i .
Registro de Información	En el libro de registro diario, anotar el valor de turbiedad del agua, la fecha de lavado y otras observaciones que se consideren importantes.

La velocidad de filtración en ningún momento debe superar el valor de diseño. En tal sentido, el caudal afluente a la unidad, Q_i , debe ser controlado y ser coherente con el caudal requerido para generar la velocidad de diseño. Solamente durante las actividades de mantenimiento y en particular durante el lavado superficial se puede aumentar el valor de Q_i , de tal manera que se facilite el arrastre del material resuspendido por efecto de las acciones de rastrillado y arado sobre el lecho de grava fina.

El control de la calidad de agua efluente, permite tomar decisiones sobre su operación y mantenimiento. Así por ejemplo, en situaciones donde se detecte deterioro de la calidad efluente y si la demanda lo permite, puede optarse por disminuir el caudal de entrada o posponer el lavado de la unidad.

Al presentarse cambios bruscos en la calidad del agua, continuamente se deben controlar las calidades afluente y efluente de todas las unidades del sistema de tratamiento, pues la eficiencia puede reducirse. Ante estas circunstancias y si el caudal efluente del FGD_i no declina rápidamente y la turbiedad afluente a los filtros lentos presenta valores superiores a 20 UNT, será necesario

disminuir el caudal de operación de la planta en un 50%. Al persistir esta situación, se debe operar el sistema de tratamiento con un 25% del caudal de diseño, o en caso extremo, suspender la entrada de agua a la planta.

El mantenimiento de los FGD_i incluye actividades periódicas (tabla 8.5) que consisten principalmente en la limpieza de la capa superficial de grava y en el lavado hidráulico o drenaje de fondo, utilizando la válvula de apertura rápida.

Tabla 8.5 Actividades periódicas de operación y mantenimiento

Actividades	Acciones Claves
Lavar cámaras de entrada y salida (una vez por semana)	Remover material adherido a paredes y fondo de cámaras.
Limpiar capa superficial de grava (una o dos veces por semana)	Cerrar válvula de control de agua filtrada. Remover con un rastrillo u otro elemento similar, el lecho de grava superficial, en sentido contrario al flujo, iniciando en la zona de entrada y finalizando en el vertedero de rebose. Remover la grava hasta que el agua de lavado sea ópticamente similar al agua cruda.
Limpieza hidráulica o de fondo del filtro (una vez por semana)	Llenar la cámara de filtración con agua cruda y abrir y cerrar 10 veces consecutivas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua de lavado sea ópticamente similar al agua cruda. Este procedimiento puede repetirse por 2 ó 3 ocasiones, cuando el agua de lavado sea muy diferente al agua cruda.

El lavado de los FGD_i pretende restituir la capacidad de filtración y de almacenamiento de lodo dentro del lecho filtrante, recuperando por consiguiente, la pérdida de carga en la unidad de mantenimiento. El desarrollo de la pérdida de carga, es función de la calidad del agua cruda y de la velocidad de filtración utilizada.

Generalmente las actividades periódicas se realizan una vez por semana con una duración cercana a 30 minutos, pero en periodos lluviosos y particularmente en fuentes superficiales con alto grado de contaminación, el arrastre de sólidos se incrementa generando obstrucciones rápidas del lecho filtrante y aumentando por consiguiente la frecuencia de mantenimiento.

Después del lavado, la pérdida de carga hidráulica del filtro debe reducirse, con relación a la existente previa al lavado y retornar en lo posible, a las condiciones iniciales. Las causas de que esto no suceda pueden ser originadas por:

- Entrada de aire al sistema de drenaje.
- Lavado ineficiente y acumulación progresiva de lodo dentro de los lechos.
- Obstrucción completa del medio filtrante.

Si terminado el lavado no se recupera la carga hidráulica, se debe drenar nuevamente el filtro para descartar las dos primeras causas. Si la situación persiste, puede estar presentándose la tercera causa, condición que puede aparecer después de varios meses e incluso años de operación de la unidad. Para superar esta situación será necesario retirar todo el lecho filtrante, lavarlo manualmente o con ayuda mecánica e instalarlo nuevamente, conservando la estratificación inicial.

Se debe tener especial cuidado en la extracción y posterior colocación de las camadas de grava, a fin de evitar su mezcla. Si esto sucede, las gravas deben ser retiradas, tamizadas y colocadas nuevamente en correcto orden. Las acciones claves para las actividades eventuales se presentan en la tabla 8.6.

Tabla 8.6 Actividades eventuales de operación y mantenimiento de un filtro grueso dinámico.

Actividades Eventuales	Acciones Claves
Retiro y lavado total de la grava	Cerrar salida de agua filtrada. Cerrar entrada de agua cruda. Retirar capas de grava cuidando que éstas no se mezclen entre sí. Lavar en forma separada las capas de grava Tamizar las fracciones de grava que puedan estar mezcladas. Lavar tuberías, fondo y paredes del filtro. Instalar capas de grava en el mismo orden y con igual espesor al que tenían antes de ser retiradas para el lavado. Abrir entrada de agua y realizar un lavado siguiendo las indicaciones del lavado normal del filtro.

9. FILTRACION GRUESA ASCENDENTE

9.1 DESCRIPCION GENERAL

Los sistemas de filtración gruesa ascendente consisten de una o varias unidades que contienen grava en su interior.

En sistemas conformados por una sola unidad, Filtración Gruesa Ascendente en Capas (FGAC), esta es empacada con lechos de grava de diferente tamaño en el rango de gruesa en el fondo a fina en la superficie (ver Figura 9.1). En sistemas con más de una unidad, Filtración Gruesa Ascendente en Serie (FGAS), cada módulo se llena con un tamaño de grava predominante que decrece en el sentido del flujo (Ver Figura 9.2). Un proyecto de demostración construido a escala real de filtración gruesa ascendente se presenta en la figura 9.3

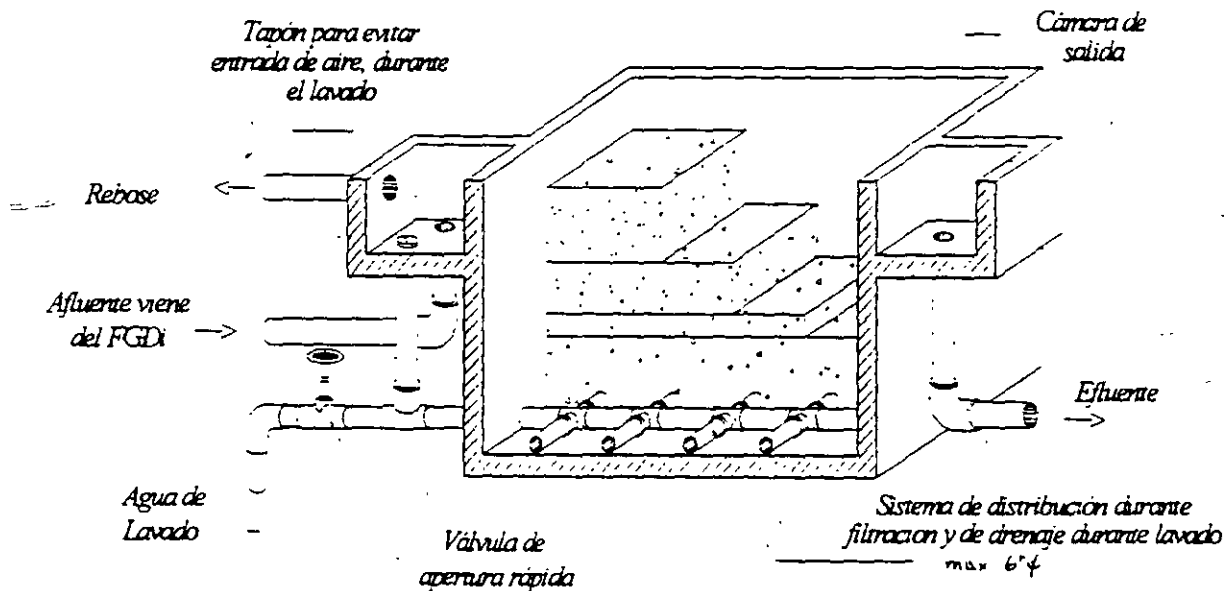


Figura 9.1 Corte Isométrico de un Filtro Grueso Ascendente en Capas

La filtración gruesa ascendente tiene la ventaja de favorecer la acumulación de sólidos en el fondo del filtro, donde se localiza el sistema de drenaje, facilitando así, el lavado hidráulico o de fondo de las unidades. Adicionalmente, la dirección vertical del flujo reduce interferencias generadas por temperatura o diferencias de densidad del fluido, mejorando el comportamiento hidráulico de la unidad, evitando zonas muertas y produciendo tiempos de retención más homogéneos. Estos factores influyen significativamente en la eficiencia del proceso de tratamiento (Galvis et al., 1996).

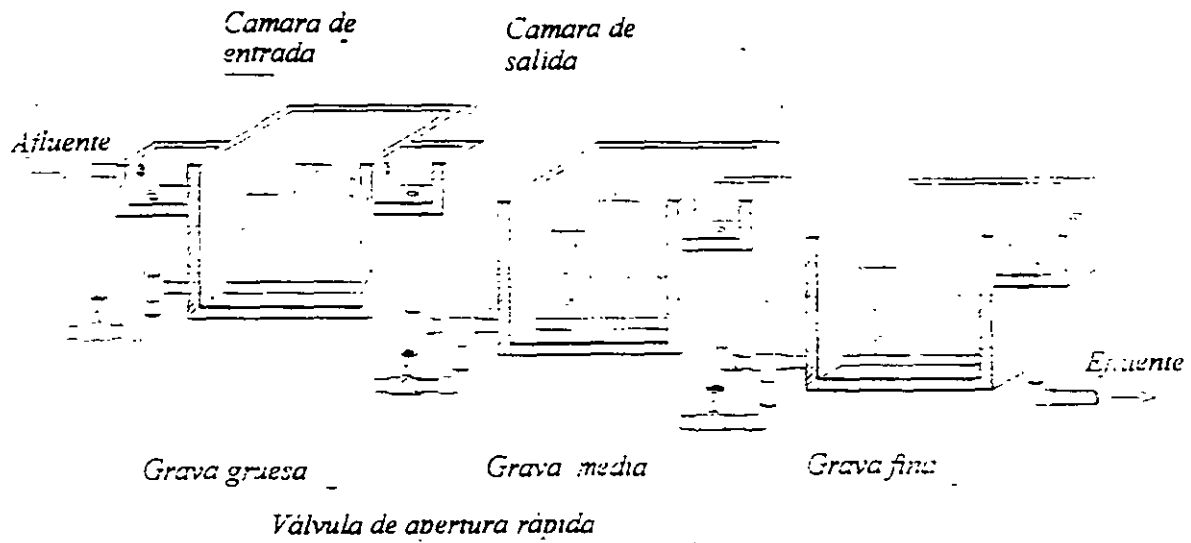


Figura 9.2 Corte Isométrico de un Filtro Grueso Ascendente en Serie

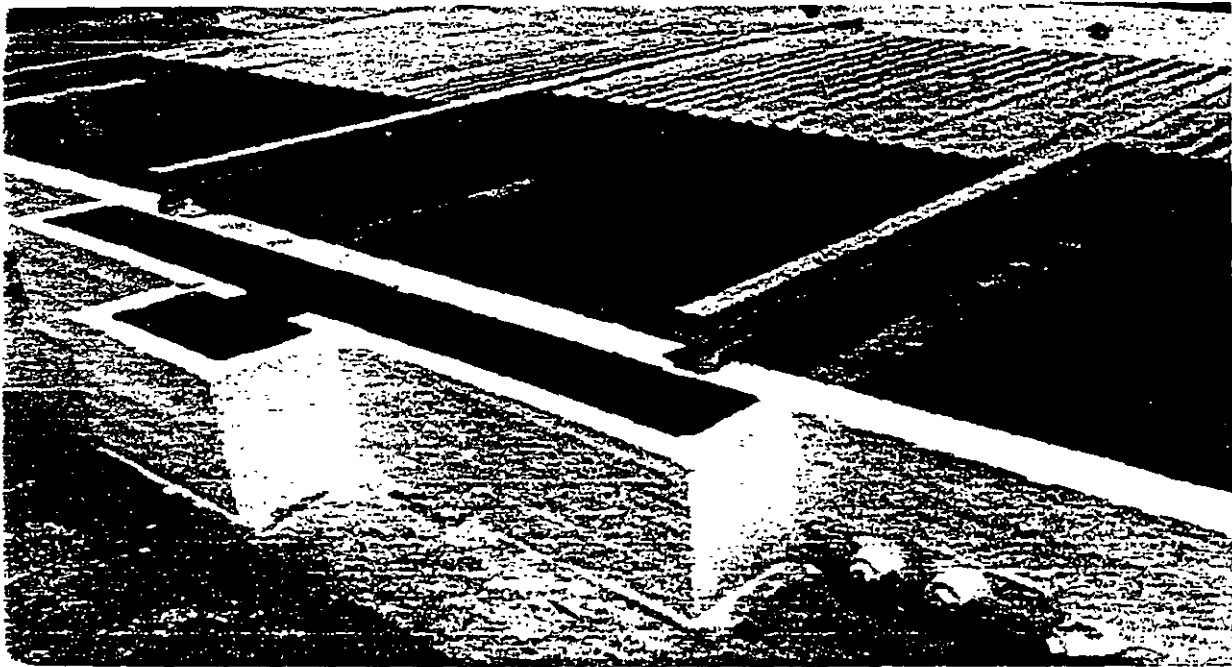


Figura 9.3 Filtro grueso ascendente en capas con tres unidades en paralelo. La cubierta removible contribuye a disminuir el crecimiento de algas y a facilitar el mantenimiento de las unidades. Parcelación El Retiro, Cali, Colombia, 1997.

Básicamente un filtro grueso ascendente está compuesto de:

- Cámaras de filtración con 1, 2 ó 3 compartimientos
- Lecho filtrante
- Estructuras de entrada y salida

- Sistema de drenaje y cámara de lavado
- Accesorios de regulación y control
- Dispositivos para la limpieza superficial

9.1.1 Cámaras de Filtración

La altura total del filtro está determinada por la altura del lecho de grava (incluyendo la capa de soporte), el nivel de agua sobrenadante, la altura de agua adicional para facilitar y mejorar el lavado hidráulico y el borde libre.

Normalmente la altura total del filtro está en el rango de 1.1 a 1.5 m, con mayores alturas en los FGAC. Las paredes pueden ser verticales o inclinadas, construidas generalmente en concreto reforzado, ferrocemento o mampostería estructural y de forma rectangular o circular.

9.1.2 Lecho Filtrante

El lecho filtrante normalmente consiste de 5 capas de grava con tamaños diferentes, variando entre 25 y 1.6 mm en la dirección del flujo y distribuidas en 1, 2, o 3 compartimientos. Las características de las capas de grava (tamaño del material y espesor del lecho) deben ser seleccionadas cuidadosamente, con el fin de optimizar, tanto el funcionamiento hidráulico como el mantenimiento de las unidades. Usualmente, los primeros 0.20 a 0.40 m de grava en contacto con el sistema de drenaje, constituyen el lecho de soporte, cuyo tamaño depende del diámetro de los orificios del múltiple y del tamaño de grava predominante en la unidad.

En el ítem 9.2 se presentan los tamaños de grava y longitudes de lecho para las alternativas FGAC y FGAS, recomendados por Cinara - IRC con base en el seguimiento realizado a sistemas FIME, tratando diferentes fuentes superficiales en Colombia. Los resultados indican que a menor riesgo sanitario en el agua cruda, mayor velocidad de filtración puede ser especificada o menor longitud de lecho filtrante es requerida.

Un incremento en la longitud de lecho filtrante implica, mayor tiempo de retención, mayor volumen para acumulación de lodo, de microorganismos, de materia orgánica, etc., y por consiguiente, mayor eficiencia en el proceso de remoción. Sin embargo, las condiciones de lavado del lecho filtrante se vuelven más exigentes, requiriendo en consecuencia, tasas de lavado más altas que las especificadas para un lecho de menor longitud.

9.1.3 Estructuras de Entrada y Salida

La estructura de entrada tiene por objeto disipar energía, controlar, medir y eliminar excesos de caudal, tal como se ilustra en la figura 9.4. Esta estructura consiste de un canal pequeño que conduce el agua previamente acondicionada hasta la cámara de entrada a los filtros gruesos. Previo al ingreso de la cámara de carga, el flujo es aforado por un vertedor cuyas características hidráulicas dependen, entre otros factores, de la cantidad de agua a medir y de la pérdida de carga disponible.

Para facilitar el registro de la medición, principalmente a operadores con bajo nivel de escolaridad, se sugiere fijar sobre la pared vertical del canal de acceso y antes del vertedor, una regilla de aforo, debidamente calibrada, cuyos detalles son presentados en el anexo 4.

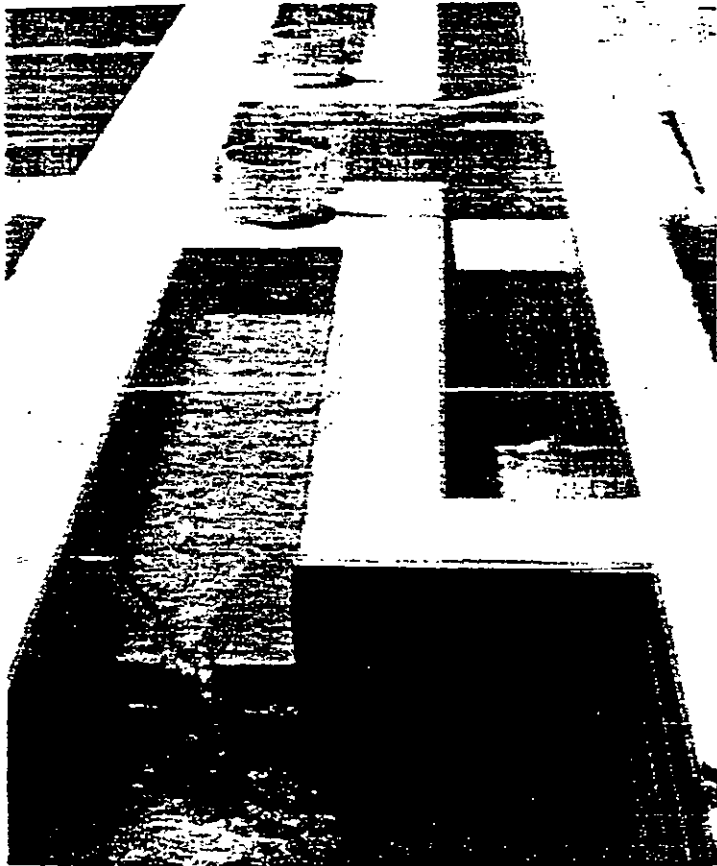


Figura 9.4 Estructura de entrada a unidades de filtración gruesa. Universidad Javeriana, Cali, Colombia, 1997.

A través de la cámara de carga se realiza el control sobre la operación de los filtros, pues un incremento en el nivel de agua en la cámara, significa un aumento en la resistencia hidráulica del filtro grueso. Durante la carrera de filtración y con lecho limpio, se genera una diferencia estática entre el nivel de agua en la cámara de entrada y la superficie del agua en el filtro, cuyo valor debe ser igual a la sumatoria de pérdidas de carga entre los dos puntos, para el caudal de operación de la unidad. Esta diferencia se incrementa a través de la carrera de filtración, dada la colmatación progresiva de la unidad. El incremento de pérdida de carga es compensado con el aumento en el nivel de agua en la cámara de entrada al filtro grueso.

Al realizar las actividades de operación y mantenimiento de los filtros gruesos, como se indica en el ítem 9.4, se disminuye la pérdida de carga. Una buena limpieza debe disminuir el nivel de agua en la cámara de entrada hasta valores similares a los inicialmente obtenidos con filtro limpio. El aumento progresivo del nivel de agua en esta cámara, aún después del lavado, indica acumulación de lodo en las unidades de prefiltración y aunque este hecho pueda ser inevitable, no se deben suspender las rutinas de mantenimiento, por el contrario, en periodos con turbiedad alta, las rutinas deben aumentarse.

Una pérdida de carga acumulada cercana a 0.30 m es el valor máximo recomendado en un filtro grueso y el que sólo se alcanza, después de varios años de operación continua, siguiendo lo indicado en el ítem 9.4. El correcto dimensionamiento de la cámara de entrada, facilita las actividades de operación y mantenimiento y elimina la entrada de aire a las unidades de filtración gruesa, contribuyendo a un mejor funcionamiento hidráulico.

La cámara de salida permite la recolección del agua filtrada, a través de orificios proyectados en la pared vertical del filtro grueso y localizados entre 0.02 y 0.05 m por encima del nivel superficial de grava. El nivel de agua máximo en la cámara, debe posibilitar la descarga libre del agua afluyente prefiltrada y por consiguiente la aireación de la misma. En los casos donde se utiliza la alternativa FGAS, la cámara de salida sirve como dispositivo de entrada a la siguiente unidad de filtración gruesa. En consecuencia, al dimensionar esta cámara se deben considerar las variaciones en el nivel de agua, debidas a la pérdida de carga en el medio filtrante.

9.1.4 Sistema de Drenaje y Cámara de Lavado

Dada la condición de flujo ascendente de los filtros gruesos, el sistema de drenaje se proyecta para cumplir con dos propósitos básicos: distribuir uniformemente el flujo en el área filtrante y recolectar el agua de lavado.

Usualmente el sistema de drenaje se proyecta en tubería PVC con orificios, cubierta por una capa de grava gruesa que actúa como medio de soporte. Para facilitar el cumplimiento de los dos propósitos del sistema de drenaje, su diseño debe obedecer a los criterios propuestos para el diseño de múltiples recolectores, presentados en el anexo 5. Es evidente que áreas grandes de filtración, requieren diámetros mayores en sus múltiples recolectores y por consiguiente, mayor altura del lecho de soporte.

Para facilitar la limpieza hidráulica del filtro se instala una válvula de apertura rápida (VAR) en la tubería de drenaje, (ver anexo 4). La VAR puede ser tipo bola o mariposa y se especifica de diámetro igual al de la tubería de drenaje principal; bajo toda circunstancia debe ser hermética, simple de operar y mantener y sus partes, libres de generar corrosión o incrustación.

La diferencia estática entre el nivel de agua superficial en el filtro grueso y el punto de descarga de la tubería de drenaje a la atmósfera, es el parámetro clave para determinar la carga de lavado, cuyo valor mínimo de diseño no debería ser inferior a $20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hr}$. Las experiencias de diseño y el seguimiento a proyectos piloto y a escala real, indican que la descarga de la tubería de drenaje, debe ubicarse entre 1.5 y 2.0 m por debajo de la losa de fondo del filtro grueso, sin embargo, este valor debe ser justificado con base en cálculos hidráulicos en cada situación.

Con base en lo anterior, los desagües del sistema de tratamiento deben ser generalmente profundos, con implicaciones en los costos de construcción, particularmente en zonas planas. Experiencias con plantas a escala real y piloto han mostrado que, donde la profundidad de los desagües sea un limitante, es preferible disminuir la profundidad de la tubería de descarga e incrementar las labores de mantenimiento. Desagües profundos y con baja pendiente, pueden generar represamientos del agua

de lavado, lo que a su vez podría afectar la salud del operador por contacto directo con agua de alto riesgo sanitario (ver figura 9.5).



Figura 9.5 Cámara general de desagües. Planta FIME. El Retiro. Cali, Colombia, 1997.

Las VAR se ubican en las cámaras de lavado, las cuales pueden ser construidas de manera individual o colectiva, donde varias válvulas desaguan a un punto común. En la decisión, se consideran aspectos topográficos, hidráulicos y criterios económicos; las cámaras deben ser amplias, seguras y permitir el fácil acceso y maniobrabilidad del operador. En su diseño deben incluirse tapas o cubiertas removibles, al igual que escaleras de acceso. La tubería de desagüe que transporta el agua de lavado, efluente de la cámara, debe ser calculada para el máximo caudal de lavado y descargar en un sitio cuya disposición no ponga en riesgo la estabilidad de las estructuras ni de su entorno en general, incluyendo la salud de la comunidad

9.1.5 Accesorios de Regulación y Control

Los accesorios utilizados en las unidades de Filtración Gruesa, incluyen válvulas para regulación de caudal, vertederos de aforo y reglillas de aforo, dispositivos que se instalan en la estructura de entrada de cada etapa de tratamiento

9.1.6 Dispositivos para la Limpieza Superficial

En las paredes verticales perimetrales de los filtros gruesos, a regular distancia y entre 0.02 y 0.05 m arriba del nivel de grava de cada módulo, se instalan pasamuros soldados a adaptadores de limpieza PVC, con el fin de evacuar el agua del lavado durante la limpieza manual superficial del lecho de grava. Los adaptadores permanecen cerrados durante la operación normal de filtración y se abren durante la limpieza superficial. Un mínimo de dos (2) pasamuros pueden ser instalados por cada muro perimetral, con diámetros de 50 mm para áreas de prefiltración por módulo inferior a 15 m² y 90 mm para áreas hasta de 25 m². Las descargas de los pasamuros deben ser recogidas a través de canaletas perimetrales, para luego ser transportadas y descargadas al sistema de drenaje general de la planta de tratamiento o a la cámara de lavado, indicada en el ítem 9.1.4.

9.2 CRITERIOS DE DISEÑO

En la tabla 9.1 se resumen los criterios de diseño para filtros gruesos ascendentes, basados en la experiencia con unidades experimentales y plantas a escala real, evaluadas en el marco del Proyecto de Investigación y Demostración de Métodos de Pretratamiento para Sistemas de Abastecimiento de Agua, desarrollado en Colombia por Cinara-IRC.

Tabla 9.1 Guías de Diseño para Filtros Gruesos Ascendentes.

Criterio	Valores Recomendados
Periodo de diseño (años)	8 - 12
Periodo de operación (h/d)	24
Velocidad de filtración (m/h)(*)	0.3 - 0.6
Número de unidades en serie	
FGAC	1
FGAS	2 - 3
Lecho Filtrante	
Longitud total (m)	
FGAC	0.60 - 0.90
FGAS	1.15 - 2.35
Tamaño (mm)	Según tabla 9.2
Lecho de soporte total	
Longitud (m)	0.30 - 1.25
Tamaño (mm) (**)	Según tabla 9.2
Altura sobrenadante de agua (m)	0.10 - 0.20
Carga estática de agua para lavado en contraflujo (m) (***)	2.5 - 3.0
Área de filtración por unidad (m ²)	15 - 25

(*) A mayor contaminación del agua afluente, menor velocidad de filtración

(**) Depende del tamaño de grava predominante en cada unidad, del tamaño de grava en contacto con lecho de soporte y del diámetro de los orificios en el múltiple; dado lo anterior, en algunos casos la altura del lecho de soporte puede ser superior a lo indicado en la tabla 9.1.

(***) Diferencia entre el nivel de agua máximo en el filtro grueso ascendente durante el lavado y el nivel de descarga de la tubería de drenaje en la cámara de lavado.

La selección del número de unidades (1, 2 ó 3), velocidad de filtración y longitud de lecho filtrante, depende del riesgo sanitario presente en el agua cruda, de la eficiencia de remoción del filtro grueso y de los requerimientos de calidad del agua efluente. En la tabla 9.2 se presentan los tamaños y alturas de lecho filtrante para las alternativas de FGAC, FGAS2 y FGAS3. También se incluye información sobre tamaño y espesor del lecho de soporte.

Tabla 9.2 Lecho filtrante recomendado para Filtros Gruesos Ascendentes

Tamaño de grava (mm)	Altura (m)					
	FGAC	FGAS 2		FGAS 3		
		1	2	1	2	3
19 - 25	0.30*	0.30*		0.30*	0.20*	
13 - 19	0.20 - 0.30	0.30 - 0.45	0.20*	0.15	0.15*	0.15*
6 - 13	0.15 - 0.20	0.30 - 0.45	0.15*	0.45 - 0.75	0.15*	0.15*
3 - 6	0.15 - 0.20		0.30 - 0.45		0.40 - 0.70	0.15*
1.6 - 3	0.10 - 0.20		0.25 - 0.40			0.45 - 0.75
Total (m):						
• Soporte	0.30	0.30	0.35	0.30	0.50	0.45
• Lecho Filt.	0.60 - 0.90	0.60 - 0.90	0.55 - 0.85	0.60 - 0.90	0.40 - 0.70	0.45 - 0.75

* Lecho de soporte

Para ríos de ladera con intermedios niveles de contaminación, es decir, turbiedades inferiores a 20 UNT y coliformes fecales menores a 10000 UFC/100 ml, se puede especificar un FGAC, con altura de lecho filtrante mínima de 0.60 m (no incluye lecho de soporte). Para fuentes superficiales de valle con un nivel de contaminación mayor, se debe incrementar la longitud del lecho filtrante y/o variar la velocidad de filtración según el riesgo. Otra alternativa viable consiste en aumentar el número de unidades de filtración, pasando a sistemas FGAS2 ó FGAS3.

9.3 EFICIENCIAS DE REMOCION

En la tabla 9.3 se presentan remociones típicas encontradas en sistemas de filtración gruesa ascendente, tanto en capas como en serie, tratando aguas superficiales de valle, y de ladera. Los filtros gruesos operaron con velocidades de filtración entre 0.30 m/h y 0.75 m/h, con lechos filtrantes entre 1.0 y 1.55 m de longitud. El agua tratada por estas unidades fue sometida previamente a tratamiento por FGD_i, con velocidades de filtración iguales o inferiores a 3.0 m/h.

Los filtros gruesos de flujo ascendente constituyen la segunda etapa de tratamiento, orientada a minimizar el número de partículas gruesas y a disminuir la concentración de las más pequeñas. En

este sentido remociones importantes en sólidos suspendidos, al igual que en hierro, manganeso y coliformes fecales han sido registradas.

Tabla 9.3: Eficiencias típicas de tratamiento por Filtros Gruesos Ascendentes

Parametro	Reduccion Tipica
Sólidos Suspendidos	Alcanza hasta el 95%, siendo 90% el valor comúnmente reportado en fuentes superficiales con altos contenidos de material suspendido, en el rango de 50 a 200 mg/l. En fuentes con material suspendido en el rango de 5 a 50 mg/l. se reportan remociones del orden del 50 al 90%.
Turbiedad	Entre 50 y 80% en fuentes superficiales de valle, siendo mayores para los FGAS. En fuentes superficiales de ladera la remoción está en el rango 50 - 90%
Color Real	Entre 20 y 50%
Hierro y Manganeso	Alrededor del 50%
Coliformes Fecales	Reducciones entre 0.65 y 2.5 unidades log, siendo mayor para FGAS tratando agua con contaminación bacteriológica en el rango de 20000 a 100000 UFC/100 ml y contenido de sólidos suspendidos entre 20 y 200 mg/l. La menor eficiencia se presentó con fuentes de calidad bacteriológica entre 500 y 20000 UFC/100 ml.

9.4 OPERACION Y MANTENIMIENTO

La operación de los filtros gruesos ascendentes está relacionada con el control de la velocidad de filtración y el control de la calidad de agua efluente. El mantenimiento está asociado con los lavados y las acciones tendientes a prevenir o reparar daños.

En general, las actividades de operación y mantenimiento se dividen en diarias, periódicas y eventuales. Las actividades diarias permiten al operador tener un control sobre el funcionamiento de la planta frente a cambios en la calidad de agua afluente de esta manera, puede implementar los correctivos del caso. Para facilitar la labor del operador, las estructuras deben poseer todas las válvulas y accesorios para regulación y control de flujo.

La medición de pérdida de carga permite al operador tener control sobre las rutinas de mantenimiento y eficiencias de las unidades. Para facilitar la lectura de la pérdida de carga, se puede trasladar el nivel de agua en la superficie del filtro grueso a la cámara de entrada, el cual este nivel puede ser señalado con pintura a prueba de agua, a partir del cual el operador puede determinar fácilmente la pérdida de carga, midiendo la diferencia entre esta línea y el nivel de agua presente en la cámara. En la tabla 9.4 se relacionan los pasos a seguir para efectuar estas actividades.

Tabla 9.4 Actividades diarias de operación y mantenimiento en filtros gruesos ascendentes

Actividad	Acciones claves
Medición y control de caudal	Chequear nivel de agua en la regilla de aforo de cada unidad. Ajustar válvula de entrada según se requiera, hasta alcanzar el caudal de operación del filtro.
Medición de turbiedad	Medir turbiedad del agua a la entrada del filtro grueso ascendente, utilizando el equipo de campo. Cerrar válvula cuando la turbiedad del agua afluente sea mayor que el valor previsto para operación normal
Retiro de material flotante	Retirar material desprendido del lecho filtrante con una nasa.
Registro de información	Anotar en el libro de registro diario, los valores de turbiedad del agua afluente y efluente al filtro grueso, fecha de lavado del filtro y cambios en el caudal durante el día, si se efectúan.
Medición de pérdida de carga	Medir el nivel de agua en la cámara de entrada al filtro. Lavar el filtro cuando la pérdida de carga sea mayor que el valor esperado al finalizar la carrera de filtración.

En la tabla 9.5 se indican las actividades periódicas del filtro. El lavado de las unidades deberá efectuarse con mayor frecuencia a la indicada allí cuando se presenta deterioro en la calidad de agua afluente, incrementado la pérdida de carga por encima del valor normalmente alcanzado cada semana, al finalizar cada carrera de filtración.

En algunas circunstancias al finalizar la carrera de filtración semanal, la pérdida de carga puede presentar variaciones mínimas que a juicio del operador, no ameritan la ejecución del lavado; sin embargo, es necesario tener mucho cuidado con este parámetro, pues el hecho de no lavar oportunamente, puede producir la compactación del material removido y almacenado en el interior de la unidad, ocasionando ineficiencia del lavado, aumento en la pérdida de carga, incremento en las actividades de operación y mantenimiento y disminución en la eficiencia del proceso de tratamiento. Una ilustración del mantenimiento de un filtro grueso se presenta en la figura 9.6.

En forma similar a lo que ocurre en el FGD_i, después del lavado, la pérdida de carga debe reducirse hasta el valor que normalmente se presenta al inicio de cada carrera de filtración (cada semana). Las causas de que esta reducción no se presenten pueden ser debidas a:

- Entrada de aire al sistema de drenaje.
- Lavado ineficiente.
- Obstrucción de la tubería de drenaje.

Tabla 9.5 Actividades Periódicas de Operación y Mantenimiento

Actividad	Acciones claves
Lavado semanal del filtro	
Limpieza cámara de entrada	Desprender material adherido en el fondo y en paredes de la cámara. Utilizar cepillo con cerdas metálicas o material sintético.
Limpieza hidráulica del filtro (lavado de fondo)	Medir pérdida de carga. Cerrar entrada de agua a la unidad. Cerrar salida de agua filtrada. Abrir y cerrar 10 veces seguidas la válvula de apertura rápida, dejar abierta la válvula y drenar el filtro hasta que el agua de lavado sea ópticamente similar al afluente. Cerrar válvula. Abrir entrada de agua y llenar filtro.
Limpieza cámara de salida	Desprender material adherido al fondo y paredes de la cámara.
Poner en funcionamiento	Abrir salida de agua hacia el filtro lento, cuando el efluente de la unidad recién lavada haya aclarado. ⁽¹⁾
Revisar eficiencia del lavado del filtro	Medir pérdida de carga y comparar con valor medido antes del lavado; si es mayor, volver a lavar el filtro.
Lavado mensual del filtro	
Limpieza cámaras de entrada y salida	Desprender material adherido al fondo y paredes de cámaras, con un cepillo de cerdas metálicas o sintéticas.
Limpieza superficial de la grava	Cerrar salida de agua filtrada. Abrir tapones laterales ó adaptadores de limpieza. Remover la superficie de la grava, hasta que el agua de lavado aclare, utilizando una pala metálica. Cerrar tapones laterales. Cerrar entrada de agua.
Limpieza hidráulica del filtro (lavado de fondo)	Realizar dos drenajes del filtro siguiendo las recomendaciones del lavado semanal. Antes de iniciar el segundo lavado, llene el filtro. Abrir entrada de agua. Abrir salida de agua.

⁽¹⁾ Eventualmente el efluente de la unidad se deteriora después del lavado, el operador debe estar atento para realizar los correctivos del caso.



Figura 9.6 Lavado superficial de un filtro grueso ascendente en capas. Los Chancos, municipio de San Pedro, Colombia, 1997.

En los dos primeros casos se debe drenar nuevamente el filtro, en el tercero, se debe introducir una sonda por el adaptador de limpieza conectado a la tubería de drenaje, localizado en la cámara de lavado, por encima de la válvula de drenaje. En el cuarto caso se debe proceder a la extracción total del lecho filtrante. Antes de efectuar esta actividad se debe constatar que efectivamente la obstrucción del lecho es total, pues es una actividad costosa y dispendiosa frente a las actividades de mantenimiento rutinarias. La obstrucción total se comprueba si al efectuar lavados consecutivos en la unidad, no se logra la reducción de la pérdida de carga y si el caudal que sale por la válvula de drenaje es muy inferior a lo normal. En la tabla 9.6 se indican los pasos a seguir para el retiro, lavado manual y reinstalación de todo el material filtrante en el filtro grueso ascendente.

9.5 COSTOS

La diferencia en los costos de operar y mantener un sistema de filtración gruesa ascendente en serie o en capas, está representada por el tiempo requerido por el operador al efectuar la limpieza superficial de cada filtro y por la cantidad de agua empleada al lavar uno u otro sistema. Existe, sin embargo, una mayor diferencia en términos del tiempo que debe permanecer cada sistema de filtración gruesa fuera de operación por ejecución del lavado, particularmente durante el lavado mensual, ya que para efectuar el mantenimiento de las segundas y terceras etapas, se hace necesario esperar el llenado de la (s) etapa (s) previa(s), una vez concluido el lavado.

Tabla 9.6 Actividades Eventuales en los Filtros Gruesos Ascendentes

Actividad	Acciones claves
<p>Reuro y lavado de la grava</p>	<p>Cerrar salida de agua hacia filtros lentos. Cerrar entrada de agua al filtro grueso Drenar unidad a través de VAR. Retirar capas de grava, procurando que éstas no se mezclen entre sí y evitando la pérdida de material. Medir el espesor de las capas que se retiran. Lavar capas de grava en forma separada. Tamizar fracciones de grava que estén mezcladas. Lavar tuberías, fondo y paredes del filtro. Instalar capas de grava en el mismo orden y con igual espesor al que tenían antes de ser retiradas para el lavado. Llenar filtro en forma ascendente. Realizar varios drenajes, siguiendo las recomendaciones del lavado semanal. Abrir salida de agua hacia filtros lentos.</p>

10. FILTRACION LENTA EN ARENA

Este capítulo tiene como base la publicación del IRC - Cinara, (1992), *Filtración Lenta en Arena: Tratamiento de Agua para Comunidades. Planeación, Diseño, Construcción Operación y Mantenimiento* e información desarrollada en el marco de proyectos de investigación y desarrollo que han sido realizados por Cinara, en colaboración con diferentes instituciones en Colombia. En consecuencia, se presenta una descripción general de un filtro lento en arena y sus principales componentes, consideraciones de diseño, aspectos constructivos y aspectos de operación y mantenimiento.

10.1 DESCRIPCION GENERAL

Una unidad de filtración lenta en arena consta básicamente de los siguientes elementos, ilustrados en la figura 10.1.

- Caja de filtración y su estructura de entrada.
- Lecho filtrante
- Capa de agua sobrenadante
- Sistema de drenaje, que incluye lecho de soporte y cámara de salida
- Conjunto de dispositivos para regulación, control y rebose de flujo.

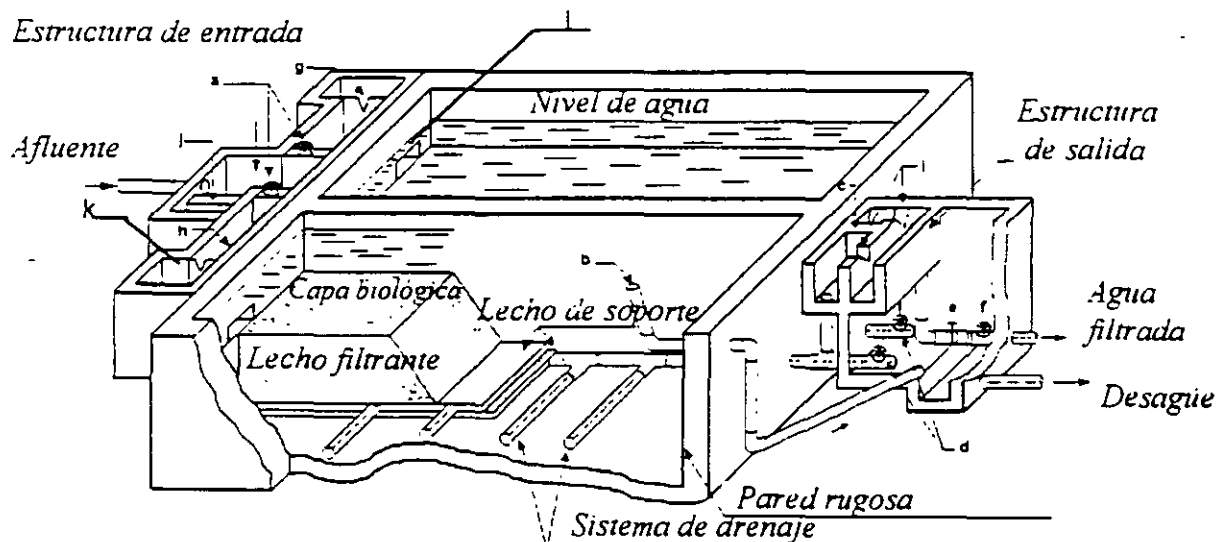


Figura 10.1 Componentes básicos de un FLA con control a la entrada.

Una descripción específica de estos componentes se desarrolla a continuación:

- a. Válvula para controlar entrada de agua pretratada y regular velocidad de filtración
- b. Dispositivo para drenar capa de agua sobrenadante, "cuello de ganso".
- c. Conexión para llenar lecho filtrante con agua limpia
- d. Válvula para drenar lecho filtrante
- e. Válvula para desechar agua tratada
- f. Válvula para suministrar agua tratada al depósito de agua limpia
- g. Vertedero de entrada
- h. Indicador calibrado de flujo
- i. Vertedero de salida.
- j. Vertedero de excesos
- k. Cámara de entrada a FLA
- l. Ventana de acceso a FLA

10.1.1 Caja de Filtración y Estructura de Entrada.

La caja del filtro posee una área superficial condicionada por el caudal a tratar, la velocidad de filtración y el número de filtros especificados para operar en paralelo. Las experiencias en Colombia indican que la altura total del FLA puede oscilar entre 1.80 m y 2.10 m, dependiendo del espesor de la capa de arena, de la altura de agua sobrenadante y del sistema de drenaje empleado. Para el caso descrito en el presente documento, la altura del sistema de drenaje está alrededor de 0.25 m, mientras que otras opciones reportadas en la literatura, pueden alcanzar hasta 0.50 m. Las cajas de filtración pueden ser construidas de hormigón reforzado, ferrocemento, concreto ciclópeo o mampostería estructural y sus paredes pueden ser verticales o inclinadas.

La estructura de entrada a las unidades de filtración lenta debe permitir controlar el caudal afluente, disipar energía, distribuir flujo y verter excesos tal como se presentó en la figura 9.3, para el caso de los filtros gruesos ascendentes. Esta consta de un vertedor de excesos, canales o conductos para distribución, dispositivos para medición y control de flujo, cámara de entrada y ventana de acceso al filtro propiamente dicho. A través de la cámara de entrada al FLA se disipa la energía de posición, generada entre el nivel de agua en el canal de acceso y el nivel de agua en el FLA. La energía es máxima cuando el nivel de agua en el filtro es mínimo. La cámara es una estructura simple con dimensiones superficiales de 0.8 x 0.8 m aproximadamente y 1.0 m de profundidad, construida en mampostería o concreto. Sobre el fondo de la cámara y con profundidad de 0.20 m se colocan cantos rodados con tamaños entre 0.10 m y 0.20 m, que contribuyen a amortiguar el impacto de caída del agua. La ventana de acceso comunica la cámara de entrada con el FLA propiamente dicho; la velocidad de paso del agua a través de la ventana debe ser inferior a 0.10 m/s. El borde inferior de la ventana coincide en el nivel máximo de arena en el FLA (figura 10.1).

10.1.2 Lecho Filtrante

La selección del tamaño de los granos del medio filtrante es un factor crucial en el rendimiento del filtro; un tamaño efectivo con grano fino mejorará la eficiencia del proceso de tratamiento, aunque aumentará las pérdidas de carga inicial (Bellamy et al., 1985). La adecuada selección de arena incluye entre otros, los siguientes factores: tamaño y distribución de los granos, contenido de

impurezas y grado de solubilidad del material. El tamaño de los granos se determina con base en el diámetro efectivo, d_{10} , y su distribución granulométrica, por el coeficiente de uniformidad C_u . El D_{10} es la abertura del tamiz a través del cual pasa el 10% (en peso) de los granos. El coeficiente de uniformidad es la relación entre el diámetro efectivo y la abertura del tamiz a través del cual pasa el 60% (en peso) de los granos, d_{60} . En consecuencia, $C_u = d_{60}/d_{10}$. Se recomienda arena relativamente fina con diámetro efectivo entre 0.15 y 0.30 mm y coeficiente de uniformidad menor de 5 y preferentemente entre 2.0 y 4.0 (De Bernardo y Escobar, 1996). En la figura 10.2 se ilustra la distribución de tamaños y granos de una muestra de arena tomada en un río de valle.

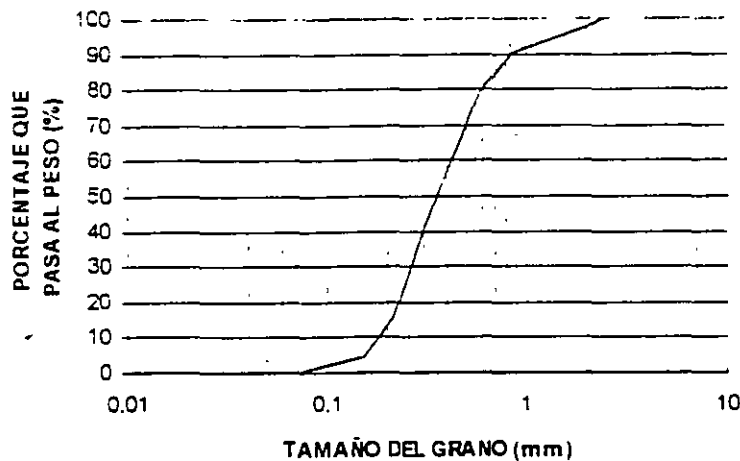


Figura 10.2 Curva granulométrica de una muestra de arena tomada del río Cauca, Colombia, 1996.

Generalmente se selecciona arena como medio filtrante dado que es un material inerte, granular, económico y de fácil consecución. Al colocarse dentro del filtro, el material debe estar limpio, libre de arcilla, limo y materia orgánica. En la práctica, asegurar la limpieza de la arena es una actividad muy importante y de mucho cuidado, que implica un arduo y prolongado trabajo, generando en consecuencia costos importantes por mano de obra y agua de lavado. El suministro de material filtrante total o parcialmente sucio, interfiere con el proceso de tratamiento y obliga, después de un corto tiempo de operación, a la extracción de la arena para su correcto lavado y posterior colocación.

La limpieza periódica del FLA se realiza mediante el raspado y retiro de 0.01 ó 0.02 m de arena superficial, labor que implica una reducción gradual en la altura inicial del lecho, que en ningún caso debe ser inferior a 0.5 m; cuando el nivel mínimo de arena sea alcanzado, debe rearenarse la unidad, proceso que se indica en el ítem de operación y mantenimiento.

Dos especificaciones adicionales sobre la calidad del arena son realizadas por Visscher et al. (1987). La primera, relacionada con el contenido de lodo, que no debe ser mayor al 1% en volumen antes de instalarse en el filtro. El contenido de lodo se determina colocando 100 ml de agua limpia en un cilindro, graduado al cual se le acondiciona una muestra de arena hasta alcanzar 200 ml; se agita vigorosamente la combinación, dejándola sedimentar entre 5 y 10 minutos. Visualmente se

identifica el volumen del depósito de sedimento formado en la superficie de la arena, el cual se reporta con relación al volumen de arena.

La segunda especificación hace referencia al contenido de carbonato de calcio, pues su dilución gradual aumenta la dureza del agua tratada. Por tanto, la solubilidad de la arena en ácido clorhídrico no debe exceder el 5% después de 30 minutos de iniciada la prueba.

Cuando las características de la arena no cumplen con las especificaciones granulométricas indicadas en el ítem 10.2.1, se hace necesario investigar en otras fuentes o bancos de suministro. Si las nuevas opciones tampoco cumplen las especificaciones indicadas, se pueden combinar arenas de diferentes bancos o fuentes, en proporciones a definir según las circunstancias. Este método de ensayo y error en peso, proporciona los factores de combinación posibles, requeridos para alcanzar las especificaciones del proyecto a escala real.

10.1.3 Capa de Agua Sobrenadante

La altura de agua sobrenadante proporciona la carga hidráulica necesaria para permitir su paso a través del lecho de arena, ser colectada por el sistema de drenaje, llegar a la cámara de salida y pasar por el vertedero de aforo. En un filtro con control a la entrada, la carga inicial es cercana a 0.05 m, valor que gradualmente se incrementa hasta alcanzar el nivel máximo, oscilando entre 0.60 y 0.80 m. El valor más alto se recomienda para afluentes con gran variación en su calidad.

Hasta 1992 la altura de agua sobrenadante adoptada por Cinara a nivel de diseño fue de 1.0 m; sin embargo, evaluaciones posteriores a proyectos construidos a escala real, muestran un comportamiento de tipo exponencial en la pérdida de carga de un FLA, como se presenta en la figura 10.3. A través del 85% de la carrera de filtración se desarrolla 0.40 m de pérdida de carga; mientras que en el 15% restante alcanza hasta 0.55 m. La duración promedio de carrera de filtración fue de 75 días con turbiedades afluentes al FLA entre 7 y 14 UNT. La pérdida fue medida tomando como referencia la cota del vertedero de salida; en consecuencia, la altura de agua sobrenadante recomendada es de 0.70 m.

Un dispositivo móvil con desplazamiento vertical desarrollado por Cinara y presentado en la figura 10.4, con detalles constructivos en el anexo 4, denominado "cuello de ganso", empotrado en una de las paredes verticales del FLA, permite realizar las siguientes operaciones:

- Funcionar como rebose cuando el FLA ha desarrollado su pérdida de carga máxima.
- Drenar el agua sobrenadante, cuando el FLA requiere mantenimiento.
- Eliminar material flotante de la superficie del FLA.

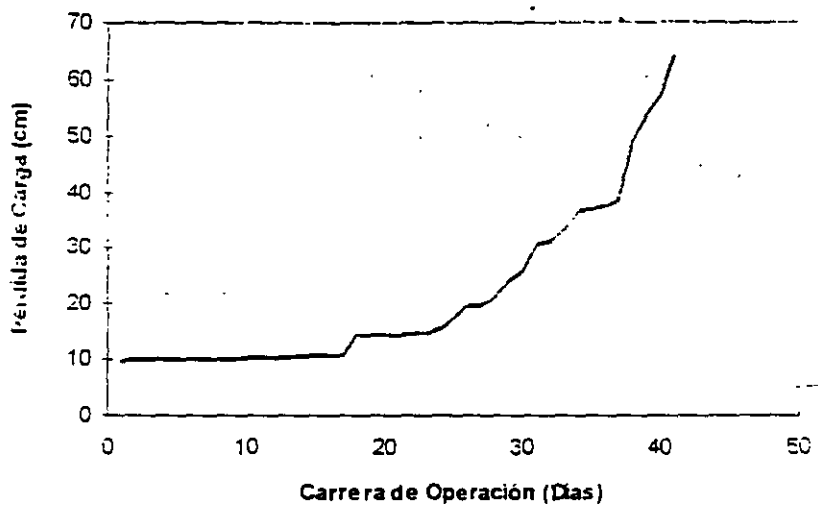


Figura 10.3 Pérdida de carga de un filtro lento en arena.

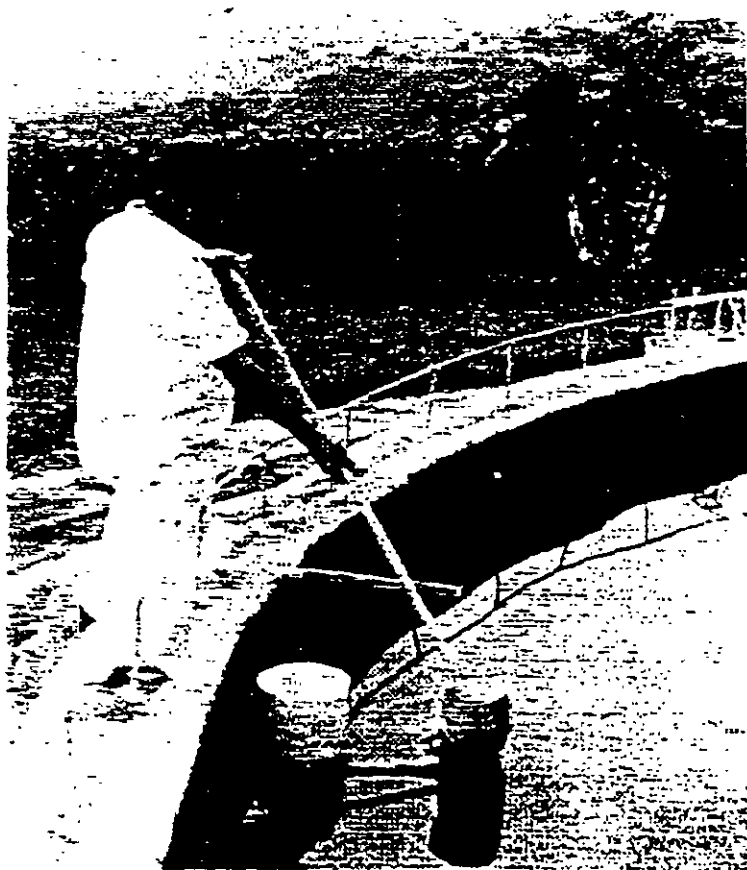


Figura 10.4 Actividades de mantenimiento de un FLA. Operación del "Cuello de Ganso". La Sirena, Cali, Colombia, 1997.

10.1.4 Sistema de Drenaje y Cámara de Salida

El sistema de drenaje en un FLA debe cumplir tres funciones básicas:

- Soportar el material filtrante e impedir su arrastre a través del lecho de grava y dispositivos de colección y transporte.
- Asegurar la recolección uniforme del agua filtrada en toda el área de filtración.
- Permitir el llenado ascendente de los FLA y la distribución uniforme del agua de llenado, bien sea durante el arranque inicial o después del raspado de cualquier módulo de filtración.

El sistema de drenaje consta de un dren principal y sus respectivos conductos laterales que pueden construirse a partir de tuberías perforadas, tuberías corrugadas, ladrillo sobre ladrillo, losas prefabricadas de hormigón sobre vigas de hormigón o baldosas de hormigón sobre cuartos de baldosas. Independiente del material empleado, los laterales deben ser cubiertos con un lecho de grava debidamente gradada. El lecho de grava se constituye en una interfase entre la arena fina y los orificios de colección, evitando la penetración del material filtrante al sistema de drenaje; una capa de arena gruesa entre el lecho de grava y la arena fina complementa la interfase. El espesor del lecho de grava incluyendo la capa de arena gruesa, puede variar de 0.20 a 0.25 m (figura 10.5).

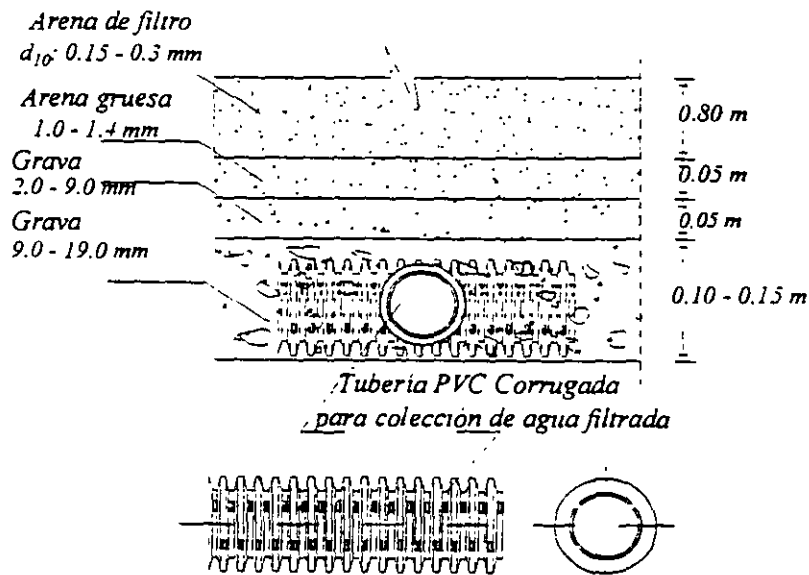


Figura 10.5 Medio de soporte y tubería de drenaje de un filtro lento en arena.

Dada la calidad del agua filtrada a coleccionar, se sugiere utilizar tuberías corrugadas comerciales de PVC drenaje, las cuales han mostrado economía, facilidad de transporte y ante todo, buen comportamiento mecánico e hidráulico (Visscher et al., 1992). Estas tuberías conducen agua filtrada desde el dren principal que la transporta hasta la cámara de salida, donde descarga libre a la atmósfera. El dren principal también permite drenar total o parcialmente la unidad de filtración a través de la válvula (d), especificada para tal fin en la figura 10.1.

En la cámara de salida generalmente se proyectan uno o varios vertederos que permitan aforar el efluente, pero también mantener un nivel mínimo de agua por encima del nivel máximo de arena. (ver figura 10.6). Esta condición de salida previene el desarrollo de una presión inferior a la atmosférica dentro del medio filtrante y asegura el funcionamiento del filtro, independiente de las fluctuaciones en el nivel del tanque de agua limpia. Las cámaras de salida están intercomunicadas entre sí, facilitando el llenado ascendente de los FLA's con agua tratada después del mantenimiento de uno cualquiera de los módulos. En la cámara de salida y en la descarga del vertedero se aplica la solución de cloro, aprovechando la turbulencia que se genera. El agua clorada es entonces transportada hasta el tanque de contacto donde se garantiza el tiempo de retención respectivo.

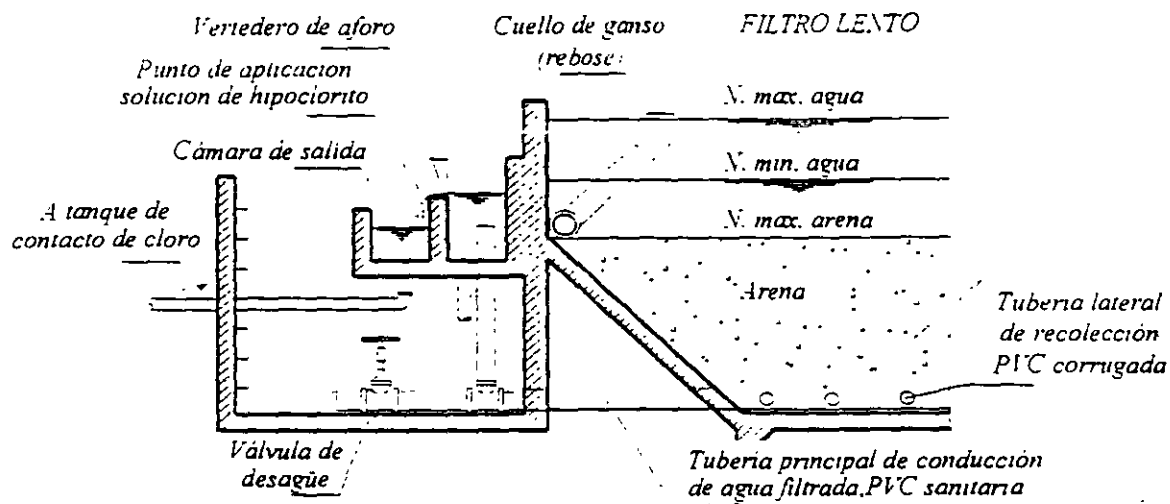


Figura 10.6 Estructura de salida de un FLA.

10.2 CALIDAD DE AGUA.

El agua a ser tratada por FLA debería tener la mejor calidad posible, con bajos niveles de turbiedad, color, metales pesados, sustancias tóxicas, precursores de trihalometanos, algas y otros residuos químicos, como hierro y manganeso. La inspección sanitaria como herramienta para identificar la variación potencial del riesgo en la fuente, debe ser utilizada tal como se indica en el ítem 2.4.

El agua de fuentes superficiales posee diferentes características dependiendo de su procedencia. Esto hace que el contenido y tipo de sólidos varíe significativamente según su origen, factor que condiciona necesariamente el tipo de tratamiento a seleccionar, cuando se piensa en su remoción. Al considerar agua superficial como fuente de agua cruda para un sistema de abastecimiento, se debe dar preferencia a lagos, embalses o represas siempre y cuando los niveles de oxígeno, algas o color natural no generen problemas significativos en su de tratamiento. Los procesos naturales de purificación, reducen los niveles y la variación de la concentración de sólidos, simplificando las necesidades de tratamiento. El agua superficial que fluye presenta con frecuencia cambios rápidos en su calidad lo que tiende a hacer más difícil su potabilización.

Dado que el proceso de filtración lenta es de naturaleza física y biológica, podría ser afectado por la temperatura y particularmente por grandes cambios, como puede suceder, de bajas temperaturas a condiciones extremas de calor. Bajas temperaturas tienden a disminuir la actividad biológica del filtro y por consiguiente a disminuir su eficiencia, mientras que temperaturas del agua entre 10 y 20 °C son las más favorables. Temperaturas a 20°C generan excelente tratamiento biológico, por periodos tan largos como lo permite la disminución del oxígeno disuelto.

10.3 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

En el mundo existen grandes diferencias en los sistemas de FLA, dado que su aplicación depende de la calidad del agua cruda, del nivel de pretratamiento y de las condiciones locales, incluyendo la disponibilidad de materiales y capacidad de gestión y organización de la comunidad. El diseño de un FLA debe garantizar el paso lento del agua a través del lecho de arena, a razón de 0.1 a 0.3 m³/m²h, mejorándose considerablemente su calidad al reducir en ella la concentración de sólidos suspendidos y número de microorganismos (bacterias, virus, quistes).

La velocidad no debe variar significativamente y para ello, el caudal a filtrar puede ser controlado a la salida o a la entrada. En la figura 10.7 se ilustran las opciones. En ambas el sobrenadante, con una profundidad máxima del orden de 0.75 m, asegura la energía para que se de el flujo a través del medio filtrante y de las estructuras necesarias para la recolección y transporte del efluente.

En la opción de control a la salida, el nivel del sobrenadante tiende a permanecer alto y constante, para lo cual se necesita el ajuste periódico de una válvula reguladora de pérdida de energía en el efluente, que mantenga el caudal aproximadamente igual, a medida que el lecho filtrante se colmata; esta opción es tradicionalmente utilizada en Europa y en parte de las unidades que operan en Norteamérica. En su favor se argumenta la conveniencia de un volumen sobrenadante grande sobre el lecho de arena, que amortigüe cambios cortos de calidad de agua y proteja el lecho de arena de congelamiento parcial del sobrenadante. En la opción de control a la entrada, el aumento gradual de pérdida de energía hidráulica en el lecho, se compensa con un aumento gradual de nivel en el sobrenadante. En esta publicación se recomienda utilizar la modalidad de control a la entrada, principalmente porque el operador puede ver el impacto de la colmatación del lecho en el aumento del nivel del sobrenadante, facilitándole la programación de las acciones de limpieza correspondientes. Esto también contribuye a simplificar las actividades de control y capacitación.

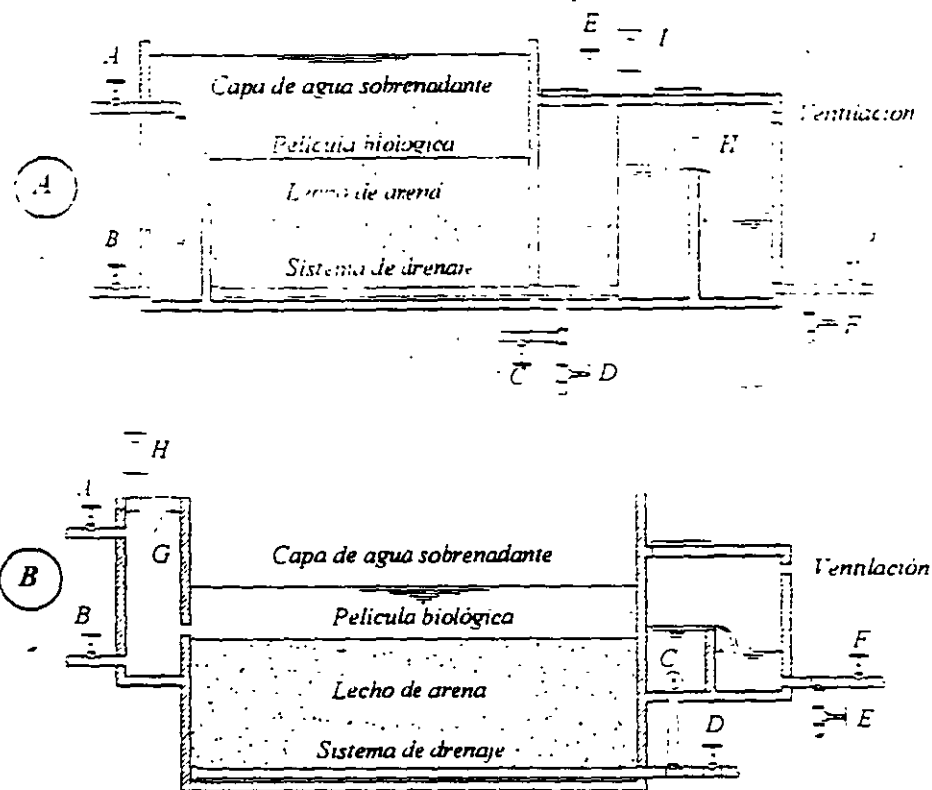


Figura 10.7 Unidades de Filtración lenta en arena con control a) a la salida y b) a la entrada.

Las unidades de FLA operan usualmente con velocidades cercanas a 0.15 m/h, pudiendo ser sobrecargadas hasta 0.2 ó 0.3 m/h, sólo durante periodos cortos en los cuales se realiza su mantenimiento. Esta actividad debe ser programada y coincidir con periodos de baja demanda en la localidad y con adecuados volúmenes de reserva en el tanque de almacenamiento. La sobrecarga de un filtro debe ser un proceso gradual, que evite bajo toda circunstancia, un impacto negativo en la calidad del efluente. La experiencia europea de las últimas décadas es diferente, reportando unidades que operan con velocidades de filtración de hasta 0.8 m/h sin embargo; debe tenerse en cuenta que los niveles de concentración de sólidos y de microorganismos en los afluentes a las unidades son, en general, muy bajos y las condiciones de operación y mantenimiento son confiables.

10.3.1 Criterios de Diseño

En la tabla 10.1 se resumen los criterios de diseño presentados por varios autores con base en diferentes experiencias y circunstancias. También se incluyen los criterios recomendados por Cinara-IRC, obtenidos a partir del seguimiento y evaluación de proyectos construidos en Colombia, tratando fuentes superficiales con diferentes niveles de riesgo.

Tabla 10.1 Criterios de diseño recomendados para unidades de filtración lenta en arena (Piper et al., 1991) y Cinara - IRC (1997).

Criterios de Diseño	Recomendación			
	Huisman and Wood (1974)	Ten States Standards USA (1987)	Misscher et al. (1987)	Cinara - IRC (1997)
Periodo de operación (h/d)	24	n.e.	24	24
Periodo de diseño (años)	n.e.	n.e.	10 - 15	8-12
Velocidad de filtración (m/h)	0.1 - 0.4	0.08 - 0.24	0.1 - 0.2	0.1-0.3
Altura de arena (m)				
inicial	1.2	0.8	0.9	0.8
mínima	0.7	n.e.	0.5	0.5
Diámetro efectivo (mm)	0.15 - 0.35	0.30 - 0.45	0.15 - 0.30	0.15 - 0.30
Coefficiente de uniformidad				
Aceptable	< 3	≤ 2.5	< 5	< 4
Deseable	< 2	n.e.	< 3	< 2
Altura del lecho de soporte, incluye drenaje (m)	n.e.	0.4 - 0.6	0.3 - 0.5	0.25
Altura de agua sobrenadante (m)	1 - 1.5	0.9	1	0.75
Borde libre (m)	0.2 - 0.3	n.e.	0.1	0.1
Area superficial máxima por módulo (m ²)	n.e.	n.e.	<200	<100

n.e.: no especificado

La aplicación de técnicas adecuadas de pretratamiento, permitirá criterios de diseño más flexibles, con un claro impacto en la ampliación de la competitividad técnica y económica de esta tecnología. La investigación en India por ejemplo, ha concluido que se puede operar un FLA a velocidades de 0.3 m/h, en aguas con turbiedades menores de 5 UNT, sin afectar la eficiencia bacteriológica. En Suiza y Holanda los FLA's operan entre 0.6 - 0.8 m/h, tratando agua con turbiedades menores de 1 UNT y riesgo sanitario muy bajo, dado que el afluente al filtro ha pasado por 6 u 8 procesos previos de tratamiento con controles de calidad muy exigentes. En situaciones donde el control no se puede garantizar y los riesgos sanitarios son superiores, no es viable un gran incremento en la velocidad de filtración, dado que ello podría implicar mayor penetración de las impurezas a remover y por consiguiente, incremento en la frecuencia de limpieza y producción de mayor volumen de arena a raspar, remover, lavar y transportar. En consecuencia, para sistemas de abastecimiento de agua en comunidades rurales, pequeños y medianos municipios, se recomienda una velocidad entre 0.1 y 0.3 m/h.

Los estudios desarrollados por Cinara - IRC en unidades FLA, a escala real y piloto, sobre el desarrollo de la pérdida de carga, características granulométricas y altura de lechos de arena, además del comportamiento hidráulico de manifolds, han permitido disminuir la altura total de los filtros

desde valores entre 2.20 y 2.40 m hasta 1.90 m, hecho que contribuye significativamente a disminuir los costos de inversión inicial.

Durante el mantenimiento de un FLA, los módulos restantes pueden sobrecargarse con los cuidados indicados previamente: sin embargo, al aumentar el número de módulos en paralelo, la sobrecarga en el momento del mantenimiento disminuye en las unidades en operación. Otra posibilidad interesante de sobrecarga, se puede presentar principalmente en zonas cafeteras durante el periodo de cosecha, cuando se incrementa la población por la migración de los recolectores de café. Durante este tiempo, que coincide con época de verano (bajos niveles de turbiedad y posiblemente menor riesgo), se podría aumentar la velocidad de filtración. Es entonces muy importante analizar los criterios de diseño y en algunas circunstancias, no asumirlos literalmente, pero si buscar su entendimiento y aplicabilidad, sin poner en riesgo la salud de la comunidad ni la permanencia de las obras en el tiempo.

Con relación al periodo de diseño se solicita al lector, más que pensar en un número, procurar una buena estimación de la realidad local, considerando factores específicos tales como, tasas de crecimiento negativas, impacto de la población flotante y aspectos socioeconómicos y geográficos. Además, en la medida que el sector de agua y saneamiento se descentraliza y se fortalece la participación del nivel local en la planificación y administración de estos servicios básicos, es más importante que las inversiones guarden más armonía con el uso eficiente de las obras y la capacidad de pago de la población productiva presente. Esto es particularmente importante en el caso de FLA, donde hay poca economía de escala.

10.3.2 Determinación del Número de Módulos de Filtración.

El área superficial total requerida por los FLA's, es el resultado de la relación entre el caudal máximo diario y la velocidad de filtración seleccionada. Un mínimo de dos módulos, operando en paralelo, son requeridos para garantizar una operación segura y continua y posibilitar la limpieza del medio filtrante alternadamente. El número de módulos puede incrementarse con un costo adicional bajo, pues este hecho aumenta la flexibilidad al ejecutar actividades de operación y mantenimiento.

El número adecuado de módulos rectangulares puede obtenerse a partir de la expresión:

$$n = (0.5) \sqrt[3]{A}$$

Donde, n = número total de unidades rectangulares operando en paralelo.
 A = área superficial total (m^2)

El área superficial máxima por módulo de filtración en zonas rurales, debe ser, preferiblemente inferior a $100 m^2$, pues facilita su mantenimiento en un sólo día. En algunas circunstancias el área por módulo puede estar condicionada por características topográficas y geomecánicas, pero también factores hidroclimatológicos y culturales podrían condicionar el dimensionamiento de las unidades, en este caso, áreas para operación y mantenimiento.

- Realizar pruebas de estanqueidad a las estructuras antes del llenado con los medios filtrantes.

Aunque estas recomendaciones son de tipo general, deben ser asimiladas y tenidas en cuenta cuando se va a llevar a cabo un proyecto de filtración en múltiples etapas. Los puntos aquí expuestos son también aplicables a otras estructuras, tales como filtros gruesos dinámicos y filtros gruesos ascendentes

10.5 OPERACION Y MANTENIMIENTO

Uno de los aspectos más atractivos del FLA es la sencillez de operación y mantenimiento. Para lograr su adecuado funcionamiento es muy importante que la puesta en marcha del filtro se realice lentamente, con el fin de alcanzar la formación y maduración de la capa biológica en un tiempo más corto. En la tabla 10.2 se describen los pasos requeridos para poner en marcha el filtro lento y en la figura 10.7b se indican las válvulas y accesorios básicos para iniciar el funcionamiento de un FLA.

Tabla 10.2 Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena.

Actividad	Acciones Claves
Llenar ascendentemente el filtro	Abastecer la unidad utilizando la conexión provisional (C) hasta que el agua aparezca sobre la superficie de arena. Conservar (D) cerrado.
Nivelar la superficie del lecho de arena.	Abrir la válvula (D) para descender el nivel de agua hasta 0.1 m debajo de la superficie de arena. Conservar (C) cerrado. Nivelar las irregularidades en la superficie de arena.
Poner en marcha el filtro	Realizar nuevamente la conexión provisional (C) hasta que el nivel del agua alcance 0.2 m sobre la superficie de arena. Cerrar (C). Abrir la válvula (A) de regulación del filtro y mantener la velocidad de filtración en 0.02 m/h. Abrir la válvula (E) de desagüe del agua filtrada. Aumentar la velocidad de filtración 0.02 m/h cada semana hasta alcanzar la velocidad de diseño (generalmente 0.10 ó 0.15 m/h). Si al alcanzar la velocidad de diseño, la turbiedad es superior a 5 UNT, se debe continuar con la misma velocidad hasta que la turbiedad sea inferior a 5 UNT.
Returar el material flotante	Abrir válvula (B) o utilizar el cuello de ganso.
Revisar la calidad del agua	Durante el periodo de maduración del filtro, medir a diario si el agua filtrada reúne los criterios de calidad acordados para suministro.
Pasar el agua filtrada al sistema de abastecimiento	Cuando la calidad el agua filtrada sea aceptable, cerrar la válvula (E) de desagüe del agua filtrada y abrir la válvula (F) de distribución.

Las tareas del operador dependen del tipo de control del filtro. Los filtros construidos en Colombia poseen control a la entrada, en este caso, el aumento gradual de pérdida de energía hidráulica en el lecho, se compensa con un aumento en el nivel del agua sobrenadante. Esto hace sencillo el trabajo diario del operador quien sólo tiene que revisar y registrar el caudal afluente, la calidad del agua cruda y tratada y remover material flotante, además de observar y registrar el nivel de agua sobrenadante para estimar cuándo se debe realizar el raspado.

En el área superficial del lecho de arena es donde se acumula la mayor parte del material inorgánico, orgánico y la biomasa. En esta biomembrana sucede la mayor parte de la pérdida de energía hidráulica, de tal manera que su raspado permite recuperar la conductividad hidráulica del filtro. En las tablas 10.3 y 10.4 se indican las actividades de operación en el filtro lento y el procedimiento para su raspado.

Tabla 10.3 Actividades de operación normal de un filtro lento en arena con control a la entrada.

Actividad	Acciones claves
Regular el nivel del agua sobrenadante	No se requiere.
Remover el material flotante	Es necesaria su remoción regular.
Medir la velocidad de filtración	Revise su valor en la regla de aforo.
Regular la velocidad de filtración	Manipule la válvula de entrada (A) para mantener la velocidad de filtración constante.
Decidir la limpieza del lecho	Cuando la altura del agua alcance el nivel de la tubería de rebose en el cuello de ganso, se debe suspender el funcionamiento del filtro en servicio e iniciar su limpieza. Programe las limpiezas para que nunca saque de servicio más de un filtro al mismo tiempo.

Los raspados periódicos continúan progresivamente hasta alcanzar una profundidad mínima del lecho de arena del orden de 0.5 m; una vez alcanzado este nivel, se debe proceder al rearenamiento, para lo cual es importante conocer previamente la cantidad de arena disponible en la caseta de almacenamiento, que debe ser suficiente para restablecer la altura inicial del lecho filtrante. Cerca del 20% de la arena instalada inicialmente en el filtro se pierde en el lavado y transporte entre el filtro, la cámara de lavado y la caseta de almacenamiento. Es necesario también prever los requerimientos de mano de obra para llevar a cabo el rearenamiento a fin de efectuar la actividad en corto tiempo. En la tabla 10.5 se describe el procedimiento para efectuar el rearenamiento de un FLA.

Como las características de cada planta son diferentes, se debe organizar con el operador un esquema de trabajo que cubra todas las actividades diarias, semanales, mensuales y eventuales. Además, se tiene que desarrollar con el ente administrativo y el operador, un esquema de monitoreo, y diseñar un formato que el operador discutirá semanal o mensualmente con la administración del sistema de abasto.

Tabla 10 - Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena.

Actividad	Acciones Claves
Extraer el material flotante	Utilice la válvula (B) o el cuello de ganso y lleve hacia este el material flotante.
Drenar el agua sobrenadante	Cierre la válvula de entrada (A). Continúe utilizando la válvula (B) o el cuello de ganso y abra la válvula (D). Limpie las paredes del filtro con un cepillo largo. Cierre la válvula (D) cuando el agua llegue a 0.2 m por debajo de la superficie del lecho filtrante.
Mantener la producción de agua de la planta	Ajuste la velocidad de filtración en los otros filtros: no exceda la velocidad de 0.3 m/h.
Limpiar el equipo	Limpie todo el equipo, incluyendo botas.
Llegar al lecho filtrante	Entre en la caja del filtro usando la escalera corta.
Proteger el lecho filtrante	Raspe una pequeña área, cúbrala con tablas y coloque el equipo sobre ella.
Raspar la capa superior	Marque áreas (3 x 3 m ²) raspando en franjas estrechas. Raspe 1 cm de la parte superior de cada área.
Retirar el material raspado	Lleve el material raspado a la plataforma de raspado.
Retirar el equipo	Retire todo el equipo.
Nivelar la superficie de arena	Use una tabla de raspar o un rastrillo de dientes finos para nivelar la superficie.
Comprobar la profundidad del lecho de arena	Mida la altura desde el borde superior del muro hasta el lecho filtrante.
Dar tiempo para la maduración biológica	La maduración generalmente toma de 1 a 2 días en zonas tropicales (siempre y cuando la limpieza no dure más de 1 día).
Ajustar la velocidad de filtración	Aumente lentamente la velocidad de filtración en la unidad raspada, simultáneamente reduzca la velocidad de filtración en los otros filtros sobrecargados, hasta alcanzar la velocidad de operación normal en todas las unidades.
Pasar el agua al sistema de suministro	Si al segundo día la calidad del agua efluente del filtro recién raspado es aceptable, cierre la válvula (E) y abra la válvula (F) de suministro.

En la figura 10.10 se ilustra una actividad periódica para cuya correcta ejecución se requiere la coordinación entre operador, ente administrador y comunidad.

Tabla 10.5 Procedimiento para rearenar un filtro lento de arena.

Actividad	Acciones claves
Raspar la capa superior	Siga los procedimientos indicados en la tabla 10.4.
Drenar el agua del lecho filtrante	Abra la válvula de vaciado (D).
Extraer la arena	<p>Dependiendo del tamaño del filtro divida la superficie en varias partes y rearene una por una.</p> <p>Tenga en cuenta que ha retirado 0.30 m y la altura de lecho remanente en el filtro es 0.50 m.</p> <p>Retire la arena de una zona del filtro y colóquela a un lado, no saque la arena gruesa ni la grava.</p>
Rellene el lecho de arena	<p>Rellene con arena limpia el filtro, utilizando la almacenada en la caseta, hasta alcanzar una altura de 0.30 m, coloque sobre ésta la que previamente ha amontonado; hasta alcanzar la altura máxima de arena.</p> <p>Continúe el raspado con las otras zonas del filtro, procediendo de igual manera.</p>
Nivelar la superficie de arena	Nivelar la superficie de la arena, de la misma manera que se hace después del raspado
Poner en servicio nuevamente el filtro.	Siga el procedimiento indicado en la tabla 10.3.
Dejar madurar el lecho filtrante	En condiciones tropicales, la maduración después de reponer la arena tomará de 3 a 15 días, dependiendo de la calidad de agua afluente.



Figura 10.10 Mantenimiento periódico de un filtro lento en arena. Raspado del lecho de arena. La Sirena, Cali, Colombia, 1997.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
IV.- TRATAMIENTO DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO
(PARTE 2)
SELECCIÓN, DISEÑO, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ.**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

PROGRAMA DEL MÓDULO DE INFRAESTRUCTURA

4. TRATAMIENTO DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO (SELECCIÓN, DISEÑO, O.Y M.) 4H

Expositor: Luis Manuel Flores Ordeñana

4.1 La calidad del agua potable en América Latina.

4.2 Selección de tecnologías.

Información Básica.

Clasificación del tipo de fuente.

Barreras múltiples para la protección y tratamiento del agua.

Sistemas de tratamiento de bajo o nulo requerimiento de equipo electromecánico.

4.3 Filtración lenta en arena con pretratamiento.

Pretratamientos.

Selección de los componentes del tren de tratamiento.

Componentes del filtro lento de arena.

Diseño y construcción de filtros lentos de arena con pretratamiento.

Estimación de costos.

4.4 Plantas de filtración rápida de bajo costo.

Tipos de plantas.

Procesos unitarios.

Selección del tren de tratamiento.

Resumen, conclusiones y recomendaciones del Simposio sobre la Calidad del Agua en América Latina y el Caribe: Ponderación de los riesgos microbiológicos contra los riesgos de los subproductos de la desinfección química

Rosario Castro y Fred Reiff
Organización Panamericana de la Salud

Introducción

En América Latina y el Caribe, tanto los profesionales de la salud como el público en general, se dan cada vez más cuenta de la necesidad de ponderar los riesgos microbianos y químicos que pueden estar asociados con una medida de salud pública muy importante: la desinfección del agua potable del sistema de abastecimiento público. Sin embargo, hay una preocupación desproporcionada por los riesgos que representan para la salud los subproductos de la desinfección química (SPD) presentes en el agua potable, en comparación con los riesgos microbiológicos a los cuales quedaría expuesta la población si se prescindiera de la desinfección.

La pandemia de cólera que continúa afectando a casi todos los países latinoamericanos y la creciente amenaza de otros agentes patógenos que se transmiten por el agua, demuestran claramente la necesidad de una desinfección eficiente y eficaz. Por otro lado, la amplia publicidad que se da a los posibles riesgos para la salud asociados con una exposición prolongada a SPD ha despertado creciente preocupación por la potencial amenaza carcinogénica. El riesgo de contaminación química se percibe más intensamente que el riesgo de contaminación microbiana, y la preocupación por los riesgos químicos ha aumentado porque varios países de América del Norte y Europa, han promulgado normas para controlar ciertos SPD

Pocos países de América Latina y el Caribe, si los hay, tiene capacidad financiera y técnica para emplear las estrategias adoptadas en Europa y los Estados Unidos de América para controlar los SPD en un intento por reducir su riesgo potencial, aunque pequeño, para la salud. Al conocer las estrategias adoptadas por estos países, los funcionarios responsables del abastecimiento de agua de municipios y ciudades de algunos países de la Región empezaron a abrigar dudas sobre la desinfección y otros tratamientos que debían aplicar al agua. Algunos decidieron dejar incluso completamente a un lado la desinfección, para evitar las críticas y controversias relacionadas con el Control de los SPD.

Ante este panorama, la Organización Panamericana de la Salud (OPS) organizó y dirigió un simposio para proporcionar a los países de América Latina y el Caribe, información científica actualizada sobre los riesgos microbianos y químicos de la desinfección del agua y para examinar, evaluar y comparar estos riesgos. También se consideró que las recomendaciones del Simposio proporcionaría una base sobre la cual estos países podrían tomar decisiones atinadas para proteger mejor la salud pública. El objetivo específico del simposio fue aprovechar el conocimiento y la experiencia de los participantes para:

- examinar la información existente sobre riesgos químicos de los SPD en el agua potable y, comparar estos riesgos potenciales con el riesgo microbiano al que quedaría expuesta la población sin la desinfección del agua potable;
- recomendar estrategias y tecnologías apropiadas para América Latina, que aseguren que el agua potable sea microbiológicamente segura y al mismo tiempo reduzcan la formación de SPD cuando sea factible, y
- formular recomendaciones para el desarrollo de políticas, programas y normas nacionales, dirigidas a asegurar que el agua potable sea tan saludable como accesible financieramente.

Resumen

El Simposio se celebró del 25 al 27 de octubre de 1994 en Buenos Aires, Argentina, y contó con la asistencia de 123 profesionales que representaban a 25 países de la Región. También estuvieron presentes siete expertos de fama internacional especializados en la calidad del agua, en su tratamiento y en sus efectos sobre la salud.

La Dra. Dora Vilar de Sarachara, del Ministerio de Salud y Acción Social de la Argentina, formuló la alocución de apertura, con la que dejó oficialmente abierto el simposio. En la sesión inaugural hicieron uso de la palabra la Ing. María Flores de Otero, presidenta de la Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (AIDIS), el Dr. Juan Carlos López Musi, director del Instituto Internacional de Ciencias de la Vida de la Argentina; el Ing. Paulo Cezar Pinto, en nombre del Representante de la OPS en la Argentina, y el Ing. Francisco Zepeda, coordinador del Programa de Saneamiento Básico de la División de Salud y Ambiente de la OPS.

El Simposio constó de una serie de sesiones técnicas y mesas redondas.

Las exposiciones de los expertos técnicos proporcionaron el marco teórico y técnico para los debates entre los participantes, que se dividieron en cinco grupos y celebraron cuatro sesiones de trabajo, durante las cuales se abordaron los siguientes temas:

- incidencia y causas de las enfermedades infecciosas transmitidas por el agua en América Latina y el Caribe,
- métodos de control de los SPD,
- estrategias y prioridades para la vigilancia y el control de los SPD, y
- recomendaciones para establecer normas nacionales sobre la calidad del agua potable, que incluyan los SPD, si fuera factible.

En la sesión final del Simposio, el relator de cada grupo expuso las conclusiones y recomendaciones, las cuales consolidamos y se presentan a continuación.

Conclusiones

1. El mantenimiento de un sistema de agua potable de alta calidad cumple un rol fundamental en la labor que se desarrolla para proteger la salud pública, asegurar una buena calidad de vida e impulsar el desarrollo sostenible. Para garantizar la calidad del agua se requiere el trabajo de un equipo multidisciplinario e intersectorial. Se calcula que 40% de los hogares de los países de América Latina y el Caribe reciben en la actualidad agua que se desinfecta de manera inadecuada o no se desinfecta en absoluto, lo que da lugar al consumo de agua insegura microbiológicamente, una de las causas primarias de enfermedad y muerte.

2. La incorporación apropiada de barreras múltiples (tratamiento de aguas residuales, protección de las fuentes de agua, floculación, sedimentación, filtración, desinfección, etc.) no sólo de mayor seguridad contra el paso de microorganismos patógenos, a través de los sistemas de provisión de agua potable, hasta el consumidor, sino que además contribuye a reducir la formación de SPD.
3. Todos los desinfectantes químicos generan subproductos al aplicarlos al agua. Algunos desinfectantes primarios no producen residuos fiables en el sistema de distribución y, por lo tanto, es preciso agregar desinfectantes secundarios.
4. El uso del cloro u otros desinfectantes, para desinfectar el agua de consumo humano, es esencial para destruir los microorganismos patógenos y asegurar la protección de la salud pública, siendo el cloro el de uso más generalizado y el que da una relación costo-beneficio más favorable.
5. Ante la preocupación de ciertos grupos y personas por la posible carcinogenicidad de los subproductos de la cloración, hay que reconocer que el Centro Internacional de Investigaciones sobre el Cáncer (CIIC) ha concluido, después de examinar y analizar ampliamente los informes científicos sobre este tema, que no existe evidencia suficiente acerca de la carcinogenicidad del agua potable clorada, tanto para los seres humanos como para animales de laboratorio.
6. En las Américas hay una notable falta de equilibrio entre la magnitud supuesta, y la magnitud real de los riesgos que tienen para la salud los SPD y los agentes patógenos microbianos. Los SPD entrañan un riesgo real mucho menor que el que se percibe; por el contrario, la contaminación microbiológica representa un riesgo real mucho mayor que el percibido.
7. La comunidad tiene el derecho de saber lo que ocurre con la desinfección del agua potable, y el público debe estar suficientemente informado de que la magnitud del riesgo microbiológico es mucho mayor que el riesgo que entrañan los SPD. En ninguna circunstancia se debe otorgar prioridad al control de los SPD en detrimento de la desinfección.
8. En América Latina y el Caribe, la falta de tratamiento adecuado de las aguas residuales de los municipios, antes de descargarlas en los cuerpos de agua, degrada cada vez más la calidad microbiana de las fuentes de abastecimiento de agua potable y probablemente aumenta la presencia de precursores de trihalometanos y otros SPD.

Recomendaciones

1. Debido a que la contaminación microbiológica del agua para consumo humano representa riesgos inmediatos para la salud que son millares de veces más graves que los riesgos posibles y a largo plazo derivados de los SPD, los funcionarios de los países de América Latina y el Caribe no deben nunca, en ninguna circunstancia, abandonar la desinfección o ponerla en peligro, como modo de controlar la formación de subproductos derivados de ella. Una desinfección continua, efectiva y confiable debe tener prioridad siempre.

2. Como el costo de la desinfección especialmente de la cloración es tan bajo y sus beneficios para la salud son tan extraordinariamente altos, la desinfección debe practicarse siempre, manteniendo niveles adecuados de cloro residual en todos los puntos de la red de distribución y en las residencias para permitir que toda la población se beneficie con agua microbiológicamente segura.
3. Dado que en la Región existen tecnologías adecuadas para la desinfección del agua, al alcance de todas las comunidades, se recomienda que la tecnología que se seleccione en cada caso, debe ser la más apropiada por su eficacia en función de los costos y por su grado de complejidad. La desinfección debe adaptarse a las condiciones locales y a las técnicas disponibles para asegurar de modo sostenido su funcionamiento y mantenimiento.
4. Como solución transitoria, mientras se implementan estas tecnologías comunitarias y sistemas públicos de abastecimiento de agua microbiológicamente seguro, los gobiernos deben asumir la responsabilidad de promover y facilitar la desinfección, almacenamiento y manejo seguro del agua a nivel domiciliario.
5. Aunque los riesgos para la salud de los SPD sean inciertos, deben reducirse cuando resulte económicamente factible y siempre que no aumente el riesgo microbiano. Entre las estrategias que empleen los países para reducir los SPD, deben estar: el establecimiento de programas de protección, control y vigilancia de la cuencas hidrográficas para reducir tanto los precursores de SPD como la contaminación microbiológica; la optimización de todos los procesos de tratamiento para asegurar que las concentraciones de desinfectantes sean suficientes pero no mayores que las requeridas; la desinfección eficaz y continua para resguardar la calidad microbiana y, siempre que sean económicamente posibles, mediciones correctas de los SPD y controles adecuados para mantener su nivel dentro de las normas nacionales, siempre y cuando no se afecte la eficacia de la desinfección.
6. Al preparar las normas nacionales para la calidad del agua, todos los países deben tener en cuenta las {Guías para la calidad del agua potable} de la Organización Mundial de la Salud (OMS), especialmente en lo que se refiere a la calidad microbiológica y otros parámetros tales como los SPD, que deben ser revisados cuando esté científicamente justificado. Las normas deben tener amplia difusión entre todos los sectores vinculados con los temas de la calidad del agua potable, e incorporarse en los programas nacionales de vigilancia y control de la calidad del agua; todo esto debe ir acompañado del necesario fortalecimiento de la capacidad para tomar muestras, efectuar análisis y adoptar acciones correctivas.
7. Todos los países de América Latina y el Caribe deben incorporar el concepto de barreras múltiples de protección y tratamiento contra la transmisión de agentes patógenos en los procesos de captación, purificación, almacenamiento y distribución del agua para el consumo humano en caso de que por factores económicos sólo sea posible usar una única barrera, esta debe ser la desinfección.
8. El enfoque de riesgo/beneficio recomendado por la OMS debe aplicarse cuando exista incertidumbre científica, como ocurre con los posibles efectos sobre la salud de los SPD. Los beneficios de la desinfección del agua son bien conocidos y se deben tener en cuenta. La OMS calcula que al menos 25% de la mortalidad infantil (niños de unos cuatro años) se relaciona con el consumo de agua contaminada.
9. Los interesados en llevar a cabo investigaciones y estudios epidemiológicos sobre el tema de los SPD en los países de América Latina y el Caribe, deben evaluar primero las

investigaciones realizadas en los países de mayores recursos financieros y mejores instalaciones materiales para evitar la duplicación de esfuerzos. Si se proyecta efectuar estudios epidemiológicos, se los debe diseñar con el propósito de obtener datos sobre situaciones especiales que se puedan presentar en América Latina y el Caribe para completar la información existente. También se recomienda que la OPS/OMS y sus centros regionales especializados, el Centro Panamericano de Ecología Humana y Salud (ECO) y el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) colaboren en el análisis, la interpretación y la difusión amplia y oportuna de los resultados de las investigaciones a las comunidades políticas, científicas y técnicas y al público en general.

10. Todos los países de América Latina y el Caribe deben fortalecer su base de información científica sustentada y sus conocimientos técnicos en relación con los beneficios y los riesgos de la desinfección. Esto contribuirá a asegurar que una comunidad motivada participe en la adopción de decisiones políticas apropiadas con respecto a los programas orientados a garantizar agua potable. La comunidad tiene el derecho de estar precisa y correctamente informada, pero también tiene la obligación de participar activamente en las decisiones relativas a la calidad y la vigilancia de su agua potable.
11. Los medios de difusión deben disponer de información precisa sobre los beneficios y los riesgos de la desinfección; esta información provendrá de seminarios, cursos y talleres, así como del material técnico que se utilice para preparar los comunicados de prensa, lo que asegurará que los hechos sean difundidos masivamente de manera clara y completa a nivel de los políticos y del público en general.
12. Los diversos sectores y los profesionales, en general, deben afianzar sus relaciones y fortalecer su colaboración para promover un trabajo integrado de protección, preservación y uso eficaz de los recursos hídricos que facilite la provisión universal de agua no contaminada.
13. Estas conclusiones y recomendaciones, así como otras informaciones relacionadas con el tema, deben ser difundidas por la Asociación Interamericana de Ingeniería Sanitaria y Ambiental (AIDIS) para que sean conocidas por los funcionarios y profesionales del gobierno, el sector privado y las universidades y por los dirigentes comunitarios de todos los países de la región.
14. En vista de la frecuencia e importancia de las enfermedades transmitidas por el agua, los países deben establecer, en el marco de sus sistemas de información sanitaria, programas de vigilancia epidemiológica que ayuden a detectar brotes y epidemias de enfermedades transmitidas por el agua.

3.4 CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE PROYECTOS DE TRATAMIENTO DE AGUA.

3.4.1 La Localización

La localización de la planta de tratamiento tiene implicaciones en los costos de inversión y sostenimiento de las obras. Debe estar preferiblemente cerca de la población, para facilitar labores de supervisión del trabajo del operador. Además, el sitio de planta debe estar a una elevación tal que evite en lo posible el bombeo, bien sea de la captación a la planta o de ella a la distribución, por sus implicaciones en operación y mantenimiento y en los costos de sostenimiento del sistema. También debe tenerse en cuenta, que la ubicación no limite el funcionamiento hidráulico de las conducciones entre captación y planta o entre la planta y la distribución, cuando se trata de la optimización de sistemas existentes. Deben evitarse suelos de mala calidad o sitios escarpados, con pendientes altas, para disminuir en lo posible cimentaciones complejas, grandes excavaciones o muros de contención costosos. La atención simultánea de estas consideraciones puede llevar a situaciones de compromiso que el diseñador debe resolver, en coordinación con otros actores del desarrollo, incluida la comunidad, pensando siempre en el sostenimiento a largo plazo, del proyecto.

3.4.2 Criterios de Diseño

El periodo de diseño y la dotación por habitante, son criterios con implicaciones en el tamaño de las obras y consecuentemente, en los costos de inversión y sostenimiento. El periodo de diseño debe guardar armonía con la dinámica de crecimiento de la población y con el costo de oportunidad de acceso a la financiación o cofinanciación de los proyectos. En general, deben evitarse periodos largos, que superen los 10 o 15 años, por sus implicaciones innecesarias en costos. Especial atención se recomienda durante el diseño, para prever y especificar las obras de tal manera que se facilite, en todo lo posible, el trabajo de hombres o mujeres cuando realizan las actividades rutinarias o esporádicas, de operación y mantenimiento que requerirá la planta.

Las decisiones sobre la dotación deben incluir la revisión de patrones de consumo en el tiempo, procurando estimar un valor representativo para el consumo máximo diario (CMD) con base en el cual se recomienda el diseño de la planta. Sin embargo, para valores muy altos de CMD con respecto al promedio, puede ser más económico prever más almacenamiento que aumentar por esta razón el tamaño de la planta. Es importante involucrar a la comunidad en la discusión, sobre todo cuando hay un sistema existente con dotación muy alta o cuando las expectativas de la gente rebasan la capacidad de la fuente de abastecimiento o los recursos disponibles para inversión o

sostenimiento de las obras.

La planta de tratamiento debe proyectarse con consideraciones estéticas, ya que puede convertirse en un sitio lúdico para la comunidad o en herramienta de capacitación para las escuelas o colegios de la localidad, particularmente con la tecnología de FIME, por la naturaleza de sus procesos o etapas de tratamiento. Consideraciones adicionales sobre los criterios de diseño de esta tecnología se presentarán en los siguientes capítulos.

3.4.3 Consideraciones en la Construcción

Un buen diseño no garantiza la calidad de las obras. Para esto se requiere también un buen proceso constructivo. Este proceso se beneficia de previsiones realizadas durante las etapas de planeación y diseño sobre aspectos tales como: disponibilidad y calidad de materiales; accesibilidad al sitio; características geotécnicas y topográficas del lugar y calidad de la mano de obra disponible. Cuando se trate de construir tecnologías relativamente novedosas para la región donde se realiza el proyecto, es importante requerir y brindar condiciones para que los diferentes actores en el proceso se capaciten y tengan criterio para tomar decisiones frente a situaciones imprevistas. Aún las tecnologías que parecen más sencillas, tienen elementos claves que suelen ser subestimados por constructores con experiencia en tecnologías complejas y que luego afectan negativamente la operación o el mantenimiento de las obras.

Con una adecuada capacitación, la comunidad puede ejercer las funciones de veeduría social, cívica o ciudadana, según la reglamentación de cada país. Esta veeduría debe contribuir a una mejor ejecución de las obras, si se entiende y realiza apropiadamente. El interventor "clásico" debe comprenderla y estimularla, pues no solo contribuirá a la solución de conflictos, sino a agilizar la solución de inquietudes y a aprovechar mejor los recursos de la zona, con lo cual todos pueden salir ganando, incluido, por supuesto, el constructor. Esto puede contribuir también a un manejo más transparente del proceso y a enriquecer la apropiación del proyecto por parte del nivel local.

3.4.4 Operación y Mantenimiento

De nuevo, buenos diseños y procesos constructivos contribuirán muy poco a la sostenibilidad de las obras, si éstas no se operan y mantienen adecuadamente. Aquí el trabajo de los operadores u operadoras es clave, para lo cual requieren capacitación adecuada y un ambiente de trabajo respetuoso y estimulante. Un operador motivado y capacitado es esencial para contribuir a la salud de la comunidad. La figura 3.3 presenta un operador ejerciendo actividades de mantenimiento en una unidad de filtración gruesa dinámica.



Figura 3.3 La salud de una comunidad depende del grado de entrenamiento y motivación del operador, también del seguimiento y apoyo brindado por la comunidad y las instituciones de soporte. Planta FIVIE. Filtro Grueso Dinámico. Colegio Colombo Británico, Cali, Colombia, 1997.

Durante las etapas de planeación, diseño y ejecución de las obras se deben tener siempre en cuenta las comodidades y los recursos necesarios para su operación y mantenimiento. Para que el operador u operadora pueda desarrollar sus labores de manera adecuada, debe tener un esquema o plan básico de trabajo claro y contar con el apoyo del ente administrador del sistema y de la comunidad y recibir también acompañamiento de las instituciones del sector. El ente administrador o su delegado formal, coordina el trabajo de operación y debe procurar mantener una buena comunicación, de tal manera que todos los niveles de la comunidad conozcan sobre el desempeño del sistema y puedan enterarse oportunamente sobre interrupciones en el suministro, generadas por reparaciones o ejecución de labores imprevistas de mantenimiento. Se subraya la conveniencia de que el operador conozca con quien coordinarse y que esto sea, en lo posible, respetado por los demás actores que contribuyen en la localidad al sostenimiento del sistema.

El plan básico de operación debe incluir las tareas más importantes y su frecuencia de aplicación. Estas pueden incluir también actividades en otros componentes del sistema de abastecimiento: por ejemplo, la captación, la conducción o la red de distribución y también apoyo al ente administrador, en la distribución de los recibos de pago. Esta combinación de tareas no impide que se obtengan buenos resultados en las labores de operación y mantenimiento de los sistemas, si la tecnología de tratamiento no requiere de la presencia continua de personal.

2. Suministro de agua y saneamiento con participación comunitaria

2.1 IMPORTANCIA DE UN SUMINISTRO SEGURO DE AGUA

El agua para consumo humano debe estar libre de organismos patógenos, sustancias tóxicas, minerales y materiales orgánicos excesivos. Para ser aceptada por los consumidores debe estar exenta de color, turbiedad y olor y contener el oxígeno suficiente para darle un sabor agradable y preferiblemente estar "fresca".

A partir de 1985, la Organización Panamericana de la Salud, publicó la traducción (en tres volúmenes) de las "Guías para la calidad del agua potable", producidas por la OMS, las cuales recomiendan unos niveles tolerables para constituyentes bacteriológicos, físicos y químicos en el agua de consumo humano (ver Apéndice I). Con la ayuda de estas guías, se espera que cada país formule sus propios estándares nacionales de calidad de agua potable, basados en sus condiciones locales.

La provisión de un suministro de agua cercano y suficiente para atender las necesidades diarias de los consumidores, contribuirá significativamente a disminuir la incidencia de las infecciones de la piel y los ojos; y puede también reducir las enfermedades diarreicas y la mayoría de infecciones parasitarias, particularmente si el agua es de una calidad bacteriológica razonable. Sin embargo, el suministro de agua segura en cantidad suficiente no garantiza un mejoramiento en las condiciones de salud a menos que sea continuo y se emplee correctamente y se mejoren las prácticas higiénicas domésticas y los métodos de disposición de los desechos humanos. Las maneras de prevenir la transmisión de enfermedades relacionadas con el agua y el saneamiento son presentadas en la Tabla 2.1.

2.2 FUENTES DE AGUA

Las aguas subterráneas, las superficiales y algunas veces el agua lluvia se utilizan como fuentes de abastecimiento para consumo humano. Las aguas subterráneas pueden ser tomadas de manantiales o pozos excavados o perforados; el agua superficial puede proceder de arroyos, ríos, canales, estanques o lagos; y el agua lluvia se puede recolectar de los techos de las casas o áreas de escurrimiento superficial. Puesto que el valor de la fuente depende de la cantidad y calidad del agua a ser extraída, es esencial

hacer una selección cuidadosa, la cual debe estar basada en un estudio suficientemente detallado que asegure su confiabilidad y proporcione agua de calidad satisfactoria.

Tabla 2.1: Importancia de las intervenciones relacionadas con agua y saneamiento en el control de las enfermedades infecciosas.

Enfermedad	Intervención*					
	Calidad de agua	Cantidad de agua	Higiene personal y doméstica	Disposición de aguas grises	Disposición de excretas	Saneamiento de alimentos
Diarrea						
Viral	++	+++	+++	0	++	++
Bacteriana	+++	+++	+++	0	++	+++
Por protozoos	+	+++	+++	0	++	++
Poliomielitis y Hepatitis B	+	+++	+++	0	++	++
Infecciones Parasitarias						
Ascaris, Tricocefalus	+	+	+	+	+++	++
Uncinarias	+	+	+	0	+++	++
Oxiuros,						
Hymenolepis nana	0	+++	+++	0	+++	+++ ¹
Otros cestodos	0	+	+	0	+++	+++
Esquistosomas	+	+	0	+	+++	0
Gusano de Guinea	+++	0	0	0	0	0
Otros gusanos con huéspedes acuáticos	0	0	0	0	++	+++
Infecciones en la piel	0	+++	+++	0	0	0
Infecciones en los ojos	+	+++	+++	+	+	0
Enfermedades transmitidas por insectos						
Malaria	0	0	0	+	0	0
Fiebre amarilla y dengue	0	0	+(1)	++	0	0
Filariasis de Bancroft	0	0	0	+++	+++	0
Oncocerciasis	0	0	0	0	0	0

* Grado de importancia en la intervención: +++ alta ++ media + baja 0 innecesaria

1) El vector cumple una parte de su ciclo vital en el agua estancada (Fuente: Ballance, 1984)

Agua subterránea

El agua subterránea es a menudo la mejor fuente de agua para consumo, si el contenido mineral es bajo. Un alto contenido mineral la hace desagradable al paladar e incluso nociva para consumo y requiere tratamiento. Las aguas subterráneas profundas generalmente son seguras bacteriológicamente, pero las aguas subterráneas relativamente cercanas a la superficie, pueden contener contaminación por virus y bacterias provenientes de pozos de letrinas cercanas, tanques sépticos o abrevaderos para ganado.

Agua superficial

El agua superficial generalmente requiere tratamiento previo a su consumo, a menos que provenga de cuencas baldías, despobladas y bien protegidas. La variación estacional y aun diaria en la calidad del agua superficial es común y por esto la turbiedad puede llegar a ser muy elevada en arroyos y ríos durante los periodos lluviosos.

Agua lluvia

Generalmente, un sistema de agua colectivo no puede depender de la recolección de las aguas de lluvia como fuente principal, pues los periodos lluviosos son a menudo erráticos. La fiabilidad puede ser mejorada construyendo tanques de almacenamiento, aunque regularmente sólo puede ser almacenada el agua de beber y cocinar debido al alto costo que representa el almacenamiento en estos sistemas. Por consiguiente, el agua de lluvia es apropiada como fuente para sistemas de suministro colectivo en lugares donde el agua superficial o subterránea es escasa o de baja calidad; por ejemplo, en zonas de las Islas Occidentales de Java y en Indonesia, donde las aguas subterráneas son salobres.

El agua lluvia contiene generalmente pocas impurezas, pero cuando la superficie en la cual se recoge no está limpia, debe ser tratada antes de su consumo.

2. CONCEPTO DE TRATAMIENTO DE AGUA

La selección de tecnología para el tratamiento de agua es generalmente un proceso complejo, el cual está destinado al fracaso si las características del agua cruda no están bien establecidas, si los objetivos del tratamiento no están bien definidos, y si las opciones de tratamiento no son bien especificadas. Esta posibilidad de fallar puede minimizarse con un concepto claro de los objetivos de tratamiento, incluyendo una apreciación razonable de las características del agua cruda y de las variaciones estacionales de la calidad del agua, combinada lógicamente con el proceso de tratamiento más apropiado.

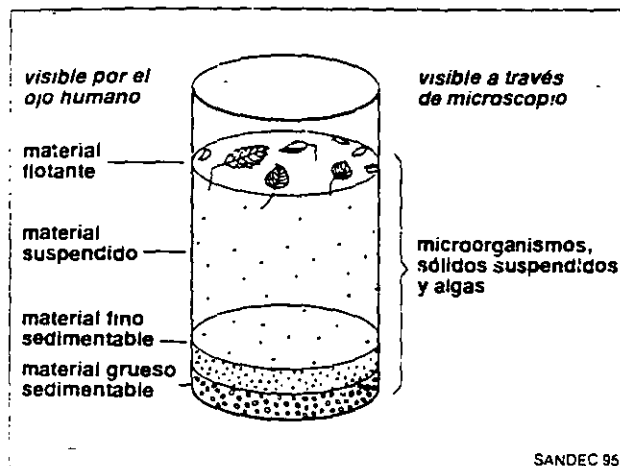


Figura 2.1 Contenido de materia sólida en el agua superficial

Un recipiente lleno con agua turbia de río, como lo ilustra la Figura 2.1, a menudo contiene material flotante (tal como residuos vegetales, hojas y pasto), arena fina y gruesa que se ha sedimentado en el fondo y algún material fino suspendido en forma de sedimento y partículas de arcilla. Sin embargo, microorganismos dañinos, portadores de enfermedades infecciosas transmisibles por consumo o por contacto con agua contaminada no pueden ser detectados fácilmente. El tamaño de tales microorganismos, como protozoarios, bacterias y virus están dentro de la gama de unas po-

cas micras (1 micra (μm) es una milésima de un milímetro) o aun menos. La remoción o inactivación de estos microorganismos patógenos debe ser la prioridad en cualquier concepto de tratamiento de agua. Una tarea difícil, considerando lo pequeño de su tamaño y posiblemente su baja concentración en grandes volúmenes de agua. La filtración lenta en arena y la cloración son los dos procesos de tratamiento más ampliamente utilizados para cumplir esta tarea por su capacidad de mejorar la calidad microbiológica del agua.

La eficiencia de la cloración y la filtración lenta en arena están fuertemente influenciadas por el nivel de turbiedad del agua a ser tratada. La turbiedad refleja principalmente la cantidad de partículas sólidas finas suspendidas presentes en el agua. Los sólidos bloquean los lechos de arena e interfieren con los mecanismos propios de tratamiento de la filtración y de la cloración. Por consiguiente, una utilización eficiente de los filtros lentos de arena y del cloro es posible solamente con baja turbiedad, lo cual significa que el agua esté virtualmente exenta de material sólido.

Como lo ilustra la Figura 2.2, el agua tiene que ser sometida a un tratamiento por etapas, especialmente si contiene un elevado número de impurezas de diferentes tamaños. La primera etapa y la más fácil, en un buen esquema de tratamiento de agua, es la separación de sólidos grandes. Las partículas más finas son separadas en una segunda etapa de pretratamiento y finalmente el tratamiento del agua terminará con la remoción o destrucción de sólidos pequeños y microorganismos. Estas diferentes etapas de pretratamiento contribuyen gradualmente a reducir los microorganismos patógenos. Los microorganismos adheridos a la superficie de sólidos suspendidos quedarán aislados y removidos del agua tratada cuando dichos sólidos son separados. Algunos de los microorganismos presentes en el agua pueden permanecer en ella, atravesando las etapas o barreras de tratamiento. Por lo tanto, se debe contar con más de una etapa que juntas permitan obtener un efluente de bajo riesgo (Galvis et al., 1992). Puesto que la eficiencia global se incrementa en la dirección del flujo, para las impurezas se hace cada vez más difícil pasar a través de cada subsiguiente barrera de tratamiento.

En consecuencia, por lo general, el tratamiento de agua superficial requiere por lo menos de dos etapas de tratamiento como se ilustra en la Figura 2.3. La primera etapa, llamada también de pretratamiento, se concentra principalmente en la remoción de sólidos. Cribas, desarenadores, tanques de sedimentación, filtros de grava y filtros de arena gruesa son típicamente

utilizados como unidades de pretratamiento. La segunda etapa, comúnmente considerada como tratamiento principal, se utiliza especialmente para remover o destruir tanto los microorganismos, como la materia sólida remanentes. La filtración lenta en arena y la cloración son los procesos de tratamiento más comúnmente aplicados en esta segunda etapa.

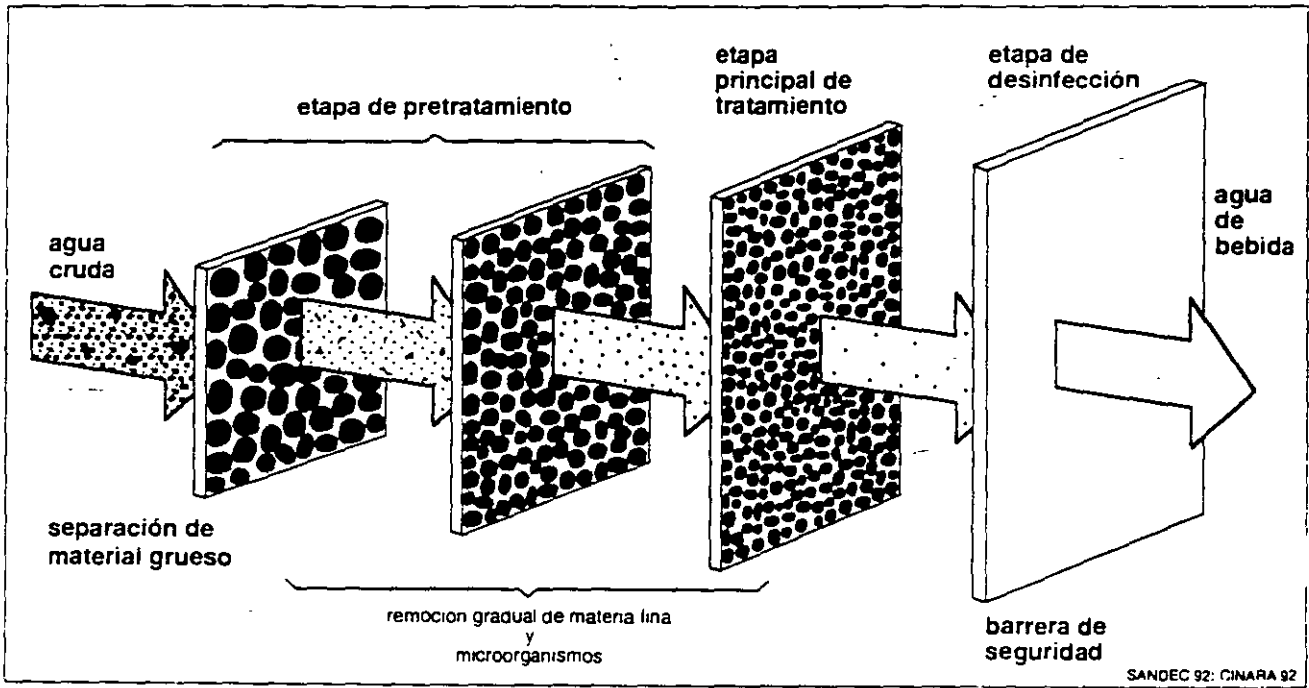


Figura 2.2 Concepto de múltiples etapas en el tratamiento del agua

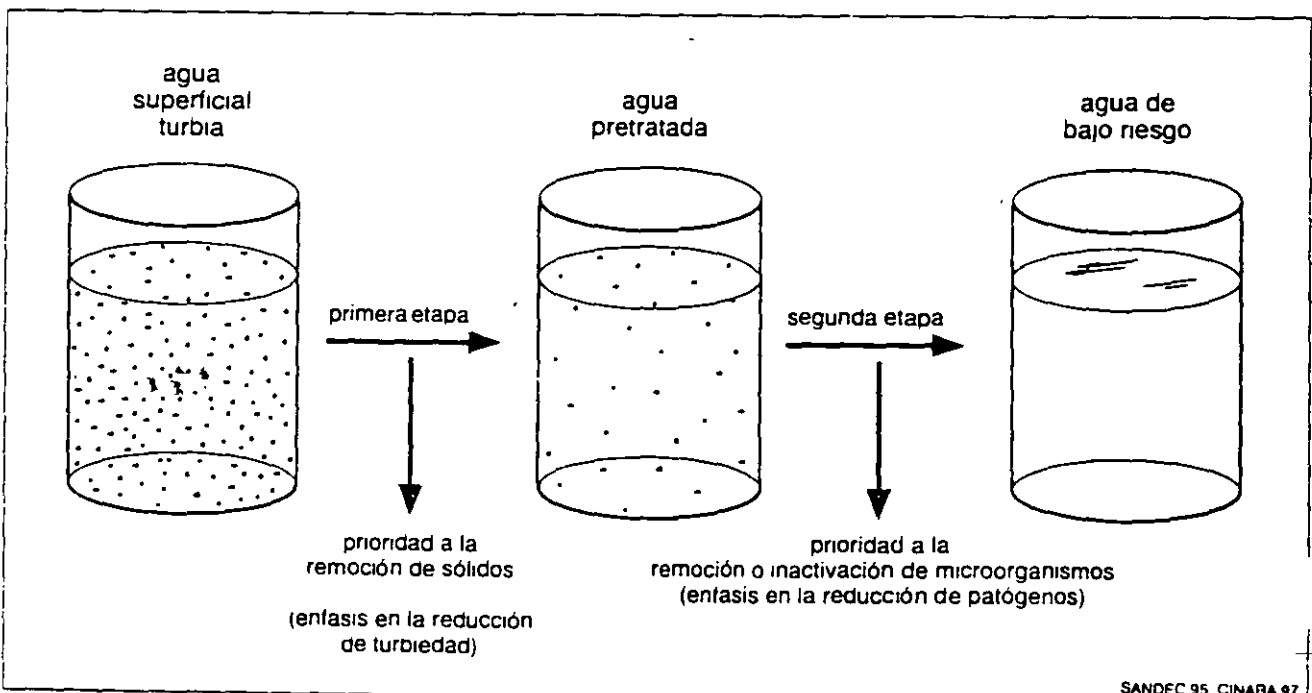


Figura 2.3 Tratamiento de agua superficial en dos etapas principales

2.5 SELECCION DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

Cuando el agua superficial no es segura para el consumo humano y requiere tratamiento, los lineamientos dados en la Tabla 2.3 pueden usarse para seleccionar el sistema de pretratamiento, adoptando la filtración lenta en arena como proceso principal. Para la selección son usados los siguientes parámetros:

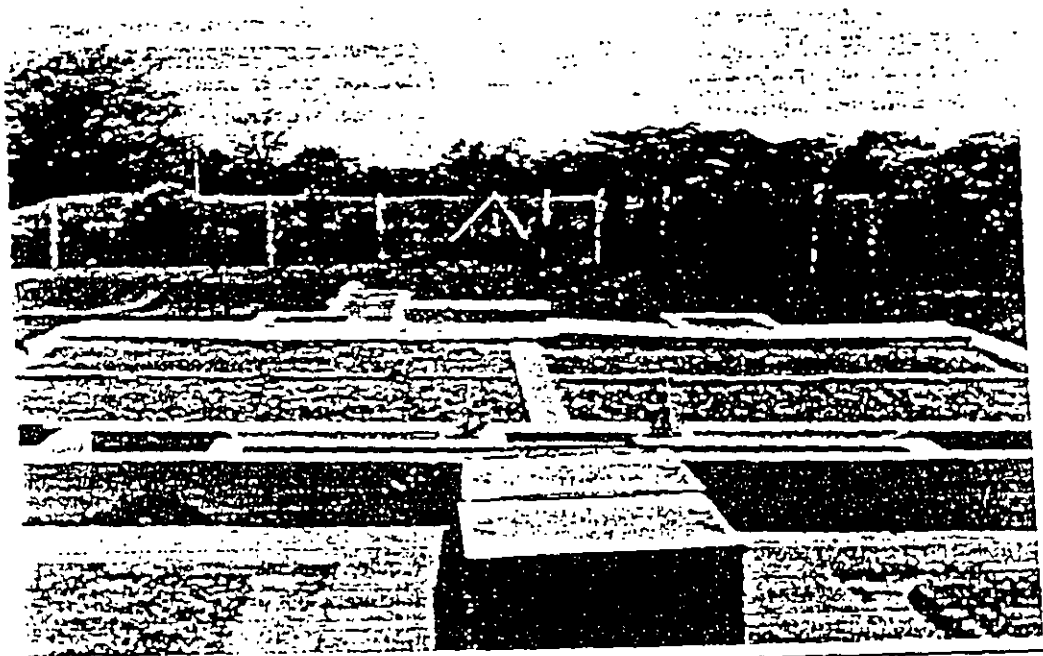


Figura 2.2: Filtro grueso de flujo horizontal, Universidad Javenana, Cali, Colombia.

- Turbiedad expresada en Unidades Nefelométricas de Turbiedad (UNT);
- Recuento de coliformes fecales;
- Presencia del gusano de Guinea o esquistosomiasis.

Además, si el contenido de oxígeno del agua cruda es bajo, por ejemplo, por debajo de 4 mg/l se requiere la aeración para prevenir condiciones anaeróbicas en el filtro lento. La esquistosomiasis se ha incluido porque puede transmitirse por el contacto con el agua, aunque generalmente no por su ingestión.

Tabla 2.3 Guía para la selección de sistemas de tratamiento para agua superficial en áreas rurales.

Calidad promedio del agua cruda	Tratamiento requerido
Turbiedad: 0 - 5 UNT NMP* de coliformes fecales: 0 Gusano de Guinea o esquistosomiasis no endémica	No requiere tratamiento
Turbiedad: 0 - 5 UNT NMP* de coliformes fecales: 0 Gusano de Guinea o esquistosomiasis endémica	Filtración lenta en arena
Turbiedad: 0 - 20 UNT NMP* de coliformes fecales: 1 - 500	Filtración lenta en arena Cloración, si es posible
Turbiedad: 20 - 30 UNT (30 UNT por algunos pocos días) NMP* de coliformes fecales: 1 - 500	Conveniente pretratamiento Filtración lenta en arena Cloración, si es posible
Turbiedad: 20 - 30 UNT (30 UNT por algunas semanas) NMP* de coliformes fecales: 1 - 500	Recomendable el pretratamiento Filtración lenta en arena Cloración, si es posible
Turbiedad: 30 - 150 UNT NMP* de coliformes fecales: 500 - 5 000	Pretratamiento Filtración lenta en arena Cloración, si es posible
Turbiedad: 30 - 150 UNT NMP* de coliformes fecales > 5 000	Pretratamiento Filtración lenta en arena Cloración
Turbiedad > 150 UNT	Se requiere una investigación detallada y estudio en planta piloto

*NMP Número probable de coliformes fecales por 100 ml.

6. TIPOS DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA (P.T.A.)

Una P.T.A. es una secuencia de operaciones, o procesos unitarios, convenientemente seleccionados para potabilizar determinada calidad de agua cruda.

Las P.T.A. se pueden clasificar bajo los criterios: por el tipo de procesos involucrados y por la clase de tecnología empleada en su concepción.

6.1 POR EL TIPO DE PROCESOS QUE COMPRENDE

De acuerdo a este criterio, se pueden clasificar los sistemas de T.A. en plantas de filtración rápida y plantas de filtración lenta.

6.1.1 Plantas de filtración rápida

Se denominan así, porque los filtros funcionan con velocidades altas, pero como consecuencia de esto se colmatan también muy rápidamente. Los filtros rápidos denominados como "filtros americanos", se lavan aplicando un flujo ascensional de agua para expandir el lecho filtrante, método denominado de "retrolavado" y que toma de 8 a 15 minutos como máximo, por lo que esta operación se puede ejecutar muy frecuentemente (cada 50 a 70 horas). Debido a esta ventaja, es que los filtros rápidos se pueden operar normalmente en un rango de velocidades de 80 a 300 m³/m²/d (3.5 - 12.5 m/h), dependiendo la tasa óptima de las características del lecho filtrante y de la suspensión, requiriendo de áreas muy pequeñas en relación al filtro lento.

Los procesos que normalmente comprende una planta de filtración rápida son: coagulación, sedimentación o decantación y filtración rápida. El proceso de coagulación se realiza en dos etapas: una agitación rápida para la dispersión y homogenización instantánea del coagulante, denominada mezcla rápida, seguida de una agitación lenta para promover la rápida aglomeración y crecimiento del flóculo, etapa de floculación. La coagulación tiene la finalidad de mejorar la eficiencia de remoción de partículas coloidales en el proceso de decantación, (sedimentación de partículas floculentas). El proceso final de filtración, por lo tanto, sólo está haciendo una labor de pulimento, usualmente no recibe más de 10 UT, otra de las razones por la que puede operar a altas velocidades. Finalmente, se aplica la desinfección, proceso común a los dos tipos de plantas, con el fin de completar la remoción de microorganismos patógenos presentes en las aguas crudas y dejar un residual presente en la masa de agua que neutralice

cualquier foco de contaminación posterior que se presente en el sistema de distribución, o en el predio domiciliario.

En síntesis, este tipo de P.T.A. está compuesta por procesos cuyos mecanismos de remoción son FÍSICOS y QUÍMICOS y se emplean altas tasas de velocidad en los procesos de decantación y filtración, gracias a la aplicación del proceso de coagulación y al retrolavado, o lavado ascensional.

Para un mismo caudal tratado, estos sistemas necesitan de un área de terreno, que puede ser de 80 a 100 veces menor que la necesaria para una planta de filtración lenta. Sin embargo, las altas tasas de velocidad con las que funciona y el empleo de coagulación, proceso que demanda sumo cuidado en su operación, demandan de un recurso humano calificado y mayores recursos económicos y materiales para su operación y mantenimiento, por lo que debe estudiarse muy detenidamente su posibilidad de utilización fuera de las zonas urbanas, o en zonas urbano-marginales, muy deprimidas. En los casos, en que las características del agua cruda y/o el terreno disponible, obliguen a adoptar este tipo de sistema, se deberán desarrollar las condiciones locales necesarias para asegurar una buena eficiencia en cantidad y calidad.

- Filtración directa

Es una alternativa de la filtración rápida, constituida solamente por los procesos de mezcla rápida y filtración.

Normalmente, son ideales para este tipo de solución, las aguas provenientes de embalses, o represas, los cuales funcionan como grandes presedimentadores, proporcionando aguas constantemente claras y poco contaminadas.

Cuando la fuente de abastecimiento es confiable (cuenca virgen), y no presenta más de 10 a 20 UT el 80% del tiempo, no llegando a sobrepasar como de 30 UT y 40 UC el tiempo restante, se puede emplear la FILTRACION DIRECTA DESCENDENTE (F.D.D.).

Cuando las aguas son mayormente claras (10-20 UT), y la cuenca no tiene mayor uso o está protegida, pero presenta variaciones de turbiedad o color, con alguna frecuencia, puede ser necesaria una prefloculación o floculación breve de 8 a 10 min, para obtener un efluente de calidad constante, aunque con carreras de filtración más cortas.

En el caso de aguas que el 90% del tiempo no sobrepasan de 100 UT y 60 UC, pudiendo llegar esporádicamente hasta 200 UT y 1000 UC, podría utilizarse la FILTRACION DIRECTA ASCENDENTE (F.D.A.).

Para aguas que el 90% del tiempo no sobrepasan de 250 UT y 60 UC, pudiendo esporádicamente presentar más de 400 UT y 100 UC, se puede emplear la doble filtración o FILTRACION ASCENDENTE-DESCENDENTE (F.D.A.D). Ver Cuadro 6.1.

Este tipo de soluciones requieren de un buen estudio de la calidad de fuente, para estar bien seguros del comportamiento de los parámetros de calidad a lo largo del tiempo. Sobre todo la F.D.D. que tiene un tiempo de retención tan corto (alrededor de 5 minutos), que no permite hacer rápidos cambios en la dosificación, además de que el filtro descendente se colmata rápidamente si continuamente se sobrepasa la calidad límite en el afluente.

Sin embargo, la economía que se obtiene en el costo inicial de la planta, así como en la operación y mantenimiento del sistema (50% sólo en el consumo de coagulantes), justifica ampliamente el mayor costo de los estudios.

La Figura 6.1 indica esquemáticamente los procesos que puede comprender una planta de filtración rápida completa, para tratar un agua, que además de clarificación y remoción de microorganismos, requiere de aireación, ablandamiento, estabilización de pH, etc.

6.1.2 Planta de filtración lenta

La filtración lenta opera con tasas de 0.10 a 0.30 m/h esto es, entre 35 y 1,000 veces menores que los empleados en la filtración rápida, razón por la cual se le denomina filtro lento. También se le conoce como filtro inglés, por su lugar de origen.

La filtración lenta simula los procesos de tratamiento que se realizan en la naturaleza en forma espontánea, al percolar el agua proveniente de las lluvias, ríos, lagunas, etc, a través de los estratos de la corteza terrestre, atravezando capas de arcilla, arena y grava. Al igual que en la naturaleza se utilizan procesos cuyos mecanismos de remoción son solamente FISICOS Y BIOLÓGICOS.

Una planta de filtración lenta completa, comprende los procesos de desarenado, sedimentación, prefiltración en grava y filtración lenta propiamente dicha. Los procesos previos al filtro lento tienen la función de acondicionar la calidad del afluente a los límites aceptables por éste. Con el tren de procesos indicados se puede remover hasta 500 UT, teniendo en cuenta que el contenido de material coloidal no debe ser mayor de 50 UT, es decir que la mayor parte de la turbiedad debe estar en suspensión. Ver Cuadro 6.1.

