



**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.

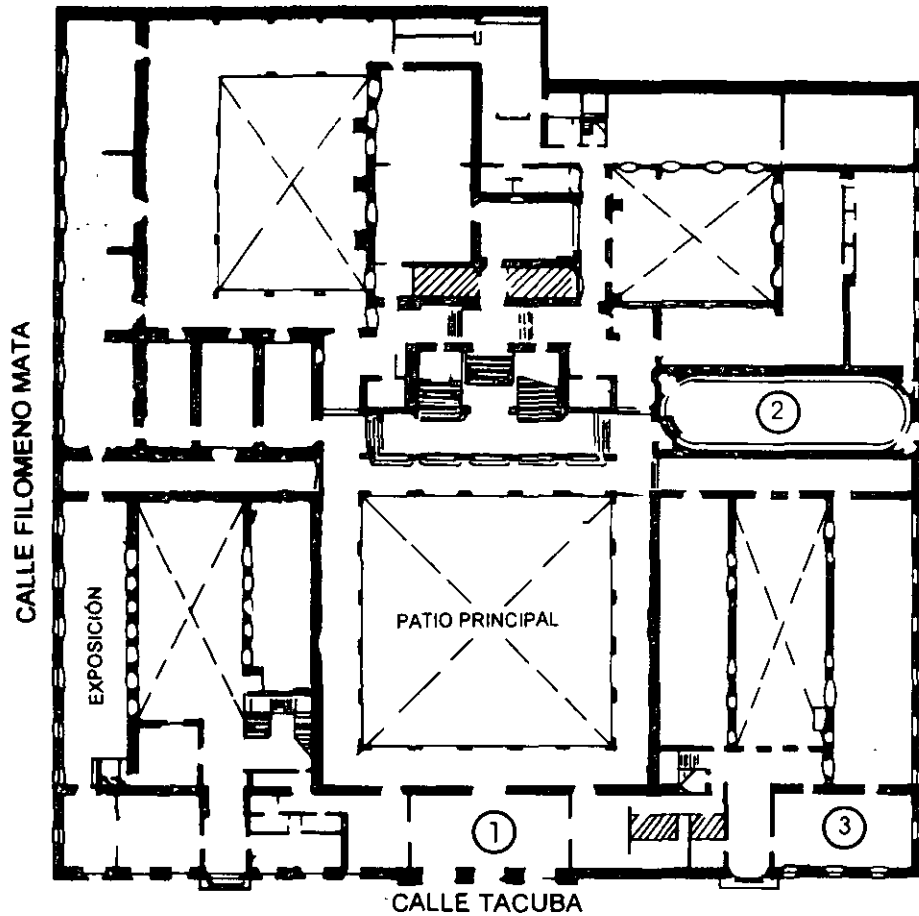
Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

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.

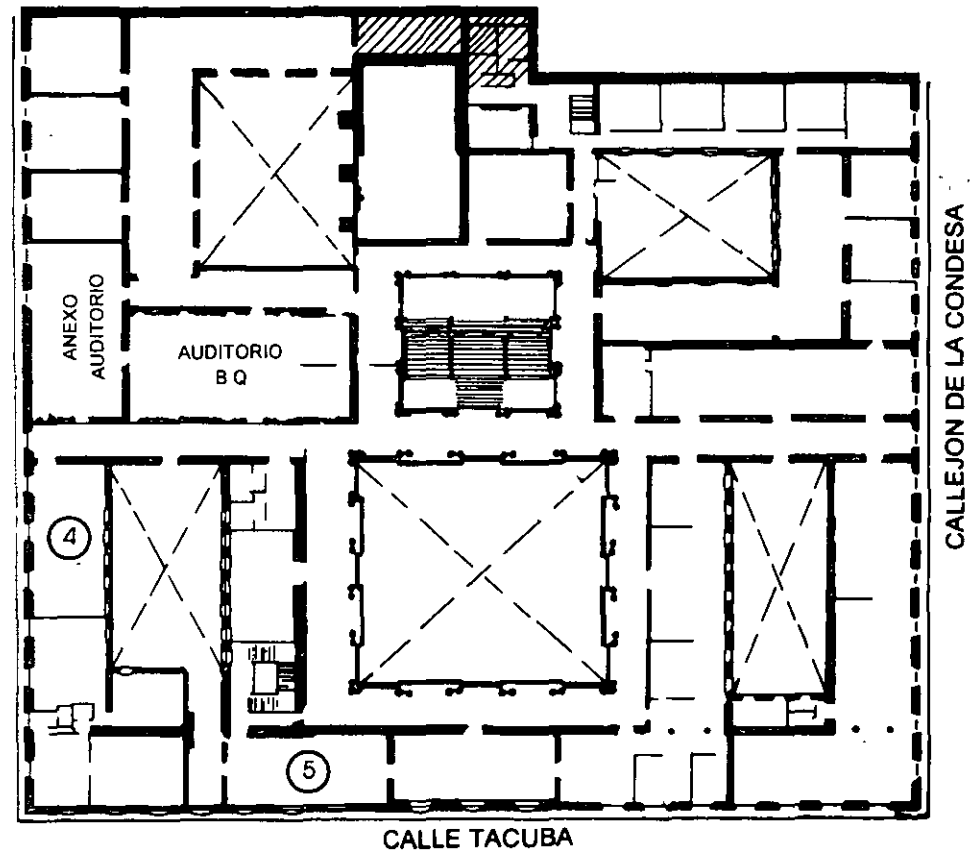
Atentamente

División de Educación Continua.

PALACIO DE MINERIA

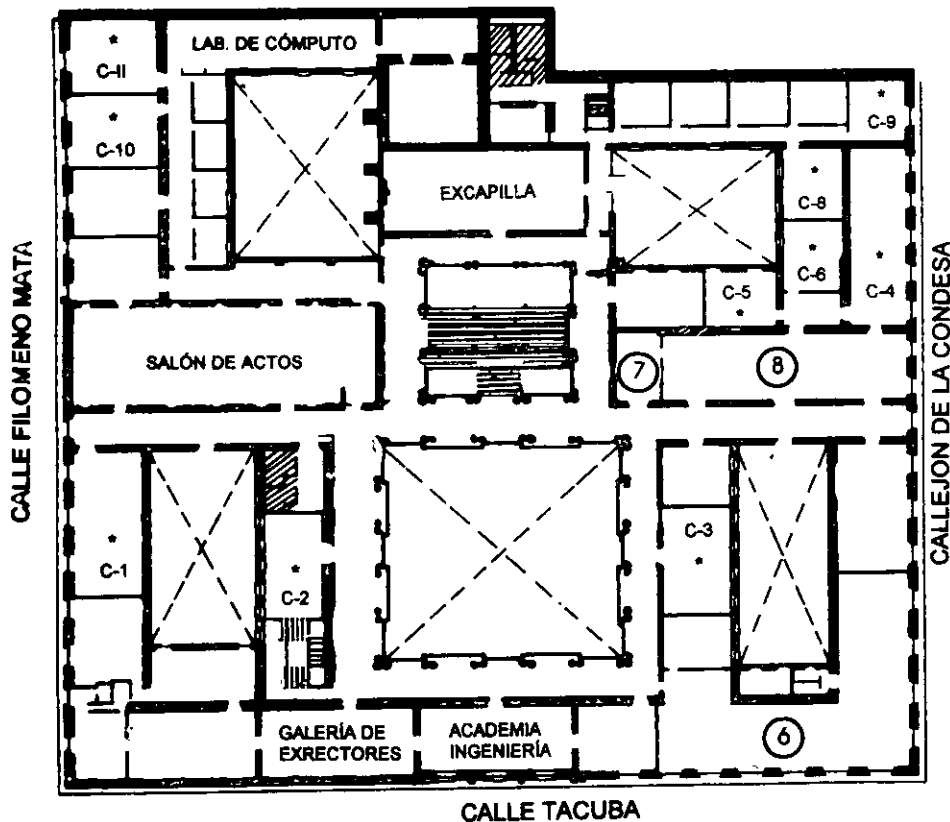


PLANTA BAJA



MEZZANINNE

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



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.

DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS POTABILIZADORAS
CA082

DURACIÓN 40 HORAS

FECHA	HORARIO	TEMA	PROFESOR
LUNES 27 DE MAYO	17:00 A 21:00	GENERALIDADES CALIDAD DE LAS AGUAS	MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
MARTES 28 DE MAYO	17:00 A 21:00	CALIDAD DE LAS AGUAS CARACTERIZACIÓN	MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
MIÉRCOLES 29 DE MAYO	17:00 A 21:00	SELECCIÓN DE PROCESOS	MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
JUEVES 30 DE MAYO	17:00 A 21:00	AIREACIÓN	MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
VIERNES 31 DE MAYO	17:00 A 21:00	COAGULACIÓN	MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
LUNES 03 DE JUNIO	17:00 A 21:00	FLOCULACIÓN	MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
MARTES 04 DE JUNIO	17:00 A 21:00	SEDIMENTACIÓN	MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
MIÉRCOLES 05 DE JUNIO	17:00 A 21:00	SEDIMENTACIÓN FILTRACIÓN	MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
JUEVES 06 DE JUNIO	17:00 A 21:00	FILTRACIÓN DESINFECCIÓN	MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ
VIERNES 07 DE JUNIO	17:00 A 21:00	DESINFECCIÓN	MSP RAFAEL LÓPEZ RUIZ



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

ÍNDICE

1. POTABILIZACIÓN _____	3
2. CALIDAD DEL AGUA _____	14
3. CARACTERIZACIÓN _____	44
4. SELECCIÓN DE PROCESOS _____	72
5. AIREACIÓN _____	127
6. COAGULACIÓN _____	147
7. FLOCULACIÓN _____	187
8. SEDIMENTACIÓN _____	225
9. FILTRACIÓN _____	275
10. DESINFECCIÓN _____	346



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

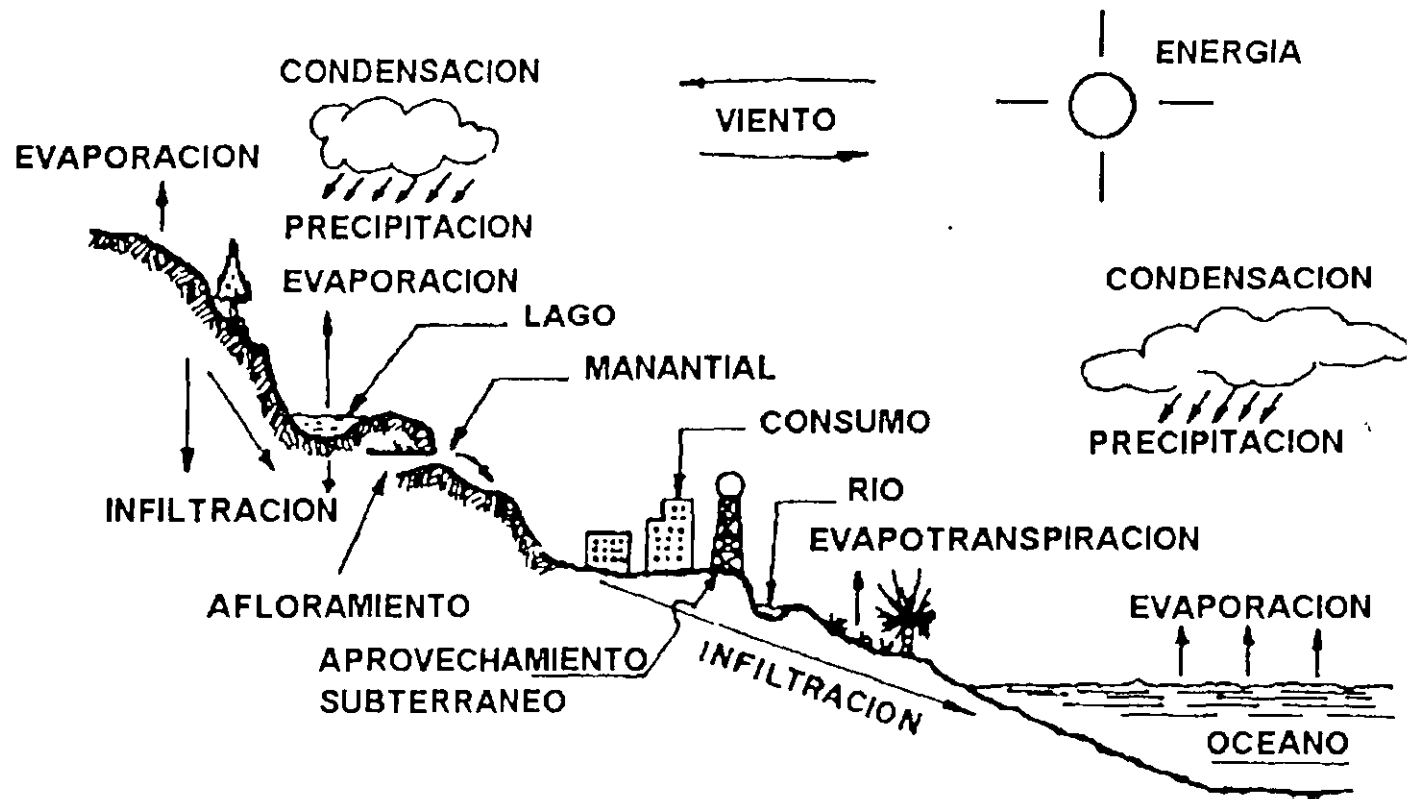
MÓDULO II

**DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS
POTABILIZADORAS**

TEMA

POTABILIZACIÓN

**EXPOSITOR: MSP. RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2002**



El agua, elemento vital para la vida y para el desarrollo humano

Agua en el mundo

- Sólido
- Líquido
- Gaseoso
- 1350 \bar{M} Km^3

- .97.98 % en mares
- . 2.154 % en polos
- . 0.547 % agua dulce
- . 0.001 % vapor atmosférico

Agua aprovechable en el mundo

$$0.547 \% = 7.6 \bar{M} Km^3 \\ = 0.23 \bar{M} Km^3 \text{ superficial (3\%)} + 7.37 \bar{M} Km^3 \text{ subterránea}$$

En México:

Agua superficial renovable = 410 Km^3 (0.18% Mundial)

se almacena el 44% (aprox. 180 $Km^3 = 180,000 \bar{M} m^3$)

Agua subterránea renovable = 63 Km^3 (3,000 $\bar{M} m^3$)

Se estima que el agua que se demanda actualmente para agua potable es 250 $m^3/seg \approx 8 Km^3$ (8000 $\bar{M} m^3/año$).

La cantidad de agua en el planeta es inmutable con el tiempo o sea "no cambia solo se transforma" (Ley de conservación de la materia).

Para fines prácticos el problema de escases se debe básicamente:

1. Mala distribución del recurso. Razón natural que se resuelve parcialmente con obras de almacenamiento y conducción.
2. Mala calidad. Razón natural y razón antropogénica (inducida) que se resuelve con la "cultura del agua" y con tratamiento.

Influencia del agua en la nutrición mineral del organismo

Es conocida la presencia de diferentes oligoelementos en las aguas naturales, pero no se ha esclarecido suficientemente, en algunos casos, la influencia que los mismos pueden tener sobre el estado de salud del hombre. Diferentes organizaciones internacionales realizan estudios selectivos de estos compuestos, de sus concentraciones límites en el agua y de sus aportes a las necesidades del organismo. Los requerimientos de nutrientes generalmente se discuten en términos de *recomendaciones dietéticas admisibles* (RDA).

Si se evalúa la ingestión comparativa de agua en niños (7 kg de peso) y adultos, se observa que los primeros consumen $1/3$ más de agua como promedio. Al ser su peso corporal $1/10$ del adulto y su ingestión de alimentos menor, se comprende la importancia del aporte de minerales a través del agua para la nutrición del niño. De igual forma, las personas que habitan en regiones de clima cálido presentan un consumo de agua superior a las de otras regiones, por lo que es necesario considerar la significación del aporte de nutrientes por esta vía.

Se conoce que algunos metales como el cromo, cobalto, cobre, manganeso, magnesio, molibdeno, estaño y zinc son esenciales a la nutrición humana; además del potasio, cloruros, hierro, calcio, fósforo y silicio. No se ha verificado que la forma nutricional del cromo se encuentre presente en el agua. En el caso del cobalto se plantea que su importancia nutricional se relaciona con la vitamina B12, aunque, según diferentes autores, puede tener un efecto fisiológico independiente.

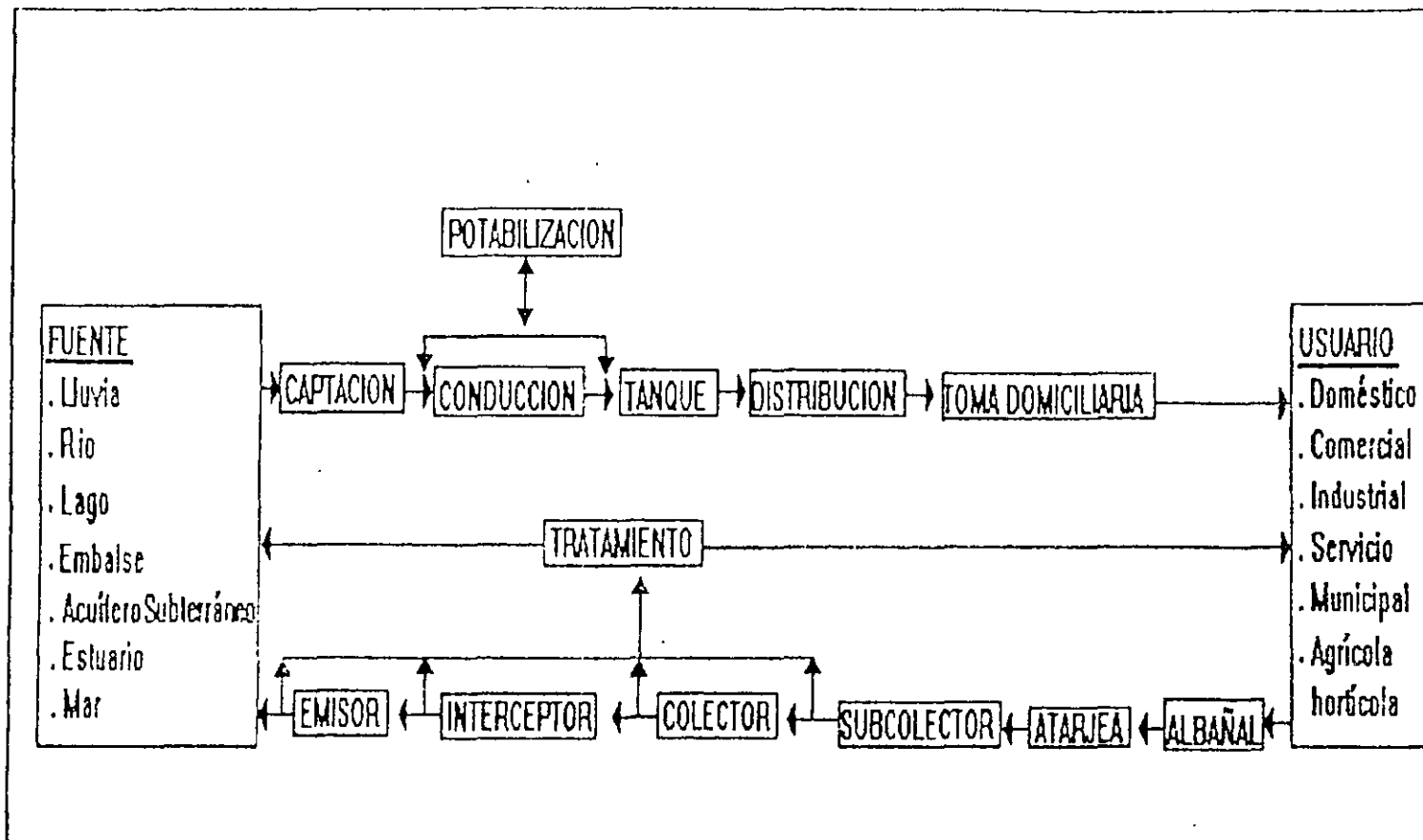
La evaluación de la interrelación existente entre los elementos minerales y la nutrición humana es extremadamente compleja; no obstante, algunos de estos compuestos se han podido analizar a la luz de los conocimientos actuales.

En resumen, puede decirse que los niveles habituales en el agua de consumo de los diferentes nutrientes a que se ha hecho referencia, tienen una contribución en la nutrición mineral del hombre, en mayor o menor proporción.

Cuando la ingestión de un nutriente en particular es deficitaria en la población o en grupos específicos, la contribución a través del agua resulta importante para prevenir deficiencias o daños a la salud. Tal es el caso del magnesio, el hierro, el cobre, el zinc, el vanadio y el cromo.

En sentido general, el riesgo de toxicidad en individuos sanos, de acuerdo con los niveles habituales de los nutrientes contenidos en las aguas, es insignificante.

La valoración exacta de la contribución del agua a la nutrición se dificulta por la falta de información acerca de la bioasimilación de los elementos, particularmente en el agua de consumo. En ella, además, es necesario analizar las prácticas de tratamiento a que se le somete, que pueden alterar su composición de nutrientes.



Contribución del agua de consumo a los requerimientos de sodio, yodo y potasio (evaluados en base a un hombre adulto de 70 kg y un consumo de agua de 2 litros/día)

Indicadores	Sodio	Potasio	Yodo
Requerimientos:			
Requerimientos por día (mg)	2 500	2 500	0,130
Relación entre la ingestión tóxica y los requerimientos:			
- Aguda	4,7	2,2	-
- Crónica	5,5	desconocida	7,7
Concentraciones medias:			
En agua (mg/litro)	27,7	2,15	0,004
Ingestión basada en concentraciones medias de agua (mg/2 L)	55,4	4,3	0,008
Ingestión de agua basada en la media (% requerimientos)	2,0	2,0	6,0
Máximas concentraciones observadas:			
En agua (mg/litro)	79,7	8,3	0,018
Ingestión basada en las máximas concentraciones en agua (mg/2 L)	159,4	16,6	0,036
Ingestión de agua basada en la máxima concentración observada (% de requerimientos)	6,0	7,0	28

Fuente: "Drinking Water and Health". National Academy Press. Vol. 2, 1980.

Contribución del agua de consumo a los requerimientos dietéticos de hierro, cobre y zinc en adultos de 70 kg de peso

Indicadores	Hierro	Cobre	Zinc
Requerimientos por día (mg/L)	hombre 10 mujer 18	2 - 3	15
Relación entre la ingestión tóxica y los requerimientos	340-1 700	40-135	40-280
Menor concentración en agua (μ g/L)	240-245	60-150	100-245
Ingestión diaria en base a la menor concentración en agua (mg/2 litros)	0,46-0,49	0,12-0,30	0,20-0,49
% contribución en base a los requerimientos (concentración menor en agua)	2,7-4,9	4-15	1,3-3,3
Máximas concentraciones observadas en agua (μ g/L)	1 560-2 180	440-450	1 320-1 490
Ingestión diaria en base a la máxima concentración en agua (mg/2 litros)	32,1-4,4	0,88-0,90	2,6-3,0
% contribución en base a la máxima concentración en agua	17-44	30-45	17-20

Fuente: "Drinking Water and Health". National Academy Press. Vol 3, 1980.

Riesgos biológicos y sus consecuencias

Los principales agentes biológicos transmitidos al hombre mediante el consumo de agua para la bebida o preparación de alimentos pertenecen a las categorías siguientes: bacterias patógenas, virus, parásitos intestinales y otros organismos, que dan origen a las denominadas *enfermedades de transmisión hídrica*.

Cualquier proceso de enfermedad transmisible en una población se deriva de la interacción dinámica entre un agente microbiano, un huésped y el ambiente, con sus complejidades físicas, biológicas y sociales. Para combatir algunas de estas enfermedades basta con romper el eslabón más débil y accesible de la cadena causal; para otras, tal vez sea necesario alterar varios elementos ecológicos del proceso.

Enfermedades transmitidas por agua contaminada o alimentos preparados con la misma

Enfermedad	Organismo patógeno
Cólera	<i>Vibrio cholerae</i> (biotipos clásico y El Tor)
Disentería bacilar (shigelosis)	<i>Shigella dysenteriae</i>
Disentería amebiana	<i>Entamoeba histolytica</i>
Fiebre tifoidea	<i>Salmonella typhi</i>
Enfermedad diarreica aguda (EDA)	<i>Escherichia coli</i> , rotavirus, <i>Yersinia enterocolitica</i> , otros tipos de <i>Salmonella</i>
Hepatitis infecciosa	Virus
Esquistosomiasis (bilharziasis)	<i>Schistosoma mansoni</i> y otros
Leptospirosis	<i>Leptospira</i>
Tularemia	<i>Pasteurella</i> (<i>Brucella</i> o <i>Francisella</i>) <i>tularensis</i>

Fuente: OPS/OMS. Riesgos del ambiente humano para la salud 1976.

Virus entéricos humanos que pueden estar presentes en el agua

Grupo de virus	Tipos	Enfermedades o síndromes
Enterovirus		
Poliovirus	3	Parálisis, meningitis, fiebre.
Echovirus	34	Meningitis, enf. respiratoria, erupciones cutáneas, diarrea, fiebre.
Coxsackievirus A	24	Herpangina, enf. respiratoria, meningitis, fiebre.
Coxsackievirus B	6	Miocarditis, erupciones cutáneas, cardiopatías congénitas, fiebre, meningitis, enf. respiratoria, pleurodinia.
Nuevos enterovirus	4	Meningitis, encefalitis, fiebre, enf. respiratoria, conjuntivitis hemorrágica aguda.
Hepatitis tipo A	1	Hepatitis infecciosa.
Virus de la gastroenteritis (agentes tipo Norwalk).	2	Vómitos y diarreas epidémicas, fiebre.
Rotavirus	?	Vómitos y diarreas epidémicas, especialmente en niños
Reovirus	3	No determinados claramente.
Adenovirus	> 30	Enf. respiratoria, infecciones oculares.
Parvovirus	3	Asociados con enf. respiratoria en niños, de etiología no determinada con claridad.

Fuente: Grupo Científico de la OMS sobre virus humanos en agua, agua servida y suelo. Ginebra, 1978.

Riesgos químicos relacionados con el agua de consumo

Aunque las principales enfermedades transmitidas por contaminación biológica del agua o relacionadas con ella son generalmente originadas por microorganismos patógenos, especialmente en los países subdesarrollados, con deficiente saneamiento básico, el agua que se consume puede afectar por otras causas la salud del hombre. El hombre puede estar expuesto durante la mayor parte de su vida a niveles bajos de una amplia variedad de sustancias químicas ambientales. Por lo común, el grado de exposición es insuficiente para producir signos manifiestos de toxicidad y por esta razón no es posible, en la mayoría de los casos, establecer claramente las relaciones de causa-efecto. Por otra parte, la exposición simultánea a varias sustancias químicas a través de los diferentes elementos del ambiente, hace más difícil la evaluación del grado de peligrosidad vinculado a una sola de ellas.

Cuando un organismo está expuesto a una o más sustancias químicas, la acción continua de éstas puede ser:

- a) *Independiente*: cuando las sustancias producen diferentes efectos o tienen modalidades de acción distinta.
- b) *Aditiva*: cuando la magnitud de un efecto o respuesta producida por dos o más sustancias es numéricamente igual a la suma de los efectos o respuestas que producirían individualmente.
- c) *Más que aditiva*: en cuyo caso es frecuente hablar de potenciación o sinergismo.
- d) *Menos que aditiva*: equivalente a inhibición o antagonismo.

Las investigaciones epidemiológicas de las enfermedades crónicas, junto a los estudios experimentales de evaluación de los contaminantes químicos, pueden contribuir eficazmente a dar respuesta a estas cuestiones complejas.

La epidemiología puede también contribuir a la evaluación de la higiene ambiental, con la consecuente posibilidad de determinar si un agente introducido recientemente constituye un peligro potencial para la salud o puede causar algún efecto nocivo. Toda labor epidemiológica depende de la identificación de las diferencias en el estado de salud entre grupos expuestos a riesgos en el tiempo o en el espacio; por consiguiente, la manera más directa de determinar si un factor sospechoso debe tenerse en cuenta, consiste en examinar los datos básicos de medición buscando recientes tendencias desfavorables para la salud donde esté pesando dicho factor.

Algunos contaminantes químicos, si exceden de cierta concentración pueden constituir un riesgo tóxico directo cuando se ingieren con el agua, tal es el caso, por ejemplo, de los nitratos, el arsénico y el plomo. Otros elementos del agua, como los fluoruros, resultan beneficiosos a la salud, aunque pueden afectarla al variar sus concentraciones en este medio (por exceso o defecto); igual ocurre con otros elementos químicos habituales de la misma.

Estado del Arte de la Potabilización en México

Caudal suministrado	= 270 m ³ /seg
No. de localidades con sistemas de abast.	= 25,000
No. de potabilizadoras	= 320
Capacidad instalada	= 110 m ³ /seg
Caudal que se trata	= 75 m ³ /seg
Caudal que se desinfecta	= 95 % del caudal suministrado
Tipo de desinfección	cloración
Tipos de plantas y procesos	Diversos, pero mas de clarificación

Importante:

Muchas plantas no funcionan por fallas de diseño, porque se seleccionó mal el proceso por la tecnología seleccionada; la mayoría se diseñaron y construyeron sin conocimiento de la calidad del agua.

Es conveniente mencionar que la planta potabilizadora es una parte complementaria del sistema de abastecimiento y, como tal, sujeta a la planeación y a los planes maestros establecidos para el sistema. Muchas veces la fuente superficial y su potabilizadora son para completar el caudal que se requiere en el sistema, que ya cuenta con otras fuentes en explotación (generalmente subterráneas), y la planeación de las demandas en espacio y tiempo nos definen la ubicación zonal y los caudales a suministrar con la instalación. Solo en casos muy contados y especiales es la potabilizadora el motivo principal que manda la ejecución de los estudios de tamaño, demandas, etc., aunque esta sea una información indispensable para la modulación y la planeación económica-financiera de la obra.

De lo anterior se deduce que el proyecto ejecutivo, final de una planta potabilizadora, debe estar antecedido de estudios preliminares que nos determina la necesidad y la factibilidad técnica y económica de la instalación, y ya define capacidad, localización, fuente de abastecimiento e incluso, procesos y trenes de tratamiento.

De cualquier modo, es el Ingeniero Sanitario consultor el que da las pautas y recomendaciones, así como las definiciones, en el estudio de factibilidad, y los estudios preliminares a realizar, para que el proyecto sea lo mas seguro, funcional y económico posible.

Entre estos estudios preliminares podemos mencionar:

- **Estudio de Demandas**, que involucra la predicción del crecimiento de la población, del comercio y de la industria, así como las dotaciones respectivas, en espacio y tiempo.

Demanda-Oferta = Déficit ----->caudal necesario de las fuentes diversas ----->
capacidad de la potabilizadora.

- PERIODOS DE DISEÑO.

Se considera de 10 a 20 años, con una media de 15 años para el sistema de abastecimiento, incluyendo la potabilizadora cuando la fuente es suficiente. La construcción inmediata, sin embargo, se programa a más corto plazo, 5 a 10 años, y entonces el diseño será por etapas, previendo las facilidades para la capacidad total de la planta al final del periodo de diseño.

Ej Total etapas } 1a. const. inmediata
 } 2a. const. en 5, 10 años

Esto a su vez, es elemento importante a considerar en la modulación de la planta (tamaño y número de módulos) junto con el tamaño de las bombas en la obra de toma.

AREAS DE DEMANDA Las constituyen las áreas a ser servidas por el sistema dentro del periodo de diseño, lo que nos definirá la ubicación de la potabilizadora.

CAPACIDAD DE LA PLANTA Nos la define el estudio de demandas y los periodos económicos y de diseño.

Caudal medio diario \times Factor de tolerancia $F = 1.10$ (10% para la recuperación agua de lavado)

Las demandas máximas diarias y horarios se absorben en el tanque de agua clara.

El área mínima requerida para ubicación de las instalaciones se recomienda sea.

$$A \geq Q^{0.6}$$

A = área en acres

Q = capacidad final de la potabilizad en MGD

Ej. Para Q = 300 lps

$$1 \text{ mgd} = 43.82 \text{ l/seg}$$

$$Q = 6.846 \text{ MGD}$$

$$A_{(\text{acres})} \geq 6.846^{0.6} = 3.17 \text{ acres}$$

$$1 \text{ acre} = 0.4047 \text{ ha} \quad \therefore A_{(\text{ha})} = 3.17 \times 0.4047 \\ = 1.28 \text{ Has}$$

SITIO DE LA PLANTA

La selección se base principalmente en:

- a) distancia de la obra de toma
- b) disposición y trazo de las unidades de tratamiento
- c) impacto ambiental de la planta potabilizadora
- d) forma de distribución del agua (bombeo o gravedad)
- e) disponibilidad y facilidad de obtención

La evaluación del sitio debe incluir:

- características geotécnicas y topográficas
- disponibilidad de servicios (eléctrico, caminos, etc.)
- susceptibilidad a inundaciones
- costo del terreno y de la construcción
- expansión futura
- facilidad para los drenajes

RESUMEN DE PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES

AGOR01

ESTADO	NÚMERO DE PLANTAS	GASTO DE DISEÑO (I/\$)	PLANTAS EN OPERACIÓN	GASTO DE OPERACIÓN (I/\$)
Aguascalientes	1	18.0	1	10.0
Baja California	19	8 684.0	19	5 896.5
Baja California Sur	1	0.1	0	0.0
Campeche	3	525.0	3	403.0
Coahuila	3	1 100.0	3	1 000.0
Colima	0	0.0	0	0.0
Chiapas	4	2 500.0	3	1 910.0
Chihuahua	4	820.0	2	540.0
Distrito Federal	4	1 225.0	4	680.0
Durango	12	20.5	12	12.4
Guanajuato	7	335.0	7	275.5
Guerrero	12	3 950.0	8	2 905.0
Hidalgo	2	100.0	2	100.0
Jalisco	17	13 291.0	15	11 069.0
México	6	19 825.0	4	15 725.0
Michoacán	3	1 328.0	2	1 200.0
Morelos	0	0.0	0	0.0
Nayarit	3	230.0	3	120.0
Nuevo León	9	14 435.0	8	5 376.0
Oaxaca	6	1 151.3	6	611.3
Puebla	1	20.0	0	0.0
Querétaro	2	24.0	2	23.5
Quintana Roo	6	1 290.0	4	760.0
San Luis Potosí	9	918.8	8	783.8
Sinaloa	141	6 161.5	125	5 660.5
Sonora	34	4 730.0	24	2 371.5
Tabasco	21	3 905.0	20	3 365.0
Tamaulipas	54	13 216.0	42	9 815.0
Tlaxcala	0	0.0	0	0.0
Veracruz	11	6 145.0	9	4 215.0
Yucatán	11	4 745.0	3	3 700.0
Zacatecas	0	0.0	0	0.0
TOTAL	406	110,693	339	78,528.0

PLANTAS POTABILIZADORAS MUNICIPALES CONCLUIDAS EN EL AÑO 2001

ESTADO	MUNICIPIO	LOCALIDAD	GASTO AMPLIACIÓN		GASTO TOTAL	
			INSTALADO (l/s)	OPERACIÓN (l/s)	INSTALADO (l/s)	OPERACIÓN (l/s)
SINALOA	AHOME	EJ. 9 DE DIC.	5	3	15	13
	AHOME	EJ. COMPUERTAS	20	10	40	30
	AHOME	EJ. OHUIRA	15	6	25	16
	AHOME	EL GUAYABO	60	45	60	45
	AHOME	POB. NVO. SAN MIGUEL	10	5	30	25
	AHOME	SAN JOSÉ DE AHOME	50	35	50	35
	AHOME	VILLA G. DÍAZ ORDAZ	100	40	200	140
	CULIACÁN	CULIACÁN LAS QUINTAS	60	60	60	60
	ELOTA	CONITACA	5	5	5	5
	GUASAVE	BENITO JUÁREZ			75	75
	GUASAVE	LA PICHIGUILA			5	5
	GUASAVE	P. BLANCOS			20	20
TAMAULIPAS	MATAMOROS	RANCHO VIEJO	250		250	0
		TOTAL	575	209	835	469

PLANTAS POTABILIZADORAS EN CONSTRUCCIÓN EN EL AÑO 2001

ESTADO	MUNICIPIO	LOCALIDAD	PROCESO	GASTO (l/s)	AVANCE
SINALOA	CULIACAN	LA PRIMAVERA (2ª. ETAPA)	CLARIFICACIÓN CONV.	500	90
TAMAULIPAS	MATAMOROS	MATAMOROS (AMP. PP. N°2)	CLARIFICACIÓN CONV.	400	60
PUEBLA	PUEBLA	PUEBLA	MEMBRANA	300	60
MÉXICO	TEXCOCO	PEÑON-TEXCOCO	DEFERRIZADORA- DESMANGANIZADORA	630	95



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

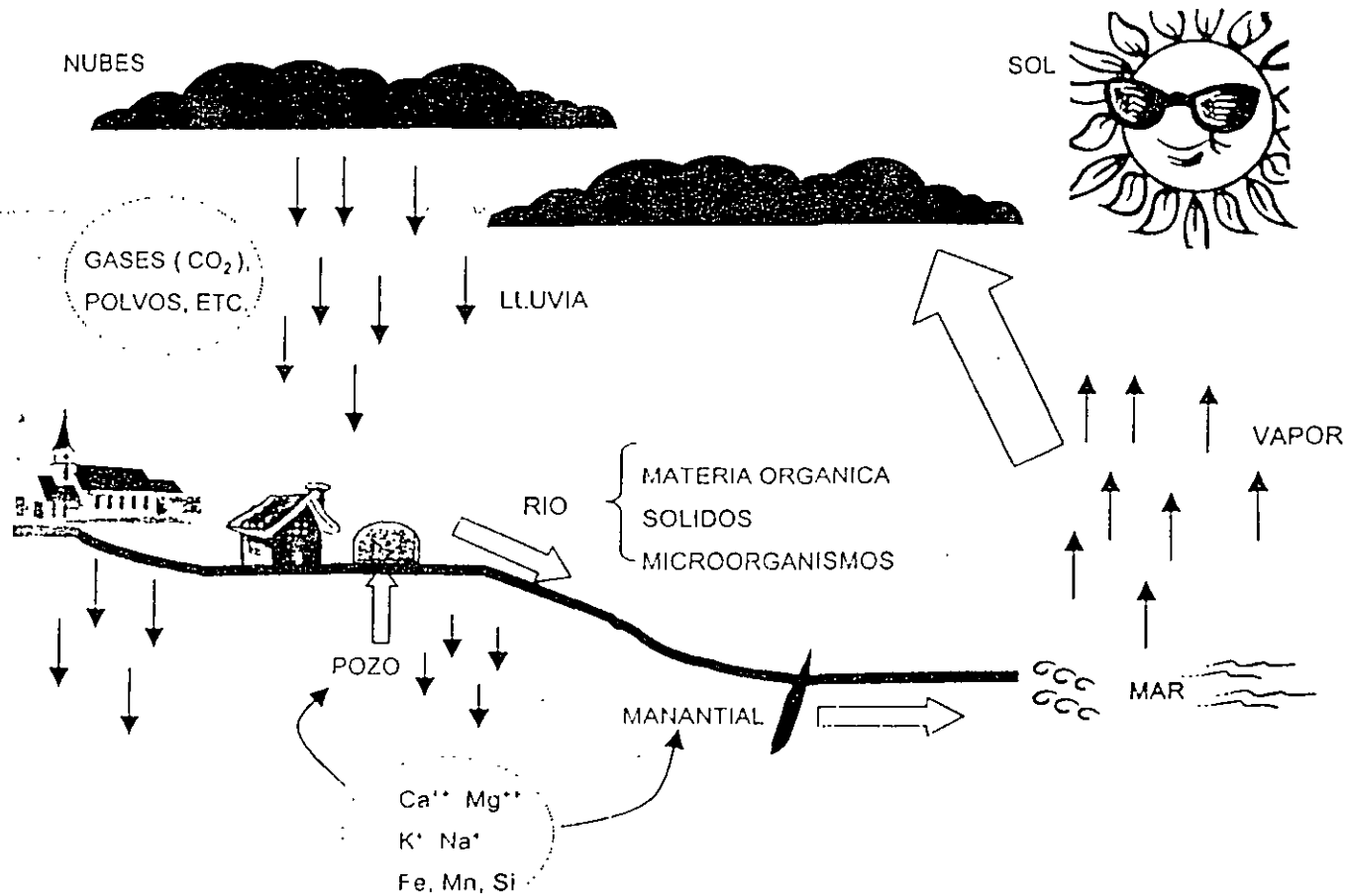
MÓDULO II

**DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS
POTABILIZADORAS**

TEMA

CALIDAD DEL AGUA

**EXPOSITOR: MSP. RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2002**



PREMISA: EL AGUA QUÍMICAMENTE PURA NO EXISTE EN LA NATURALEZA, SOLO EN LABORATORIO (H₂O).

A LA POBLACION NO SE LE PROPORCIONA AGUA PURA SI NO "AGUA POTABLE".

AGUA POTABLE.- ES AQUELLA QUE ES APTA PARA CONSUMO HUMANO, O SEA NO CAUSA PROBLEMAS DE SALUD, Y TAMPOCO A LA INFRAESTRUCTURA DE CONDUCCION Y DISTRIBUCION.

CONTAMINACIÓN NATURAL Y CONTAMINACIÓN

El agua se evapora de la superficie y es transpirada por la vegetación. El agua evaporada, después se condensa en el aire frío de la atmósfera, donde disuelve gases tales como el bióxido de carbono y de las emisiones industriales como óxidos nítrico y sulfúrico, así como monóxido de carbono. El pH típico del agua de lluvia fluctúa entre 5 y 7. Como resultado de esta solución de gases tiene usualmente una condición ácida (se considera que es ácida abajo de 5.6), a esto se le ha llamado "lluvia ácida" que generalmente tiene un pH abajo de 4.5

La humedad atmosférica al condensarse en un núcleo como partículas de polvo, regresa a la superficie de la tierra como lluvia, nieve, escarcha, etc. o en otro tipo de precipitación.

Cuando la precipitación está cerca del nivel del suelo, arrastra varios contaminantes (partículas aéreas, esporas, bacterias, y emisiones de otras fuentes)

La mayor parte de las precipitaciones es en el océano y algunas se evaporan antes de caer en la superficie del planeta. La precipitación que alcanza el suelo rellena los acuíferos superficiales.

El agua que percola a través de los poros abajo de la corteza es filtrado mediante ese proceso. La mayoría de las partículas es removida, mucha de la contaminación orgánica es consumida por la actividad bacteria en el suelo, y relativamente limpiada las soluciones ácidas suaves permanecen.

La condición ácida del agua ayuda a disolver muchos minerales, especialmente la piedra caliza, la cual contribuye al contenido de calcio. Otras formaciones geológicas contribuyen magnesio, fierro, sulfatos y cloruros. La suma de estos minerales generalmente aumenta el pH del agua a un rango entre 7 y 8.5.

Estos minerales contenidos en el agua son almacenados en formaciones subterráneas, llamados acuíferos. Estos son las fuentes de agua de buena calidad usada en los hogares, industrias y los abastecimientos.

Las aguas superficiales tales como ríos, lagos y vasos de almacenamiento contienen menos contaminación mineral, pero contienen niveles altos de materia orgánica y de partículas, esto se debe a que el agua no se filtra a través del suelo, grava o roca.

CONTAMINACIÓN BIOLÓGICA

Otra dificultad para la pureza del agua es la contaminación biológica y el control sobre el crecimiento de las bacterias.

Como el agua es esencial para todo tipo de vida, es un medio necesario para el crecimiento para las bacterias porque acarrea o contiene nutrientes y es un medio para

proveer una temperatura estable y proporciona un ambiente controlado. El agua favorece el crecimiento bacterial conteniendo siempre recursos de nutrientes disponibles.

SUMINISTRO DE AGUA POTABLE A LA POBLACIÓN

CNA

Administrar las aguas nacionales (Ley de Aguas Nacionales)

MUNICIPIO

Tiene a su cargo los servicios de agua potable y alcantarillado (Art. 115 Constitucional).

PRINCIPIO

TODOS LOS PUEBLOS TIENEN DERECHO A TENER ACCESO AL AGUA POTABLE EN LA CANTIDAD Y DE LA CALIDAD QUE CORRESPONDAN A SUS NECESIDADES. (ONU, Mar de Plata 1977)

FUENTES DE ABASTECIMIENTO

- Agua de lluvia
- Aguas superficiales (ríos, lagos, presas, etc.)
- Aguas subterráneas (pozos, manantiales)

Problemática:

- Aumento de la demanda
- Escasez
- Sobre explotación
- Contaminación

Alternas:

- Agua de mar
- Agua residual tratada

EXTRACCIONES DE AGUA PARA USO PÚBLICO (MM³ EN 1999)

REGIÓN	SUPERFICIAL	SUBTERRÁNEA	TOTAL
Península de Baja California	0	283	283
Noroeste	98	279	377
Pacífico Norte	197	415	612
Balsas	174	551	725
Pacífico Sur	127	174	301
Río Bravo	517	617	1134
Cuencas Centrales del Norte	8	301	309
Lerma-Santiago-Pacífico	355	1421	1776
Golfo Norte	258	144	402
Golfo Centro	399	412	811
Frontera Sur	286	117	403
Península de Yucatán	1	558	559
Valle de México	685	1540	2225
Total	3105	6812	9917

CARACTERÍSTICAS DEL AGUA POTABLE

FÍSICAS: Clara
Fresca
Apetecible

QUÍMICAS: Estable

Sin elementos tóxicos

MICROBIOLÓGICAS: Sin patógenos

Las normas no son iguales en todo el mundo y varían en cada país e incluso de un estado a otro como en los EUA, lo cual indica niveles diversos de calidad del agua potable, pero tienen un solo objetivo básico: "preservar la salud humana" y lo que varía es el tamaño del riesgo, así como la condición estética.

Las normas son influidas por los factores siguientes:

1. Son flexibles en el aspecto físico-químico
2. Deben ser inflexibles en cuanto a tóxicos y patógenos
3. Deben ser variables de región en región
4. Deben ser congruentes con los avances tecnológicos
5. Deben ser congruentes con la economía del país y de los consumidores

En cada país las normas son las que definen el nivel de calidad del agua potable.

A nivel mundial la Organización Mundial de la Salud (OMS) apoya investigación sobre los parámetros de calidad del agua, en América cuenta con oficinas que participan en este tema como son la Organización Panamericana de la Salud (OPS). El Centro de Estudios Panamericanos de Ingeniería Sanitaria (CEPIS)

En los EUA participan la American Water Works Association (AWWA) y la Environmental Protection Agency (EPA).

En México la principal investigación la realiza el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

MODIFICACION a la Norma Oficial Mexicana NOM-127-SSA1-1994, Salud ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Salud.

MODIFICACION A LA NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994, SALUD AMBIENTAL. AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO. LIMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA SU POTABILIZACION.