Cuadro 6.1

CLASIFICACION DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA POR EL TIPO DE PROCESOS QUE LAS COMPONE

TIPO DE PLANTA	ALTERNATIVAS	LIMITES DE CALIDAD DE AGUA CRUDA ACEPTABLES		
		90% DEL TIEMPO	80% DEL TIEMPO	ESPORADICAMENTE
FILTRACION RAPIDA (PROCESOS FISICOS Y QUIMICOS)	Filtración rápida completa: coagulación + decantación + filtración rápida descendente	$T_o \leq 1000$ UT $C_o \leq 150$ UC $C.F. \leq 600/100$ ml	$T_o \leq 800$ UT $Co \leq 70$ UC	$T_o \text{ Max} \leq 1500$ UT Si $T_o > 1500$ UT añadir presed. $C.F. > 600/100$ ml añadir preclor.
	Filtración Directa descendente: mezcla rápida + filtración rápida descendente	$T_o \leq 30$ UT $C_o \leq 40$ UC Algas ≤ 100 mg/m ³ $C.F. \leq 500/100$ ml	$T_o \leq 20$ UT	$T_o \text{ Max} \leq 50$ UT
	Filtración directa ascendente: mezcla rápida + filtración rápida ascendente	$T_o \leq 100$ UT $C_o \leq 60$ UC	$T_o \leq 50$ UT	$T_o \text{ Max} \leq 200$ UT $C_o \text{ Max} \leq 100$ UC
	Filtración directa ascendente-descendente: mezcla rápida más filtración ascendente + filtración descendente.	$T_o \leq 250$ UT $C_o \leq 60$ UC	$T_o \leq 150$ UT	$T_o \text{ Max} \leq 400$ UT $C_o \text{ Max} \leq 100$ UC
FILTRACION LENTA (PROCESOS FISICOS Y BIOLÓGICOS)	Filtro lento (F.L.) solamente	$T_o \leq 50$ UT $C_o \leq 50$ UC $C.F. \leq (10)^4/100$ ml	$T_o \leq 20$ UT $C_o \leq 40$ UC	$T_o \text{ Max} \leq 100$ UT
	F.L. + prefiltro de grava (P.G.)	$T_o \leq 100$ UT $C_o \leq 60$ UC $C.F. \leq (10)^4/100$ ml	$T_o \leq 60$ UT $C_o \leq 40$ UC	$T_o \text{ Max} \leq 150$ UT
	F.L. + P.G. + sedimentador (S)	$T_o \leq 300$ UT $C_o \leq 60$ UC $C.F. \leq (10)^4/100$ ml	$T_o \leq 200$ UT $C_o \leq 40$ UC	$T_o \text{ Max} \leq 500$ UT
	F.L. + P.G. + S + pre-sedimentador	$T_o \leq 500$ UT $C_o \leq 60$ UC $C.F. \leq (10)^4/100$ ml	$T_o \leq 200$ UT $C_o \leq 40$ UC	$T_o \text{ Max} \leq 1000$ UT

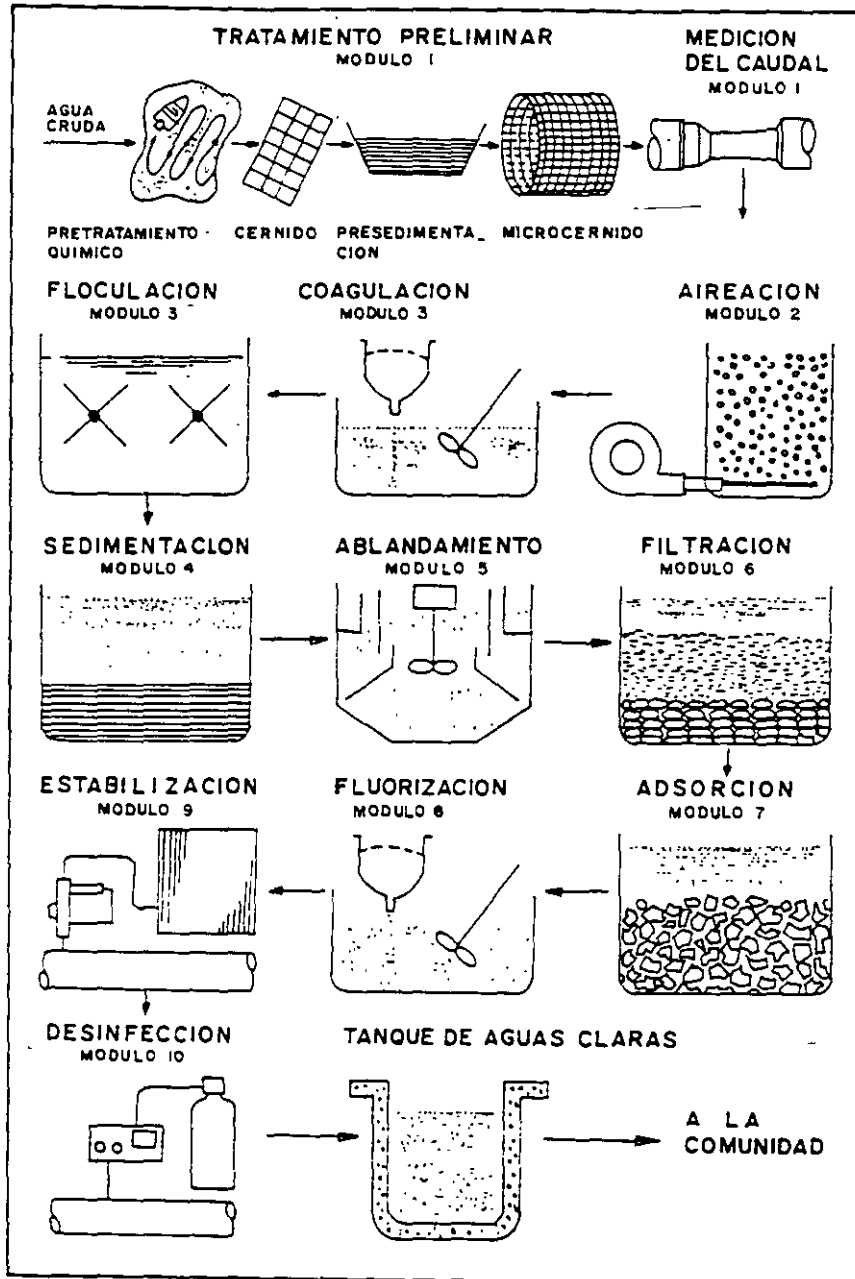


Figura 6.1
SECUENCIA DE PROCESOS TIPICA DE UNA PLANTA
DE FILTRACION RAPIDA COMPLETA

Dado que se emplean tasas de filtración tan bajas, una planta de este tipo necesita de grandes áreas de terreno para su construcción, siendo éste el mayor limitante para uso. En cambio, la operación y el mantenimiento de este tipo de plantas son sumamente económicos y sencillos de efectuar. Por estas características, es que la filtración lenta en América Latina se utiliza casi exclusivamente en el medio rural.

La filtración lenta en arena, es muy eficiente en la remoción de turbiedad y microorganismos patógenos (10^2 a 10^4 coliformes fecales/100 ml de muestra y 10^3 a 10^4 quistes de *Giardia lamblia*/litro de muestra), razón por la cual a pesar de las grandes extensiones que requiere su instalación, se le ha utilizado ininterrumpidamente desde hace más de un siglo en Europa, (Inglaterra, Holanda, Alemania, etc.).

La Figura 6.2, muestra la secuencia de procesos de una planta de filtración lenta completa, considerando una presedimentación inicial para ampliar la capacidad de remoción de partículas en suspensión a un máximo de 800 a 1,000 UT.

6.2 POR EL TIPO DE TECNOLOGIA UTILIZADA

Las características tecnológicas del sistema deben estar de acuerdo con los recursos humanos, económicos y materiales disponibles en la localidad, para que se puedan cumplir los objetivos de tratamiento previstos. En caso contrario, hasta el más completo estudio de caracterización del afluente y selección de procesos puede fracasar.

De acuerdo al tipo de tecnología utilizada en la Región, las plantas de filtración rápida se pueden clasificar en:

- Sistemas de tecnología convencional, o local, y
- Sistemas de tecnología patentada, o importada

6.2.1 Sistemas convencionales

6.2.1.1 Sistema convencional clásico o antiguo

Este tipo de sistema es el más antiguo en nuestro medio, se ha venido diseñando y construyendo desde principios de este siglo (1910 a 1920). Se caracterizan por la gran extensión que ocupan sus unidades, principalmente el decantador rectangular de flujo horizontal, el cual normalmente se diseña con tasas comprendidas entre 10 y $60 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$.

Normalmente, son sistemas mixtos, constituidos por unidades de funcionamiento mecánico e hidráulico. Por lo general, inicialmente carecían de mezcla rápida y más tarde se les agregó un retromezclador, el floculador es hidráulico o mecánico, los decantadores rectangulares, de flujo horizontal siendo frecuente encontrar el

decantador de vuelta en "U". Los filtros son de altura y nivel constante, diseñados con tasas de $120 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ con galería de tubos, retrolavado mediante tanque elevado o bombeo directo y con o sin instrumentación. Este tipo de sistemas, debido al estado del conocimiento sobre tratamiento de aguas en esa época, se diseñaban prácticamente en forma empírica, razón por la cual en raras ocasiones están operando eficientemente.

Lo más lamentable es que aún se siguen diseñando este tipo de plantas con el mismo empirismo de inicios de este Siglo.

6.2.1.2 Sistema convencional nuevo o tecnología CEPIS

La antigüedad de esta tecnología data de 20 a 25 años atrás. La mezcla rápida generalmente se efectúa mediante un salto hidráulico, el floculador puede ser de pantallas o de medios porosos, el decantador es de alta tasa ($80\text{-}200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$); ocupa un área que es el 25 a 30% de la que normalmente necesita un decantador rectangular de flujo horizontal.

La reducción del área de decantación horizontal se debe al empleo de módulos de decantación, o pantallas paralelas espaciadas de 5 a 10 cm e inclinadas a 60° , de tal modo que el área de decantación real es la suma de las áreas de todas las pantallas o módulos. Los filtros se diseñan para ser operados con tasa declinante y altura variable, es decir, que operan con velocidades decrecientes entre la primera y la última unidad, debido a que se lavan en forma escalonada. De este modo, cada filtro está tomando el caudal que puede tratar de acuerdo al estado de colmatación en que se encuentra. El medio filtrante generalmente es mixto, de antracita y arena. Esta característica da al filtro mayor capacidad de depósito, además de que permite tasas más altas de diseño, normalmente el doble de un filtro clásico ($240 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$).

El retrolavado se efectúa por el método de "lavado mutuo", es decir que cada unidad de una batería de filtros, se lava con el flujo que producen las restantes; no necesitándose de sistemas de bombeo, ni de tanque elevado.

Las principales características de esta tecnología son:

a. **Es sumamente eficiente**

A menudo se comete el grave error de pensar que por ser sencilla, barata y apropiada para países en desarrollo se trata de una TECNOLOGIA MEDIOCRE.

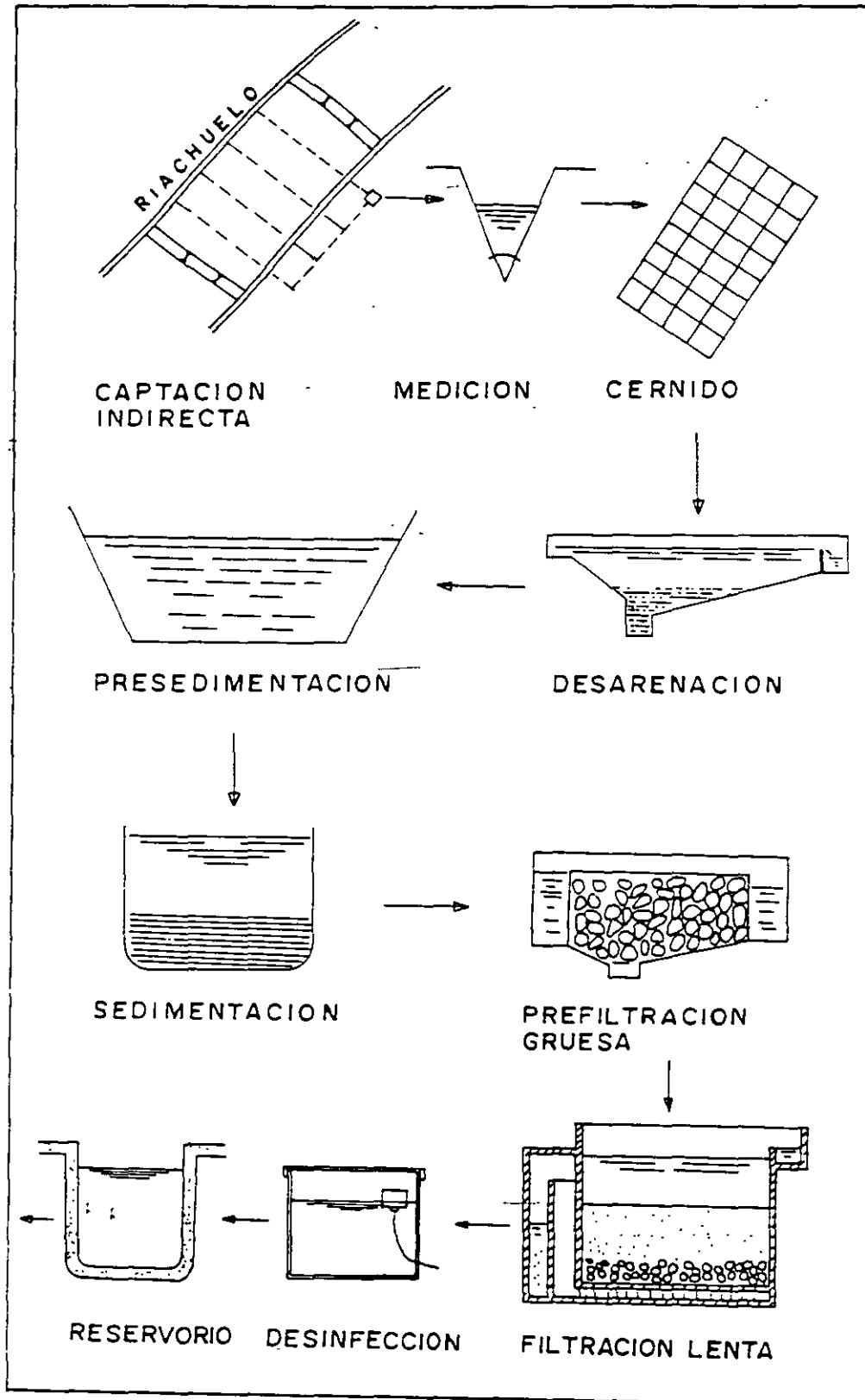


Figura 6.2
SECUENCIA DE PROCESOS TIPICA EN UNA
PLANTA DE FILTRACION LENTA COMPLETA

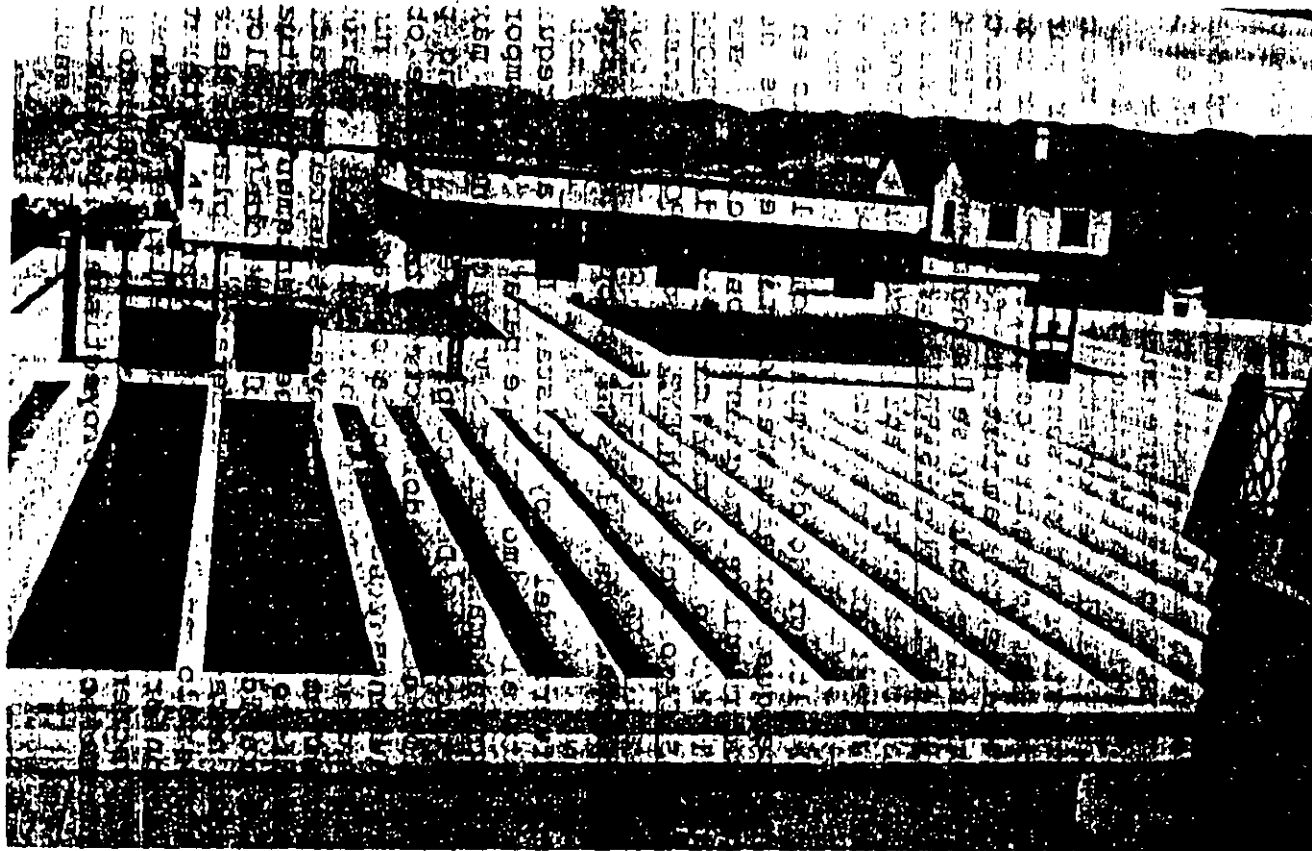


Figura 6.3
SISTEMA CONVENCIONAL CLASICO

Esta tecnología ha sido concebida en base a las mejores investigaciones realizadas en los países desarrollados. Tiene el mérito de encerrar bajo un aspecto sencillo procesos sumamente complejos y eficientes por lo que realmente es una TECNOLOGIA DE AVANZADA.

b. Es muy fácil de construir, operar y mantener

El equipamiento ha sido reducido al mínimo imprescindible; los procesos se generan mediante energía hidráulica; el 100% de las estructuras son simplemente obras civiles.

Por lo tanto, es fácil de construir con los recursos disponibles en nuestro medio, sencilla de operar por no tener ningún mecanismo o equipo complicado, y por consiguiente, el mantenimiento también es fácil, económico y rápido, razón por la que también se le denomina de TECNOLOGIA APROPIADA PARA PAISES EN DESARROLLO.

c. Es muy económica

La sencillez y el alto grado de compactación logrado en las estructuras, hace que normalmente se utilice menos de la mitad del área que requiere una planta convencional, siendo el costo inicial $1/3$ ó $1/2$ del costo de la TECNOLOGIA CONVENCIONAL CLASICA o de la PATENTADA o IMPORTADA.

d. No es fácil de diseñar

Demanda mayor esfuerzo del proyectista. La planta requiere ser diseñada hasta el mínimo detalle para que el comportamiento hidráulico sea casi perfecto y se obtenga la máxima eficiencia de remoción. Debe compactarse el diseño para facilitar la labor del operador, economizar mano de obra, evitar errores humanos y negligencia operacional.

Para esto es necesario que el proyectista reciba adiestramiento específico y se mantenga permanentemente actualizado, dada la rapidez con que evoluciona la tecnología. Ambas cosas son necesarias para diseñar una planta de este tipo. Diseñar sólo en base a consultar la literatura disponible, es un error que lamentablemente se ha cometido con bastante frecuencia. Existen algunos monumentos que perennizan la ineficiencia del proyectista y desprestigian la tecnología.

e. Es muy confiable

No requiere de energía eléctrica para su funcionamiento, por lo tanto, puede trabajar en forma continua a pesar de la escasez de este recurso, pudiendo garantizarse las metas de calidad y cantidad.

6.2.2 Sistemas patentados o plantas paquete

Esta tecnología es importada de países desarrollados y se caracteriza por su gran equipamiento y alto grado de complejidad. Son sistemas totalmente mecanizados, por lo que necesariamente, para cumplir sus objetivos de calidad y cantidad, requieren por lo menos de:

- Personal calificado para operación y mantenimiento
- Programa de mantenimiento preventivo para los equipos y existencia permanente de repuestos
- Alimentación constante de energía eléctrica

Estos recursos que son corrientes en Europa o en Estados Unidos de Norteamérica, no están disponibles en los países de América Latina. En nuestro medio es usual encontrar plantas de este tipo, con todos los equipos malogrados porque nunca se les pudo dar mantenimiento preventivo y finalmente tampoco el correctivo, porque carecen de los recursos necesarios y así están varios años esperando que la empresa pueda disponer la importación de los repuestos.

Es muy común también, que aunque la planta lleva poco tiempo operando y los equipos todavía funcionan, la falta de energía eléctrica paraliza totalmente el sistema de 6 a 8 horas diarias, quedando la planta como un punto de paso del "agua cruda". Esta situación se hizo evidente en el Perú, a raíz de la evaluación del programa de cloración intensiva en el interior del país, durante la epidemia del Cólera (1991).

7. SELECCION DE LA TECNOLOGIA DE TRATAMIENTO DE AGUA

La selección de la tecnología de producción y administración de un sistema de agua potable, debería realizarse considerando los recursos, el grado de desarrollo socioeconómico y los patrones de cultura existentes. La experiencia en América Latina, demuestra que el mayor problema no es la deficiencia tecnológica, sino más bien la selección de la tecnología apropiada, la operación y el mantenimiento. La adopción de diseños basados únicamente en criterios de optimización técnica y soluciones tecnológicas importadas de países industrializados, ha conllevado a la elaboración de proyectos cuya operación y mantenimiento -por falta de sustancias químicas, repuestos y mano de obra calificada- resultan inadecuados.

Los factores básicos que caracterizan la selección de la tecnología apropiada para tratamiento de agua en los países en desarrollo y que deben ser considerados son:

a. Grado de complejidad

La mayoría de los procesos unitarios utilizados en el tratamiento de agua, pueden realizarse en reactores con diferente grado de complejidad y eficiencia. Afortunadamente, los más complejos no resultan siempre los más eficientes.

b. La tecnología no opera por sí misma

Plantas automatizadas necesitan personal de un alto nivel tecnológico para operar, mantener y reparar los controles y equipos. La selección tecnológica debe considerar la capacidad y recursos de las instituciones e individuos para operar y mantener los sistemas con la eficiencia y especificaciones originales de diseño.

c. Impacto indirecto en el área

Debe considerarse una cadena de factores que se relacionan entre sí, tales como: calidad de agua de las fuentes, grado de tratamiento, utilización de materiales y personal local, mejoras económicas indirectas, mejoramiento técnico de personal local, influencias indirectas en la economía y su repercusión directa e indirecta en la salud.

d. Participación local

El aprovechamiento y tratamiento de agua incluye actividades técnicas, administrativas, financieras y legales que involucran a una serie de agencias locales.

7.1 CRITERIOS DE SELECCION DE UNA SOLUCION TECNOLOGICA

A continuación se presenta una lista de carácter subjetivo; no se debe considerar ni completa ni exhaustiva, con el objeto de que sirva como base de análisis.

a. Grado de complejidad

Debe ser de simple construcción, operación, mantenimiento y reparación.

b. Confiabilidad

Debe tener un grado de confiabilidad adecuado para cada componente del sistema. Si se establece un alto grado de confiabilidad con recursos limitados, se obtendrán soluciones muy costosas que sólo pocos usuarios podrán afrontar.

c. Flexibilidad

La propuesta tecnológica debe producir agua de calidad óptima en forma continua, con un mínimo de operación y de fácil mantenimiento.

d. Tiempo y plazo

El proceso de construcción debe ser simple y efectuarse en un plazo corto.

e. Disponibilidad de mano de obra

La construcción, operación y mantenimiento, deben considerar la capacidad local existente para ejecutar y dirigir las obras.

f. Costo

La tecnología seleccionada debe garantizar un agua potable óptima al menor costo posible.

g. Accesibilidad

El grado de accesibilidad al servicio de agua potable, está directamente correlacionado con la eficiencia de la selección tecnológica.

h. Recursos necesarios

Las alternativas tecnológicas para el tratamiento de agua requieren de un grado o nivel de desarrollo de la comunidad o del sector para construir, operar y mantener la planta, debiendo determinarse y analizarse los recursos necesarios para cada alternativa.

i. Uso de materiales locales

Siempre que sea posible, deben utilizarse materiales locales, de tal manera que se logren soluciones de alta tecnología a bajo costo.

j. Relación con otros proyectos

La tecnología seleccionada debe tener relación con otros proyectos locales, a fin de lograr una mayor flexibilidad.

k. Organización administrativa

Se debe contar con una organización adecuada para construir, operar, supervisar y mantener la planta de tratamiento, complementada con una estructura que provea los recursos económicos necesarios.

l. Exactitud de las estimaciones

Debe tenerse especial cuidado en la elaboración del presupuesto, especialmente cuando la solución tecnológica seleccionada necesita de equipos y materiales de importación que elevan los costos.

m. Consideraciones políticas

Debe considerarse la conveniencia de integrar el proyecto a los programas políticos existentes y su impacto en las acciones gubernamentales y en la comunidad.

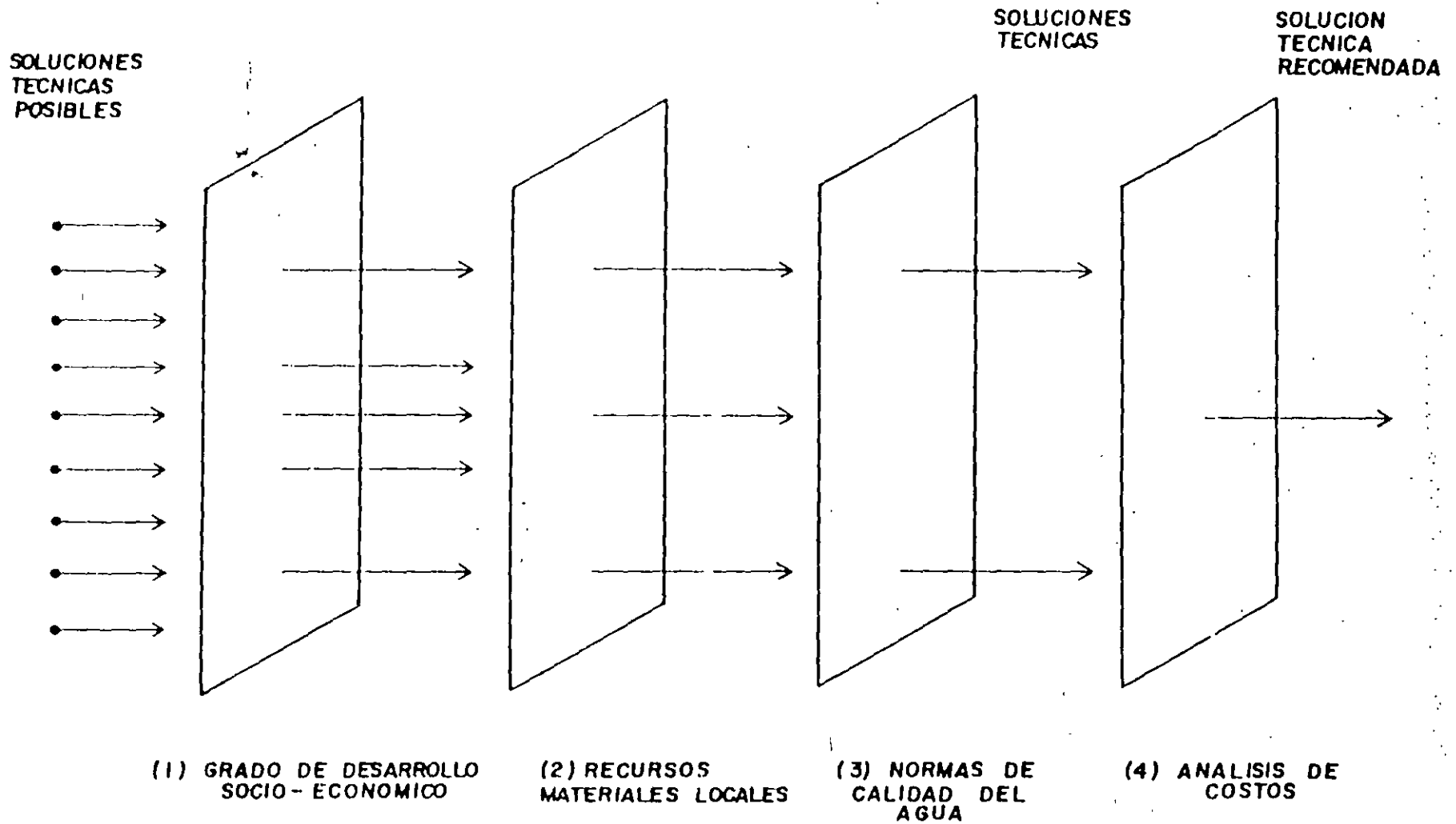


Figura 7.1
ESQUEMA DE METODOLOGIA DE SELECCION DEL PROCESO DE TRATAMIENTO DE AGUA

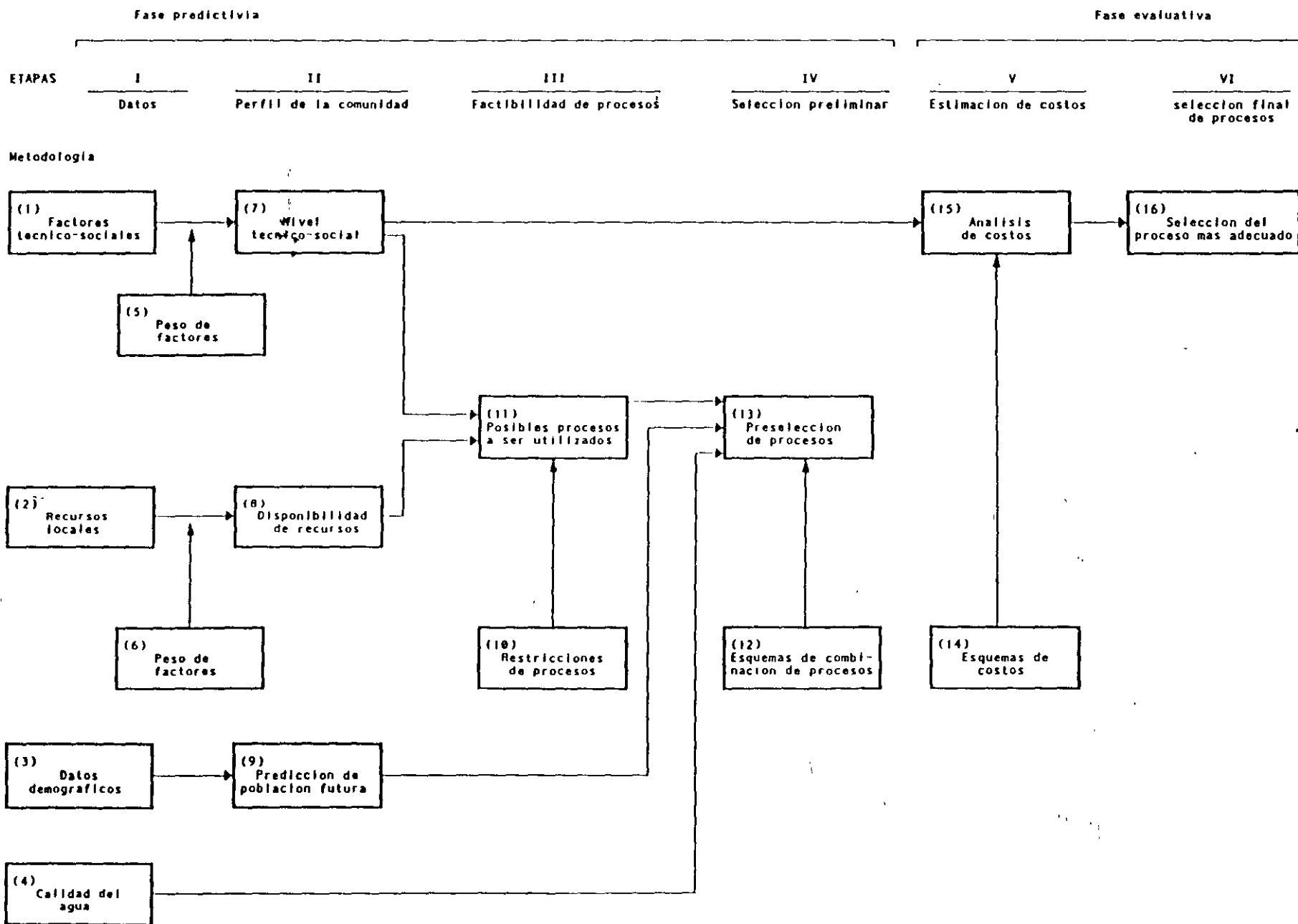


Figura 7.2
SELECCION DE PROCESOS DE AGUA DE TRATAMIENTO DE AGUA

4.4 CONSIDERACIONES SOBRE LA FILTRACION EN MULTIPLES ETAPAS

La combinación de las etapas de filtración gruesa y filtración lenta en arena, es lo que en esta publicación se denomina filtración en múltiples etapas, FIME. Esta tecnología ha tenido buena acogida en Colombia, donde ya hay alrededor de 50 plantas operando, 10 de ellas desde mediados de la década de los 80s, con efluentes de bajo riesgo sanitario antes de la desinfección terminal y con bajos costos de operación y mantenimiento, los cuales son cubiertos en su totalidad por los usuarios, quienes pagan una tarifa de alrededor de 3 dólares americanos, en un país donde el salario mínimo oficial está un poco por encima de los 150. Todos estos sistemas son administrados por organizaciones de base comunitaria, con apoyo técnico de instituciones relacionadas con el sector, el cual aún resulta difícil, a pesar de la transferencia de recursos y responsabilidades a los niveles locales, en el proceso de descentralización que vive el país.

FIME no compromete las ventajas asociadas a los requerimientos sencillos de operación y mantenimiento de FLA y permite la producción de agua de buena calidad en un gran número de núcleos rurales y de cabeceras municipales, donde el tratamiento con productos químicos es poco factible. La tabla 4.3 presenta un resumen de consideraciones sobre la tecnología de FIME.

4.4.1 Descripción de los Componentes con Filtración Gruesa.

FIME, puede estar conformada por dos o tres componentes o etapas principales de filtración, dependiendo de los niveles de contaminación en la fuente. La opción de tres componentes, FGD_i, FG y FLA, se ilustra en la figura 4.9. La segunda componente, o sea FG, puede obviarse con fuentes de buena calidad. FGD_i se orienta principalmente a la reducción de sólidos suspendidos, con

base en la remoción de las partículas mas grandes; a medida que el agua avanza en las siguientes etapas, gradualmente se prioriza la remoción de partículas mas pequeñas y microorganismos.

Tabla 4.3 Resumen de consideraciones sobre la Filtración en Múltiples Etapas

Consideración	Comentario
Calidad del agua tratada	Es una excelente alternativa para mejorar la calidad física, química y microbiológica del agua. En muchas localidades, FiME es la única opción confiable de tratamiento.
Facilidades de construcción	de El diseño es relativamente simple y facilita el uso de materiales y de la mano de obra del lugar. No se requiere equipo especializado.
Costos de construcción	de La construcción con materiales y mano de obra local reduce los costos. Usualmente, no se requieren materiales importados.
Facilidades de O&M	Después de un corto periodo de capacitación, operadores locales, sin alto nivel de escolaridad, pueden operar y mantener el sistema.
Costos de O&M	Los costos de operación y mantenimiento y las necesidades de energía eléctrica son menores que en otros sistemas. No requieren productos químicos para coagulación.
Confiablez	Riesgo de fallas mecánicas bajo o de problemas asociados con cambios en la calidad del agua cruda. Estos pueden resolverse la mayoría de las veces sin interrumpir el servicio.
Limpieza	El proceso de limpieza es simple aunque laborioso y esto no debe representar un problema mayor en países donde la mano de obra es relativamente barata.
Requerimientos de área superficial	de Una planta convencional de FiR, con áreas de almacenamiento y de manejo de químicos, zonas de tráfico, etc., puede requerir áreas comparables a FiME.
No es una panacea	Existen niveles de contaminación o factores ambientales que superan la eficiencia o inhiben los procesos de tratamiento ligados con FiME.

Filtros Gruesos Dinámicos (FGDi) incluyen una capa delgada de grava fina en la parte superior y otra más gruesa en contacto con el sistema de drenaje en el fondo. El agua que entra en la unidad pasa sobre la grava y parte de ella es captada a través del lecho, hacia la próxima etapa de tratamiento. Con niveles moderados o estables de sólidos en la fuente, las unidades de FGDi se obstruirán gradualmente, y ante cambios bruscos, la colmatación será mas rápida y una fracción significativa o, eventualmente, el total del flujo captado, fluirá sobre el lecho colmatado y retornará a la fuente, protegiendo de esta manera las etapas de tratamiento relativamente mas difíciles de operar y mantener. En el capítulo 8 se amplía la información sobre esta componente de FiME.

De acuerdo con el sentido del flujo en los lechos de grava de la segunda etapa de tratamiento, los filtros gruesos pueden ser de tipo ascendente (FGA), descendente (FGD) u horizontal (FGH). Según se resume en el capítulo 5, después del estudio comparativo de estas modalidades de FG (Cinara e IRC; 1992;1996), se encontraron técnica y económicamente ventajosas las variantes de FGA, aunque, las opciones de FGD y FGH también presentaron buenas eficiencias de remoción en los parámetros de mayor relevancia sanitaria revisados en el capítulo 2.

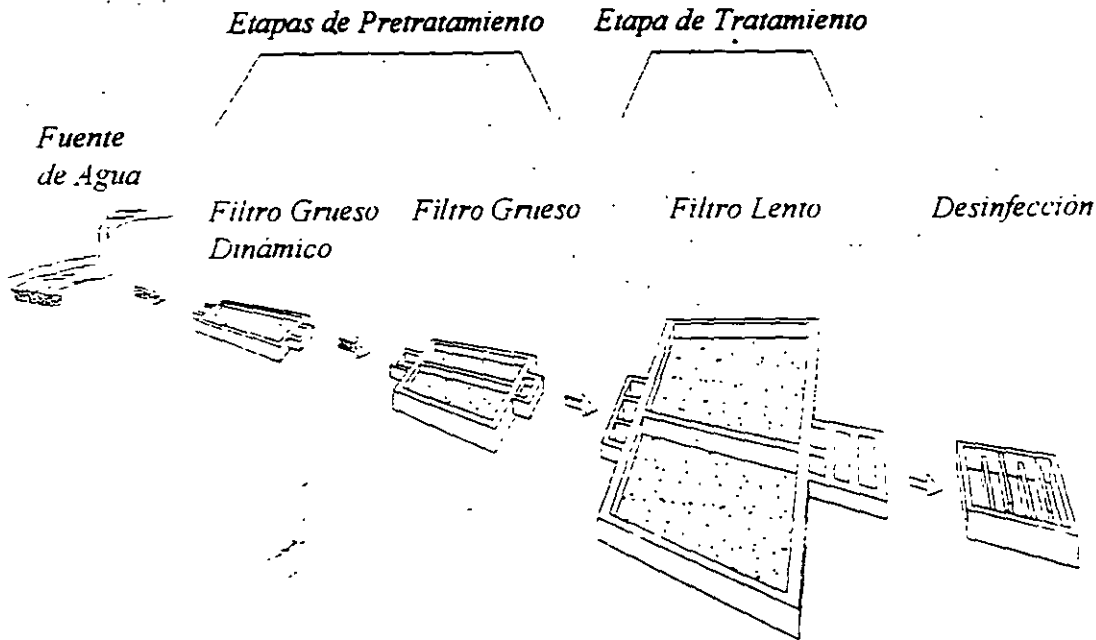


Figura 4.9 Sistema de tratamiento por filtración en múltiples etapas

Los **Filtros Gruesos de Flujo Ascendente** consisten en un compartimiento principal donde se ubica un lecho filtrante de grava, el cual disminuye de tamaño con la dirección del flujo. Un sistema de drenaje, ubicado en el fondo de la estructura, sirve para distribuir el flujo durante la carrera de filtración o para drenar los lechos de grava durante las actividades de limpieza hidráulica, con base en las descargas frecuentes de fondo. Según la longitud y distribución de las capas de grava, se pueden distinguir dos alternativas: **La Filtración Gruesa Ascendente en Capas (FGAC)**, cuando los lechos de grava son instalados en una misma unidad o estructura y **la Filtración Gruesa Ascendente en Serie (FGAS)**, cuando los lechos de grava son instalados en dos o tres unidades de filtración, cada una conteniendo un tamaño predominante de grava, que decrece en el sentido del flujo. Estas opciones de FG se ilustraron en la figura 4.8 y en el capítulo 9 se presenta información adicional.

Los **Filtros Gruesos de Flujo Descendente en Serie (FGDS)** hasta ahora evaluados, constan de tres compartimientos, con gravas que van de gruesas a finas en el sentido del flujo.

El comportamiento de los FGDS es semejante al de los FGAS1, en términos de eficiencias de remoción; sin embargo, el mantenimiento se hace más difícil, pues el lodo tiende a acumularse en la superficie de la primera unidad de la serie de tres y su limpieza es relativamente más difícil que en las unidades de FGAS, donde el lodo se acumula preferencialmente en la camada inferior de grava, cerca de los drenes.

En los **Filtros Gruesos de flujo Horizontal (FGH)** las unidades consisten de uno o varios módulos contruidos de tal manera que conforman tres compartimientos separados por una pared perforada. En un comienzo esta opción era muy voluminosa pues no incluía un sistema de drenaje que facilitara su limpieza hidráulica. Después de su aplicación en diferentes países, incluidos Perú y Colombia, se

le adicionó un sistema de drenaje. Si bien esto permitió reducirle el tamaño a las unidades, las actividades de operación y mantenimiento de FGH son muy exigentes en términos de mano de obra y de consumo de agua. Cinara ensayó con una nueva variante, la Filtración Gruesa Horizontal en Serie (FGHS) y encontró que con ella se puede optimizar el comportamiento hidráulico de esta opción de pretratamiento (Galvis et al., 1996), lo cual debe contribuir a reducir la longitud de los lechos de grava, manteniendo los mismos niveles de eficiencia que ahora presenta la tecnología "convencional" de FGH.

4.5 OTRAS ALTERNATIVAS DE PRETRATAMIENTO

Existen otras posibilidades de pretratamiento que pueden ser utilizadas en combinación con FiME y que no comprometen su simplicidad en términos de operación y mantenimiento. Se incluyen en este ítem algunas alternativas que tienen buen potencial, tales como: pozos o galerías de infiltración y la sedimentación simple.

Pozos de Infiltración

Una de las técnicas más antiguas de pretratamiento la constituye la filtración de agua a orillas de los ríos o pozos de infiltración. Dependiendo de la calidad del agua en el río y de las características del suelo a través del cual debe percolar el agua a captar, ésta puede resultar inadecuada tanto para afluente de unidades de FLA como para desinfección. Engels et al. (1989) reportan problemas en la resuspensión de óxidos de hierro y manganeso presentes en el suelo, cuando los niveles de oxígeno en el río han caído por debajo de 1 mg/l. Cambios en la capacidad de transporte de sólidos de la fuente pueden afectar la capacidad de captación de los pozos, dada la dificultad de mantenimiento del material filtrante.

Galerías de Infiltración

Las galerías de infiltración están constituidas principalmente por tuberías perforadas colocadas en los lechos de los ríos. Si la permeabilidad del lecho natural es muy baja, éste puede ser reemplazado parcialmente por otro material, tal como grava y arena. Se han reportado velocidades de captación en el rango de 0.25 a 1.5 m/h, dependiendo de la turbiedad en la fuente y de los requerimientos de calidad en el efluente. En ríos con turbiedades bajas se han reportado buenos resultados, mientras que en fuentes con crecientes y picos de turbiedad, la obstrucción periódica de los lechos hace necesaria su limpieza o la reposición del material filtrante. En la práctica, este mantenimiento se dificulta por la localización del sistema de captación. Evaluaciones realizadas en Colombia a captaciones de lecho filtrante, mostraron eficiencias muy bajas, generalmente inferiores al 20% (Cinara - IRCWD, 1988). El reconocimiento de este tipo de limitaciones motivó en Cinara el desarrollo de los Filtros Gruesos Dinámicos, FGD_i.

Sedimentación Simple

La sedimentación es un proceso físico que permite reducir el contenido de sólidos suspendidos presentes en el agua. Su eficiencia de remoción depende de la carga superficial (relación entre caudal y área superficial), número de Reynolds, número de Froude, temperatura y de características propias de las partículas a sedimentar, tales como densidad y tamaño. La calidad efluente de un sedimentador podría ser adecuada para su tratamiento posterior por FLA.

Se pueden distinguir dos variantes principales en la aplicación de la sedimentación simple. De una parte, aquellas con periodos teóricos de retención cortos (menos de un día) y de otro lado, aquellas con periodos largos (varios días o semanas). Fuentes de agua con valores altos de sólidos suspendidos pueden mostrar significativas reducciones con periodos de algunas horas de detención; en contraste, puede tener poco impacto en fuentes con turbiedad de naturaleza coloidal.

El potencial de la sedimentación para periodos menores de un día, puede estimarse a través de columnas de sedimentación; para periodos más largos, otros elementos como efectos térmicos, eólicos o producción de algas, comienzan a ser de mayor importancia, especialmente en unidades a escala real (Cleasby, 1991). La sedimentación simple con largos periodos de retención es de uso común en Londres, donde el crecimiento periódico de algas ha obligado la colocación de microcribas o de filtros "rápidos" sin coagulación, antes de los filtros lentos (Ridley, 1967). Para controlar el crecimiento de algas en los embalses, en Londres se han desarrollado técnicas orientadas a prevenir la estratificación térmica, las cuales incluyen diferentes sistemas de bombeo. El potencial de los embalses como alternativa de pretratamiento en países tropicales y en zonas con limitaciones para sostener estos niveles de mecanización, debe ser cuidadosamente evaluado antes de promover su aprovechamiento amplio.

La sedimentación optimizada por medio de tubos o placas paralelas permite reducir en un 60-70% el área necesaria para la sedimentación simple. La sedimentación en placas paralelas ha sido aplicada exitosamente en el tratamiento de agua químicamente coagulada; sin embargo la experiencia con aguas no coaguladas es limitada. Investigaciones desarrolladas en la estación de Cinara, en predios de la Empresas Municipales de Cali, no reportaron buenos resultados (Castilla et al., 1989).

7. SELECCION DE ALTERNATIVAS DE LA TECNOLOGIA FIME

La selección de tecnología para la potabilización del agua involucra un gran número de factores

Entre otros, se incluyen las condiciones socioeconómicas y culturales de la comunidad, la disponibilidad de recursos, materiales de construcción e insumos químicos, además del soporte institucional y características de la calidad del agua. El objetivo de la selección es en consecuencia, contribuir a la sostenibilidad de los sistemas a través de la realización de proyectos con cobertura adecuada, que suministren agua apta para consumo humano, con criterios de continuidad, cantidad y calidad a un costo manejable por los usuarios.

En este capítulo se presenta una aproximación o guía de selección de las variantes de la tecnología FIME como alternativa de tratamiento de agua. En primera instancia se presentan indicadores del riesgo sanitario, posteriormente y con base en el seguimiento de proyectos a escala piloto y real, se presentan las eficiencias obtenidas con diferentes alternativas de tratamiento FIME, para las cuales se realiza un análisis de costos, según fue tratado en el capítulo 6, se realizan las recomendaciones para su selección.

Para conformar la guía de selección, se revisó el modelo desarrollado por la Universidad de Oklahoma y publicado por Reid (1982), el cual se fundamenta en 4 bloques de información: factores técnico-sociales, fuentes de abastecimiento, calidad de agua cruda e información demográfica. Otro concepto presentado en la literatura, toma como base, factores técnicos, socioeconómicos, ambientales, capacidad de gestión, operación y mantenimiento (Hofkes y Visscher, 1990).

En el modelo presentado en este capítulo solo se comparan entre si las diferentes alternativas de FIME, excluyéndose varios de los factores mencionados anteriormente, pues en la práctica las diferencias entre las variantes de FIME no son muy grandes en su impacto ambiental, ni en su nivel de complejidad en términos de operación y mantenimiento. La información demográfica tampoco representa un factor de gran peso, pues las economías de escala para las diferentes alternativas, presentan valores semejantes. Así, la guía de selección considera tres bloques principales: el riesgo sanitario de la fuente, la eficiencia del tratamiento y los costos de inversión, administración, operación y mantenimiento.

En el esquema que se presenta, no se compara FIME con otras alternativas de tratamiento como por ejemplo, la filtración rápida de agua químicamente coagulada, pues este tipo de sistema no guarda armonía con la capacidad de gestión, operación y mantenimiento de la gran mayoría de los núcleos rurales de cabeceras municipales pequeñas o medianas, que en muchas circunstancias no pueden garantizar la disponibilidad de productos químicos o de energía, necesarios para el funcionamiento del sistema. Adicionalmente, la tecnología FIME tiene buena aceptación por parte de las comunidades pues su administración, operación y mantenimiento son comparativamente más simples que las requeridas por otros sistemas de tratamiento de agua para consumo humano.

Las opciones de FIME revisadas en este capítulo, involucran como mínimo FGD_i + FLA; además se incluyen alternativas de tratamiento que involucran las combinaciones de Filtros Gruesos Ascendentes

7.1 RANGOS DE CLASIFICACION DE CALIDAD DE AGUA EN FUENTES SUPERFICIALES

En este ítem se presenta una propuesta para la clasificación de la calidad del agua de fuentes superficiales, utilizadas en el abastecimiento de agua para consumo humano. La propuesta se basa en los siguientes tres aspectos :

- Al tratar el agua de una fuente superficial, el efluente del sistema de tratamiento debe cumplir con las guías de calidad de agua para consumo humano propuestas por WHO (1996).
- La calidad del agua para consumo humano se determina con base en tres parámetros básicos, según Lloyd y Helmer (1991) turbiedad, color real y coliformes fecales.
- La experiencia adquirida por Cinara en proyectos de investigación y desarrollo, tratando agua de fuentes superficiales, en Colombia, con diferentes niveles de calidad, le permite proponer criterios sobre la clasificación de la calidad del agua. Estos criterios podrán ser ajustados en la medida que se cuente con mayor información, ó donde las características de la zona de influencia sean distintas, se podría plantear su propia clasificación.

La experiencia de Cinara ha sido adquirida durante más de 7 años de seguimiento a 10 fuentes que abastecen igual número de plantas FIME. La propuesta de clasificación de las fuentes presentada aquí, es preliminar, pues la calidad del agua y su variabilidad está condicionada por variables no controladas dentro del alcance de este documento, v.g. características hidroclimatológicas, aspectos geomorfológicos y uso y tenencia de la tierra en las microcuencas, entre otros. De otro lado, la eficiencia de remoción de la tecnología FIME, depende de la temperatura del agua, dada la naturaleza biológica de algunos de los procesos involucrados.

Aquellas localidades con bajas temperaturas están expuestas a menores eficiencias que las aquí reportadas, requiriéndose por consiguiente, la capacidad crítica del lector para asumir adecuadamente los criterios de selección y/o diseño para un sistema FIME en particular. En regiones con baja o ninguna experiencia en la utilización de la tecnología y/o alta incertidumbre en la calidad y cantidad del agua en las fuentes, se recomienda iniciar su proceso de aprendizaje y familiarización con la tecnología, a través de un programa de investigación y desarrollo, donde se validen o adapten los criterios presentados para lo cual las universidades locales y los institutos de investigación y otros agentes del desarrollo, pueden jugar un papel importante.

En los párrafos siguientes se justifican y proponen, específicamente, los rangos de clasificación de la calidad del agua.

7.1.1 Turbiedad

La turbiedad es un parámetro de vital importancia pues afecta tanto la aceptabilidad del agua a consumir, como la selección y eficiencia de los procesos de tratamiento, particularmente la eficiencia de la desinfección con cloro (aumenta su demanda y protege los microorganismos) y estimula el crecimiento bacterial.

La desinfección es de incuestionable importancia en el suministro de agua segura para consumo humano. La destrucción de microorganismos patógenos es esencial y comúnmente involucra el uso de agentes químicos, tales como el cloro. El uso de desinfectantes químicos usualmente resulta en la formación de subproductos, algunos de los cuales son potencialmente peligrosos, sin embargo los riesgos para la salud generados por tales subproductos son extremadamente pequeños en comparación con aquellos asociados con una inadecuada desinfección WHO (1996). Es importante que la desinfección no esté comprometida con compuestos que impliquen control de subproductos.

En todos los procesos en los cuales se incluya la desinfección, la turbiedad siempre debe ser baja, preferiblemente < 1 UNT. Se recomienda que la turbiedad en el agua a ser desinfectada sea consistentemente < 5 UNT e idealmente posea un valor medio < 1 UNT (WHO, 1996).

Tomando en cuenta las eficiencias de turbiedad y su remoción en las diferentes alternativas FiME, se presentan tres rangos para la clasificación de la turbiedad :

- Rango bajo, con turbiedad promedia < 10 UNT, asociado con cuencas poco intervenidas, sin trazas de erosión y sin terrenos de uso agrícola que drenen directamente en la fuente.
- Rango intermedio, fuentes con turbiedades predominantes entre 10 y 20 UNT, con buenas posibilidades de tratamiento.
- Rango alto, turbiedad promedia entre 20 y 70 UNT, promedios superiores a este nivel requieren una investigación más profunda, particularmente en tamaño y distribución de partículas, que pueden tener un gran impacto sobre la eficiencia de FiME.

En general el uso de turbiedades promedias como se maneja en casi toda la literatura, no caracteriza el agua de manera suficiente, pues los promedios pueden ser el resultado de una serie de picos o de niveles relativamente constantes. En la práctica, el diseño debe garantizar que valores de turbiedad superiores al rango normal de variación (picos), sean controlados con el uso de FGD_i y con actividades de operación y mantenimiento adecuadas, que eviten la reducción en la eficiencia del tratamiento y en la duración de las carreras de filtración. Estas actividades pueden incluir el cierre total o parcial del suministro de agua a la planta. Además, con base en la disponibilidad de agua en la fuente y en su calidad, se debe estudiar la conveniencia de incluir otras etapas de tratamiento, como cribas, reservorios o desarenadores, previas a las opciones de FiME aquí presentadas.

7.1.2 Coliformes Fecales

Como se indicó en el Capítulo 2, los riesgos presentes para consumo humano asociados con la contaminación microbiológica, son tan importantes, que su control debe ser siempre una prioridad. En este sentido, para obtener una desinfección confiable en sistemas de abastecimiento de agua para pequeñas comunidades, WHO (1996) establece que el valor promedio de coliformes fecales debe ser < 3 y máximo < 25 UFC/100 ml. Después de la desinfección el valor de coliformes fecales debe ser 0 UFC/100 ml.

Considerando las experiencias adquiridas en los proyectos de investigación y desarrollo en Colombia, tratando aguas superficiales con la tecnología FIME, la siguiente clasificación de la calidad del agua es propuesta :

- Rango bajo, niveles de coliformes fecales menores a 500 UFC/100 ml los cuales parecen corresponder a una cuenca muy poco intervenida y con actividades humanas o de pastoreo.
- Rango intermedio, entre 500 y 10000 UFC/100 ml, que según la inspección sanitaria parece estar relacionado con cuencas donde existen zonas de defecación a campo abierto; donde se genera arrastre de excretas directamente a la fuente durante el período de lluvias. En este rango no se considera ni el vertimiento de aguas residuales a la fuente, ni la presencia de zonas con pastoreo intenso, ni sitios de recreación masiva.
- Rango alto, se considera entre 10000 y 20000 UFC/100 ml, que corresponde a cuencas con alta intervención humana y descargas directas de agua residual doméstica.

7.1.3 Color Real

El agua para consumo humano debería ser incolora. El color en aguas para bebida podría ser debido a la presencia de materia orgánica coloreada, v.g. sustancias húmicas, metales como hierro y manganeso o desechos industriales altamente coloreados. El color verdadero es una medida indirecta de ácidos fúlvicos y húmicos, los que en muchas circunstancias se constituyen en el material orgánico más abundante en aguas superficiales (Ellis, 1985; Spencer y Collins, 1991). Dado que el cloro reacciona con la materia orgánica para formar subproductos de la desinfección potencialmente peligrosos, se discuten los efectos adversos sobre la salud humana. Sin embargo, la evidencia científica actual es inadecuada para concluir que la cloración del agua representa un riesgo significativo para los humanos (ILSI, 1993).

Incertidumbre sobre la evidencia toxicológica disponible, limita diagnosticar los riesgos en la salud humana asociados con cloro, cloraminas, dióxido de cloro y desinfección con ozono. La evidencia epidemiológica sobre los incrementos en los riesgos de cáncer por agua clorada para consumo humano, es equivocada (Craun, 1993).

En consecuencia, no hay duda que la prioridad de tratamiento por desinfección lo sigue

constituyendo la remoción del riesgo microbiológico, no obstante la presencia de color verdadero en aguas para consumo humano, con valores superiores a 15 UPC (WHO 1996).

Establecer límites para color es complicado, pues su remoción varía grandemente y depende de la forma en la cual se encuentre, por lo cual no se pueden generalizar las eficiencias encontradas y discutidas en el Capítulo 5. El seguimiento y evaluación de proyectos a escala piloto y real con diferentes niveles de riesgo permiten suponer los siguientes rangos de calidad:

- Rango bajo, nivel de color en la fuente < 20 UPC
- Rango medio, nivel de color < 30 UPC
- Rango alto, nivel de color entre 30 y 40 UPC. Sin embargo, si la calidad de la fuente presenta niveles superiores a 40 UPC o entre 20 y 40 UPC pero con turbiedad <10 UNT es conveniente efectuar estudios de tratabilidad a escala piloto, para establecer la viabilidad de tratamiento con FIME.

La tabla 7.1 presenta de manera resumida la clasificación propuesta para la calidad del agua de fuentes superficiales, considerando los tres parámetros básicos discutidos. Estos rangos están asociados con las características del agua cruda en tres tipos de fuentes superficiales: riesgo bajo, con fuentes de ladera bien protegidas; riesgo intermedio, en fuentes con alta intervención humana y con moderados niveles de sólidos, turbiedad, color y riesgo alto, con características como los ríos de valle que reciben vertimientos de aguas residuales y aguas de escorrentía superficial de zonas agroindustriales.

Tabla 7.1 Resumen de rangos de calidad de agua en fuentes superficiales para orientar la selección de opciones de FIME

RANGO	NIVEL PROMEDIO
Bajo	Turbiedad < 10 UNT Coliformes Fecales < 500 UFC/100 ml Color Real < 20 UPC
Intermedio	Turbiedad 10 - 20 UNT Coliformes Fecales 500 - 10000 UFC/100 ml Color Real 20 - 30 UPC
Alto	Turbiedad 20 - 70 UNT Coliformes Fecales 10000 - 20000 UFC/100 ml Color Real 30 - 40 UPC

7.2 CONSIDERACIONES SOBRE LA EFICIENCIA DE LOS SISTEMAS FiME

Los resultados obtenidos en la remoción de riesgo microbiológico por la tecnología FiME, muestran eficiencias globales entre 5.0 y 6.0 unidades log. Este hecho refleja el alto potencial de esta tecnología para tratar problemas de contaminación fecal en fuentes superficiales y por consiguiente, remover riesgo agudo. Con base en estos logros se han propuesto rangos de calidad microbiológica para las fuentes superficiales (tabla 7.1), a partir de los cuales se puede obtener un efluente tratado con bajo nivel de contaminación antes de la desinfección.

En la medida que los niveles de contaminación se incrementan, las barreras de tratamiento se robustecen. El tratamiento mínimo para aguas superficiales de rango bajo que requiere más que una simple desinfección, corresponde a la combinación de FGDi + FLA. Con un nivel de contaminación bacteriológica más alto, la eficiencia de la tecnología y particularmente de los filtros gruesos, parece incrementarse, produciendo niveles efluentes de coliformes fecales adecuados para una desinfección segura.

Para el caso de turbiedad, la eficiencia de remoción no tiene el mismo comportamiento. Un incremento en la turbiedad implica la necesidad de un filtro de grava más robusto, que puede ser obtenido utilizando una velocidad de filtración más baja o un tiempo de retención más alto, requiriéndose lechos de grava más profundos o mayor número de barreras. Bajo estas condiciones, la utilización de un FGAC o una alternativa de FGAS en combinación con FGDi y FLA es la propuesta para tratar aguas superficiales con rango intermedio. Para fuentes superficiales con rango alto, las alternativas de FGAS en dos o tres etapas necesitan ser consideradas, aunadas a FGDi + FLA.

7.3 CONSIDERACIONES CON BASE EN COSTOS

Los modelos de costos indicados en el Capítulo 6, claramente muestran que el sistema FiME con el costo más bajo, comprende FGDi + FLA, seguido por un sistema que, además de los anteriores incluye FGAC, y seguidamente FGAS2, en reemplazo del FGAC para contaminación más alta. La opción con mayor costo incluye FGDi + FGAS3 + FLA.

Sin embargo, es necesario tener en cuenta que diferentes combinaciones pueden alcanzar niveles similares de tratamiento. Por ejemplo, una fuente de agua superficial con un rango de calidad intermedio puede ser tratada con resultados similares, usando un FGAS3 con una velocidad de filtración de 0.6 m/h y un lecho total de grava de 3.6 m, o utilizando un FGAC con una velocidad de filtración de 0.3 m/h y un lecho filtrante de 1.2 m. En este caso, la diferencia entre las dos opciones de tratamiento se basa en el costo de los componentes, por lo cual un estimativo de las cantidades de obra requeridas serán una buena base para su comparación. En la tabla 7.2 se presentan los criterios de diseño y se comparan las cantidades de obra de los materiales relevantes, expresados como perímetro de muros, volumen de grava y sistema de drenaje. Como se puede observar, la alternativa FGAC requiere menor cantidad de obra en los ítems indicados como (1) y (2).

Tabla 7.2 Comparación de indicadores de construcción para las alternativas FGAC y FGAS3 que tratan una misma calidad de agua.

PARAMETRO	SISTEMA DE PRETRATAMIENTO	
	FGAC	FGAS3
Velocidad de Filtración (m/h)	0.3	0.6
Número de Etapas en serie	1	3
Area filtración total (m ²) (1)	3.4	5.0
Perimetro de muros (m) (1)	7.4	17.4
Volumen de gravas (m ³) (1)	5.0	6.0
Sistema de drenaje (2)	1	3

(1) Calculados para un caudal de 1 m³/h.

(2) El sistema de drenaje de FGAC es de menor longitud que FGAS3

7.4 RECOMENDACIONES SOBRE LA SELECCION DE FIME

Con base en las consideraciones anteriores y acorde con la experiencia de Cinara con fuentes superficiales de rango intermedio y alto, se ha establecido la siguiente guía para la selección de las alternativas de tratamiento de FIME (tabla 7.3), la cual se basa en los rangos seleccionados de los parámetros de calidad de agua, la eficiencia de las etapas de tratamiento y consideraciones de costos. Para cada alternativa se ha indicado la velocidad de filtración. Las especificaciones del material filtrante para cada sistema, están en armonía con los criterios de diseño indicados en los capítulos 5, 8, 9 y 10.




Es importante resaltar que esta guía es solamente una orientación para el lector, pues está basada sobre la experiencia de tratamiento con diferentes fuentes superficiales en el valle geográfico del río Cauca, en Colombia. Los procesos biológicos involucrados en la tecnología de tratamiento por FIME son importantes, pero no fáciles de predecir. Por lo tanto, bajo condiciones diferentes a las presentadas en este documento, no se pueden garantizar eficiencias similares. En consecuencia, al no existir experiencia con la tecnología en una región específica, se sugiere adoptar criterios de diseño conservativos, es decir, iguales o inferiores a los aquí recomendados, por lo menos en los primeros proyectos y hasta tanto la región, en cabeza de los profesionales diseñadores y autoridades del sector, incluyendo la comunidad, puedan analizar críticamente las experiencias iniciales. También se aconseja realizar estudios a nivel de planta piloto para evaluar la viabilidad de tratamiento y de funcionamiento del sistema FIME bajo condiciones locales.

Tabla 7.3 Modelo para la selección de un sistema de tratamiento de agua por filtración en múltiples etapas. FIME.
(Todas las opciones tienen $FGDi_{20}$ y $FLA_{0.15}$)

Turbiedad (UNT)				
	< 10	10-20	20-50	50-70 (*)
Color Real (UC)	< 20	20-30	30-40	30-40 (*)
Coliformes Fecales (UFC/100 ml)				
< 500	Sin FGA	FGAC _{0.6}	FGAC _{0.45}	FGAS _{3.03}
500 - 10000	FGAC _{0.6}	FGAC _{0.6}	FGAC _{0.45}	FGAS _{3.03}
10000 - 20000 (*)	FGAC _{0.45}	FGAC _{0.45}	FGAC _{0.45}	FGAS _{3.03}

(*) Para valores superiores a 70 UNT; 20000 UFC/100 ml o 40 UC, se recomienda realizar estudio en planta piloto. (El subíndice indica la velocidad de filtración recomendada en m/h)

Clasificación de fuentes según el rango de calidad :

	bajo
	medio
	alto

II. MEZCLADORES

En estas unidades se realiza la dispersión del coagulante en toda la masa de agua a tratar. Esta dispersión debe ser lo más homogénea posible, con el objeto de desestabilizar a todas las partículas presentes en el agua, y optimizar el proceso de coagulación que se lleva a cabo en esta unidad. La coagulación es el proceso más importante en una planta de filtración rápida; de este proceso depende la eficiencia de todo el sistema. No importa que los demás procesos sean sumamente eficientes; si la coagulación es mala, el tratamiento es malo.

La eficiencia de la coagulación depende de la dosificación y de la mezcla rápida. En la unidad de mezcla la aplicación del coagulante debe ser constante y debe distribuirse uniformemente en toda la sección de aplicación, en la cual debe existir una fuerte turbulencia para que la mezcla del coagulante y la masa de agua se dé en forma instantánea.

La mezcla rápida puede realizarse aprovechando la turbulencia provocada por dispositivos hidráulicos o mecánicos.

2.1 PARAMETROS GENERALES DE DISEÑO

- La intensidad de agitación, medida a través del gradiente de velocidad, puede variar de 500 a 2,000 s^{-1} según el tipo de unidad.
- El tiempo de retención puede variar de décimas de segundos a varios segundos, dependiendo del tipo de unidad.

2.2 UNIDADES HIDRAULICAS

Dentro de este tipo de mezcladores se pueden citar, entre los más utilizados por su simplicidad y eficiencia, los siguientes:

- Canales con cambio de pendiente
- Canaletas Parshall
- Vertederos rectangulares y triangulares
- Difusores
- Inyectores

En los tres primeros mezcladores, la turbulencia que ocasiona la mezcla es producida por la generación de un resalto hidráulico. Las unidades más ventajosas son la canaleta Parshall y los vertederos, porque además involucran la medición del caudal de ingreso.

En los difusores e inyectores se obtiene una eficiencia similar a la conseguida en las unidades de resalto hidráulico, pero con menores gradientes de velocidad. Esto se debe a que la homogenización en estas unidades se consigue más como consecuencia

de la gran cantidad de puntos de aplicación del coagulante, que de la agitación de la masa de agua.

La canaleta Parshall se adecúa para plantas de medianas a grandes ($Q \geq 500$ l/s). En plantas de medianas a pequeñas ($Q = 100-500$ l/s) se recomienda el vertedero rectangular o el canal con cambio de pendiente. En las plantas pequeñas exclusivamente ($Q \leq 50$ l/s), es posible utilizar el vertedero triangular como unidad de mezcla preferiblemente para caudales menores a 30 l/s.

2.2.1 Mezcladores de resalto hidráulico^{1/} (Figura 2.1)

Estas unidades se adecúan a aguas en que la mayor parte del tiempo se esté coagulando mediante mecanismo de adsorción. Los tipos usados más frecuentemente tienen la ventaja de servir tanto como unidades de medición de caudales como de unidades de mezcla rápida por lo cual son muy populares.

a) Parámetros de diseño

- Gradientes de velocidad entre 700 y 1,300 s⁻¹ y tiempos de retención menores de 1 segundo^{1/}.
- Números de Froude (F) variables entre 4.5 y 9.0 para conseguir un salto estable, con excepción de la canaleta Parshall que funciona mejor con números de Froude entre 2 y 3^{er}.

El coagulante debe aplicarse en el punto de mayor turbulencia, en forma constante y uniformemente distribuido en toda la masa de agua.

b) Criterios para su dimensionamiento

- Se asume que h_1 es igual a d_1 (Figura 2.2).
- Las alturas de agua antes (h_1) y después del resalto (h_2), deben satisfacer la ecuación:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8 F^2} - 1 \right] \quad (2.1)$$

donde:

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}} \quad (2.2)$$

y (V_1) es la velocidad en la sección de mezcla.

- Los tipos usados más frecuentemente, tienen la ventaja de servir como unidades de medición de caudal y como unidades de mezcla rápida

III. FLOCULADORES

En esta unidad se proporciona a la masa de agua una agitación lenta que debe promover el crecimiento de los flóculos y su conservación, hasta que salgan de ella. La energía que produce la agitación del agua puede ser de origen hidráulico o mecánico.

3.1 PARAMETROS Y RECOMENDACIONES GENERALES DE DISEÑO

Los gradientes de velocidad que optimizan el proceso normalmente varían entre 70 y 20 s^{-1} . En todo caso, el gradiente máximo dentro de la unidad no debe ser mayor que el que se da en las interconexiones entre el mezclador y esta unidad^{4/}.

- El gradiente de velocidad debe variar en forma uniformemente decreciente, desde que la masa de agua ingresa a la unidad hasta que sale^{2/}.
- El tiempo de retención puede variar de 10 a 30 minutos, dependiendo del tipo de unidad.
- Para que el periodo de retención real de la unidad coincida con el de diseño, la unidad debe tener el mayor número posible de compartimentos o divisiones^{3/}.
- El paso del mezclador al floculador debe ser instantáneo, evitándose los canales o interconexiones largas.
- El tiempo de retención y el gradiente de velocidad varían con la calidad del agua^{1/}. Por lo tanto, estos parámetros deben seleccionarse simulando el proceso en el laboratorio con una muestra del agua a tratar.
- Ver en el Manual II: Criterios de selección, el procedimiento de laboratorio para determinar los parámetros de floculación.

3.2 UNIDADES HIDRAULICAS

- Especialmente recomendable para aguas de calidad más o menos constante.
- Para lograr los gradientes de velocidad adecuados, la energía necesaria se mide a través de la carga hidráulica disipada o pérdida de carga.

- Funcionan indefinidamente sin riesgos de interrupción, debido a que sólo dependen de la energía hidráulica, por lo que son confiables en su operación.
- Por su bajo costo de construcción, operación y mantenimiento se les considera tecnología apropiada para países en desarrollo.

Entre las unidades de este tipo se pueden citar las de pantallas de flujo horizontal o vertical, de medios porosos, de tipo Alabama o Cox, y de mallas.

3.2.1 Floculadores de pantalla

A. Unidades de flujo horizontal

a. Parámetros y recomendaciones de diseño

- Recomendables para caudales menores de 100 l/s. Pueden proyectarse también para caudales mayores (1,000 l/s), siempre y cuando se disponga de un terreno económico y de área suficiente.
- En este tipo de unidades predomina el flujo de pistón, por lo que se consigue un buen ajuste del tiempo de retención.
- Se recomienda utilizar pantallas removibles de madera, plástico, asbesto-cemento (A.C.) u otro material de bajo costo disponible en el medio, y que no constituya un riesgo de contaminación. De esta manera, se le da mayor flexibilidad a la unidad y se reduce el área, disminuyendo por consiguiente los costos de construcción. Figura 3.2.
- Entre los materiales indicados para las pantallas, el que ofrece mayor confiabilidad es la madera. En este caso, se pueden disponer tabiques de madera machihembrada, tratada con un producto impermeabilizante. La unidad puede tener una profundidad de 1.50 a 2.00 m.
- Se pueden utilizar también pantallas de asbesto-cemento, siempre y cuando no se tengan aguas ácidas o agresivas. Las aguas recomendables para utilizar este tipo de solución deben tener las siguientes características:

I_a	\leq	10
CO_2	\leq	3.5 mg/l
Sulfatos	\leq	1,500 mg/l
pH	\geq	6

El índice de agresividad (I_a) = pH + log 10 (A x D), en donde (A) = alcalinidad total como CaCO₃ en mg/l y (D) = dureza como CaCO₃ en mg/l.

- Con pantallas de asbesto-cemento se recomienda diseñar unidades de 1.0 m de profundidad de agua, colocando las pantallas con la dimensión de 1.20 m en el sentido vertical. La Figura 3.3 muestra dos alternativas de sujeción para las placas. Deben tomarse en cuenta los tamaños fabricados localmente.
- Utilizando pantallas de asbesto-cemento onduladas, se consigue disminuir la diferencia de gradientes de velocidad entre los canales y las vueltas. En este caso, se considera un coeficiente de fricción (n) de 0.03 para calcular la pérdida de carga en los canales. Cuando se utilicen placas de A.C. planas o de madera, los coeficientes son 0.013 y 0.012, respectivamente.
- El coeficiente de pérdida de carga en las vueltas varía entre 1.5 y 2. Se recomienda usar 2.0 para incluir algunas pérdidas adicionales, debidas a turbulencia y fricción en el canal^{13/}.
- El espaciamiento entre el extremo de la pantalla y la pared del tanque, es decir, el paso de un canal a otro se deberá hacer igual a 1.5 veces el espaciamiento entre pantallas.
- El ancho de la unidad debe ser por lo menos igual a tres veces el ancho de una pantalla ondulada, más el espaciamiento entre el extremo de las pantallas y la pared del tanque en el último tramo. En todo caso las pantallas deben cruzarse como mínimo en 1/3 del ancho de la unidad.
- Las pantallas planas de A.C. tienen 1.22 x 2.44 m, las onduladas 0.85 x 2.44 m. Considerando un traslape de una onda, el ancho útil de las láminas onduladas es de 0.825 m.

B. Unidades de flujo vertical

a. Parámetros y recomendaciones de diseño

- Solución recomendable para plantas de más de 100 l/s.
- Se proyectan para profundidades de 3 a 4 m, por lo que ocupan un área menor que las unidades de flujo horizontal.
- Los tabiques pueden ser de madera o de asbesto-cemento. Ver Figura 3.4.
- Las restricciones para el uso de pantallas de A.C. son las mismas indicadas con anterioridad. Con este tipo de tabiques se recomienda utilizar una altura máxima de agua de 2.0 a 3.0 m. Preferiblemente 0.20 m menor que la altura de paso (orificio de comunicación entre dos canales verticales), más la longitud mayor de una pantalla: 2.44 m. Pueden proyectarse para alturas mayores, traslapando pantallas y empernándolas. Se debe tener especial cuidado durante el llenado de este tipo de unidades para evitar roturas de pantallas.
- La sección de cada paso se calculará para una velocidad igual a los 2/3 de la velocidad en los canales.
- El gradiente de velocidad en el canal no deberá ser menor de 20 s^{-1} . En plantas grandes, se pueden colocar en los orificios de paso, mallas diseñadas con el gradiente de velocidad apropiado.
- Para evitar la acumulación de lodos en el fondo y facilitar el vaciado del tanque, se dejará en la base de cada tabique que llega hasta el fondo, una abertura equivalente al 5% del área horizontal de cada compartimento.

- Estructuralmente, es más confiable el uso de tabiques de madera machihembrada de 1.5" a 2.0", pudiendo adoptarse en este caso alturas de agua de 4 a 5 m. Con este tipo de solución se reduce apreciablemente el área de la unidad, lo cual es especialmente ventajoso en plantas grandes.
- Al igual que en las unidades de flujo horizontal, debe tenerse especial cuidado en la adopción del ancho de la unidad para que en el diseño de los tramos con bajos gradientes de velocidad las pantallas se entrecrucen por lo menos en 1/3 de su longitud, evitándose la formación de espacios muertos y cortocircuitos.

b. Criterios para el dimensionamiento

- La selección del número aproximado (m) de compartimentos por tramo o canales de gradiente constante, se puede determinar utilizando el criterio de Richter^{5/}.

$$m = 0.045 \sqrt[3]{\left[\frac{b \cdot L \cdot G}{Q}\right]^2} \cdot t \quad [3-4]$$

b = ancho del tramo o canal
L = longitud del tramo
t = tiempo de retención del tramo

- La pérdida de carga en las vueltas (h_2) se calcula mediante la expresión:

$$h_2 = (m + 1) \frac{V_1^2 + mV_2^2}{2g} \quad [3-5]$$

V_1 = velocidad en los canales
 V_2 = velocidad en los pasajes u orificios de paso de un compartimiento a otro

- La velocidad en los pasajes (V_2):

$$V_2 = 2/3 V_1 \quad [3-6]$$

- El gradiente de velocidad en los canales (G_1) se comprueba mediante la expresión:

$$G_1 = n \sqrt{\frac{Y}{\mu}} R_H^{-0.7} V_1^{1.5} \quad [3-7]$$

n = coeficiente de la fórmula de Manning
 R_H = radio hidráulico del canal

En el Cuadro 3.2 se presenta un ejemplo de aplicación de estos criterios a un floculador de seis compartimentos, para un caudal de 250 l/s. Las pantallas utilizadas son de madera de 1.5" de espesor.

c. Ventajas y desventajas de las unidades de pantallas

Se pueden señalar las siguientes ventajas:

- De acuerdo con evaluaciones realizadas en varias plantas de América Latina durante este programa, los cortocircuitos y espacios muertos que se producen son mínimos, de tal modo que el tiempo de retención teórico es similar al tiempo real obtenido en la unidad.
- Carecen de elementos móviles o mecánicos, de tal modo que la operación y el mantenimiento son muy simples y poco costosos, reduciéndose básicamente a la limpieza de las unidades.
- Son muy confiables; garantizan un funcionamiento continuo.
- Se economiza energía eléctrica.
- Se autorregulan al producirse variaciones de caudal, manteniéndose el número de Camp (N_c) más o menos constante^{5/}.
- Seleccionándose apropiadamente el rango de gradiente de velocidad, se puede explotar esta propiedad en el diseño de plantas en las que se pueden esperar pequeñas variaciones diarias de caudal, teniendo en cuenta que variaciones de caudal del 50% producen variaciones de gradientes de velocidad de aproximadamente 20%^{5/}.

Entre las desventajas se pueden indicar:

- La pérdida de carga es mayor en las vueltas de 180° que en los canales, variando el gradiente de velocidad en forma similar. Esta desventaja se atenúa con las pantallas onduladas.
- Produce pérdidas de carga más o menos altas.
- Es común escuchar a los operadores argumentar que la limpieza de estas unidades es difícil, pero esto sucede cuando no se han previsto en el diseño las facilidades para esta operación, colocando aberturas en la base de las pantallas (unidades de flujo vertical) y compuertas o válvulas de fondo convenientemente ubicadas para desaguar la unidad.

3.3. UNIDADES MECÁNICAS

En estas unidades el flujo de agua se hace circular por tanques provistos de agitadores accionados mediante energía eléctrica y convenientemente compartimentalizados para evitar la formación de espacios muertos y cortocircuitos.

Estas unidades pueden variar dependiendo de la posición del eje y del tipo de agitador utilizado. En el primer caso, se tienen unidades horizontales y verticales, y en el segundo flocladores de paletas y de turbinas.

3.3.1 Flocladores de paletas

Constituyen el tipo de unidad más utilizado. Pueden ser de eje vertical u horizontal, con paletas paralelas o perpendiculares al eje.

El tipo más ventajoso es el de eje vertical, porque evita el uso de cadenas de transmisión y de pozos secos para los motores¹³.

Demandan una operación cuidadosa y un mantenimiento constante, por lo que no deben diseñarse para localidades en donde se carezca de los recursos necesarios para este fin.

A. Parámetros y recomendaciones de diseño

- El gradiente de velocidad no es afectado por el número de paletas que ocupan una misma posición con respecto al eje. La única ventaja de tener un número grande de paletas es que se consigue una mejor homogenización. El efecto es similar al de un floculador hidráulico con un número muy grande de canales^{13/}.
- El tiempo de retención recomendado para este tipo de unidades varía de 30 a 40 min, para compensar la tendencia a la formación de espacios muertos.
- El número de compartimentos o cámaras en serie debe ser igual o preferentemente superior a tres.
- La altura de las cámaras de 3 a 4 m.
- Los gradientes de velocidad, variables entre 75 s⁻¹ y 10 s⁻¹, o más comúnmente entre 65 s⁻¹ y 25 s⁻¹.
- El área de las paletas debe ser de aproximadamente el 20% del área del plano de rotación de las paletas.
- La velocidad en el extremo de las paletas o velocidad tangencial, debe ser menor de 1.20 m/s en la primera cámara y menor de 0.60 m/s en la última.
- La relación óptima largo/ancho de las paletas de 18 a 20.
- El grado de sumergencia de las paletas de 0.15 a 0.20 m.
- Cada agitador debe tener de 2 a 4 brazos de paletas para producir una mezcla homogénea.

B. Criterios de dimensionamiento

- El gradiente de velocidad para agitadores con paletas paralelas al eje se comprueba mediante la siguiente expresión:

$$G = 158 \sqrt{\frac{C_d n^3 b l (r_1^3 + r_2^3 + r_n^3 \dots)}{\mu V}} \quad [3-20]$$

donde:

C_d = coeficiente de arrastre de Newton; depende de la relación largo/ancho (ℓ/b) de las paletas. Se recomiendan valores de (ℓ/b) de 18 a 20, a los cuales corresponden valores de (C_d) de 1.4 a 1.52. Ver Tabla 3.2.

- r = radio giro de las paletas (m)
- V = volumen de la cámara (m³)
- n = velocidad de rotación de las paletas (rpm)
- μ = coeficiente de viscosidad (kg . s/m²)

Tabla 3.2
VALORES DE COEFICIENTE DE ARRASTRE DEPENDIENDO DE
LA RELACION DE l/b

l/b	1	2	4	5	10	18	20	∞
C _d	1.10	1.15	1.19	1.20	1.29	1.40	1.52	2.01

- Para el caso de paletas perpendiculares al eje, la expresión es la siguiente:

$$G = 79 \sqrt{\frac{C_d n^3 b (l_1^4 + l_2^4 + \dots)}{\mu V}} \quad [3-21]$$

- La velocidad en el extremo de la paleta o velocidad tangencial, se comprueba mediante la expresión:

$$V_T = 2 \pi n r \quad [3-22]$$

donde:

r = radio de la paleta extrema

En el Cuadro 3.9 se presenta una aplicación de los criterios indicados para el cálculo de un floculador de eje vertical y paletas paralelas al eje.

IV. DECANTADORES

4.1 PARAMETROS GENERALES DE DISEÑO

El parámetro de diseño más importante en las unidades de decantación es la velocidad de sedimentación de los flóculos, la cual depende fundamentalmente de las características del agua cruda y de la eficiencia del pretratamiento. Es por esta razón que la velocidad de diseño debe determinarse experimentalmente para cada caso. Ver metodología para su determinación en el Manual II - Criterios de Selección, ítem 2.3.0.

4.2 DECANTADORES RECTANGULARES DE FLUJO HORIZONTAL O DE TIPO CONVENCIONAL

4.2.1 Parámetros y recomendaciones de diseño

A. Zona de decantación

- El período de retención se relaciona con la tasa de decantación. Ver Cuadro 4.1.

Cuadro 4.1
PERIODOS DE RETENCION EN FUNCION DE LA TASA DE DECANTACION

Tasa de decantación (m ³ /m ² /d)	Periodo de retención (h)
20 - 30	3.0 - 4.0
30 - 40	2.5 - 3.5
35 - 45	2.0 - 3.0
40 - 60	1.5 - 2.5

- La profundidad útil del reactor (H) es función del periodo de retención y de la velocidad de arrastre de los flóculos.
- Son usuales una relación longitud/ancho de 2 a 5 y una relación longitud/altura de 6 a 20.
- La velocidad de escurrimiento deberá ser inferior a 0.75 cm/s, para no crear condiciones de arrastre del lodo depositado, lo que deberá comprobarse después de determinar (H) y (B). Algunos autores recomiendan que este valor sea inclusive inferior a 0.55 cm/s².

Zona de entrada

- El canal de distribución de agua floculada a los decantadores, debe diseñarse como un múltiple de distribución para asegurar una distribución equitativa del caudal a todas las unidades.
- De acuerdo a evaluaciones realizadas, la zona de entrada que reduce la incidencia de espacios muertos, cortocircuitos y flujo mezclado, está compuesta de un vertedero a todo lo ancho de la unidad, seguido de una cortina difusora. Figura 4.1(c).
- La cortina perforada tiene la función de distribuir uniformemente las líneas de flujo, por lo cual debe diseñarse el máximo de orificios que la estructura permita. El gradiente de velocidad en los orificios deberá estar comprendido entre 15 y 20 s^{-1} , o en todo caso, deberá ser menor que el del último tramo del floculador. No se colocarán orificios en el primer quinto de altura de la cortina, para evitar cortocircuitos entre los vertederos de entrada y salida, como tampoco en el quinto inferior de su altura, a fin de evitar el arrastre de lodos.
- Otros tipos de estructuras de entrada como los mostrados en las Figuras 4.1(a) y 4.1(b), ocasionan problemas de cortocircuitos y espacios muertos reduciendo la eficiencia de la unidad.
- Se recomienda colocar un aliviadero ya sea en el canal de entrada a cada unidad o en el canal de distribución.

Zona de salida

- La recolección del agua decantada puede hacerse a través de un vertedero en el extremo final del decantador (en unidades pequeñas) y mediante canaletas transversales o longitudinales, como también mediante tuberías perforadas, etc. En el caso de canaletas o tuberías, éstas se dispondrán en el 25% final de la longitud del decantador. Figura 4.2.
- Cualquiera sea el sistema utilizado, el caudal por metro lineal de recolección debe ser igual o inferior a 3 l/s.
- Se recomienda que la separación entre canaletas o tubos perforados, sea del orden de 0.25 a 0.60 m de la altura útil (H) del decantador.

D. Zona de lodos

- La remoción de los lodos puede hacerse en forma continua o periódica, dependiendo del tamaño de la planta, así como de la concentración de turbiedad y materia orgánica en el agua cruda.
- Cuando la limpieza del decantador sea periódica, el fondo de la unidad debe tener una pendiente del orden del 4% para facilitar la remoción de los lodos, o disponer una tolva con una inclinación de 45° a 60°. Figura 4.3.
- El 80% del volumen de lodos se deposita en el primer tercio de la unidad, por lo que en decantadores pequeños se recomienda ubicar la descarga junto a la entrada.
- La remoción continua se recomienda para aguas que presentan elevada turbidez durante períodos largos y/o elevada cantidad de materia orgánica^{14/}.
- En cada caso se recomienda efectuar experimentalmente la determinación del volumen máximo de lodos que se va a producir. Ver procedimiento en el Manual II - Criterios de Selección, ítem 2.3.0, Parámetros de decantación.

Sifones intermitentes

- Es un sistema de extracción semicontinuo de lodos, recomendado para situaciones en que no se pueda paralizar la planta en forma prolongada. Estos sistemas pueden ser de patente comercial como el de la CLARIVAC, o también pueden ser fabricados localmente bajo diseño^{8/}.
- Recomendaciones de diseño para sifones hidráulicos de descarga intermitente^{8/}.
- Los sifones empleados hasta el momento son de 4", 5" y 6" de diámetro para trabajar con velocidades de 1.10 a 2.0 m/s, fabricados en PVC o fierro forjado.
- Con sifones de 4" y 6" de diámetro, es preferible el uso de eyectores largos de 1.50 a 2.0 m, que producen velocidades de 0.40 y 0.43 m/s, respectivamente. El caudal del eyector no varía mucho con la carga, pero sí su eficiencia.
- El caudal dado por el eyector depende de la longitud de éste, o sea de la diferencia entre el nivel del decantador y el extremo inferior del eyector. Figura 4.4.

4.3 DECANTADORES LAMINARES O DE ALTA TASA

Mediante la colocación de placas paralelas o módulos de diferentes tipos en la zona de sedimentación, se obtiene en estas unidades una gran superficie de deposición para los lodos, lográndose disminuir apreciablemente el área superficial de los tanques.

La diferencia básica entre los decantadores laminares o de alta tasa y los decantadores convencionales, reside en que los primeros trabajan -como su nombre lo indica- con flujo laminar ($Nr < 500$) y los últimos con flujo turbulento (Nr entre 10,000 y 250,000). Esta diferencia teórica fundamental debe reflejarse en la forma como se diseñan unos y otros^{7/}.

4.3.1 Parámetros y recomendaciones generales de diseño

- Las cargas superficiales utilizadas en América Latina varían entre 120 y 185 $m^3/m^2/d$, con eficiencias de remoción por encima del 90%^{8/}. Podrán utilizarse cargas mayores en aquellos casos en que se demuestre su factibilidad, ya sea mediante experiencias piloto o a través de pruebas de laboratorio (Manual II - Criterios de Selección).
- De acuerdo a investigaciones realizadas en prototipos, se pueden diseñar las unidades con (Nr) de hasta 500, sin que se obtengan disminuciones apreciables en la eficiencia obtenida^{9/}.
- En los decantadores laminares, el número de Reynolds (Nr) es una consecuencia de la geometría de los elementos tubulares y de la velocidad del flujo en el interior de éstos, y no una condición del proyecto^{9/}. De acuerdo con este criterio - que se va corroborando con la experiencia práctica indicada en el ítem anterior - no es necesaria la obtención de un flujo laminar puro para mejorar la eficiencia del proceso.
- Al utilizarse el número de Reynolds (Nr) en el límite máximo del rango laminar, se consigue ampliar la separación de las placas o la sección de los módulos, lo cual se refleja en una gran economía, al disminuir el número de placas o módulos empleados en la construcción de la unidad.
- La velocidad longitudinal media (V_o) en los elementos tubulares es comúnmente adoptada entre 10 a 25 cm/min.
- Dada la gran cantidad de módulos que se precisan, el material de los mismos debe ser de bajo costo unitario y resistente a la permanencia bajo el agua. Los materiales que se han utilizado con éxito hasta ahora son el asbesto-cemento, el plástico y la madera.

- Por su disponibilidad en los países, bajo costo y resistencia a la corrosión, el asbesto-cemento es el material más utilizado, en su dimensión de 1.20 m de alto por 2.40 m de largo.
- Inicialmente se utilizaron láminas de 10 mm de espesor, pero actualmente se emplean las de 6 y 8 mm, siempre y cuando hayan sido fabricadas con fibras largas de asbesto. Las restricciones de calidad de agua para su uso son las mismas que se dieron en el capítulo anterior.
- También se pueden utilizar módulos de tela de plástico, tensada en bastidores de madera asegurados con pernos. Las láminas de plástico pueden colocarse a lo ancho o a lo largo del decantador, dependiendo de si el flujo es ascendente u horizontal. Al elegir el plástico, debe consultarse con el fabricante su resistencia a la exposición directa a los rayos solares.

4.3.2 Unidades de flujo ascendente

- En un decantador laminar de flujo ascendente, lo más importante es conseguir una distribución uniforme del agua floculada en toda el área de placas, y una recolección también uniforme del efluente encima de las placas, a fin de obtener que la repartición del flujo sea lo más pareja posible en toda la superficie de decantación.

A. Parámetros y recomendaciones específicas

Zona de entrada

- La forma de ingreso de la totalidad del caudal por debajo de las placas, dependiendo de la velocidad del agua, determina la manera como el flujo se distribuirá entre las celdas. Investigaciones efectuadas^{8/}, indicaron que se producen grandes irregularidades en la distribución del flujo entre las placas con este tipo de entrada. (Figura 4.11[a]). Se encontró que el flujo era ascendente al final y descendente en la parte inicial, debido a la succión creada por la velocidad inicial del flujo, existiendo en la parte media una apreciable zona muerta.
- Este diseño de la zona de entrada sólo es recomendable para decantadores muy cortos, ya que la velocidad en el fondo es función de la longitud y, entre mayor sea ésta, mayor es la velocidad de transporte del agua.
- Lo más recomendable es diseñar estructuras de repartición de flujo, consistentes en conductos longitudinales que vayan por debajo de las placas, provistos de orificios circulares o cuadrados. Figura 4.11(a).

- El gradiente de velocidad en los conductos no debe ser inferior a 10 s^{-1} para evitar depósitos, ni mayor de 20 s^{-1} para evitar la posible ruptura del flóculo. Esta velocidad debe mantenerse constante, disminuyendo la sección del ducto a medida que se va descargando el agua a través de los orificios. Figura 4.11 (b).
- El gradiente de velocidad en la compuerta de ingreso al conducto y en los orificios de distribución, debe encontrarse entre 20 y 15 s^{-1} o, en todo caso, ser menor que el del último tramo del floculador.

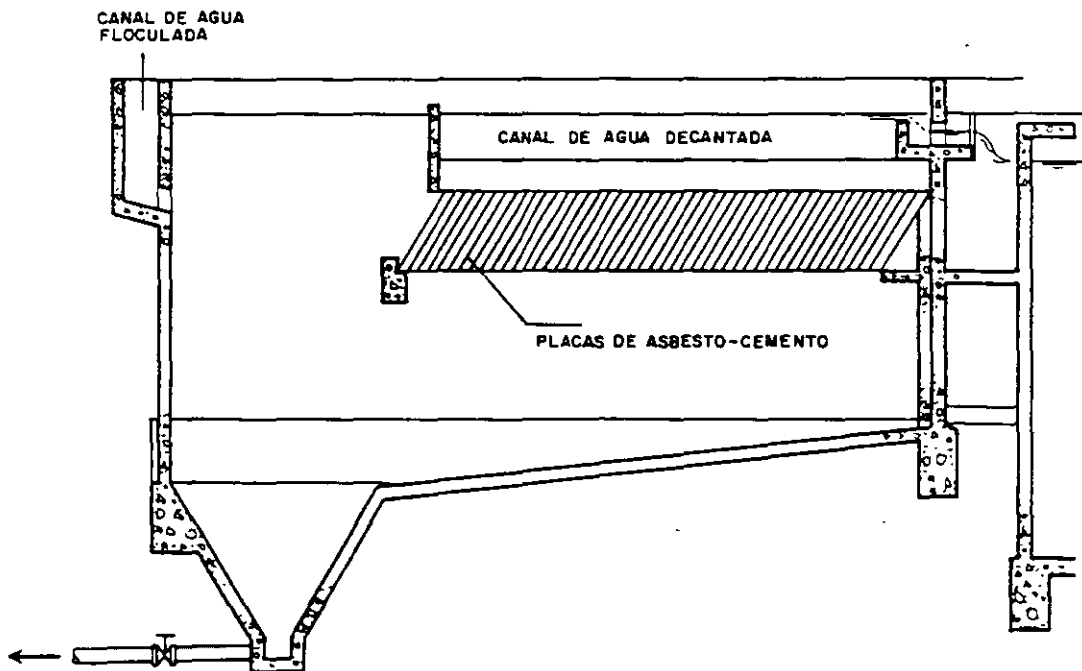


Figura 4.11(a)
DECANTADOR LAMINAR DE LA 1RA. GENERACION^{14/}

V. FILTROS

Los filtros son las unidades más complejas de una planta de tratamiento de agua. Su correcta concepción depende de la interrelación entre las características de la suspensión afluente y las características del medio filtrante, para que predominen los mecanismos de filtración apropiados que darán como resultado la máxima eficiencia posible mediante la aplicación de este proceso. El trabajo experimental mediante un filtro piloto es la forma más segura de seleccionar las características de la unidad y los parámetros de diseño para una suspensión determinada.

El segundo punto en importancia para optimizar el diseño del filtro es un buen conocimiento de la hidráulica de la unidad. Las evaluaciones efectuadas de estas unidades en toda América Latina, indican que los proyectistas están diseñándolas sin reunir ninguna de las dos condiciones, por lo que estas unidades no están cumpliendo su objetivo.

En este documento se ha tratado de reunir todos los criterios necesarios para lograr un buen dimensionamiento de las unidades de filtración.

El cálculo de un filtro es largo y complicado, y ésta es otra de las razones por las que estas unidades no están siendo concebidas adecuadamente. Para contribuir a superar esta limitación, en el anexo de este documento, se ofrecen los programas de cálculo para agilizar el dimensionamiento de estas unidades.

5.1 Características generales de las unidades

Trataremos aquí las características más comunes a todas las unidades de filtración por gravedad.

5.1.1 Sistemas de lavado y limpieza

Di Bernardo^{1/} en el Cuadro 5.1 presenta los principales métodos de lavado y limpieza utilizados en los filtros.

5.1.1.1 Lavado con agua en sentido ascendente^{1/}

Durante mucho tiempo el empleo del lavado solamente con agua, fue el único método utilizado en la práctica. Normalmente, la cantidad de agua empleada en este caso es elevada, pues la expansión está comprendida entre 30 y 50%. Además, este método no es eficiente para mantener el medio filtrante limpio, resultando en una reducción de la carrera de filtración y en la producción de agua filtrada de calidad inferior, además de posibilitar la formación de bolas de lodo.

Cuadro 5.1
PRINCIPALES METODOS DE LAVADO Y LIMPIEZA DE LOS FILTROS^{1/}

	METODO DE LAVADO O LIMPIEZA	SISTEMA DE FILTRACION
A	Lavado con agua en sentido ascendente	Filtración rápida ascendente y descendente
B	Lavado con agua en contra corriente y lavado auxiliar superficial o subsuperficial	Filtración rápida descendente
C	Lavado con aire y agua en sentido ascendente	Filtración rápida ascendente y descendente
C1	Introducción de aire seguida del lavado con agua con velocidad ascendente baja	Filtración rápida descendente
C2	Introducción de aire seguida del lavado con agua con velocidad ascendente elevada	Filtración rápida ascendente y descendente
C3	Introducción de aire y agua simultáneamente con velocidad ascendente baja, seguida de lavado con agua con velocidad ascendente elevada	Filtración rápida descendente
D	Ejecución de descargas de fondo intermediaria y final antes del lavado con agua en contra corriente	Filtración rápida ascendente
E	Ejecución de descargas de fondo intermediarias y final	Prefiltración en grava y en arena, con flujo ascendente
F	Raspado de la superficie de arena	Filtración lenta en arena

Fijándose la expansión deseada, se puede determinar la velocidad ascendente utilizándose el método propuesto por Dharmarajah, presentado en el ítem 5.2.1. Una vez conocida la velocidad ascendente, es posible determinar la pérdida de carga en el sistema de drenaje, capa soporte y medio filtrante expandido.

♦ APLICACION DE AGUA PARA LAVADO^{1/}

El agua utilizada para lavado puede ser proveniente de: (i) tanque de almacenamiento elevado; (ii) bombeo directo; (iii) efluente de los demás filtros de la batería.

**Cuadro 5.8
TASAS USUALES DE FILTRACION EN FUNCION DEL
TIPO DE FILTRO^{1/}**

DISCRIMINACION		TASA DE FILTRACION (m ³ /m ² /día)
FILTRACION RAPIDA DESCENDENTE CON TASA CONSTANTE		
(a)	De agua decantada en medio filtrante único de arena con espesor inferior a 0.8 m	120 - 240
(b)	De agua coagulada o prefloculada en medio filtrante único con espesor superior a 1.0 m y uso de polímero como auxiliar (filtración directa)	180 - 600
(c)	De agua decantada en medio filtrante doble, con espesor total inferior a 0.8 m	180 - 360
(d)	De agua coagulada o prefloculada en medio filtrante doble, con espesor total superior a 0.8 m, con uso de polímero como auxiliar (filtración directa)	180 - 600
FILTRACION RAPIDA DESCENDENTE CON TASA DECLINANTE		
(a)	De agua decantada en medio filtrante único de arena con espesor inferior a 0.8 m.	150 - 299 (med) 240 - 300 (max)
(b)	De agua floculada o prefloculada en medio filtrante único con espesor superior a 1.0 m y uso de polímero como auxiliar (filtración directa)	240 - 360 (med) 360 - 600 (max)
(c)	De agua decantada en medio filtrante doble, con espesor total inferior a 0.8 m	240 - 360 (med) 360 - 600 (max)



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
V.- DESINFECCIÓN DEL AGUA EN EL MEDIO RURAL**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

DESINFECCIÓN DEL AGUA EN EL ÁREA RURAL

M. I. ARTURO GONZÁLEZ HERRERA
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGÍA DEL AGUA
e - mail argonzal@tlaloc.imta.mx

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	3
2. NECESIDADES DE LA DESINFECCIÓN	3
3. RIESGOS A LA SALUD POR SUBPRODUCTOS DE LA DESINFECCIÓN	4
4. NORMAS DE CALIDAD DEL AGUA PARA LOS SDD Y LOS DESINFECTANTES.	4
5. DESINFECCIÓN EN AMÉRICA LATINA Y EL CARIBE	6
5.1 ESTADO DE LA DESINFECCIÓN	6
5.2 CAUSAS DE LA FALTA DE DESINFECCIÓN	7
5.3 TECNOLOGÍAS DE DESINFECCIÓN ACTUALMENTE UTILIZADAS EN AMÉRICA LATINA Y EL CARIBE.	8
5.4 COSTOS DE LA DESINFECCIÓN EN LOS SISTEMAS COMUNITARIOS.....	9
5.5 DESINFECCIÓN A ESCALA DOMÉSTICA.....	9
5.6 SUBPRODUCTOS DE LA DESINFECCIÓN	10
5.7 PERSPECTIVAS	10
6. CARACTERÍSTICAS DESEABLE EN UN DESINFECTANTE DE AGUA	11
7. TIPOS DE DESINFECTANTES.....	11
7.1 OZONO.....	12
7.2 OXIDANTES GENERADOS <i>IN SITU</i>	12
7.3 YODO.....	13
7.4 PLATA	14
7.5 FOTODESINFECCIÓN.....	15
7.6 DESINFECCIÓN TÉRMICA.....	16
7.7 DESINFECCIÓN CON PRODUCTOS DE CLORO	16
8. EFECTIVIDAD DE LOS DIVERSOS DESINFECTANTES (C·T_{99%}).....	19
9. SELECCIÓN DE LOS SISTEMAS DE DESINFECCIÓN	23
10. DISPOSITIVOS PARA DOSIFICACIÓN DE DESINFECTANTES.....	31

10.1 GENERALIDADES	31
10.2 DISPOSITIVO DE DOSIFICACIÓN DE CLORO GASEOSO AL VACÍO	33
10.3 DOSIFICADOR DE GAS CLORO A PRESIÓN	35
10.4 BOMBA DE DIAFRAGMA PARA SOLUCIONES DE HIPOCLORITO.....	36
10.5 DISPOSITIVO TIPO VENTURI PARA SOLUCIÓN DE HIPOCLORITO.....	38
10.6 DOSIFICADORES POR EROSIÓN DE TABLETAS O PÍLDORAS.....	39
10.7 DOSIFICADORES DE CLORO POR DIFUSIÓN	41
10.8 HIPOCLORADOR POR GRAVEDAD	43
10.9 GENERADORES DE HIPOCLORITO DE SODIO <i>IN SITU</i>	45
10.10 EQUIPO MOGGOD	46
10.11 SISTEMAS DE OZONIZACIÓN	48
10.12 SISTEMA DE DESINFECCIÓN POR LUZ ULTRAVIOLETA.....	51
10.13 EQUIPO DE YODO	53
10.14 RADIACIÓN SOLAR.....	55
11. CLORACIÓN CON SOLUCIONES DE HIPOCLORITOS.....	57
11.1 PREPARACIÓN DE SOLUCIONES	57
11.2 APLICACIÓN DE CLORO EN LOTES O VOLÚMENES ESTÁTICOS DE AGUA	58
11.3 DOSIFICACIÓN EN CONTINUO.....	59
11.4 AFORO DE CAUDAL.....	59
11.5 DETERMINACIÓN DE LA DEMANDA DE CLORO	61
11.6 MEDICIÓN CUALITATIVA DE CLORO RESIDUAL.....	62
11.7 CÓMO PREPARAR EL AGUA DE CLORO PARA DESINFECCIÓN CASERA.....	62
12. BIBLIOGRAFÍA.....	64

1. Introducción

El propósito de la potabilización del agua es hacerla apta para uso y consumo humano, reduciendo los riesgos a la salud. Los contaminantes más importantes que es necesario remover, por el riesgo de enfermedades agudas que representan a la salud, son los microorganismos patógenos y elementos tóxicos como el arsénico o el mercurio, entre otros. Existen otras sustancias que se fijaron como parámetros de calidad por criterios estéticos y que también se deben remover, aunque sean menos dañinas a la salud, como sólidos suspendidos (turbiedad), fierro y manganeso. Para abastecimientos de pequeñas comunidades, otros parámetros contaminantes menos importantes son: la dureza, los sólidos disueltos totales y los sulfatos, entre otros. Estos contaminantes tendrían que reducirse a niveles aceptables limitándose el tratamiento por consideraciones económicas y técnicas (uso de reactivos químicos y equipos, capacidad técnica del operador e insumos energéticos).

Dentro de los procesos de potabilización esta la desinfección, que es la destrucción de organismos patógenos por medio de la aplicación de productos químicos o medios físicos.

La gran importancia de la desinfección radica en que para muchas comunidades rurales éste es el único tratamiento que se le da al agua de consumo y que puede prevenir muchas enfermedades transmisibles por el agua. Además es económico y existe tecnología aplicable al medio rural de acuerdo a su capacidad técnica y económica. Claro está que no siempre se aplica de manera eficiente bien y que su cobertura aún es insuficiente.

En esta sección se analizan los diversos desinfectantes y los dispositivos dosificadores más comúnmente utilizados en el abastecimiento de agua para el área rural en América Latina. De este modo se espera facilitar la tarea de seleccionar los sistemas de desinfección más apropiados para pueblos pequeños y comunidades rurales.

2. Necesidades de la desinfección

El agua es un vehículo predominante para la transmisión de enfermedades. La razón fundamental para desinfectar el agua destinada al consumo humano y uso doméstico, es asegurar la inactivación o destrucción de los agentes patógenos como virus, bacterias y protozoarios que representan riesgos para la salud del hombre. La desinfección del agua podría evitar que ésta sea un vehículo para la transmisión de enfermedades como el **cólera, hepatitis infecciosa, poliomielitis, fiebres tifoidea y paratifoidea, amibiasis, balantidiasis, campilobacteriosis, enteritis causada por rotavirus, y diarrea causada por cepas de E. Coli**. Estas enfermedades son debilitantes y a veces mortales; imponen una pesada carga económica y física sobre todos los afectados. aunque los métodos de coagulación química, sedimentación y filtración pueden remover el 99% de los microorganismos presentes en el agua, se requieren niveles adecuados de un desinfectante para producir y conservar agua salubre microbiológicamente.

La desinfección deficiente en los abastecimientos de agua potable, constituye uno de los problemas más graves que afectan a la salud de los residentes de los pueblos pequeños, las zonas rurales y las zonas urbanas marginadas y puede resolverse con inversiones relativamente pequeñas (OPS, 1995).

Con el propósito de ayudar a solucionar este problema, se requiere contar con un número de opciones tecnologías de desinfección aplicables a esas comunidades. Éstas incluyen: cloración, ozonización, yoduración, radiación ultravioleta. Respecto a la cloración, hay diversos métodos como gas cloro, cloraminas, dióxido de cloro y algunos métodos para la generación de desinfectantes *in*

situ. En la actualidad la tecnología de desinfección de mayor uso en Latinoamérica y el Caribe es la cloración.

La desinfección de los sistemas de abastecimiento de agua comunitarios sigue siendo una de las medidas de salud pública más importantes que se puedan tomar para impedir brotes y epidemias de enfermedades (OPS/OMS, 1995).

3. Riesgos a la salud por subproductos de la desinfección

A mediados del siglo XX, cuando la cloración era una práctica generalizada, ya se conocía ampliamente que ciertas sustancias reaccionaban con el cloro produciendo diversos productos algunos de los cuales eran indeseables porque causaban sabores y olores desagradables. El foco de preocupación por los subproductos de la cloración empezó a cambiar singularmente cuando en 1974 Rook y Bellar anunciaron que se habían encontrado trihalometanos en agua desinfectada con cloro (citado por OPS/OMS, 1995). Los trihalometanos (THM's) son productos de la reacción del cloro con sustancias orgánicas, generalmente los ácidos húmico y fúlvico, que ocurren naturalmente en las aguas superficiales.

Casi todos los desinfectantes químicos originan subproductos, pero los más estudiados a la fecha son los del cloro. Sólo la radiación ultravioleta parece estar libre de subproductos. Aunque desde 1974 se han identificado más de 400 subproductos de la desinfección, y la lista continuará creciendo, sólo un número pequeño de estos se han investigado a fondo con relación a la toxicidad o la carcinogenicidad. La gran mayoría de las investigaciones se ha orientado a los subproductos de la reacción del ácido hipocloroso (HOCl) y el ion hipoclorito (OCl⁻) con las sustancias orgánicas.

La importancia principal de la presencia de los SPD en el agua para consumo humano es que varios de estos pueden ser mutagénicos, carcinogénicos o tóxicos, constituyendo un riesgo potencial para la salud de los consumidores. Aquellos SPD que en sí mismos no tienen efecto dañino sobre la salud pero causan problemas de sabores y olores pueden también ejercer un efecto indeseable para los consumidores.

En comparación con el riesgo microbiológico que la cloración reduce en forma eficaz, los efectos que los subproductos de la desinfección tienen sobre la salud son ínfimos. Los riesgos por mortalidad y morbilidad de los agentes patógenos es generalmente miles de veces mayor que el peligro de contraer cáncer debido a los THM's.

4. Normas de calidad del agua para los SDD y los desinfectantes.

La OMS recomienda que se utilice un enfoque de riesgo - beneficio en el cual se consideren los agentes patógenos, los desinfectantes, los subproductos de la desinfección, la calidad del agua y el costo, para equilibrar las compensaciones entre los riesgos microbianos y los químicos. Como resultado, es crucial que los intentos de controlar los desinfectantes y sus subproductos no comprometan la desinfección misma.

Los esfuerzos para reducir las concentraciones de SPD deben realizarse sin afectar negativamente la calidad microbiológica del agua. Como los materiales orgánicos halogenados son más difíciles de oxidar y son menos biodegradables, debe evitarse su formación durante las etapas iniciales de los procesos de tratamiento de agua, o al menos reducirlos al mínimo. Si en la etapa inicial se pone énfasis en la remoción de las sustancias orgánicas al máximo grado práctico bajo las condiciones específicas de la planta de tratamiento se puede conseguir los siguientes beneficios:

1. Se reducirá la demanda de cloro.
2. Se reducirán las cantidades de sustancias orgánicas oxidadas que pudieran formarse posteriormente en el proceso.
3. Se reducirán los efectos perjudiciales sobre el agua tratada causados por los niveles de sustancias orgánicas altas y niveles de cloro altos.

Se han diseñado varias estrategias para controlar los subproductos de la desinfección. Teniendo en cuenta que la prevención de su formación es más económica y eficaz que la extracción, una vez que se han formado, las estrategias principales incluyen:

- La protección y el control de las fuentes de abastecimiento de agua para disminuir o eliminar los precursores.
- La reducción de los precursores mediante el mejoramiento del tratamiento antes de la desinfección.
- La reducción de la dosificación de cloro y/o el tiempo de contacto al mínimo necesario para la destrucción de agentes patógenos.
- La utilización de los desinfectantes alternativos.

La OMS ha establecido valores guía para dos desinfectantes y 15 subproductos potencialmente tóxicos, incluyendo los cuatro trihalometanos más comúnmente encontrados en el agua. Se consideran: la ingesta diaria tolerable (IDT, por debajo de la cual no aparecen efectos negativos), el peso corporal (60 kg para adultos y 10 kg para niños), la fracción de la IDT asignada al agua y el consumo diario de agua (2 litros para adultos y 1 litro para los niños). Para las sustancias identificadas como carcinógenos, los valores de la norma representan la concentración en el agua asociada con un caso adicional de cáncer en 100,000 consumidores que ingieren dos litros de agua diarios por periodos de 70 años (riesgo de un caso adicional de cáncer = 10^{-5}).

El Centro Internacional de Investigaciones sobre el Cáncer (CIIC), clasifica las sustancias químicas en los siguientes grupos, según el riesgo potencial de carcinogenicidad que representan:

- Grupo 1. el agente es carcinógeno para los seres humanos
- Grupo 2A. el agente es *probablemente* carcinógeno para los seres humanos
- Grupo 2B. el agente es *posiblemente* carcinógeno para los seres humanos
- Grupo 3. el agente no es clasificable sobre la base de su carcinogenicidad para los seres humanos
- Grupo 4. el agente probablemente no es carcinógeno para los seres humanos

En la Tabla 1 y en la Tabla 2, se resumen los valores guía de la Organización Mundial de la Salud para productos del cloro y los valores guía de 18 subproductos de la desinfección con cloro.

Tabla 1. Guía de las OMS para la Calidad Potable del Agua

Desinfectante	Valor guía
Monocloramina	3 mg/l
Cloro	5 mg/l
Bióxido de cloro	No se ha establecido un valor

Fuente: OPS/OMS, 1995.

Tabla 2. Guía de la OMS para subproductos de la Desinfección

Subproductos de la Desinfección	Valores guía (µg/l)	Observaciones
Bromato	25 (P)	Clasificación CIIC grupo 2B
Clorito	200 (P)	Clasificación CIIC grupo 3
2,4,6-triclorofenol	200	Clasificación CIIC grupo 2B
Formaldehido	900	Clasificación CIIC grupo 2 ^a
Trihalometanos: Bromoformo Dibromoclorometano Bromodichlorometano Cloroformo	100 100 60 200	Clasificación CIIC grupo 3 Clasificación CIIC grupo 3 Clasificación CIIC grupo 2B Clasificación CIIC grupo 2B
Ácidos acéticos clorados Ácido dicloroacético Ácido tricloroacético	50(P) 100 (P)	Hay poca información sobre ocurrencia y efectos sobre la salud humana
Hidrato de cloral (tricloroacetaldehido)	10 (P)	Información limitada sobre su toxicidad, pero puede ser mutagénico
Acetonitrilos halogenados Dicloroacetonitrilo Dibromoacetonitrilo Tricloroacetonitrilo	90 (P) 100 (P) 1 (P)	Clasificación CIIC grupo 3
Cloruro de cianógeno (como CN)	70	Se metaboliza dentro del cuerpo humano rápidamente a cianuro que es tóxico
(P) Valor guía provisional. Un término empleado para los constituyentes para los que hay alguna evidencia de riesgo potencial, pero donde la información disponible de los efectos sobre la salud es limitada; o donde se ha empleado un factor de incertidumbre mayor que 100 en la derivación de la sustancias para las cuales el valor guía calculado estaría por debajo del nivel de la cuantificación práctica, o debajo del nivel que puede lograrse mediante los métodos de tratamiento prácticos; o (2) donde la desinfección tiene probabilidad de exceder el valor guía.		

Fuente: OPS/OMS, 1995.

5. Desinfección en América Latina y el Caribe

En la América Latina y el Caribe, las enfermedades diarreicas representan un grave problema de salud pública, encontrándose entre las primeras cinco causas de defunción en menores de un año, y en muchos casos son la primera causa en niños de uno a cuatro años (OPS/OMS, 1995).

5.1 Estado de la desinfección

Un estudio sobre desinfección en América Latina y el Caribe, realizado en 1984 por la Organización Panamericana de la Salud (OPS), mostró que en el 75% de los sistemas de agua municipales y

comunitarios la desinfección era inadecuada o inexistente. Más del 90% de los pueblos y aldeas pequeñas con menos de 10,000 habitantes carecía totalmente de sistemas de desinfección.

Este estudio reveló que prácticamente todas las ciudades grandes desinfectaban sus sistemas de agua con cloro, pero con deficiencias. Por ejemplo: interrupción del suministro de cloro; fallas mecánicas en los equipos y falta de refacciones; agotamiento del cloro residual como consecuencia de interconexiones, recontaminación por paro en el servicio y presión intermitente. Con frecuencia, no se desinfectaba el agua de numerosos pozos conectados directamente a un sistema de distribución. La fiabilidad de la desinfección en las ciudades medianas y pequeñas era considerablemente inferior a la de los municipios grandes y la situación en pueblos y aldeas pequeñas era aún más precaria.

Entre 1985 y 1991 pocos países mejoraron la situación en forma considerable debido, entre otros motivos, a la explosión demográfica, la visión de que primero es la cantidad y luego la calidad lo que la gente desea, al rechazo por el sabor del agua clorada y a la reacción por la formación de subproductos potencialmente dañinos a la salud. Sólo Chile realizó grandes mejoras en la cobertura y fiabilidad de la desinfección y que para fines de 1990 había logrado una cobertura del 90% en los sistemas comunitarios.

El resurgimiento del cólera en 1991 reavivó el interés por la desinfección. En agosto de 1994 la OPS realizó otra evaluación rápida de la desinfección de los sistemas de agua de América Latina y el Caribe a través de encuestas, en la que sólo proporcionaron datos fiables 17 países. En estos países se registró un notable progreso en cuanto a la cobertura y confiabilidad de la desinfección del agua. Gran parte de dicho progreso fue posterior a 1991 y se relaciona con el esfuerzo por el control del cólera. Como resultado, el 58.8% de la población recibe agua desinfectada más del 98% del tiempo, comparado con el 25% que en 1984 recibía agua desinfectada de manera confiable. Actualmente, Bahamas, Chile, México, Trinidad y Tobago y el Uruguay son los países con la mayor proporción de población atendida con agua desinfectada (81.6%, 87.9%, 73.7%, 85.5% y 92% respectivamente). Entre los países encuestados, Haití, con 16.5% y Guyana, con 9.6%, son los que tienen la proporción más baja.

Con relación a México, bajo el auspicio del Programa Agua Limpia, ejecutado por la Comisión nacional del Agua (CNA) y la Secretaría de Salud (SSA), ha logrado aumentar la cobertura de población servida: en 1991, se desinfectaba el 84.5% del agua suministrada, mientras que en 1997, se llegó al 94.6%.

Algunas de las acciones realizadas durante 1997 fueron el suministro e instalación de 1,650 bombas dosificadoras de cloro en beneficio de 4.1 millones de mexicanos de 1,495 localidades; dentro de programas emergentes en los estados de Chiapas, Guerrero, Oaxaca y Yucatán, se instalaron, rehabilitaron y se repusieron 650 bombas dosificadoras de cloro para beneficiar a 1,250,000 habitantes de 609 localidades (CNA, 1997).

5.2 Causas de la falta de desinfección

A finales de los 80's y principios de los 90's, la OPS llevó a cabo estudios e investigaciones de la causa por las que los sistemas comunitarios de agua de América Latina y el Caribe no se desinfectan o la desinfección no es fiable. Las principales causas son:

1. Insuficiente apoyo a las comunidades e inadecuado compromiso político
2. Falta de comprensión de la importancia de la desinfección
3. Escaso financiamiento
4. Imposibilidad de adquirir desinfectante (falta de infraestructura de apoyo, problemas financieros, mala planificación, mala comercialización, falta de responsables, etc.)

5. Imposibilidad para conseguir refacciones y equipos de reemplazo
6. Aptitudes técnicas inadecuadas para la operación y mantenimiento
7. Sistemas de desinfección mal diseñados e instalados
8. Equipos de mala calidad
9. Selección de la tecnología de desinfección no apropiada
10. Vigilancia y monitoreo insuficientes o mal llevados
11. Quejas por sabor y olor
12. Temor sobre los subproductos de la desinfección
13. Operación y mantenimiento complicados
14. Fallas en el suministro de la energía eléctrica
15. Pretratamiento inadecuado

La mayoría de los casos de falta de desinfección del agua obedece a las tres primeras causas. Desde años, el interés para optimizar la desinfección del agua se ha concentrado en realizar mejoras en la tecnología y fortalecer la capacidad técnica. Estas medidas son importantes pero sólo resultan eficaces en el contexto de un adecuado compromiso político y social por parte de las autoridades y con la participación activa de la comunidad durante la planeación, selección de tecnologías, construcción y/o instalación, operación, mantenimiento y administración de los sistemas.

5.3 Tecnologías de desinfección actualmente utilizadas en América Latina y el Caribe.

Los sistemas de desinfección mediante cloración gaseosa abastecen a más personas que los tratados con cualquier otro tipo de tecnología de desinfección, estimándose en 82% de la población que recibe agua desinfectada. Esto se debe al hecho de que la mayoría de quienes reciben agua desinfectada residen en las grandes ciudades. Los organismos operadores de estas ciudades tienen mayor capacidad técnica y económica que las localidades pequeñas, en muchas de las cuales no hay una buena organización entorno al agua. La desinfección con cloro gaseoso es uno de los métodos más baratos, principalmente para desinfectar grandes volúmenes de agua además, se puede adquirir fácilmente en grandes cantidades y el método tiene un exitoso historial en los países de la región. El cloro gaseoso se emplea como última etapa en las plantas potabilizadoras; también se emplea para desinfectar el agua extraída de pozos directamente en la tubería de distribución.

La segunda tecnología más utilizada en la desinfección es la aplicación de soluciones de hipoclorito (hipocloración) de sodio y de calcio. Se estima que cerca del 17% de la población de América latina y el Caribe recibe agua desinfectada con hipocloritos. La forma más común de dosificar las soluciones de hipocloritos es con la bomba de desplazamiento positivo pero también se utilizan otros dispositivos como eyectores tipo Venturi y dosificadores de carga constante. El hipoclorito de calcio sólido, ya sea en tabletas, polvo o píldoras, se aplica al agua con dispositivos que trabajan por erosión o difusión. La elección del tipo de dispositivo depende del punto en donde se vaya a aplicar el desinfectante y de la disponibilidad de energía eléctrica, entre otros. Una ventaja de los hipocloritos, es que se pueden generar en sitio sometiendo a electrólisis una solución de sal común (cloruro de sodio). El uso de hipocloritos es más común en localidades pequeñas, ya sean rurales o urbanas (áreas residenciales).

Los métodos restantes de desinfección empleados en las fuentes comunitarias de abastecimiento de agua no representan en su conjunto más que el 1% del total de agua desinfectada para consumo humano. Esto incluye la ozonización, el dióxido de cloro, la radiación ultravioleta y los oxidantes mezclados generados en sitio.

La cloración tiene algunos inconvenientes como la formación, bajo ciertas condiciones, de algunos subproductos con efectos dañinos para la salud, o simplemente ser causa de sabores y olores desagradables. El cloro no es tan eficiente para destruir ciertos microorganismos, como los quistes de

protozoarios y las esporas de bacterias, comparado con otros medios de desinfección. Sin embargo, aún así la cloración sigue siendo la opción de desinfección preferida en América Latina y el Caribe.

5.4 Costos de la desinfección en los sistemas comunitarios

El costo de la desinfección es tan bajo y su importancia para la salud pública tan grande, que es difícil hallar una razón válida para no desinfectar todos los sistemas comunitarios. El costo de la desinfección varía considerablemente según el tipo de desinfectante usado, el método de dosificación, la capacidad de la infraestructura de apoyo y la ubicación de la fuente de suministro de agua a desinfectar.

Por ejemplo, la cloración de un sistema comunitario que suministra un promedio de 200 litros/habitante – día (cantidad relativamente elevada para la mayoría de los países de América latina) tendría un costo mensual por familia de menos de USD \$ 1.00 , lo que incluye el costo por consumo del cloro, la amortización de los equipos dosificadores, la caseta protectora y los costos de mano de obra y energía. Dado que en el medio rural se ha estimado que la dotación es de 40 l/hab-d para el consumo, preparación de alimentos y la higiene, sólo se asignaría un 20% del costo a la satisfacción de las necesidades básicas.

Los costos de la ozonización y por medio de radiación ultravioleta no se han determinado con precisión en América latina, pero con base en los costos de los equipos, los calendarios de mantenimiento y reparaciones, las casetas protectoras, los costos de energía y mano de obra y del hecho de que ambos necesitan de un desinfectante secundario para proporcionar un residual efectivo, se estima que dichos métodos **son 3 a 4 veces más caros que la cloración:**

Según la experiencia de Brasil, Cuba, Costa rica, Honduras y México, los costos de la desinfección con gases oxidantes generados en sitio, son entre 0.8 a 1.8 veces el costo de la desinfección con cloro gaseoso. La variación se debe a las diferencias en los costos de la sal, la energía, mano de obra y de los equipos, así como de su vida útil.

No se tiene conocimiento de ninguna experiencia a largo plazo con la desinfección con yodo en América Latina. Durante la emergencia del cólera en el Perú, la OPS facilitó 10 equipos que utilizan resina yodada para desinfectar el agua en hospitales y escuelas amenazadas por el cólera. Dichos equipos se eligieron por su fácil instalación y operación. Con base en datos de los proveedores, se estima que el costo es de hasta 20 veces superior al del cloro gas.

5.5 Desinfección a escala doméstica

En 1994, más de 91 millones de personas en 17 países de América Latina y el Caribe utilizaban agua sin desinfectar, lo que manifiesta que la cifra correspondiente al total de países de la región pudiera ser mayor y llegar a los 100 millones de personas. Estas personas serían especialmente vulnerables a las enfermedades entéricas y transmitidas por el agua como el cólera, la tifoidea, la hepatitis A y otras infecciones diarreicas. Por lo tanto, resulta imperativo desarrollar métodos prácticos y económicos para la obtención de agua apta para consumo humano que incluya desinfección casera.

El método más conocido para desinfección del agua es la ebullición. Es un método fácil de entender y relativamente sencillo de implementar, pero con el inconveniente del excesivo costo: para hervir un litro de agua durante dos minutos, se gasta aproximadamente un kilogramo de madera o su equivalente en otros combustibles. Esto explica porqué no es una práctica muy común entre la población de escasos recursos. Para hervir 40 litros de agua al día (cantidad necesaria para una familia de 5 personas) el gasto sólo en combustible sería cercano a los USD \$ 150/año. El costo para

la desinfección casera con hipoclorito de calcio (USD \$ /kg) de la misma cantidad de agua y con una dosificación de 2 mg/l, es algo menos de USD \$ 0.30 /año, cantidad que resulta fácilmente accesible aún a la familia más pobre.

Como es sabido, el agua desinfectada en muchos casos vuelve a contaminarse en el hogar, debido a prácticas incorrectas en el almacenamiento y manipuleo para su consumo. Por tal razón es necesario contar con envases especiales que faciliten la desinfección y protejan el agua desinfectada. La OPS y en Centro para el Control de Enfermedades del Servicio de Salud Pública de los Estados Unidos desarrollaron un envase de 20 litros especialmente para ese fin. Sus resultados mostraron que la desinfección pudo eliminar totalmente los agentes patógenos, con una aceptación superior al 80% por parte de la población. El costo de este método, incluyendo dos envases y dosificando cloro a 3 mg/l, resulta inferior a USD \$1.75 /año.

5.6 Subproductos de la desinfección

Casi todas las principales plantas de tratamiento del agua han reducido o eliminado la precloración y la cloración al punto de quiebre como forma de reducir la formación de trihalometanos (THM's), aunque en México todavía existen muchas plantas que practican la precloración para evitar el crecimiento de algas en las unidades de tratamiento. Se está haciendo mayor hincapié en la optimización de la floculación, la sedimentación y el filtrado para reducir en todo lo posible la cantidad de precursores de subproductos de la cloración. Una medida que se está empleando en países industrializados, principalmente Francia, Holanda y Alemania, para reducir los precursores es el uso de otro tipo de preoxidante como el ozono.

5.7 Perspectivas

Todos los países se están esforzando en aumentar la cobertura y la fiabilidad de la desinfección. Es importante que tanto los funcionarios que toman decisiones como los profesionales de las instituciones del agua, medio ambiente y salud, se mantengan actualizados y informados en relación con los subproductos de la desinfección y sus efectos sobre la salud, esfera que está en crecimiento y rápido cambio, y también con el conocimiento de los agentes patógenos transmitidos por el agua y las enfermedades que causan.

La desinfección seguirá siendo más importante para la salud de la comunidad que la reducción de los subproductos de la desinfección; sin embargo, para reducir al mínimo la posibilidad de formación de los subproductos del cloro, las dosificaciones de dicha sustancia deben mantenerse en un nivel tan bajo como lo permita la compatibilidad con los requisitos que procuran garantizar la seguridad microbiológica de las aguas de abastecimiento.

En aquellas situaciones donde la presencia de precursores de THM's sea especialmente elevada y no exista otra fuente de alterna de agua, no es adecuado aplicar sólo cloro. Se deberá recurrir a procesos de tratamiento adicionales para la remoción de sustancias orgánicas o al uso de tecnologías alternativas de desinfección. Los países más adelantados desde el punto de vista técnico deberán iniciar investigaciones y proyectos piloto que les permitan obtener información y experiencias necesarias para elegir opciones prudentes y técnicamente sólidas, con el fin de prevenir las emergencias de salud pública en lugar de darles respuestas una vez que se producen

6. Características deseable en un desinfectante de agua

En la práctica no existe un desinfectante ideal, que cumpla con todos los requerimientos o las necesidades para la desinfección. Cada desinfectante tienen sus ventajas y desventajas, así como un conjunto específico de condiciones que tiene que cumplir para que los resultados sean satisfactorios.

Para que un desinfectante de agua sea idóneo, debe satisfacer ciertos criterios generales entre los cuales se encuentran los siguientes:

1. Debe poder destruir o inactivar, dentro de un tiempo dado, las especies y números de microorganismos patógenos que pueden estar presentes en el agua que se va a desinfectar.
2. El análisis para determinar la concentración de desinfectante en el agua, debe ser exacto, sencillo, rápido y apropiado para hacerlo tanto en el terreno como en el laboratorio.
3. El desinfectante debe ser fiable para usarse dentro de las condiciones que podrían encontrarse en la fuente del agua.
4. Debe poder mantener una concentración residual adecuada en el sistema de distribución de agua para evitar la recontaminación o que los microorganismos se reproduzcan.
5. De ser posible, no debe introducir ni producir sustancias tóxicas, o en caso contrario éstas deben mantenerse por debajo de los valores guía, o de las normas; no debe cambiar en ninguna otra forma las características del agua de modo que ésta no sea apta para el consumo humano, o sea estéticamente inaceptable para el consumidor.
6. El desinfectante debe ser razonablemente seguro, conveniente de manejar y aplicar en las situaciones en que se prevé su uso.
7. El costo del equipo, su instalación, operación, mantenimiento y reparación, así como la adquisición y el manejo de los materiales requeridos para sustentar permanentemente una dosificación eficaz, debe ser razonable.

7. Tipos de desinfectantes

La desinfección del agua se realiza utilizando medios físicos o químicos. Los dos métodos principales de desinfección física son la ebullición, radiación solar y con rayos ultravioleta. Las sustancias químicas que han sido usadas exitosamente para la desinfección son: compuestos de cloro, yodo, ozono, plata coloidal y los mezcla de oxidantes generado *in situ* (especies de oxígeno y cloro).

Los siguientes factores influyen la desinfección del agua:

1. La naturaleza y números de los organismos a ser destruidos.
2. El tipo y concentración del desinfectante usado.
3. La temperatura del agua: cuando más alta sea la temperatura más rápida es la desinfección.
4. El tiempo de contacto: la desinfección es más completa cuando el tiempo de contacto entre el agua el desinfectante es mayor.
5. La naturaleza del agua: si el agua contiene materia particulada, especialmente de naturaleza coloidal y orgánica, el proceso de desinfección es generalmente obstaculizado.
6. El pH.

7. Mezcla: una buena mezcla del agua asegura la adecuada dispersión del desinfectante y así promueve una mejor desinfección.

7.1 Ozono

El ozono, es un gas alótropo del oxígeno, que combina tres átomos de este elemento, y se representa por el símbolo O_3 . Su densidad es 1.5 veces la del oxígeno, y es 1.7 veces más pesado que el aire. La solubilidad del ozono en el agua es de 14 a 20 veces la del oxígeno. Como oxidante, ocupa el segundo lugar en potencial de oxidación entre los productos químicos de fácil disponibilidad, siguiendo únicamente al flúor. A temperatura y presión normales, el ozono es un gas inestable se descompone rápidamente para volver a la molécula de oxígeno (O_2), de la cual se formó. Debido a esta característica, no se puede almacenar o envasar, sino que debe generarse en el lugar y usarse inmediatamente. El olor característico del ozono en el aire es detectado por el olfato a concentraciones tan baja como 0.01 ppm.

Hoy en día existe más de 1,100 planta de tratamiento de agua en todo el mundo (principalmente Francia y Alemania) que utilizan el ozono; sin embargo, su aplicación en América Latina ha sido muy limitada hasta el momento, y se han usado muy poco en las comunidades pequeñas. Actualmente, se están produciendo instalaciones de ozonización de poca capacidad que son económicamente factibles, lo que permite su aplicación en comunidades pequeñas.

Técnicamente, la ozonización ciertamente ha sido ensayada y probada extensamente, sin embargo, para las comunidades con menos de 10,000 habitantes probablemente se debe considerar como un proyecto de demostración desde el punto de vista operativo, administrativo y de infraestructura. El inconveniente principal para las comunidades pequeñas ha sido el costo inicial y el operación, seguido de las dificultades técnicas operacionales y de mantenimiento. Sin embargo, en ciertas situaciones, como oxidante fuerte ayuda a la eliminación de carbono orgánico disuelto difícilmente biodegradable en filtros lentos de arena y a la reducción de precursores de trihalometanos.

El ozono en el aire que se respira constituye una verdadera amenaza para la salud, considerándose riesgos a una concentración de tan solo 0.02 ppm. Como en la desinfección con ozono no se puede transferir todo el gas generado al agua que se está tratando, habrá ozono en el gas que escapa de la cámara de contacto, que se debe disponer de manera segura. Al nivel de concentraciones empleadas para la desinfección del agua de consumo humano, no se conoce de ningún efecto adverso del ozono directamente sobre la salud, pero como es tan reactivo, hay preocupación por los efectos indirectos que pueden resultar de los subproductos de la ozonización, como material orgánico fácilmente biodegradable que propicie el crecimiento bacteriano en las redes de distribución.

7.2 Oxidantes generados *in situ*

Las siglas **MOGGOD** (Mixed Oxidant Gases Generated on site for Desinfection) se emplea para describir el proceso de oxidantes mezclados generados *in situ* para la desinfección. Esta fue acuñada por la Organización Panamericana de la Salud para cubrir una gran variedad de dispositivos que generan una mezcla de oxidantes mediante la electrólisis, la fotólisis o reacciones químicas. La electrólisis de una solución de cloruro de sodio produce una mezcla de especies de oxígeno y de cloro que actúan sinérgicamente como un potente oxidante y desinfectante.

Se ha demostrado que las especies de oxígeno de MOGGOD incluyen peróxido de hidrógeno, ozono y oxidantes fuertes efímeros no identificados con presión. Las especies de cloro incluyen el ion de hipoclorito, ácido hipocloroso y vestigios del dióxido de cloro. En la electrólisis de una solución de cloruro de sodio es de esperar la presencia especies de cloro. La presencia de peróxido de hidrógeno

se puede explicar por el hecho de que el oxígeno nascente en presencia del ion de hidrógeno nascente generalmente se combinan para formar peróxido de hidrógeno. El examen comparativo de la desinfección en los sistemas de agua comunitarios con MOGOD y con cloro indican que el MOGOD produce un residual más estable en el sistema de distribución según se midió mediante las pruebas DPD y ortotolodina. No se comprende bien por qué ocurre esto, pero parece estar relacionado con el efecto sinérgico de los oxidantes múltiples que también destruyen la flora microbiana previamente establecida en las paredes de las tuberías, reduciendo la demanda.