JAVIER CASTELLANOS COUTIÑO, Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario, con fundamento en los artículos 39 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 4o. y 69-H de la Ley Federal de Procedimiento Administrativo; 13, apartado A) fracción I, 118, fracción II y 119, fracción II de la Ley General de Salud; 41, 43, 45, 46, fracción II, y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización; 28 y 34 del Reglamento de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización; 214, fracción IV y 225 del Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios, y 7, fracciones V y XIX y 25, fracción IV del Reglamento Interior de la Secretaría de Salud, y

CONSIDERANDO

Que con fecha 16 de diciembre de 1999, en cumplimiento del acuerdo del Comité y de lo previsto en el artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, se publicó en el Diario Oficial de la Federación el proyecto de la presente Norma Oficial Mexicana a efecto que dentro de los sesenta días naturales posteriores a dicha publicación, los interesados presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario

Que con fecha 20 de junio de 2000, fueron publicadas en el Diario Oficial de la Federación las respuestas a los comentarios recibidos por el mencionado Comité, en términos del artículo 47 fracción III de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

Que en atención a las anteriores consideraciones, contando con la aprobación del Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario, se expide la siguiente:

MODIFICACION A LA NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994, SALUD AMBIENTAL. AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO. LIMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA SU POTABILIZACION

INDICE

0. Introducción
1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Límites permisibles de calidad del agua
5. Tratamientos para la potabilización del agua
6. Métodos de prueba
7. Concordancia con normas internacionales y mexicanas
8. Bibliografía
9. Observancia de la Norma
10. Vigencia
0. Introducción

El abastecimiento de agua para uso y consumo humano con calidad adecuada es fundamental para prevenir y evitar la transmisión de enfermedades gastrointestinales y otras, para lo cual se requiere establecer límites permisibles en cuanto a sus características microbiológicas, físicas, organolépticas, químicas y radiactivas, con el fin de asegurar y preservar la calidad del agua en los sistemas, hasta la entrega al consumidor.

**NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994,
SALUD AMBIENTAL, AGUA PARA USO Y
CONSUMO HUMANO-LÍMITES PERMISIBLES DE
CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE
SOMETERSE EL AGUA PARA SU
POTABILIZACIÓN.**

CONSIDERA EL CONTROL DE 48 PARÁMETROS

Físicos: turbiedad, color, olor y sabor

Químicos: metales pesados, plaguicidas y otros

Bacteriológicos: coliformes totales y fecales

Radioactivos: alfa y beta

Por tales razones la Secretaría de Salud, propone la modificación a la presente Norma Oficial Mexicana, con la finalidad de establecer un eficaz control sanitario del agua que se somete a tratamientos de potabilización a efecto de hacerla apta para uso y consumo humano, acorde a las necesidades actuales.

1. Objetivo y campo de aplicación

1.1 Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites permisibles de calidad y los tratamientos de potabilización del agua para uso y consumo humano

1.2 Esta Norma Oficial Mexicana es aplicable a todos los sistemas de abastecimiento públicos y privados y a cualquier persona física o moral que la distribuya, en todo el territorio nacional.

2. Referencias

- | | |
|-----------------------|---|
| 2.1 NOM-008-SCF1-1993 | Sistema General de Unidades de Medida. |
| 2.2 NOM-012-SSA1-1993 | Requisitos sanitarios que deben cumplir los sistemas de abastecimiento de agua para uso y consumo humano públicos y privados. |
| 2.3 NOM-013-SSA1-1993 | Requisitos sanitarios que debe cumplir la cisterna de un vehículo para el transporte y distribución de agua para uso y consumo. |
| 2.4 NOM-014-SSA1-1993 | Procedimientos sanitarios para el muestreo de agua para uso y consumo humano, en sistemas de abastecimiento de agua públicos y privados. |
| 2.5 NOM-112-SSA1-1994 | Determinación de bacterias coliformes. Técnica del número más probable. |
| 2.6 NOM-117-SSA1-1994 | Bienes y Servicios. Método de prueba para la determinación de cadmio, arsénico, plomo, estaño, cobre, fierro, zinc y mercurio en alimentos, agua potable y agua purificada por espectrometría de absorción atómica. |

3. Definiciones

Para los efectos de esta Norma Oficial Mexicana se entiende por:

3.1 **Ablandamiento**, proceso de remoción de los iones calcio y magnesio, principales causantes de la dureza del agua.

3.2 **Adsorción**, remoción de iones y moléculas de una solución que presentan afinidad a un medio sólido adecuado, de forma tal que son separadas de la solución.

3.3 **Agua para uso y consumo humano**, agua que no contiene contaminantes objetables, ya sean químicos o agentes infecciosos y que no causa efectos nocivos para la salud. También se denomina como agua potable.

3.4 **Características microbiológicas**, debidas a microorganismos nocivos a la salud humana. Para efectos de control sanitario se determina el contenido de indicadores generales de contaminación microbiológica, específicamente organismos coliformes totales y *Escherichia coli* o coliformes fecales.

3.5 **Características físicas y organolépticas**, las que se detectan sensorialmente. Para efectos de evaluación, el sabor y olor se ponderan por medio de los sentidos y el color y la turbiedad se determinan por medio de métodos analíticos de laboratorio.

3.6 **Características químicas**, las debidas a elementos o compuestos químicos, que como resultado de investigación científica se ha comprobado que pueden causar efectos nocivos a la salud humana.

3.7 **Características radiactivas**, aquellas resultantes de la presencia de elementos radiactivos.

3.8 **Coagulación química**, adición de compuestos químicos al agua, para alterar el estado físico de los sólidos disueltos, coloidales o suspendidos, a fin de facilitar su remoción por precipitación o filtración

3.9 **Contingencia**, situación de cambio imprevisto en las características del agua por contaminación externa, que ponga en riesgo la salud humana.

3.10 **Desinfección**, destrucción de organismos patógenos por medio de la aplicación de productos químicos o procesos físicos.

3.11 **Evaporación**, separación del agua de los sólidos disueltos, utilizando calor como agente de separación, condensando finalmente el agua para su aprovechamiento.

3.12 **Filtración**, remoción de partículas suspendidas en el agua, haciéndola fluir a través de un medio filtrante de porosidad adecuada.

3.13 **Floculación**, aglomeración de partículas desestabilizadas en el proceso de coagulación química, a través de medios mecánicos o hidráulicos.

3.14 Intercambio iónico, proceso de remoción de aniones o cationes específicos disueltos en el agua, a través de su reemplazo por aniones o cationes provenientes de un medio de intercambio, natural o sintético, con el que se pone en contacto.

3.15 Límite permisible, concentración o contenido máximo o intervalo de valores de un componente, que no causará efectos nocivos a la salud del consumidor.

3.16 Neutralización, adición de sustancias básicas o ácidas al agua para obtener un pH neutro.

3.16.1 Estabilización, obtención de determinada concentración de sales y pH del agua, para evitar la incrustación o corrosión de los materiales con que se fabrican los elementos que la conducen o contienen.

3.17 Osmosis inversa, proceso esencialmente físico para remoción de iones y moléculas disueltos en el agua, en el cual por medio de altas presiones se fuerza el paso de ella a través de una membrana semipermeable de porosidad específica, reteniéndose en dicha membrana los iones y moléculas de mayor tamaño.

3.18 Oxidación, pérdida de electrones de un elemento, ion o compuesto por la acción del oxígeno u otro agente oxidante.

3.19 Potabilización, conjunto de operaciones y procesos, físicos y/o químicos que se aplican al agua en los sistemas de abastecimiento públicos o privados, a fin de hacerla apta para uso y consumo humano.

3.20 Sedimentación, proceso físico que consiste en la separación de las partículas suspendidas en el agua, por efecto gravitacional.

3.21 Sistema de abastecimiento de agua, conjunto de elementos integrados por las obras hidráulicas de captación, conducción, potabilización, desinfección, almacenamiento o regulación y distribución.

4. Límites permisibles de calidad del agua

4.1 Límites permisibles de características microbiológicas.

4.1.1 El contenido de organismos resultante del examen de una muestra simple de agua, debe ajustarse a lo establecido en la Tabla 1.

TABLA 1

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Organismos coliformes totales	Ausencia o no detectables
<i>E. coli</i> o coliformes fecales u organismos termotolerantes	Ausencia o no detectables

4.1.2 Bajo situaciones de emergencia, las autoridades competentes podrán establecer los agentes biológicos nocivos a la salud que se deban investigar.

4.1.3 Las unidades de medida deberán reportarse de acuerdo a la metodología empleada.

4.1.4 El agua abastecida por el sistema de distribución no debe contener *E. coli* o coliformes fecales u organismos termotolerantes en ninguna muestra de 100 ml. Los organismos coliformes totales no deben ser detectables en ninguna muestra de 100 ml, en sistemas de abastecimiento de localidades con una población mayor de 50 000 habitantes; estos organismos deberán estar ausentes en el 95% de las muestras tomadas en un mismo sitio de la red de distribución, durante un periodo de doce meses de un mismo año.

4.2 Límites permisibles de características físicas y organolépticas.

4.2.1 Las características físicas y organolépticas deberán ajustarse a lo establecido en la Tabla 2.

TABLA 2

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Color	20 unidades de color verdadero en la escala de platino-cobalto.
Olor y sabor	Agradable (se aceptarán aquellos que sean tolerables para la mayoría de los consumidores, siempre que no sean resultado de condiciones objetables desde el punto de vista biológico o químico)
Turbiedad	5 unidades de turbiedad nefelométricas (UTN) o su equivalente en otro método.

4.3 Límites permisibles de características químicas.

4.3.1 El contenido de constituyentes químicos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 3. Los límites se expresan en mg/l, excepto cuando se indique otra unidad.

TABLA 3

CARACTERISTICA	LIMITE PERMISIBLE
Aluminio	0,20
Arsénico (Nota 2)	0,05
Bario	0,70
Cadmio	0,005
Cianuros (como CN ⁻)	0,07
Cloro residual libre	0,2-1,50
Cloruros (como Cl ⁻)	250,00
Cobre	2,00
Cromo total	0,05
Dureza total (como CaCO ₃)	500,00
Fenoles o compuestos fenólicos	0,3
Fierro	0,30
Fluoruros (como F ⁻)	1,50
Hidrocarburos aromáticos en microgramos/l:	
Benceno	10,00
Etilbenceno	300,00
Tolueno	700,00
Xileno (tres isómeros)	500,00
Manganeso	0,15
Mercurio	0,001
Nitratos (como N)	10,00
Nitritos (como N)	1,00
Nitrógeno amoniacal (como N)	0,50
pH (potencial de hidrógeno) en unidades de pH	6,5-8,5
Plaguicidas en microgramos/l:	
Aldrin y dieldrin (separados o combinados)	0,03
Clordano (total de isómeros)	0,20
DDT (total de isómeros)	1,00
Gamma-HCH (lindano)	2,00
Hexaclorobenceno	1,00
Heptacloro y epóxido de heptacloro	0,03
Metoxicloro	20,00
2,4 - D	30,00
Plomo	0,01
Sodio	200,00
Sólidos disueltos totales	1000,00
Sulfatos (como SO ₄ ²⁻)	400,00
Sustancias activas al azul de metileno (SAAM)	0,50
Trihalometanos totales	0,20
Yodo residual libre	0,2-0,5
Zinc	5,00

Nota 1. Los límites permisibles de metales se refieren a su concentración total en el agua, la cual incluye los suspendidos y los disueltos.

Nota 2. El límite permisible para arsénico se ajustará anualmente, de conformidad con la siguiente tabla de cumplimiento gradual.

TABLA DE CUMPLIMIENTO GRADUAL

Límite permisible mg/l	Año
0,045	2001
0,040	2002
0,035	2003
0,030	2004
0,025	2005

4.3.2 En caso de que en el sistema de abastecimiento se utilicen para la desinfección del agua, métodos que no incluyan cloro o sus derivados, la autoridad sanitaria determinará los casos en que adicionalmente deberá dosificarse cloro al agua distribuida, para mantener la concentración de cloro residual libre dentro del límite permisible establecido en la Tabla 3 de esta Norma.

4.4 Límites permisibles de características radiactivas

El contenido de constituyentes radiactivos deberá ajustarse a lo establecido en la Tabla 4. Los límites se expresan en Bq/l (Becquerel por litro).

TABLA 4

CARACTERÍSTICA	LÍMITE PERMISIBLE Bq/l
Radiactividad alfa global	0,56
Radiactividad beta global	1,85

5. Tratamientos para la potabilización del agua

La potabilización del agua proveniente de una fuente en particular, debe justificarse con estudios de calidad y pruebas de tratabilidad a nivel de laboratorio para asegurar su efectividad.

Se deben aplicar los tratamientos específicos siguientes o los que resulten de las pruebas de tratabilidad, cuando los contaminantes microbiológicos, las características físicas y los constituyentes químicos del agua listados a continuación, excedan los límites permisibles establecidos en el apartado 4 de esta Norma

5.1 Contaminación microbiológica.

5.1.1 Bacterias, helmintos, protozoarios y virus. Deben desinfectarse con cloro, compuestos de cloro, yodo¹, ozono, luz ultravioleta; plata iónica o coloidal, coagulación-sedimentación-filtración, filtración en múltiples etapas.

5.2 Características físicas y organolépticas.

5.2.1 Color, olor, sabor y turbiedad.- Oxidación-coagulación-floculación-sedimentación-filtración; adsorción en carbón activado.

5.3 Constituyentes químicos

5.3.1 Arsénico. Coagulación-floculación-sedimentación-filtración; intercambio iónico u ósmosis inversa.

5.3.2 Aluminio, bario, cadmio, cianuros, cobre, cromo total y plomo. Coagulación-floculación-sedimentación-filtración; intercambio iónico u ósmosis inversa.

5.3.3 Cloruros. Intercambio iónico, ósmosis inversa o evaporación

5.3.4 Dureza. Ablandamiento químico o intercambio iónico

5.3.5 Fenoles o compuestos fenólicos. Oxidación-coagulación-floculación-sedimentación-filtración; adsorción en carbón activado u oxidación con ozono.

¹ El cumplimiento del límite permisible de yodo residual libre, es de observancia obligatoria para los responsables de los sistemas de abastecimiento de agua públicos y privados, en los que se utilice yodo como método de desinfección. La aplicación de yodo como alternativa de desinfección, deberá ser aprobada por la autoridad sanitaria correspondiente

5.3.6 Hierro y/o manganeso. Oxidación-filtración, intercambio iónico u ósmosis inversa.

5.3.7 Fluoruros. Alúmina activada, carbón de hueso u ósmosis inversa.

5.3.8 Hidrocarburos aromáticos. Oxidación-filtración o adsorción en carbón activado.

5.3.9 Mercurio. Coagulación-floculación-sedimentación-filtración; adsorción en carbón activado granular u ósmosis inversa cuando la fuente de abastecimiento contenga hasta 10 microgramos/l. Adsorción en carbón activado en polvo cuando la fuente de abastecimiento contenga más de 10 microgramos/l.

5.3.10 Nitratos y nitritos. Intercambio iónico o coagulación-floculación-sedimentación-filtración.

5.3.11 Nitrógeno amoniacal. Coagulación-floculación-sedimentación-filtración, desgasificación o desorción en columna.

5.3.12 pH (potencial de hidrógeno). Neutralización.

5.3.13 Plaguicidas. Adsorción en carbón activado granular.

5.3.14 Sodio. Intercambio iónico.

5.3.15 Sólidos disueltos totales. Coagulación-floculación-sedimentación-filtración y/o intercambio iónico.

5.3.16 Sulfatos. Intercambio iónico u ósmosis inversa.

5.3.17 Sustancias activas al azul de metileno. Adsorción en carbón activado.

5.3.18 Trihalometanos. Oxidación con aireación u ozono y adsorción en carbón activado granular.

5.3.19 Zinc. Evaporación o intercambio iónico.

5.4 En el caso de contingencia, resultado de la presencia de sustancias especificadas o no especificadas en el apartado 4, las autoridades locales, la Comisión Nacional del Agua, los responsables del abastecimiento y los particulares, instituciones públicas o empresas privadas, involucrados en la contingencia, deben coordinarse con la autoridad sanitaria competente, para determinar las acciones que se deben realizar con relación al abastecimiento de agua a la población.

6. Métodos de prueba

La selección de los métodos de prueba para la determinación de los parámetros definidos en esta Norma, es responsabilidad de los organismos operadores de los sistemas de abastecimiento de agua para uso y consumo humano, y serán aprobados por la Secretaría de Salud a través del área correspondiente. Deben establecerse en un Programa de Control de Calidad Analítica del Agua, y estar a disposición de la autoridad competente, cuando ésta lo solicite, para su evaluación correspondiente.

7. Concordancia con normas internacionales y nacionales

Esta Norma Oficial Mexicana no es equivalente a ninguna norma internacional.

8. Bibliografía

8.1 Directrices Canadienses para la Calidad del Agua Potable. 6ta. edición. Ministerio de Salud. 1996.

8.2 Desinfección del Agua. Oscar Cáceres López. Lima, Perú. Ministerio de Salud. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1990

8.3 Guías para la Calidad del Agua Potable. Volumen 1. Recomendaciones. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1985

8.4 Guías para la Calidad del Agua Potable. Volumen 1. Recomendaciones. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1995.

8.5 Guías para la Calidad del Agua Potable. Volumen 2. Criterios relativos a la salud y otra información de base. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1987.

8.6 Guía para la Redacción, Estructuración y Presentación de las Normas Oficiales Mexicanas. Proyecto de Revisión. SECOFI. 1992

8.7 Guías para la selección y aplicación de tecnologías de desinfección del agua para consumo humano en pueblos pequeños y comunidades rurales en América Latina y el Caribe. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. 1995

8.8 Guide to Selection of Water Treatment Processes. Carl L. Hamann Jr., P.E. J. Brock Mc. Ewen, P.E. Anthony G. Meyers, P.E.

8.9 Ingeniería Ambiental. Revista No. 23. Año 7. 1994.

8.10 Ingeniería Sanitaria Aplicada a la Salud Pública. Francisco Unda Opazo. UTEHA 1969.

8.11 Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales. Purificación de Aguas y Tratamiento y Remoción de Aguas Residuales. Gordon M. Fair, John C. Geyer, Daniel A. Okun. Limusa Wiley. 1971.

8.12 Instructivo para la Vigilancia y Certificación de la Calidad Sanitaria del Agua para Consumo Humano. Comisión Interna de Salud Ambiental y Ocupacional. Secretaría de Salud 1987.

8.13 Importancia para la Salud Pública de los Indicadores Bacterianos que se Encuentran en el Agua Potable. Martín J. Allen Organización Panamericana de la Salud. OMS. Lima Perú, 1996.

8.14 Integrated Design of Water Treatment Facilities. Susumu Kawamura. John Willey and Sons, Inc. 1991.

8.15 Manual de Normas de Calidad para Agua Potable. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. 1982.

8.16 Manual de Normas Técnicas para el Proyecto de Plantas Potabilizadoras. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. 1979.

8.17 Manual de Técnicas Analíticas del Laboratorio Nacional de Salud Pública. Secretaría de Salud.

8.18 Método de Tecnología de Substrato Definida para el Conteo Simultáneo Rápido y Específico de los Coliformes Totales y la *Escherichia coli* del agua. Stephen C. Edberg, Martín J. Allen & Darrell B. Smith. Journal Association Official Analytical Chemists (Vol 74 No. 3, 1991).

8.19 Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-SSA1-1996 Vigilancia y evaluación del control de la calidad del agua para uso y consumo humano, distribuidas por sistemas de abastecimiento público

8.20 Reglamento de la Ley General de Salud en Materia de Control Sanitario de Actividades, Establecimientos, Productos y Servicios. Diario Oficial de la Federación 18 de enero de 1988.

8.21 Regulaciones Nacionales Primarias del Agua. Potable, Técnicas Analíticas. bacteria coliforme. Agencia de Protección Ambiental (USA). 1992

8.22 Revision of the WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. IPS. International Programme on Chemical Safety United Nations Environment Programme International Labour Organization. World Health Organization. 1991.

8.23 WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. Volume 1 Recommendations. World Health Organization. 1992.

8.24 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. 19th. Edition. American Public Health Association, American Water Works Association, Water Environment Federation. 1995.

8.25 WHO Guidelines for Drinking-Water Quality. Volume 2. Health Criteria and Other Supporting Information. Chapter 1: Microbiological Aspects. United Nations Environment Programme. International Labour Organization. World Health Organization. 1992

9. Observancia de la Norma

La vigilancia del cumplimiento de esta Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Salud en coordinación con los gobiernos estatales, municipales, el Gobierno del Distrito Federal, las Comisiones Estatales de Agua y Saneamiento y la Comisión Nacional del Agua, en sus respectivos ámbitos de competencia.

10. Vigencia

La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor a los noventa días de su publicación en el Diario Oficial de la Federación.

Sufragio Efectivo No Reelección.

México, D.F., a 20 de octubre de 2000.- El Presidente del Comité Consultivo Nacional de Normalización de Regulación y Fomento Sanitario, Javier Castellanos Coutiño.- Rúbrica.

Aspectos relacionados con la aceptación del abastecimiento

Introducción

Los componentes que más han de controlarse en el agua de bebida son indudablemente los que pueden tener repercusiones directas en la salud pública, y para ellos se han establecido valores guía. La ordenación de esas sustancias está en manos de las organizaciones responsables del abastecimiento, que deben conseguir que sus consumidores confíen en que desempeñarán su misión con responsabilidad y eficiencia.

Los consumidores carecen, en gran medida, de medios para estimar por sí mismos la inocuidad del agua que beben, pero en su actitud hacia el abastecimiento y hacia los responsables de él influirán en grado considerable los aspectos de la calidad del agua que pueden percibir con sus propios sentidos. Es, pues, natural que sientan graves sospechas cuando el agua tiene una apariencia sucia o un color extraño, sabe mal o desprende un olor desagradable, aunque quizá estas características no tengan en sí mismas consecuencias directas para la salud.

El abastecimiento de agua potable no sólo inocua sino también de apariencia, sabor y olor agradables tiene una gran prioridad. El agua insatisfactoria en este sentido provocará la desconfianza de los consumidores, dando lugar a quejas y posiblemente al uso de agua procedente de fuentes menos seguras. Quizá tenga también como consecuencia el recurso al agua embotellada, que es costosa, o la utilización de aparatos para tratar el agua en el hogar, que en algunos casos puede repercutir negativamente en la calidad de ésta.

En el grado de aceptación del agua potable por los consumidores pueden influir muchos componentes distintos. Existen otros componentes que, en las concentraciones normalmente presentes en el agua, no tienen consecuencias directas para la salud pero, no obstante, pueden provocar reacciones negativas de los consumidores por diversas razones.

Las concentraciones de esos componentes que pueden resultar desagradables para los consumidores dependen de factores de carácter individual y local, en particular de la calidad del agua a que está acostumbrada la comunidad y de diversas consideraciones sociales, económicas y culturales. En esas circunstancias, no conviene establecer valores guía para las sustancias que influyen en la aceptación del agua pero que no tienen repercusiones directas sobre la salud.

En las exposiciones resumidas que figuran a continuación, se hace referencia a las concentraciones que probablemente provoquen quejas de los consumidores. No se proporcionan cifras exactas, ya que los problemas pueden surgir a niveles más bajos o mucho más altos según las condiciones individuales y locales.

Exposiciones resumidas

Parámetros físicos

Color

El color del agua potable se debe por lo general a la presencia de materias orgánicas coloreadas (sobre todo ácidos húmicos y fúlvicos) relacionadas con el humus del suelo. Influye considerablemente en él la presencia de hierro y otros metales, ya sea en forma de impurezas de origen natural o como productos de la corrosión. El color también puede ser consecuencia de la contaminación de la fuente del agua por efluentes industriales y constituir el primer indicio de una situación peligrosa. Conviene investigar a qué se debe el color del agua, en particular si se produce una alteración importante.

Los colores superiores a 15 UCV (unidades de color verdadero) pueden ser detectados en un vaso de agua por la mayor parte de la gente. Los inferiores a 15 UCV son por lo general aceptables para los consumidores, pero esto puede variar según las circunstancias locales.

Sabor y olor

El sabor y el olor proceden de fuentes o procesos naturales y biológicos (por ejemplo, la presencia de microorganismos acuáticos), de la contaminación por sustancias químicas o de la formación en el agua de productos secundarios del tratamiento (por ejemplo, de la cloración). El sabor y el olor pueden aparecer también durante el almacenamiento y la distribución.

El sabor y el olor del agua de bebida pueden indicar que ha tenido lugar algún tipo de contaminación o avería durante el tratamiento o la distribución. Se deben investigar sus causas y ha de consultarse a las autoridades sanitarias competentes, en particular si se producen cambios repentinos o importantes. Un sabor o un olor extraño puede ser un indicio de la presencia de sustancias potencialmente peligrosas.

El sabor y el olor del agua potable no deben resultar desagradables para los consumidores. No obstante, los niveles y los tipos de sabor y olor que se consideran aceptables son sumamente variables.

Temperatura

El agua fresca es generalmente más agradable que el agua caliente. Las elevadas temperaturas favorece la proliferación de microorganismos y pueden agravar los problemas de sabor, olor, color y corrosión.

Turbiedad

La causa de la turbiedad del agua de bebida es la presencia de partículas, que puede deberse a que el tratamiento ha sido insuficiente o a que el sedimento ha vuelto a quedar en suspensión en el sistema de distribución. En el caso de algunas aguas subterráneas, puede deberse también a la presencia de partículas de materia inorgánica.

Elevados niveles de turbiedad pueden proteger a los microorganismos de los efectos de la desinfección y estimular la proliferación de bacterias. Por lo tanto, cuando el agua ha de desinfectarse, la turbiedad debe ser baja para que la desinfección resulte eficaz.

Generalmente, la apariencia del agua con una turbiedad inferior a 5 unidades nefelométricas es aceptable para los consumidores, aunque esto puede variar según las circunstancias locales. No obstante, se recomienda que la turbiedad se mantenga lo más baja posible, debido a sus efectos microbiológicos.

Componentes inorgánicos

Acido Sulfhídrico

Se estima que los umbrales de sabor y olor del ácido sulfhídrico oscilan entre 0,05 y 0,1 mg/litro. El olor a "huevos podridos" de este compuesto se percibe especialmente en algunas aguas subterráneas y en el agua de bebida estancada en el sistema de distribución, de resultas del agotamiento del oxígeno y de la consiguiente reducción del sulfato por acción bacteriana.

Cuando el agua está bien aireada, el sulfuro se oxida rápidamente, convirtiéndose en sulfato, y las concentraciones de ácido sulfhídrico en el agua oxigenada suelen ser muy bajas. Los consumidores perciben fácilmente la presencia de este compuesto, que requiere medidas correctivas inmediatas. No es probable que una persona pueda ingerir una dosis perjudicial de ácido sulfhídrico en el agua.

Aluminio

La presencia de aluminio en concentraciones superiores a 0,2 mg/litro a menudo provoca quejas de los consumidores, debido a que causa la aparición de depósitos de una masa flocosa de hidróxido aluminico en los sistemas de distribución y acentúa la coloración del agua por el hierro; en ciertas circunstancias, concentraciones de 0,1 a 0,2 mg/litro pueden plantear este tipo de problemas.

Amoniaco

Con un pH alcalino, la concentración umbral del olor a amoniaco es aproximadamente de 1,5 mg/litro, y se ha propuesto para el catión amonio un umbral de sabor de 35 mg/litro.

El amoniaco no tiene una importancia inmediata para la salud.

Cloruro

Las concentraciones elevadas de cloruro hacen que el agua y las bebidas tengan un sabor desagradable. Los umbrales de sabor del anión cloruro dependen del catión asociado y son del orden de 200 a 300 mg/litro, para el cloruro sódico, potásico y cálcico. Los consumidores pueden acostumbrarse a concentraciones superiores a 250 mg/litro.

Cobre

La presencia de cobre en el agua puede dificultar el uso de ésta para fines domésticos. El cobre contenido en el sistema de abastecimiento público aumenta la corrosión de los accesorios de hierro galvanizado y acero. Cuando las concentraciones de este elemento son superiores a 1 mg/litro, ocasionan la aparición de manchas en la ropa lavada y las instalaciones de fontanería. En concentraciones superiores a 5 mg/litro, el cobre también colorea el agua y le da un sabor amargo poco agradable.

Aunque el cobre puede crear problemas de sabor, éste debería ser aceptable si la concentración no sobrepasa el valor guía provisional basado en criterios sanitarios.

Dureza

La aceptación de la dureza del agua por el público puede ser muy variable según las comunidades, en función de las condiciones locales. El umbral de sabor del ión calcio es del orden de 100 a 300 mg/litro, según el anión asociado, y el umbral de sabor del magnesio es probablemente inferior al del calcio. En algunos casos, los consumidores toleran una dureza de más de 500 mg/litro.

El agua de dureza superior a unos 200 mg/litro puede causar la aparición de incrustaciones en el sistema de distribución, según cual sea la interacción con otros factores, como el pH y la alcalinidad, dando además lugar a un consumo excesivo de jabón y a la consiguiente formación de "espuma". Cuando se calientan, las aguas duras causan incrustaciones de carbonato cálcico. Por otra parte, el agua blanda, cuya dureza es inferior a 100 mg/litro, puede tener una capacidad amortiguaste reducida y resultar, por lo tanto, más corrosiva para las tuberías

Hierro

Las aguas subterráneas anaeróbicas pueden contener hierro ferroso en concentraciones de hasta varios miligramos por litro sin que el agua, cuando se bombea directamente de un pozo, esté coloreada o turbia. Sin embargo, al quedar expuesto a la atmósfera, el hierro ferroso se oxida, transformándose en hierro férrico, que da al agua un color marrón rojizo desagradable.

El hierro favorece también el desarrollo de "bacterias del hierro" que obtienen su energía de la oxidación que transforma el hierro ferroso en hierro férrico y, durante el proceso,

depositan un revestimiento viscoso en las tuberías.

En concentraciones superiores a 0,3 mg/litro, el hierro mancha la ropa lavada y las instalaciones de fontanería. Cuando la concentración es inferior a 0,3 mg/litro, el sabor no suele ser perceptible, aunque el agua puede enturbiarse y colorearse. Las personas que beben agua de pozo anaeróbicas pueden considerar aceptables niveles de 1 a 3 mg/litro.

Manganeso

Aunque las concentraciones de manganeso inferiores a 0,1 mg/litro resultan generalmente aceptables para los consumidores, esto puede variar según las circunstancias locales. En concentraciones superiores a 0,1 mg/litro, el manganeso contenido en el agua mancha las instalaciones de fontanería y la ropa lavada y da a las bebidas un sabor desagradable. Como en el caso del hierro, la presencia de manganeso en el agua potable puede hacer que se acumulen depósitos en el sistema de distribución. Incluso una concentración de 0,02 mg/litro ocasiona con frecuencia la aparición en las tuberías de un revestimiento que puede desprenderse en forma de un precipitado negro. Además, ciertos organismos de efectos molestos concentran el manganeso, lo cual hace que el agua distribuida presente problemas de sabor, olor y turbiedad.

Aunque las concentraciones inferiores a 0,1 mg/litro suelen ser aceptables para los consumidores, esto puede variar según las circunstancias locales. El valor guía provisional basado en criterios sanitarios que se ha establecido para el manganeso es cinco veces superior al umbral de 0,1 mg/litro indicado para la aceptación de este elemento.

Oxígeno disuelto

En el contenido de oxígeno disuelto influyen la temperatura y la composición del agua no tratada, el tratamiento y los procesos químicos o biológicos que tienen lugar en el sistema de distribución. El agotamiento del oxígeno disuelto puede facilitar la reducción microbiana del nitrato a nitrito y del sulfato a sulfuro, creando problemas de olor. Puede provocar también un aumento de la concentración de hierro ferroso disuelto.

pH

Aunque el pH no ejerce por lo general un efecto directo en los consumidores, es uno de los principales parámetros operativos de la calidad del agua, al que se debe prestar gran atención en todas las fases del tratamiento, a fin de que el agua se clarifique y desinfecte satisfactoriamente. Para que la desinfección con cloro sea eficaz, es preferible que el pH sea inferior a 8. Por otra parte, se debe controlar el pH del agua que llega al sistema de distribución, a fin de reducir al mínimo la corrosión de las tuberías maestras y domésticas. Si esto no se consigue, el agua de bebida puede quedar contaminada, con los consiguientes efectos negativos en su sabor, su olor y su apariencia.

El pH óptimo varía según la composición del agua y el tipo de materiales de construcción

utilizados en el sistema de distribución, pero con frecuencia se sitúa entre 6,5 y 9,5. Los valores extremos del pH pueden ser resultado de vertimientos accidentales, de interrupciones del proceso de tratamiento o del curado insuficiente del revestimiento de mortero de cemento utilizado en las tuberías.

Sodio

La concentración umbral del sabor de sodio en el agua depende del anión asociado y de la temperatura de la solución. A temperatura ambiente, el umbral medio es aproximadamente de 200 mg/litro.

No se ha podido llegar a una conclusión firme sobre los efectos del sodio en la salud.

Sulfato

La presencia de sulfato en el agua potable puede causar un sabor perceptible. El deterioro a este respecto es variable, según el tipo de catión asociado; se ha comprobado que los umbrales de sabor oscilan entre 250 mg/litro en el caso del sulfato sódico y 1000 mg/litro en el del sulfato cálcico. Generalmente se considera que la alteración del sabor es mínima para concentraciones inferiores a 250 mg/litro.

Se ha descubierto también que el sabor del agua destilada mejora cuando se le agrega sulfato cálcico y magnésico (pero no sódico); el sabor óptimo se registró para concentraciones de estos compuestos de 270 y 90 mg/litro, respectivamente.

Como el sulfato es uno de los aniones menos tóxicos, no se ha calculado un valor guía basado en criterios sanitarios.

Total de sólidos disueltos

El total de sólidos disueltos (TSD) puede tener importantes efectos en el sabor del agua potable. Se considera generalmente que, con concentraciones del TSD inferiores a 600 mg/litro, el agua tiene un sabor agradable, que se deteriora progresivamente cuando la concentración sobrepasa 1200 mg/litro. El agua con concentraciones del TSD muy reducidas puede resultar inaceptable debido a su insipidez.

La presencia de niveles elevados del TSD también puede provocar quejas de los consumidores, ya que causa excesivas incrustaciones en las tuberías, los calentadores, las calderas y los aparatos domésticos. El agua con un TSD inferior a 1000 mg/litro resulta generalmente aceptable, aunque la aceptación puede variar según las circunstancias locales.

Zinc

El zinc da al agua un sabor astringente desagradable. Las pruebas realizadas indican que

la concentración umbral del sabor de este elemento es de 4 mg/litro (en forma de sulfato de zinc). El agua que contiene más de 5 mg/litro puede tener una apariencia opalescente y quedar cubierta, al hervir, de una película grasosa, si bien estos efectos también pueden ser perceptibles para concentraciones menores, de hasta 3 mg/litro. Aunque el agua potable pocas veces contiene zinc en concentraciones superiores a 0,1 mg/ litro, éstas pueden aumentar considerablemente en el agua de los grifos debido al zinc utilizado en los materiales de fontanería.

Componentes orgánicos

Tolueno

El tolueno tiene un olor fragante y acre, similar al del benceno. Según los informes, el umbral de sabor de esta sustancia oscila entre 40 y 120 mg/litro y el umbral de olor en el agua, entre 24 y 170 mg/litro. Por lo tanto, el tolueno puede influir en la aceptación del agua cuando se encuentra en ésta en concentraciones inferiores a su valor guía basado en criterios sanitarios.

Xilenos

Las concentraciones de xilenos del orden de 300 a 1000 mg/litro dan al agua un sabor y un olor perceptibles. Según los informes, el umbral de olor de los isómeros del xileno en el agua oscila entre 20 y 1800 mg/litro. El umbral de olor mínimo es inferior al valor guía basado en criterios sanitarios establecido para estos compuestos.

Etilbenceno

El etilbenceno tiene un olor aromático. Según los informes, su umbral de olor en el agua oscila entre 2 y 130 mg/litro. El umbral de olor mínimo notificado es 100 veces menor que el valor guía basado en criterios sanitarios. El umbral de sabor varía de 72 a 200 mg/litro.

Estireno

Según los informes, el umbral de sabor promedio de este compuesto en el agua a 40°C es de 120 mg/litro. El estireno es fragante, y los umbrales de olor notificados para el contenido en el agua oscilan entre 4 y 2600 mg/litro, según la temperatura. Por lo tanto, el estireno puede detectarse en el agua en concentraciones inferiores a su valor guía basado en criterios sanitarios.

Monoclorobenceno

Se han notificado para este compuesto umbrales de sabor y olor de 10 a 20 mg/litro y umbrales de olor que oscilan entre 20 y 120 mg/litro. El valor guía basado en criterios sanitarios calculado para el monoclorobenceno está muy por encima de los umbrales mínimos de sabor y olor notificados para su detección en el agua.

Diclorobencenos

Se han notificado para el 1,2- y el 1,4- diclorobenceno, respectivamente, umbrales de olor de 2 a 10 y de 0,3 a 30 mg/litro y umbrales de sabor de 1 mg/litro y 6 mg/litro. Los valores guía basados en criterios sanitarios calculados para ambos compuestos quedan muy por encima de estos umbrales mínimos de sabor y olor.

Triclorobencenos

Según los informes, los umbrales de olor del 1,2,3-, el 1,2,4- y el 1,3,5-triclorobenceno son de 10, 5-30 y 50 mg/litro, respectivamente. En el caso del 1,2,4-triclorobenceno, se ha notificado una concentración umbral de sabor y olor de 30 mg/litro. El valor guía basado en criterios sanitarios calculado para el total de triclorobencenos sobrepasa el umbral mínimo de olor comunicado para la presencia en el agua, que es de 5 mg/litro.

Detergentes sintéticos

En muchos países, los primeros detergentes aniónicos persistentes han sido sustituidos por otros más fácilmente biodegradables, por lo que las concentraciones de estos compuestos detectadas en las fuentes de agua han disminuido considerablemente. Se han introducido también nuevos tipos de detergentes catiónicos, aniónicos y no iónicos. No se debe permitir que las concentraciones de detergentes en el agua potable lleguen a causar problemas de sabor y olor o de formación de espuma.

Desinfectantes y sus productos secundarios

Cloro

Los umbrales de sabor y olor del cloro en el agua destilada son de 5 y 2 mg/litro, respectivamente. La mayor parte de las personas perciben el sabor del cloro o de sus productos secundarios (por ejemplo, las cloraminas) en concentraciones inferiores a 5 mg/litro, y algunas incluso en concentraciones mucho más bajas, de hasta 0,3 mg/litro, aunque una concentración de cloro residual de 0,6 a 1,0 mg/litro comenzará, por lo general, a crear problemas de aceptación. El umbral de sabor de 5 mg/litro coincide con el valor guía basado en criterios sanitarios.

Cuadro A2.5. Sustancias y parámetros del agua potable que pueden provocar quejas de los consumidores

	Concentraciones que probablemente provoquen quejas de los consumidores ^a	Razones de las quejas de los consumidores
<i>Parámetros físicos</i>		
color	15 UCV ^b	aparencia; deben ser aceptables
sabor y olor	-	deben ser aceptables
temperatura	-	debe ser aceptable
turbiedad	5 UNT ^c	aparencia; para que la desinfección final sea eficaz; media de la turbiedad ≤ 1 UNT, muestra única ≤ 5 UNT
<i>Componentes inorgánicos</i>		
aluminio	0,2 mg/l	dépósitos; coloración
amoníaco	1,5 mg/l	olor y sabor
cloruro	250 mg/l	sabor; corrosión
cobre	1 mg/l	manchas en la ropa lavada y las instalaciones de fontanería (valor guía provisional basado en criterios sanitarios 2 mg/litro)
dureza	-	gran dureza; incrustaciones; formación de escuma; baja dureza; corrosión
hierro	0,3 mg/l	manchas en la ropa lavada y las instalaciones de fontanería
manganeso	0,1 mg/l	manchas en la ropa lavada y las instalaciones de fontanería (valor guía provisional basado en criterios sanitarios; 0,5 mg/litro)
oxígeno disuelto	-	efectos indirectos
pH	-	pH bajo; corrosión; pH alto; sabor; sensación jabonosa; preferentemente <8,0 para que la desinfección con cloro sea eficaz
sodio	200 mg/l	sabor
sulfato	250 mg/l	sabor; corrosión
sulfuro de hidrógeno	0,05 mg/l	olor y sabor

	Concentraciones que probablemente provoquen quejas de los consumidores ^a	Razones de las quejas de los consumidores
total de sólidos disueltos	1000 mg/l	sabor; aparencia; sabor
zinc	3 mg/l	
<i>Componentes orgánicos</i>		
tolueno	2-170 µg/l	olor; sabor (valor guía basado en criterios sanitarios 700 µg/l)
xileno	20-1600 µg/l	olor; sabor (valor guía basado en criterios sanitarios 500 µg/l)
etilbenceno	2-200 µg/l	olor; sabor (valor guía basado en criterios sanitarios 300 µg/l)
estireno	4-2000 µg/l	olor; sabor (valor guía basado en criterios sanitarios 20 µg/l)
monoclorobenceno	10-120 µg/l	olor; sabor (valor guía basado en criterios sanitarios 300 µg/l)
1,2-diclorobenceno	1-10 µg/l	olor; sabor (valor guía basado en criterios sanitarios 1000 µg/l)
1,4-diclorobenceno	0,3-30 µg/l	olor; sabor (valor guía basado en criterios sanitarios 300 µg/l)
triclorobencenos (total)	5-50 µg/l	olor; sabor (valor guía basado en criterios sanitarios 20 µg/l)
detergentes sintéticos	-	escuma; sabor; olor
<i>Desinfectantes y sus productos secundarios</i>		
cloro	600-1000 µg/l	sabor y olor (valor guía basado en criterios sanitarios 5 mg/l)
<i>clorofenoles</i>		
2-clorofenol	0,1-10 µg/l	sabor; olor
2,4-diclorofenol	0,3-40 µg/l	sabor; olor
2,4,6-triclorofenol	2-300 µg/l	sabor; olor (valor guía basado en criterios sanitarios 200 µg/l)

^a Las concentraciones indicadas no son cifras exactas. Según las circunstancias locales, puede haber problemas con concentraciones más bajas o más elevadas. En el caso de los componentes orgánicos se proporciona una gama de concentraciones "total" para el sabor y el olor.

^b UCV, unidad de color verdadero.

^c UNT, unidad nefelométrica de turbiedad.

calentadores, las calderas y los aparatos domésticos. El agua con un TSD inferior a 1000 mg/litro resulta generalmente aceptable, aunque la aceptación puede variar según las circunstancias locales.

No se ha propuesto para el TSD un valor guía basado en criterios sanitarios (véase la página 59).

Zinc

El zinc da al agua un sabor astringente desagradable. Las pruebas realizadas indican que la concentración umbral del sabor de este elemento es de 4 mg/litro (en forma de sulfato de zinc). El agua que contiene más de 5 mg/litro puede tener una apariencia opalescente y quedar cubierta, al hervir, de una película grasosa, si bien estos efectos también pueden ser perceptibles para concentraciones menores, de hasta 3 mg/litro. Aunque el agua potable pocas veces contiene zinc en concentraciones superiores a 0.1 mg/litro, éstas pueden aumentar considerablemente en el agua de los grifos debido al zinc utilizado en los materiales de fontanería.

No se ha propuesto para el zinc presente en el agua potable un valor guía basado en criterios sanitarios (véase la página 59).

5.2.3 Componentes orgánicos

Tolueno

El tolueno tiene un olor fragante y acre, similar al del benceno. Según los informes, el umbral de sabor de esta sustancia oscila entre 40 y 120 µg/litro y el umbral de olor en el agua, entre 24 y 170 µg/litro. Por lo tanto, el tolueno puede influir en la aceptación del agua cuando se encuentra en ésta en concentraciones inferiores a su valor guía basado en criterios sanitarios (véase la página 67).

Xilenos

Las concentraciones de xilenos del orden de 300 a 1000 µg/litro dan al agua un sabor y un olor perceptibles. Según los informes, el umbral de olor de los isómeros del xileno en el agua oscila entre 20 y 1800 µg/litro. El umbral de olor mínimo es inferior al valor guía basado en criterios sanitarios establecido para estos compuestos (véase la página 68).

Etilbenceno

El etilbenceno tiene un olor aromático. Según los informes, su umbral de olor en el agua oscila entre 2 y 130 µg/litro. El umbral de olor mínimo notificado es 100 veces menor que el valor guía basado en criterios sanitarios (véase la página 69). El umbral de sabor varía de 7.2 a 200 µg/litro.

Estireno

Según los informes, el umbral de sabor promedio de este compuesto en el agua a 40 °C es de 120 µg/litro. El estireno es fragante, y los umbrales de olor notificados para el contenido en el agua oscilan entre 4 y 2600 µg/litro, según

la temperatura. Por lo tanto, el estireno puede detectarse en el agua en concentraciones inferiores a su valor guía basado en criterios sanitarios (véase la página 69).

Monoclorobenceno

Se han notificado para este compuesto umbrales de sabor y olor de 10 a 20 µg/litro y umbrales de olor que oscilan entre 40 y 120 µg/litro. El valor guía basado en criterios sanitarios calculado para el monoclorobenceno (véase la página 71) está muy por encima de los umbrales mínimos de sabor y olor notificados para su detección en el agua.

Diclorobencenos

Se han notificado para el 1,2- y el 1,4-diclorobenceno, respectivamente, umbrales de olor de 2 a 10 y de 0.3 a 30 µg/litro y umbrales de sabor de 1 µg/litro y 6 µg/litro. Los valores guía basados en criterios sanitarios calculados para ambos compuestos (véase la página 72) quedan muy por encima de estos umbrales mínimos de sabor y olor.

Triclorobencenos

Según los informes, los umbrales de olor del 1,2,3-, el 1,2,4- y el 1,3,5-triclorobenceno son de 10, 5-30 y 50 µg/litro, respectivamente. En el caso del 1,2,4-triclorobenceno se ha notificado una concentración umbral de sabor y olor de 30 µg/litro. El valor guía basado en criterios sanitarios calculado para el total de triclorobencenos (véase la página 73) sobrepasa el umbral mínimo de olor comunicado para la presencia en el agua, que es de 5 µg/litro.

Detergentes sintéticos

En muchos países, los primeros detergentes aniónicos persistentes han sido sustituidos por otros más fácilmente biodegradables, por lo que las concentraciones de estos compuestos detectadas en las fuentes de agua han disminuido considerablemente. Se han introducido también nuevos tipos de detergentes catiónicos, aniónicos y no iónicos. No se debe permitir que las concentraciones de detergentes en el agua potable lleguen a causar problemas de sabor u olor o de formación de espuma.

5.2.4 Desinfectantes y sus productos secundarios

Cloro

Los umbrales de sabor y olor del cloro en el agua destilada son de 5 y 2 mg/litro, respectivamente. La mayor parte de las personas perciben el sabor del cloro o de sus productos secundarios (por ejemplo las cloraminas) en concentraciones inferiores a 5 mg/litro, y algunas incluso en concentraciones mucho más bajas, de hasta 0.3 mg/litro, aunque una concentración de cloro residual de 0.6 a 1.0 mg/litro comenzará, por lo general, a crear problemas de aceptación. El umbral de sabor de 5 mg/litro coincide con el valor guía basado en criterios sanitarios (véase la página 99).



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

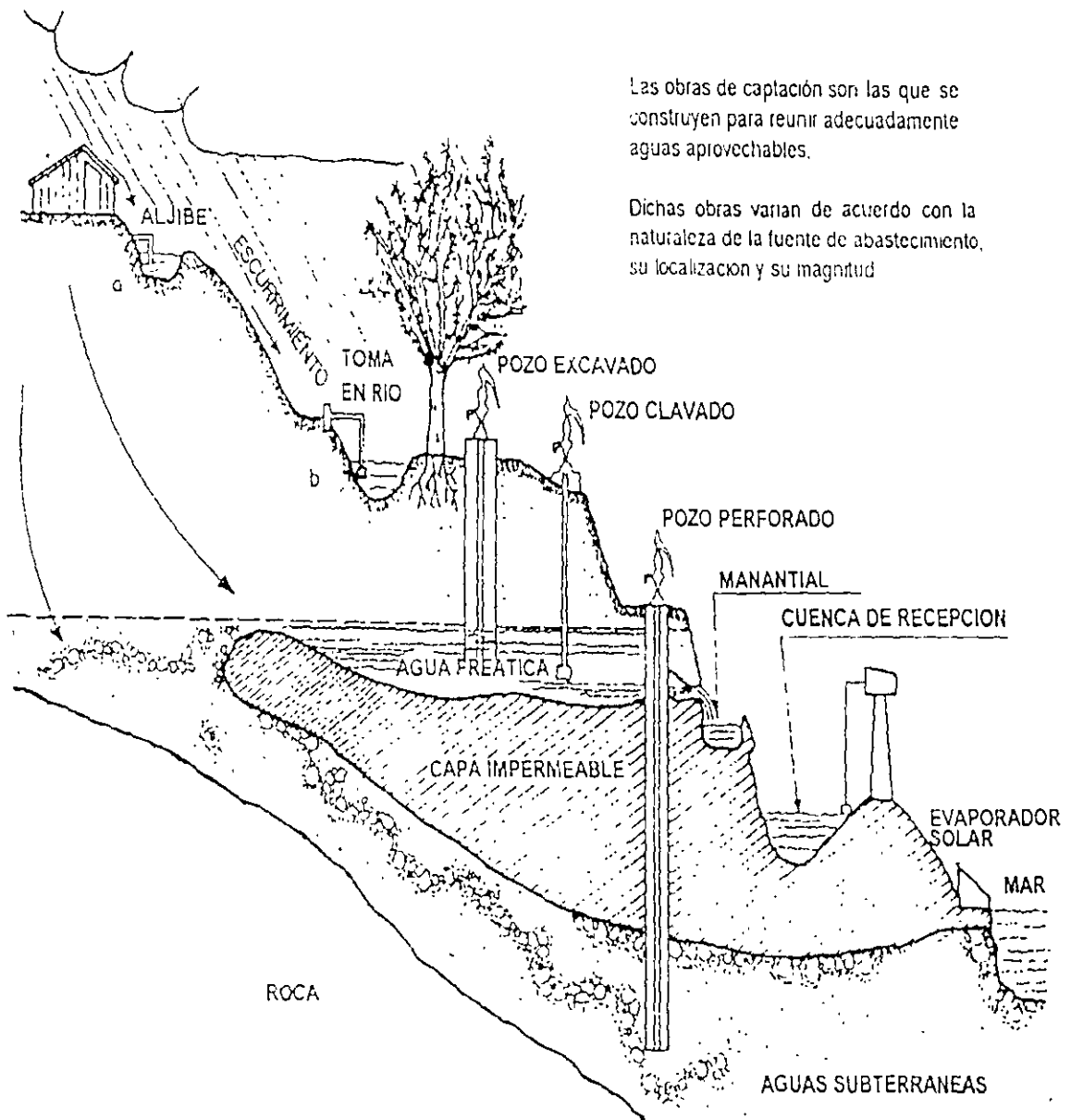
MÓDULO II

**DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS
POTABILIZADORAS**

TEMA

CARACTERIZACIÓN DE AGUAS

**EXPOSITOR: MSP. RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2002**



Las obras de captación son las que se construyen para reunir adecuadamente aguas aprovechables.

Dichas obras varían de acuerdo con la naturaleza de la fuente de abastecimiento, su localización y su magnitud

Obras de captación

PROCESOS DE POTABILIZACION

CARACTERIZACION DEL AGUA

OBJETIVO: DETERMINAR CALIDAD FISICA, QUIMICA,
MICROBIOLOGICA Y RADIOLOGICA

IMPLICA:

TOMA DE MUESTRA

PRESENTACION Y TRANSPORTE

ANALISIS DE LABORATORIO

PROCESAMIENTO DE RESULTADOS

INTERPRETACION Y DIAGNOSTICO

CARACTERIZACION

Representa conocer la calidad del agua

Caracterizar un agua es someterla a análisis de laboratorio, en diversos tiempos y condiciones, para conocer sus características físico, químicas, biológicas y bacteriológicas y definir sus valores mínimo, máximo y medio probable

Pasos

- Muestreo, simple y compuesto
- Análisis de laboratorio
- Manejo estadístico de resultados
- Caracterización
- Evaluación y diagnóstico

Se requiere mínimo: Análisis de un año por lo menos, cubriendo estiaje y lluvias.

AGUAS SUBTERRANEAS - Fácil caracterización
AGUAS SUPERFICIALES - Difícil caracterización

Una vez caracterizadas las aguas, se comparan con las normas y así se sabe: que sobra o que falta. Se determina el tratamiento que será necesario llevar a cabo para cumplir el objetivo

COMPROBACION DEL BALANCE IONICO

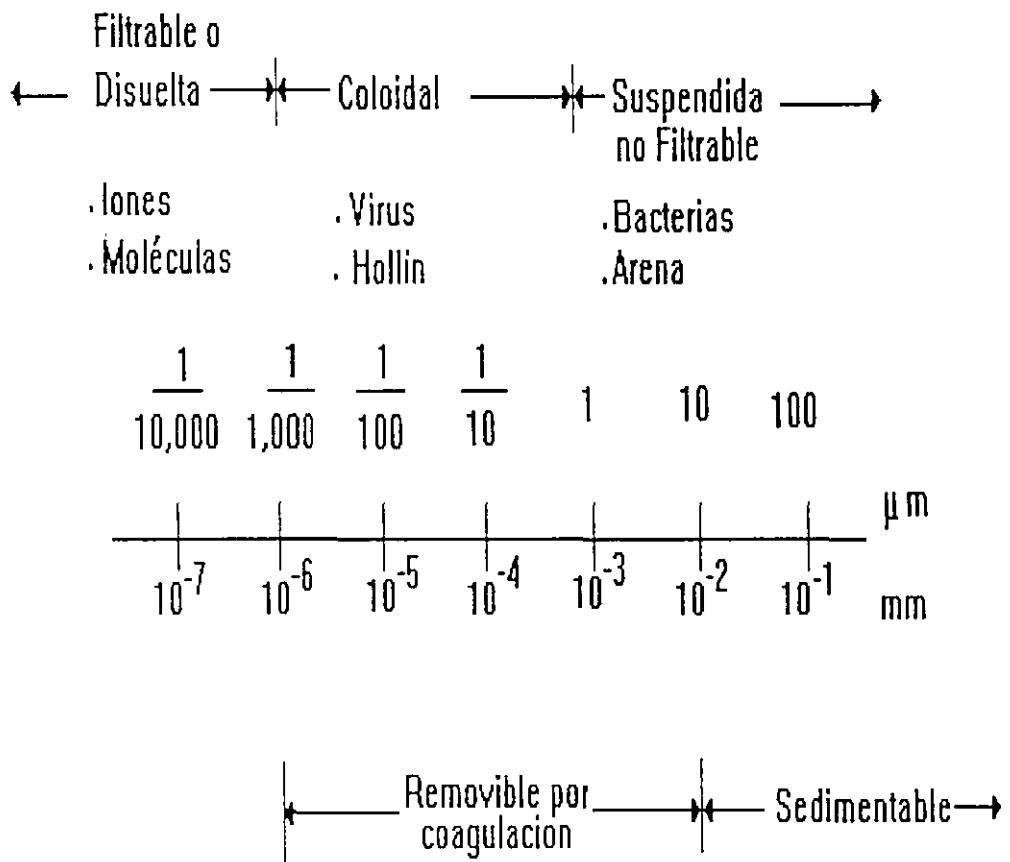
Σ cationes = Σ aniones

Ca ⁺⁺	HCO ₃ ⁻	
Mg ⁺⁺	Cl ⁻	
Na ⁺	CO ₃ ⁼	Mas importantes
Fe ⁺⁺	SO ₄ ⁼	
Mn ⁺⁺	NO ₃ ⁼	

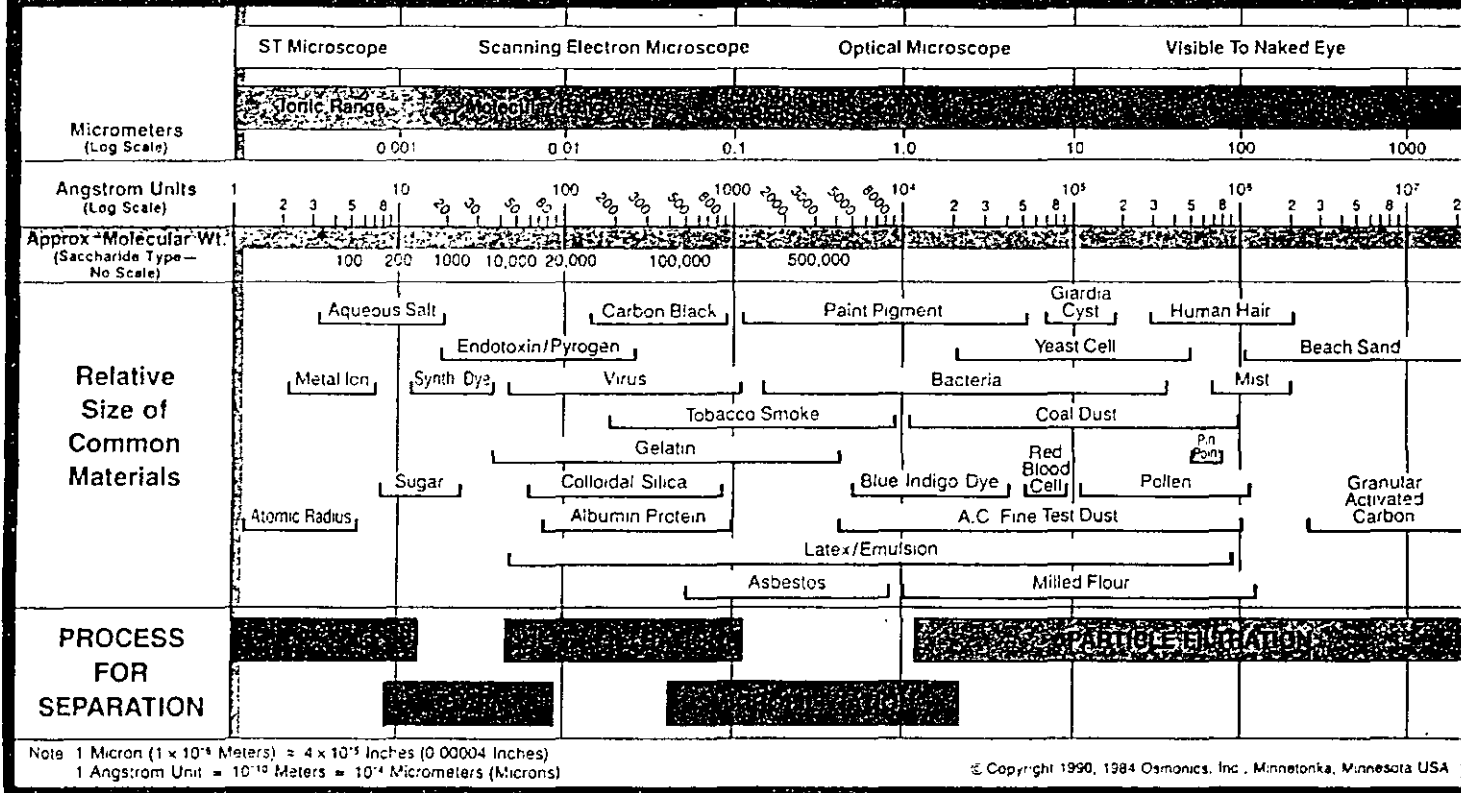
Índice de Langelier I.L = ph saturación - pH real

SÓLIDOS

Este parámetro prácticamente nos indica cuales serán las operaciones y procesos requeridos según el tamaño de las partículas; en el caso de la materia orgánica (carbonácea) coloidal y disuelta, su composición determinará el tipo de tratamiento que puede darse, ya sea químico o biológico, según sea el caso.



The Filtration Spectrum

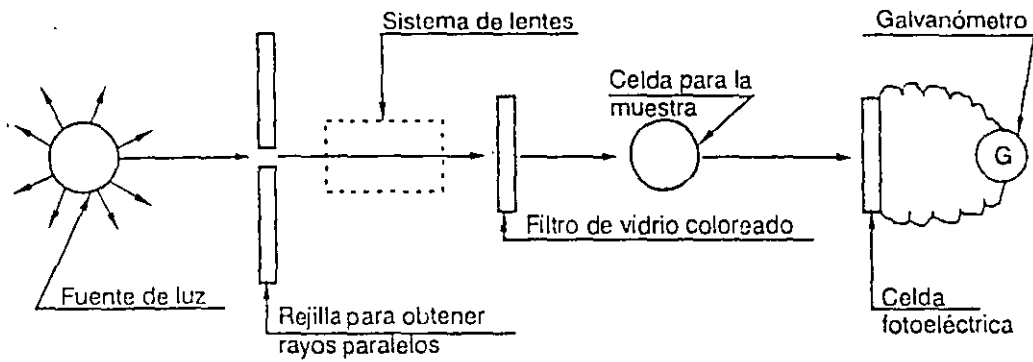


Note 1 Micron (1 x 10⁻⁶ Meters) = 4 x 10⁻⁵ Inches (0.00004 Inches)
 1 Angstrom Unit = 10⁻¹⁰ Meters = 10⁻⁴ Micrometers (Microns)

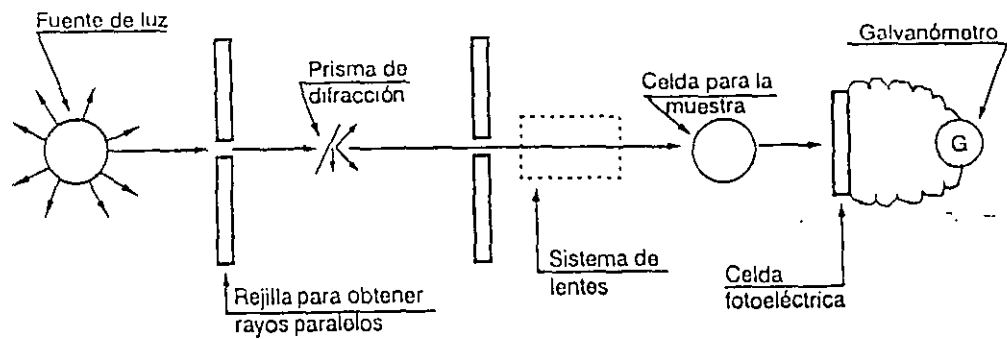
© Copyright 1990, 1984 Osmonics, Inc., Minnetonka, Minnesota USA

ULTRAFILTRACION
MICROFILTRACION
MEMBRANAS

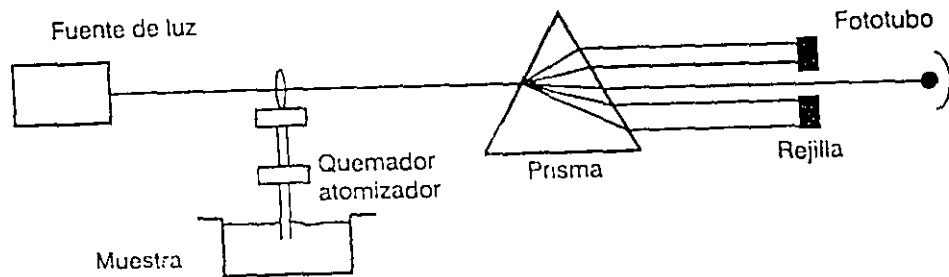
Figure 28 - Filtration Spectrum



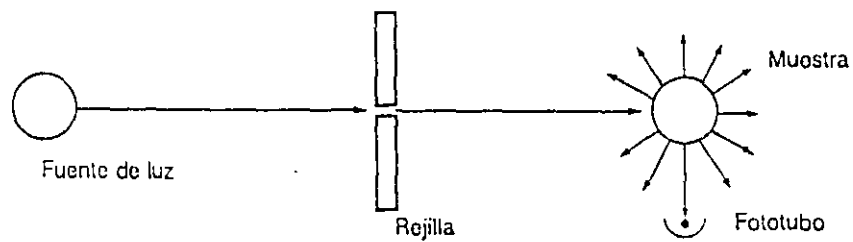
Esquema de un colorímetro fotoeléctrico.



Esquema de un espectrofotómetro.

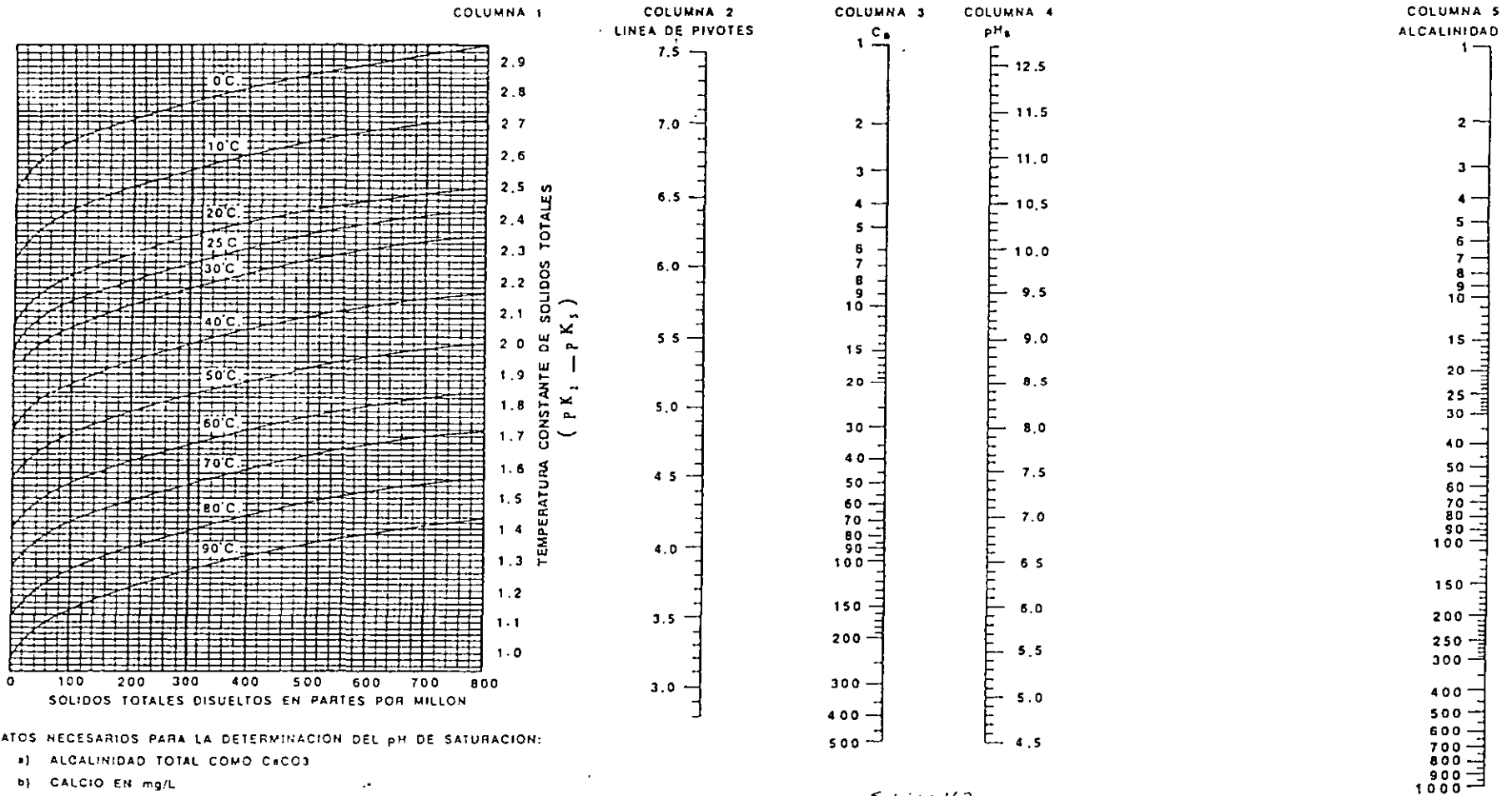


Esquema de un espectrofotómetro de absorción atómica



Esquema de un nefelómetro

GRAFICO Y NOMOGRAMA PARA LA DETERMINACION DEL pH DE SATURACION*



DATOS NECESARIOS PARA LA DETERMINACION DEL pH DE SATURACION:

- ALCALINIDAD TOTAL COMO $C=CO_3$
- CALCIO EN mg/L
- SOLIDOS TOTALES DISUELTOS EN mg/L
- TEMPERATURA, EN GRADOS CENTIGRAADOS, A LA CUAL SE QUIERE HALLAR EL PH DE SATURACION.

FORMA DE USAR EL GRAFICO

- CONOCIENDO TEMPERATURA Y SOLIDOS TOTALES DISUELTOS HALLE LA CONSTANTE DE TEMPERATURA Y SOLIDOS TOTALES ($pK_2 - pK_1$)
- ALINEE ESTA CONSTANTE CON EL VALOR DADO DE CALCIO EN LA COLUMNA 3 DEL GRAFICO Y OBTENGA UN PUNTO EN LA LINEA DE PIVOTES (COLUMNA 2)
- ALINEE EL PUNTO HALLADO EN LA LINEA DE PIVOTES CON EL VALOR DE LA ALCALINIDAD EN LA COLUMNA 5 LEA EL pH_s DE SATURACION EN LA COLUMNA 4

EJEMPLO
 pH actual saturación Tipo
 $7.8 - 8.1$ (con constante)
 $57 - 7.8$ (con constante)

* CON BASE EN EL ARTICULO PUBLICADO EN LA REVISTA DE LA A.W.W.A. DE OCTUBRE DE 1936, LAS CORRECCIONES DE LA COLUMNA 2 Y 4 FUERON PREPARADAS POSTERIORMENTE PARA CHARLES P. HOOVER DE LA PLANTA DE ABLANDAMIENTO Y PURIFICACION DE COLUMBUS, OHIO, POR MERRILL L. RIEHL.

2. SELECCION DE LOS PARAMETROS OPTIMOS DE LOS PROCESOS

Investigaciones llevadas a cabo en las últimas décadas^{1,2,3,4/}, demostraron que para cada tipo de agua existen parámetros de diseño específicos, que optimizan los procesos, produciendo la máxima eficiencia remocional.

En el proceso de coagulación, O'Melia y Stumm^{1/} demostraron la existencia de una dosis óptima que varía en función del pH y de la concentración de coloides presentes en el agua cruda. Encontraron que, con dosis menores que la óptima, no se desestabilizan los coloides y con dosis mayores se pueden llegar a reestabilizar, deteriorándose la calidad del efluente. En floculación, Villegas y Letterman^{2/}, demostraron que la dosis óptima de coagulantes (D), el tiempo de retención (T) y el gradiente de velocidad (G), interaccionan entre sí de acuerdo con la relación: $GT^n = K$, en la cual (n) y (K) dependen de cada tipo de agua.

Argaman y Kaufman^{2/} demostraron también que para obtener una eficiencia dada, existe un tiempo de retención mínimo, el cual corresponde a un determinado valor de gradiente de velocidad, y que por debajo de este tiempo mínimo, ya no se consigue la misma eficiencia, no importa cual sea el valor de gradiente que se aplique al proceso. Dejaron establecido también, que para cada tiempo de retención dado, existe un gradiente de velocidad óptimo, que al ser superado, debido a que el flóculo ya alcanzó su tamaño máximo, se empiezan a generar fuertes esfuerzos cortantes que causan la destrucción del flóculo con el consiguiente deterioro de la calidad del efluente.

Aplicando estos criterios, posteriormente^{5/} se comprobó que la variación de estos parámetros produce un decrecimiento en la eficiencia de los procesos, obteniéndose una calidad de agua inferior, generalmente con un consumo mayor de sustancias químicas.

Empleando la misma metodología usada en las investigaciones^{1,2,3/}, y con los recursos normalmente disponibles en los laboratorios de las plantas de tratamiento, se han elaborado^{6,7,8/} procedimientos para la determinación de estos parámetros, de manera de obtener la máxima eficiencia posible, mediante la aplicación de los criterios expuestos.

2.1 EQUIPOS PARA LA DETERMINACION DE LOS PARAMETROS^{6/}

2.1.1 Antecedentes

A nivel de laboratorio, uno de los modelos más empleados es el equipo de "Prueba de Jarras" como elemento de control del proceso de coagulación. G. W. Fuller, J. Cairrol y E. Theirault, y L. Miller, son precursores de la prueba de jarras como modelo predictivo.

Tabla 3.6
Comparación de los índices de estabilidad

CARACTERÍSTICA	ÍNDICE DE LANGELIER	ÍNDICE DE AGRESIVIDAD	ÍNDICE DE RYZNAR
Muy agresiva	< 2.0	< 10.0	> 10.0
Moderadamente agresiva	2.0 a 0.0	10.0 a 12.0	6.5 a 10.0
No agresiva	> 0.0	> 12.0	< 6.5

3.18 GRASAS Y ACEITES

En el lenguaje común, se entiende por grasas y aceites el conjunto de sustancias pobremente solubles que se separan de la porción acuosa y flotan formando natas, películas y capas iridiscentes sobre el agua, muy ofensivas estéticamente. En aguas residuales, los aceites, las grasas y las ceras son los principales lípidos de importancia. El parámetro grasas y aceites incluye los ésteres de ácidos grasos de cadena larga, compuestos con cadenas largas de hidrocarburos, comúnmente con un grupo ácido carboxílico en un extremo; materiales solubles en solventes orgánicos, pero muy insolubles en agua debido a la estructura larga hidrofóbica del hidrocarburo. Estos compuestos sirven como alimento para las bacterias, puesto que pueden ser hidrolizados en los ácidos grasos y alcoholes correspondientes.

Las grasas y los aceites son muy difíciles de transportar en las tuberías de alcantarillado, reducen la capacidad de flujo de los conductos, son difíciles de atacar biológicamente y, generalmente, se requiere su remoción en plantas de pretreatmento. Las grasas y los aceites pueden constituir un problema serio de contaminación en rastros, frigoríficos, industrias empacadoras de carnes, fábricas de aceite de cocina y margarina, restaurantes, estaciones de servicio automotor e industrias de distinta índole. Su cuantificación es necesaria para determinar la necesidad del pretreatmento, la eficiencia de los procesos de remoción y el grado de contaminación por estos compuestos. En general, su concentración para descarga sobre el sistema de alcantarillado se limita a menos de 200 mg/L, en la norma colombiana, decreto 1594/84, a 100 mg/L.

En plantas convencionales de tratamiento, las grasas pueden permanecer en el efluente primario en forma emulsificada. A pesar de la destrucción de los agentes emulsificantes por el tratamiento biológico secundario, la grasa no utilizada se separa del agua y flota en los tanques de sedimentación secundaria. Las grasas y los aceites son uno de los problemas principales en la disposición de lodos crudos sobre el suelo, por ello, uno de los objetivos de la digestión de lodos es la reducción de ellos. Además, las grasas y los aceites afectan adversamente la transferencia de oxígeno del agua a las células e interfieren con su desempeño dentro del proceso de

De acuerdo a la información obtenida probablemente el primer ensayo de prueba de jarras fue realizado por W. L. Langellier en la Universidad de California en 1918, las primeras aplicaciones y el desarrollo inicial, corresponden a John Baylis, Bartow y Petterson, Fleming, Nolte y Kromer. Aportes tecnológicos posteriores los realizan Tolman, Nickel, Gekershausen, Langellier - Ludwig, Cross et.al., C. Henry, Smith, Straub, Elliassen, Morcom, Cox y otros, que perfeccionan continuamente el ensayo y lo aplican con éxito a diversas condiciones de coagulación de aguas, orientando principalmente el modelo de prueba de jarras hacia la determinación y optimización de las variables químicas del proceso de coagulación.

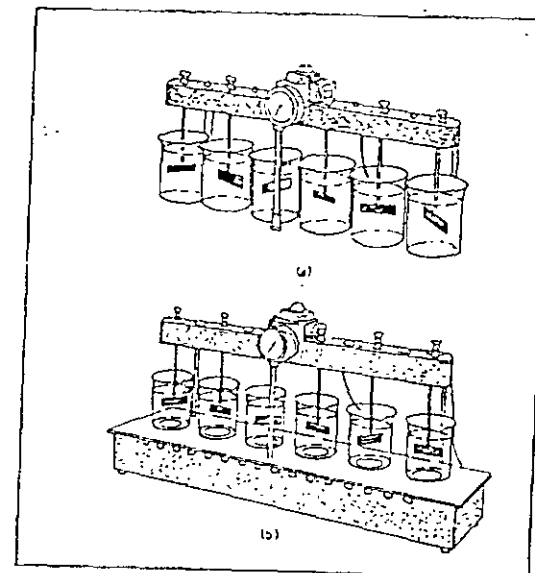
En la actualidad estudios realizados por la Water Research Association, Packham, Sancha et.al. y Cohen, Kirchmer y otros; perfeccionan aún más el ensayo de prueba de jarras para definir variables tan importantes como: determinación de dosis óptimas de coagulante, pH óptimo de coagulación, influencia de la concentración de los coagulantes, influencia en la coagulación de la forma y secuencia de aplicación de los coagulantes, influencia de los ayudantes de coagulación y selección y dosificación de los mismos. Lay, Hudson y Singley, T. Camp y G. Conkling; estudian teórica y prácticamente la determinación e influencia de un nuevo e importante parámetro: la energía disipada expresada como gradiente de velocidad. (Griffith y Williams, Hudson, Wagner y Singley, orientan el ensayo de prueba de jarras en tal forma de constituir una herramienta muy apreciable para la evaluación y caracterización de la eficiencia de los procesos de coagulación, floculación y sedimentación, estableciendo procedimientos comparativos con las plantas de tratamiento - prototipos).

2.1.2 Descripción del equipo de prueba de jarras^{6/}

Para efectuar los ensayos de simulación de procesos existen algunas variaciones en el equipo tradicional, las cuales son descritas en la literatura. Aunque no es un requisito indispensable, estas pruebas en la mayoría de los casos son conducidas en equipos comerciales y uno de los más conocidos es el equipo de prueba de jarras de velocidad variable fabricado por Phipps y Bird.

Normalmente estos equipos constan de:

- Un agitador mecánico provisto con tres a seis paletas, capaz de operar a velocidades variables (de 0 a 100 revoluciones por minuto y actualmente pueden obtenerse equipos que operan con velocidades de hasta 400 rpm).
- Un iluminador de flóculos localizado en la base del agitador de laboratorio.



- (a) agitador mecánico;
- (b) iluminador de flóculos, con el agitador en su lugar.

Figura 2.1
AGITADOR PARA PRUEBA DE POTABILIZACION

- Vasos de precipitado, de 1,500 a 2,000 ml, forma baja, de cristal refractario, tal como se representan en la Figura 2.2(a).

A continuación se analizarán algunos de los componentes más importantes.

2.1.3 Sistema de dosificación^{6/}

Las unidades de agitación múltiple usadas en las pruebas de coagulación, deben ser equipadas con las facilidades necesarias para la adición de coagulantes químicos en forma rápida y simultánea a cada vaso o jarra. La mayoría de equipos comerciales olvidan

este detalle que es la causa de muchos resultados erróneos. Los estudios muestran que las diferencias que existen en el tiempo de adición de los reactivos químicos de las soluciones a los diferentes vasos pueden afectar significativamente los resultados particularmente cuando se usan ayudantes de coagulación. También puede alterar los resultados la velocidad de adición la cual debe ser lo más rápida posible. La práctica común de adicionar coagulantes a cada vaso mediante el uso de una pipeta graduada, es una práctica que no puede ser desechada en forma radical pero la velocidad de adición del reactivo químico es muy lenta y pueden presentarse diferencias considerables en el tiempo de adición y en la rapidez requerida para avanzar con la dosificación.

Una manera simple de evitar estas dificultades es medir el coagulante dentro de tubos de prueba o vasos unidos en un soporte de un diseño adecuado. El soporte, que puede estar montado en la unidad de agitación o mantenido en la mano, ayuda a la adición del coagulante en forma simultánea a todos los vasos. Después de esta operación los recipientes deben ser rápidamente enjuagados con agua destilada y estos enjuagues deben ser adicionados a los vasos de coagulación.

Esta práctica es particularmente útil cuando se van a adicionar más de un reactivo químico (por ejemplo coagulante y ayudante de coagulación), para lo cual se puede tener soportes separados para cada reactivo antes de la prueba de coagulación, de esta manera se podrá controlar las adiciones con precisión.

La técnica usada en el laboratorio del CEPIS, consiste en colocar en seis vasos pequeños por medio de una pipeta o bureta las dosis de coagulantes que se va a agregar. El contenido de cada vaso se succiona con una jeringa hipodérmica provista de su aguja. Se retira dicha aguja de la jeringa y esta última, con su dosis completa, se pone junto a la jarra correspondiente en un soporte de madera especialmente acondicionado que va colocado en el puente superior del aparato en el cual se ha horadado seis o doce agujeros en los que se colocan las agujas hipodérmicas. Cuando se quieren inyectar los coagulantes, todos los embolos de las jeringas se bajan manualmente, lo más rápido posible (máximo en un lapso de cinco segundos). Cuando se pone a funcionar el equipo haciendo girar las paletas a alta velocidad, se inyecta el contenido de cada jeringa en la jarra que le corresponde, cuidando que la solución penetre profundamente para que la dispersión sea más rápida.

Otra posibilidad de efectuar la dosificación de coagulantes es poniendo en las jarras las dosis de coagulantes requeridas y vertiendo rápidamente el agua de la muestra mientras se hace girar las paletas a alta velocidad. Esto produce una mezcla completa semejante a la que se obtiene en un salto hidráulico. Una vez hecha la mezcla rápida se disminuye la velocidad de rotación de las paletas y se deja flocular el agua.

En general se recomienda aplicar las dosis de coagulante en un punto fijo localizado en o cerca del eje impulsor durante una mezcla rápida a alta velocidad.

2.1.4 Sistema de agitación

Descripción del sistema

La variable que más importancia tiene en la "Prueba de Jarras" es la intensidad de agitación expresada como gradiente de velocidad. En el equipo de prueba de jarras para lograr el movimiento del agua, se utilizan paletas o rotores, accionados en forma mecánica o magnética, pudiendo utilizarse una o más paletas, asimismo en el Cuadro 2.1 se detallan las características de las paletas.

Al utilizar únicamente paletas es necesario elevar la velocidad a valores superiores a los que normalmente operan los equipos, produciendo por inercia, al detener el motor luego del ensayo de floculación, un movimiento helicoidal del cual emanan resultados erróneos en el ensayo posterior de sedimentación por lo que se recurre al uso de estatores o deflectores fijos de tipo continuo o discontinuo, tales como los indicados en la Figura 2.2(b).

a) Condiciones teóricas

El esfuerzo cortante producido entre dos láminas de agua que se deslizan con diferente velocidad está dado por:

$$Y = \mu \frac{dv}{ds} \quad (1), \text{ en la cual}$$

$$\frac{dv}{ds} = \text{gradiente de velocidad absoluta}$$

$$\mu = \text{viscosidad absoluta}$$

La potencia consumida para mover las láminas de agua estará dada por:

$$P = Y \frac{dv}{ds} \quad (2),$$

reemplazando el valor de Y, obtenemos:

$$P = \mu \frac{dv}{ds} \quad (3)$$

ANNEX 3

COLLECTING WATER SAMPLES FOR MICROBIOLOGICAL EXAMINATION

Although it may seem a simple matter to collect a sample of water, errors can occur, and special care is therefore needed; problems can also arise independently of the sampling technique used. Unless valid samples are collected, the careful work that is carried out in the subsequent analysis could be a complete waste of time.

Water can be divided into three basic types for the purposes of sampling:

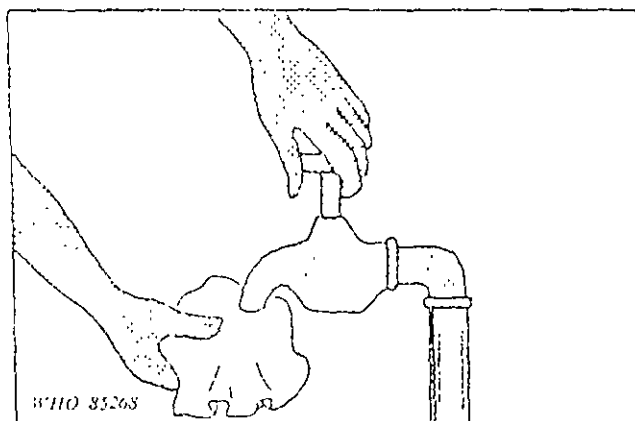
1. water from a tap in a distribution system, or from a fixed hand pump, etc;
2. water from a watercourse or reservoir (river, lake, tank);
3. water from a dug well, etc., where sampling is more difficult than from an open water source.

1. Sampling from a tap or pump outlet

The steps to be followed in sampling from a tap or pump outlet are described in sequence below.

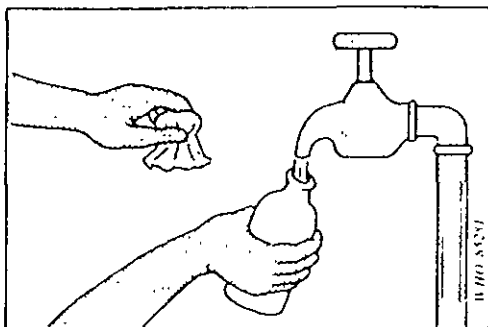
A. Clean the tap

Remove from the tap any attachments that may cause splashing and, using a clean cloth, wipe the outlet in order to remove any dirt

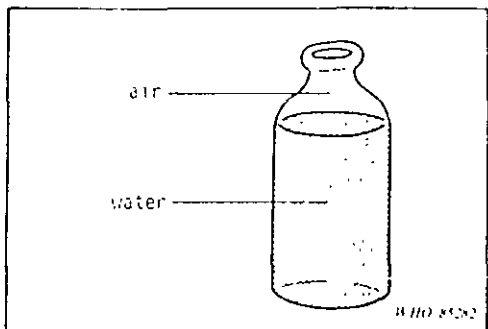


F. Fill the bottle

While holding the cap and protective cover face downwards (so as to prevent entry of dust that might carry microorganisms), immediately hold the bottle under the water jet, and fill.



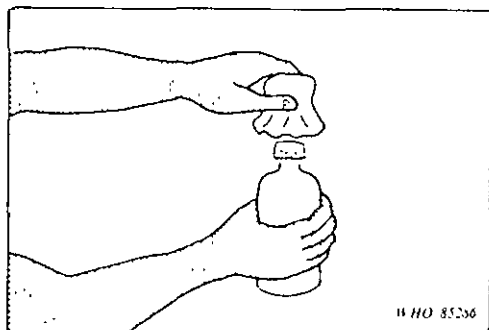
A small air space should be left to facilitate shaking at the time of inoculation prior to analysis



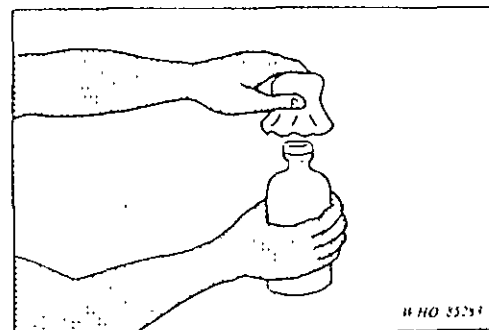
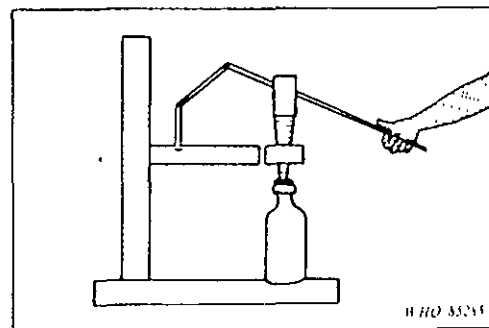
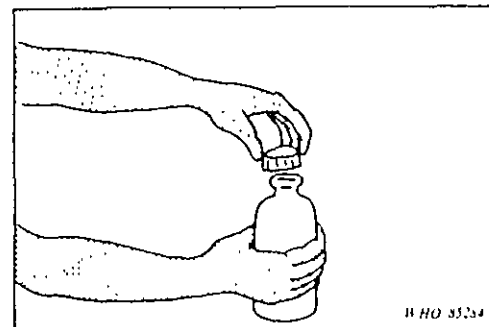
G. Stopper or cap the bottle

(a) Standard technique

Place the stopper in the bottle or screw on the cap and fix the brown paper protective cap in place with the string.

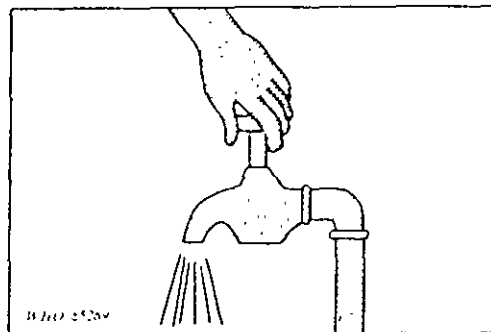


(b) Machine-capping technique: Place the cap in position and then affix using the capping machine; attach the protective brown cover by means of the string.



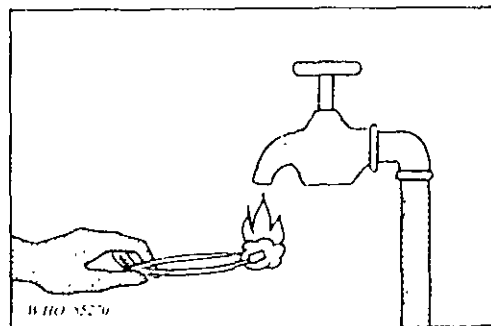
B. Open the tap

Turn on the tap at maximum flow rate and let the water flow for 1-2 minutes.



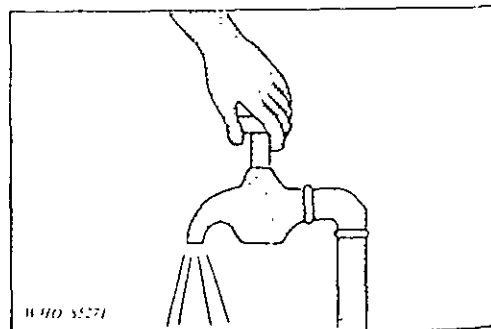
C. Sterilize the tap

Sterilize the tap for a minute with the flame from an ignited cotton-wool swab soaked in alcohol, alternatively, a gas burner or cigarette lighter may be used



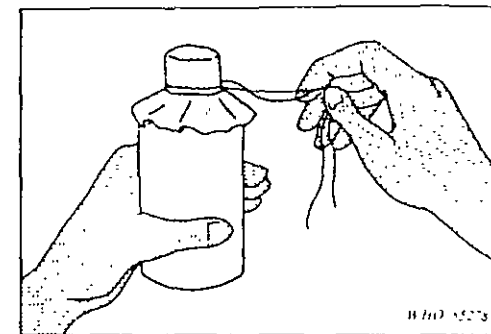
D. Open the tap prior to sampling

Carefully turn on the tap and allow the water to flow for 1-2 minutes at a medium flow rate.

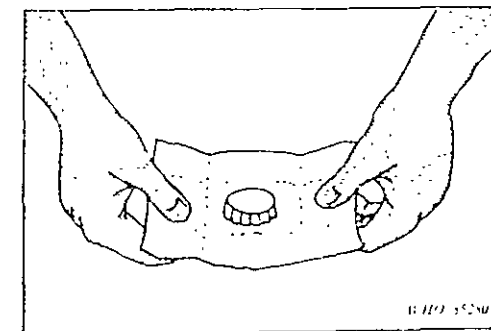
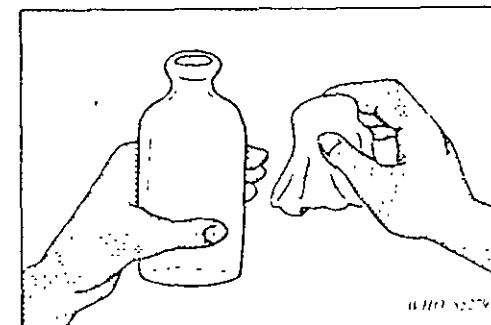


E. Open a sterilized bottle

(a) *Standard technique:* Untie the string fixing the protective brown paper cover and pull out or unscrew the stopper.



(b) *Machine-capping technique:* Untie the string attached to the protective brown paper cover and remove, while an assistant opens the packet containing the sterile cap.

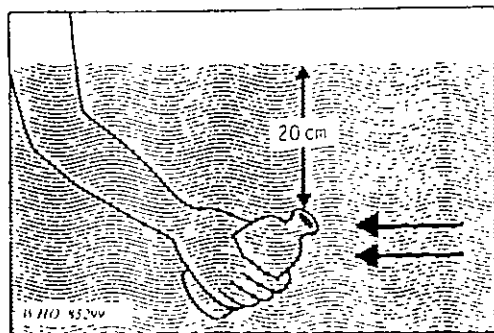


2. Sampling from a watercourse or reservoir

Open the sterilized bottle by the techniques described in section 1, p. 69.

A. Fill the bottle

Holding the bottle by the lower part, submerge it to a depth of about 20 cm, with the mouth facing slightly upwards; if there is a current, the bottle mouth should face towards the current.

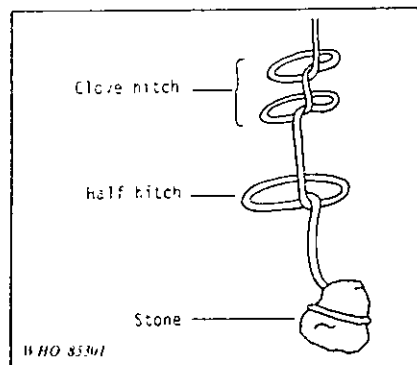
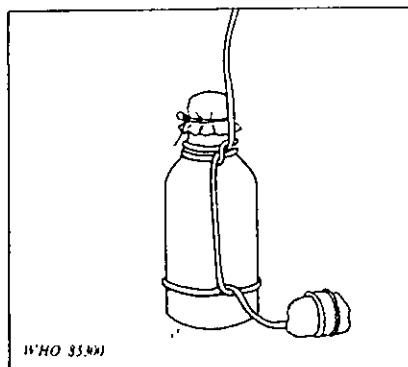


The bottle should then be stoppered or capped as described previously (p 70).