Dado que la mezcla oxidante contiene algunas de las especies más fuertes de oxidantes tanto de oxígeno como de cloro, se están llevando a cabo investigaciones para determinar sin con el proceso de MOGOD se forman los mismos derivados indeseables que con el cloro y el ozono. Los resultados preliminares de un proyecto de demostración de la OPS indican que para las misma agua tratada, el proceso MOGOD forma entre un 30% y un 80% menos trihalometanos que el cloro gaseoso.

Los oxidantes mezclados han resultado ser eficaces contra un amplio espectro de microorganismos (algunos de los cuales se encuentran entre los más resistentes a la inactivación mediante desinfección química) sobre un extenso intervalo de condiciones de pH y temperatura. Las pruebas efectuadas hasta la fecha indican que la eficiencia del proceso MOGOD como desinfectante de agua es igual o superior a la del cloro.

7.3 Yodo

El yodo es un elemento no metálico de color gris oscuro y es el único halógeno sólido a la temperatura y presión normales. El yodo tiene el potencial más bajo de oxidación de los tres halógenos comunes (cloro, bromo y yodo). Su baja solubilidad puede crear dificultades en la aplicación de este desinfectante en los sistemas de abastecimiento de agua, pero esta propiedad podría ser una ventaja en los sistemas pequeños porque tendría a impedir una sobredosis extrema.

A diferencia del cloro, la preocupación de que el yodo afecte a la salud está más relacionada con el yodo propiamente dicho y no con los productos de sus reacciones con otras sustancias que suelen encontrarse en el agua. Esto se debe principalmente a que el yodo es un oxidante débil y ni la termodinámica ni la cinética de las reacciones en un ambiente acuoso favorecen su combinación con otras sustancias. La ingestión de elevadas concentraciones del yodo podría afectar la salud de la población y presentarse ciertas complicaciones; existen la posibilidad de que se presenten las siguientes patologías: *Jod - Basedow* (dosis alrededor de 5 a 15 mg/día), hipotiroidismo (5 mg/día) y la tirotoxicosis (dosis mayores que 0.3 mg/día).

Se ha calculado que los humanos requieren entre 100 a 300 microgramos/día dependiendo de la edad, sexo y actividades. Si consideramos que la ingesta diaria requiere por un adulto es de 4000 microgramos/día y que se consume un promedio de 2 litros de agua al día, si se recomienda un yodo residual de 0.5 a 0.8 mg/l, se estaría proporcionando 1600 µg/día y habría una dosis excesiva en el agua de bebida y además se tendría que considerar la cantidad de yodo ingerido con los alimentos. Por este motivo, el uso del yodo para la desinfección del agua debe limitarse sólo a casos de emergencias donde no es factible la cloración y el tiempo uso no debe ser prolongado.

El yodo ha sido reconocido como un desinfectante del agua potable desde principios de este siglo y se ha utilizado ampliamente para volúmenes pequeños de agua, como suministro de agua individuales en condiciones de campo y de emergencias. Actualmente, la forma más común es una tableta, estas tabletas se emplean en todo el mundo para la desinfección de emergencias del agua, y para excursionistas, caminantes y cazadores. Sin embargo, su utilización nunca se ha generalizado en abastecimientos públicos de agua, debido principalmente al estrecho margen de seguridad entre

las dosificaciones necesarias para lograr una desinfección adecuada y el umbral para evitar que las personas sensibles al yodo.

El yodo es un desinfectante, capaz de actuar frente a los microorganismos presentes en el agua cuando es usado en dosis suficientes y en tiempos de contacto adecuados. Se recomienda dos gotas de una solución de tintura de yodo al 2% para un litro de agua y un tiempo de contacto de 15 a 20 minutos. Para evitar una lata demanda de yodo y un tiempo largo de contacto, es recomendable utilizar el yodo en aguas claras.

7.4 Plata

Cuando se utiliza plata para la desinfección, pueden alcanzarse concentraciones de más de 50 $\mu\text{g/l}$ en el agua tratada. Las recientes estimaciones de la ingesta diaria son de unos 7 $\mu\text{g/l}$ por persona. Sólo se absorbe un pequeño porcentaje de la plata ingerida. Las tasas de retención en los seres humanos y los animales de laboratorio oscilan entre 0 y el 10%.

Los principales tipos de plata para desinfección, son: plata electrocoloidal, sales de plata (nitrato, ioduro y cloruro de plata), proteinato de plata (MSP), lactato de plata y picrato de plata, de las cuales el nitrato de plata es la forma más ampliamente usada. La plata coloidal no se disuelve en el agua, sino que se mantiene uniformemente suspendida como resultado de la carga eléctrica positiva asociada cada partícula de plata.

Los iones plata penetran en las células de microorganismos patógenos como bacterias, virus y hongos. El efecto bactericida aparentemente se debe a la capacidad de la plata para inmovilizar los grupos sulfhidrilos de las proteínas y las enzimas de los microorganismos. La plata actúa como catalizador y no se consume en el proceso.

La plata no se conoce como un buen virucida. Su eficiencia disminuye con valores decrecientes de pH y de temperatura, por lo cual se requieren tiempos de contacto muy largos a temperaturas superiores a 10°C. Tiene efecto residual prolongado y fuerte acción bacteriostática; su capacidad parece no ser afectada por luz y las variaciones en la concentración de microorganismos. Inhibe el crecimiento de ciertas algas y hongos; es insípido, no venenoso y relativamente de fácil manejo.

Cuando se desinfecta agua con alta turbidez, se recomienda una filtración previa y un tiempo de contacto mayor a cuatro horas; igualmente cuando son aguas ácidas con cloruros en concentraciones significativas, temperatura inferiores a 25°C. Las mejores condiciones para que los iones de plata actúen son: aguas alcalinas, baja concentración de cloruros y baja turbidez. Las temperaturas normales de los trópicos son favorables para la acción de los iones plata, pero bajas temperaturas y bajos niveles de pH la desfavorecen. *Los fosfatos, cloruros, sulfuros y sulfatos inhiben la acción desinfectante de la plata coloidal* (IMTA, 1991).

El único signo evidente de la absorción de una cantidad excesiva de plata es la argirosis, trastorno que altera marcadamente el color de la piel y el cabello, debido a la presencia de plata en los tejidos. Las bajas concentraciones de plata en el agua potable, generalmente inferiores a 5 $\mu\text{g/l}$, son totalmente irrelevantes en relación con la argirosis.

La plata no es un desinfectante útil para aplicaciones en gran escala, no obstante, puede usarse en aplicaciones a pequeña escala.

7.5 Fotodesinfección

Se cree que la inactivación con **radiación ultravioleta (UV)** se debe a la absorción directa por el microorganismo de la energía de la radiación que origina una reacción fotoquímica intracelular que cambia la estructura bioquímica de las moléculas (probablemente de las nucleoproteínas). Para un grado determinado de inactivación, el tiempo de exposición a la luz UV es inversamente proporcional a la intensidad de la luz que penetra en el agua, teniendo en cuenta la capacidad de absorción del agua y la dispersión de la luz debida a la distancia de recorrido. La desinfección del agua con luz ultravioleta puede lograrse con longitudes de onda de luz entre 240 y 280 nm, obteniéndose la máxima eficiencia germicida cerca de los 260 nm. Casualmente, las lámparas de arco de mercurio a baja presión que se encuentran en el mercado producen una longitud de onda ultravioleta de cerca de 253.7 nm.

No se conoce que haya efectos directos adversos sobre la salud de los consumidores de agua desinfectada con la luz ultravioleta. En este proceso de desinfección no se le agrega ninguna sustancia al agua; no hay ningún riesgo de formación de trihalometanos, y la luz UV no altera el sabor ni el olor del agua tratada.

La temperatura del agua tiene poca, o ninguna, influencia en la eficiencia de desinfección de la luz ultravioleta, pero sí ejerce un efecto sobre el rendimiento operativo de la lámpara de luz ultravioleta. En teoría, el agua puede desinfectarse a cualquier grado por este método; sin embargo, hay varios factores que disminuyen la penetración de los rayos ultravioleta en el agua, y en el caso del tratamiento de agua esto es una consideración importante porque afecta a la eficiencia del proceso de desinfección. Hoy en día pueden esperarse vidas medias del orden de las 8,000 horas para una lámpara estándar con una caída de emisión no más allá del 20% en todo ese periodo.

Cuando la concentración de los sólidos en suspensión en el agua está cerca de 10 mg/l, empieza a experimentarse problemas con la absorción de la luz ultravioleta. El grado de color y el tipo y cantidad de carbonos orgánicos disueltos parecen ser más importantes, en cuanto a la absorción de la luz por el agua, que la turbiedad misma, pero esta última puede proteger a los microorganismos contra la exposición a la luz ultravioleta.

No se puede terminar con exactitud la dosis apropiada para una desinfección completa, pero la única manera fiable para determinar la eficiencia biocida de la desinfección ultravioleta es haciendo un muestreo del agua desinfectada y pruebas microbiológicas para determinar el contenido de organismos indicadores. La sobredosis del agua con la luz UV tampoco resulta en ningún efecto nocivo. No obstante, el operador del equipo de desinfección con luz UV debe usar anteojos y ropa apropiada para evitar exponerse a radiación de alta energía de luz ultravioleta.

La desinfección con luz UV es instantánea; no hay residual como en caso de la cloración. Esto en áreas rurales en donde los sistemas pueden contaminarse en red o en donde las pautas culturales permiten la contaminación a posteriori de haber obtenido el agua de su fuente, es una desventaja. De todos modos, los equipos de radiación UV están comenzando a hacer su aparición en el medio rural.

La **luz solar** directa es un bactericida potente, principalmente debido a los rayos ultravioleta e infrarrojos del sol, sin embargo, el uso de esta fuente de energía para la desinfección del agua, incluso para grupos pequeños de personas, tiene aplicación muy limitada. La luz solar tiene poco efecto sobre *Giardia lamblia*, *Entamoeba histolytica* y otros protozoos que se encuentran naturalmente en cuerpos de agua claras. En el campo se han probado varios prototipos de dispositivos para la desinfección de agua con luz solar en los hogares, y pueden ser apropiados para cantidades muy pequeñas de agua bajo condiciones especiales. La luz difusa de días nublados

también inhibe el crecimiento bacteriano pero su efecto puede ser limitado. Actualmente la desinfección del agua por radiación solar no es práctica común en comunidades rurales, y se limita su uso a nivel de las viviendas para tratar pequeñas cantidades de aguas para potabilizar.

Las temperaturas del agua con un valor por encima de 50°C incrementa considerablemente la inactivación de los microorganismos por los efectos sinérgicos con la radiación solar. Las botellas y bolsas plásticas transparentes permiten una reducción del 99.99% de coliformes fecales y *Vibrio cholerae* mediante la radiación solar y el calentamiento del agua. Las botellas de plástico son hechas de PET (tereftalato de polietileno) o PVC (cloruro de polivinilo). La última puede contener algunos aditivos para incrementar su elasticidad. Sin embargo, altas concentraciones de estos aditivos podrían difundirse en el agua y poner en riesgo la salud. Las botellas de PET son inertes y por lo tanto recomendadas para el uso en la desinfección solar.

7.6 Desinfección térmica

Entre los medios más eficaces para desinfección del agua está la **ebullición**. Sin embargo, no existe en México un acuerdo general en cuanto al tiempo mínimo de ebullición que garantice la remoción total de los patógenos, por lo que los tiempos recomendados oscilan entre 5 y 10 minutos. En condiciones favorables, las bacterias patógenas pueden sobrevivir a una gran variedad de temperaturas, desde por debajo del punto de congelación hasta cerca de 60°C. Como la temperatura de ebullición disminuye a razón de aproximadamente 1°C por cada 320 metros de altitud, a 3,200 metros sobre el nivel del mar la temperatura de ebullición sería de tan solo alrededor de 90°C por lo cual el tiempo de ebullición requerido para inactivar los agentes patógenos sería más largo. Aún así, los cinco minutos indicados proporcionan un factor de seguridad adecuado para todos los casos normales encontrados.

La ebullición matará las bacterias pero quizás no afecta a las esporas. Los quistes de amebas se destruyen en 2 minutos en el agua a 50°C. Los virus también se inactivan luego de aproximadamente 1 y 3 minutos de ebullición. Comparado con prácticamente todos los otros métodos la desinfección, el de ebullición generalmente es el más costoso, pues consume grandes cantidades de energía. También resulta difícil y poco práctico el manejar grandes cantidades de agua hervida. Se ha estimado que se necesita cerca de 1.0 kg de madera para hervir un litro de agua. Tan sólo este costo lo hace impracticable para usarlo a nivel de la comunidad. Es recomendable en casos de emergencia, como desastres naturales e incidentes de contaminación de los sistemas de abastecimiento de agua.

7.7 Desinfección con productos de Cloro

El cloro es uno de los desinfectantes de agua más antiguos y de uso común en la América Latina y el Caribe. Su primer uso consistió en controlar los malos olores del agua, pero par fines del siglo XIX comenzaba a aceptarse como desinfectante y para principios del siglo XX se emplea con fin en forma sistemática en plantas de tratamiento de aguas residuales y desinfección en las comunidades rurales.

El cloro gaseoso y el agua reaccionan para formar ácido hipocloroso (HOCl) y ácido clohídrico (HCl). A su vez, el HOCl se disocia en el ion hipoclorito (OCl⁻) y el ion hidrógeno (H⁺), conforme las siguientes reacciones:



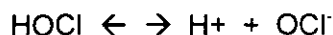
Las reacciones son reversibles y las concentraciones relativas de los reactivos dependen del valor de *pH* de la solución. Entre valores de *pH* de 3.5 y 5.5 el HOCl es la especie predominante; de 5.5 a 9.5

las especies de HOCl y de OCl⁻ existen en proporciones variables, mientras que a pH mayor de 9.5 el OCl⁻ predomina totalmente. Las especies OCl⁻ y HOCl se designan comúnmente como cloro libre.

En general es el desinfectante más económico y más común. Es un bactericida y virucida eficaz en la mayoría de las situaciones, y proporciona un residual que puede medirse fácilmente. Desde el punto de vista salud, la desinfección también ayuda a proteger el sistema de distribución contra la recontaminación microbiológica en las tuberías y demás componentes del sistema. Además, debido al alto potencial de oxidación de algunas de sus especies, en circunstancias especiales también se utilizan para controlar los sabores y olores, así como para eliminar el hierro, el sulfuro de hidrógeno, el amoníaco y el color.

El cloro se encuentra a la venta en diversas formas relativamente sencillas de aplicar al agua. Los compuestos de cloro comúnmente usados para desinfectar el agua son: los hipocloritos de sodio y de calcio, bióxido de cloro y las cloraminas. Estas últimas suelen formarse en el agua en presencia de amoníaco, pero también se puede añadir como producto químico preformado.

Cuando se agregan al agua los hipocloritos, pueden ocurrir las reacciones siguientes:



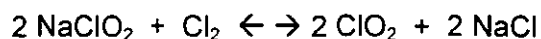
A pH cercano a 7.5 existe más o menos la misma proporción de HOCl y de OCl⁻; a pH menor de 7.5 predomina la especie HOCl hasta llegar al 100% a pH de 5.4; si el pH es mayor a 7.5 predomina el OCl⁻ hasta llegar al 100% a pH 9.7 aproximadamente.

El **hipoclorito de calcio** puede contener hasta 70% de cloro disponible, pero por razones de seguridad se produce generalmente con una concentración del 65%. Los que tienen esa concentración de cloro en América Latina se denominan "HTH" que es en realidad un acrónimo inglés para "High Test Hypochlorite". La forma más común es un polvo granular sumamente corrosivo, blanco con un fuerte olor a cloro. También puede obtenerse en tabletas y gránulos o pildoras. El envase usual del HTH son barriles (resistentes a la corrosión) de 25 a 50 Kg, o latas para cantidades más pequeñas. El hipoclorito de calcio puede ser más fácil de manejar que el cloro gaseoso para comunidades pequeñas; sin embargo, el almacenamiento adecuado del hipoclorito de calcio también es igualmente importante para evitar el peligro de incendios y explosiones.

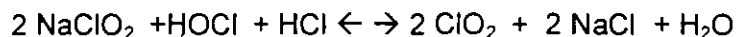
El **hipoclorito de sodio** generalmente se vende en forma de solución, en una concentración que varía entre el 2.5 y el 15% de cloro disponible (la concentración más común es 10%), envasado en plástico de diversos tamaños y con diferentes nombres comerciales. A concentraciones más altas pierde potencia rápidamente. En algunos casos puede añadirse a un abastecimiento de agua a la potencia comercial, pero generalmente se diluye. El hipoclorito de sodio cristalino raras veces se emplean en la desinfección de agua.

La **cal clorada** a menudo se produce localmente en América Latina y puede contener cloro hasta un 35%, aunque por lo general, suele ser menor. Su potencia puede variar considerablemente de un país a otro. Además, con frecuencia contiene sustancias extrañas excesivas, que causan problemas operativos en los dispositivos de dosificación. La cal clorada generalmente se envasa en barriles de 45 Kg o mayores. Cuando viene en bolsas plásticas, se debe tenerse extremo cuidado en su manejo y almacenamiento para evitar que se rompan y surjan situaciones inseguras.

La reacción del clorito de sodio con el cloro es importante en la desinfección del agua porque produce **bióxido de cloro**, un fuerte oxidante con características microbiocidas potentes:



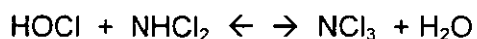
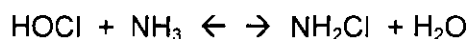
En condiciones ácidas, la reacción es la siguiente:



El bióxido de cloro es un buen desinfectante, pero como es mucho más costoso que el cloro, raras veces se emplea para desinfectar solamente. Debido a sus cualidades de oxidación, generalmente se aplica donde se requiere mejorar la calidad del agua reduciendo olores y sabores y para destruir sustancias orgánicas.

Como el bióxido de cloro se genera en el sitio, debido a su complejidad y a los riesgos que entrañan su producción y manejo, no se recomienda para usarlo en pequeñas comunidades.

Las cloraminas son desinfectantes mucho menos eficaces que el cloro libre y más débiles, requiriendo tiempo de contacto prolongado o dosificaciones mayores. Se han usado en lugar del cloro para evitar la formación de trihalometanos. La dosificación del amoníaco para formar cloraminas es una operación adicional que puede aumentar el costo de la desinfección. El cloro reacciona con el amoníaco para formar monocloraminas, dicloraminas y tricloraminas:



La proporción de monocloraminas y dicloraminas depende de la tasa de reacción, que es función del *pH* y de la relación $\text{Cl}_2 : \text{NH}_3$.

Aún después de muchos años de estudio, no se comprende del todo el mecanismo exacto mediante el cual el cloro desinfecta. La teoría comúnmente aceptada es que el ácido hipocloroso puede penetrar en la pared de las células bacterianas destruyendo su integridad y permeabilidad y, al reaccionar con grupos sulfhídricos, inactiva las enzimas esenciales para el metabolismo, matando el microorganismo. Esto ayuda a explicar porqué el HOCl, una molécula neutral pequeña, es un desinfectante mucho mejor que el ion de OCl^- , que debido a su carga eléctrica negativa no penetra fácilmente la pared de las células.

Cualquiera que sea el mecanismo del proceso, desde el punto de vista práctico, existen dos técnicas de cloración: *cloración residual combinada*, cuando el cloro residual que queda en el agua después de un periodo específico, se halla en forma de cloraminas o de compuestos orgánicos, y la *cloración residual libre*, cuando el cloro residual se encuentra ya sea en forma de HOCl o del ion OCl^- .

El cloro residual libre de 0.2 a 0.5 mg/l se considera adecuado para la desinfección bacteriana del agua en la mayoría de las situaciones. El límite permisible para México, del cloro residual libre es 0.2 - 1.5 mg/l de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, Salud ambiental, agua para uso y consumo humano.

En la Tabla 3 se muestran los productos de cloro más frecuentemente utilizados para la desinfección de abastecimiento de agua en pequeñas comunidades en América Latina y el Caribe.

Tabla 3. Formas de cloro utilizadas frecuentemente para la desinfección de abastecimientos de agua en pequeñas comunidades en América Latina y el Caribe

Nombre producto	Nombre comercial	Características	Contenido de cloro	Envase usual
Cloro	Cloro licuado cloro gaseoso	Gas licuado a presión	99.8%	Cilindro de 40, 70 kg y una tonelada
Hipoclorito de calcio	HTH Percloron	Polvo, gránulos y tabletas. Razonablemente estable, pero en contacto con sustancias orgánicas puede iniciar combustión	65 - 70%	Latas de 1.5 kg, tambores 45 - 135 kg, baldes plástico
Hipoclorito de sodio	Hipoclorito de sodio Blanqueador líquido o clarasol	Líquido amarillo pálido. Pierde potencia rápidamente a concentraciones mayores de 7%	2 - 15%	Diversos tamaños de plástico y vidrio y garrafrones
Cal clorada	Cal clorada, polvo blanqueador	Polvo, blanco, se deteriora rápidamente cuando se expone a temperatura alta y/o luz solar	15 - 35%	Tambores 45 - 135 kg bolsas plásticas o de papel de 25 - 40 kg

Fuente: Organización Mundial de la Salud; 1995; "Guías para la calidad del agua potable", vol. 1; Ginebra.

8. Efectividad de los diversos desinfectantes ($C \cdot t_{99\%}$).

Hay dos factores muy importantes que influyen sobre la efectividad de un desinfectante de agua. El primero es la naturaleza y concentración de los microorganismos. En general, las esporas bacterianas son más resistentes que los quistes de protozoarios, éstos son más resistentes que los virus, que a su vez son más resistentes que las bacterias vegetativas. El número de microorganismos, si es muy elevado, o si estos están agrupados puede afectar el proceso de desinfección. El segundo factor es la naturaleza del agua: las aguas subterráneas profundas en general tienen mejor calidad microbiológica que las superficiales, ya que estas últimas están expuestas a mayor contaminación. Las partículas suspendidas pueden albergar y proteger a los microorganismos. Las guías de la OMS para el agua potable recomiendan una turbiedad mediana que no exceda de una unidad de turbiedad nefelométrica (UTN) y que la turbiedad en ninguna muestra exceda de 5 UTN cuando se practica la desinfección. Además, la materia orgánica y los agentes reductores como el hierro, el manganeso y el sulfuro de hidrógeno reaccionan con los agentes oxidantes consumiendo desinfectante y reduciendo su eficacia, lo que hace necesario aumentar su dosificación para mantener un residual adecuado. La temperatura y el pH también pueden influir en la supervivencia de los microorganismos, así como en la eficacia del desinfectante.

Los valores de $C \cdot t$ indican la efectividad de los desinfectantes para alcanzar la desinfección primaria. Significa el grado de desinfección necesaria, en función de concentración residual del desinfectante (C , en mg/l) y el tiempo de contacto (t , en minutos).

Cuando la población microbiana se expone a un agente letal, la cinética de muerte es casi siempre exponencial. Esto refleja el hecho de que todos los miembros de la población son de sensibilidad

similar y la probabilidad determina el tiempo de muerte de cada individuo dado, aún cuando el mezclado y el contacto del organismo con el agente sean críticos en este contexto.

Es sumamente difícil comparar la eficacia de diferentes desinfectantes, aun bajo condiciones de laboratorio cuidadosamente controladas, debido al número de variables que afectan al proceso de desinfección. La resistencia tan variable a la desinfección entre diferentes cepas de las mismas especies de microorganismos, y más aún entre diferentes especies dentro de los tres grupos principales de microorganismos (bacterias, virus y protozoos) hacen que la comparación sea una tarea compleja.

Mientras más alta sea la temperatura, mayor será la eficiencia (mayor número de muerte o inactivación) de los desinfectantes químicos y viceversa. En general, estos son menos eficientes a medida que la temperatura se acerca al punto de congelación del agua. En cambio la temperatura tiene poca influencia sobre la eficiencia de la luz ultravioleta y la radiación ionizante.

Mientras más tiempo estén expuestos los organismos a un desinfectante, mayor será la oportunidad de contacto y por lo tanto de acción. La totalidad de muerte o inactivación es proporcional al tiempo de contacto. Los valores del producto de la concentración y tiempo de contacto derivados en el laboratorio actualmente son los parámetros de más amplia aceptación para comparar la eficiencia de los desinfectantes de agua. La relación $C \cdot t$ se derivó del trabajo de Watson y se expresa por medio de la ecuación empírica.

$$K = C^n \cdot t$$

Donde:

- k = constante para el microorganismo específico expuesto bajo condiciones específicas (mg·min/l)
- C = concentración del desinfectante (mg/l)
- n = coeficiente de dilución y
- t = tiempo de contacto necesario para un porcentaje de inactivación dado (min)

Si $n > 1$, la concentración del desinfectante influye más sobre la inactivación que el tiempo de exposición, mientras que para $n < 1$ ocurre lo contrario. En la aplicación práctica del concepto $C \cdot t$ se asume que $n = 1$, o sea que los dos factores ejercen igual influencia, es decir que la eficiencia del desinfectante aumenta con la concentración.

Para el cloro, dióxido de cloro, o monocloramias, el tiempo de contacto es el tiempo transcurrido desde el momento de la aplicación del desinfectante en el agua hasta el instante en el cual el agua llega al primer consumidor (a flujo máximo). Este es el tiempo total que el agua está expuesta al cloro residual antes de ser usada.

El ozono tiene una corta vida en el agua; con éste el tiempo de contacto es considerado como el tiempo en que el agua está expuesta a una dosis continua de ozono residual solamente durante el tratamiento del agua.

En las **tablas 6 a la 9** se muestran los valores $C \cdot t$ para inactivar el 99% de diversos organismos mediante la desinfección, con productos de cloro, yodo, ozono, y gases generados in situ.

Tabla 4. Intervalos de valor C-t para inactivar el 99% de diversos microorganismos mediante la desinfección con productos de cloro a 5°C.

Microorganismos	Valores de C-t del desinfectante		
	Cloro libre pH 6 a 7	Cloraminas preformadas pH 8 a 9	Dióxido de cloro pH 6 a 7
<i>E. coli.</i>	0.034 - 0.05	95 - 180	0.4 - 0.75
Poliomielitis I	1.1 - 2.5	768 - 3740	0.2 - 6.7
Rotavirus	0.01 - 0.05	3806 - 6476	0.2 - 2.1
Fago 2	0.08 - 0.18	-	-
Quistes de <i>G. lamblia</i>	47 - 150	-	-
Quistes de <i>G. muris</i>	30 - 630	-	7.2 - 18.5

Fuente: Hoff, 1986, citado por OPS 1995.

En la anterior, se puede observar que las cloraminas son un desinfectante relativamente débil. Además, los Quistes de *G. Lamblia* son muy resistentes al cloro libre y al dióxido de cloro.

Tabla 5. Concentraciones de yodo y tiempo de contacto necesarios para la inactivación del 99% de virus de poliomielitis y f_2

Microorganismos	Yodo mg/L	Tiempo contacto min	C-t mg min/l	pH	Temp °C	Referencias
Virus f_2	12	10	120	5.0	5	Kruse, 1969
Virus f_2	7.5	10	75	6.0	5	Kruse, 1969
Virus f_2	5	10	50	7.0	5	Kruse, 1969
Virus f_2	3.3	10	33	8.0	5	Kruse, 1969
Virus f_2	3.0	10	30	7.0	5	Kruse, 1969
Poliovirus 1	30	3	9	4.0	25 - 27	Kruse, 1969
Poliovirus 1	1.25	39	49	6.0	25 - 27	Berg et al 1964
Poliovirus 1	6.35	9	57	6.0	25 - 27	Berg et al 1964
Poliovirus 1	20	1.5	30	7.0	25 - 27	Kruse, 1969
Poliovirus 1	30	0.5	15	10.0	25 - 27	Cramer et al 1976

Chang informó sobre los efectos virucidas en 10 minutos a 25°C con una concentración de yodo diatómico de 14.6 ppm que resultaron ser comparables a los 0.4 ppm de ácido hipocloroso (HOCl).

Fuente: OPS 1995.

El yodo a diferencia de otros halógenos, se convierten en un virucida más eficaz a medida que sube el pH. A un pH de 6, tiene una actividad virucida ligeramente inferior al ácido hipoclorito (HOCl), pero a pH de 8 es más eficaz que el cloro porque la especie predomina es OCl⁻.

Tabla 6. Resistencia de diferentes microorganismos a la inactivación 99% con ozono

Microorganismos	pH	Temp °C	C mg/l	t min	C·t mg min/l	Referencias
<i>Escherichia coli</i>	7.2	1	0.07	0.083	0.006	Katzenelson et al.
	7.2	1	0.065	0.33	0.022	
<i>Mycobacterium fortuitum</i>	7.0	24	0.8-1.08	0.58	0.53	Farooq et al.
Coxsackie A9	7.2	20	0.15	0.12	0.018	Roy et al.
Poliovirus 1	7.2	20	0.15	0.5	0.075	Roy et al.
	7.2	5	0.15	1.47	0.22	
Poliovirus 2	7.2	20	0.15	7.83	0.0725	Roy et al.
<i>Giardia muris</i>	7.0	25	0.03-	9.0-1.8	0.27	Wickramanayake
	7.0	5	0.15 0.15-0.7	12.9-2.8	1.94	
<i>Naegleria gruberi</i>	7.0	25	0.3-1.2	4.3-1.1	1.29	Wickramanayake
	7.0	5	0.55-2.0	7.8-2.1	4.23	
<i>Entamoeba histolytica</i> (quiste)	7.5- 8.0	19	0.7-1.1	<5	-	Newton et al

El ozono es el desinfectante más potente que se utiliza en los abastecimientos de agua, cuyo producto $C \cdot t_{99}$ de la mayoría de los microorganismos es menor a 1/10 del HOCl o dióxido de cloro. Los tiempos de contacto y la concentración para la inactivar o matar todos las especies patógenas transmitidos por el agua son muchos más bajas que los del cloro libre o cualquier otro desinfectante.

Tabla 7. Valores $C \cdot t$ de MOGGOD para inactivar el 99% de diversos microorganismos y un pH de 6 a 7.5

Micoorganismos	$C \cdot t$ (mg · min/l)
<i>Giardia lamblia</i> @ 3 - 5°C @ 20°C	6 - 10 3
<i>Legionella pneumophila</i>	<3
<i>Staphylococcus aureus</i>	6
<i>Escherichia coli</i>	<2
<i>Pseudomona aeruginosa</i>	<3
Esporas de <i>Bacillus subtilis</i>	2000
Bacteriófago f_2	<3

Los gases oxidantes han resultado ser eficaces contra un amplio rango de microorganismos (incluidos algunos de más resistencia a la inactividad). La eficiencia del proceso MOGGOD como desinfección de agua es igual o superior a los del cloro (OPS, 1995).

Tabla 8. Dosis de energía ultravioleta a 254 nm (microvolts-segundos/cm²) necesaria para inactivar diversos organismos

Microorganismos	Energía requerida
<i>Escherichia coli</i>	360 - 2.400
<i>Staphylococcus aureus</i>	210 - 400
<i>B. paratyphi</i>	320
<i>B. subtilis</i>	1,000 - 2,440
Esporas de <i>B. subtilis</i>	2,160 - 12,000
<i>Pseudomonas aeruginosa</i>	2,500
<i>S. typhimurium</i>	3,200
Colifago T 3	160
Poliovirus	780
Huevos de nemátodos	18,400
<i>Paramecium</i>	40,000
Quistes de <i>Giardia muris</i>	60,000 - 100,000

NOTA: Se ha demostrado que la desinfección ultravioleta sigue la ley de Chik de la cinética de la desinfección, según se expresa en la ecuación siguiente:

$$\frac{-\log N}{N_0} = \frac{I \times t}{Q}$$

Donde: *N*₀ es el número original de microorganismos, *N* el número de microorganismos sobrevivientes; *I* es la intensidad de exposición, en microvolts por centímetro cuadrado; *t* es el tiempo de exposición en segundos; y *Q* es la dosis para la supervivencia unilogarítmica, en microvolts segundos por centímetro cuadrado.

La dosis necesaria para la supervivencia unilogarítmica suele designarse como un lete (rango y orden de magnitud de las exposiciones).

Para la luz UV no se puede aplicar el parámetro *Ct* pero se puede medir con una celda fotovoltaica la intensidad de exposición en unos o varios puntos estratégicos dentro de la cámara, para determinar la dosis de producción UV suficiente para regresar la inactividad o muerte de los microorganismos.

9. Selección de los sistemas de desinfección

El propósito de seleccionar un sistema de desinfección es obtener eficacia máxima del desinfectante sobre la variedad más amplia de condiciones microbiológicas esperadas; mejor economía general; mínimos efectos indeseables en el agua; fiabilidad máxima, con el fin de obtener los mejores beneficios para la salud. En circunstancias normales, ningún sistema de desinfección logrará todos los objetivos. Por lo tanto es una buena idea considerar primero la importancia jerárquica de los objetivos para la aplicación específica y luego establecer un equilibrio razonable entre las prioridades de desempeño. Esto requiere de un buen entendimiento de las propiedades y características de los desinfectantes y equipos de desinfección, el conocimiento de los microorganismos contaminantes, e información sobre las condiciones existentes (físicas y socioeconómicas).

La selección de sistemas de desinfección puede hacerse a gran escala como para aplicaciones regionales, o bien para una aplicación específica. No hay un método de desinfección que sea

adecuado para todas las situaciones posibles, por lo general, un país u organismo nacional o regional tendrá que utilizar más de un método de desinfección.

Consideraciones generales.

La información sobre las condiciones generales relacionadas con los sistemas de desinfección puede incluir el clima, precipitación pluvial, temperatura, humedad, topografía, comunicaciones y transportes, infraestructura comercial, disponibilidad y fiabilidad de energía eléctrica. También es necesario conocer el tipo, y la capacidad de la fuente de agua, su calidad química, física y microbiológica, el tratamiento antes de la desinfección y el nivel actual y potencial de contaminación. Toda esta información es necesaria para determinar: a) si el abastecimiento de agua es adecuado, b) los procesos de pretratamiento y tratamiento necesarios, y c) la factibilidad de una desinfección segura.

La selección de la tecnología de desinfección más apropiada también exige tener en cuenta los factores *sociales, técnicos y económicos*. La organización social, las aptitudes e infraestructura disponibles, en algunos casos, quizás no sean adecuados para cumplir con los requisitos técnicos de un sistema de desinfección eficaz, lo que obligaría a adoptar otro sistema más apropiado para la situación aunque menos eficaz.

La decisión sobre qué sistema de desinfección aplicar no es tan fácil y habrá que probar en el campo varios sistemas de desinfección para determinar su idoneidad en las condiciones existentes. Además, cuando se consideran varias tecnologías siempre es recomendable hacer ensayos en el campo y realizar proyectos piloto. También, los proyectos de demostración pueden ser muy útiles cuando hay poca experiencia en el uso o selección de tecnologías de desinfección y para capacitar al personal necesario para la implantación o ampliación de los programa de desinfección..

Costos

La desinfección es tan importante que la fiabilidad, continuidad y eficacia tienen prioridad sobre los costos iniciales o los de operación y mantenimiento, siempre y cuando la durabilidad, sencillez de operación y disponibilidad o facilidad de adquisición de refacciones y suministros sean mejores que los de sistemas menos costosos.

El costo de capital de equipo de desinfección y su instalación, así como los costos corriente de operación y mantenimiento, son relativamente bajos comparados con el costo de construcción, operación y mantenimiento de un sistema de abastecimiento de agua. Incluso, los métodos más costosos son moderados comparados con el costo médico y social de las enfermedades transmitidas por el agua, como el cólera, la tifoidea, la hepatitis, las diarreas y otras.

Energía eléctrica

La disponibilidad y la fiabilidad del suministro de energía eléctrica suele ser un factor determinante que en muchos casos restringe la elección de algunas tecnologías de desinfección para sistemas de abastecimiento de pequeñas comunidades, como por ejemplo, el ozono, la luz ultravioleta, los dispositivos para la generación de gases oxidantes y bombas de dosificación. En este caso sería conveniente usar dispositivos de hipocloración por gravedad o reguladores del cloro gaseoso a presión que no requieren electricidad para funcionar.

Aspectos técnicos

Los dispositivos de desinfección de agua potable para comunidades pequeñas varían considerablemente en cuanto a la complejidad técnica en su constitución y funcionamiento así como en los requisitos de operación y mantenimiento. En general, los sistemas más complejos requieren personal más calificado que los sencillos, aunque estos últimos pueden requerir de atención más frecuente.

La capacidad técnica y organización de las comunidades son factores importantes en la selección de un sistema de desinfección. Para asegurar la desinfección fiable, eficaz y sostenible del abastecimiento de agua, el tipo de servicio para la operación y el mantenimiento tiene que ser permanente y estar disponible en el momento en que se requiera, además de ser compatible con la complejidad y frecuencia que el sistema de desinfección requiera.

En la Tabla 9 y en la Tabla 10 se resumen las características, el comportamiento y la eficacia relativa de los desinfectantes más comúnmente empleados en los sistemas de abastecimiento comunitario de agua. Esta información proporciona datos preliminares que facilitan la elección inicial de desinfectante y dispositivo de aplicación. Por ejemplo, el cloro como gas o como hipoclorito es un buen desinfectante en dosis adecuadas para bacterias, virus, algunos protozoos y helmintos, pero no es muy eficaz contra quistes de *Giardia* y *Cryptosporidium*. El ozono, que mucho más efectivo contra todos los microorganismos, en particular virus y protozoos, no proporciona un residual duradero y requiere una fuente fiable de electricidad para su generación, así como técnicos mejor capacitados que los requerido para operar instalaciones de cloración. Las instalaciones de radiación ultravioleta (UV) tienen la ventaja de que pueden funcionar durante largos periodos de tiempo sin necesidad de ajustes, y como es un proceso físico no requieren de reactivos químicos, pero sí de agua muy clara. Generalmente las pueden operar y mantener técnicos con adiestramiento mínimo. Sin embargo, al igual que los generadores de oxidantes y ozonizadores, los equipos de radiación UV requieren de electricidad fiable. La desinfección con radiación UV y con ozono, como no dejan residual es necesario añadir un desinfectante secundario, lo que entraña complicaciones operativa e incrementa el costo.

Percepciones de la comunidad y consideraciones sociales

En algunos casos, la organización social, las aptitudes disponibles y la infraestructura de pequeñas comunidades, quizás no sean adecuadas para satisfacer los requisitos técnicos de ciertos sistemas de desinfección.

Es importante asegurar que la comunidad, el ente encargado del abastecimiento de agua y las autoridades locales de salud hayan aceptado responsabilidades claramente definidas para la desinfección. Es conveniente que el comité del agua participe en la selección del sistema de desinfección, y esté consiente de las responsabilidades y actividades que implica y de acuerdo con ellas, incluyendo las necesidades financieras y de cualquier otro apoyo que necesite.

Es importante conocer la percepción de la gente en torno al agua, sus necesidades, prioridades, prácticas de uso y consumo del agua. Se deben tomar en cuenta sus opiniones sobre la salud, las enfermedades, el saneamiento básico, la desinfección del agua, los sabores y olores, las sustancias tóxicas o nocivas. La disponibilidad de esta información puede facilitar y orientar las discusiones del organismo operador con los líderes de la comunidad, de modo que las propuestas se puedan formular. Se necesita llegar a un entendimiento con la comunidad sobre los beneficios del agua de buena calidad y su relación con la desinfección, así como un consenso para seleccionar y adoptar una tecnología de desinfección y el compromiso de usarla.

Selección final

La selección de los sistemas de desinfección para situaciones regionales o locales es intrínsecamente específica y, por lo tanto, debe tener en cuenta las restricciones y limitaciones tecnológicas, físicas y económicas. La primera consideración será la disponibilidad de desinfectantes o materias para su producción. El sistema debe ser compatible con las aptitudes técnicas disponibles, la adquisición de piezas de repuesto, talleres de reparación y capacidad para la operación y el mantenimiento. Es probable que estos factores limiten considerablemente la factibilidad técnica de algunos de los sistemas de desinfección aquí considerados.

En circunstancias adversas, quizá haya que aceptar el hecho de que la desinfección del sistema colectivo de abastecimiento de agua no es factible en ese momento, evitándose la instalación de dispositivos y sistemas de desinfección que sin duda estarán condenados al fracaso. En tales circunstancias, la desinfección a nivel casero o doméstico podría ser más apropiada.

El proceso de selección del desinfectante puede dividirse en una serie de pasos para la toma de decisiones como los ilustrados en el algoritmo de la Figura 1. El orden en que se presentan la secuencia de decisiones es importante que se mantenga. Después de la elección del desinfectante se debe elegir el dispositivo dosificador para completar el sistema de desinfección, para lo cual el algoritmo de la Figura 2 puede ser de utilidad.

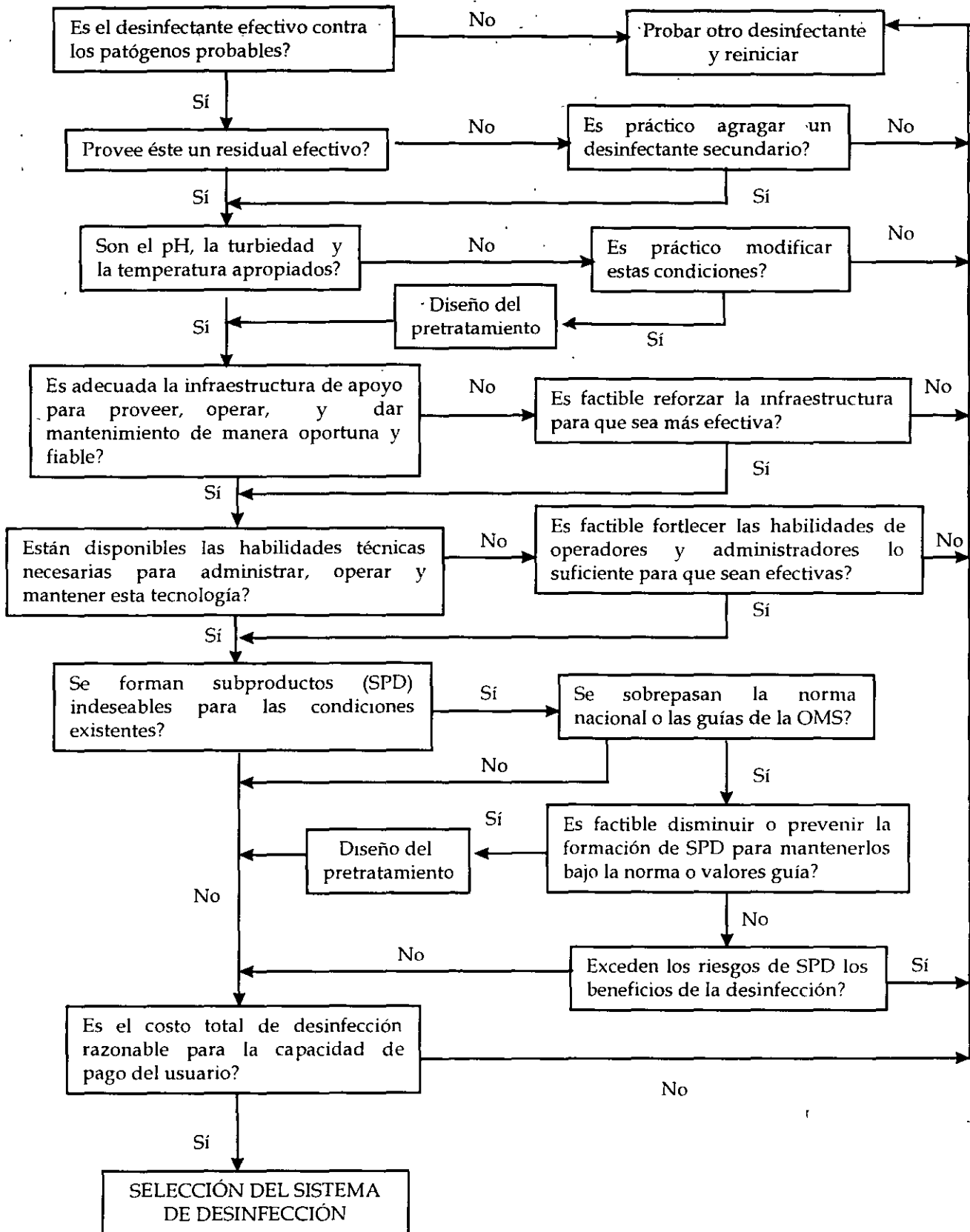


Figura 1. Algoritmo para seleccionar un sistema de desinfección, (modificado de OPS, 1995)

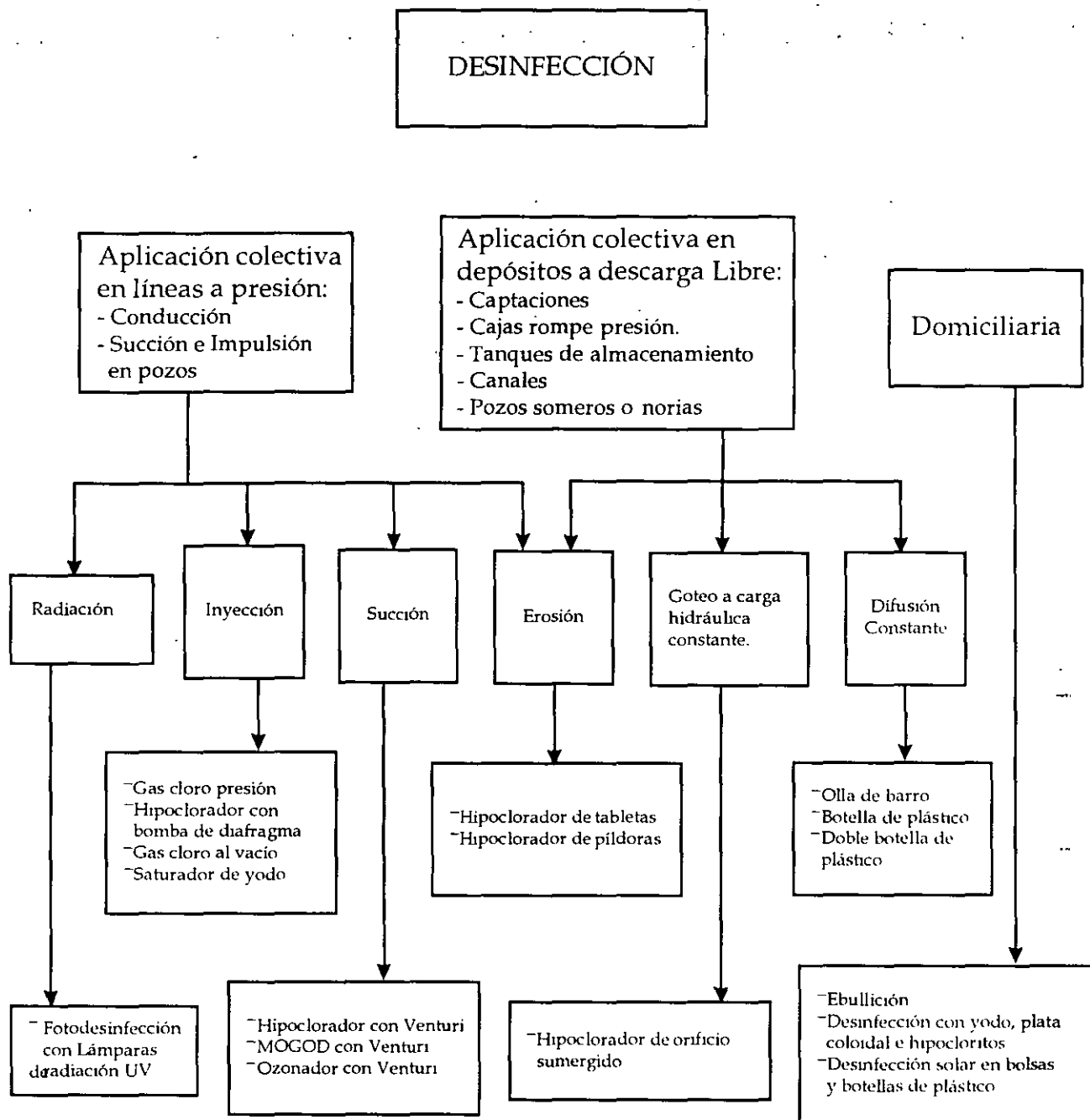


Figura 2. Algoritmo para selección del dispositivo dosificador de desinfectante

Tabla 9. Características de los desinfectantes del cloro

Factores y consideraciones especiales	Desinfectante		
	Cloro	Hipoclorito	Cloraminas
Eficiencia: <input type="checkbox"/> Bacterias <input type="checkbox"/> Virus <input type="checkbox"/> Protozoos <input type="checkbox"/> Helmintos	<input type="checkbox"/> Muy bueno como HOCl <input type="checkbox"/> Muy bueno como HOCI <input type="checkbox"/> Regular <input type="checkbox"/> Bueno	<input type="checkbox"/> Muy bueno como HOCl <input type="checkbox"/> Muy bueno como HOCI <input type="checkbox"/> Regular <input type="checkbox"/> Bueno	<input type="checkbox"/> Deficiente <input type="checkbox"/> Deficiente <input type="checkbox"/> Muy deficiente <input type="checkbox"/> No hay información
Efectos: <input type="checkbox"/> Sobre la salud <input type="checkbox"/> Sobre el sabor y olor	<input type="checkbox"/> Ninguno a la dosis normal <input type="checkbox"/> Insignificante en ausencia de productos orgánicos	<input type="checkbox"/> Ninguno a la dosis normal <input type="checkbox"/> Insignificante en ausencia de productos orgánicos	<input type="checkbox"/> Ninguno a la dosis normal <input type="checkbox"/> Insignificante
Derivados: <input type="checkbox"/> Sabores/olores <input type="checkbox"/> Subproductos indeseables	<input type="checkbox"/> De la reacción con productos orgánicos y fenoles <input type="checkbox"/> Trihalometanos, Ac. acético clorado, haloácidos, nitrilos y otros	<input type="checkbox"/> De la reacción con productos orgánicos y fenoles <input type="checkbox"/> Trihalometanos, Ac. Acético, clorado, haloácidos, nitrilos y otros	<input type="checkbox"/> Ninguno a la dosis normal <input type="checkbox"/> Moderado para dicloraminas <input type="checkbox"/> Alto para tricloraminas <input type="checkbox"/> Se forma cloruro de cianógeno
Requisitos previos a la desinfección	Turbiedad < 1 UTN 6.5 < pH < 7.8	Turbiedad < 1 UTN 6.5 < pH < 7.8	Turbiedad < 1 UTN 6.5 < pH < 7.8
Efecto de la sobredosis	Sabor y olores/THMs en presencia de orgánicos/precusores	Sabor y olores/THMs en presencia de orgánicos/precusores	Sin sabor ni olores o THMs
Requisitos de energía	Sí, para bomba de refuerzo	Depende del equipo	Depende del proceso
Experiencia en América latina y el caribe	Amplia experiencia	Amplia experiencia	Poca experiencia
Costo típicos (USD \$/Kg) <input type="checkbox"/> En el sitio de producción <input type="checkbox"/> En relación con cloro gaseoso	<input type="checkbox"/> 0.70 a 1.50 <input type="checkbox"/> 1.00	<input type="checkbox"/> 1.20 a 8.00 <input type="checkbox"/> 2 a 4 veces más caro	<input type="checkbox"/> No hay información <input type="checkbox"/> 3 a 4 veces más caro

Tabla 10. Características de desinfectantes alternativos

Factores y consideraciones especiales	Desinfectante			
	Ozono	Gases oxidantes	Luz UV	Yodo
Eficiencia <input type="checkbox"/> Bacterias <input type="checkbox"/> Virus <input type="checkbox"/> Protozoos <input type="checkbox"/> Helmintos	<input type="checkbox"/> Excelente <input type="checkbox"/> Excelente <input type="checkbox"/> Muy bueno <input type="checkbox"/> Excelente	<input type="checkbox"/> Muy bueno <input type="checkbox"/> Muy bueno <input type="checkbox"/> Bueno <input type="checkbox"/> Bueno	<input type="checkbox"/> Muy bueno <input type="checkbox"/> Muy bueno <input type="checkbox"/> Bueno <input type="checkbox"/> Bueno	<input type="checkbox"/> Muy bueno <input type="checkbox"/> Bueno <input type="checkbox"/> Bueno <input type="checkbox"/> No hay información
Efectos <input type="checkbox"/> Sobre la salud <input type="checkbox"/> Sobre el sabor y olor	<input type="checkbox"/> Ninguno a la dosis normal <input type="checkbox"/> Ninguno	<input type="checkbox"/> Ninguno a la dosis normal <input type="checkbox"/> No detectable	<input type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Ninguno	<input type="checkbox"/> Algunas personas son sensibles al yodo <input type="checkbox"/> Ligeramente medicinal
Derivados importantes <input type="checkbox"/> Sabores/olores <input type="checkbox"/> Subproductos indeseables	<input type="checkbox"/> Mejora <input type="checkbox"/> Forma bromatos y bromoformos	<input type="checkbox"/> Mejora <input type="checkbox"/> 30% - 50% del nivel desarrollo por el cloro	<input type="checkbox"/> Ninguno <input type="checkbox"/> Ninguno	<input type="checkbox"/> Ligero <input type="checkbox"/> No se conoce bien
Requisitos previos a la desinfección	Turbiedad < 1 UTN 6.0 < pH < 9.5	Turbiedad < 1 UTN 6.0 < pH < 8.5	Turbiedad < 1 UTN Eliminar color	Turbiedad < 1 UTN 6.5 < pH < 8.5
Efecto de sobre dosis	Sin efecto	Menor que para el cloro	Sin efectos	Sabor y olor. Posible efecto a la salud
Requisitos de energía	Depende del equipo	Depende del equipo	Depende del equipo	Depende del equipo
Experiencia en América latina y el caribe	Experiencia limitada	Experiencia limitada	Experiencia limitada	Muy poca experiencia
Costo típicos (USD \$/Kg) En el sitio de producción En relación con cloro gaseosos	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> 2.50 a 5.00 <input type="checkbox"/> 3 a 4 veces más caro	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> 0.50 a 1.00 <input type="checkbox"/> 0.8 a 1.5 veces más caro	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> No se aplica <input type="checkbox"/> 3 a 4 veces más caro	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> 10.00 <input type="checkbox"/> 6 a 10 veces más caro

Fuente: OPS, 1995.

10. Dispositivos para dosificación de desinfectantes

10.1 Generalidades

Además de la eficiencia de remoción o inactivación microbiana del desinfectante, la selección del sistema de desinfección que se proponga emplear también depende significativamente de aspectos prácticos como la instalación del equipo, los costos, la confiabilidad, los requisitos de operación y mantenimiento, su durabilidad, las medidas de seguridad y el apoyo de la infraestructura disponible. En esta sección se examinan las características de los dispositivos cloradores, ozonizadores, generadores de gases oxidantes mezclados, yodadores y el equipo de luz ultravioleta, teniendo en consideración los factores más sobresalientes e importantes de éstos, a fin de asegurar que el método seleccionado sea el más apropiado para mantener una operación sostenible y confiable en las condiciones en que va ser utilizado.

Respecto a la cloración, lo primero que hay que decidir al seleccionar el equipo de dosificación es si se va a usar **cloro gaseoso o solución de hipoclorito**. En muchos países el cloro gas es el desinfectante de agua más económico; viene en cilindros de acero, con una capacidad nominal neta de 68 kg o una tonelada con la finalidad de la manipulación manual, estos dispositivos son seguros de operar y mantener, pero, en circunstancias específicas los dosificadores de hipocloritos o hipocloradores pueden ser más prácticos o económicos.

La hipocloración requiere estricto control para asegurar que las soluciones de cloro se preparen adecuadamente, no se agoten o se dejen reposar durante periodos prolongados de tiempo, pues pierden potencia (>10%; en la práctica); no obstante, el nivel de educación del operador no necesita ser tan alto como en el caso de operación de los sistemas de cloro gaseoso. Hay varios tipos de hipocloradores fabricados comercialmente así como muchos dispositivos de construcción local que funcionan satisfactoriamente cuando se instalan y operan adecuadamente.

Varios fabricantes producen dispositivos de desinfección que usan tabletas de hipoclorito de calcio para diversos fines. Estos han encontrado un lugar importante en el tratamiento de piscinas, aguas residuales, así como en la desinfección de abastecimiento de agua para comunidades pequeñas y en aplicación casera.

Los hipocloradores del tipo de **erosión de tabletas o píldoras**, normalmente utilizan tabletas de hipoclorito de calcio de alto contenido de cloro (65 a 70%) adquiribles en el mercado bajo diferentes marcas; sin embargo, hay que tener cuidado de que sean apropiadas para la desinfección de agua para consumo humano y no contengan sustancias como los cianuratos. En algunos casos las tabletas también las elaboran localmente los usuarios comprimiendo polvo de hipoclorito de calcio. En general, las tabletas son muy estables, más seguras y fáciles de manejar y almacenar (latas pequeñas, cubetas y tambos) que los cilindros de gas cloro. Las tabletas generalmente cuestan más que el polvo de hipoclorito, pero aún así el costo es razonable.

Hay varios **hipocloradores por gravedad** sencillos hechos localmente de materiales fácilmente adquiribles. Los más exitosos están diseñados para suministrar una solución de hipoclorito a una tasa de flujo constante. La tasa de dosificación se puede ajustar fácilmente con tan solo cambiar la profundidad de inmersión de los orificios. Estos dispositivos pueden fabricarse de muchos materiales, pero es esencial que todos sean resistentes a los efectos corrosivos de una solución fuerte de hipoclorito, los flotadores se han hecho de tubos de PVC y madera, no deben usarse metales como aluminio, acero, cobre, o aún acero inoxidable porque se destruyen rápidamente. Para las soluciones

madres de hipoclorito de calcio o cal clorada, algunos diseños emplean un solo tanque dividido por rejillas de difusión a fin de evitar que pasen precipitados.

Es preciso tener cuidado en el manipuleo de las soluciones de hipoclorito. Estas son sumamente corrosivas y, por consiguiente, las herramientas y los recipientes utilizados para prepararlas deben ser de plástico, cerámica u otro material resistente a la corrosión. El personal debe ser adiestrado en el manejo de derrames y en los procedimientos correctos para la operación y mantenimiento del equipo.

Los **generadores de hipoclorito de sodio in situ**, surgen de la idea de producir localmente el cloro para la desinfección de agua potable, sin embargo, salvo por unos pocos dispositivos, la mayoría han sido demasiados costosos. Estas circunstancias han hecho renacer el interés en la producción de hipoclorito in situ mediante la electrólisis de la sal (cloruro de sodio), en particular para su uso en suministros de agua rurales y pueblos pequeños como una alternativa factible a la distribución desde una planta de producción de hipoclorito, o de una central de distribución.

A medida que han ido evolucionando el desarrollo de los equipos de **ozonización**, han aumentado sus tipos; en el mercado se encuentran ozonizadores y equipos conexos para sistemas de ozonización con capacidad apropiada para la desinfección en sistemas pequeños de abastecimiento público de agua. Los sistemas de ozonización para abastecimientos de agua constan de cinco componentes básicos: la unidad de preparación de gas (aire u oxígeno puro), el generador de ozono, la fuente de energía eléctrica, tanque de contacto y la unidad para la eliminación del gas sobrante. Todos los sistemas de ozonización empleados en el tratamiento de agua generan ozono en sitio de aplicación y casi todos lo hacen por medio de un arco eléctrico en una celda, a través de la cual se pasa oxígeno o aire secado.

La desinfección con radiación ultravioleta (UV) se ha venido utilizando ampliamente en los sistemas de abastecimiento de agua de establecimiento como hospitales, en industrias de alimentos y bebidas, en hoteles y buques y ha vuelto a recibir atención como desinfectante de pequeños abastecimientos de agua, debido a su capacidad de desinfectar sin producir cambios físicos o químicos notables en el agua tratada. El equipo de **ultravioleta** que hay en el mercado actual utiliza lámpara de arco de mercurio de baja presión que emiten su energía máxima de salida a una longitud de onda de 253.7 nm y a una temperatura de funcionamiento de cerca de 40°C. Una consideración importante es asegurarse de que cada microorganismo reciba la dosis biocida de radiación ultravioleta en la cámara de contacto. Esto se logra determinando el espacio correcto entre las lámparas y las superficies reflectivas del interior de la cámara y agitando adecuadamente el agua cuando pasa por la cámara.

Hay dos tipos básicos de cámaras de exposición del agua a la radiación ultravioleta: aquellas en las que las lámparas están sumergidas en el agua y las que están fuera del agua.

Los **sistemas de yoduración** no se han llegado a usar continuamente durante largos periodos en los sistemas de agua de comunidades debido al alto costo y la preocupación por los posibles efectos sobre la salud de algunas personas susceptibles; por ello, los dispositivos de dosificación en realidad nunca se han probado en condiciones operacionales a largo plazo; sin embargo, los sistemas del tipo de saturador que se han utilizado para la aplicación de yodo han sido probados en la aplicación de flúor y en hipocloradores, por lo que hay muy pocas dudas sobre su eficacia, fiabilidad o durabilidad para dosificar también el yodo. El saturador sería probablemente el equipo más apropiado para dosificar yodo en los sistemas de agua de comunidades pequeñas.

En el mercado existen varios dispositivos **MOGGOD** patentados y mayoría utilizan la electrólisis de una solución de sal, pero por lo menos uno emplea la fotólisis de aire u oxígeno. La tecnología del oxidantes mezclados todavía se encuentra en la etapa de desarrollo, pero algunos de los dispositivos

han llegado a proporcionar una desinfección eficaz, fiable y de bajo costo, y se están empleando con éxito.

Los adelantos anotados han hecho que la generación *in situ* de las mezclas de oxidantes sea una alternativa factible para la desinfección de abastecimientos de agua de comunidades pequeñas. Para esto la tecnología básica de la electrólisis ha sido adaptada para asegurar sencillez de instalación y operación, durabilidad y compatibilidad con las comunidades remotas, pequeñas y pobres.

Recientemente se han investigado dispositivos que producen una solución oxidantes mezclados en lugar de gas. Las especies de oxidantes producidas y la eficacia como oxidantes y desinfectantes parecen ser similares a la de gases oxidantes mezclados cuando se inyecta en el agua. Por lo tanto, el término MOGGOD se ha cambiado al de MOGOD. En los diferentes dispositivos de MOGOD existe una gran variación en la relación entre el oxígeno y las especies del cloro generado. Se cree que esto se debe a las diferencias en el diseño de las celdas electrolíticas, al material y a la concentración de la sal en el electrolito.

10.2 Dispositivo de dosificación de cloro gaseoso al vacío

Descripción.- El sistema completo de dosificación de cloro esencialmente se compone de un regulador de presión, una válvula reguladora de flujo, un indicador de flujo, un eyector, un difusor y la tubería de interconexión. Se agrega un medidor de flujo (generalmente un rotámetro) al sistema para indicar la tasa de flujo del gas de cloro. Cada vez que hay un cambio en el caudal de agua o en la demanda de cloro, hay que volver a ajustar el flujo de gas de cloro.

Insumos.- El consumo de energía eléctrica es relativamente pequeño, pues sólo se requiere la energía necesaria para inducir el flujo de agua a través del Venturi. El flujo de agua y la presión diferencial que se requiere pueden producirse por medios hidráulicos o eléctricos con ayuda de una pequeña bomba de ayuda, generalmente de 1 a 1 ½ HP, para el dispositivo de gas cloro.

Instalación.- Todas las instalaciones de cloración con gas deben estar dotadas de casetas bien ventiladas y con cadenas u otro aparejo bien asegurado a una pared para evitar que los cilindros de cloro se volteen accidentalmente. El pesaje correcto permitirá hacer un cálculo exacto de la cantidad de cloro que se está dosificando durante un periodo determinado y también indicará el número de cilindros en reserva y cuándo hay que cambiar los cilindros. Las balanzas para los sistemas pequeños de abastecimiento agua están diseñadas para pesar cilindros 45 ó 70 kg en posición vertical. El cloro es un gas peligroso, por lo que debe manejar con cuidado. Los cilindros de cloro nunca se deben guardar donde les dé la luz solar directamente para evitar que se calienten. Para garantizar la mayor seguridad y economía, los sistemas de cloración de gas deben ser diseñados e instalados por personas con experiencia.

Operación y mantenimiento. Este sistema de cloración requiere que haya un vacío para activar el mecanismo que deja salir el gas contenido en un cilindro de cloro gas licuado. El vacío se crea con agua a presión que fluye a través de un eyector (Venturi) u otro dispositivo similar. El cloro gas pasa del cilindro a través del regulador de demanda (montado directamente en la válvula del cilindro mediante una abrazadera que trae el clorador), posteriormente el gas pasa por una tubería al vacío que conecta el regulador al Venturi. El cloro se incorpora en el agua que pasa a través del Venturi y se mezcla disolviéndose inmediatamente a las concentraciones deseadas. La instalación, la reparación y el mantenimiento de cloradores de gas sólo deben hacerlas operadores adiestrados y en conformidad con las instrucciones del fabricante.

Para determinar la capacidad de un clorador de gas es necesario establecer el flujo máximo esperado de agua. Este flujo en litros/segundo, multiplicado por la demanda de cloro en mg/l y luego por 3.6, da el número de gramos de cloro que el clorador debe ser capaz de suministrar por hora. Para fijar la dosis de cloro durante la operación normal, es necesario medir el gasto de operación y determinar la demanda de cloro en el agua cruda (dosis (gr/h) = 3.6 x gasto (lps) x demanda (mg/l)). La tasa típica de dosificación para los cloradores pequeños del tipo vacío es de 3.5 a 75 gramos/hora, aproximadamente. Hay equipos de esta clase con tasas de dosificación de cloro de hasta 100 kilogramos por día.

Este tipo de sistema generalmente es duradero y relativamente exento de dificultades. Hay que tener sumo cuidado de que la humedad no se mezcle con el cloro gaseoso (es muy corrosivo). Los materiales del sistema de cloración, incluyendo repuestos y accesorios, tienen que ser apropiados para el manejo del cloro gaseoso húmedo y seco. La reutilización de los empaques usados es probablemente la causa más común de las fugas de cloro gas. El cloruro férrico que se deposita en las tuberías, generalmente debido a las impurezas del cloro, se debe limpiar con regularidad. En la operación rutinaria es necesario que el operador compruebe que el equipo este funcionando adecuadamente y, en caso necesario, ajuste la dosis de cloro gas 3 ó 4 veces en un turno de 8 horas. El cambio rutinario de un cilindro vacío a otro lleno suele tomar menos de 15 minutos a un operador experimentado.

Seguridad.- El cloro gas se vende en forma de gas licuado en cilindros de acero (40 ó 70 kg). Debido a los peligros de explosión, deben cumplirse estrictamente las especificaciones para llenar los cilindros. Asimismo, se deben seguir reglas y precauciones especiales en su manejo, transporte, descarga, almacenamiento, instalación y conexión al clorador, arranque y parada, desconexión, retirada, mantenimiento y reparación. También deben proporcionarse equipo de seguridad, incluyendo máscaras antigás y herramientas especiales para detectar y arreglar fugas. El personal debe ser adiestrado y ejercitado regularmente en todos los aspectos, incluidos los de emergencias.

Costo.- Los cloradores del tipo de funcionamiento al vacío montados directamente sobre el cilindro, incluyendo el inyector - difusor, cuesta alrededor de USD \$ 900 a \$ 1,200; un cilindro de cloro gas de 70 kg, con válvula de \$ 350 a \$ 400; la balanza, unos \$ 220 y la bomba de ayuda y tubería, cerca de \$ 250. El costo del cloro licuado varía mucho de un país a otro, oscilando entre USD \$ 1.0 a \$ 6.0 por kilogramo. Los costos de operación y mantenimiento varían mucho de un país a otro.

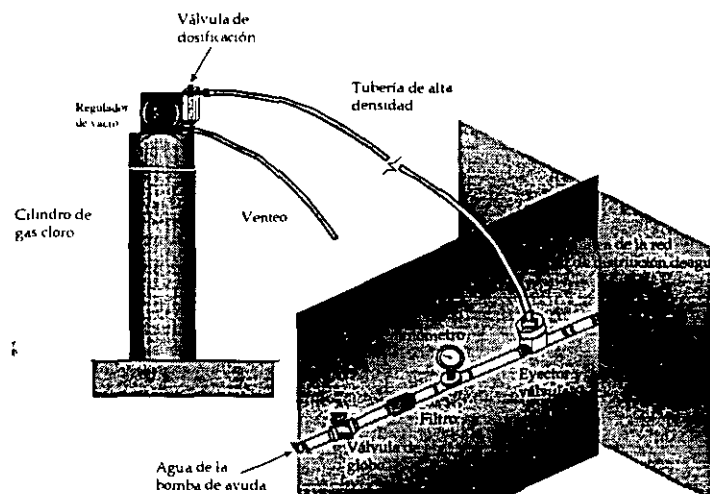


Figura 3. Sistema de dosificación de cloro al vacío

10.3 Dosificador de gas cloro a presión

Descripción. - El sistema consta de un diafragma accionado por resorte y activado por un regulador de presión que reduce la presión del cilindro a cerca de 1.46 k/cm^2 . Con este dispositivo se utiliza una presión baja en el sistema. Lo que reduce la probabilidad de fugas. El difusor debe estar sumergido en el agua a ser desinfectada, generalmente en un tanque o canal, pero también puede insertarse directamente en una cañería de agua de baja presión (menos de 0.7 k/cm^2). Los cloradores más pequeños del tipo de alimentación a presión tienen una capacidad que varía entre 6.0 y 120 g/hora. Como la presión del cloro gas en el cilindro cambia en función de la temperatura ambiente, la tasa máxima de dosificación continua debe calcularse con base en la temperatura ambiente más baja prevista. Para una dosificación continua de cloro gas de 120 g/horas, la temperatura del ambiente tiene que ser superior a -5°C .

Se agrega un medidor de flujo (generalmente un rotámetro) al sistema para indicar la tasa de flujo del gas de cloro. Cada vez que hay un cambio en el caudal de agua o en la demanda de cloro, hay que volver ajustar el flujo de gas cloro.

Insumos. - El clorador de gas del tipo de presión es activado por la propia presión del gas cloro en el cilindro y no requiere energía eléctrica externa. Esto es una ventaja en los casos en que no se dispone de una fuente de energía hidráulica o eléctrica.

Instalación. - Los requerimientos de instalación son esencialmente los mismos que para los cloradores de dosificación al vacío. Es importante que la cámara de contacto, el canal o el tanque sean diseñados de modo que siempre haya una cubierta mínima de agua de 0.5 metros sobre el difusor para asegurar que se disuelva todo el cloro gas, evitando así que se pierda en el aire.

Operación y mantenimiento. - Este tipo de clorador suele recomendarse únicamente para aquellos casos en los que no hay posibilidad de usar un diferencial de presión o no se dispone de una fuente de electricidad para operar una bomba de ayuda que produzca el diferencial de presión necesario para el funcionamiento de los cloradores al vacío. La tasa de dosificación se mantiene constante, independientemente de cualquier cambio que ocurra en la presión del cilindro de cloro. Un rotámetro indica la tasa de flujo del cloro y un venteo en el clorador permite aliviar el gas hacia el exterior cuando se cierra la válvula del cilindro. El cloro gas es dirigido desde el clorador hasta un difusor por medio de una válvula de control. Las tasas típicas de dosificación para los cloradores pequeños del tipo de vacío es de 3.5 a 75 gramos/hora aproximadamente; hay equipos de esta clase con tasas de dosificación de cloro de hasta 100 kilogramos por día.

Los requerimientos de operación y mantenimiento son básicamente los mismos que se indican para los cloradores de gas de funcionamiento al vacío. Se requiere que el operador preste mucha atención para cerciorarse de que ha cortado el paso del cloro gas cuando no hay flujo de agua. Generalmente se requiere un operador de tiempo completo.

Seguridad. - Este tipo de clorador no se considera tan seguro como el de tipo al vacío porque mantienen un a presión positiva en el sistema y no cesa de alimentar cloro cuando no hay flujo de agua. Las consideraciones de seguridad son básicamente las mismas de los cloradores de dosificación al vacío. Deben tomarse precauciones especiales en aquellos sistemas que descargan el cloro directamente en tanques de agua, a fin de impedir la acumulación excesiva de cloro gaseoso cuando el nivel de agua esté bajo o disminuya el flujo. En general puede justificar la instalación de un detector de cloro en el aire con una alarma.

conectar a la tubería y evitar que la presión del agua haga que ésta fluya hacia la bomba de diafragma.

Operación y mantenimiento.- La dosificación se realiza a través de una bomba de diafragma de desplazamiento positivo (por pulsaciones). La solución de hipoclorito se debe preparar en un recipiente ajeno al depósito esperando a que se decante por lo menos 12 horas, preferentemente. El funcionamiento del diafragma es hacer el llenado en la cámara del cabezal y la expulsión por presión en la línea y el punto de descarga, el cual va instalado en la flecha de la selenoide que hace el movimiento hacia adelante y atrás. Dependiendo de la capacidad de inyección que fije en la perilla de ajuste será la dosificación necesaria en el punto de aplicación. La válvula de inyección tiene la función de inyectar la solución en el interior de la línea que viene de la fuente de abastecimiento; también cuenta con un válvula check que contrarresta la presión de la línea.

El método más común de accionar las bombas de diafragma es usando un motor eléctrico. Las de accionamiento hidráulico son menos comunes. Una ventaja de este sistema es que con un dispositivo especial, la velocidad de dosificación del hipoclorito puede calibrarse a la velocidad de flujo del agua. El caudal de la bombas de diafragma puede regularse para ajustar la dosificación de hipoclorito, ajustando ya sea la frecuencia o la longitud del recorrido de la biela. La mayoría de los hipocloradores más comunes utilizan motores de velocidad variable para regular la frecuencia del recorrido de la biela. El paro y arranque es de control manual, lo mismo que la tasa de dosificación, pero se puede hacer automáticamente el paro - arranque usando un interruptor de activación magnético conectado al regulador de la bomba de agua, pero para pequeñas comunidades no se recomienda sistemas automáticos de control que ajusten las tasas de dosificación por su complejidad de equipo, instalación y mantenimiento. La capacidad de esta clase de Hipoclorador es amplia: con un rango de un litro/hora de hipoclorito y cerca de 200 litros/hora.

Su mantenimiento es muy sencillo, pero se requiere un mantenimiento de rutina fiable. La cal clorada, además de los problemas de precipitación, suele contener impurezas que no se disuelven, y que se deben extraer de la solución madre por el proceso de sedimentación - colado - decantación - filtración antes de usarla.

La concentración de la solución de hipoclorito es un factor importante en la durabilidad de las piezas de la bomba. Generalmente, mientras más fuerte sea la solución, más corta será la duración. Los materiales de diafragma tienen una vida útil relativamente corta (6 mese o 3 según su utilización) debido a su constante flexión y oxidación por la solución de hipoclorito, por lo que es preciso cambiarlo periódicamente. Las válvulas de retención están expuestas a la deposición de calcio, por lo que hay que limpiarlas con una solución ácida para evitar un funcionamiento deficiente y tener que reemplazarlas con mayor frecuencia cuando pierdan su elasticidad debido a la oxidación.

No poner teflón en las piezas que integran toda la línea; únicamente se deberá poner en el extremo que enrosca en la tubería o sea en la válvula de inyección. Sacar la pichancho o válvula de pie introduciéndola en agua limpia si la fuente no opera periódicamente. La limpieza de las piezas será con agua. Después de un tiempo de paro y volver a ponerlo en operación, se deberá verificar la presencia de cloro en la línea de conducción teniendo un mínimo de llenado hasta la succión.

Seguridad.- El hipoclorito de calcio de alto contenido de cloro generalmente se obtiene con 65 ó 70% de cloro disponible. Por razones de seguridad algunos países limitan la concentración al 65%. En condiciones normales el hipoclorito es un polvo relativamente estable; sin embargo cuando entra en contacto con materiales orgánicos y otras sustancias oxidables, puede producir una combustión espontánea. Los hipocloritos deben guardarse en recipientes herméticos, a prueba de humedad en habitaciones limpias, separadas y específicas diseñadas, con ventilación apropiada.

Cuando se maneja o prepara soluciones de hipoclorito deben usarse anteojos protectores, guantes y delantales hecho de materiales resistentes al cloro. Deben reducir al mínimo las salpicaduras de soluciones y cualquier derrame accidental sobre una persona se debe atender inmediatamente quitándose la ropa contaminada y lavándose bien las partes del cuerpo afectadas. El hipoclorito debe almacenarse alejado de sustancias o materiales que pueden arder, pues incluso cantidades pequeñas de cloro que puedan escapar podrían ser suficientes para reaccionar con otra sustancias y comenzar un incendio o producir una explosión violeta.

Es conveniente dar limpieza permanente exterior con solvente de aflojamiento y estopa a la carcasa del dosificador, esto con el fin de detectar posibles fugas y corrosión

Costo.- El costo de instalación de los cloradores del tipo de bomba de diafragma con controles eléctricos, tanque plásticos para la solución oscilan entre USD \$ 700 y \$ 1,000. El costo de los compuestos de hipocloritos varía entre USD \$ 2.50 y USD \$ 4.60 por kilogramo. Se estima que el costo por persona por año oscila entre \$ 1.0 y 3.0.

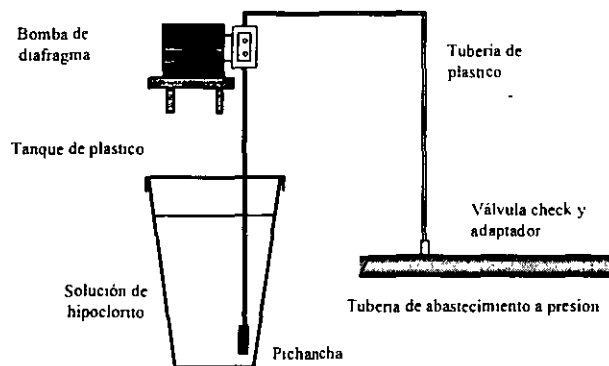


Figura 5. Hipoclorador de diafragma de desplazamiento positivo

10.5 Dispositivo tipo Venturi para solución de hipoclorito

Descripción.- Este tipo de clorador se basa en el mismo principio que el de eyector empleado en los cloradores de gas. El vacío creado por el flujo del agua a través de un tubo de Venturi succiona la solución de hipoclorito y la descarga directamente en la tubería de agua principal o en una corriente de derivación. Cuando se usa hipoclorito de calcio se debe comprar en tambos duraderos y resistentes a la corrosión, que se puedan volver a sellar bien después de abrirlos. La capacidad de dosificación varía de alrededor de 1 a 25 litros/hora. Una ventaja importante es que si no fluye agua por el dispositivo, no se suministra solución de cloro, lo que reduce la probabilidad de una sobredosis.

Insumos.- No requiere una fuente de energía separada si existe presión suficiente en el sistema de abastecimiento de agua en el punto de aplicación de la solución de cloro, para producir un flujo adecuado de agua por el Venturi. En otros casos, se necesitaría una fuente de energía eléctrica fiable para bombear una cantidad pequeña de agua a través del Venturi.

Instalación.- Un Venturi tiene un régimen de flujo relativamente estrecho dentro del cual funciona eficientemente. Por este motivo, se le debe seleccionar de manera que sus requisitos hidráulicos concuerden con el flujo máximo y mínimo del sistema de abastecimiento. Los equipo Venturi no se deben utilizar en condiciones de fluctuaciones amplias en el flujo y de presión que exceden el régimen operacional de éstos. Solamente se debe usar instrumentos Venturi fabricados específicamente para soluciones oxidantes fuertes. Los materiales empleados en la construcción de

la mayoría de los tubos Venturi son atacados por las soluciones de hipoclorito, por lo que deben evitarse, ya que pueden deteriorarse rápidamente. Los hipocloradores con Venturi se diseñan para instalarse en una pared o sobre las tuberías. Todas las tuberías y tubos de plástico flexibles se deben instalar en forma nítida y ordenada para facilitar la operación y el mantenimiento. Al igual que con todos los hipocloradores, es preciso tomar precauciones especiales al diseñar las instalaciones y almacenamiento debido a la naturaleza reactiva de las soluciones de cloro.

Operación y mantenimiento.- La dosificación se regula ajustando una válvula de aguja. La capacidad de dosificación varía de alrededor de 1 a 25 litros/hora. Una ventaja importante es que si no fluye agua por el dispositivo, no se suministra solución de cloro, lo que reduce la probabilidad de una sobre dosificación. No son muy precisos, especialmente cuando el flujo varía mucho; en estos casos es necesario ajustar frecuentemente la dosificación y mantener un cloro libre residual de por lo menos 0.5 mg/l, después de 30 minutos de tiempo de contacto y antes de que el agua llegue a los consumidores.

El Venturi de material acrílico tiene ventajas porque le permite al operador determinar visualmente cuando hay que limpiarlo, y además es muy resistente hipoclorito. Los Venturi se deben limpiar rutinariamente, si es necesario con ácido para eliminar los depósitos de calcio que pueden producir ya sea proveniente de la solución de hipoclorito o del agua dura. La mayoría de los empaques de las juntas, válvulas de retención, resortes y juntas con el tiempo se desgastan, por lo que deben reemplazarse periódicamente

Seguridad.- Este dispositivo es muy seguro; sin embargo, cuando se preparan o manejan las soluciones madre de hipoclorito, deben tenerse en cuenta las precauciones necesarias (es irritante para la piel). Una de las ventajas es que el proceso de dosificación de hipoclorito se detiene cuando el agua deja de fluir por el Venturi, reduciendo la probabilidad de un exceso de dosificación.

Costo.- El costo (1994) varía entre USD \$ 25 por un Venturi sencillo con válvula de control y \$150 por un Venturi con válvula de aguja para un control de precisión y un rotámetro indicador la tasa de aplicación. El costo de instalación, incluyendo la tubería y tanque de solución, es de alrededor de \$ 400. El costo del hipoclorito oscila entre \$ 2.50 y \$ 4.60 por kilogramo. El costo por persona por año se encuentra entre \$ 1.0 y \$ 3.0.

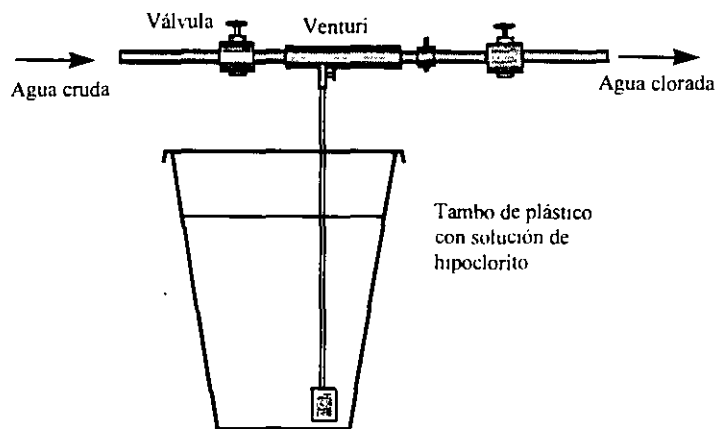


Figura 6. Instalación de un Hipoclorador tipo Venturi

10.6 Dosificadores por erosión de tabletas o píldoras

Descripción.- Los cloradores del tipo erosión utilizan tabletas de hipoclorito de calcio de alto contenido de cloro (65% a 70%) adquiribles en el mercado bajo diferentes marcas, pero hay que tener cuidado de que no contengan cianuratos. Estos dispositivos de dosificación son de costo relativamente bajo y duraderos ya que generalmente están hechos de materiales no corrosivos y no tienen partes móviles.

El dosificador de píldoras se utiliza para suministrar hipoclorito de calcio directamente en pozos o norias y tanques de almacenamiento a una velocidad constante que puede regularse. Las píldoras, al sumergirse, se disuelven lentamente, proporcionando un cloro residual razonablemente constante; son útiles para pozos contaminados con microorganismos. Este dispositivo ofrece mucha flexibilidad, tanto en la cantidad de cloro como en la ubicación de los puntos de aplicación. Para abastecimientos más grandes puede usarse varios dosificadores.

Insumo.- Se utilizan normalmente tabletas de hipoclorito de calcio de alto contenido de cloro (65% a 70%). Solo se requiere energía hidráulica, para el clorador por erosión. Los dosificadores de píldoras de hipoclorito de calcio sí requieren energía eléctrica para operar.

Instalación.- La instalación de esta clase de dispositivos de dosificación requiere un adiestramiento especializado mínimo; con conocimientos de plomería y tubería; sin embargo, es preciso prestar atención a las instrucciones del fabricante para asegurar la durabilidad y una operación adecuada de acuerdo con las especificaciones.

Operación y mantenimiento.- Son muy fáciles de operar. El mecanismo de control de dosificaciones es básicamente un ajuste de la profundidad de inmersión de una columna de tabletas, que se sencillo pero no muy preciso. Utilizan la tasa de solubilidad de los comprimidos de hipoclorito en el agua corriente. Las tabletas se disuelven gradualmente a una velocidad predeterminada a medida que el agua fluye a su alrededor, para proporcionar la dosificación requerida de cloro. Conforme se van disolviendo las tabletas, estas son reemplazadas por otras que generalmente caen por gravedad en la cámara de solución del hipoclorador. La descarga del clorador es una solución de agua clorada concentrada que luego pasa a un tanque, a una cámara de contacto o a un canal abierto, según el caso. Una vez calibrado el equipo, si no hay grandes variaciones en el flujo, normalmente requieren poca atención, excepto para cerciorarse de que el depósito está lleno de tabletas para asegurar una dosificación continua. El mecanismo de dosificación de tabletas se debe inspeccionar con regularidad par detectar depósitos de calcio o si hay obstrucciones, teniendo cuidado de limpiarlo bien, volver a ponerlo en la posición correcta y calibrarlo. La inspección y el relleno de tabletas dependerán de la instalación específica y serán una función de la dosificación de cloro y el volumen de agua tratada.

Seguridad.- En general las tabletas y píldoras de hipoclorito son más fáciles de manejar y almacenar que otros compuestos de cloro; sin embargo, es necesario observar precauciones de seguridad mínimas. Es importante no usar tabletas destinadas a piscinas, porque suelen contener isocianurato, un compuesto químico estabilizador que se considera no es apropiado para el consumo humano. La solubilidad de los dispositivos o tabletas es bastante constante a temperaturas entre el punto de congelación y los 25°C.

Costo.- El costo de las tabletas en 1990 en algunos países de América Latina y el Caribe oscilada entre USD \$ 3.0 y \$ 6.0 la libra. El costo de los dosificadores por erosión de tabletas varia entre USD \$ 300 y USD \$ 400. El costo del los dispositivos dosificadores para pozos cuesta alrededor de \$ 800 y las píldoras \$ 4.50 a \$ 5.0 la libra. El costo de los dispositivos por erosión de tabletas varia entre USD \$ 300 y USD \$ 400. El costo por persona por año se encuentra entre \$ 3.0 y \$ 7.0.

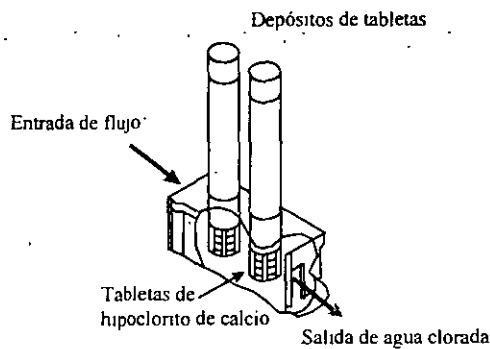


Figura 7. Dosificador de Cloro por erosión de tabletas de hipoclorito de calcio

10.7 Dosificadores de cloro por difusión

Descripción.- Un clorador por difusión es un dispositivo en el que se mezclan hipoclorito de calcio en polvo con un material inerte y resistente como la arena, para difundir el cloro en el agua, permitiendo que la desinfección por eliminación de cloro sea gradual. Hay difusores de varios tipos, entre los cuales están los recipientes de barro y los de plástico, que pueden ser de una o dos botellas. Los recipientes tienen dos o tres perforaciones de 6 a 8 mm de diámetro colocados en el fondo o en la pared. La cantidad de arena y cloro que se agregue al recipiente dependerá: del volumen que tenga el depósito de agua y del gasto por día, que es función del número de habitantes que se abastecen del depósito.

Insumos.- Hipoclorito de calcio (blanqueador), arena (de tamaño entre 0.5 a 4 mm; el más usual es de 2 mm), gravilla y cantos rodados (20 a 40 mm), recipientes de plástico u olla de barro (7 a 10 litros de capacidad), cordón de plástico o alambre de acero.

Construcción y Instalación.- Estos dispositivos cloradores se pueden implantar en cualquier comunidad rural, pues sus implementos son de fácil adquisición y su construcción muy sencilla. Los difusores de ollas de barro se llenan con gravilla y cantos rodados como material de soporte y retención de la mezcla de arena e hipoclorito en polvo (blanqueador). Se hacen 2 o 3 orificios de 6 a 8 mm, ya sea en la parte inferior o en la parte media, para que haya transferencia de agua y el cloro se vaya disolviendo poco a poco. Después de fabricado según los requerimientos del agua a desinfectar, el recipiente conteniendo la mezcla se sumerge hasta el fondo de la cisterna, tanques de almacenamiento, pozo o noria.

Operación y mantenimiento.- La mezcla de arena e hipoclorito está en relación 2:1 o 3:1 (2 o 3 Kg de arena por cada Kg de cloro). Para fijar la cantidad de hipoclorito que llevará el difusor, se debe tomar en cuenta la cantidad diaria de agua a clorar y la dosis a aplicar. Se puede colocar la cantidad de cloro para tres días. Por ejemplo, para un tanque o pozo con una tasa de extracción de 1 a 1.2 m³/día, 1.5 Kg de cloro en polvo rendirían una semana. Estos dispositivos pueden sobreclorar el agua por la relativamente rápida disolución del cloro, por lo que es más conveniente usar un dispositivo de doble recipiente. En el recipiente interior se coloca la mezcla de arena gruesa y polvo de cloro. Este recipiente tiene uno o 2 orificios en la parte superior y la mezcla de arena/cloro debe quedar por abajo del nivel de estos orificios. El recipiente externo lleva tapada su boca con plástico y lleva un par de orificios en la parte baja. Todo el dispositivo se sumerge dentro del agua del tanque o pozo y se suspende con ayuda de cables. Para un tanque de 4.5 m³ y una tasa de extracción de 400 a 450 litros/día, un kilogramo de arena rinde entre una y dos semanas, dependiendo de la calidad del agua y la concentración del cloro en polvo. En cualquier caso, se deben hacer pruebas de demanda de cloro

y medir el cloro residual en la red para ir ajustando la dosis. Cuando haya necesidad de agregar cloro al recipiente, es necesario lavar la arena.

La cloración total de agua contenida en el depósito de agua duraría 3 días, tiempo en el cual se dispondrá de agua de calidad para el consumo humano. La concentración de cloro se mantendría a una dosis de 3 ppm. En la tabla 1 se proporciona la cantidad de cloro y arena que debe contener el recipiente según las variables mencionadas. Por ejemplo, con 340 g de hipoclorito de calcio al 10% y 850 gramos de arena lavada, se clorará un depósito con capacidad de 1833 litros, cuyo gasto por día es de 200 litros y sirve a 8 habitantes.

Tabla 11.. Dosificador de cloro para diferentes volúmenes de agua y diferentes gasto por habitantes.

Hipoclorito de calcio 10% kg	Cantidad de arena kg	Tamaño de la arena	Volumen de la Tanque pozo (Litros)	Recambio o de mezcla arena cloro	Gasto litros/día	Número de habitantes
0.340	0.850	0.5 mm	1833	Mensual	200	8
½ ó 1	3	1 mm	5000	Semanal	600	25
2.5	7.5	2 mm	10,000	Mensual	1200	50
5	15	4 mm	20,000	Mensual	2500	100

Fuente: Adaptado de IMSS, 1994.

La efectividad y buen funcionamiento de los sencillos dosificadores dependerá del cuidado que se tenga de ellos y del mantenimiento oportuno.

Seguridad.- El hipoclorito de calcio de alto contenido de cloro generalmente se obtiene con 65 ó 70% de cloro disponible. Por razones de seguridad algunos países limitan la concentración al 65%. En condiciones normales el hipoclorito es un polvo relativamente estable; sin embargo cuando entra en contacto con materiales orgánicos y otras sustancias oxidables, puede producir una combustión espontánea. Los hipocloritos deben guardarse en recipientes herméticos, a prueba de humedad en habitaciones limpias, separadas y específicas diseñadas, con ventilación apropiada. Se debe llevarse un control estricto de cloro residual.

Costo.- El costo de los compuestos de hipocloritos varía entre USD \$ 2.50 y USD \$ 4.60 por kilogramo

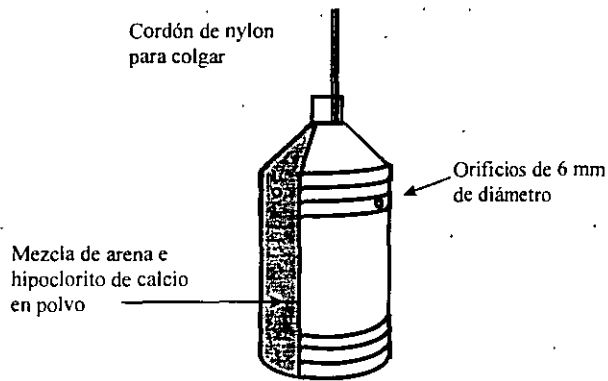


Figura 8. Difusor de cloro de envase de plástico para pozos y tanques de almacenamiento

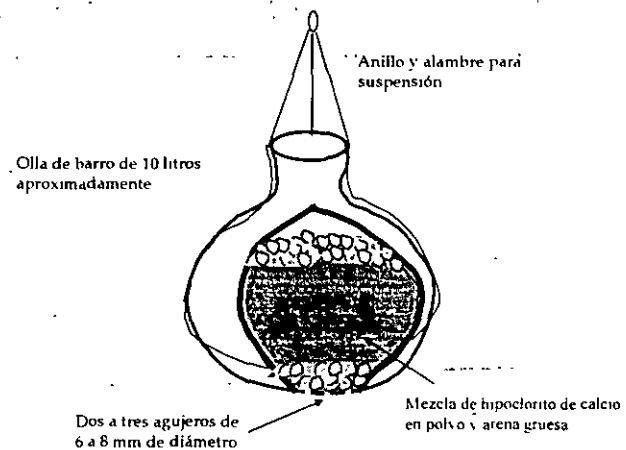


Figura 9. Difusor de cloro de olla para pozos y tanques de almacenamiento

10.8 Hipoclorador por gravedad

Descripción.- Estos dispositivos están hechos para dosificar soluciones de hipoclorito. Aquí se tratará con detalle el hipoclorador de carga constante por orificios sumergidos. Este tipo de dosificador consta de los siguientes elementos: un recipiente de 100 a 200 litros de capacidad, hecho de material de plástico resistentes a la corrosión, cuya utilidad es contener la solución de hipoclorito; un flotador de tubo PVC de 2" de diámetro; un tubo de 3/4" con orificios para la toma del hipoclorito; una manguera flexible con contrapesos para la conducción de la solución; un tubo PVC de 1/2" para la descarga del hipoclorito; además de una válvula para desagüe y limpieza del depósito. Cuando se diseñan, instalan y mantiene adecuadamente, este tipo de clorador ha demostrado ser suficientemente exacto y fiable. La dosificación se puede regular de acuerdo a la profundidad de inmersión y al número de orificios sumergidos. Una vez ajustada ésta, como el nivel del agua sobre los orificios es constante, también lo es la dosificación. Estos dispositivos pueden ser construidos por gente de comunidades rurales con materiales de fácil adquisición en ferreterías y tlapalerías.

Para soluciones madres de hipoclorito de calcio o cal clorada, algunos diseños emplean un solo tanque dividido por una rejilla difusora que separa las cámaras de mezclado y de la solución de dosificación a fin de evitar que pasen precipitados y sedimentos (otros emplean dos tanques).

Insumos.- Este tipo de clorador no requiere fuente de energía externa, excepto quizás para operar un mezclador que facilite la disolución del hipoclorito de calcio o la cal clorada.

Instalación.- Su aplicación está limitada a aquellos casos en que la solución de hipoclorito puede fluir por gravedad hacia el sitio de mezcla, ya sea un canal, una cámara de contacto de cloro o directamente hacia un tanque de almacenamiento. La instalación debe incorporar un intervalo de aire en la tubería de descarga para evitar la posibilidad de sifonaje. Se debe colocar un grifo de agua en un lugar conveniente para usarlo al prepara las soluciones madre y para aseo general. Se debe diseñar el dispositivo para evitar la posibilidad del que se vierta todo el contenido de cloro accidentalmente al tanque o canal.

Operación y mantenimiento.- La manguera debe ser de un material suficientemente flexible y resistente al cloro como la "Tygon", y debe inclinarse constantemente hacia abajo a partir del orificio

sumergido hasta la salida. No debe tener ninguna curva o vuelta vertical que retenga aire e impida un flujo de dosificación constante. La tubería debe tener contrapesos para evitar la tendencia a flotar y para asegurar que la boya permanezca nivelada a medida que descienda la superficie de la solución de cloro. La salida debe estar en el punto más bajo del tanque de solución. Para las soluciones de hipoclorito de sodio un solo tanque sin rejilla es todo lo que se necesita porque los sedimentos y precipitados son mínimos. El tanque o depósito de la solución debe ser de un material resistente al cloro, como polietileno de alta densidad, fibra de vidrio o asbesto - cemento. La tasa de dosificación se puede ajustar fácilmente con tan sólo cambiar la profundidad de inmersión de los orificios, el número de orificios sumergibles y la concentración del hipoclorito.

Este equipo es fácil de operar, mantener y reparar, por cuyo motivo no se requieren operadores especializados. Sin embargo, se requiere vigilancia regularmente para cerciorarse de que el equipo, en particular el de orificio sumergido, se mantenga limpio; fluya la dosificación adecuada, revisar que la solución en el tanque no se agote o debilitado su concentración y su flujo debe ser continuo. Cuando se usa hipoclorito de calcio, la concentración de la solución debe ser entre 1% y 3% de cloro disponible para impedir la formación excesiva de depósitos y sedimentos de calcio. Las soluciones de hipoclorito de sodio pueden ser de hasta el 10%. Las concentraciones mayores no son aconsejables porque pierden potencia rápidamente y se puede cristalizar.

Seguridad.- Este tipo de dispositivo es muy seguro. La solución se debe preparar con cuidado, porque puede que haya que levantar cargas pesadas, por lo que las salpicaduras y derrames suelen ser un riesgo para la salud (irritación y quemaduras). La superficie del piso debe escurrir hacia afuera de los tanques, los canales de mezcla y las cámaras de contacto. Se debe ubicar un grifo y un fregadero en un lugar conveniente para lavarse la piel o la ropa en caso de accidente. Al preparar soluciones madres deben usarse guantes de goma, delantales y una máscara facial.

Costo.- El costo de un hipoclorador de orificio sumergido de carga constante, considerando el tanque de solución, las tuberías y las conexiones, bien diseñado y construido, cuesta actualmente entre USD \$ 300 y USD \$ 600, según la complejidad del diseño, la capacidad de los tanques de solución y el material usado.

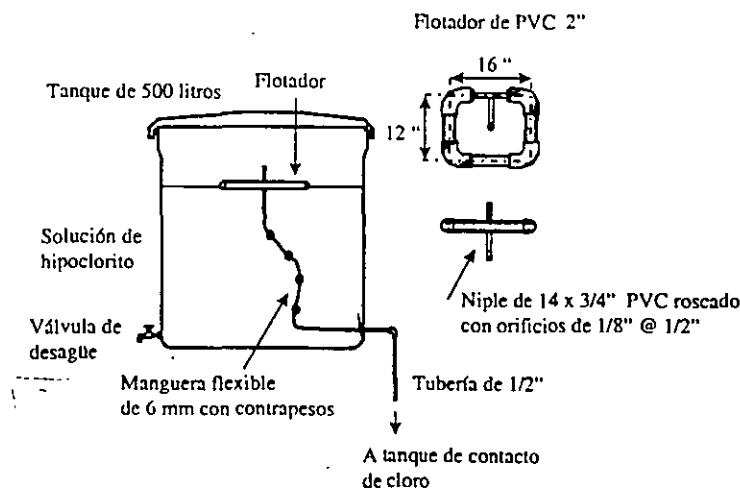


Figura 10. Hipoclorador de carga constante para desinfección en tanques

10.9 Generadores de hipoclorito de sodio *in situ*

Descripción.- La idea de producir hipoclorito de sodio localmente para la desinfección de agua potable ha sido estudiada repetidamente a través de los años y se han registrado muchas patentes. El principio básico es la electrólisis de una solución de cloruro de sodio para producir cloro en forma de hipoclorito de sodio. El cloro en forma de hipoclorito de sodio (0.5%). La aplicación de estos sistemas se regirá por las características y los requisitos del abastecimiento de agua en consideración.

Para que los generadores de hipoclorito de sodio sean eficaces y apropiados para las condiciones existentes en zonas rurales y pueblos pequeños de América Latina y el Caribe, tienen que ser:

- económicos de adquirir, operar y mantener,
- sencillos de operar y mantener,
- fiables y duraderos, con producción uniforme,
- capaces de usar sal refinada (cloruro de sodio) disponible localmente, y
- de capacidad de producción, en 4 a 12 horas, entre 0.1 y 1.5 kg de cloro disponible

Insumos.- La experiencia indica que se requiere de 6 a 10 kilovatios/hora de energía eléctrica para producir 1 kilogramo de cloro disponible. Esta pequeña cantidad de energía se puede obtener de varias fuentes, como células solares, generadores de energía eléctrica por molinos de viento o por energía hidráulica, la fuente de energía tiene que ser fiable. Una ventaja del sistema para la producción de hipoclorito de sodio en *in situ* es que se lo puede operar en las horas que hay electricidad, y almacenar el hipoclorito preparado para usarlo también en las horas en que falta la energía eléctrica.

Instalación.- El equipo generalmente es fácil de instalar, e incluyendo los tanques de soluciones ocupa cerca de 3m² de área de piso, pero además es necesario almacenar una reserva de sal, lo que requiere espacio adicional. Hay que tener precauciones para separar los dispositivos generadores de hipoclorito de los componentes susceptibles a la corrosión, como los controles eléctricos, motores, bombas reguladores y otros equipos hechos de materiales metálicos, ya que el ambiente inmediato a las unidades de producción suelen ser muy corrosivos.

Operación y mantenimiento.- Para operar estos dispositivos, simplemente hay que: 1) agregar agua y sal al depósito en proporción con lo recomendado por el fabricante; 2) sumergir la celda y conectar a la corriente eléctrica el tiempo indicado; 3) desconectar y sacar la celda o electrodos; 4) suministrar la solución de hipoclorito generada al agua a desinfectar directamente o trasvasar la solución a otro recipiente del cual se inyecte al agua, ya sea en línea o en algún tanque. Un problema que puede ocurrir con ciertos tipos de dispositivos es la acumulación de depósitos en los electrodos debido a la presencia de calcio y magnesio en la sal. La formación de depósitos puede disminuir utilizando sal refinada y agua de solución de buena calidad. Los ablandadores de agua facilitarán esto último. Los ánodos de titanio con revestimiento de óxido de iridio o rutenio generalmente son muy duraderos (entre 4 y 6 años) y los grafito duran alrededor de 1 año. Los ánodos de titanio se pueden limpiar en una solución de ácido clorhídrico.

Seguridad.- Este tipo de equipos suelen ser muy fiables si se fabrica de materiales resistentes al cloro. Son muy seguros porque produce soluciones de hipoclorito de sodio de concentraciones baja y en cantidades relativamente pequeñas, que en su mayor parte se utilizan rápidamente; sin embargo es preciso tomar precauciones, en especial cuando se abre la celda electrolítica, ya que puede acumularse una cantidad de cloro gaseoso en ella. En general deben seguirse las precauciones ya indicadas para el hipoclorito de sodio.

Costo.- Actualmente el costo en América Latina y el Caribe (basado en experiencia limitada) oscila alrededor de USD \$ 2.50/kg de cloro disponible producido. El costo anual de desinfección por persona se estima entre USD \$ 0.25 a \$ 1.0.

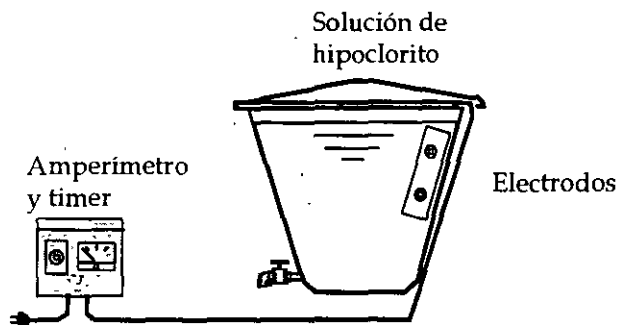


Figura 11. Generador de hipoclorito in situ Clorid

10.10 Equipo MOGGOD

Descripción.- El sistema MOGGOD está constituido por dos componentes: la celda electrolítica y el control que reduce y convierte 120 ó 220 Volts de corriente alterna (CA) a 6 Volts de corriente continua (CC). La celda electrolítica está dividida en dos compartimentos, (uno para el ánodo y otro para el cátodo), por una membrana semipermeable de un copolímero perfluorinado para el intercambio de cationes (Nafión). Las unidades cuentan ya sea con ánodo de titanio con un recubrimiento de óxidos de iridio y/o platino como el TIR-2,000 de ELTECH, ánodos fabricados de una aleación de metales del grupo VIII, o los hechos de grafito especial.

El cátodo es de acero inoxidable 440. En el compartimento del ánodo se mantiene una solución saturada de cloruro de sodio añadiendo agua y un exceso de cloruro de sodio. En el compartimento del cátodo se genera hidróxido de sodio. Una concentración de hidróxido de sodio superior al 10% requiere mucha más energía y hace subir la temperatura, por lo que generalmente se mantiene a una concentración entre el 8% y el 10% añadiéndole agua para diluirla y extrayendo el líquido excedente. En los ánodos se generan las especies de cloro y oxígeno activado (los componentes de los gases de oxidantes mezclados), mientras que en el cátodo se forma el gas de hidrógeno y el hidróxido de sodio. En este proceso específico, los gases oxidantes mezclados son inyectados en el agua que se va a desinfectar; el gas de hidrógeno excedente se dispersa en la atmósfera; y el hidróxido de sodio se recoge para destinarlo a otros fines o para disponer de él en forma adecuada. Los ánodos de grafito se estima que duran entre nueve meses y dos años, según la densidad de la corriente y la calidad del grafito.

Insumos.- La energía eléctrica consumida por la celda electrolítica de los distintos dispositivos generadores de oxidantes mezclados variará según el diseño específico de la celda, incluyendo el material de los electrodos, la superficie y configuración de estos, la geometría de la celda, el material de la membrana y la normalidad o concentración de las soluciones anódicas y catódicas. En la práctica, la operación de unidades comerciales indica que el consumo de energía en la celda oscilan entre 3.6 y 7.5 kilowatts - hora por kilogramo de oxidantes gaseosos producidos. En condiciones de funcionamiento, si se permite la acumulación de calcio, magnesio, hierro o manganeso en la membrana o el cátodo, el consumo de energía aumentará en consecuencia.

La energía eléctrica consumida por los reguladores eléctricos para los diversos dispositivos de MOGGOD varía de 2 a 3 kilowatts/hora por kilogramo de oxidante producidos; la energía total consumida por la celda electrolítica y el regulador generalmente oscilan entre 5.6 y 10 kilowatts/hora por kilogramo de oxidante producido. *La fiabilidad en el suministro de la electricidad es un factor determinante para usar los equipos de MOGGOD.*

Instalación.- El espacio mínimo necesario para la instalación combinada de la celda electrolítica y el regulador eléctrico es de poco menos de dos metros cúbicos con 1 m² de área; sin embargo, debido a la alta corrosividad de los oxidantes mezclados que pueden escapar durante el mantenimiento, la celda debe estar ubicada en un lugar bien ventilado y aislado de los controles eléctricos (incluyendo la fuente de energía y el regulador), el equipo eléctrico como bombas y otros materiales que se puedan dañar por la corrosión. Un espacio existente, bien ventilado, como en las salas de cloración, se puede utilizar para instalar la celda electrolítica, pero el regulador eléctrico y el resto del equipo eléctrico, como controles y bombas, deben estar en otra sala para evitar problemas de corrosión,

La selección e instalación del Venturi suele ser la parte más engorrosa de la instalación. El Venturi debe seleccionarse cuidadosamente tomando en cuenta las condiciones hidrodinámicas del sistema de tuberías en el que se va a instalar. En la mayoría de los casos se prefiere el Venturi que tenga la pérdida de carga más baja. Las tuberías y los accesorios empleados en la instalación del Venturi deben ser de material resistente a la corrosión, como PVC o CPVC, incluyendo las válvulas de cierre y uniones universales a fin de poder sacar fácilmente el Venturi para limpiarlo o cambiarlo, así como llaves o grifos para sacar muestras, ubicados antes y después del Venturi. Además, debe haber un grifo para conectar un tramo corto de manguera para facilitar la limpieza de la celda electrolítica y agregarle agua a los compartimentos del cátodo y del ánodo. La tubería de succión que conecta la celda electrolítica al Venturi debe ser de Teflón o polietileno de alta densidad; los dos materiales que resisten mejor la oxidación producida por los oxidantes mezclados.

Aunque la cantidad de hidrógeno generado por el sistema por el sistema MOGGOD es pequeña, se debe ventilar en la atmósfera por medio de un tubo vertical o casi vertical de VPC a fin de eliminar toda posibilidad de ignición.

Operación y mantenimiento.- Hay dos clases de equipos para generar gases oxidantes: el automatizado (es principalmente para uso industrial) y de control manual, que se utiliza en sistemas de agua que sirve a comunidades pequeñas. Este último a su vez debe de cumplir con los requisitos de operación y mantenimiento siguientes: 1) añadir sal (NaCl) al compartimento del ánodo cuando está bajando el nivel; 2) añadir agua al compartimento del ánodo cuando el nivel disminuye por debajo del mínimo indicado (una vez al día o dos veces por semana); 3) verificar, con un hidrómetro, la concentración de la solución de hidróxido de sodio en el compartimento del cátodo (todos los días); 4) añadir agua al compartimento del cátodo cuando la concentración de la solución de hidróxido de sodio excede del 10% (una o dos veces por semana); 5) drenar la celda electrolítica y enjuagarla bien con agua; rellenar la celda y añadir un agente secuestrador al anolito cuando el agua es dura (una vez al mes); 6) observar el indicador del amperímetro todos los días y hacer el ajuste que sea necesario para obtener la producción deseada de oxidantes; 7) comprobar el nivel residual de oxidante en el sistema de distribución (cuando lo prescribe la autoridad sanitaria o por lo menos una vez a la semana, o según sea necesario).

Seguridad.- La desinfección con oxidantes mezclados generados en el sitio es uno de los métodos más seguros porque sólo se produce oxidantes suficientes para su uso inmediato y los materiales básicos, sal y agua, no son reactivos. El operador debe evitar la inhalación directa de los gases al añadir agua o sal al comportamiento del ánodo o al limpiar la celda electrolítica. Esto se puede hacer interrumpiendo la corriente eléctrica y permitiendo la succión continua de los gases oxidantes remanentes antes de volver a llenar con sal y agua la celda. Antes de empezar la limpieza y enjuague

mensual de la membrana, el operador debe neutralizar los gases oxidantes en el compartimento del ánodo añadiendo cerca de 50 mililitros de líquido del compartimento del cátodo; esto eliminará el problema de inhalación de los gases oxidantes mezclados. Se debe usar guantes de goma y anteojos protectores como precaución contra derrames accidentales u otro contacto con el hidróxido de sodio. El operador debe tener cuidado de no derramar el líquido sobrante generado por el cátodo. Este se debe poner en botellas o cubetas fuertes de polietileno. Este líquido es hidróxido de sodio al 10% que puede causar quemaduras graves en la piel y los ojos. Debe tratarse con el mismo cuidado que un limpiador fuerte de desagües para lo que también se puede usar.

Costo.- El costo de los diversos equipos para generar oxidantes mezclados in situ en países Latinoamericanos, completos con celda electrolítica, regulador eléctrico y Venturi, oscilan entre USD \$ 800 y \$ 2,500 por una unidad que produce el equivalente de ½ kilogramo de cloro en oxidantes mezclados durante un periodo de 24 horas y entre USD \$ 1,400 y \$ 2,800 por unidades que producen el equivalente de 1 kilogramo de cloro durante un periodo de 24 horas. Las unidades que producen 2 kilogramos cada 24 horas cuesta de \$ 2,500 a \$ 4,000. Actualmente las unidades no se producen en serie y los precios fluctúan considerablemente según la cantidad adquirida.

El precio de un kilogramo de sal de alta pureza industrial varía de cerca de USD \$ 0.16 aproximadamente \$ 0.05 dependiendo de las circunstancias locales del país en cuestión. Los costos generados estimados de estos sistemas, basados en la experiencia operacional en diversos países, incluyendo instalación y abrigo, amortizados en un periodo de 10 años, más el costo de operación y mantenimiento, oscilan entre USD \$ 0.75 y \$ 1.85 por kilogramo de oxidante producido, dependiendo del costo de la electricidad, sal, mano de obra, materiales de construcción y complejidad de la instalación.

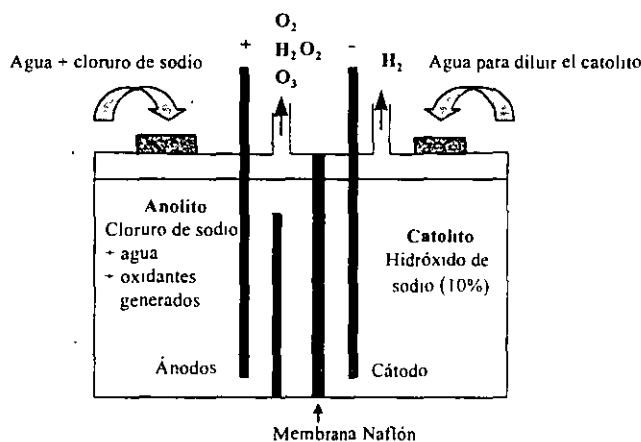


Figura 12. Celda electrolítica típica de MOGGOD

10.11 Sistemas de Ozonización

Descripción.- Los sistemas de ozonización para abastecimiento de agua constan de cinco componentes básicos: la unidad de preparación de gas (aire u oxígeno puro), el generador de ozono, la fuente de energía eléctrica, el contactor y la unidad para la eliminación del gas sobrante. En la mayoría de los casos, además de ozono se añade un desinfectante secundario para asegurar un residual duradero en el sistema de distribución.

Preparación del gas

El propósito del dispositivo de preparación de gas es secar y enfriar el gas que contiene oxígeno. Cuando se usa aire, es vital secarlo hasta un punto de condensación de -65°C , a fin de maximizar el rendimiento del ozono y reducir al mínimo la formación de óxidos de nitrógeno que acelerarían la corrosión de los electrodos. Con aire secado y enfriado adecuadamente, la producción de un generador de ozono generalmente contendrá de 1% a 3.5% de ozono. El oxígeno puro se puede utilizar ventajosamente como gas para aumentar la producción de ozono, de manera que el producto contenga hasta un 7% con el mismo equipo.

Generadores de ozono.

Todos los sistemas de ozonización empleados en el tratamiento de agua generan ozono en el sitio de aplicación y casi todos lo hacen por medio de una descarga de corona o arco eléctrico, a través de la cual se pasa oxígeno o aire secado.

Fuentes de energía eléctrica

Actualmente, las fuentes de energía de baja frecuencia (50 - 60 hertz) y alta tensión ($>20,000$ volts) son las más comunes, pero adelantos recientes en el campo de la electrónica, han dado lugar a dispositivos que operan a alta frecuencia (1000 a 2000 hertz) y 10,000 volts y parece que están siendo más utilizados en los grandes sistemas de agua.

Contactores

Todos los sistemas de ozonización utilizan contactores para transferir el ozono generado al agua que se va a desinfectar. El tipo de contactor depende del objetivo específico de la ozonización. A los fines de la desinfección, la estrategia usual consiste en agregar cantidades suficientes de ozono lo más rápidamente que sea posible, de manera que satisfaga la demanda de ozono y se mantenga un residuo de ozono durante un periodo de tiempo suficiente para asegurar la inactivación o destrucción de los microorganismos. La demanda de ozono para la gran mayoría de los sistemas de agua suelen ser mayor que la de cloro debido al mayor potencial de oxidación. La demanda de ozono normalmente tratan de mantener un residual mínimo de 0.4 a 0.5, mg/l después de 10 a 20 minutos de tiempo de contacto con el agua.

Hay tres diseños básicos de contactor: el de cámara separadas con pantallas o tabiques y difusor el reactor agitado por turbina y el difusor de burbujas de columna múltiples. Estudios realizados han revelado que el difusor de burbujas de columnas múltiples ofrece la mejor eficiencia de transferencia. En un sistema pequeño de tratamiento de agua con frecuencia se genera ozono a una presión de 1.0 kg/cm^2 y se dispersa en burbujas finas que se transfieren a una columna de agua de 5 metros de altura en la que ocurre la oxidación y la desinfección. En la ozonización se utiliza un tiempo de contacto de entre diez y veinte minutos para la oxidación y desinfección de sistemas pequeñas de abastecimiento de agua.

Destrucción del ozono sobrante

Aún con una eficiencia de transferencia del 90%, el gas que escapa puede contener de 500 a 1,000 ppm de ozono. Con frecuencia el gas sobrante con ozono se recircula a un proceso unitario anterior para mejorar la oxidación o floculación con objeto de utilizar tanto como sea posible el gas producido. A pesar de la recirculación, generalmente habrá algún ozono (sobrante) en el escape de los gases que se debe destruir o diluir suficientemente por razones ambientales y de seguridad. En las plantas pequeñas de tratamiento de agua, la dilución con aire puede ser factible.

Insumos. - La energía requerida tan sólo para la generación del ozono es poca, pero la que se necesita para secar el aire es considerable. El consumo combinado de energía es de 25 a 30 kilowatts/hora de electricidad por kilogramo de ozono generado, para los sistemas alimentados con oxígeno y por aire, respectivamente.

Como es muy importante mantener la desinfección en todo momento en que el agua se está suministrando, puede ser necesario contar con generadores de electricidad en caso de suspensión constante de la electricidad.

Instalación. - Los equipos generadores de ozono requeridos para pequeñas comunidades pueden estar montados en unidades móviles pequeñas. Los contactores se construyen en el lugar ya sea de concreto reforzado, fibra de vidrio reforzada, acero inoxidable o de tubería de PVC. Para un sistema de ozonización pequeño (excluyendo el contactor), se necesita un mínimo de unos 20 m² de espacio. Debe ventilarse bien; todas las tuberías del gas de ozono deben ser de acero inoxidable 304-L y 316-L para servicio seco y húmedo, respectivamente. Los generadores de tipo tubo requieren espacio adicional. El recinto debe construirse de materiales resistente a la corrosión, como ladrillos o bloques de concreto.

Operación y mantenimiento. - Para su funcionamiento cotidiano, los requerimientos operativos de los sistemas pequeños de ozonización pueden ser mínimos debido a que gran parte de la operación se automatiza. Actualmente lo más común es automatizar completamente la función de monitoreo y ajuste de la dosificación, incluso en los sistemas pequeños, pero sólo se lleva a cabo donde el fabricante o distribuidor pueden brindar un servicio de apoyo excelente a los clientes. Cuando hay que reparar o dar servicio de mantenimiento al equipo de preparación del aire, al generador de ozono, al monitoreo automatizado o al sistema de control, se requiere un técnico altamente calificado. Los instrumentos del sistema tienen que ser ajustados o calibrados continuamente y el secado de aire se debe mantener en muy buenas condiciones para evitar la falla prematura del dieléctrico debido a la humedad. En Europa, Estados Unidos y Canadá se pueden realizar contratos de inspección y mantenimiento rutinarios que son apropiados para pequeñas comunidades que carecen de capacidad técnica para mantenimiento y reparación de estos equipos, pero esto no es todavía del todo viable en países latinoamericanos por falta de empresas que ofrezcan esos servicios y por el costo para los usuarios.

Seguridad. - Las aguas que contienen sustancias orgánicas volátiles, es vigilar el gas en las cámaras de contacto par detectar hidrocarburos y evitar condiciones que puedan provocar una explosión. El ozono, en la desinfección del agua a diferencia del cloro, no ha causado una situación de crisis, por la sencilla razón de que nunca se almacena en cantidades. Se genera en el lugar y se usa inmediatamente. Por este motivo debe considerarse como un método muy seguro de desinfección para comunidades pequeñas.

Costo. - El costo (1990) del generador de ozono exclusivamente puede variar de USD \$ 1,500/kg de capacidad por día para un sistema grande, hasta cerca de \$ 8,000/Kg por día para un sistema pequeño. El costo de un sistema para una comunidad de 10,000 personas, donde el uso per capital promedio es de 100 litros al día, podría ascender USD \$ 50,000. El costo de operación y mantenimiento variaría entre USD \$ 4,000 y \$ 8,000 por año, dependiendo de los costos de mano de obra y energía, así como de la necesidad de hacer reparaciones y de reemplazar componentes. Se ha estimado que el costo total de la ozonización en plantas pequeñas de tratamiento de agua varía de USD \$ 0.03 a \$ 0.06/m³ de agua tratada. Los costo de operación y mantenimiento (excluyendo la energía) de las plantas pequeñas de ozono oscilan entre USD \$ 0.003 y \$ 0.006 por m³ de agua tratada. Los costos de inversión parecen muy altos para las pequeñas comunidades, pero actualmente los equipos avanzan tecnológicamente siendo más variados en su aplicación, sencillos de operar, eficientes y los costos se van reduciendo.

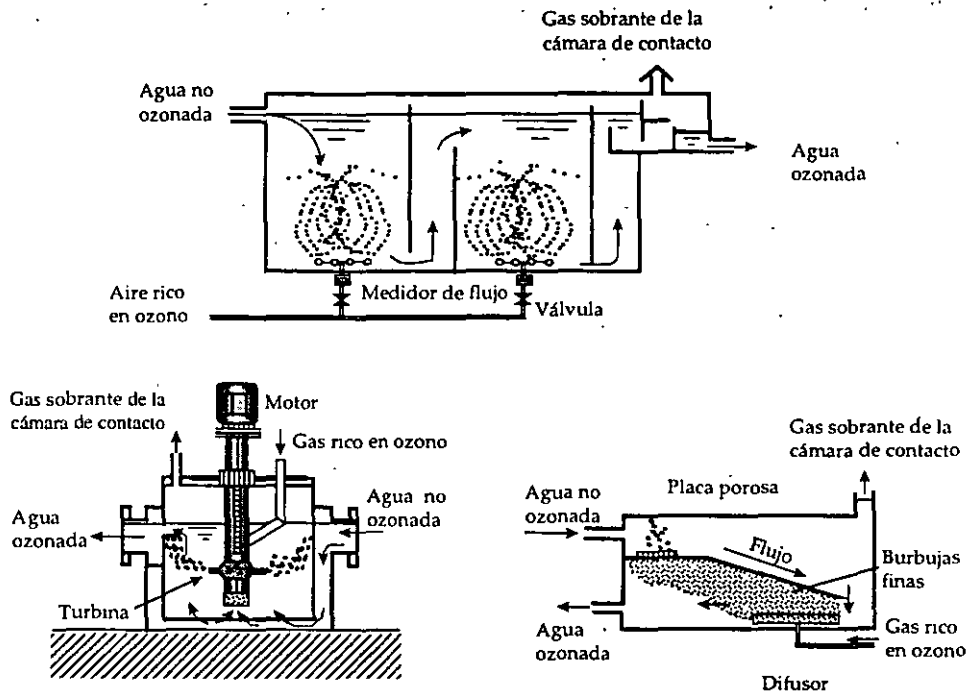


Figura 13. Contactores típicos de ozono empleados en pequeños sistemas de abastecimiento de agua

10.12 Sistema de desinfección por luz ultravioleta

Descripción.- El equipo ultravioleta que hay en el mercado actual utiliza lámparas de arco de mercurio de baja presión que emiten su energía máxima de salida a una longitud de onda de 253.7 nm y a una temperatura de funcionamiento de cerca de 40°C. La eficiencia baja con la disminución o aumento de la temperatura llegando cerca del 50% tanto a 24°C como a 60°C. También descende con el uso, debido principalmente a que el vidrio cambia gradualmente por la exposición de la luz ultravioleta, atenuando la longitud de onda útil. Las lámparas raras veces se queman, pero generalmente se cambian después de que han perdido del 35% al 40% de la luz ultravioleta que emitían cuando eran nuevas. Estas lámparas tienen una vida útil de 9 meses a 1 año, según el fabricante.

Hay dos tipos básicos de cámaras de exposición del agua a la radiación ultravioleta: aquellas en las que las lámparas están sumergidas en el agua y las que están fuera de ella. En los dispositivos de lámparas sumergidas, se debe prever un espacio aislante para mantener la temperatura cerca del punto óptimo, lo que se logra rodeando la lámpara con una camisa de cuarzo o vidrio de alto contenido de sílice. En los otros dispositivos las lámparas están suspendidas sobre el agua que se está tratando, o el agua se puede confinar en una tubería de Teflón o de cuarzo para conducirla a través de las lámparas. El teflón es menos eficiente para dejar pasar la radiación UV pero más barato.

El equipo ultravioleta con lámparas sumergidas puede tener una de dos configuraciones básicas de flujo del agua: paralelo o perpendicular a la longitud de las lámparas. Si el flujo es perpendicular, las propias lámparas y camisas pueden producir la turbulencia necesaria para asegurar que toda el agua quede expuesta a la dosis biocida. Cuando es paralelo a la longitud de las lámparas, es necesario utilizar mezcladores estáticos (pantallas) para proporcionar la turbulencia necesaria.

Al seleccionar el equipo ultravioleta, deben considerarse dispositivos que permitan cambiar las lámparas y limpiar las camisas de cuarzo o la tubería de teflón con facilidad. Se recomienda que el equipo incorpore una ventanilla de observación (de vidrio) para poder comprobar visualmente si todas las lámparas ultravioleta están funcionando.

Las especificaciones del equipo de acuerdo a las normas industriales deben requerir que después de 1 año de operación con las mismas lámparas, la exposición proporcionada sea superior a 30,000 microwatts/segundo-por-centímetro-cuadrado.

Insumos.- La energía eléctrica requerida para la desinfección ultravioleta variará algo con la calidad del agua a tratar, pero debe oscilar entre 22 watts/hora por cada metro cúbico de agua tratada. Igualmente importante es el hecho de que la luz ultravioleta no deja residuales de desinfectante y por lo tanto se requiere que la fuente de energía sea confiable durante todo el tiempo que el agua este fluyendo por la unidad de desinfección. Esto significa por ejemplo que cuando se utiliza una bomba eléctrica para agua, se debe instalar un interruptor que apague automáticamente la bomba cuando la unidad ultravioleta no esté funcionando o cuando la dosis ultravioleta sea inferior al nivel prescrito.

Instalación.- El espacio requerido para el equipo de desinfección ultravioleta es bastante pequeño porque el tiempo necesario de contacto/exposición es muy breve. Una unidad capaz de tratar 100 metros cúbicos por hora suele ocupar un espacio de 0.6 m x 0.6m x 1.0m (o sea una superficie de piso de 0.6m x 1.0m). El sistema de control debe dejar que las lámparas UV se calienten por lo menos 5 minutos antes de comenzar el tratamiento del agua. Para sistemas de tratar flujos variables de aguas, el sistemas de control debe poder encender y apagar lámparas para alcanzar la dosis necesaria en proporción al flujo. También es recomendable tener un sensor para cortar automáticamente el flujo del agua en cualquier momento que el sistema ultravioleta no pueda producir la dosificación adecuada para la desinfección. En lugares donde la electricidad no sea fiable, se debe contar con una fuente energía de reserva o emergencia como una planta generadora a base de combustible.

Operación y mantenimiento.- Los requisitos en cuanto a operación y mantenimiento de los sistemas de desinfección ultravioleta son mínimos, pero cruciales para un rendimiento adecuado. El agua a desinfectar debe ser suficientemente clara (menos de 5 UTN), de lo contrario deberá filtrarse antes de entrar al dispositivo para recibir la radiación UV, la cual ocurre en continuo y en un tiempo muy corto. Es preciso asegurar que las camisas de cuarzo o la tubería de teflón estén libres de sedimentos u otros depósitos que atenúan la luz ultravioleta, pues podría ocurrir deposición de partículas ya sea del lado de las camisas expuestas al aire o del lado del agua.

En los sistemas pequeños la limpieza generalmente se hace a mano, limpiando la camisa de cuarzo de la lámpara una vez al mes como mínimo, y en circunstancias excepcionales, 2 ó 3 veces por semana. El operador debe leer con regularidad el monitor de dosificación, para asegurar que la dosis del sistema en que está instalado sea la apropiada. La vinculación del sensor del monitor a una alarma (luz o audio) debe tomarse en cuenta. Las lámparas se deben cambiar a intervalos necesarios para garantizar por lo menos 30, 000 microwatts - segundo por centímetro cuadrado de área de exposición en todo momento.

Como la luz UV no deja ningún residual de desinfectante, es indispensable desinfectar muy bien todo el sistema con desinfectante químico apropiado antes de activar por primera vez una unidad de desinfección ultravioleta. Si existe la probabilidad de recontaminación del agua o de que vuelvan a crecer las bacterias, tiene que usarse un desinfectante químico secundario, como las cloraminas preformadas, además de la desinfección ultravioleta.

Seguridad.- A los operadores se les debe enseñar los peligros de la luz ultravioleta para los ojos y la piel, y proporcionar gafas apropiadas para proteger los ojos y ropa adecuada. Se debe proveer un lugar para almacenar y desechar las lámparas de vapor de mercurio usadas (para que no contamine el ambiente).

Costo.- Un sistema completo de UV, incluyendo el reactor UV, el sistema de limpieza, la fuente de energía eléctrica y el interruptor, los controles e instrumentos necesarios, en 1992 costaba cerca de USD \$ 7,500 por kilowatts de tasación. El costo anual de operación y mantenimiento incluyendo electricidad, mano de obra y reemplazo de lámpara es de unos USD \$ 900 por kilowatts de tasación del sistema ultravioleta. En 1990, el costo total de la desinfección de agua clara con el sistema UV (sin el costo de un desinfectante secundario que proporcione un residual) variaba entre USD \$ 10 y \$ 20 por metro cúbico de agua desinfectada, dependiendo del factor de recuperación del capital, y de los costos de electricidad, mano de obra y reemplazo de lámpara en el sitio.

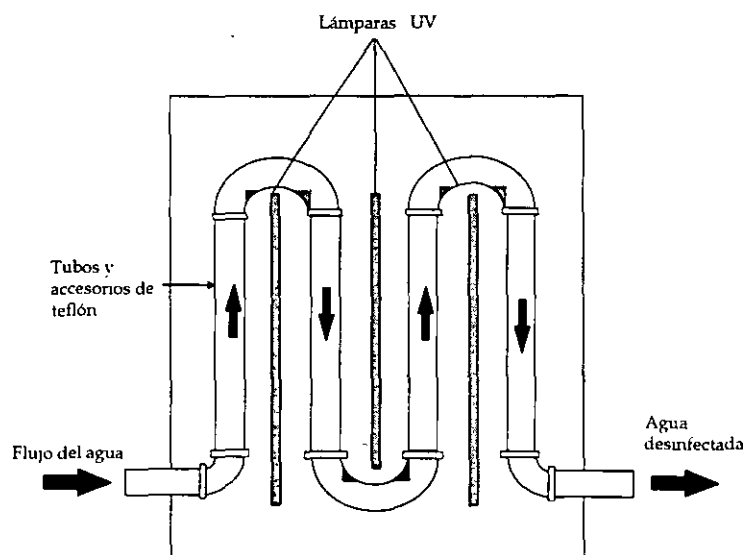


Figura 14. Cámara de contacto que utiliza tubos de teflón transparente para el flujo del agua

10.13 Equipo de yodo

Descripción.- El equipo dosificador de yodo que puede tener aplicación en los sistemas de agua de comunidades rurales, es el saturador. En este dispositivo, el agua pasa, a una velocidad de flujo determinada, a través de un lecho sobre el que descansa una capa de cristales de yodo para que produzca una solución saturada. Esta solución saturada luego se dosificaría en el sistema de agua por medio de una bomba reguladora de desplazamiento positivo, un sistema de válvula o un Venturi ajustable, manteniendo en el sistema de distribución un residual determinado previamente que deberá oscilar entre 0.3 y 0.8 mg/l. Se recomienda usar bombas reguladoras en lugar de un Venturi u otro dispositivo de inyección, porque considera que su habilidad para suministrar tasas de alimentación exactas es más fiable.

Debido que el yodo es un oxidante relativamente débil, no se combina fácilmente con el amoníaco, sustancias orgánicas o de otro tipo de material que puede estar presente en el agua a tratar, por lo tanto, la demanda de yodo generalmente debería ser pequeña. Una vez ajustada la dosificación para obtener el residual deseado en un sistema de distribución específico, se podría usar esta misma dosis por largos periodos.