3. Sampling from dug wells and similar sources

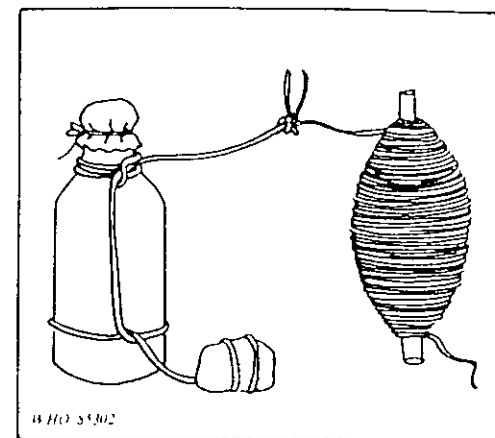
A. Prepare the bottle

With a piece of string, attach a stone of suitable size to the sampling bottle



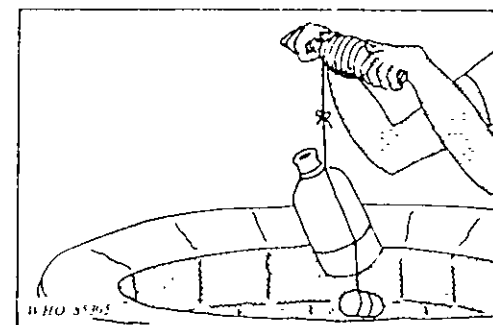
B. Attach bottle to string

Take a 20-m length of clean string rolled around a stick and tie on to the bottle string. Open the bottle as described in section 1 (p 69)



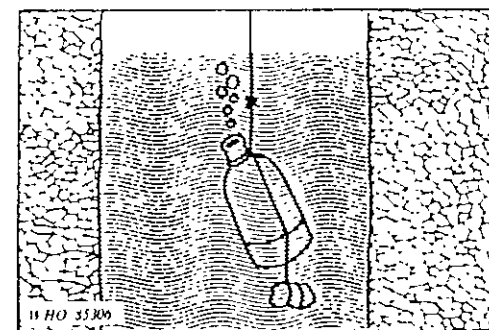
C. Lower the bottle

Lower the bottle, weighted down by the stone, into the well, unwinding the string slowly. Do not allow the bottle to touch the sides of the well.



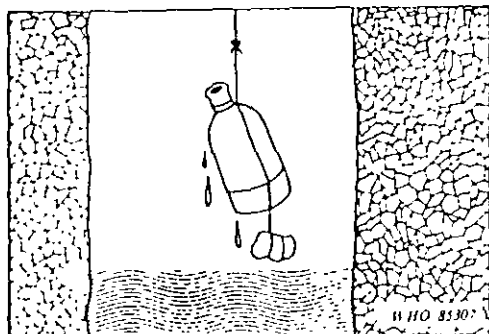
D. Fill the bottle

Immerse the bottle completely in the water and lower it down to the bottom of the well



E. Raise the bottle

Once the bottle is judged to be filled, rewind the string round the stick to bring up the bottle. If the bottle is completely full, discard some water to provide an air space



Stopper or cap the bottle as described previously (p. 70)

ANNEX 4**FIELD TESTS FOR BACTERIOLOGICAL ANALYSIS**

Bacteriological analysis should preferably be carried out in a laboratory equipped with at least the basic facilities. If the samples cannot be processed in a laboratory within 24 hours or so (which may be the case in remote areas or villages), portable equipment installed in a health centre, a school, or similar building should be used. Such field investigations are appropriate when drinking-water surveys lasting several days are carried out in districts lacking proper microbiological laboratories, or where electricity supplies are inadequate. Because there are often difficulties with transportation in remote areas, the amount of laboratory equipment will have to be kept to a minimum. This can limit the number of water-quality parameters that can be measured. In the case of unchlorinated water supplies, only faecal coliforms normally need to be measured. Total and faecal coliform measurements should, however, be considered for chlorinated water sources, together with the determination of residual chlorine. For the analysis, either the multiple-tube (MT) method or the membrane-filter (MF) method may be used.

The bacteriological examination should always be carried out in combination with a sanitary inspection. The bacteriological results obtained under these circumstances can then serve as a verification of the results of the sanitary inspection, and will aid in defining priorities for remedial action.

1. Basic laboratory equipment

In remote areas, where bacteriological analyses are carried out rather infrequently, it is advisable to set up a small laboratory containing the basic equipment in a convenient village within the study area.

Normally, presterilized media and other materials should be brought from a regional laboratory, rather than prepared locally. However, if local facilities are adequate, materials and equipment for making the media, such as a pressure cooker, a heating plate, and preweighed portions of dehydrated media, should be obtained.

1.1 Multiple-tube method

The following basic equipment is required for the multiple-tube method:

(a) a small water-bath in which the temperature can be set at 35 or $37 \pm 0.5^\circ\text{C}$ and $44 \pm 0.5^\circ\text{C}$;

(b) presterilized tubes of double- and single-strength media of chosen composition, and containing Durham tubes.

- (c) test-tube racks,
- (d) presterilized pipettes;
- (e) sterile sampling bottles

1.2 Membrane-filter method

The following basic equipment is required:

- (a) a small water-bath or incubator in which the temperature can be set at 35 or $37 \pm 0.5^\circ\text{C}$ and $44 \pm 0.5^\circ\text{C}$;
- (b) a membrane-filtration unit;
- (c) sterile membrane filters,
- (d) sterile Petri dishes with absorbent pads;
- (e) ampoules of media or bottles with presterilized broth of chosen composition,
- (f) gas-burner or ethanol for flaming,
- (g) presterilized pipettes and forceps,
- (h) water-tight plastic bags (if a water-bath is used),
- (i) sterile sampling bottles

2. Field testing methods

For field investigations, carried out in areas where electricity is lacking or is only available periodically, an alternative methodology has to be adopted in performing the bacteriological analysis. The following alternatives are available.

- (a) delayed-incubation method,
- (b) MT method for faecal coliforms, field modification (see Annex 5),
- (c) MF method, field modification (see Annex 6).

2.1 Delayed-incubation method

2.1.1 Principle

When the distance between the place of sampling and the laboratory is too great to allow the processing of samples in the laboratory within 24 hours of collection, and where a field incubator is not available, delayed incubation may be used. In this procedure, the sample is filtered in the field and the filter placed on a pad saturated with a holding medium (transportation medium), this keeps the bacteria viable, and will arrest visible growth for up to 72 hours. If placed in sturdy containers, or in a suitably padded envelope, the filters may be sent to the laboratory by mail or by other means of transport. Extremes of heat and cold should be avoided during transport, if high temperatures are encountered, some visible growth may occur on the holding medium.

Holding media are available for both total coliforms and faecal coliforms. Examples are the LES MF holding medium for total (and faecal) coliforms and the M-VFC holding medium for faecal coliforms. It has been shown that

the total coliform holding media can also be used for faecal coliforms; however, it should be noted that slight changes in the colour of the coliform colonies will be observed if this procedure is adopted.

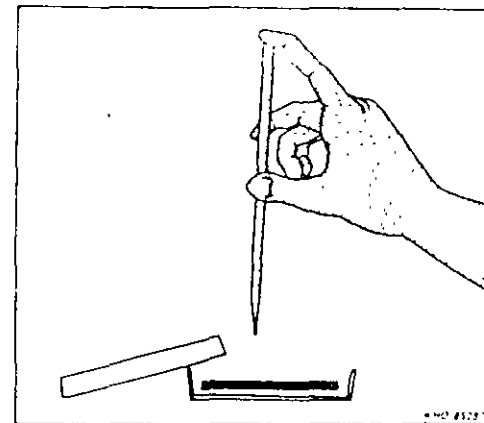
2.1.2 Equipment and materials

The following equipment and materials are required.

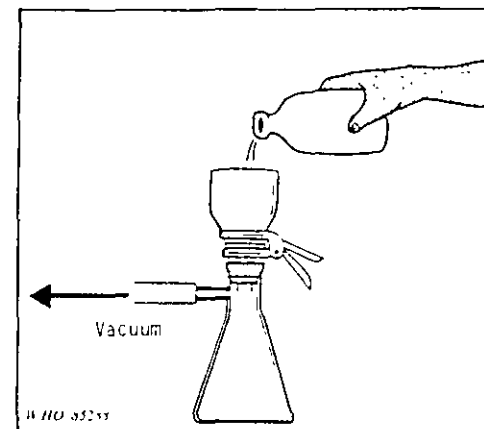
- (a) field filtration unit (for sterilization requirements, see Annex 6);
- (b) suction syringe;
- (c) Petri dishes with tight-fitting lids, and absorbent pads;
- (d) preprepared sterile holding media;
- (e) presterilized pipettes;
- (f) sterile forceps;
- (g) gas-burner or ethanol for flaming,
- (h) sterile sampling bottles (not needed if sterilizable sampling cup is available).

2.1.3 Procedure

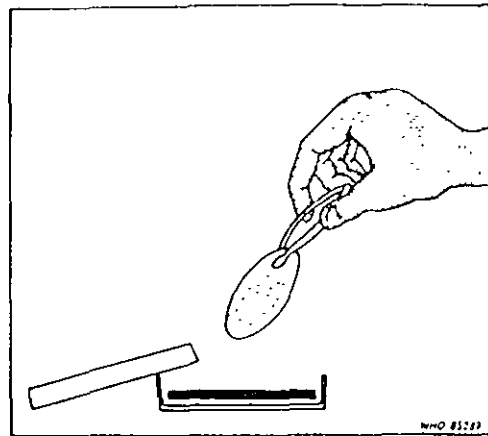
A. Pipette the sterile holding medium into a Petri dish containing a sterile absorption pad. Wait until the pad is thoroughly soaked and decant any excess medium from the dish.



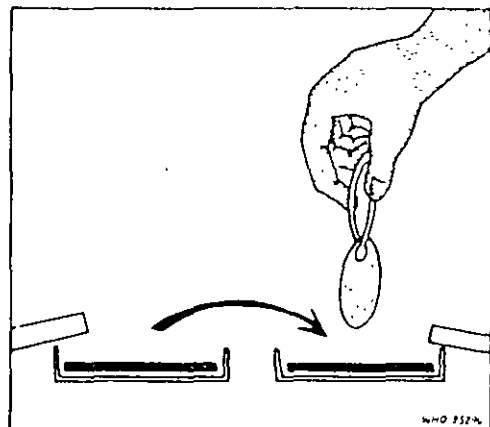
B. Filter 100 ml of water sample through a sterile membrane filter in the sterilized filtration unit.



C. Disconnect the filtration unit and, using the forceps, place the membrane filter (grid side up) on the pre-soaked absorption pad in the Petri dish. Ensure that no air bubbles are trapped between the pad and the filter. Store the Petri dish in a suitable container for transportation to the laboratory (this should take not longer than 72 hours). If it is sent by mail, the Petri dish should be packed in a suitably padded envelope.



D. Upon arrival in the laboratory, transfer the membrane to LES Endomedium for total coliforms, or MFC medium for faecal coliforms, and proceed as described in the MF method (see Annex 6).



2.2 Multiple-tube method

The technique is essentially that used in the laboratory procedure for total and faecal coliforms as described in Annex 5. If only faecal coliforms are to be determined, the alternative method given for this case in Annex 5 can be used.

An electric thermostatically-controlled water-bath, connected to a battery or an automobile cigarette-lighter socket, can be used for field incubation. "Dry-bath" aluminium block incubators are also available for small-scale investigations. Screw-cap tubes with double- and single-strength media are suitable for transportation in the field.

2.3 Membrane-filter method

2.3.1 Principle

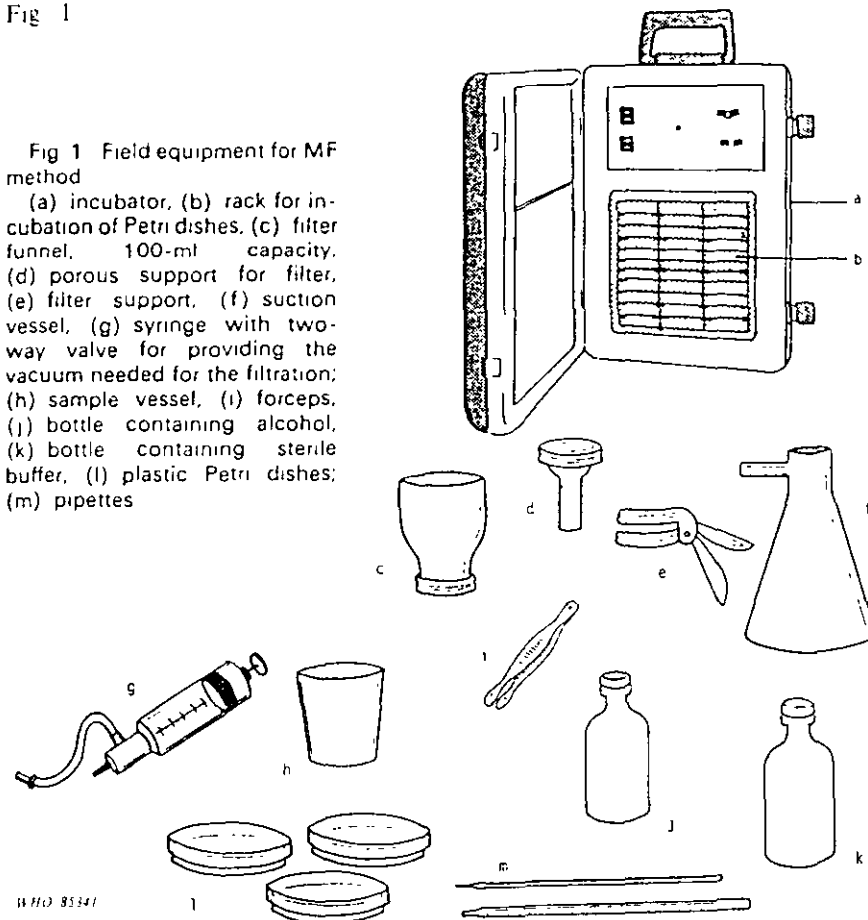
The technique is essentially that used in the laboratory procedure described in Annex 6, the only difference being that the equipment is portable. The required vacuum can be produced by means of a special syringe or suitable hand-pump. Several types of portable equipment are produced by various manufacturers.

2.3.2 Equipment

The essential items of field equipment are shown in Fig 1.

Fig 1 Field equipment for MF method

(a) incubator, (b) rack for incubation of Petri dishes, (c) filter funnel, 100-ml capacity, (d) porous support for filter, (e) filter support, (f) suction vessel, (g) syringe with two-way valve for providing the vacuum needed for the filtration; (h) sample vessel, (i) forceps, (j) bottle containing alcohol, (k) bottle containing sterile buffer, (l) plastic Petri dishes; (m) pipettes.





**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

MÓDULO II

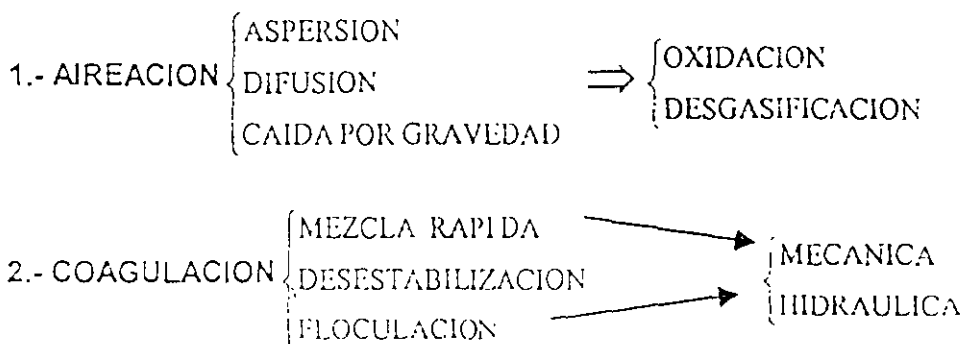
**DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS
POTABILIZADORAS**

TEMA

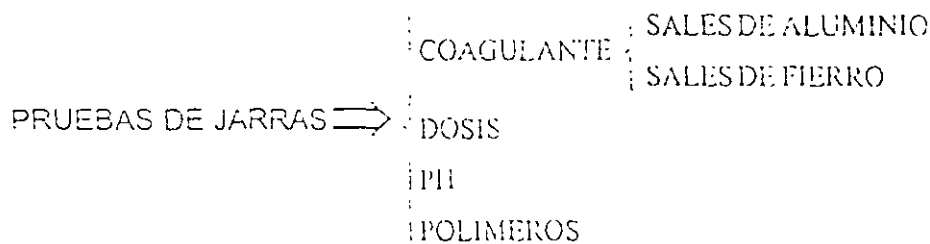
SELECCIÓN DE PROCESOS

**EXPOSITOR: MSP. RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2002**

PROCESOS DE POTABILIZACIÓN



ES LO MAS IMPORTANTE EN LA EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE TURBIEDAD Y COLOR (ARCILLA, MATERIA ORGANICA, METALES TOXICOS, BACTERIAS Y PARASITOS)

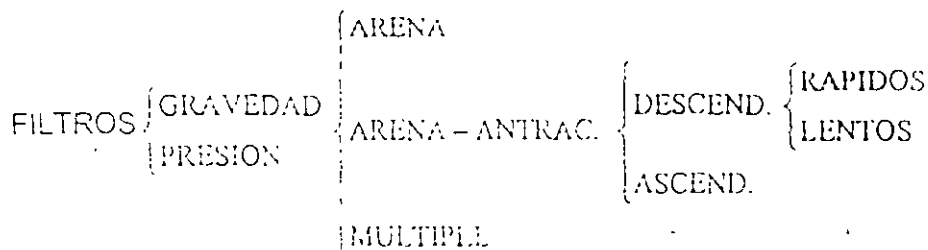


3.- SEDIMENTACIÓN Y FLOTACIÓN

- SEPARACIÓN DE SOLIDOS
- PRESEDIMENTACION (SEDIMENTACIÓN SIMPLE)
- SEDIMENTADOR O CLARIFICADOR.

4.- FILTRACION.- PASO DEL AGUA POR UN MATERIAL POROSO.

PARA AGUAS SUPERFICIALES ES UN PROCESO NECESARIO, COMPLEMENTARIO DE LA DESINFECCION. RETIENE MICROORGANISMOS, FLOCS DE LA COAGULACION, PRECIPITADOS DE ABLANDAMIENTO, Fe Y Mn.



5.- INTERCAMBIO IONICO

- RESINAS SINTETICAS { R - Na⁺, R - H⁺ ——— CATIONICOS
R - OH⁻ ——— ANIONICOS
- ZEOLITAS NATURALES

6.- ADSORCION { INORGANICA ⇒ ALUMINA ACTIVADA { FLUOR
 { ARSENICO
 { ORGANICO RESIDUAL
 { DETERGENTES
 { TRIHALOMETANOS

7.- PRECIPITACIÓN QUÍMICA { ABLANDAMIENTO CON CAL
 { OXIDACION Y PRECIPITACION DE Fe Y Mn

SE BASA EN LA SOLUBILIDAD DE LOS COMPUESTOS QUÍMICOS, A DIFERENCIA DE LA COAGULACION QUE ACTUA DESESTABILIZANDO PARTICULAS ESTABLES

CAL, CARBONATO DE SODIO, SOSA CAUSTICA, CLORO, PERMANGANATO DE POTASIO.

FORMA MUCHO LODOS

8.- ESTABILIZACIÓN QUÍMICA { NO INCRUSTACION O CORROSION
 { SECUESTRAMIENTO DE Fe, Mn, Ca
 { CON POLIFOSFATOS, SILICATOS, ETC.

9.- PROCESOS DE MEMBRANA { OSMOSIS INVERSA
 { NANOFILTRACION
 { ELECTRODIALISIS
 { ULTRAFILTRACION

10.- OXIDACIÓN QUÍMICA { OZONO
 { CLORO
 { PERMANGANATO
 { DIOXIDO DE CLORO

11.- DESINFECCION { CLORO
 { OZONO
 { RAYOS UV
 { CALOR

12.- MANEJO Y DISPOSICIÓN DE LODOS

SOLUCIONES A LOS PROBLEMAS EN PAÍSES EN DESARROLLO

Los proyectos de purificación de agua tienen tres componentes

- a) El físico-químico
- b) El mecánico
- c) El hidráulico

Estos tres componentes, si bien están interrelacionados pueden analizarse en forma separada

Componentes Físico-Químicos del Proyecto

En todo proyecto de planta de tratamiento los factores físico-químicos limitan las soluciones posibles que pueden adoptarse. Se refieren éstos, a los procesos químicos y físicos que hay que realizar para transformar determinada calidad de agua cruda en una determinada calidad de agua tratada que cumpla con las normas de potabilidad establecidas

Básicamente comprenden la adición de determinadas sustancias químicas que reaccionan con la molécula del agua y los iones presentes en ella para coadyuvar a remover las impurezas que contiene. En este campo es bien poco lo que se puede innovar o cambiar. Los mismos procesos tienen que ser usados en los países ricos que en los pobres, ya que el comportamiento químico del agua es universal. Lo más que se puede hacer es excluir determinados procesos, que no tienen relación con el aspecto salud, por costosos o por que requieren un control químico sofisticado. Pero una vez que se seleccione un cierto proceso hay que realizarlo con la tecnología disponible, sin tratar de hacer simplificaciones que no puedan dar resultados, confiando más en la suerte que en los conocimientos que tenemos sobre la materia.

Por ejemplo si se proyecta un proceso de coagulación con sulfato de aluminio, no cabe hacerle modificaciones. Hay que dispersar adecuadamente los coagulantes, hay que darles tiempo para que reaccionen y formen los flóculos y hay que separar luego las partículas por decantación y filtración

Cualquiera que sea la región donde se proyecte tal proceso deben hacerse en la misma forma.

Igual cosa podría decirse de los procesos de floculación, sedimentación y filtración en medios granulares porosos. Los mecanismos de remoción de partículas en ellas actúan de manera igual en cualquier parte y por tanto las normas sobre velocidades máxima de flujo, adhesividad de las partículas de acuerdo con el coagulante primario que se use y demás aspectos del tratamiento, tienen que respetarse sin restricciones.

Tal es la razón por la cual se ha puesto buen cuidado en desarrollar extensamente las

teorías de la coagulación, la floculación, la sedimentación y la filtración, ya que sin el conocimiento a fondo de sus mecanismos de acción es imposible utilizar bien sus propiedades.

Componentes Mecánicos

Se requiere a la manera como se proyecten los equipos para dosificación de sustancias químicas, medidas de niveles y caudales, accionamiento de válvulas, transporte de líquidos y control y registro de parámetros físico-químicos. Es en este aspecto en donde el proyectista de los países en vía de desarrollo, tiene que utilizar un criterio distinto al de los países industrializados. Podrían establecerse al respecto los siguientes lineamientos generales:

- a) Preferencia por la operación directa de válvulas y compuertas en lugar del accionamiento hidráulico o neumático de control remoto. De ser necesario éste, debería escogerse el accionamiento eléctrico.
- b) Determinación de flujos en elementos abiertos tales como vertederos y canaletas Parshall, en lugar de tubos Venturis que requieren sistemas de medida de presión diferencial, la cual es más complicada que la simple observación de niveles.
- c) Suspensión de toda operación automática hecha con sistemas electrónicos o similares.
- d) Preferencia por dosificadores gravitacionales y en solución de sustancias químicas, sobre los dosificadores en seco que utilizan coagulantes en polvo, por ser éstos más costosos, más sofisticados y más ineficientes desde el punto de vista de la efectividad de la dispersión de los químicos en el agua. Sin embargo, a veces es necesario usar bombas dosificadoras para polielectrolitos o coagulantes líquidos.
- e) Utilización de un mínimo de instrumentación tal como medida y registro de caudales, medida y registro de niveles, medida y registro de parámetros químicos (pH, cloro residual, turbiedad, etc.) La instrumentación debe planearse para que cumpla con el objetivo básico de facilitar el control de aquellos valores sobre los que es estrictamente indispensable mantener una vigilancia continua. No se deben instalar instrumentos que el personal de operación no están interesado en mantener o porque no les hacen falta o porque pueden reemplazarlos por sistemas de observación visual.
- f) Preferencia por válvulas de mariposa en lugar de compuertas o válvulas de compuerta, porque tienen a la larga menores problemas de operación y mantenimiento cuando su uso es muy frecuente.
- g) Reemplazo, en donde sea posible y cuando su uso no es diario, de válvulas de toda clase por compuertas de tipo superficial (stop logs) de bajo costo.
- h) Transmisión de señales por sistemas eléctricos preferiblemente que hidráulicos o

neumáticos que requieran el uso permanente de bombas o compresores.

i) Manejo y transporte de sustancias químicas en sentido horizontal, con depósitos a un solo nivel, para evitar el transporte mecánico vertical.

Componentes Hidráulicos del Proyecto

Se refiere a la manera como se proyecta el flujo de agua que circula por los tanques y conductos de transmisión. Puede hacerse con sistemas abiertos o cerrados, con sentido horizontal o vertical, por gravedad o por bombeo.

Es en este otro aspecto del proyecto en donde se pueden realizar significativas economías.

Al respecto se podrían mencionar las siguientes:

- a).- Cuando sea posible, debe buscarse proyectar sistemas que trabajen enteramente por gravedad, evitando los bombeos de agua o de sustancias químicas.
- b) - Debe preferirse la mezcla hidráulica para dispersión de coagulantes sobre la mecánica, por ser la primera más simple y más eficiente y no depender de equipos que pueden fallar.
- c) - Emplear preferentemente floculadores hidráulicos de tabiques, de flujo helicoidal o de tipo Alabama o Cox sobre los mecánicos. Desgraciadamente, debido a la limitación creada por la invariabilidad de estos sistemas, la floculación hidráulica resulta inconveniente a veces y debe recurrirse a la mecánica.
- d) - Preferir métodos de decantación acelerada con placas sobre los de decantación en manto de lodos o en sedimentadores horizontales. Esto, debido al menor costo de los primeros y su más fácil manejo. El sistema de alta rata combina la economía de espacio de los decantadores de manto de lodos con la fácil operabilidad de los decantadores de flujo horizontal.
- e) - Filtrar en medios dobles de arena y antracita (en lugar de arena sola) para disminuir las áreas filtrantes, abaratar los costos de construcción y permitir el lavado mutuo de los filtros.
- f).- Eliminar todo control mecánico del proceso de filtración, regulando el flujo solamente por orificios o por vertedero colocado en el efluente del filtro. Esto implica el uso de ratas declinantes de filtración.
- g) - Lavar los filtros con el flujo proveniente de las otras unidades.
- h).- Proyectar sistema de canales de concreto tanto para la introducción del agua al filtro

como para evacuar el efluente y el agua proveniente del lavado. La supresión de tuberías, elimina todas las complicaciones de las galerías de conductos en los filtros y simplifica considerablemente la operación del sistema, al hacer posible la utilización de válvulas de mariposa de accionamiento directo, o compuertas superficiales (stop logs).

Siguiendo estos criterios se puede llegar a un diseño, hasta un 50% más económico que el de las plantas tradicionales. Por otro lado el sistema queda más confiable, fácil de construir y de operar con pocas partes que puedan desgastarse y requerir mantenimiento especializado y menos vulnerable a falla que los sistemas mecanizados, aunque esto no signifique que pueden entregarse, como con cierta frecuencia ocurre en los países en vía de desarrollo, a personal carente de los más elementales conocimientos de la tecnología que tienen entre manos y sin motivación ninguna para producir una buena calidad de agua, que cumpla con las normas nacionales o internacionales

OPCIONES PARA POTABILIZAR AGUAS SUPERFICIALES

La experiencia ha demostrado que las siguientes tecnologías merecen ser consideradas como opciones para el tratamiento de aguas superficiales en comunidades de países en desarrollo. Los proyectistas, administradores e ingenieros harían bien en asegurarse que dichas tecnologías estén entre las que se evalúen antes de seleccionar el diseño adecuado.

Pretratamiento. El pretratamiento se refiere a los procesos de tratamiento "preparatorios", tales como: Sedimentación simple, almacenamiento y filtración preliminar, los cuales tienen como objetivo remover el material sedimentable de tamaño grande antes de que el agua llegue a las unidades iniciales de tratamiento. El pretratamiento adecuado durante los periodos de turbiedad excesiva, reduce la carga en las unidades de tratamiento subsecuentes y produce ahorros considerables en los costos totales de operación, especialmente en lo que se refiere a productos químicos.

Productos químicos. Los productos químicos usualmente necesarios en el tratamiento de agua incluyen; un coagulante, generalmente sulfato de aluminio; desinfectantes, comúnmente cloro o hipocloritos; y cuando es necesario controlar el pH, álcalis, por lo general cal. Los coadyuvantes coagulantes se pueden utilizar para mejorar el tratamiento y/o reducir el consumo de coagulantes, en cualquier caso se prefieren coadyuvantes de origen natural por encima de los de tipo sintético.

Alimentadores de productos químicos. Los alimentadores deben ser de diseño sencillo y fáciles de operar. El hipoclorito las soluciones coagulantes se pueden agregar mediante alimentadores tipo solución que se pueden construir localmente. Los reguladores de gas cloro son más complejos que los alimentadores tipo solución; en consecuencia su uso se limita a plantas grandes donde se dispone de supervisión calificada. El uso de alimentadores de solución saturada hace posible utilizar compuestos químicos baratos de baja pureza (por ejemplo, terrones de cal o alumbre) los cuales se pueden obtener

localmente.

Mezcladores hidráulicos rápidos. Las unidades de mezclado rápido se localizan al principio de la planta y se diseñan para generar una intensa turbulencia en el agua cruda entrante. Los mezcladores hidráulicos rápidos, tales como: sitios hidráulicos, canales, o vertederos usualmente generan turbulencia suficiente sin necesidad de equipo mecánico y se construyen, operan y mantienen fácilmente con personal y materiales locales. El coagulante se añade al agua cruda por medio de un recipiente perforado colocado por arriba del nivel de agua, o mediante un difusor de tubería colocado inmediatamente corriente arriba de la zona de máxima turbulencia.

Floculación hidráulica. La floculación sigue inmediatamente después del proceso de mezclado rápido y proporciona una agitación lenta y continua, durante la cual las partículas suspendidas en el agua se juntan formando masas más grandes de manera que se puedan remover del agua en procesos de tratamiento subsecuentes, particularmente por medio de sedimentación. Los floculadores hidráulicos, tales como los del canal de mamparas, de lecho de grave y de flujo helicoidal no requieren equipo mecánico ni un suministro de energía continuo, y se pueden construir con materiales y mano de obra locales a un costo relativamente bajo.

Tanques de asentamiento de flujo horizontal. El proceso de sedimentación es responsable del asentamiento y remoción del material suspendido en el agua. Los tanques de flujo horizontal con remoción manual de lodos no requieren importación de equipo, y la mano de obra para limpiar los tanques se obtiene fácilmente. Igualmente importante es el hecho de que los tanques de flujo horizontal se pueden sobrecargar moderadamente sin efectos perjudiciales para la filtración subsecuente, ya que a pesar de la sobrecarga la mayor parte de los sólidos suspendidos se asentará. Las unidades de flujo ascendente tienden a perder la mayor parte de sus flóculos cuando se sobrecargan. Se pueden instalar sedimentadores de tubo o de placa inclinada en los tanques de sedimentación existentes para aumentar la capacidad y/o mejorar la calidad del efluente.

Filtros rápidos. La filtración es un proceso físico, químico y (e algunos casos) biológico para separar del agua impurezas coloidales y suspendidas mediante el paso de la misma a través de un medio poroso. Un filtro rápido se compone de una capa de arena clasificada por tamaño o, en algunos casos, de una capa de medio filtrante grueso colocada sobre otra capa de arena a través de las cuales se filtra el agua hacia abajo a velocidades relativamente altas. El filtro se limpia mediante retrolavado con agua filtrada.

- a) *Unidades de lavado interfiltros.* Las unidades de filtración con lavado interfiltros son más fáciles de construir, operar y mantener que los filtros rápidos convencionales. Para el control de los filtros sólo se necesitan dos válvulas. El sistema completo se puede diseñar con canales de concreto o conductos de caja, y es posible eliminar completamente los elaborados sistemas de tuberías, válvulas y de control que son comunes en los esquemas de filtración convencionales. Las unidades filtrantes deben ser considerablemente más profundas que las empleadas en diseños

convencionales debido a la carga requerida para el retrolavado.

- b) *Filtración directa.* El proceso de filtración directa somete al agua a un mezclado rápido con coagulantes y algunas veces a floculación, seguido inmediatamente por la filtración. La filtración directa generalmente sólo es practicable para aguas crudas de baja turbiedad, pero es una opción comparativamente barata cuando es factible, particularmente para reducir el uso de coagulantes costosos.
- c) *Filtros de flujo ascendente-descendente.* En este tipo de sistema, un filtro preliminar de flujo ascendente sustituye al arreglo convencional, mezclado, floculación y sedimentación, utilizado en plantas de filtración rápida. El filtro de flujo descendente es un filtro convencional rápido. Este diseño puede resultar en costos de construcción y operacionales reducido en plantas pequeñas de tratamiento.

Filtros lentos de arena. Un filtro lento de arena se compone de una capa de arena a través de la cual se filtra el agua a una velocidad relativamente baja; el filtro se limpia periódicamente raspando una capa delgada de arena sucia de la superficie a intervalos de varias semanas a meses. Los filtros lentos de arena son efectivos para remover materia orgánica y microorganismos de las aguas crudas de turbiedad relativamente baja, dando como resultado ahorros en el proceso de desinfección. Además, el costo de construcción de filtros lentos de arena en los países en desarrollo es bajo, las importaciones de material y equipo son insignificante, y se construyen, operan, y mantienen fácilmente.

Plantas modulares de tratamiento de agua. Las plantas modulares son unidades compactas de tratamiento, preferiblemente hechas de concreto o mampostería en los países en desarrollo, y ensambladas ya sea parcial o completamente en el lugar de su ubicación sin equipo grande o complicado. Los diseños modulares que se normalizan reducen el tipo y número de dispositivos, facilitando con ello la obtención de refacciones, el entrenamiento de operarios y la reparación. Para acortar aún más el tiempo de la puesta en ejecución de proyectos, las plantas pueden consistir en unidades modulares prefabricadas y transportables a los sitios de construcción para su ensamble final.

CONSIDERACIONES BASICAS

Este capítulo considera los principales factores en los que se basa la selección adecuada de plantas de tratamiento de agua. Se establecen los criterios generales de diseño para la construcción y operación de proyectos de abastecimiento de agua que reflejen las condiciones sociales, económicas y técnicas predominantes en los países en desarrollo. Después de esto, en las secciones restantes del capítulo se tratan varios factores preliminares importantes tales como: criterios de calidad del agua, selección de fuentes y procesos de tratamiento, los cuales deben analizarse a fondo antes de iniciar el diseño de unidades de tratamiento. También se revisan los materiales y métodos de construcción. En capítulos subsecuentes se consideran los procesos unitarios individuales.

La selección de la capacidad de la planta, la cual depende de muchos factores que

incluyen: población, periodo del diseño, instalaciones de almacenamiento, distancia entre fuentes y planta, y recursos financieros, se encuentra fuera del alcance de este volumen. La sola selección del periodo de diseño no es una cuestión sencilla; depende de la tasa de crecimiento de la población, tasas de interés (que están en función de los recursos financieros), facilidad de ampliación de las instalaciones y vida útil de las estructuras componentes y equipo (Fair, Geyer y Okun, 1971). Muchos libros de texto y de referencia tratan estos temas ampliamente. Este texto tiene como objetivo el diseño de las instalaciones de tratamiento después de que se ha establecido la capacidad.

PAUTAS GENERALES DE DISEÑO PARA UN TRATAMIENTO DE AGUA PRACTICO

El método de diseño en cualquier localidad, ya sea en un país desarrollado o en uno subdesarrollado, debe aprovechar al máximo el total de la inversión de capital, material y recursos humanos disponibles, reconociendo las limitaciones que puedan existir. Puesto que las condiciones socioeconómicas y técnicas difieren bastante entre los países industrializados y los países en desarrollo, una serie diferente de criterios de diseño gobierna la puesta en práctica de proyectos de abastecimiento de agua en cada región

En los países industrializados, la economía, caracterizada por una abundancia de capital, demanda un abastecimiento de agua que llene las siguientes condiciones generales: 1) un alto grado de automatización a fin de reducir los costos de mano de obra que son considerablemente más altos que los de los países en desarrollo, 2) una amplia utilización de equipo e instrumentación fácilmente obtenibles y mantenidos en buen estado por una variedad de proveedores, y 3) una preferencia por soluciones mecánicas en lugar de hidráulicas. Las plantas de tratamiento que se han diseñado bajo estas condiciones han funcionado razonablemente bien durante varias décadas en los países industrializados; aunque en algunos casos, particularmente en comunidades pequeñas, las complicadas plantas que emplean equipo altamente mecanizado ahorrador de mano de obra a menudo no producen ahorros reales. Además, la confiabilidad del abastecimiento no se puede incrementar, especialmente si no se puede garantizar un mantenimiento adecuado del equipo. Algo que es común y desafortunadamente ocurre, es la exportación de los criterios de diseño que se acaban de mencionar, junto con el equipo, a los países en desarrollo donde resultan totalmente inadecuados, excepto tal vez en los centros urbanos muy grandes donde se dispone de recursos técnicos, servicios de apoyo y personal calificado.

Una de las razones que explican por qué las técnicas convencionales (tales como las que se utilizan en plantas de tratamiento de los Estados Unidos y otros países industrializados) son inadecuadas para la mayor parte de Asia, África y América Latina es la capacidad de los consumidores en los países en desarrollo para pagar el agua es pequeña, de un quinto a un vigésimo quinto de la de Estado Unidos, de manera que las plantas construidas utilizando costosas tecnologías importadas no son económicamente convenientes (Wagner, 1982a). Por otra parte, incluso en aquellos casos donde los costos de la inversión están subsidiados, los costos de operación y mantenimiento, que son sufragados

por el país importador, se incrementan proporcionalmente con la complejidad de la planta de tratamiento, dando por resultado cuotas más altas por el servicio de agua para el consumidor.

En segundo lugar, existe escasez de personal calificado para operar y mantener las plantas de tratamiento en el mundo en desarrollo; la limitada cantidad de personal calificado a menudo es atraída por la industria que paga mejores salarios. Por otra parte, existe abundancia de mano de obra no calificada, lo cual hace más atractivas las tecnologías que requieren bastante mano de obra.

En tercer lugar, las empresas públicas del agua que deben administrar los sistemas del agua en los países en desarrollo generalmente son ineficientes y sufren excesivos cambios de personal.

Por ende, para el diseño y construcción de plantas de tratamiento de agua en los países en desarrollo se recomiendan los lineamientos siguientes (Arboleda, 1976; Wagner, 1982a):

1. Hasta donde sea posible. La utilización de equipo mecánico debe restringirse al producido localmente.
2. Se deben preferir los dispositivos basados en principios hidráulicos que aprovechan la gravedad para efectuar trabajos tales como mezclado, floculación y control de flujo en filtros en lugar del equipo mecanizado.
3. La pérdida de carga debe reducirse en los casos en que sea posible.
4. La mecanización y automatización son apropiadas sólo cuando las operaciones no se puedan realizar manualmente con facilidad, o en los casos en que aumenten notablemente la confiabilidad.
5. Se deben utilizar manufactura y material nativos para reducir costos, activar la economía local y mejorar el desarrollo industrial.
6. Por una diversidad de razones (por ejemplo, poca o ninguna demanda de incendios, pocas instalaciones de recreo que utilizan agua, poco riego de jardines), las estimaciones de diseño para consumo per cápita y demandas máximas en los países en desarrollo, generalmente deben ser mucho menores que las utilizadas en los Estados Unidos. Por otra parte, el agua se puede utilizar para consumo de animales y cultivos caseros, o cual incrementa la demanda. Además la demanda será determinada en gran parte por el método de distribución. Tomas de agua comunales de donde los consumidores llevan agua a sus hogares, tomas de jardín y conexiones caseras, estimulan demandas diferentes.

7. El período de diseño para la construcción debe ser más corto a fin de reducir la carga financiera en la población actual; los diseños deben ser para un periodo de 5 a 10 años en lugar de 15 a 20 años
8. La planta debe diseñarse para tratar el agua cruda disponible. Debido a que todas las aguas son diferentes, antes de iniciar el diseño de las plantas se deben determinar los objetivos de tratamiento específicos.
9. El organismo que opere y mantenga la instalación debe tener la capacidad para reclutar, entrenar y retener al personal de los varios niveles requeridos para una operación continua.

La selección de los métodos de tratamiento de agua que se ajusten a los criterios antes mencionados no requiere la creación de nuevas tecnologías, sino la aplicación innovadora de tecnologías probadas. En algunos casos puede ser apropiado utilizar métodos que dejaron de utilizarse en los países industrializados desde hace décadas, tales como mezcladores rápidos de vertedor o de salto hidráulico, floculadores con canales de mamparas y alimentadores tipo solución. Tecnologías sencillas de esta clase se adaptan fácilmente a los diseños de plantas de tratamiento hechas a la medida, las cuales probablemente proporcionarán un servicio más confiable a la comunidad a menor costo que las plantas que se componen principalmente de "piezas de desecho" obtenidas de fabricantes extranjeros.

CRITERIOS DE CALIDAD DEL AGUA

A causa de la virtual desaparición en los países industrializados de las enfermedades infecciosas transmitidas a través del agua, se está dando más atención en estos países a los efectos sobre la salud pública de enfermedades crónicas provocadas por la presencia de concentraciones bajas de compuestos químicos orgánicos tales como, hidrocarburos clorados (por ejemplo: trihalometanos) en los sistemas de abastecimiento de agua potable. Se requieren muchas décadas de exposición a dichos compuestos químicos antes de que sus efectos crónicos puedan ser detectados; por eso probablemente no sean de importancia donde la duración de la vida es corta y la incidencia relativamente alta de enfermedades infecciosas tales como las fiebres tifoidea y paratifoidea, disentería basilar, cólera y disentería amibiana cobra su número de víctimas; particularmente esto se refleja en una mortalidad infantil alta. Por lo tanto, ya que las enfermedades entéricas son el mayor riesgo para la salud proveniente del agua potable en los países en desarrollo, las normas de calidad del agua deben enfocarse a la calidad microbiológica de ésta. Además, la remoción de muchos componentes químicos del agua potable, requiere procesos de tratamiento complejos que están fuera del alcance de las capacidades técnicas y financieras de la mayoría de las comunidades de los países en desarrollo.

En los lugares donde se detecten productos químicos peligrosos para la salud en la fuente de suministro de agua, tales como nitratos (que pueden provocar cianosis infantil) o fluoruros excesivos (que pueden provocar enfermedades de los huesos), es preferible

cambiar de fuente, totalmente de ser posible, en lugar de considerar un tratamiento complicado.

Un agua potable e inocua debe ajustarse a las siguientes características de calidad del agua. Debe ser o estar:

1. Libre de organismos patógenos.
2. Baja en concentraciones de compuestos muy tóxicos o que tengan efectos serios a largo plazo, tales como el plomo.
3. Clara.
4. No salina (salada).
5. Libre de compuestos que provoquen un olor o sabor desagradables.
6. No corrosiva, ni debe ocasionar incrustaciones en las tuberías o manchas en la ropa.

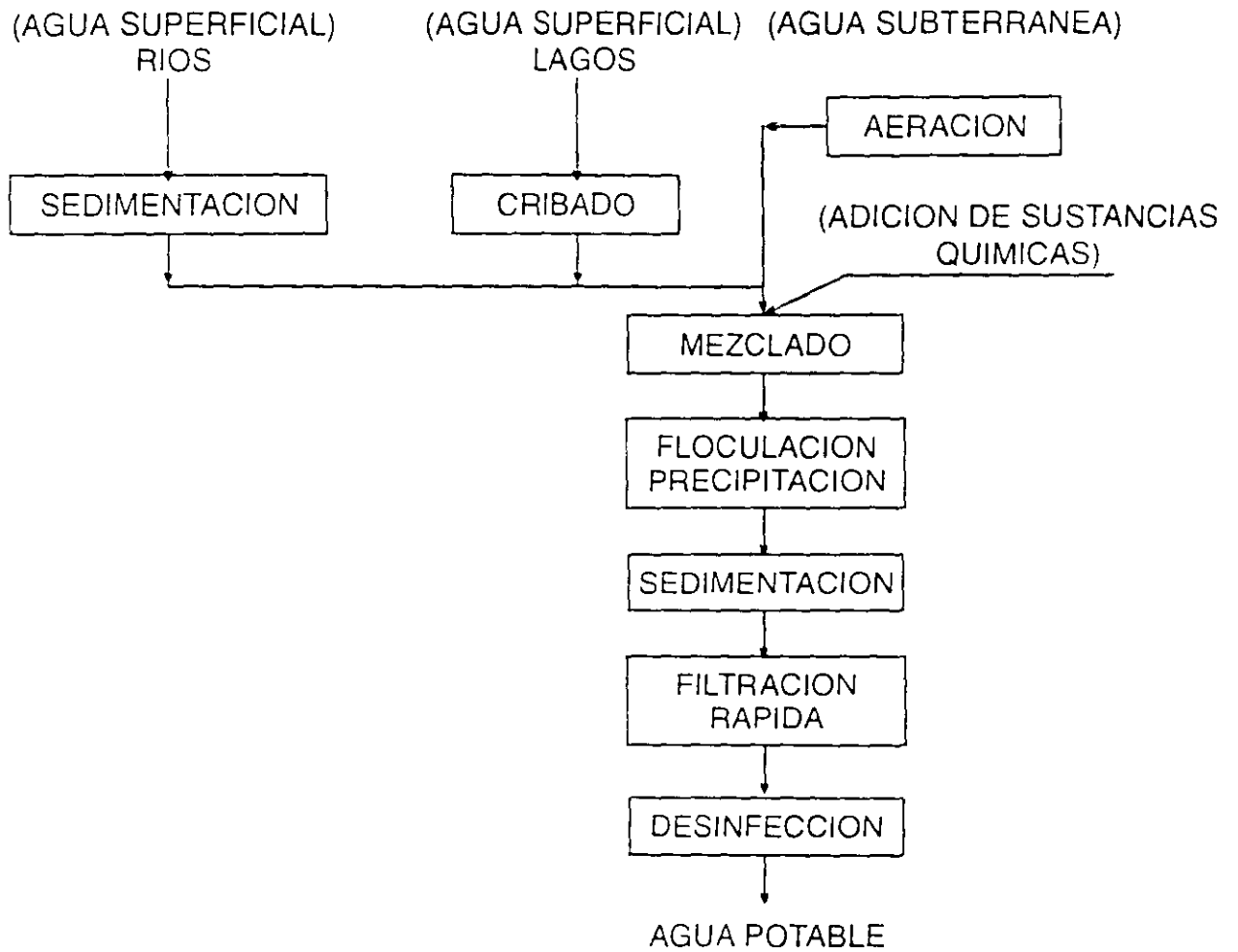


Diagrama de flujo de una planta de tratamiento convencional para agua potable.

El proyecto ejecutivo, final, de una planta potabilizadora, debe estar antecedido de estudios preliminares que nos determinan la necesidad y la factibilidad técnica y económica de la instalación, y ya define capacidad, localización, fuente de abastecimiento, e incluso, procesos y trenes de tratamiento.

Esto a su vez, es elemento importante a considerar en la modulación de la planta (tamaño y No. de unidades), junto con el tamaño de las bombas en la obra te tema.

De cualquier modo, es el Ingeniero Sanitario consultor el que da las pautas y recomendaciones, así como las definiciones, en el estudio de factibilidad, y los estudios preliminares a realizar, para que el proyecto sea lo mas seguro, funcional y económico posible.

Entre estos estudios preliminares podemos mencionar:

-Estudio de Demandas, que involucran la predicción del crecimiento de la población, del comercio y de la industria, así como las dotaciones respectivas, en espacio y tiempo.

Demanda - Oferta = Déficit —> caudal necesario de las fuentes diversas —> capacidad de la potabilizadora

-Períodos de Diseño, se considera de 10 a 20 años, con una media de 15 años para el sistema de abastecimiento, incluyendo la potabilizadora cuando la fuente es suficiente. La construcción inmediata, sin embargo, se programa a mas corto plazo, 5 a 10 años, y entonces el diseño será por etapas, previendo las facilidades para la capacidad total de la planta al final del período de diseño.

primera construcción inmediata

Ejemplo Total 2 etapas

segunda construcción en 5, 10 años

+Áreas de demanda.- Las constituyen las áreas a ser servidas por el sistema dentro del período de diseño, lo que nos definirá la ubicación de la potabilizadora

+ Capacidad de la planta - Nos la define el estudio de demandas y los períodos económicos y de diseño

Caudal medio diario por factor de tolerancia

$F \approx 1.10$ (10% para la recuperación de agua de lavado)

Las demandas máximas diarias y horarios se absorben en el tanque de agua clara.

El área mínima requerida para ubicación de las instalaciones se recomienda sea:

$$A \geq Q^{0.6}$$

A = área en acres

Q = capacidad final de la potabilizadora en MGD

Ej. Para Q = 300 lps

1 mgd = 43.82 l/seg.

Q 0 6.846 MGD

.. $A_{(acres)} \geq 6.846^{0.6} = 3,17$ acres

1 acre = 0,4047 Ha

: $A_{(ha)} = 3.17 \times 0.4047$
= 1.28 Has

+ Sitio de la planta

La selección se basa principalmente en:

- a) Distancia de la obra de toma
- b) Disposición y trazo de las unidades de tratamiento
- c) Impacto ambiental de la planta de potabilización
- d) Forma de distribuir del agua (bombeo o gravedad)
- e) Disponibilidad y facilidad de obtención

La evaluación del sitio debe incluir:

- . Características geotécnicas y topográficas
- . Disponibilidad de servicios (electric, caminos, etc =
- . Susceptibilidad a inundaciones
- . Costo del terreno y de la construcción
- . Expansión futura
- . Facilidad para los drenajes

+ Fuente de Abastecimiento

Puede ser río, lago, presa (no muy variable ,
 pozo, manantial, (calidad casi constante)
 agua de mar (estable)

Su evaluación se hace en función de.

- suficiencia y disponibilidad de agua
- calidad del agua cruda
- facilidades de extracción
- grado de dificultad y costo de la potabilización del agua

- posibilidades de contaminación

Todos los aspectos vistos son muy importantes, pero merece especial atención para el Ingeniero la adecuada selección de la fuente, sobre todo desde el punto de vista sanitario, o sea, de calidad del agua y sus variaciones estacionales, y su potencial de contaminación, pues de ello dependerá: tamaño, tipo, procesos y costos.

Por eso es tan importante una buena caracterización del agua, el conocimiento (y buen manejo) de la química del agua, y el conocimiento de los procesos y tipos de plantas potabilizadoras por lo que es posible optar en la solución.

Al proceder al diseño ejecutivo, siempre es necesario actualizar y verificar la información proveniente del estudio de factibilidad, así como afinar y detallar lo considerado.

Ej. Hacer calidad y tratabilidad del agua.
Topografía y geotecnia detallada del predio
Procesos alternativos de tratamiento
Manejo y disposición de todos químicos
Selección del tratamiento y tipo de planta

También se definen previamente los criterios que se seguirán para los diseños estructural, electromecánico, arquitectónico, forma de operación, grado de instrumentación y control, etc.

TIPOS DE PLANTAS DE PURIFICACION

La calidad del agua cruda oscila grandemente de una fuente a otra; por ello, el tipo de tratamiento requerido para producir agua potable también varía. Dependiendo de la calidad del agua cruda, el grado de complejidad del tratamiento es diferente. El diseño de una planta de tratamiento eficiente y económica requiere un estudio de ingeniería cuidadoso basado en la calidad de la fuente y en la selección apropiada de los procesos y operaciones de tratamiento más adecuados y económicos para producir agua de la calidad requerida. Como no existe una norma o fórmula que permita determinar el tipo de planta requerido para tratar un agua, es necesario realizar los estudios de tratabilidad. Se han formulado criterios generales de tratamiento de agua cruda, según la calidad de la fuente, los cuales sirven como guía. El cuadro 1 resume las recomendaciones sobre requisitos de tratamiento del USPHS en relación con la calidad bacteriológica del agua cruda.

Cuadro 1.
Requisitos de tratamiento (1)

Grupo	Tipo de tratamiento	Contenido de bacterias coliformes
I	Ninguno	Limitado a aguas subterráneas no sujetas a ningún tipo de contaminación
II	Cloración	Promedio en cualquier mes 50/100 mL
III	Completo con filtración rápida en arena y poscloración	Promedio en cualquier mes 5000/100 mL sin exceder este valor en más del 20% de las muestras examinadas en cualquier mes.
IV	Tratamiento adicional: Presedimentación y precloración	Promedio en cualquier mes 5000/100 mL pero excediendo este valor en más del 20% de las muestras analizadas en cualquier mes, y sin exceder de 20000/100 mL en más del 5% de las muestras examinadas en cualquier mes.

El Comité de Control de Polución del Estado de California ha promulgado estándares de calidad del agua cruda para suministros domésticos, los cuales se incluyen en el cuadro 2.

Cuadro 2
Estándares para fuentes de aguas crudas, suministro doméstico (1)

PARAMETRO	FUENTE EXCELENTE Requiere solamente desinfección como tratamiento	FUENTE BUENA Requiere tratamiento usual tal como filtración y desinfección	FUENTE POBRE Requiere tratamiento especial o adicional y desinfección
DBO mg/L Promedio mensual Máximo diario, o muestra	0,75 - 1,5 1,0 - 3,0	1,5 - 2,5 3,0 - 4,0	>2,5 >4,0
NMP de coliformes/100 mL Promedio mensual máximo diario o muestra	50 - 100 <5% sobre 100	50 - 5000 <20% sobre 5000	>5000 <5% sobre 20000
OD Promedio mg/L % saturación pH promedio Cloruros mg/Lmáx. Fluoruros mg/L Fenoles mg/L máx. Color - unidades Turbiedad, unidades	4,0 - 7,5 >75 6,0 - 8,5 <50 <1,5 0 0 - 20 0 - 10	4,0 - 6,5 >60 5,0 - 9,0 50 - 250 1,5 - 3,0 0,005 20 - 150 10 - 250	4,0 - 3,8 - 10,5 >250 >3,0 >0,005 >150 >250

En Colombia se han adoptado criterios similares a los anteriores, los cuales se resumen en el cuadro 3. Debe anotarse que los valores de este cuadro son guías para asignar dicho uso al recurso y que no constituyen requisitos para el diseño de una planta de purificación.

El método que se ha de utilizar en la purificación depende básicamente de las características del agua cruda. La selección del proceso de tratamiento se hace con base en la experiencia y en estudios de tratabilidad realizados en el laboratorio o con plantas piloto, en cada región en particular.

Cuadro 3.
 Criterios de calidad para destinación del recurso para consumo humano
 y doméstico, mg/l

PARAMETRO	Requiere tratamiento convencional: coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección	Requiere sólo desinfección
Amoniaco (como N)	1,0	1,0
Arsénico	0,005	0,05
Bario	1,0	1,0
Cadmio	0,01	0,01
Cianuro	0,2	0,2
Cinc	15,0	15,0
Cloruros	250,0	250,0
Cobre	1,0	1,0
Color (unidades)	75	20
Fenoles	0,002	0,002
Cromo hexavalente	0,05	0,05
Difenil policlorados	ND	ND
Mercurio	0,002	0,002
Nitratos (como N)	10,0	10,0
Nitritos (como N)	1,0	1,0
pH (unidades)	5,0 - 9,0	6,5 - 8,5
Plata	0,05	0,05
Plomo	0,05	0,05
Selenio	0,01	0,01
Sulfatos	400,0	400,0
SAAM	0,5	0,5
Turbiedad	-	10
Coliformes totales NMP/100 mL	20000	1000
Coliformes fecales NMP/100 mL	20000	-
ND= No detectable		

En el cuadro 4. se resumen los procesos de purificación de agua más usados en la actualidad

Cuadro 4
Procesos de purificación de agua

PROCESO	PROPOSITO
TRATAMIENTO PRELIMINAR	
Cribado	Remoción de desechos grandes que pueden obstruir o dañar los equipos de la planta
Pretratamiento químico	Remoción eventual de algas y otros elementos acuáticos que causan sabor, olor y color
Presedimentación	Remoción de grava, arena, limo y otros materiales sedimentables
Aforo	Medida del agua cruda por tratar
TRATAMIENTO PRINCIPAL	
Aireación	Remoción de olores y gases disueltos; adición de oxígeno para mejorar sabor.
Coagulación/floculación	Conversión de sólidos no sedimentables en sólidos sedimentables
Sedimentación	Remoción de sólidos sedimentables
Ablandamiento	Remoción de dureza
Filtración	Remoción de sólidos finos, floculo en suspensión y la mayoría de los microorganismos
Adsorción	Remoción de sustancias orgánicas y color
Estabilización	Prevención de incrustaciones y corrosión
Fluoruración	Prevención de caries dental
Desinfección	Exterminio de organismos patógenos

La efectividad relativa de los principales procesos y operaciones unitarias usados en la purificación de aguas se resume en el cuadro 5.

Cuadro 5
Atributos comunes del agua afectados por los procesos y operaciones unitarias convencionales de tratamiento

El grado relativo de efectividad de cada operación o proceso unitario se indica por un signo +, hasta un límite de cuatro; los efectos indirectos se registran mediante paréntesis colocados alrededor de los signos. Otros factores y limitaciones se indican connotas al pie de la tabla.

Atributo (a)	Aireación (b)	Coagulación, floculación y sedimentación (c)	Ablandamiento con cal, soda y sedimentación (d)	Filtración lenta en arena sin (c) (e)	Filtración rápida en arena precedida de (c) (f)	Cloración (g)
BACTERIAS	0	+	(+++) ^{1,2}	++++	++++	++++
COLOR	0	+++	0	+	++++	0
TURBIDEZ	0	+++	(++) ²	++++ ³	++++	0
OLOR Y SABOR	++ ⁴	(+)	(++) ²	+	(++)	++++ ⁵
DUREZA	+	(--) ⁷	++++ ¹¹	0	(--) ¹⁰	-- ⁶
CORROSIVIDAD	+++ ⁸	(--) ¹⁰	11	0	(--) ¹⁰	0
	-- ⁹	+ ¹¹	(++)	++++ ¹²	++++ ¹²	0
HIERRO Y Mn	+++					0

1. Cuando se producen valores muy altos de pH por tratamiento con exceso de cal.
2. Mediante inclusión en los precipitados
3. Por turbidez alta los filtros se tapan muy rápidamente
4. Sin incluir sabores por clorofenólicos
5. Cuando se emplea cloración al punto de quiebre o subcloración seguida de decloración
6. Cuando no se emplea (5) en presencia de olores y sabores intensos
7. Algunos coagulantes contienen carbonatos o sulfatos
8. Mediante remoción de dióxido de carbono
9. Mediante adición de oxígeno
10. Algunos coagulantes introducen dióxido de carbono
11. Variable, algunos metales son atacados a valores de pH altos
12. Después de la aireación

El agua debe purificarse para que esté siempre libre de todo organismo patógeno, es decir, que sea biológicamente segura. La desinfección es efectiva para dicho propósito si el agua carece de material suspendido. La posibilidad de que los microorganismos patógenos, especialmente los virus se encuentren embebidos dentro de un recubrimiento protector del material que produce turbiedad en el agua hace necesario, para una buena desinfección, la remoción previa de la turbiedad.

El Comité sobre virus de la AWWA recomienda, para una desinfección apropiada, mantener niveles de turbiedad menores de 1 UTJ. Lo anterior supondría, por lo tanto, como tratamiento mínimo para aguas de consumo, la filtración y desinfección.

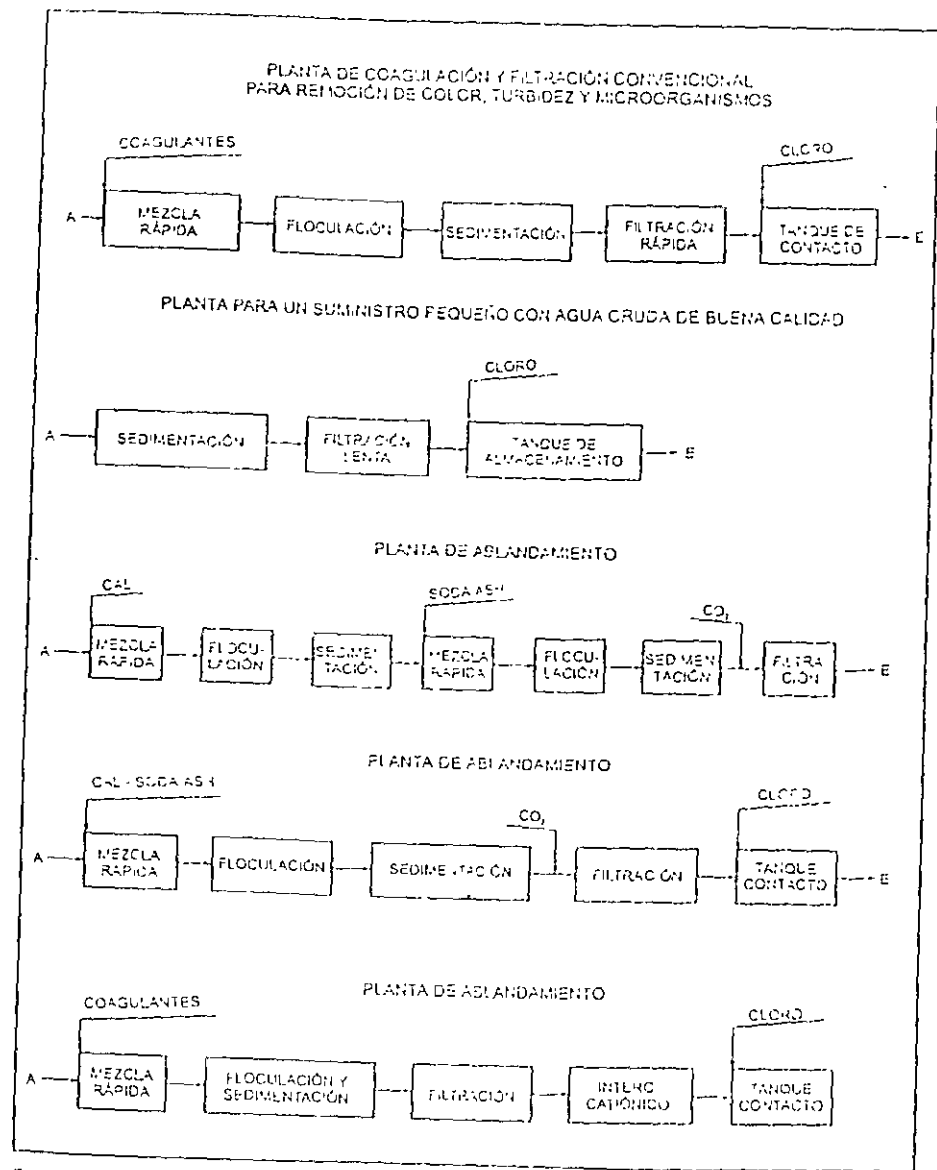


Figura 1.1 Diagramas de flujo plantas de purificación

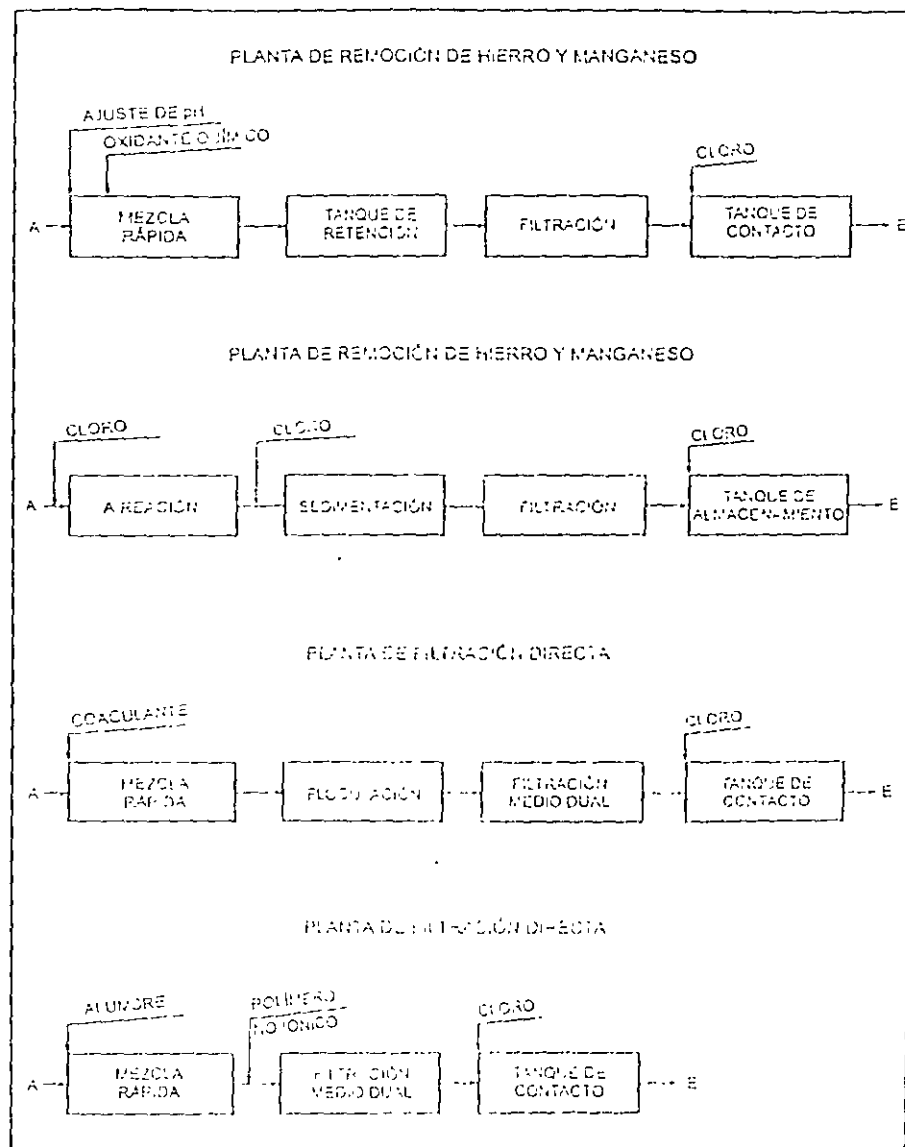


Figura 1.2 Diagramas de flujo plantas de purificación

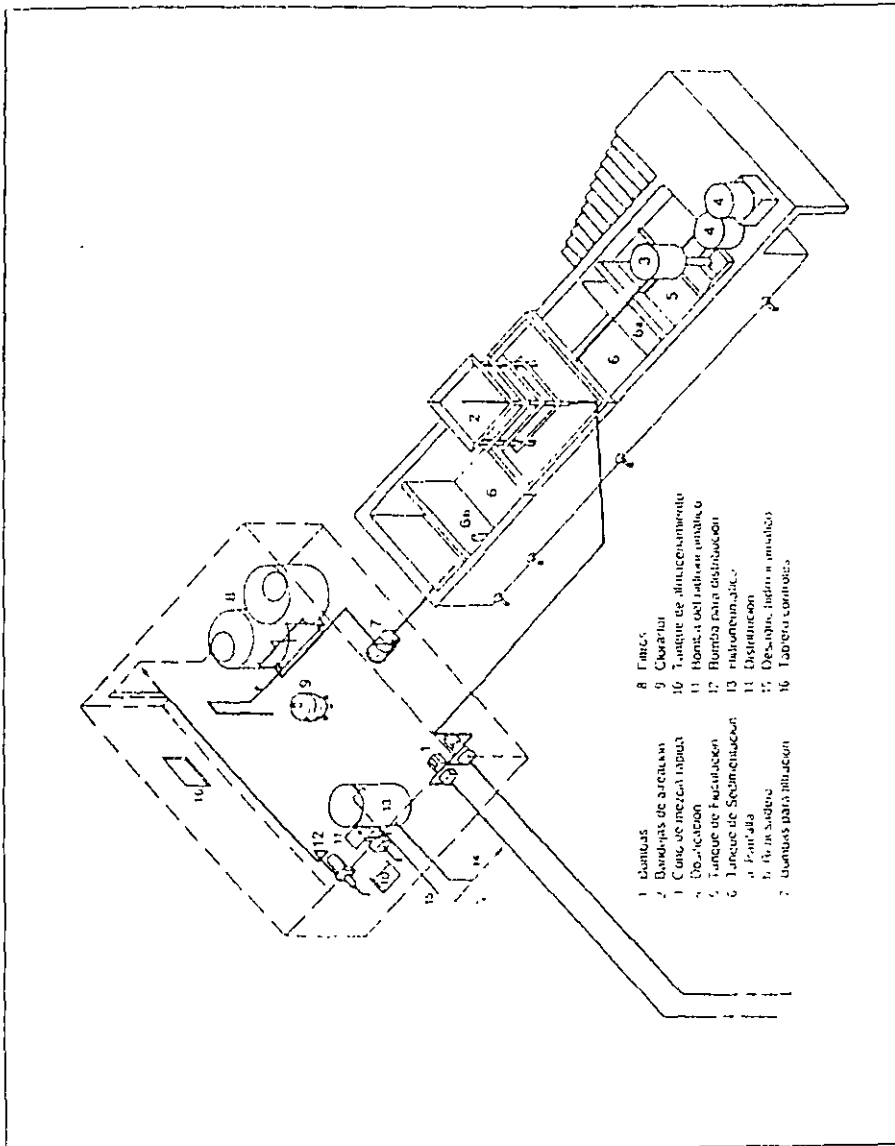


Figura 1.3 Planta de purificación de agua

—Las especificaciones respectivas deben garantizar una construcción económica, pero durable, teniendo en cuenta que las plantas son usadas por muchos más años que los de su periodo de diseño

Con el propósito de ilustrar el ordenamiento de los procesos y operaciones de tratamiento, así como sus diferentes aplicaciones, se presentan en las figuras 1 a 3, algunos diagramas de flujo de plantas de purificación de aguas.

CONSIDERACIONES GENERALES DEL DISEÑO

El objetivo básico del diseño de una planta de purificación de agua es el de integrar, de la manera más económica, los procesos y operaciones de tratamiento para que, cuando sea operada adecuadamente, pueda proveer sin interrupción el caudal de diseño y satisfacer los requerimientos de calidad del agua potable. Por lo tanto, la planta de purificación debe tener máxima confiabilidad y flexibilidad, mínima operación y mantenimiento, y solamente los controles e instrumentación indispensables.

Las condiciones locales predominantes determinan la importancia de los factores previamente mencionados y su incidencia en cada diseño particular. En general se recomienda tener en cuenta, entre otros, los siguientes preceptos de diseño:

- No existe un problema típico de diseño de una planta de purificación. En la práctica los proyectos varían desde una pequeña adición a un sistema existente hasta el diseño de un sistema completo.
- Aunque la planta de tratamiento juega, en muchos casos, el papel primordial en el mejoramiento de la calidad del agua, en el diseño debe considerarse además la fuente y el sistema de distribución, si se quiere lograr la "producción económica" de una agua de buena calidad.
- El ingeniero diseñador debe familiarizarse con todas las normas, leyes y requerimientos oficiales aplicables al proyecto: especificaciones para el diseño de plantas potabilizadoras de agua, Insfopai - 1970; Decreto 2105/83, Decreto 1594/84; códigos de construcción, etc.
- El tipo de tratamiento depende de la calidad de la fuente de suministro y de la calidad deseada en el agua producida. Por lo tanto, una información adecuada sobre la fuente es prerequisite del diseño. Esto supone un análisis completo del agua cruda y, cuando la fuente no es de características uniformes, el conocimiento de las variaciones de sus características y una evaluación de los cambios posibles de calidad de la fuente durante la vida útil de la planta.
- Cuando no existe información suficiente sobre la calidad de la fuente, además de un programa de muestras y análisis, debe recogerse información proveniente de plantas en operación de fuentes semejantes en el área.
- En fuentes superficiales la bocatoma o captación debe localizarse en tal forma que provea una adecuada protección contra cualquier fuente de contaminación. En embalses profundos, las captaciones con tomas múltiples, a varias profundidades,

ofrecen flexibilidad en la selección del agua y en la calidad de la misma en diferentes condiciones. En fuentes subterráneas, la profundidad y localización de los pozos son condicionadas por la adecuada protección de los mismos contra fuentes de contaminación y por la obtención de agua de calidad favorable.

- La capacidad nominal de diseño de una planta es generalmente mayor que la demanda máxima diaria proyectada para el período de diseño.

- En la selección del período de diseño de los componentes de la planta se debe tener en cuenta la vida útil de la estructura y el equipo, la facilidad de expansión, la tasa de crecimiento del área de servicio, la tasa de interés sobre los préstamos, los cambios del poder adquisitivo de la moneda durante el período de deuda y la operación de las estructuras y los equipos durante los años iniciales. En general, se proveen desde el principio aquellas estructuras que no pueden construirse económicamente por etapas, ejemplo: edificios y estaciones de bombeo.

- Es necesario que la planta de purificación pueda operar continuamente con uno o más equipos fuera de servicio por mantenimiento. Esto supone un mínimo de dos unidades de tratamiento, por ejemplo: tanques de sedimentación, floculadores o filtros, dosificadores de coagulantes, cloradores; si existe bombeo debe haber una unidad de reserva. Solamente debe usarse la instrumentación esencial, y la utilización de equipo automático debe restringirse para prevenir que una falla del mismo pueda dejar sin suministro de agua potable a la población.

- Para la localización de la planta se deben tener en cuenta los siguientes aspectos: área futura de servicio, costo bajo del terreno, ubicación con respecto a la fuente de distribución, topografía, disponibilidad de energía eléctrica, facilidades de acceso, facilidad de disposición de residuos, actitud de la comunidad, defensa civil y protección contra atentados, belleza natural y paisajística.

- Las especificaciones respectivas deben garantizar una construcción económica, pero durable, teniendo en cuenta que las plantas son utilizadas por muchos mas años que la de su período de diseño.

Principales diferencias entre aguas superficiales y aguas subterráneas.

CARACTERISTICA	AGUA SUPERFICIAL	AGUA SUBTERRANEA
Temperatura	Variable según las estaciones	Relativamente constante
Turbiedad, materias en suspensión	Variables, a veces elevadas	Bajas o nulas
Mineralización	Variable en función de los terrenos, precipitación, vertidos, etc	Bajas o nulas
Hierro y manganeso	Generalmente ausente excepto en el fondo de los cuerpos de agua en estado de eutroficación	Generalmente presentes
Gas carbónico agresivo	Generalmente ausente	Normalmente ausente o muy bajo
Amoniaco	Presente sólo en aguas contaminadas	Presencia frecuente sin ser índice de contaminación
Sulfuro de Hidrógeno	Ausente	Normalmente presente
Silice	Contenido moderado	Contenido normalmente elevado
Nitratos	Muy bajos en general	Contenido a veces elevado
Elementos vivos	Bacterias, virus, plancton	Ferrobacterias
Oxígeno disuelto	Normalmente próximo a la saturación	Normalmente ausente o muy bajo

Cuadro 7.4
CRITERIO DE SELECCION DE PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUA

CLASIFICACION DE LA COMUNIDAD	CAPACIDAD DE OPERACION	DESARROLLO INDUSTRIAL	TURBIDEADES UN (NORMAL-MEDIA-MAXIMA) Y TAMAÑO DE PARTICULAS >10 MICRONES					
			5-10-20	30-50-100	100-150-250	250-750-1200	250-750-1500	10,000
URBANA	Sin capacidad	Sin posibilidad de prefabricación	Filtración lenta	Filtración Lenta	Sedimentación laminar y filtración lenta	Prefiltración/sedimentación laminar simple filtración lenta	Presedimentación/sedimentación laminar y filtración Lenta	Uso de otras fuentes
		Sin posibilidad de prefabricación	Filtración directa descendente	Filtración directa ascendente	Filtración directa ascendente-descendente	Filtración rápida	Filtración rápida con o sin presedimentación	Filtración rápida + presedimentación
	Con capacidad	Con posibilidad de prefabricación	Filtración directa descendente	Filtración directa ascendente	Filtración directa ascendente-descendente	Filtración rápida	Filtración rápida con o sin presedimentación	Filtración rápida + presedimentación
Rural	Sin capacidad	Sin posibilidad de prefabricación	Desinfección	Filtración lenta	Prefiltración y filtración lenta	Sedimentación laminar/prefiltración y filtración lenta	Presedimentación/sedimentación laminar/prefiltración y filtración lenta	Uso de otras fuentes

Clasificación de aguas crudas con respecto a procesos de tratamiento.

Clases	Promedio de coliformes, número más probable (NMP) por 100 ml	Turbiedad (UTN)	Color (Escala de platino-cobalto)	Hierro (mg/l)	Sólidos totales (mg/l)	Cloruros (mg/l)	Dureza (mg/l)	Crecimiento de algas y plancton
I	< 1	< 25	< 50	< 1.0	< 1,500	< 600	< 250	insignificante
II	< 2	< 25	< 50	< 1.0	< 1,500	< 600	< 250	insignificante
III	< 2 < 50	< 25	< 50	< 1.0	< 1,500	< 600	< 250	excesivo
IV	< 50	< 25	< 50	> 1.0	< 1,500	< 600	< 250	insignificante
V	< 50	< 25	< 50	< 1.0	< 1,500	< 600	> 250	insignificante
VI	< 1,000	< 50	< 70	< 2.5	< 1,500	< 600	< 250	insignificante
VII	< 5,000	< 75	—	< 2.5	< 1,500	< 600	< 250	insignificante
VIII	< 20,000	< 250	—	< 2.5	< 1,500	< 600	< 250	insignificante
IX	< 20,000	< 250	—	> 2.5	< 1,500	< 600	< 250	insignificante
X	< 20,000	> 250	—	< 2.5	< 1,500	< 600	< 250	insignificante
XI	< 20,000	< 250	—	< 2.5	< 1,500	< 600	> 250	insignificante

Clases	Tratamiento mínimo posible	Ejemplo de fuente	...
I		manantial protegido	
II	Ninguno	manantial	
III	Cloración	represa	
IV	Pretratamiento químico y cloración	agua subterránea	
V	Remoción de hierro y cloración	agua subterránea	
VI	Reducción de dureza y cloración	arroyo de montaña	
VII	Filtración lenta de arena y cloración	agua clara de lagos o represas	
	Pretratamiento-filtración lenta de arena y cloración, filtración de flujo ascendente-descendente y cloración		
VIII	Coagulación-sedimentación-filtración-cloración	río	
IX	Filtración de flujo ascendente-flujo descendente y cloración		
X	Aeración-coagulación-sedimentación-filtración-cloración		
XI	Pretratamiento-coagulación-sedimentación-filtración-cloración	río o lago bajos en oxígeno	
	Coagulación-sedimentación-filtración-reducción de dureza-cloración	río muy turbio	
		río	

Fuente: Adaptada de Azevedo-Netto

Métodos de tratamiento más efectivos para la remoción de contaminantes inorgánicos.

Contaminante	Métodos más efectivos
Arsénico: As ⁺³	Coagulación con sulfato férrico, pH 6-8 Coagulación con sulfato de aluminio, pH 6-7 Ablandamiento mediante cal-sosa sobrante Oxidación antes del tratamiento requerido
As ⁺⁵	Coagulación con sulfato férrico, pH 6-8 Coagulación con sulfato de aluminio, pH 6-7 Ablandamiento mediante cal-sosa sobrante
Bario	Ablandamiento mediante cal-sosa, pH 10-11 Intercambio iónico
Cadmio Cd ⁺²	Coagulación con sulfato férrico, pH por encima de 8 Ablandamiento mediante cal-sosa Ablandamiento mediante cal-sosa sobrante
Cromo Cr ⁺³	Coagulación con sulfato férrico, pH 6-9 Coagulación con sulfato de aluminio, pH 7-9 Ablandamiento mediante cal-sosa sobrante
Cr ⁺⁶	Coagulación con sulfato ferroso, pH 7-9.5
Fluoruros	Intercambio iónico con alúmina activada o substratos de carbón de hueso
Plomo	Coagulación con sulfato férrico, pH 6-9 Coagulación con sulfato de aluminio, pH 6-9 Ablandamiento mediante cal-sosa Ablandamiento mediante cal-sosa sobrante
Mercurio: Inorgánico Orgánico	Coagulación con sulfato férrico, pH 7-8 Carbón granular activado
Nitratos	Intercambio iónico
Selenio: Se ⁺⁴	Coagulación con sulfato férrico, pH 6-7 Intercambio iónico Osmosis inversa
Se ⁺⁶	Intercambio iónico Osmosis inversa
Plata	Coagulación con sulfato férrico, pH 7-9 Coagulación con sulfato de aluminio, pH 6-8 Ablandamiento mediante cal-sosa Ablandamiento mediante cal-sosa sobrante

Porcentaje de remoción de sustancias orgánicas mediante procesos de tratamiento de agua.

	Reduc. Edrin %	Reduc. Lindane %	Reduc. Toxaphene %	2,4-D, % de reducción			
				Sal de sodio	Ester Isoprop	Ester Butilo	Ester Isooct
Coagulación, filtración y adsorción con:	35	< 10	< 10	< 10	< 10	< 10	< 10
Carbón activado en polvo, mg/l:							
5-9	85	30	93				
10-19	92						
20-29	80	55			90	90	-90
30-39	94	80-90		90			
40-49					97	97	
50-59	98						97
70-79		99			98		
Carbón activado granular, 7.5 minutos de contacto	> 99	> 99					
Oxidación:							
Cloro, mg/l:							
5	< 10	< 10					
5		< 10					
50		< 10					
100			< 10	< 10	< 10	< 10	< 10
Ozono, mg/l:							
11		< 10					
36		55					
Permanganato de potasio, mg/l:							
10		< 10		< 10	< 10	< 10	< 10
40		< 10					

Remoción de precursores

Se ha mencionado anteriormente que un tópico de gran preocupación en algunas naciones industrializadas es actualmente la formación de hidrocarburos clorados como resultado de las reacciones entre el cloro y los ácidos húmicos u otras sustancias orgánicas presentes en el agua cruda. Esta situación es algo tónica, pues estas sustancias químicas que podrían ser potencialmente dañinas se forman mediante la reacción entre sustancias orgánicas inocuas que se presentan en forma natural en el agua cruda y el cloro que se añade para proteger la salud pública mediante la desinfección de dicha agua.

A.1 MASAS ATÓMICAS, MOLECULARES O EQUIVALENTES Y USO PRINCIPAL DE ALGUNAS SUSTANCIAS COMUNES EN TRATAMIENTO DE AGUAS

Sustancia	Fórmula	Mol	Eg	Uso principal
Ácido clorhídrico	HCl	36.5	36.5	Ajuste de pH, estabilización
Ácido fluosilícico	H ₂ SiF ₆	144	72	Fluoruración
Ácido fosforico	H ₃ PO ₄	98	32.7	
Ácido sulfúrico	H ₂ SO ₄	98	49	Ajuste de pH, estabilización
Alumbre	Al ₂ (SO ₄) ₃ · 14H ₂ O	600	100	Coagulación
Alumbre	Al ₂ (SO ₄) ₃ · 18H ₂ O	667	111	Coagulación
Alúmina	Al ₂ O ₃	102	17	Ablandamiento
Aluminato de sodio	NaAlO ₂	82		Coagulación
Amoniaco	NH ₃	17	17	Desinfección con cloraminas
Amonio fluosilicato	(NH ₄) ₂ SiF ₆	178		Fluoruración
Bicarbonato de calcio	Ca(HCO ₃) ₂	162	81	
Bicarbonato de sodio	NaHCO ₃	84	84	Ajuste de pH, estabilización
Carbon activado	C	12	3	Control de olores y sabores, adsorción
Carbonato de calcio	CaCO ₃	100	50	
Carbonato de sodio	Na ₂ CO ₃	106	53	Control de corrosión
Cloro	Cl ₂	71	35.5	Ablandamiento
Cloruro de sodio	NaCl	58.5	58.5	Desinfección
Cloruro férrico	FeCl ₃	162	54.1	Regeneración resinas catiónicas
Cloruro férrico	FeCl ₃ · 6H ₂ O	270	90	Coagulación
Dioxido de azufre	SO ₂	64	32	Coagulación
Dióxido de carbono	CO ₂	44	22	Descloración
Dioxido de cloro	ClO ₂	67.5	67.5	Recarbonatación, estabilización
Dioxido de cloro	ClO ₂	67.5	13.5	Desinfección
Fluoruro de calcio	CaF ₂	78.1	39	Desinfección
Hexametafosfato de sodio	(NaPO ₃) _n			Fluoruración
Hidróxido de aluminio	Al(OH) ₃	78	26	Control de corrosión
Hidróxido de amonio	NH ₄ OH	35	35	
Hidróxido de calcio, cal	Ca(OH) ₂	74	37	
Hidróxido de magnesio	Mg(OH) ₂	58.3	29.2	Ablandamiento, estabilización
Hidróxido de sodio	NaOH	40	40	Remoción de flúor
Hidroxido férrico	Fe(OH) ₃	107	35.6	Ajuste de pH, estabilización
Hipoclorito de calcio	Ca(OCl) ₂	143.1	71.6	
Hipoclorito de sodio	NaOCl	74.4	74.4	Desinfección
Oxido de calcio, cal	CaO	56.1	28	Desinfección
Oxígeno	O ₂	32	8	Ablandamiento
Ozono	O ₃	48	24	Aireación
Ozono	O ₃	48	8	Desinfección
Permanganato de potasio	KMnO ₄	158	31.6	Desinfección
Permanganato de potasio	KMnO ₄	158	53	Oxidación
Silicato de sodio	Na ₄ SiO ₄	184		Oxidación
Silicofluoruro de sodio	Na ₂ SiF ₆	188		Ayuda de coagulación
Sulfato de aluminio	Al ₂ (SO ₄) ₃	342	57	Fluoruración
Sulfato de amonio	(NH ₄) ₂ SO ₄	132	66.1	Coagulación
Sulfato de calcio, yeso	CaSO ₄ · 2H ₂ O	172.2	86.1	Coagulación
Sulfato de cobre	CuSO ₄	160	80	
Sulfato de cobre	CuSO ₄ · 5H ₂ O	250	125	Control de algas
Sulfato ferroso	FeSO ₄	151.9	76	Control de algas, biocida
Sulfato ferroso	FeSO ₄	151.9	151.9	Coagulación
Sulfato ferroso, coperas	FeSO ₄ · 7H ₂ O	278	139	Oxidación
Sulfato ferrico, ferrisul	Fe ₂ (SO ₄) ₃	400	66.7	Coagulación
				Coagulación

A.5 TRATAMIENTOS DE EMERGENCIA PARA ALGUNOS COMPUESTOS (48)

Compuesto	Tratamiento
<p>ARSENICALES Compuestos orgánicos e inorgánicos desconocidos de arsenico, en aguas subterráneas, en concentraciones de 100 mg/L.</p>	<p>Precipitación con sulfato férrico y cal a pH=6.8; más sedimentación y filtración.</p>
<p>CIANUROS</p>	<p>Precloración con cloro libre residual a pH=7.0, seguida de coagulación, sedimentación y filtración. Debe proveerse ventilación adecuada. Precipitación con sales de hierro para formar cianuro férrico o azul prusiano, seguida de coagulación sedimentación y filtración. Al aplicar un exceso de coagulante de hierro, el agua filtrada no debe ser tóxica aunque tenga un color azul</p>
<p>HIDROCARBUROS Petróleo en concentraciones de 140 mg/L</p>	<p>Pretratamiento con arcilla blanqueadora y carbon activado; aumentar las dosis de coagulantes, cal y carbón, aplicadas usualmente para tratamiento normal.</p>
<p>DERIVADOS DEL ÁCIDO LISERGICO</p>	<p>Cloración a pH alto, mediante la adición de cal o soda ash, con residual de cloro libre. Se requieren dos partes de cloro libre para reaccionar con una parte de ácido lisérgico.</p>
<p>COMPUESTOS ORGANOFOSFORADOS</p>	<p>Supercloración a pH=7.0, con residual de por lo menos 40 mg/L después de 30 minutos de tiempo de contacto, seguida de decloración y tratamiento convencional.</p>
<p>PESTICIDAS 2,4-Diclorofenol D.T.T., concentración de 10 g/L Dilatin, concentración de 10 g/L Etririn, concentración de 10 g/L Lindano, concentración de 10 g/L Parathion, concentración de 10 g/L</p>	<p>Carbón activado seguido de coagulación, sedimentación y filtración. Con parathion se debe eliminar la precloración, pues se formaría paraoxon, el cual es más tóxico que el parathion.</p>

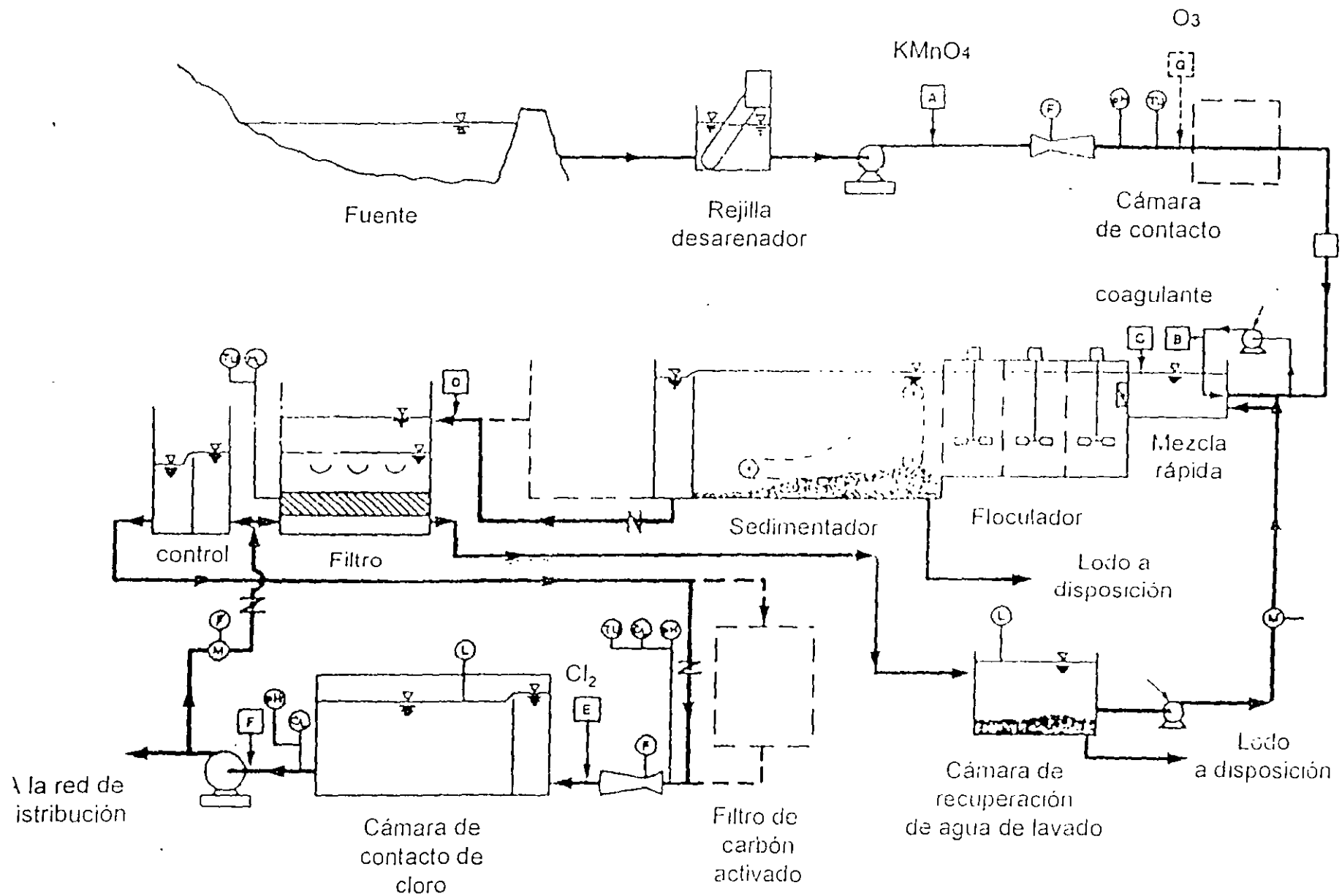


DIAGRAMA DE PROCESO

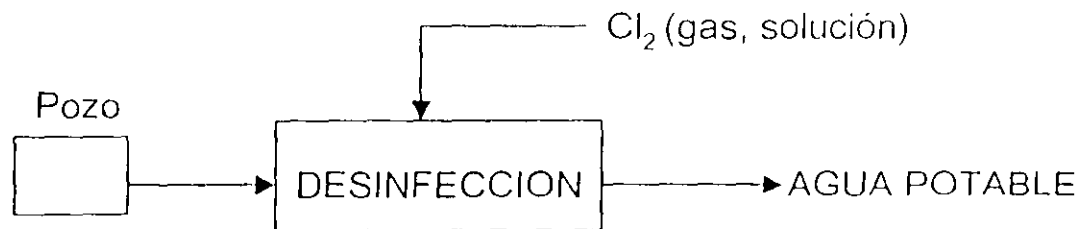
TIPOS COMUNES DE PLANTAS

La secuencia de operaciones y procesos seleccionados, constituye el Diagrama de Flujo de la Planta Potabilizadora.