Insumos. - La energía requerida para dosificar el yodo en un sistema de agua sería la necesaria para accionar una bomba o para desviar el flujo en torno a una válvula de control u operar un Venturi.

Instalación. - Los dispositivos de desinfección por yodo tienen requisitos sencillos para su instalación. En vista de que puede ser preciso manejar soluciones saturadas de yodo y siempre existe el riesgo de derramar algo de estas soluciones, es importante que el área de dosificación esté diseñada con un desagüe de piso. Se recomienda usar tubo de PVC o CPVC, ambas de clase 80, para todas las tuberías que llevarán o estarán en contacto con soluciones yodadas fuertes. Las conexiones deben ser de rosca con cinta de teflón en lugar de soldarlas con solvente. La tubería de descarga de la bomba de dosificación y la tubería de succión del Venturi debe ser de teflón o polietileno de alto peso molecular. No se recomienda usar tubería de vinilo.

Operación y mantenimiento. - Los requisitos de operación y mantenimiento de un saturador de yodo son mínimos. Básicamente consiste en cerciorarse de que el dispositivo tenga un exceso de carga de yodo en todo momento y un suministro de agua adecuado, que la bomba de dosificación o Venturi esté funcionando bien y que cuando sea necesario se limpien las válvulas de retención en la bomba o a la entrada del Venturi. Aunque un saturador puede funcionar sin atención durante una semana o más, se recomienda inspeccionarlo todos los días. En general, un dispositivo de dosificación con Venturi requiere atención más frecuente que una bomba de dosificación de desplazamiento positivo.

El operador también debe tomar muestra y analizar el agua desinfectada, tanto en la planta de tratamiento como en el sistema de distribución para cerciorarse de que se está manteniendo el residuo determinado previamente. Esto se debe vigilar estrechamente, a fin de mantener un residuo mínimo de 0.5 mg/l (para asegurar la inactivación de microbios) y que éste no exceda de 0.8 mg/l en cualquier parte del sistema para evitar problemas de salud en personas que tienen sensibilidad al yodo.

Seguridad. - Los cristales de yodo son fáciles de manejar. Como medida de precaución, se recomienda usar guantes de goma y una máscara con filtro especial para manipular los cristales de yodo, porque éste es una sustancia tóxica y no se debe ingerir. Se debe tener cuidado de no almacenar jamás amoníaco cerca de los cristales de yodo porque su mezcla accidental puede dar lugar a la formación de un producto explosivo.

Costo. - En la actualidad el yodo cuesta cerca de diez veces más que el cloro gas. Suele venir en tambores de 100 libras. En 1990, su costo Nueva York era de unos USD \$ 12/kg por el yodo granular USP y aproximadamente USD \$ 8/kg por los cristales de yodo sin refinar. En vista de la carencia de información y datos específicos sobre el costo del equipo, incluyéndola recuperación del capital invertido, la mano de obra, energía eléctrica y otros, no es posible actualmente dar un costo aproximadamente del proceso de yoduración

A diferencia de las soluciones de hipoclorito, la solución de yodo no pierde mucha potencia con el tiempo; sin embargo, es buena práctica revisar el aparato una vez al día para asegurarse de que las válvulas Venturi, las de retención o la tubería no se obstruyan con precipitado.

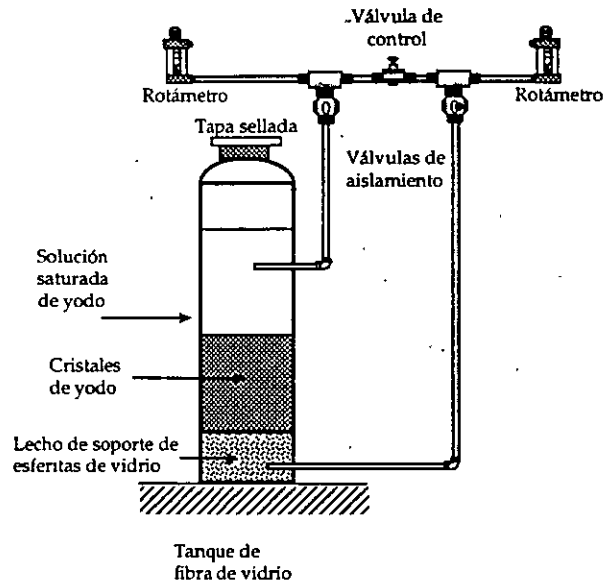


Figura 15. Saturador de yodo para desinfección de agua en línea

10.14 Radiación solar

Descripción.- La exposición del agua a la luz solar mejora la calidad microbiológica del agua. Este proceso desinfección se usa a escala doméstica para tratar pequeñas cantidades de agua. La radiación y la temperatura del agua con un valor por encima de 50°C incrementan considerablemente la inactivación de los microorganismos. Es un método muy sencillo, económico y seguro.

Para las localidades donde no se cuenta con sistemas de agua potable ni desinfección esta opción resulta especialmente útil. En estudios experimentales, se ha determinado el tiempo para alcanzar una completa destrucción de algunos microorganismos: *Pseudomonas aeruginosa* 15 minutos, *Salmonella Flexneri* 30 minutos, *Escherichia coli* 75 minutos, *S. paratyphi B* 90 minutos. En algunos países donde las enfermedades diarreicas son endémicas, se recomienda este método de desinfección para preparar las soluciones orales ya rehidratadas.

Las botellas de plástico y las bolsas de plástico transparentes permiten una reducción de 3 y 4 unidades logarítmicas de coliformes fecales y *Vibrio cholerae* por este método. Son más eficientes las bolsas de plástico que las botellas (2 horas de exposición en días soleados se logra el 100% de remoción de los coliformes fecales dependiendo de la claridad del agua y del contenido de microorganismos). Para garrafones de plástico de 3 litros, el proceso de desinfección es más lento (entre 4 y 6 horas de exposición se logra el 100% de remoción de los coliformes fecales).

Insumos.- No se requieren de reactivos químicos. Se utilizan materiales como bolsas de polietileno de 20 x 35 cm recipientes de plástico o vidrio de pared delgada de 1 a 2 litros, transparentes, sin color, con capacidad de 1 a 2 litros máximo (se puede utilizar los envases no retornables de refresco de 1.5 ó 2 litros). Además, se necesitan cartulinas negras o láminas negras para colocar los recipientes a utilizar y aumentar la temperatura del agua.

Operación y mantenimiento.- El método es extremadamente sencillo y barato. Consiste en exponer botellas de plástico transparentes, perfectamente limpias y de un volumen no mayor de 2 litros a la luz directa del sol durante 4 horas, de preferencia entre las 10 y las 15 horas. Se debe buscar un lugar despejado que no reciba sombra durante el proceso, puede ser el centro del patio, el techo de la casa, etc. Pueden utilizarse botellas de plástico de bebidas embotelladas, que si se manejan con cuidado para evitar que se rayen, es posible que duren varios meses. Las botellas deberán colocarse horizontalmente o de preferencia ligeramente inclinadas hacia donde se encuentra el sol a las 12 horas.

Para asegurar una buena desinfección es necesario colocar los recipientes a desinfectar sobre una superficie negra o plateada.

Seguridad.- Por seguridad y para no afectar la eficiencia del proceso, si el agua está turbia se recomienda filtrarla antes de exponerla al sol. Las botellas plástico están hechas de PET (tereftalato de polietileno) o PVC (cloruro de polietileno). La última puede contener algunos aditivos para incrementar su elasticidad, que en altas concentraciones podrían difundirse en el agua y poner en riesgo la salud. La luz solar tiene poco efecto sobre *Giardia lamblia*, *Entamoeba histolytica* y otros protozoos que se encuentran naturalmente en cuerpos de agua clara.

Es necesario mayor investigación para determinar si existen efectos tóxicos por el uso de plásticos expuestos a la radiación solar.

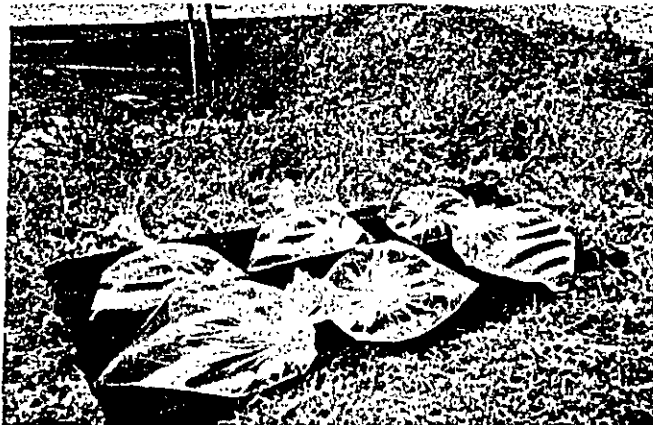


Figura 16. Desinfección solar de agua en bolsas de polietileno

11. Cloración con soluciones de hipocloritos.

Los abastecimiento de agua potable de las ciudades medias y grandes emplean gas cloro para desinfectar el agua, mientras que para comunidades pequeñas o rurales se utilizan los hipocloritos de calcio y de sodio, razón por la cual en esta sección se tratará la manera de preparar soluciones de hipocloritos y su dosificación en sistemas colectivos (en tanques, pozos y líneas de conducción o distribución), ya sea en forma continua o en volúmenes fijos (en lotes).

11.1 Preparación de soluciones

Los productos comerciales de hipocloritos se venden en diferentes concentraciones de cloro activo (25 al 70% para el hipoclorito de calcio y de 3 al 15% para el hipoclorito de sodio) que se deben diluir hasta el 1% (que corresponde a 10,000 ppm) antes de aplicarse a las aguas de consumo. Estas diluciones se llaman "soluciones madre". y para prepararlas. se utiliza siguiente ecuación, que nos indica la cantidad de hipoclorito líquido que se necesita agregar a un volumen prefijado de agua:

$$V_2 = \frac{C_1 \times V_1}{C_2}$$

- V_2 volumen requerido de la solución comercial de hipoclorito, en litros (o mililitros)
- C_2 concentración en % de la solución comercial original
- V_1 volumen de la solución madre a preparar, en litros (o mililitros)
- C_1 concentración en % de la solución madre deseada (por ejemplo, 1%)

Si se utiliza hipoclorito de calcio sólido, se emplea esta otra ecuación:

$$P = \frac{C_1 \times V}{C_2 \times 10}$$

- P peso en gramos del hipoclorito de calcio sólido
- V volumen de la solución madre a preparar, en litros
- C_1 concentración en % de la solución madre deseada (por ejemplo, 1%)
- C_2 concentración en % de la solución comercial original

El hipoclorito de calcio se puede conseguir a nivel industrial en forma de tabletas, granular o en polvo. Es necesario disolverlo en agua utilizando un tanque mezclador y un agitador. Esta actividad normalmente resulta complicada y con algunos problemas asociados con las impurezas del producto y con su grado de solubilidad, por lo que se recomienda la asesoría de un experto que pueda calificar con mejor conocimiento las opciones que se ofrezcan en el mercado.

Las soluciones de hipoclorito de calcio o sodio deben prepararse en tanques especiales donde se van a diluir y mezclar, sedimentándolas para que el líquido claro se vacíe al depósito de alimentación al clorador. Debido a que las soluciones se alteran con el tiempo, deberán prepararse cuando menos cada cuatro o cinco días y guardarse en envases cerrados y en lugares secos y protegidos del calor y luz solar.

Para a la aplicación de hipoclorito de calcio se recomienda usar dosis que oscilen 2 y 5 miligramos por litro (mg/l). Sin embargo, la dosis será la demanda del cloro del agua a tratar que dependerá del grado de contaminación. De manera general y de manera preliminar, pueden utilizarse las

dosificaciones que aparecen en la Tabla 12, pero es recomendable realizar pruebas de demanda de cloro al punto de quiebre para ajustar a la dosis correcta.

Tabla 12. Dosis recomendadas según el grado de contaminación de las fuentes de abastecimiento.

Fuentes de abastecimiento	Dosificación (mg/l)
Aguas subterráneas (pozos y manantiales)	2
Agua superficial turbia poco contaminada	4
Agua superficial turbia muy contaminada	5

Fuente: IMSS, 1994.

11.2 Aplicación de cloro en lotes o volúmenes estáticos de agua

Para la preparación de *soluciones al 1% de cloro activo y dosificar a 1 ppm de cloro en el agua a desinfectar en tanques o pozos de agua*, deberá consultarse la Tabla 13, que muestra la cantidad de agua e *hipoclorito de calcio* que se requiere para preparar una solución "madre" para desinfectar un volumen dado de agua. Por ejemplo: si queremos desinfectar el agua de un tanque de 10,000 litros de capacidad y disponemos de una solución base de hipoclorito al 65% de cloro activo, se necesitarán 15.4 gramos para preparar un litro de solución al 1% de cloro activo. Si se opta por dosificar a mayor concentración de cloro, por ejemplo a 2 o 5 ppm, los datos de la Tabla 13, se multiplicarán por 2 o 5 respectivamente.

Para la dosificación del *hipoclorito de sodio*, se puede hacer uso de la siguiente fórmula partiendo de preparar una solución madre del 1%:

$$V_2 = \frac{C_1 \times V_1}{C_2 \times 10,000}$$

- V_2 volumen requerido de la solución madre de hipoclorito al 1%, en litros (o mililitros)
- C_2 concentración en % de la solución madre = 1 %
- V_1 volumen de agua a desinfectar, en litros (o mililitros)
- C_1 dosis de cloro en el agua a desinfectar en ppm

Si la desinfección se lleva a cabo en tanques de almacenamiento superficiales, lo más conveniente es clorar todo un volumen fijo, lo que quiere decir que se debe llenar el tanque, aplicar la cantidad de cloro necesaria y darle un tiempo de contacto mínimo de 20 minutos antes de repartir el agua a la red de distribución. Después de que el tanque se vacíe habría que repetir el proceso. Esta operación garantizaría una buena desinfección pero requiere de mayor atención por parte del operador del sistema de abastecimiento. En común que en la operación de un tanque de almacenamiento, el agua transita rápidamente en el tanque y su nivel varía en relación al abasto y consumo del agua, lo que hace que el tiempo de contacto con el desinfectante no sea suficiente o que en algunos momentos el agua esté poco o muy clorada.

11.3 Dosificación en continuo

Para dosificar en línea o de manera continua la solución de hipoclorito, La tasa de aplicación de la solución de cloro se debe calcular tomando en cuenta la concentración de la solución madre, la dosis de cloro en el agua, el caudal de agua a desinfectar y la alimentación del hipoclorito:

$$q = 6 \times \frac{Q \times D}{C}$$

- q gasto de alimentación de la solución de hipoclorito, en ml/min
- Q caudal de agua a desinfectar, en litros/segundo
- C concentración de la solución madre de hipoclorito, generalmente = 1 %
- D Dosis de cloro en el agua (1 a 5 ppm)

Para controlar mejor la dosificación del cloro, lo más conveniente, por lo sencillo de la operación, sería que se aplicara el cloro líquido mediante un dosificador ("hipoclorador") directamente en las líneas de conducción o distribución de agua.

11.4 Aforo de caudal

Para dosificar correctamente el cloro, es necesario aforar el caudal de agua que produce la fuente o que llega al sistema de agua de la localidad y la cual se va a clorar. Aforar significa medir la cantidad o volumen de agua que pasa a través de un tubo, o que llena un tanque, en un intervalo de tiempo.

Se puede medir el caudal de una línea o tubería derivando el agua hacia un depósito (por ejemplo, un tambo de 200 litros) y midiendo el tiempo de llenando.

$$\text{Caudal} = \frac{\text{volumen}}{\text{tiempo}} \quad \frac{[\text{litros}]}{[\text{segundos}]}$$

Para medir el caudal en tanques de almacenamiento, iniciando con el tanque vacío hay que cerrar la válvula de descarga y medir el tiempo que tarda en subir el agua dentro del tanque una cierta altura. Para esto es necesario conocer el ancho y largo del tanque en el interior. Para medir la variación de altura del agua, se pueden tomar como referencia la separación de los escalones interiores del tanque o poner varias marcas a distancias prefijadas. Para conocer la capacidad o volumen máximo del tanque hay que medir toda su altura de agua útil.

$$\text{Volumen (metros cúbicos)} = \text{largo (m)} \times \text{ancho (m)} \times \text{altura que sube el agua (m)}$$

Tabla 13. Preparación de soluciones madre al 1% de cloro activo con hipoclorito de calcio para una dosis de 1 ppm.

Volumen de agua a tratar (litros)	Cantidad de agua para preparar una solución madre	Cloruro de calcio (sólido) 25%	Hipoclorito de calcio (sólido) 35%	Hipoclorito de calcio (sólido) 50%	HTH (líquido sólido) 65%	HTH o Percloron (líquido) 70%	Hipoclorito al líquido al 3%	Hipoclorito de sodio líquido al 7%
100	*10 (ml)	0.4 (gr)	0.28 (gr)	0.2 (gr)	0.15 (gr.)	0.14 (gr)	3.3 (ml)	1.4 (ml)
200	20	0.8	0.57	0.4	0.31	0.28	6.7	2.9
300	30	1.2	0.86	0.6	0.46	0.42	10	4.3
400	40	1.6	1.14	0.8	0.61	0.57	13.3	5.7
500	50	2	1.43	1.0	0.77	0.71	16.7	7.1
1,000	100	4	2.9	2.0	1.5	1.4	33.3	14.3
2,000	200	8	5.7	4.0	3.1	2.8	66.7	28.6
5,000	500	20	14.3	10	7.7	7.1	166.7	71.4
10,000	1 litro	40	28.6	20	15.4	14.3	333.3	142.9
20,000	2	80	57.1	40	30.8	28.6	666.7	285.7
30,000	3	120	85.7	60	46.2	42.9	1 (litro)	428.6
40,000	4	160	114.3	80	61.5	57.1	1.3	571.4
50,000	5	200	142.8	100	76.9	71.4	1.7	714.3
100,000	10	400	285.7	200	153.8	143	3.3	1.4 (litros)
200,000	20	800	571.4	400	307.7	286	6.7	2.9
500,000	50	2 (kg.)	1.43 (kg.)	1 (kg.)	769.2	714	16.7	7.1
1,000,000	100	4	2.86	2	1.54 (kg.)	1.43 (kg.)	33.3	14.3
2,000,000	200	8	5.71	4	3.08	2.86	66.7	28.6
5,000,000	500	20	14.28	10	7.69	7.14	166.7	71.4
10,000,000	1,000	40	28.57	20	15.38	14.30	333.3	142.9

* 10 ml = a 200 gotas (2 gotas purifican 1 litro de agua)

Fuente: Oficina de Investigación de Campo de la coordinación de acción Comunitaria, apoyada en el Manual de Saneamiento de la DIS de la SSA.

Fuente: Instituto Mexicano del Seguro Social., 1994, "Catálogo de actividades de acción comunitaria". Tecnología apropiada al medio rural, 1ª Edit., IMSS, México, 386 pp.

11.5 Determinación de la demanda de cloro

Cuando no se disponga de laboratorio o haya carencia de recursos, la demanda de cloro se puede hacer por el siguiente método cualitativo:

1. Preparar una solución que contenga 1 gr./l de cloro (0.1 % o 1000 ppm)
2. Colocar en hilera 6 botellas iguales transparentes, limpias y con tapa (por ejemplo embaces de refresco de medio litro)
3. Llenar las botellas con el agua a tratar (cuatro dedos abajo de lo normal) previamente filtrada, si se requiere.
4. Identificar las botellas (pueden ser con letras a, b, c, d, e y f)
5. Añadir la solución de cloro de la siguiente manera: 10 gotas a la primera botella, 20 a la segunda y así sucesivamente. Los goteros dan 1 ml por cada 20 gotas
6. Dejar reposar media hora.
7. Pasado ese tiempo, agregar a cada botella 2 o 3 cristales de yoduro de potasio (se compra en las farmacias o boticas). Tapar y agitar fuertemente por 1 minuto o hasta disolver los cristales.
8. El agua de las 6 botellas tomará una coloración amarilla en varios tonos. Tono amarillo fuerte = hay mucho cloro; tono amarillo débil = "dosis adecuada" y sin color = No hay cloro.
9. La "dosis adecuada", será identificada por la botella que presente el tono débil del color amarillo y está será la dosis aconsejada.

Para verificar o reafirmar la dosis adecuada, con el siguiente procedimiento (que también se utiliza para medir el *cloro residual*):

10. Después de realizar los 9 pasos anteriores, agregar 4 gotas de vinagre y 10 gotas de solución de almidón y agitar nuevamente.
11. Se notará que el agua toma un color que va del azul al morado cuya intensidad está en relación directa con el contenido de cloro residual. La botella con coloración azul más tenue nos indica la demanda de cloro. Ésta se obtiene de la manera siguiente: se calculan los mililitros de la solución de cloro que se agregó en esa botella (mililitros = número de gotas agregadas / 20); luego se aplica la fórmula:

$$Demanda = \frac{V_{CLORO} \times 1000}{V_{BOTELLA}} \quad (\text{ppm})$$

donde:

V_{CLORO} mililitros de la solución de cloro agregados
 $V_{BOTELLA}$ volumen de la botella en mililitros

Nota.: Según se especifica en la NOM-127-SSA1-1994, el cloro residual libre debe estar entre 0.2 y 1.5 mg/l.

11.6 Medición cualitativa de cloro residual

Existen equipos portátiles comerciales para la determinación cuantitativa de cloro residual en agua. Estos equipos pueden ser sofisticados y muy exactos o tan sencillos como los comparadores visuales, que son equipos baratos y de fácil utilización. Cuando se carezca de estos equipos, se puede medir el cloro de manera cualitativa con el siguiente procedimiento:

1. En un vaso transparente poner el agua clorada.
2. Agregar 3 cristales de yoduro de potasio agitando la solución hasta que se disuelvan.
3. Añadir 5 gotas de vinagre y volver a agitar.
4. Poner algunas gotas de solución de almidón (de 10 a 20).
5. Si aparece color azul - morado, es que hay cloro residual.

11.7 Cómo preparar el agua de cloro para desinfección casera

En la se proporcionan datos para la desinfección casera de diversos volúmenes de agua con soluciones de hipoclorito de sodio a diferentes concentraciones.

Tabla 14. Cantidades de solución de hipocloritos para desinfección casera para dosis de 2 ppm

(agua con poca turbiedad pero contaminada)

Cloro activo %	Volumen del recipiente en litros			
	1	10	15	20
1	4 gotas	40 gotas (2 ml)	3 ml	4 ml
2	2 gotas	20 gotas (1 ml)	30 gotas (1.5 ml)	40 gotas (2 ml)
5	1 gota *	8 gotas	12 gotas	16 gotas
10	1 gota *	4 gotas	6 gotas	8 gotas

* Dosis mínima posible

Fuente: Modificado de OPS/OMS, 1994.

Después de agregar el cloro al agua, tapar y agitar fuertemente durante un minuto y dejar reposar por lo menos media hora antes de usar el agua.

Clorar en recipientes caseros como ollas, cubetas, garrafones, etc., aparentemente no es tan difícil, pero también existen errores al dosificar. En primer lugar, el volumen de los recipientes debe ser bien conocido. En segundo, la dosificación del producto de cloro (generalmente hipoclorito de sodio, cuya concentración comercial varía de 3.2 a 7.6 %) debe hacerse con ayuda de instrucciones claras y precisas tomando en cuenta la concentración del cloro del producto comercial específico que se utilice y de acuerdo al uso que se dé al agua, ya sea para beber o para desinfectar verduras, y también acorde a la calidad del agua.

Si después del tiempo de media hora, el agua ha quedado con olor y sabor a cloro que resulte desagradable, para eliminar el sobrante del cloro se recomienda poner el agua en botellas o garrafones transparentes de plástico o vidrio y colocar por lo menos 2 horas expuestas a las luz del día.

Es conveniente filtrar previamente el agua a clorar, para reducir la turbiedad y otras materias que pueden consumir más cloro o afecta la eficiencia de desinfección del cloro.

12. BIBLIOGRAFÍA

Hofkes E., editor, 1981, "Smal community water supplies", International Reference Centre for Community Water Supply and Sanitation, Holanda, 442 pp.

Márquez, B. L., 1993, "Compendio de tecnologías para el saneamiento rural", Informe de proyecto UI-9311, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México, 60pp.

OPS, 1995; "Guía para la selección y aplicación de tecnología de desinfección del agua para consumo humano en pueblos pequeños y comunidades rurales en América latina y el Caribe", Oficina Sanitaria Panamericana, Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud, Washington, D.C., 227 pp.

Christman, k. A., 1998, "Simposio regional sobre la calidad del agua: desinfección efectiva", Lima, Consejo del Cloro, Arlington, V.A., EUA, Organización Panamericana de la salud. Oficina Sanitaria Panamericana, Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud, 27-9 octubre 1998

Fred, M.; Reiff, P. E., "Desinfección usando una mezcla de gases oxidantes *in situ* (MOGGOD)", Organización Panamericana de la Salud. Oficina Sanitaria Panamericana, Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud.

Celada V.; Márquez B.; 1993; "Uso de la energía solar en la desinfección de agua para consumo humano"; XVII Semana Nacional de Energía Solar; 4 al 8 de octubre 1993 / Colima, México.

Márquez B.; 1993; "Características de un calentador solar utilizando como sistema de desinfección de agua para consumo humano en el medio rural; XVII Semana Nacional de Energía Solar; 4 al 8 de octubre 1993 / Colima, México.

Dirección de Ingeniería Sanitaria, Secretaria de Salubridad y asistencia ; 1982; "Manual de Saneamiento, vivienda, agua y desechos" ; editorial Limusa; México.

Camacho P.; Molina C.; García H.; 1994; "Solidaridad; Catálogo de actividades de acción comunitaria; tecnología apropiada al medio rural"; Coordinación General del Programa IMSS; México.

OPS, 1995, "Guías para la calidad del agua potable", 2ª Edit., Organización Mundial de la Salud, 40 - 60, 137 - 140 pp.

Reiff, F. M., 1995, "El estado de la desinfección del agua potable en América Latina y el Caribe", OMS/OPS, ILSI, La Calidad del Agua Potable en América Latina, 101 - 114 pp.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
VI.- SANEAMIENTO
1.- LETRINAS**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

1. LETRINAS

INTRODUCCIÓN

La disposición sanitaria de excretas humanas es una parte fundamental de saneamiento del medio. Como tal, el Comité de Expertos de la Organización Mundial de la Salud en Saneamiento del Medio, la incluye entre las primeras medidas de carácter básico que deben adoptarse para asegurar la higiene del medio en las zonas rurales de pequeñas comunidades; las demás medidas enumeradas por el Comité son la instalación de un sistema adecuado de abastecimiento de agua potable y la lucha contra los insectos y otros animales vectores de enfermedades en los lugares en que el problema es importante. En vastas regiones del mundo, e incluso en ciertas zonas de todos los países, la evacuación higiénica de excretas constituye uno de los más importantes problemas sanitarios.

México es un país de contrastes, pues lo mismo encontramos ciudades que cuentan con prácticamente todos los servicios, que pequeñas poblaciones sin los servicios más elementales como escuelas, hospitales, energía eléctrica, drenaje y agua potable entre otros. Estas carencias se agudizan sobre todo en las zonas rurales, donde por falta de agua potable y drenaje no es posible la instalación de excusados, originando uno de los mayores problemas de salud pública en nuestro país: el fecalismo o defecación al aire libre.

La falta de sistemas de evacuación de excretas va asociada, por lo regular, a la de suministros adecuados de agua y de otros medios de saneamiento, así como a un bajo nivel económico de la población rural, donde frecuentemente los excrementos humanos se abandonan al azar sobre el terreno. Esas circunstancias se dan también en zonas rurales próximas a las ciudades y contribuyen a agravar los problemas de saneamiento urbano. La amenaza que supone una inadecuada evacuación de excretas existirá siempre mientras una comunidad no disponga de letrinas higiénicas.

Existe una amplia gama de tecnologías de disposición de excretas cuya selección debe hacerse sensatamente, teniendo en cuenta el costo, conveniencia social y cultural, localización requisitos operativos y recursos locales. Para seleccionar la tecnología adecuada es importante la participación comunitaria y la organización institucional.

Este capítulo se concentrará en el análisis de las posibilidades tecnológicas que existen para la evacuación de excretas en comunidades rurales; los sistemas que se presentan son aplicables para el rango de población de 1 a 40 habitantes y se consideran tanto para casas-habitación individuales o comunidades sin alcantarillado, como para casas y pequeñas comunidades que van a ser servidas o que ya cuentan con alcantarillado.

1.1 OBJETIVOS

Ofrecer tecnologías de bajo costo para la disposición sanitaria de excretas que cumplan con los siguientes requisitos:

- Eliminar olores desagradables, si huelen mal no serán usadas y no se llevarán a cabo los beneficios potenciales en mejoramiento de la salud.
- Controlar la proliferación de insectos para evitar la transmisión de enfermedades.
- Disminuir las causas de la contaminación del agua.
- Mejorar las condiciones sanitarias y/o de salud pública.

1.2 CLASIFICACIÓN

Un análisis de la literatura pertinente revela que se utilizan en el mundo una gran variedad de métodos de evacuación de excretas, las opciones varían entre técnicas simples usadas en las comunidades rurales hasta las innovaciones más recientes. Entre estas alternativas se encuentran:

- a) Técnicas especializadas como las letrinas químicas.
- b) Letrina con excusado de sifón y sistemas relacionados.
- c) Letrinas de pozo seco.
- d) Letrinas de composteo.
- e) Letrinas de cámara permanente, con acarreo de la excreta fuera del sitio.
- f) Técnicas simples, como letrinas de zanja o entierro de la excreta.

Este amplio rango de métodos de disposición de excretas ha dado lugar a varias clasificaciones sistemáticas. Una primera división de acuerdo a los requerimientos de agua da lugar a dos grupos:

- Sistemas secos, de los cuales las letrinas de composteo constituyen el mejor ejemplo.
- Sistemas que emplean agua, en los que se mezcla agua con la excreta mediante algún mecanismo manual de inundación.

Una segunda división consiste en separar, de acuerdo a la disposición final de la excretas, el tratamiento puede hacerse ya sea mediante un proceso que puede o no emplear agua:

- Sistemas *in situ*, se dispone y trata la excreta en el mismo sitio en que fue evacuada.

- Sistemas fuera del sitio o a distancia, en los que se transporta la excreta a otro punto, ejemplo del último método es el sistema de alcantarillado convencional.

Una vez mencionadas las posibles clasificaciones, se puede reconstruir la lista anterior:

- Sistemas húmedos, de tratamiento y disposición fuera del sitio:
 - Alcantarillado convencional.
- Sistemas húmedos, de tratamiento en el sitio:
 - Letrinas con excusados de sifón.
 - Letrinas de pozo anegado.
 - Tanque séptico.
 - Tanque Imhoff.
- Sistemas secos, de tratamiento y disposición fuera del sitio:
 - Letrinas de cubo con acarreo de excreta.
 - Inodoro de tierra de tule.
- Sistemas secos, de tratamiento en el sitio:
 - Letrinas de pozo seco.
 - Letrinas de composteo (Pacey, 1978).

Tal como se describirá en los apartados 1.4 y 1.5 las características de las letrinas son a menudo muy distintas, sin embargo, desde el punto de vista puramente técnico, se admite que una letrina o cualquier otro método de evacuación debe reunir los requisitos mencionados en la parte inicial de este manual. De acuerdo con Wagner y Lanoix, 1960, los dos tipos de instalación que reúnen dichos requisitos son las letrinas de pozo seco y las letrinas húmedas, es por ello que la clasificación aceptada en este manual será de acuerdo a los requerimientos de agua:

a) Letrinas de pozo seco, son aquéllas que funcionan sin necesidad de agua, excepto una pequeña cantidad para aseo permanentes. A este grupo pertenecen las siguientes:

- Letrina de pozo ventilado.
- Letrina de pozo perforado cóncavo y en punta
- Letrina de cubo movable.
- Inodoro de tierra de tule (Letrina de Reed).

- Letrina de zanja y Feuillées.
- Letrina de composteo.
 - Letrina abonera.
 - Letrina Multrum.
 - Letrina ventilada de doble cámara (LVDC).

b) Letrinas que requieren de un suministro de agua. A este grupo pertenecen:

- Letrina con excusado de sifón.
- Letrina de pozo anegado.

Al seleccionar el tipo de evacuación de excretas se deben tomar en cuenta las preferencias sociales y los medios existentes para costear la tecnología. En el siguiente punto se mostrara una comparación de los diferentes tipos de letrinas en lo que se refiere a aplicación, costos de construcción y operación posibilidad de reúso y beneficios a la salud (Obeng, 1988; Wagner, 1960; Unda, 1993).

En todas las cuestiones relacionadas con la evacuación de excretas, los factores humanos son tan importantes como los de orden técnico. La población y en particular la de zonas rurales, no utilizan una letrina que le desagrade, que no permita un aislamiento adecuado y no pueda conservarse limpia.

En cuanto al tipo de letrina que debe elegirse, la encuesta sanitaria y sociológica preliminar permitiría conocer los sistemas que se utilizan en la región si es que hay alguno. Se procurará pues, como objetivo primordial, mejorar el sistema existente, conservando en lo posible sus características sociológicas.

1.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

a) Letrinas de pozo seco

Ventajas

- No se genera contaminación del suelo ni de las aguas superficiales o subterráneas.
- Las excretas no serán accesibles a las moscas si se mantiene tapado el orificio de la taza, lo que contribuye a prevenir las enfermedades transmitidas por estos insectos.
- Los olores son insignificantes y las heces por lo general no están a la vista.
- Su construcción es sencilla y de bajo costo, de fácil utilización y requiere un mínimo trabajo de conservación (Broome, 1988; IMTA, 1989; Rybczynski, 1981; Pacey, 1978).

Desventajas

- La digestión de los sólidos es menos rápida y completa que en las de pozo húmedo.
- Son muy susceptibles al mal uso (Kalbermanen, 1982b; Broome, 1988).

b) Letrinas de pozo húmedo

Ventajas

- Solución adecuada y de larga vida para el problema de la disposición de excretas.
- Emplean pequeñas cantidades de agua y pueden conectarse a un sistema de alcantarillado.
- Es posible ubicarlas en el interior de las viviendas ya que eliminan olores y la reproducción de moscas y otros insectos.
- Se elimina la manipulación de excretas por parte del usuario (Broome, 1988, Wagner, 1960).

Desventajas

- Su construcción resulta más cara que las de pozo seco.
- Necesitan de instalaciones separadas para la disposición de las aguas grises y requieren de agua todo el año.
- Se obstruyen fácilmente si se usan materiales voluminosos para la higiene anal (Broome, 1988; Wagner,).

1.4 DESCRIPCIÓN DE LAS LETRINAS DE POZO SECO

La letrina sanitaria se compone de dos partes: la caseta y el pozo. En algunos casos, dependiendo de las preferencias y costumbres de la comunidad (para defecar sentados o en cuclillas), el sistema puede estar provisto de una taza o asiento.

En la figura 1.1 se ilustran las partes constitutivas de una letrina:

- Pozo
- Brocal
- Losa
- Chaflán

- Taza
- Asiento y tapa
- Caseta (Unda, 1993; Wagner, 1960; SSA, 1990; Feachem, 1980; IMTA, 1989).

a) *La taza o asiento.* Normalmente se construye de madera u hormigón y de diferentes formas. La de madera es rectangular, forrada en la parte frontal interior con latón o algún otro material de la región las dimensiones aproximadas son: 30 cm de alto x 32 cm de ancho x 35 cm de largo (Unda, 1993).

Las tazas de hormigón pueden variar desde un cilindro hasta excusados de sección variable y tipo elíptico con la pared posterior inclinada para facilitar la limpieza. Para uso adecuado de los niños se sugiere un asiento más pequeño de 25 cm de diámetro colocado sobre el asiento diseñado para los adultos (Kalbermatten, 1982b; Unda, 1993).

b) *El pozo.* Su función consiste en aislar y almacenar las excretas humanas de tal manera que las bacterias nocivas no puedan transmitirse a un nuevo huésped. El pozo suele ser redondo o cuadrado si se destina a una familia y rectangular si sirve de letrina pública, sin embargo, independientemente de la forma, la capacidad del pozo para una unidad familiar no debe ser inferior a 1.25 m³. Como se menciona anteriormente, la tecnología para evacuación de excretas que se seleccionó para las comunidades rurales de la frontera norte son dos letrinas: Multrum y de doble cámara, ambas clasificadas como de composteo; las dimensiones recomendadas para el pozo de la letrina de doble cámara son: 0.9 m. de ancho, 1.5 m. de profundidad y 1.7 m. de longitud Debido a que el pozo de la letrina Multrum difiere del convencional, sus especificaciones se dan en el punto 1.4.5.2.

En las instalaciones públicas la anchura del pozo será de 90 a 100 cm y su longitud dependerá del número de orificios o tazas colocadas. La profundidad es variable pero se recomienda que sea de 1.80 m cuando las condiciones locales lo permitan y de 1.50 m cuando exista el peligro de Llegar al nivel freático. Para escuelas es preferible el tipo de letrinas sanitarias en serie y pozo de forma rectangular, estimándose en 2.50 ml la capacidad por cada cincuenta alumnos. Las dimensiones mínimas aconsejables para escuelas con matricula del orden de doscientos alumnos son: 2.50 m de profundidad x 0.75 m de ancho x 6 m de largo; se pueden instalar ocho casetas de 0.75 m de ancho e incluso, en el caso de escuelas mixtas, es posible hacer dos unidades separadas de 3 m cada una (Unda, 1993; SEDUE, 1980; SSA, 1963).

La duración de una letrina dependerá de la frecuencia de uso, conservación construcción y materiales utilizados. El factor fundamental suele ser el tiempo que el pozo tarde en llenarse, lo que a su vez depende del método de limpieza anal, de su capacidad y de las condiciones que en él existan. Se entiende por <<condiciones>> la eficiencia de la descomposición bacteriana y el grado de abuso a que se someta, es decir, de las piedras, palos, basuras, etc., que se arrojen en él (Wagner, 1960).

Cuando se termina la construcción de un pozo seco y con el propósito de acelerar la descomposición conviene vaciar al fondo del pozo un cajón azucarero de estiércol de caballo, éste deberá recogerse muy fresco para que las moscas no alcancen a poner sus huevos. El objeto de este agregado de estiércol es sembrar en el fondo de la letrina bacterias que aceleren la descomposición de la materia orgánica (Unda, 1993).

Cuando el nivel de las excretas llegue a 50 cm por debajo de la superficie del suelo, se deberá llenar con tierra y cavar otro, de preferencia cerca del antiguo. Debe dejarse que las heces del pozo viejo se descompongan durante un periodo de 9 a 12 meses, transcurrido este plazo se puede retirar sin inconveniente el material digerido y utilizarlo como fertilizante. El pozo una vez limpio, puede utilizarse de nuevo para repetir el ciclo (Wagner, 1960; CEPIS, 1984).

La digestión de los sólidos es menos rápida y completa en las letrinas de pozo seco que en las de pozo anegado. De acuerdo con los datos proporcionados por el informe del seminario de la Organización Mundial de la Salud, se puede concluir que el volumen medio a considerar por persona y año en la letrina de pozo húmedo es de 36.5 litros, mientras que para la letrina de pozo seco se recomienda una capacidad de 60 litros por persona y año (Unda, 1993).

Como la losa de cubierta de la letrina y la estructura de la caseta se apoyan directamente sobre los lados del pozo, muchas veces es indispensable revestirlo para impedir que se derrumben las paredes. Para este fin se emplean cómodamente ladrillos, piedras, bloques de hormigón adobes, madera de construcción troncos desbastados, casas seccionadas longitudinalmente y bambú (Unda, 1993).

c) *El brocal.* Una vez terminado el pozo se debe construir alrededor del mismo en la parte superior, un brocal 20 cm más grande que la boca del pozo. Dependiendo de los materiales con que cuenta, la región calidad del terreno y recursos económicos del usuario. Su construcción puede ser de hormigón mampostería, cemento, piedra bola, tabique, tabicón o madera (SEDUE, 1989).

El brocal debe sobresalir del suelo 15 cm al igual que debe tener 15 cm por debajo del nivel del terreno. Es importante colocar un Chafflán de concreto para evitar que se filtre el agua de lluvia al pozo (SSA, 1963).

d) *El piso.* En él descansan las paredes de la caseta a la vez que cubre el pozo. Para evitar que penetren insectos o roedores en el pozo debe construirse de manera que encaje perfectamente en el brocal con un mínimo de grietas y aberturas en la superficie. Los pisos de las letrinas pueden ser redondos, cuadrados o rectangulares. El piso sin asiento (losa a la turca) ha resultado en casi todo el mundo el más conveniente para las zonas rurales, pero en muchos países se prefiere el uso de asiento. El piso debe construirse de un material duradero e impermeable y de superficie dura para facilitar la limpieza. El hormigón es el material más práctico, satisfactorio y barato para el piso del pozo, el inconveniente más serio es su enorme peso, lo que origina un elevado costo de transportar; los pisos ensamblados son menos convenientes debido a que es difícil mantenerlos limpios y cuando se ensucian pueden propagar parásitos (Unda, 1993; Wagner, 1960).

Con objeto de reducir al mínimo la posibilidad de que se ensucie el piso se recomienda que las losas están provistas de resaltes inclinados para los pies, estos suelen formar parte integral de la losa sin asiento y deben servir tanto para adultos como para niños (Wagner, 1960).

e) *La caseta o superestructura.* Permite el aislamiento y protege al usuario e instalación contra la intemperie. Desde el punto de vista sanitario, la superestructura es menos importante que el pozo o la losa, por ello, cuando se emprende una campaña de construcción de letrinas, se deja muchas veces a la población que construya las casetas en la forma que prefiera y el inspector sanitario se permita a dar orientaciones de carácter general. En el caso de que por la escasa capacidad del pozo una letrina no dure mucho tiempo, la losa y la caseta se construirán de tal manera que puedan trasladarse fácilmente a un nuevo pozo cuando se llene el primero (Wagner, 1960; Kalbermatten, 1982b; Broome, 1988).

Una caseta debe reunir los siguientes requisitos:

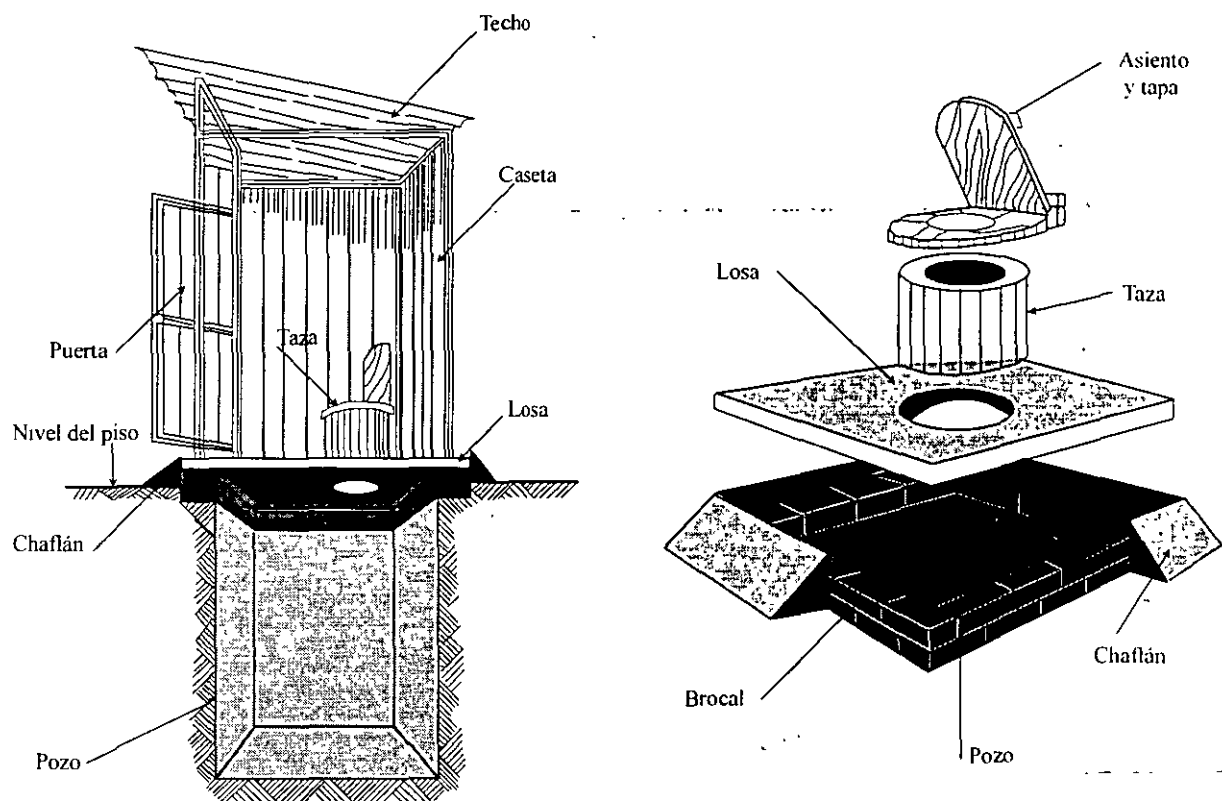
1. **Tamaño.** De preferencia se ajustará a las dimensiones del piso; no debe ser demasiado grande para evitar la defecación en cualquier parte del piso. La altura del techo con relación a la losa cerca de la puerta de entrada será de aproximadamente 2 metros.
2. **Ventilación.** Se han construido letrinas sin ventanas para aprovechar que las moscas rehuyen los lugares oscuros, sin embargo, es aconsejable construir mínimo una ventana en la parte superior de las paredes de la caseta con objeto de facilitar una ventilación. Constante y evitar malos olores.
3. **Iluminación.** La caseta deberá recibir la luz natural siempre que sea posible, pero se procurara que proyecte una sombra suficiente sobre el asiento o el orificio para que aun estando destapado no acudan a el las moscas.
4. **Limpieza.** Una caseta sucia y en constante estado de deterioro no tardaría en ser abandonada y dejar de utilizarse. Es sumamente importante que la caseta este limpia en todo momento, tanto por dentro como por fuera, y que no entren en ella aves de corral ni otros animales. Conviene pintarla y podar la vegetación de los alrededores inmediatos. El techo debe cubrir completamente la caseta (Wagner, 1960).

Para construir la caseta pueden utilizarse materiales propios de la región madera, láminas corrugadas de asbesto-cemento, metal, hojas de palmera o paja, ladrillo y barro (SSA, 1990).

Una mejora para el funcionamiento de la letrina de pozo seco, es la letrina de pozo ventilado cuya única diferencia consiste en adicionar un tubo vertical de ventilación que sale al exterior con una tela mosquitera en su extremo final. La función principal de dicho tubo es controlar el mal olor.

En los siguientes párrafos se describirán brevemente los diferentes tipos de letrinas.

Figura 1.1 Elementos constitutivos de una letrina sanitaria (SSA, 1990)



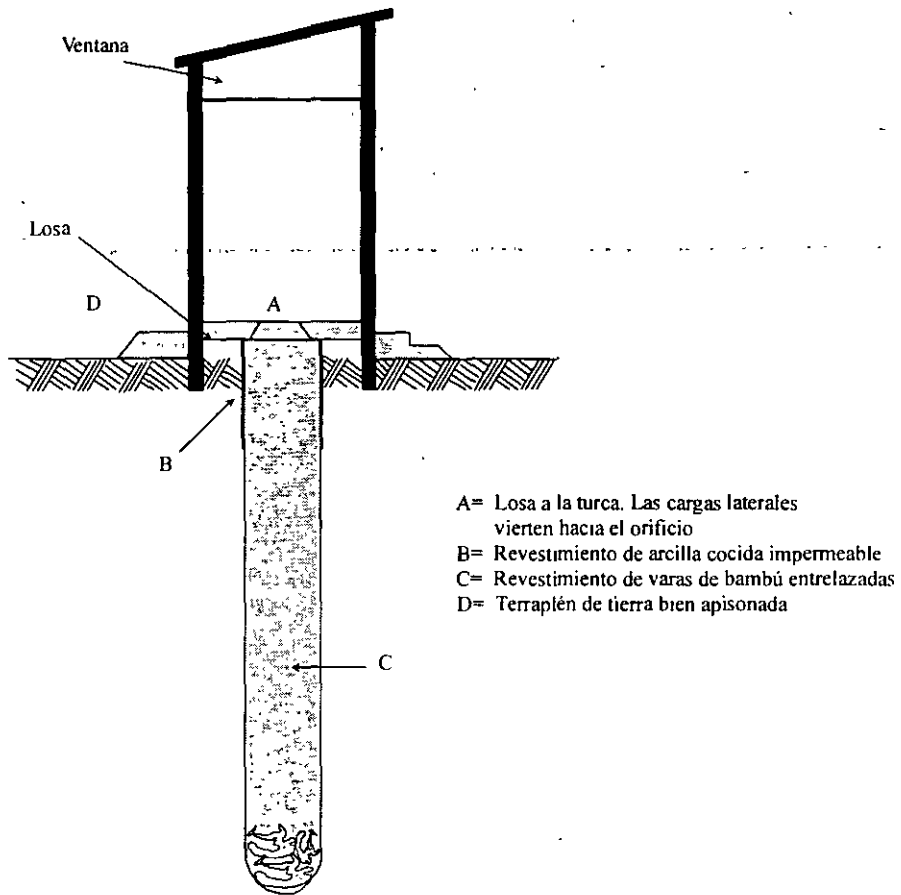
1.4.1 Letrinas de pozo perforado

Existen dos modelos cuya única diferencia es la forma en que termina el pozo cóncavo o en punta). Son una variante de la de pozo seco, de la que difieren en que el pozo es circular con un diámetro mucho menor (40 cm) pero de mayor profundidad (4 a 8 m), perforado verticalmente en el suelo por medio de una barrena de mano o perforadora (ver figura 1.2). El piso y caseta de la letrina son las mismas en ambos tipos de instalación (Pacey, 1978; Unda, 1993; Obeng, 1988).

Por su escasa capacidad la letrina de pozo perforado es un tipo inadecuado para los servicios públicos. Cuando se instala en terreno seco y es utilizada por una familia de 5 o 6 personas no dura más de año y medio, o dos, e incluso menos cuando se utilizan materiales de limpieza voluminosos. En ese caso la solución consiste en perforar dos pozos relativamente próximos para usarlos alternadamente (Kalbermatten, 1982b).

La principal dificultad técnica en la construcción de estas letrinas es el derrumbamiento de sus paredes, esto suele ser frecuente en suelos arenosos y, a veces es tan grave, que el pozo se llega a obstruir por completo; en terreno seco y firme se han hundido durante la siguiente estación de lluvias al subir el nivel del agua subterránea. A fin de evitar estas contingencias se debe emplear revestimientos con un material compacto e impermeable, por ejemplo con hormigón o arcilla cocida para sostener las paredes de los pozos (Unda, 1993; Wagner, 1960).

Figura 1.2 Letrina de pozo perforado cóncavo (Wagner, 1960)



1.4.2 Letrina de cubo movable

Consiste esencialmente en una losa a la turca o un asiento inmediatamente encima de un depósito (cubo) de 20 a 30 litros de capacidad, dentro del cual caen las heces y la orina; el cubo se retira a intervalos frecuentes para su descarga y limpieza (figura 1.3). En algunas estructuras existe un dispositivo mecánico que permite cubrir las excretas con tierra, aserrín o cenizas (Kalbermatten, 1982b).

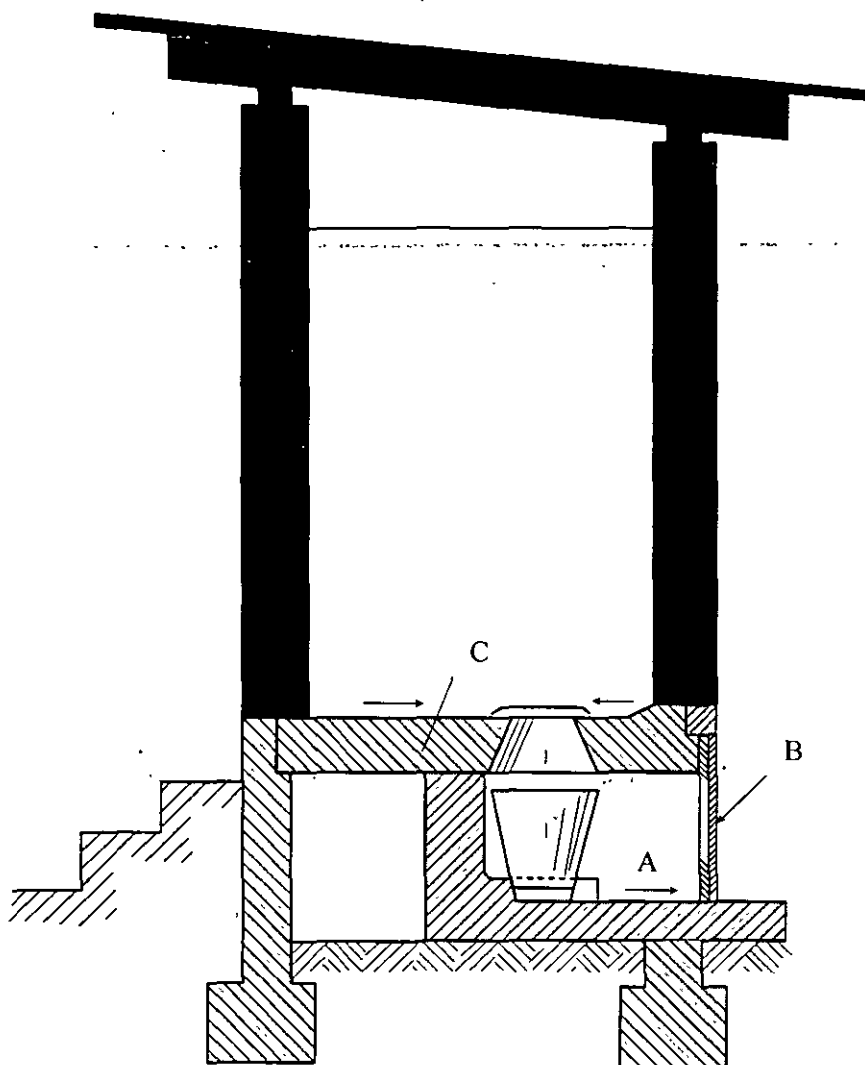
El cubo o receptáculo que puede ser de hierro galvanizado o caucho, de 38 cm de diámetro superior, 30 cm de profundidad y posee asas adecuadas para facilitar su transporte; en algunos casos esta provisto de una tapadera desmontable que ajusta herméticamente por medio de abrazaderas. La distancia entre la parte inferior del piso de la letrina y el borde del cubo no debe exceder de 2.5 cm (Wagner, 1960).

La cámara es de ladrillo u hormigón con las esquinas redondeadas y una forma conveniente para facilitar el centrado del cubo. La mayoría se abre por la parte posterior de la letrina y dan a un callejón de servicio utilizado para la recogida. Cuando existen asientos esta forrada por el espacio situado debajo de los mismos. Una instalación correcta debe tener un respiradero de ventilación para la cámara, que llegue a la altura del techo de la caseta. En cualquier caso, desde el punto de vista sanitario hay que cuidar que las moscas y otros insectos no tengan acceso a la cámara (Wagner, 1960).

El diseño de este tipo de letrinas es malo: no es fácil mantenerlas limpias, no tienen desagüe para drenar líquidos lo que hace que huelan mal y que sean lugar de proliferación de insectos. La forma más higiénica de usarlas es cubrir el recipiente lleno con una tapa limpia y llevarlo al depósito donde se vacía. El cubo usado se cambia por uno lavado y desinfectado (Obeng, 1988).

En algunos países el piso se dispone de modo que se recojan por un lado las heces y por otro la orina y el agua de limpieza personal. La orina y demás residuos líquidos se dirigen por canales a un pozo colector impermeable que se vacía periódicamente o a una zanja de absorción (Wagner, 1960).

Figura 1.3 Letrina de cubo movable (Wagner, 1960)



- A = Cámara colectora construida con material impermeable: obsérvese el cubo
- B = Puerta a prueba de moscas
- C = Suelo elevado o losa

1.4.3 Feuillés y letrina de zanja

Los Feuillés son pozos muy pequeños y poco profundos excavados en la capa superior del suelo. Pueden ser de sección cuadrada, de 30 cm x 30 cm y 40 cm de profundidad, con estas dimensiones se reciben aproximadamente 100 o 150 deposiciones, después de lo cual queda totalmente cubierto con una cantidad equivalente de tierra, la cual se amontona sin apisonar alrededor del agujero para que cada usuario cubra las heces depositadas. En los países tropicales la descomposición de las heces se efectúa en ocho semanas, al cabo de las cuales se puede extraer el humus resultantes para utilizarlo como abono. Posteriormente se cava un nuevo pozo a una distancia mínima de un metro del anterior utilizándolo del mismo modo (Wagner, 1960):

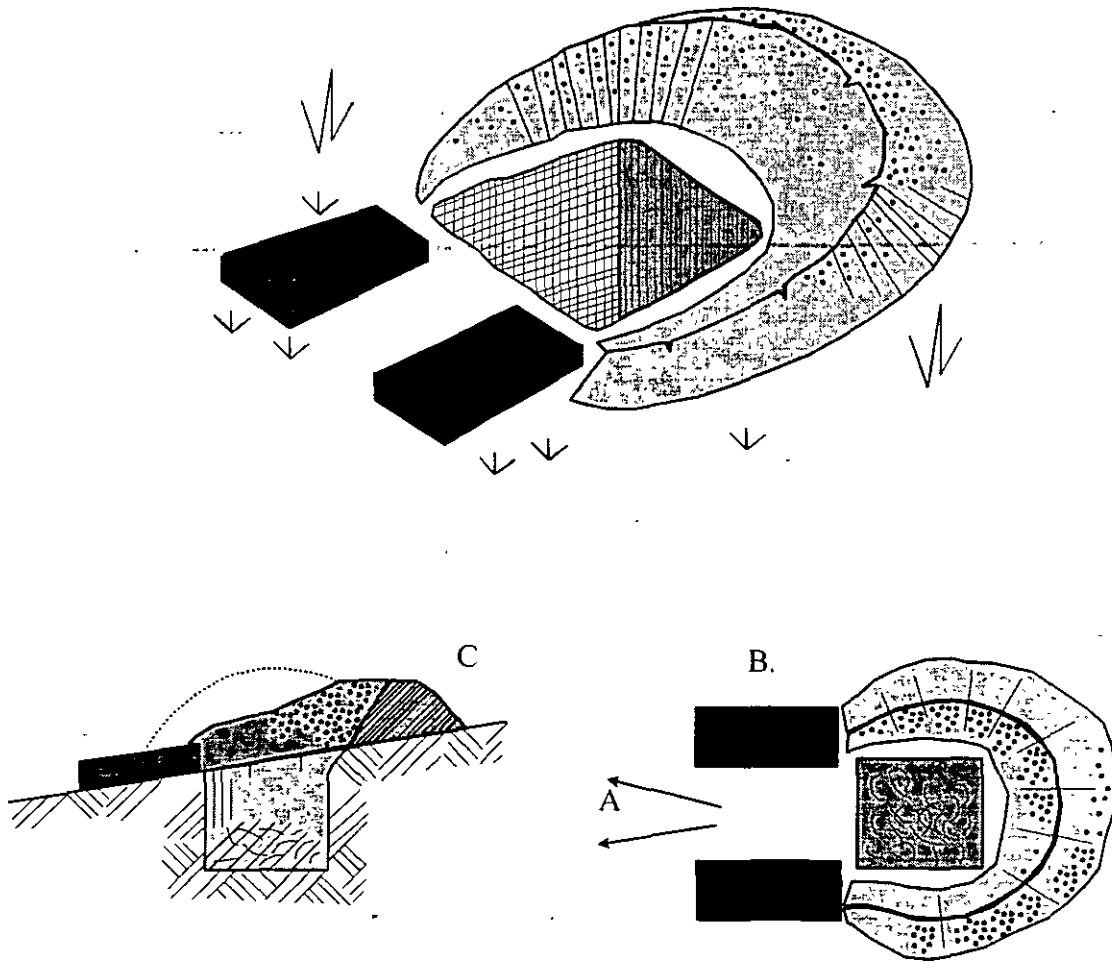
La letrina de zanja funciona con el mismo principio que los feuillés, es decir, las excretas se depositan en la capa superior del suelo donde las bacterias aerobias saprófitas son más numerosas, activas y digieren la materia fecal en el menor tiempo posible (ver figura 1.4). La zanja tiene una profundidad de 60 cm y su longitud varia de 1 a 3 metros (Wagner, 1960).

La letrina de zanja es una instilación provisional que se utiliza solamente en los campamentos de soldados y exploradores o en sitios donde se efectúan temporalmente trabajos de edificación minería u otros lugares análogos.

A pesar de que estos sistemas son fáciles y baratos de construir, presentan graves inconvenientes y riesgos para la salud de los habitantes de aldeas y para el conjunto de colectividades rurales:

- a) La inevitable contaminación del suelo a su alrededor, ya que prácticamente no existe ninguna protección contra el acceso de parásitos a la superficie del suelo.
- b) La proliferación de moscas en enormes cantidades, el acceso de las mismas y de otros animales al contenido de los pozos destapados o mal tapados.
- c) El riesgo de contaminación tanto de aguas superficiales como subterráneas.
- d) Mal olor y el sucio aspecto que suelen presentar (Wagner, 1960).

Figura 1.4 Letrina de zanja (Wagner, 1960)



- A = Corriente de orina sobre el suelo o en un surco
- B = Piedras planas para el soporte de los pies
- C = Tierra removida para cubrir excretas

1.4.4 Inodoro de tierra de tule (Letrina de Reed)

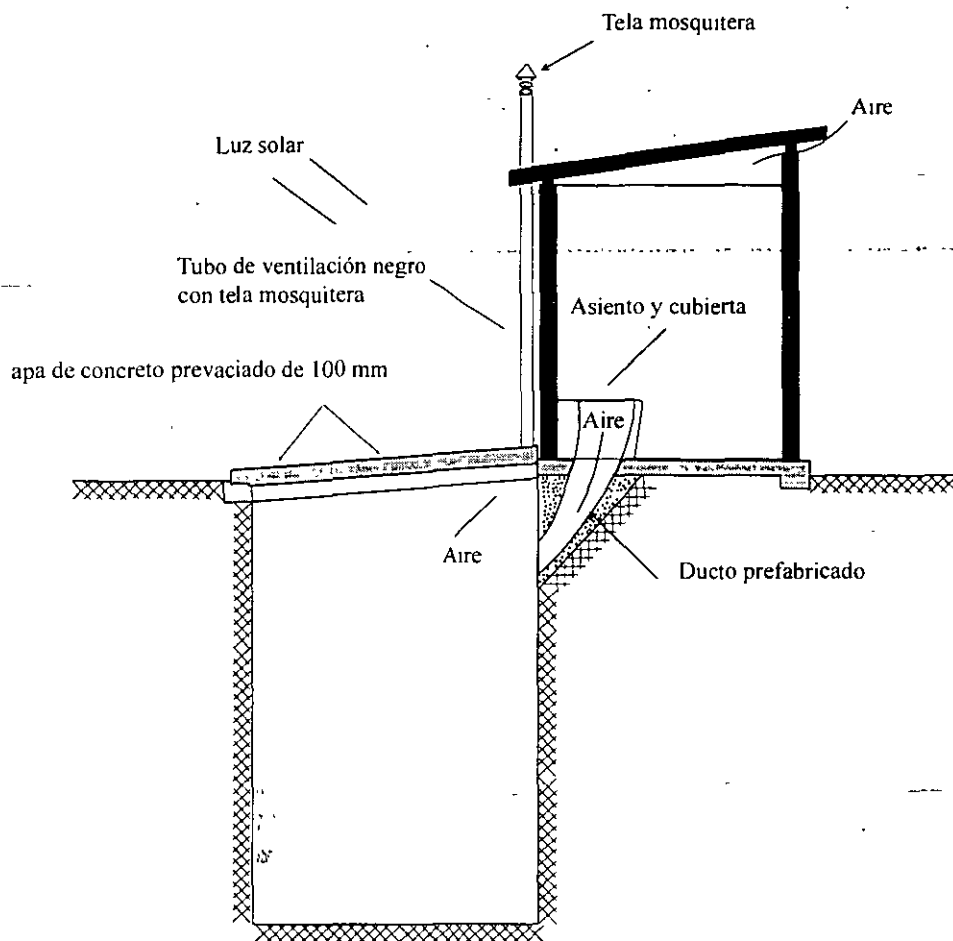
Modelo desarrollado en África del Sur; es una modificación de las letrinas de pozo ventilado en el que el pozo es más grande y su construcción puede ser permanente. El ancho del pozo es generalmente de un metro, la profundidad no debe exceder 3 m y tiene un tubo de ventilación para controlar el mal olor y la proliferación de insectos. Las excretas se depositan mediante un conducto tipo tobogán, ubicado en la base de la losa a la turca del asiento: ver figura 1.5 (obeng, 1988; Pacey, 1978; Kalbermatten, 1982b).

Una primera ventaja de este tipo de letrinas es el hecho de que el pozo esté desplazado con respecto a la superestructura o caseta, aunque el conducto se puede obstruir fácilmente y debe limpiarse a intervalos regulares para evitar moscos y malos olores, no permite ver el pozo, lo cual hace que los niños no tengan miedo de caer en él (CEPIS, 1984).

La experiencia con estos sistemas sanitarios indica que hay una cantidad menor de organismos perjudiciales, con respecto al resto de las letrinas de pozo. Lo anterior se atribuye a la configuración del conducto o túnel por el que se conduce la excreta y orina hasta la cámara ubicada en la parte posterior de las superestructura. Este conducto y el tubo de ventilación proporcionan la circulación de aire hasta la parte inferior de la letrina (Pacey, 1978).

Este tipo de letrina no es apropiado para áreas urbanas densamente pobladas, su uso se recomienda hasta 250 o 300 personas por hectáreas, sin embargo, se sabe que la conversión de un inodoro de tierra de tule a una letrina de agua con excusado tipo sifón (que se describirá en párrafos posteriores), es muy simple y barata: una taza o asiento de pedestal se instala en lugar del conducto del inodoro de tierra de tule mientras que el pozo desalineado existente se usa para recibir el agua y excreta del nuevo sistema (kalbermatten, 1982a).

Figura 1.5. Letrina de tierra de tule (Rybczynsky, 1981)



1.4.5 Letrinas de composteo

Las letrinas de composteo pueden tener éxito principalmente en zonas tropicales húmedas donde los nutrientes se <<lavan>> rápidamente; por lo general, pueden construirse sobre roca y aunque no necesitan agua si requieren alto grado de cuidado y atención por parte de los usuarios; de esta forma, a la vez que se resuelve el problema sanitario se obtiene provecho de la materia fecal (Perkins, 1990; Obeng, 1988).

Existen dos tipos de letrinas de composteo: continuas y discontinuas. Las primeras se caracterizan por tener una estructura que permite a la excreta degradarse durante su recorrido por una primera cámara inclinada de forma que al llegar hasta el compartimiento de extracción ya ésta transformada en abono; como resultado de ello el vaciado de la cámara se puede hacer de forma continua. Por otro lado, las letrinas discontinuas requieren que transcurra un año antes de abrir el pozo para utilizar el material degradado.

En lo que se refiere a la generación de abono, descomposición biológica de desperdicios orgánicos) este se puede llevar a cabo mediante dos formas:

Aeróbica: es un proceso que requiere la presencia de oxígeno en el que la actividad microbiana genera calor e incremento la temperatura de la mezcla alcanzando hasta 55 °C, razón por la cual aumenta también la tasa de mortandad de los organismos patógenos contenidos en la excreta.

Anaeróbica: es un proceso que requiere la ausencia de oxígeno y es menos eficiente que el aeróbico en lo que se refiere a la generación de energía, por ello para usar con seguridad la mezcla fertilizante debe almacenarse por un período prolongado; ya que los organismos causantes de enfermedades sobreviven por más tiempo a temperaturas frías (Obeng, 1988).

Para una preparación eficiente del abono, debe mantenerse un equilibrio correcto de los nutrientes utilizados por los microbios que digieren y degradan el material; para ello es necesario agregar después de cada evacuación carbono orgánico en forma de hojas, pasto o algún material de fácil descomposición también se puede agregar regularmente cenizas de leña para disminuir olores y acelerar el proceso de preparación de abono. El fertilizante producido en una letrina de composteo que ésta funcionando bien será un material oscuro, desmenuzable e inofensivo, parecido a un buen suelo orgánico húmedo (SEDUE, 1989; Feachem, 1980).

En los siguientes párrafos se describirán los tres tipos de letrinas de preparación de abono.

1.4.5.1 Letrina abonera

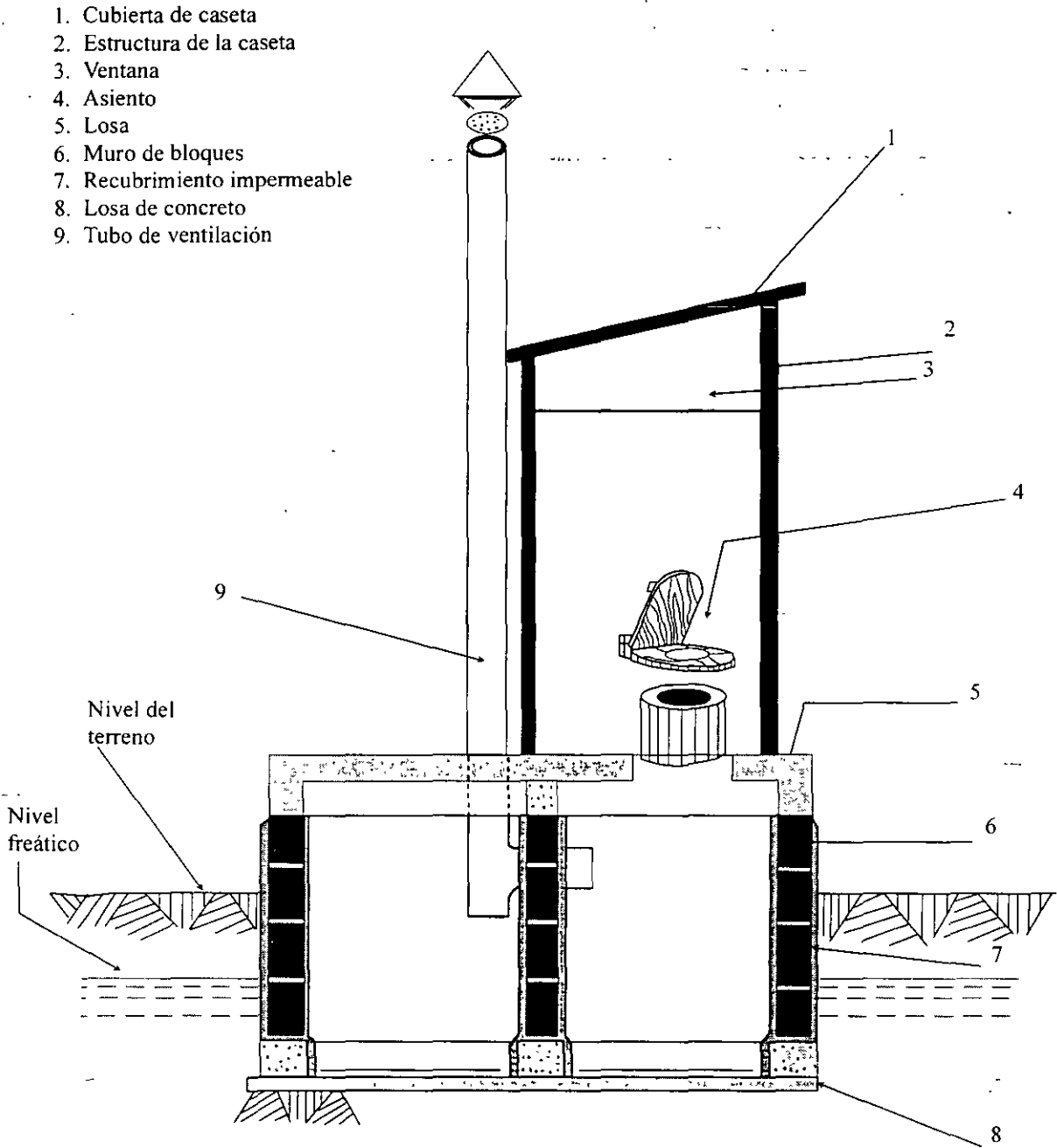
Ofrece un método discontinuo para la transformación anaeróbica de las excretas (ver figura 1.6). En estas unidades se trata de separar la orina, por ello la adición de ceniza de madera es especialmente útil para absorber la humedad y contrarrestar los ácidos que se producen durante el proceso de degradación. Una vez transcurrido un mínimo de doce meses para conseguir la destrucción total de bacterias patógenas y huevos de helmintos, se puede vaciar el pozo. Este sistema tiene la ventaja de eliminar la manipulación de excretas recientes (Obeng, 1988).

La letrina esta formada por una cámara dividida en dos compartimientos, ambos rematados por una losa con su respectivo orificio; sin embargo, algunas veces tienen losas separadas, una de las cuales es lisa mientras que la otra tiene un agujero para defecar. En éste último caso, al sellar la bóveda recién llena y vaciar el abono de la otra, las losas se intercambian; así, la que tiene el agujero queda sobre la cámara que se acaba de vaciar. Cada cámara deberá tener capacidad suficiente para que su contenido tenga tiempo de transformarse por completo antes de su extracción, sino es posible impermeabilizarla, es necesario que su fondo debe estar muy por encima del nivel de la capa de agua subterránea (Wagner, 1960).

Para obtener un abono satisfactorio la proporción en que deben mezclarse las excretas con los desperdicios y materia vegetal será de una parte por cada cinco en volumen. De acuerdo a lo anterior, una familia de cinco personas produce en promedio un metro cúbico de excretas parcialmente digeridas en cuatro años. Por tanto, en un pozo de un metro cúbico de capacidad, la quinta parte del mismo se llenara de excremento en nueve o diez meses, que es un periodo de transformación satisfactorio para un pozo de este volumen; las otras cuatro quintas partes consistirán en basuras y otros residuos añadidos en la forma indicada (Rybczynski, 1981)

Aunque se propone que el volumen del pozo sea lo mayor posible para que no se llene con demasiada rapidez, esta capacidad depende de la necesidad que se tenga de abono y del número de personas que utilizaran la letrina; sin embargo, se ha recomendado asignar una capacidad de 0.3 m³ por persona y año en el cálculo del volumen de las cámaras (SEDUE, 1989; Obeng, 1988; Kalbermatten, 1982b).

Figura 1.6 Letrina abonera de doble cámara con pozo ventilado (Modificado de Broome, 1988)



1.4.5.2 Letrina Multrum

Está clasificada como un sistema continuo de generación de abono en el que a diferencia de la letrina de doble cámara, la degradación se realiza bajo condiciones aeróbicas (CEPIS, 1984).

El sistema puede construirse dentro de la vivienda, solar familiar o en zonas con casas por construir. Su pozo se divide en dos cámaras: una mayor con el piso inclinado (30 grados para asegurar el lento deslizamiento de las excretas) y otra menor con el piso horizontal en donde el humus producido se remueve periódicamente ver figura 1.7. En la cámara mayor se introducen los desechos fecales y la basura orgánica que al combinarse inician su transformación en composta y se deslizan hacia la cámara menor donde se acumulan y culmina el proceso de descomposición que dura aproximadamente un año después del cual se extrae el abono que es de buena calidad y fácil obtención. Para facilitar la extracción del abono, la cámara menor se puede dejar fuera de la casa (Perkins, 1990; SEDUE, 1989).

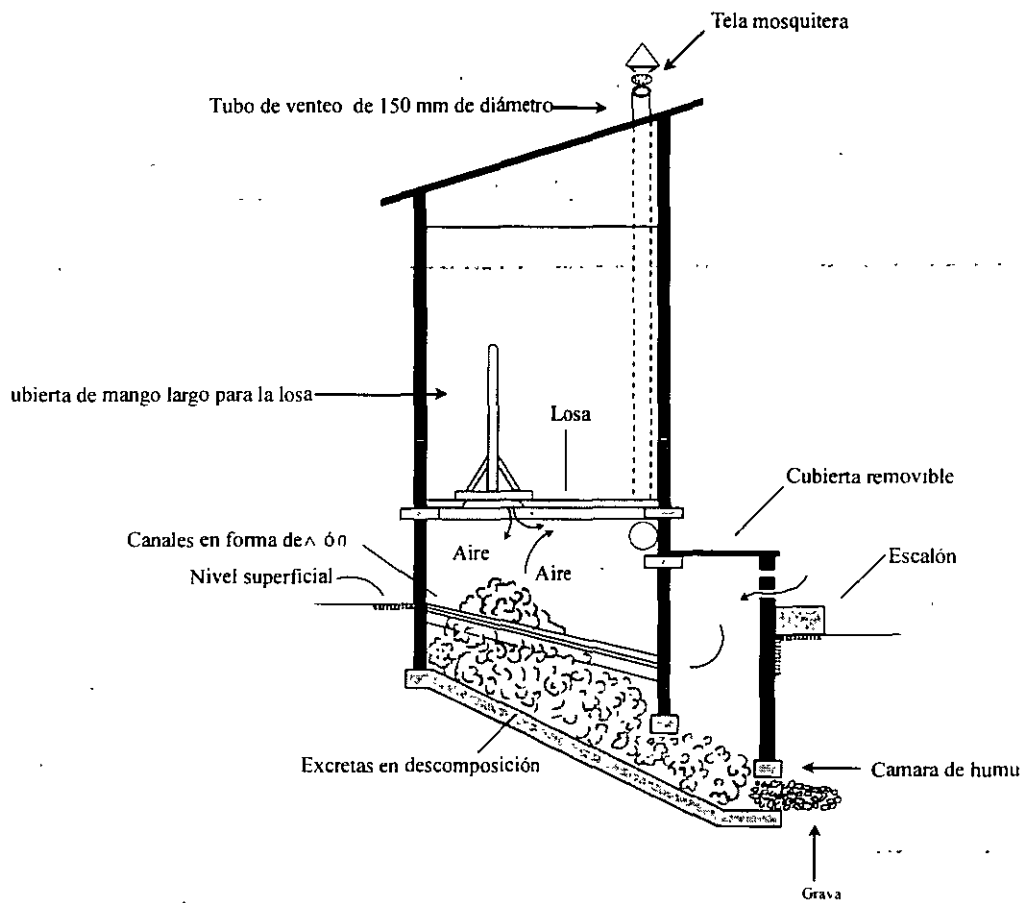
Esta letrina transforma en abono la materia fecal y basura orgánica que se agrega, esta última tiene una doble función actuar como absorbentes tanto de la orina como del agua usada para limpieza del sanitario y lograr una relación carbono nitrógeno adecuada para un buen material de composteo. El contenido de humedad del material composteado y el humus deberá estar entre 40 y 60 por ciento. (SEDUE, 1989; Kalbermatten, 1982b).

Las cámaras tienen una entrada de aire en la parte superior y un tubo de ventilación para el constante movimiento de aire, con lo que se facilita la descomposición orgánica y, sobre todo, se evita el mal olor. Cuando el terreno es rocoso o predominan las lluvias, el piso debe ser mas alto que el nivel del suelo.

Antes de usar la letrina y cada vez que se extraiga el abono se requiere introducir una capa de 20 cm de hojarasca o zacate para que ayude a absorber la humedad, ningún líquido diferente a la orina debe ser introducido (SEDUE, 1989).

Con el fin de simplificar la consulta del lector, en el punto nueve se muestran los planos funcionales y estructurales del sistema en formato tabloide; sin embargo los cuatro anexos que están en la parte final de este manual contienen información complementaria para el diseño de las letrinas de doble cámara y Multrum. En el anexo A se presenta la memoria de cálculo; en el B, diseño estructural; en el C; catálogo de conceptos de obra y en el D, los planos funcionales y estructurales.

Figura 1.7 Letrina de composteo continuo "Multrum" (Kalbermmaten, 1982)



1.4.5.3 Letrina ventilada de doble cámara (LVDC)

Es el tipo más sencillo de los inodoros de degradación de excretas que permite producir en condiciones anaeróbicas un humus que se puede emplear como acondicionador del suelo o fertilizante. Se clasifican como sistemas discontinuos y constituyen una tecnología que se adapta especialmente a las condiciones de la vivienda rural en el trópico húmedo (IMTA, 1989).

La letrina cuenta con dos bóvedas adyacentes cubiertas hermética y permanentemente con una sola superestructura. Cada cámara se trata con un recubrimiento impermeable tanto exterior como interiormente; lo cual impide la transminación de líquidos del manto freático hacia el interior de la letrina y en sentido inverso. El uso de las cámaras es alternado, cuando la que esta en uso alcanza un nivel de aproximadamente tres cuartas partes, se agrega una capa de materia orgánica como cenizas y otra de aserrín u hojas secas para absorber olor y humedad a la vez que ayudan a obtener un abono de mejor calidad. Posteriormente, se tapa el orificio del piso con una placa de concreto y se sella con chapopote, después de un mínimo de doce meses se vacía para emplearlo nuevamente cuando se llene el segundo (Rybczynski, 1981; Kalbermatten, 1982b).

Para producir un humus de buena calidad, el contenido óptimo de humedad en la cámara deberá estar entre 40 y 60 por ciento, esto depende de la correcta adición del material absorbente. Una manera de lograr el contenido de humedad mencionado consiste en separar la orina de la cámara drenándola hasta el compartimiento del que se saca el material inorgánico o, incluso, colectarla para uso como fertilizante líquido nitrogenado. La adición de cenizas también ayuda a hacer alcalina la excreta y acelera el proceso de composteo (Kalbermatten, 1982b).

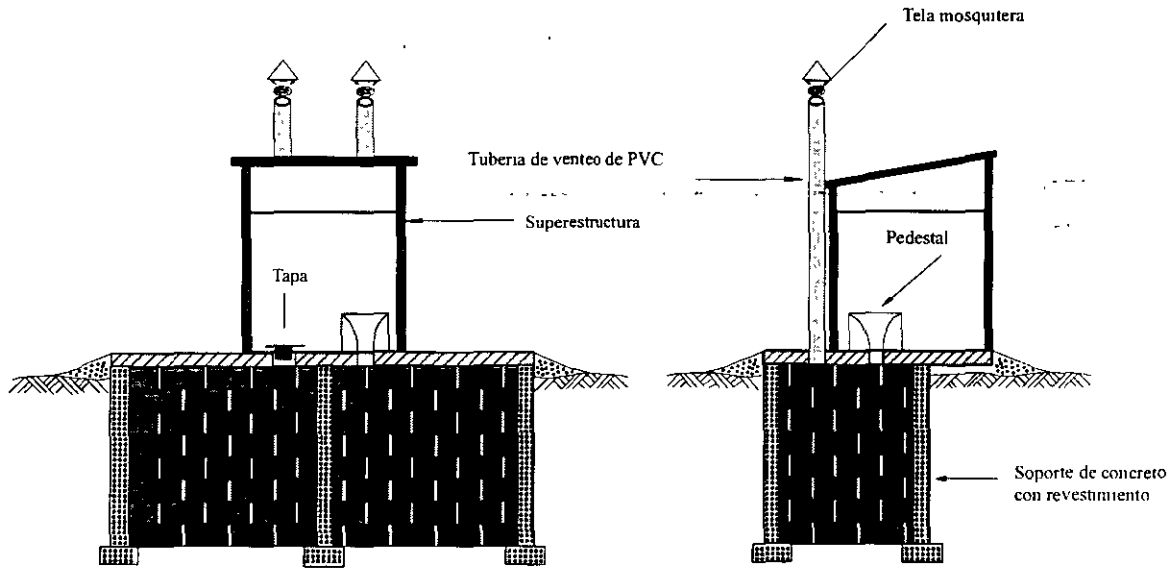
En caso de no agregar **ningún** tipo de materia orgánica la letrina funcionará como la de pozo ventilado; sin embargo, con este tipo de letrinas se elimina la necesidad de construir pozos profundos y cambiar constantemente la localización de la letrina (Kalbermatten, 1982b; IMTA, 1989).

En terrenos blandos donde las lluvias son abundantes o cuando el nivel del manto freático está casi a flor de tierra, conviene construir los pozos sobre el nivel del terreno, esto permite la instalación de compuertas en los muros posteriores de los pozos para que se extraiga el abono fácilmente (SEDUE, 1989).

Este sistema se ha empleado con éxito en Vietnam, donde cada bóveda tiene una capacidad de 300 litros y es empleado por 5 o 10 personas. Su construcción es completamente enterrada, la tapa sobresale del suelo 30 cm para evitar, que las **aguas** que escurren por la superficie del suelo durante las lluvias penetren al interior del pozo. La taza debe estar provista de un separador de orina de manera que sólo las heces, la ceniza y el papel higiénico entran a la bóveda (Rybczynski, 1981; IMTA, 1989).

El punto 1 del anexo A contiene la memoria de cálculo mientras que en el D se presentan los planos funcionales y estructurales de la letrina ventilada de doble cámara (LVDC) a escala completa.

Figura 1.8 Letrina ventilada de doble cámara (Modificado de Tavira, 1994)



1.5 DESCRIPCIÓN DE LAS LETRINAS DE POZO ANEGADO

La familia de letrinas húmedas está conformada por la letrina de pozo anegado con descarga vertical y letrina con excusado de sifón, ambas presentan un excusado o inodoro de sello hidráulico con descarga manual reducida y utilizan el mismo principio: digestión o fermentación anaerobia de las excretas en un tanque de agua. Son una técnica de saneamiento barata y solamente necesitan una fracción del volumen de agua que requiere un inodoro convencional.

Las letrinas de sello hidráulico consisten en un depósito lleno de agua en el que penetra un tubo que desciende desde el piso de la letrina. Puede definirse como un tanque séptico simplificado, las excretas son depositadas directamente en el depósito en lugar de ser desalojadas a través del caño del drenaje, para después depositarse en el tanque. En ambos casos, se debe tener un tubo de ventilación para desalojar los productos gaseosos formados durante la fermentación anaeróbica.

La deposición de excretas desde el excusado o losa a la turca puede ser a través de un tubo de caída vertical o alternativamente, vía descarga manual de agua con sello hidráulico, esta es más sofisticada e higiénicamente superior pero más cara y dependiendo del tipo de material para la limpieza anal es más propensa a taponamiento, en este caso se debe vaciar agua adicional al excusado para mantener el sello; esta tarea elemental tiene que ser realizada diariamente para evitar el desarrollo de moscas e insectos. Cuando se utiliza el tubo de caída simple, es necesario que su parte más baja se encuentre por debajo del nivel del agua del tanque para formar el sello hidráulico (Wagner, 1960; Pacey, 1978).

A continuación se describirán los elementos comunes a las letrinas que requieren suministro de agua. Las partes tales como: caseta, losa y pozo son similares a las ya descritas en las letrinas de pozo seco. Posteriormente se discutirán por separado las características propias de cada una de las letrinas de pozo anegado.

a) La taza o inodoro. Existen diversos métodos para moldear el piso y la taza, en ocasiones el sifón tiene la forma de una P o S, según la situación del piso con respecto al pozo.

La longitud horizontal del inodoro debe ser al menos 42.5 cm; puede ser de cerámica, fibra de vidrio reforzada con plástico (FVRP), cloruro de polivinilo (PVC), mosaico o concreto. Las dos primeras tienen muchas ventajas sobre las de concreto, ya que son más suaves, requieren menos agua para el arrastre de la excreta y son más estéticas. Aunque inicialmente son más baratas, las de concreto son pesadas, difíciles de transportar y debido a la acción del ácido úrico son antiestéticas después de que se usan (Roy, 1984)

b) Trampa hidráulica. Es preferible fabricar la trampa para el sello hidráulico separado de la taza, para que pueda unirse a olla en cualquier dirección. Esto da mayor flexibilidad al diseñar los diferentes componentes del inodoro. La profundidad del sello debe ser de 2 cm, el diámetro de 7 cm y el interior lo más liso posible (Broome, 1988).

En los siguientes párrafos se describirán brevemente las letrinas de pozo anegado.

1.5.1 Letrina de pozo anegado con descarga vertical

Son básicamente pequeñas fosas sépticas ubicadas debajo del excusado o losa a la turca, tienen un tubo vertical de 10 a 20 cm de diámetro que se extiende hasta 10 o 15 cm por debajo del nivel del líquido contenido en el tanque, formando de esta manera un sello hidráulico sencillo. Para mantener este sello se debe agregar suficiente agua después de usar el inodoro. El volumen del tanque usualmente se calcula basándose en 1.5 litros de excreta más 4.5 litros de agua por persona y día; la profundidad del líquido debe ser de 1 a 1.5 m en las unidades domésticas (Obeng, 1988).

Las heces y la orina caen al pozo donde se descomponen de manera anaerobia; el lodo digerido se reduce hasta aproximadamente la cuarta parte del volumen de la excreta depositada y se acumula en el pozo, de donde debe retirarse cada dos o tres años (Obeng, 1988; CEPIS, 1988; Feachem, 1980).

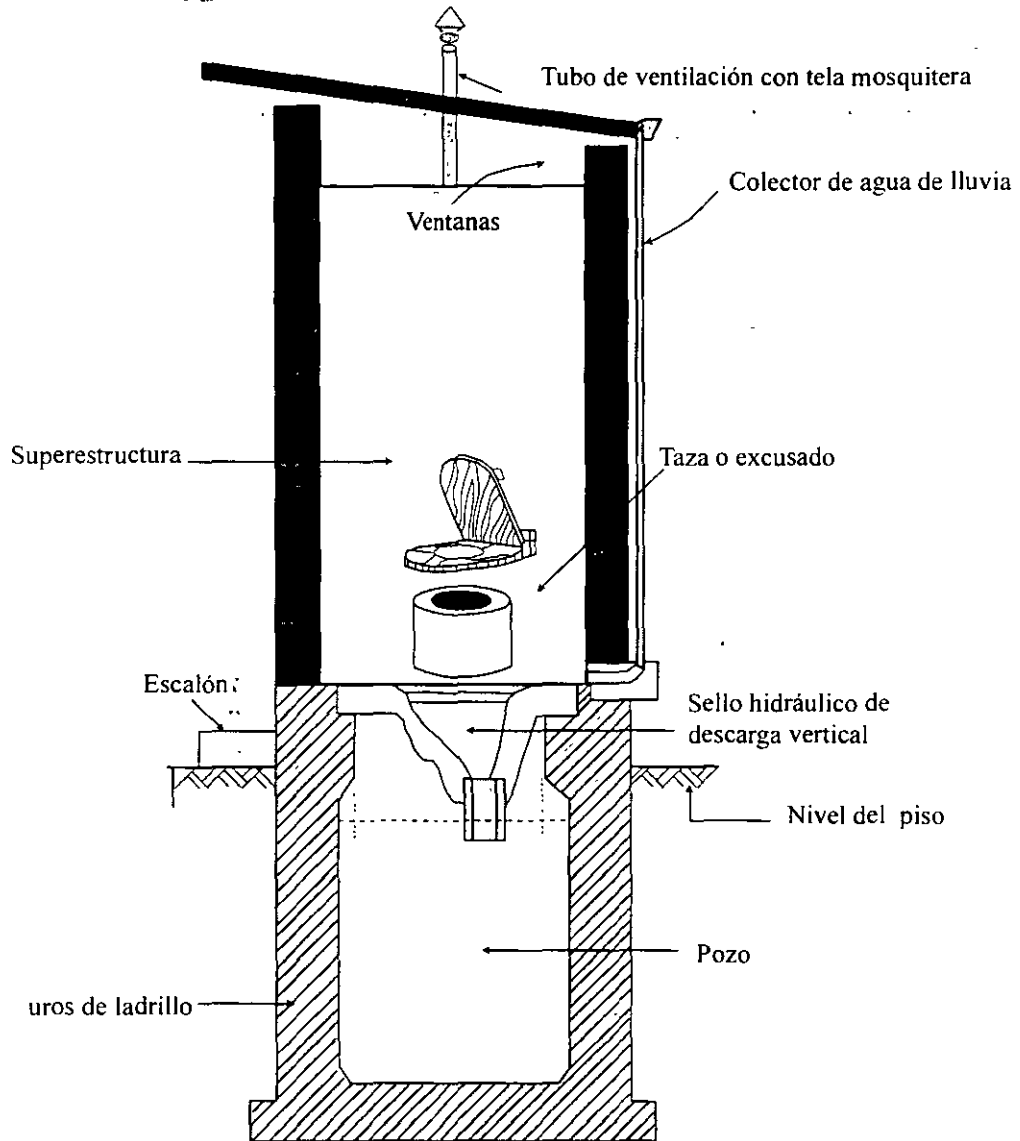
Una buena construcción exige que el depósito sea hermético, ya que si hay la menor fuga el nivel del agua del depósito no llegara a la abertura inferior del tubo de caída y, como consecuencia, las moscas tendrán acceso al depósito y los gases malolientes de la fermentación se escaparán directamente a la caseta. Debe considerarse un tubo de ventilación de 7.5 cm de diámetro para permitir el escape del biogas, la abertura de este tubo en el depósito debe estar inmediatamente debajo de la losa y lejos de las heces que pudieran obstruirlo (Wagner, 1960).

El efluente sale por un tubo de 10 cm insertado a un lado del depósito de agua; para impedir que las heces entren en el tubo de evacuación, la salida está provista de una tubería en forma de T o L. Debido a que el efluente sale cargado de partículas de materia fecal en suspensión y esta en plena descomposición no debe permitirse que escurra libremente por el suelo o por zanjas abiertas. En las instalaciones más pequeñas, el efluente suele evacuarse por medio de pozos de infiltración o por irrigación subterránea (Wagner, 1960).

Este tipo de letrina es una opción costosa para el saneamiento, pues es necesario un tanque a prueba de agua para mantener el sello hidráulico y se requiere de mano de obra especializada para la construcción del pozo.

En la figura 1.9 se ilustra una letrina de pozo anegado de caída vertical,

Figura 1.9 Letrina de pozo anegado de descarga vertical (Broome, 1988)



1.5.2 Letrina con excusado de sifón

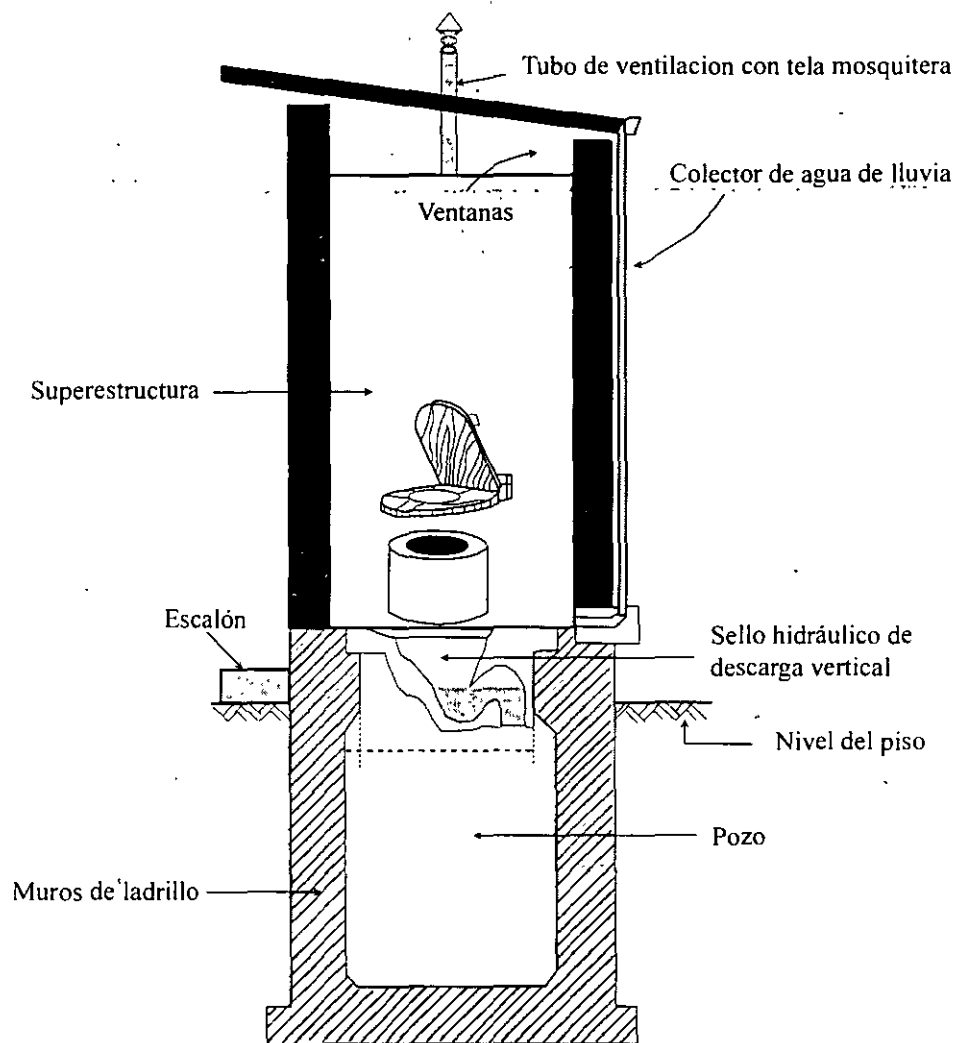
Consiste en una losa de hormigón provista de un inodoro con un ángulo de 25 a 30 grados con respecto a la horizontal y un tubo en forma de U para una obturación hidráulica que requiere un cierre de 1.25 a 3.75 cm de profundidad. Después de usarse el excusado, se descarga manualmente de 1.5. a 2 litros de agua (figura 1.10).

La losa se puede instalar directamente sobre un agujero perforado o un pozo séptico, otra alternativa es desalojar la excreta del pozo a través de una tubería o dren hasta pozos de lixiviado alternadamente; en este caso, el líquido en los pozos se percola hacia el subsuelo y los gases son absorbidos por el suelo.

Cada pozo se diseña para una duración de un mínimo de tres años; cuando uno de ellos se llena las excretas son desviadas al segundo pozo, mientras que el contenido del primero se transforma en humus orgánico, el cual puede ser manejado sin peligro. Cuando se considera conveniente se vacía su contenido para usarse como abono; una vez hecho esto el pozo estará listo para usarse nuevamente.

Una ventaja de este sistema de saneamiento es que la letrina puede estar localizada dentro de la casa, dado que el sello hidráulico previene el olor y la proliferación de insectos, sin embargo,, es una opción de saneamiento costosa ya que requiere el suministro de agua intradomiciliaria (Wagner, 1960).

Figura 1.10 Letrina de pozo anegado con éxcusado de sifón (Broome, 1988)



1.6 REQUERIMIENTOS PARA SU LOCALIZACIÓN

En este punto se deben considerar los siguientes aspectos para la ubicación de una letrina:

Las letrinas deben construirse en espacios abiertos o en el patio trasero de la casa; si esto no es pueden ubicarse en el pórtico o aún dentro de un cuarto. Otra alternativa es localizarlas a un lado de las veredas o senderos, No se deben construir muy alejadas de la casa porque no todos los miembros de la familia la usarán, especialmente por la noche y se dificultara el uso a enfermos de diarrea, siendo sus heces las más peligrosas para la salud. Si la letrina queda cerca es más difícil enseñar a los niños a no defecar en el suelo.

Los pozos no deben localizarse en depresiones donde el agua residual o de lluvia sea comúnmente recolectada, cualquier depresión deberá ser rellenada, En terrenos con rocas fracturadas y formaciones de yeso se deben adoptar modificaciones adicionales como la impermeabilización.

Para evitar el peligro de condonación de fuentes superficiales, en ningún caso deberán estar localizadas en las vías naturales de drenaje o en el camino de un dren de tormentas pluviales. Con relación a la contaminación de fuentes subterráneas y tuberías de distribución de agua para consumo, los pozos deberán ubicarse en sitios donde los riesgos de contaminación sean mínimos.

No hay riesgo de contaminación bacteriológica al localizar los pozos de las letrinas en suelos donde hay una predominancia limo mezclado con arena fina y cuando el piso del pozo esté a una distancia mínima de 2 m encima del nivel de aguas freáticas. La distancia respecto a estructuras existentes dependerá del espacio disponible para construir las letrinas. Dado que la digestión de excretas en los pozos y el subsecuente lixiviado pueden contaminar el suelo que se encuentra a su alrededor, las distancias seguras para diferentes tipos de suelo y varias profundidades de los pozos están dados en la tabla 1,1 (Wagner 1960; SSA, 1990; Roy et al, 1984).

Tabla 1.1. Distancia del pozo de las estructuras existentes, de acuerdo a su profundidad y tipo de suelo (Roy et al, 1984).

Tipo de suelo	Para pozos dentro de las premisas		Para pozos fuera de las premisas	
	Profundidad total del pozo (m)	Distancia del pozo con respecto a estructuras (m)	Profundidad total del pozo (m)	Distancia del pozo con respecto a estructuras (m)
Areno-arcilloso (Arena > 50%)	1.30	0.22	1.96	0.54
	1.73	0.43	2.27	0.72
	2.05	0.60	2.56	0.88
Arcilloso-arenoso (Arcillas y limo > 50%)	1.30	0.32	1.96	0.80
	1.73	0.60	2.27	1.06
	2.05	0.88	2.56	1.30

Distancia segura de las letrinas con respecto a las fuentes de agua para consumo humano.

En pozos secos o en suelos no saturados donde la distancia entre el pozo y el manto freático a través del año es de 2 m o más:

- a) Si el tamaño efectivo del grano es 0.2 mm o menos, los pozos deben ser localizados a una distancia mínima de 3 m de las fuentes de agua para consumo humano, tales como manantiales y pozos artesianos.
- b) Para suelos arenosos con un tamaño efectivo mayor de 0.2 mm, se puede mantener la misma distancia siempre y cuando el fondo del pozo sea impermeabilizado con materiales, tales como arcilla o geomembranas y una capa gruesa de arena fina de 500 mm de espesor con tamaño efectivo de 0.2 mm.

En pozos húmedos o bajo condiciones de suelo saturado donde la distancia entre el pozo y el manto freático a través del año es menor de 2 m:

- a) Si el tamaño efectivo de suelo es 0.2 mm o menos, los pozos pueden ser localizados a una distancia mínima de 10 m de las fuentes de agua potable.
- b) Para suelos arenosos con un tamaño efectivo mayor de 0.2 mm se sigue la segunda condición mencionada para pozo seco.

Los alrededores inmediatos a la letrina (2 metros de ancho alrededor de la construcción) deben estar limpios de toda vegetación, así como de toda clase de desechos y escombros. Se puede hacer sin embargo, caso omiso de esta recomendación en las fases iniciales de la obra de mejoramiento sanitario en zonas rurales, donde es necesario; por ejemplo, para lograr que la población acepte la letrina, respetar el aspecto natural del terreno cubierto de matorrales que se utilizaba antes para la defecación. En las figuras 1.11 y 1.12 se presenta gráficamente la localización adecuada de la letrina dentro de un predio y de una comunidad rural, respectivamente.

Figura 1:11 Localización adecuada de una letrina dentro de un predio (SSA, 1990)

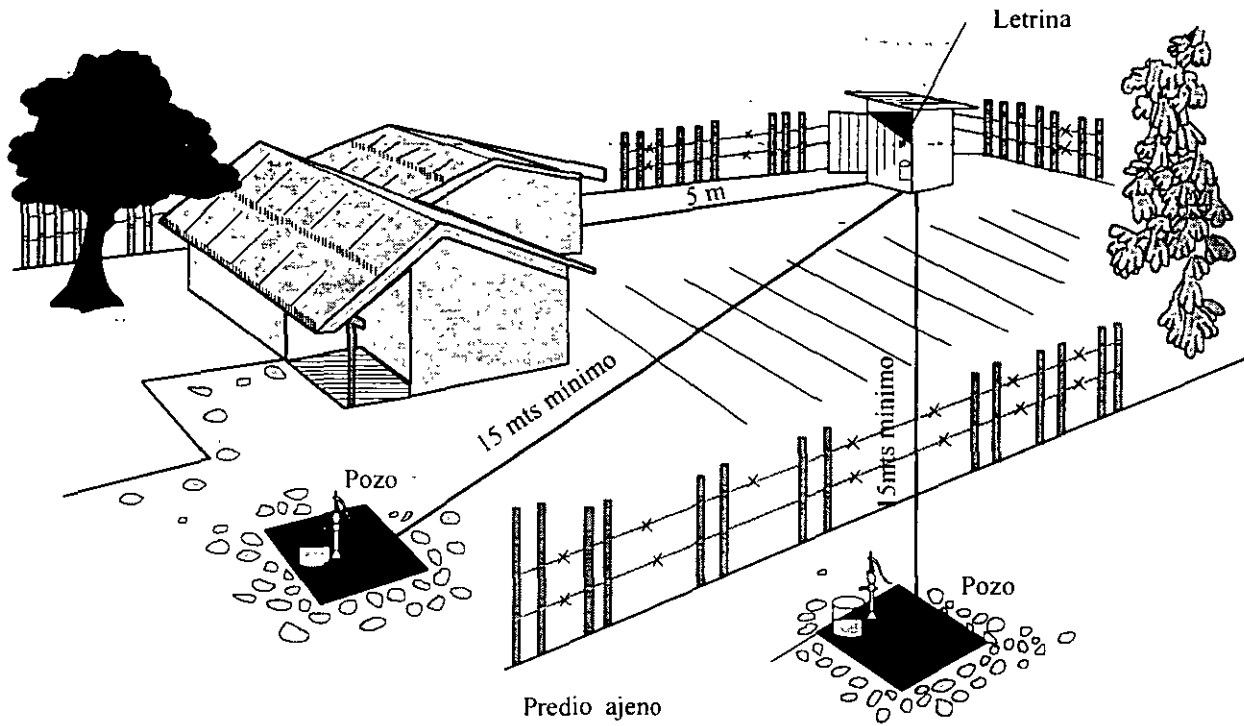
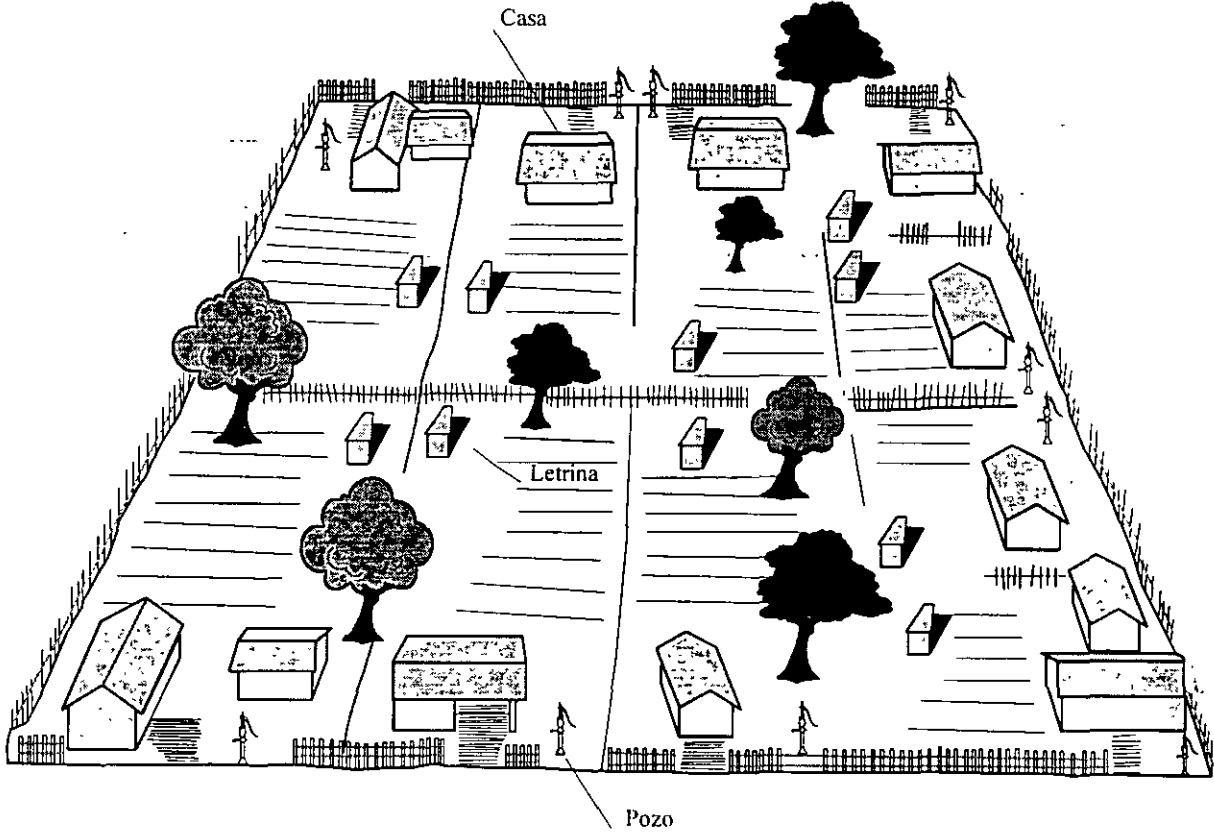


Figura 1.12 Localización adecuada de una letrina dentro de una comunidad rural (SSA, 1990)



1.7 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LAS LETRINAS DE POZO SECO Y DE POZO ANEGADO

Una letrina bien construida debe complementarse con un adecuado mantenimiento, si esto no ocurre, entonces se convertirá en un lugar lleno de moscas, mal olor y lo que es más delicado, en una fuente de enfermedades.

Para que esto no suceda, deben tomarse en cuenta las siguientes recomendaciones:

1. Conservarla limpia.
2. No utilizarla como granero o bodega.
3. Cuando no esté en uso, mantenerla tapada para evitar que entren al pozo mascotas u otros animales.
4. Los materiales que se usan para la limpieza deberán tirarse al interior del pozo,
5. No arrojar dentro del pozo agua de lluvia, cocina o de lavado, ni basuras o cenizas.
6. No agregar desinfectantes al pozo porque no permite que se lleve a cabo la descomposición de los materiales que están en su interior.
7. Si la tapa o el asiento se deterioran o descomponen deben arreglarse de inmediato para evitar la entrada de moscas al interior del pozo (SSA, 1990; SEDUE, 1989; Broome, 1988; Nostrand, 1983).

En el caso de las letrinas de pozo anegado sólo se debe arrojar al interior del pozo el papel higiénico utilizado para la limpieza anal, ya que cualquier otro tipo de material obstruirá el tubo de cada de las excretas, Además, debe asegurarse que el recipiente de agua siempre esté lleno para mantener el sello hidráulico.

1.8 RESUMEN DE CRITERIOS DE DISEÑO

Una vez mencionados los diferentes sistemas de disposición de excretas, así como sus ventajas y desventajas; en las tablas 1.2 y 1.3 se muestran de manera general las características en cuanto a dimensiones de los elementos comunes para las diferentes partes de las letrinas sanitarias, Caso especial es el pozo o cámara de los sistemas, ya que en la mayoría de los casos es la principal diferencia física o estructural entre los distintos tipos de letrinas; es por ello que se describen de manera global la caseta, taza o asiento, losa y tubo de ventilación.

Tabla 1.2 Características comunes de las letrinas sanitarias de pozo seco

Tipo de letrina	Elemento				
	Caseta	Taza o asiento	Losa	Ventilación	Pozo
Pozo seco	<p>Ancho 0.8 m Largo 1.0 m Altura frontal 1.9m Posterior, 1.7 m (6, 29, 30)</p> <p>Distancia de la pared a la taza 0.2 m.</p> <p>Aberturas en la parte superior de las paredes con ancho de 10 a 20 cm. (14)</p>	<p>1) Forma circular y para uso de 25 a 30 cm. y 35 cm. de profundidad</p> <p>b) niños diámetro superior de 15 cm., profundidad 30 cm.</p> <p>El diámetro inferior será igual al del orificio de la losa.</p> <p>2) Forma rectangular y para uso por (30):</p> <p>a) niños Alto 23 cm. Ancho 25 cm. Largo 35 cm.</p> <p>b) adulto Alto 30 cm. Ancho 32 cm. Largo 35 cm.</p>	<p>1) Losa a la turca Ancho 1 m. Largo 1 m. (33)</p> <p>Orificio de 18x 38 cm. (33)</p> <p>2) Losa con asiento: Ancho: 1.10 m. Largo 1.20 m. Espesor 5.7 cm. (21, 18)</p> <p>Orificio de 30x54 cm. (6)</p> <p>Altura sobre el nivel del piso de 15 a 20 cm. (4, 6, 33)</p>	<p>Diámetro del tubo de 10 a 15 cm., Altura, 0.5 m. Más alto que la pared posterior de la caseta (4, 14, 33)</p>	<p>Para unidades familiares su capacidad no deberá ser inferior a 1.25 m³. Esta capacidad está dada por (30):</p> <p>V=1.33 CPN,</p> <p>V= volumen del pozo, m³ C= Capacidad de diseño del pozo, m³ /persona/día (generalmente 0.3 m³ /persona/día (14))</p> <p>P= número de personas que utilizan la letrina, persona N= número de años que va a ser usado el pozo, año</p> <p>Las dimensiones más comunes son de 1 m² de sección transversal (1m. de</p>

					<p>ancho x 1 m. de largo) y 1.8 de altura (6, 29, 30, 33)</p> <p><u>Casos especiales</u></p> <p><i>Letrina Multirúm:</i> ancho 120 m.; altura, 0.75 m.; largo 2.30 m. (cámara menor 1 m. y cámara mayor 1.3 m., ángulo de inclinación con respecto al suelo de 30 grados) (29)</p> <p><i>Letrina de cubo móvil,</i> cubo de 30 cm. de altura, y capacidad de 24 a 36 litros.</p> <p><i>Letrina de zanja,</i> longitud de 1-3 m, altura 60 cm.; Feuillés, sección cuadrada de 30 x 30 cm y 60 cm de altura (33).</p> <p><i>Letrina de pozo perforado,</i></p>
--	--	--	--	--	---

					profundidad de 4 a 8 m y diámetro 40 cm (30, 33).
--	--	--	--	--	---

NOTA: Los números entre paréntesis corresponden al número de referencia bibliográfica.

Tabla 1.3 Características comunes de las letrinas sanitarias de pozo anegado.

Tipo de letrina	Elemento				
	Caseta	Taza o asiento	Trampa	Ventilación	Pozo
POZO ANEGADO	<p>Ancho 0.8 m</p> <p>Largo 1.0 m</p> <p>Altura frontal 1.9m</p> <p>Posterior, 1.7 m (6, 29, 30)</p> <p>Distancia de la pared a la taza 0.2 m. (14, 33)</p> <p>Aberturas en la parte superior de las paredes con ancho de 10 a 20 cm. (14)</p>	<p>1) Indian Standard (6) :</p> <p>a) adultos: Fondo con ángulo de 30°</p> <p>Largo: 450 mm</p> <p>Ancho: 200 mm</p> <p>Forma: oval</p>	<p>1) Losa a la turca: Profundidad : 20 mm</p> <p>Diámetro: 70 mm</p>	<p>Diámetro del tubo de 10 a 15 cm,</p> <p>Altura, 0.5 m más alto que la pared posterior de la caseta (4, 14, 33).</p>	<p>Para unidades familiares su capacidad no deberá ser inferior a 1.25 m³. Esta capacidad está dada por (3).</p> <p>V= 1.33CPN,</p> <p>V= Volumen del pozo, m³</p> <p>C= Capacidad de diseño del pozo, m³/persona/día (generalmente 0.4 m³/persona/día (14)</p> <p>P= número de personas que utilizan la letrina persona</p> <p>N= número de años que va a ser usado el pozo, año</p>

NOTA: Los números entre paréntesis corresponden al número de referencia bibliográfica.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
VI.- SANEAMIENTO
2.- TANQUES SÉPTICOS**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

2. TANQUES SÉPTICOS

INTRODUCCION

La acción séptica o septización es un proceso biológico natural en el que las bacterias u otras formas vivas microscópicas en ausencia de oxígeno transforman la materia orgánica (que se encuentra en el agua residual principalmente como proteínas, carbohidratos y grasas) a materiales poco oxidados que son los productos de degradación entre ellos metano, anhídrido carbónico, nitritos y nitratos. El proceso biológico en las fosas sépticas aquella parte del ciclo de vida y muerte en que los materiales orgánicos se reducen a formas más simples que pueden servir de alimento a formas inferiores de la vida vegetal.

La principal ventaja de la acción séptica en el tratamiento de aguas residuales es la cantidad relativamente pequeña de lodo que hay que manejar, sobre todo cuando se compara con el producido en los procesos de sedimentación primaria o de tratamiento químico. A pesar de que el tiempo de retención para un sedimentador es de 2 h y el de un tanque séptico es de mínimo 24 h, el lodo que se genera en éste último es de 75 a 80% menor que el de un sedimentador debido a que en el interior del tanque séptico los microorganismos mineralizan al lodo acumulado (Babbit, 1983).

El tratamiento de las aguas residuales por la acción anaerobia ofrece la solución a los problemas del tratamiento y disposición de los desechos líquidos; es por ello que en esta sección del manual centraremos la atención en los tanques sépticos, dispositivos diseñados para retener el agua residual durante el tiempo necesario para lograr un proceso anaerobio.

Este capítulo presenta la siguiente estructura: en la primera parte se hace referencia a los objetivos que deben llevarse a cabo en el tratamiento de agua residual doméstica mediante el uso de tanques sépticos, sus componentes y modo de operación.

Una vez descritas las características del tanque séptico así como la calidad de su efluente, se hace necesario considerar un método mediante el cual se puedan mejorar las condiciones del efluente. Como se verá en el desarrollo de este trabajo, existe una amplia gama de posibilidades para oxidar el efluente, sin embargo, con el objeto de establecer un arreglo de tratamiento sencillo que conserve las ventajas que ofrece un tanque séptico, pero que además sea seguro en cuanto al efluente que se descargue; en la segunda parte de este capítulo, análisis de ámbito y variación poblacional, se describirá el más sencillo de los sistemas sépticos: tanque séptico-pozo de absorción.

En la última parte del capítulo se discuten los factores que intervienen en el diseño, dando la secuencia mediante un ejemplo para un rango de población determinado. Posteriormente, se dedica una sección a la operación y mantenimiento para finalizar con los planos funcionales estructurales y catálogo de conceptos de obra. Es importante mencionar que la información que aquí se presenta es para tanques sépticos de forma rectangular, por ser los más comunes y de fácil construcción.

2.1 OBJETIVOS

Las aguas negras sin ningún tratamiento taponarían rápidamente cualquier tipo de suelo, el tanque séptico acondiciona estas aguas para que se puedan infiltrar con mayor facilidad en el subsuelo y cuando sea el caso como pretratamiento para arreglos formados por varios sistemas (por ejemplo: TS-LH, TS-FIA, TS-LF); por tanto, su función más importante es conservar la capacidad que se disponga, Para proporcionar esta protección, el tanque séptico debe cumplir con tres funciones:

1. Eliminación de sólidos: al verter aguas negras en el subsuelo, este se taponará más mientras mas sólidos suspendidos contengan estas aguas; pero-si antes pasan por un tanque séptico en el que se reduzca la velocidad de flujo, los sólidos mayores sedimentarán en el fondo mientras que los ligeros se elevarán a la superficie y el efluente será un líquido clarificado.
2. Tratamiento biológico: en el interior del tanque se desarrollará el proceso anaerobio, por medio del cual la materia orgánica se transforma en líquidos y gases.
3. Almacenamiento de natas y lodos: los lodos son el resultado de la sedimentación de partículas sólidas flotantes aglomerados en la superficie del fluido. Los lodos y en menor proporción las natas, reducen su volumen con la digestión por parte de los microorganismos, sin embargo, queda un residuo de sólidos inertes al que debe proporcionarse un espacio de almacenamiento para evitar que el efluente los arrastre fuera del tanque (Heredia, 1981; Davis, 1991; U.S. Department of Health, Education and Welfare, 1967; Perkins, 1990).

2.2 DESCRIPCIÓN

Un tanque séptico es un depósito (que puede ser de uno o más compartimientos), impermeable, de escurrimiento continuo y forma rectangular o cilíndrica que recibe, además de la excreta y agua residual proveniente de los inodoros aguas grises de origen doméstico; los cortes A-A y B-B del plano 9 muestran el corte de un tanque séptico de unas y dos caras respectivamente. Su construcción es generalmente subterránea y puede hacerse de piedra, ladrillo, hormigón u otro material resistente a la corrosión. En algunos diseños el depósito está equipado con pantallas o deflectores colgantes tanto en la entrada, para conseguir distribución eficaz del agua y evitar las velocidades, como en la salida, para evitar que se escape la capa de espuma y nata que se forman durante su funcionamiento (Duncan, 1982; Hopkins, 1951; Unda 1993).

2.2.1 Elementos constitutivos

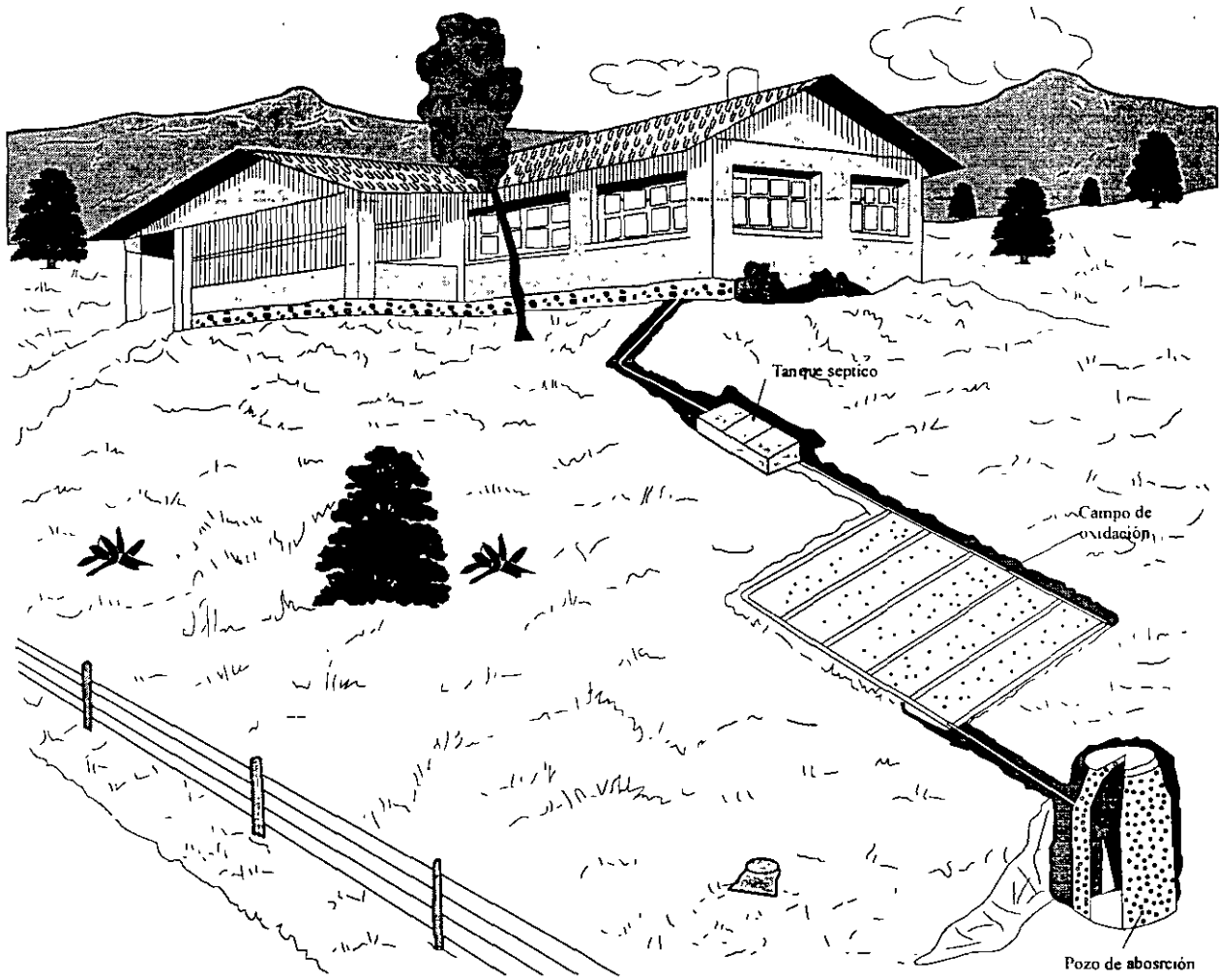
Tal como puede observarse en la figura 2. 1, los sistemas sépticos constan básicamente de dos partes:

- a) Tanque séptico, elemento donde se desarrollan los procesos de sedimentación y anaerobio;
- b) Una instalación para oxidar el efluente del tanque séptico, generalmente se emplean campos de infiltración, cámaras de oxidación o pozos de absorción (Alth, 1992; SARH, 1975; SSA, 1990).

Dependiendo de las características del agua residual, en algunas ocasiones es recomendable instalar una trampa para grasas y aceites, sobre todo cuando la concentración de grasas es superior a 150 mg/l. Por otro lado, cuando se construyen campos de oxidación o varios pozos de absorción para recibir el efluente del tanque séptico, es necesario instalar una caja de distribución de la que se sacarán las tuberías necesarias de acuerdo a los requerimientos de cada caso particular (Heredia, 1981).

Por ser los tanques sépticos la parte medular de este capítulo y para iniciar con la descripción de su modo de operación, en este punto se centrará la atención exclusivamente a este primer elemento. En lo que se refiere a la instalación para oxidar el efluente del tanque séptico, se describirá brevemente el método más sencillo que son los pozos de absorción y en los capítulos posteriores se describirán lagunas de estabilización, filtros subterráneos de arena y lechos de hidrófitas como tecnologías para formar diferentes arreglos de tratamiento.

Figura 2.1 Elementos de un sistema séptico (SSA, 1990)



2.2.2 Funcionamiento

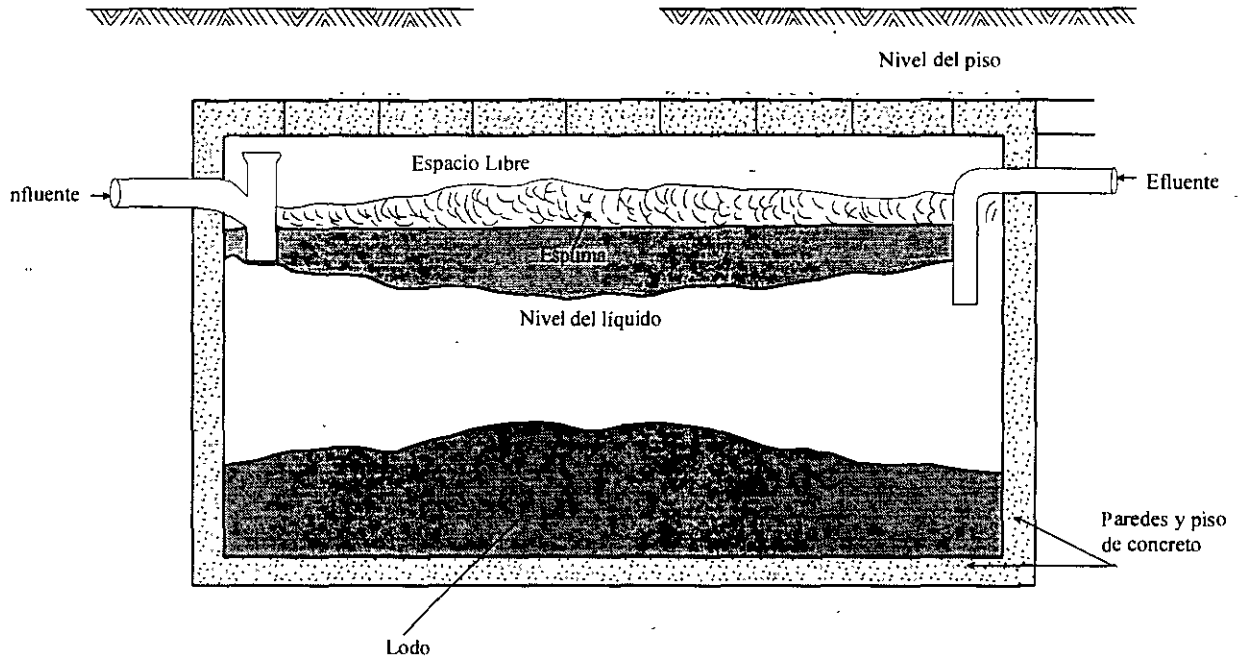
Tal como se mencionó en párrafos anteriores, el tanque séptico está diseñado para cumplir con tres funciones importantes: sedimentación, almacenamiento y digestión de sólidos; la forma en que éstas se llevan a cabo se explica a continuación.

En agua residual fluye por gravedad desde la vivienda hasta el tanque por medio del una T que descarga verticalmente a una profundidad no inferior a 0.35 m del nivel del agua. Una vez en el interior del tanque, el agua fluye lentamente para permitir que la materia sedimentable se precipite y acumule en el fondo, mientras que la mayoría de los sólidos ligeros como la materia grasa permanece en el interior, formando en la superficie del agua una capa de nata o espuma que ayuda a reducir movimientos bruscos del fluido además de aislarlo de aire que pudiera entrar ver figura 2.2 (SSA, 1990; Duncan, 1980; Unda, 1993).

Los sólidos retenidos en el tanque séptico permanecen en el interior del sistema durante un período de tiempo, dependiendo de la capacidad del pozo, de dos a tres años para que se establezca la digestión anaeróbica. Como resultado de lo anterior, una parte de la materia orgánica en suspensión pasa de la forma sólida a la líquida gaseosa reduciendo la cantidad de lodo acumulado que, sin embargo, constituye una cantidad finita que puede disminuir el volumen efectivo del tanque séptico y, por consiguiente, el tiempo de retención (Kaplan, 1991; Duncan, 1980).

Finalmente, el líquido clarificado fluye por gravedad a través de una T colocada en el extremo opuesto a la entrada y penetra hasta un 40% del nivel del agua. Es posible utilizar tabiques difusores o pantallas en remplazo de las T de entrada y salida con la ventaja que ofrecen un medio efectivo para retener la capa de espuma en el interior del tanque logrando una mayor sedimentación. La cabeza superior de la tubería se deja destapada y colocada en el espacio libre existente entre la cara inferior de la cubierta y el nivel del agua, a fin de que permita el escape de gases por la cañería del efluente del tanque. El íntimo contacto del agua residual con la espuma y el lodo en conjunto con la agitación de este último por el gas que asciende, tiende a hacer que el efluente del tanque tenga un alto contenido de nutrientes, gérmenes entéricos y en general, materia orgánica finamente dividida y maloliente. Debe hacerse notar que en las fosas sépticas el gasto de escurrimiento del líquido que entra deber ser igual en todo momento, el gasto de escurrimiento del líquido saliente. La disposición del efluente, como se describirá en la sección 2.4, dependerá de la disponibilidad de terreno o de la cercanía de un cuerpo receptor, puede efectuarse a pozos de absorción, campos de oxidación o zanjas de infiltración entre otros (Alth, 1992; SSA, 1990; Ehlers, 1972; Polprasert, 1988; Babbitt, 1983; Perkins, 1990; Unda, 1993).

Figura 2.2. Tanque séptico de un solo compartimento (Alth, 1992)



2.2.2.1 Tanques sépticos de varios compartimientos

A continuación, se describen los tanques sépticos de uno a tres compartimientos. Aunque se pueden lograr mejores resultados con los de tres compartimientos, implican un costo extra que los de un compartimiento, que es precisamente el tipo de tanque que se describirá en este trabajo.

Un tanque séptico de un solo compartimiento como elemento fundamental un depósito de concreto en el que las burbujas de gas producidas arrastran partículas de materia orgánica en descomposición, inoculando de esta manera el líquido residual entrante con organismos necesarios para la putrefacción. Sin embargo, este mismo burbujeo a través del líquido obstaculiza en cierto grado la sedimentación normal de los residuos sólidos; esta dificultad puede aminorarse agregando un segundo compartimiento en el que las materias más ligeras en suspensión que han pasado por el primero encuentran condiciones más favorables para la sedimentación. Esto es particularmente útil cuando la descomposición anaerobia es rápida y la cantidad de sólidos ya sedimentados en el primer compartimiento es muy grande. La masa de lodos del depósito suplementario suele ser más homogénea y tener un mayor grado de floculación que la del primero, se observa también una menor producción de espuma. El efluente de un tanque de este tipo contendrá menor proporción de materias en suspensión que el procedente del sistema de compartimiento único, a la vez que se permite mayor espaciado entre dos limpiezas consecutivas (Reynolds, 1996; Babbitt 1983; Duncan, 1980; Wagner, 1960).

El tanque séptico con doble compartimiento ha tenido mucha aceptación debido a que no se incrementan en forma considerable los elementos y accesorios de un tanque sencillo; sin embargo aumenta los costos de construcción comparado con proporcionar capacidad extra al tanque de un compartimiento. Los beneficios que ofrece se deben a la separación hidráulica y a la reducción o eliminación del mezclado, éste último puede ocurrir por la oscilación o turbulencia del agua y puede ser minimizado haciendo dos compartimientos de diferente tamaño conectados por medio de un codo (deben diseñarse de tal manera que el primero tenga una capacidad igual a la mitad o a dos tercios de la del segundo) para reducir el flujo a través del área (Ramírez, 1983; Duncan, 1980; Gunñ, 1988).