Los esquemas de tratamiento más comunes son:

1.- PLANTA DE DESINFECCION

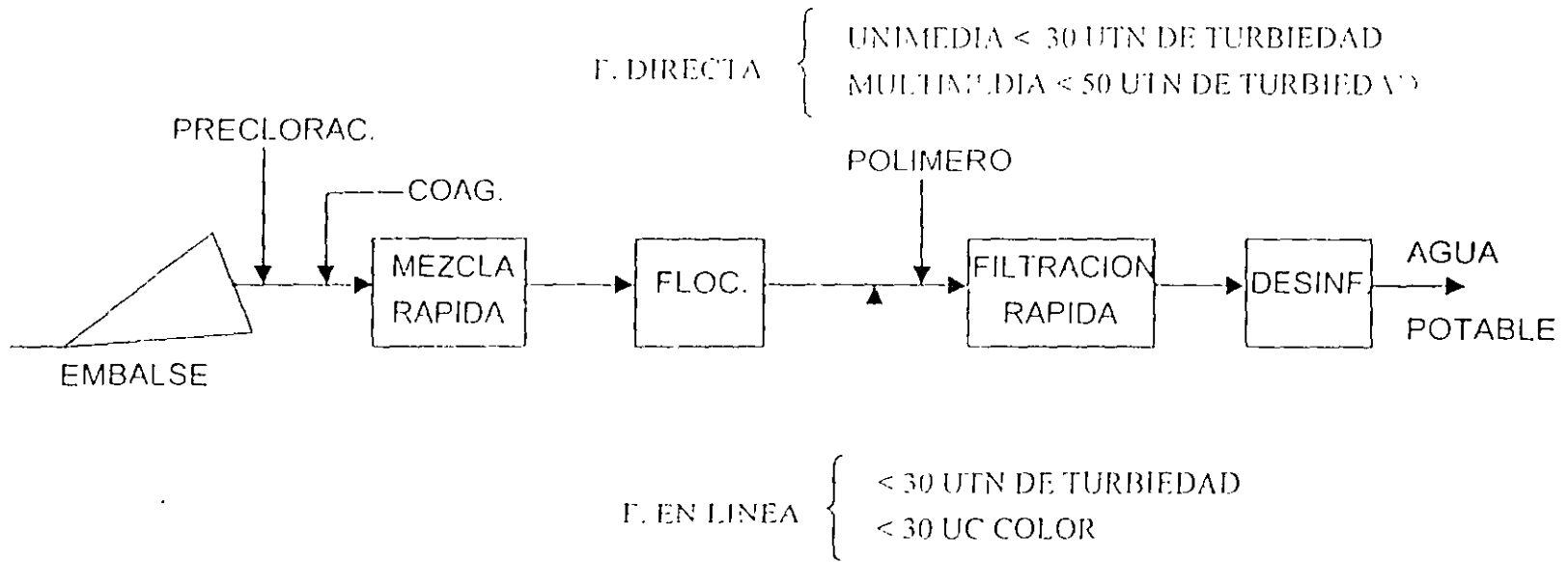
Inhabilitar patógenos (preventivo y correctivo)



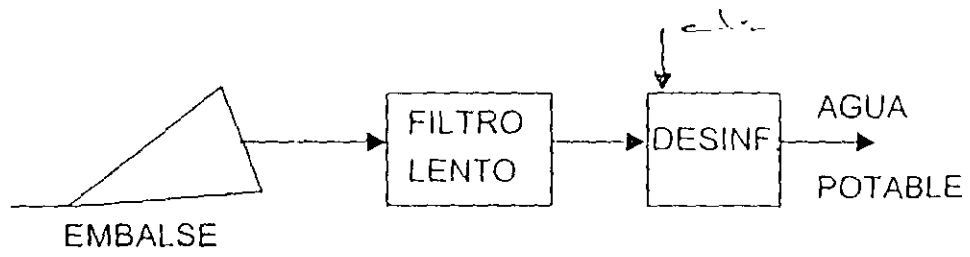
Agua Limpia < 50 colis/100ml

Si colis > 5000/100ml → Filt + Desinf.

3.- FILTRACION DIRECTA Y EN LINEA

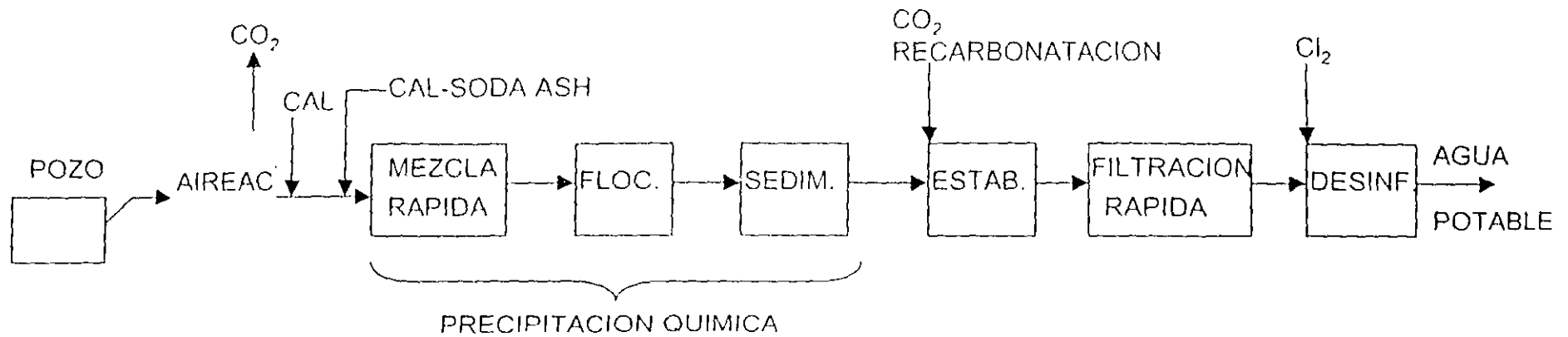


4.- FILTROS LENTOS



TURBIEDAD \leq 40 UTN

5.-ABLANDAMIENTO (POR PRECIPITACION QUIMICA O A LA ALTA CAL)



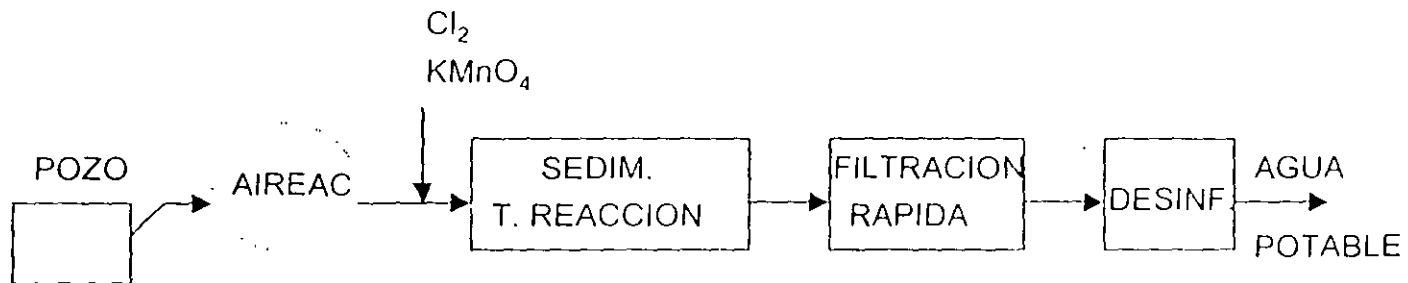
Cal \Rightarrow D.T. \leq A.T. (Dur. de carbonato)
Cal \Rightarrow D.T. $>$ A.T. (Dur. de no carbonato)

Genera gran cantidad de lodos químicos difíciles de manejar y disponer.

También se puede utilizar para aguas superficiales, previa clarificación.

6.- PLANTA DESFERRIZADORA

Remoción de Fe y Mn.



Cuando es relativamente poco el contenido de Fe + Mn, y no se quieren remover, se estabilizan con "secuestrantes".

6.

Protección y mejoramiento de la calidad del agua

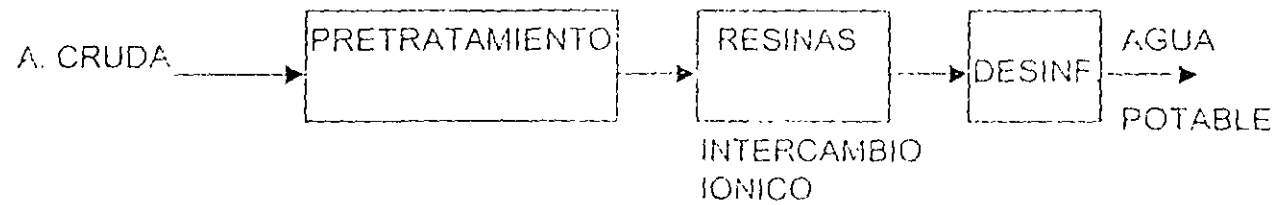
6.1 Consideraciones generales

El respeto de las normas para la calidad del agua potable basadas en estas guías debería garantizar la inocuidad del abastecimiento. No obstante, ha de reconocerse que la vigilancia es indispensable para asegurar el cumplimiento permanente de aquéllas y que hay muchas circunstancias -algunas de las cuales pueden surgir con gran rapidez- que crean condiciones potencialmente peligrosas.

Muchos posibles problemas pueden evitarse salvaguardando la integridad de la fuente de agua no tratada y de su cuenca hidrográfica y mediante el adecuado mantenimiento e inspección de la planta de tratamiento y el sistema de distribución, la formación de los administradores y el personal, y la educación de los consumidores. No obstante, aunque es imprescindible que los responsables del abastecimiento pasen periódicamente revista a sus operaciones para comprobar que no se han modificado las condiciones que pueden influir en la calidad del agua, que el mantenimiento se efectúa con regularidad, que se llevan a cabo sin demora las reparaciones y renovaciones del equipo necesarias y que el personal está adecuadamente formado y se mantienen sus competencias profesionales, el examen de estos importantes aspectos del abastecimiento queda fuera del ámbito de esta publicación. Se remite al lector a los numerosos y excelentes textos disponibles sobre estos temas (véase la Bibliografía).

Cuando llega constantemente a las viviendas agua corriente de gran calidad distribuida por tuberías, la vigilancia de la calidad de ésta proporciona reducciones del riesgo de enfermedades transmitidas por el agua. No obstante, esas condiciones son, a escala mundial, la excepción más bien que la regla. Varieta gente recoge agua de fuentes distantes del lugar de utilización o la almacena en su vivienda en condiciones antibiógenas. Además, incluso si el abastecimiento es adecuado, cuando los depósitos de almacenamiento y los elementos domésticos de fontanería no se instalan y se mantienen debidamente, pueden ser fuente de contaminación. Por estas razones, es posible que el agua se contamine en la vivienda, que con frecuencia es la fuente más importante de contaminación microbiológica. Cuando se utilizan depósitos domésticos, el responsable encargado de la vigilancia deberá investigar el riesgo que éstos representan para la salud humana y promover la adopción de medidas correctivas, por ejemplo enseñando a la población cómo se debe manipular el agua y mantener los depósitos. Este tema se trata con más detalle en el volumen 3 de las *Guías para la calidad del agua potable*.

7.- INTERCAMBIO IONICO



Si agua subterranea \Rightarrow Intercambio iónico directo

Si agua superficie \Rightarrow clarificación + intercambio iónico

PROTECCION Y MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD DEL AGUA

El respeto de las normas para la calidad del agua potable basadas en estas guías debería garantizar la inocuidad del abastecimiento. No obstante, ha de reconocerse que la vigilancia es indispensable para asegurar el cumplimiento permanente de aquéllas y que hay muchas circunstancias -algunas de las cuales pueden surgir con gran rapidez- que crean condiciones potencialmente peligrosas.

Muchos posibles problemas pueden evitarse salvaguardando la integridad de la fuente de agua no tratada y de su cuenca hidrográfica y mediante el adecuado mantenimiento e inspección de la planta de tratamiento y el sistema de distribución, la formación de los administradores y el personal, y la educación de los consumidores. No obstante, aunque es imprescindible que los responsables del abastecimiento pasen periódicamente revista a sus operaciones para comprobar que no se han modificado las condiciones que pueden influir en la calidad del agua, que el mantenimiento se efectúa con regularidad, que se llevan a cabo sin demora las reparaciones y renovaciones del equipo necesarias y que el personal está adecuadamente formado y se mantienen sus competencias profesionales.

Cuando llega constantemente a las viviendas agua corriente de gran calidad distribuida por tuberías, la vigilancia de la calidad de ésta proporciona indicaciones del riesgo de enfermedades transmitidas por el agua. No obstante, esas condiciones son, a escala mundial, la excepción más bien que la regla, y mucha gente recoge agua de fuentes distantes del lugar de utilización o la almacena en su vivienda en condiciones antihigiénicas. Además, incluso si el abastecimiento es adecuado, cuando los depósitos de almacenamiento y los elementos domésticos de fontanería no se instalan y se mantienen debidamente, pueden ser fuente de contaminación. Por estas razones, es posible que el agua se contamine en la vivienda, que con frecuencia es la fuente más importante de contaminación microbiológica. Cuando se utilicen depósitos domésticos, el organismo encargado de la vigilancia deberá investigar el riesgo que éstos representan para la salud humana y promover la adopción de medidas correctivas, por ejemplo enseñando a la población cómo se debe manipular el agua y mantener los depósitos.

Conviene poner de relieve que, tanto en los países desarrollados como en los países en desarrollo, los microorganismos patógenos son el riesgo más importante que comporta el agua de bebida.

Selección y protección de las fuentes de agua

La selección y protección adecuadas de las fuentes tienen una importancia fundamental para el abastecimiento de agua inocua. Proteger el agua de la contaminación siempre es preferible a tratarla cuando ya está contaminada.

Antes de seleccionar una nueva fuente de agua de bebida, es importante asegurarse de que la calidad es satisfactoria o puede llegar a serlo después del tratamiento y de que la cantidad disponible es suficiente para satisfacer la demanda en forma permanente, teniendo en cuenta las variaciones diarias y estacionales y las proyecciones del

crecimiento de la comunidad atendida.

La cuenca hidrográfica debe protegerse contra la acción humana, aislándola o controlando las actividades desarrolladas en la zona que puedan contaminarla, por ejemplo el vertido de desechos peligrosos, la explotación de minas y canteras y el uso de fertilizante y plaguicidas en la agricultura, y limitando y reglamentando las actividades recreativas.

Las fuentes de aguas subterráneas, como los manantiales y pozos, ha de situarse y construirse de tal manera que queden protegidas contra el desagüe de aguas superficiales y las inundaciones. Deben erigirse vallas en torno a ellas para impedir el acceso del público y se las debe mantener libres de basura. Se ha de cuidar asimismo de que el terreno esté en pendiente para evitar que se formen charcos cuando llueva. También debe controlarse en esas zonas la ganadería

La protección de las aguas superficiales que corren al aire libre plantea problemas. Es posible proteger un depósito contra las actividades humanas que pueden influir negativamente en la calidad del agua pero, en el caso de un río, quizá solo se pueda proteger una extensión limitada o ni siquiera eso. Con frecuencia, hay que aceptar los usos actuales o tradicionales de un río o un lago y prever el tratamiento en consecuencia.

Procesos de tratamiento

Al decidir qué procesos de tratamiento se utilizarán en un caso concreto, se debe tener en cuenta el tipo de fuente y la calidad del agua procedente de ésta. La intensidad del tratamiento dependerá del grado de contaminación en la fuente. Si ésta está contaminada, es especialmente importante que el tratamiento oponga múltiples barreras a la difusión de los organismos patógenos, garantizando así un alto grado de protección y evitando la dependencia de un sólo proceso.

La finalidad fundamental del tratamiento del agua es proteger al consumidor contra los agentes patógenos y las impurezas que pueden resultarle desagradables o ser perjudiciales para su salud. El tratamiento del agua procedente de fuentes situadas en tierras bajas en las zonas urbanas comprende, por lo general, las siguientes fases: 1) almacenamiento en depósitos o desinfección previa, 2) coagulación, floculación y sedimentación (o flotación), 3) filtración y 4) desinfección. Se pueden introducir fases adicionales o sustituir por otras algunas de las mencionadas, según las condiciones locales. La desinfección es la última salvaguardia y protege también el agua potable contra la contaminación externa y la reaparición de elementos nocivos durante la distribución. Cabe considerar que toda la secuencia de tratamiento sirve para preparar el agua, a fin de que la desinfección sea fiable y eficaz. El tratamiento del agua en las zonas urbanas constituye un sistema de barreras múltiples en cuatro fases encaminado a eliminar la contaminación microbiana

El concepto de las barreras múltiples puede adaptarse al tratamiento de las aguas superficiales en las zonas rurales y distantes. Una serie típica de procesos aplicable en esos casos comprendería: 1) almacenamiento, 2) sedimentación o cribado, 3) filtración

previa con grava y filtración lenta con arena y 4) desinfección.

1. Tratamiento previo

Las aguas superficiales pueden almacenarse en depósitos o desinfectarse antes del tratamiento.

Durante el embalsamiento del agua en lagos o depósitos, su calidad microbiológica mejora considerablemente gracias a la sedimentación, el efecto letal de los rayos ultravioletas solares en las capas superficiales y la muerte de microorganismos debido a inanición y predación. El número de bacterias indicadoras fecales, salmonelas y enterovirus experimenta reducciones de alrededor del 99%, que alcanzan su máximo en verano y cuando el agua queda embalsamada durante 3 o 4 semanas.

Cuando el agua se extrae y se trata sin almacenarla primero, es habitual someterla a un proceso de desinfección previa, que destruye la fauna y reduce el número de bacterias fecales y agentes patógenos, contribuyendo también a la desaparición de las algas durante la coagulación y la filtración. Otra importante función de la desinfección previa es la eliminación del amoníaco. Un inconveniente es que, cuando se utiliza cloro en cantidades excesivas, se forman compuestos orgánicos clorados y carbono orgánico biodegradable.

El microcribado con tamices muy finos, cuyos poros suelen tener un diámetro medio de 30 μm , es un método eficaz para eliminar gran número de microalgas y zooplancton que, de lo contrario, podrían obturar los filtros o incluso atravesarlos, pero sus efectos en la reducción de las bacterias fecales y los patógenos entéricos son escasos o nulos.

Cuando se necesita agua de gran calidad, se puede llevar a cabo la infiltración de aguas superficiales no tratadas o parcialmente tratadas en las orillas de los ríos o en dunas de arena, como se hace en particular en los Países Bajos. La infiltración constituye una precaución para el caso de que no pueda utilizarse el agua de los ríos sin tratar debido a incidentes, por ejemplo de contaminación industrial. El agua extraída debe ser sometida por lo común a tratamiento adicional para eliminar los compuestos del hierro o el manganeso, y el periodo de retención ha de ser lo más largo posible para alcanzar una calidad próxima a la de las aguas subterráneas. La eliminación de bacterias fecales y virus por este procedimiento es superior al 99%.

2 Coagulación, floculación y sedimentación

La coagulación consiste en agregar al agua compuestos químicos (por ejemplo, sulfato de aluminio, sulfato ferroso o férrico y cloruro férrico) para neutralizar las cargas de las partículas y facilitar su aglomeración durante el lento proceso de mezcla que tiene lugar en la fase de floculación. Las masas flocosas resultantes forman coprecipitados con las partículas colorantes y minerales de origen natural, las absorben y las retienen, reduciendo considerablemente la turbiedad y el número de protozoarios, bacterias y virus.

La coagulación y la floculación requieren grandes aptitudes de supervisión. Antes de decidir utilizar la coagulación como parte del tratamiento, se deben considerar cuidadosamente las probabilidades de contar con un suministro regular de productos químicos y con personal calificado.

La finalidad de la sedimentación es permitir que las masas flocosas se depositen, reduciendo así los sólidos en suspensión que deben eliminarse mediante filtros. Algunos de los factores que influyen en ella son el tamaño, la forma y el peso de la masa flocosa; la viscosidad y por lo tanto, la temperatura del agua; el tiempo de retención; el número, la profundidad y la superficie de los depósitos, la tasa de rebose superficial; la velocidad de la corriente; y el diseño de la entrada y la salida. Se deben hacer planes para extraer los fangos de los depósitos de sedimentación y disponer de ellos en forma inocua. Cuando la masa flocosa no es abundante, se puede sustituir la sedimentación por flotación.

Para que el control de los trihalometanos por coagulación/sedimentación sea lo más eficaz posible, sólo se debe comenzar a agregar el cloro una vez terminado el proceso, a fin de conseguir la máxima eliminación de precursores antes de la cloración. Se ha informado de que, en plantas de tratamiento a gran escala, la reducción de la producción de trihalometanos ha alcanzado un 75% cuando la aplicación inicial de cloro se ha desplazado a un punto situado después del lugar en que se aplica el proceso de coagulación/sedimentación.

3 Filtración rápida y lenta con arena .

Cuando la filtración rápida tiene lugar después de la coagulación, el éxito de la eliminación de los microorganismos y la turbiedad varía durante el intervalo entre dos lavados por corrientes de agua limpia. Inmediatamente después de uno de estos lavados; los resultados no son satisfactorios hasta que el lecho filtrante se compacta. Los resultados se deterioran también progresivamente cuando hace falta un lavado, ya que la masa flocosa puede escapar a través del lecho filtrante, introduciéndose en el agua tratada. Todo esto pone de relieve la necesidad de supervisar y controlar adecuadamente la filtración en las instalaciones.

La filtración lenta con arena es más fácil de realizar que la rápida, ya que no se necesitan lavados frecuentes por corrientes de agua limpia. Por ello, es especialmente adecuada para los países en desarrollo y los pequeños sistemas rurales, pero sólo puede utilizarse si se dispone de suficiente terreno.

Cuando se pone en marcha por primera vez un filtro lento de arena, en los granos de ésta, en especial en la superficie del lecho filtrante, se desarrollan fangos microbianos, compuestos por bacterias, protozoarios ciliados y amebas en estado libre, crustáceos y larvas de invertebrados que intervienen en cadenas alimentarias, y tales fangos provocan la oxidación de las sustancias orgánicas contenidas en el agua y del nitrógeno amoniacal para producir nitrato. Las bacterias, los virus patógenos y las fases inactivas de los parásitos se eliminan principalmente por adsorción y ulterior predación. Cuando las cargas son correctas, se forma una masa gelatinosa llamada "Stmuch de ke" formada por

microorganismos, la filtración lenta con arena mejora más la calidad del agua que cualquier proceso tradicional de tratamiento considerado aisladamente. Las bacterias se eliminarán en un 98-99.5% o más, el número de E. coli quedará dividido por 1000 y la destrucción de virus será aún mayor. Los filtros lentos de arena son también muy eficaces para eliminar los parásitos (helmintos y protozoarios), y su eficacia aumenta cuando el agua está caliente. No obstante, el efluente que de ellos procede puede muy bien contener un pequeño número de E. coli y de virus. en particular durante el periodo inicial de un intervalo entre lavados y cuando la temperatura del agua es baja

4 Desinfección

La desinfección final del agua distribuida por tuberías tiene una importancia fundamental y es casi universal, ya que constituye la última barrera contra la transmisión de enfermedades bacterianas y víricas por el agua. Aunque los productos que más se utilizan con este fin son el cloro y el hipoclorito, también se pueden emplear cloraminas, dióxido de cloro, ozono y radiaciones ultravioletas.

La eficacia del proceso de desinfección depende de que se haya conseguido agua con un alto grado de pureza mediante el tratamiento previo, ya que la presencia de materia orgánica y de compuestos fácilmente oxidables en el agua neutraliza en mayor o menor medida los desinfectantes. Los microorganismos aglomerados o adsorbidos por partículas están también parcialmente protegidos contra la desinfección y, en muchos casos, no se logra destruir los patógenos y las bacterias fecales cuando la turbiedad es superior a 5 unidades nefelométricas (UNT). Es, pues, esencial que, antes de la desinfección final, el agua se someta a tratamiento para conseguir que la mediana de la turbiedad no sea superior a 1 UNT y que no sobrepasen 5 UNT en ninguna muestra. Con una planta que funcione adecuadamente, se obtendrán regularmente valores muy por debajo de estos límites.

La cloración en condiciones normales (es decir, cloro residual en estado libre $>0,5$ mg/litro, 30 minutos de contacto por lo menos, pH inferior a 8,0 y turbiedad del agua inferior a 1 UNT) puede reducir en más del 99% el número de E. coli y de ciertos virus pero no el de quistes y ooquistes de protozoarios parásitos

Está ampliamente demostrado que dentro de los filtros de carbón activado que se utilizan en el lugar de consumo se desarrollan bacterias. Algunos fabricantes han intentado evitar este problema utilizando plata en los filtros como agente bacteriostático. No obstante, todos los informes publicados sobre este tema indican en forma concluyente que los efectos de esa práctica son limitados. Se cree que la presencia de plata en esos filtros permite el desarrollo selectivo de las bacterias resistentes a ella. Por esta razón, es imprescindible que esos aparatos sólo se utilicen con agua inocua desde el punto de vista microbiológico y se laven abundantemente por descarga de agua antes de cada utilización. En los buques se utiliza ocasionalmente plata para desinfectar el agua de bebida. Sin embargo, dado que hacen falta tiempos de contacto prolongados o concentraciones elevadas, el empleo de plata para la desinfección en el lugar de consumo no se considera práctico

5. Eliminación del fluoruro

En varios países (por ejemplo, Argelia, China, Egipto, India y Tailandia), se han hallado en el agua elevadas concentraciones de fluoruro, superiores a 5 mg/litro. Esos altos niveles han dado lugar en ocasiones a fluorosis dental o esquelética.

Se han desarrollado técnicas para la eliminación del fluoruro, tanto en el sistema de abastecimiento público como en las viviendas particulares. El método más común se basa en intercambio de iones/adsorción con harina de huesos carbonizada o alúmina activada. Se ha notificado que las instalaciones a gran escala que emplean alúmina activada y los aparatos domésticos de desfluoruración que utilizan harina de huesos carbonizada hacen descender las concentraciones de fluoruro de 5-8 mg/litro a menos de 1 mg/litro. Habitualmente, la harina de huesos y la alúmina activada saturadas se regeneran para volverse a utilizar.

Elección del tratamiento

En las pequeñas comunidades de las zonas rurales, la única forma de tratamiento posible puede ser la protección de la fuente. Cuando las comunidades son de gran tamaño, la demanda de agua es elevada y con frecuencia sólo se puede atender utilizando algunas fuentes de agua de calidad microbiológica insatisfactoria. Para obtener a partir de ellas agua potable agradable e inocua será necesario apelar a todos los recursos disponibles.

Las aguas subterráneas extraídas de acuíferos profundos y bien protegidos generalmente están libres de microorganismos patógenos, y en muchos países la distribución de esta agua sin tratamiento es una práctica común. Esto exige que la zona de influencia se proteja mediante medidas de reglamentación eficaces y que el sistema de distribución se proteja también suficientemente contra la contaminación secundaria. Si no se puede garantizar una protección continua desde la fuente al consumidor, es imprescindible desinfectar el agua y asegurar que contenga cloro residual en concentraciones suficientes.

Por lo general las aguas superficiales tendrán que ser sometidas a un tratamiento completo. El grado de eliminación de los microorganismos mediante coagulación, floculación, sedimentación y filtración rápida equivaldrá al que se obtiene con los filtros lentos de arena, si el sistema se diseña y se hace funcionar adecuadamente.

La utilización de otros procesos, como la ozonación seguida de tratamiento con carbón activado para eliminar el carbono orgánico asimilable, reduce las posibilidades de problemas posteriores debidos a la reaparición de bacterias de efectos molestos en las redes de distribución. La fase de ozonación puede ser también importante para reducir el número de agentes patógenos. La desinfección debe considerarse obligatoria en todos los sistemas de abastecimiento de agua corriente que se alimentan de aguas superficiales, incluso cuando éstas proceden de fuentes de gran calidad no contaminadas, ya que siempre se deberá oponer más de una barrera a la transmisión de infecciones por el agua. En las grandes instalaciones bien organizadas, se pueden cumplir los criterios que

permiten asegurar la ausencia de *E. coli* y de bacterias coliformes con un alto grado de probabilidad. En la actualidad, se tiende a utilizar de la mejor manera posible sustancias químicas como el cloro y los coagulantes y a aplicar métodos de tratamiento físicos o biológicos, a fin de disminuir la cantidad de productos químicos necesaria, reduciendo así también la formación de productos secundarios de la desinfección.

Redes de distribución

La red de distribución transporta el agua desde el lugar de tratamiento al consumidor. Su diseño y sus dimensiones dependerán de la topografía, de la ubicación y el tamaño de la comunidad. El objetivo siempre será asegurar que los consumidores reciban un abastecimiento suficiente e ininterrumpido y que el agua no se contamine durante la distribución.

Los sistemas de distribución son especialmente vulnerables a la contaminación cuando baja la presión, como ocurre, en particular, en los abastecimientos intermitentes existentes en muchas ciudades de países en desarrollo. A menudo se crea un efecto de succión cuando el agua se bombea directamente de las tuberías maestras a depósitos privados, práctica que debería reducirse al mínimo.

La calidad bacteriológica puede empeorar durante la distribución. Si el agua contiene cantidades apreciables de carbón orgánico o amoníaco asimilables, no podrán mantenerse concentraciones residuales suficientes de desinfectantes. Si esas tuberías maestras no se lavan por descarga de agua y se limpian con bastante frecuencia, podrán desarrollarse bacterias y otros organismos de efectos molestos. Cuando el agua contiene carbón orgánico asimilable en cantidad apreciable ($>0,25$ mg/litro) y cuando su temperatura sobrepasa los 20°C , quizá sea necesario mantener una concentración de cloro residual en estado libre de $0,25$ mg/litro para impedir que proliferen *Aeromonas* y otras bacterias de efectos molestos. Los microorganismos adheridos pueden desarrollarse incluso en presencia de residuos de cloro. El objetivo debería ser obtener agua biológicamente estable, con concentraciones muy bajas de compuestos orgánicos y amoníaco, a fin de evitar que, durante la distribución, se planteen problemas de proliferación microbiana.

Se deben inspeccionar las cisternas de almacenamiento y los depósitos de servicio situados bajo tierra para descubrir si hay deterioro o infiltración de aguas superficiales o subterráneas. Es conveniente erigir vallas en torno a las zonas donde están situados esos depósitos, a fin de impedir la entrada de personas y animales que puedan dañar las estructuras.

Las reparaciones efectuadas en las tuberías presentan otra posibilidad de contaminación. La pérdida local de presión puede dar lugar al sifonaje de aguas contaminadas, a menos que se introduzcan en el sistema válvulas de retención en los lugares de riesgo, como los de abastecimiento para el riego de huertas y jardines y para urinarios. Si la tubería maestra ha sufrido daños y existe la posibilidad de que hayan penetrado en ella aguas residuales procedentes de una alcantarilla o un desagüe roto, la situación será muy grave. Las medidas que han de adoptarse para proteger a los consumidores contra las

enfermedades transmitidas por el agua deberán recogerse en códigos de prácticas nacionales y en las instrucciones locales destinadas al personal del servicio de abastecimiento.

Puede haber contaminación microbiana si los microbios proliferan en materiales de construcción inapropiados que entran en contacto con el agua, por ejemplo arandelas, revestimientos de tuberías y plásticos utilizados en estas últimas y en los grifos. Deberán existir sistemas nacionales para controlar el uso de materiales de este tipo.

Control de la corrosión

1 Introducción

La corrosión se caracteriza por la solubilización parcial de los materiales de que están hechos los sistemas de tratamiento y abastecimiento, depósitos, tuberías, válvulas y bombas. Puede ser causa de colapso estructural, fugas, pérdida de capacidad y deterioro de la calidad química y microbiológica del agua. La corrosión interna de tuberías y accesorios puede repercutir directamente en las concentraciones de algunos de los componentes para los que se han recomendado valores guía, en particular del cadmio, el cobre, el hierro, el plomo y el zinc. Por lo tanto, su control es un importante aspecto de la administración de un sistema de abastecimiento.

Dadas sus consecuencias para la calidad, nos referiremos únicamente a la corrosión interna de las tuberías; aunque la protección de éstas contra la corrosión externa es también sumamente importante, está mucho menos relacionada con la calidad del agua distribuida.

El control de la corrosión depende de muchos parámetros, en particular de las concentraciones de calcio, bicarbonato, carbonato y oxígeno disuelto, y del pH. El detalle de las necesidades es distinto según el agua de que se trate y según el material utilizado para la red de distribución.

2. Consideraciones básicas

Numerosos metales, entre ellos la mayor parte de los que se utilizan para construir los sistemas de abastecimiento, son inestables en presencia de aguas y tienen tendencia a transformarse o degradarse para producir compuestos más estables y a menudo solubles - proceso denominado corrosión. La rapidez con que esto ocurre depende de muchos factores químicos y físicos, la corrosión puede ser muy rápida o sumamente lenta.

Tienen gran importancia las propiedades de los productos de la corrosión, es decir, de las sustancias finales estables resultantes del proceso. Si alguna de ellas es soluble en el agua, la corrosión suele ser rápida. En cambio, cuando los productos de la corrosión son insolubles, puede formarse en la superficie del agua una capa protectora que hace que la corrosión sea muy lenta. Los productos insolubles de la corrosión sólo ejercen efectos protectores cuando crean una capa impenetrable. Si forman una masa esponjosa o flocosa, la corrosión continuará, deteriorando la calidad del agua, reduciendo la capacidad de

distribución de la tubería y dando lugar a proliferaciones microbianas (películas biológicas), que podrán estar protegidas contra el cloro residual.

También influyen mucho en la corrosión las propiedades eléctricas de los metales que están en contacto con el agua. Los diversos metales tienen distintas tendencias a cargarse eléctricamente cuando están en contacto con el agua, diferencia que se refleja en la denominada serie galvánica. Cuando están en contacto dos metales (u otros materiales conductores) diferentes, se forma una celda galvánica en la que el metal se disuelve en el electrodo negativo. No es necesario que los dos metales se encuentren en el mismo lugar, siempre que exista contacto eléctrico entre ellos. La formación de celdas galvánicas es con frecuencia la fuerza impulsora de la corrosión.

La tasa de corrosión depende sobre todo de la rapidez con que los compuestos disueltos que participan en la reacción son transportados hasta la superficie del metal y con que los productos disueltos son alejados del lugar de la reacción. Por ello, aumenta directamente con el incremento de la concentración de iones en el agua y del grado de agitación de ésta

Cuando el agua se mueve muy velozmente, la tasa de corrosión puede crecer espectacularmente de resultas de la corrosión erosiva. Como ocurre en otras reacciones químicas, las tasas de corrosión aumentan con la temperatura.

Determinados metales, entre los que se cuentan el hierro, el níquel y el cromo, y sus aleaciones, sufren un fenómeno denominado pasivación, por el que la aplicación de un cierto voltaje reduce apreciablemente la tasa de corrosión y esa reducción se mantiene para una gama considerable de voltajes aplicados. Este proceso se utiliza en algunas estrategias de control de la corrosión, incluida la de "protección anódica". La protección anódica no puede emplearse contra la corrosión en el caso del cobre, el plomo o el zinc.

3. Efectos de la composición del agua

El oxígeno disuelto es uno de los factores que más incluye en la tasa de corrosión. Participa directamente en la reacción y, en la mayor parte de los casos, cuanto mayor es la concentración de oxígeno disuelto, mayor es la tasa de corrosión.

Del pH dependen la solubilidad, la velocidad de reacción y, hasta cierto punto, la actividad química superficial de la mayor parte de los metales que participan en reacciones de corrosión. Este parámetro es especialmente importante para la formación de una película protectora en la superficie del metal

Hay cada vez más pruebas de la importancia de la acción agresiva del ión cloruro en la corrosión de los metales utilizados en los sistemas de distribución. Algunos datos parecen indicar que también el cloro residual influye en la tasa de corrosión.

4 Corrosión de los materiales utilizados en las tuberías

Cobre

Los tubos de cobre pueden ser objeto de corrosión en sentido general, ataque por corrosión y erosión, y corrosión crateriforme. La corrosión general del cobre va asociada, en la mayor parte de los casos, con aguas blandas y ácidas; el agua con un pH inferior a 6,5 y una dureza de menos de 60 mg/litro (en forma de CaCO_3) es muy corrosiva para el cobre y no debe transportarse en tuberías o calentarse en calderas de ese metal. El ataque por corrosión y erosión es resultado de una velocidad excesiva de la corriente y aumenta en las aguas blandas de pH bajo a elevadas temperaturas. La corrosión crateriforme del cobre está habitualmente relacionada con aguas subterráneas duras con una concentración de dióxido disuelto. Las aguas superficiales que contienen color orgánico (sustancias húmicas), también pueden causar corrosión crateriforme. Gran parte de los problemas de corrosión general y crateriforme afectan a las nuevas tuberías en las que aún no se ha formado una capa protectora de óxido.

Plomo

La corrosión del plomo (plumbosolvenencia) es causa de especial inquietud debido a sus efectos negativos en la calidad del agua. Las tuberías de plomo aún son corrientes en las viejas viviendas, y se han utilizado ampliamente soldaduras de plomo, en particular para las juntas de las tuberías de cobre. El plomo es estable en el agua en varias formas, pH, y su grado de solubilidad depende, en gran medida, de la formación de carbonato de plomo insoluble. La solubilidad del plomo aumenta apreciablemente si el pH es inferior a 8, debido a la considerable disminución de la concentración de equilibrio del carbonato. Por consiguiente, la plumbosolvenencia tiende al máximo en las aguas poco alcalinas de pH bajo y, hasta que se puedan sustituir las tuberías de este metal, un procedimiento provisional de control que puede resultar útil es mantener el pH entre 8,0 y 8,5.

Cemento y hormigón

El hormigón es un material compuesto por un aglomerante de cemento en el que está inmerso un árido inerte. El cemento es esencialmente una mezcla de silicatos y aluminatos cálcicos con una cierta cantidad de cal. El mortero de cemento, cuyo árido es arena fina, se utiliza como revestimiento protector de las tuberías de hierro y acero empleadas para el transporte de agua. En las tuberías de hierro y acero empleadas para el transporte de agua. En las tuberías de cemento de amianto, el árido está compuesto de fibras de amianto. El cemento se deteriora debido a la exposición prolongada a agua corrosiva -ya sea a causa de la disolución de la cal y otros compuestos solubles o de resultados del ataque químico de iones agresivos como el cloruro o el sulfato- lo cual puede dar lugar al colapso estructural de las tuberías de ese material. La corrosividad de un agua para el cemento está relacionada con el valor del índice de Langelier, que mide el potencial de precipitación o disolución del carbonato cálcico. Hay también un "índice de corrosividad" similar que se ha utilizado específicamente para estimar el potencial de disolución del hormigón. Para controlar la corrosión del cemento, se puede necesitar un pH de 8,5 o más.

Aspectos microbiológicos de corrosión

Los microorganismos pueden desempeñar una importante función en la corrosión del material de las tuberías, formando microzonas de pH bajo o elevadas concentraciones de iones corrosivos, interviniendo en los procesos de oxidación o en la eliminación de los productos de la corrosión y perturbando las películas superficiales protectoras. Las bacterias más importantes que participan en la corrosión son las que reducen el sulfato y las que atacan el hierro, pero es posible que las que reducen el nitrato y las productoras de metano también desempeñen un papel en determinadas circunstancias. La corrosión provocada por microorganismos suele ser un inconveniente en los sistemas de distribución cuando no se ha mantenido una concentración residual de cloro, especialmente en los lugares sin salida y en otras situaciones en que la corriente es reducida. También puede representar un problema cuando ha habido una considerable formación de incrustaciones o de productos de la corrosión voluminosos.

Indices de corrosión

Se han elaborado varios índices que indican el potencial de corrosión de las diversas aguas. La mayor parte de ellos se basan en la hipótesis de que el agua que tiende a depositar una capa de carbonato cálcico en las superficies metálicas es menos corrosiva. Por ejemplo, el conocido índice de Langelier es la diferencia entre el pH efectivo de un agua y su "pH de saturación", que es aquel para el que un agua de idéntica alcalinidad y dureza (calcio) estará en equilibrio con el carbonato cálcico sólido. Además de la dureza de calcio y la alcalinidad, para calcular el pH de saturación se tienen en cuenta la saturación del total de sólidos disueltos y la temperatura.

Las aguas cuyo pH es superior a su pH de saturación (índice de Langelier positivo) están sobresaturadas de carbonato cálcico y, por lo tanto, tenderán a formar un depósito protector. Por el contrario, las aguas con un pH inferior a su pH de saturación (índice de Langelier negativo) están subsaturadas con respecto al carbonato cálcico, por lo que se consideran corrosivas. Se pueden utilizar nomógrafos para simplificar el cálculo del pH de saturación. Teóricamente, el agua distribuida debería tener un pH igual o ligeramente superior a su pH de saturación.

El índice de Langelier y otros índices basados en principios similares han resultado útiles para prever y solucionar los problemas de corrosión en muchas circunstancias. Sin embargo, es evidente que la hipótesis de que un depósito de carbonato cálcico siempre resultará protector y de que el agua que no lo forma siempre será corrosiva constituye una excesiva simplificación de un fenómeno complejo. Por lo tanto, no es sorprendente que los intentos de cuantificar la corrosividad a partir de ella hayan producido resultados ambiguos.

Se ha demostrado que la razón entre las concentraciones de cloruro y sulfato y la de bicarbonato (razón de Larson) es útil para estimar el efecto corrosivo del agua en el hierro colado y el acero. Para estudiar la disolución del zinc contenido en los accesorios de latón, se ha utilizado un método similar.

Estrategias para el control de la corrosión

Las principales estrategias para el control de la corrosión se basan en:

- el control de los parámetros ambientales que influyen en la tasa de corrosión
- la utilización de productos químicos que inhiben la acción corrosiva,
- la adopción de medidas electroquímicas, y
- consideraciones relacionadas con el diseño del sistema

Para luchar contra la corrosión en las redes de distribución del agua, los métodos más comunes consisten en controlar el pH, aumentar la dureza (carbonato) o agregar al agua productos químicos que inhiben la corrosión, por ejemplo polifosfatos o silicatos de sodio y ortofosfato de zinc. La calidad de estos compuestos químicos utilizados para el tratamiento del agua y las cantidades máximas que han de emplearse deben ajustarse a especificaciones nacionales. Aunque el control del pH es un método importante, no se deben olvidar sus posibles efectos en otros aspectos de la tecnología del abastecimiento del agua, en particular en la desinfección.

Medidas de emergencia

Es esencial que los responsables del abastecimiento preparen planes de contingencia que puedan aplicarse si se producen emergencias debidas a posibles desastres naturales (por ejemplo, terremotos, inundaciones, daños ocasionados por el rayo en el equipo eléctrico), accidentes (vertidos en la cuenca hidrográfica), daños sufridos por la planta de tratamiento o el sistema de distribución o actos humanos (huelgas sabotaje). En esos planes se deben asignar claramente las responsabilidades para la coordinación de las medidas que hayan de adoptarse, se deben describir los métodos de comunicación que habrán de utilizarse para avisar e informar a los usuarios y se debe planificar la obtención y distribución de suministros de emergencia.

En caso de emergencia, la decisión de suspender el abastecimiento implica la obligación de proporcionar otra fuente de agua segura. Quizá sea preferible aconsejar a los consumidores que hiervan el agua, iniciar una cloración intensa y adoptar medidas correctivas inmediatas. Las normas nacionales para el agua potable tienen la finalidad de asegurar que el consumidor tenga acceso a agua inocua y no de suspender el abastecimiento deficiente.

Si se produce una emergencia en la que haya indicios de que el agua ha sufrido una contaminación fecal, tal vez sea necesario modificar el tratamiento de las fuentes utilizadas o recurrir temporalmente a otras. Quizá haya también que aumentar la desinfección en la fuente o que clorar de nuevo el agua durante la distribución. Si es posible, se deberá mantener permanentemente la presión en la red, ya que, de lo contrario, aumentarán considerablemente los riesgos de que la contaminación penetre en las tuberías, con la consiguiente posibilidad de transmisión de enfermedades. Si la calidad no puede protegerse, se debe aconsejar a los consumidores que hiervan el agua en tanto dure la emergencia. El agua deberá hervir a borbotones durante un minuto y, dado que el punto

de ebullición es más bajo a gran altitud, se deberá prever un minuto adicional por cada 1000 metros sobre el nivel del mar. Esto debería bastar para destruir o inactivar las células vegetativas de bacterias y virus y los quistes de Giardia. Si se utilizan camiones cisterna para el abastecimiento, se deberá agregar cloro al agua en cantidad suficiente para que, en el punto de entrega, haya, durante 30 minutos o por lo menos, una concentración de cloro residual en estado libre 0,5 mg/litro, como mínimo. Antes de su uso, las cisternas habrán de desinfectarse o limpiarse al vapor. También se deberá considerar la posibilidad de recurrir temporalmente a otras medidas de desinfección, por ejemplo a la utilización de tabletas desinfectantes de liberación lenta que se agregarán al agua de los grifos, si se ha demostrado que así se consigue una desinfección segura y confiable.

Es imposible proporcionar orientaciones generales sobre las emergencias en las que hay contaminación masiva del abastecimiento por sustancias químicas. Los valores guía recomendados se refieren a niveles de exposición que se consideran tolerables durante toda la vida; al calcular la IDT, habitualmente no se tienen en cuenta los efectos tóxicos agudos. El lapso de tiempo que deberá durar la exposición a una sustancia química en una concentración muy superior al valor guía correspondiente para que se produzcan efectos toxicológicos perjudiciales dependerá de factores que varían según el contaminante. Serán cruciales la vida media biológica de éste, el tipo de toxicidad y la medida en que la concentración sobrepase el valor guía. En una situación de emergencia, se deberá consultar a las autoridades de salud pública para que aconsejen medidas apropiadas.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

MÓDULO II

**DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS
POTABILIZADORAS**

TEMA

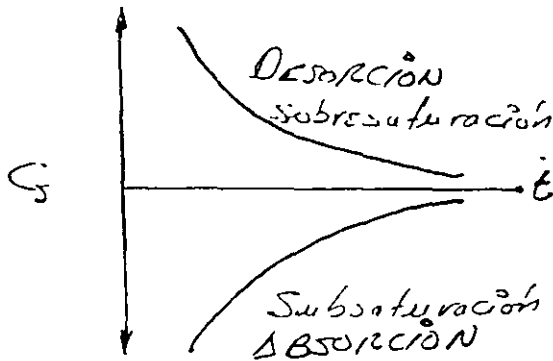
AIREACIÓN

**EXPOSITOR: MSP. RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2002**

VI AIREACIÓN

Es una operación unitaria de transferencia de gases entre el agua y el aire de la atmósfera (generalmente), transferencia que se realiza por Absorción y desorción, en resumen se puede decir que es el proceso de introducir aire al agua.

ABSORCIÓN Y DESORCIÓN



Por regla general mediante la aireación se puede eliminar cualquier elemento o sustancia que tiene el punto de ebullición menor que la temperatura ambiente del agua.

Tiene por objeto

- Eliminar gases que causan olores y sabores (H_2S , CH_4).
- Sustancias que motivan la acción corrosiva del agua (CO_2 , O_2 , H_2S).
- Sustancias que reaccionan o interfieren con los procesos de tratamiento (CO_2 interfiere con la Cal para ablandamiento
 $CO_2 + OH^- = HCO_3^- + OH^- = H_2O + CO_3^{2-}$)
El O_2 es generalmente de sobresaturación y el exceso del equilibrio se elimina solo.
- Oxidación de hierro y manganeso
- Transferir oxígeno al agua para aumentar el oxígeno disuelto.
- Remover compuestos orgánicos volátiles que dañan la salud.

La aireación representa una de las operaciones de uso más intensivo de energía en los sistemas de tratamiento, mediante equipos de aireación difusa, equipos de turbina y aireadores mecánicos.