Como se mencionó antes, en el primer compartimiento se mezclan el lodo y espuma con el líquido debido a la turbulencia inducida por la entrada del agua residual y el proceso digestivo. El segundo compartimiento recibe el efluente clarificado a bajas tasas de carga hidráulica propiciando menos turbulencia y mejorando las condiciones existentes para la sedimentación de sólidos de baja densidad; el corte B del plano 9 muestra un tanque séptico de dos compartimientos. Duncan 1982, explica que el uso de un tercer compartimiento permite separar las aguas grises de las residuales: en el primer depósito se recibe exclusivamente el agua que proviene del excusado, ahí se sedimenta y pasa a la segunda etapa, con lo que se consigue que continúe la remoción de sólidos; el agua continúa fluyendo hasta el tercer compartimiento en el que también se reciben las aguas grises. La ventaja de esta estrategia es que el efluente final del tanque séptico contiene una cantidad menor de organismos patógenos además de una proporción menor de sólidos; esto último implica que el tanque será capaz de servir a una población, incluso de doscientas ó trescientas personas. En lo que se refiere a la adición de nuevos

compartimientos, Babbitt, 1983 afirma que ésta no tiene utilidad práctica (Babbitt, 1983; Heredia, 1981; Duncan, 1982; Ramírez, 1983).

2.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

El uso de tanques sépticos como sistema de saneamiento ofrece una serie de ventajas y desventajas que se listarán a continuación.

Ventajas

- Debido a que no tienen partes mecánicas, necesitan muy poco mantenimiento y un grado reducido de atención.
- Flexibilidad y adaptabilidad a una amplia variedad de necesidades en la disposición de los desechos de cada vivienda.
- Puede tratar cualquier agua residual doméstica como la procedente de baños y cocinas, sin riesgo de alterar su funcionamiento normal.
- La cantidad de lodo generado durante su operación es poco significativa (Kalbermatten, 1982; Wagner, 1960; Babbitt, 1983; Polprasert, 1988; Ramírez, 1983).

Desventajas

- Requieren de la existencia de abastecimiento de agua por tuberías.
- Son más caros que otros sistemas de tratamiento *in situ*.
- Necesitan un suelo con área suficiente y de naturaleza permeable que permita la absorción del efluente (Polprasert, 1988; Hopkins, 1951; Unda, 1993).

El diseño y especificaciones generales para la construcción de los tanques sépticos se darán en la sección 2.6 de este capítulo.

2.4 ANÁLISIS DE ÁMBITO Y VARIACIÓN POBLACIONAL

En lugares donde no existe alcantarillado público y, por lo tanto, no es posible alejar los desechos líquidos de una vivienda con la facilidad y sencillez que permiten esas instalaciones, se hace necesario usar sistemas individuales de disposición de excretas y otros residuos líquidos. El tanque séptico es el dispositivo más conveniente para resolver en forma satisfactoria y prácticamente independiente de las condiciones geográficas del lugar, los problemas asociados al tratamiento de agua residual doméstica; su campo de aplicación comprende:

- Las viviendas individuales y pequeños grupos de casas o instituciones situadas en zonas rurales y urbanas que cuentan con abastecimiento de agua intradomiciliaria, pero que carecen de alcantarillado.
- Zonas rurales que disponen de norias o pozos con estanque de almacenamiento (SSA, 1990).

Los porcentajes de remoción de DBO y SS que se obtienen comunmente con los tanques sépticos de un compartimiento son de 30 y 60%¹ respectivamente, por ello es importante mencionar que su efluente se caracteriza por un alto contenido de nutrientes, gérmenes entéricos y en general, materia orgánica finamente dividida y maloliente; por lo anterior, es necesario someterlo a un proceso complementario antes de su disposición final.

El tratamiento secundario del efluente de un tanque séptico se basa en la oxidación de la materia orgánica por la cantidad de las bacterias aerobias éstas proliferan en las capas superiores del suelo y en los desechos de arena o piedra a través de cuyos poros pasa de modo natural al oxígeno del aire. En los métodos de irrigación del subsuelo y en los desechos filtrantes, el efluente se extiende con la mayor uniformidad posible sobre las partículas del suelo, arena o pequeñas piedras. Se forma entonces una capa de lodo con condiciones biológicas que permiten la actividad de los microorganismos y bacterias aerobias (Wagner, 1960; Unda, 1993).

En las zonas rurales y en las pequeñas comunidades, los métodos de que se dispone para el tratamiento y evacuación del efluente de un tanque séptico son muy variados y, aunque lo típico en estas zonas es usar campos de oxidación o pozos de absorción, también se pueden utilizar zanjas de infiltración, filtros intermitentes de arena, lecho de hidrófitas y lagunas de estabilización.

La sección de un sistema para oxidar el efluente del tanque séptico está en función del rango de población para el que resulte apropiado y costeable, así como la de la factibilidad tecnológica para reusar el efluente (calidad del agua). En este trabajo se desarrollan y proponen deferentes tecnologías apropiadas a medio rural mexicano, con la población hasta cien habitantes.

1. Secretaría do Meio Ambiente, Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, Fossa Septica.

Particularmente, en este capítulo se hará referencia a los pozos de absorción como método de disposición objeto de conservar la capacidad de absorción del suelo en que se ubique el sistema séptico, en este manual se recomienda su uso para rangos de población hasta 15 habitantes y para los casos en que el suelo sea permeable, Para los casos en que la población sea mayor a 15 habitantes se tienen diferentes alternativas, tales como: filtros intermitentes de arena, lecho de hidrófitas y laguna facultativa.

En virtud de que la única posibilidad que ofrece el sistema formado por el tanque séptico-pozos de absorción para el efluente es su absorción en el suelo, antes que nada se debe determinar si el suelo es adecuado para la absorción, pues en caso de no ser así, será necesario alejar mas a los desechos hasta un lugar donde el terreno sea apropiado.

Básicamente, para establecer que un terreno es adecuado se deben cumplir dos requisitos:

- Que la velocidad de infiltración sea lo suficiente alta para no requerir grandes superficies de infiltración.
- Que la elevación máxima del nivel freático se encuentre cuando menos a 1.20 m de la superficie, para evitar riesgos de contaminación.

Una vez mencionado el ámbito de aplicación y características del efluente, en el siguiente punto se describirán los pozos de absorción.

2.5 POZOS DE ABSORCIÓN

Constituyen un método para la disposición de aguas residuales (preferentemente tratadas) por medio de su infiltración en terrenos porosos. Proporciona al agua un tratamiento físico y biológico a través de la infiltración en el suelo.

Como se puede apreciar en el corte C-C del plano 9, los pozos de absorción consisten en una excavación en el terreno con revestimiento de juntas abiertas; por lo general el pozo tiene de 2 a 3.5 m de diámetro y de 3 a 6 m de profundidad; es La forma cónica y preferentemente debe ademarse con tabique, block o piedra, dejando huecos entre estos para permitir la filtración del líquido; en la parte exterior del ademe se coloca perimetralmente una capa con espesor de 15 a 30 cm de grava o roca limpia de 8 cm de diámetro; en el fondo del pozo y en dirección al subsuelo, la profundidad de la capa es de 30 cm, Si el pozo se adema, debe rellensarse con grava del mismo diámetro y hasta una profundidad de 60 cm; en caso contrario, se recomienda llenarlo hasta 3/4 de su altura con piedra de tamaño regular (0,2 m como mínimo) con objeto de que el pozo no se derrumbe y distribuir en el subsuelo el efluente (Unda, 1993; Polprasert, 1988; Távira, 1994; Kaplan, 1991; CNA, 1996; U.S. Department of Health, Education and Welfare, 1967).

Todo pozo debe tener una cubierta o losa ubicada a nivel superficial, ésta puede ser de hormigón armado o concreto con espesor de 20 y 7 cm respectivamente, descansando sobre un brocal elaborado de mampostería con juntas de mortero o un anillo de hormigón el cual, además de servir de soporte para la losa, evita la penetración de líquidos que no procedan del tanque séptico. A la cubierta se le deja una tapa de inspección de 0.60 x 0.60 m y se conecta a una tubería de ventilación protegida en su extremo superior para la eliminación de gases. La tubería de entrada debe ubicarse horizontalmente y penetrar mínimo 30 cm dentro del pozo con una T o L para desviar el flujo y prevenir que se erosionen las paredes del pozo (Unda, 1993; Tavira, 1994).

La entrada del agua se localiza por debajo del nivel de la superficie del terreno, a una distancia variable que depende de lo requerido por el sistema de drenaje a gravedad. Sin embargo, para determinar la profundidad del pozo, debe hacerse la prueba de absorción a diferentes profundidades y generalmente el término medio del coeficiente obtenido sirve para determinar las características absorbentes del terreno de un sector (IMSS, 1982; Unda, 1993; SARH, 1975; Tavira, 1994).

Para determinar las distancias permisibles seguras entre los pozos de agua y los sistemas superficiales de disposición, se deben considerar todos los detalles pertinentes sobre los pozos locales: profundidad, tipo de construcción, zona vertical de influencias, datos sobre formaciones geológicas y porosidad de los estratos subsuperficiales. Así, la distancia mínima del pozo de absorción a cualquier pozo de abastecimiento de agua es de 30 m y con respecto a cualquier río o arroyo será de 15 m (Heredia, 1981).

Cuando se trate de un arreglo de pozos de absorción, estos deben disponerse en serie y a una distancia mínima de tres veces el diámetro de los pozos, medida entre los paños exteriores de los mismos. Con respecto al nivel freático entre éste y la parte inferior de la capa de grava debe haber mínimo 1.5 m (IMSS, 1982; CNA, 1996).

Si el pozo atraviesa más de un estrato de suelo con diferentes velocidades de absorción, los cálculos para determinar la capacidad del pozo se deben hacer por separado para cada estrato y la suma de ellos dará la capacidad total del pozo de absorción, por lo que el diseño Hidráulico es función de la capacidad de absorción del suelo y el caudal de agua residual. Con respecto a las dimensiones y número de pozos necesarios, estos dependerán de la permeabilidad del terreno (SARH, 1975; CNA, 1996).

Para efectuar la prueba de absorción, a medida que se va excavando el pozo y a diferentes profundidades, se hacen excavaciones de 0.30 x 0.30 m de base por 0.35 m de profundidad a fin de obtener una cifra media. Después de extraer la tierra desprendida se coloca en el fondo una capa de 5 cm de arena gruesa o gravilla; luego se llena con agua y se deja que se filtre totalmente. Después se vuelve a llenar, de modo que el agua permanezca en el por lo menos cuatro horas y de preferencia por la noche, para que el terreno se saturé. Posteriormente, se ajusta la altura del agua hasta una profundidad de 0.15 m y se determina el tiempo que tarda en bajar 2.5 cm (velocidad de infiltración), midiendo el descenso después de treinta minutos para terrenos normales o diez minutos para terrenos arenosos o muy permeables. Si, por ejemplo, el nivel del agua desciende 0.25 m en treinta minutos, la velocidad de filtración es de tres minutos (tiempo que tarda en bajar 2.5 cm). Con esta velocidad de filtración se determina el coeficiente de

absorción. La tabla 2.1 reproduce los coeficientes de absorción del terreno para un gasto de 190 l/hab-día.

En caso de no poder realizarse estas pruebas se pueden usar los datos de literatura (Unda, 1993, SARH, 1975).

Tabla 2.1 Coeficientes de absorción del terreno (unda, 1993)

Tiempo en minutos para que el nivel del agua baje 2.5 cm (prueba de absorción)	Superficie de filtración requerida por persona y día en m ² (K ₁)
1	0.88
2	1.08
5	1.44
10	2.25
30	4.50
más de 30	Terreno inadecuado

Si el consumo de agua es distinto al indicado, las cifras varían proporcionalmente. Se debe tener cuidado al utilizar estos valores, ya que la literatura no menciona el tipo de terreno para el que se recomiendan, aunque se asume que deben ser suelos porosos.

2.6 DISEÑO

2.6.1 Requerimientos

Un tanque séptico se debe diseñar con capacidad para remover casi todos los sólidos sedimentables y descomponer los elementos orgánicos en forma anaeróbica. Para cumplir con este fin el diseño debe contar con lo siguiente:

1. Volumen que permita retener apropiadamente el agua residual, Para la sedimentación efectiva de los sólidos, el tiempo de retención mínimo del agua es de 24 h; las dimensiones del tanque una vez que se ha establecido el tiempo de retención dependen principalmente del número de personas a que dará servicio.
2. Ubicación apropiada de los dispositivos de entrada y salida así como volumen adecuado para evitar que el lodo y nata sobrenadante salgan con el efluente. La entrada del tanque séptico se diseña para disipar la energía del agua entrante, minimizar turbulencia y prevenir cortos circuitos; las estructuras de salida deben retener lodo y nata ya sea en el primero segundo compartimiento. Con respecto a la acumulación de nata y lodo, Babbitt (1983), propone dejar un volumen adicional de 70 l/hab-año.

3. El proceso de digestión en los tanques sépticos es anaeróbico y por tanto la ventilación directa no es necesaria, Sin embargo, se deben tomar precauciones para que salgan los gases que se producen dentro del tanque. En algunos dichos esto se hace mediante un tubo de ventilación con su extremo superior protegido con tela mosquitera (Kaplan, 1991; Polprasert, 1988; Ramírez, 1983; Alth, 1992).

2.6.2 Bases de diseño para el tanque séptico

Los factores que intervienen en el diseño de los tanques sépticos son básicamente tres:

- a) La población a que se servirá: el flujo de agua que el tanque reciba dependerá de este valor y de la aportación promedio según la región de que se trate.
- b) El período de retención: es decir, el tiempo que el líquido permanece en el interior del tanque puede variar de 1 a 3 días, siendo 24 horas el más usual.
- c) Espacio dejado para la acumulación de nata y lodos: este volumen dependerá de la frecuencia de vaciado, usualmente dos o tres años, y de la población a que el tanque dé servicio. (SARH, 1975; Unda, 1993; Perkins, 1990).

Aunque en el pasado la capacidad de diseño se basó en el número de recámaras por casa y el número medio de personas por recámara, la tendencia actual consiste en tomar como base la población a que se dará servicio (Davis, 1991; Alth, 1992).

2.6.3 Diseño para pozo de absorción

Para calcular las dimensiones del pozo no debe considerarse el área arriba del tubo de alimentación ni el fondo de la excavación porque se colmata rápidamente, debe tomarse en cuenta la superficie bajo la línea de entrada del agua, determinada por el nivel de la cañería de llegada, Si parte del terreno es impermeable, debe restarse la superficie correspondiente (Unda, 1993; SARH, 1975).

Conociendo el coeficiente de absorción, la ecuación más apropiada para determinar la profundidad del pozo es la siguiente (Unda, 1993):

$$H = \frac{K_1 \cdot x \cdot N}{3.14 \cdot D}$$

Donde:

- H profundidad del pozo, en metros
- K_1 coeficiente de absorción, en $m^2/\text{hab-día}$
- N número de personas servidas
- D diámetro medio del pozo, en metros

Existen otras ecuaciones para determinar la profundidad del pozo, sin embargo, en ellas se utilizan valores las cuales no se especifican de donde se obtuvieron, por ello, la ecuación más utilizada es la que se mencionó anteriormente, ya que los coeficientes de absorción del terreno no se pueden determinar de acuerdo a la prueba descrita en el punto 2.5 de este capítulo.

Cuando la profundidad del pozo de absorción sea mayor a 6 m, se recomienda disponer de otro pozo con el objeto de disminuir la profundidad, facilitar el procedimiento constructivo y agilizar la inspección (CNA, 1996).

Se requiere la construcción de más de un pozo de absorción, el flujo debe distribuirse equitativamente a cada uno, usando una caja de distribución que parte el total del efluente del tanque séptico en partes proporcionales al número de salidas previstas para el proceso de oxidación, o bien, también se puede emplear uno de los pozos para realizar la misma función (IMSS, 1982; Unda, 1993, SARH, 1975).

Es importante destacar que la duración de un pozo absorbente es muy prolongada y puede servir fácilmente durante seis, ocho o diez años en operación continua siempre que el tanque séptico opere en perfectas condiciones, sin embargo, tiene la desventaja de que una vez que se llene (cualquiera que sea la causa) no hay posibilidad práctica-económica de efectuar su limpieza y, por consiguiente, se debe recurrir a la construcción de otra unidad (Unda, 1993; tavora, 1994).

2.6.4 Especificaciones generales del tanque séptico

2.6.4.1 Forma de la unidad

La forma de la unidad tiene importancia ya que de ella depende la velocidad de circulación del líquido el espesor de la capa de lodo acumulado y la posibilidad de que el líquido pudiera estancarse. Si la unidad tuviese una profundidad demasiado grande con respecto al resto de sus dimensiones, se producirá una corriente directa desde la entrada a la salida y el período de retención disminuiría considerablemente. Si por el contrario, la unidad tuviese muy poca profundidad demasiado grande con respecto al resto de sus dimensiones, se producirá una corriente directa desde la entrada a la salida y el período de retención se disminuiría considerablemente. Si por el contrario, la unidad tuviese muy poca profundidad, el espacio libre del lodo sería demasiado pequeño y la sección transversal útil se reducirá innecesariamente. Cuando la anchura sea excesiva, existirán grandes espacios muertos en las esquinas debido a que el líquido tiene poco o ningún movimiento. Por último, si el tanque fuese demasiado estrecho, la velocidad de circulación sería tan grande que no se produciría una sedimentación eficaz (Salvato, 1982; Perkins, 1990; Wagner, 1960).

Se recomienda que el primer compartimiento tenga siempre una capacidad superior a 1,893 litros, que el nivel mínimo de agua en su interior sea 0.9 m y que la longitud de los depósitos rectangulares sea por lo menos el doble, pero no más del triple de su anchura (relación largo-ancho entre 2:1 y 3:1). En términos generales es mejor construir tanques con gran área superficial y profundidad corta ya que al aumentar el área superficial incrementa la capacidad de almacenamiento; e volumen de flujo entrante crea una

pequeña elevación en la profundidad del agua, una baja tasa de descarga y la velocidad de salida y las oleadas de flujo a través del tanque son atenuadas. Esto permite un tiempo suficiente de separación de lodo y espuma que son mezclados por la turbulencia resultante a la entrada (CNA, 1996; Ramírez, 1983; Salvato, 1982).

La forma más simple de fosa séptica para una vivienda puede ser un tanque de un sólo compartimiento cuyo volumen mínimo sea 1,893 litros con margen para la acumulación de setenta litros de lodo al año. Wagner (1960) especifica que en los depósitos de doble compartimiento no existe ninguna diferencia de rendimiento entre la forma rectangular y cilíndrica siempre que la capacidad de almacenamiento de lodos sea la misma. Es necesario dejar espacio para la porción de nata que se formará en la superficie del líquido, la distancia de la cubierta del tanque al nivel del agua debe ser un 20 % de la profundidad de la misma; en tanques cilíndricos de eje horizontal es conveniente dejar como espacio libre un área que corresponda al 15 % del área total del círculo (Babbitt, 1983; Wagner, 1960; Hereda, 1981; U.S Department of Health, Education and Welfare, 1967).

2.6.4.2 Dispositivos de entrada y salida

Los dispositivos de entrada y salida son muy diferentes, sin embargo hay algunos requerimientos comunes que se deben considerar: es muy importante la profundidad a la que penetren en el líquido que contiene el tanque, ya que de ello depende el volumen de los espacios de clasificación y acumulación de lodos. Investigaciones experimentales demuestran que los mejores resultados se obtienen cuando el dispositivo de salida penetra hasta una profundidad del 40 % de la capa líquida mientras que el de la entrada se recomienda instalarlo 35 cm por debajo del nivel, estas especificaciones se muestran en el corte A del punto 9. Para facilitar una buena ventilación, el extremo superior de la T de cada tubería debe estar por lo menos a 15 cm de altura sobre la superficie del agua y dejar como mínimo 2.5 cm de espacio libre bajo la cubierta del tanque. Cuando se utilizan pantallas, éstas suelen colocarse a 20 o 30 cm de los orificios de entrada y salida y los extremos de las tuberías correspondientes deben estar a ras con la pared del depósito. La rama descendente debe estar a 5 cm, como mínimo, por encima del nivel de agua (Kaplán, 1991; Babbitt 1983; Wagner, 1960).

Para efectuar las conexiones entre los compartimientos de un tanque séptico, lo más conveniente es usar una L cuyo extremo inferior penetre en el líquido a una profundidad menor que la del orificio de salida Independientemente del número de compartimientos, todas las tuberías deberán tener mínimo 10 cm de diámetro (CNA, 1996).

2.6.4.3 Construcción del depósito

Los tanques sépticos deben ser herméticos y estar contruidos de materiales resistentes a la corrosión y a la putrefacción, ordinariamente el hormigón ofrece todas las garantías de resistencia e impermeabilidad. En ocasiones se construyen de hormigón el fondo y cubierta mientras que las paredes son de ladrillo, piedra o bloques de cemento, El hormigón debe componerse de una parte de cemento, dos de arena, cuatro de grava y amasarse con 23 litros de agua por saco de cemento, El espesor mínimo del depósito depende del material de construcción (65 mm en el caso de concreto) y debe estar estucado interiormente con mortero rico en cemento; los tubos de entrada y salida se sellan con un compuesto que se adhiera tanto a ellos como al concreto. Otros materiales usados en la fabricación de los tanques sépticos son el polietileno y la fibra de vidrio, con la ventaja de que son livianos, fáciles de transportar y resistentes a ala corrosión (Unda, 1993; Perkins, 1990; Alth, 1992).

Algunos autores recomiendan que la base del tanque sea atolvada para facilitar la extracción del lodo por la parte central del tanque, aunque lo más usual es hacerlo a través de la puerta de inspección mediante equipo mecánico.

El requisito más importante para a instalación de un tanque séptico es que el depósito esté a un nivel y a una profundidad que permitan un adecuado flujo por gravedad desde la vivienda; la cubierta del depósito debe tener una resistencia suficiente para soportar el peso de la capa de tierra y cargas suplementarias que pueda recibir ocasionalmente. Cuando el depósito esté protegido contra la penetración de las aguas residuales se pueden utilizar losas de varias secciones; en caso contrario, la cubierta debe formar un solo bloque con las paredes y llevar bocas de acceso para inspección, de 50 cm de lado o 61 cm de diámetro. Para los tanques pequeños basta con una boca situadas sobre la tubería de entrada mientras en los depósitos grandes es necesario colocar 2 una sobre la tubería de entrada y otra sobre la de salida. por último se, comprueba la hermeticidad del tanque y antes de sellar el depósito, se debe llenar de agua hasta el orificio de salida, y sembrarse con 30 o 50 litros de lodo activo proveniente de otro tanque o incluso con estiércol fresco de caballo (Alth, 1992; Wagner, 1960; Metcalf, 1991; Polprasert, 1988; Tavira, 1994).

2.6.4.3 Localización

Al igual que otras tecnologías de saneamiento, la localización de los tanques sépticos requiere la consideración de algunos aspectos para evitar que el sistema propio constituya riesgos en lugar de beneficios a la salud.

- Con objeto de evitar contaminación tanto los tanques sépticos como los sistemas de disposición del efluente deberán localizarse lejos de cualquier fuente de abastecimiento de agua: dada la posibilidad de que produzcan fugas especialmente alrededor de las tuberías de entrada y salida, el depósito se debe situar en un plano más bajo que los pozos de aguas y otros manantiales (a menos que sea efectivamente filtrada, la contaminación subterránea puede recorrer considerables distancias en cualquier dirección).

- Se debe tomar en cuenta la topografía del terreno, sobre todo para asegurar que el efluente del tanque se distribuya uniformemente al sistema de evacuación.
- La distancia respecto a estructuras ya existentes y la selección del sistema de evacuación dependerá del espacio disponible para la construcción del sistema séptico; la tabla 2.2 muestra las distancias mínimas requeridas (Duncan, 1980; Perkins, 1990; SSA, 1990; Wagner, 1960; U.S. Department of Health, Education and Welfare, 1967).

Tabla 2.2 Requerimientos para ubicar un tanque séptico (Modificado de Perkins, 1990)

Elemento de protección	Distancia al Tanque Séptico (m)	Distancia al Sistema de Evacuación (m)
Edificios	3	10
Límite de propiedad	1.5	1.5
Pozos domésticos	50	100
Pozos públicos	100	200
Cursos de agua	50	100
Tuberías de agua	3	3
Arboles grandes	3	3
Lagos	60	100

2.7 EJEMPLO DE DISEÑO PARA EL SISTEMA TANQUE SÉPTICO - POZO DE ABSORCIÓN.

En los siguientes puntos se ejemplificarán el dimensionamiento de un tanque séptico y pozo de absorción para un rango de población determinado y, posteriormente, se mostrarán los resultados obtenidos para otros rangos de población

2.7.1 Tanque séptico

El primer paso al seleccionar el volumen de un tanque séptico es determinar la generación media diaria de agua residual, esto depende de la población y de la cantidad de agua que se consume por término medio en la región de que se trate. En la mayoría de las zonas rurales se tiene una aportación de aproximadamente 100 l/ hab-día; la experiencia indica, sin embargo, que estas cifras tan bajas no se pueden utilizar para la construcción de pequeños tanques sépticos ya que rara vez se limpian antes de que empiecen a funcionar mal. Por tanto, es muy importante que su capacidad sea suficiente para operar sin trastornos durante períodos razonablemente largos, por ello se recomienda que la capacidad mínima sea 1,893 litros. En cuanto al límite superior para el uso de tanques sépticos se recomienda que el caudal máximo a tratar sea 37,850 litros/día (Wagner, 1960).

En lo que se refiere a la aportación promedio de agua residual por persona, existe una marcada diferencia entre los valores asignados en la literatura. Particularmente, en este

manual se tomara 154 l/hab-día, aportación correspondiente al clima semicálido para viviendas con estrato social medio que se reporta en el Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, de la Comisión Nacional del Agua.

Ejemplo:

Diseñar un tanque séptico de un compartimiento de acuerdo a los siguientes datos:

Población (N): 100 habitantes,
 Aportación de agua residual (A): 154 l/hab-día,
 Aportación de sólidos (S): 70 l/hab-día,
 Tiempo de retención (t): 1 día,
 Intervalo de limpieza (F): 2 años,
 Largo: ancho 2.4:1

1. Volumen del tanque (Vt):

$$V_1 = A \times N \times t$$

$$V_1 = (154 \frac{l}{hab-día}) (100_{hab}) (1_{día}) = 15,400l$$

El volumen calculado con la ecuación anterior no incluye la acumulación de lodo; Babbitt (1983) recomienda dejar un margen para la acumulación de 70 litros de lodo al año, por lo que es necesario recalcular el volumen (no se debe incluir el espacio libre entre la cubierta del tanque y el nivel de agua):

$$V_{II} = 15,400l + (70 \frac{l}{hab \times año} \times 2_{años} \times 100_{hab}) = 29,400l (29.4m^3)$$

Una vez calculado el volumen del tanque séptico, el siguiente paso consiste en determinar la forma y dimensiones. Como se mencionó anteriormente, la eficiencia de la sedimentación del tanque esta relacionada con su área superficial mientras que la capacidad de almacenamiento esta relacionada con la profundidad (Perkins, 1990).

Con el objeto de asegurar una adecuada área superficial, la literatura recomienda que la relación largo-ancho del depósito este en el rango de 2:1 a 3:1, aunque en este ejemplo tomaremos 2.4:1, cualquier valor dentro del rango mencionado proporciona buenos resultados; con respecto a la profundidad, podemos simplificar el cálculo del tanque séptico interpolando los valores recomendados por la literatura y asumiendo los siguientes datos para la altura útil, H (Unda, 1993; SARH, 1975):

1.7 m hasta 19 personas,
 2.0 m 30 personas,
 2.3 m 50 personas,
 2.5 m 100 personas.

Si llamamos <<a>> y <> al largo y ancho del tanque, entonces:

$$\begin{aligned} a \times b \times H &= V_{tt} \\ 2.4b \times b \times H &= V_{tt} \\ 2.4b^2 \times H &= V_{tt} \end{aligned}$$

Ahora se tiene una expresión con una variable, para conocer su valor despejamos y sustituimos los datos:

$$b = \sqrt{\frac{V_{tt}}{2.4H}}$$

$$b = \sqrt{\frac{29.4m^3}{2.4 \times 2.5m}} = 2.21m$$

$$a = 2.4b = 2.4 (2.21 m) = 5.30 m$$

Finalmente se calcula la altura total; como se dijo antes, la altura útil (nivel del agua) representa el 80 por ciento de la altura total H_t , esta última puede estimarse de la siguiente manera:

$$H_T = \frac{H \times 100}{80}$$

$$H_T = \frac{2.5 \times 100}{80} = 3.1m$$

Las dimensiones para el tanque séptico requerido son: largo 5.30 m, ancho 2.21 m y altura total 3.1 metros.

Para el rango de población de 1-20 habitantes se recomienda el uso de tanques con dos compartimientos, debido a que los tanques con volumen pequeños resultan más sensibles a la oscilación causada por el agua entrante. Como se mencionó antes, la capacidad de la primera cámara debe ser de la mitad a las dos terceras partes del volumen total.

En la tabla 2.3 se resume el cálculo para tanques sépticos que sirven a un rango de población de 1 a 100 personas.

Tabla 2.3 Capacidad recomendada para tanques sépticos domésticos

Número de habitantes	Número de cámaras	Dimensiones, metros			
		Longitud 1	Longitud 2	Ancho	Altura total
1-5	2	1.3	0.7	0.6	2.1
6-10	2	1.4	0.7	0.9	2.1
11 a 15	2	1.7	0.80	1.0	2.1
16 a 20	2	1.9	1.0	1.2	2.1
21 a 30	1	3.3	-	1.4	2.5
31 a 40	1	3.5	-	1.5	2.9
51 a 60	1	4.1	-	1.7	3.1
61 a 80	1	4.8	-	2.0	3.1
81 a 100	1	5.3	-	2.2	3.1

2.7.2 Pozos de absorción

Calcular la profundidad de un pozo absorbente de 2 metros de diámetro que sirve a diez habitantes, construido en terreno con un coeficiente de absorción $K_1 = 4.50 \text{ m}^2 / \text{hab-día}$ (30 minutos para que el agua baje 2.5 cm en la prueba de absorción, tabla 2. 1).

$$H = \frac{4.5 \times 10}{3.14 \times 2} = 7.2 \text{ m}$$

Como la profundidad del pozo no debe exceder de 6 metros, es necesario incrementar su diámetro (rango permitido: 2 a 3.5 m) o aumentar el número de estos; considerando que debe existir una distancia entre ellos de 3 veces el diámetro del pozo. Tomando en cuenta lo anterior se propone construir dos pozos de absorción, ambos de 2 metros de diámetros.

$$H = \frac{4.5 \times 10}{3.14 \times 2 \times 2} = 3.6 \text{ m}$$

Esto indica que se tiene 2 pozos de 2 m de diámetro y 3.6 m de profundidad.

Variando el diámetro a 3 m, se obtiene lo siguiente:

$$H = \frac{4.5 \times 10}{3.14 \times 3} = 4.8 \text{ m}$$

Lo que indica que se requerirá un solo pozo de 3 m de diámetro con 4.8 m de profundidad.

El ejemplo anterior sólo es ilustrativo, ya que para este caso el caudal varía y se debe considerar un gasto de 154 /hab-día; con este valor se calculan los correspondientes coeficientes de absorción (K_1) y, posteriormente la profundidad del pozo (H) de igual modo que como se ilustró en el ejemplo anterior y de acuerdo al rango poblacional al que se sirva.

Los valores de K_1 se calcularon de acuerdo a la siguiente relación: $(154 \text{ l/d}) / (0.88/190 \text{ l/d}) = 0.71$; y así sucesivamente para los valores restantes, que son: 1.08, 1.4, 2.25 y 4.50 para los tiempos 2, 5, 10 y 30 min, respectivamente.

La tabla 2.4 muestra los resultados obtenidos tanto para el coeficiente de absorción (K_1), como para la profundidad del pozo (H) tomando un gasto de 154 l/hab-día.

Tabla 2.4. Coeficientes de absorción del terreno (modificado de Unda, 1993).

Caudal utilizado para calcular K_1 , 154 l/habitante/día		Profundidad, H Personas servidas		
Tiempo que tarda el agua en bajar 2.5 cm	Superficie de filtración requerida por hab y día, en m^2	1-5	6-10	11-15
minutos	K_1	m	m	m
1	0.71	0.60	1.15	1.75
2	0.88	0.70	1.40	2.10
5	1.17	0.95	1.90	2.80
10	1.82	1.50	2.95	4.40
30	3.65	2.95	5.85	4.40

* En este caso, se requiere construir dos pozos de con las dimensiones señaladas.

Con el fin de simplificar la consulta al lector, en el punto 2.9 se muestran los planos funcionales y estructurales del sistema; sin embargo, los cuatro anexos que están en la parte final de este manual contienen información complementaria para el diseño del sistema tanque séptico y pozo de absorción. En el anexo A se presenta la memoria del cálculo; en el B, diseño estructural; en el C, catálogo de conceptos de obra y en el D, los planos funcionales y estructurales, a escala completa.

2.8 INSPECCIÓN Y LIMPIEZA

Los lodos acumulados en el tanque séptico deben extraerse periódicamente por el registro de limpieza ubicado en la cubierta del tanque; de lo contrario, disminuye el volumen originando trastornos como la disminución del tiempo de retención y, por tanto, un aumento en la velocidad del flujo (Unda, 1993).

El periodo de tiempo entre limpiezas depende principalmente del numero de personas a que de servicio el tanque; el sedimento se acumula a razón de 0.3 a 0.4 metro cúbicos por persona y año, así que dada la cantidad de usuarios y el volumen del tanque el intervalo entre dos vaciados sucesivos de lodo se puede calcular de la siguiente manera (Duncan, 1980; Babbitt, 1983; Polprasert, 1988):

$$\text{Intervalo de tiempo entre limpieza} = \frac{\frac{1}{3} \text{ volumen del tanque}}{\text{tasa de acumulación de lodos población}}$$

Cuando se hayan acumulado gran cantidad de sólidos o natas los tanques sépticos deberán limpiarse para evitar la salida de sólidos con el efluente que pudieran obstruir el sistema de infiltración. Normalmente los tanques sépticos domésticos no requieren limpieza antes de 5 años de operación, pero es necesario inspeccionarlos cuando menos cada año, por los registros ubicados arriba del elemento de salida sobre la cubierta del tanque; la caja de distribución de tanque se debe realizar con mayor frecuencia, cada tres o seis meses. Es recomendable que el propietario conserve un plano de ubicación para localizar la unidad fácilmente cuando se requiera llevar a cabo las operaciones de inspección y limpieza. La inspección del tanque séptico tiene por objeto determinar.

- a) El espacio libre de espuma, es decir, la distancia del fondo de la espuma al extremo inferior del tubo de salida.
- b) El espesor de la capa de lodo acumulada en el fondo del tanque (unda, 1993; SSA, 1990; Wagner, 1960; Heredia, 1981).

En general, el tanque se debe limpiar cuando el fondo de la capa de nata esté a menos de 8 cm de la toma del dispositivo de descarga, o bien, cuando los lodos alcancen los límites permisibles que se muestran en la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Acumulación permisible de lodos (Heredia, 1981)

Capacidad líquida del tanque, m ³	Profundidad del líquido, cm			
	75	100	125	150
	Distancia del extremo inferior de la descarga a la cúspide del lodo, cm			
1.9	22	32	42	50
2.3	15	24	34	45
3.0	10	18	25	32
3.4	6	12	18	25
3.8	6	12	16	20

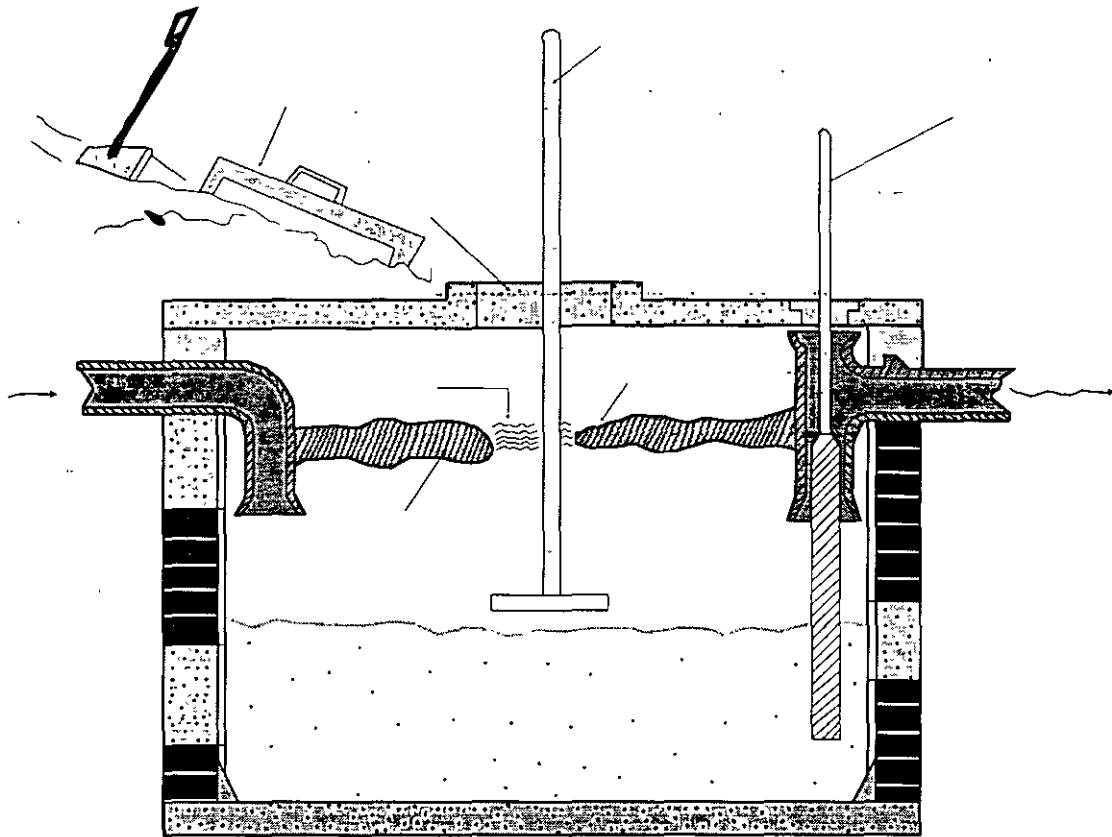
El espesor de la nata se puede medir con una pértiga a la que se haya fijado una aleta con una bisagra; el bastón se refuerza a través de la capa de nata hasta que la aleta se desplace a la posición horizontal, así, al izar el bastón se aprecia el fondo de la capa de nata; con el mismo instrumento se puede determinar la distancia al fondo del dispositivo de descarga (Wagner, 1960).

Para determinar el espesor del lodo y la profundidad del líquido, se hace descender hasta el fondo del tanque una pértiga con uno de sus extremos forrado por trapos o toallas blancas en las que posteriormente se podrá medir la marca dejada por el lodo, (para evitar las partículas de nata el lugar apropiado de introducción es a través del dispositivo de descarga, ver figura 2.3). El lodo se puede extraer por medio de un cubo de inmersión provisto de un mango largo, o mediante un vehículo equipado especialmente con una bomba para limpiar pozos negros. Es conveniente dejar una pequeña cantidad de lodo, aproximadamente el 10 % para que actúe como inóculo para las futuras aguas residuales (Ehlers, 1950; Heredia, 1981; CNA, 1996).

Aunque la operación del tanque séptico no resulta afectada por las cantidades de jabón, cloro u otro desinfectante doméstico, el tanque no deberá lavarse ni desinfectarse con compuestos químicos debido a que pueden interferir con el proceso de digestión, además de que el efluente podría contaminar el suelo a que finalmente se disponga. Algunos autores, sin embargo, recomiendan agregar al tanque pequeñas cantidades de hipocloritos como método de control de olor (U. S. Department of Health, Education and Welfare, 1967).

La espuma y el lodo extraídos de los tanques sépticos suelen contener alguna porción sin digerir que sigue siendo nociva y puede representar un peligro para la salud. Por lo anterior, este lodo no se puede utilizar como fertilizante; se debe enterrar en zanjas de unos 60 cm de profundidad y cuando por algún motivo un tanque deje de operar se deberá llenar con tierra o piedra (Wagner, 1960).

Figura 2.3 Esquema de accesorios y limpieza de tanques sépticos (SSA, 1990)



2.10 BIBLIOGRAFÍA

1. Alth, Max, 1992, Wells and Septic Systems, Editorial Tab Boons, Blue ridge Summit.
2. Babbitt, Harold; Baumann, Robert, 1983, Alcantarillado y tratamiento de aguas residuales, Compañía Editorial Continental.
3. Comisión Nacional del Agua, 1996, Anteproyecto de Norma Oficial Mexicana, NOM-000-CNA-1996, Fosas Sépticas Prefabricadas, Especificaciones y Métodos de Prueba, pp. 27.
4. Davis, Mackenzie; Cornwell, David, 1991, Introduction to Environmental Engineering , Mc Graw-Hill Company, Segunda Edición, pp. 822.
5. Duncan, 1980, Sewage treatment in hot climates, John wiley & sons.
6. Duncan, Mara, 1982, Appropriate Technology for Water Supply and Sanitation, World Bank, pp. 50.
7. Ehlers, Victor; Steel, Ernest, 1950, Municipal and Rural Sanitation and, McGraw Hill Book Company, pp. 548.
8. Feachem, Richard; Bradley, David; Galerick, Hemda and Mara, Duncan, 1980, Appropriate Technology for Water Supply and Sanitation, Health Aspects of Excreta and Wastewater Management, World Bank Studies in Water Supply and Sanitation 3, pp. 318.
9. Geary, P; 1988, Alternative Waste Treatmet Svstems , Elsevier Applied Science London and New York, pp. 249.
10. Gunn, Ian, 1988, Alternative Waste Treatment Systems, ElsevierApplied Science London and New York, pp. 249.
11. Heredia, Durán Manuel, 1981, en el Manual Operación de plantas de tratamiento primario de aguas residuales, Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos, Volumen II.
12. Hopkins, Edward; Elder, Francis, 195 1, The Practice of Sanitaton The Williams Wilkins Company, pp. 243.
13. Instituto Mexicano del Seguro Social / Subdirección General de Obras y Abastecimiento, 1982, Manual básico para el control de los desechos líquidos, pp. 81.
14. Kalbermatten, John; Julius, De Anne; Gunnerson, Charles; Mara, Duncan, 1982, Appropriate Sanitation Alternatives. A Planing and Design Manual, World Bank Studies in Water Supply and Sanitation. pp. 152.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
VI.- SANEAMIENTO
3.- LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

3. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

INTRODUCCIÓN

Como una alternativa de la descarga directa a un cuerpo receptor que generalmente requiere el cumplimiento de una calidad que sólo pueden ofrecer las tecnologías de alto costo, los países desarrollados han implementado programas de tratamiento a todas sus descargas con el objeto de mejorar sus cuerpos de agua. Sin embargo, aquellos países en vías de desarrollo, así como en las pequeñas y medianas comunidades, estos programas han tenido gran dificultad de implantarse debido principalmente a los problemas económicos que enfrentan.

En este aspecto, las lagunas de estabilización como tecnologías de tratamiento de aguas residuales de bajo costo, han probado su factibilidad de utilización, sobre todo en lugares con climas cálidos o semicálidos y donde no existen recursos económicos suficientes para instalar sistemas de tratamiento más costosos.

Las lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales, con relación a otros sistemas convencionales, son una buena alternativa para remover patógenos (bacterias y protozoos que pueden causar enfermedades a los humanos) y helmintos (gusanos que se desarrollan en los intestinos), por lo que no es necesario adicionar cloro al efluente para su desinfección, lo que los hace más atractivos por la reducción de costos, tanto en partes mecánicas como en la operación y mantenimiento.

El capítulo de lagunas de estabilización está estructurado de la siguiente manera: primero se mencionan los objetivos, clasificación, descripción y funcionamiento de los diferentes tipos de lagunas y se enumeran las ventajas y desventajas que presentan sobre los sistemas convencionales de tratamiento de aguas residuales. El siguiente punto es desarrollar un análisis de ámbito y variación poblacional que incluye el campo de aplicación del sistema, geografía, requerimientos de calidad del efluente tratado.

Posteriormente se dan los criterios de diseño que deben tomarse en cuenta para el dimensionamiento de lagunas anaerobias, facultativas y de maduración, presentándose al final algunos ejemplos de diseño basados en un rango de población servida; también se informa sobre la operación y mantenimiento, ya que la omisión de cualquiera de estos aspectos puede provocar el mal funcionamiento de las lagunas. La parte final del capítulo está formado por los planos funcionales, estructurales y el catálogo de conceptos.

3.1 OBJETIVOS

Los principales objetivos del tratamiento mediante lagunas de estabilización son los siguientes:

- Reducción de la materia orgánica.
- Minimizar la descarga de organismos patógenos e indicadores.
- Remoción de nutrientes
- Reuso del efluente tratado (Metcalf & Eddy, 1991).

3.2 CLASIFICACIÓN

de acuerdo a su contenido de oxígeno, las lagunas de estabilización se clasifican como:

- Anaerobias. Ausencia de oxígeno (O_2) en todo el estanque.
Proceso de biodegradación con microorganismos anaerobios.
- Facultativas. Presencia de O_2 en la superficie de la masa líquida.
Ausencia de O_2 en el fondo de la laguna
Proceso con microorganismos aeróbios, anaerobios y facultativos.
- Aeróbias o de maduración Presencia de O_2 en toda la masa líquida
Proceso con microorganismos aeróbios (UNAM, 1966; Gloyna, 1971; Metcalf & Eddy, 1991; IMTA, 1996).

En función del lugar que ocupan con relación a otros procesos, las lagunas se agrupan como:

- Primarias o de aguas residuales crudas.
- Secundarias si reciben efluentes de otros procesos de tratamiento.
- De maduración si su propósito es disminuir el número de organismos de patógenos (IMTA, 1996).

De acuerdo con el propósito del tratamiento de las aguas residuales, estos sistemas se clasifican en:

- Lagunas para remoción de sólidos y carga orgánica.
- Lagunas para remoción de microorganismos patógenos (de maduración).
- Lagunas para criterios múltiples de calidad del efluente (IMTA; 1996).

En relación a la secuencia de las unidades pueden clasificarse en:

- Lagunas en serie
- Lagunas en paralelo (IMTA; 1996).

Los arreglos de un sistema lagunar puede comprender una laguna única (facultativa) o lagunas en serie (anaerobia, facultativa y de maduración). Es recomendable construir series del mismo tipo para permitir una operación en paralelo. Si se desea un mayor grado de tratamiento para una reducción mayor de organismos patógenos, el arreglo de anaerobia-facultativa-maduración es el más conveniente (Gloyla, 1971; Metcalf-& Eddy, 1991).

Con respecto a las condiciones de descarga las lagunas se pueden clasificar e:

- Lagunas de descarga continua.
- Lagunas de retención completa.
- Lagunas de regulación o descarga controlada.

Las unidades de retención completa, llamadas también lagunas terminales o de descarga cero, no tienen efluente y el líquido se dispone a través de percolación y evaporación (Collí, et al., 1994).

Las lagunas de descarga controlada son conocidas también como de flujo intermitente, regulación o almacenamiento del agua residual tratada antes del reuso agrícola. Este tipo de lagunas son las últimas unidades de una serie y son diseñadas con propósitos específicos como: almacenamiento total del líquido durante el invierno, regulación del caudal previo a la temporada de riego y reducción de microorganismos (Yañes, 1992; Collí et al., 1994).

Durante los períodos de llenado, almacenamiento y vaciado, estas unidades de regulación reducen el contenido bacteriano con una tasa de mortalidad neta similar a la de las lagunas de maduración, pero con un submodelo hidráulico en estado de equilibrio discontinuo (gloyna, 1971; Collí, et al., 1994; IMTA, 1996).

3.3. DESCRIPCIÓN

Las lagunas de estabilización son sistemas de tratamiento de desechos que consisten en estanques abiertos (construidos en tierra), usualmente de 1.0 a 5.0 m de profundidad y reciben aguas residuales crudas o tratadas parcialmente. El grado de tratamiento recibido está en función del número de lagunas en serie y del tiempo de retención del agua residual en cada sistema (Montejano, et al., 1969; Feachem, et al., 1977; Metcalf & Eddy, 1991; IMTA, 1994).

Los procesos físicos, químicos y biológicos son similares a los que suceden en los cuerpos de agua natural, el sistema contiene bacterias y algas fotosintéticas que absorben los nutrientes solubles y fijan la energía del sol para formar la biomasa inicial, además contiene protozoarios o consumidores primarios y hongos o levaduras que ayudan a la descomposición de esta biomasa (Montejano, et al., 1996; IMTA, 1994).

Estos sistemas producen en pequeña escala los procesos naturales de oxidación o mineralización de la materia orgánica utilizando como fuente de energía la luz del sol. Su funcionamiento está determinado por factores tales como radiación solar, temperatura, pH, carga orgánica, profundidad, tamaño, configuración, orientación, contenido mineral del agua, macro y micronutrientes (nitrógeno, fósforo, molibdeno, hierro). (UNAM, 1966; Feachem, et al., 1977; Metcalf & Eddy, 1991; IMTA, 1994).

Los tipos de desecho que se pueden tratar por medio de estos procesos son: aguas residuales crudas, efluentes de tratamiento primario o secundario, lodos de retorno de un sistema de lodos activados; residuos que contengan sólidos sedimentables y algunos otros pequeños volúmenes de aguas residuales en lugares aislados (González, 1981).

La finalidad de las lagunas de estabilización es obtener un efluente de características definidas (demanda bioquímica de oxígeno (DBO), demanda química de oxígeno (DQO), oxígeno disuelto (OD), sólidos suspendidos (SS), algas, nutrientes, parásitos, bacterias y protozoarios) de acuerdo a su reuso agrícola, acuícola o para descarga a cuerpos receptores (SRH, 1975; Feachem, et al., 1977; Horan, 1990; Metcalf & Eddy, 1991).

3.3.1 Funcionamiento

Las lagunas de estabilización son cuerpos de agua creados artificialmente, diseñados para el tratamiento de aguas residuales mediante la interacción de la masa biológica o biomasa, la materia orgánica del desecho y procesos naturales tales como mecánica del fluido y factores físicos, químicos y meteorológicos (UNAM, 1966; Feachem, et al., 1977; Metcalf & Eddy, 1991; Collí, et al., 1994).

La estabilización biológica se realiza por medio de una serie de reacciones de óxido-reducción, en las cuales una porción de la materia orgánica es utilizada como energía y otra en síntesis. Las reacciones de energía son aquellas en las que se lleva a cabo la estabilización completa de la materia orgánica, mientras que, en las reacciones de síntesis, la materia orgánica es transformada a protoplasma bacteriano (González, 1981).

En estos sistemas se lleva a cabo la oxidación de la materia orgánica mediante una combinación de sedimentación, digestión y conversión de desechos orgánicos por bacterias y algas, el proceso puede ser anaeróbico, aeróbico o una combinación de ambos.

En el caso de la digestión y conversión de desechos orgánicos por bacterias y algas, el proceso puede ser anaerobio, aeróbico o una combinación de ambos. En el caso de la digestión anaerobia las bacterias producen biogas, una mezcla de metano (CH_4), dióxido de carbono (CO_2) y una pequeña cantidad de ácido sulfhídrico (H_2S) e hidrógeno (H_2). Algunos diseñadores pueden no estar de acuerdo en incluir lagunas anaerobias, ya que aducen como principal desventaja la generación de malos olores, lo cual no se presenta si el diseño está bien realizado (Collí, et al., 1994; IMTA, 1996).

En el proceso aeróbico, las algas producen oxígeno (O_2) con la energía del sol durante el proceso de fotosíntesis y por su reproducción generan nueva biomasa algal, mientras que las bacterias aeróbicas usan este oxígeno para transformar los desechos orgánicos existentes en el agua residual en nuevas bacterias (Collí, et al., 1994; IMTA, 1996).

Estos sistemas pueden alcanzar altas eficiencias de remoción de materia orgánica soluble. Las concentraciones de los sólidos suspendidos dependen del tipo de laguna, la forma en que opera y su funcionamiento. Los patógenos originalmente presentes en las aguas residuales se remueven en gran proporción, haciéndose innecesaria la desinfección de los efluentes (IMTA, 1994; IMTA, 1996).

3.3.1.1 Lagunas anaeróbicas

Una laguna anaerobia (primera laguna) se caracteriza por su profundidad (2 a 5 m), pequeña superficie (que limita la difusión del oxígeno de la atmósfera), carencia de algas, procesos fotosintéticos que liberan oxígeno y presencia de bacterias que no requieren oxígeno disuelto para la descomposición de la materia orgánica. Es por esta razón que el proceso de tratamiento en su totalidad anaerobio, (ver figura 3.1 El corte A-A del plano PT-12-FE muestra el depósito de una laguna anaerobia) (Collí, et al., 1994; IMTA, 1995; IMTA, 1996).

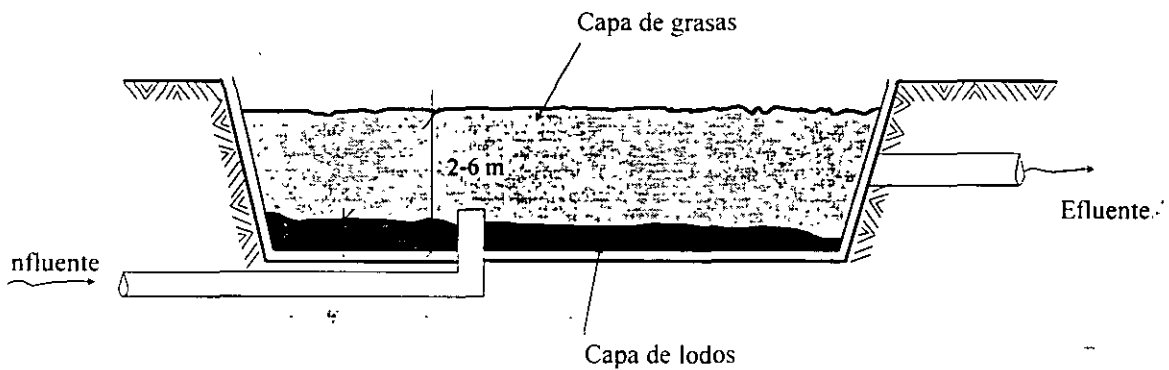
Este sistema recibe altas cargas orgánicas con el propósito de favorecer el crecimiento de bacterias que no requieren de oxígeno disuelto para realizar la digestión anaerobia. Dicha gestión consta de tres etapas: la primera es la hidrólisis y fermentación ácida llevada a cabo por organismos formadores de ácidos que atacan las sustancias orgánicas y las transforman en ácidos orgánicos, alcoholes y dióxido de carbono; las bacterias responsables de esta etapa pertenecen a diferentes grupos y pueden ser anaerobias, facultativas o estrictas. La segunda etapa es la homoacetogénesis, en la cual los productos de fermentación producidos anteriormente son convertidos en acetato, hidrógeno y CO_2 por un grupo de bacterias denominadas <<bacterias acetogénicas>>, productoras obligatorias de hidrógeno (UNAM, 1966; Horan, 1990; Collí, et al., 1994; IMTA, 1996).

La última etapa, la metanogénesis, la realiza un grupo de bacterias metanogénicas que son anaerobias estrictas que requieren potenciales de óxido-reducción inferiores a -330 mV. Estas bacterias oxidan los bicarbonatos y el acetato en carbonatos y metano; son sensibles a variaciones de carga, pH y temperatura. Durante la biodegradación, el 90% de la materia orgánica se transforma en biogas. Este proceso depende mucho de la temperatura. Durante la biodegradación, el 90% de la materia orgánica se transforma en biogas. Este proceso depende mucho de la temperatura del agua y la del ambiente (UNAM, 1966; Horan, 1990; Collí, et al., 1994; IMTA, 1996).

Estas lagunas funcionan como tanques sépticos abiertos, siendo su objetivo principal remover la DBO mediante la sedimentación de sólidos sedimentables y la subsecuente digestión anaerobia en la capa de lodos resultante, la digestión es particularmente intensa a temperaturas por arriba de los 15°C cuando la superficie lagunar burbujea liberando el biogas; la producción de metano se incrementa siete veces por cada 5°C de aumento de temperatura (Marais, 1970; Collí, et al., 1994).

El aspecto físico de las lagunas anaerobias es una coloración gris o negro, cuando por efecto de una carga adecuada presentan condiciones de fermentación de metano. Sletten y Singer (1971) reportan que algunas lagunas no han llegado a establecer condiciones anaerobias en la etapa de operación inicial por cargas reducidas además presentan una coloración rosada debido a la presencia de bacterias sulfato-reductoras (Collí et al., 1994; IMTA, 1996).

Figura 3.1 Laguna Anaerobia (CNA, 1994)



3.3.1.2 Lagunas facultativas

se caracterizan por presentar condiciones aerobias por su gran área superficial en la capa superior de la masa líquida y su poca profundidad (1.2 – 2.4 m) disminuyendo su concentración de oxígeno hacia el fondo de la laguna que es normalmente anaerobio. Todos estos puntos que en combinación, permiten la oxigenación de la laguna a partir de dos fuentes: reairación superficial y generación de oxígeno por las algas (Gloyna, 1971; Feachem, et al., 1977; CNA, 1994; IMTA, 1995).

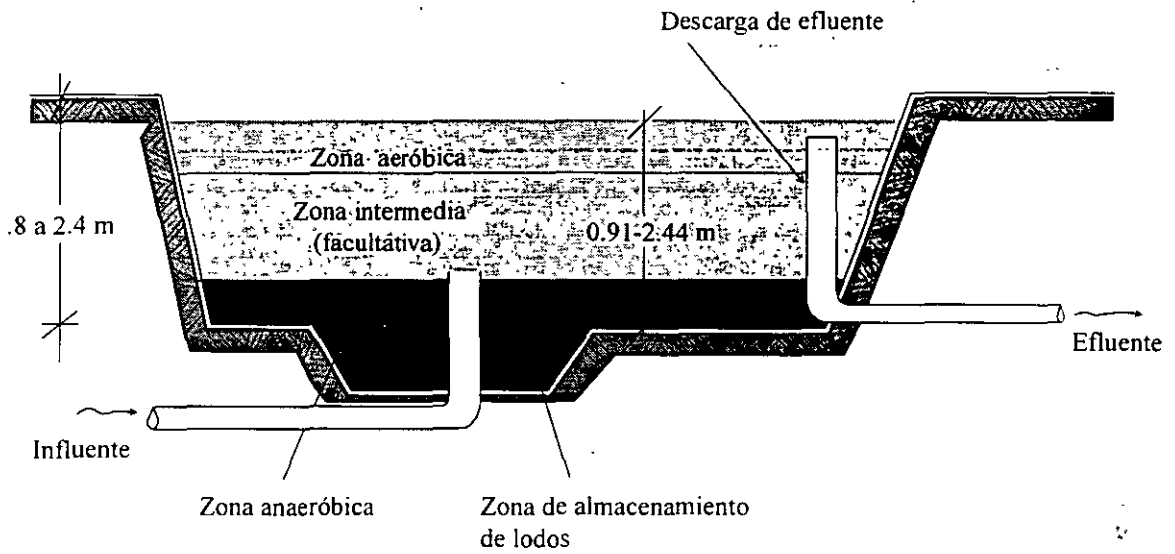
En estas lagunas resulta determinante que dentro de un ambiente facultativo se establezca una relación simbiótica entre las algas productoras de oxígeno y los grupos de bacterias aeróbicas, facultativas y anaerobias, ya que en tales condiciones se podrá tener en las zonas superiores el crecimiento abundante de algas que pueden saturar las lagunas con oxígeno disuelto aprovechando previamente el amoníaco y el dióxido de carbono generado en la descomposición bacteriana aeróbica, así como la energía luminosa para llevar a cabo la fotosíntesis, con lo cual podrá contarse con una fuente natural y económica de producción de oxígeno molecular, indispensable para la estabilización de la materia orgánica por medio de la biodegradación por parte de las bacterias aerobias y facultativas (UNAM; 1966; Collí, et al., 1994).

Es necesario destacar que en estos sistemas también resulta de gran relevancia que la descomposición bacteriana anaerobia se lleve a cabo en las capas del fondo de las lagunas, siendo las bacterias productoras de metano las responsables de una alta remoción de la DBO contenida en los sólidos sedimentables. Por lo tanto, puede decirse que en estos sistemas la oxigenación por fotosíntesis y la fermentación por producción de metano son los dos procesos que resultan clave para lograr la reducción significativa de la DBO (Delgado, Fernando).

Las algas de las lagunas facultativas presentan un color verde oscuro, aunque ocasionalmente puede presentarse un color rojo o rosa (especialmente cuando están ligeramente sobrecargadas) debido a la presencia de bacterias anaerobias púrpuras que oxidan los sulfuros fotosintéticamente. La concentración de algas en una laguna facultativa depende de la carga y temperatura, siendo usual el rango de 500 – 2,000 µg de clorofila a por litro (Collí, et al., 1994; IMTA, 1996).

En la figura 3.2 se presenta un perfil de las lagunas facultativas y en el plano PT-13-F puede apreciarse una vista de planta de este tipo de lagunas.

Figura 3.2 Laguna Facultativa (CNA; 1994)



3.31.3 Lagunas de maduración

Son lagunas de estabilización aeróbicas de muy baja tasa, terciarias o de pulimento. Reciben el efluente de la laguna facultativa o de otro proceso de tratamiento secundario, como por ejemplo lodos activados o biofiltros. Su función principal es la eliminación de microorganismos patógenos y proveer un efluente de alta calidad. La carencia de nutrientes, la luz solar la presencia de depredadores hacen que el número de patógenos disminuya rápidamente (UNAM, 1966; Gloyna, 1971; Feachem, et al., 1977; Metcalf & Eddy, 1991; IMTA, 1996).

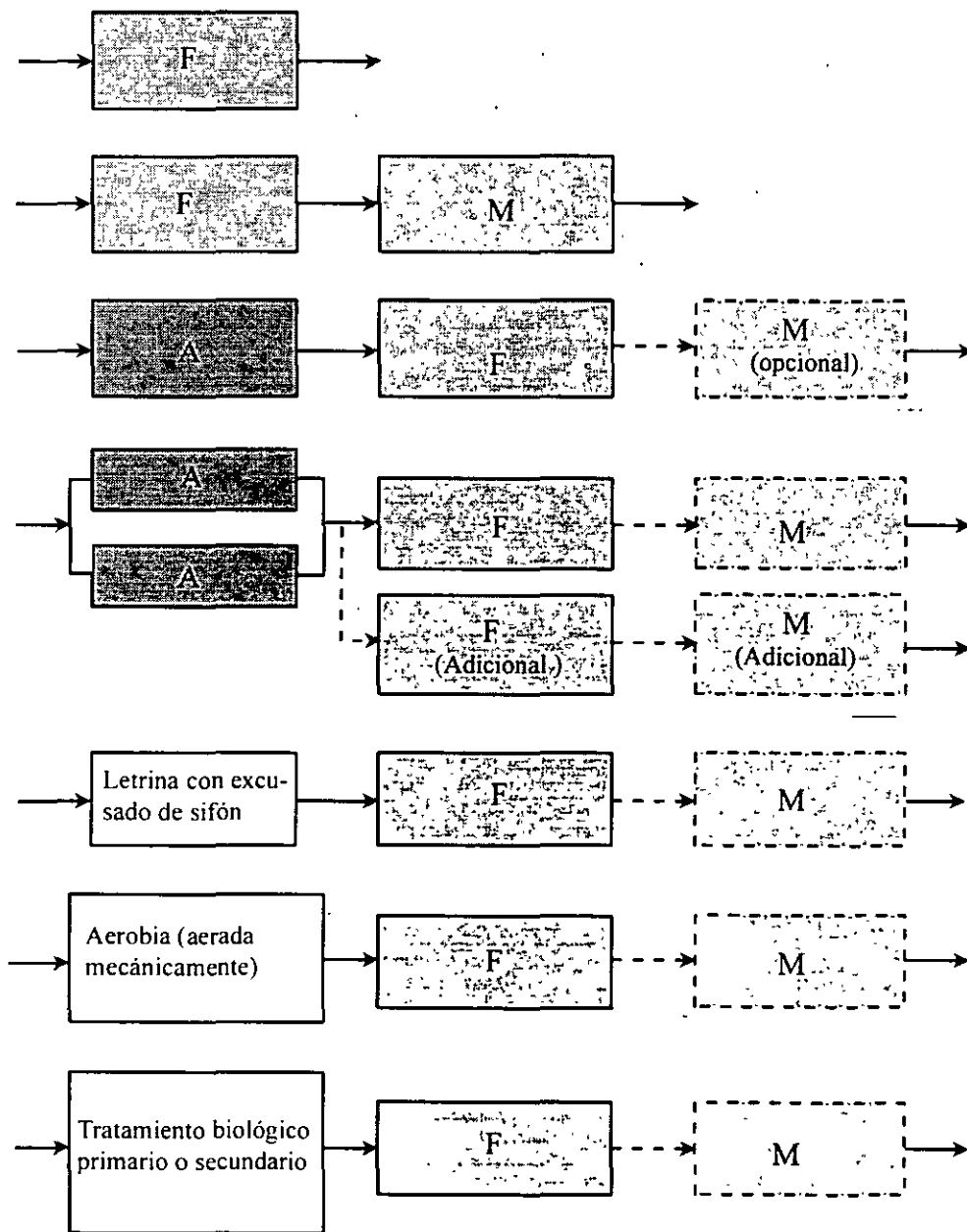
Son diseñadas generalmente con profundidad de 1 a 1.5 m, por lo que en estas lagunas no hay una zona aerobia, la cual tiene una función de remover los microorganismos patógenos excretados, lo que ocurre por sedimentación de algunas bacterias o muerte ocasionada por la luz solar, pH, oxígeno disuelto y foto-oxidación (Feachem, et al., 1977; Collí, 1994; IMTA, 1996).

Las lagunas de maduración, si bien eliminan los microorganismos patógenos, permiten la proliferación de algas que serán caracterizadas en el efluente como sólidos en suspensión. Esto, sin embargo, no presenta un problema, ya que las algas se incorporan a la biota del cuerpo receptor (IMTA, 1995).

Estos sistemas remueven solamente una pequeña cantidad de DBO, pero su contribución en la remoción de nutrientes (nitrógeno y fósforo) puede ser significativa. Alrededor del 70-90 % de la DBO en el efluente de las lagunas de maduración se debe a las algas. Las bacterias fecales son removidas en las lagunas anaerobias y facultativas, pero especialmente en las lagunas de maduración cuyo tamaño y número depende de la calidad bacteriológica requerida del efluente final (Feachem, et al., 1977; Horan, 1990; Collí, et al., 1994; IMTA, 1996).

En el plano PT-14-F puede apreciarse una vista de planta de una laguna de maduración posterior a una facultativa, y en la figura 3.3 se presenta un esquema de los diferentes arreglos que se pueden obtener con las lagunas de estabilización.

Figura 3.3 Sistemas típicos de las lagunas de estabilización (Gloyna, 1971)



A = Laguna anaeróbica
 F = Laguna facultativa
 M = Laguna de maduración

3.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Las lagunas de estabilización ofrecen las siguientes ventajas, siempre y cuando exista disponibilidad de terreno y su costo no sea excesivo:

- Son un proceso sencillo que no requiere de personal altamente capacitado para su operación y mantenimiento.
- Es probable que el proceso de tratamiento que presenta menos problemas, siempre y cuando se asegure un mínimo de atención a su operación y mantenimiento.
- Tienen los menores costos de capital, construcción, operación y mantenimiento que cualquier otro proceso de tratamiento a nivel secundario.
- No requieren de equipo de alto costo.
- Requieren de poca energía eléctrica (bombeo de agua residual).
- Entregan efluentes de calidad igual o superior algunos procesos convencionales de tratamiento.
- Tiene capacidad amortiguadora para las variaciones en las cargas hidráulicas y orgánicas.
- Son duraderas y fáciles de operar.
- Ofrecen altas eficiencias en la remoción de microorganismos patógenos.
- Presentan pocos problemas en el manejo y disposición de lodos.
- Aplicación del agua tratada para reuso en agricultura y acuicultura.
- En climas cálidos tienden a ser más eficientes (IMTA, 1994; IMTA, 1996).

Las desventajas de este proceso son:

- Requieren de extensas áreas de terreno área su ubicación.
- En lagunas anaerobias existe la potencialidad de proliferación de olores desagradables en caso de existir alta carga orgánica mayor que la carga de diseño y sulfatos mayores a 500 mg/l.
- Pueden contaminar el manto freático.
- Pueden entregar un efluente con gran cantidad de sólidos suspendidos.
- Requieren de una ubicación lejana a la población.
- En climas fríos tienden a ser menos eficientes.

Sin embargo, algunas de estas desventajas pueden ser minimizadas con la impermeabilización del terreno y operación y mantenimiento adecuados (IMTA, 1994; IMTA, 1996):

3.5 ANÁLISIS DE ÁMBITO Y VARIACIÓN POBLACIONAL

El sistema de alcantarillado proporciona el medio económico y sencillo para el alejamiento de desechos, tanto inofensivos como potencialmente peligrosos de una vivienda, sin embargo, estos finalmente llegan a corrientes o cuerpos receptores de agua superficiales o subterráneos que deben mantenerse libres de contaminación. Esto hace imperativo el proporcionar los servicios de tratamiento de aguas residuales en pequeña y medianas comunidades para evitar la contaminación y degradación ecológica de los cuerpos receptores (UNAM, 1966; SRH, 1975).

Las lagunas de estabilización son el tratamiento más adecuado para obtener efluentes de alta calidad y son de los sistemas de tratamiento con mayores posibilidades de aplicación en el medio rural por sus bajos costos de operación y mantenimiento, siendo la disponibilidad y costo del terreno la principal restricción. Dentro de este capítulo de lagunas de estabilización se definieron gastos de aguas residuales generados por rangos de población de veinte hasta cien habitantes. (IMTA, 1994).

La calidad del efluente dependerá de la temperatura, ya que es uno de los factores de mayor importancia en el funcionamiento de estos sistemas, por tanto, se requiere de cuidados extremos ya que en condiciones de bajas temperaturas y ausencia de vientos, las algas tienden a sedimentar, desarrollando natas superficiales y un ambiente anaeróbico, originando la proliferación de bacterias con un color blanco opaco. La literatura revela que la mortandad de bacterias en las lagunas de maduración depende de las condiciones del medio ambiente y los parámetros climatológicos (IMTA, 1994; IMTA, 1995).

La principal aplicación de las aguas residuales provenientes de una laguna de estabilización es su reutilización en diferentes ramas. El uso de aguas residuales tratadas en agricultura y acuicultura constituye una de las herramientas más valiosas para controlar la contaminación y hacer frente al reto que constituye incrementar la producción agrícola con un recurso hídrico escaso. Las lagunas de estabilización facilitan de una manera económica, el cumplimiento de las directrices de la Organización Mundial de la Salud (OMS) para el uso sanitario de aguas residuales en agricultura y acuicultura (IMTA 1994; IMTA, 1996).

Los principios básicos para el uso de aguas residuales en el riego agrícola son: protección de la salud humana; control bacteriológico; control de sustancias persistentes y tóxicas que podrían penetrar en la cadena alimenticia, el agua subterránea o acumularse en el suelo contaminándolo; evitar la colmatación del suelo, la salificación y la sobresaturación con sustancias orgánicas y biogénicas (IMTA, 1995).

Para autorizar el reuso de agua residual en agricultura, debe cumplirse principalmente con una calidad microbiológica tal que, el número más probable de coliformes fecales por cada 100 ml no exceda de 1000 y no exista más de un huevo de helminto viable por litro. Este requisito de calidad microbiológica, puede satisfacerse con un tratamiento mediante lagunas de estabilización sin tener que desinfectar el efluente (IMTA, 1996).

En el caso del reuso acuícola, los valores guía propuestos por la OMS, establecen un máximo de 1000 coliformes fecales por cada 100 ml y la ausencia de huevos de helmintos y que el contenido de nitrógeno amoniacal no ionizado no exceda de 0.5 mg/l. Técnicamente estos valores pueden cumplirse en las lagunas de maduración, aun así, es

aconsejable que los peces ahí cultivados sean transferidos por varias semanas a otro estanque de agua limpia para garantizar su calidad microbiológica (Collí, et al., 1994; IMTA, 1996).

El problema asociado a los efluentes de las lagunas de estabilización con frecuencia se debe al contenido de las algas que se descarga, esto hace que no se cumpla generalmente con dos de los parámetros establecidos en las normas oficiales de descargas (condiciones particulares de descarga). Los parámetros que se objetan son el contenido de sólidos suspendidos totales (SST) y demanda bioquímica de oxígeno (como DBO total), ambos aportados por las algas arrastradas por el efluente (IMTA, 1994).

Para solucionar el problema anteriormente citado, se pueden tener diferentes arreglo en el tratamiento de aguas residuales mediante lagunas y otros sistemas de acuerdo al rango de población, área requerida, costo y reuso del efluente tratado, estos arreglos permitirán que se cumplan con los parámetros establecidos anteriormente. Los trenes de tratamiento propuestos en este trabajo son: tanque séptico, lagunas facultativas (TS-LF); laguna anaerobia – laguna facultativa (LA-LF), tanque séptico, laguna facultativa – laguna de maduración (TS-LF-LM), tanque séptico, laguna facultativa – filtro intermitente de arena (TS-LF-FIA) y laguna anaerobia – laguna facultativa – laguna de maduración (LA-LF-LM).

Los efluentes de los dos primeros arreglos no cumplen con los parámetros establecidos en las normas de descarga y reuso, por lo tanto, se sugirieron los otros tres arreglos de tratamiento de bajo costo que permitan tener un efluente de alta calidad para cumplir con las normas de reuso agrícola y acuícola.

3.6 DISEÑO

El diseño de los procesos de tratamiento es el trabajo básico para que una planta de tratamiento lleve a cabo su objetivo de remoción de materia orgánica, microorganismos patógenos u otros contaminantes y el efluente cumpla con la normatividad vigente para descarga a cuerpos receptores o reuso (IMTA, 1995).

Los procesos de tratamiento que forman parte de una planta se determinan por el diseñador con base a estudios técnico-económicos previos al proceso de diseño. En el caso de sistemas de lagunas de estabilización, el diseño puede consistir en una sola laguna, generalmente diseñada como laguna facultativa o en un sistema de varias lagunas que pueden ser anaerobias, facultativas y de maduración, dependiendo de la disposición final de las aguas tratadas (IMTA, 1995).

El requisito fundamental antes de proceder al diseño preliminar o definitivo del tratamiento de aguas residuales, es haber realizado el estudio de la calidad del agua residual y del cuerpo receptor y el grado de tratamiento se determinará e conformidad con la calidad requerida del efluente y el tipo de reuso (IMTA, 1995).

3.6.1 Requerimientos

Los requerimientos básicos que determinan el diseño de un sistema laguna son:

- Gasto de diseño
- Características de las aguas residuales a tratar.
- Temperatura y evaporación neta.
- Constantes de remoción de materia orgánica, coliformes y nemátodos intestinales.
- Disponibilidad y características del terreno (IMTA, 1995).

Cuando se estima el área, se tiene que encontrar un lugar que reúna los siguientes requisitos para construir la laguna:

- Superficie suficiente.
- Nivel del terreno por debajo del nivel del colector final para evitar bombeo, cuando sea posible.
- Terreno impermeable o moderadamente permeable que no esté sujeto a inundaciones, o bien bancos de material cercanos que permiten construir bordes con estas características.
- Localizado cuando menos a 100 metros del área habitacional (IMTA; 1995).

3.6.2 Criterios de diseño

En la tabla 3.1 de se presentan los parámetros requeridos para el diseño de lagunas de estabilización.

Tabla 3.1 Parámetros típicos de diseño en lagunas de estabilización (Metcalf & Eddy, 1991; CNA, 1994; Horan, 1990)

Parámetro	Tipo de laguna		
	Laguna anaerobia	Laguna facultativa ^a	Laguna de maduración
Régimen de flujo	-	Mezcla intermitente	Mezcla intermitente
Dimensiones de la laguna, ha	0.2 – 0.8 múltiples	0.8- 4.0 múltiples	0.8 – 4.0 múltiples
Operación ^b	Series	Series o paralelo	Series o paralelo
Tiempo de retención ^b , días	20 - 50	5 – 30	5 – 20
Profundidad, m	2.0 – 5.0	1.2 – 2.4	1.0 – 1.5
pH	6.5 – 7.2	6.5 – 8.5	6.5 - 10.5
Rango de temperatura, °C	6 – 50	0 – 50	0 - 30
Temperatura óptima, °C	30	20	20
Carga de DBO ₅ , kg/(ha d)	224 – 560	56 – 202	< 17
Remoción de DBO ₅ , %	50 – 85	80 – 95	60 – 80
Remoción de coliformes fecales	1 log	1 log	4 log
Remoción de helmintos, %	70	-	100
Conversión	CO ₂ , CH ₄ , tejido celular bacteriano	Algas CO ₂ , CH ₄ , tejido celular bacteriano	Algas CO ₂ , tejido celular bacteriano, NO ₃
Concentración de algas, mg/L	0 – 5	5 – 20	5 – 10
Sólidos suspendidos en el efluente ^d , mg/L	80 – 160	40 – 60	10 – 30
Función principal	Sedimentación de sólidos, remoción de DBO, estabilización del efluente remoción de helmintos	Remoción de DBO	Remoción de patógenos, remoción de nutrientes

^a Laguna que incluye aireación diagonal. Para lagunas sin aireación adicional las cargas de DBO₅ son alrededor de un tercio de las indicadas.

^b Depende de las condiciones climáticas.

^c Valores típicos. En muchas ocasiones han sido aplicados valores mucho más altos.

^d Incluye algas, microorganismos y sólidos suspendidos no removidos en el sistema. Los valores están basados en una DBO₅ soluble en el influente de 200 mg/l, excepto en las lagunas aeróbicas donde se toma un valor de 200 mg/l de sólidos suspendidos en el influente.

En la tabla anterior se puede observar que las lagunas facultativas permiten obtener remociones de DBO mayores del 80%, aunque en sistemas bien diseñados se pueden alcanzar remociones del 90 %. La remoción de sólidos suspendidos es menor debido a la presencia de algas en el efluente final. En los sistemas lagunares también pueden obtener altas eficiencias de remoción de nitrógeno y fósforo total, de 70-90 % y 30-45%, respectivamente (Mara and Pearson, 1992; IMTA, 1996).

En el caso de la laguna anaerobia, ésta se llena de lodos después de varios años y dependiendo del período de diseño, se realiza su remoción. Generalmente hay una acumulación de 40 litros por habitante por año. Este número es válido en un sistema con desarenador. Estas lagunas pueden diseñarse con un volumen adicional al requerido por la carga volumétrica, con el fin de acumular lodos durante un período fijado. (Collí, et al.), 1994; IMTA, 1996).

3.6.2.1 Gasto de diseño

El gasto medio diario debe medirse si existen colectores de aguas residuales. Si no es el caso, debe ser estimado cuidadosamente, dado que el tamaño de las lagunas y, por ende, su costo, es directamente proporcional al flujo. El gasto de aguas residuales no debe estar basado en el diseño de consumo de agua per cápita, el cual es indebidamente alto debido a que contiene una tolerancia para pérdidas en el sistema de distribución (Collí, et al.), 1994).

Un adecuado valor de diseño es el 75% del consumo de agua dentro de la casa-habitación, esto se determina de los registros de los medidores de agua. Si estos no existen, el gasto de aguas residuales deberá basarse en la experiencia local en comunidades servidas de similar nivel socioeconómico y prácticas de uso del agua o en el último de los casos se considera una parte de aguas residuales del 75 % de la dotación promedio. El flujo de diseño en lagunas de estabilización se encuentra entre 100-400 l/hab día (UNAM, 1966; Collí, et al., 1994; IMTA, 1994).

3.6.2.2 Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)

Lo más adecuado es obtener el valor de la DBO promedio del agua residual a tratar en muestras completas de 24 horas, tomadas cada 3 horas durante una semana. Si esto no es posible, debido a que se trata de una obra nueva, calcule la DBO aportada mediante la siguiente fórmula:

Donde: DBO = Demanda bioquímica de oxígeno, en $\text{g/m}^3 = \text{mg/l}$

P_{eq} = Carga de materia orgánica promedio arrojada por un habitante diariamente para población equivalente. El valor que se toma es el de 54 g/hab-día

P_f = Población futura para un periodo de 20 años habitantes

Q_{med} = Gasto medio de diseño, $\text{m}^3\text{-d}^{-1}$

El rango usual de la DBO en el influente está entre 150 a 70 mg/l. (Collí, et al.), 1994; IMTA, 1994)

3.6.2.3 Coliformes Fecales

El promedio de cuatro muestras simples tomadas con intervalo de seis horas durante un periodo de 24 horas, puede ser utilizado para medir la concentración de coliformes fecales en el agua residual. Las muestras deben analizarse por el método del número más probable (APHA, 1992) antes de seis horas manteniéndolas previamente en refrigeración. Para cálculos de obras nuevas los coliformes fecales se consideran entre $N_0 = 1 \times 10^7 - 1 \times 10^8$ NMP/100 ml (Collí et al.), 1994; IMTA, 1994).

3.6.2.4 Temperatura y evaporación neta

La temperatura determina la velocidad del proceso de tratamiento. Las bacterias y algas funcionan mejor si la temperatura ambiente o del agua es alta (hasta 35 ° C). Por esta razón se necesita menos superficie y volumen en zonas calientes que en zonas frías (Collí, et al.), 1994).

La temperatura usual de diseño es la temperatura media del aire del mes más frío, para un periodo de observación meteorológica deseable de diez años, en la estación meteorológica más cercana. Esto provee un pequeño margen de seguridad, dado que las temperaturas de las lagunas son de 2 a 3°C más cálidas que el aire (lo contrario sucede en la estación más cálida); de esta manera se asegura que la laguna funcione bien en la etapa crítica para el proceso (Collí, et al.), 1994).

La evaporación neta (precipitación - evaporación) tiene que tomarse en cuenta en el diseño de las lagunas de estabilización. Se utilizan las tasas netas de evaporación anual y evaporación del mes más cálido; adicionalmente se debe realizar un balance hidráulico en el mes más cálido. El rango usual de la evaporación neta está entre 0-20 mm/d (Collí, et al.), 1994; IMTA, 1994).

3.6.3 Especificaciones generales

3.6.3.1 Forma de la laguna

Existen pocos trabajos rigurosos para determinar el tamaño y forma óptima de la laguna. La más común es la rectangular ya que proporciona una distribución más uniforme de la carga orgánica que lagunas con forma circulares o de forma irregular. Usualmente la geometría óptima, que incluye no solamente el tamaño de la laguna, sino también la posición relativa de las entradas y salidas, es lo que minimiza los cortocircuitos hidráulicos (Colli, et al.), 1994; IMTA, 1994).

En general, las lagunas anaerobias y facultativas primarias son rectangulares, con relaciones largo-ancho de 2 o 3 a 1 que evitan la formación de bancos de lodo cercanos a la entrada. Las secundarias y de maduración pueden tener una relación largo-ancho entre 3 y 8 con el objetivo de que se aproximen al flujo pistón. La forma alargada permite tener el mínimo de secciones con cortocircuitos (generación de áreas donde se forman condiciones anaerobias y en consecuencia se rompa la continuidad del tratamiento). La instalación de mamparas contribuye a resolver el problema del trayecto de las aguas residuales e incrementa la eficiencia del tratamiento, ya que se obliga al proceso a comportarse hidráulicamente como un flujo pistón (Colli, et al), 1994; IMTA, 1994; IMTA, 1995).

Las lagunas no necesitan ser estrictamente rectangulares, pueden ser suavemente curvadas si es necesario o se desea por razones de estética. Para facilitar que el viento induzca el mezclado de las capas superficiales, la laguna podría estar localizada con la dimensión más larga en la dirección del viento dominante. Si éste es variable de acuerdo a la estación, se recomienda tomar en cuenta la dirección del viento en la estación caliente cuando la estratificación termal es más grande (Colli, et al), 1994).

3.6.3.2 Estructuras de entrada y salida

Existe una amplia variedad de diseños para estructuras de entrada y salida y a condición de que se sigan conceptos básicos certeros, el diseño preciso es relativamente de poca importancia. Los dispositivos de entrada y salida tendrán que ser simples, baratos y además deberán permitir muestrear los efluentes lagunares (UNAM, 1966; Colli, et al.), 1994).

La entrada a las lagunas primarias anaerobias deben descargar abajo del nivel del agua para minimizar los cortocircuitos especialmente en las lagunas poco profundas y de esta manera reducir la cantidad de natas (lo cual es importante en lagunas facultativas). Los dispositivos de entrada a lagunas secundarias facultativas y de maduración deberán también descargar debajo del nivel del agua, preferiblemente a la profundidad media para reducir la posibilidad de cortocircuito (UNAM, 1966; Colli, et al., 1994).

Las salidas de todas las lagunas tienen que estar protegidas con trampas de natas, las cuales controlan el desnivel del efluente, esta trampa es importante puesto que tendrá una influencia significativa en la calidad del efluente. En lagunas facultativas la trampa de natas deberá extenderse justo abajo del estrato de algas cuando la laguna está estratificada tal que minimice la cantidad de algas que abandonan la laguna y por consiguiente la DBO (UNAM, 1966; Collí, et al.), 1994).

En lagunas anaerobias la trampa deberá estar cerca de la máxima profundidad del lodo pero abajo de alguna corteza superficial, mientras que en la laguna de maduración deberá ser en el nivel de la mejor calidad microbiológica. En general, se recomiendan los siguientes niveles de extracción:

Laguna anaerobia: 300 mm

Laguna facultativa: 600 mm

Laguna de maduración: 50 mm

La instalación de una trampa de natas de altura variable es recomendable siempre que permita el nivel óptimo de extracción al que deba operar (UNAM, 1966; Collí, et al.), 1994).

3.6.4 Localización

La ubicación del sistema lagunar y el diseño físico de las lagunas de estabilización deben hacerse cuidadosamente, pues son tan importantes como el diseño del proceso y pueden afectar significativamente la eficiencia deseada de tratamiento. En la selección del sitio apropiado para la construcción de lagunas de estabilización deben considerarse los siguientes aspectos:

- Ubicación respecto al drenaje existente y futuro.
- Características físicas y geotécnicas del terreno.
- Distancia hasta los linderos de urbanización.
- Precio del terreno.
- Impacto ambiental de las lagunas de estabilización (IMTA, 1994).

Lo más importante para seleccionar el sitio de ubicación de la laguna es que se encuentre al final de sistema de drenaje, donde ya no haya más aportaciones de caudal. El propósito es evitar el bombeo de agua que hubiese quedado debajo del nivel de la laguna, con el consecuente ahorro de costos cuando esto sea posible (Collí, et al.), 1994; IMTA, 1994).

La distancia hasta los inicios de urbanización se determina en función del sistema lagunar (si incluye lagunas anaerobias) y de la dirección de los vientos predominantes en la región, de esta manera se evitan molestias a la población por malos olores generados en el sistema de tratamiento (IMTA, 1994).

Las lagunas anaerobia, facultativa y de maduración deben colocarse al menos a 1000, 500 y 100 m respectivamente, viento abajo de la comunidad que sirven, y estar alejadas de algún área de futura expansión poblacional. Para asegurar el acceso vehicular a la laguna y minimizar el movimiento de tierra, el sitio deberá ser llano o de pendiente suave. (Colli, et al), 1994; IMTA, 1994).

Actualmente muchas lagunas no funcionan por razones de alta permeabilidad, por las aguas que se infiltran al subsuelo, por lo tanto, es indispensable hacer un estudio de mecánica de suelo. Antes de tomar la decisión de comprar uno de los lugares elegidos, primero debe caracterizarse y clasificarse el suelo de cada uno de ellos con la finalidad de estimar su compresibilidad, permeabilidad, tenacidad y capacidad de carga, esto permitirá seleccionar la mejor adquisición. Por último, debe haber disponibilidad de terreno para ampliaciones o modificaciones futuras (Colli, et al), 1994; IMTA, 1994).

3.6.5 Ejemplo de diseño para el sistema de lagunas de estabilización

Las ecuaciones de diseño para el dimensionamiento de lagunas anaerobias, facultativas y de maduración están dadas en el Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (Libro II, 3a Sección) editado por el IMTA en 1994. Por lo tanto, en este trabajo los ejemplos de diseño se realizan de acuerdo al procedimiento establecido en este Manual.

Ejemplo: Diseñar un sistema de lagunas de estabilización para diferentes rangos de población. Datos de partida: $DBO_5 = 220$ mg/l (valor típico en el agua residual, Metcalf & Eddy, 1991), $N_5 = 1 \times 10^7$ NMP/100 ml de coliformes fecales (IMTA, 1994), $T = 11.8$ ° C (temperatura del mes más frío en Cuernavaca) y la tasa de evaporación neta = 5 mm/d (tasa de evaporación neta del mes más cálido en Cuernavaca).

En lagunas anaerobias el diseño se hará de acuerdo al método de Marais y para lagunas facultativas y de maduración se seguirá el procedimiento de flujo disperso.

La aportación de las aguas residuales es el 75 % de la dotación de agua potable (en 1/hab-día), este valor varía dependiendo de la clase socioeconómica y el clima. Por lo tanto, en este manual se tomará una aportación de 154 l/hab/día, este valor corresponde a una clase social media y considerando un clima semicálido (Ochoa, et al), 1994).

Para ejemplificar el diseño de lagunas anaerobias, facultativas y de maduración, se tomará en cuenta que el rango de población de cien habitantes. Para el cálculo de cada parámetro se colocará entre paréntesis el número de la tabla o ecuación utilizada correspondiente al *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento*, en el caso que no se mencione la ecuación, la forma se detalla dentro del cálculo.

3.6.5.1 Laguna anaerobia (Método de Marais)

1) Carga orgánica (C.O)

$$C.O. = Q_i * DBO / 1000 = (15.4 \text{ m}^3/\text{d}) (220 \text{ mg/l}) (1000) = 3.39 \text{ Kg/d}$$

2) De la tabla 2.3 se calcula la carga de diseño

A una $T = 11.8 \text{ }^\circ\text{C}$ se tiene:

T (°C)	Carga volumétrica (g/m ³ -d)	Remoción DBO (%)
10-20	$20T - 100$	$2T + 20$

Se sustituye $T=11.8 \text{ }^\circ\text{C}$ en la ecuación de carga volumétrica $\lambda = 20 T - 100$

$$\lambda_v = 20(11.8) - 100 = 136 \text{ g/m}^3\text{-d}$$

El valor de carga volumétrica se encuentra dentro del rango establecido:

$$\lambda_v = 100 - 300 \text{ g DBO}_5/\text{m}^3\text{-d}$$

3) Remoción de la DBO (de la tabla 2.3)

$$\% \text{ de DBO removida} = 2T + 20 = 2(11.8) + 20 = 43.6$$

4) Volumen de la laguna. Se obtiene utilizando la ecuación (20)

$$V_a = L_i Q_i / \lambda_v = (220 \text{ mg/l})(15.4 \text{ m}^3/\text{d}) / (136 \text{ g/m}^3\text{-d}) = 24.91 \text{ m}^3$$

5) Área de la laguna ($Z = 2 - 4 \text{ m}$). Se calcula utilizando la ecuación (22)

$$A_{an} = V_a / Z = (24.91 \text{ m}^3) / (4\text{m}) = 6.23 \text{ m}^2$$

6) Tiempo medio de residencia hidráulico (ecuación 21)

$$O_a = V_a / Q_i = (24.91 \text{ m}^3) / (15.4 \text{ m}^3/\text{d}) = 1.62 \text{ días}$$

7) Concentración de la DBO en el efluente

$$\begin{aligned} DBO_e &= (100 - \% \text{ DBO removida}) * (DBO_i) \\ DBO_e &= (100 - 43.6/100)(220 \text{ mg/l}) = 124.08 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

8) Gasto en el efluente (ecuación 69)

$$Q_e = Q_i - 0.001 A_f e = (15.4 \text{ m}^3/\text{d}) - (0.001)(6.23 \text{ m}^2)(5) = 15.37 \text{ m}^3/\text{d}$$

9) Remoción de coliformes fecales

- Constante global de decaimiento (ecuación 38)

$$K_T (d^{-1}) = 2.6 (1.19)^{T^{20}} = 2.6 (1.19)^{11.8-20} = 0.6244 d^{-1}$$

- Coliformes fecales en el efluente, NMP/100 ml (ecuación 36)

$$N_e = N_0 / (1 + K_T \cdot t) = 1 \cdot 10^7 / (1 + (0.6244 d^{-1}) (1.62 d)) = 4.97 \cdot 10^6 \text{ NMP/100 ml}$$

10) DBO_e corregida por evaporación

$$DBO_{e\text{corr}} = (DBO_e) (Q_i) / Q_e = (124.08 \text{ mg/l}) (15.4 \text{ m}^3/\text{d}) / (15.37 \text{ m}^3/\text{d}) = 124.33 \text{ mg/l}$$

11) Coliformes fecales corregidos por evaporación

$$N_{e\text{corr}} = (N_e)(Q_i) / Q_e = (4.97 \cdot 10^6 \text{ NMP/100 ml})(15.4 \text{ m}^3/\text{d}) / (15.37 \text{ m}^3/\text{d}) = 4.98 \cdot 10^6 \text{ NMP/100 ml}$$

12) Dimensionamiento de la laguna Relación largo/ancho $X = 2$ (ecuaciones 23 y 24)

$$B_{\text{prom}} = (A_{\text{prom}} / X)^{1/2} = (6.23 \text{ m}^2 / 2)^{1/2} = 1.76 \text{ m}$$

$$L_{\text{prom}} = A_{\text{prom}} / B_{\text{prom}} = (6.23 \text{ m}^2) / (1.76 \text{ m}) = 3.53 \text{ m}$$

Considerando un talud de 0: 1 se tiene que:

$$B_{\text{SUP}} = B_{\text{prom}} + (Z)(\text{Talud}) = 1.76 \text{ m} + (4 \text{ m})(0) = 1.76 \text{ m}$$

$$L_{\text{SUP}} = L_{\text{prom}} + (Z)(\text{Talud}) = 3.53 \text{ m} + (4 \text{ m})(0) = 3.53 \text{ m}$$

Cálculo del área superficial:

$$A_{\text{SUP}} = (B_{\text{SUP}}) (L_{\text{SUP}}) = (1.76 \text{ m}) (3.53 \text{ m}) = 6.23 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{INF}} = B_{\text{prom}} - (Z)(\text{Talud}) = 1.76 \text{ m} - (4 \text{ m})(0) = 1.76 \text{ m}$$

$$L_{\text{INF}} = L_{\text{prom}} - (Z)(\text{Talud}) = 3.53 \text{ m} - (4 \text{ m})(0) = 3.53 \text{ m}$$

En la tabla 3.2 se resume el cálculo para lagunas anaerobias que sirven a un rango de población de 16 a 100 habitantes.

Tabla 3.2 Dimensionamiento de lagunas anaeróbicas por rangos de población

No. Ab.	V_a m^3	A_{prom}	B_{prom} m	L_{prom} m	B_{sup} m	L_{sup} m	A_{sup} m	B_{inf} m	L_{inf} m
16-20	4.98	1.25	0.79	1.58	0.79	1.58	1.25	0.79	1.58
21-30	7.47	1.87	0.97	1.93	0.97	1.93	1.87	0.97	1.93
31-40	9.96	2.49	1.12	2.23	1.12	2.23	2.49	1.12	2.23
41-60	14.95	3.74	1.37	2.73	1.37	2.73	3.74	1.37	2.73
61-80	19.93	4.98	1.58	3.16	1.58	3.16	4.98	1.58	3.16
81-100	24.91	6.23	1.76	3.53	1.76	3.53	6.23	1.76	3.53

1) *Carga orgánica (C. O.)*

$$C.O. = Q_i \cdot DBO / 1000 = (15.37 \text{ m}^3/\text{d})(124.33 \text{ mg/l}) / (1000) = 1.91 \text{ Kg/d}$$

2) *Carga superficial de diseño (ecuación 28)*

$$\lambda_s = 250 (1.085)^{T-20} = 250 (1.085)^{11.8-20} = 128.06 \text{ Kg/ha-d}$$

3) *Area de la laguna facultativa (ecuación 25)*

$$\lambda_s = 10 L_i Q_{med} / A_f = A_f = 10 L_i Q_{med} / \lambda_s$$

$$A_f = 10 (124.33 \text{ mg/L})(15.37 \text{ m}^3/\text{d}) / (128.06 \text{ Kg ha-d}) = 149.21 \text{ m}^2$$

4) *Volumen de la laguna (ecuación 22)*

$$V = (A)(Z) = (149.21 \text{ m}^2)(1.5 \text{ m}) = 223.8 \text{ m}^3$$

5) *Tiempo de residencia /hidráulica (ecuación 29)*

$$O_r = V / Q_{med} = (223.8 \text{ m}^3) / (15.37 \text{ m}^3/\text{d}) = 14.56 \text{ días}$$

6) *Dimensionamiento de la laguna. Relación largo/ancho $X = 1$ (ecuaciones 23 y 24)*

$$B_{prom} = (A_{prom}/X)^{1/2} = (149.21 \text{ m}^2 / 1)^{1/2} = 12.22 \text{ m}$$

$$L_{prom} = A_{prom}/B_{prom} = (149.21 \text{ m}^2) / (12.22 \text{ m}) = 12.22 \text{ m}$$

Considerando un talud de 2:1 se tiene que:

$$B_{sup} = B_{prom} + (Z) (\text{Talud}) = 12.22 \text{ m} + (1.5 \text{ m}) (2) = 15.22 \text{ m}$$

$$L_{sup} = L_{prom} + (Z) (\text{Talud}) = 12.22 \text{ m} + (1.5 \text{ m}) (2) = 15.22 \text{ m}$$

Cálculo del área superficial:

$$A_{\text{sup}} = (B_{\text{sup}}) (L_{\text{sup}}) = (15.22 \text{ m}) (15.22 \text{ m}) = 231.50 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{inf}} = B_{\text{prom}} + (Z) (\text{Talud}) = 12.22 \text{ m} + (1.5 \text{ m}) (2) = 9.22 \text{ m}$$

$$L_{\text{inf}} = L_{\text{prom}} + (Z) (\text{Talud}) = 12.22 \text{ m} + (1.5 \text{ m}) (2) = 9.22 \text{ m}$$

7) Gasto en el efluente

$$Q_e = Q_i - 0.001 A_r e = (15.37 \text{ m}^3/\text{d}) - (0.001) (231.50 \text{ m}^2) (5) = 14.21 \text{ m}^3/\text{d}$$

Relación largo/ancho X. Considerando dos mamparas con longitud de 0.70 el largo de la laguna se tiene que.

$$X = (L_{\text{prom}}) (0.7) (\text{No. mamparas} + 1) / (B_{\text{prom}}) (\text{No. mamparas} + 1)$$

$$X = (12.22 \text{ m}) (0.7) (2+1) / (12.22 \text{ m}) (2+1) = 6.3$$

8) Remoción de coliformes fecales

- Coeficiente de dispersión (ecuación 48)

$$d = X / -0.26118 + 0.25392X + 1.0136X^2$$

$$d = 6.3 / -0.26118 + 0.25392(6.3) + 1.0136(6.3)^2 = 0.1516$$

- Cálculo del coeficiente de decaimiento K_b (ecuación 50)

$$K_{\text{bfac}} = 0.841 (1.075)^{T-20} = 0.841 (1.075)^{11.8-20} = 0.4648$$

- Cálculo del factor <<a>> (ecuación 51)

$$a = (1 + 4 K_b d)^{1/2}$$

$$a = [1 + 4 (0.4648)(14.56) (0.1516)]^{1/2} = 2.2591$$

- Coliformes fecales en el efluente, NMP/100 ml (ecuación 52)

$$N_t / N_0 = 4 a e^{(1-a/2d)} / (1+a)^2$$

$$N_t / N_0 = 4 (2.2591) e^{(1-2.2591/2(0.1516))} / (1+2.2591)^2 = 0.013$$

$$N_t = (0.013) (4.98 \times 10^6) = 6.66 \times 10^4 \text{ NMP/100 ml}$$

9) Coliformes fecales corregidos por evaporación

$$N_{\text{ecorr}} = (N_e) (Q_i) / Q_e = (6.66 \times 10^4 \text{ NMP/100 ml}) (15.37 \text{ m}^3/\text{d}) / (14.21 \text{ m}^3/\text{d}) = 7.2 \times 10^4 \text{ NMP/100ml}$$

10) Concentración de la DBO en el efluente

$$K_f = K_{r35} / 1.085^{(35-T)}$$

donde $K_{r35}=1.066$, por lo tanto:

$$K_f = (1.066) / 1.085^{(35-11.8)} = 0.16 \text{ d}^{-1}$$

$$DBO_e = DBO_0 / (K_f \cdot t + 1) = 124.33 \text{ mg/l} / (0.16 \text{ d}^{-1} \cdot 14.56 \text{ d}) + 1 = 37.24 \text{ mg/l}$$

11) eficiencia de la remoción de la DBO

$$\text{Eficiencia} = (DBO_0 - DBO_e / DBO_0) \cdot 100$$

$$\% \text{ remoción de DBO} = (124.33 \text{ mg/l} - 37.24 \text{ mg/l} / 124.33 \text{ mg/l}) \cdot (100) = 70.05$$

12) DBO_e corregida por evaporación

$$DBO_{ecorr} = (DBO_e) (Q_1) / Q_e = (37.24 \text{ mg/l}) (15.37 \text{ m}^3/\text{d}) / (14.21 \text{ m}^3/\text{d}) = 40.27 \text{ mg/l}$$

En la tabla 3.3. se resume el cálculo para lagunas facultativas que sirven a un rango de población de 16 a 100 habitantes.

Tabla 3.3 Dimensionamiento de lagunas facultativas por rangos de población

No. Hab.	V_a m^3	A_{prom}	B_{prom} m	L_{prom} m	B_{sup} m	L_{sup} m	A_{sup} m^2	B_{inf} m	L_{inf} m
16-20	44.8	29.84	5.46	5.46	8.46	8.46	71.62	2.46	2.46
21-30	67.1	44.76	6.69	6.69	9.69	9.69	93.91	3.69	3.69
31-40	89.5	59.69	7.73	7.73	10.73	10.73	115.04	4.73	4.73
41-60	134.3	89.53	9.46	9.46	12.46	12.46	155.30	6.46	6.46
61-80	179.1	119.37	10.93	10.93	13.93	13.93	193.92	7.93	7.93
81-100	223.8	149.21	12.22	12.22	15.22	15.22	231.50	9.22	9.22

3.6.5.3 Laguna de maduración (Método de flujo disperso)

1) *Tiempo de retención hidráulico* ($\theta=12.085$ días). Este parámetro se calcula mediante el método de tanteo con la ecuación (37) del Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

2) *Volumen de la laguna* (ecuación 47)

$$V = (Q_1) (\theta) = (14.21 \text{ m}^3/\text{d}) (12.085 \text{ d}) = 171.74 \text{ m}^3$$

3) *Área de la laguna* ($Z=1.5$ m). se calcula utilizando la ecuación (22)

$$A_a = V_a / Z = (171.74 \text{ m}^3) / (1.5 \text{ m}) = 114.50 \text{ m}^2$$

4) Dimensiones de la laguna

Se toma el mismo ancho y profundidad de la laguna facultativa

$$B_{sup} = B_{prom} + (Z) (\text{Talud}) = 12.22 \text{ m} + (1.5 \text{ m}) (2) = 15.22 \text{ m}$$

$$L_{sup} = L_{prom} + (Z) (\text{Talud}) = 9.37 \text{ m} + (1.5 \text{ m}) (2) = 12.37 \text{ m}$$

Cálculo del área superficial:

$$A_{sup} = (B_{sup}) (L_{sup}) = (15.22 \text{ m}) (12.37 \text{ m}) = 188.26 \text{ m}^2$$

$$B_{inf} = B_{prom} - (Z) (\text{Talud}) = 12.22 \text{ m} - (1.5 \text{ m}) (2) = 9.22 \text{ m}$$

$$L_{inf} = L_{prom} - (Z) (\text{Talud}) = 9.37 \text{ m} - (1.5 \text{ m}) (2) = 6.37 \text{ m}$$

5) Gasto en el efluente

$$Q_e = Q_i - 0.001 A_f e = (14.21, ^3/d) - (0.001) (188.26 \text{ m}^2) (5) = 13.27 \text{ m}^3/d$$

La relación largo/ancho X se calcula considerando cuatro mamparas con longitud de 0.70 el largo de la laguna.

$$X = (L_{prom}) (0.7) (\text{No. mamparas} + 1) / (B_{prom}) / (\text{No. mamparas} + 1)$$

$$X = (9.37 \text{ m}) (0.7) (4+1) / (12.22 \text{ m}) / (4+1) = 13.4283$$

6) remoción de coliformes fecales

- Coeficiente de dispersión (ecuación 48)

$$d = X / -0.26118 + 0.25392 X + 1.0136 X^2$$

$$d = 13.4283 / -0.26118 + 0.25392 (13.4283) + 1.0136 (13.4283)^2 = 0.0722$$

- Cálculo del coeficiente de decaimiento kb (ecuación 50)

$$K_{brac} = 0.841 (1.075)^{T-20} = 0.841 (1.075)^{11 \text{ } 8-20} = 0.4648$$

- Cálculo del factor <<a>> (ecuación 51)

$$a = (1 + 4 K_b d)^{1/2}$$

$$a = [1 + 4 (0.4648)(12.085)(0.0722)]^{1/2} = 1.619$$

- Coliformes fecales en el efluente, NMP/100 ml (ecuación 52)

$$N_f / N_o = 4 a e^{(1-a/2d)} / (1+a)^2$$

$$N_f / N_o = 4 (1.619) e^{(1-1.619/2(0.0722))} / (1+1.619)^2 = 0.013$$

$$N_f / N_o = (0.013) (7.2 \cdot 10^4) = 933 \text{ NMP/100 ml}$$

- Coliformes fecales corregidos por evaporación

$$N_{\text{ecorregida}} = (N_e)(Q_i)/Q_e = (933 \text{ NMP}/100 \text{ ml})(14.21 \text{ m}^3/\text{d})/(13.27 \text{ m}^3/\text{d}) = 1000 \text{ NMP}/100 \text{ ml}$$

8) concentración de la DBO en el efluente

$$K_r = K_{r35}/1.085^{(35-T)}$$

donde $K_{r35} = 1.00$, por lo tanto:

$$K_r = 1.00/1.085^{(35-11.8)} = 0.15 \text{ d}^{-1}$$

$$DBO_e = DBO_i / (K_r \cdot t + 1) = 40.27 \text{ mg/l} / (0.15 \text{ d}^{-1} \cdot 12.085 \text{ d} + 1) = 14.28 \text{ mg/l}$$

9) eficiencia de la remoción de la DBO

$$\% \text{ remoción de DBO} = (40.27 \text{ mg/l} - 14.28 \text{ mg/l} / 40.27 \text{ mg/l})(100) = 64.55$$

$$10) DBO_{\text{ecorregida}} = (DBO_e)(Q_i)/Q_e = (14.28 \text{ mg/l})(14.21 \text{ m}^3/\text{d}) / (13.27 \text{ m}^3/\text{d}) = 15.29 \text{ mg/l}$$

En la tabla 3.4 se resume el cálculo para lagunas de maduración que sirven a un rango de población de 16 a 100 habitantes.

Tablas 3.4 dimensionamiento de lagunas de maduración por rangos de población

No. Hab.	V_a m^3	A_{prom}	B_{prom} m	L_{prom} m	B_{sup} m	L_{sup} m	A_{sup} m^2	B_{inf} m	L_{inf} m
16-20	33.81	22.54	5.46	4.13	8.46	7.13	60.31	2.46	1.13
21-30	51.02	34.01	6.69	5.08	9.69	8.08	78.34	3.69	2.08
31-40	68.26	45.51	7.73	5.89	10.73	8.89	95.36	4.73	2.89
41-60	102.77	68.52	9.46	7.24	12.46	10.24	127.62	6.46	4.24
61-80	137.26	91.51	10.93	8.38	13.93	11.38	158.41	7.93	5.38
81-100	171.74	114.50	12.22	9.37	15.22	12.37	188.26	9.22	6.37

Considerando las características del agua residual tratada que provengan de un tanque séptico se diseñó la laguna facultativa y de maduración, el cálculo se realizó de acuerdo al procedimiento anteriormente descrito. En el anexo A se presentan los resultados para estas lagunas con un pretratamiento inicial con tanque séptico.

Con el fin de simplificar la consulta al lector, en el punto 3.8 se muestran los planos funcionales y estructurales del sistema; sin embargo, los cuatro anexos que están en la parte final de este manual contienen información complementaria para el diseño de lagunas anaerobias, facultativas y de maduración. En el anexo A se presenta la memoria de cálculo; en el B, diseño estructural de la laguna anaerobia; en el C, catálogo de conceptos de obra y en el D, los planos funcionales y estructurales a escala completa.

3.7 OPERACION Y MANTENIMIENTO

El propósito fundamental de realizar la operación y mantenimiento de los sistemas lagunares de manera correcta, es el de obtener la eficiencia de tratamiento para la cual fueron diseñadas. En un gran número de casos las lagunas se han puesto a trabajar con ausencia de supervisión en la operación y mantenimiento, lo que ha ocasionado fallas en su funcionamiento, disminución en la eficiencia del proceso y en otras ocasiones el cierre de ellas (González, 1981; Collí, et al., 1994; IMTA, 1996).

Para que la operación de las lagunas sea eficiente, es de gran importancia tomar en cuenta aspectos como la selección del sitio de construcción y la definición del criterio de diseño (remoción de patógenos, DBO o nitrógeno amoniacal) (Collí, et al., 1994).

Los objetivos de la operación y mantenimiento son:

- Homogeneizar los procedimientos de operación y mantenimiento.
- Establecer criterios para definir la cantidad y calidad de recursos humanos (técnicos y administrativos) requeridos.
- Describir los procesos del funcionamiento, así como la indicación de los principales parámetros de diseño, operación y mantenimiento.
- Señalar los problemas principales de operación y mantenimiento, sus efectos a corto plazo y su solución (Collí, et al., 1994).

3.7.1 Arranque del proceso

Una laguna no puede aceptar inmediatamente la carga completa para la que fue diseñada, por lo que necesita un período de ajuste equivalente a diferentes períodos de residencia hidráulicos; esto puede hacerse aumentando gradualmente el gasto con la finalidad de tener tiempos de residencia altos, hasta llegar al gasto de diseño. El tiempo que toma el alcanzar el equilibrio o la estabilización dependerá del tipo de desecho, tipo de laguna y las condiciones meteorológicas locales. El periodo de arranque deberá hacerse durante la época más cálida para lograr una estabilización rápida del agua residual (González, 1981; Collí, et al., 1994; IMTA, 1994).

3.7.1.1 Lagunas anaeróbicas

Estas lagunas se llenan en forma continua hasta su altura de diseño, operan más eficientemente en el arranque si se les añade lodo digerido de cualquier proceso anaerobio, este lodo proveerá el cultivo de organismos necesario y una capacidad de amortiguamiento inicial. Durante la primera etapa de fermentación ácida, puede adicionarse cal para elevar el pH de 6.5-7.0 y así obtener un buen control de olores y permitir el desarrollo de las bacterias metanogénicas, sin embargo, el establecimiento de condiciones permanentes de fermentación toma un tiempo considerable dependiendo de la temperatura (González, 1981; Collí, et al., 1994; IMTA, 1994).

La sobrecarga orgánica causada por aumento en la concentración o caudal, puede ocasionar que la velocidad a la que se producen los ácidos durante la etapa de fermentación sea mayor que la velocidad de consumo de estos. La acumulación de estos ácidos no degradados conduce a la inhibición de las bacterias metanogénicas con lo que se rompe la estabilidad del reactor (Monroy, 1992; Colli, et al., 1994).

3.7.1.2 Lagunas facultativas

Una laguna facultativa no puede recibir inmediatamente la DBO o la carga hidráulica de diseño. En primer lugar, el crecimiento de las algas no puede establecerse tan rápidamente como la población bacteriana, por lo que es necesario un mayor periodo de aclimatación que las anaerobias; en segundo lugar esta laguna puede requerir tiempo para un auto sellado u obturación de los intersticios de la capa del fondo y, como tercer punto, la población servida para la cual fue planeada la laguna puede no estar conectada al sistema de alcantarillado. Normalmente las lagunas son llenadas gradualmente (1/10 del gasto final) permitiendo el desarrollo de poblaciones de bacterias y algas (esto toma de diez a veinte días) y alcanzan el gasto final en un mes, pero lo ideal es llenarlas con agua clara y lodo digerido antes de introducir el agua residual (González 1981; Colli, et al., 1994; IMTA, 1994).

Otro procedimiento es llenar la laguna facultativa y darle un periodo de adaptación. En este método la laguna se llena tan rápidamente como sea posible con agua residual, a una profundidad de 1 m y permanece sin alteración durante un periodo de veinte días, o hasta que la laguna tenga un color verdoso o azul verdoso. Este periodo de adaptación se da en dos fases: la fase bacteriana seguida de la fase algal. normalmente no se requiere inoculación. Cuando las lagunas desarrollan un color verde, se abren las entradas y salidas para aceptar las cargas de diseño (Gloyna, 1971; González, 1981; Colli, et al., 1994; IMTA, 1994).

3.7.1.3 Lagunas de maduración

Deberán llenarse con agua clara antes de cargarlas. La primera laguna de la serie, cuando se tenga, puede recibir el efluente de la laguna facultativa una vez que esté disponible y las siguientes lagunas de maduración sólo aceptarán el efluente de la laguna precedente hasta que ésta haya recibido su carga completa (Colli, et al., 1994; IMTA, 1994)

Donde no exista agua clara disponible para llenar las lagunas de maduración antes de adicionar el desecho éstas se deberán llenar rápidamente con agua residual cruda y dejarla durante veinte días; posteriormente sólo se adicionará agua residual para compensar las pérdidas por evaporación e infiltración. A medida que la carga superficial se incrementa sobre las lagunas facultativas, igual se hará con las de maduración a medida que el líquido desplazado pase a través de la superficie inundada de las lagunas sucesivas (Arthur, 1983 Colli, et al., 1994).

3.9 BIBLIOGRAFÍA

1. Arthur, J.P., 1983. Notes on the Design and Operation of Waste Stabilization Ponds in Warm Climates of Developing Countries. World Bank Technical Paper Number 7, USA, pp. 106
2. Colli, M.J., et al., 1994. Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Lagunas de estabilización. Libro II. 3ra. Sección. IMTA, México, pp. 163.
3. Comisión Nacional del Agua (CNA), 1994. Manual de diseño de Agua Potable, Alcantarillado y saneamiento. Sistemas Alternativos de Aguas Residuales y Lodos Producidos. Libro II. México, pp. 150.
4. Delgado, V.F. Lagunas de estabilización facultativas para tratamiento de aguas residuales municipales. México, pp. 120.
5. Feachem, R.G., McGarru, M. G., Mara, D.D., 1977. Water Wastes and Health in Hot Climates. John Wiley (Sons. (8) pp. 399.
6. Gloyna, F.E., 1971. Wastes Stabilization Ponds. World Health Organization, Geneva, pp. 175.
7. González, G.C., 1981. Manual de operación de plantas de tratamiento primario de aguas residuales. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Subsecretaría de Planeación. Volumen II.
8. Horan, N.J. (1990). Biological Wastewater Treatment Systems. Theory and Operation. John Wiley & Sons. Pp. 309.
9. IMTA, 1994. Las lagunas de estabilización como Alternativa de Tratamiento de Bajo Costo Aplicabilidad y Criterios de Diseño. Curso-Taller. CNA, Organización Panamericana de la Salud.
10. IMTA, 1995. Las lagunas de estabilización como alternativa al tratamiento para reúso agrícola. Curso Internacional. JICA, Organización Panamericana de la Salud, The University of Liverpool.
11. IMTA, 1996. Diseño y operación de lagunas de estabilización para tratamiento de aguas residuales Industriales y Municipales. Curso-Taller Internacional Avanzado. Organización Panamericana de la Salud, Lagoon Technology International, Overseas Development Administration (ODA).
12. Mara D.D. and Pearson H.D., 1992 <<Sequential batch fed effluents storage reservoirs: a new concept of wastewater treatment prior to unrestricted crop irrigation>>. Water Science and Technology, 26 (7/8), pp. 1459-1464.
13. Marais G.V.R. (1970). Dynamic behavior of oxidation ponds, In: Proceedings of the Second International Symposium on Waste Treatment Lagoons (ed. R.E. McKinney), Laurence: University of Kansas, pp. 15-46.

14. Metcalf (Eddy, Inc. (1991). Wastewater Engineering. Treatment, Disposal and Reuse. Tercera edición, McGraw-Hill, Inc., New York, pp. 1334.
15. Monroy, H. O., 1992. Control de la digestión Anerobia. Curso sobre bioprocesos para el tratamiento de aguas residuales industriales. México, UAM/ORSTOM/IMP.
16. Montejano, U.F., Murguía, V.E., Mendoza, G. G., 1969. Lagunas de estabilización. Oficina Sanitaria Panamericana, O.M.S. Secretaría de Recursos Hidráulicos. Departamento del Distrito Federal. UNAM, México, pp. 150.
17. Ochoa, A. L., Rangel, M. L., Rodríguez, V.J., Delgado, B.J., Vazquez, L. A., 1994. Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Libro V, 1ra. Sección. Comisión Nacional del Agua. pp. 90.
18. Secretaría de Recursos Hidráulicos, Subsecretaría de Planeación, 1975. Sistemas económicos de tratamiento de aguas residuales adecuadas alas condiciones nacionales. Segunda Etapa. Dirección General de Usos del agua y Prevención de la Contaminación. Ed. Diseños Hidráulicos y tecnología ambiental (dhta).
19. UNAM, 1966. Lagunas de estabilización. Facultad de Ingeniería. División de Estudios Superiores. Centro de Ingeniería Sanitaria. Apuntes del curso intensivo No. 8 Oficina Sanitaria Panamericana. Secretaría de Recursos Hidráulicos. Departamento del Distrito Federal. México, pp. 273.
20. Yañez, F. C., 1992. Lagunas de estabilización. Teoría diseño, evaluación y mantenimiento. Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, Ecuador, pp. 421.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
VI.- SANEAMIENTO
4.- FILTRACIÓN INTERMITENTE DE ARENA**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

4. FILTRACIÓN INTERMITENTE DE ARENA

INTRODUCCIÓN

Los filtros intermitentes son lechos profundos de arena o de argon otro material finamente granulado, disponible para el tratamiento de aguas residuales municipales que previamente han recibido pretratamiento, es decir, que han sido tratadas por un tanque séptico o una laguna facultativa.

Si bien, aun cuando estos sistemas requieren grandes superficies de terreno que elevan los costos de construcción y mantenimiento, ofrecen un tratamiento sencillo que puede producir un efluente claro, incoloro y estable, además son bastante eficientes en la remoción de microorganismos, sólidos suspendidos (SS), demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y nitrógeno (N), lo que permite al efluente una amplia gama de posibilidades para su reuso. Por otro lado, una característica favorable es su flexibilidad a la formación de arreglos en un tren de tratamiento, por ejemplo, como unidades de pulimento en sistemas lagunares obteniendo una excelente calidad del agua tratada, de ahí que sea recomendado como una alternativa para destinar el efluente a rehuso agrícola.

El tratamiento del agua residual mediante la acción fisico-biológica de los filtros intermitentes de arena se presenta como una opción eficiente que se adapta a las condiciones y necesidades del medio rural, ya que no necesita de un equipo y manejo complicado.

En este capítulo se desarrolla en forma sencilla una descripción del sistema, elementos que lo conforman, su funcionamiento y. Además, se enumeran las ventajas y desventajas asociadas con el proceso.

Posteriormente, se presenta la metodología para el diseño de un filtro intermitente de arena, partiendo de los criterios hasta el diseño del sistema para un rango de población de uno a cien habitantes, posteriormente se encontrara información referentes a su operación y mantenimiento, así como los distintos planos, catálogo de conceptos de obra y hoja de cálculo.

4.1 OBJETIVO

El principal objetivo del proceso de filtración intermitente de arena es la aplicación de un método sencillo y confiable de purificación de aguas residuales domésticas por medio de la eliminación de microorganismos y materia en suspensión contenidos en el agua, además de presentarse como una alternativa para combinarse con otros sistemas de tratamiento para elevar la calidad del efluente.

4.2 DESCRIPCION

La filtración intermitente de arena es un proceso de purificación del agua, el cual consiste en hacer pasar el agua residual a través del lecho filtrante de arena u otro material finamente granulado, reteniéndose de esta manera la materia orgánica y los sólidos suspendidos presentes en el agua residual (Babbitt and Baumann, 1983).

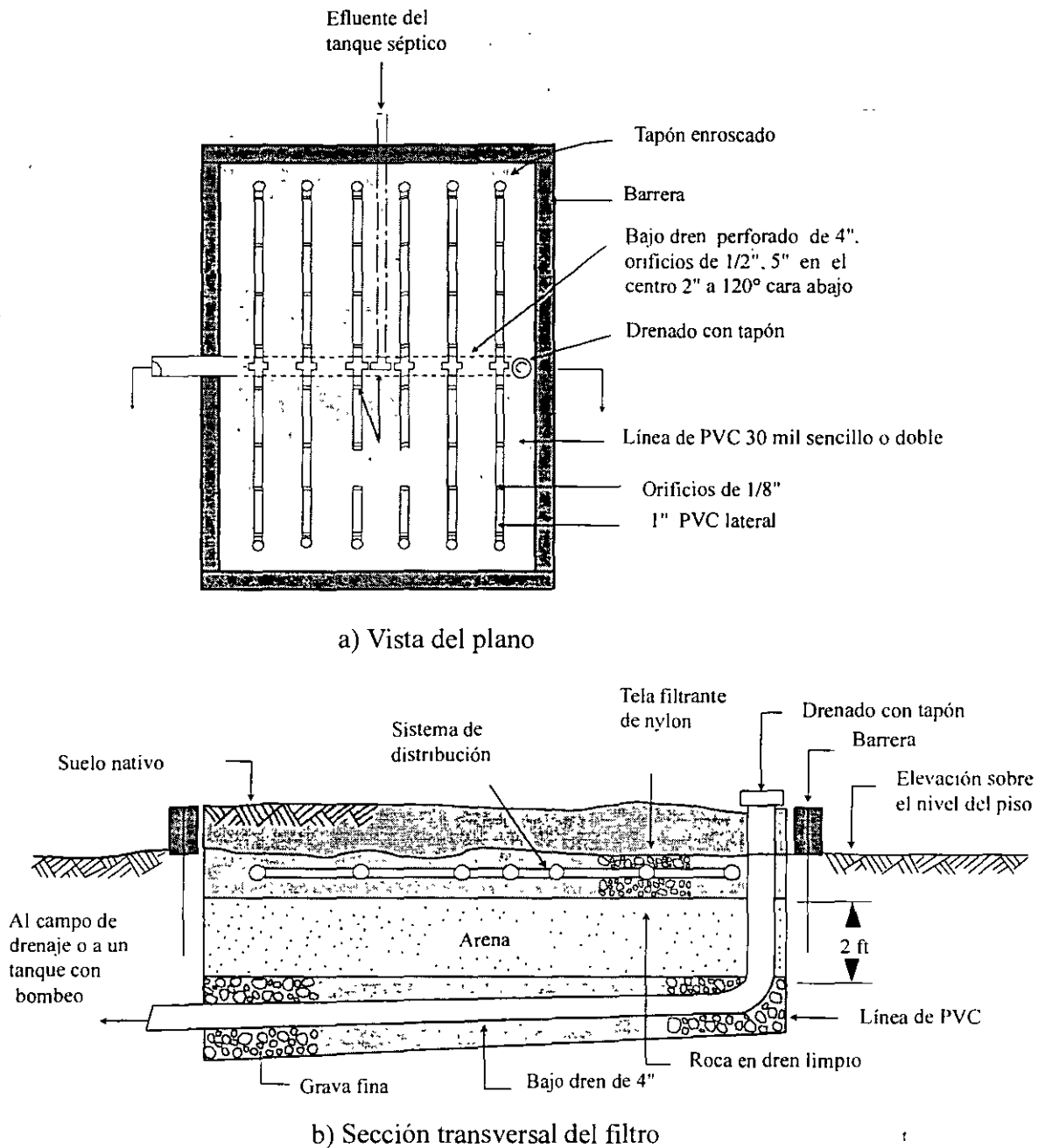
La aplicación del líquido sobre la superficie de arena se lleva a cabo por un sistema de distribución superficial y opera aplicando el efluente del tanque séptico o laguna de facultativa en forma periódica o intermitente, hasta una predeterminada diferencia de presión limitada por la obra muerta disponible que es alcanzada. En este punto el lecho es drenado y limpiado, el líquido tratado es colectado en el sistema de drenaje localizado en el fondo del filtro. Comúnmente el efluente es descargado desde el filtro en un campo agrícola o dispuesto en aguas superficiales (Metcalf and Eddy, 1979; Middlebrooks, 1995).

Las partículas sólidos suspendidos de 5 a 8 cm se acumulan en la cima del filtro y obstruyen la superficie evitando una efectiva infiltración del efluente adicional. Cuando esto sucede, el lecho es puesto fuera de servicio para remover la capa de arena obstruida. La arena removida puede ser lavada y reusada o bien descargada, realizando un diseño apropiado de los filtros se puede proporcionar de cuatro a seis meses de operación libre de mantenimiento (Living and Wahlberg, 1990; Middlebrooks, 1995).

La mayoría de estos filtros se construyen por debajo del nivel del suelo, aunque también han sido usados filtros abiertos; estos últimos se distinguen por su superficie superior abierta a la atmósfera. Los filtros abiertos muchas veces están provistos con una cubierta para mejorar el mantenimiento e incrementar la temperatura con calor solar en climas fríos (Metcalf and Eddy, 1991).

En la figura 4.1 se presenta el esquema de un filtro intermitente de arena.

Figura 4.1 Esquema de un filtro intermitente, a) vista del plano, b) sección transversal del filtro (metcalf, & Eddy, 1991).



4.2.1 Elementos constitutivos

Básicamente, los filtros intermitentes de arena constan de un medio filtrante, un sistema de distribución superficial, un sistema de drenaje y dispositivos de regulación del filtro.

1) Medio filtrante

El medio filtrante del lecho de arena del cual consta un filtro intermitente, no es más que arena limpia seleccionada por su tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad. Normalmente se elige un tamaño efectivo que oscila entre los rangos de 0.20 a 0.30 mm y un coeficiente de uniformidad menor de 3.5 (Middlebrooks, 1995).

Para asegurar un funcionamiento adecuado del proceso de purificación se debe proveer un espesor del lecho filtrante de 90 cm y, como mínimo, de 60 cm. La capa de arena se soporta por tres capas de grava de diferentes tamaños que cubren el sistema de drenaje hasta una altura de por lo menos 1,5 cm por encima de los mismos (Hilleboe, 1995).

En general, la eficiencia y el grado de remoción de sólidos mediante la filtración depende de las características y propiedades del medio filtrante, esto es: permeabilidad, porosidad y tamaño del poro. Por lo tanto, el tratamiento y el proceso de respiración hidráulica pueden ser efectivos si la arena y grava son óptimamente seleccionadas. El desplazamiento del aire requiere que el medio sea totalmente permeable ya que ésta permeabilidad en el aire o agua puede ser reducida con una saturación parcial de la humedad. La permeabilidad del aire es mayor a bajos niveles de saturación y la del agua es mayor, sólo si esta cerca de la saturación completa. Por lo tanto, es recomendable seleccionar un medio que drene completamente el agua residual (Hills and Krone, 1971)

2) Sistema de distribución

El sistema de distribución tiene como objetivo aplicar el agua residual sobre el lecho de arena y consiste de tubería perforada o de juntas abiertas instaladas sobre la superficie de arena a junta perdida con abertura de 3 a 6 mm. El sistema de distribución lo conforman al inicio la línea de suministro que, generalmente es tubería PVC de 2 a 6 pulgadas, esta línea a su vez conecta el tanque de bombeo al múltiple que se localiza exactamente a la entrada del filtro para distribuirse, por último, con los laterales que descargan el líquido a través de los orificios con los que cuenta esta tubería. La tubería de los laterales puede ser PVC de 2 pulgadas. En la figura 4.2 se presenta un esquema del sistema de distribución (Perkins, 1990).

3) Sistema de drenaje

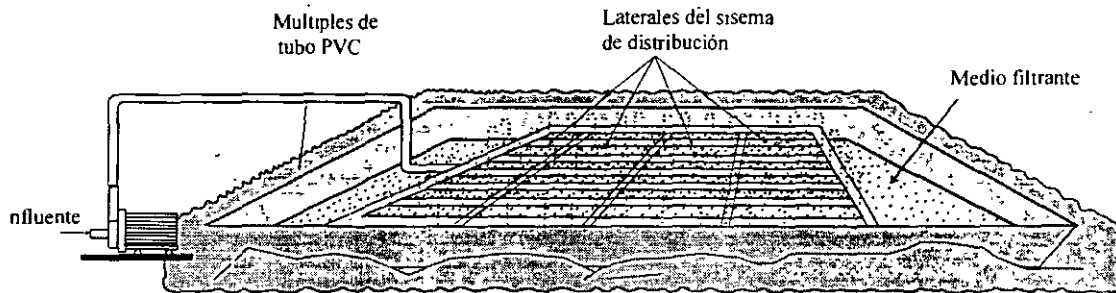
El sistema de drenaje es la tubería localizada en el fondo del filtro colocada en una zanja, la cual se encuentra cubierta y rodeada de grava limpia con un tamaño de 2 a 4 cm. La tubería puede ser de barro o tubería PVC perforada de 3 a 4 pulgadas. En caso de usar este último tipo de tubería deberá colocarse con una pendiente no menor de 0.55 para lograr un escurrimiento eficiente dirigido hacia una tubería común colectora, conectada en forma perpendicular a la dirección de las zanjas (Perkins, 1990).

4) Dispositivos de regulación

El tanque regulador es un dispositivo para la aplicación intermitente del efluente en los filtros, su capacidad varía dependiendo del caudal a tratar de agua residual. La dosis puede realizarse también por el uso de sifones automáticos, por bombeo, o haciendo funcionar a mano válvulas convenientemente dispuestas (Perkins, 1990; Babbitt and Baumann, 1983).

Como se menciona anteriormente, el múltiple es el dispositivo de entrada sobre la superficie del filtro adaptado para distribuir el líquido entrante, éste se conecta en una configuración <<H>> con los laterales en el sistema de distribución y puede ser tubería PVC de 2 a 6 pulgadas (Perkins, 1990).

Figura 4.2 Esquema del sistema de distribución en un filtro intermitente de arena (metcalf & Eddy, 1991)



4.2.2 Funcionamiento

La acción de los filtros intermitentes de arena es en parte mecánica y biológica el funcionamiento mecánico ocurre en el lecho de arena, el cual por el tamaño y graduación definidos de la misma se realiza una filtración fina reteniendo las partículas de los sólidos suspendidos, así como la materia coloidal y bacterias presentes en el agua residual. La filtración como ya se ha recalado, es consecuencia de la finura del medio de arena, debido a los poros pequeños y al desarrollo de organismos en los lodos acumulados permitiendo la formación de materia biológica sobre la superficie o por debajo de ésta, ayudando así no sólo al proceso de filtración sino que se presta la mejor oportunidad, en conjunto con la arena para la acción biológica (Hilleboe, 1995; Bames, 1967).

La operación intermitente del filtro consiste en llenar la zanja con una aplicación del agua por medio de las líneas de distribución al nivel de éstas o por encima, de manera que cuando la zanja se drene completamente podrá ser admitida la siguiente dosis. Esta forma de dosificación facilita la respiración hidráulica al dejar que se vacíe en intervalos el filtro y se obtenga un suministro de aire fresco. Este proceso aeróbico es fundamental para la oxidación de la materia orgánica (Hills and Krone, 1971; Hilleboe, 1995).

Considerando que la oxidación que se lleva a cabo en el tratamiento secundario por medio de microorganismos aeróbicos, en el lecho de arena se ofrecen las condiciones óptimas para la remoción de DBO5 y la conversión de nitrato de amonio (nitrificación). Por la acción bacteriológica la conversión de nitrato a gas nitrógeno (denitrificación), ocurre con una significativa pérdida de nitrógeno (arriba del 45%). La denitrificación es conducida por bacterias anaerobias que coexisten en microambientes anaerobios entre el lecho filtrante. Otros constituyentes específicos son removidos por adsorción (química y física) (Metcalf and Eddy, 1991; Hilleboe, 1995).

En el funcionamiento de un filtro intermitente de arena la tasa de filtración es crítica para obtener una apropiada operación. Por ejemplo, cuando se observa un taponamiento frecuente del filtro, este es uno de los factores en los que se debe prestar atención. Como los filtros superficiales no son accesibles para su mantenimiento y reparación deben cargarse con mucho menos efluente por metro cuadrado de área de filtración (Bames, 1967; Perkins, 1990).

4.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Las principales ventajas de un sistema de filtración intermitente de arena son las siguientes:

- Puede utilizarse como un arreglo en sistemas lagunares para pulir efluentes.
- Costos relativamente bajos.
- Operación y mantenimiento sencillo al alcance de las comunidades rurales.
- El efluente tratado no requiere sedimentación posterior.

- Adaptable a comunidades pequeñas.
- Obtención de una alta calidad del efluente apta para reuso agrícola.

Entre las principales desventajas del sistema se pueden mencionar las siguientes:

- Medianos requerimientos de Area.
- Aplicación para pequeños flujos de agua.
- Requiere cantidades de arena considerables.

Probablemente los costos relativamente bajos para algunos podrían ser considerados mas como una desventaja que una ventaja, debido a que esta tecnología requiere de Areas extensas de terreno para su instalación además de arena para su funcionamiento después de cada periodo de limpieza, de tal modo que los costos de construcción y mantenimiento pueden resultar elevados.

Cabe mencionar que antes de los sistemas de filtración intermitente de arena por lo antes mencionado, seria conveniente llevar a cabo una exhaustiva evaluación con respecto a otras tecnologías con respecto a su calidad, costos de operación u otros factores para determinar si realmente no pudieran ser costeables.

4.4 ANÁLISIS DE ÁMBITO Y VARIACIÓN POBLACIONAL

Las comunidades rurales se enfrentan a una variedad de problemas que hacen que la construcción y operación de instalaciones de tratamiento de agua residual sean difíciles de llevar a cabo. Estos problemas se relacionan con las restricciones de descarga, altos costos per capita, financiamientos limitados, así como presupuestos de operación y mantenimiento también limitados (Metcalf and Eddy, 1991).

Aun cuando los altos costos en servicios de alcantarillado convencional han provocado que la cobertura de estos en el contexto rural sea insuficiente, es de vital importancia, tanto para la salud humana como para el bienestar de la sociedad en su conjunto, contar con alcantarillado para eliminar los problemas de salud enlazados directamente con la calidad del agua y su disposición inadecuada. En México, por ejemplo, la principal causa de mortalidad se debe a enfermedades gastrointestinales, por lo que el factor de mayor importancia en la problemática del tratamiento de aguas residuales esta relacionado con aspectos de salud pública (IMTA, 1994).

Por lo anterior, el agua residual proveniente de viviendas individuales y comunidades pequeñas en localidades sin alcantarillado puede ser tratada por sistemas de tratamiento en el sitio. No obstante, aunque existe una diversidad de estas tecnologías sólo unas pocas de ellas pueden, en principio, satisfacer plenamente las necesidades específicas de las comunidades rurales.

Dentro de estas tecnologías el proceso de filtración intermitente de arena se propone como una alternativa por ser un método de tratamiento del agua sencillo, eficiente y confiable. Sus costos, por lo general, están al alcance de los recursos de la comunidad del país y las facilidades para el diseño de construcción operación y mantenimiento se encuentran usualmente disponibles a nivel local o pueden adquirirse en forma relativamente fácil (Van Dijk and Oomen, 1978; Metcalf and Eddy, 1991).

No obstante lo anterior, los filtros intermitentes de arena son un proceso para el tratamiento de pequeños flujos de agua residual, por lo que en este trabajo se han diseñado para aplicarse en comunidades rurales con rangos de población de uno a cien habitantes para el tren de tratamiento tanque séptico-filtros intermitentes de arena, y de 41 a 100 habitantes con el arreglo tanque séptico-laguna facultativa-filtros intermitentes de arena.

La instalación de estos sistemas no se ve afectada por el clima para su funcionamiento ya que se pueden construir en clima seco, templado o caluroso y, en el caso de temporada de invierno, para aquellas zonas nevadas deberá únicamente ararse la superficie del lecho formando surcos y lomos de tal modo que las aguas residuales heladas forman una cubierta de hielo apoyada en los lomos y las subsecuentes aplicaciones encuentran paso hacia el filtro por los surcos bajo el hielo (Babbitt and Baumann, 1983).

Una característica peculiar de los filtros intermitentes de arena, es la calidad del líquido que se obtiene de ellos sin requerir de un tratamiento posterior. En una instalación bien planeada y operada, el líquido resultante es claro, incoloro y brillante. Está completamente nitrificado, es estable y no contiene sólidos sedimentables salvo en periodos muy distanciados, en que puede aparecer una pequeña cantidad. La eficiencia en la eliminación de bacterias se encuentra entre el 98 y 99%, la reducción de la demanda bioquímica de oxígeno es del 90% y la de los sólidos en suspensión del 75% (Babbitt and Baumann, 1983).

Un filtro intermitente de arena puede usarse en sistemas de recirculación de albercas y para sistemas de tratamiento de agua residual y municipal para filtrar y limpiar el agua. Otra aplicación distintiva del proceso, la cual es una ventaja, es que puede usarse como una unidad de pulimento en sistemas lagunares mejorando así la calidad del efluente por medio de una remoción del 99.9999% de coliformes fecales (Perkins, 1990; Middlebrooks, 1995).

Para proteger el ambiente, los requerimientos de descarga para agua residual tratada son los mismos para comunidades rurales y urbanas. Como consecuencia, las comunidades rurales deben proveer el mismo grado de tratamiento que aquellas comunidades urbanas. Por lo anterior, los filtros intermitentes de arena son propuestos como una tecnología adecuada para cubrir estos requerimientos de descarga, siendo recomendado el efluente para reuso agrícola, donde las normas de calidad microbiológica para coliformes fecales es de 1000 CF/100 ml (Metcalf and Eddy, 1991; IMTA, 1994).

Por lo tanto, los filtros intermitentes de arena son considerados como la mejor alternativa de tratamiento de agua residual en el sitio por la alta calidad de su efluente, el cual se puede disponer para reuso agrícola cuando así se requiera.

4.5 DISEÑO

4.5.1 Criterios de diseño

Los criterios de diseño para un filtro intermitente de arena que pueden llevar a un dimensionamiento definitivo del sistema son los siguientes:

a) Carga

La calidad del efluente es casi siempre función del tamaño efectivo de arena. Cuando la DBO y los sólidos suspendidos se encuentran por debajo de los 30 mg/l, podrían satisfacer los requerimientos. Para un filtro de etapa simple con arena media, lo cual produce un adecuado funcionamiento del sistema. Si se requiere una mejor calidad del efluente es necesario un sistema de filtración de dos etapas, con arena fina también en la segunda etapa (Middlebrooks, 1995).

Hay filtros que funcionan con una tasa de filtración que oscila entre los rangos de 0.063 a 0.189 M³/M²_d, aunque otros funcionan con aportaciones mayores a este rango (Babbitt and Baumann, 1983).

En otros casos, la tasa de filtración en un filtro para la operación de Paso simple se encuentra en rangos desde 0.37 a 0.56 M³/M²*d. En caso de que los sólidos suspendidos en el influente del filtro excedieran los 50 mg/l la tasa de filtración deberá reducirse de 0.19 a 0.37 m³/ -d Para incrementar la fluidez del filtro (Middlebrooks, 1995).

El Área total del filtro requerida para la operación de Paso simple es obtenida dividiendo el nivel de flujo estimado del influente por la tasa de filtración seleccionada para el sistema. Podría incluirse una unidad filtrante para permitir una operación continua cuando se requiera realizar la limpieza de la unidad por varios días. El mejor arreglo es el de tres lechos filtrantes para permitir una máxima flexibilidad (Middlebrooks, 1995).

En sistemas pequeños donde se requiere de limpieza manual, el lecho individual no deberá ser mas grande que alrededor de 1 m². Los sistemas grandes con equipos de limpieza mecánica deberán tener lechos filtrantes individuales con Áreas arriba de 5000 m² (Middlebrooks E, 1995).

b) Grava y arena

El tamaño de la arena está determinado más por la velocidad de filtración que por la acción bacteriológica del filtro. El espesor de la capa de arena no debe ser menor de 90 cm para asegurar un tratamiento completo del agua residual. Cuando se tienen capas más delgadas el agua residual puede atravesar el filtro sin recibir un tratamiento adecuado. Generalmente, las capas de arena se establecen con un espesor de 90 a 100 cm, pero cuando se encuentran en la localidad capas de arena más profundas, no se limita la profundidad (Babbitt and Baumann, 1983).

La arena seleccionada es usada normalmente como el medio filtrante y es descrita generalmente por su tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad. El tamaño efectivo es el tamaño percentil 10; por ejemplo, sólo el 10% del filtro de arena por peso es más pequeño que este tamaño porcentual 10. El coeficiente de uniformidad es la relación del tamaño percentil 60 a el tamaño percentil 10 (Middlebrooks, 1995).

La arena para filtros de etapa simple deberá tener un tamaño efectivo entre rangos de 0.20 a 0.60 mm y un coeficiente de uniformidad menor a 3.5 con menos del 1 % de arena menor de 0.1 mm (Middlebrooks, 1995).

El diseño de la profundidad de la arena en el lecho deberá ser al menos de 45 cm más un coeficiente de profundidad para mínimo un año de ciclo de limpieza. Una operación de limpieza sencilla podría remover de 2.5 a 5 cm de arena y un filtro funcionando treinta días podría requerir 30 cm de arena adicional. Normalmente se usa un lecho profundo de 90 cm de arena, como ya se ha mencionado para asegurar un tratamiento eficiente del filtro (Middlebrooks, 1995).

Sobre el drenaje se colocan tres o más capas de grava limpia y graduada, una capa de grava graduada separa de 30 a 45 cm la capa de arena desde los desagües. La capa del fondo se gradúa de manera que su tamaño efectivo sea cuatro veces más grande que la abertura en la tubería de drenado. La capa sucesiva de grava es progresivamente fina para prevenir infusión de arena. Una alternativa es usar grava alrededor de la tubería de drenaje y membrana geotextil permeable para separar la arena de la grava (Middlebrooks, 1995).

C) Ciclo

En el funcionamiento de un filtro intermitente de arena se considera normal hacer una aplicación de aguas residuales por día, aunque algunas instalaciones de este tipo funcionan sobre la base de hacer cuatro aplicaciones o dosis por día y, otros, con aplicación de una dosis determinada a intervalos largos e irregulares. No es necesario interrumpir el funcionamiento del filtro a menos que haya seriales de sobrecarga o de obstrucción (Babbitt and Baumann, 1983).

Se necesitan dos o más filtros para el mantenimiento y descanso de los lechos. El tanque de dosificación debe tener una capacidad suficiente para cubrir el lecho con una lamina de 2.5 a 10 cm del líquido en una sola aplicación y el sifón debe descargar un gasto aproximado de 6.15 Vs por cada 100 ml de superficie del filtro. Cada dosis debe filtrarse en la superficie de 20 a 30 minutos después de cada aplicación al filtro (Barnes, 1967; Babbitt and Baumann, 1983).

d) Distribución

El líquido entrante se puede distribuir sobre el lecho de arena por medio de un sistema de tubos. Cada salida o desagüe puede estar rodeado de una losa de concreto de no más de 45 a 60 cm de diámetro para evitar la erosión de la superficie de arena, estas salidas no deben estar espaciadas a más de 9 a 12 m. El sistema de tuberías debe proyectarse de modo que la velocidad no sea menor de 0.30 m/s cuando se disponga de carga suficiente y todos los tubos deben tener una pendiente dirigida hacia un mismo punto para facilitar el drenaje del sistema. Con el gasto indicado y dos aplicaciones por día con una lámina de 5 cm en cada dosis, la aplicación. Por hectárea y por día será de 1063 M3 (Babbitt and Baumann, 1983).

Para la distribución pueden usarse canales de madera o tubos metálicos, colocados en forma tal que el máximo recorrido lateral del líquido sea de 7 metros (Barnes, 1967).

e) Desagües

El efluente se extrae por debajo del filtro a través de un sistema de drenes, a los cuales penetra después de haber pasado a través del lecho de arena. No hay dispositivos de regulación en la salida, puesto que la velocidad de filtración se regula por medio del aparato de dosificación y por la velocidad con que la dosis llega a 6-1. El aparato de dosificación debe responder rápidamente a las variaciones de gasto del líquido entrante (Babbitt and Baumann, 1983).

Los drenes inferiores para los filtros intermitentes de arena suelen estar constituidos por tubos de barro vidriado con juntas abiertas, de hormigón o de barro cocido, estando el manguito a 6 o 9 mm del hombro del cubo. Las juntas deben cubrirse cuidadosamente con grava clasificada de 5 a 6 mm para impedir la entrada de arena en el dren. Los drenes inferiores deben establecerse a una distancia no mayor de 4.5 m y en los casos de material más fino o de lechos poco profundos se adoptara una distancia menor. Para los drenes se puede utilizar también tubería perforada PVC de 7.6 a 10.6 cm (Babbitt and Baumann, 1983).

En la tabla 4.1. se presenta un número de los criterios de diseño para filtros intermitentes de arena.

TABLA 4.1 Criterios de diseño recomendados para filtros intermitentes de arena (Metcalf & Eddy, 1991)

FACTOR DE DISEÑO	RANGO	RECOMENDADO
Pretratamiento Sedimentación (tanque séptico o equivalente)		
Medio filtrante		
Tamaño efectivo	0.25 – 0.5 mm	0.35 mm
Coefficiente de uniformidad	< 4	3.5
Profundidad	45 – 90 cm	60 cm
Capas de drenaje		
Tipo	Grava durable y lavable	
Tamaño	9.52 – 19.06 mm	
Drenaje.		
Tipo	abertura o tubería perforada	
Tamaño	7.6 – 10.16 cm	10.16 cm
Inclinación	0 – 1.0%	
Distribución de presión		
Tamaño de tubería ^b	2.54 – 5.08 cm	3.18 cm
Tamaño de orificio	3 – 6 mm	3 mm
Carga sobre el orificio	0.9 – 1.5 mca	1.5 mca
Espacio lateral	0.46 m – 1.22 m	0.61 m
Espacio de orificio	0.46 m – 1.22 m	0.61 m
Parámetros de diseño		
Tasa de filtración	0.0162 – 0.0407 m ³ /m ² *d	0.0244 m ³ /m ² *d
Carga orgánica	2.44 – 9.76 gr DBO ₅ /m ² *d	<4.88 gr DBO ₅ /m ² *d
Frecuencia de dosis	3 – 6 veces/d	4 veces/d
Volumen del tanque de dosificación (flujo diario)	0.5 – 1.0	0.5
Remoción	90 – 98 %	
Coliformes	98 – 99 %	
Sólidos en suspensión	75 %	

^a Tamaño de tubería de distribución depende del nivel de flujo

^b Basado en nivel de flujo estimado

4.5.2 Ejemplo de diseño para el sistema de filtración intermitente de arena

Los filtros intermitentes de arena fueron diseñados para rangos de población desde uno hasta cien habitantes. En este caso se ejemplificara el diseño para un rango de población de uno a cinco habitantes, si bien este dato es variable, los datos iniciales como tasa de filtración carga en los orificios del sistema de distribución y el tamaño de los. Orificios entre otros, pueden considerarse constantes para el diseño de todos los rangos, dependiendo de los resultados obtenidos de presión en la tubería de distribución los cuales presentan algunas restricciones que son mencionadas mis adelante en el cálculo del sistema.

El caudal de diseño para un filtro intermitente ha sido considerado del efluente de un tanque séptico, el cual pertenece al tren de tratamiento tanque séptico-filtro intermitente de arena.

Por consiguiente, los datos iniciales para calcular el tamaño del filtro son los siguientes: caudal de diseño de 770 l/d y tasa de filtración de 24.45 l/m²-d.

Debido a que la tasa de filtración es baja, se esperan corridas de filtración mayores de dos meses por lo que se justifica el uso de una unidad para todos los rangos de población diseñados.

1. Tamaño del filtro

a) El Area de filtración se determina con el caudal de diseño dividido por la tasa de filtración

$$\text{Area de filtración} = \frac{770 \text{ L/d}}{24.45 \text{ Lm}^2 \cdot \text{d}} = 31.40 \text{ m}^2$$

b) El tamaño del filtro se determine con el Area de filtración dividida por el número de filtros.

$$\text{Area de filtro} = \frac{31.40 \text{ m}^2}{1} = 31.40 \text{ m}^2$$

c) Con el área obtenida del filtro se construirá un filtro de 5.40 m. de ancho. Para determinar el largo del mismo se divide el área del filtro por el ancho obteniéndose un filtro de forma cuadrada.

$$\text{Longitud del filtro} = \frac{31.40 \text{ m}^2}{5.40 \text{ m}} = 5.90 \text{ m}$$

2. Para el sistema de distribución se determine el número de laterales así como el número de orificios en cada lateral del sistema de distribución

Para el cálculo del sistema de distribución del líquido sobre el medio filtrante se tomaron los siguientes criterios de diseño de la tabla 4-1.

La separación de laterales es de 0.6 m y se consideraron 4 dosificaciones al día.

a) El número de laterales se determine con el ancho del filtro dividido entre la separación de laterales.

$$\text{No. laterales} = \frac{5.40\text{m}}{0.6\text{m}} = 9 \text{ laterales}$$

b) El número de orificios, por lateral, se determine dividiendo el largo de lateral por el espacio entre laterales por dos.

$$\text{Número de orificios} = \frac{5.40\text{m}}{2 * 0.6\text{m}} = 5 \text{ orificios por cada lateral}$$

c) La separación de orificios entre cada lateral resulta de dividir la longitud del filtro entre el número de orificios por dos.

$$\text{Separación de orificios} = \frac{5.90\text{m}}{2 * 5} = 0.59\text{m}$$

d) La longitud de laterales se determine con la siguiente ecuación

$$\begin{aligned} \text{Longitud de laterales} &= (\text{número de orificios} - 0.5) \text{ separación de orificios} \\ \text{Longitud de laterales} &= (5 - 0.5) * 0.59 = 2.66 \text{ m} \end{aligned}$$

e) La separación libre en extremo de la pared del filtro se determine con la ecuación

$$\text{Separación libre extremo} = \frac{\text{longitud del filtro} - (2 * \text{longitud de laterales})}{2}$$

f) El número total de orificios se determinara de la siguiente forma:

$$\text{Número total de orificios} = \text{Número de filtros} * \text{Número de laterales} * \text{Número de orificios} = 2$$

$$\text{Número total de orificios} = 1 * 9 * 5 * 2 = 90 \text{ orificios}$$

g) La longitud entre orificios y extremos se determino de la siguiente forma:

$$\text{Longitud entre orificios y extremo} = (\text{número de orificios} - 1) * \text{separación de orificios}$$

$$\text{Longitud entre orificios y extremo} = (5 - 1) * 0.59 = 2.36 \text{ m}$$

Para optimizar el funcionamiento de dosificación en filtros intermitentes, se deberá usar un sistema de distribución presurizado. La tubería del sistema de distribución deberá de un tamaño tal, que la descarga en cada orificio del sistema de distribución debe ser tan similar como sea posible

Para sistemas en el sitio, los flujos esencialmente iguales en los orificios se determinan incrustando el tamaño de tubería de distribución, es decir, la descarga en la tubería de distribución debe ser tan buena como la descarga a través de los orificios, esta última puede ser determinada tomando diferentes tamaños de tubería y orificios.

3. Determinación del gasto y nivel de descarga en cada lateral en el sistema de distribución

los siguientes criterios fueron tomados también de la tabla 4- 1. la carga en los orificios se considera de 1.5 mca y el diámetro de los orificios de 0.003175 m.

a) caudal por orificio (flujo en el ultimo orificio, q_n).

$$q_n = 1000 * 0.785 * D^2 * C * \sqrt{2g h_n}$$

C= Coeficiente de descarga del orificio = 0.61 para orificio taladrado en el medio

D)= Diámetro de orificio

g= Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s

hn= Carga en orificio n, en m.

$$q_n = 1000 * 0.785 * (0.003175)^2 * \sqrt{2 * 32.2 * 1.5} = 0.0262 L/s$$

b) Para determinar el caudal total de los orificios se realiza el siguiente cálculo.

Caudal de orificios= numero total de orificios caudal por orificio

$$\text{Caudal de orificios} = 90 * 0.0262 = 2.36 L/s$$

c) El caudal al inicio del lateral en el sistema de distribución se calcula multiplicando el número de orificios con el caudal por orificio.

$$\text{Caudal al inicio de lateral} = 5 * 0.0262 L/s = 0.131 L/s$$

4. Descarga en una tubería de distribución lateral

$$\text{perdida entre chorros extremos (mca)} = \frac{1}{3} * 10.5 L_{l-n} * \left(\frac{Q}{C}\right)^{1.85} * D^{1.85} * 0.3048$$

a) Debido a que la pérdida entre el primero y el último orificio es aproximadamente igual a una tercera parte de la medida que ocurre si el flujo total pasó a través de la misma longitud de tubería sin orificios. El cálculo, a partir de la Medida en la longitud de esta tubería, se obtiene de la siguiente forma:

10.5 Constante dimensional

5. Diferencia en la descarga entre el primero y el último orificio en cada lateral

$$L_{1-n} = \text{Longitud entre chorros extremos (m)} \times \frac{1 \text{ pie}}{0.3048 \text{ m}}$$

$\frac{1}{3}$ Factor de las pérdidas de carga reales por conducción en una tubería con orificio

$$Q = \text{Caudal al inicio del lateral (l/s)} \times \frac{1 \text{ gal}}{3.78541} \times \frac{60 \text{ S}}{1 \text{ min}}$$

$C =$ Coeficiente de fricción de Hazen – Williams = 150 para plástico

$$D = \text{Diámetro de laterales (m)} \times \frac{39.37 \text{ pulg}}{1 \text{ m}}$$

0.3048 = Conversión de pies a metros

a) La carga en el primer orificio se determine mediante la suma entre la carga en orificios y la pérdida entre orificios.

Carga en el último orificio = Carga en orificios

$$\text{Carga en primer orificio} = 1.5 + 0.0013 = 1.501 \text{ indica}$$

m , es un valor decimal menor que 1, si este valor calculado es demasiado bajo (por ejemplo <0.98 o algún otro valor aceptable), determinado por una diferencia de descarga entre el orificio 1 y n , para una tubería de distribución dada y un tamaño de orificio, se deberá por tanto, aumentar el tamaño de la tubería-, es decir diámetro y carga en orificio para ajustar el valor de m .

b) Determinar el valor de m .

$$m = \sqrt{\frac{\text{Carga en el último orificio}}{\text{Carga en el primer orificio}}}$$

$$m = \sqrt{\frac{1.5}{1.501}} = 0.9996$$

c) Obtención del porcentaje de diferencia de caudal entre el primero y último orificio.

6. Cálculo del cárcamo

$$c/o \text{ Dif} = (1 - 0.9996) * 100 = 0.04\%$$

a) Para obtener el flujo descargado por cada una de las cuatro dosis se divide el caudal entre el número de las dosificaciones:

$$\text{Volumen por descarga} = \frac{770L/d}{4} = 1.93L$$

b) El lineal de descarga es determinado dividiendo el volumen por descarga entre el caudal de orificio.

$$\text{Tiempo de descarga} = \frac{193L}{2.36L/s} = 81.66 \text{ s}$$

c) El tiempo de descarga máximo es obtenido a partir del tiempo de descarga por el factor Q máximo.

$$\text{Tiempo de descarga} \times Q_{\max} = 81.6 * 3 = 244.9$$

d) La capacidad del cárcamo se determina a partir del factor de Q máximo multiplicado por el volumen por descarga entre 1000

$$\text{Capacidad del cárcamo} = \frac{3 * 193L}{1000L} = 0.60m^3$$

e) El ancho del cárcamo es obtenido a partir de la raíz cuadrada de la capacidad del cárcamo dividido por la profundidad del mismo entre dos.

$$\text{Ancho del cárcamo} = \sqrt{\left(\frac{0.60m^3}{0.60m}\right) / 2} = 0.80m$$

f) El largo del cárcamo resulta multiplicando el ancho del cárcamo por dos.

$$\text{Largo del cárcamo} = 0.80 \text{ m} * 2 = 1.60 \text{ m}$$

g) Profundidad del cárcamo

7 Bombas

Para este ejemplo se determinó una bomba para el suministro.

a) El caudal por bomba se calcula dividiendo el caudal de orificios por el número de bombas.

$$\text{Caudal por bomba} = \frac{2.36}{1} = 2.36 \text{ L/s}$$

b) La carga estimada es mca, es la suma de las pérdidas por conducción en la tubería y la carga en el primer orificio.

$$\text{carga estimada} = 1.501 + 1.578 = 3.08 \text{ mca.}$$

c) Obtención del porcentaje de diferencia de caudal entre el primero y último orificio.

$$\text{Potencia de la bomba} = \frac{\text{Carga estimada} * \text{caudal por bomba}}{76 * 0.6}$$

$$\text{Potencia de la bomba} = \frac{3.08 \text{ mca} * 2.36 \text{ L/s}}{76 * 0.6} = 1/4 \text{ HP}$$

8. Drenes

Cálculo del número de drenes para la recolección del líquido en el rondo del filtro.

$$\text{Número de drenes} = \frac{\text{ancho del filtro}}{3} = \frac{5.40}{3} = 2$$

b) La separación entre drenes se obtiene por la división del ancho del filtro y el número de drenes.

$$\text{Separación entre drenes} = \frac{5.40}{2} = 2.7 \text{ m}$$

c) Cálculo del múltiple de tubo PVC en pulgadas para el sistema de distribución.

Diámetro en pulgadas:

$$\text{Diámetro} = \frac{\text{pérdidas de carga}}{0.0254} = \frac{0.0508}{0.0254} = 2 \text{ in}$$

d) Longitud en metros:

$$\text{longitud} = \text{ancho del filtro} - \text{separación de laterales} = 5.40 - 0.6 = 4.80 \text{ m}$$

Una vez realizado el diseño de un filtro internamente de arena, para llevar a cabo su construcción se incluye en el punto 4 anexo A, el catálogo de concepto de los materiales y obra de construcción del sistema. Así como la hoja de cálculo del diseño de filtros intermitentes para rangos de población de uno a cien habitantes,

También en el punto 4 anexo B, se proporcionan los planos funcionales con arreglos de 1, 2, 4 y 6 unidades de filtración así como el diseño y planos estructurales de los filtros intermitentes de arena.

4.5.3 Construcción y especificaciones generales

A menos que los lechos sean de dimensiones muy reducidas, los filtros intermitentes de arena se construyen de dos o más unidades dotadas de sus correspondientes mecanismos de dosificación facilitando así la distribución del líquido y el manejo de las unidades. Pueden ser construidos en excavaciones depositados en un banco de tierra compacta o reforzados de concreto (obra muerta 45 cm), disponiendo la materia desplazada en diques bajos que los lindan o que separan las diferentes unidades de un grupo. A los lados y los fondos se les da forma de artesas o acanalamientos bajos paralelos, colocando cada uno en una zanja, con un desagüe inferior, descargando el líquido filtrado en un tubo colector transversal que lo lleva hacia un punto de descarga debidamente situado. Se recomienda construir el ancho de la zanja aproximadamente de 1.5 m. En caso de ser necesaria una segunda línea, ésta podrá construirse colindando con la primera, duplicándose el ancho de la zanja. En este caso sólo se requerirá una tubería de recolección localizada a la distancia media entre las dos tuberías de distribución cuando el Área de las zanjas de absorción sobrepase 170 m² se recomienda la instalación de un elemento dosificador a la entrada. Dicho elemento podrá ser un sifón una bomba o cualquier otro sistema que cumpla con esta función. El tamaño del tanque y del elemento dosificador estarán determinados por los caudales a tratar (Barnes, 1967).

Sobre los desagües y sobre el fondo entero de la zanja se colocan cuidadosamente tres capas de grava limpia de un tamaño seleccionado, cubriéndolos hasta una profundidad no menor de 15 cm. Los tres tamaños de grava oscilan de 3.3 cm Para la grava gruesa, 1.9 cm Para la media y 0.6 cm la grava más fina, cada una de estas capas deben colocarse de tal forma que la más gruesa quede en el fondo, posteriormente la de tamaño medio y por último la grava más fina.

Finalmente, por encima de todo se coloca la arena también de un tamaño y uniformidad aprobados (ver criterios de diseño Para arena) (Barnes, 1967; Perkins, 1990).

El sistema de drenaje es tubería PVC perforada de 3 a 4 pulgadas, la cual debe situarse con una pendiente de 0.025 a 1% adecuada para transportar una velocidad de 0.30 a 1.22 m/s (Perkins, 1990; Russell, et al., 1980).

El sistema de distribución es el último factor a considerar en el diseño, este consiste de un tanque de bombeo, línea de suministro, múltiple y laterales de distribución la bomba debe ser capaz de suministrar un gasto aproximado de 1.6 l/s a 6.15 l/s por cada 100 m² la superficie del filtro. La línea de suministro es generalmente tubería PVC de 1 a 2 pulgadas conectada de la bomba hacia el múltiple. Este generalmente, es tubería PVC de 2 pulgadas, el cual alimenta a dos o más laterales.

Los laterales generalmente también son tubería PVC de 1 a 2 pulgadas y estos deben conectarse al múltiple en una configuración <<Hi>>, el espacio entre ellos debe ser entre 5 y 13 m (Perkins, 1990; Russell, et al., 1980).

También pueden construirse los filtros intermitentes de arena en forma circular, con Paredes de hormigón y pilar central del mismo material, el cual sostiene un mecanismo giratorio que distribuye el agua residual con mayor eficacia. Por eso, en algunas partes se acepta una razón de aplicación. del agua mayor que en otros

Tipos de filtro, razón que llega a ser hasta 150% de la que se puede aprobar para aquellos filtros dotados de puntos de alimentación fijos (Barnes, 1967).

Para complementar la información del diseño, en el punto 4.7 se muestran los planos funcionales y estructurales en formato tabloide mientras, que en los anexos A, C y D se presentan respectivamente: la memoria de cálculo, catálogo de conceptos de obra y los planos funcionales y estructurales.

4.6 OPERACION Y MANTENIMIENTO

Como ya se mencionó anteriormente, el mecanismo de acción de este proceso es a través de una dosificación intermitente del agua residual para cubrir la superficie del filtro, formando una capa de 5 a 8 cm, y a medida que el agua residual pasa hacia abajo a través de la arena, se arrastra el aire desde la superficie (Hilleboe, 1995).

A medida que se van aplicando las dosis a un filtro de arena, se forma también en la superficie del lecho una trama de materia orgánica o zooglea bacteriana. Esta trama se mantiene unida por el pelo, el papel y otros materiales tenaces alcanzando un espesor de 8 a 12 mm antes de que sea necesario quitarla. Mientras el filtro está funcionando con suficiente rapidez, no es necesario eliminar esta capa, pero cuando el lecho muestra señales de obstrucción se requiere romper dicha capa seca. La mayor parte de la acción del filtro tiene lugar en la capa formada por los 12.5 a 20.0 cm superiores del espesor del lecho, pero en ocasiones, el lecho se obstruye tanto que es necesario levantar de 2 a 5 cm, además de la trama seca de la superficie o aflojar la superficie mediante un pase de arado o de rastra (Babbitt and Baumann, 1983).

Es elemental que sobre los lechos no se permitan estancamientos, puesto que con esto se produce una acción séptica, olores molestos y un efluente de baja calidad. El estancamiento es un indicador de la necesidad de limpiar el lecho y, además, cuando la operación intermitente del filtro alcanza una predeterminada caída de presión el lecho debe ser drenado y limpiado (Hilleboe, 1995; Metcalf & Eddy, 1991).

Cuando se presenta con cierta frecuencia la necesidad de un tratamiento de limpieza en el filtro, puede ser indicio de que se está cargando demasiado y entonces convendrá, o reducir la dosis de aplicación, o mejorar el tratamiento preliminar. Debe evitarse incorporar, por medio del arado, el material obstruido al resto del lecho, pues esto pondría al lecho en peores condiciones de las que tenía cuando se observó el defecto al inicio. La superficie de los lechos debe mantenerse a nivel para proveer una distribución uniforme del agua residual, y no deben dejarse crecer hierbas o pasto sobre los lechos (Babbitt and Baumann, 1983).

En un lecho bien operado el material del filtro puede durar indefinidamente sin modificarse, salvo en lo que se refiere a la reposición de la arena que se pierde en las limpiezas del lecho. Sin embargo, si se hace funcionar un filtro con una intensidad demasiado grande, aunque la calidad del líquido saliente pueda ser satisfactoria, será necesario quitar la arena periódicamente y sustituirla (Middlebrooks, 1995).

4.8 BIBLIOGRAFÍA

1. Arto, Latvala, (1993). <<Multilayer Intermittent Sand Filter>>. Wat. Sci. Tech. Vol. 28 No.10 pp. 125-132
2. Bames, E. George, (1967). Tratamiento de aguas negras y desechos industriales, Primera edición en español. Editorial Rabasa. México.
3. Boller, M., SchwagerA., EugstterJ., MottierV., (1993). <<Dynamic behavior of intermittent buried filters>>. Water Science and Technology, vol.28, no. 10, pp. 99-107.
4. Harris, S. E., Reynolds, J. H., Hill, D. W., Phillip, D. S., Middlebrooks, E. J., (1977). <<Intermittent Sand Filtration for Upgrading Waste Stabilization Pond>>. Jour Wat.Poll. Control. Fed Vol. 49, No. 1, pp.83-102.
5. Harrold, E. Babbit, Baumann E. Robert., (1983). Alcantarillado y tratamiento de aguas negras. Octava impresión, Edit. Continental, México.
6. Hilleboe, H., (1995). Manual de tratamiento de aguas negras, Decimatercera reimpresión, Limusa, pp. 97-99.
7. Mills, D. J. and Krone R., (1971). Hydraulically Ventilated underground Filter. J.Sanit. Eng. Div. Vol.97, No. SA6, pp. 851-66.
8. IMTA, 1994. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y Saneamiento. Libro II. 3a sección. IMTA, México.
9. Jerry, S. Russel, Middlebrooks, E. Joe, Lewis, Ronald F., F. Edwin and Barth, (1983). <<Lagoon effluent polishing with intermittent sand filters>>. Journal of Envir Engn. Vol. 109, No. 6, pp. 1333-1353.
10. Living, G. Rich, Wahlberg, J. Eric, (1990). <<Performance of lagoon intermittent sand filter systems>>. Research Journal of the Water Pollution Control Federation. Vol.62, No.5.
11. Metcalf (Eddy, (1979). Wastewater Engineering. Treatment, Disposal and Reuse. Tercera edición, McGraw-Hill.
12. Metcalf (Eddy, (1991). Wastewater Engineering. Treatment, Disposal and Reuse. Tercera edición, McGraw-Hill.
13. Middlebrooks, E. J., et al., (1974). Single and Multi Stage Intermittent Sand Filtration to Upgrade Lagoon Effluents- A preelinary Report. Presentea at EPA Technology Transfer Seminar on Wastewater Lagoons, Boise, Idaho.
14. Middlebrooks, E. J., et al., (1976). <<Intermittent Sand Filtration for Upgrading Waste Stabilization Ponds>>. Wat. Resour. Symposium. Vol.9, No: Ponds Wastewater Treat. Alternativa, pp. 383-399.

15. Middlebrooks, E. J., (1995). <<Upgrading podn effluents>>. Wat. Sci. Tech. Vol. 31, No. 12 pp. 353-368.
16. Perkins, Richard, (1990). Onsite Wastewater Disposal, Lewis Publishers, 2a Edición.
17. Russell J., Middlebrooks E, et al., (1980) <<Wastewater Stabilization Lagoon_ Intermittent Sand Filter Systems>>. Utah Water Research Laboratory, EPA-600/2-80-032.
18. Schudel Paul Boller Markus, (1990).>> Onsite WasteWater Treatment With Intermittent Buried Filters>>. Wat. Sci. Tech. Vol. 22, No. ae, pp 93-100.
19. Tom D. Reynolds, (1982). Unit Operations and Processes in Environmental Engineering PWS Publhisng company, Boston.
20. Van Dijk, J.C. and Oomen, J, H., (1978). Filtración lenta en arena para abastecimiento público de agua en países en desarrollo. WHO International Reference Centre for Community Water Supply.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
VI.- SANEAMIENTO
5.- LECHOS DE HIDRÓFITAS**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

5. LECHOS DE HIDRÓFITAS

INTRODUCCIÓN

En la búsqueda de soluciones económicas al problema de contaminación de las aguas que plantean las innumerables descargas de origen doméstico de las pequeñas comunidades del país, se ha reconocido como necesidad fundamental el desarrollar sistemas alternos de tratamiento adecuados a las condiciones nacionales, esto implica la necesidad de adaptar esta tecnología a los problemas propios de nuestras pequeñas comunidades en el reconocimiento pleno de sus limitaciones y potencialidades propias en los campos técnico económico y humano.

En años recientes se ha renovado el interés en el uso de lechos de hidrófitas. El concepto básico de este tipo de tratamiento es relativamente sencillo: los contaminantes presentes en el agua residual descargada dentro o sobre el lecho, son inmovilizados y degradados por procesos físicos y biológicos naturales que operan en el ecosistema de los lechos.

Los lechos de hidrófitas. Son económicamente atractivos, con un diseño y operación adecuados, se obtienen altas eficiencias de tratamiento de agua residual, capaces aun de mejorar, o al menos mantener, la conservación de un Area, particularmente en poblaciones aisladas. En partes en desarrollo, tienen la ventaja adicional de representar una solución de baja tecnología para el tratamiento de agua residual producida por pequeñas poblaciones dispersas.

Estos sistemas se dividen de acuerdo a su diseño en: (1) sistemas de flujo superficial (Free Water Surface, FWS), (2) sistemas de flujo subterráneo (Subsurface (ice Flow, SF) y (3) sistemas de flujo subterráneo vertical (Vertical Stibsi4rface Flow, VSF).

Así también, dada la variedad de plantas acuáticas útiles para la remoción de nutrientes, éstas se clasifican de acuerdo a su forma de vida en los lechos de hidrófitas en: (1) flotantes, (2) emergentes y (3) sumergidas.

Actualmente, en la República Mexicana se han desarrollado sistemas de flujo subterráneo y se ha reportado una alta eficiencia en la remoción de sólidos suspendidos (SS), demanda bioquímica de oxígeno (DBO), nitrógeno (N) y patógenos.

El presente documento es producto de una revisión bibliográfica general con el objetivo de presentar un diseño de lechos de hidrófitas de flujo subterráneo que se adapte a comunidades desde uno hasta cien habitantes, en este caso se propone un pretratamiento con tanque séptico.

Se eligió un sistema de flujo subterráneo debido a que se evitan los malos olores producidos por el agua proveniente de un tanque séptico y la proliferación de mosquitos. Además, se obtiene mayor remoción de coliformes y sólidos suspendidos que con los sistemas de flujo superficial.

5.1 OBJETIVOS

- Hacer accesible a las pequeñas poblaciones del país una alternativa de tratamiento de sus aguas residuales que permita combatir y prevenir la contaminación de las fuentes de agua disponibles en la forma más económica posible.
- Recopilar, analizar y procesar información acerca de los lechos de hidrófitas
- Proponer un criterio de diseño de lechos de hidrófitas de flujo subterráneo para poblaciones desde uno hasta cien habitantes.
- Indicar las condiciones de operación y mantenimiento que se requieran para el correcto funcionamiento y larga durabilidad del sistema.

5.2 DESCRIPCIÓN

Los lechos de hidrófitas se definen a partir de la palabra inglesa wetland, cuya traducción literal es tierra húmeda. Por lo tanto, un lecho de hidrófitas se refiere a aquellas zonas naturales que se caracterizan por mantenerse húmedas o inundadas durante casi todo el año, y en donde se reproducen diferentes tipos de vegetación que mediante complejos procesos físico-químicos y biológicos mantienen el equilibrio ecológico, y cuya capacidad intrínseca para remover los contaminantes del agua los convierte en un importante sistema alternativo de tratamiento de aguas residuales (Hammer, 1989; Cowardin, 1979; Reed, 1991).

Los lechos de hidrófitas tienen capacidad de tratar agua residual doméstica desde uno hasta dos mil habitantes, por lo que se ha enfocado su uso a pequeñas poblaciones rurales, principalmente. Pueden construirse con un alto nivel de control que permite facilidades experimentales del tratamiento con una composición de sustrato bien definida, tipo de vegetación y flujo modelo. Además, puede elegirse la colocación del sistema, el tamaño y, lo más importante, el control hidráulico y el tiempo de retención (Moshiri, 1993).

Los lechos con flujo subterráneo o SF se diseñan para el tratamiento secundario o avanzado del agua residual. Consisten de canales con un suelo relativamente impermeable, empacados con arena o grava como medio de soporte para las raíces de la vegetación emergente. El nivel del agua en el lecho se mantiene de 2 a 5 cm por abajo de la superficie, de manera que todo el flujo es diseñado para ser subterráneo (Brown, 1994; Metcalf, 1991).

5.2.1 Elementos constitutivos

Los principales elementos que intervienen en el tratamiento mediante lechos de hidrófitas de flujo subterráneo son el sustrato y las plantas, por lo que se requiere tener cuidado en su selección al diseñar un sistema.

a) *Substrato*

El substrato provee el soporte y la superficie para que los microorganismos sean capaces de reducir anaeróbicamente (y/o anóxicamente si el nitrato ésta presente) los contaminantes orgánicos en dióxido de carbono (CO₂) metano (CH₄) y nuevos microorganismos. También actúa como un simple filtro para la retención de sólidos suspendidos y como generador de sólidos microbianos, los cuales son a su vez degradados y estabilizados en un determinado período dentro del lecho, de tal manera que el nivel de sólidos suspendidos en el efluente es generalmente bajo (Wood, 1995). En la figura 5.1 se muestra el lecho de hidrófitas con flujo subterráneo.

b) *Plantas*

Las Hidrófitas tienen varias propiedades intrínsecas que las hacen un componente indispensable en los lechos de hidrófitas. Una de sus más importantes funciones en relación con el tratamiento del agua residual es el efecto físico obtenido por su presencia. Además, las hidrófitas estabilizan la superficie de los lechos, proveen buenas condiciones para la filtración física y superficie de contacto para el crecimiento bacteriano (Brix, 1994).

En los sistemas de flujo subterráneo se desarrollan especies como *Typha angustifolia* y *Phragmites australis*. Las raíces crecen dentro de un rango de 50 cm por debajo del suelo y la planta puede alcanzar 150 cm o más desde el fondo del lecho. En general, producen, hojas y tallos al aire libre y un extenso sistema de raíces y rizomas que absorben los nutrientes contenidos en las aguas residuales. En la figura 5.1 se muestra un ejemplo de lechos de hidrófitas de flujo subterráneo con junco (Moshiri, 1993).

5.2.2 Funcionamiento

En los lechos de hidrófitas se llevan a cabo procesos biológicos, físicos y químicos que, conjuntamente remueven los contaminantes del agua residual; entre ellos, sólidos suspendidos, demanda bioquímica de oxígeno y nutrientes como nitrógeno y fósforo. Los factores que determinan la efectividad de dichos procesos en los lechos de hidrófitas para la remoción de los contaminantes contenidos en el agua residual son las plantas seleccionadas, los microorganismo y el suelo.

5.2.2.1. *Plantas*

las plantas hidrófitas remueven los contaminantes mediante: (1) asimilación directa dentro de sus tejidos y (2) proporcionan un medio ambiente adecuado para la actividad microbiana a través del transporte de oxígeno a la rizófera, por lo que estimulan la degradación aeróbica de la materia orgánica y el crecimiento de bacterias nitrificantes. Además estabilizan la conductividad hidráulica del suelo, en donde despositan el fósforo y metales pesados (Moshiri, 1993) Brix, 1987; Brix, 1994).

Figura 5.1 Representación esquemática del lecho de hidrófitas con plantas emergentes y tipos de flujo.

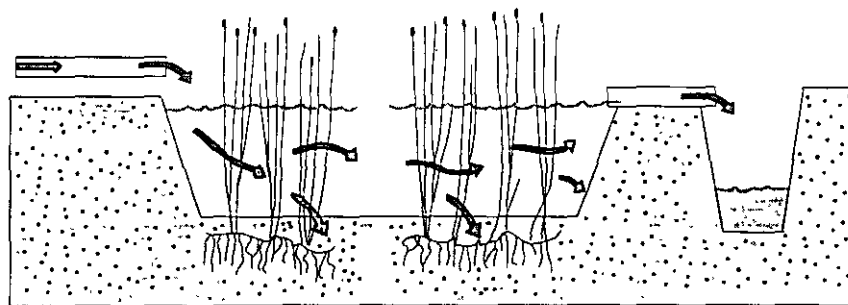


Figura 2a Lecho de hidrófitas con plantas emergentes y flujo superficial

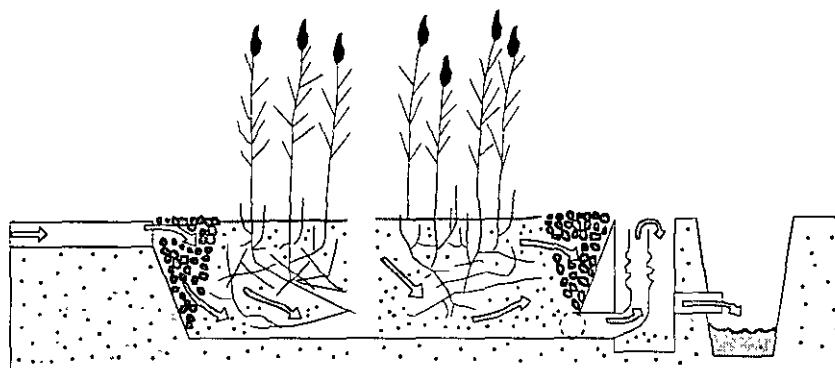


Figura 2b Lecho de hidrófitas con plantas emergentes y flujo subterráneo horizontal

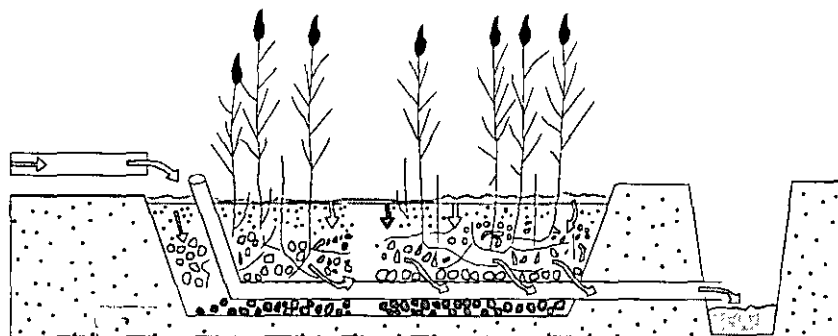


Figura 2c Lecho de hidrófitas con plantas emergentes y flujo subterráneo vertical

Las plantas hidrófitas están morfológica y anatómicamente adaptadas a crecer en un sustrato saturado con agua debido a espacios internos en los tejidos de la planta. Esta característica permite proveer oxígeno a las partes sumergidas de las plantas. Por otro lado, las raíces y los rizomas desprenden oxígeno dentro del sustrato, creando microzonas oxigenadas. La presencia de estas zonas oxigenadas y anóxicas alrededor de las raíces, crean un medio ambiente favorable para los microorganismos aeróbicos y anaerobios facultativos en la biosfera (Hammer, 1989).

La efectividad del manejo de lechos es dependiente del desarrollo y mantenimiento del medio ambiente óptimo para la población microbiana presente. En este punto, las plantas tienen dos importantes pero indirectas funciones: (1) dentro de la columna de agua, los tallos y las hojas incrementan significativamente el área de superficie para retener a las poblaciones microbianas y (2) tienen la habilidad para transportar oxígeno hacia las raíces para que estas puedan sobrevivir en un medio anaerobio (Hammer, 1989).

5.2.2.2 Microorganismos

La degradación de la materia orgánica y la denitrificación del nitrógeno en los lechos de hidrófitas se llevan a cabo mediante los microorganismos. La diseminación de oxígeno por las raíces de las hidrófitas crea zonas oxigenadas alrededor de ellas, por lo que la mayoría del contenido orgánico en el agua residual se descompone en estas zonas en dióxido de carbono y agua. Además, el amoníaco se oxida a nitrato por las bacterias nitrificantes presentes en estas zonas.

El oxígeno se reduce en la superficie de las raíces, pero el nitrato permanece (zona anóxica). En este punto, la degradación de la materia orgánica puede tomar lugar por las bacterias denitrificantes, por medio de este proceso el nitrato se convierte en nitrógeno libre (N_2), el cual se evapora en la atmósfera (Brix, 1987).

En las áreas reducidas de la biosfera, la materia orgánica puede descomponerse anaeróbicamente en dióxido de carbono y metano por el proceso fermentativo. La existencia simultánea de zonas oxigenadas, anóxicas y reductoras y la interacción entre los diferentes tipos de procesos de degradación microbiana en estas zonas es esencial para una eficiente descomposición de la materia orgánica y remoción de nutrientes en los lechos de hidrófitas. Además, dichas interacciones pueden favorecer la descomposición de componentes más persistentes, tales como hidrocarburos clorados (Brix, 1987; Tiaberi, 1995; Cooper, 1990).

5.2.2.3 Suelo

El suelo en los lechos de hidrófitas de flujo subterráneo provee una superficie estable para la reproducción de bacterias, un sustrato sólido para el crecimiento de plantas y funciones directas en la purificación de agua residual. Al penetrar las raíces en el sustrato, lo suavizan incrementando su porosidad y cuando mueren permanecen canales interconectados horizontalmente, los cuales se llenan con el material orgánico producido. Estos macroporos estabilizan la conductividad hidráulica en la biosfera lo suficiente para estabilizar el proceso en un periodo de dos a cinco años (Brix, 1987; Brix, 1994).

5.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Los lechos de hidrófitas de flujo subterráneo pueden tener en algunos lugares varias ventajas comparados con los sistemas de tratamiento convencionales y avanzados. Algunas de ellas son:

- Bajo costo de construcción operación y mantenimiento.
- Bajo requerimiento de energía.
- No requieren de personal altamente calificado para su operación.
- Proporcionan un tratamiento efectivo y confiable.
- Ambientalmente son aceptables con potencial para la conservación de la vida silvestre.

Por otro lado, las principales desventajas de este tratamiento son:

- Utiliza una mediana extensión de terreno para su construcción (sin embargo, se ha estimado que el área que se necesita para el tratamiento de las aguas residuales domésticas es aproximadamente de 4 a 5 ml/hab para lograr un efluente con una DBO menor de 20 mg/l en un 95%).
- Baja eficiencia en su funcionamiento durante invierno en ciertas regiones por la muerte de las hidrófitas.
- La operación puede requerir dos 6 tres periodos de crecimiento antes de que se logren las eficiencias óptimas.
- Si no se operan correctamente, existe el riesgo de acumulación de sólidos en la entrada (Rico, 1992; Moshiri, 1993; Hammer, 1989).

5.4 ANÁLISIS DE ÁMBITO Y VARIACIÓN POBLACIONAL

Los lechos de hidrófitas se han estudiado en varios países como una solución viable y economiza para el tratamiento de aguas residuales de asentamientos humanos sin acceso al sistema de drenaje y tratamiento municipal (Kreiner, 1993).

Entre las principales ventajas de este sistema se encuentra que es ambientalmente aceptable, debido a que se basa en el tipo de suelo y procesos biológicos naturales; es simple de construir, utiliza menos energía y equipo mecánico que los sistemas convencionales y requiere poco mantenimiento, por lo tanto es fácil de operar. Estos factores lo hacen particularmente adecuado para su uso en países poco desarrollados en donde el costo de la tierra puede ser relativamente bajo. En general, su uso se recomienda en pequeñas comunidades con clima templado o tropical (Hammer, 1989; Moshiri, 1993; Rivera, 1995).

Por lo anterior, debido a las características climatológicas de nuestro país, este tipo de sistemas tienden a evolucionar en forma mas eficiente. Los criterios de diseño involucrados en la construcción de lechos de hidrófitas se mencionen en la tabla 5. 1, así como la calidad del efluente esperada. Este puede utilizarse para riego de campos, viveros y, en algunos casos, para riego de productos de bajo riesgo para el consumo humano, o bien puede descargarse a cuerpos de agua.

Tabla 5.1. Criterios de diseño y remoción esperada de contaminantes de flujo subterráneo (Brown, 1994; EPA, 1988)

Criterio	Rango/clase	Rango/clase usual	Parámetros	Porcentajes de remoción
Profundidad del metro	30 – 76 cm	30 – 65 cm	DBO	70 – 96
Substrato (arena, grava o rocas)	<40 mm	20 – 30 mm	Sólidos suspendidos	60 – 90
Tipo de planta	emergente	Junco y carrizo	Nitrógeno	40 – 90
Tiempo de residencia	6 – 14 días	6 – 7 días	Fósforo	40 – 80
Carga hidráulica	< 200 L/m ² /d	150 L/m ² /d	Coliformes	60 – 95
Área	0.01 – 250 acres	--		

Por otro lado, los lechós de hidrófitas tienen una aplicación importante en comunidades desde uno hasta dos mil habitantes y en donde existan descargas rurales con baja concentración de materia orgánica, disponibilidad de área y mano de obra barata; además de que los subproductos puedan ser reutilizados (Cooper, et al, 1996). En la tabla 5.2 se presentan algunas de sus aplicaciones.

Tabla 5.2 Alternativas de la aplicación del lecho de hidrófitas en el tratamiento de aguas residuales* (B. Rönsch, 1984; citado en Kreiner, 1993)

APLICACIÓN	ÁREA REQUERIDA*	OBSERVACIONES
1. Como proceso de pulimiento posterior al tratamiento en una planta convencional.	0.8 a 1.5 m ² /hab. Según la eficiencia de la instalación anterior.	<ul style="list-style-type: none"> - No existen problemas de olores por la alimentación subterránea. - Tiempo de vida útil alrededor de cien años (la fijación del fosfato es el factor limitante).
2. Como tratamiento principal después de un sedimentador primario.	2.5 m ² /hab.	<ul style="list-style-type: none"> - Bajos costos de operación. - Es posible la alimentación subterránea para no causar problemas de olor. - Los lodos generados en el sedimentador se pueden depositar en la misma área y se mineralizan o se usan en la agricultura. - Tiempo de vida útil aproximado de cien años.
3. El uso del lecho de hidrófitas como tratamiento principal sin sedimentador primario y con una mineralización del lodo simultáneamente.	Mínimo de 3 m ² /hab.	<ul style="list-style-type: none"> - Casi sin costos de operación. - Tiempo de vida útil aproximado de cien años. - Por la alimentación superficial se requiere conservar una distancia mínima de 300 m hacia cualquier construcción habitacional por eventuales molestias de olor.
4. Como instalación de tratamiento de lodos.	Variable	<ul style="list-style-type: none"> - Una mineralización de lodos casi sin requerimiento de energía. - Problemas de confinamiento solamente si los lodos contienen materia tóxica. - Distancia mínima de 300 m a cualquier construcción habitacional por eventuales molestias de olores. - Cada diez años evacuación de los lechos, alternadamente, por lo cual se requiere de plantaciones.

*Como base de comparación se tomó una tasa de generación de aguas residuales de 120 L/hab-d.

5.5 DISEÑO

5.5.1 Requerimientos

Para el funcionamiento adecuado de los lechos de hidrófitas se requiere cumplir con especificaciones de lugar, calidad del agua y determinar el nivel de pretratamiento adecuado para cada población.

5.5.1 Evaluación del lugar y selección

Las características del lugar que deben ser consideradas en el diseño de lechos de hidrófitas incluyen la topografía, las características del suelo y clima. Específicamente, la eficacia del tratamiento requiere que los lechos se encuentren en una o más de las siguientes condiciones:

- Areas en donde predominan las hidrófitas (por lo menos periódicamente).
- Areas en que predominen suelos húmedos (lo suficiente para producir condiciones anaerobias que limiten los tipos de plantas que puedan crecer ahí).
- Areas rocosas o con grava que están saturadas o cubiertas con agua de poca profundidad durante el período de crecimiento (Hammer, 1989).

a) Topografía

Una topografía uniforme es preferible debido los sistemas de flujo subterráneo se diseñan y construyen normalmente con pendientes de 1% o más. Dado que el trabajo requerido para el trabajo de excavación afecta el costo del sistema, los grados de pendiente para los lugares seleccionados deben ser de menos del 5%. Debe tomarse en consideración que una topografía en desnivel, suelos poco profundos y susceptibilidad a inundaciones severas también puede limitar su uso (Hammer, 1989; Metcalf, 1991).

b) Suelo

Se prefieren lugares con suelos o capas subterráneas poco permeables (< 0.20 pulg) debido a que el objetivo es tratar el agua residual sobre la superficie del suelo, por lo tanto deben minimizarse las pérdidas por perforación. En los sistemas de flujo superficial, la capa exterior del suelo tiende a sellarse con el tiempo debido al depósito de sólidos y el crecimiento de lodo bacteriano. Los suelos muy permeables deben usarse para pequeños sistemas construidos con arcilla (Metcalf, 1991).

En los sistemas de flujo subterráneo, la elección del sustrato es crítica, el medio usado se determina frecuentemente por la disponibilidad de material local. Sin embargo, éste necesita evaluarse cuidadosamente en términos de permeabilidad hidráulica y capacidad para absorber nutrientes y contaminantes (McEldowney, 1993).

El sustrato debe proporcionar un medio adecuado para el crecimiento de la planta y permitir la infiltración y movimiento del agua, esto requiere aproximadamente una conductividad hidráulica de 10^{-3} a 10^{-4} , de lo contrario resultará un flujo superficial y canalizamiento del agua que reducirán la efectividad del sistema (McEldowney, 1993).

Su composición química también afecta la eficiencia del sistema. La remoción de metales pesados será lograda efectivamente utilizando un sustrato con un alto contenido orgánico o de arcilla. Se han usado piedras molidas en sistemas construidos para el tratamiento de efluentes agrícolas, cuyas características fisicoquímicas resultan considerablemente más ácidos y concentrados que el agua residual doméstica (DBO arriba de 3000 mg/l) (McEldowney, 1993).

c) *Clima*

El uso de lechos de hidrófitas de flujo subterráneo en clima frío es posible, sin embargo, la factibilidad de perforación del sistema en invierno depende de la resistencia de las plantas; sean los objetivos del tratamiento, se requerirá almacenar el agua en donde no se cumplan con la calidad requerida del clima frío. Además, la influencia del clima sobre la calidad de las aguas residuales que genera la actividad normal de la población es decisiva, ya que la cantidad de agua usada normalmente es mucho mayor en climas cálidos comparada la que se utiliza en climas fríos (SIZH, 1976; Metcalf, 1991). En la tabla 5.3 se describe de forma general los cuatro grupos en los que se divide la República Mexicana.

En general, los sistemas de flujo subterráneo son más estables que los sistemas de flujo superficial y la concentración de la biomasa microbiana es mayor. Las fluctuaciones de temperatura son menos significativas y, por lo tanto, se puede esperar una degradación de la materia orgánica más balanceada particularmente en invierno, en donde de los nutrientes asimilados en la biomasa de la planta en los sistemas de flujo superficial permanecen en la superficie del agua, mientras que en los sistemas de flujo subterráneo estos se inmovilizan en el sustrato del medio (Brix, 1987, McEldowney, 1993).

Tabla 5.3. Representación de los grupos climáticos que se presentan en México (SRH, 1976)

Zona climatológica	Características	Estados que comprende
1. Húmeda	Incluye el grupo de climas cálidos húmedos con temperatura media del mes más frío mayor de 18°C y precipitación media del mes más seco mayor de 60 mm.	Se confina en la región sureste del país, en porciones reducidas de los estados de Veracruz, Tabasco, Campeche y Chiapas.
2. Semi-húmeda	Incluye el grupo de climas templados húmedos con temperatura media del mes más frío entre -3 y -18°C y la del mes mas caliente mayor de 6.5°C y precipitación media del mes más seco en verano menor de 60 mm.	Es quizá las más vasta de la República, comprendiendo la mayor parte de los litorales, desde Sinaloa hasta Chiapas y desde Tamaulipas hasta QuintanaRoo.
3. Semi-árida	Incluyen los climas secos desde el estepario hasta el desértico, los límites entre ellos se establecen por medio de fórmulas que relacionan grados de humedad y temperatura medias anual y precipitación pluvial promedio.	Se localiza en un gran porcentaje de la meseta central, desde Sonora y Chihuahua hasta Puebla, además de porciones de los estados de baja California Sur, Oaxaca, Campeche, Guerrero, Michoacán y las entidades fronterizas de Coahuila, Nuevo León y Tamaulipas.
3. Árida		Se localizan en la meseta de norte, preferentemente en los estados de Chihuahua y Coahuila, además se encuentra también en la zona del Golfo de Cortés.

En la tabla 5.3 se observa que las zonas húmeda y semi-húmedas son las más apropiadas para la construcción de lechos de hidrófitas artificiales y, dado que la zona semi-húmeda cubre la mayoría de la República, se puede aprovechar esta ventaja para la implementación de este tipo de sistemas.

5.5.1.2 Caracterización del agua residual

Aunque puede decirse que dado su origen, las aguas residuales domésticas presentan características similares y son raras las variaciones que se pueden esperar en las descargas de diversas poblaciones, existe una serie de factores que afecta directamente la concentración de los parámetros contaminantes, e incluso modifican la calidad del agua residual. Algunos de estos factores son:

- Rangos de población
- Nivel económico de la población.
- Nivel de desarrollo industrial.
- Grado de urbanización de la población
- Condiciones climatológicas de la zona.
- Zonas geográficas (SRH, 1976).

Una selección del proceso de tratamiento de acuerdo a criterios económicos y técnicos, requiere de un completo conocimiento del agua residual a ser tratada. En pequeñas comunidades las variaciones en el agua residual están en función de la disponibilidad de las fuentes de agua, la forma de vida (tiempo que permanece el o los individuos en casa), el nivel de Higiene.

5.5.1.3 Determinación del nivel de pretratamiento

El nivel mínimo de pretratamiento que se requiere para la aplicación de los lechos de hidrófitas debe ser un pretratamiento preliminar, lagunas aireadas de corto tiempo de retención o tanques sépticos. En este estudio se propone un pretratamiento mediante tanques sépticos. El tratamiento después de los lechos de hidrófitas dependerá de los requerimientos del efluente y la capacidad de remoción del sistema (Haberl, R. et al, 1995). En la tabla 5.4, se presentan las configuraciones factibles para el tratamiento de aguas residuales.

Tabla 5.4 configuraciones para el tratamiento de aguas residuales utilizando lechos de hidrófitas (Habert, R. et al, 1995)

--	Lecho de hidrófitas	--
Pretratamiento mecánico	Lecho de hidrófitas	--
Pretratamiento mecánico	Lecho de hidrófitas	Estación de pulimiento (lecho de hidrófitas)
Pretratamiento mecánico	Tratamiento biológico convencional	Estación de pulimiento (lecho de hidrófitas)

En la tabla 5.4 se observa que puede construirse un lecho de hidrófitas para el tratamiento de agua residual, esto dependerá del contenido de materia orgánica, sólidos suspendidos y de la calidad esperada del efluente, previo un pretratamiento preliminar para evitar la introuddción de sólidos gruesos y arenas al lecho de hidrófitas.

5.5.2 Criterios de diseño

Los lechos de hidrófitas representan sistemas complejos donde interactúan las propiedades físico-químicas y biológicas de las plantas y el suelo. Esto significa que no es suficiente optimizar un sólo un parámetro para obtener el mejor resultado para el sistema total, se deben considerar también en el diseño la selección de plantas y la determinación de los parámetros de diseño (Metcalf, 1991).

5.5.2.1 Selección de plantas

La selección de plantas adecuadas al sistema es uno de los principales factores que determine la eficiencia del tratamiento, por lo tanto, se debe usar el siguiente criterio para seleccionar el tipo de planta apropiado para el lecho de Hidrófitas que se construye y sobre todo considerar el tipo de hidrófita propio de la región

- Adaptabilidad al suelo.
- Adaptabilidad al clima local.
- Tolerancia a la concentración de contaminantes.
- Capacidad para asimilar los contaminantes.
- Resistencia a fumigantes y enfermedades.
- Fácil de manejar (Reddy, 1987).

En la tabla 5.5 se presentan algunas especies de plantas que se adaptan a las condiciones que se presentan en los lechos de hidrófitas de flujo subterráneo.

Tabla 5.5 Especies de plantas que crecen en los lechos de hidrófitas de flujo subterráneo (Moshiri, 1993).

Nombre común	Nombre latino	Nombre común	Nombre latino
Narciso	<i>Narcissus spp.</i>	Bandera amarilla	3.2.1 Iris pseudacorus
Tule	<i>Typha latifolia</i>	Dedalera	<i>Digitalis purpurea</i>
Junco	3.2.1.1 <i>Scirpus validus</i>	Oreja de elefante	<i>Colocasia esculenta</i> var. <i>Antoquorum</i>
Bejuco	<i>Arundo donax</i>	Cardo ruso	<i>Salsola kali</i>
Salicaria púrpura	3.2.1.2 <i>Lythrum salicaria</i>	Hiniesta	<i>Bromus spp.</i>
Junquillo canario	<i>Phalaris arundinacea</i>	Timothy	<i>Phleum pratenses</i>
Carrizo	<i>Phragmites communis</i>	Coia de mapache	<i>Ceratophyllum demersum</i>
Papiro	<i>Cyperus alternifolius</i>	Olmo siberiano	<i>Ulmus pumila</i>
Enea	<i>Cyperus odoratus</i>	Zuzón	<i>Senecio douglasii</i>
Bandera azul	<i>Iris versicolor</i>	Ambrosía	<i>Ambrosia psilostachya</i>

5.5.2.2 Ejemplo de diseño para el sistema de lechos de hidrófitas

Diseñar un lecho de hidrófitas de flujo subterráneo para un rango de población de 41 a sesenta habitantes. La aportación de agua residual es de 154 l/hab-d, el caudal del diseño es de 9.24 ml/d. La DBO de entrada es de 154 mg/l, se desea que la profundidad del lecho sea de 0.7 m y el tiempo de retención hidráulico de siete días. La temperatura mínima del agua en la zona es de 11.80°C. El medio se compone principalmente de grava de 8-12 mm de diámetro. La pendiente (s) de la base del lecho es de 0.0033425.

- *Profundidad*

El diseño de la profundidad en los sistemas de flujo subterráneo se controla por la penetración de los rizomas y raíces de la planta, debido a que las plantas proveen oxígeno al agua a través del sistema rizoma/raíz (Metcalf, 1991).

Algunos autores especifican que la profundidad óptima en los lechos de flujo subterráneo es de 0.60 a 0.75 ni basado en que: (1) la afirmación de que con una mayor profundidad, las raíces empiezan a debilitarse y (2) lechos sonieros son sensibles en invierno. Así también los lechos deben tener por lo menos 0.5 ni de altura sobre la superficie del lecho a la superficie del suelo para evitar que se propaguen las plantas (Hamer, 1989; Moshiri, 1993).

- *Tiempo de repetición hidráulico*

El tiempo de retención hidráulico es la residencia promedio de una molécula de agua dentro de sus confines. En la tabla 5.1 se establecen los criterios para determinar el tiempo de retención para los sistemas de flujo subterráneo, sin embargo, este también puede calcularse utilizando la siguiente ecuación

$$t' = \frac{LWnd}{Q}$$

Donde:

t' = tiempo de retención por espacio, d

L = longitud del canal, m

W= ancho del canal, m

n = porosidad del medio del canal (tabla 5.6)

d = profundidad del canal, m (Metcalf, 1991)

Otra forma de calcularlo es mediante la siguiente ecuación

$$t' = \frac{-\ln C_e / C_o}{K_T}$$

Donde:

C_e = concentración de DBO en el efluente, mg/l

C_o = concentración de DBO en el influente, mg/l

K_T = constantes de decaimiento de primer orden, d-1 (Metcalf, 1991)

El tiempo de retención es una de las variables más importantes en los lechos de hidrófitas mientras mas grande sea este mas tiempo el agua estará en contacto con los sedimentos biológicamente activos y mayores serán los procesos físicos como sedimentación. Sin embargo, esto requiere un área muy grande o más profunda. Cuando la profundidad promedio es muy grande, el sistema ya no funciona como un lecho de Hidrófitas y el papel de las plantas y los sedimentos disminuye (Mitsch, 1989).

En este caso, se ha preestablecido un tiempo de remoción de siete días basado en los criterios de diseño de la tabla 5. 1.

En la tabla 5.6 se observan la porosidad (n), la conductividad hidráulico (Ks) y la K_o para la grava:

$$n = 0.35$$

$$K_s = 500 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

$$K_{20} = 0.86$$

- Remoción de DBO

La remoción de DBO₅ en los lechos de hidrófitas se describe como un modelo de primer orden:

$$\left[\frac{C_e}{C_o} \right] = \exp(-K_d t) \quad (3)$$

Donde:

- C_e = DBO₅ en el efluente, mg/L
- C_o = DBO₅ en el influente, mg/L
- K_T = constantes de decaimiento, día⁻¹
- t = tiempo de retención hidráulico, días

Las constantes de decaimiento se define por la siguiente ecuación

$$k_t = k_{20}(1.1)^{(T-20)}$$

Donde K₂₀ es la constantes a 200 C (EPA, 1988). En la tabla 5.6 se muestran los valores de K₂₀ para los sistemas de flujo subterráneo.

Tabla 5.6 características del medio para el lecho de hidrófitas de flujo subterráneo (EPA, 1988).

Tipo de medio	Diámetro efectivo de tamaño de grano mm	Porosidad n	Conductividad Hidráulica K _s =m ³ /m ² -d	K ₂₀ Día ⁻¹
Arena media	1	0.42	420	1.84
Arena de cuarzo	2	0.39	480	1.35
Grava	8	0.35	500	0.86

Se determina el valor de la constantes de decaimiento a 11.8, con la ecuación (4):

$$K_T = K_{20} (1.1)^{(T-20)}$$

$$K_T = 0.86 (1.1)^{(11.8-20)}$$

$$K_T = 0.3936 \text{ d}^{-1}$$

Se determine la concentración de DBO en el efluente con la ecuación (3):

$$C_e = C_o \exp(-K_T t)$$

$$C_e = 154 \exp(-0.3936 \cdot 7) C_e = 154 \exp(-2.7552) = 9.79 \text{ mg/l}$$

- *Geometría y tierra del canal*

La ecuación (3) puede reorganizarse para estimar el área superficial del sistema:

$$A_s = \frac{[Q(\ln C_o - \ln C_e)]}{K_T d n}$$

Donde:

A_s = Área superficial del sistema, m^2

C_e = DBO_5 en el efluente, mg/l

C_o = DBO_5 en el influente, mg/l

K_T = constantes de decaimiento de primer orden, día^{-1}

Q = flujo promedio del sistema, $\text{m}^3/\text{día}$

d = profundidad, m

n = porosidad del lecho, como una fracción (Metcalf, 1991)

Substituyendo la ecuación (5):

$$A_s = [9.24 (\ln 154 - \ln 9.79) (0.3936) (0.7) (0.35)$$

$$A_s = 264.04 \text{ m}^2$$

El área de la sección transversal del flujo a través del lecho se calcula con la siguiente ecuación

$$A_c = \frac{Q}{K_{SS}}$$

Donde:

A_c = área de la sección transversal del subsuelo del lecho, perpendicular a la dirección del flujo, m^2

Q = caudal, $m^3/día$

K_s = conductividad hidráulica del medio, $m^3/m^3 \cdot d$

S = pendiente del lecho o gradientes hidráulico (como una fracción decimal) (Metcalf, 1991)

Substituyendo la ecuación (6):

$$A_c = 9.24 / 500 (0.0033425) = 5.53 \text{ m}^2$$

El ancho del lecho puede calcularse con la siguiente ecuación (Metcalf, 1991)

Substituyendo:

$$W = 5.53 / 0.7 = 7.9 \text{ m}$$

La longitud se determine con la siguiente ecuación (Metcalf, 1991): Substituyendo:

$$L = 264.04 / 7.9 = 33.42 \text{ m}$$

- *Tasa de aplicación*

Para los lechos de hidrófitas la tasa de aplicación L_w , no es un parámetro de diseño primordial, pero es un parámetro de comparación con otros sistemas. Se refiere a la carga de agua residual en volumen por área ($m^3 / ha \cdot d$), pueden variar de 150 a 500 $m^3 / ha \cdot d$. Su recíproco es el área específica requerida (A_{SP}), se usa también para comparar los diseños de los sistemas y para hacer determinaciones preliminares del área (Metcalf, 1990; Reed, 1990).

Las pérdidas debido a la evaporación pueden afectar la factibilidad del diseño en climas áridos y su funcionamiento durante el verano en algunas localidades. Estas pérdidas decrecen el volumen del agua en el sistema y por lo tanto la concentración de los contaminantes tiende a incrementar (EPA, 1988).

La tasa de aplicación se puede calcular de la siguiente manera:

$$L_w = \frac{Q}{LW}$$

Donde:

Q = caudal, m^3 / d

L = longitud

W = ancho

L_w = índice de carga hidráulica, $m^3 / ha \cdot d$ (Metcalf, 1991)

Substituyendo la ecuación (9):

$$LW = 9.24 / (33.42) (7.9) = 0.035 m^e / m^2 \cdot d$$

El área específica se calcula mediante la siguiente ecuación

$$A_{SP} = \frac{As/10}{Q}$$

Donde:

A_{SP} = Area específica, $ha / 10^3 m^3 \cdot d$

As = Area superficial, m^2

Q = Caudal promedio, m^3/d (Metcalf, 1991)

Substituyendo la ecuación (10):

$$A_{SP} = (264.04 / 10) / 9.24 = 2.857 m^2 / m^3 \cdot d$$

Otros parámetros que se calculan para el diseño de los lechos son:

- Volumen neto que se calcula mediante la siguiente ecuación (Metcalf, 1991):

$$V = Asdn$$

Substituyendo:

$$V = (264.04)(0.7)(0.35) = 64.69 m^3$$

- Velocidad de flujo, que se obtiene con la siguiente ecuación (Metcalf, 1991):

$$v = \frac{Q}{Ac}$$

Substituyendo:

$$V = 9.24 / 5.53 = 1.67 m/d$$

Carga orgánica, que se calcula con la siguiente ecuación (Metcalf, 1991):

$$C.O.Q * \frac{Co}{1000}$$

Substituyendo:

$$C.O \quad 9.24 (154/1000) = 1.42 \text{ kg/d}$$

- Remoción de sólidos suspendidos totales

La remoción de sólidos suspendidos es efectiva en los lechos de flujo subterráneo. La mayor parte de la remoción se efectúa en los primeros metros mas allá de la entrada. La dispersión controlada del influente con un tubo de difusión adecuado asegura una baja velocidad para favorecer la remoción de sólidos (EPA, 1988).

- Remoción de nitrógeno

La transformación y remoción de nitrógeno en sistemas naturales involucra procesos y reacciones complejos. Estos mecanismos dependen de la forma en que ésta presente el nitrógeno. Normalmente se encuentra en forma de amonio o nitrógeno, orgánico; excepto en el caso de aguas residuales que provienen de un tratamiento avanzado. La remoción de nitrógeno. Esta correlacionada con la tasa de aplicación y depende del tiempo de retención hidráulico (Reed, 1990; Metcalf, 1991).

- Remoción de fósforo

Es efectiva cuando se seleccionan los medios adecuados. Una contenido significativa de arcilla y la presencia de fierro y aluminio mejoraran la capacidad de remoción de fósforo. Sin embargo, el uso de este tipo de medio reduce la capacidad hidráulica y se requiere mayor área de tratamiento (EPA, 1988).

- *Remoción de patógenos*

El medio ambiente de los lechos de hidrófitas es adverso a la mayoría de los patógenos entéricos, las bacterias, virus y parásitos son reducidas en los lechos de flujo subterráneo. Los mecanismos de remoción aun no están bien documentados pero la adsorción y predican son los más importantes. En México, Rivera, et al, 1995, han realizado estudios para investigar las eficiencias de remoción de diferentes microorganismos patógenos, utilizando diferentes tipos de plantas y substratos, así también condiciones climatológicas diferentes.

En la figura 5.2 se representa un típico lecho de Hidrófitas de flujo subterráneo para una casa con tres recámaras y cuatro habitantes. El agua residual entra al sistema (1) donde se distribuye uniformemente a través de la primera celda mediante una serie de válvulas de plástico (2). La primera celda contiene grava (3) el fondo y los lados de esta celda se coloca una capa de un material impermeable para conservar el agua y proporcionar un tratamiento más efectivo (4). Usualmente se plantan en esta celda vegetación del género *Phragmites* y *Typha* (5). Las raíces de estas plantas forman una densa red entre la grava (6). Aquí toman lugar los procesos químicos, biológicos y físicos que purifican el agua.

El agua de la primera celda pasa a la segunda a través de un tubo perforado insertado en piedras de mayor tamaño (7). El nivel del agua dentro de cada celda se regula por válvulas de distribución localizadas en tanques de concreto al final de cada celda (8). El agua residual en la segunda celda se distribuye uniformemente a través de ella mediante otro tubo perforado (9). Esta celda tiene una capa de gravá (10) cubierta con suelo (11) y abono (12). Esta celda se planta con una variedad de plantas ornamentales adaptables como oreja de elefante, iris, etc. (13). Aquí el agua eventualmente se filtra en el suelo (14) o pasa a otro tubo perforado (15) donde se libera.

En la figura 5.3 se representa el mismo lecho de hidrófitas descrito en la figura 5.2 en una vista de planta con la descripción de la constricción y dimensionamiento. Se usan dos celdas en desnivel para permitir la perforación del agua tratada, la pendiente es de 0.5 %. Este es un diseño propuesto por Tennessee and Valley Authority en Moshiri, 1993.

El pretratamiento se lleva a cabo mediante un tanque séptico y se calcula una carga hidráulica de $Q = 0.45 \text{ MI/d}$ por recámara, esto es $0.45 \times 3 = 1.35 \text{ ml/d}$. La carga orgánica es de 0.077 kg/d por persona por cuatro y por 0.6 (40% de reducción de sólidos totales) = 0.185 kg/d . La tasa de aplicación es de $31.9 \text{ M}^2/\text{MI.d}$.

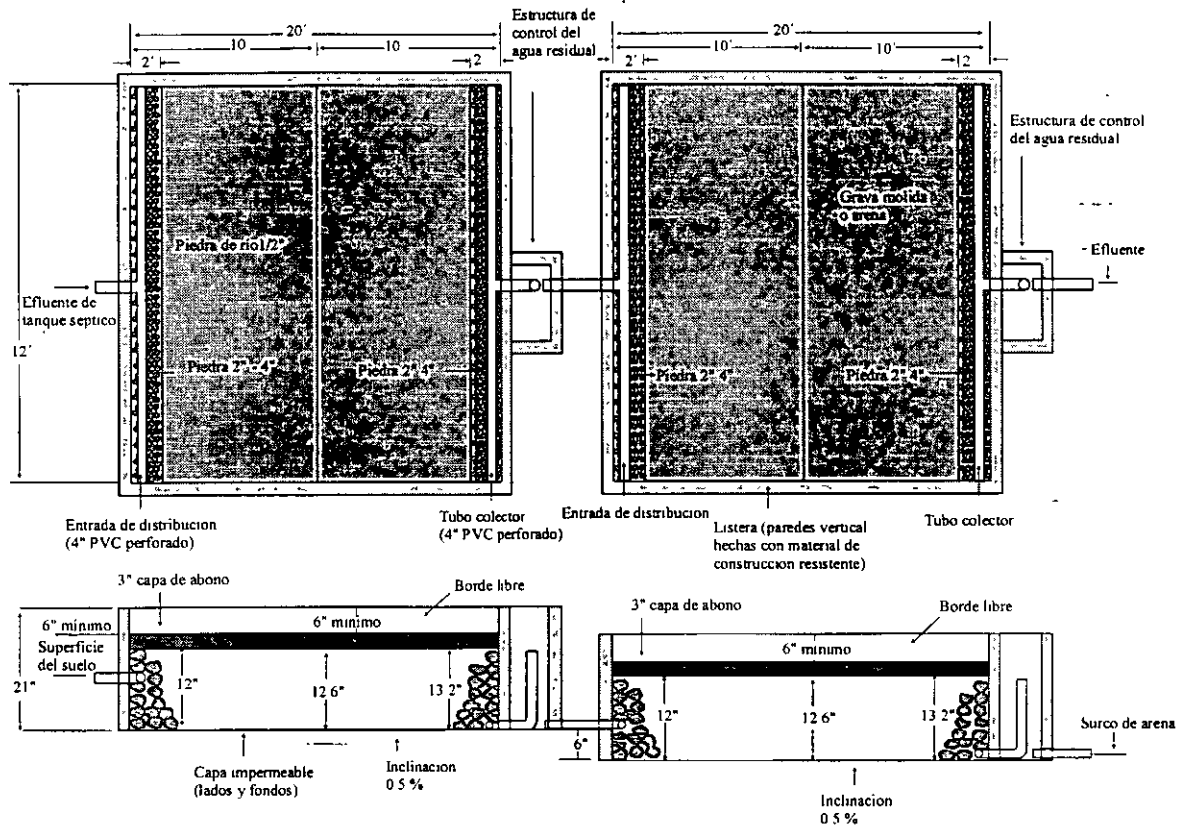
5.5.3 Especificaciones generales

Una de las especificaciones mas importantes para los lechos de hidrófitas de flujo-subterráneo son las estructuras de entrada y salida, debido a la importancia que tiene la distribución uniforme del agua a través de todo el largo y ancho del lecho para asegurar una mayor remoción de los contaminantes presentes.

5.5.3.1 Estructuras de entrada y salida

Los sistemas de flujo subterráneo dependen mas de las estructuras de entrada y salida para la distribución uniforme del flujo, particularmente si la proporción largo-ancho es pequeña (menos de 3:1). La entrada puede ser un tubo con orificios o tubos <<T>> uniformemente espaciados o un canal a lo ancho del lecho (Hammer, 1989).

Figura 5.3 Diagrama diseño de lechos de hidrófitas para una residencia para cuatro personas.



Existen tres formas de distribución del agua residual: superficial, conteniendo el agua en un canal subterráneo, como se puede apreciar en la figura 5.4. en todos los diseños se coloca en la estructura de entrada grava de mayor diámetro; esto proporciona una zona de alta conductividad y una mejor distribución del caudal (Hammer, 1989).

El primer diseño (figura 5.4 a) permite el ajuste de distribución del flujo, facilita el mantenimiento, evita el taponamiento y problemas de presión, además oxigena el agua. La distancia depende del índice de acumulación de lodos (2-3 cm/año para agua residual cruda sedimentada) y el área disponible. Se sugiere rango de 30 a 60 cm. Las desventajas de este tipo de estructura son los malos olores del agua residual si está proviene de un tanque séptico y su sensibilidad en climas fríos (Hammer, 1989).

El segundo diseño (figura 5.4 b) consiste en almacenar el agua residual en un canal y dejar que fluya a través de una barrera formada por grava de mayor diámetro. Esto permite que los lodos se vallan acumulando en la entrada y facilite su limpieza. Al igual que en la entrada superficial, sus desventajas son los malos olores de agua residual y sus sensibilidad en climas fríos, además la producción de mosquitos debido al estancamiento del agua. (Hammer, 1989).

El tercer diseño (figura 5.4 c) evita problemas de olor y mosquitos, pero existe la posibilidad de taponamiento. Esto puede evitarse mediante una tubería de desagüe que remueva los lodos depositados en la grava y dirija a una segunda estructura de control de salida (Hammer, 1989). En los planos se diseñó este tipo de estructura de entrada.

Las estructuras de salida de los sistemas de flujo subterráneo típicamente contienen tubos perforados enterrados de grava del mismo tamaño que en la entrada a lo ancho de lecho y una estructura de control para ajustar el nivel del agua. En la figura 5.5 se muestran algunos diseños (Hammer, 1989).

En los planos se diseñó la estructura de salida mediante un tubo flexible sostenido con una cadena para tener la posibilidad de subir el nivel del agua hasta 20 cm por arriba de la superficie, o bajarlo hasta el fondo del lecho.

5.5.3.2 Localización

Los lechos de hidrófitas de flujo subterráneo pueden construirse cerca de las casas debido a que no presentan problemas de olor ni de mosquitos. Se debe tener cuidado de no construirlos cerca de lugares sombreados para que las plantas tengan un mejor desarrollo, así también no deben estar cerca de arboles como Sauce (*Salix*), debido a que pueden caer semillas en ellos y dañar el fondo de los lechos (Moshiri, 1993).

Por otro lado, los lechos deben protegerse contra animales que puedan afectar la funcionalidad del sistema (hammer, 1989).

En la figura 5.6 se ilustra un ejemplo de la ubicación de los lechos de hidrófitas de flujo subterráneo.

Figura 5.4 Diseños de entrada para la distribución uniforme del agua residual en lecho de hidrófitas de flujo subterráneo (Cooper, 1987).

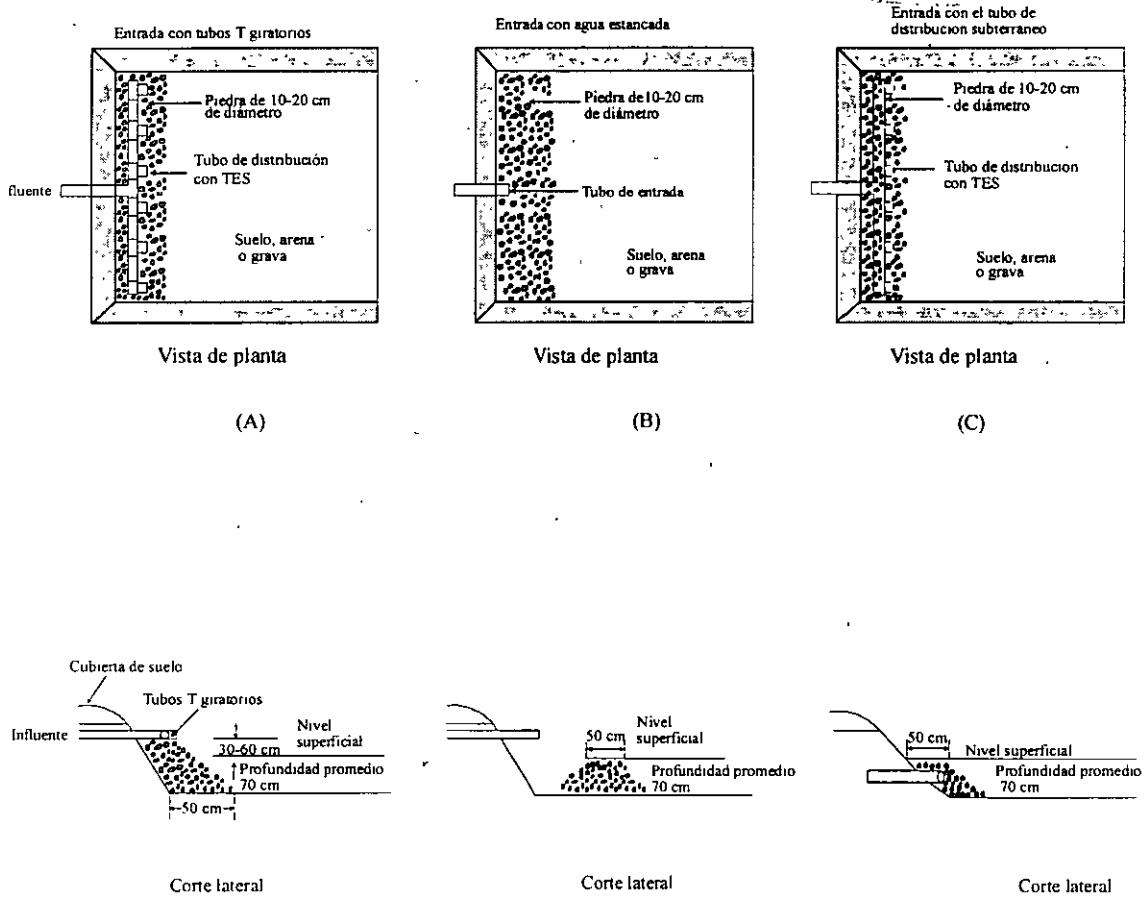
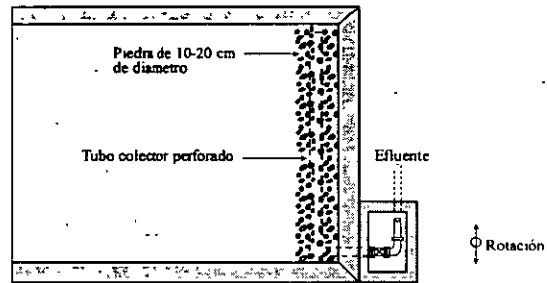
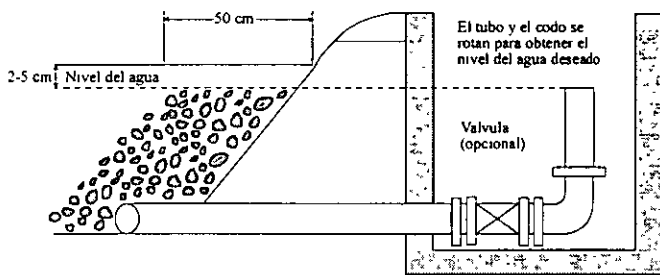


Figura 5.5 Estructuras de salida de control del nivel de agua en lechos de hidrófitas de flujo subterráneo (Cooper, 1987)

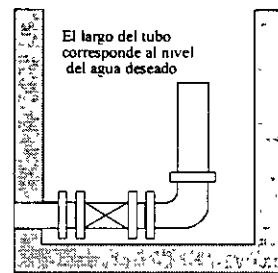


Vista de planta de la estructura de salida con un tubo giratorio



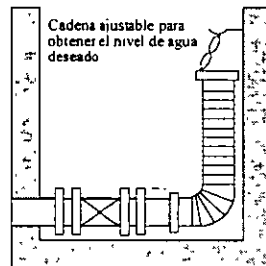
Estructura de control con un tubo giratorio

(A)



Estructura de control con secciones del tubo intercambiables

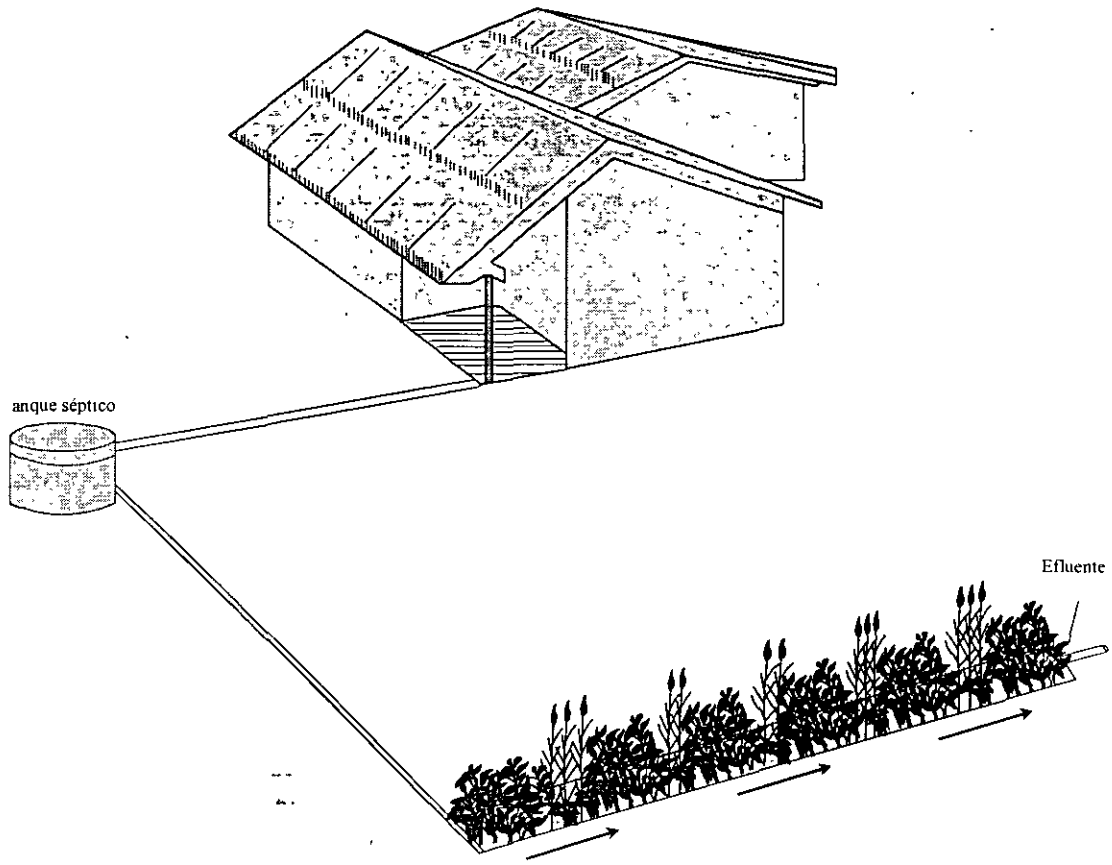
(B)



Estructura de control con tubería desarmable

(C)

Figura 5.6 Ejemplo de localización de lecho de hidrófitas de flujo subterráneo



Para complementar la información del diseño, en el punto 5.7 se muestran los planos funcionales y estructurales en formato tabloide, mientras que en los anexos A, C y D se presentan, respectivamente, la memoria de cálculo, catálogo de conceptos de obra y los planos funcionales y estructurales.

5.6 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Los lechos de hidrófitas en artificiales tienen mayor flexibilidad operacional que otros sistemas naturales. Una buena operación resulta una mayor asimilación mejor desempeño y una larga vida del sistema. Las actividades típicas de operación y mantenimiento son (Moshiri, 1993):

1. *Sembrado*

Los sistemas de flujo subterráneo que dependen de altas conductividades hidráulicas en el substrato, requieren un manejo especial para evitar compactarlo durante la constricción o el trasplante de vegetación para ello se debe lavar la grava antes de colocarla. La piedra caliza no se recomienda debido a que fácilmente se compacta (Moshiri, 1993).

Las plantas emergentes deben plantarse adecuadamente para asegurar que estas sobrevivan. En los lechos de flujo superficial se deben usar plantas con un tallo de 20 a 30 cm de longitud de manera que una parte de este salga por encima de la superficie del agua. En los lechos de flujo subterráneo las raíces deben colocarse en el agua (Hammer, 1989).

El lecho debe llenarse de agua antes de que se trasplante la vegetación así también, se recomienda usar agua limpia al inicio, manteniendo el nivel adecuado para que la planta se establezca bien. Posteriormente se agrega el agua residual y se aumenta gradualmente su concentración hasta que solamente fluya agua residual por el lecho. Una vez que el sistema sea completamente funcional, la vegetación debe monitorearse frecuentemente, si se encuentran plantas muertas se deben replantar mas de la misma vegetación que ya esta establecida en el lecho, o bien la concentración del agua residual debe reducirse si este problema se presenta frecuentemente (Hammer, 1989; Moshiri, 1993).

Se recomienda usar semillas debido a que cubren más rápido el lecho de manera uniforme, sin embargo, requiere de mayores cuidados para su desarrollo. Se deben plantar cuatro semillas por m² (Moshiri, 1993).

Por otro lado, los substratos arenosos y del subsuelo carecen de nutrientes y requieren fertilizantes, no obstante, los suelos arenosos mantienen bien las plantas y evitan el crecimiento de tierras. Plantar en un suelo arenoso es eficiente y barato debido a tienen la textura ideal para plantar a mano. Por otro lado, la arena o grava se secan rápido y pueden requerir irrigación si los niveles de agua no se mantienen al nivel de las raíces de las plantas (Hammer, 1989).

Si se usa grava o arena como medio, es necesario mantener una capa de 10 cm de abono en la superficie por lo menos al inicio del sistema, después las plantas obtienen los nutrientes necesarios del agua residual (Moshiri, 1993).

Como principio ecológico, las concentraciones densas de una sola especie son muy susceptibles a la transmisión de enfermedades; en general, el mantenimiento de la estabilidad en una comunidad ocurre cuando esta constituida por varias especies (Moshiri, 1993).

Las comunidades mixtas de varias especies de plantas acuáticas pueden mostrar mayor capacidad de filtración y mayor estabilidad. Se recomienda sembrar dos plantas por metro cuadrado con un ángulo de 45°. Cualquiera que sea la época de sembrado, es esencial que el sustrato se mantenga húmedo sin embargo, se recomienda que se eviten pocas muy frías, por lo que el sembrado puede realizarse de Primavera a verano. Es importante hacer que las raíces crezcan hacia el fondo del lecho bajando poco a poco el nivel del agua durante algunas semanas (Moshiri, 1993).

2. Limpieza externa del sistema

El mantenimiento de los lechos de flujo subterráneo incluye una remoción periódica y adición de nueva grava y biomasa. Con el tiempo, la acumulación de sólidos reduce la permeabilidad de la grava y la efectividad de la biomasa decrece (Moshiri, 1993).

El lodo y paja se acumulan un índice entre 1.5-2.5 cm-año⁻¹. Este material reduce la eficiencia del sistema y por lo tanto se requiere su remoción. Al acumularse causa variaciones en la hidrología de los lechos y reducen el crecimiento de las plantas. Si la eficiencia del sistema decrece, se requiere recultivar el lecho o hacer fluir agua limpia para remover los contaminantes acumulados (McEldowney, 1993).

Se puede presentar el problema de Yerbas que retardan el crecimiento de las plantas, para ello se ha probado que el método más efectivo para combatirlos es inundar el lecho, por lo que se recomienda una estructura de salida que permita que el nivel del agua se eleve hasta 20 cm por arriba de la superficie y se baje hasta el fondo del lecho. Por otro lado las plantas crecen en grava y arena, por lo que si las hierbas llegaran a desarrollarse en este medio son fáciles de retirar debido a que sus raíces son menos seguras en arena que en suelo (Hammer, 1989; Moshiri, 1993).

3. Manejo del nivel del agua

En los lechos de hidrófitas el control de los niveles de agua influenciará sobre la supervivencia de la planta. Por eso es uno de los aspectos más críticos para el buen funcionamiento del sistema, sobre todo durante el primer año después del trasplante. Un error común es asumir que debido a que la planta soporta la humedad, puede tolerar un elevado nivel de agua (Hammer, 1989).

Frecuentemente, un exceso de agua crea más problemas para las plantas durante su primera estación de crecimiento debido a que las plantas no reciben la cantidad de oxígeno necesaria en sus raíces. Las plantas emergentes deben plantarse en un sustrato húmedo (pero no inundado). Para un mejor desarrollo de estas, el sustrato para tallos pequeños (2 - 5 cm) debe estar solamente saturado, no inundado, y al ir creciendo se puede ir incrementando el nivel del agua proporcionalmente (Moshiri, 1993).

Para medios muy permeables con alta conductividad hidráulica (como grava), se recomienda que el nivel normal de agua se mantenga de 2 a 5 cm por abajo de la superficie del lecho (Moshiri, 1993).

4. Control de mosquitos

En el lecho de hidrófitas de flujo superficial se generan microorganismos, lo que constituye el hábitat adecuado para el crecimiento de larvas de mosquito. Se ha encontrado que la cantidad de mosquitos en el sistema de flujo superficial está directamente relacionada con la cantidad de carga orgánica y poca densidad de plantas. Este problema se presenta en los dos primeros años, sin embargo puede controlarse mediante los siguientes mecanismos:

- Control ecológico por la introducción de peces anfibios.
- Aireación del embalse.
- Cosecha programada (Wile, et al, 1987).

La cosecha consiste en extraer las plantas, por lo que es conveniente elegir una cuyo interés comercial sea alto, como las forrajeras (berro acuático, chilicastle, lechuga de agua, etc.) o aquellas que tienen valor en el mercado de artesanías o industrial como el bejuco o el carrizo (SARH, 1980).

El crecimiento de las hidrófitas flotantes es proporcional a la temperatura, por lo tanto se puede programar una cosecha cada 6 ó 12 días. Por otro lado, las hidrófitas emergentes tienen un crecimiento más lento (Rico, 1992).

En los lechos de flujo superficial, en ningún caso se debe permitir el desarrollo de peces como carpa que se alimentan del suelo, ya que esto produce la resuspensión de los materiales del fondo, incluyendo sedimentos. Estos efectos reducen el crecimiento de las plantas y de los microorganismos necesarios para la actividad biológica (Reimold, 1996).

El monitoreo se debe enfocar en los cambios en la calidad del agua dentro del lecho y en la salida, aunque el monitoreo de la vegetación es menos importante, sin embargo, la salud de la especie dominante es importante dada su baja diversidad. Se recomienda un monitoreo periódico de patógenos en las plantas y contenido de nutrientes (Reed, 1990).

5.10 BIBLIOGRAFÍA

1. Boutin, C, 1987, <<Domestic Wastewater Treatment in Tanks Planted with Rooted Macrophytes: Case Study; Description of the System; Design Criteria and Efficiency>>, Water Science and Technology, Vol. 19, No. 10, pp. 29 - 40.
2. Brix, Hans, 1987, <<Treatment of Wastewater in the Rhizosphere of Wetland Plants - the Root Zone Method>>, Water Science and Technology, Vol. 19, No. 10, pp. 107 - 15.
3. Brix, Hans, 1994, <<Functions of Macrophytes in Constructed Wetlands>>, Water Science and Technology, Vol. 29, No. 4, pp. 71-78.
4. Brown, D.S, 1994, <<Inventory of Constructed Wetlands in the United States>>, Water Science and Technology, Vol. 29, No. 4, pp. 309-318.
5. Chambers, J.M., McComb, A.J., 1994, <<Establishing Wetland Plants in Artificial Systems>>. Water Science Technology, Vol. 29, No. 4, pp. 79-84.
6. C1óris, M., Aralljo, H., 1987, <<Use of Water Hyacinth in Tertiary Treatment of Domestic sewage>>, Water Science and Technology, Vol. 19, No. 10, pp. 11 - 17.
7. Crites, R.W., 1994, <<Design Criteria and Practice for Constructed Wetlands>>, Water Science and Technology, Vol. 29, No. 4, pp. 1 - 6.
8. Cooper, P.F., et. al., 1990, <<The Use of Reed Bed Treatment Systems in the U.K>>., Water Science and Technology, Vol. 22, No. 1, pp. 57 - 64.
9. Cooper, P.F., et. al, 1996, Reed Beds and Constructed Wetlands for Wastewater Treatment. WRC, pp. 184.
10. Environmental Protection Agency, 1988, Constructed Wetlands and aquatic Plant Systems for Municipal Wastewater Treatment, Office of Research and Development, EPA/625/1-88/022.
11. Gillete, B., 1988, <<Revolution in wastewater treatment>>, BioCycle, Vol. 29, No. 3, pp. 48 - 51.
12. Haber, R., et al., 1995, <<Constructed Wetlands in Europe>>, Water Science and Technology, Vol. 32, No. 3, pp. 305 - 315
13. Hammer, D. A, 1989, Constructed Wetlands for Wastewater Treatment. Municipal, Industrial and Agricultural, Lewis Publishers, pp. 819. U.S.A.
14. Juwarkar, A.S., 1995, <<Domestic Wastewater Treatment Through Constructed Wetland in India>>, Water Science and Technology, Vol. 32, No. 3, pp. 291 - 294.
15. Kadlec, R.H., 1995, <<Overview: Surface Flow Constructed Wetlands>>, Water Science and Technology, Vol. 32, No. 3, pp. 1 - 12.

16. Kreiner I., Monroy O., Ayala C., Escalante E. (1993). <<La aplicación del tule y apio en el tratamiento de aguas residuales con el filtro de suelo con planta, primeros resultados>>. Memorias del IX Congreso Internacional de AIDIS de Norteamérica y del Caribe. Capítulo 3, 111-24. México, D.F.
17. McEldowney, S., Hardman, D.J., Waite, S. (1993). Pollution: Ecology and Biotreatment. Longman Scientific & Technical. Pp. 298. U.S.A.
18. Metcalf & Eddy, Inc. (1991). Wastewater Engineering. Treatment, disposal and reuse. McGraw-Hill Publishing Company. 3^{ra} Edición. U.S.A.
19. Mitsch, W. J., Jorgensen, S. E. (1989). Ecological Engineering. An introduction to Ecotechnology. John Wiley & Sons. Pp. 463. U.S.A.
20. Moshiri, G.A. (1993). Constructed Wetlands for Water Quality Improvement. Lewis Publishers. pp. 615, U.S.A.
21. Netter, R. (1994). <<Flow Characteristics of planted Soil Filters>>. Water Science and Technology. Vol. 29, No. 4, pp. 37-44.
22. Pujol, R. and Lienard, A. (1990). <<Qualitative and Quantitative Characterization of Waste water for Small Communities>>. Water Science and Technology. Vol 22. No. 3/4. Pp. 253-260.
23. Reddy, K.R., DeBusk, T.A. (1987). <<State-of-the-art Utilization of Aquatic Plants in Water Pollution Control>>. Water Science and Technology. Vol. 19, No. 10, pp. 61 - 79.
24. Reed, S. (1990) Natural Systems for Wastewater Treatment. Manual of practice. Water Pollution Control Federation. U.S.A. Pp.- 270.
25. Reed, S.C. (1991) <<Constructed Wetlands for Wastewater Treatment>>. BioCycle. Vol. 32. No. 1.
26. Reed, S. C., et al. (1992) <<Constructed Wetland Design - the First Generation>>. Water Environment Research. Vol. 64, No. 6. Pp. 776 - 781.
27. Reed, S. C., et al. (1995) <<Subsurface Flow Wetlands - a performance Evaluation>>. Water Environment Research. Vol. 67, No. 2. Pp. 244 - 248.
28. Reimold, R.J. (1996) <<Use of constructed natural systems>>. Land and Water Vol. 40, No. 2. Pp. 40 - 42.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
VI.- SANEAMIENTO
6.- INFILTRACIÓN RÁPIDA**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

6. INFILTRACIÓN RÁPIDA

INTRODUCCIÓN

El tratamiento del agua residual es un problema que el hombre ha tenido desde que se percato de los impactos ambientales negativos que se originaban al verter las aguas residuales a las superficiales. Para disminuir este contratiempo, actualmente existe una gran variedad de tecnologías de tratamiento, cuyo fin es mejorar la calidad del agua tratada para que al verterla a los cuerpos de agua receptores no se alteren sus condiciones químicas, físicas y biológicas (EPA, 1977).

Una buena alternativa son los sistemas de tratamiento en el suelo, estos dependen principalmente de componentes naturales (plantas y superficie de suelo) y, en menor grado, de elementos mecánicos para remover contaminantes de las aguas residuales, son capaces de llevar a cabo niveles de remoción comparables a la más avanzada tecnología de tratamiento de agua residual; también, un control de la contaminación del agua, constituye un mecanismo adicional para la recuperación y reuso, proporcionando beneficios adicionales, tales como aprovechamiento de nutrientes para la producción de cosechas. La utilización de sistemas naturales puede reducir costos, energía y complejidad de operación (Sherwood, 1995).

La aplicación en el suelo de aguas residuales se ha practicado de diversos modos: irrigación de cosechas y sitios para recreo, como proceso de tratamiento con colección y descarga de agua tratada, descarga indirecta al agua superficial y aplicación directa a la superficie del suelo. Es posible modificar cualquiera de las prácticas anteriores con el fin de lograr objetivos específicos (EPA, 1977).

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales por aplicación en el suelo más utilizados son: 1) infiltración lenta irrigación 2) infiltración rápida y 3) flujo superficial. En menor escala de uso se encuentran: 4) aplicación a <<tierras húmedas>> y 5) aplicación subsuperficial (EPA, 1977).

En este capítulo únicamente se desarrollara en forma descriptiva el sistema de infiltración rápida. No se llevó a cabo la elaboración de planos funcionales y estructurales, tampoco se considero la IR como parte de un tren de tratamiento; esto debido a que se requieren de condiciones específicas (suelos porosos) para desarrollar el sistema. Sin embargo, como se menciona con anterioridad, en este capítulo únicamente se describen en forma general los conceptos básicos de la infiltración rápida. La estructura que presenta el capítulo es de la siguiente manera: en primer lugar se mencionan los objetivos, enseguida se presenta la descripción y funcionamiento, así como las ventajas y desventajas. El siguiente punto a tratar es el análisis de ámbito y variación poblacional, posteriormente se lista la metodología para el diseño y, finalmente, la operación y mantenimiento.

6.1 OBJETIVOS

Los principales objetivos que se persiguen al utilizar este tratamiento son:

- Recarga de agua subterránea.
- Recuperación del agua tratada por medio de pozos o drenes subterráneos para su posterior reuso.
- Recarga de Corrientes superficiales alimentadas por mantos freáticos.
- Almacenamiento temporal del agua tratada en los acuíferos.
- Evitar intrusión salina (Sherwood, 1995; SARH, 1982; EPA, 1977).

6.2 DESCRIPCION

Antes de comenzar con la descripción y funcionamiento del proceso, primero se determinan algunos términos importantes como son: textura y estructura del suelo, tasa de infiltración permeabilidad y porosidad.

a) Textura y estructura del suelo

Ambas propiedades son particularmente importantes cuando la infiltración del agua es un factor de diseño. Principalmente existen tres agrupaciones, que son: suelos arenosos, cuya textura es granular (partículas grandes, cuyo tamaño es de 0.5 a 2 mm); suelos para cultivo, de textura moderadamente granular (incluye arenas finas, el tamaño del grano ésta en el rango de 0.1 a 0.5 mm) y, finalmente, suelos arcillosos que pueden ser de textura media (arena muy fina), moderadamente finos (arcilla y arena) y finos (arcilla y arcillo arenoso, de 0.001 a 0.05 mm).

La estructura del suelo se refiere a la aglomeración de partículas del mismo para formar agregados de mayor tamaño. Los suelos bien estructurados con grandes huecos entre las aglomeraciones transmitirán el agua mas rápidamente que aquellos menos estructurados de la misma textura para la infiltración se prefieren los primeros. Los suelos de textura más fina y que están bien estructurados pueden filtrar grandes cantidades de agua. Los movimientos de la tierra y las construcciones pueden alterar o destruir la estructura del suelo y cambiar significativamente la permeabilidad natural. Para la infiltración rápida se prefieren los suelos arenosos de textura granular. (Sherwood, 1995; EPA, 1977).

b) Tasa de infiltración y permeabilidad.

Un material es considerado permeable si contiene poros interconectados u otra forma similar a través de las cuales el agua puede fluir; la permeabilidad es una medida de la capacidad de los líquidos para pasar a través del suelo (Sherwood, 1995).

La tasa de infiltración se define como la razón a la cual el agua entra al suelo desde su superficie. Aunque la tasa de infiltración medida en un sitio particular puede disminuir con el tiempo debido al taponamiento de la superficie, la permeabilidad en la subsuperficie vertical generalmente permanece constante; como resultado, las medidas de infiltración a corto plazo se pueden utilizar como una estimación a largo plazo de la permeabilidad vertical saturada (Sherwood, 1995).

c) Porosidad

Es la relación entre los huecos y el volumen total del suelo. Se puede expresar como porcentaje. La porosidad se puede definir como la cantidad máxima de agua que un suelo puede contener cuando éste está saturado (Sherwood 1995).

Una vez definidos los conceptos y términos a utilizar, a continuación se presenta la descripción del sistema.

La infiltración rápida es un tratamiento que utiliza los procesos naturales físicos, químicos y biológicos del suelo para tratar agua residual cruda, efluentes de tratamientos primarios, secundarios o terciarios. Las tasas de aplicación son relativamente altas y el agua se percola horizontal o verticalmente desde las zonas de aplicación éstas son típicamente cuencas ubicadas en suelos arenosos o de alta permeabilidad. Por cuenca se entenderá una cavidad hecha en el suelo, donde se vaya a aplicar la IR. (McGhee 1991; Manual of Practice, 1989; Middlebrooks, 1982)

El fondo de la cuenca puede estar cubierto por vegetación que tolere tanto condiciones húmedas como secas, sin embargo, usualmente no forma parte del sistema ya que las tasas de aplicación son demasiado altas para que se lleve a cabo una efectiva retención de nutrientes; aunque existen situaciones en las cuales la vegetación es parte integral en la estabilización de la superficie del suelo y ayuda a mantener altas tasas de aplicación (Sherwood, 1995; McGhee, 1991; Tchobanoglous, 1987; Manual of Practice, 1989).

6.2.1 Funcionamiento

Como ya se menciona en este sistema el efluente a tratar se vierte al suelo con una tasa de aplicación del orden de 0.1 a 3.0 ni/semana. Mientras no exista una capa en la subsuperficie que impida el flujo vertical, el agua percolada continuara su trayectoria por el subsuelo hasta que se una a un acuífero superficial (SARH, 1982; Sherwood, 1995; Hammer, 1986; Middlebrooks, 1982; EPA, 1977).

Las aplicaciones del agua se llevan a cabo por medio de aspersores o distribuyendo de manera uniforme en áreas de infiltración relativamente pequeñas (0.1 a 0.2 hectáreas); separadas por diques, estos forman cuencas no alineadas poco profundas. Las dimensiones recomendadas para la construcción de los diques son 0.6 m de ancho y 1.2 m de alto, cuando son menos anchos se dificulta su construcción y carecen de estabilidad; por otro lado, los diques altos incrementan el costo de construcción potencial de erosión y dificultan el acceso a las cuencas. En este sistema, la evaporación que se presenta en las cuencas es poca, ver figura 6.1 (, 1977; Tchobanoglous, 1987; Manual of Practice FD-16-1990).

El sistema debe operar de manera intermitente con el fin de permitir períodos de secado que restauren las condiciones aerobias necesarias para la oxidación de materia orgánica y nitrificación del amonio absorbido, al mismo tiempo se devuelven las características de permeabilidad del suelo. Las condiciones anaerobias que se presentan durante los períodos de inundación tienden a reducir la porosidad del suelo; también debe existir en el perfil de este una zona no saturada necesaria para mantener las tasas de aplicación deseadas. Bouwer (citado por EPA, 1977) reporta que solamente se necesitan 1.5 ni para que se mantengan las condiciones adecuadas de no-saturación. Un manto freático muy profundo no es condición para que se incremente la zona de no saturación. además de que la difusión del oxígeno disminuye a mas de 1 m (Sherwood, 1995; SARH, 1982; Hammer, 1986; Manual of Practice FD-16, 1990; CNA, 1994; EPA, 1977).

Los períodos de inundación y secado dependen de las condiciones climáticas, estación del año, características del suelo, tipo de agua residual, hidrología y otros factores: inclusive muchas veces es necesario realizar pruebas locales para diseñar el mejor ciclo, aunque por lo general el líquido se aplica por períodos de aproximadamente dos semanas, seguido de una a tres de secado antes de que se vuelva a iniciar la siguiente aplicación. En la tabla 6.1 se presentan los ciclos de carga sugeridos, dependiendo del objetivo que se desee alcanzar, tipo de agua residual y estación del año (McGhee, 1991; Tchobanoglous, 1987; Middlebrooks, 1982; Comisión Nacional del Agua, 1994).

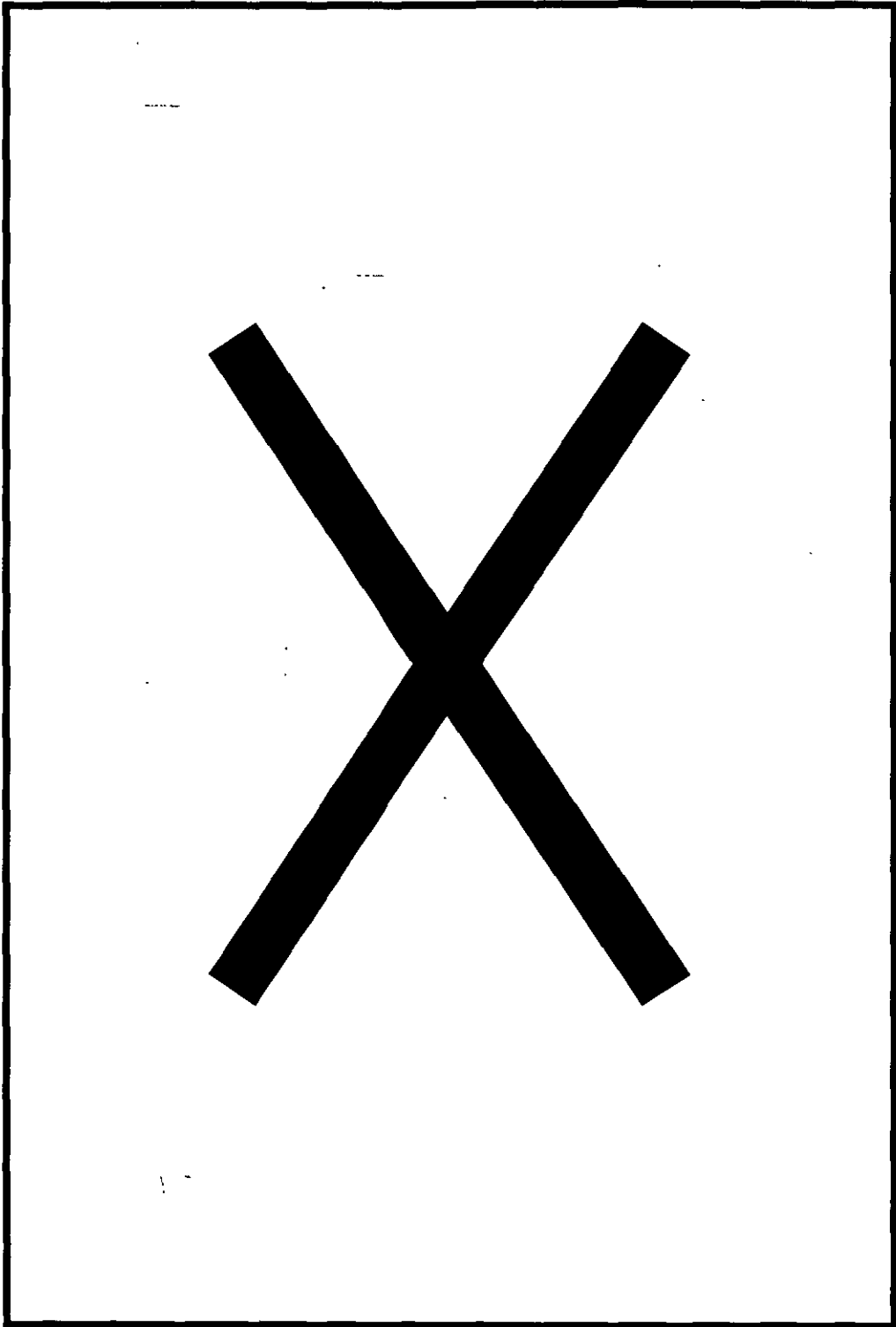
Tabla 6.1 Ciclos de carga sugeridos por la infiltración rápida (Sherwood, 1995)

Objetivo	Tipo de agua residual	Estación	Periodo de inundación (días)	Periodo de secado (días)
Maximizar la tasa de infiltración	Primario	Verano	1 - 2	5 - 7
		Invierno	1 - 2	7 - 12
	Secundario	Verano	1 - 3	4 - 5
		Invierno	1 - 3	5 - 10
Maximizar nitrificación	Primario	Verano	1 - 2	5 - 7
		Invierno	1 - 2	7 - 12
	Secundario	Verano	1 - 3	4 - 5
		Invierno	1 - 3	5 - 10
Maximizar remoción de nitrógeno	Primario	Verano	1 - 2	10 - 14
		Invierno	1 - 2	12 - 16
	Secundario	Verano	7 - 9	10 - 15
		Invierno	9 - 12	12 - 16

Como se observa en la tabla, los periodos de inundación para efluentes primarios se deben limitar de uno a dos días a pesar del objetivo o estación esto con el fin de prevenir la obstrucción del suelo ocasionada por la mayor cantidad de sólidos suspendidos (SS). En cuanto a los periodos de secado, los tiempos más cortos se aplican para climas templados, mientras que para climas fríos los periodos de secado son más amplios (Sherwood, 1995; Manual of Practice FD-16, 1990).

El percolado obtenido por medio de la infiltración rápida puede recuperarse con ayuda de drenes subterráneos o mediante pozos; cuando se utilizan drenes la profundidad de estos debe ser de 1.8 m o más; generalmente, el agua obtenida es de buena calidad (McGhee, 1991; Tchobanoglous, 1987; Middlebrooks, 1982; CNA, 1994).

Figura 6.1 Infiltración rápida



6.2.1 Pretratamiento del agua residual

En general, el nivel de tratamiento de preaplicación tiene como objetivo asegurar el desempeño óptimo del proceso y es necesario por diversas razones tales como:

- 1) Mejoramiento del sistema de distribución.
- 2) Reducir condiciones adversas, si es necesario almacenar el agua residual.
- 3) Obtener el nivel mas alto de remoción de contaminantes del agua residual.
- 4) Reducir la obstrucción de los poros del suelo.
- 5) Reducir el riesgo de impactos a la salud pública (EPA, 1977).

Para aguas residuales municipales, el nivel adecuado para un tratamiento de preaplicación normalmente es sedimentación primaria, que reducirá la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y sólidos suspendidos (SS). Pero no afectara las concentraciones de nitrógeno (N) y fósforo (P). Un nivel equivalente de remoción de sólidos suspendidos se puede lograr en dos pequeñas lagunas; la primera es aerada con un tiempo de retención de cinco días, y la segunda sólo un día. La ventaja que presenta este último sistema es que se evita el manejo de los lodos, su tratamiento y disposición. El pretratamiento biológico sólo puede ser económicamente factible cuando la infiltración rápida se utiliza en asentamientos urbanos (Sherwood, 1995; EPA, 1977, Manual of Practice, FD-16, 1990).

6.2.1.2 Cuencas de infiltración

En los sistemas de infiltración rápida se prefiere mayor número de cuencas pequeñas que menos cuencas de mayor tamaño, ya que las primeras ofrecen mayor flexibilidad al seleccionar longitudes óptimas de los períodos de inundación y secado. En algunos casos se pueden tener cuencas como reserva; estas se pueden utilizar cuando las otras están en reparación o las tasas de infiltración se encuentren por debajo del promedio, por ejemplo, cuando se presentan largos períodos de lluvia y no hay oportunidad de proporcionar un período de secado para devolver al suelo la tasa normal de infiltración (Middlebrooks, 1982).

El número de cuencas depende del ciclo de aplicación disponibilidad de terreno y topografía del sitio, pero Como se deben tener dos. El tamaño de las cuencas (ancho y largo) ésta controlado por las pendientes del terreno, número de cuencas deseadas, distribución del sistema hidráulico y restricciones del agua subterránea. La decisión sobre el numero de cuencas que se inundarían afecta la distribución del sistema hidráulico. El número mínimo de cuencas requerido para un flujo continuo de agua residual se muestra en la tabla 6.2 (Sherwood, 1995; EPA, 1977; CNA, 1994).

Tabla 6.2 Número mínimo de cuencas requeridas para un flujo continuo de agua residual y aplicación de un año (Sherwood, 1955)

Período de inundación (día)	Período de secado (día)	Número mínimo de cuencas
1	5-7	6-8
2	5-7	4-5
3	7-12	8-13
4	7-12	5-7
5	4-5	5-6
6	4-5	3-4
7	4-5	3
8	5-10	6-11
9	5-10	4-6
10	5-10	3-5
11	10-14	11-15
12	10-14	6-8
13	12-16	13-17
14	12-16	7-9
15	10-15	3-4
16	10-15	3
17	10-15	3
18	12-16	3-4
19	12-16	3
20	12-16	3

Cada Cuenca debe tener su propio sistema de control de entrada y salida de flujo; así Como una pendiente de aproximadamente 10 grados para que toda el agua pueda salir por gravedad cuando se detenga la entrada del influente y condense el período de secado. No deben existir sitios en desnivel para evitar que el agua continúe estancada y se desarrollen algas; si esto sucede, las tasas de infiltración llegaría a ser tan bajas que tomaría varios días antes de que desaparezcan los últimos centímetros de agua, la recuperación de esta será menor y el secado de toda la cuenca se llevara a cabo en un período de tiempo muy largo, lo cual no es recomendable. El efecto neto de todo esto es que las áreas no drenadas en las cuencas reducirían la tasa de aplicación ya sea por una pobre recuperación de la infiltración en los sitios a desnivel o por requerir períodos extra largos para el secado (Middlebrooks, 1982).

El efecto neto de todo esto es que las áreas no drenadas en la cuencas reducirán la tasa de aplicación, ya sea por una pobre recuperación de la infiltración en los sitios a desnivel o por requerir períodos extra largos para el secado (middlebrooks, 1982).

La profundidad del agua en las cuencas de infiltración normalmente es de 10 a 60 cm. Cuando las profundidades son mayores, las tasas de infiltración normalmente se incrementan, aunque también ocasionaría un aumento en el crecimiento de algas, como consecuencia se presentarán los efectos antes mencionados. Por el contrario se esperaría que cuando la profundidad del agua en la cuenca sea menor la infiltración disminuya, sin embargo, esta es mayor y las algas no tienen tiempo para desarrollarse. Por esta razón menor profundidad de agua produciría mayores tasas de infiltración que profundidades más grandes, sobre todo durante los meses de verano. En invierno las algas son mucho menos activas y se espera que las tasas de infiltración se incrementen al aumentar la profundidad del agua (Middlebrooks, 1982; Tchobanoglous, 1987).

Cuando se van a construir las cuencas se debe tener cuidado especial para no compactar las superficies de infiltración ya que la permeabilidad puede variar dependiendo del contenido de humedad al momento de la compactación. De ser posible, en la construcción se debe evitar usar materiales de relleno (este debe ser material poroso), porque ocasionaría que se utilice equipo de construcción que podría dañar las propiedades Hidráulicas del suelo (Sherwood, 1995).

En base a la experiencia en la construcción de sistemas de infiltración rápida que utilizan materiales de relleno, se recomienda lo siguiente:

1. Se debe hacer una prueba de inundación en una cuenca utilizando el material de relleno que se vaya a ocupar para todo el sistema. La profundidad del relleno debe ser igual a la profundidad final o 1.5 m, el valor que sea menor. La tasa de carga Hidráulica para las áreas de relleno se basaran en los resultados de estas pruebas.
2. Al colocar el material de relleno en el Area de infiltración el suelo debe estar seco.
3. El suelo areno-arcilloso con un contenido de arcilla de 10% o más, no es confiable para usarse como material de relleno en las cuencas.
4. La secuencia de construcción en suelos secos es:
 - a) Cortar o rellenar a la elevación especificada.
 - b) Rastrillar el fondo de las cuencas a una profundidad de 0.6 a 1 m en dos direcciones
 - c) Retirar de la superficie el material apelmazado (Sherwood, 1995).

6.2.1.3 Remoción de contaminantes

La remoción de contaminantes se realiza mediante el paso del agua por el suelo y la filtración es el principal mecanismo que opera en este sistema. La carga orgánica de SS, DBO y coliformes fecales son casi completamente removidos en la mayoría de los casos. En general se espera que la calidad del agua percolada cuando se tratan efluentes primarios o secundarios a través de 4.5 m. de suelo sea la siguiente: DBO <5 mg/l, SS <2 mg/l y nitrógeno total <10 mg/l (SARH, 1982; EPA, 1977; Sherwood, 1995; Contreras, 1983; CNA, 1994).

Altas concentraciones de DBO, en el efluente primario a tratar proporcionarían una fuente adicional de carbón para las bacterias nitrificantes y se puede llevar a cabo la remoción de nitrógeno del agua residual. Además, estimularía la utilización secundaria que consiste en la capacidad de los microorganismos para romper compuestos orgánicos normalmente no biodegradables si existe otro sustrato en mayor cantidad (Middlebrooks, 1982).

Por otra parte la remoción del fósforo varía de 70 a 99%, dependiendo de las características físicas y químicas del suelo. El principal mecanismo de remoción de este contaminante es la adsorción y en menor escala, la precipitación química. Esto implica que la eficiencia de remoción de crecerá conforme el suelo se vaya saturando. La concentración del fósforo total debajo de las cuencas debe ser aproximadamente menor <1 mg/l (SARH, 1982; Sherwood, 1995; EPA, 1977; Contreras, 1983).

Sin embargo, no existe un tipo de suelo óptimo para llevar a cabo la remoción de contaminantes antes mencionados los suelos de textura fina, tales como tierras para cultivo son muy efectivos en la remoción de DBO, nitrógeno, fósforo, SS y coliformes fecales, pero este tipo de suelo tiene la desventaja de poseer las más bajas tasas de operación y menor capacidad de almacenaje para los sólidos. Por otro lado los suelos arenosos o de textura más gruesa no podrán inmovilizar grandes cantidades de nitrógeno en la forma de amonio o complejos de fósforo. La ventaja que tienen es que permiten grandes cargas de DBO y períodos de descanso más cortos después de aplicar las cargas (Manual of Practice FD-16, 1990).

La remoción de coliformes fecales se puede llevar a cabo en los suelos arenosos, logrando hasta un 99.9 % de remoción, pero definitivamente será muy limitada en grava. Si la arena es muy gruesa, puede ser necesario activar la superficie del suelo aplicando continuamente agua residual durante un período de tres a cinco días esto desarrollará microorganismos en la superficie del suelo, lo cual incrementará la remoción de coliformes fecales (Manual of Practice FD-16, 1990; CNA, 1994).

6.2.1.4 Distancia entre el punto de infiltración y recuperación del agua traída

La distancia entre las cuencas de infiltración y el punto donde el agua traslada abandonar el acuífero depende de la calidad del efluente de agua residual que se descargue en el terreno, de los materiales del suelo, acuífero y requerimientos de calidad para el agua tratada. En general la distancia del flujo subterráneo debe ser tan larga como sea posible; una distancia razonable puede ser de aproximadamente 100 m. El tiempo de retención del agua en el sistema subsuelo-acuífero debe ser por lo menos un mes (Middlebrooks, 1982).

Estos sistemas deben ser diseñados para que la distancia entre el fondo de la cuenca de infiltración y el manto freático, durante los períodos de inundación, no se incremente a más de 0.3 m. Un aumento sobre este nivel puede <<regresar>> el agua infiltrada y reducir la tasa de infiltración. Cuando una cuenca es drenada, el nivel del agua subterránea debe disminuir relativamente rápido a una profundidad de aproximadamente 1.2 m cuando se trata de arena y a 1.8 m en suelos más finos (Middlebrooks, 1982).

6.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

En el caso específico de la infiltración rápida, cuando la superficie de las cuencas esta cubierta por vegetación, existen las siguientes ventajas y desventajas (EPA, 1977).

Ventajas:

- Se mantienen las tasas de infiltración.
- Remoción de SS por filtración.
- Remoción adicional de nutrientes, si la vegetación se corta una vez al año.

Desventajas:

- Incremento en el mantenimiento de las cuencas.
- Profundidades menores de inundación para evitar ahogamiento de la vegetación.
- Períodos más cortos de inundación para promover el crecimiento de vegetación.

6.4 ANALISIS DE ÁMBITO Y VARIACIÓN POBLACIONAL

Los sistemas de infiltración rápida pueden producir agua tratada de suficiente calidad para irrigación no restringida y recreación. Sin embargo, su movimiento dentro del acuífero se debe controlar. Esto se puede llevar a cabo con sistemas como lo muestra la figura 6.2 (Middlebrooks, 1982).