En purificación de agua se agrega oxígeno mediante aireación para la remoción del hierro y manganeso principalmente. En plantas de ablandamiento se utiliza la aireación para remover CO_2 antes de ablandar con cal. Aunque también se usa la aireación para la remoción de olores y sabores causados por sustancias volátiles en el agua, en la mayoría de los casos la aireación es poco efectiva en la solución de dichos problemas.

De acuerdo con esta ley y la teoría de la capa líquida estacionaria, la tasa de cambio en la concentración de una sustancia volátil se expresa por la ecuación.

$$\frac{dc}{dt} = -\frac{KA(C_s - C)}{V}$$

$\frac{dc}{dt}$ = tasa de cambio en la concentración mg/L*s

K = Coeficiente de transferencia de la sustancia volátil m/s

A = Área de contacto entre la fase gaseosa y la fase líquida m²

V = Volumen de la fase líquida m³

C_s = Concentración de saturación del gas en el líquido mg/L

C = Concentración del gas o sustancia volátil en el líquido mg/L

LEY DE DALTON (Ley de las presiones parciales)

"En una mezcla gaseosa, las moléculas de cada gas ejercen la misma presión que ejercerían si se encontraran solas y la suma de estas presiones parciales es igual a la presión total"

$$PV = V \sum P_p$$

V = Volumen de la mezcla

P = Presión total

P_p = Presión parcial

$$P_{\text{Total}} = P_a + P_b + P_c + \dots$$

Ejemplo:

Para el aire

$$O_2 = 20\% V = P_a = 0.20 \text{ atm}$$

$$N_2 = 79\% V = P_b = 0.79 \text{ atm}$$

$$CO_2 = 1\% V = P_c = 0.01 \text{ atm}$$

LEY DE HENRY

"La concentración de saturación de un gas en el agua es directamente proporcional a la concentración o presión, del gas en la atmósfera en contacto con el agua".

Ejemplo: Remoción del O₂ del agua por:

- Reducción de la presión parcial del O₂ arriba del agua.
- Incrementar la presión parcial de otros gases en el agua (Ej. No 2)

La velocidad de absorción de gas es proporcional al grado de substracción (déficit) del líquido o absorbente.

La aireación cumple sus objetivos de purificación del agua mediante el arrastre o barrido de las sustancias volátiles causando por la mezcla turbulenta del agua con el aire y por el proceso de oxidación de los metales y los gases.

El agua aireada es más agradable al paladar; la aireación reduce el nivel de CO₂ hasta unos 4.5 mg/L, pero la corrosión solo se previene si la alcalinidad del agua excede de 100 mg/L

Los principales aireadores utilizados comúnmente en purificación de aguas de pozos, son los de toberas, cascadas, canales inclinados y aireadores de bandejas. En aguas residuales se utilizan aireadores por difusores y aireadores mecánicos superficiales o sumergidos.

En el desarrollo de sistemas para transferencia de gases es de interés cancelar la cantidad total de transferencia que es posible y la tasa o rapidez con que se realiza.

Para que la transferencia tenga lugar, debe existir un gradiente de concentración entre las fases líquido y aire. Sin este gradiente, o sea con concentración en equilibrio, la transferencia no tendrá lugar.

De manera resumida se puede indicar que:

La transferencia de un gas es función de:

- 1.- Sobresaturación o subsaturación
- 2.- Área o volumen expuesto
- 3.- Coeficiente de transferencia del gas
- 4.- Temperatura y presión
- 5.- Tiempo

Las temperaturas altas aumentan la volatilidad de los compuestos y disminuyen su valor de saturación, la aireación para la remoción de sustancias volátiles es más eficiente en aguas cálidas que frías. A la vez la remoción por aireación, de gases como H₂S, CO₂ y NH₃ es función del PH del agua.

LEY DE FICK (Ley de difusión)

“La velocidad de difusión $\frac{\partial \omega}{\partial t}$ a través de un área frontera (límite) ∂y y ∂z es proporcional al gradiente de la concentración $\frac{\partial c}{\partial x}$ de la sustancia (punto de concentración más alta) a otro de concentración menor”

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = -Kd \frac{\partial c}{\partial x} \partial y \partial z \quad \frac{\partial \omega}{\partial t}$$

tasa de difusión gradiente de concentración

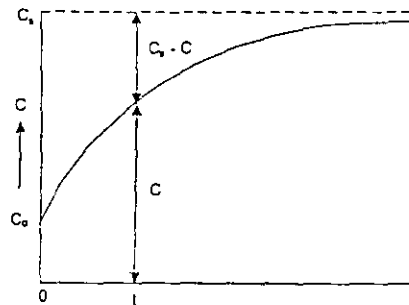


Figura 6.1 Absorción de un gas.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \alpha(C_s - C)$$

$$\frac{\partial c}{\partial t} = K(C_s - C) \quad \text{para absorción}$$

$$\frac{\partial c}{\partial t} = K(C - C_s) \quad \text{para desorción}$$

$$C_t = C_s - (C_s - C_0)e^{-Kt} \quad \text{Absorción } C_0 < C_t < C_s \text{ y}$$

$$C_t = C_s + (C_0 - C_s)e^{-Kt} \quad \text{Desorción } C_s < C_t < C_0$$

Como la transferencia es a través de un área en un volumen

$$K = k \frac{A}{V} \quad \text{siendo } k = \text{coeficiente de transferencia de gas quedando}$$

$$C_t = C_s - (C_s - C_0)e^{-\frac{kAt}{V}} \quad \text{Absorción}$$

$$C_t = C_s + (C_0 - C_s)e^{-\frac{kAt}{V}} \quad \text{Desorción}$$

Las ecuaciones anteriores conocidas como ecuaciones de Lewis y whitman, indican:

- La tasa de transferencia del gas para cualquier tiempo t es proporcional a la diferencia entre la concentración de la saturación C_s y la concentración C del gas en el agua.

- La tasa de transferencia es directamente proporcional a la relación del área de contacto entre la fase gaseosa y la fase líquida con el volumen de la fase líquida, A/V .
- La tasa de transferencia es directamente proporcional al coeficiente de transferencia del gas, K .
- La cantidad de gas transferido es mayor a medida que aumenta el tiempo de aireación.
- La temperatura y la presión son factores importantes porque afectan los valores de C_s , de la difusividad y del coeficiente de transferencia del gas, K .

De acuerdo con lo anterior, factores importantes en el diseño de aireadores son: el tiempo de aireación, la relación A/V y una ventilación adecuada.

TIPOS DE AIREADORES

1.- Por aspersión

- Boquillas u orificios en tubo fijo
- Boquillas u orificios en tubo móvil

2.- Por gravedad

- De cascada
- De plano inclinado
- De bandejas o charolas múltiples
- De torres a contracorriente (striping)

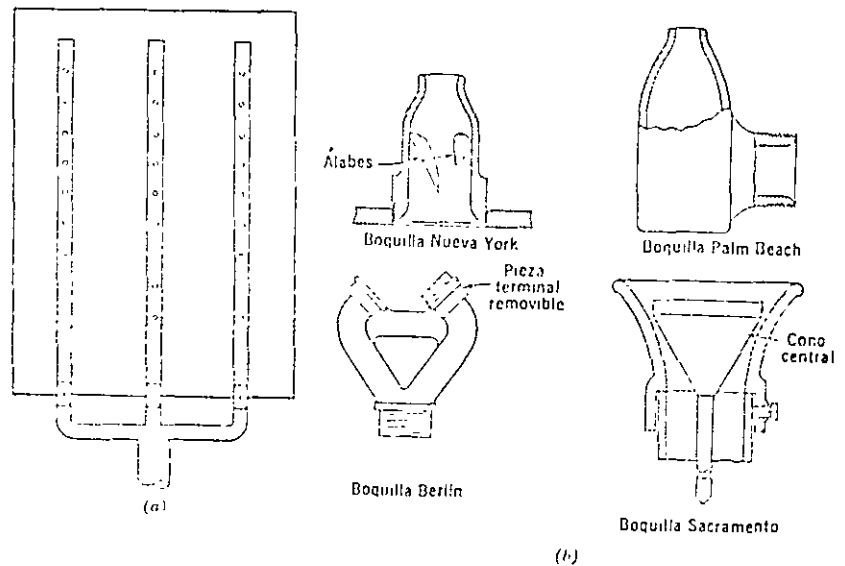
3.- Por difusión

- Difusores fijos
- Difusores móviles

4.- Aireación mecánica

- Turbina
- Hélice sumergida
- Paleta sumergida
- Cepillo

5.- Aireador tipo fuente



Aireador por aspersión y boquillas. *a)* Aireador dotado de boquillas; *b)* boquillas para aireadores. Los coeficientes de descarga de estas boquillas varían de 0.85 a 0.92.

Diseño de aireadores por aspersion o de chorro

Consiste usualmente en una serie de toberas fijas, sobre una malla de tuberías, las cuales dirigen el agua, hacia arriba, verticalmente o en ángulo inclinado, de tal manera que el agua se rompe en gotas pequeñas. Este tipo de aireadores ha sido usado por la remoción de CO₂ y la adición de oxígeno; tienen gran valor estético, pero requieren un área grande. La velocidad inicial de una gota emergente de una tobera u orificio está dada por la ecuación:

$$V_o = \sqrt{2gh}$$

La descarga por la expresión:

$$Q = C_d A \sqrt{2gh}$$

donde:

V_o = Velocidad inicial, m/s

g = aceleración de la gravedad, m/s²

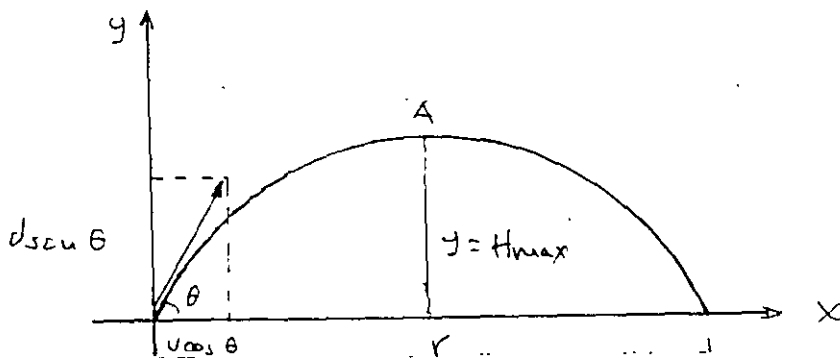
h = energía total sobre la tobera, generalmente 1.2 – 9 (33); 7.1 – 14.2 m

C_d = Coeficiente de descarga determinado experimentalmente, para la boquilla, según su tipo y forma generalmente, 0.75 – 0.95

A = área de la tobera u orificio, m².

Q = descarga, m³ /s

El diseño de estos aireadores se basa en el principio físico del tiro parabólico.



$$d = vt$$

$$x = v \cos \theta * t$$

$$y = v \sin \theta * t - \frac{1}{2} (gt - t)$$

$$H_{\max} = v \sin \theta * t - \frac{gt^2}{2}$$

En el punto A

$$V_v = 0 \text{ y } t = t_s \text{ (tiempo de subida)}$$

$$0 = V \operatorname{Sen} \theta - g t_s$$

$$t_s = \frac{V \operatorname{Sen} \theta}{g}$$

$$\text{Sustituyendo: } t_s = \frac{C_v \sqrt{gh} * \operatorname{Sen} \theta}{g} = C_v * \operatorname{Sen} \theta \sqrt{\frac{2h}{g}} \dots \dots \dots (1)$$

Sin efecto de arrastre por viento

$$t_E = t \text{ exposición} = 2 t_s$$

$$\therefore t \text{ exposición} = t_E = 2 C_v * \operatorname{Sen} \theta \sqrt{\frac{2h}{g}} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{m}{\acute{a}}xima altura del chorro: y = H_{max} \Rightarrow t = t_s$$

$$H_{max} = V \operatorname{Sen} \theta * t_s - \frac{g t_s^2}{2}$$

Sustituyendo 1 y 2 tenemos:

$$H_{max} = C_v^2 * h * \operatorname{Sen}^2 \theta$$

$$h = \frac{g t_s^2}{2 C_v \operatorname{Sen}^2 \theta}$$

Por otro lado

$$V = C_d \sqrt{2gh} \quad (C_d = C_v + C_c)$$

$$Q = C_d \sum a \sqrt{2gh} \quad (a = \text{area de cobertura})$$

Valores recomendados (ver fabricantes):

Buguetas — 0.85 - 0.95

Orificios — 0.6 (pared delgada) y 0.85 (pared redonda)

Longitud del chorro

$$x = V \cos \theta \cdot t_s$$

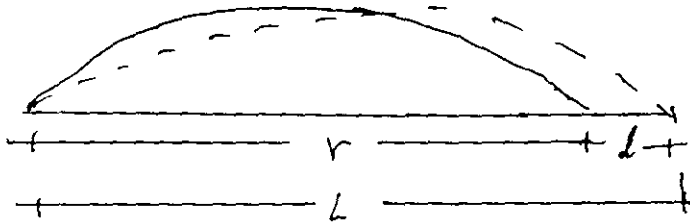
$$y = V \cos \theta \cdot t_s$$

$$= 2 V \cos \theta \cdot t_s$$

Sustituyendo

$$r = 2 C_r^2 h \cdot \text{sen}^2 \theta$$

con influencia del viento (a favor)



$$l = V_w \cdot t_s$$

$$l = C_A \cdot V_w \cdot 2t_s$$

C_A = coeficiente de arrastre

V_w = velocidad del viento

$$l = 1.2 V_w \cdot t_s$$

Recomendaciones GENERALES

Tiempo de exposición $\leq 25 \text{ seg.}$

Altura máxima 5 m (para $t_e \approx 25 \text{ seg.}$)

Carga usual 7 mca (metros de columna de agua)

Diámetro (orificio o boquilla) $1'' - 1\frac{1}{2}'' \phi$

Espaciamiento de boquillas $0.6 - 3.0 \text{ m}$

Eficiencia $70 \text{ a } 90\%$ (remoción CO_2)

Área requerida $1.25 - 3.75 \text{ m}^2/10^3 (\text{m}^3/\text{día})$

Pérdida de carga en la

tubería ranurada $\frac{1}{3}$ pérdida del mismo ϕ sin orificios

Las boquillas de potente proporcionan la mayoría de las

datos, por ejemplo

Boquillas New York

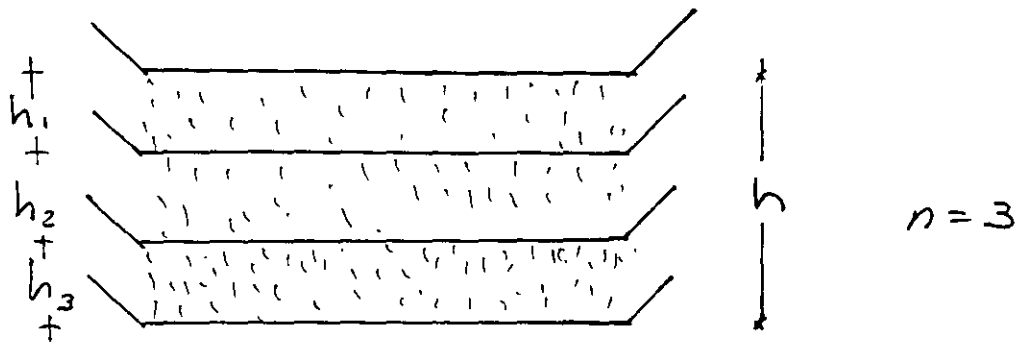
$$q = 75 \text{ a } 150 \text{ SPM} = 5 \text{ a } 10 \text{ l/seg} \Rightarrow 10 \text{ psi (7 mca)}$$

$$a = 50 \text{ a } 150 \text{ pies}^2/\text{m}^2 = 5-15 \text{ m}^2/44 (\text{ft}^2/\text{seg})$$

DISEÑO DE AERADORES POR GRAVEDAD DE CHAROLAS MÚLTIPLES

El elemento de control es la carga disponible, la que se puede aprovechar en caída libre o por etapas.

Un aireador de bandejas múltiples consiste en una serie de bandejas equipadas con ranuras, fondos perforados o mallas de alambre, sobre las cuales se distribuye el agua y se deja caer a un tanque receptor en la base. En muchos aireadores de bandeja se coloca "medio" grueso de coque, piedra, ladrillo triturado o cerámica de 5-15 cm. de diámetro, para mejorar la eficiencia del intercambio de gases y la distribución del agua; en plantas de remoción de hierro y manganeso. Generalmente se usan de 3 a 9 bandejas, comúnmente 3 a 5; el espaciamiento entre bandejas es de 30 a 75 cm. El área requerida para las bandejas varía entre 0.05 y 0.15 m² por l/seg de agua tratada, generalmente menos de 0.06 m². Otros autores especifican medios de contacto de 3 a 6 cm. de diámetro, separación entre bandejas de 30 a 60 cms y 3.5 a 7 l/seg por cada m² de lecho de contacto. La altura del aireador de bandejas suele ser de 2 a 3 m.



En un instante dado la caída libre:

$$\frac{dh}{dt} = v = \xi t \quad \int_0^t dh = \xi \int_0^t t dt \rightarrow h = \frac{\xi t^2}{2}$$

Si el descenso "h" se hace en "n" descensos parciales:

$$t = n \sqrt{\frac{2h/n}{\xi}} \quad \boxed{t = \sqrt{\frac{2nh}{\xi}}}$$

Calculo del número de chorolas, partesas o bandejas

$$\boxed{C_n = C_0 \times 10^{-kn}} \quad (\text{válida para remoción de } CO_2 > 10 \text{ ms/h})$$

C_n = Concentración final

C_0 = Concentración inicial

n = número de chorolas

k = coeficiente ≈ 0.14 (entre 0.12 y 0.16)

En general:

Chorolas por unidad _____ 3 a 5

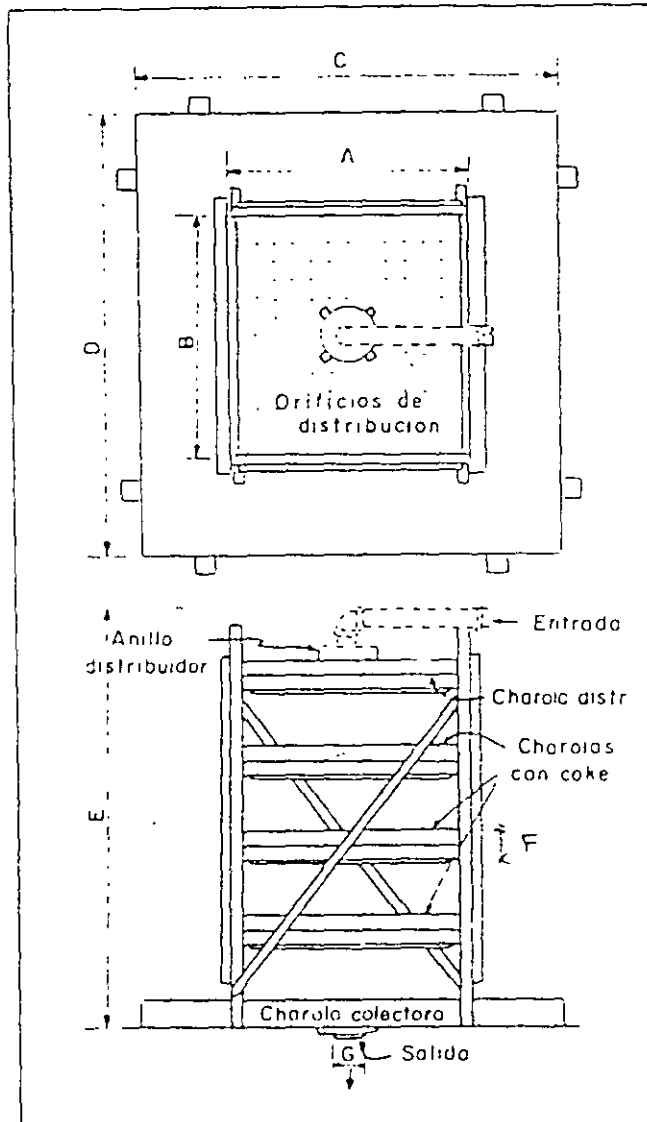
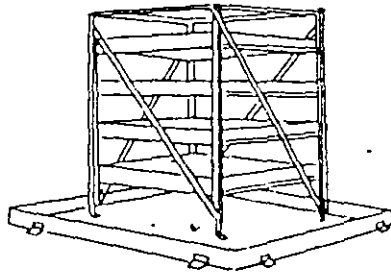
Carga hidráulica _____ 10.2 a 20.4 lps.

Area de chorolas _____ 0.6 a 1.8 $m^2/10^3$ (m^2/dia)

Espacio entre chorolas (ht) _____ 30 a 60 cms.

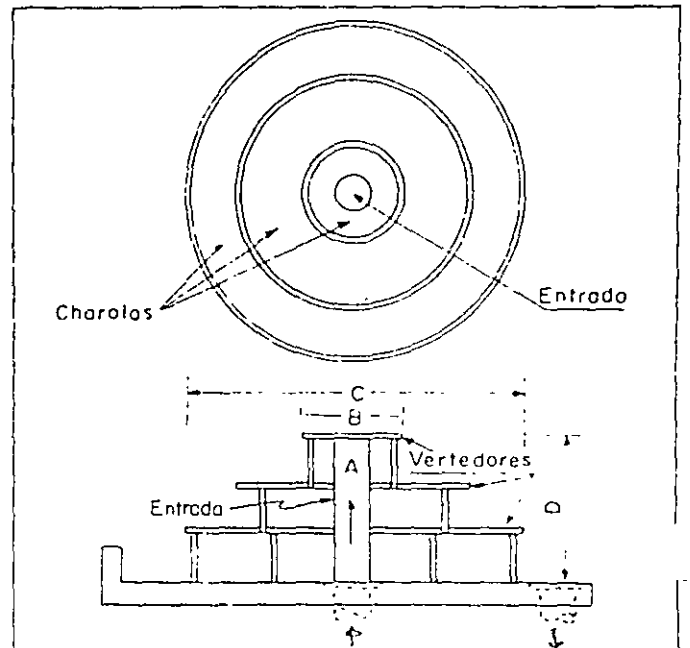
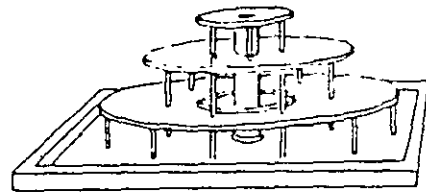
PLANTAS DE TRATAMIENTO PARA AGUA POTABLE

Fig 6.3 Aerador de charolas múltiples



Tipo	Capacidad G.P.M	A	B	C	D	E	F	G	Peso
3	45-65	3'	3'	6'	6'	7' 11"	3"	4"	1450
4	90-135	4'	4'	7'	7'	8' 6"	4"	6"	2300
5	150-225	5'	5'	8'	8'	8' 0"	4"	6"	3300
6	250-350	6'	6'	9'	9'	8' 2"	6"	8"	4400
7	375-500	7'	7'	10'	10'	8' 2"	6"	8"	5600
6-2	525-700	6'	12'	9'	15'	8' 5"	8"	10"	8000
7-2	725-1000	7'	14'	10'	17'	8' 7"	10"	12"	11000

Fig 6.4 Aerador de chapoteo



Tipo	Capacidad G.P.M	A	B	C	D	Peso
100	100	3"	12"	4'6"	30"	350
200	200	4"	24"	5'6"	30"	500
300	300	6"	39"	6'9"	30"	775
500	500	8"	63"	8'9"	30"	1275

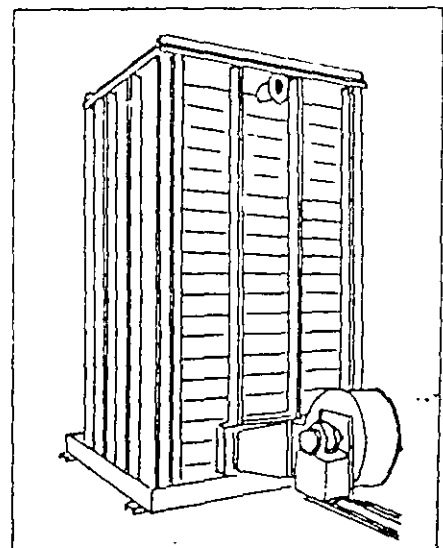


Fig 6.5 Aerador de tiro forzado (de gasificador)

Relación largo a ancho — 1.5

Plattens

_____ Espesor 15 a 30 cms.
φ piedra 4-15 cms.
φ coque 5 cms.
φ esteras de cerámica 5-15 cms.

La ventilación es un factor importante en el disco, por ello debe estudiarse muy bien su ubicación. La corrosión, la formación de lamas biológicas y crecimientos de algas son factores de importancia. Los crecimientos biológicos pueden controlarse mediante el tratamiento del agua cruda con cloro o sulfato de cobre

En este tipo de aireadores el agua se deja caer, en láminas o capas delgadas, sobre uno o más escalones de concreto. El aireador de cascada produce una pérdida de energía grande, pero es muy sencillo. Algunos autores como Overman señalan que con una cascada y 40 cm de profundidad de suministro se pueden airear 9,000 m³/d de agua con remociones del 50 al 60% de CO₂.

El aireador de cascada se diseña como una escalera,; entre más grande sea el área horizontal más completa es la aireación. La aireación ocurre en las áreas de salpicamiento en forma similar a lo que ocurre en un río turbulento; por ello se acostumbra colocar salientes, bloques o vertederos en los extremos de los escalones.

La aireación en vertederos y aliviadores es factible cuando existe suficiente energía disponible; en ese caso el sistema es económico, no se requiere energía adicional y el mantenimiento es sencillo. El sistema de aireación con vertederos es más eficiente que el de aliviaderos. Es posible mejorar la aireación creando turbulencia, mayor relación de área/volumen, cuando el agua cae libremente de un nivel superior a uno inferior que cuando cae deslizándose sobre la cara del vertedero. La eficiencia del aliviadero también puede aumentarse si se aumenta la rugosidad del canal o si se crea un resalto hidráulico.

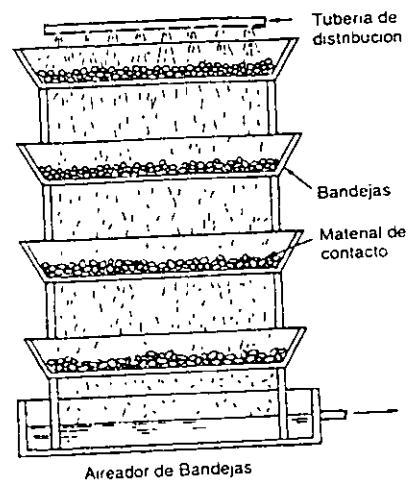
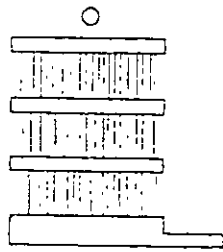


Fig. 6.6 Aireadores de bandejas

AIREADORES DE CASCAIDA Y VERTEDORES

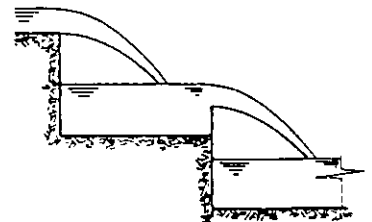
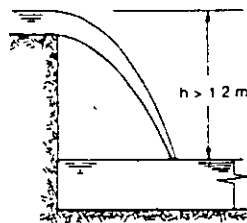
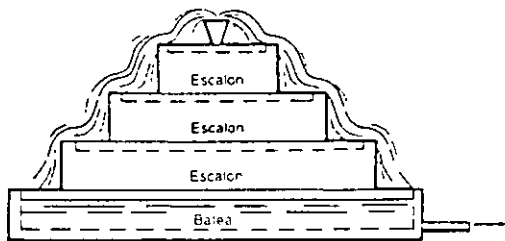
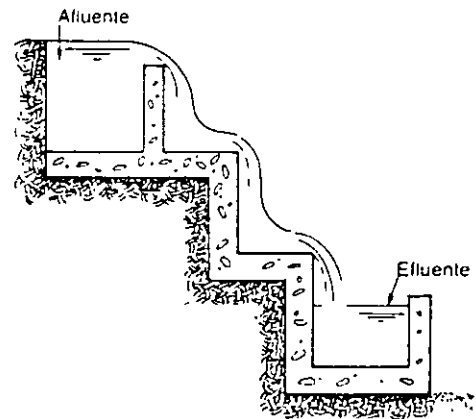
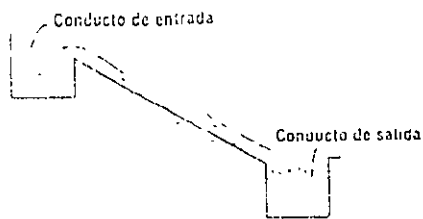


FIG. 6.7 Aireadores de vertedor, cascada y placas inclinadas

En un vertedero, la aireación ocurre durante la formación de la capa agua-aire en la cresta del vertedero en caída libre. La transferencia de gas se mejora por entrapamiento y salpicamiento en la superficie inferior del agua. Los estudios hechos por Nakasone indican que la oxigenación sobre un vertedor puede calcularse por la siguiente ecuación:

$$\ln r_{20} = K(D + 1.5H_c)^n q^p H^e$$

donde: r_{20} = relación de déficit de oxígeno

$$r_{20} = \frac{C_{s20} - C_0}{C_{s20} - C}$$

C_{s20} = valor de saturación de O_2 a $20^\circ C$ mg/l

C_0 = concentración de O_2 antes de la caída mg/l

C = concentración de O_2 después de la caída mg/l

D = altura de la caída desde la cresta del vertedero hasta la superficie del agua en m.

H_c = profundidad crítica sobre el vertedero en m

q = caudal por metro de ancho del vertedor $m^3/h \cdot m$

Para determinar la altura de la cascada de oxigenación se puede usar la ecuación siguiente:

$$H = \frac{R - 1}{0.36105(1 + 0.096T)}$$

$$R = \frac{C_s - C_0}{C_s - C}$$

Donde:

R = relación deficiente de oxígeno

C_s = concentración de saturación de oxígeno disuelto a la temperatura T , mg/l

C_0 = concentración de oxígeno disuelto en el agua, antes del vertedero o cascada mg/lit

C = concentración de oxígeno disuelto en el agua, después del vertedero o cascada mg/lit

H = altura de caída del agua en m.

T = temperatura del agua °C

a = 1.25 para agua limpia de río

1.0 para agua contaminada de río

0.8 para efluente de aguas residuales

b = 1.0 para un vertedero de caída libre

1.1 para escalones

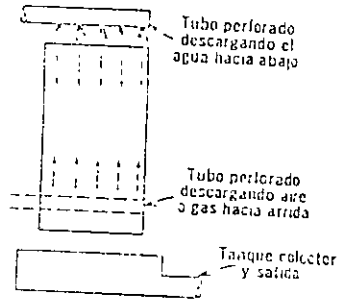
1.3 para vertedero escalonado

Recomendaciones

No. de escalones	3 a 10
Carga	0.9 a 3.0 m
Área requerida	1 a 2.2 m ² /10 ³ (m ³ /día)
Carga hidráulica promedio	1,200 a 6,200 m ³ /m*d
Altura de escalón	30 a 60 cms.
Típica	20 cms
Longitud del escalón	30 a 60 cms.
Típica	45 cms.
Altura de la cascada	1.8 a 5 m.

TORRES EMPACADAS DE CONTRACORRIENTE

Actualmente se utilizan mucho para agua potable por las restricciones crecientes a los contaminantes orgánicos volátiles (VOCs) en especial los trihalometanos (THM) considerados cancerígenos.



MEDIO EMPACADO

- Anillos de cerámica
- Acero inoxidable
- Materiales plásticos
- Otros

Son muy eficientes pero también los más caros:

Se basan en el principio:

Perdidas de gas en influente = gas ganado en el aire que sale.

L = Carga hidráulica ($m^3/m^2 \cdot \text{seg}$)

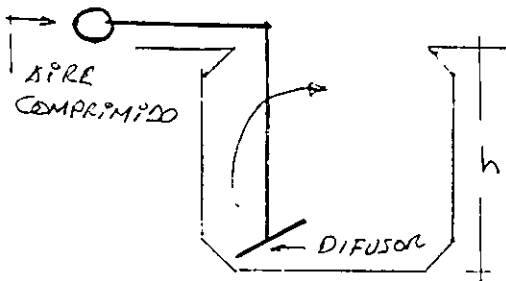
C_c = Concentración influente

C_s = Concentración de saturación

K_{La} = Constante

DF = Fuerza de

AIREADOR POR DIFUSIÓN



Velocidad (entran y no necesitan mucha carga.

$h = 2.7$ a 4.5 m

$B = 3$ a 9 m

$B/h < 2$

$t_r = 10$ a 30 min.

Vol. aire = 0.75 a 1.2 m^3/m^3 agua

Potencia requerida = 0.15 a 0.5 Kw/ 10^3 (m^3 día)

EJEMPLO

Para airear adecuadamente un agua se requiere, según experimentación, mantener el agua en el aire 1.7 segundos lanzándola con una boquilla de 2.5 cm. de diámetro y $C_d = 0.85$. La boquilla forma un ángulo de 85° con la horizontal.

Hallar:

- Velocidad inicial del flujo
- Distancia hasta la cual llega el chorro
- Caudal por boquilla
- Presión de trabajo requerida

Solución

EJEMPLO

Dadas las condiciones del problema anterior hallar área y dimensiones para un aireador de 300 L/s

Solución

Número de boquillas requerido = $300/4.24 = 71$ boquillas

Se colocaran 70 boquillas en 7 filas de 10 boquillas cada una.

Distancia ente boquillas = 60 cm.

Longitud de cada tubo con 10 boquillas = $9 * 0.6 = 5.4$ m.

Distancia entre tubos = 1.25 m. > 1.24 m, para que no haya interferencia entre los surtidores.

Los 7 tubos o filas de boquillas cabrían en una longitud de $6 * 1.25 = 7.5$ m.

Dejando un espacio de 0.5 m., a cada lado de los tubos extremos, el aireador tendría un área de $6.4 * 8.5\text{m}$, o sea 54 m^2 .

Carga de diseño = $54/300 = 0.18 \text{ m}^2$ por L/s. Generalmente 0.11 – 0.32.

EJEMPLO

Un aireador de bandejas tiene las siguientes características: 4 bandejas de láminas perforadas, de $0.76 * 2.1$ m cada una; medio de contacto de coque de 2.5 a 5 cm de diámetro; altura de la entrada de agua, 2.4 m y separación entre bandejas, 0.6m.

Calcular, en L/s el caudal que puede tratar dicho aireador si la carga debe ser de $5 \text{ L/m}^2 \text{ s}$, 432 m³/d.

Solución:

Área de bandeja = $4 * 0.76 * 2.1 = 6.38 \text{ m}^2$

Caudal = $5 * 6.38 = 31.9 \text{ L/s}$

Caudal = $432 * 6.38 = 2,756 \text{ m}^3/\text{d}$

EJEMPLO

Determinar la altura de la cascada, con escalones de aireación, requerida para oxigenar un agua con temperatura de 20° C.

Suponga efluente de aguas residuales con 0.0 mg/L de oxígeno disuelto.

Se desea elevar la concentración de oxígeno disuelto a 5.0 mg/L.

Solución:

De una tabla de concentraciones de saturación de oxígeno disuelto se obtiene:

$$C_s = 9.17 \text{ mg/L}$$

De la fórmula 2.16 se obtiene:

$$R = \frac{C_s - C_0}{C_s - C} = \frac{9.17 - 0}{9.17 - 5} = 2.2$$

De la ecuación 2.15 se deduce la altura de la cascada de oxigenación:

$$H = \frac{R - 1}{0.361 ab (1 + 0.046T)} = \frac{2.2 - 1}{0.36 * 0.8 * 1.1 * (1 + 0.046 * 20)} = 2.0 \text{ m}$$

Se puede adoptar una cascada de 2 m, con 10 escalones de 20 cm de altura cada uno.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

MÓDULO II

**DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS
POTABILIZADORAS**

TEMA

COAGULACIÓN

**EXPOSITOR: MSP. RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2002**

COAGULACION

Se define como el proceso de desestabilización de la carga eléctrica de coloides y sólidos suspendidos en el agua, incluyendo bacterias y virus, mediante el uso de un coagulante, para propiciar su aglutinamiento (formación de flocs o flóculos) y facilitar posteriormente su remoción por gravedad.

Implica

1. Adición del reactivo (coagulante)
2. Mezcla rápida (difusión violenta para desestabilización de coloides)
3. Formación y acondicionamiento de flóculos (mezcla lenta)

Las aguas naturales pueden estar turbias y/o coloridas

- . turbias principalmente por arcilla (0.01 μ a 10 μ fina y 1 μ a 1 mm, gruesa)
- . color, por materia orgánica (1 $m\mu$ a 10 μ)

Sistemas de dispersión

Fase dispersa	Medio dispersión	Nombre	Ejemplo
Líquido	Líquido	Emulsión	aceite en agua
Sólido	Líquido	Sol	arcilla en agua
Gas	Líquido	Espuma	Crema de afeitar
Líquido	Sólido	Gel	Jalea

En una suspensión coloidal se verifican dos efectos sobre los coloides;

1. Repulsión, dada por la carga eléctrica del coloide (normalmente negativa en soles)

2. Atracción por el efecto de van der Waals: $f = \frac{m_1 m_2}{d^2}$

Lo que se busca, para formar el floc, es que la repulsión sea mínima, disminuyan las distancias y crezca la atracción

La propiedad selectiva del coloide, de una carga eléctrica, le proporciona una carga primaria que, para nuestro interés en potabilización, casi siempre serán cargas primarias negativas.

Otra propiedad es su afinidad con el agua.

Cuando realmente el coloide es afin al medio de dispersión constituido por el agua se le clasifica como coloide "hidrofilico" y si es repelente o adverso al agua será hidrofóbico". Estos últimos, como arcillas, principales causantes de la turbiedad no reaccionan con el agua ni químicamente con el coagulante a diferencia de los hidrofilicos (color) que reaccionan con el agua y con el coagulante, requiriendo de mayor cantidad de reactivo para su remoción

La desestabilización se realiza agregando un "sol" de carga contraria a la del coloide, o también un electrolito que contrarreste la carga del coloide, esto es propiamente "la coagulación" y el reactivo químico que se utiliza es "el coagulante".

La aglomeración de los coloides desestabilizados (descargados) es la floculación y los reactivos serían floculantes

La "mezcla rápida" es una operación empleada en el tratamiento del agua con el fin de dispersar diferentes sustancias químicas y gases en las plantas potabilizadoras el mezclador rápido tiene generalmente el propósito de dispersar rápida y uniformemente el coagulante a través de toda la masa o flujo de agua.

La mezcla rápida puede efectuarse mediante turbulencia provocada por medios hidráulicos o mecánicos, tales como saltos hidráulicos en canales, medidor parshal, vertedores rectangulares, tuberías de succión de bombas, mezcladores mecánicos en línea, rejillas difusoras, chorros químicos y tanques con equipo de mezcla rápida

Coagulación - Teoría

Para el problema de coagulación que es el que nos ocupa, la disolución coloidal que más nos interesa es la dispersión del sólido en líquido, que es la que forma buena parte de la turbiedad y el color ordinario del agua.

Los coloides, clasificación y propiedades

Sin pretender dar una clasificación completa de los sistemas coloidales podríamos dividirlos como indica la figura 1.6 en moleculares y no moleculares (micelares); liofílicos y liofóbicos, diuturnos y caducos, orgánicos e inorgánicos.

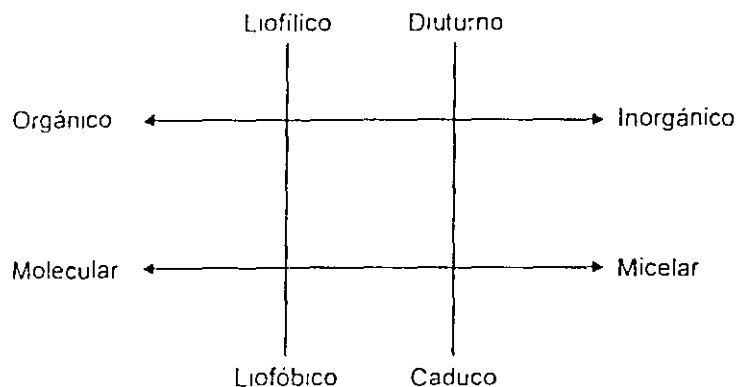


Figura 1.6 Clasificación de los Coloides

Los coloides moleculares, están constituidos por sustancias polímeras, formadas por largas cadenas orgánicas, con pesos moleculares muy grandes (15.000 - 100.000) y tamaños entre 10^2 y 5×10^2 m μ de longitud por 0.2 y 1 m μ de grosor. Estos polímeros, como la gelatina, las proteínas, el almidón, etc., no obstante estar dispersados molecularmente, no constituyen verdaderos solutos, sino coloides. El término coloide significa originalmente "gelatinoso" y fue dado por Graham a las dispersiones de proteínas, al comprobar que no se comportaban como verdaderas soluciones.⁴

Los coloides de asociación o micelares pueden formarse por asociación de moléculas más pequeñas de minerales (ejemplo: oro) o compuestos orgánicos (ejemplo: jabones, detergentes), que espontáneamente se aglutinan en presencia de un dispersante en partículas de tamaño coloidal.

Los coloides liofílicos (hidrofílicos cuando se refieren al agua) están constituidos por las dispersiones moleculares de sustancias poliméricas o sustancias aglutinadas en tamaño coloidal, que tienen una fuerte atracción por el solvente, y reaccionan químicamente con el agua, en la cual están dispersados (Ejemplo: jabones, materia orgánica encontrada en el agua negra). Su estabilidad depende

⁴ Se entienden por polímeros las sustancias compuestas de una molécula básica llamada monómero, la cual se une a otras, formando una cadena compleja de muchos términos similares. Así mismo se dice que un compuesto se polimeriza cuando es inducido a formar una cadena, bi o tridimensional, para lo cual es necesario que el monómero básico tenga por lo menos dos extremos activos.

de la capa de hidratación que los rodea en la cual hay moléculas de agua adheridas que actúan como barrera que impide el contacto entre partículas.

Los coloides liofóbicos están, en cambio, formados por sustancias insolubles en el dispersante (ejemplo: arcillas, metales) y por lo mismo son mucho más inestables que los liofílicos. Son el tipo de dispersiones que más interesa en el tratamiento de aguas potables.

Los coloides diuturnos (término propuesto por Mysels (1959) que significa de larga duración) son aquellos que no se modifican o se aglutinan durante mucho tiempo comparado con el período de observación.

Los coloides caducos son, al contrario, los transitorios que se aglutinan o cambian rápidamente.

Los coloides, además, pueden ser orgánicos como las proteínas o las grasas, o inorgánicos como el oro o las arcillas minerales.

Forma de los coloides

La forma de los coloides tiene relación directa con sus propiedades. No se ha hecho, sin embargo, una clasificación adecuada de las formas coloidales. Algunos los clasifican en isométricas y anisométricas. Las primeras son las que tienen una dimensión igual en todas direcciones (esferas, poliedros); las segundas son las que se extienden preferentemente en una o dos dimensiones tales como cilindros, láminas, cintas, etc.

La figura 1.7 incluye las formas más comunes de coloides, según Jirgensons y Straumanis

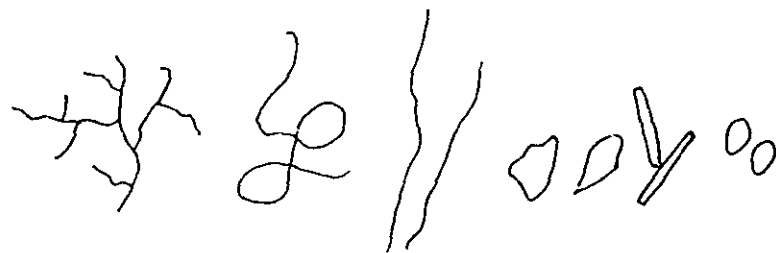


Fig. 1.7. La forma más común de partículas coloidales

En un líquido turbulento, las formas filamentosas o cilíndricas tienen más oportunidad de contacto que las formas esféricas o poliédricas, lo cual influencia la posibilidad de aglutinación de las partículas y la rata de floculación.

Propiedades de los coloides

Algunas de las más importantes son las siguientes:

⁵ Estrictamente hablando no existen sustancias completamente insolubles en el agua; de forma que el término liofóbico debe entenderse en un sentido amplio como la tendencia de algunas sustancias a ser muy poco solubles.

Propiedades cinéticas	Movimiento browniano
	Difusión
	Presión osmótica
Propiedades ópticas	Efecto Tyndall - Faraday
	Coloración
Propiedades de superficie (adsorción)	
Electroquímica	

Propiedades cinéticas

Movimiento browniano

Una de las propiedades que más distingue a las dispersiones coloidales, es el que no pueden sedimentarse, aun cuando las partículas sean más densas que el líquido que las rodea.

Si una suspensión de dichas partículas es observada en un ultramicroscopio, se puede notar entre ellas un movimiento constante y desordenado. Este fenómeno fue estudiado por primera vez en una suspensión de granos de polen por el botánico inglés Brown, en 1828, de donde ha recibido el nombre de movimiento browniano. Wiener, en 1863 sugirió que el bombardeo de las partículas hecho por las moléculas del líquido en el cual están dispersas, es la causa del movimiento incesante de ellas. Experimentos posteriores han justificado esta conclusión.

La teoría completa del movimiento browniano fue desarrollada en 1906 por Einstein y Von Smoluchowski cada uno independiente, y sirvió para calcular el número de Avogadro.

La velocidad promedio v de la partícula viene dada por la fórmula.

$$v = \sqrt{\frac{RT}{Nm}} \quad (1.1)$$

En donde,

$R = \text{constante de los gases} = PV/T = Dmas \times cm^3/K$

$N = \text{número de Avogadro} (6.02 \times 10^{23})$

$T = \text{temperatura absoluta en grados Kelvin}$

$m = \text{masa de partícula en dinas/g.}$

El valor $R/N = K$ se suele llamar constante de Boltzman y representa el valor de la constante de los gases por molécula.

Difusión.

El movimiento incesante de las partículas coloidales hace que éstas se difundan, esto es, que se distribuyan uniformemente en el solvente. La velocidad de difusión es mucho menor que la velocidad media de la partícula en el movimiento browniano. Por otra parte, cuanto más grande sea ésta, la rata de difusión es menor.

La primera Ley de Fick (1855) establece que la cantidad dm , que se difunde en la dirección x en un tiempo dt a través de un área A , es proporcional al gradiente de concentración dc/dx . Así:

$$\frac{dm}{dt} = -AD \frac{dc}{dx} \quad (1.2)$$

En donde D es el coeficiente de difusión que es "el material que pasa en un segundo a través de un cm^2 ". Se expresa en cm^2/seg . Esta primera Ley es aplicable en condición de estado invariable.

Presión osmótica.

Debido al movimiento browniano, si la concentración de partículas en un líquido no es uniforme, se produce un flujo de material desde las zonas de alta concentración hacia las de baja concentración hasta alcanzar un equilibrio. Esta es la razón por la cual si se introduce un celda, hecha de una membrana semipermeable que contenga cierta dispersión coloidal, en un líquido puro, éste trata de introducirse dentro de ella, para establecer una concentración uniforme, diluyendo la dispersión coloidal y produciendo una elevación del líquido dentro de la celda. El incremento de volumen produce una presión llamada, presión osmótica.