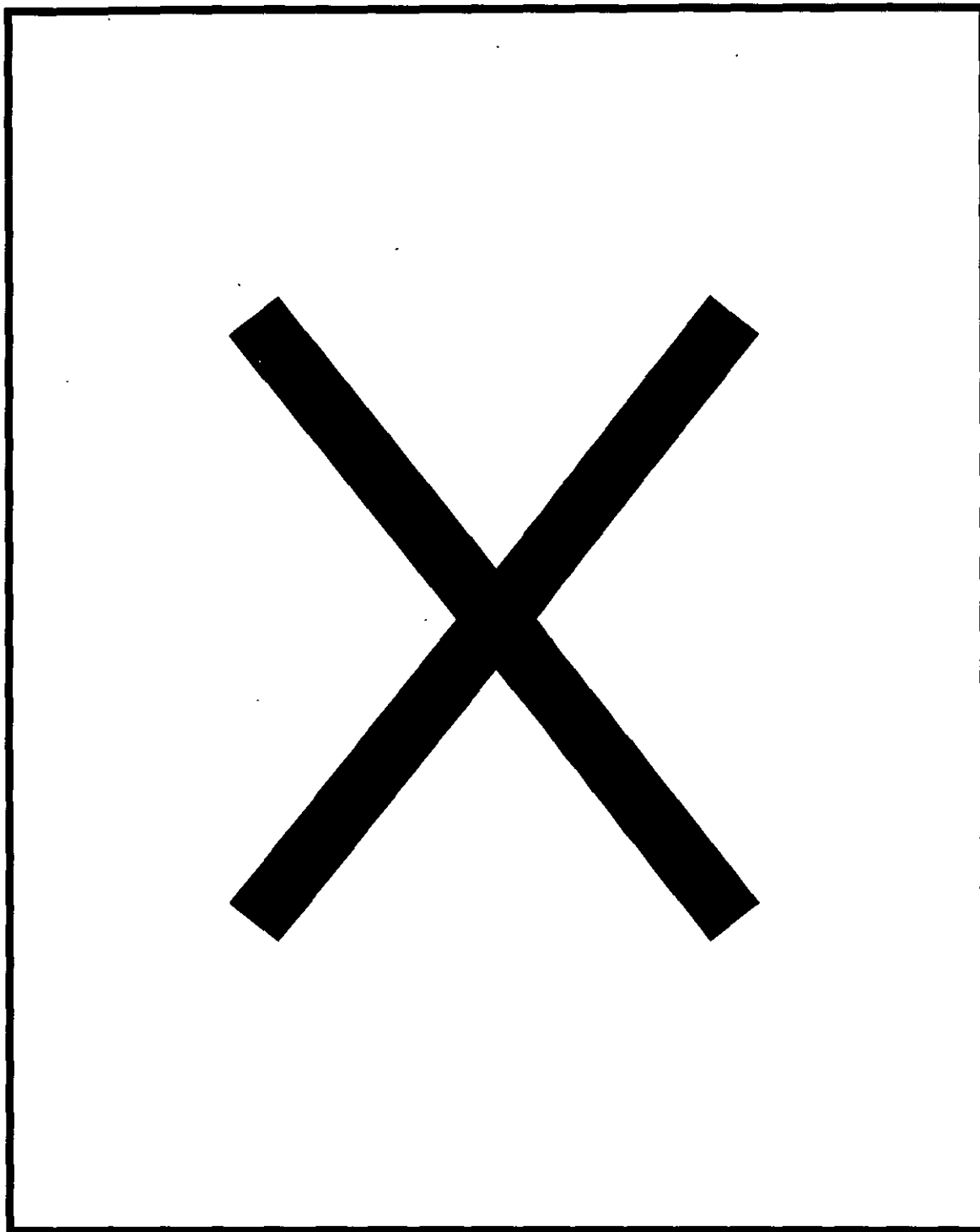
El primer sistema (6.2a) representa la situación donde las cuencas de infiltración rápida se localizan en sitios elevados y el agua tratada drena naturalmente hacia las corrientes u otros cuerpos superficiales, desde donde se puede utilizar nuevamente. En estos casos, el nivel del agua subterránea debe controlarse para prevenir montículos de agua (EPA, 1977).

Estos sistemas también se usan en lugares donde se pretende reducir la contaminación de lagos o corrientes. El efluente en lugar de ser descargado directamente al cuerpo de agua superficial, se pasa primero a través del sistema de infiltración rápida para que eventualmente drene al acuífero como agua tratada (Middlebrooks, 1982).

En el segundo sistema (6.2b), no existe drenaje natural hacia el cuerpo receptor, pero el nivel del agua subterránea es suficientemente alto para que el agua tratada pueda ser colectada mediante drenes.

Cuando el nivel del agua subterránea es demasiado profundo no se pueden utilizar drenes subterráneos y el agua debe ser colectada a través de una serie de pozos (tercer sistema, 6.2c). Las cuencas de infiltración se pueden colocar en dos líneas paralelas con una serie de pozos en medio de ambas. Para evitar que el agua tratada se disperse fuera del acuífero del sistema, se pueden controlar las tasas de infiltración y bombeo de los pozos, con el fin de proteger el nivel del agua subterránea en el acuífero adyacente; para ello se colocan pozos de observación en el extremo más alejado de las cuencas de infiltración y se monitorea el nivel del agua en los pozos (Middlebrooks, 1982).

Figura 6.2 Sistemas de infiltración con recuperación de agua tratada (modificado de Middlebrooks, 1982)



Cuando el agua tratada se recolecta para uso potable se debe aplicar un postratamiento después de la infiltración rápida, principalmente para eliminar compuestos orgánicos no biodegradables que pueden resultar tóxicos para el hombre los métodos utilizados para eliminar dichos compuestos pueden ser adsorción por carbón activado, adsorción por resinas y ósmosis inversa que resultarán mucho mas económicos para como postratamiento cuando las concentraciones de carbón orgánico total son mucho menores que como pretratamiento, cuando dichas concentraciones suelen ser de hasta 20 mg/l (para efluentes secundarios). Sin embargo existen situaciones en las cuales el agua tratada se dispersa en el acuífero de manera descontrolada, posteriormente se recolecta en los pozos de recuperación y se utilizará para uso potable; en estos casos es necesario proporcionar al agua residual un pretratamiento que resultará ser una opción mucho más cara. Cuando el agua tratada se utiliza para recarga de acuíferos subterráneos, esta no debe ser clorada (Middlebrooks 1992).

A pesar de que el sistema de infiltración rápida puede producir efluentes de buena calidad, no se recomienda para el medio rural debido a que requiere de costosos estudios de suelo para determinar si éste es el indicado para establecer el tratamiento, debido a esto, no resultaría costeable para pequeñas comunidades rurales y, por lo tanto, se proponen otros métodos para el tratamiento del agua residual.

6.5 DISEÑO

6.5.1 Metodología

El procedimiento para el diseño del sistema de infiltración rápida se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 6.3 procedimiento para el diseño del sistema de infiltración rápida (modificada de Sherwood, 1995; EPA, 1977; Manual of practice FD-16, 1990).

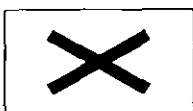
Paso	Descripción
1	Características del agua residual
2	Caracterizar el sitio adecuadamente
3	Determinar la tasa de infiltración y seleccionar un factor de seguridad
4	Predecir la trayectoria hidráulica
5	Determinar los requerimientos de tratamiento
6	Seleccionar el nivel de tratamiento de preaplicación
7	Calcular la tasa de carga hidráulica anual, DBO y SS
8	Calcular el área de campo
9	Determinar requerimientos de almacenaje y cubierta vegetal
10	Revisar el nivel del agua subterránea
11	Seleccionar el ciclo de carga hidráulica final
12	Determinar la tasa de aplicación
13	Determinar el número de cuencas
14	Remoción de nitrógeno, fósforo, DBO, etc.
15	Distribución del agua
16	Determinar los requerimientos de monitoreo
17	Descarga (agua subterránea) y/o recuperación (agua superficial)

El paso 2 que consiste en la investigación de sitios para la infiltración rápida, requiere especial consideración con respecto a la topografía, tipo de suelo y uniformidad del mismo; la caracterización del perfil del suelo debe ser al menos de 3 m de profundidad. Los sitios con numerosos cambios en el relieve sobre una pequeña área no son buenas opciones para la infiltración rápida. Cualquier suelo que contenga una fracción de arcilla mayor del 10%, se debe excluir como opción para la construcción del sistema, sobre todo si se requiere rellenar el área para el diseño.

Los suelos extremadamente no uniformes no son excluidos en el desarrollo del sistema, pero si se selecciona, se incrementa significativamente el costo y la complejidad en la investigación del sitio (Sherwood, 1995; SARH, 1982; Peavy, 1988).

Los pasos 3 y 4 se pueden determinar de la siguiente manera: la tasa de infiltración está basada en pruebas realizadas en el sitio donde se desee aplicar el tratamiento (se toma la media de una serie de análisis) y la trayectoria hidráulica se calcula de acuerdo al perfil del suelo hidrología (Sherwood, 1995; Manual of Practice FD- 16, 1990).

Los requerimientos de terreno incluyen: cuencas para infiltración, caminos de acceso, tratamiento de preaplicación y una zona de amortiguamiento o área para futuras expansiones. El área de aplicación puede determinarse mediante (EPA, 1977; Sherwood, 1995):



donde:

A = área de aplicación, hectárea (ha)

C = factor de conversión = 10^4 ha/m²

Q_m = flujo promedio de agua residual, ml/día

L_w = tasa anual de aplicación, m/año

Esta ecuación no considera los requerimientos de terreno para la construcción de diques que separen las cuencas y caminos de acceso. Finalmente, como se puede observar en la tabla 6.3, el clima no es un factor para el diseño (Sherwood, 1995).

En lo referente al transporte del agua, ésta puede conducirse hasta las cuencas de infiltración por medio de tubería canales abiertos; las salidas en ambos casos pueden ser a través de válvulas; que deben dimensionarse adecuadamente para que las pérdidas hidráulicas sean insignificantes. Posteriormente, el sistema de distribución repartirá agua a una tasa a la cual constantemente se inundarán las cuencas a una profundidad relativamente uniforme durante todo el período de aplicación; el canal del efluente puede usarse para este fin (EPA, 1977).

Para todos los tipos de sistema de distribución, la capacidad del mismo se define como los requerimientos de flujo máximo y el área de campo requerida. Esta capacidad se calcula mediante (EPA, 1977):



donde: Q = capacidad de descarga, l/seg.

C = constante = 28.1

A = área de campo, hectárea

D = profundidad de aplicación, cm

F número de días del ciclo completo

H número de horas de operación

La capacidad del sistema es útil para determinar el tamaño de la línea principal, capacidad de bombeo, requerimientos de almacenaje y tiempo de operación (EPA, 1977).

6.5.1.1 Tasa de carga hidráulica

El diseño para un sistema de infiltración rápida está limitado por las características hidráulicas del perfil del suelo, ya que se deben aplicar grandes volúmenes de agua en áreas relativamente pequeñas, también se debe considerar la tasa de carga hidráulica por ciclo, capacidad de infiltración del suelo, ciclos de inundación, secado y permeabilidad del subsuelo. La tasa potencial de infiltración es aquella a la cual se espera que el agua residual se infiltre en el suelo durante un determinado período de tiempo; para calcularla, es necesario considerar la naturaleza cíclica de las cargas hidráulicas en el sistema, la variabilidad normal de las condiciones del sitio y las limitaciones de las pruebas de campo, sobre todo a pequeña escala; un pequeño porcentaje de la tasa potencial de infiltración se usa para propósitos de diseño y para calcular la tasa de carga hidráulica anual (Sherwood, 1995; EPA, 1977)

Si se llevan a cabo pruebas de infiltración en las cuencas, el factor de seguridad para la carga hidráulica puede estar en el rango de 7 a 15 %. Se utilizan los valores de 7 a 10 % cuando las características del sitio y los resultados de las pruebas presentan variaciones; cuando éstas son pocas, el rango recomendado es de 10 a 15 %. La selección de un factor específico depende del número y tipo de medidas de campo, así como de la variabilidad o uniformidad de las condiciones del suelo. Cuando se realiza un gran número de pruebas de campo, los resultados no varían ampliamente y las condiciones del sitio son uniformes, se pueden utilizar mayores factores de seguridad (Sherwood, 1995).

En general, la carga hidráulica media es de 0.02 a 0.3 m³/día-m² dependiendo de las características del suelo, que equivale a requerimientos de terreno de 288 a 4320 M2 por cada l/seg. de gasto medio (CNA, 1994).

6.5.1.2 Tasa de carga orgánica

La carga orgánica se encuentra en el rango de 2.2 a 11.2 gr. DBO/día-m², para aguas residuales de origen municipal esta limitación de carga orgánica reduce en la práctica la aplicación de carga hidráulica a un rango de 0.02 a 0.08 m³/día-m², equivalentes a requerimientos de área de 1080 a 4320 m² por cada lt/seg. de gasto medio. En el caso de efluente secundarios, la restricción de carga orgánica resulta requerimientos de terreno de 200 a 400 m² por cada lt/seg de gasto medio (CNA, 1994).

Las experiencias con aguas residuales de industrias vinícolas han mostrado que las tasas de carga de DBO superiores a 670 kg/hectárea, pueden presentar problemas de olores. Un efluente primario con aplicación de 8 cm/día y con un nivel de DBO de 150 mg/l, puede generar 120 kg/hectárea/día de carga de DBO, la cual no crea problemas de olores (Sherwood, 1995).

6.5.1.3 Ejemplo de tasa de aplicación

Determinar las tasas de carga hidráulica y de aplicación para un sistema de infiltración rápida que utiliza un efluente primario. El diseño pretende maximizar la tasa de infiltración. La tasa de infiltración medida usando pruebas de inundación de cuencas dio un resultado de 4 cm/h. Se realizaron pocas pruebas de campo y los resultados fueron muy variables (Sherwood, 1995).

Solución

Cálculo de la tasa potencial de infiltración anual usando el resultado de las pruebas de campo que son los 4.cm/h.

Si el perfil del suelo fuera uniforme y no existieran condiciones de taponamiento, esta es la tasa potencial de infiltración anual a la cual el agua puede infiltrarse continuamente durante todo un año en una cuenca. Debido a que esto no ocurre, es necesario utilizar un factor de seguridad para el diseño.



2.Cálculo de la tasa de aplicación anual para el diseño. Como los resultados de las pruebas fueron variables, el rango apropiado para el factor de seguridad es de 7 a 10 %; se selecciona el punto medio del rango como valor para el cálculo, esto es 8.5%.



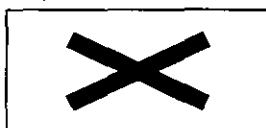
Este valor es la cantidad de agua que se puede aplicar al sitio durante un año si no hay restricciones estacionales, de mantenimiento, o ciclos especiales que incluyen inundaciones muy cortas seguidas por períodos de secado muy largos. Si las cuencas no operan todo el año es necesario reducir proporcionalmente la tasa de aplicación anual.

3. determinación de la tasa de aplicación. Como se pretende maximizar la tasa de infiltración, se selecciono un ciclo de carga de dos días de inundación y 12 días de secado, correspondientes a las condiciones de invierno (tabla 6.1).

Tasa de aplicación por ciclo = tasa de aplicación anual para el diseño /ciclos por año:



Tasa de aplicación diaria:



Tasa de aplicación diaria:



El valor de 0.572 m/día es el promedio de aplicación diaria durante los dos días de inundación al comienzo de cada ciclo. Esta tasa es menor que la proporcionada por las pruebas:



Lo que quiere decir que el agua aplicada se infiltrara tan pronto como se completen los dos días de inundación; dejando los 12 días de secado para que se restablezcan las condiciones del suelo. Después de un largo período de operación se puede presentar obstrucción en los poros del suelo y eventualmente se requerirá mantenimiento. Suponiendo que durante el segundo día de aplicación la tasa de infiltración medida (0.96 ml/día) se reduce en 25%, se calcula el tiempo total requerido para que se infiltre el agua aplicada.



Si el tiempo total del ciclo es de 14 días (dos de inundación y 12 de secado), el tiempo calculado permite, tener 11 días para el secado del suelo.

6.6 OPERACION Y MANTENIMIENTO

Los sistemas de infiltración rápida instalados en climas fríos, pueden operar alrededor de un año en forma exitosa. Es esencial la protección térmica adecuada para la tubería, válvulas y estaciones de bombeo. La formación de hielo dentro o sobre la superficie del suelo constituye el principal problema a evitar. Las precauciones que se deben tomar son las siguientes:

1. Se debe combinar una aplicación superficial entre crestas, surcos y una delgada película de hielo <<flotante>>; éste proporciona protección térmica al suelo y descansa sobre la parte superior de las crestas a medida que el agua residual se infiltra en los surcos.
2. Incorporación de <<cercas>> de nieve en las cuencas, seguida por la inundación abajo de la capa de nieve.
3. Diseño de una o más cuencas para carga continua durante condiciones extremas. Estas cuencas deben tener un largo periodo de descanso durante el siguiente verano.
4. Retención del calor disponible en el agua residual usando un tratamiento de preaplicación (Sherwood, 1995).

La mejor herramienta de trabajo en climas fríos es tratar de anticipar severas disminuciones de temperatura y evitar que haya residuos de agua en el suelo justo cuando desciende la temperatura. Si esto no es posible, es mejor continuar con la aplicación para mantener condiciones húmedas. La capa de hielo que se forme flotara y proporcionara algo de aislamiento que prevendrá una perdida excesiva de calor del agua residual que esta entrando. La calidad del percolado se deteriora durante los periodos fríos, pero no en forma critica; si este deterioro no es aceptable, se necesitara almacenamiento para el agua residual; los requerimientos de volumen se relacionan con la frecuencia y duración de dichos periodos (Manual of Practice FD-16, 1990).

Es esencial que las cuencas sean operadas de manera intermitente, la longitud de secado para cada una de ellas debe registrarse para cada ciclo; un incremento en el tiempo requerido para el secado, puede ser una indicación de la necesidad de mantenimiento (EPA, 1977).

Si la superficie de infiltración se mantiene sin vegetación será necesario, antes de cada aplicación, remover y aflojar la tierra para evitar taponamiento de los poros, dispersar los sólidos y evitar que se forme una capa impermeable. El movimiento de equipo dentro de las cuencas debe ser mínimo y de ser necesario, solamente se hará cuando el suelo esté seco. Se debe remover cualquier capa gruesa de desecho o material orgánico que se encuentre sobre la superficie. Si existe vegetación en la cuenca, deber ser cortada al menos una vez por año o, preferentemente antes del invierno (Sherwood, 1995; McGhee, 1991; Tchobanoglous, 1987; Manual of Practice, 1989).

Se debe llevar a cabo un monitoreo que proporcione datos para el manejo o ajuste del sistema y al mismo tiempo comprobar que se cumple con los requerimientos regulatorios. El monitoreo debe abarcar tanto el agua residual aplicada como la calidad y niveles del agua subterránea. La mejor localización para obtener muestras representativas, usualmente se determine a partir de los datos colectados durante la investigación del sitio (Sherwood, 1995; Manual of Practice FD-16, 1990).

6.7 BIBLIOGRAFÍA

1. Comisión Nacional del Agua, 1994, Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos, Libro II, pp. 150.
2. Contreras Martínez Roberto J., 1983, Memorias del Curso: Microbiología y aplicaciones en los procesos biológicos de tratamiento de aguas.
3. Hammer Mark J., 1986, Water and Wastewater Technology, Second Edition, Prentice Hall Career & Technology, pp. 550.
4. Manual of Practice FD-16, 1990, <<Natural Systems for Wastewater Treatment>>, Water Pollution Control Federation pp. 270.
5. Manual of Practice SM-3, 1989, <<Water Reuse>>, Second Edition, pp. 243.
6. McGhee Terence J., 1991, Water Supply and Sewerage, Sixth Edition, McGraw Hill, Inc., pp. 602.
7. Middlebrooks Joe, 1982, Water Reuse, Ann Arbor Science, pp. 851.
8. Peavy Howard S., Rowe Donald R. and Tchobanoglous George, 1988, Environmental Engineering, McGraw Hill, pp. 699.
9. Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, Subsecretaría de Planeación, Dirección General de usos del Agua y Prevención de la Contaminación, 1982, Proyecto de un sistema de tratamiento por disposición en tierra de las aguas residuales, pp. 287.
10. Sherwood C. Reed, Ronald W. Crites and E. Joe Middlebrooks, 1995, Natural Systems for Waste Management and Treatment, 2a. Edition, McGraw Hill, Inc., pp. 433.
11. Tchobanoglous George and Schroeder Edwar D., 1987, Water Quality Characteristics, Modeling, Modification, Addison-Wesley Publishing Company, pp. 768.
12. U. S. Environmental Protection Agency, Environmental Research Information Center Technology Transfer, Office of Water Program Operations, 1977, Process Desing Manual for Land Treatment of Municipal Wastewater.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
VII.- SISTEMAS DE ALCANTARILLADO**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Manuel Fernando Pozo Román
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Generalidades

El desarrollo de las zonas urbanas implica la dotación de servicios como agua potable, alcantarillado, vialidad, electrificación, redes telefónicas, etc. En lo particular los servicios de alcantarillado sanitario y agua potable están interrelacionados de una manera muy íntima, ya que es absurdo pensar en un sistema de recolección de las aguas residuales sin haber dotado a la población de agua potable y viceversa, la existencia de una red de abastecimiento de agua potable impone la necesidad de recoger y dar salida a las aguas servidas.

Por otro lado la existencia de un alcantarillado pluvial elimina la formación de encharcamientos e inundaciones evitando la creación de moscos y fauna nociva generadora de focos de insalubridad y propagadora de enfermedades. Mejorando a través de estos servicios las condiciones sanitarias de la población, elevando su calidad de vida.

Un enfoque de esta naturaleza obliga que las aguas a desalojar sean conducidas a través de conductos cerrados formando una red de tuberías que recojan las aguas residuales de toda la zona por drenar hasta su disposición final y darle su debido tratamiento para su reuso.

BOSQUEJO HISTÓRICO

La historia del abastecimiento y evacuación de aguas residuales empieza con el crecimiento de las capitales antiguas, en los centros religiosos y comerciales. El sistema de alcantarillado más antiguo encontrado se remonta a 5,000 años a.C. En Nippur, Sumaria donde hay vestigios de un drenaje formado por arcos.

En la isla de Creta, se han hallado construcciones con instalaciones sanitarias de desagüe que datan de 2,000 años a.C.

En Jerusalén las aguas residuales se utilizaban para riego y los lodos sedimentados se utilizaban como abono en el Valle de Cedrón.

En Roma, cerca del año 588 a.C., en tiempos del emperador Tarquino se construyó la "Cloaca Máxima", gran colector destinado a sanear el foro romano que subsiste hasta nuestros días.

El emperador Agripa mando construir una verdadera red de atarjeas llamadas "Cloaculas", cuya función primaria era alejar las aguas pluviales de la ciudad. Había la costumbre de depositar toda clase de residuos en las calles, y en consecuencia los desagües de lluvia transportaban al propio tiempo mucha materia orgánica.

La necesidad de mantener limpia la ciudad y alejar los residuos, fue bien establecida por el

comisionado Sextus Julius Frontinus en el año 93 a.C. como se desprende de sus ordenanzas para el uso del sistema de alcantarillado: "*Nadie puede desaguar excesos de agua sin haber recibido mi permiso o el de mis representantes, porque es necesario que el agua sea utilizada no sólo para abasto y limpieza de nuestra ciudad sino también para arrastre de desechos por las alcantarillas*". Hay que hacer notar que desde los tiempos de Sextus Julius Frontinus hasta la mitad del siglo XIX, no hubo ningún progreso en las técnicas de diseño y construcción de alcantarillados.

El alcantarillado fue prácticamente desconocido durante la Edad Media, y hasta los tiempos modernos no se reanudó la construcción de alcantarillas. Existían albañales para recolectar el agua de lluvia y las corrientes que cruzaban de las ciudades o pasaban cerca de ellas se empleaban para la evacuación de residuos y basura. Muchos escritores del siglo XIX, comentan el desagradable estado de los arroyos de Londres, en los que aparecían desde animales muertos hasta toda clase de inmundicias.

En las grandes ciudades del mundo y poblados surgidos por la revolución industrial, mucha gente vivía en sótanos y bodegas donde las letrinas eran comunales, con frecuencia demasiado pequeñas, sin ventilación ni tapas, construidas frecuentemente sobre terrenos permeables; donde si se encontraban a un nivel igual o superior a las viviendas, sus lixiviados se infiltraban hacia los apartamentos adyacentes ocupados. La recepción de materias fecales en los alcantarillados pluviales ofreció un medio económico y rápido para resolver problemas de higiene, utilizando inconscientemente el concepto de alcantarillado "combinado".

Al respecto se presentan las siguientes fechas:

1815 Se permite por primera vez la descarga de materias fecales en las alcantarillas de Londres.

1819 El Dr. John Snow demostró -en Londres- la correlación entre la epidemia de cólera y la contaminación fecal del agua potable.

1820 En Europa se discuten los procedimientos para eliminar las materias fecales, viendo la conveniencia de transportarlas en seco recolectándolas y transportándolas en vehículos o con ayuda de agua, eligiéndose el transporte por agua.

1824 En Inglaterra, Sir. Edwin Chadwick, licenciado, al cual se le llamo "el cruzado de la salud", propone para la ciudad de Londres la realización de un sistema de alcantarillado "separado" utilizando tuberías de barro vitrificado; con el mensaje comercial "*la lluvia al río y las aguas negras al suelo*". La idea es apoyada por Sir. John Simon, primer Oficial Médico de Salubridad de Londres.

1829 En Londres, James Simpson construyó filtros de gran tamaño para la empresa Chelsea Water Company con objeto de mejorar el suministro de agua del río Támesis.

1832 Se construye el alcantarillado de París, como resultado de una epidemia de cólera. Las alcantarillas se construyeron en grandes dimensiones; a todas se les daba una altura mínima de 1.65m y un ancho no menor de 0.70m para realizar una limpieza cómoda por un trabajador. Se consideraba que la basura junto con las aguas residuales deberían ir a dar a las cloacas para su evacuación. Se acostumbraba ensanchar la parte superior de las alcantarillas para alojar las tuberías de agua, con el objeto de facilitar su inspección y controlar sus fugas, ya que el subsuelo de París está formado por terreno muy fracturado.

1833 En Estados Unidos se permite la descarga de letrinas en las alcantarillas de Boston, Mass.

1847 En Londres, se hizo obligatoria la descarga de materias fecales en las alcantarillas. John Philips construye sistemas de alcantarillado separados siguiendo las ideas de Sir. Edwin Chadwick.

1848 En Londres, durante el verano, apareció una epidemia de cólera, habiendo producido al final de 1849 -14,600 muertes.

Sir Robert Rawlinson, Inspector Superintendente del Consejo General de Salubridad, inicia los estudios para las obras sanitarias en la zona industrial de Gran Bretaña. El Parlamento inglés crea la Comisión Metropolitana de Alcantarillado.

1850 En Londres, se prohíbe la descarga de residuos domésticos en las alcantarillas.

1854 En Londres se presenta una nueva epidemia de cólera por un pozo contaminado en la calle Borad. Se comprueban las teorías referentes a la transmisión del cólera formuladas por el Dr. John Snow. Durante esta epidemia se produjeron 10,675 muertes. Ello condujo al diseño y construcción de un nuevo sistema de alcantarillado, mismo que se inicio en 1855.

1856 En Uruguay, se inicia la construcción del sistema de alcantarillado sanitario de Montevideo.

1857 En Estados Unidos, Julius W. Adams diseña el sistema de alcantarillado de Brooklyn, NY.

1858 En Londres el Dr. William Budd investiga la naturaleza y forma de propagación de la fiebre tifoidea.

Se diseña en Estados Unidos el alcantarillado de Chicago, Ill.

1873 En Memphis, Tenn., EUA. Se presentó una epidemia de fiebre amarilla que mato a 2,000 personas.

1876 En Estados Unidos, se crea un sistema de interceptores en Boston, Mass., siendo el primer alcantarillado de grandes dimensiones construido en América.

1878 En Memphis, Tenn., EUA. Se presentó otra epidemia de fiebre amarilla que mato a 5,150 personas. Haciéndose evidente la falta de conocimientos a cerca de la transmisión de la enfermedad.

1880 En Estados Unidos, Rudolph Hering construyó el alcantarillado de Memphis, Tenn., como resultado de las epidemias presentadas en 1873 y 1878.

1881 En Estados Unidos, se da a conocer el informe del viaje a Europa de Rudolph Hering, quien fue enviado para realizar una investigación exhaustiva referente a las prácticas de diseño y construcción de los sistemas de alcantarillados empleados en ese continente.

1915 En Estados Unidos, se concluye la construcción del alcantarillado de Baltimore, Md., diseñado por Rudolph Hering.

Cabe hacer notar que muchos de los trabajos de alcantarillado en Estados Unidos, se realizaron

paralelamente a los europeos, pero debido a diferencias marcadas en cuanto a régimen de lluvias y distribución de la población, condujo inicialmente a fracasos en el diseño sobre todo de alcantarillados pluviales por la utilización de parámetros europeos.

DIFERENTES TIPOS DE ALCANTARILLADO

Históricamente existen tres tipos de alcantarillado, de acuerdo con la naturaleza de las aguas transportadas y para lo cual fueron expresamente diseñados.

1. Sistema separado de aguas residuales
2. Sistema separado de aguas pluviales
3. Sistema combinado

1. Sistema separado de aguas residuales

Es aquel que se diseña únicamente para recibir aguas de desecho, pudiendo ser domésticas o industriales, con el fin de transportarlas a un sitio adecuado y previamente seleccionado para darles un tratamiento y verterlas a una corriente natural o reutilizarlas en riego o enfriamiento dentro de la misma industria.

2. Sistema separado de aguas pluviales

Es aquel que se diseña únicamente para recibir las aguas de lluvia, lo que puede lograrse de dos maneras: a) Diseñar una red de tuberías enterradas por las calles de la localidad captando las aguas de lluvia mediante coladeras para conducir las hasta un sitio que no produzca molestias, y b) Diseñar únicamente interceptores, captando las aguas de lluvia por medio de bocas de tormenta estratégicamente colocadas para transportar el agua recogida hasta su sitio de vertido. En este caso gran parte del drenaje se realiza por las cunetas de las calles de una manera superficial.

3. Sistema combinado

Es aquel que se diseña para captar y conducir por la misma red de conductos tanto las aguas residuales como las aguas pluviales.

Nomenclatura

Un sistema de alcantarillado consta de estructuras básicas, en donde las tuberías reciben diferentes nombres de acuerdo a la función que desempeñan:

a) Albañales

Son los conductos que recolectan las aguas residuales de una casa o edificio y las conducen a la red municipal.

Se divide en:

Albañal interior. Es la tubería que se localiza dentro del predio., y

Albañal exterior. Es la tubería que se localiza del paramento exterior del terreno a la red de alcantarillado. En redes urbanas también se le llama "descarga domiciliaria".

b) Atarjeas

Son las tuberías de diámetro mínimo que se instalan a lo largo de las calles de una localidad y sirven para recibir las aportaciones de los albañales de las casas y/o coladeras y bocas de

formenta; dependiendo del tipo de alcantarillado de que se trate.

c) Subcolectores

Son los conductos que reciben el agua residual y/o de lluvia de las atarjeas y por lo tanto tienen un diámetro mayor.

d) Colector

Es la línea o conducto principal localizada en las partes bajas de la localidad y recolecta las aguas provenientes de los subcolectores.

e) Emisor

Es el conducto comprendido entre el final de la zona urbana de la localidad y el sitio de vertido o planta de tratamiento. Solamente recibe el agua proveniente de colectores y su función es transportar el agua residual.

d) Interceptor

Es un conducto abierto -canal- o cerrado -tubería- que intercepta y/o desvía las aguas pluviales alejándolas de la población.

Estructuras que conforman una red de alcantarillado

Aparte de las tuberías, una red de alcantarillado consta de estructuras conexas u "obras de arte" que complementan el sistema, proporcionando seguridad en el transporte de las aguas servidas:

e) Pozos de visita

Son estructuras en forma de chimenea generalmente construidas de tabique que se colocan sobre la red de alcantarillado. Su función es dar ventilación a las tuberías y facilitar la limpieza por lo que es indispensable que den paso a un hombre para que pueda maniobrar en su interior

Actualmente existen pozos de visita prefabricados en fibra de vidrio y materiales plásticos para interconectar diferentes diámetros de tuberías, su uso no se ha generalizado ya que son costosos, aunque permiten agilizar la ejecución de las obras.

f) Pozos de lampara

Son estructuras que se colocan sobre la red de alcantarillado, de tal manera que se pueda introducir un foco para revisar si existe taponamiento en un tramo de tubería. Ya no se utilizan.

g) Caídas (Pozos de caída)

Son estructuras que se utilizan para absorber el desnivel entre la unión de dos tuberías con el fin de ahorrar excavaciones y pendientes excesivas que produzcan grandes velocidades del agua que deterioren los tubos.

h) Rápidas (Pozos con rápida)

Son estructuras que ligan dos tuberías a diferente nivel provocando un aumento de velocidad del agua.

i) Estaciones de bombeo

Se diseñan para elevar el agua recuperando el nivel hidráulico y evitar grandes excavaciones.

j) Sifones invertidos y puentes canal

Son estructuras que se emplean para salvar una depresión fuerte del terreno.

k) Coladeras pluviales y bocas de tormenta

Son estructuras de captación que permiten la entrada del agua de lluvia al sistema de alcantarillado. Su localización se realiza de acuerdo con la topografía para garantizar la recolección de las aguas pluviales.

l) Cajas derivadoras

Son estructuras que se proyectan en un sistema combinado para conducir en tiempo de secas las aguas residuales que se transportan en un conducto exprofeso para ellas y en tiempo de lluvias dar salida a parte del caudal de las aguas combinadas hacia una corriente o cuerpo receptor.

m) Disposición final

Es el lugar donde se vierten las aguas residuales ya sea crudas o después de haber sido depuradas en una planta de tratamiento.

Modelos de configuración de atarjeas

Dependiendo de la configuración topográfica del terreno, el trazo de atarjeas puede presentar las siguientes variantes:

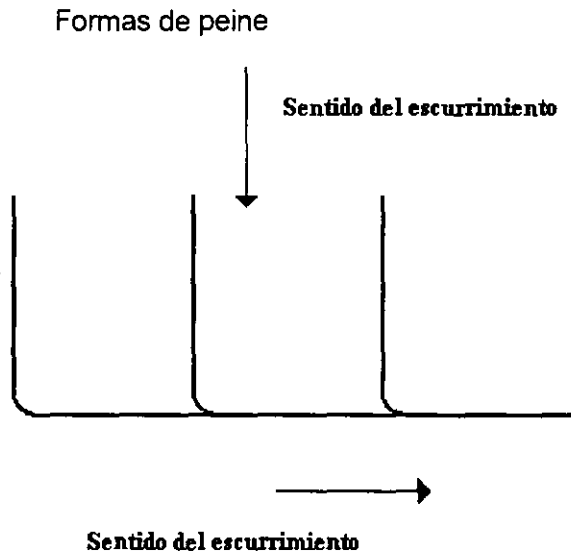


Figura 1. Peine sencillo

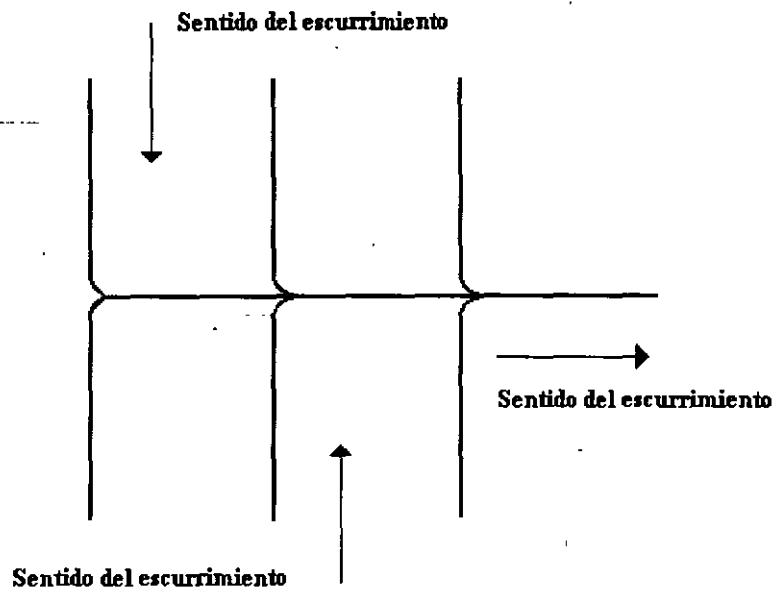


Figura 2. Doble peine

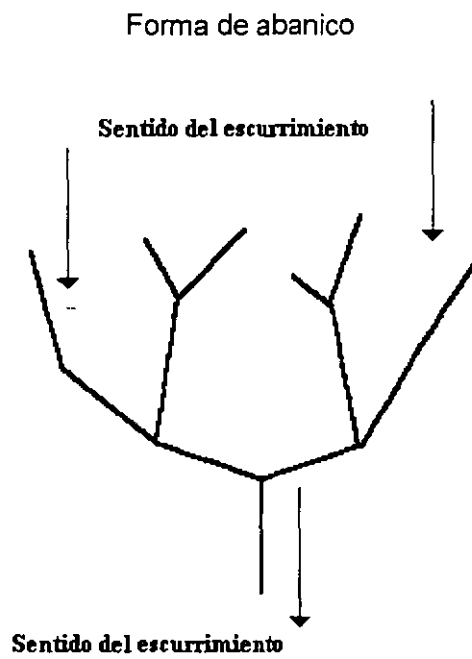


Figura 3. Trazo de abanico

Forma radial

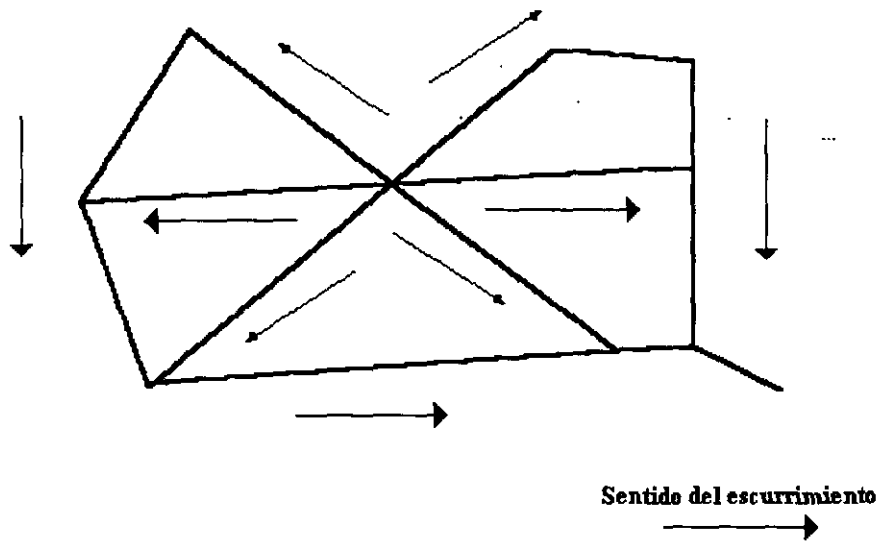


Figura 4. Trazo radial

Forma de bayoneta

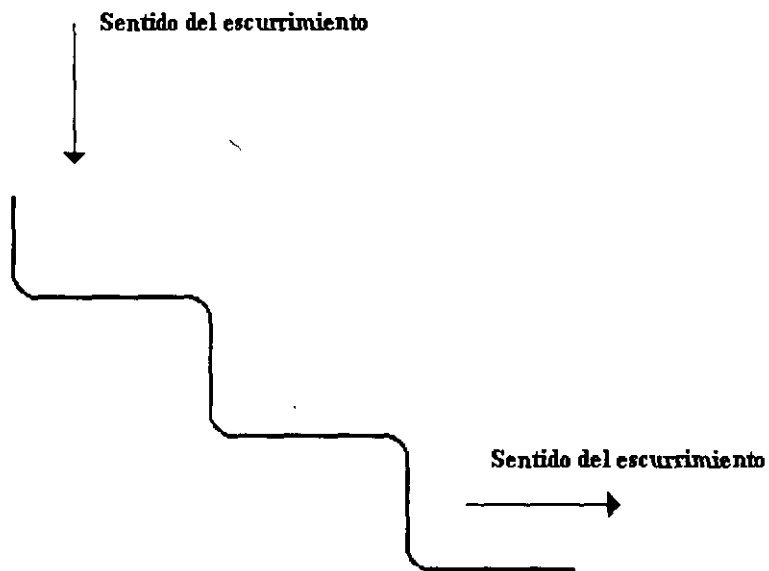


Figura 5. Trazo de bayoneta

Clases de tubería utilizadas

En alcantarillado se emplean los siguientes tipos de tuberías:

- Concreto simple
- Concreto reforzado
- Barro vitrificado
- Asbesto cemento
- Acero y fierro fundido
- PVC
- Polietileno de alta densidad

Concreto Simple

Son las tuberías más comúnmente empleadas y las más económicas. Se fabrican en diámetros de: 15, 20, 25, 30, 38 y 45cm.

Concreto reforzado

Son reforzadas con alambón o varilla para resistir presiones de trabajo. Se fabrican en diámetros de: 61, 76, 91, 107, 122, 152, 183, 213 y 244cm. Para diámetros mayores se construyen *in situ* dando diferentes secciones -ovoidal, herradura, etc.-.

Barro vitrificado

Se construyen en diámetros pequeños -de 15 a 30cm.-, su costo es mas elevado que las de concreto simple y presentan la ventaja de un coeficiente de rugosidad muy bajo ($n = 0.011$), son muy resistentes a la erosión y poseen buena permeabilidad. Tienen la desventaja de ser muy frágiles y su fabricación se realiza de una manera artesanal, por lo que han caído en desuso.

Asbesto cemento

Este tipo de tuberías es muy poco usada por sus altos costos, se emplea cuando se requiere una gran impermeabilidad para evitar la inclusión de aguas freáticas y en la construcción de sifones invertidos y puentes canal.

Acero y fierro fundido

Su uso es limitado ya que presentan el inconveniente de ser altamente corroibles. Se usan en la construcción de sifones invertidos y puentes canal. Su costo es elevado.

PVC

Son tuberías de cloruro de polivinilo; material plástico muy ligero y de rápida colocación. A la intemperie el PVC se cristaliza volviéndose frágil. Las tuberías para drenaje sanitario se fabrican en diámetros de 15, 20, 25, 30 y 45 cm. Son costosas.

Polietileno de alta densidad

Son tuberías flexibles que resisten grandes deformaciones. Se juntan fundiéndolas por medio de calor, poseen un coeficiente de fricción muy bajo ($n = 0.009$), se emplean en casos especiales debido a su alto costo y equipo especial para su junteo.

Proyecto de un sistema de alcantarillado

Estudios previos

Los estudios previos para realizar el proyecto de un sistema de alcantarillado son:

- a) Estudio demográfico
- b) Estudio topográfico
- c) Estudio geotécnico y de Mecánica de Suelos
- d) Estudio de climatología e hidrología

a) Estudio demográfico

Las características de la población a servir se obtienen por observación directa de campo, realización de encuestas, revisión de estadísticas de crecimiento poblacional, su distribución actual y futura por regiones y zonificación del lugar.

b) Estudio topográfico

El estudio topográfico está constituido por los datos de campo y cálculos de gabinete que se presentan en un plano de configuración elaborado a escala conveniente -usualmente escala 1:4,000 ó 1:5,000-. La configuración del terreno deberá de tener curvas de nivel cuando menos a 50cm dependiendo de lo accidentado del terreno.

c) Estudio geotécnico y de Mecánica de Suelos

El estudio geotécnico de la zona de proyecto incluirá una descripción de la geología local, señalando el tipo de rocas formaciones y fallas; mientras que el estudio de Mecánica de Suelos comprenderá la clasificación de los suelos, señalando sus características físicas y mecánicas a diferentes profundidades. La forma de conocer la estratigrafía es mediante sondeos exploratorios obteniendo la elevación de los niveles freáticos y muestras tanto alteradas como inalteradas de los estratos encontrados.

d) Estudio de climatología e hidrología

El estudio de climatología e hidrología de la zona tiene como propósito conocer los datos de precipitación pluvial, localización y escurrimiento de corrientes y variaciones de temperatura. En particular reviste principal importancia las elevaciones mínima, media y máxima observada en los sitios de vertido para asegurar la correcta descarga de emisores.

Normatividad

Dentro de los sistemas de alcantarillado, se puede decir que existen dos tipos de normatividad; una técnica, referente a las normas de diseño donde se especifican velocidades máximas y mínimas de escurrimiento, tirantes mínimos aceptables, distancia máxima entre pozos de visita, etc., y otra legal referente a la calidad del agua a descargar en los alcantarillados municipales. Cabe hacer notar que las normas de construcción de los sistemas se adecuan a cada sistema en particular dependiendo de la localización e importancia de la obra.

Las normas de proyecto se rigen por los criterios de la CNA, para lo cual existen las publicaciones:

-Comisión Nacional del Agua. -Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario. Segunda versión, Octubre de 1994- México.-(ref. 3).

-Comisión Nacional del Agua. -Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Tema: Datos básicos- Subdirección Gral. de Infraestructura Hidráulica, Urbana e Industrial Gerencia de Normas Técnicas. México.-(ref. 4).

enriquecidas por las antiguas normas aprobadas por la extinta SEDUE -Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología-, y publicadas por la Facultad de Ingeniería, de la UNAM.

-Facultad de Ingeniería, UNAM. -Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana- México, 1990.-(ref. 5).

NORMATIVIDAD LEGAL.

El 18 de octubre de 1993, se publicó en el Diario Oficial de la Federación la Norma Oficial Mexicana NOM-CCA-031-ECOL-1993. Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal. Durante la aplicación de la referida norma se detectaron obstáculos de carácter técnico; por lo que el 9 de enero de 1997, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996, siendo de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas.

Dicha Norma señala en sus párrafos principales lo siguiente:

Dentro de las especificaciones; la concentración de contaminantes en las descargas de aguas residuales, no debe ser superior a la indicada como límite máximo permisible en la Tabla 1.

Tabla 1. Límites máximos a descargar en alcantarillados urbanos o municipales

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES		
PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique otra)	Concentraciones Promedio mensual	Concentraciones Promedio diario
Grasa y aceites	50	100
Sólidos Sedimentables (ml/L)	5.0	10.0
Arsénico	0.5	1.0
Cadmio	0.5	1.0
Cianuro	1.0	2.0
Cobre	10.0	20.0
Cromo	2.5	5.0
Mercurio	0.01	0.02

Fuente: Diario Oficial de la Federación. Jueves 9 de enero de 1977. pág 11.

Las unidades de pH no deben ser mayores de 10 ni menores de 6, mediante medición instantánea.

El límite máximo permisible de temperatura es de 40°C, medición instantánea. Se permitirán

descargas a temperaturas mayores, siempre y cuando se demuestre al municipio que esté a cargo del alcantarillado correspondiente, por medio de un estudio sustentado que no dañe al sistema del mismo.

De acuerdo con el método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006, la interpretación del resultado respecto a la materia flotante debe ser ausente.

No se deben descargar o depositar en los sistemas de alcantarillado, sustancias o residuos considerados peligrosos, conforme a las normas oficiales mexicanas correspondientes.

Los municipios podrán fijar condiciones particulares de descarga a los responsables de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado, de manera individual o colectiva, que establezcan lo siguiente:

I) Nuevos límites máximos permisibles de descarga de contaminantes.

II) Límites máximos permisibles para parámetros adicionales no contemplados en esta Norma.

Lo anterior debe estar sustentado en estudios específicos, presentados por los afectados o por el municipio competente.

Las descargas provenientes de los drenajes pluviales y de servicios, no quedan exentas de la inspección y vigilancia por parte del municipio correspondiente.

En caso de que el agua de abastecimiento registre alguna concentración promedio mensual de los parámetros señalados en la Tabla 1 de esta Norma. El responsable de la descarga puede solicitar al municipio competente, la aprobación de métodos alternos. En caso de aprobarse, dichos métodos quedarán autorizados para otros responsables de descarga en situaciones similares.

La presente Norma Oficial Mexicana aboga a la Norma Oficial Mexicana NOM-031-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales provenientes de la industria, actividades agroindustriales, de servicios y el tratamiento de aguas residuales a los sistemas de drenaje y alcantarillado urbano o municipal, publicada en el Diario Oficial de la Federación el 18 de octubre de 1993.

México Distrito Federal, a los seis días del mes de diciembre de mil novecientos noventa y seis.

Cálculo de gastos en un alcantarillado sanitario

Gasto medio

La cuantificación del caudal medio de aguas residuales municipales se realiza mediante la siguiente expresión, -ecuación 1-:

$$Q_{medio} = \frac{Poblacion \times Aportacion}{86400} \quad (1)$$

donde:

Q_{medio} caudal medio (en L/s)
 $Población$ número de habitantes a servir (en hab)
 $Aportación$ cantidad de aguas residuales vertidas por un habitante (en L/hab-día)

Si se desconoce la aportación, ésta se puede estimar como el 75% de la dotación de agua potable. Si se carece de datos, el ingeniero de proyecto puede deducir los caudales de aportación a partir de las dotaciones de agua potable que se establecen en función del clima y número de habitantes considerados en la población de proyecto, de acuerdo a la siguiente tabla, -Tabla 2-:

Tabla 2. Dotaciones de agua potable

POBLACIÓN DE PROYECTO	TIPO DE CLIMA		
	Cálido	Templado	Frio
De 2,500 a 15,000	150	125	100
De 15,000 a 30,000	200	150	125
De 30,000 a 70,000	250	200	175
De 70,000 a 150,000	300	250	200
De 150,000 o más	350	300	250

Fuente: Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana. Facultad de Ingeniería. UNAM. 1997.

Gasto máximo instantáneo

El gasto máximo instantáneo se obtiene multiplicando el gasto medio por el "Coeficiente de Harmon".

$$Q_{maxinst} = M Q_{medio} \tag{2}$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \tag{3}$$

donde:

- $Q_{maxinst}$ gasto máximo instantáneo (en L/s)
- M coeficiente de Harmon (adimensional)
- Q_{medio} caudal medio (en L/s)
- P población (en miles de habitantes)

El valor de M se calcula cuando la población servida por un conducto es menor de 182,250 hab; teniendo un valor fijo de 1.8 en caso contrario.

Gasto máximo extraordinario

El gasto máximo extraordinario se calcula multiplicando el gasto máximo instantáneo por un coeficiente de seguridad que varia de 1.2 a 2, tomándose usualmente el valor 1.5.

$$Q_{maxextr} = CS Q_{maxinst} \tag{4}$$

donde:

- $Q_{maxextr}$ gasto máximo extraordinario (en L/s)
- CS coeficiente de seguridad (adimensional)
- $Q_{maxinst}$ gasto máximo instantáneo (en L/s)

Gasto mínimo

De acuerdo con la normatividad el gasto mínimo se calcula como la mitad del gasto medio; mediante la siguiente expresión, -ecuación 5-:

$$Q_{min} = 0.5 Q_{medio} \quad (5)$$

donde:

Q_{min} caudal mínimo (en L/s)
 Q_{medio} caudal medio (en L/s)

Sin embargo las Normas se presentan la Tabla 3, donde se muestran valores de gasto mínimo a considerar en función de la descarga de un excusado.

Tabla 3. Valores de gasto mínimo en función de la descarga de un excusado

Diámetro (cm)	Nº de Descargas Simultáneas	Excusado de 16 L		Excusado de 6 L	
		Aportación por descarga (L/s)	Q mínimo (L/s)	Aportación por descarga (L/s)	Q mínimo (L/s)
20	1	1.5	1.5	1	1
25	1	1.5	1.5	1	1
30	2	1.5	3	1	2
38	2	1.5	3	1	2
45	3	1.5	4.5	1	3
61	5	1.5	7.5	1	5
76	8	1.5	12	1	8
91	12	1.5	18	1	12

Fuente: Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana. Facultad de Ingeniería. UNAM. 1997.

En un proyecto de alcantarillado sanitario debe tomarse el mayor valor considerado entre la Tabla 2 y la ecuación 5.

Gasto de infiltración

De acuerdo con las observación de redes de alcantarillado ya construidas, se estima que el gasto de infiltración puede variar desde 11,800 L/día-km (1.366×10^{-4} L/s-m) hasta 94,400 L/día-km (10.926×10^{-4} L/s-m). Utilizándose frecuentemente el valor medio de 53,100 L/día-km (6.146×10^{-4} L/s-m).

Cálculo de gastos en un alcantarillado pluvial y combinado

En una red de alcantarillado pluvial los caudales con que se diseñan las tuberías son función del área por drenar, intensidad de la lluvia y un coeficiente llamado coeficiente de escurrimiento o escurrantia que involucra la permeabilidad del terreno. Los procedimientos que han sido desarrollados a lo largo del tiempo por diversos investigadores para estimar el gasto de escurrimiento pluvial, tienen fundamentos teóricos muy parecidos y se dividen en Métodos Racionales y Métodos Empíricos, éstos últimos están representados por fórmulas que llevan el nombre de su autor y que modifican, mediante un factor la ecuación básica del método racional.

Tabla 4. Distintos métodos para el calculo de caudales en un alcantarillado pluvial

MÉTODO	FÓRMULA BÁSICA
1. Métodos Racionales	
1.1 Método racional americano	$Q = 2.778CIA$ (6)
1.2 Método gráfico alemán	$Q = 2.778CIA$ (7)
2. Métodos Empíricos	
2.1 Fórmula de Harksley	$Q = 2.778CIA \sqrt[4]{\frac{S}{AI}}$ (8)
2.2 Fórmula de Adams	$Q = 2.778CIA \sqrt{\frac{S}{(AI)^2}}$ (9)
2.3 Fórmula de McMath	$Q = 2.778CIA \sqrt[5]{\frac{S}{A}}$ (10)
2.4 Fórmula de Herning	$Q = 2.778CIA \sqrt[5]{\frac{S^{0.27}}{A^{0.15}}}$ (11)
2.5 Fórmula de Gregory	$Q = 2.778CIA \frac{S^{0.186}}{A^{0.140}}$ (12)
2.6 Fórmula de Burkli-Ziegler	$Q = 2.778CIA \sqrt[4]{\frac{S}{A}}$ (13)

donde:

- Q gasto escurrido (en L/s)
- C coeficiente de escurrimiento (adimensional)
- I intensidad de lluvia (en mm/hr)
- A área drenada (en Has)
- S pendiente del terreno por drenar (adimensional)

El coeficiente de escurrimiento

Cuando llueve, en los lugares donde hay vegetación una porción del agua que cae se infiltra en la tierra saturando el suelo; de donde es absorbida por las plantas reteniéndola. Una vez saturado el suelo, el agua sobrante escurrirá por la superficie. A esta agua que escurre se le llama lluvia en exceso y representa una fracción del total de la lluvia caída.

El coeficiente de escurrimiento se define como la relación que existe entre el volumen que escurre en una superficie y el volumen llovido, es decir:

$$C = \frac{\text{Volumen de agua que escurre}}{\text{Volumen de agua llovido}} \quad (14)$$

Los principales factores que determinan el valor del coeficiente de escurrimiento son: la permeabilidad del terreno, la evaporación, el tipo de vegetación existente y la distribución no uniforme de la lluvia.

Existen fórmulas para determinar el coeficiente de escurrimiento en función de la duración de la lluvia entre las cuales se tiene:

Fórmula de Gregory $C = 0.175 \sqrt[3]{t}$ (15)
 Fórmula de McGee

Superficies impermeables $C = \frac{1}{8+t}$ (16)

Superficies permeables $C = \frac{1}{15+t}$ (17)

Superficies muy permeables $C = \frac{1}{20+t}$ (18)

Sin embargo, para fines prácticos se acostumbra asignar un valor al coeficiente de escurrimiento de acuerdo con el tipo de superficie por drenar, la zonificación y el tipo de construcción existente; de acuerdo con las Tablas 4, 5 y 6.

Tabla 4. Valores del coeficiente de escurrimiento para diversas superficies

TIPO DE SUPERFICIE	C (adimensional)
Tejados impermeables	0.70-0.95
Pavimentos asfálticos	0.85-0.90
Pavimentos de concreto	0.80-0.95
Aceras y paseos pavimentados	0.75-0.85
Aceras y paseos de grava	0.15-0.30
Césped, terreno arenoso	
2% de pendiente	0.50-0.10
2% a 7% de pendiente	0.15-0.10
2% a 7% de pendiente	0.15-0.20
Césped, terreno compacto	
2% de pendiente	0.13-0.17
2% a 7% de pendiente	0.18-0.22
2% a 7% de pendiente	0.25-0.35

Fuente: Proyecto de Sistemas de Alcantarillado. Araceli Sánchez Segura. Instituto Politécnico Nacional. México, 1995. pág. 117.

INTENSIDAD DE LA LLUVIA

Físicamente la intensidad de la lluvia representa la velocidad con que llueve sobre una determinada superficie; es decir el cociente que resulta de dividir la cantidad de agua llovida entre el tiempo en que cayó dicha agua.

$$I = \frac{h}{t} \quad (19)$$

donde:

I intensidad de la lluvia (en mm/hr)
h altura de la lluvia (en mm)
t tiempo de duración (en hr)

Tabla 5. Valores del coeficiente de escurrimiento para diversas zonificaciones

ZONIFICACIÓN	C (adimensional)
Negocios	
Centro de la ciudad	0.70-0.95
Alrededores	0.50-0.70
Residencial (urbana)	
Vivienda unifamiliar	0.30-0.50
Vivienda plurifamiliar aisladas	0.40-0.60
Vivienda plurifamiliar contiguas	0.60-0.75
Residencial (suburbana)	
Apartamentos	0.25-0.40
Industrial	0.50-0.70
Poco intensiva	0.50-0.80
Muy intensiva	0.60-0.90
Parques y cementerios	
Áreas recreativas	
Estaciones de ferrocarril	0.20-0.40
Zonas no modificadas	0.10-0.30

Fuente: Proyecto de Sistemas de Alcantarillado. Araceli Sánchez Segura. Instituto Politécnico Nacional. México, 1995. pag. 118.

Para el diseño de alcantarillados pluviales, las intensidades de lluvia se obtienen de las hojas de registro de los pluviógrafos, haciendo un análisis estadístico asignándole a cada tormenta un tiempo de recurrencia llamado *Periodo de Retorno* y obtener una familia de curvas -Intensidad - Duración - Frecuencia-, donde cada curva de la familia representa un Periodo de Retorno diferente.

Existen diversas expresiones para calcular para calcular intensidad de lluvia cuya forma se ajusta a cualquiera de las ecuaciones siguientes:

$$I = \frac{a}{t + b} \quad (20)$$

$$I = \frac{a}{t^b} \quad (21)$$

$$I = \frac{a}{(t + b)^n} \quad (22)$$

donde:

a,b parámetros a determinar
 t tiempo de duración de la lluvia
 n número de observaciones

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	C (adimensional)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (min)	
		S>3%	S<3%
Calles y áreas comerciales	0.85-0.90	5	7
Casas de apartamentos y edificios suburbanos y de negocios	0.70-0.75	5	7
Áreas residenciales	0.50-0.65	7	10
Áreas suburbanas	0.30-0.50	10	12

Fuente: Proyecto de Sistemas de Alcantarillado. Araceli Sánchez Segura. Instituto Politécnico Nacional. México, 1995. pág. 117.

Diseño hidráulico de la red

La fórmula de Manning

En 1890, el ingeniero irlandés Robert Manning, basándose en la fórmula de Chézy -ecuación 23- y en el coeficiente obtenido por los ingenieros Oscar E. Ganguillet y Rudolph Kutter para la aplicación de dicha fórmula (Coeficiente completo de Kutter -ecuación 24-); propuso la ecuación 25 para el cálculo de velocidades en canales:

Fórmula de Chézy :

$$V = C\sqrt{RS} \quad (23)$$

donde:

- V velocidad media en un canal (en m/s)
- C coeficiente de escurrimiento (en m^{1/2}/s)
- R radio hidráulico (en m)
- S pendiente del fondo del canal (adimensional)

Coeficiente completo de Kutter:

$$C = \frac{23 + \frac{0.00155}{S} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{S}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \quad (24)$$

donde:

- C coeficiente de escurrimiento (en m^{1/2}/s)
- n coeficiente de rugosidad (en s/m^{1/3})
- R radio hidráulico (en m)
- S pendiente del fondo del canal (adimensional)

$$V = KR^{2/3}S^{1/2} \quad (25)$$

donde:

V	velocidad media en un canal (en m/s)
K	coeficiente que depende de la aspereza de las paredes del canal (en m ^{1/3} /s)
R	radio hidráulico (en m)
S	pendiente del fondo del canal (adimensional)

Actualmente la fórmula de Manning se conoce en la forma:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (26)$$

donde:

V	velocidad media en un canal (en m/s)
n	coeficiente de rugosidad (en s/m ^{1/3})
R	radio hidráulico (en m)
S	pendiente del fondo del canal (adimensional)

Correspondiendo los valores de "n" a los propuestos por Ganguillet y Kutter. Cabe hacer notar que el coeficiente "1/n" de la ecuación 26, se obtiene de la expresión 24 si se hace el radio hidráulico R=1.

Años después Keulegan, basándose en la teoría de la capa límite demostró que la fórmula de Manning proporciona muy buenos resultados para los diámetros usualmente empleados en alcantarillado.

En 1916, Robert Horton, realizó una serie de experimentos y amplió la lista de valores de "n" propuestos por Ganguillet y Kutter.

Cabe hacer notar que la fórmula de Manning fue deducida inicialmente para canales y se ha demostrado que produce resultados satisfactorios en el cálculo de los diámetros usualmente empleados en redes de agua potable, no obstante que dichas tuberías trabajan forzadas.

Escurrimiento en conductos parcialmente llenos

Cuando se hace el cálculo hidráulico de una red de alcantarillado, el ingeniero de proyecto debe proporcionar los diámetros para la adquisición de las tuberías; por lo que se recurre a prescribir el diámetro comercial inmediato superior al proporcionado por el cálculo. Debido a lo anterior, lógico es pensar que dichas tuberías trabajarán parcialmente llenas durante su vida útil (inclusive cuando se presente el gasto máximo extraordinario calculado, para el cual fueron dimensionadas); por lo que es necesario revisar su velocidad y tirante a sobre todo a gasto mínimo, asegurando que se cumplan con las normas respectivas para evitar asolvamientos y deterioros; además de conocer su capacidad máxima, trabajando totalmente llena como canal circular.

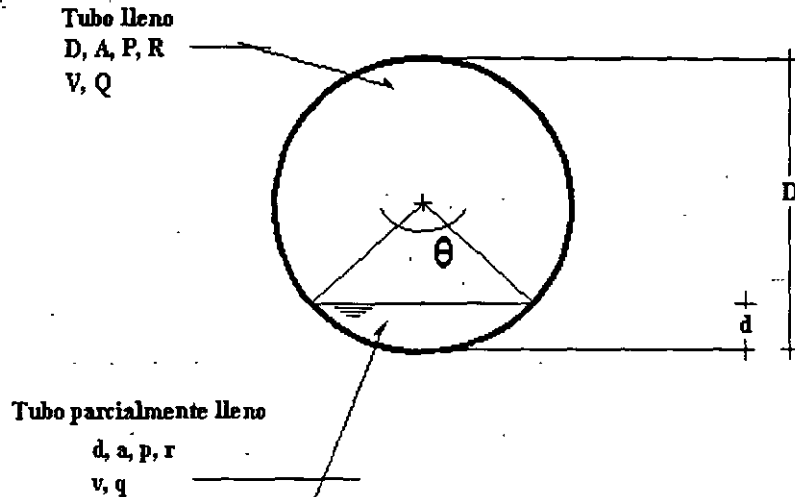


Figura 6. Elementos de una tubería parcialmente llena

De la Figura 6. Llamando:

- q, Q caudal de la tubería parcialmente llena y llena, respectivamente (en m³/s)
- v, V velocidad media de la tubería parcialmente llena y llena, respectivamente (en m/s)
- a, A área hidráulica de la tubería parcialmente llena y llena, respectivamente (en m²)
- p, P perímetro mojado de la tubería parcialmente llena y llena, respectivamente (en m)
- r, R radio hidráulico de la tubería parcialmente llena y llena, respectivamente (en m)
- n, N coeficiente de rugosidad de la tubería parcialmente llena y llena, respectivamente (en s/m^{1/3})
- d tirante de la tubería parcialmente llena (en m)
- D diámetro de la tubería (en m)
- θ ángulo interno (en radianes)

Y tomando en cuenta, que físicamente para un mismo tubo: $s=S$, es decir la pendiente permanece constante. Se tienen las siguientes relaciones:

De la ecuación de continuidad:

$$\frac{q}{Q} = \left(\frac{a}{A}\right)\left(\frac{v}{V}\right) \quad (27)$$

De la fórmula de Manning:

$$\frac{v}{V} = \left(\frac{N}{n}\right)\left(\frac{r}{R}\right)^{2/3} \quad (28)$$

Geoméricamente se deduce:

$$\frac{d}{D} = \frac{1}{2}\left(1 - \cos\frac{\theta}{2}\right) \quad (29)$$

Condiciones a tubo parcialmente lleno:

$$a = \frac{D^2}{8} (\theta - \text{Sen}\theta) \quad (30)$$

$$p = \frac{\theta D}{2} \quad (32)$$

$$r = \frac{D}{4} \left(1 - \frac{\text{Sen}\theta}{\theta}\right) \quad (34)$$

Condiciones a tubo lleno:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (31)$$

$$P = \pi D \quad (33)$$

$$R = \frac{D}{4} \quad (35)$$

De donde se obtienen las relaciones:

$$\frac{a}{A} = \frac{\theta}{2\pi} \left(1 - \frac{\text{Sen}\theta}{\theta}\right) \quad (36) \quad \frac{p}{P} = \frac{\theta}{2\pi} \quad (37) \quad \text{y} \quad \frac{r}{R} = 1 - \frac{\text{Sen}\theta}{\theta} \quad (38)$$

De la ecuación 28 se obtiene:

$$\frac{v}{V} = \left(\frac{N}{n}\right) \left(1 - \frac{\text{Sen}\theta}{\theta}\right)^{2/3} \quad (39)$$

y de las expresiones 36 y 39, substituyéndolas en la ecuación 27:

$$\frac{q}{Q} = \frac{\theta}{2\pi} \left(\frac{N}{n}\right) \left(1 - \frac{\text{Sen}\theta}{\theta}\right)^{5/3} \quad (40)$$

Aunque teóricamente el coeficiente de rugosidad varia con el tirante, para fines prácticos de cálculo de alcantarillados se considera constante, es decir, $n=N$, por lo que las ecuaciones 39 y 40 toman la siguiente forma:

Si $N/n=1$, se obtiene:

$$\frac{v}{V} = \left(1 - \frac{\text{Sen}\theta}{\theta}\right)^{2/3} \quad (42)$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{\theta}{2\pi} \left(1 - \frac{\text{Sen}\theta}{\theta}\right)^{5/3} \quad (43)$$

Las expresiones 24 y 25 son las ecuaciones comúnmente empleadas para el cálculo de tuberías circulares en sistemas de alcantarillado tanto sanitario como pluvial.

Como un auxilio para el ingeniero de diseño de sistemas de alcantarillado, se presenta la Tabla 4 que muestra la relación de los elementos geométricos e hidráulicos de una tubería circular parcialmente llena.

Tabla 7. Elementos geométricos e hidráulicos de una tubería circular parcialmente llena

Profundidad d/D	Angulo interno		Area a/A	Perímetro p/P	Radio hidráulico r/R	Velocidad (para N/n=1) v/V	Caudal (para N/n=1) q/Q	Rugosidad N/n
	(Radianes)	(Grados Sexagésimales)						
1	6.28319	360°	1	1	1	1	1	1
0.95	5.38113	308° 18' 58.0"	0.98131	0.85643	1.14581	1.09498	1.07451	0.970
0.9	4.99618	286° 15' 36.8"	0.94796	0.79517	1.19215	1.12431	1.06580	0.940
0.85	4.69239	268° 51' 14.4"	0.90594	0.74682	1.21307	1.13743	1.03044	0.910
0.8	4.42859	253° 44' 23.3"	0.85762	0.70483	1.21677	1.13974	0.97747	0.880
0.75	4.18879	240°	0.80450	0.66667	1.20675	1.13347	0.91188	0.865
0.7	3.96463	227° 09' 22.9"	0.74768	0.63099	1.18494	1.11977	0.83724	0.850
0.65	3.75098	214° 54' 54.8"	0.68808	0.59699	1.15259	1.09930	0.75641	0.840
0.6	3.54431	203° 04' 26.1"	0.62647	0.56409	1.11058	1.07242	0.67184	0.830
0.55	3.34193	191° 28' 42.0"	0.56356	0.53188	1.05955	1.03931	0.58571	0.820
0.5	3.14159	180°	0.5	0.5	1.0	1.0	0.5	0.810
0.45	2.94126	168° 31' 18.0"	0.43644	0.46812	0.93234	0.95437	0.41653	0.800
0.4	2.73888	156° 55' 33.9"	0.37353	0.43591	0.85691	0.90217	0.33699	0.790
0.35	2.53221	145° 05' 05.2"	0.31192	0.40301	0.77397	0.84298	0.26294	0.785
0.3	2.31856	132° 50' 37.1"	0.25232	0.36901	0.68376	0.77614	0.19583	0.780
0.25	2.09440	120°	0.19550	0.33333	0.58650	0.70067	0.13698	0.785
0.2	1.85459	106° 15' 36.7"	0.14238	0.29517	0.48237	0.61506	0.08757	0.790
0.15	1.59080	91° 08' 45.5"	0.09406	0.25318	0.37151	0.51679	0.04861	0.805
0.1	1.28700	73° 44' 23.3"	0.05204	0.20483	0.25408	0.40116	0.02088	0.820
0.05	0.90205	51° 41' 01.9"	0.01869	0.14357	0.13020	0.25689	0.00480	0.830
0	0	0°	0	0	-----	0	0	-----

BIBLIOGRAFÍA

1. Arocha Simón R. -*Cloacas y drenajes. Teoría y diseño*- Caracas, Venezuela, 1993.
2. Babbit Harold E. & Baumann Robert -*Alcantarillado y tratamiento de aguas negras*- Cia. Editorial Continental, SA.- México.
3. Comisión Nacional del Agua. -*Lineamientos técnicos para la elaboración de estudios y proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario. Segunda versión, Octubre de 1994*- México.
4. Comisión Nacional del Agua. -*Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Tema: Datos básicos*- Subdirección Gral. de Infraestructura Hidráulica, Urbana e Industrial Gerencia de Normas Técnicas. México.
5. Facultad de Ingeniería, UNAM. -*Normas de proyecto para obras de alcantarillado sanitario en localidades urbanas de la República Mexicana*- México, 1990.
6. Gordon M. Fair, Geyer John Ch. & Okun Daniel A. -*Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales*- Limusa Wiley, SA. - México.
7. Lara González Jorge Luis -*Alcantarillado*- Facultad de Ingeniería, UNAM. México, 1991.
8. Pozo Román Fernando -*Comparación de ecuaciones para el diseño hidráulico de tuberías*- Trabajo para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Sanitaria. Facultad de Ingeniería, UNAM. México, 1978.
9. Sánchez Segura Araceli -*Proyecto de sistemas de alcantarillado*- Instituto Politécnico Nacional. México, 1995.
10. Steel Ernest W. -*Abastecimiento de agua y alcantarillado*- Ed. Gustavo Gili, SA.- Barcelona

CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO Y OBRAS DE SANEAMIENTO

M en I. Fernando Pozo Román
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Especificaciones Generales para la Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado - Comisión Nacional del Agua (CNA) -

1. Ruptura de Pavimentos

- **Ruptura de empedrado**

1000.01

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Este tipo de obra se deberá efectuar con especial atención cuidando a fin de seleccionar al máximo el material extraído de la ruptura, con el propósito de su posterior aprovechamiento en la reposición y/o indicaciones del ingeniero.

OBRA. Comprende la extracción del empedrado y su remoción.

MEDICIÓN Y PAGO. La ruptura se medirá y pagará en metros cuadrados con aproximación de un décimo, conforme a las dimensiones de proyecto.

La carga de material sobrante, su acarreo y tiro hasta el banco de desperdicio que señale el ingeniero, se pagará por separado.

No se considerará para fines de pago la cantidad de obra ejecutada por el Contratista fuera de los lineamientos fijados en el proyecto y/o las indicaciones del ingeniero.

- **Ruptura de pavimento adoquinado, asfáltico y de concreto**

1000.02.03, 04, 05, 06, 07 y 08

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Al llevarse a cabo este tipo de trabajos, se procurará en todos los casos efectuar la ruptura, evitando al máximo perjudicar el pavimento restante y molestias a la población.

OBRA. Comprende la ejecución de todos los trabajos necesarios para la ruptura y su remoción a un sitio donde no interfiera ni dificulte la ejecución de los trabajos, ya que no será motivo de ningún pago adicional.

El corte en el pavimento se pagará por separado; y se evitará perjudicar el pavimento (en los conceptos que proceda), y molestias a la población.

MEDICIÓN Y PAGO. Se medirá y pagará por metro cúbico y metros cuadrados en el caso de pavimento adoquinado y la banqueta de concreto con aproximación a un

décimo, conforme a las dimensiones de proyecto.

No se considerará para fines de pago la cantidad de obra ejecutada por el contratista fuera de los lineamientos fijados en el proyecto y/o las indicaciones del ingeniero.

- **Trazo y corte con cortadora de disco en pavimento asfáltico y pavimento hidráulico**

1000.20 y 1000.21

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Esta actividad se deberá realizar con cortadora de disco o equipo similar que garantice los alineamientos requeridos de acuerdo con el proyecto, debiendo ser vertical y realizando el corte hasta la profundidad necesaria; se incluyen en este concepto todos los cargos directos e indirectos, la mano de obra correspondiente y los materiales tales como el disco, agua, etc., así como la operación del equipo.

MEDICIÓN Y PAGO. Este se hará por metro lineal de corte en función del proyecto no considerándose para fines de pago la obra ejecutada fuera de los lineamientos fijados en el proyecto.

- **Construcción de base de grava cementada**

1001.01

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Previamente a la reposición de un pavimento asfáltico o hidráulico se construirá una base de grava cementada cuyo espesor será comúnmente de 20 cm., se incluyen en estas actividades el suministro en el lugar de los materiales, su tendido, humedad necesaria y compactación.

MEDICIÓN Y PAGO. Se cuantificará el volumen colocado a línea de proyecto, sin considerar desperdicios (estos deberán quedar involucrados en el análisis del precio) y el pago se hará por metro cúbico.

- **Construcción de empedrado en seco**

1001.02

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por construcción de empedrado en seco el conjunto de operaciones consistentes en reponerlos que hubieran sido removidos para la apertura de zanjas; en esta construcción se deberá utilizar el material producto de la ruptura; de acuerdo con esto, en el concepto se deberán incluir las maniobras y acarreos dentro de la obra, así como la mano de obra correspondiente, dentro de este precio unitario no se incluye el suministro de materiales.

MEDICIÓN Y PAGO. Este se hará por metro cuadrado de empedrado repuesto con aproximación de un décimo y con base en las dimensiones de proyecto.

- **Empedrado, junteado con mortero cemento arena 1:5**

1001.03

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por construcción de empedrado en seco el conjunto de operaciones consistentes en reponer los que hubieran sido removidos para la apertura de zanjas; en esta construcción se deberá utilizar el material producto de la

ruptura; de acuerdo con esto, en el concepto se deberán incluir las maniobras y acarreo, dentro de la obra, así como la mano de obra correspondiente; asimismo se deberán contemplar el suministro en obra del mortero y los materiales necesarios, pero sin considerar el suministro de la piedra.

MEDICIÓN Y PAGO. Esta se hará en metros cuadrados con aproximación de un décimo considerando para este fin las dimensiones de proyecto.

- **Pavimento, adoquinado, juntado con mortero cemento arena 1:3**

1004.04

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por construcción de pavimento adoquinado las operaciones consistentes en construir los que hubieran sido removidos para la apertura de zanjas, el pavimento deberá quedar al mismo nivel que el original evitando la formación de topes o depresiones, debiéndose hacer después que el relleno de las zanjas haya adquirido su máxima consolidación y no experimente asentamientos posteriores. En este concepto se incluye el suministro de todos los materiales puestos en obra, así como la mano de obra necesaria y las maniobras y acarreo locales.

MEDICIÓN Y PAGO. La construcción o reconstrucción o reposición de pavimento adoquinado se pagará por metro cuadrado con base en líneas de proyecto.

- **Pavimento asfáltico**

1001.05 y 06

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. La reposición del pavimento asfáltico se hará sobre una base compacta (que no se incluirá dentro de sus precios), en la reposición del pavimento se podrán fabricar mezclas asfálticas de materiales pétreos y productos asfálticos en el lugar mismo de la obra, empleando conformadoras o mezcladoras ambulantes. Las mezclas asfálticas formarán una carpeta compacta con el mínimo de vacíos ya que se usan materiales graduados para que sea uniforme y resistente a las deformaciones producidas por las cargas y prácticamente impermeable. El material pétreo deberá constar de partículas sanas de material triturado exentas de materias extrañas y su granulometría debe cumplir las especificaciones para materiales pétreos en mezclas asfálticas. No se deberán utilizar agregados cuyos fragmentos sean en forma de lascas, que contengan materia orgánica, grumos arcillosos o más de 20% de fragmentos suaves.

Los materiales asfálticos deben reunir los requisitos establecidos por las especificaciones de Petróleos Mexicanos.

La mezcla deberá prepararse a mano o con máquina mezcladora y colocarse en capas de espesor inferior al definitivo; independientemente de que se use mezcla en frío o caliente, deberá compactarse de inmediato, ya sea por un pizón o con plancha o equipo similar pero adecuado al proyecto.

El acabado deberá ser igual al del pavimento existente.

MEDICIÓN Y PAGO. La construcción o reposición de pavimento asfáltico se pagará por

metro cuadrado con aproximación a un décimo, en base a proyecto y en función del espesor de la carpeta.

- **Pavimentos o banquetas de concreto**
1001.07, 08, 09 y 10

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. La construcción o reposición de pavimento o banquetas de concreto se hará sobre una base compactada, que se paga por separado; y comprende la fabricación, colado, vibrado y curado con curacreto o similar; de concreto con la resistencia que se señale en cada concepto; así mismo el concreto se sujetara en lo conducente a la especificación de fabricación, incluyendo el suministro de todos los materiales puestos en obra, así como el retiro de los sobrantes, la mano de obra y el equipo necesarios.

El acabado deberá ser igual al existente (liso o rayado).

MEDICIÓN Y PAGO. La construcción y reposición de pavimento o banqueta de concreto, se pagará por metro cuadrado con aproximación a un décimo y de acuerdo a dimensiones de proyecto.

2. Desmonte, Despalme y Limpieza del área de trabajo

- **Desmontes**
1002.01, 02 y 03

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Este trabajo consiste en efectuar en alguna, algunas o todas las operaciones siguientes: cortar, desenraizar, quemar y retirar de los sitios de construcción los árboles, arbustos, hierbas o cualquier vegetación comprendida dentro del derecho de vía, las áreas de construcción y los bancos de préstamo indicados en los planos o que ordene desmontar el residente.

Estas operaciones pueden ser efectuadas indistintamente a mano o mediante el empleo de equipos mecánicos.

Toda la materia vegetal proveniente del desmonte deberá colocarse fuera de las zonas destinadas a la construcción dentro del derecho de vía, en la zona de libre colocación.

Se entenderá por zona de libre colocación la faja de terreno comprendida entre la línea límite de la zona de construcción y una línea paralela a ésta distante 60 (sesenta) metros.

El material aprovechable proveniente del desmonte será propiedad de la Comisión y deberá de ser estibado en los sitios que indique el ingeniero; no pudiendo ser utilizados por el Contratista sin el previo consentimiento de aquél.

Todo material no aprovechable deberá de ser quemado tomándose las precauciones necesarias para evitar incendios.

Los daños y perjuicios a propiedad ajena producidos por trabajos de desmonte

efectuados indebidamente dentro o fuera del derecho de vía o de las zonas de construcción serán de la responsabilidad del Contratista.

Las operaciones de desmonte deberán de efectuarse invariablemente en forma previa a los trabajos de construcción con la anticipación necesaria para no entorpecer el desarrollo de éstos.

MEDICIÓN Y PAGO. El desmonte se medirá tomando como unidad la hectárea con aproximación de dos decimales.

No se estimará para fines de pago el desmonte que efectúe el Contratista fuera de las áreas de desmonte que se indique en el proyecto y/u ordenadas por el ingeniero.

Si la quema de material "no aprovechable" no pudo ser efectuada en forma inmediata al desmonte por razones no imputables al Contratista, se computará únicamente un avance del 90% del desmonte efectuado. Cuando se haga la quema y se terminen los trabajos de desmonte, se estimará el 10% restante.

El desmonte se liquidará al Contratista en función del tipo de monte y de acuerdo a los conceptos 1002.01, 02 y 03.

- **Despalme**
1003.01 y 02

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por despalme la remoción de las capas superficiales de terreno natural cuyo material no sea aprovechable para la construcción, que se encuentren localizadas sobre los bancos de préstamo. También se entenderá por despalme la remoción de las capas de terreno natural que no sean adecuadas para la cimentación o desplante de un terraplén; y en general la remoción de capas de terreno inadecuadas para construcciones de todo tipo.

Se denominará banco de préstamo el lugar del cual se obtengan materiales naturales que se utilicen en la construcción de las obras.

Previamente a este trabajo, la superficie de despalme deberá de haber sido desmontada.

El material producto del despalme deberá ser retirado fuera de la superficie del banco de préstamo que se va a explotar y colocado en la zona de libre colocación o aquella que señale el ingeniero.

Se entenderá por zona de libre colocación, la faja de terreno comprendida entre el perímetro del banco de préstamo y una línea paralela a ésta distante 60 (sesenta) metros; aunque en el caso en que el material deba ser retirado fuera de la obra, se evaluará con un concepto diferente.

MEDICIÓN Y PAGO. La medición de los volúmenes de materiales excavados para efectuar el despalme se hará tomando como unidad el metro cúbico, y empleando el método de promedio de áreas extremas. El resultado se considerará empleando áreas completas.

En el caso de que el material producto del despalme deba ser retirado, por condiciones del proyecto y/o por las instrucciones del ingeniero, fuera de la zona de libre colocación se valorará con el concepto 1000.02 en el que se incluye la carga, descarga y acarreo a un kilómetro.

- **Limpieza y Trazo en el área de trabajo**

1005.01

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por limpieza y trazo a las actividades involucradas con la limpieza del terreno de maleza, basura, piedras sueltas, etc., y su retiro a sitios donde no entorpezca la ejecución de los trabajos; así mismo en el alcance de este concepto está implícito el trazo y la nivelación instalando bancos de nivel y el estacado necesario en el área por construir.

En ningún caso la Comisión hará más de un pago por limpia, trazo y nivelación ejecutados en la misma superficie.

Cuando se ejecutan conjuntamente con la excavación de la obra y/o el desmonte y algunas actividades de deshierbe y limpia, la Comisión no considerará pago alguno.

MEDICIÓN Y PAGO. Para fines de pago se medirá el área de trabajo de la superficie objeto de limpia, trazo y nivelación, medida ésta en su proyección horizontal, y tomando como unidad el metro cuadrado con aproximación a la unidad.

3. Excavación de zanjas

- **Excavación de zanjas**

1010.01.02.04, 1020.02.04, 1040.02 y 04, 1042.02 y 04

Para la clasificación de las excavaciones por cuanto a la dureza del material se entenderá por "material común", la tierra, arena, grava, arcilla y limo, o bien todos aquellos materiales que puedan ser aflojados manualmente con el uso del zapapico, así como todas las fracciones de roca, piedras sueltas, peñascos, etc., que cubiquen aisladamente menos de 0.75 de metro cúbico y en general todo tipo de material que no pueda ser clasificado como roca fija.

Se entenderá por "roca fija" la que se encuentra en mantos con dureza y con textura que no pueda ser aflojada o resquebrajada económicamente sino con el uso previo de explosivos, cuñas o dispositivos mecánicos de otra índole. También se considera dentro de esta Clasificación aquellas fracciones de roca, piedra suelta, o peñascos que cubiquen aisladamente más de 0.75 de metro cúbico.

Cuando el material común se encuentre entre mezclado con la roca fija en una proporción igual o menor al 25% del volumen de ésta, y en tal forma que no pueda ser excavado por separado, todo el material será considerado como roca fija.

Para clasificar material se tomará en cuenta la dificultad que haya presentado para su extracción. En caso de que el volumen por clasificar esté compuesto por volúmenes

parciales de material común y roca fija, se determinará en forma estimativa al porcentaje en que cada uno de estos materiales interviene en la composición del volumen total.

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por "excavación de zanjas" la que se realice según el proyecto y/u órdenes del ingeniero para alojar la tubería de las redes de agua potable, y alcantarillado incluyendo las operaciones necesarias para amacizar o limpiar la plantilla y taludes de las mismas, la remoción del material producto de las excavaciones, su colocación a uno o ambos lados de la zanja disponiéndolo en tal forma que no interfiera con el desarrollo normal de los trabajos y la conservación de dichas excavaciones por el tiempo que se requiera para la instalación satisfactoria de la tubería. Incluye igualmente las operaciones que deberá efectuar el Contratista para aflojar el material manualmente o con equipo mecánico previamente a su excavación cuando se requiera.

El producto de la excavación se depositará a uno o a ambos lados de la zanja, dejando libre en el lado que fije el ingeniero un pasillo de 60 (sesenta) centímetros, entre el límite de la zanja y el pie del talud del bordo formado por dicho material. El Contratista deberá conservar este pasillo libre de obstáculos.

Las excavaciones deberán ser afinadas en tal forma que cualquier punto de las paredes de las mismas no diste en ningún caso más de 5 (cinco) centímetros de la sección de proyecto, cuidándose que esta desviación no se repita en forma sistemática. El fondo de la excavación deberá ser afinado minuciosamente a fin de que la tubería que posteriormente se instale en la misma quede a la profundidad señalada y con la pendiente de proyecto.

Las dimensiones de las excavaciones que formarán la zanja variarán en función del diámetro de la tubería que será alojada en ellas.

La profundidad de la zanja será medida hacia abajo a contar del nivel natural del terreno, hasta el fondo de la excavación.

El ancho de la zanja será medido entre las dos paredes verticales paralelas que la delimitan.

El afine de los últimos 10 (diez) centímetros del fondo de la excavación se deberá efectuar con la menor anticipación posible a la colocación de la tubería. Si por exceso en el tiempo transcurrido entre el afine de la zanja y el tendido de la tubería se requiere un nuevo afine antes de tender la tubería, éste será por cuenta exclusiva del Contratista.

Cuando la excavación de zanjas se realice en material común, para alojar tuberías de concreto que no tenga la consistencia adecuada a juicio del ingeniero, la parte central del fondo de la zanja se excavará en forma redondeada de manera que la tubería apoye sobre el terreno en todo el desarrollo de su cuadrante inferior y en toda su longitud. A este mismo efecto de bajar la tubería a la zanja o durante su instalación deberá excavar en los lugares en que quedarán las zanjas, cavidades o "conchas" que alojen las campanas o cajas que formarán las juntas. Esta conformación deberá

efectuarse inmediatamente antes de tender la tubería.

El ingeniero, deberá vigilar que desde el momento en que inicie la excavación hasta aquel en que se termine el relleno de la misma, incluyendo el tiempo necesario para la excavación y prueba de la tubería, no transcurra un lapso mayor de 7 (siete) días de calendario.

Cuando la excavación de zanjas se realice en roca fija, se permitirá el uso de explosivos, siempre que no altere el terreno adyacente a las excavaciones y previa autorización por escrito del ingeniero. El uso de explosivos se restringirá en aquellas zonas en que su utilización pueda causar perjuicios a las obras, o bien cuando por usarse explosivos dentro de una población se causen daños o molestias a sus habitantes.

Cuando la resistencia del terreno o las dimensiones de la excavación sean tales que pongan en peligro la estabilidad de las paredes de la excavación, a juicio del ingeniero, éste ordenará al Contratista la colocación de los ademes y puntales que juzgue necesarios para la seguridad de las obras, la de los trabajadores o que exijan las leyes o reglamentos en vigor.

Las características y forma de los ademes y puntales serán fijada por el ingeniero sin que esto releve al contratista de ser el único responsable de los daños y perjuicios que directa o indirectamente se deriven por falla de los mismos.

El ingeniero está facultado para suspender total o parcialmente las obras cuando considere que el estado de las excavaciones no garantiza la seguridad necesaria para las obras y/o los trabajadores, hasta en tanto no se efectúen los trabajos de ademe o apuntalamiento.

El criterio constructivo del Contratista será de su única responsabilidad y cualquier modificación, no será motivo de cambio en el precio unitario, deberá de tomar en cuenta que sus rendimientos propuestos serán congruentes con el programa y con las restricciones que pudiesen existir.

En la definición de cada concepto queda implícito el objetivo de la Comisión, el Contratista debe de proponer la manera de construcción de y su variación aún a petición de la Comisión (por improductivo) no será motivo de variación en el precio unitario; las excavaciones para estructuras que sean realizadas en la zanja (por ejemplo para cajas de operación de válvulas, pozos, etc.) serán liquidadas con los mismos conceptos de excavación para zanjas.

El Contratista deberá tomar en cuenta que la excavación no rebasará los 200 mts., adelante del frente de instalación del tubo a menos que la Comisión a través de su representante lo considere conveniente en función de la estabilidad del terreno y cuente con la autorización por escrito.

Se ratificará que el pago que la Comisión realiza por las excavaciones, es función de la sección teórica del proyecto, por lo que se deberán hacer las consideraciones y previsiones para tal situación.

MEDICIÓN Y PAGO. La excavación de zanjas se medirá en metros cúbicos con aproximación de una décima. Al efecto se determinarán los volúmenes de las excavaciones realizadas por el Contratista según el proyecto y/o las órdenes del ingeniero.

No se considerarán para fines de pago las excavaciones hechas por el Contratista fuera de las líneas de proyecto y/o indicaciones del ingeniero, ni la remoción de derrumbes originados por causas imputables al Contratista que al igual que las excavaciones que efectúe fuera del proyecto y/o las órdenes del ingeniero serán consideradas como sobre excavaciones.

Los trabajos de bombeo que deba realizar el Contratista para efectuar las excavaciones y conservarlas en seco durante el tiempo de colocación de la tubería le serán pagados por separado.

Igualmente le será pagado por separado el acarreo a los bancos de desperdicio que señale el ingeniero, del material producto de excavaciones que no haya sido utilizado en el relleno de las zanjas por exceso de volumen, por su mala calidad o por cualquier otra circunstancia.

Se considerará que las excavaciones se efectúan en agua, solamente en el caso en que el material por excavar se encuentre bajo agua, con un tirante mínimo de 50 (cincuenta) centímetros que no pueda ser desviado o agotado por bombeo en forma económicamente conveniente para la Comisión, quien ordenará y pagará en todo caso al Contratista las obras de desviación o el bombeo que deba efectuarse.

Se considerará que las excavaciones se efectúan en material lodoso cuando por la consistencia del material se dificulte especialmente su excavación, incluso en el caso en que haya usado bombeo para abatir el nivel del agua que lo cubría.

En terrenos pantanosos que se haga necesario el uso de dispositivos de sustentación (balsas) para el equipo de excavación.

Cuando las excavaciones se efectúen a más de 5 (cinco) metros de profundidad.

Cuando las excavaciones se efectúen en agua o material lodoso se le pagará al Contratista con el concepto que para tal efecto existe.

A manera de resumen se señalan las actividades fundamentales con carácter enunciativo:

- A).- Afloje del material y su extracción.
- B).- Amacice o limpieza de plantilla y taludes de la zanja y afines.
- C).- Remoción del material producto de las excavaciones.
- D).- Traspaleos verticales cuando éstos sean procedentes; y horizontales cuando se requieran.
- E).- Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.
- F).- Extracción de derrumbes.

El pago de los conceptos se hará en función de las características del material y de sus condiciones; es decir, en seco o en agua.

4. Ademado

- **Ademes de madera**

1150.00 y 1151.00

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por ademe de madera abierto o cerrado, el conjunto de operaciones que deberá ejecutar el Contratista cuando la resistencia del terreno o las dimensiones de la excavación sean tales que pongan en peligro la estabilidad de las paredes.

Todos los trabajos que ejecute el Contratista en la construcción de los ademes de madera deberán sujetarse a lo señalado en las normas y planos de proyecto y/o órdenes del ingeniero.

Las dimensiones, características y sistemas de construcción de los ademes así como las líneas, niveles, elevaciones y profundidades, serán justamente las ordenadas por el proyecto y/o por el ingeniero.

MEDICIÓN Y PAGO. El ademe de madera se pagará por metro cuadrado de superficie de contacto con aproximación a un decimal, incluyendo todos los materiales y mano de obra, así como los fletes, maniobras locales y desmantelamiento.

5. Bombeo de achique

- **Bombeo de achique con bomba autocebante, propiedad del Contratista**

1140.01, 02, 03, 04, 05 y 06

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Por bombeo de achique se entenderá el conjunto de operaciones que se hagan necesarias para extraer el agua que se localice en las zanjas para tendido de tuberías, así como en excavaciones para obras complementarias que se requieran en el sistema.

Al ordenar la utilización del equipo, el ingeniero deberá prestar especial atención a que dicho equipo sea el adecuado para la ejecución del trabajo y dentro de su vida económica, tanto por lo que se refiere al tipo empleado; como a su capacidad y rendimiento; y ya durante su operación, cuidar que esta se haga eficientemente y se obtenga de ella el rendimiento correcto; en caso contrario se harán ajustes al precio unitario en función del modelo del equipo.

El Contratista será en todo momento el único responsable tanto de la conservación de su equipo como de su eficiencia.

MEDICIÓN Y PAGO. La operación del equipo de bombeo de achique propiedad del Contratista se medirá en horas con aproximación de 0.25 hr.

Al efecto, se determinará mediante un estricto control de la Comisión; el tiempo que trabaja el equipo en forma efectiva, ejecutando el trabajo que le ha sido ordenado.

No se computará para fines de pago el tiempo de operación del equipo de bombeo que no está ejecutando trabajo efectivo, que trabaje deficientemente o ejecute trabajos que no correspondan al proyecto y/o a lo ordenado por el ingeniero.

El pago específico al Contratista por la ejecución de los trabajos se hará a base de Precios Unitarios, o de acuerdo a lo estipulado en el Contrato en los conceptos de trabajo y capacidad de los equipos.

No se pagará al Contratista la operación del equipo de bombeo de achique que por falta de capacidad o por no ser el equipo adecuado y no produzca los resultados que de él se esperaban.

No se considerará para fines de pago los bombeos ejecutados fuera de los lineamientos fijados en el proyecto y /o a las indicaciones del ingeniero.

Como un indicador de los rendimientos de las bombas a continuación se señalan rendimientos normativos:

Bomba de 2" de Diámetro de 30 a 45 m³/hr.

Bomba de 3" de Diámetro de 70 a 90 m³/hr.

Bomba de 4" de Diámetro de 110 a 150 m³/hr.

Bomba de 6" de Diámetro de 260 m³/hr.

6. Colocación de la tubería

• **Instalación de tuberías de concreto**

3010.01 al 07 y 3020.02 al 08

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por "instalación de tuberías de concreto para alcantarillado", el conjunto de operaciones que debe ejecutar el Contratista para colocar en forma definitiva según el proyecto y/o las órdenes del ingeniero, la tubería de concreto simple o reforzado, ya sea de macho y campana o de espiga que se requiera para la construcción de redes de alcantarillado.

La colocación de la tubería de concreto se hará de tal manera que en ningún caso se tenga una desviación mayor de 5 (cinco) milímetros en la alineación o nivel de proyecto, cuando se trate de tubería hasta de 60 cm. (24") de diámetro o de 10 (diez) milímetros cuando se trate de diámetros mayores. Cada pieza deberá tener un apoyo completo y firme en toda su longitud para lo cual se colocará de modo que el cuadrante inferior de su circunferencia descansa en toda la superficie sobre la plantilla o fondo de la zanja. No se permitirá colocar los tubos sobre piedras, calzas de madera y soportes de cualquier otra índole.

La tubería de concreto se colocará con la campana o la caja de la espiga hacia aguas arriba y se empezará su colocación de aguas abajo hacia aguas arriba. Los tubos serán junteados entre sí con mortero de cemento arena en proporción 1:3.

Para la colocación de tubería de concreto, se procederá a limpiar cuidadosamente su junta libre quitándole la tierra o materiales extraños con cepillo de alambre y en igual forma la junta de tubo por colocar. Una vez hecha esta limpieza se humedecerán los extremos de los tubos que formarán la junta y se llenarán las semicircunferencias inferiores de la campana o caja para espiga del tubo ya colocado, y la semicircunferencia superior exterior del macho o espiga del tubo forzándolos para que el mortero sobrante en la junta escurra fuera de ella. Se limpiará el mortero excedente y se llenarán los huecos que hubiere en las juntas, con mortero en cantidad suficiente para formar un bordo que la cubra exteriormente. Las superficies interiores de los tubos en contacto deberán quedar exactamente rasantes.

La impermeabilidad de los tubos de concreto y sus juntas, serán probadas por el Contratista en presencia del ingeniero y según lo determine este último, en una de las dos formas siguientes:

a).- *Prueba hidrostática accidental.* Esta prueba consistirá en dar, a la parte más baja de la tubería, una carga de agua que no excederá de un tirante de dos metros. Se hará anclando con relleno del producto de la excavación la parte central de los tubos y dejando totalmente libre las juntas de los mismos. Si el junteo está defectuoso y las juntas acusaran fugas, el Contratista procederá a descargar la tubería y a rehacer las juntas defectuosas. Se repetirá esta prueba hidrostática cuando haya fugas hasta que no se presenten las mismas a satisfacción del ingeniero. Esta prueba hidrostática accidental únicamente se hará en los casos siguientes:

Cuando el ingeniero tenga sospechas fundadas de que existen defectos en el junteo de los tubos de alcantarillado.

Cuando el ingeniero, por cualquier circunstancia, recibió provisionalmente parte de las tuberías de un tramo existente entre pozo y pozo de visita.

Cuando las condiciones del trabajo requieran que el Contratista rellene zanjas en las que, por cualquier circunstancia se puedan ocasionar movimientos en las juntas, en este último caso el relleno de las zanjas servirá de anclaje a la tubería.

b).- *Prueba hidrostática sistemática.* Esta prueba se hará en todos los casos en que no se haga la prueba accidental. Consiste en vaciar, en el pozo de visita aguas arriba del tramo por probar, el contenido de agua de una pipa, que desagüe al citado pozo de visita con una manguera de diámetro adecuado, por ejemplo: 4" o 6" de diámetro, dejando correr el agua libremente a través del tramo de alcantarillado por probar.

En el pozo aguas abajo el Contratista instalará una bomba a fin de evitar que se forme un tirante de agua que pueda deslavar las últimas juntas de mortero de cemento que aún estén frescas. Esta prueba hidrostática tiene por objeto determinar si es que la parte inferior de las juntas se retaco

debidamente con mortero cemento, en caso contrario presentarán fugas por la parte inferior de las juntas de los tubos de concreto. Esta debe hacerse antes de rellenar las zanjas. Si el junteo acusara defectos en esta prueba, el Contratista procederá a la reparación inmediata de las juntas defectuosas y se repetirá esta prueba hidrostática hasta que la misma acuse un junteo correcto.

El ingeniero solamente recibirá del Contratista tramos de tubería totalmente terminados entre pozo y pozo de visita o entre dos estructuras sucesivas que formen parte del alcantarillado; habiéndose verificado previamente la prueba de impermeabilidad y comprobado que toda la tubería se encuentra limpia sin escombros ni obstrucciones en toda su longitud.

MEDICIÓN Y PAGO. La instalación de tuberías de concreto se medirá en metros lineales, con aproximación de un decimal. Al efecto se determinará directamente en la obra la longitud de las tuberías instaladas según el diámetro y el proyecto y/o las órdenes del ingeniero, no considerándose para fines de pago las longitudes de tubo que penetren dentro de otro en las juntas.

Con carácter enunciativo, se señalan las principales actividades que integran estos conceptos:

Revisión de las tuberías, maniobras para colocarlas a un lado de la zanja, bajada, alineado y junteo con mortero; instalación y prueba.

Cuando por condiciones de la obra y/o del proyecto fuera preciso colocar fracciones de tubo, se considerará para fines de pago la longitud total de los mismos.

7. Construcción de pozos de visita y cajas de caída

• **Construcción de pozos de visita y cajas de caída**

3060.01 al 13, 3061.01, 3070.01 al 13, 3071.01, 3080.01 al 13, 3081.01, 3120.01 al 04 y 3121.01

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderán por pozos de visita las estructuras diseñadas y destinadas para permitir el acceso al interior de las tuberías de alcantarillado, especialmente para las operaciones de su limpieza.

Estas estructuras serán construidas en los lugares que señale el proyecto y/u ordene el ingeniero durante el curso de la instalación de las tuberías. No se permitirá que existan más de 125 (ciento venticinco) metros instalados de tuberías de alcantarillado sin que estén terminados los respectivos pozos de visita.

La construcción de la cimentación de los pozos de visita deberá de hacerse previamente a la colocación de las tuberías para evitar que se tenga que excavar bajo los extremos de las tuberías y que éstos sufran desalojamientos.

Los pozos de visita se construirán según el plano aprobado por la Comisión y serán de mampostería común de tabique junteada con mortero de cemento y arena en

proporción de 1:3. Los tabiques deberán de ser mojados previamente a su colocación, con juntas de espesor no mayor de 1.5 (uno y medio) centímetros. Cada hilada deberá quedar desplazada con respecto a la anterior en tal forma que no exista coincidencia entre las juntas verticales de los tabiques que las forman (cuatrapeado).

El paramento interior se recubrirá con un aplanado de mortero de cemento de proporción 1:3 y con un espesor mínimo de 1.0 (uno) centímetro que será terminado con llana o regla y pulido fino de cemento. El aplanado se curará, se emplearán cerchas para construir los pozos y posteriormente comprobar su sección. Las inserciones de las tuberías con estas estructuras se emboquillarán en la forma indicada en los planos o en la que prescriba el ingeniero.

Al construir la base de concreto de los pozos de visita se harán en ellas los canales de "media caña" correspondientes, por alguno de los procedimientos siguientes:

- a).- Al hacerse el colado del concreto de la base se formarán directamente las "medias cañas", mediante el empleo de cerchas.
- b).- Se construirán de mampostería de tabique y mortero de cemento dándoles su forma adecuada, mediante cerchas.
- c).- Se ahogarán tuberías cortadas a "media caña" al colarse el concreto, para lo cual se continuarán dentro del pozo los conductos de alcantarillado, colando después el concreto de la base hasta la mitad de la altura de los conductos del alcantarillado dentro del pozo, cortándose a cincel la mitad superior de los conductos después de que se endurezca suficientemente el concreto de la base, a juicio del ingeniero.
- d).- Se pulirán cuidadosamente, en su caso, los canales de "media caña" y serán acabados de acuerdo con los planos de proyecto.

Cuando así lo señale el proyecto, se construirán pozos de visita de "tipo especial", según los planos que proporcionará oportunamente la Comisión al Contratista, los que fundamentalmente estarán formados de tres partes:

En su parte inferior una caja rectangular de mampostería de piedra de tercera, junteada con mortero cemento 1:3, en la cual se emboquillarán las diferentes tuberías que concurren al pozo y cuyo fondo interior tendrá la forma indicada en el plano tipo correspondiente; una segunda parte formada por la chimenea del pozo, con su brocal y tapa; ambas partes se ligan por una pieza de transición, de concreto armado, indicada en los planos tipo.

Cuando existan cajas de caída que formen parte del alcantarillado, éstas podrán ser de dos tipos:

- a).- Caídas de altura inferior a 0.50 metros. Se construirán dentro del pozo de visita sin modificación alguna a los planos tipo de las mismas.
- b).- Caídas de altura entre 0.50 y 2.00 metros. Se construirán cajas de caída adosadas a los pozos de visita de acuerdo con el plano tipo respectivo de ellas.

La mampostería de tercera, y el concreto que se requieran para la construcción de los pozos de visita de "tipo especial" y las cajas de caída, deberán de llenar los requisitos señalados en las especificaciones relativas a esos conceptos de trabajo.

MEDICIÓN Y PAGO. La construcción de pozos de visita y cajas de caída se medirá en unidades. Al efecto se determinará en la obra el número de ellos construidos según el proyecto y/o las órdenes del ingeniero, clasificando los pozos de visita bien sea en tipo común o tipo especial de acuerdo con las diferentes profundidades; esto también es válido para las cajas de caída.

De manera enunciativa se señalan las actividades principales que integran los conceptos principales los conceptos referentes a pozos de visita y cajas de caída:

El suministro y colocación de todos los materiales puestos en obra incluyendo fletes, maniobras locales, desperdicios y mermas así como la mano de obra correspondiente. No se incluyen en estos conceptos excavaciones, rellenos ni suministro y colocación de brocales.

8. Brocales, tapas para pozos de visita y coladeras pluviales

- **Brocales y tapas para pozos de visita**

3110.01 al 03

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por colocación de brocales, tapas y coladeras a las actividades que ejecute el Contratista en los pozos de visita y coladeras pluviales de acuerdo con el proyecto y/o las órdenes del ingeniero.

Cuando el proyecto y/o las órdenes del ingeniero lo señalen, los brocales, tapas y coladeras deberán de ser de fierro fundido.

La colocación de brocales, tapas y coladeras de fierro fundido serán estimadas y liquidadas de acuerdo con este concepto en su definición implícita.

Cuando de acuerdo con el proyecto y/o las órdenes del ingeniero los brocales, tapas y rejillas deban ser de concreto, serán fabricados y colocados por el Contratista.

El concreto que se emplee en la fabricación de brocales, tapas y rejillas deberá tener una resistencia $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ y ser fabricado de acuerdo con las especificaciones respectivas.

MEDICIÓN Y PAGO. La colocación de brocales, tapas y rejillas, así como la fabricación y colocación de brocales y tapas de concreto se medirá en piezas. Al efecto se determinará en la obra el número de piezas colocadas en base al proyecto.

El precio unitario incluye el suministro de todos los materiales, mermas, acarreo y fletes; la mano de obra y el equipo (no incluye el suministro de brocal y tapa de fierro fundido; pero si su manejo, maniobras locales e instalación).

9. Albañales exteriores

- **Conexiones domiciliarias (slant y codo)**

3130.01 al 04

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. El trabajo consiste en perforar tuberías de concreto simple o reforzado en la red de alcantarillado, para inserción de la acometida de SLANT, debiendo ejecutarse sin que el tubo se agriete, así como cuidar el manejo de los accesorios de la toma domiciliaria.

El Contratista instalará las conexiones domiciliarias, a partir del paramento exterior de los edificios en el sitio que señalen los planos o prescriba el ingeniero y las terminará conectándolas en la inserción correspondiente en el alcantarillado; el otro extremo de la conexión, según lo determine el ingeniero lo tapaná el Contratista con tapa de ladrillo y mortero pobre de cemento, si éste existiere.

Las conexiones formarán con el alcantarillado un ángulo de 90 (noventa) grados en planta.

Excepcionalmente se admitirán inflexiones con ángulos distintos al citado. Los codos se anclarán a satisfacción del ingeniero. Para las conexiones se usará tubo de 15 centímetros, y 20 centímetros o más de diámetro a juicio del ingeniero.

La pendiente mínima que en general se admitirá para la tubería de la conexión será de 1% (uno) por ciento, y el colchón sobre el lomo del tubo en cualquier lugar de su longitud, tendrá como mínimo 90 (noventa) centímetros. Previa autorización escrita del ingeniero. La pendiente podrá reducirse a un medio (1/2) por ciento, pero únicamente cuando ello sea necesario a fin de dejar el colchón mínimo de 90 (noventa) centímetros. Antes de construir las conexiones, el Contratista se cerciorará de la profundidad de la salida del albañal del predio, si existiera y de las condiciones de pendiente existentes dentro de interior del mismo, a fin de evitar que cuando se construyan albañales en el interior del predio, ellos queden faltos de colchón, o faltos de la pendiente debida. Si no fuera posible satisfacer ambos requisitos de colchón y pendiente mínimos; el Contratista no hará la conexión y deberá comunicarlo por escrito al ingeniero para que éste resuelva lo procedente.

Para hacer las conexiones domiciliarias se construirán las de un solo lado de determinado tramo del alcantarillado, después de terminados totalmente éstas, se construirán las del otro lado.

MEDICIÓN Y PAGO. La instalación de conexiones domiciliarias y pluviales del servicio de alcantarillado, se medirá en conexiones comprendiendo cada una de ellas exclusivamente la acometida (SLANT) y el codo de 45 grados; es decir será por juego. El precio unitario incluye las maniobras para distribuir las piezas a lo largo de la zanja, bajada y tendido, perforación de la tubería, y junteo con mortero cemento arena.

BIBLIOGRAFÍA

1. Comisión Nacional del Agua *-Especificaciones Generales para la Construcción de*

Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado- México.

2. Comisión Nacional del Agua –*Catálogo General de Precios Unitarios para la Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado-* Dirección General de Construcción - Gerencia de Contratación de Obra Pública - Subgerencia de Costos y Precios Unitarios- México. 1999.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
VIII.- CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE
ALCANTARILLADO Y OBRAS DE SANEAMIENTO**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO Y OBRAS DE SANEAMIENTO

M en I. Fernando Pozo Román
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac # 8532 CP. 62550 Col. Progreso
Jiutepec, Mor.

Especificaciones Generales para la Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado - Comisión Nacional del Agua (CNA) -

INDICE.....	1
<u>1. Ruptura de Pavimentos.....</u>	<u>3</u>
Ruptura de empedrado.....	3
Ruptura de pavimento adoquinado, asfáltico y de concreto.....	4
Trazo y corte con cortadora de disco en pavimento asfáltico y pavimento hidráulico.....	4
Construcción de base de grava cimentada.....	4
Construcción de empedrado en seco.....	4
Empedrado, junteado con mortero cemento arena 1:5.....	4
Pavimento, adoquinado, junteado con mortero cemento arena 1:3.....	5
Pavimento asfáltico.....	5
Pavimentos o banquetas de concreto.....	6
<u>2. Desmonte, Despalse y Limpieza del área de trabajo.....</u>	<u>7</u>
Desmontes.....	7
Despalse.....	7
Limpieza y Trazo en el área de trabajo.....	8
<u>3. Excavación de zanjas.....</u>	<u>8</u>
Excavación de zanjas.....	8
<u>4. Ademado.....</u>	<u>12</u>
Ademes de madera.....	12
<u>5. Bombeo de achique.....</u>	<u>13</u>
Bombeo de achique con bomba autocebante, propiedad del Contratista.....	13
<u>6. Colocación de la tubería.....</u>	<u>13</u>
Instalación de tuberías de concreto.....	13

<u>7. Construcción de pozos de visita y cajas de caída.....</u>	16
Construcción de pozos de visita y cajas de caída.....	16
<u>8. Brocales, tapas para pozos de visita y coladeras pluviales.....</u>	18
Brocales y tapas para pozos de visita.....	18
<u>9. Albañales exteriores.....</u>	18
Conexiones domiciliarias (slant y codo).....	19
BIBLIOGRAFÍA.....	20

**Especificaciones Generales para la Construcción de Sistemas de Agua Potable y
Alcantarillado**
- Comisión Nacional del Agua (CNA) -

1. Ruptura de Pavimentos

- **Ruptura de empedrado**

1000.01

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Este tipo de obra se deberá efectuar con especial atención cuidando a fin de seleccionar al máximo el material extraído de la ruptura, con el propósito de su posterior aprovechamiento en la reposición y/o indicaciones del ingeniero.

OBRA. Comprende la extracción del empedrado y su remoción.

MEDICIÓN Y PAGO. La ruptura se medirá y pagará en metros cuadrados con aproximación de un décimo, conforme a las dimensiones de proyecto.

La carga de material sobrante, su acarreo y tiro hasta el banco de desperdicio que señale el ingeniero, se pagará por separado.

No se considerará para fines de pago la cantidad de obra ejecutada por el Contratista fuera de los lineamientos fijados en el proyecto y/o las indicaciones del ingeniero.

- **Ruptura de pavimento adoquinado, asfáltico y de concreto**

1000.02.03, 04, 05, 06, 07 y 08

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Al llevarse a cabo este tipo de trabajos, se procurará en todos los casos efectuar la ruptura, evitando al máximo perjudicar el pavimento restante y molestias a la población.

OBRA. Comprende la ejecución de todos los trabajos necesarios para la ruptura y su remoción a un sitio donde no interfiera ni dificulte la ejecución de los trabajos, ya que no será motivo de ningún pago adicional.

El corte en el pavimento se pagará por separado; y se evitará perjudicar el pavimento (en los conceptos que proceda), y molestias a la población.

MEDICIÓN Y PAGO. Se medirá y pagará por metro cúbico y metros cuadrados en el caso de pavimento adoquinado y la banqueta de concreto con aproximación a un décimo, conforme a las dimensiones de proyecto.

No se considerará para fines de pago la cantidad de obra ejecutada por el contratista fuera de los lineamientos fijados en el proyecto y/o las indicaciones del ingeniero.

- **Trazo y corte con cortadora de disco en pavimento asfáltico y pavimento hidráulico**
1000.20 y 1000.21

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Esta actividad se deberá realizar con cortadora de disco o equipo similar que garantice los alineamientos requeridos de acuerdo con el proyecto, debiendo ser vertical y realizando el corte hasta la profundidad necesaria; se incluyen en este concepto todos los cargos directos e indirectos, la mano de obra correspondiente y los materiales tales como el disco, agua, etc., así como la operación del equipo.

MEDICIÓN Y PAGO. Este se hará por metro lineal de corte en función del proyecto no considerándose para fines de pago la obra ejecutada fuera de los lineamientos fijados en el proyecto.

- **Construcción de base de grava cementada**
1001.01

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Previamente a la reposición de un pavimento asfáltico o hidráulico se construirá una base de grava cementada cuyo espesor será comúnmente de 20 cm., se incluyen en estas actividades el suministro en el lugar de los materiales, su tendido, humedad necesaria y compactación.

MEDICIÓN Y PAGO. Se cuantificará el volumen colocado a línea de proyecto, sin considerar desperdicios (estos deberán quedar involucrados en el análisis del precio) y el pago se hará por metro cúbico.

- **Construcción de empedrado en seco**
1001.02

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por construcción de empedrado en seco el conjunto de operaciones consistentes en reponerlos que hubieran sido removidos para la apertura de zanjas; en esta construcción se deberá utilizar el material producto de la ruptura; de acuerdo con esto, en el concepto se deberán incluir las maniobras y acarreo dentro de la obra, así como la mano de obra correspondiente, dentro de este precio unitario no se incluye el suministro de materiales.

MEDICIÓN Y PAGO. Este se hará por metro cuadrado de empedrado repuesto con aproximación de un décimo y con base en las dimensiones de proyecto.

- **Empedrado, junteado con mortero cemento arena 1:5**
1001.03

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por construcción de empedrado en seco el conjunto de operaciones consistentes en reponer los que hubieran sido removidos para la apertura de zanjas; en esta construcción se deberá utilizar el material producto de la ruptura; de acuerdo con esto, en el concepto se deberán incluir las maniobras y acarreo, dentro de la obra, así como la mano de obra correspondiente; asimismo se deberán contemplar el suministro en obra del mortero y los materiales necesarios, pero sin considerar el suministro de la piedra.

MEDICIÓN Y PAGO. Esta se hará en metros cuadrados con aproximación de un décimo considerando para este fin las dimensiones de proyecto.

- **Pavimento, adoquinado, junteado con mortero cemento arena 1:3**
1004.04

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por construcción de pavimento adoquinado las operaciones consistentes en construir los que hubieran sido removidos para la apertura de zanjas, el pavimento deberá quedar al mismo nivel que el original evitando la formación de topes o depresiones, debiéndose hacer después que el relleno de las zanjas haya adquirido su máxima consolidación y no experimente asentamientos posteriores. En este concepto se incluye el suministro de todos los materiales puestos en obra, así como la mano de obra necesaria y las maniobras y acarreos locales.

MEDICIÓN Y PAGO. La construcción o reconstrucción o reposición de pavimento adoquinado se pagará por metro cuadrado con base en líneas de proyecto.

- **Pavimento asfáltico**
1001.05 y 06

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. La reposición del pavimento asfáltico se hará sobre una base compacta (que no se incluirá dentro de sus precios), en la reposición del pavimento se podrán fabricar mezclas asfálticas de materiales pétreos y productos asfálticos en el lugar mismo de la obra, empleando conformadoras o mezcladoras ambulantes. Las mezclas asfálticas formarán una carpeta compacta con el mínimo de vacíos ya que se usan materiales graduados para que sea uniforme y resistente a las deformaciones producidas por las cargas y prácticamente impermeable. El material pétreo deberá constar de partículas sanas de material triturado exentas de materias extrañas y su granulometría debe cumplir las especificaciones para materiales pétreos en mezclas asfálticas. No se deberán utilizar agregados cuyos fragmentos sean en forma de lajas, que contengan materia orgánica, grumos arcillosos o más de 20% de fragmentos suaves.

Los materiales asfálticos deben reunir los requisitos establecidos por las especificaciones de Petróleos Mexicanos.

La mezcla deberá prepararse a mano o con máquina mezcladora y colocarse en capas de espesor inferior al definitivo; independientemente de que se use mezcla en frío o caliente, deberá compactarse de inmediato, ya sea por un pizón o con plancha o equipo similar pero adecuado al proyecto.

El acabado deberá ser igual al del pavimento existente.

MEDICIÓN Y PAGO. La construcción o reposición de pavimento asfáltico se pagará por metro cuadrado con aproximación a un décimo, en base a proyecto y en función del espesor de la carpeta.

- **Pavimentos o banquetas de concreto**

1001.07, 08, 09 y 10

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. La construcción o reposición de pavimento o banquetas de concreto se hará sobre una base compactada, que se paga por separado; y comprende la fabricación, colado, vibrado y curado con curacreto o similar; de concreto con la resistencia que se señale en cada concepto; así mismo el concreto se sujetara en lo conducente a la especificación de fabricación, incluyendo el suministro de todos los materiales puestos en obra, así como el retiro de los sobrantes, la mano de obra y el equipo necesarios.

El acabado deberá ser igual al existente (liso o rayado).

MEDICIÓN Y PAGO. La construcción y reposición de pavimento o banqueta de concreto, se pagará por metro cuadrado con aproximación a un décimo y de acuerdo a dimensiones de proyecto.

2. Desmote, Despalme y Limpieza del área de trabajo

- **Desmontes**

1002.01, 02 y 03

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Este trabajo consiste en efectuar en alguna, algunas o todas las operaciones siguientes: cortar, desenraizar, quemar y retirar de los sitios de construcción los árboles, arbustos, hierbas o cualquier vegetación comprendida dentro del derecho de vía, las áreas de construcción y los bancos de préstamo indicados en los planos o que ordene desmontar el residente.

Estas operaciones pueden ser efectuadas indistintamente a mano o mediante el empleo de equipos mecánicos.

Toda la materia vegetal proveniente del desmote deberá colocarse fuera de las zonas destinadas a la construcción dentro del derecho de vía, en la zona de libre colocación.

Se entenderá por zona de libre colocación la faja de terreno comprendida entre la línea límite de la zona de construcción y una línea paralela a ésta distante 60 (sesenta) metros.

El material aprovechable proveniente del desmote será propiedad de la Comisión y deberá de ser estibado en los sitios que indique el ingeniero; no pudiendo ser utilizados por el Contratista sin el previo consentimiento de aquél.

Todo material no aprovechable deberá de ser quemado tomándose las precauciones necesarias para evitar incendios.

Los daños y perjuicios a propiedad ajena producidos por trabajos de desmonte efectuados indebidamente dentro o fuera del derecho de vía o de las zonas de construcción serán de la responsabilidad del Contratista.

Las operaciones de desmonte deberán de efectuarse invariablemente en forma previa a los trabajos de construcción con la anticipación necesaria para no entorpecer el desarrollo de éstos.

MEDICIÓN Y PAGO. El desmonte se medirá tomando como unidad la hectárea con aproximación de dos decimales.

No se estimará para fines de pago el desmonte que efectúe el Contratista fuera de las áreas de desmonte que se indique en el proyecto y/u ordenadas por el ingeniero.

Si la quema de material "no aprovechable" no pudo ser efectuada en forma inmediata al desmonte por razones no imputables al Contratista, se computará únicamente un avance del 90% del desmonte efectuado. Cuando se haga la quema y se terminen los trabajos de desmonte, se estimará el 10% restante.

El desmonte se liquidará al Contratista en función del tipo de monte y de acuerdo a los conceptos 1002.01, 02 y 03.

- **Despalme**
1003.01 y 02

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por despalme la remoción de las capas superficiales de terreno natural cuyo material no sea aprovechable para la construcción, que se encuentren localizadas sobre los bancos de préstamo. También se entenderá por despalme la remoción de las capas de terreno natural que no sean adecuadas para la cimentación o desplante de un terraplén; y en general la remoción de capas de terreno inadecuadas para construcciones de todo tipo.

Se denominará banco de préstamo el lugar del cual se obtengan materiales naturales que se utilicen en la construcción de las obras.

Previamente a este trabajo, la superficie de despalme deberá de haber sido desmontada.

El material producto del despalme deberá ser retirado fuera de la superficie del banco de préstamo que se va a explotar y colocado en la zona de libre colocación o aquella que señale el ingeniero.

Se entenderá por zona de libre colocación, la faja de terreno comprendida entre el perímetro del banco de préstamo y una línea paralela a ésta distante 60 (sesenta) metros; aunque en el caso en que el material deba ser retirado fuera de la obra, se evaluará con un concepto diferente.

MEDICIÓN Y PAGO. La medición de los volúmenes de materiales excavados para efectuar el despalme se hará tomando como unidad el metro cúbico, y empleando el

método de promedio de áreas extremas. El resultado se considerará empleando áreas completas.

En el caso de que el material producto del despalme deba ser retirado, por condiciones del proyecto y/o por las instrucciones del ingeniero, fuera de la zona de libre colocación se valorará con el concepto 1000.02 en el que se incluye la carga, descarga y acarreo a un kilómetro.

- **Limpieza y Trazo en el área de trabajo**
1005.01

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por limpieza y trazo a las actividades involucradas con la limpieza del terreno de maleza, basura, piedras sueltas, etc., y su retiro a sitios donde no entorpezca la ejecución de los trabajos; así mismo en el alcance de este concepto está implícito el trazo y la nivelación instalando bancos de nivel y el estacado necesario en el área por construir.

En ningún caso la Comisión hará más de un pago por limpia, trazo y nivelación ejecutados en la misma superficie.

Cuando se ejecutan conjuntamente con la excavación de la obra y/o el desmonte y algunas actividades de deshierbe y limpia, la Comisión no considerará pago alguno.

MEDICIÓN Y PAGO. Para fines de pago se medirá el área de trabajo de la superficie objeto de limpia, trazo y nivelación, medida ésta en su proyección horizontal, y tomando como unidad el metro cuadrado con aproximación a la unidad.

3. Excavación de zanjas

- **Excavación de zanjas**
1010.01.02.04, 1020.02.04, 1040.02 y 04, 1042.02 y 04

Para la clasificación de las excavaciones por cuanto a la dureza del material se entenderá por "material común", la tierra, arena, grava, arcilla y limo, o bien todos aquellos materiales que puedan ser aflojados manualmente con el uso del zapapico, así como todas las fracciones de roca, piedras sueltas, peñascos, etc., que cubiquen aisladamente menos de 0.75 de metro cúbico y en general todo tipo de material que no pueda ser clasificado como roca fija.

Se entenderá por "roca fija" la que se encuentra en mantos con dureza y con textura que no pueda ser aflojada o resquebrajada económicamente sino con el uso previo de explosivos, cuñas o dispositivos mecánicos de otra índole. También se considera dentro de esta Clasificación aquellas fracciones de roca, piedra suelta, o peñascos que cubiquen aisladamente más de 0.75 de metro cúbico.

Cuando el material común se encuentre entre mezclado con la roca fija en una proporción igual o menor al 25% del volumen de ésta, y en tal forma que no pueda ser excavado por separado, todo el material será considerado como roca fija.

Para clasificar material se tomará en cuenta la dificultad que haya presentado para su extracción. En caso de que el volumen por clasificar esté compuesto por volúmenes parciales de material común y roca fija, se determinará en forma estimativa al porcentaje en que cada uno de estos materiales interviene en la composición del volumen total.

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por "excavación de zanjas" la que se realice según el proyecto y/u órdenes del ingeniero para alojar la tubería de las redes de agua potable, y alcantarillado incluyendo las operaciones necesarias para amacizar o limpiar la plantilla y taludes de las mismas, la remoción del material producto de las excavaciones, su colocación a uno o ambos lados de la zanja disponiéndolo en tal forma que no interfiera con el desarrollo normal de los trabajos y la conservación de dichas excavaciones por el tiempo que se requiera para la instalación satisfactoria de la tubería. Incluye igualmente las operaciones que deberá efectuar el Contratista para aflojar el material manualmente o con equipo mecánico previamente a su excavación cuando se requiera.

El producto de la excavación se depositará a uno o a ambos lados de la zanja, dejando libre en el lado que fije el ingeniero un pasillo de 60 (sesenta) centímetros, entre el límite de la zanja y el pie del talud del bordo formado por dicho material. El Contratista deberá conservar este pasillo libre de obstáculos.

Las excavaciones deberán ser afinadas en tal forma que cualquier punto de las paredes de las mismas no diste en ningún caso más de 5 (cinco) centímetros de la sección de proyecto, cuidándose que esta desviación no se repita en forma sistemática. El fondo de la excavación deberá ser afinado minuciosamente a fin de que la tubería que posteriormente se instale en la misma quede a la profundidad señalada y con la pendiente de proyecto.

Las dimensiones de las excavaciones que formarán la zanja variarán en función del diámetro de la tubería que será alojada en ellas.

La profundidad de la zanja será medida hacia abajo a contar del nivel natural del terreno, hasta el fondo de la excavación.

El ancho de la zanja será medido entre las dos paredes verticales paralelas que la delimitan.

El afine de los últimos 10 (diez) centímetros del fondo de la excavación se deberá efectuar con la menor anticipación posible a la colocación de la tubería. Si por exceso en el tiempo transcurrido entre el afine de la zanja y el tendido de la tubería se requiere un nuevo afine antes de tender la tubería, éste será por cuenta exclusiva del Contratista.

Cuando la excavación de zanjas se realice en material común, para alojar tuberías de concreto que no tenga la consistencia adecuada a juicio del ingeniero, la parte central del fondo de la zanja se excavará en forma redondeada de manera que la tubería apoye sobre el terreno en todo el desarrollo de su cuadrante inferior y en toda su longitud. A este mismo efecto de bajar la tubería a la zanja o durante su instalación deberá excavar en los lugares en que quedarán las zanjas, cavidades o "conchas" que alojen las campanas o cajas que formarán las juntas. Esta conformación deberá efectuarse inmediatamente antes de tender la tubería.

El ingeniero, deberá vigilar que desde el momento en que inicie la excavación hasta aquel en que se termine el relleno de la misma, incluyendo el tiempo necesario para la excavación y prueba de la tubería, no transcurra un lapso mayor de 7 (siete) días de calendario.

Cuando la excavación de zanjas se realice en roca fija, se permitirá el uso de explosivos, siempre que no altere el terreno adyacente a las excavaciones y previa autorización por escrito del ingeniero. El uso de explosivos se restringirá en aquellas zonas en que su utilización pueda causar perjuicios a las obras, o bien cuando por usarse explosivos dentro de una población se causen daños o molestias a sus habitantes.

Cuando la resistencia del terreno o las dimensiones de la excavación sean tales que pongan en peligro la estabilidad de las paredes de la excavación, a juicio del ingeniero, éste ordenará al Contratista la colocación de los ademes y puntales que juzgue necesarios para la seguridad de las obras, la de los trabajadores o que exijan las leyes o reglamentos en vigor.

Las características y forma de los ademes y puntales serán fijada por el ingeniero sin que esto releve al contratista de ser el único responsable de los daños y perjuicios que directa o indirectamente se deriven por falla de los mismos.

El ingeniero está facultado para suspender total o parcialmente las obras cuando considere que el estado de las excavaciones no garantiza la seguridad necesaria para las obras y/o los trabajadores, hasta en tanto no se efectúen los trabajos de ademe o apuntalamiento.

El criterio constructivo del Contratista será de su única responsabilidad y cualquier modificación, no será motivo de cambio en el precio unitario, deberá de tomar en cuenta que sus rendimientos propuestos serán congruentes con el programa y con las restricciones que pudiesen existir.

En la definición de cada concepto queda implícito el objetivo de la Comisión, el Contratista debe de proponer la manera de construcción de y su variación aún a petición de la Comisión (por improductivo) no será motivo de variación en el precio unitario; las excavaciones para estructuras que sean realizadas en la zanja (por ejemplo para cajas de operación de válvulas, pozos, etc.) serán liquidadas con los mismos conceptos de excavación para zanjas.

El Contratista deberá tomar en cuenta que la excavación no rebasará los 200 mts., adelante del frente de instalación del tubo a menos que la Comisión a través de su representante lo considere conveniente en función de la estabilidad del terreno y cuente con la autorización por escrito.

Se ratificará que el pago que la Comisión realiza por las excavaciones, es función de la sección teórica del proyecto, por lo que se deberán hacer las consideraciones y previsiones para tal situación.

MEDICIÓN Y PAGO. La excavación de zanjas se medirá en metros cúbicos con aproximación de una décima. Al efecto se determinarán los volúmenes de las excavaciones realizadas por el Contratista según el proyecto y/o las órdenes del ingeniero.

No se considerarán para fines de pago las excavaciones hechas por el Contratista fuera de las líneas de proyecto y/o indicaciones del ingeniero, ni la remoción de derrumbes originados por causas imputables al Contratista que al igual que las excavaciones que efectúe fuera del proyecto y/o las órdenes del ingeniero serán consideradas como sobre excavaciones.

Los trabajos de bombeo que deba realizar el Contratista para efectuar las excavaciones y conservarlas en seco durante el tiempo de colocación de la tubería le serán pagados por separado.

Igualmente le será pagado por separado el acarreo a los bancos de desperdicio que señale el ingeniero, del material producto de excavaciones que no haya sido utilizado en el relleno de las zanjas por exceso de volumen, por su mala calidad o por cualquier otra circunstancia.

Se considerará que las excavaciones se efectúan en agua, solamente en el caso en que el material por excavar se encuentre bajo agua, con un tirante mínimo de 50 (cincuenta) centímetros que no pueda ser desviado o agotado por bombeo en forma económicamente conveniente para la Comisión, quien ordenará y pagará en todo caso al Contratista las obras de desviación o el bombeo que deba efectuarse.

Se considerará que las excavaciones se efectúan en material lodoso cuando por la consistencia del material se dificulte especialmente su excavación, incluso en el caso en que haya usado bombeo para abatir el nivel del agua que lo cubría.

En terrenos pantanosos que se haga necesario el uso de dispositivos de sustentación (balsas) para el equipo de excavación.

Cuando las excavaciones se efectúen a más de 5 (cinco) metros de profundidad.

Cuando las excavaciones se efectúen en agua o material lodoso se le pagará al Contratista con el concepto que para tal efecto existe.

A manera de resumen se señalan las actividades fundamentales con carácter enunciativo:

- A).- Afloje del material y su extracción.
- B).- Amacice o limpieza de plantilla y taludes de la zanja y afines.
- C).- Remoción del material producto de las excavaciones.
- D).- Traspaleos verticales cuando éstos sean procedentes; y horizontales cuando se requieran.
- E).- Conservación de las excavaciones hasta la instalación satisfactoria de las tuberías.
- F).- Extracción de derrumbes.

El pago de los conceptos se hará en función de las características del material y de sus condiciones; es decir, en seco o en agua.

4. Ademado

- **Ademes de madera**

1150.00 y 1151.00

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por ademe de madera abierto o cerrado, el conjunto de operaciones que deberá ejecutar el Contratista cuando la resistencia del terreno o las dimensiones de la excavación sean tales que pongan en peligro la estabilidad de las paredes.

Todos los trabajos que ejecute el Contratista en la construcción de los ademes de madera deberán sujetarse a lo señalado en las normas y planos de proyecto y/o órdenes del ingeniero.

Las dimensiones, características y sistemas de construcción de los ademes así como las líneas, niveles, elevaciones y profundidades, serán justamente las ordenadas por el proyecto y/o por el ingeniero.

MEDICIÓN Y PAGO. El ademe de madera se pagará por metro cuadrado de superficie de contacto con aproximación a un decimal, incluyendo todos los materiales y mano de obra, así como los fletes, maniobras locales y desmantelamiento.

5. Bombeo de achique

- **Bombeo de achique con bomba autocebante, propiedad del Contratista**

1140.01, 02, 03, 04, 05 y 06

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Por bombeo de achique se entenderá el conjunto de operaciones que se hagan necesarias para extraer el agua que se localice en las zanjas para tendido de tuberías, así como en excavaciones para obras complementarias que se requieran en el sistema.

Al ordenar la utilización del equipo, el ingeniero deberá prestar especial atención a que dicho equipo sea el adecuado para la ejecución del trabajo y dentro de su vida económica, tanto por lo que se refiere al tipo empleado; como a su capacidad y

rendimiento; y ya durante su operación, cuidar que esta se haga eficientemente y se obtenga de ella el rendimiento correcto; en caso contrario se harán ajustes al precio unitario en función del modelo del equipo.

El Contratista será en todo momento el único responsable tanto de la conservación de su equipo como de su eficiencia.

MEDICIÓN Y PAGO. La operación del equipo de bombeo de achique propiedad del Contratista se medirá en horas con aproximación de 0.25 hr.

Al efecto, se determinará mediante un estricto control de la Comisión, el tiempo que trabaja el equipo en forma efectiva, ejecutando el trabajo que le ha sido ordenado.

No se computará para fines de pago el tiempo de operación del equipo de bombeo que no está ejecutando trabajo efectivo, que trabaje deficientemente o ejecute trabajos que no correspondan al proyecto y/o a lo ordenado por el ingeniero.

El pago específico al Contratista por la ejecución de los trabajos se hará a base de Precios Unitarios, o de acuerdo a lo estipulado en el Contrato en los conceptos de trabajo y capacidad de los equipos.

No se pagará al Contratista la operación del equipo de bombeo de achique que por falta de capacidad o por no ser el equipo adecuado y no produzca los resultados que de él se esperaban.

No se considerará para fines de pago los bombeos ejecutados fuera de los lineamientos fijados en el proyecto y/o a las indicaciones del ingeniero.

Como un indicador de los rendimientos de las bombas a continuación se señalan rendimientos normativos:

Bomba de 2" de Diámetro de 30 a 45 m³/hr.

Bomba de 3" de Diámetro de 70 a 90 m³/hr.

Bomba de 4" de Diámetro de 110 a 150 m³/hr.

Bomba de 6" de Diámetro de 260 m³/hr.

6. Colocación de la tubería

• Instalación de tuberías de concreto

3010.01 al 07 y 3020.02 al 08

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por "instalación de tuberías de concreto para alcantarillado", el conjunto de operaciones que debe ejecutar el Contratista para colocar en forma definitiva según el proyecto y/o las órdenes del ingeniero, la tubería de concreto simple o reforzado, ya sea de macho y campana o de espiga que se requiera para la construcción de redes de alcantarillado.

La colocación de la tubería de concreto se hará de tal manera que en ningún caso se tenga una desviación mayor de 5 (cinco) milímetros en la alineación o nivel de proyecto, cuando se trate de tubería hasta de 60 cm. (24") de diámetro o de 10 (diez) milímetros cuando se trate de diámetros mayores. Cada pieza deberá tener un apoyo completo y firme en toda su longitud para lo cual se colocará de modo que el cuadrante inferior de su circunferencia descansa en toda la superficie sobre la plantilla o fondo de la zanja. No se permitirá colocar los tubos sobre piedras, calzas de madera y soportes de cualquier otra índole.

La tubería de concreto se colocará con la campana o la caja de la espiga hacia aguas arriba y se empezará su colocación de aguas abajo hacia aguas arriba. Los tubos serán junteados entre sí con mortero de cemento arena en proporción 1:3.

Para la colocación de tubería de concreto, se procederá a limpiar cuidadosamente su junta libre quitándole la tierra o materiales extraños con cepillo de alambre y en igual forma la junta de tubo por colocar. Una vez hecha esta limpieza se humedecerán los extremos de los tubos que formarán la junta y se llenarán las semicircunferencias inferiores de la campana o caja para espiga del tubo ya colocado, y la semicircunferencia superior exterior del macho o espiga del tubo forzándolos para que el mortero sobrante en la junta escurra fuera de ella. Se limpiará el mortero excedente y se llenarán los huecos que hubiere en las juntas, con mortero en cantidad suficiente para formar un bordo que la cubra exteriormente. Las superficies interiores de los tubos en contacto deberán quedar exactamente rasantes.

La impermeabilidad de los tubos de concreto y sus juntas, serán probadas por el Contratista en presencia del ingeniero y según lo determine este último, en una de las dos formas siguientes:

a).- *Prueba hidrostática accidental.* Esta prueba consistirá en dar, a la parte más baja de la tubería, una carga de agua que no excederá de un tirante de dos metros. Se hará anclando con relleno del producto de la excavación la parte central de los tubos y dejando totalmente libre las juntas de los mismos. Si el junteo está defectuoso y las juntas acusaran fugas, el Contratista procederá a descargar la tubería y a rehacer las juntas defectuosas. Se repetirá esta prueba hidrostática cuando haya fugas hasta que no se presenten las mismas a satisfacción del ingeniero. Esta prueba hidrostática accidental únicamente se hará en los casos siguientes:

Cuando el ingeniero tenga sospechas fundadas de que existen defectos en el junteo de los tubos de alcantarillado.

Cuando el ingeniero, por cualquier circunstancia, recibió provisionalmente parte de las tuberías de un tramo existente entre pozo y pozo de visita.

Cuando las condiciones del trabajo requieran que el Contratista rellene zanjas en las que, por cualquier circunstancia se puedan ocasionar movimientos en las juntas, en este último caso el relleno de las zanjas

servirá de anclaje a la tubería.

b).- *Prueba hidrostática sistemática.* Esta prueba se hará en todos los casos en que no se haga la prueba accidental. Consiste en vaciar, en el pozo de visita aguas arriba del tramo por probar, el contenido de agua de una pipa, que desagüe al citado pozo de visita con una manguera de diámetro adecuado, por ejemplo: 4" o 6" de diámetro, dejando correr el agua libremente a través del tramo de alcantarillado por probar.

En el pozo aguas abajo el Contratista instalará una bomba a fin de evitar que se forme un tirante de agua que pueda deslavar las últimas juntas de mortero de cemento que aún estén frescas. Esta prueba hidrostática tiene por objeto determinar si es que la parte inferior de las juntas se retaco debidamente con mortero cemento, en caso contrario presentarán fugas por la parte inferior de las juntas de los tubos de concreto. Esta debe hacerse antes de rellenar las zanjas. Si el junteo acusara defectos en esta prueba, el Contratista procederá a la reparación inmediata de las juntas defectuosas y se repetirá esta prueba hidrostática hasta que la misma acuse un junteo correcto.

El ingeniero solamente recibirá del Contratista tramos de tubería totalmente terminados entre pozo y pozo de visita o entre dos estructuras sucesivas que formen parte del alcantarillado; habiéndose verificado previamente la prueba de impermeabilidad y comprobado que toda la tubería se encuentra limpia sin escombros ni obstrucciones en toda su longitud.

MEDICIÓN Y PAGO. La instalación de tuberías de concreto se medirá en metros lineales, con aproximación de un decimal. Al efecto se determinará directamente en la obra la longitud de las tuberías instaladas según el diámetro y el proyecto y/o las órdenes del ingeniero, no considerándose para fines de pago las longitudes de tubo que penetren dentro de otro en las juntas.

Con carácter enunciativo, se señalan las principales actividades que integran estos conceptos:

Revisión de las tuberías, maniobras para colocarlas a un lado de la zanja, bajada, alineado y junteo con mortero; instalación y prueba.

Cuando por condiciones de la obra y/o del proyecto fuera preciso colocar fracciones de tubo, se considerará para fines de pago la longitud total de los mismos.

7. Construcción de pozos de visita y cajas de caída

• Construcción de pozos de visita y cajas de caída

3060.01 al 13, 3061.01, 3070.01 al 13, 3071.01, 3080.01 al 13, 3081.01, 3120.01 al 04 y 3121.01

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderán por pozos de visita las estructuras diseñadas y destinadas para permitir el acceso al interior de las tuberías de alcantarillado, especialmente para las operaciones de su limpieza.

Estas estructuras serán construidas en los lugares que señale el proyecto y/u ordene el ingeniero durante el curso de la instalación de las tuberías. No se permitirá que existan más de 125 (ciento venticinco) metros instalados de tuberías de alcantarillado sin que estén terminados los respectivos pozos de visita.

La construcción de la cimentación de los pozos de visita deberá de hacerse previamente a la colocación de las tuberías para evitar que se tenga que excavar bajo los extremos de las tuberías y que éstos sufran desalojamientos.

Los pozos de visita se construirán según el plano aprobado por la Comisión y serán de mampostería común de tabique juntada con mortero de cemento y arena en proporción de 1:3. Los tabiques deberán de ser mojados previamente a su colocación, con juntas de espesor no mayor de 1.5 (uno y medio) centímetros. Cada hilada deberá quedar desplazada con respecto a la anterior en tal forma que no exista coincidencia entre las juntas verticales de los tabiques que las forman (cuatrapeado).

El paramento interior se recubrirá con un aplanado de mortero de cemento de proporción 1:3 y con un espesor mínimo de 1.0 (uno) centímetro que será terminado con llana o regla y pulido fino de cemento. El aplanado se curará, se emplearán cerchas para construir los pozos y posteriormente comprobar su sección. Las inserciones de las tuberías con estas estructuras se emboquillarán en la forma indicada en los planos o en la que prescriba el ingeniero.

Al construir la base de concreto de los pozos de visita se harán en ellas los canales de "media caña" correspondientes, por alguno de los procedimientos siguientes:

a).- Al hacerse el colado del concreto de la base se formarán directamente las "medias cañas", mediante el empleo de cerchas.

b).- Se construirán de mampostería de tabique y mortero de cemento dándoles su forma adecuada, mediante cerchas.

c).- Se ahogarán tuberías cortadas a "media caña" al colarse el concreto, para lo cual se continuarán dentro del pozo los conductos de alcantarillado, colando después el concreto de la base hasta la mitad de la altura de los conductos del alcantarillado dentro del pozo, cortándose a cincel la mitad superior de los conductos después de que se endurezca suficientemente el concreto de la base, a juicio del ingeniero.

d).- Se pulirán cuidadosamente, en su caso, los canales de "media caña" y serán acabados de acuerdo con los planos de proyecto.

Cuando así lo señale el proyecto, se construirán pozos de visita de "tipo especial", según los planos que proporcionará oportunamente la Comisión al Contratista, los que fundamentalmente estarán formados de tres partes:

En su parte inferior una caja rectangular de mampostería de piedra de tercera, juntada con mortero cemento 1:3, en la cual se emboquillarán las diferentes tuberías que concurren al pozo y cuyo fondo interior tendrá la forma indicada en el plano tipo correspondiente; una segunda parte formada por la chimenea del pozo, con su brocal y tapa; ambas partes se ligan por una pieza de transición, de concreto armado, indicada en los planos tipo.

Cuando existan cajas de caída que formen parte del alcantarillado, éstas podrán ser de dos tipos:

a).- Caídas de altura inferior a 0.50 metros. Se construirán dentro del pozo de visita sin modificación alguna a los planos tipo de las mismas.

b).- Caídas de altura entre 0.50 y 2.00 metros. Se construirán cajas de caída adosadas a los pozos de visita de acuerdo con el plano tipo respectivo de ellas.

La mampostería de tercera, y el concreto que se requieran para la construcción de los pozos de visita de "tipo especial" y las cajas de caída, deberán de llenar los requisitos señalados en las especificaciones relativas a esos conceptos de trabajo.

MEDICIÓN Y PAGO. La construcción de pozos de visita y cajas de caída se medirá en unidades. Al efecto se determinará en la obra el número de ellos construidos según el proyecto y/o las órdenes del ingeniero, clasificando los pozos de visita bien sea en tipo común o tipo especial de acuerdo con las diferentes profundidades; esto también es válido para las cajas de caída.

De manera enunciativa se señalan las actividades principales que integran los conceptos principales los conceptos referentes a pozos de visita y cajas de caída:

El suministro y colocación de todos los materiales puestos en obra incluyendo fletes, maniobras locales, desperdicios y mermas así como la mano de obra correspondiente. No se incluyen en estos conceptos excavaciones, rellenos ni suministro y colocación de brocales.

8. Brocales, tapas para pozos de visita y coladeras pluviales

- **Brocales y tapas para pozos de visita**

3110.01 al 03

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. Se entenderá por colocación de brocales, tapas y coladeras a las actividades que ejecute el Contratista en los pozos de visita y coladeras pluviales de cuerdo con el proyecto y/o las órdenes del ingeniero.

Cuando el proyecto y/o las órdenes del ingeniero lo señalen, los brocales, tapas y coladeras deberán de ser de hierro fundido.

La colocación de brocales, tapas y coladeras de hierro fundido serán estimadas y liquidadas de acuerdo con este concepto en su definición implícita.

Cuando de acuerdo con el proyecto y/o las órdenes del ingeniero los brocales, tapas y rejillas deban ser de concreto, serán fabricados y colocados por el Contratista.

El concreto que se emplee en la fabricación de brocales, tapas y rejillas deberá tener una resistencia $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ y ser fabricado de acuerdo con las especificaciones respectivas.

MEDICIÓN Y PAGO. La colocación de brocales, tapas y rejillas, así como la fabricación y colocación de brocales y tapas de concreto se medirá en piezas. Al efecto se determinará en la obra el número de piezas colocadas en base al proyecto.

El precio unitario incluye el suministro de todos los materiales, mermas, acarreo y fletes; la mano de obra y el equipo (no incluye el suministro de brocal y tapa de hierro fundido; pero si su manejo, maniobras locales e instalación).

9. Albañales exteriores

- **Conexiones domiciliarias (slant y codo)**

3130.01 al 04

DEFINICIÓN Y EJECUCIÓN. El trabajo consiste en perforar tuberías de concreto simple o reforzado en la red de alcantarillado, para inserción de la acometida de SLANT, debiendo ejecutarse sin que el tubo se agriete, así como cuidar el manejo de los accesorios de la toma domiciliaria.

El Contratista instalará las conexiones domiciliarias, a partir del paramento exterior de los edificios en el sitio que señalen los planos o prescriba el ingeniero y las terminará conectándolas en la inserción correspondiente en el alcantarillado; el otro extremo de la conexión, según lo determine el ingeniero lo tamará el Contratista con tapa de ladrillo y mortero pobre de cemento, si éste existiere.

Las conexiones formarán con el alcantarillado un ángulo de 90 (noventa) grados en planta.

Excepcionalmente se admitirán inflexiones con ángulos distintos al citado. Los codos se anclarán a satisfacción del ingeniero. Para las conexiones se usará tubo de 15 centímetros, y 20 centímetros o más de diámetro a juicio del ingeniero.

La pendiente mínima que en general se admitirá para la tubería de la conexión será de 1% (uno) por ciento, y el colchón sobre el lomo del tubo en cualquier lugar de su longitud, tendrá como mínimo 90 (noventa) centímetros. Previa autorización escrita del ingeniero. La pendiente podrá reducirse a un medio (1/2) por ciento, pero únicamente cuando ello sea necesario a fin de dejar el colchón mínimo de 90 (noventa) centímetros. Antes de construir las conexiones, el Contratista se cerciorará de la profundidad de la salida del albañal del predio, si existiera y de las condiciones de pendiente existentes dentro de interior del mismo, a fin de evitar que cuando se construyan albañales en el interior del predio, ellos queden faltos de colchón, o faltos de la pendiente debida. Si no fuera posible satisfacer ambos requisitos de colchón y pendiente mínimos; el Contratista no hará la conexión y deberá comunicarlo por escrito al ingeniero para que éste resuelva lo procedente.

Para hacer las conexiones domiciliarias se construirán las de un solo lado de determinado tramo del alcantarillado, después de terminados totalmente éstas, se construirán las del otro lado.

MEDICIÓN Y PAGO. La instalación de conexiones domiciliarias y pluviales del servicio de alcantarillado, se medirá en conexiones comprendiendo cada una de ellas exclusivamente la acometida (SLANT) y el codo de 45 grados; es decir será por juego. El precio unitario incluye las maniobras para distribuir las piezas a lo largo de la zanja, bajada y tendido, perforación de la tubería, y junteo con mortero cemento arena.

BIBLIOGRAFÍA

1. Comisión Nacional del Agua –*Especificaciones Generales para la Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado*- México.
2. Comisión Nacional del Agua –*Catálogo General de Precios Unitarios para la Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado*- Dirección General de Construcción - Gerencia de Contratación de Obra Pública - Subgerencia de Costos y Precios Unitarios- México. 1999.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

DIPLOMADO

**SOSTENIBILIDAD DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE
Y SANEAMIENTO EN COMUNIDADES RURALES**

**MÓDULO II
INFRAESTRUCTURA**

**TEMA:
IX.- EVALUACIÓN AMBIENTAL**

**COORDINADOR GENERAL:
M. I. ARTURO JIMÉNEZ RAMÓN**

**COORDINADOR DEL MÓDULO II:
DRA. ALEJANDRA MARTÍN DOMÍNGUEZ**

**Noviembre de 1999
Zacatecas, Zac.**

EVALUACIÓN AMBIENTAL

INTRODUCCIÓN

La evaluación ambiental comprende las siguientes áreas:

Evaluación de Impacto Ambiental de proyectos y obras de desarrollo que se encuentran en la etapa de planeación y diseño para identificar y evaluar sus impactos sobre los ecosistemas y poblaciones humanas, así como desarrollar las medidas de mitigación de los mismos. También se requiere para proyectos que se desarrollarán en áreas naturales protegidas.

Evaluación de Riesgo Ambiental.- Toda vez que el proyecto u obra comprenda la realización de actividades riesgosas (manejo de sustancias o residuos peligrosos), se requiere este estudio en forma adicional a la manifestación de impacto ambiental, previo a la construcción de la obra., o bien para instalaciones que por medio de una auditoría ambiental se detecte que manejen sustancias peligrosas. El resultado final comprende la implantación de Programas de Atención de Emergencias internas y externas a la planta, así como la adopción de las medidas de seguridad en el ambiente laboral y la reducción de riesgos a los ecosistemas y poblaciones humanas.

Auditorías Ambientales.- Esta evaluación comprende el análisis de la infraestructura, procesos, manejo de materias primas, productos, residuos, emisiones, descargas, su disposición final y evaluación de equipos anticontaminantes en instalaciones que se incorporan voluntariamente o por cumplimiento a los programas de la Procuraduría de Protección Ambiental.

Diagnósticos Ambientales.- MIA's regionales o Programas de Ordenamiento Ecológico.- Se realizan fundamentalmente para normalizar plantas u obras de infraestructura realizadas anteriormente a la legislación ambiental del país.

Estos estudios se basan en la legislación en materia de ambiente de nuestro país y legislación internacional en los casos donde se hallan suscritos acuerdos de cooperación.

La capacitación en esta área permite evaluar de manera integral los proyectos u obras de desarrollo, considerando cada vez un mayor número impactos ecológicos y sociales para los cuales se ha promovido incluso la incorporación de sus costos a la evaluación económica de los proyectos.

ALCANCES Y RESPONSABILIDADES DE LOS DISTINTOS NIVELES DE GOBIERNO PARA LA GESTIÓN AMBIENTAL

Ley del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente del Estado de Tabasco. Decreto 044. Periódico Oficial del Gobierno del Estado del 20 de diciembre de 1989.

Concurrencia y distribución de atribuciones:

ESTATAL

- I. Formulación y conducción de la política estatal en ecología.
- II. La formulación de los criterios ecológicos que deberán observarse en la aplicación de la política ecológica estatal.
- III. Los que afecten el equilibrio ecológico de dos o más Municipios
- IV. La preservación y restauración del equilibrio ecológico y la protección al ambiente en el territorio de la entidad, salvo en asuntos reservados a la Federación
- V. La prevención y control de emergencias ecológicas y contingencias ambientales, cuando se afecten áreas de dos o más Municipios y no rebase el territorio de la Entidad y su magnitud no requiera la participación de la Federación
- VI. La regulación de las actividades que sean consideradas riesgosas, cuando por los efectos que puedan generar, se afecten ecosistemas o el ambiente de la Entidad,
- VII. La regulación, creación y administración de las áreas naturales protegidas de alcance estatal
- VIII. La prevención y el control de la contaminación a la atmósfera, generada en zonas o por fuentes emisoras que le compete autorizar,
- IX. La regulación del aprovechamiento racional y la prevención y control de la contaminación de las aguas de jurisdicción del Estado,
- X. La prevención y control de la contaminación de aguas federales que tengan asignadas o concesionadas para la prestación de servicios públicos y de las que se descarguen en los sistemas de drenaje y alcantarillado de los centros de población.
- XI. El ordenamiento ecológico estatal con la participación del municipio y en congruencia con el formulado por la Federación,
- XII. La evaluación del **impacto ambiental** de las siguientes obras y actividades:
 - **Obra pública estatal**
 - **Caminos estatales y rurales**
 - **Industrias del hule y sus derivados, ladrilleras, alimentarias, textiles, tenerías, curtidurías e industrias del vidrio,**
 - **Exploración, extracción y procesamiento físico de sustancias minerales que constituyan depósitos de naturalezas semejante a los componentes de los terrenos**
 - **Instalaciones de tratamiento, confinamiento o eliminación de residuos sólidos no peligrosos**
 - **Fraccionamientos y unidades habitacionales.**
- XIII. La regulación con fines ecológicos, en coordinación con el Municipio, del aprovechamiento de los minerales o sustancias que sólo pueden utilizarse para la fabricación de materiales para la construcción u ornato.

- XIV. Concertar con los sectores social y privado la realización de acciones en las materias de la Ley
- XV. Aplicar las sanciones administrativas por violaciones a la presente Ley
- XVI. Delegar en las autoridades municipales las atribuciones que esta Ley le otorga, mediante los acuerdos de coordinación que se celebren al efecto y
- XVII. Los demás asuntos que se prevén en esta Ley.

Creación de una Comisión Estatal de Ecología.

MUNICIPAL

- I. Formular y conducir la política municipal de ecología
- II. Aplicar esta Ley en las materias de su competencia
- III. Preservar y restaurar el equilibrio ecológico y la protección del ambiente en su ámbito territorial
- IV. Prevenir y controlar emergencias ecológicas y contingencias ambientales en forma aislada o participativa con el Ejecutivo Estatal y Federal, en sus límites municipales
- V. Regular, crear y administrar los parques urbanos y las zonas sujetas a conservación ecológica
- VI. Prevenir y controlar la contaminación de la atmósfera, generada por fuentes emisoras que le compete autorizar
- VII. Establecer las medidas para hacer efectiva la prohibición de emisiones contaminantes que rebasen los niveles máximos permisibles por ruido, vibraciones, energía térmica, lumínica, olores y contaminación visual perjudiciales al equilibrio ecológico o al ambiente
- VIII. Prevenir y controlar la contaminación de las aguas federales y de las que se descarguen en los sistemas de drenaje y alcantarillado de los centros de población o a los cuerpos de agua de jurisdicción estatal,
- IX. Programar el ordenamiento ecológico municipal, los asentamientos humanos y participar en la programación del ordenamiento ecológico estatal.
- X. Evaluar el **impacto ambiental** de obras o actividades
- XI. Participar con el Estado en la regulación del aprovechamiento de los minerales o sustancias que sólo pueden utilizarse en la fabricación de materiales para la construcción u ornato
- XII. Preservar y restaurar el ambiente en los centros de población, en relación con los efectos derivados de los servicios de alcantarillado, limpia, mercados y centrales de abastos, panteones, rastros, calles, parques urbanos y jardines, tránsito y transporte local.
- XIII. Regular el manejo y disposición final de los residuos sólidos que no sean considerados peligrosos
- XIV. Concertar con los sectores social y privado la realización de acciones
- XV. Aplicar las sanciones administrativas por violaciones a la presente Ley
- XVI. Solicitar al Estado y a la Federación la asistencia técnica necesaria para la ejecución de sus atribuciones y
- XVII. Los demás que conforme a esta Ley les correspondan.

Con base en las atribuciones previstas en este artículo, los Municipios emitirán los Bandos de Policía y Buen Gobierno, Reglamentos, Circulares y disposiciones administrativas para proveer el cumplimiento de la presente Ley.

Creación de una Comisión Municipal de Ecología

FEDERAL.

ARTICULO 5o.- Son facultades de la Federación:

- I. La formulación y conducción de la política ambiental nacional;
- II. La aplicación de los instrumentos de la política ambiental previstos en esta Ley, en los términos en ella establecidos, así como la regulación de las acciones para la preservación y restauración del equilibrio ecológico y la protección al ambiente que se realicen en bienes y zonas de jurisdicción federal;
- III. La atención de los asuntos que afecten el equilibrio ecológico en el territorio nacional o en las zonas sujetas a la soberanía y jurisdicción de la nación, originados en el territorio o zonas sujetas a la soberanía o jurisdicción de otros Estados, o en zonas que estén más allá de la jurisdicción de cualquier Estado;
- IV. La atención de los asuntos que, originados en el territorio nacional o las zonas sujetas a la soberanía o jurisdicción de la nación afecten el equilibrio ecológico del territorio o de las zonas sujetas a la soberanía o jurisdicción de otros Estados, o a las zonas que estén más allá de la jurisdicción de cualquier Estado;
- V. La expedición de las normas oficiales mexicanas y la vigilancia de su cumplimiento en las materias previstas en esta Ley;
- VI. La regulación y el control de las actividades consideradas como altamente riesgosas, y de la generación, manejo y disposición final de materiales y residuos peligrosos para el ambiente o los ecosistemas, así como para la preservación de los recursos naturales, de conformidad con esta Ley, otros ordenamientos aplicables y sus disposiciones reglamentarias;
- VII. La participación en la prevención y el control de emergencias y contingencias ambientales, conforme a las políticas y programas de protección civil que al efecto se establezcan;
- VIII. El establecimiento, regulación, administración y vigilancia de las áreas naturales protegidas de competencia federal;
- IX. La formulación, aplicación y evaluación de los programas de ordenamiento ecológico general del territorio y de los programas de ordenamiento ecológico marino a que se refiere el artículo 19 BIS de esta Ley.
- X. La evaluación del impacto ambiental de las obras o actividades a que se refiere el artículo 28 de esta Ley y, en su caso, la expedición de las autorizaciones correspondientes;
- XI. La regulación del aprovechamiento sustentable, la protección y la preservación de los recursos forestales, el suelo, las aguas nacionales, la biodiversidad, la flora, la fauna y los demás recursos naturales de su competencia;

- XII. La regulación de la contaminación de la atmósfera, proveniente de todo tipo de fuentes emisoras, así como la prevención y el control en zonas o en caso de fuentes fijas y móviles de jurisdicción federal;
 - XIII. El fomento de la aplicación de tecnologías, equipos y procesos que reduzcan las emisiones y descargas contaminantes provenientes de cualquier tipo de fuente, en coordinación con las autoridades de los Estados, el Distrito Federal y los Municipios; así como el establecimiento de las disposiciones que deberán observarse para el aprovechamiento sustentable de los energéticos;
 - XIV. La regulación de las actividades relacionadas con la exploración, explotación y beneficio de los minerales, sustancias y demás recursos del subsuelo que corresponden a la nación, en lo relativo a los efectos que dichas actividades puedan generar sobre el equilibrio ecológico y el ambiente;
 - XV. La regulación de la prevención de la contaminación ambiental originada por ruido, vibraciones, energía térmica, lumínica, radiaciones electromagnéticas y olores perjudiciales para el equilibrio ecológico y el ambiente;
 - XVI. La promoción de la participación de la sociedad en materia ambiental, de conformidad con lo dispuesto en esta Ley;
 - XVII. La integración del Sistema Nacional de Información Ambiental y de Recursos Naturales y su puesta a disposición al público en los términos de la presente Ley;
 - XVIII. La emisión de recomendaciones a autoridades Federales, Estatales y Municipales, con el propósito de promover el cumplimiento de la legislación ambiental;
 - XIX. La vigilancia y promoción, en el ámbito de su competencia, del cumplimiento de esta Ley y los demás ordenamientos que de ella se deriven;
 - XX. La atención de los asuntos que afecten el equilibrio ecológico de dos o más entidades federativas, y
 - XXI. Las demás que esta Ley u otras disposiciones legales atribuyan a la Federación.
- I. Obras hidráulicas, vías generales de comunicación, oleoductos, gasoductos, carboductos y poliductos;**
 - II. Industria del petróleo, petroquímica, química, siderúrgica, papelera, azucarera, del cemento y eléctrica;**
 - III. Exploración, explotación y beneficio de minerales y sustancias reservadas a la Federación en los términos de las Leyes Minera y Reglamentaria del Artículo 27 Constitucional en Materia Nuclear;**
 - IV. Instalaciones de tratamiento, confinamiento o eliminación de residuos peligrosos, así como residuos radiactivos;**
 - V. Aprovechamientos forestales en selvas tropicales y especies de difícil regeneración;**

- VI. Plantaciones forestales;**
- VII. Cambios de uso del suelo de áreas forestales, así como en selvas y zonas áridas;**
- VIII. Parques industriales donde se prevea la realización de actividades altamente riesgosas;**
- IX. Desarrollos inmobiliarios que afecten los ecosistemas costeros;**
- X. Obras y actividades en humedales, manglares, lagunas, ríos, lagos y esteros conectados con el mar, así como en sus litorales o zonas federales;**
- XI. Obras en áreas naturales protegidas de competencia de la Federación;**
- XII. Actividades pesqueras, acuícolas o agropecuarias que puedan poner en peligro la preservación de una o más especies o causar daños a los ecosistemas.**
- XIII. Obras o actividades de competencia federal, relacionadas a desequilibrios ecológicos graves e irreparables, a la salud pública o ecosistemas. Rebasar los límites y condiciones establecidos en las disposiciones jurídicas.**

GESTION AMBIENTAL

Ventanilla Única de Trámites (VT).- Opera como puerta de intercomunicación entre el interesado y el INE. Es el eje del control de trámites: recibe, canaliza y da seguimiento a los mismos y entrega al interesado las notificaciones correspondientes.

El gestor o promovente, autorizado por la empresa, se presenta a la ventanilla de trámites, dónde se le dará información sobre los requisitos a cumplir. Los trámites pueden ser, según el caso, en materia de:

1. Emisiones a la Atmósfera.

Monitoreo y análisis de emisiones a la atmósfera

2. Generación de Residuos Peligrosos.

3. Tratamiento de Residuos Peligrosos.

Pruebas de tratamiento de residuos peligrosos.

4. Impacto Ambiental.

5. Riesgo Ambiental.

6. Descarga de aguas residuales y, en su caso, otros trámites relacionados con aguas nacionales y bienes públicos inherentes.

Muestreo y análisis de aguas residuales.

Base de Datos de Trámites.- Forma parte del Sistema Nacional de Información Ambiental (SINIA). Se integra a partir del Número de Registro Ambiental y recoge información básica sobre la empresa, el establecimiento industrial y su actividad e impactos ambientales. La información será extraída del Formato Modular de Trámites y los registros de la Bitácora de Trámites. Cada instancia técnica contará con su propia base de datos especializada, correlacionándose las distintas bases mediante el Número Registro Ambiental.

Instructivo General.

Instructivo de Informe Preventivo o de Manifestación de Impacto Ambiental.

Instructivo de Estudio de Riesgo.

Solicitud Única de Servicios Hidráulicos.

Con base en la Ley Federal de Derechos, se deberán hacer los pagos respectivos a cada trámite, al iniciar éstos o al recibir la resolución, según el caso.

LEGISLACIÓN AMBIENTAL

LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLÓGICO Y LA PROTECCIÓN AL AMBIENTE (LGEEPA)

TITULO PRIMERO (Disposiciones Generales)

CAPÍTULO I (Normas Preliminares)	Artículo 1 Artículo 2 Artículo 3	SECCION IV (Regulación Ambiental de los Asentamientos Humanos)	Artículo 23 Artículo 27
CAPÍTULO II (Distribución de Competencias y Coordinación)	Artículo 4 a Artículo 14 Bis	<u>SECCIÓN V (Evaluación del Impacto Ambiental). (cuatro modificaciones o adiciones)</u>	Artículo 28 Artículo 35
CAPÍTULO III (Política Ambiental)	Artículo 15 Artículo 16	<u>SECCION VI (Normas Oficiales Mexicanas en Materia Ambiental)</u>	Artículo 36 Artículo 37 B
CAPÍTULO IV (Instrumentos de la Política Ambiental). SECCIÓN I (Planeación Ambiental)	Artículo 17 Artículo 18	<u>SECCIÓN VII (Autorregulación y Auditorías Ambiental)</u>	Artículo 38 Artículo 38 Bis2
SECCION II (Ordenamiento Ecológico del Territorio)	Artículo 19 Artículo 20 (9)	SECCION VIII (Investigación y Educación Ecológicas)	Artículo 39 Artículo 43
SECCION III (Instrumentos Económicos)	Artículo 21 Artículo 22		

TITULO SEGUNDO (Biodiversidad)

CAPÍTULO I (Áreas Naturales Protegidas). SECCIÓN I (Disposiciones Generales)	Artículo 44 Artículo 45	SECCION IV (Sistema Nacional de Áreas Naturales Protegidas)	Artículo 76 Artículo 77
SECCION II (Tipos y Características de las Áreas Protegidas)	Artículo 46 Artículo 56 Bis	CAPITULO II (Zona de Restauración)	Artículo 78 Artículo 78 Bis1
SECCION III (Declaratorias para el Establecimiento, Administración y Vigilancia de Áreas Naturales Protegidas)	Artículo 57 Artículo 75 Bis	CAPITULO III (Flora y Fauna Silvestre)	Artículo 79 Artículo 87 Bis2

TITULO TERCERO (Aprovechamiento Sustentable de los Elementos Naturales)

CAPITULO I (Aprovechamiento Sustentable del Agua y los Ecosistemas Acuáticos)	Artículo 88 Artículo 97
CAPITULO II (Preservación y Aprovechamiento Sustentable del Suelo y sus Recursos)	Artículo 98 Artículo 107
CAPITULO III (De la Exploración y Explotación de los Recursos no Renovables en el Equilibrio Ecológico)	Artículo 108 Artículo 109

TÍTULO CUARTO (Protección al Ambiente)

CAPITULO I (Disposiciones Generales)	Artículo 109 Bis Artículo 109 Bis 1	<u>CAPITULO IV (Prevención y Control de la Contaminación del Suelo)</u>	Art 134 Art 144
<u>CAPITULO II (Prevención y Control de la Contaminación de la Atmósfera)</u>	Artículo 110 Artículo 116	<u>CAPITULO V (Actividades Consideradas como Altamente Riesgosas)</u>	Art 145 Art 149
<u>CAPITULO III (Prevención y Control de la Contaminación del Agua y de los Ecosistemas Acuáticos)</u>	Artículo 117 Artículo 133	<u>CAPITULO VI (Materiales y Residuos Peligrosos)</u>	Art 150 Art 153
<u>CAPITULO VII (Ruido, Vibraciones, Energía Térmica y Lumínica, Olores y Contaminación Visual)</u>	Artículo 155 Artículo 156	<u>CAPITULO VII (Energía Nuclear)</u>	Art 154

TITULO QUINTO (Participación Social e Información Ambiental)

CAPITULO I (Participación Social)	Artículo 157 Artículo 159	CAPITULO II (Derecho a la Información Ambiental)	Art 159 B Art 159 B
-----------------------------------	------------------------------	--	------------------------

TITULO SEXTO (Medidas de Control y Seguridad y Sanciones)

CAPITULO I (Disposiciones Generales)	Artículo 160	CAPITULO V (Recursos de Revisión)	Art 176 Art181
CAPITULO II (Inspección y Vigilancia)	Artículo 161 Artículo 169	CAPITULO VI (De Los Delitos del Orden Federal)	Art 182 Art 188
CAPITULO III (Medidas de Seguridad)	Artículo 170 y 170 BIS	CAPITULO VII (Denuncia Popular)	Art189 Art 204
CAPITULO IV (Sanciones Administrativas)	Artículo 171 Artículo 175	TRANSITORIOS	Art 1º. Art 10º

**Ley del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente del Estado de Tabasco,
Decreto 0044.**

Periódico Oficial del Gobierno del Estado del 20 de diciembre de 1989

REGLAMENTOS DE LA LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLÓGICO Y LA PROTECCIÓN AL AMBIENTE

Reglamento de la LGEEPA en Materia de Impacto Ambiental

Reglamento de la LGEEPA en Materia de Residuos Peligrosos

Reglamento de la LGEEPA en Materia de Prevención y Control de la Contaminación Atmosférica

NORMAS OFICIALES MEXICANAS PUBLICADAS

Normas para Control de la Contaminación Atmosférica

Normas para Control de Residuos

Normas para Control de la Contaminación del Agua

Normas para la Conservación de Recursos Naturales

Ordenamiento Ecológico e Impacto Ambiental

Normas para Control de Ruido

CONTROL DE LA CONTAMINACIÓN DEL NOM-001-ECOL-1996 (6-ene-97)

ESTABLECE LOS LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES

CONVENIOS INTERNACIONALES EN MATERIA AMBIENTAL FIRMADOS POR MÉXICO

Convención Internacional para Reglamentar la Caza de la Ballena. (02-12-46).

Convenio Internacional para la Prevención de la Contaminación de las Aguas del Mar por Hidrocarburos. (04-62)

Tratado por el que se prohíben los ensayos con armas nucleares en la atmósfera, en el espacio ultraterrestre y debajo del agua. (07-11-63).

Acuerdo de Cooperación entre los Estados Unidos Mexicanos y los Estados Unidos de América sobre movimientos transfronterizos de desechos peligrosos y sustancias peligrosas. (12-12-86).

Convención de Viena para la protección de la Capa de Ozono. (4-01-85). (Ratificación 14-11-87).

Protocolo de Montreal relativo a las sustancias agotadoras de la Capa de Ozono. (16-09-87).

Convención sobre el Cambio Climático. (Aprobado por el Senado de México el DOF (03-12-92).

Decreto por el que se aprueba el texto de la Convención publicado en el DOF 13-01-93).

Convenio sobre Diversidad Biológica. (Aprobado por el Senado de México (03-12-92.

LEYES SECTORIALES

LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLÓGICO Y LA PROTECCIÓN AL
AMBIENTE (LGEEPA)
LEY DE AGUAS NACIONALES
LEY DE PESCA
LEY FEDERAL DE CAZA
LEY FEDERAL DEL MAR
LEY FEDERAL DE SANIDAD VEGETAL
LEY FORESTAL
LEY GENERAL DE SALUD

ÁREAS NATURALES PROTEGIDAS

Las zonas del territorio nacional y aquéllas sobre las que la Nación ejerce soberanía y jurisdicción, en las que los ambientes originales no han sido significativamente alterados por la actividad del ser humano, o que requieren ser preservadas y restauradas, quedarán sujetas al régimen previsto en Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente y los demás ordenamientos aplicables.

Los propietarios, poseedores o titulares de otros derechos sobre tierras, aguas y bosques comprendidos dentro de áreas naturales protegidas deberán sujetarse a las modalidades que de conformidad con la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, establezcan los decretos por los que se constituyan dichas áreas, así como a las demás previsiones contenidas en el programa de manejo y en los programas de ordenamiento ecológico que correspondan.

El establecimiento de áreas naturales protegidas, tiene por objeto:

I.- Preservar los ambientes naturales representativos de las diferentes regiones biogeográficas y ecológicas y de los ecosistemas;

II.- Salvaguardar la diversidad genética de las especies silvestres de las que depende la continuidad evolutiva; así como asegurar la preservación y el aprovechamiento sustentable de la biodiversidad del territorio nacional, en particular preservar las especies que están en peligro de extinción, las amenazadas, las endémicas, las raras y las que se encuentran sujetas a protección especial;

III.- Asegurar el aprovechamiento sustentable de los ecosistemas y sus elementos;

IV.- Proporcionar un campo propicio para la investigación científica y el estudio de los ecosistemas y su equilibrio;

V.- Generar, rescatar y divulgar conocimientos, prácticas y tecnologías, tradicionales o nuevas que permitan la preservación y el aprovechamiento sustentable de la biodiversidad del territorio nacional;

VI.- Proteger poblados, vías de comunicación, instalaciones industriales y aprovechamientos agrícolas, mediante zonas forestales en montañas donde se originen torrentes; el ciclo hidrológico de cuencas, así como las demás que tiendan a la protección de elementos circundantes con los que se relacione ecológicamente el área; y

VII.- Proteger los entornos naturales de zonas, monumentos y vestigios arqueológicos, históricos y artísticos, así como zonas turísticas, y otras áreas de importancia para la recreación, la cultura e identidad nacionales y de los pueblos indígenas.

Tipos y Características de las Áreas Naturales Protegidas

Se consideran áreas naturales protegidas:

I.- Reservas de la biosfera;

II.- Parques nacionales;

III.- Monumentos naturales;

IV.- Areas de protección de recursos naturales;

V.- Areas de protección de flora y fauna;

VI.- Santuarios;

VII.- Parques y Reservas Estatales, y

VIII.- Zonas de preservación ecológica de los centros de población.

Son de competencia de la Federación las áreas naturales protegidas comprendidas en las fracciones I a VI anteriormente señaladas.

Las áreas Naturales de competencia estatal y municipal son las siguientes (art. 48 LGEEPA Tabasco).

XXII. Parque Estatal

XXIII. Reserva Ecológica

XXIV. Monumento Ecológico

XXV. Parque Urbanos

XXVI. Zonas sujetas a conservación ecológica y

XXVII. las demás que determinen otros ordenamientos locales

TABASCO

Pantanos de Centla

Reserva de la Biosfera (RB)

Municipios:

Centla, Jonuta y Macuspana

Ecosistemas:

Comunidades Hidrófitas, Selva Mediana Subperenifolia, Manglar, Tintal, Mucal.

Superficie Total del ANP:

302707 ha.

Superficie Total Zona Núcleo:

133595 ha.

Población:

16,293 habitantes (Fuente: INEGI. Censo de población 1995).

Flora:

Del análisis de especies colectadas y reportadas para la zona que ocupa la Reserva de la Biosfera "Pantanos de Centla" integrada con diversas investigaciones entre ellas la de Sol, López - Hernández y Maldonado (1993) y Boushot en 1995 y un listado de la investigación en proceso del Dr. Alejandro Novelo sobre plantas acuáticas vasculares en la Reserva, llegando a la suma acumulada de 568 especies, distribuidas en 118 familias y agrupadas en 8 asociaciones principales tanto de monocotiledóneas como dicotiledóneas de los sistemas acuáticos y terrestres, incluidas las útiles, representa igualmente el 11.27% de la vegetación del País y de estas únicamente se identifican 12 especies amenazadas raras o en peligro de extinción y las principales causas de deterioro son las quemadas y retención de aguas.

Fauna:

Son pocos los inventarios de fauna para la Reserva que estén basados en monitoreos dentro de la misma; casi todos los listados son inferidos de regiones similares del Sureste o Cuenca Alta del Grijalva - Usumacinta, por lo que en base a INIREB 1986, IREBIT 1994, Bouchot 1995, UJAT 1996 entre otras, nos permite estimar que habitan en el área por lo menos 60 especies de peces, 85 de reptiles, 26 de anfibios, 103 de mamíferos y 264 especies de aves.

Garza Tigre

(*Tigrisoma mexicanum*)

La garza tigre es una especie común en Centla

Descripción:

Ubicada en una planicie, presenta lomeríos aislados y suelos pantanosos, pertenece a la región caribeña y a la provincia fisiográfica de la costa del Golfo de México (Rzedowski, 1978). Contiene muestras de comunidades vegetales con gran diversidad de formas de vida; gran riqueza florística con más de 260 especies. Faunísticamente está representada por más de 170 especies de vertebrados. El delta del Usumacinta es considerado el segundo más importante por su nivel de descarga en Norte y Centroamérica (Chávez y Trejo, 1994). Forma parte del sistema de humedales de los estados de Veracruz y de Campeche (ine, 1993). El clima varía gradualmente desde la desembocadura del río Usumacinta en el Golfo de México, hasta tierra adentro. Según Garibay et al., (1988) se presentan dos tipos de climas: (Amw i g) en la costa y (Aw ig) tierra adentro; ambos son cálidos; el primero es húmedo, y el segundo subhúmedo con abundantes lluvias en verano. En Frontera la temperatura media anual es de 27°C y la precipitación total anual

es de más de 1,693 mm; los meses más secos son de marzo a mayo. El relieve es bastante uniforme y no presenta elevaciones, salvo pequeños diques o bordos adyacentes a los ríos (Ramírez, 1985). Forma parte del delta del río Usumacinta, que acarrea materiales sedimentarios procedentes de Guatemala y Chiapas para originar un delta arqueado que cubre aproximadamente 4,850 km².

Ciudades, pueblos y otros asentamientos humanos principales en el Área:

Existen 72 comunidades dentro de la Reserva entre las que destacan por su población: Quintín Arauz (Nueva Esperanza), Chichicastle 1^a Sección, Boca de Chilapa 1^a y 2^a Sección, José Ma. Pino Suárez (San Pedro), además de la ciudad de Frontera la cual se encuentra parcialmente dentro de la Reserva.

Ciudades, pueblos y otros asentamientos humanos principales en la Zona de Influencia:

Frontera (cabecera municipal), Vicente Guerrero, Cuauhtémoc y Jonuta (cabecera municipal) (Chávez y Trejo, 1994).

Fecha de la firma del Decreto:

05-AUG-92

Fecha de la publicación del Decreto:

06-AUG-92

Principales vías de acceso:

Carretera Villahermosa-Frontera-Barra de San Pedro (pavimentada); Carretera Jonuta-Frontera (terracería) (Chávez y Trejo, 1994).

Antecedentes Legales:

El 10 de agosto de 1992 fue decretada como reserva de la biosfera por el presidente Carlos Salinas de Gortari.

Antecedentes Históricos:

Los primeros colonizadores de las tierras bajas de Tabasco vivían en pequeñas aldeas que surgieron hacia el año 1500 a.C. En el área de los Pantanos de Centla se encuentran por lo menos 19 sitios arqueológicos, entre otros: Aguacatl, Astata y Santa Rita. Se piensa que este valle fue uno de los más densamente poblados en las tierras bajas hasta antes de la Conquista; destaca la fabricación de un tipo de cerámica anaranjada fina. Los antiguos habitantes ubicaban sus asentamientos a la orilla de los ríos y lagunas, o en medio de manglares, donde para evitar inundaciones, se elevaba el nivel de los terrenos por medio de un amontonamiento de barro mezclado con la concha de ostión, que al secar forma un material muy compacto (Martínez, 1994). Los habitantes de esta región han desarrollado un vasto conocimiento sobre los recursos vegetales de que disponen. A la fecha se han identificado 76 especies vegetales susceptibles de utilizarse, de las cuales el 50% son comestibles, en tanto que las otras son utilizadas como ornamentales, en la construcción, artesanía, medicina o como combustible. Una situación similar ocurre con la fauna (ine, 1993).

Infraestructura:

Oficinas, Sitios de observación, ...

Uso de suelo en el Área:

Agrícola , Forestal , Ganadero ,

Uso de suelo en la Zona de Influencia:

Agrícola , Ganadero , Pesquero ,

Tenencia:

La tenencia de la tierra corresponde a terrenos ejidales (70%) y terrenos de propiedad particular (30%) (Chávez y Trejo, 1994). La propiedad privada se puede dividir en dos tipos: los propietarios "legales" que poseen una superficie agrícola de 60 a 80 ha distribuidas en toda una familia, y los propietarios que no poseen legalmente un predio (Garibay et al., 1988).

Principales amenazas:

A corto plazo: Quemadas periódicas de la vegetación en temporadas de sequía. Falta de organización de las dependencias federales en la aplicación de políticas adecuadas para la reserva. Contaminación industrial, agrícola y urbana por la presencia de asentamientos humanos en las áreas cercanas a la zona núcleo. A mediano plazo: Desarrollo de la explotación petrolera. A largo plazo: Deseccación del sistema por la posible construcción de presas como la hidroeléctrica en Boca del Cerro, Tenosique, o de represas. Construcción de caminos, desarrollo desordenado de la agricultura, sobreexplotación de recursos para la venta ilegal (Chávez y Trejo, 1994).

Personas, Instituciones Gubernamentales, Científicas, Asociaciones Civiles, Conservacionistas y Organizaciones que trabajan en la Zona:

En la actualidad se identifican trabajos en la zona de Instituciones de los tres niveles de Gobierno principalmente; SAGAR, SEMARNAP, INI, SCT, por parte del Gobierno Federal; SEFOE, SALUD, EDUCACIÓN, SEDESPA, SEDAFOF, por parte del Gobierno Federal. Así mismo hay dos asociaciones civiles principales con presencia en la zona; el Instituto de Recursos Bióticos de Tabasco y Cuerpos de Conservación Mexicanos.

Estudios y Proyectos:

A partir de 1998 la actividad científica dentro de la Reserva se ha incrementado de manera sustancial, iniciándose investigaciones básicas sobre aves, peces, moluscos, plantas, entre otras como productividad en manglares e impactos ambientales por diversas actividades productivas, poniendo todas ellas de manifiesto la decidida participación del sector en la generación del conocimiento sobre los ecosistemas.

PROCEDIMIENTO DE IMPACTO AMBIENTAL.

Se considera una herramienta de planeación para mejorar el proceso de desarrollo de los países:

1. Anticipar y predecir la naturaleza e importancia de los impactos biofísicos y sociales de un proyecto, programa; plan o política.
2. Proponer medidas apropiadas para eliminar o minimizar aquellos impactos que pueden degradar el ambiente y/o tener consecuencias adversas para la salud y el bienestar del hombre.
3. Asiste en la toma de decisiones, aunque no resuelve todas y cada una de las expectativas de los involucrados.
4. Por su amplia estructura se requiere para proteger, preservar y manejar el ambiente.
5. Su aplicación requiere de un enfoque multi e interdisciplinario para el análisis de información básica sobre las características de los ecosistemas, sus interacciones e interdependencia.

INFORME PREVENTIVO

¿Quiénes realizan este trámite?

Toda la industria que realice obras y actividades, tales como:

- Industria del petróleo, petroquímica, química, siderúrgica, papelera, azucarera, del cemento y eléctrica;
- Instalaciones de tratamiento, confinamiento o eliminación de residuos peligrosos, así como residuos radiactivos;
- Parques industriales donde se prevea la realización de actividades altamente riesgosas;
- Obras y actividades en humedales, manglares, lagunas, ríos, lagos y esteros conectados con el mar, así como en sus litorales o zonas federales;
- Obras en áreas naturales protegidas de competencia de la Federación;
- Obras o actividades que correspondan a asuntos de competencia federal, que puedan causar desequilibrios ecológicos graves e irreparables, daños a la salud pública o a los ecosistemas, o rebasar los límites y condiciones establecidos en las disposiciones jurídicas relativas a la preservación del equilibrio ecológico y la protección del ambiente.

CONTENIDO

- Nombre y puesto del responsable del proyecto;
 - Actividad principal de la empresa u organismo;
 - Cámara o Asociación a la que pertenece la empresa u organismo, indicando:
 - Número de registro, y
 - Fecha de ingreso.
- Ubicación y descripción general de la obra o actividad proyectada indicando:
 - Nombre del proyecto;
 - Naturaleza del proyecto, indicando;
 - Descripción general del proyecto, indicando;
 - Capacidad proyectada;
 - Inversión requerida;
 - Vida útil del proyecto, y
 - Programa de trabajo.
 - Situación legal del predio;
 - Superficie requerida (ha, m);
 - Colindancia del predio y actividad que se desarrolla;
 - Obra civil desarrollada para preparación del terreno;
 - Vías de acceso:
 - Marítimas, y
 - Terrestres.
 - Requerimiento de mano de obra;
 - Obras o servicios de apoyo a utilizar en las diferentes etapas del proyecto;
 - Sitios alternativos para el desarrollo de la obra o actividad;
 - Descripción del proceso:
 - Recursos naturales del área que serán aprovechados en las diferentes etapas; •Fuentes de suministro de energía eléctrica y/o combustible;
 - Requerimientos de agua cruda:
 - Fuente de suministro.
 - Requerimientos de agua potable:
 - Fuente de suministro.
 - Residuos que serán generados en las diferentes etapas del proyecto:
 - Emisión a la atmósfera;
 - Residuos sólidos;
 - Emisiones de ruido, y
 - Otro, especificar.
 - Destino final de los residuos que serán generados en las diferentes etapas del proyecto:
 - Emisión a la atmósfera;
 - Descarga de aguas residuales;
 - Residuos sólidos;
 - Emisiones de ruido, y
 - Otro, especificar.
- Documentos anexos que tiene que presentar
- Plano de distribución de la Planta;
 - Plano de localización del predio, especificando:

- Estado;
 - Municipio;
 - Localidad, y
 - Localización.
 - Lista del equipo requerido para las etapas de:
 - De preparación de sitio:
 - Indicar capacidad instalada.
 - Construcción:
 - Indicar capacidad instalada.
 - Operación:
 - Indicar capacidad instalada.
 - Mantenimiento de la obra o actividad proyectada:
-
- Lista de materiales que serán utilizados en las etapas de:
 - De preparación de sitio:
 - Indicar volúmenes.
 - Construcción:
 - Indicar volúmenes.
 - Operación:
 - Indicar volúmenes.
 - Mantenimiento de la obra o actividad proyectada:
 - Indicar volúmenes.
-
- Lista de sustancias que serán utilizadas en las etapas de:
 - De preparación de sitio:
 - Indicar volúmenes.
 - Construcción:
 - Indicar volúmenes.
 - Operación:
 - Indicar volúmenes.
 - Mantenimiento de la obra o actividad proyectada:
 - Indicar volúmenes.

Definición de la modalidad de la Manifestación de Impacto Ambiental.

Se realiza la consulta de los proyectos sujetos a informe preventivo o bien en la ventanilla única o Delegación estatal se solicita la definición de la modalidad de MIA.

La definición de la modalidad de un proyecto de obra se determina de acuerdo a las características del proyecto y a su entorno ambiental.

Entre los aspectos que SEMARNAP considera importantes en la definición de la modalidad de un estudio, se encuentran los siguientes:

- a) Magnitud de la obra o actividad proyectada, en términos de la superficie ocupada y de los efectos al medio circundante.
- b) Uso del suelo existente en el predio en el que se pretende asentar el proyecto.
- c) Cercanía a los asentamientos humanos y densidad de población.
- d) Proximidad a Areas Naturales Protegidas y a Ecosistemas Frágiles.
- e) Normatividad que rige el proceso desde el punto de vista del aire, agua y suelo.
- f) Manejo y volumen de sustancias peligrosas.
- g) Tecnologías para el control, tratamiento, reutilización y asimilación de los residuos sólidos y líquidos, así como el control de las emisiones a la atmósfera.

CRITERIOS PARA DEFINIR LA MODALIDAD DE LA MIA.

CARACTERISTICAS	MODALIDAD GENERAL	MODALIDAD INTERMEDIA	MODALIDAD ESPECIFICA
INCORPORACION DE AREAS A LA ACTIVIDAD AGRICOLA, EN SUPERFICIES COMPRENDIDAS ENTRE:	> 1,001-50,000 ha.	50,001-100,000 ha.	> 100,000 ha.
CONSTRUCCION DE UNA PRESA DE ALMACENAMIENTO CON ESPEJO DE AGUA DE HASTA:	1,000- 10,000 ha.	10,000- 15,000 ha.	> 15,000 ha.
OBRAS DE CONDUCCION	<50 Km.	50-100 km.	>100 Km.
OBRAS DE DRENAJE QUE SE UBIQUEN FUERA DEL AREA BENEFICIABLE Y CUYA LONGITUD SEA DE	<50 Km.	50-100 Km.	>100 Km.
PROYECTOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA A CENTROS URBANOS QUE INCLUYAN	CAPTACION, CON-DUCCION, POTABILIZACION	CAPTACION CON-DUCCION POTABILIZACION Y SISTEMAS DE DISTRIBUCION	CAPTACION, CON-DUCCION, POTABILIZACION, SISTEMAS DE DISTRIBUCION Y TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES
EL PROYECTO IMPLIQUE UN CAMBIO DE USO DE AGUA	SI		
EL PROYECTO PRETENDA UNA EXPLOTACION SUBTERRANEA Y EXISTA UN ESTUDIO GEOHIDROLOGICO QUE EVIDENCIE SOBREPLOTACION	SI		
OBRAS EXCEPTUADAS QUE SE UBIQUEN PARCIAL O TOTAL DENTRO DE LAS AREAS NATURALES PROTEGIDAS	SI		
<p>Nota: Los proyectos incluidos en cada una de las modalidades anteriores, reúnen una serie de criterios que son similares para las tres modalidades como son:</p> <p>- El proyecto pretenda la extracción a un cuerpo de agua natural, mayor del 50% de su escurrimiento anual o del nivel de aguas máximo ordinario.</p>			

- *El proyecto importe agua de una cuenca diferente a la de su regimen natural de escurrimiento.*
- *Obras para la tecnificación de áreas de temporal que incluyan acciones de drenaje.*
- *El proyecto contamine o impida la recarga de acuíferos destinados al abastecimiento de agua potable.*
- *El proyecto se localice a una distancia menor de 1 km del nivel máximo de mareas.*
- *El proyecto provoque la perturbación o destrucción permanente de zonas históricas o de valor cultural.*
- *El proyecto altere la forma de vida y costumbres de grupos étnicos asentados en la zona.*

Presentación de la Manifestación de Impacto Ambiental y Requisitos que debe cumplir el proponente.

La Manifestación de Impacto Ambiental se presenta en la Ventanilla Unica, previo pago de los derechos de revisión, el cual se puede efectuar en cualquier banco a nombre de la tesorería de la federación. La Manifestación se presenta en original y tres copias, para ser revisada. Una de las copias puede ir rotulada con la leyenda de "Consulta al Público", y a la cual se le puede quitar información que sea propiedad de la empresa. Esta copia será la que se encuentre a disposición del público.

Además de los anteriores requisitos, actualmente el procedimiento de Impacto Ambiental ha variado a partir del 30 de septiembre del año en curso. Para presentar la manifestación no basta con cubrir los instructivos emitidos por SEMARNAP para las distintas modalidades, sino que ahora se deben cubrir los siguientes requisitos:

- a) Un resumen ejecutivo del Manifiesto de Impacto Ambiental.
- b) La presentación de la carta de notificación de aceptación de la oferta presentada por el consultor y firmada por el proponente.
- c) Carta compromiso del consultor en donde manifiesta estar dispuesto en desarrollar el Estudio de Impacto Ambiental.
- d) Una declaración en donde firme el proponente y el consultor haciéndose responsables de la información vertida en la MIA.

El resumen ejecutivo deberá contener la siguiente información:

I. Aspectos relacionados con la Descripción del Proyecto.

1. Declaración del avance que guarda el proyecto al momento de elaborar el estudio de Impacto Ambiental.
2. Ubicación física del Proyecto en un plano, donde se especifique la localización del predio o la planta (tratándose de una industria).
3. Superficie requerida.

4. Tipo de la obra o actividad que pretenda llevarse a cabo. Especificando si el proyecto o actividad se desarrollará por etapas; el volumen de producción; procesos involucrados e inversión requerida.

5. Tipo y cantidad de materiales y sustancias que serán utilizados en las diferentes etapas del proyecto (Preparación del Sitio, Construcción, Operación, Mantenimiento, y Abandono).

6. Tipo y cantidad de residuos que se generarán en las diferentes etapas del proyecto y destino final de los mismos.

7. Programa Calendarizado de la Ejecución de las Obras.

II. Aspectos relacionados con el Entorno Ambiental.

1. Técnicas empleadas para la descripción del Medio Físico, Biótico y Socioeconómico.

2. Características del sitio en donde se desarrollará la obra o actividad, así como el área circundante a éste, resaltando aquellos aspectos del área de influencia que tengan alguna relación directa con los efectos provocados por el proyecto.

III. Normatividad vinculada con el proyecto.

1. Normas Oficiales Mexicanas que rigen el proyecto.

2. Planes y programas ecológicos relacionados con el proyecto: Ecoplanes, Planes de Desarrollo, Ordenamientos Ecológicos, etc.

3. Señalar expresamente si el proyecto afecta o no a especies únicas o ecosistemas frágiles.

4. Indicar explícitamente si afectará o no la implementación del proyecto alguna Area Natural Protegida, tipos de ecosistemas o Zonas donde existan especies o subespecies de flora y fauna terrestres y acuáticas en peligro de extinción, amenazadas, raras, sujetas a protección especial o endémicas.

IV. Identificación de los impactos ambientales.

1. Identificación y evaluación de los impactos ambientales.

2. Evaluación cuantitativa señalando el total de impactos adversos, benéficos y su significancia, así como los impactos inevitables, irreversibles y acumulativos del proyecto.

Clasificación de Impactos.

EN RELACIÓN A LOS EFECTOS.

Directos: Aquellas acciones que generan impactos de manera inmediata o a largo plazo a un componente del ambiente sin mediación de ningún otro fenómeno.

Indirectos: Efectos resultantes del impacto directo y que pueden manifestarse tardíamente o a largo plazo.

Acumulativos: Son aquellos impactos que se suman a través del tiempo y que pueden conjuntarse en otros impactos generados al ambiente que no son significativos pero que juntos cambian el carácter del impacto.

No acumulativos: Que sólo actúan con el mismo impacto en cualquier momento y espacio y que no se asocian con otros impactos al ambiente.

EN RELACIÓN AL TIEMPO.

A corto plazo: Efectos que aparecen inmediatamente o a lapsos relativamente cortos una vez que se realizan las actividades del proyecto y que pueden desaparecer con ella.

A mediano plazo: Los efectos se manifiestan hasta un período de tiempo que va de 1 a varios años.

A largo plazo: Efectos que aparecen en periodos de tiempo distantes al inicio de la acción y que pueden no desaparecer con ella.

EN RELACIÓN A SU REVERSIBILIDAD.

Reversibles: Efectos sobre el ambiente que pueden volver a las condiciones existentes antes de implementar las actividades del proyecto una vez que dichas actividades se suspenden.

No reversibles: Efectos sobre el ambiente que por su naturaleza no permiten que las condiciones iniciales se restablezcan aunque las actividades del proyecto sean suspendidas o eliminadas.

EN RELACIÓN A LA TEMPORALIDAD DEL EFECTO.

Momentáneo: Se presenta de manera inmediata cuando se implementa la acción del proyecto para posteriormente desaparecer cuando se deja de aplicar la actividad.

Temporal: El impacto permanece por cierto lapso en el ambiente aún después de concluir la acción del proyecto.

Permanente: El impacto permanece en el ambiente, aún después de haber terminado la acción impactante.

EN RELACIÓN AL ESPACIO ECOLÓGICO.

Puntual: Sólo se presenta en el lugar en donde aparece la acción del proyecto.

Local: El impacto rebasa el nivel puntual, abarcando la zona de proyecto y las zonas aledañas.

Regional: El impacto trasciende a la localidad y se proyecta en una región más amplia como puede ser una zona biogeográfica, una subcuenca o cuenca hidrológica, una región fisiográfica, un Estado, etc.

EN RELACIÓN AL NIVEL GEOPOLÍTICO.

Nacional: Que se circunscribe el impacto al territorio nacional en cualquier lugar del mismo sin afectar a otros países.

Trasnacional: El impacto trasciende el ámbito nacional, ya sea por la colindancia con otros países o por actividades que dañen a ecosistemas que sean utilizados por la comunidad internacional (por ejemplo los mares y la atmósfera)

EN RELACIÓN A LAS MEDIDAS DE MITIGACIÓN.

Mitigables: Que pueden tener una medida de control o de mitigación.

No mitigables: No poseen medida de control o de mitigación.

EN RELACIÓN A LA IMPORTANCIA DEL FACTOR AFECTADO.

Bajo: La importancia del efecto se considera baja cuando el estado del factor afectado no corresponde a una condición óptima o cuando no tiene una relevancia marcada en la dinámica de procesos, fenómenos o relaciones de tipo físico, biótico o socioeconómico del medio.

Moderado: Los factores afectados no adquieren una relevancia máxima pero si desempeñan un papel notable en los procesos, fenómenos y relaciones del conjunto de componentes ambientales.

Alto: Un impacto tendrá importancia alta cuando el factor o factores ambientales sobre los que incide se encuentran en un estado de desarrollo óptimo o cercano al óptimo o su participación es marcadamente relevante desde el punto de vista biótico, abiótico o socioeconómico.

EN RELACIÓN AL NÚMERO DE FACTORES AFECTADOS.

Unidireccional: El efecto ocurre directa o indirectamente sobre un solo factor ambiental.

Multidireccional: El efecto ocurre sobre más de un factor ambiental, aunque su magnitud en cada caso no es necesariamente la misma.

La clasificación de los impactos ambientales permite definir la magnitud del impacto y el tipo de medida de mitigación a aplicar.

V. Medidas de Mitigación.

1. Identificación de las medidas de mitigación aplicables a los impactos detectados.
2. Características de las medidas.
3. Programa de aplicación de las medidas de mitigación por etapas.

Importancia de las Medidas de Mitigación.

Las medidas de mitigación en un proyecto corresponden a impactos que tienen el carácter de significativos y que por lo general son irreversibles en el ambiente, es decir, que los procesos de regulación del ecosistema no son capaces de absorber las modificaciones al ambiente.

Entre los impactos de este tipo que son evidentes y que se dan como ejemplo, se encuentran los siguientes:

- La extracción y el empleo de agua.
- Las descargas de contaminantes en el medio acuático, ya sea superficial o subterráneo.
- Las afectaciones a las comunidades vegetales (por ejemplo la selva), producto de la construcción de proyectos de obra.
- La emisión de contaminantes a la atmósfera.

La reducción de los efectos al ambiente.

La importancia de considerar las medidas de mitigación, es trascendental en la prevención y/o remediación de los efectos negativos generados por las actividades del proyecto, ya que la implementación de medidas puntuales en cada una de las etapas del proyecto, así como la integración de éstas en programas globales, los cuales consideren las repercusiones causadas desde la selección del sitio, hasta el abandono del proyecto, permitirá la disminución de los impactos ambientales.

Por otra parte, las medidas de mitigación no solo sirven para mitigar o minimizar los impactos generados por un proyecto, sino que son una herramienta que nos ayuda a prevenir, controlar, atenuar, corregir o compensar los impactos ambientales generados por el proyecto.

Las medidas de mitigación deben contemplar todas y cada una de las etapas del proyecto, así como los componentes ambientales que son más afectados.

Para cada uno de los impactos ambientales detectados en el capítulo V de la Manifestación de Impacto Ambiental, se deben proponer medidas que mitiguen los impactos e impidan el deterioro del ambiente

Tipos de Medidas de Mitigación.

Las medidas de mitigación pueden clasificarse de la siguiente forma:

a) **Medidas de prevención.** Son aquellas encaminadas a impedir que un impacto ambiental se presente. Entre ellas se encuentran las actividades de mantenimiento, planes y programas de emergencia, y algunas otras medidas encaminadas al mismo fin.

b) **Medidas de control.** Se aplican cuando un impacto ambiental no es posible prevenirlo o, el costo de su prevención es elevado como para aplicar la medida adecuada; el impacto se controla manejando las variables que hacen posible el que aumenten o disminuyan los efectos en el ambiente. Entre las medidas comúnmente utilizadas se encuentra el control de emisiones a la atmósfera, la disminución de los contaminantes en la descarga de aguas residuales y el tratamiento de los residuos sólidos.

c) **Medidas de atenuación o mitigación.** Cuando el efecto adverso se presenta en el ambiente sin posibilidad de eliminarlo, se implementan medidas que tiendan a disminuir

sus efectos en el ambiente; tales medidas se diferencian de las de control, en que éstas siempre tienden a disminuir el efecto en el ambiente cuando se aplican, mientras que las de control sólo lo regulan para que no aumente el impacto en el ambiente. Entre las medidas de mitigación más comunes se encuentran la toma de decisión sobre un proyecto o de una actividad del proyecto, a partir de la posibilidad de emplear diversas alternativas (por ejemplo, si se emplea agua superficial o subterránea), con lo cual se puede resolver por la opción menos impactante al ambiente. Otras medidas de mitigación tienen relación con el rescate del medio que puede ser afectado, como por ejemplo el trasplante de organismos.

d) **Medidas correctivas.** En algunas ocasiones los proyectos no consideraron los posibles impactos al ambiente de una alternativa, o en su defecto las variaciones en el entorno propician la valoración de la toma de medidas conducentes para corregir los impactos que el proyecto provoca al ambiente. El monitoreo ambiental, está íntimamente vinculado con las medidas correctivas, ya que el aumento de algún contaminante al ecosistema puede ser corregido sólo si se conoce la dinámica del contaminante a través de dichos monitoreos. Las medidas correctivas pueden ir desde el cambio de maquinaria y equipo, hasta el cambio de lugar de disposición de aguas residuales o desechos, así como de las técnicas empleadas para su depuración y tratamiento.

e) **Medidas de compensación.** Un impacto ambiental puede provocar daños al ecosistema que hacen necesario aplicar medidas que compensen sus efectos. Por lo general estos impactos ambientales que requieren compensación son en su gran mayoría irreversibles. Algunas de las actividades que se incluyen en este tipo de medidas, son la repoblación vegetal o la inversión en obras de beneficio al ambiente.

Características de las Medidas de Mitigación.

Las medidas de mitigación deben tener las siguientes características:

- a) Ser factibles técnicamente.
- b) Ser económicas de acuerdo a la magnitud del proyecto.
- c) Ser una alternativa viable para disminuir o compensar los impactos ambientales.

Requisitos de las Medidas de Mitigación.

Relación de los impactos detectados con las medidas de mitigación propuestas.

Existe una relación intrínseca entre los impactos provocados por un proyecto y las medidas que pueden aplicarse. En la Tabla III.7 se puede observar la relación existente entre los impactos ambientales detectados y la medida de mitigación a aplicar.

Factibilidad Técnica de las Medidas de Mitigación.

Una medida de mitigación propuesta debe ser factible desde el punto de vista técnico, de tal suerte que disminuyan los efectos al ambiente.

La aplicación de una capa de arcilla compactada en suelos sumamente permeables, para detener las filtraciones de un sitio de disposición final, no resultaría aplicable debido a la gran posibilidad de infiltración que se generará hacia el subsuelo. Esto propicia la aplicación de una medida más sofisticada y por tanto un mayor costo de inversión, como por ejemplo la instalación de una película plástica.

De la misma forma, se puede ejemplificar la emisión de gases de una chimenea, los cuales se encuentran arriba de la Normatividad Ambiental vigente. El utilizar combustible con bajas cantidades de Oxidos de Azufre puede dar resultado en una empresa pequeña, sin embargo en proyectos de gran magnitud, tal vez sea necesario el instalar un lavador de gases.

Factibilidad Económica de las Medidas de Mitigación.

Relacionado con el aspecto técnico, el monto económico se encuentra vinculado al costo al cual asciende la implementación de una medida de mitigación lo que puede llevar al proponente a no implementar el proyecto. El análisis costo-beneficio, puede dar pauta para la decisión de aplicar una medida de mitigación o no.

Es importante aclarar que el análisis de costo beneficio sólo se aplica en relación al porcentaje de las ganancias del empresario y su amortización a largo plazo en el desarrollo del proyecto. Es decir, se financia una obra ambiental para beneficiar al ambiente, cumplir con la normatividad e irse recuperando a largo plazo. Sin embargo, el efectuar el análisis costo beneficio en relación con los efectos en el ambiente considerando el costo como las repercusiones a las plantas, animales o a la salud humana, y el beneficio conceptualizándolo como las ganancias del proponente, es erróneo.

No existe parámetro de relación entre el costo de una medida a implementar y la valoración de los efectos en un ecosistema. Si se implementa un lavador de gases (50,000 dólares en el mercado ya instalado) no implica que se restituya la continúa emisión de gases al ambiente, y por tanto el desequilibrio ambiental en la atmósfera.

La factibilidad económica está dada en términos del cumplimiento de la normatividad para impactos detectados y las posibilidades económicas de un proyecto.

Le corresponde a SEMARNAP determinar si los impactos son irreversibles y por tanto no es posible la implementación de un proyecto debido a los cambios que suscitará.

Toma de decisiones en relación con la aplicación de diferentes alternativas para mitigar los impactos ambientales.

La toma de decisiones en relación con que medida de mitigación considerar para reducir los efectos al ambiente, quedó esbozada en los anteriores renglones, sin embargo se puntualiza a continuación:

- a) Detectar los impactos al ambiente y separar los no significativos de los significativos.
 - b) Analizar los impactos significativos y sus repercusiones, detectando el elemento del ambiente afectado y la magnitud de la afectación.
 - c) Si el impacto es irreversible, acumulable o puede permanecer en el ambiente causando un daño significativo, se buscarán todas las posibles alternativas de mitigación que aplicarían independientemente de su costo.
 - d) De acuerdo al entorno ambiental, determinar la mejor alternativa que verdaderamente reduzca el efecto hacia el ambiente. Un ejemplo es la altura de una chimenea y la distancia a la que se encuentra la capa de mezclado del aire.
 - e) Combinado con el aspecto técnico, considerar los costos y los efectos en el presupuesto del proyecto.
-
- d) La alternativa idónea a elegir es aquella que permite una reducción considerable de los efectos provocados por el proyecto y que sus costos se encuentren dentro de las posibilidades del proponente para implementar la medida.
 - e) Sin embargo, esta alternativa aún cuando es la más idónea, no se presenta de manera frecuente por lo que es necesario el considerar que la medida de mitigación por lo menos cumpla con los requerimientos ambientales.

La toma de decisiones sobre las medidas de mitigación es para el consultor una práctica cotidiana a la cual tiene que dar respuesta en las mejores condiciones posibles.

Evaluación de los Estudios de Impacto Ambiental.

El procedimiento que se sigue a nivel nacional para la evaluación de las Manifestación de Impacto Ambiental de los proyectos de obra, comienza cuando el proponente entrega ante la Dirección General de Normatividad Ambiental del Instituto Nacional de Ecología en la ventanilla única de recepción de estudios, la Manifestación de Impacto Ambiental de la obra o actividad que pretende desarrollarse.

Una vez recibida la manifestación de impacto ambiental, es enviada a la Coordinación correspondiente, de acuerdo al tipo de proyecto:

- a) Coordinación de Desarrollos Industriales.
- b) Coordinación de Desarrollo de proyectos de CFE, PEMEX y SCT.
- c) Coordinación de Desarrollo de proyectos Turísticos, Acuícolas, Mineros y los correspondientes a CNA
- d) Grupo Multidisciplinario de Especialistas de las Evaluaciones de los Proyectos.

Durante el proceso de evaluación, también participan las siguientes instancias:

- a) Dirección de Desarrollo Urbano.
- b) Subdirección de riesgo.
- c) Dirección General de Aprovechamiento Ecológico de los Recursos Naturales.

Criterios empleados en la Evaluación de los Estudios.

En la evaluación se revisa el contenido completo de la Manifestación de Impacto Ambiental, poniendo especial énfasis en los siguientes puntos:

- Naturaleza del proyecto.
- Las características del sitio.
- La fragilidad y/o vulnerabilidad del ecosistema seleccionado para el proyecto.
- La magnitud y tipo de contaminantes al aire, agua y suelo.
- La magnitud de las afectaciones a los recursos naturales por la ejecución del proyecto.
- Tecnologías para el control, tratamiento, reutilización y asimilación de los residuos sólidos y líquidos.
- Técnicas empleadas para la ejecución del proyecto.

- Proximidad a asentamientos humanos, densidad de los mismos y tipo de actividades productivas.

- Manejo y volumen de sustancias peligrosas.

- Medidas propuestas para prevenir, mitigar o compensar los impactos causados por la implementación del proyecto.

Dictaminación de la Manifestación de Impacto Ambiental.

Una vez finalizada la evaluación de la manifestación de impacto ambiental y entregados todos los Dictámenes Técnicos, el responsable técnico de la evaluación procede a integrarlos en un sólo documento, al cual se añade la Resolución del Grupo Multidisciplinario Especializado, así como todas las opiniones emitidas por las diferentes áreas y dependencias involucradas en la evaluación.

En la ventanilla única, se informa al proponente sobre los resultados de la evaluación de la Manifestación que se le haya asignado, la cual puede tener tres tipos de respuesta:

a) Se niega la autorización del proyecto por considerar que su implementación causará graves desequilibrios ecológicos o presenta altos riesgos hacia los recursos naturales o poblaciones humanas.

b) Se acepta el proyecto en los términos en que fue presentada la manifestación de impacto ambiental.

c) Se condiciona la ejecución del proyecto a cumplir con una serie de puntos resolutive encaminados a ejecutar medidas de protección, restauración o compensación de la calidad de los ecosistemas afectados.

Por otra parte, si durante el proceso de evaluación de la manifestación de impacto ambiental se determina que el documento no presenta la información necesaria para emitir un juicio acerca de las posibles afectaciones al medio, la Secretaría a través de la Dirección General de Normatividad Ambiental, emite un dictamen donde se le solicita al proponente:

- La presentación de información adicional que permita evaluar correctamente el proyecto,
o

- La presentación de una nueva Manifestación de Impacto Ambiental en una modalidad superior a la presentada para su evaluación.

Durante el proceso de evaluación de la Manifestación, la Secretaría pone a disposición del público un ejemplar de la manifestación de impacto ambiental para su revisión y consulta.

COMUNICACIÓN Y PARTICIPACION PÚBLICA

Una vez presentada el Informe Preventivo o la Manifestación de Impacto Ambiental y satisfechos los requisitos y requerimientos de información, se publica en la Gaceta Ecológica un aviso respecto a la presentación de la misma, previo pago de derechos por el promovente, con el objeto de que cualquier interesado pueda consultar el expediente correspondiente, el cual se integra con la manifestación de impacto ambiental, la información adicional que en su caso se hubiere presentado y la resolución que contenga la evaluación respectiva. La copia para consulta pública contendrá únicamente la información que podrá ser consultada manteniendo en reserva aquella que, de hacerse pública pudiera afectar derechos de propiedad industrial o intereses lícitos mercantiles, en los términos del Art. 33 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente.

Sistema Nacional de Información Ambiental

Uno de los aspectos más importantes que se deben incluir en la legislación nacional, es la participación de la opinión pública.

La SEMARNAP cuenta con una publicación (Gaceta Ecológica) en la que informa al público de los estudios que han sido aprobados y permite el acceso a dichos estudios en la biblioteca ubicada en sus instalaciones, encontrándose una copia del proyecto presentado por el proponente para su consulta.

Con base a la revisión del estudio, el público podrá hacer comentarios y proposiciones al respecto, las que presentará por escrito sin que éstas se deban integrar al proyecto, ya que cuando éste posee el estudio, la evaluación ha terminado.

Las limitaciones en relación a la participación pública, se sintetizan en los siguientes puntos:

- a) No existe participación por parte de los ciudadanos en la realización y elaboración del proyecto.
- b) La participación del público en la evaluación de los impactos ambientales contenidos en el proyecto, es nula.
- c) No existen comisiones de expertos específicos a cada proyecto, ni una comisión ciudadana con experiencia en la materia para poder lograr una participación directa en el estudio de impacto ambiental presentado.

ESTUDIOS DE RIESGO AMBIENTAL

Conforme a la Ley General de Equilibrio Ecológico (1988) y sus modificaciones (1996), todas las industrias e instalaciones que manejen sustancias peligrosas por arriba de las cantidades de reporte incluidas en los dos listados de actividades altamente riesgosas (DOF 28/03/90 y 04/05/92), deberán presentar una Evaluación de Riesgo Ambiental.

La cantidad de reporte se refiere a la cantidad mínima de una sustancia, considerando la porción almacenada, en proceso y como residuo.

Las sustancias peligrosas comprenden materias primas, productos, subproductos y desechos que se clasifiquen como corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos, inflamables, biológicamente infecciosos y radioactivos.

La evaluación de riesgo ambiental puede realizarse ya sea para proyectos nuevos en etapas de planeación o bien para instalaciones en las que se detecte, por medio de una auditoría ambiental, la necesidad de evaluar el riesgo del manejo de sustancias peligrosas.

Existen cuatro modalidades para realizar este tipo de estudios, las cuales comprenden una mayor cantidad de información y profundidad de análisis en cuanto se requieren más detalladas o específicas. Estas modalidades son:

- Estudio Preliminar de Riesgo
- Análisis de Riesgo
- Análisis Detallado de Riesgo
- Análisis de Riesgo para proyectos con ductos terrestres.

El principal objetivo de los estudios de riesgo es prever accidentes industriales mayores que involucren explosiones, incendios, fugas o derrames de sustancias peligrosas. Pretenden evaluar la probabilidad y magnitud de un evento para determinar los recursos potencialmente afectables que se deban proteger, ya sea por prácticas de seguridad y control interno en las instalaciones, como por la capacidad de respuesta de la planta y el entorno.

Los criterios principales para evaluar el riesgo ambiental son los siguientes:

Para sustancias tóxicas: IDLH.- (Immediate dangerous to life or health) Concentración a la que se considera que una persona puede exponerse durante 30 minutos y escapar sin presentar ningún efecto irreversible. Este criterio se aplica para designar el área de alto riesgo, donde no se permite ninguna actividad humana.

TLV.- (Threshold Limit Value), valores promedio máximos que corresponden a la concentración promedio durante 8 horas de exposición o bien para algunas sustancias la concentración de exposición durante 15 minutos sin presentar daños a la salud. Se utiliza para designar la zona de amortiguamiento.

El criterio para la afectación por sustancias explosivas es el del $1/2\text{lb}/\text{in}^2$ para señalar los puntos de la onda de sobrepresión, siendo este el valor máximo probable, el área resultante se denomina zona de riesgo.

El contenido de un Estudio de Riesgo Ambiental, comprende en términos generales lo siguiente:

Datos generales.- del proponente del proyecto o bien de los responsables de las áreas de seguridad en una planta.

Información del proyecto o instalaciones.- Objetivo, justificación, localización, disposición espacial (lay-out), actividades colindantes, régimen de tenencia del predio, proyectos futuro, etc.

Descripción de características ambientales y sociales.- Características e importancia de los ecosistemas y recursos naturales aledaños a las instalaciones. Asentamientos humanos e indicadores socioeconómicos de las poblaciones en el área de influencia del proyecto, considerando interacciones con el proyecto, como son: generación de ruidos, cambios en la demanda de mano de obra, etc.

Etapas de construcción y operación de la planta o proyecto.- Programa de construcción considerando los conceptos los principales, cantidad y origen de materiales y otros insumos como electricidad, combustibles y agua. Generación y disposición final de residuos, metabolismo industrial, productos y subproductos.

Sustancias peligrosas involucradas.- Incluyendo sus principales características físico – químicas, así como aquellas que les confieren su grado de peligrosidad bajo distintas clasificaciones, ya sea por su transporte, compatibilidad con otras sustancias y su potencial tóxico, inflamable, reactivo, etc. Se incorporan las hojas de seguridad (MSDS Material Safety Data Sheet) y revisión de la legislación correspondiente.

Exposición ocupacional, riesgos ecológicos y a la salud pública.- Se identifican los límites máximos permisibles en el ambiente laboral y las precauciones que deben tomarse desde el punto de vista de las políticas de contratación de personal y capacitación en seguridad. Asimismo, se señalan los daños potenciales por exposición oral, cutánea, respiratoria y las precauciones a tomar, además de los daños genéticos y se solicita información sobre estudios de exposición en ambiente natural,

Para la evaluación del riesgo potencial de fuego, explosión, derrame o fuga, aplican herramientas que comprenden el uso de modelos de dispersión en función de la velocidad y dirección del viento, la altura de la fuente de emisión, la cantidad y características de las sustancias. Los resultados de estos modelos señalan las áreas y el tiempo en los que se alcanzan las concentraciones de interés como el IDLH o TLV. Al sobreponer estos resultados en la cartografía a escala, se determinan las áreas de riesgo, los recursos que deberán protegerse y para los que se requiere integrar y presentar un Programa de Prevención de Accidentes, el cual también se circunscribe a las disposiciones de la Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente.

Información adicional para un estudio de riesgo, en el caso de obras o actividades consideradas altamente riesgosas, en los términos previstos por los ordenamientos que rijan dichas actividades:

- Sustancias involucradas en el proyecto:
- Componentes riesgosos:

•Porcentaje de los componentes; •Nombre de los componentes; •Número CAS; •Número de Naciones Unidas; •Nombre del fabricante o importador, y •Teléfono o fax del fabricante o importador, para casos de emergencia.

•Precauciones especiales:

•Precauciones para el manejo y almacenamiento; •Precauciones de acuerdo con la reglamentación de transporte; •Precauciones de acuerdo con las reglamentaciones ecológicas, y •Otras precauciones (especificar).

•Propiedades físicas:

•Nombre comercial; •Nombre químico; •Sinónimos; •Fórmula molecular; •Estado físico;

•Peso molecular (gr/grmol):

•Densidad de temperatura inicial (T1) (gr/ml);

•Punto de ebullición (°C); •Calor de evaporación a T2 (cal/gr); •Calor de combustión(como líquido) (BTU/lb); •Calor de combustión(como gas) (BTU/lb); •Temperatura del líquido en proceso (°C):

•Volúmenes a condiciones normales (ft).

•Volumen del proceso; (gal); •Presión de Vapor, (mmHg a 20 °C); •Densidad de vapor, (aire=1); •Reactividad en agua; •Velocidad de evaporación (butil-acetona=1);

•Temperatura de autoignición; •Temperatura de fusión; (°C); •Densidad relativa;

•Solubilidad en agua; •Estado físico, color y olor; •Punto de ebullición; •Porcentaje de volatilidad, y •Otros datos (especificar).

•Riesgo para la salud:

•Ingestión accidental; •Contacto con los ojos; •Contacto con la piel; •Absorción;

•Inhalación; •Toxicidad; •IDLH; (ppm o mg/m3); •TLV 8 horas; (ppm o mg/m3); •TLV 15 minutos; (ppm o mg/m3), y •Daño genético (Clasificación de sustancias de acuerdo a las

•características carcinogénicas en humanos).

•Riesgo de fuego o explosión:

•Medios de extinción:

•Niebla de agua; •Espuma; •Halon; •CO2; •Químico seco, y •Otros (especificar).

•Equipo especial de protección (general) para combate de incendio; •Procedimiento especial de combate de incendio; •Condiciones que conducen a un peligro de fuego y/o explosiónno usuales; •Productos de la combustión; •Inflamabilidad:

•Limite superior de inflamabilidad; (%), y •Limite inferior de inflamabilidad; (%).

•Datos de reactividad:

•Clasificación de sustancias por su actividad química, •reactividad con el agua y potencial de oxidación; •Estabilidad de sustancias; •Condiciones a evitar; •Incompatibilidad, sustancia a evitar •Descomposición de componentes peligrosos; •Polimerización peligrosa, y •Condiciones de vapor.

•Corrosividad (clasificación de sustancias por su grado de corrosividad), y •Radioactividad (clasificación de sustancias radioactivas).

•Residuos principales:

•Sistema y tecnología de control y tratamientos:

•Descripción general; •Características, y •Capacidad.

•Disposición final: *

•Volumen; •Composición, y •Cuerpos receptores.

•Condiciones de operación:

•Características de instrumentación y control; •Métodos usados y bases de diseño en el dimensionamiento y capacidad de los sistemas de relevo y venteo; •Temperatura extrema de operación; •Presiones extremas de operación; •Estado físico de las diversas corrientes

del proceso; •Características del régimen de instalación; •Características de los recipientes y/o envases de almacenamiento:

•Tipo de recipiente o envase; •Diámetro del recipiente; •Tipo de material; •Capacidad del recipiente, y •Densidad máxima del llenado del recipiente.

•Riesgos:

•Antecedentes de riesgo del proceso; •Determinar y jerarquizar los riesgos en áreas de: •Proceso; •Almacenamiento, y •Transporte.

•Describir los riesgos potenciales de accidentes por:

•Fugas de productos tóxicos o carcinogénicos; •Derrame de productos tóxicos, y •Explosión.

•Descripción de medidas de seguridad y operación para abatir el riesgo; •Descripción de los dispositivos de seguridad con que se cuenta para el control de eventos extraordinarios; •Descripción de normas de seguridad y operación para la captación y traslado de materias primas, productos, subproductos que se consideren tóxicos, inflamables, explosivos, etc.; •Descripción de rutas de traslado de sustancias que se consideren tóxicos, inflamables, explosivos, etc.; •Descripción del entrenamiento para la capacitación de los operarios del transporte; •Descripción de riesgos que tengan afectación potencial al entorno de la planta; •Definición y justificación de las zonas de protección alrededor de la instalación; •Respuesta a la lista de comprobaciones detallada de seguridad; •Descripción de auditorías de seguridad, y Drenajes y efluentes acuosos:

•Frecuencia de monitoreo de la calidad fisicoquímica de los efluentes y parámetros analizados en los mismos; •Registro y medición de los gastos volumétricos de los efluentes; •Tratamiento o disposición actual de los efluentes; •Manifiesto y condiciones particulares de descarga de efluentes, y •Colectores o cuerpos de agua de descarga de sus efluentes.

•Conclusiones:

•Resumen de la situación general que presenta la Planta o proyecto en materia de riesgo, señalando las desviaciones encontradas, y recomendaciones para corregir, mitigar, eliminar o reducir los riesgo identificados.

•Plano de arreglo general de la Planta señalando el distanciamiento que existe entre los equipos de proceso y auxiliares; •Plano de localización a escala 1:50000 en donde se señale el área de afectación como resultado de un riesgo en la planta; •Planos de tuberías e instrumentación para conocer las características de instrumentación y control en las condiciones de operación, y •Planos de distribución del drenaje.

DELITOS AMBIENTALES

ARTÍCULOS DEL CÓDIGO PENAL PARA LA REPÚBLICA EN MATERIA FEDERAL RELACIONADOS CON MEDIO AMBIENTE.

TÍTULO VIGÉSIMO QUINTO CAPÍTULO ÚNICO:

Artículos 414 a 423

Artículo 414

SE IMPONDRÁ PENA DE TRES MESES A SEIS AÑOS DE PRISIÓN Y DE MIL A VEINTE MIL DÍAS MULTA, A QUIEN REALICE, AUTORICE U ORDENE LA REALIZACIÓN DE ACTIVIDADES QUE SE CONSIDEREN COMO ALTAMENTE RIESGOSAS Y QUE OCACIONEN DAÑOS A LA SALUD PÚBLICA, A LOS RECURSOS NATURALES, A LA FLORA, A LA FAUNA, O A LOS ECOSISTEMAS.

EN EL CASO DE QUE LAS ACTIVIDADES A QUE SE REFIERE EL PRESENTE ARTÍCULO SE LLEVEN A CABO EN UN CENTRO DE POBLACIÓN, LA PENA DE PRISIÓN SE INCREMENTARÁ HASTA EN TRES AÑOS.

Artículo 415

SE IMPONDRÁ PENA DE TRES MESES A SEIS AÑOS DE PRISIÓN Y DE MIL A VEINTE MIL DÍAS MULTA, A QUIÉN:

I.- SIN AUTORIZACIÓN DE LA AUTORIDAD FEDERAL REALICE CUALQUIER ACTIVIDAD CON MATERIALES O RESIDUOS PELIGROSOS.

II.- CON VIOLACIÓN A LO ESTABLECIDO EN LAS DISPOSICIONES LEGALES O NORMAS OFICIALES MEXICANAS APLICABLES, EMITA, DESPIDA, DESCARGUE EN LA ATMÓSFERA, O LO AUTORICE U ORDENE, GASES, HUMOS O POLVOS QUE OCACIONEN DAÑOS A LA SALUD PÚBLICA, A LOS RECURSOS NATURALES, A LA FAUNA, A LA FLORA O A LOS ECOSISTEMAS, SIEMPRE QUE DICHAS EMISIONES PROVENGAN DE FUENTES FIJAS DE JURISDICCIÓN FEDERAL.

III.- EN CONTRAVENCIÓN A LAS DISPOSICIONES LEGALES O NORMAS OFICIALES MEXICANAS, GENERE EMISIONES DE RUIDO, VIBRACIONES, ENERGÍA TÉRMICA O LUMÍNICA, PROVENIENTES DE FUENTES EMISORAS DE JURISDICCIÓN FEDERAL;

Artículo 416

SE IMPONDRÁ PENA DE TRES MESES A SEIS AÑOS DE PRISIÓN Y DE MIL A VEINTE MIL DÍAS MULTA, AL QUE:

I.- DESCARGUE, DEPOSITE, O INFILTRE, O LO AUTORICE U ORDENE, AGUAS RESIDUALES, LÍQUIDOS QUÍMICOS O BIOQUÍMICOS, DESECHOS O CONTAMINANTES EN LOS SUELOS, AGUAS MARINAS, RIOS, CUENCAS, VASOS Y DEMÁS DEPÓSITOS O CORRIENTES DE AGUA DE JURISDICCIÓN FEDERAL, QUE OCACIONEN O PUEDAN OCACIONAR DAÑOS A LA SALUD PÚBLICA, A LOS

RECURSOS NATURALES, A LA FLORA, A LA FAUNA, A LA CALIDAD DEL AGUA DE LAS CUENCAS O A LOS ECOSISTEMAS. CUANDO SE TRATE DE AGUAS PARA SER ENTREGADAS EN BLOQUE A CENTROS DE POBLACIÓN, LA PENA SE PODRÁ ELEVAR HASTA TRES AÑOS MÁS; O

II.- DESTRUYA, DESEQUE O RELLENE HUMEDALES, MANGLARES, LAGUNAS, ESTEROS O PANTANOS.

Artículo 417

SE IMPONDRÁ PENA DE SEIS MESES A SEIS AÑOS DE PRISIÓN Y DE CIENTO VEINTE MIL DÍAS MULTA, AL QUE INTRODUZCA AL TERRITORIO NACIONAL, O COMERCIE CON RECURSOS FORESTALES, FLORA O FAUNA SILVESTRE VIVA, SUS PRODUCTOS O DERIVADOS O SUS CADAVERES QUE PADEZCAN O HAYAN PADECIDO, SEGÚN CORRESPONDA ALGUNA ENFERMEDAD CONTAGIOSA QUE OCASIONE O PUEDA OCASIONAR SU DISEMINACIÓN O PROPAGACIÓN O EL CONTAGIO A LA FLORA, A LA FAUNA, A LOS RECURSOS FORESTALES Y A LOS ECOSISTEMAS, O DAÑOS A LA SALUD PÚBLICA.

Artículo 418

AL QUE SIN CONTAR CON LA AUTORIZACIÓN QUE SE REQUIERA CONFORME A LA LEY FORESTAL, DESMONTE O DESTRUYA LA VEGETACIÓN NATURAL, CORTE, ARRANQUE, DERRIBE O TALE ARBOLES, REALICE APROVECHAMIENTOS DE RECURSOS FORESTALES O CAMBIOS DE USO DEL SUELO, SE LE IMPONDRÁ PENA DE TRES MESES A SEIS AÑOS DE PRISIÓN Y POR EL EQUIVALENTE DE CIENTO A VEINTE MIL DÍAS MULTA.

LA MISMA PENA SE APLICARÁ A QUIEN DOLOSAMENTE OCASIONE INCENDIOS EN BOSQUES, SELVA, O VEGETACION NATURAL QUE DAÑEN RECURSOS NATURALES, LA FLORA O LA FAUNA SILVESTRE.

Artículo 419

A QUIEN TRANSPORTE, COMERCIE, ACOPIE O TRANSFORME RECURSOS FORESTALES MADERABLES EN CANTIDADES SUPERIORES A CUATRO METROS CÚBICOS ROLLO O SU EQUIVALENTE, PARA LOS CUALES NO SE HAYA AUTORIZADO SU APROVECHAMIENTO. CONFORME A LA LEY FORESTAL, SE IMPONDRÁ PENA DE TRES MESES A SEIS AÑOS DE PRISIÓN Y DE CIENTO A VEINTE MIL DÍAS MULTA, EXCEPTO EN LOS CASOS DE APROVECHAMIENTOS DE RECURSOS FORESTALES PARA USO DOMÉSTICO, CONFORME A LO DISPUESTO EN LA LEY FORESTAL.

Artículo 420

SE IMPONDRÁ PENA DE SEIS MESES A SEIS AÑOS DE PRISIÓN Y POR EL EQUIVALENTE DE MIL A VEINTE MIL DÍAS MULTA, A QUIEN:

I.- DE MANERA DOLOSA CAPTURE, DAÑE O PRIVE DE LA VIDA A ALGÚN MAMIFERO O QUELONIO MARINO O RECOLECTE O COMERCIALICE EN

CUALQUIER FORMA SUS PRODUCTOS O SUBPRODUCTOS, SIN CONTAR CON LA AUTORIZACIÓN QUE, EN SU CASO, CORRESPONDA;

II.- DE MANERA DOLOSA CAPTURE, TRANSFORME, ACOPIE, TRANSPORTE, DESTRUYA O COMERCIE CON ESPECIES ACUÁTICAS DECLARADAS EN VEDA, SIN CONTAR CON LA AUTORIZACIÓN QUE, EN SU CASO, CORRESPONDA;

III.- REALICE LA CAZA, PESCA O CAPTURA DE ESPECIES DE FAUNA SILVESTRE UTILIZANDO MEDIOS PROHIBIDOS POR LA NORMATIVIDAD;

IV.- REALICE CUALQUIER ACTIVIDAD CON FINES COMERCIALES CON ESPECIES DE FLORA O FAUNA SILVESTRE CONSIDERADAS ENDÉMICAS, AMENAZADAS, EN PELIGRO DE EXTINCIÓN, RARAS O SUJETAS A PROTECCIÓN ESPECIAL;

V.- DOLOSAMENTE DAÑE A LAS ESPECIES DE FLORA O FAUNA SILVESTRES SEÑALADAS EN LA FRACCIÓN ANTERIOR.

Artículo 421

ADEMÁS DE LO ESTABLECIDO EN EL PRESENTE TÍTULO, EL JUEZ PODRÁ IMPONER ALGUNA O ALGUNAS DE LAS SIGUIENTES PENAS:

I.- LA REALIZACIÓN DE LAS ACCIONES NECESARIAS PARA RESTABLECER LAS CONDICIONES DE LOS ELEMENTOS NATURALES;

II.- LA SUSPENSIÓN, MODIFICACIÓN O DEMOLICIÓN DE LAS CONSTRUCCIONES, OBRAS O ACTIVIDADES;

III.- LA REINCORPORACION DE LOS ELEMENTOS NATURALES, EJEMPLARES O ESPECIES DE FLORA Y FAUNA SILVESTRE, A LOS HABITAT DE QUE FUERON SUSTRUIDOS; Y

IV.- EL RETORNO DE LOS MATERIALES O RESIDUOS PELIGROSOS O EJEMPLARES DE FLORA Y FAUNA SILVESTRES AMENAZADOS O EN PELIGRO DE EXTINCIÓN, AL PAÍS DE ORIGEN.

Artículo 422

LAS DEPENDENCIAS DE LA ADMINISTRACIÓN PUBLICA COMPETENTES, DEBERÁN PROPORCIONAR AL JUEZ LOS DICTÁMENES TÉCNICOS O PERICIALES QUE SE REQUIERAN CON MOTIVO DE LAS DENUNCIAS PRESENTADAS POR LA COMISIÓN DE LOS DELITOS A QUE SE REFIERE EL PRESENTE TÍTULO.

Artículo 423

TRATÁNDOSE DE LOS DELITOS AMBIENTALES, LOS TRABAJOS EN FAVOR DE LA COMUNIDAD A QUE SE REFIERE EL ARTÍCULO 24 DE ESTE ORDENAMIENTO, CONSISTIRÁN EN ACTIVIDADES RELACIONADAS CON LA PROTECCIÓN AL AMBIENTE O LA RESTAURACIÓN DE LOS RECURSOS NATURALES

SANCIÓN A LA QUE SE HACE ACREEDOR EN CASO DE NO REALIZAR EL TRÁMITE DE PRESENTACIÓN DE INFORME PREVENTIVO O MANIFESTACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL

- a) ADMINISTRATIVAS: MULTA EQUIVALENTE DE VEINTE A VEINTE MIL DÍAS DE SALARIO MÍNIMO VIGENTE EN EL D.F.
- B) CLAUSURA TEMPORAL O DEFINITIVA, PARCIAL O TOTAL.
- C) SUSPENSIÓN O REVOCACIÓN DE LA AUTORIZACIÓN.
- D) ARRESTO ADMINISTRATIVO.

EMERGENCIAS HIDROECOLÓGICAS

Una emergencia hidroecológica es un evento súbito e inesperado de evolución rápida que altera la calidad de un cuerpo de agua nacional y que pone en peligro la salud o vida de los integrantes del ecosistema acuático y organismos relacionados.

La emergencia será atendida por un Grupo de Respuesta Especializado en Atención de Emergencias Hidroecológicas (GREM). Este GREM es una organización en la que sus integrantes trabajan en diferentes áreas de la CNA, se encuentra definida y capacitada para actuar, pero solo se integra cuando se presenta una emergencia hidroecológica.

El GREM está encabezado por un Coordinador General (Gerente Regional) el cual supervisará las actividades del Coordinador Ejecutivo (Gerente Estatal) y del Coordinador Operativo (Subgerente Técnico), este a su vez es responsable de los Jefes de las Brigadas (brigada terrestre, brigada acuática y brigada de apoyo)- cada Jefe de Brigada a su vez será responsable de supervisar al personal técnico, a los técnicos de muestreo y al personal de protección y seguridad hidráulica, respectivamente.

En términos generales, los eventos que suceden son los siguientes:

Detección de la Emergencia

Se declara la situación de emergencia

Activación del Mecanismo de respuesta

Atención de la Emergencia (con apoyo de diversas subdirecciones)

Solución de la Emergencia

Cierre de la Emergencia

Seguimiento de acciones correctivas

La atención de una emergencia abarca varias fases:

1. Preparación.

La fase de preparación consiste básicamente en la identificación del personal necesario para las labores de la emergencia, identificación del equipo y material necesario, creación de bases de datos (fuentes de aprovisionamiento de personal, equipo y materiales, mapas regionales hidrológicos, antecedentes históricos de eventos semejantes, listas de laboratorios acreditados para realizar análisis, listas de instituciones y especialistas, etc.), capacitación al personal involucrado y difusión de cómo proceder en caso de una emergencia.

2. Detección de la emergencia.

La fase de detección comprende las actividades que deben realizarse desde el momento en que se detecta una situación anormal en un cuerpo acuático hasta que se declara oficialmente la situación de emergencia ambiental, a quién debe notificarse y quién toma

la decisión en cada una de las etapas. Lo más importante de esta fase es la adecuada recolección de las evidencias físicas (muestras de agua, sedimentos, plancton y organismos) y de la información básica (magnitud del evento, poblaciones en riesgo, etc).

3. Activación del mecanismo de respuesta

Se refiere a la notificación al Coordinador General para que inicie la atención de la emergencia; asimismo a las Subdirecciones respectivas que proveerán los recursos y el apoyo técnico necesario para la siguiente etapa.

4. Atención de la emergencia.

En la fase de atención de la emergencia se realizará la toma de muestras para confirmación o para obtener mayor información sobre la causa del problema, el aislamiento del área problema y la obtención de toda la información que permita emitir un dictamen del posible(s) agente(s) causal(es) y para la implementación de las medidas correctivas y/o preventivas.

Una de las acciones prioritarias en el momento de atender la emergencia hidroecológica es delimitar el sitio donde ocurrió el evento con el objeto de aislar el problema e impedir su transmisión hacia otras zonas.

5. Solución de la emergencia.

La fase de solución corresponde al cierre de la emergencia, es decir la elaboración de los informes finales (técnico y administrativo) y la difusión pública del resultado de las investigaciones efectuadas.

6.- Activación de los mecanismos correctivos y/o preventivos

La fase de activación de mecanismos correctivos y preventivos incluyen la implementación de todas aquellas medidas que se deben llevar a cabo para prevenir otra situación de emergencia, para evitar el deterioro del ecosistema afectado y para recuperar y restablecer las condiciones del mismo.

Los accidentes ambientales sobre los cuerpos de agua superficiales son un fenómeno cada vez más común en los países en vías de desarrollo debido a la creciente utilización de sustancias tóxicas que se manejan en la industria o en la agricultura y a los movimientos de estas sustancias por los medios de transporte terrestres (ferrocarriles, autotranques o camiones cisterna), polductos y transportes marítimos, los cuales al tener un percance pueden ocasionar descargas puntuales de diversa magnitud e impacto. Asimismo, la inadecuada utilización o disposición final de estas sustancias tóxicas debido al desconocimiento o a la negligencia pueden originar accidentes ecológicos de gran magnitud como el que sucedió en la Presa de Silva en Guanajuato.

Este tipo de emergencias hidroecológicas requieren de una atención inmediata y de procedimientos especiales para detectar con oportunidad el agente causal y la magnitud del daño ambiental, con lo cual se podrán establecer las medidas más efectivas para su remediación.

La mayor parte de las emergencias hidroecológicas que se presentan relacionadas con cuerpos de agua superficiales, son mortandades masivas de organismos acuáticos o semiacuáticos como peces, crustáceos y batracios, o muertes masivas de aves locales y migratorias causadas por intoxicaciones químicas o epizootias fulminantes; sin embargo, pueden existir emergencias causadas por alguna sustancia química (como hidrocarburos) en fuentes de abastecimiento de agua potable, cauces o embalses de aguas que pueden significar un riesgo a la salud de los usuarios o de explosión y/o incendio que puede dañarla infraestructura hidráulica.

Es muy importante diferenciar entre una emergencia hidroecológica y la degradación gradual de un ecosistema debida a problemas de contaminación ambiental. La primera se debe atacar inmediatamente y sus consecuencias son en la mayoría de los casos de corto plazo, la segunda es causada por la degradación gradual del ecosistema afectado y sus consecuencias son a largo plazo, asimismo, su solución normalmente lleva un tiempo largo.

Una emergencia hidroecológica puede convertirse en una emergencia de salud pública si el agente causal además de afectar a los integrantes de un ecosistema puede causar daños a la población humana circunvecina. El enfoque de atención y principalmente el de seguimiento después de la etapa aguda es muy diferente entre una y otra situación.

Existen tres casos principales que pueden originar una emergencia hidroecológica en cuerpos de agua nacionales:

- a) La descarga accidental o criminal de sustancias tóxicas a un cuerpo de agua superficial que afecta la fauna y flora presente y potencialmente a los seres humanos que tienen contacto con esta.
- b) La presencia de organismos toxigénicos o patógenos en cuerpos de agua superficiales que afectan a la fauna presente en ese cuerpo de agua.
- c) La migración de una sustancia hacia un acuífero o a un cuerpo de agua superficial que lo contamina evidentemente y que puede representar un riesgo a la salud de los usuarios o a las instalaciones (riesgo de explosión), como por ejemplo las fugas de hidrocarburos de poliductos.

Cuando existan emergencias que impliquen un riesgo de explosión o incendio en cuerpos de aguas superficiales, se debe avisar inmediatamente a PEMEX y al Sistema Nacional o Estatal de Protección Civil, los cuales deben hacerse responsables de la atención y solución de la emergencia.

Cuando exista alguna descarga accidental o negligente de alguna sustancia tóxica en un cuerpo de agua continental que se utilice como fuente de agua potable, se puede afectar la salud o vida de los seres humanos que la consuman- asimismo, si la descarga se produce en un cuerpo de agua que se utiliza para uso recreativo, puede causar molestias o enfermedades a los usuarios.

Para detectar este tipo de emergencias, el mecanismo por lo regular son quejas de los usuarios domésticos por cambios en las características organolépticas, y casi siempre son debidas a problemas en los sistemas de abastecimiento (tanques o red de distribución), en los cuales la Comisión Nacional del Agua no tiene competencia, ya que son responsabilidad de los municipios

Aún así, si el organismo operador detecta que la causa del problema es la fuente de abastecimiento responsable de la Comisión Nacional de Agua, lo que se debe hacer es el cierre temporal de la fuente de abastecimiento y realizar una caracterización fisicoquímica completa y en caso de detectarse alguna sustancia tóxica, clausurar la fuente hasta solucionar el problema.

Los efectos a la salud están en función del tipo de sustancia descargada en el cuerpo acuático y los procedimientos de control de la emergencia dependen en gran medida de la sustancia involucrada.

Intoxicación aguda.- Es un evento de desarrollo rápido, se detectan mortalidades masivas de organismos en cuestión de horas o días, dado que tanto peces como ciertas aves pueden alcanzar grandes números en sus poblaciones, son los organismos que normalmente se reportan como afectados. En estos casos, se aduce que la causa tiene un origen antropogénico y usualmente se relaciona con descargas de diferentes tipos de sustancias entre los que destacan el petróleo, los plaguicidas y muchos otros químicos tóxicos tanto orgánicos como inorgánicos. En algunos casos como en las aves, esta primera mortalidad puede desencadenar una epizootia por el contagio de microorganismos, que se desarrollan en los cadáveres, sobre otros organismos que pueden alimentarse de éstos o bien simplemente por la formación de un ambiente séptico.

ORGANISMOS AFECTADOS

Principalmente se han reportado diferentes especies de. Aves Acuáticas (residentes y migratorias)

Aves Semiacuáticas (residentes y migratorias)

Peces

Crustáceos

Vegetación acuática

Lo anterior no implica que sean las únicas afectadas, sino que son las que aparecen de manera mas frecuente o evidente .

CUERPOS ACUATICOS AFECTADOS

Se han reportado eventos de afectación en: Ríos, Embalses, Lagos y Lagunas Costeras, Estuarios, zonas marinas.

CAUSAS PROBABLES

Se han reportado diversas causas probables, sin embargo por una respuesta tardía en su caracterización. en muy pocos casos se han tenido resultados definitivos, entre las cuales destacan:

Derrames accidentales de hidrocarburos.

Descargas accidentales o negligentes de plaguicidas.

Descargas de plaguicidas en cuerpos receptores por drenes de retorno agrícolas.

Descargas accidentales o negligentes de residuos peligrosos de origen industrial.

Fenómenos Naturales-

En este caso la mortandad se presenta por cambios físicos o químicos en la calidad del agua causados por fenómenos naturales como son disminución de; oxígeno disuelto por la llegada masiva de sedimentos anaeróbicos debido a arrastres ocasionados por tormentas, por cambios bruscos en el nivel del agua, por cambios bruscos de la salinidad (debida a dilución con aguas pluviales o por roturas de las barras naturales e introducción de aguas marinas), cambios en la temperatura por heladas o granizadas..

PARAMETROS A MEDIR EN AGUA, SEDIMENTOS, PLANCTON Y TEJIDOS

Los parámetros que se requiere medir para la detección de los posibles agentes causales de una mortandad masiva de organismos no son los que comúnmente se utilizan para la medición de la calidad del agua, por lo mismo, y de acuerdo a las hipótesis planteadas en el inciso de la metodología general, se ha establecido un paquete de parámetros fisicoquímicos y biológicos en aguas, sedimentos, plancton y tejidos que se deberán muestrear obligatoriamente, salvo que el agente causal de la emergencia sea evidente y se conozca. Es muy importante que cuando no se conozca con exactitud la causa de un evento de este tipo, se tomen todas las muestras y se muestreen las cantidades suficientes desde las primeras fases del evento.

BIBLIOGRAFÍA

Athié L. M. (1987), *Calidad y Cantidad del Agua en México*. Universo Veintiuno, A. C. México.

DOF (1996) *Diario Oficial de la Federación*. Decreto que reforma, adiciona y deroga diversas disposiciones de La Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente (Viernes 13 de diciembre de 1996)

DOF (1990), *Diario Oficial de la Federación*. Primer Listado de actividades altamente riesgosas (28 de marzo de 1990)

DOF (1992) *Ley de Aguas Nacionales*. *Diario Oficial de la Federación*. 1º. De diciembre de 1992.

INEGI (1994), *Estadísticas del Medio Ambiente*. México.

INE (1993) *Instituto Nacional de Ecología*. Regulación y gestión de productos químicos en México, enmarcados en el contexto internacional. 267 pp.

INE (1994) *Instituto Nacional de Ecología*. Informe de la Situación General en Materia de Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente 1993-1994. SEDESOL. 374 pp
Instructivo No. 10 de la Secretaría del Trabajo y Previsión Social.

INE, SEMARNAP (1997), *Programa de gestión ambiental de sustancias tóxicas de atención prioritaria*. México. 126 pp.(Lydia)

Gobierno del Estado de México (Sra. De Ecología), Fideicomiso Ambiental (Comisión Ambiental Metropolitana Banobras, S.N.C.) Programa Universitario e Medio Ambiente y SEMARNAP (1996), *Temas Ambientales (Zona Metropolitana de la Ciudad de México)*. 123 pp.

Oropeza Monterrubio Rafael (1996) *Manual Práctico de Auditorías Ambientales*. Editorial Panorama. 163 pp.

SCT (1993), *Secretaría e Comunicaciones y Transporte*. Reglamento para el Transporte Terrestre de Materiales y Residuos Peligrosos. DOF. Miércoles 7 de abril de 1993.

SEDESOL (1992) *Procedimiento de Riesgo Ambiental*. Secretaría de Desarrollo Social. Instituto Nacional de Ecología. Dirección de Normatividad Ambiental.

SEDESOL (1993) *Secretaría de Desarrollo Social*. Direcc. Gral. De Normatividad Ambiental. Comité de Análisis y Aprobación de los Programas para la Prevención de Accidentes. Guía para la Elaboración de los Programas para la Prevención de Accidentes. Revisión No. 6. 17 pp.

Tyler Miller G. (1985) *Ecología y Medio Ambiente*. Grupo Editorial Iberoamérica, S. A. De C. V. 867 pp.

Vizcaino Murray F. (1975) *La Contaminación en México*. Fondo de Cultura Económica. 514 pp.

PARAMETRO	RECIPIENTE
EN AGUA	
<u>Físicos</u>	
pH	Campo
Temperatura	Campo
Conductividad eléctrica	Campo
Oxigeno Disuelto	Campo
Color	
Espectrofotométrico	A
Platino cobalto	A
<u>Materia Orgánica</u>	
DBOT	A
DQOT	A
Fenoles	C
Grasas y aceites	B
<u>Inorgánicos</u>	
Cianuros	D
Nitrogeno amoniacal	C
<u>Metales</u>	
Metales pesados solubles	E*
Cromo hexavalente	A
Metales pesados totales	E
<u>Orgánicos</u>	
Volátiles GC/MS	F
Semivolátiles GC/MS	G
(extractables en medio acido y extractables en medio básico)	
Plaguicidas clorados	G
Plaguicidas fosforados	G
Barrido por cromatografia en columna y placa fina	G
Barrido por HPLC	G

PARAMETRO	RECIPIENTE
<u>Microbiológicos</u>	
Salmonella	A
Vibrio	A
Clostridium botulinum	A
Coliformes fecales	A
Anaeróbicos	
SEDIMENTOS	
<u>Metales</u>	
Cromo hexavalente	SA
Metales pesados totales	SA
<u>Orgánicos</u>	
Volátiles GC/MS	SA
Semivolátiles GC/MS (extractables en medio ácido / extractables en medio básico)	SA
Plaguicidas clorados	SA
Plaguicidas fosforados	SA
<u>Sólidos</u>	
Sólidos totales	SA
Cenizas	SA
Humedad	SA
PLANCTON	
a) Identificación taxonómica	P1
b) Análisis	
Orgánicos Volátiles GC/MS	P2
Orgánicos Semivolátiles GC/MS (extractables en medio ácido y extractables en medio básico)	P2
Plaguicidas Clorados	
Plaguicidas Fosforados	P2
Metales pesados	P2
ORGANISMOS	
a) Análisis histopatológicos	O1 **
b) Taxonomía	ORGANISMO***
c) Análisis	
Metales pesados	ORGANISMO***
Orgánicos volátiles GC/MS	ORGANISMO***
Orgánicos semivolátiles GC/MS (Extractables en	

GTE. DE SAN Y CAL. AGUA/
GTE. REGIONAL/GTE. ESTATAL

GERENTE REGIONAL

DETERMINA ACCIONES
CORRECTIVAS Y
PREVENTIVAS

IMPLEMENTA
ACCIONES

ELABORA INFORME
DE AVANCES

RECIBE INFORMACION
Y DA SEGUIMIENTO

TABLA I.1 PARAMETROS FISICOS, QUIMICOS Y BIOLÓGICOS A MEDIR EN LAS MUESTRAS DE AGUA, SEDIMENTOS, PLANCTON Y TEJIDOS.

PARAMETRO	RECIPIENTE
EN AGUA	
<u>Físicos</u>	
pH	Campo
Temperatura	Campo
Conductividad eléctrica	Campo
Oxígeno Disuelto	Campo
Color	
Espectrofotométrico	A
Platino cobalto	A
<u>Materia Orgánica</u>	
DBOT	A
DQOT	A
Fenoles	C
Grasas y aceites	B
<u>Inorgánicos</u>	
Cianuros	D
Nitrogeno amoniacal	C
<u>Metales</u>	
Metales pesados solubles	E*
Cromo hexavalente	A
Metales pesados totales	E
<u>Orgánicos</u>	
Volátiles GC/MS	F
Semivolátiles GC/MS (extractables en medio acido y extractables en medio básico)	G
Plaguicidas clorados	G
Plaguicidas fosforados	G
Barrido por cromatografia en columna y placa fina	G
Barrido por HPLC	G

PARAMETRO	RECIPIENTE
<u>Microbiológicos</u>	
Salmonella	A
Vibrio	A
Clostridium botulinum	A
Coliformes fecales	A
Anaeróbicos	
SEDIMENTOS	
<u>Metales</u>	
Cromo hexavalente	SA
Metales pesados totales	SA
<u>Orgánicos</u>	
Volátiles GC/MS	SA
Semivolátiles GC/MS (extractables en medio ácido y extractables en medio básico)	SA
Plaguicidas clorados	SA
Plaguicidas fosforados	SA
<u>Sólidos</u>	
Sólidos totales	SA
Cenizas	SA
Humedad	SA
PLANCTON	
a) Identificación taxonómica	P1
b) Análisis	
Orgánicos Volátiles GC/MS	P2
Orgánicos Semivolátiles GC/MS (extractables en medio ácido y extractables en medio básico)	P2
Plaguicidas Clorados	
Plaguicidas Fosforados	P2
Metales pesados	P2
ORGANISMOS	
a) Análisis histopatológicos	O1 **
b) Taxonomía	ORGANISMO***
c) Análisis	
Metales pesados	ORGANISMO***
Orgánicos volátiles GC/MS	ORGANISMO***
Orgánicos semivolátiles GC/MS (Extractables en	

medio ácido y básico) Plaguicidas clorados	ORGANISMO*** ORGANISMO***
Colinesterasa Toxina butulinica (aves)	ORGANISMO*** ORGANISMO***
Pruebas serológicas (aves) Cólera aviar Salmonellosis Pasteurella Otros	ORGANISMO***

- * SE DEBEN FILTRAR 100 ml DE LA MUESTRA AL LLEGAR INMEDIATAMENTE AL LABORATORIO U OFICINA DE LA CNA
- ** SE DEBEN ENVIAR AL MENOS 10 gs DE LOS ORGANOS MUESTREADOS
- *** SE DEBEN ENVIAR AL MENOS 5 ORGANISMOS POR ESPECIE AFECTADA

FRASCOS QUE SE DEBEN UTILIZAR:

- A FRASCO DE PLASTICO DE BOCA ANGOSTA DE 1 L.
- B FRASCO DE VIDRIO DE BOCA ANCHA DE 1 L CON 1 ml DE ACIDO SULFURICO CONCENTRADO
- C FRASCO DE PLASTICO DE 250 ml DE BOCA ANGOSTA CON 1 ml DE ACIDO SULFURICO CONCENTRADO
- D FRASCO DE PLASTICO DE 250 ml DE BOCA ANGOSTA CON 2 ml DE HIDROXIDO DE SODIO 1 N.
- E FRASCO DE PLASTICO DE 250 ml DE BOCA ANGOSTA CON 1 ml DE ACIDO NITRICO CONCENTRADO
- F VIAL DE VIDRIO CON SEPTA DE TEFLON DE 40 ml (ESPECIAL p/VOLATILES)
- G FRASCO DE VIDRIO AMBAR CON BOCA ANGOSTA Y TAPA DE TEFLON DE 1 GALON
- SA FRASCO DE VIDRIO DE BOCA ANCHA DE 1 L
- P1 FRASCO DE VIDRIO DE BOCA ANCHA DE 250 ml CON 50 ml DE FORMOL AL 10% NEUTRALIZADO
- P2 FRASCO DE VIDRIO DE BOCA ANCHA DE 250 ml

Las muestras deben arribar al Laboratorio autorizado por la CNA antes de 24 hs de haber sido tomadas.

Para la toma de muestras se deben seguir los procedimientos que se describen en el Anexo V y VI de este manual.

SINTOMAS PATOLOGICOS EN AVES CAUSADOS POR VIRUS, BACTERIAS, HONGOS, PROTOZOARIOS, ORGANISMOS ASOCIADOS, FACTORES AMBIENTALES NUTRICIONALES.

ORGANISMO AFECTADO	ORGANO AFECTADO	SINTOMAS CLAROS	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA MANIPULACION	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA DISECCION	ENFERMEDAD/ CAUSA
Aves	Vias aéreas superiores, párpados del ojo	Falta de vuelo, parálisis parcial o total, dificultad para caminar y mantener el suelo erguido	Área de los orificios nasales manchados de verde, presencia de una membrana sobre los ojos.		BOTULISMO
	Vias aéreas superiores	Falta de vuelo, parálisis parcial o total, dificultad para caminar y mantener el cuello erguido	Dificultad para respirar, diarrea acuosa color gris, amarillo o verde	Manchas hemorrágicas en las membranas mucosas de los pulmones, intestinos y grasa abdominal, porciones de tejido muerto en el hígado en forma de cabezas de alfiler.	COLERA AVIAR
	Vias aéreas superiores	Falta de vuelo, parálisis parcial o total, dificultad para caminar y mantener el cuello erguido.	Dificultad para respirar, diarrea acuosa color gris, amarillo o verde.	Manchas hemorrágicas en las membranas mucosas de los pulmones, intestinos y grasa abdominal, porciones de tejido muerto en el hígado en forma de cabezas de alfiler y bazo alargado.	TIFOIDEA AVIAR
	Intestino, hígado		Emisión de un líquido café oscuro por el pico cuando se coloca cabeza abajo.	Líneas en el corazón, manchas hemorrágicas en las paredes del estómago y sobre intestinos, manchas blancas y hemorragias en el hígado, que comúnmente está libre de sangre	ENTERITIS
	Musculo	Debilidad	Protuberancia alargadas y cilíndricas debajo de la piel de la pechuga	Quistes cilíndricos veriformes paralelos a las fibras musculares de los pectorales.	SARCOSPORIDIOSIS
	Vias aéreas superiores	Abre y cierra el pico convulsivamente	Dificultad para respirar	Desarrollo del hongo en los pulmones y sacos aéreos en estados avanzados de la enfermedad el hongo es visible al disectar.	ASPERGILIOSIS /HONGO

SINTOMAS PATOLOGICOS EN AVES CAUSADOS POR VIRUS, BACTERIAS, HONGOS, PROTOZOARIOS, ORGANISMOS ASOCIADOS, FACTORES AMBIENTALES NUTRICIONALES.

ORGANISMO AFECTADO	ORGANO AFECTADO	SINTOMAS CLAROS	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA MANIPULACION	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA DISECCION	ENFERMEDAD/ CAUSA
Aves	Vias respiratorias	Dificultad para desplazarse	Dificultad para respirar		LEUCOCITOOZONOSIS/ PARASITO
	Vias respiratorias		Area de los orificios nasales manchadas de verde		ENVENENAMIENTO POR PLOMO
	Plumaje	Dificultad para mantenerse a flote	Plumaje cubierto de aceite		CONTAMINACION POR SUSTANCIAS ACEITOSAS

SINTOMAS PATOLOGICOS EN PECES CAUSADOS POR VIRUS, BACTERIAS, HONGOS, PROTOZOARIOS, ORGANISMOS ASOCIADOS, FACTORES AMBIENTALES Y NUTRICIONALES.

ORGANISMO AFECTADO	ORGANO AFECTADO	SINTOMAS CLAROS	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA MANIPULACIÓN	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA DISECCION	ENFERMEDAD/CAUSA
Trucha (alevin y adulto)	Aparato digestivo	Movimiento lento con frecuencia se van al fondo, se presenta dos meses despues de que empiezan a comer, muertes subitas no sobrepasando el 20% de la población	Cuerpo oscurece, ojos saltones, hemorragia en aletas y vientre	Higado y bazo con coloración palida, estomago blanquecino mucosidades claras y lechosas en estomago e intestinos, pancreas necrosado	NECROSIS PANCREATICA INFECCIOSA/VIRUS
Bagre (alevin y adulto)	Agallas, aletas, riñon, aparato digestivo	Nado erratico, antes de morir flotan boca arriba	Ojos saltones	Riñon puede estar inflamado y palido con areas sanguinolentas, higado palido, bazo alargado y rojo obscuro, intestino vacio.	VIRAL DE BAGRE/VIRUS
Bagre huevo)	Huevo	Opacidad o apariencia blancuzca del huevo	Freza (matriz gelatinosa que soporta los huevos) se desvanece frecuentemente ocasionando que las bacterias invadan los huevos		BACTERIANA DEL HUEVO/BACTERIA
Trucha, tilapia	Aparato digestivo, piel	Aislamiento y perdida de apetito	Hemorragia en base de aletas, inflamación y ulceras en cuerpo	Inflamación del intestino, hemorragias en higado, bazo aumenta de peso.	FURUNCULOSIS/BACTERIA
Bagre carpa	Riñon, higado	Nado lento y sobre la superficie, perdida del apetito	Deshilamiento de aletas, base de aletas, boca, operculo y ano con hemorragia, ojos saltones.	Hemorragia en intestino cerca del ano, intestino lleno con moco sanguinolento, bazo aumenta de de peso, higado pierde color.	SEPTISEMIA BACTERIANA/BACTERIA
Trucha (juvenil)	Branquias	Nado erratico, se agrupan en los bordes del embalse, nadan en la superficie	Oscurecimiento de la piel con zonas hemorragicas, palidez branquial.	Musculos, tejidos y visceras con hemorragias, inflamación de higado y riñon, tracto digestivo vacio, putrefacción renal.	SEPTISEMIA HEMORRAGIA VIRAL/VIRUS

SINTOMAS PATOLOGICOS EN PECES CAUSADOS POR VIRUS, BACTERAS, HONGOS, PROTOZOARIOS, ORGANISMOS ASOCIADOS, FACTORES AMBIENTALES Y NUTRICIONALES.

ORGANISMO AFECTADO	ORGANO AFECTADO	SINTOMAS CLAROS	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA MANIPULACIÓN	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA DISECCION	ENFERMEDAD/CAUSA
Trucha (juvenil)	Riñon, bazo e hígado	Oscurecimiento del cuerpo	Abultamiento del abdomen por acumulación de líquido	Riñon, bazo e hígado necrosados.	NECROSIS INFECCIOSA HEMATOPOYETICA/VIRUS
Trucha	Aparato digestivo	Peces de color brillante y plateados		Hígado con zonas blanco-grisáceas, riñon con muchos focos grisáceos-blancuecinos	TUBERCULOSIS/BACTERIA
Trucha Tilapia	Piel, aletas		ojos hinchados	Cavidad del cuerpo llena de fluidos, riñon muy blando e inflamado, hígado palido con hemorragia	SEPTISEMIA BACTERIANA/BACTERIA
Trucha, bagre	Piel, aparato respiratorio, agallas, aletas	Perdida de apetito	Branquias blanquecinas rodeadas de una zona rojiza que despues se convierten en ulceras hemorragicas y tejido muerto sobre la piel de la cabeza, dorso y aletas		COLUMNARIS/BACTERIA
Carpa	Intestino	Abultamiento del abdomen, debilitamiento, aislamiento y nado lento.			ASCITIS INFECCIOSA/BACTERIA
Carpa	Branquias	Peces debiles y aletargados	Branquias palidas con manchas de color rojo oscuro al inicio, posteriormente pardo amarillentas, con destrucción parcial.		BRANQUIOMISIS/HONGO
Trucha	Piel	Inflamación abdominal, convulsiones repetidas	Piel de aspecto aspero		ICTIOSPORIDIOSIS/HONGO
Trucha, tilapia, carpa (huevo), bagre (huevo) y adulto	Piel, branquias, ojos, aletas	Coloración opaca de huevos y muerte, materia orgánica sobre la masa de los huevos, perdida de equilibrio, pez nada de lado hasta que muere	Manchas algodonosas blanco grisáceas o color marron sobre el cuerpo, cabeza, aletas, branquias.	Cuando la infección es interna se observa en los intestinos	SAPROLEGNIASIS/HONGO

25.

SINTOMAS PATOLOGICOS EN PECES CAUSADOS POR VIRUS, BACTERAS, HONGOS, PROTOZOARIOS, ORGANISMOS ASOCIADOS, FACTORES AMBIENTALES Y NUTRICIONALES.

ORGANISMO AFECTADO	ORGANO AFECTADO	SINTOMAS CLAROS	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA MANIPULACIÓN	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA DISECCIÓN	ENFERMEDAD/CAUSA
Carpa	Intestino			Presencia de parásitos en el intestino	BOTRIOCEFALOSIS/CESTODOS
Bagre	Piel	Nado nervioso	Quistes amarillos en la piel		CLINOSTOMIASIS/CESTODOS
Tilapia Bagre	Piel, branquias, aletas		Enrojecimiento en el sitio donde se encuentra el parásito	Puede existir una anemia si los parásitos son numerosos	HIRUDINIASIS/SANGUIJUELAS
Carpa	Aparato respiratorio	Nado errático en espiral y lento, movimientos bruscos de contracción, coloración oscura de la piel, boqueo rápido, operculos abiertos, asfixia, retracción de aletas, peces se ubican en donde el agua tiene mayor flujo (movimiento), se frota en el fondo, pez adelgaza mucho y llega a morir.	Exceso de mucosidad en branquias.		DACTILOGIROSIS/HELMINTO
Trucha	Piel	Nado errático en espiral y lento, movimientos bruscos de contracción, coloración oscura de la piel, boqueo rápido, operculos abiertos, asfixia, retracción de aletas, peces se ubican en donde el agua tiene mayor flujo (movimiento) se frota en el fondo, pez adelgaza mucho y llega a morir.	Exceso de mucosidad en branquias		GIRODACTILOSI/HELMINTO

SINTOMAS PATOLOGICOS EN PECES CAUSADOS POR VIRUS, BACTERAS, HONGOS, PROTOZOARIOS, ORGANISMOS ASOCIADOS, FACTORES AMBIENTALES Y NUTRICIONALES.

ORGANISMO AFECTADO	ORGANO AFECTADO	SINTOMAS CLAROS	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA MANIPULACION	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA DISECCION	ENFERMEDAD/CAUSA
Trucha (alevin, adulto) Carpa (alevin, adulto) Tilapia, Bagre	Aparato respiratorio, aletas, piel, branquias	Peces se aglomeran en el mayor caudal de agua, boqueo rapido, perdida de apetito, retracción de aletas, se frotran en el fondo ya los lados del embalse.	Exceso de mucosidad en piel y branquias, sobre superficie de cuerpo, pelicula de color blanco y en algunas areas ligeras, hemorragias.		COSTIASIS/PROTOZOOARIO
Trucha	Sistema nervioso	Movimientos bruscos, deformaciones de la cola, coloración oscura de la aleta caudal		Presencia de esporas en el cartilago.	DEL TORNEO/PROTOZOOARIO
Bagre	Piel	Peces nadan rapidamente	Formación de ampollas (ulceras) de color rojo en la piel		EPISTYLASIS/PROTOZOOARIO
Trucha, carpa, bagre	Aparato respiratorio, branquias	Provoca asfisia por lo que el pez boquea	Exceso de mucosidad en cabeza, cuerpo y branquias asi como irritación y pustulas blancas		PUNTO BLANCO/PROTOZOOARIO
Trucha, carpa, tilapia, bagre	Aparato respiratorio, aletas, branquias	Aletas deshilachadas	Postulas blancas sobre cabeza, branquias y dorso del cuerpo, exceso de mucosidad en el cuerpo y branquias		TRICODINIASIS/PROTOZOOARIO
Trucha, tilapia, carpa	Piel	Los organismos se frotran en el fondo y a los lados del embalse, nadan lento, adelgazan retardando su crecimiento.	Exceso de mucosidad en la piel y hemorragia, destrucción de las escamas		ARGULOSIS/CRUSTACEO
Trucha, tilapia, carpa, bagre	Piel, branquias, aletas	Nado erratico, se frotran en el fondo y lados de los estanques	Retardo en el crecimiento y perdida de peso		LERNEASIS/CRUSTACEO

SINTOMAS PATOLOGICOS EN PECES CAUSADOS POR VIRUS, BACTERAS, HONGOS, PROTOZOARIOS, ORGANISMOS ASOCIADOS, FACTORES AMBIENTALES Y NUTRICIONALES.

ORGANISMO AFECTADO	ORGANO AFECTADO	SINTOMAS CLAROS	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA MANIPULACIÓN	SINTOMAS OBSERVABLES DURANTE LA DISECCION	ENFERMEDAD/CAUSA
Trucha	Piel	Movimientos rapidos sobre sus costados, coloración plateada del cuerpo bajo el agua			CENTELLEO/FACTOR AMBIENTAL. MALA CALIDAD DEL AGUA, DENSIDAD POBLACIONAL Y MATERIA ORGANICA EN SUSPENSIÓN.
Trucha (alevin con saco vitelino)	Alevin		Saco vitelino en forma de halterio		DEFORMACIÓN DEL SACO/FACTOR AMBIENTAL, CAUDAL DE AGUA INSUFICIENTE.
Trucha (alevin con saco vitelino)	Alevin	Nado de lado	Saco mas grande y de color azul		DEL SACO AZUL/FACTOR AMBIENTAL, ACUMULACION DE METABOLITOS
Trucha (adulto, alevin con saco vitelino)	Branquias, superficie corporal	Nado boca arriba o con la cabeza vertical, si se introduce una mano en el estanque se forman burbujas que se adhieren a ella			DE LAS BURBUJAS/FACTOR AMBIENTAL, SATURACION DE GASES EN LOS EMBALSES
Trucha	higado			Gran cantidad de tumores y degeneración en el higado, grasa, alrededor de las visceras	HEPATOMA, TUMOR EN EL HIGADO/FACTOR NUTRICIONAL, SUSTANCIAS TOXICAS EN EL ALIMENTO.
Trucha	Branquias	Los peces se vuelven apaticos, movimientos bruscos, frotan en la superficie	Causa irritación en la zona afectada, producción excesiva de mucus, cuando parasita provoca deshilachamiento		GYRODACTILUS
Trucha	Branquias	Los peces se ven anemicos	Erosion de las lamelas branquiales		TRICOFRIASIS