De acuerdo con Van't Hoff, la presión osmótica p es directamente proporcional a la concentración c (g/l) y la temperatura absoluta T , e inversamente proporcional al peso molecular M . Así

$$p = \frac{C}{M} RT \quad (1.3)$$

$R = \text{constante de los gases ya definida}$

Propiedades ópticas

Las propiedades ópticas son: la dispersión de la luz y la opalescencia.

Diseminación de la luz.

Un rayo de luz es diseminado al pasar a través de una suspensión coloidal. La diseminación es proporcional al tamaño de las partículas. Cuando se usa un rayo bien definido se puede observar claramente un cono de luz. A este fenómeno se le suele llamar efecto de Tyndal-Faraday y se lo puede observar en la vida diaria cuando un rayo de luz penetra en una habitación oscura donde flotan partículas de polvo.

La diseminación hace aparecer las soluciones turbias. La turbiedad es por tanto una forma de medir la concentración de partículas coloidales en un líquido.

Si " I_0 " representa la intensidad de un rayo luminoso; I , la intensidad del mismo rayo después de atravesar una distancia " l " del medio dispersante; y τ es la turbiedad:

$$\frac{I}{I_0} = e^{-\tau l}$$

$$\text{De donde: } \tau = -\frac{1}{l} \ln \frac{I}{I_0} \quad (1.4)$$

Opalescencia.

Los coloides son primariamente incoloros. Sin embargo, las suspensiones coloidales aparecen con una cierta coloración. Por ejemplo, la suspensión de hidróxido férrico es roja. Esto puede deberse:

1. A la diseminación de la luz.
2. A la absorción selectiva por el coloide de una cierta longitud de onda

La coloración puede usarse también para medir la concentración de los coloides. La Ley de Lambert-Beer establece que la absorción es proporcional a la longitud de la luz a través de la solución absorbente y a la concentración c de la solución. Así,

$$\frac{I}{I_0} = e^{-kc} \quad \text{o} \quad c = -\frac{1}{Kl} \ln \frac{I}{I_0} \quad (15)$$

En donde:

I = intensidad de la luz transmitida

I_0 = intensidad de la luz que entra

K = constante de absorción característica del sistema dado.

Propiedades de Superficie

Cuando la materia se subdivide hasta llegar al tamaño coloidal se produce un gran incremento del área. Véase la tabla I-8. En ella podemos observar que si dividimos un cubo de 1 cm de lado en cubos de μ obtendremos un área de 6000 m^2 . Véase además la tabla II.1 en donde se dan los valores de las superficies específicas de algunas arcillas.

Tabla I-8. Aumento de superficie de un cubo de 1 cm de lado, al aumentar su subdivisión

Largo de un lado	Cantidad de cubos	Superficie Total
1 cm	1	6 cm^2
1 mm	10^3	60 cm^2
0.1 mm (0.18)	10^6	600 cm^2
0.01 mm	10^9	6000 cm^2
1 μ	10^{12}	6 m^2
0.1 μ	10^{15}	60 m^2
0.01 μ = 100 Å	10^{18}	600 m^2
1 m μ = 10 Å	10^{21}	6000 m^2

Esta enorme superficie tiene la tendencia de adsorber, en la interfase sólido-líquido, moléculas, iones o coloides. La capacidad de adsorción⁶ de las superficies es una de sus principales propiedades.

Dicho fenómeno fue observado inicialmente por Scheele (1773) y Lowitz

6 El término adsorción se emplea para indicar la acumulación de lo "adsorbido" sobre la superficie del "adsorbente". El término absorción, en cambio, representa la difusión de lo "adsorbido" dentro del "adsorbente". El término "sorción" se usa tanto para indicar "absorción" como "adsorción".

(1785) y puede definirse como el proceso por el cual cierta cantidad de sustancia es extractada de una fase (líquido) y concentrada en la superficie de la otra (sólido). El material que se extrae es el *adsorbido* y el material donde se concentra es el *adsorbente*.

Cualquier soluto capaz de disminuir la tensión superficial del líquido, se ve compelido a concentrarse en las superficies que están en contacto con él, por cuanto la fuerza de atracción entre molécula y molécula de agua se hace mayor que entre molécula de agua y molécula de soluto, obligando a esta última a migrar a la superficie.

En otras palabras (véase la figura I-8.), si las moléculas B⁷ del soluto disminuyen la tensión superficial de las moléculas A del agua, y la atracción entre las moléculas A-A⁸ es mayor que entre las A-B⁹, las moléculas B del soluto serán forzadas a migrar hasta la superficie de contacto más próxima, para tratar de compensar

la reducción de la tensión superficial producida por el soluto y así disminuir la *energía superficial libre* del líquido.

Este proceso continúa hasta que la concentración del adsorbido o soluto que permanece en solución, llegue a quedar en *equilibrio dinámico* con la concentración de soluto adsorbido en la superficie del sólido (coloide). Esto se puede expresar matemáticamente por medio de las isothermas de adsorción, las cuales difieren según los autores y según se consideren una o varias capas moleculares.

Una de las expresiones más sencillas de este tipo es la de Freundlich, que es como sigue:

$$X = KC^{1/n}$$

En donde:

X = cantidad de soluto adsorbido por unidad de peso (mg/gr)

C = concentración del soluto en solución en equilibrio dinámico (mg/l)

K = constante que depende de la capacidad adsorbente del sólido.

n = constante de la energía de adsorción.

Para que la adsorción se produzca se necesita que:

- a) El adsorbido tenga una baja solubilidad en el agua y
- b) Exista una afinidad especial del soluto por el sólido (coloide) en el cual queda adsorbido.

Una vez que el soluto se transporta hasta la superficie queda adherido a ella debido a:

- a) Fuerzas físicas (fisiosorción)
- b) fuerzas químicas (quimiosorción)

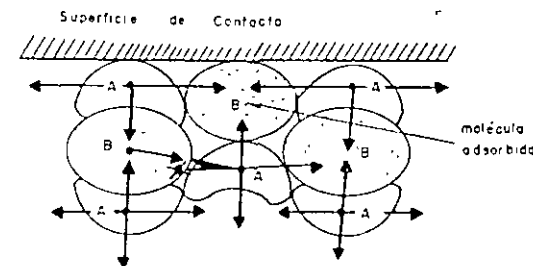


Fig. I-8. Idealización del fenómeno de adsorción

En el primer caso, la unión puede deberse a las fuerzas de Van der Waals, atractivas electrostática o a interacción de dipolo a dipolo, y es un fenómeno reversible.

En el segundo caso, en cambio, la unión es de tipo químico muy estable e irreversible y se forma por la reacción de uno o más átomos o iones de la superficie con iones del soluto, sin que aquellos pierdan su identidad en la estructura reticular del sólido.

Propiedades electrocinéticas (electrocinetismo)

Se ha observado que las partículas de una dispersión coloidal, se mueven de un polo de determinado signo a otro, al estar sometidas a un campo eléctrico, lo que demuestra que poseen una carga electrostática.

Esta carga primaria de los coloides se debe a tres causas principales: reemplazo isomórfico, ionización y adsorción.

Reemplazo isomórfico

Se dijo al hablar de arcillas, que la estructura reticular de los cristales puede tener imperfecciones. Dichas imperfecciones pueden originar el reemplazo de un átomo de mayor valencia o viceversa, creando así una carga eléctrica en la partícula.

Por ejemplo, si en la estructura reticular tetraédrica del SiO₂ un átomo de Si (Valencia +4) es reemplazado por uno de Al (Valencia +3), el cristal quedaría cargado negativamente. El signo de la carga, en este caso, son independientes de las características de la fase acuosa.

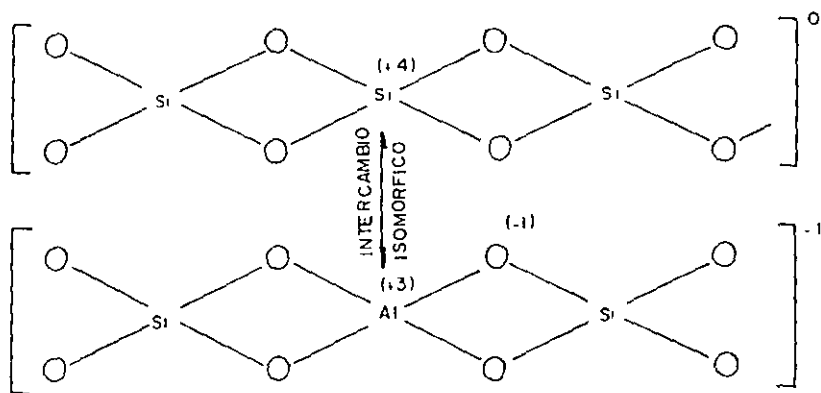
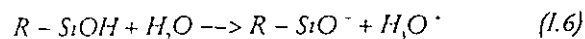


Fig. 1.9

Ionización

Muchos coloides naturales contienen en la superficie grupos químicos (carbóxicos, hidróxilos, etc.), que pueden ionizarse dando origen a cargas eléctricas. Por ejemplo:

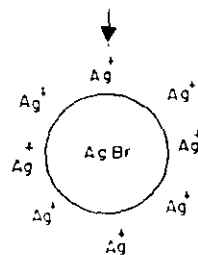
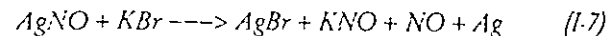


Estando envuelto en las ecuaciones el grupo hidróxilo, la carga primaria depende del pH.

Adsorción preferencial

Los coloides pueden también cargarse por adsorción preferencial de iones en la superficie, tal como se explicó en el punto anterior.

Un ejemplo puede encontrarse en la precipitación del bromuro de plata, que queda en forma coloidal como resultado de la reacción, entre el nitrato de plata y el bromuro de potasio:



El sol de bromuro de plata adsorbe iones de plata quedando cargado positivamente. Estos iones suelen llamarse "iones determinantes del potencial". El signo y magnitud de la carga dependen en este caso, en gran parte, de las características de la fase acuosa.

Fuerzas que intervienen

Esta carga primaria de los coloides produce una fuerza repulsiva, que impide la aglomeración o coagulación de las partículas, cuando éstas se acercan unas a otras.

Por tanto, dos fuerzas deben de tenerse en cuenta:

1. Las coulómbicas de repulsión y
2. Las atractivas de Van der Waals

Las fuerzas coulómbicas de repulsión se desarrollan cuando dos partículas de igual signo se aproximan y varían proporcionalmente con el producto de sus cargas ($q_1 \times q_2$), e inversamente con el cuadrado de la distancia.

$$F = \frac{q_1 \times q_2}{Dc^2} \quad (1.8)$$

Dc = constante dieléctrica que es igual a la unidad cuando las cargas actúan en el vacío. Su intensidad está controlada por las características tanto de la fase acuosa como de la fase sólida.

Por otra parte, las Fuerzas de Van der Waals se deben a una multiplicidad de causas, una de las cuales se ha atribuido al movimiento continuo de los electrones en sus órbitas, el cual crea un campo magnético que fluctúa constantemente en forma bastante compleja y ejerce influencia sobre los electrones de la materia circundante, dando origen a fuerzas que son siempre atractivas y que pueden existir entre partículas de carga opuesta entre partículas neutras y entre partículas con la misma carga.⁷

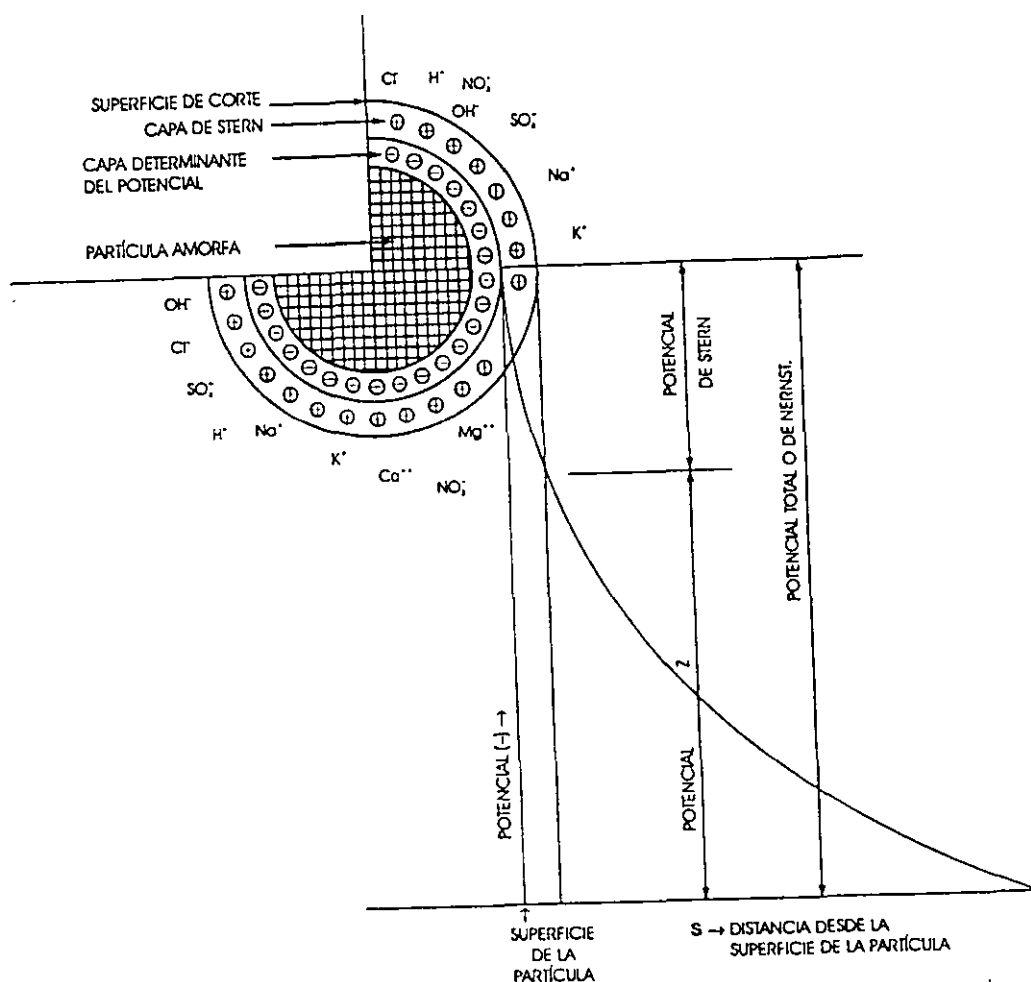
⁷ Esta es la fuerza que une las moléculas de los gases raros, como Helio, Neón, etc., para que puedan licuarse. La temperatura de licuefacción es tanto más baja, cuanto menor sea el número de electrones periféricos que contenga

Dicha fuerza es relativamente débil, decrece en proporción a la 7 potencia de su distancia y, en consecuencia, rara vez es efectiva a más de 10⁻⁷ mm. Su magnitud es independiente de la carga neta de los coloides y no varía, por tanto, con el pH ni con otras características de la fase acuosa.

Las fuerzas de Van der Waals son grandemente responsables de la adsorción de moléculas o iones en las partículas coloidales.

BIBLIOGRAFIA

1. Alexander A.E y Johnson P - Colloid Science. Vol 1 y 2. Oxford University Press, London (1949).
2. A Survey of Modern Chemistry - Reprinted from Chemical Engineering (1964).
3. Eisenberg D y Kauzman W - The structure and properties of Water - Oxford at the Clarendon Press (1969).
4. Moore W.J - Physical Chemistry - Prentice -Hall Inc, Englewood Cliffs, N.J. (1962).
5. Mysels, K.J. Introduction to Colloid Chemistry. Interscience Publisher. New York (1959).
6. Sawyer C-N - Chemistry for Sanitary Engineering Mc. Graw-Hill Book Co. Inc. (1960).
7. Weber W.J - Physicochemical Processes for Water Quality Control - Wiley-Interscience, John Wiley & Sons Inc. (1972).



Coloide con carga neta negativa.

La estabilidad de los coloides depende de la resultante de las fuerzas de atracción y repulsión que actúan sobre ellos. Las fuerzas de atracción, llamadas fuerzas de Vander Waals, son causadas por la interacción de dipolos de las partículas, ya sean permanentes o inducidas. La fuerza de repulsión, o sea la estabilidad del coloide en sistemas de coloides hidrofóbicos, aquellos que repelen el agua, caso más común en el tratamiento de aguas para consumo, se debe al potencial zeta. Por lo tanto para lograr la aglomeración de las partículas se debe reducir la fuerza de repulsión de tal manera que las fuerzas de atracción prevalezcan y se logre la colisión de partículas para formar agrupaciones que se puedan remover fácilmente por gravedad.

Estabilidad e Inestabilidad de las Suspensiones Coloidales

Fue Hamaker, en 1936, el primero que desarrolló la teoría de la estabilidad e inestabilidad del coloide a partir de la interacción de las fuerzas electrostáticas de repulsión o *Coulombicas* y de atracción o de *Van der Waals*.

Si se hace la composición de estas fuerzas, como se ve en la figura II 14, se obtiene una resultante que es la marcada por la línea de puntos. Esta resultante tiene una cresta que es llamada barrera de energía. Para que un coloide floccule, es decir se aglutine con otros, es necesario que las partículas se aproximen a una distancia menor que L , esto es a una distancia menor que la que existe entre el centro del coloide y la cresta de la resultante o barrera de energía. La ubicación de la barrera de energía varía con el pH.

Ahora bien, los coloides se aproximan a distancia menor que la de la barrera de energía, cuando el potencial zeta baja hasta un punto llamado "punto isoelectrico", ($Z = 0$), lo que sucede si:

- Se neutraliza la carga q .
- Se represa incrementando el número de iones en la solución

Coagulación por neutralización de la carga.

La neutralización de las cargas de coloides liofóbicos, puede hacerse según Mackrle:

- Por cambio de la concentración de los iones que determinan el potencial del coloide.
- Por la adsorción de iones que posean una carga opuesta a las de los iones determinantes de potencial, y que sean capaces de reemplazar a éstos en la capa de Stern.

Como lo esquematiza la figura II 16, los coloides pueden adsorver:

- Iones o productos de hidrólisis simples como el $Al(OH)^{++}$ o el $Fe(OH)^{++}$ con pesos moleculares entre 44 y 135 y tamaños menores de $1 \mu\mu$, que se forman al inicio de la coagulación.
- Polímeros formados poco más tarde, al continuar las reacciones hidrolíticas del coagulante con la alcalinidad y con el agua misma. Estas moléculas alcanzan pesos entre 256 (cuando $OH:Al$ es igual a 0.5) y 1430 (cuando $OH:Al$ es igual 11.25). El tamaño de estos polímeros es alrededor de $0.1 \mu\mu$ y tienden a ser heptaédricos.

Coagulación por compresión de la doble capa.

Incrementando la concentración del electrolito se incorporan contraiones en la capa difusa o de Gouy-Chapman, con lo cual ésta se represa y se disminuye la magnitud de las fuerzas repulsivas, permitiendo la eliminación de la barrera de energía. Por eso, la adición de una sal neutra (electrolito indiferente) no cambia el potencial del coloide pero altera la forma de la curva de las fuerzas coulombicas, disminuyendo la distancia hasta la cual son efectivas.

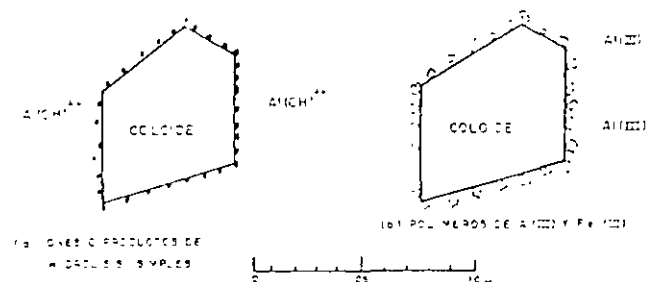


Fig. II.16 Adsorción de contraiones en la partícula coloidal

La reducción del espesor de la doble capa, sin embargo, es más importante que la reducción del potencial zeta hasta el punto isoelectrico ($Z = 0$).

La adsorción de contraiones puede ser un fenómeno electrostático o químico. Si el fenómeno es puramente electrostático y lo que se agrega son contraiones en la capa difusa, los iones más pequeños podrán acercarse más a la superficie de la partícula y no se fijarán a puntos de adsorción determinados, sino que flotarán libremente a su alrededor. En este caso,

- La coagulación se produce cuando el potencial zeta se hace cero.

- b. El exceso de coagulantes agregados no puede producir estabilización de la suspensión, pues los coloides no pueden adsorber más contraiones de los que su carga primaria lo permite
- c. Entre mayor sea la carga del contraión más disminuirá la carga del coloide de acuerdo con la ley de Schulze Hardy que dice: "La precipitación de un coloide es efectuada por aquel ión del electrolito añadido, que tenga una carga opuesta en signo a la de las partículas coloidales y el efecto de dicho ión se incrementa tanto más cuanto mayor sea el número de cargas que posea"

De acuerdo con esta ley se ha encontrado que un ión bivalente es de 30 a 60 veces más efectivo que un ión monovalente; y un ión trivalente, de 700 a 1000 veces más efectivo que un ión monovalente.

Esto se debe a que mientras más fuerte sea la carga eléctrica del contraión, más rápidamente neutraliza la partícula. Ahora bien, como los productos de la hidrólisis del Al(III) y el Fe(III) tienen cargas que van desde +5 hasta -1, la cantidad de coagulante que debe ser agregado a una suspensión dependerá más de la carga de los productos de hidrólisis que se formen que del número de partículas de la suspensión.

Coagulación por Puente Químico.

Si la adsorción de contraiones es debida a fuerzas químicas se establecerán enlaces de hidrógeno, covalentes, iónicos, etc., entre las moléculas adsorbidas y las superficies de los coloides, en cuyo caso estas quedarán adheridas a puntos fijos de adsorción y su número podrá aumentar hasta cambiar la carga del coloide (de negativo a positivo) con lo que se producirá su estabilización. Por otra parte, entre más puntos de adsorción disponibles haya (más superficie que cubrir) más moléculas capaces de ser adsorbidas (coagulantes) hay que agregar y serán más fácilmente adsorbidos los polímeros grandes que los pequeños.

Esto explica por qué, no siempre la coagulación se realiza a $Z=0$ y puede incluso no producirse, si las dosis son muy altas: debido a que en lugar de adsorción electrostática se ha producido adsorción química

Las moléculas poliméricas de alto peso molecular (o sea las compuestas por largas cadenas de iones) pueden ser adsorbidas químicamente en las partículas coloidales como lo esquematiza la figura 11.17. En este caso, la coagulación no está mayormente influenciada por las fuerzas electrostáticas, sino por el fenómeno

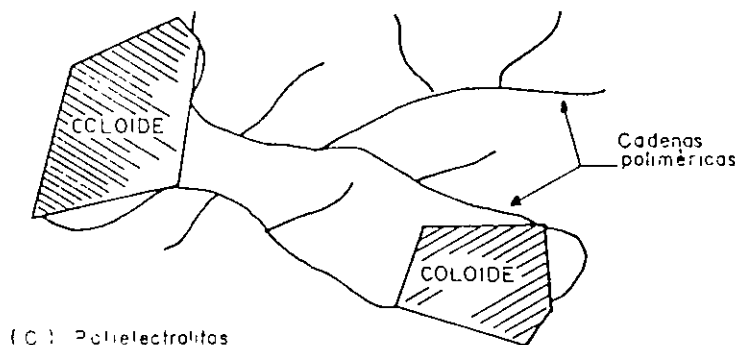


Fig. 11.17. Adsorción de polímeros en una partícula de caolinita

coloide en uno o más puntos fijos de adsorción, dejando el resto de la cadena libre, de forma que pueda flotar en el líquido y adherirse a su vez a otro coloide. Se forma así un puente molecular que une una partícula con otra. La repetición de este fenómeno entre diversas partículas es lo que permite la aglutinación de ellas en masas llamadas floc.

Clases de Coagulación		
Clase	Modo	Tipo de adsorción
I Adsorción-desestabilización	Neutralización de la carga Compresión del doble lecho	Adsorción electrostática Adsorción química
II Puente químico	Unión de partículas por medio de cadenas poliméricas	Adsorción química
3 Incorporación	Producción de precipitado químico	No hay

Si τ es el número de segmentos por molécula que posee un polímero, y β el número de segmentos adsorbidos por molécula, la cantidad de segmentos libres será $(\tau - \beta)$. La proporción de segmentos adsorbidos será β/τ . Por otro lado, si P_0 = concentración de polímero añadido y P = concentración residual de polímero después de realizada la adsorción, $(P_0 - P)$ será la concentración adsorbida y $(P_0 - P) \cdot N$ (N = número de Avogrado) las moléculas concentradas en la interfase.

El número de sitios cubierto sera:

$$\beta(P_0 - P)N \quad (11.9)$$

y la fracción de sitios cubiertos en una superficie dada

$$\varphi = \frac{\beta(P_0 - P)N}{s S_2} \quad (11.10)$$

En donde,

s = Número de sitios de adsorción por unidad de área

S_2 = área superficial de los coloides

La probabilidad de flocular de los coloides es proporcional a la fracción de superficie por el polímero y a la fracción de superficie no cubierta $(1 - \varphi)$.

Por tanto, la rata de formación de floc dn/dt (rata de disminución del número de partículas primarias sin flocular) es igual a

$$\frac{-dN_1}{dt} = k N_1^2 \varphi (1 - \varphi) \quad (11.11)$$

N_0 = Número de partículas primarias sin flocular

Partiendo de (11.11), los autores antes mencionados concluyen que:

- Quando el polímero no es adsorbido ($\varphi = 0$) el floc se desintegra espontáneamente y dN_1/dt se aproxima también a cero.
- Quando la superficie está totalmente cubierta ($\varphi = 1$) no se pueden formar puentes y dN_1/dt se aproxima también a cero.
- En cambio, cuando $\varphi = 0.5$ y la mitad de la superficie de los coloides está cubierta por los segmentos poliméricos, el floc tiene la máxima estabilidad ($dN_0/dt = \text{máxima}$)

Esto explica el que la coagulación sea pobre o no produzca cuando se pone un exceso de polímeros. Pues, en este caso, todos los sitios de adsorción pueden quedar cubiertos ($\varphi = 1$), lo que reestabiliza las partículas sin que tal cosa signifique reversión del potencial zeta.

Por otra parte, dentro de determinadas condiciones, una suspensión desestabilizada puede estabilizarse de nuevo si es sometida a una agitación violenta, puesto que las partículas llegan a quedar totalmente cubiertas por el polímero, al doblarse las cadenas poliméricas sobre sí mismas y ocupar otros sitios en el mismo coloide al cual se han adherido.

El modelo del puente químico, también explica la relación (estequiométrica) que existe entre la cantidad de superficie disponible o cantidad de coloides y la cantidad de coagulantes agregados. Además, se puede comprender el hecho de que en muchos casos se obtenga coagulación con polímeros que tienen una carga igual a la de los coloides.

Coagulación por incorporación (o de barrido)

La coagulación por incorporación se produce cuando se agrega una concentración de coagulantes tan alta, que se excede el límite de solubilidad de ese compuesto en el agua. En ese momento se precipitan los hidróxidos que se forman por reacción de la alcalinidad y el agua misma con los coagulantes, con lo que se induce la producción de una masa esponjosa (floc de barrido) que atrapa en su caída a los coloides y partículas suspendidas las cuales se ven forzadas a decantar, incorporadas dentro del precipitado que desciende.

Este tipo de remoción de turbiedad, no es una verdadera coagulación, pero es la que más frecuentemente se produce, debido a que en la práctica, las dosis que se usan están por encima del límite de solubilidad de los hidróxidos de aluminio o hierro en el agua, a los pH y temperaturas normales de trabajo.

La coagulación por incorporación no excluye, sin embargo, la posibilidad de que simultáneamente se produzca también, en parte o en una etapa inicial, coagulación por puente químico, e incluso coagulación por adsorción-neutralización. La coagulación corriente, pues, se realiza por medio de diferentes mecanismos que se sobrepone y complementan.

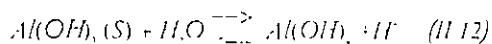
Para poder conocer qué tipo de coagulación se produce, suelen utilizarse los llamados diagramas de coagulación. Amirtharajah ha sido uno de los investigadores que han contribuido más a darle aplicación práctica a este suero de diagramas y por eso incluimos a continuación la explicación que él hace de ellos.

Diagramas de Coagulación-Turbiedad

A Amirtharajah (1987) los describe de la siguiente manera:

"Los diagramas de coagulación son herramientas útiles para predecir las condiciones químicas que gobiernan el proceso. Dichos diagramas se usan para definir las dosis de coagulantes en función de los pH y se desarrollan a partir de los diagramas de estabilidad termodinámica para la fase sólida del hidróxido de aluminio.

Por ejemplo, el ión aluminato, $Al(OH)_4^-$, es una especie soluble en equilibrio con el hidróxido de aluminio, $Al(OH)_3$, en los rangos alcalinos. La ecuación que describe este equilibrio se escribe así



De aquí se saca la constante de equilibrio, así:

$$K_1 = \frac{[H^+][Al(OH)_4^-]}{Al(OH)_3 (S)}$$

Como $Al(OH)_3 = 1$, si tomamos logaritmos negativos

$$-\log [K_1] = -\log [H^+] - \log [Al(OH)_4^-] = 12,35 \quad (II.13)$$

Arreglando los términos:

$$\log [Al(OH)_4^-] = pH - 12,35 \quad (II.14)$$

Esta es la ecuación de una línea recta con pendiente +1 y es la que forma el marco básico del diagrama de coagulación. Líneas similares se pueden derivar para otras especies hidrolíticas de aluminio, las cuales forman los límites de la región dentro de la cual existe el hidróxido de aluminio en su fase sólida.

Los resultados sobre coagulación de varios investigadores fueron introducidos, dentro del diagrama $\log Al^{+++}$ en moles por litro vs. pH de la solución mezclada y superpuestos a los diagramas de estabilidad.

Las líneas de estabilidad para $Al(OH)_3$, $Al(OH)_4^-$ y $Al_2(OH)_6^{4+}$ que forman el marco de los diagramas de coagulación y de las regiones donde las especies hidrolíticas solubles o el hidróxido de aluminio en fase sólida (que tiene carga eléctrica) interacciona con las especies coloidales para producir coagulación, se muestran en la figura II.18.

La interacción entre coloides y el hidróxido de aluminio mostrada en dicha figura, "indica también el potencial zeta resultante debido a estas interacciones".

Esta figura está basada en la presentada

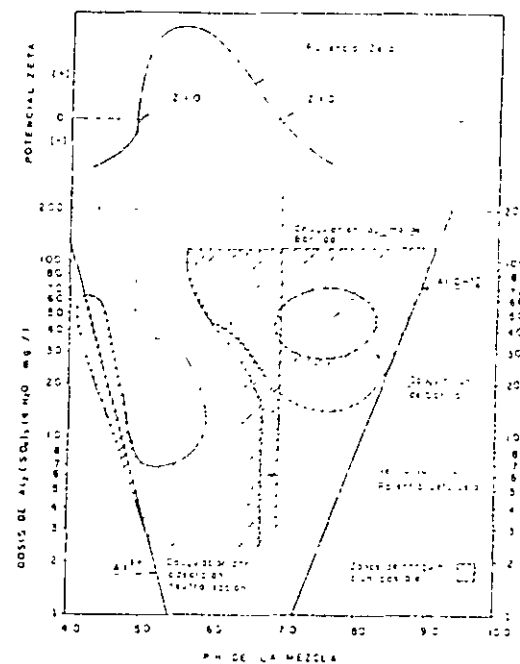


Fig. II.18. Zonas de Coagulación de Turbiedad según los estudios de Amirtharajah y Mills para distintas dosis de sulfato de aluminio a distinto pH. La forma de estas zonas varía de acuerdo con la calidad del agua.

Los derivados de la poliacrilamida son no iónicos y los de la poliacrilamida hidrolizada son aniónicos

Los compuestos catiónicos son usualmente derivados de amonio cuaternario o de imina de polietileno, la Fig. II 25 da algunos ejemplos:

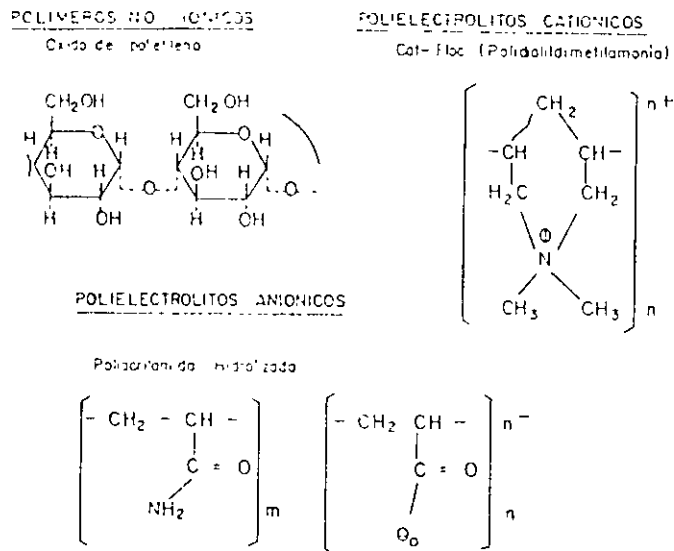


Fig. II 25 Ejemplos de polielectrolitos

Modos de empleo de los polielectrolitos

Si aceptamos la definición dada por La Mer de que la coagulación es la desestabilización de las partículas y la floculación la unión de las mismas para formar el floculo o grumo, podemos considerar que los polímeros pueden ser añadidos al agua de tres maneras distintas: a) como coagulantes, b) como ayudantes de coagulación y c) como ayudantes de floculación.

En el primer caso, el polímero es agregado al agua como único coagulante en vez del coagulante metálico. En el segundo caso, el polímero es agregado antes del coagulante metálico y en el tercero, después del mismo.

Lamentablemente, la tendencia general es a no hacer distinción entre los términos *ayudantes de coagulación* y *ayudantes de floculación*, cuando en realidad son dos cosas distintas, ya que implican mecanismos de acción diferentes, como lo explica la Fig. II 26.

Cuando se agregan como único coagulante, a no ser que se use una cantidad masiva, el número de cadenas poliméricas que puede adherirse a las partículas en un tiempo económicamente aceptable y con los gradientes de velocidad usuales no es suficiente y la coagulación no se realiza o se realiza pobremente.

Cuando se agregan como ayudante de coagulación, los polielectrolitos se adhieren a las partículas, antes que los coagulantes metálicos, compitiendo por los sitios de adsorción. Parte de los productos de las hidrólisis de Al(III) o Fe(III), pueden ser adsorbidos también por los sitios vacantes en las macromoléculas poliméricas (especialmente si son aniónicos o no iónicos) restándole eficiencia al

proceso de coagulación. Pocos polielectrolitos, por eso, resultan muy efectivos cuando se usan en esta forma.

Cuando, por último, los polielectrolitos se añaden como ayudante de floculación los microflocs tienen oportunidad de formarse primero y los polielectrolitos intervienen después sólo para reforzar las uniones y aumentar el número de núcleos que integran cada floc. En este caso los polímeros se agregan de 15 a 60 segundos después que los coagulantes metálicos, antes que estos hayan ocupado todos los sitios de adsorción y formado completamente el floculo. La mayoría de los polielectrolitos dan mucho mejor resultado utilizándolos de esta manera.

Sin embargo, sólo por medio de paciente experimentación se puede encontrar la forma como ellos producen el más alto rendimiento.

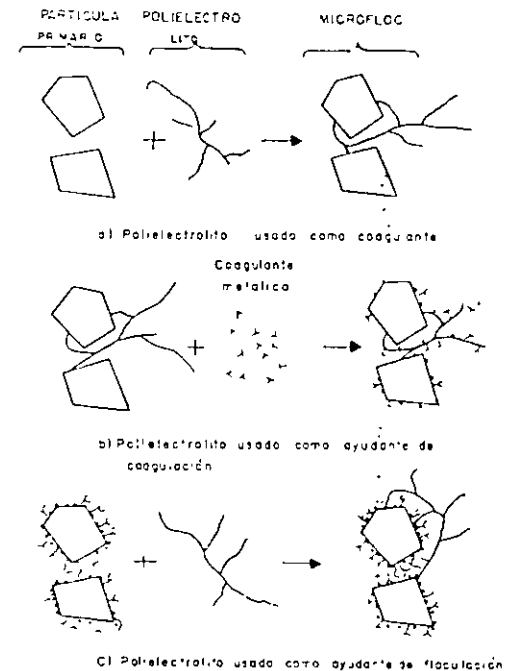


Fig. II.26. Modos de acción de los Polielectrolitos

Coagulantes metálicos

Existe una variedad de coagulantes metálicos que los podemos clasificar en tres tipos: sales de aluminio, sales de hierro y compuestos varios.

Coagulación con sales de aluminio

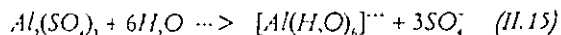
Las sales de aluminio forman un floc ligeramente pesado. Las más conocidas de éstas son el sulfato de aluminio, el sulfato de aluminio amoniacal y el cloruro de polialuminio.

El primero es el coagulante que por su bajo costo y su manejo relativamente sencillo se usa con mayor frecuencia en las plantas de tratamiento de agua potable, por lo cual lo vamos a estudiar en detalle.

Química de coagulación con Al(III)

El sulfato de aluminio $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$ es un polvo de color marfil, ordinariamente hidratado, que con el almacenaje suele convertirse en pedregales relativamente duros.

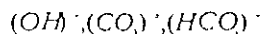
Cuando está en solución se encuentra hidrolizado, esto es, asociado con el agua, como se explicó en el capítulo 1, así:



En realidad, esta es una propiedad común con todos los cationes metálicos, que no pueden permanecer aislados cuando están rodeados de moléculas de agua.

Los iones de aluminio hidratados $[Al(H_2O)_6]^{3+}$ actúan como un ácido en el sentido Brönsted⁸ y reaccionan, por tanto, con las bases que encuentran en el agua, así:

1. Con la alcalinidad, que la expresaremos como:

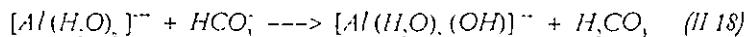
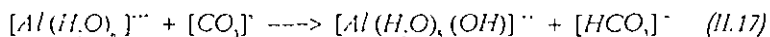
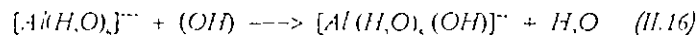


2. Con las moléculas de agua H_2O .

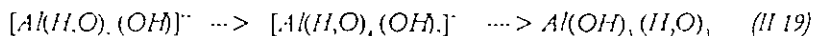
Como las bases que constituyen la alcalinidad son más frecuentes que el H_2O , el $[Al(H_2O)_6]^{3+}$ reaccionará siempre antes con ellas, que con la molécula de agua. Por tanto, habrá un consumo y un descenso del pH.

1. Reacciones con la alcalinidad

Las reacciones con la alcalinidad, desde el punto de vista de la teoría de ácidos y bases, ocurren con más facilidad que las reacciones con el H_2O . Pueden expresarse en la forma siguiente:

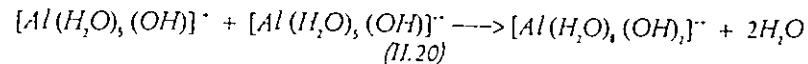


El $[Al(H_2O)_5(OH)]^{2+}$ es un compuesto inestable y transitorio que se hidroliza rápidamente, reemplazando un H_2O por un $(OH)^-$. Así:



El producto final es un hidróxido de aluminio insoluble que precipita a ciertos pH y que puede no tener carga o tenerla negativa $Al(OH)_4^-$. De acuerdo con Stumm y Morgan (1962), las especies monoméricas, esto es, que contienen un solo ión de aluminio, se polimerizan reaccionando entre sí:

8 Según la definición de Bronsted, comúnmente aceptada, se considera que una molécula actúa como un ácido cuando dona un protón (H^+), y como base, cuando acepta un protón (H^+)

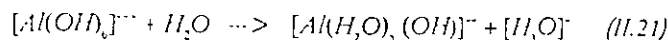


Estas reacciones de polimerización continúan con el tiempo, formando compuestos tales como $Al_6(OH)_{15}^{3-}$, $Al_8(OH)_{20}^{4-}$ y, finalmente, $Al(OH)_3 \cdot (H_2O)_3$ ó $[Al(OH)_4]^-$ según el pH.

Tanto los iones de aluminio hidratados como los compuestos poliméricos pueden ser adsorbidos rápidamente por las partículas del agua, produciendo su desestabilización. Los hidróxidos de aluminio son, en cambio, menos efectivos como coagulantes.

2. Reacciones con el agua

Cuando toda la alcalinidad se consume (si se consume), el ión de aluminio hidratado reacciona con el agua, que es una base débil:



Como en el caso anterior $[Al(H_2O)_5(OH)]^{2+}$ es considerado como un compuesto transitorio, que se hidroliza para producir hidróxidos de aluminio, y que se combina para producir compuestos poliméricos hasta llegar al $Al(OH)_3 \cdot (H_2O)_3$, neutro o $[Al(OH)_4]^-$ negativo. La discusión anterior se esquematiza en la Fig. II.27.

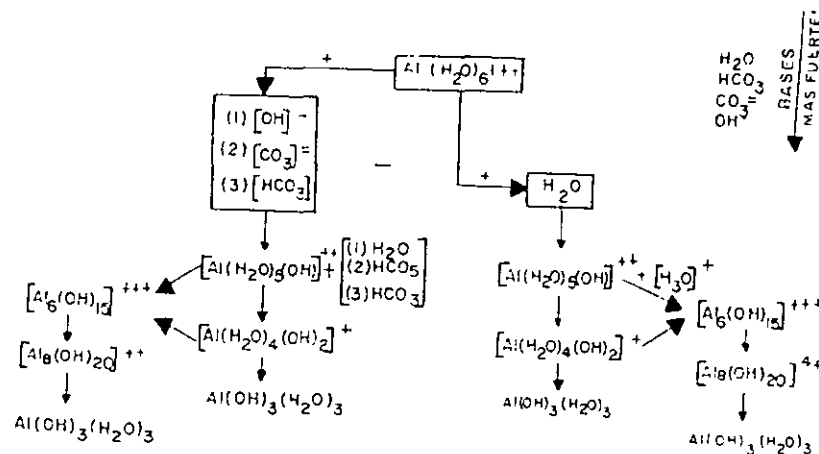


Fig. II.27. Productos de hidrólisis formados por la reacción del ión de aluminio con el agua y la alcalinidad

3. Influencia del pH

Ya en 1923 Theriault y Clark habían reconocido que "un precipitado de alumbre no se forma cuando la solución final es muy ácida o muy alcalina", y daban como fórmula para el "punto isoelectrico" definido como "aquel punto en el cual hay una equivalencia eléctrica de iones de aluminio positiva y negativamente cargados" la siguiente:

$$[H^+] = \sqrt{\frac{K_{as} K_w'}{3K_{bs}}} \quad (11.22)$$

Donde, $[H^+]$ = Concentración de iones hidrógeno.

K = Producto de solubilidad ácida

K_{bs} = $[H^+][OH^-]$

K_{bs} = Producto de solubilidad básica

Aplicando esta fórmula, los autores antes citados encontraron que el "punto isoelectrico" estaba a $pH = 5.6$.

Cualquiera que sea el significado que ellos dieran al "punto isoelectrico", lo importante es el haber reconocido que "la concentración de iones de hidrógeno de la mezcla final de agua y sulfato de aluminio es de fundamental importancia en la formación del floc".

Esto es debido, a que en todas las reacciones entre el $[Al(H_2O)_6]^{+++}$ y el agua, los iones H^+ y OH^- están involucrados y por tanto dichas reacciones serán dependientes del pH.

Obsérvese que la reacción del ión de aluminio hidratado con la alcalinidad, es similar a la reacción con la molécula de agua (Reacciones ácido-base) con la sola diferencia que en el primer caso se forman además de la base conjugada $[Al(H_2O)_5(OH)]^+$ ácidos débiles (H_2O), $[CO_2]$, $[HCO_3^-]$, en cambio en el segundo caso, se forma un ácido fuerte $[H_3O]^+$, (hidronio).

De aquí se puede deducir que en la reacción del Al(III) con la alcalinidad, la disminución del pH es mucho más lenta que en la reacción del Al(III) con la molécula de agua sin la presencia de ésta. La alcalinidad viene a actuar como una solución amortiguadora que evita el brusco descenso del pH.

Para aclarar más este punto, tomemos como ejemplo, un agua con un pH de 8 y con una alcalinidad bicarbonatada (HCO_3^-) de 100 mg/l, a la cual se le agregan 50 mg/l de Al(III). Haciendo los cálculos apropiados se puede demostrar que el descenso del pH será de 1.506 y el pH final será de $8.00 - 1.506 = 6.494$.

Tomemos ahora la misma agua, pero con alcalinidad cero y $pH = 6.0$. Haciendo idénticos cálculos encontraríamos que el descenso de pH será de 1.65 y el pH final de 3.35. Un pH final tan bajo tiene dos desventajas principales:

- Sitúa al agua en un rango de pH, en el cual la coagulación no se realiza o se realiza pobremente.
- Hace al agua corrosiva.

Debe también observarse que el pH modifica las cargas electrostáticas de las partículas, como lo muestra la Fig. II-28 tomada de Hall y Packhan (1965). En dicha figura se ve, por ejemplo, que las partículas de caolinita estudiadas en ese experimento, pasaron por el punto isoelectrico (P.Z. = 0) a un $pH = 5.3$. Véase también la figura II.28.

4. Cloruro de Polialuminio

El cloruro de polialuminio (polyaluminum chloride, PAC) es un derivado polimérico del aluminio que existe desde hace bastantes años en Europa y Japón y que ahora se ha introducido también en el mercado norteamericano. Los beneficios de este nuevo coagulante son: una mejor formación de floc, un más amplio rango de pH, menor generación de lodos y poca o ninguna necesidad de usar conjuntamente polielectrolitos. Su peor desventaja es que tiene mayor costo que el sulfato de aluminio o el cloruro férrico pero podría equilibrarse este costo si conjuntamente con los coagulantes metálicos, hay necesidad de usar polielectrolitos.

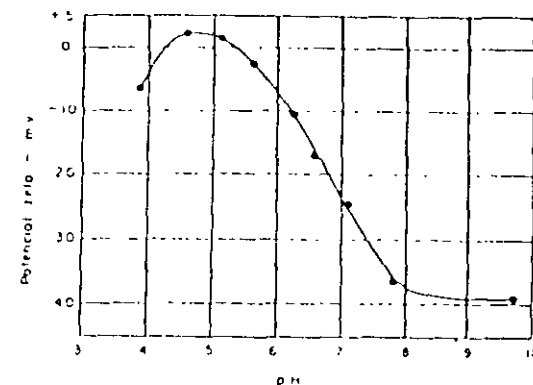


Fig. II 28. Potencial Zeta de partículas de caolinita a diferentes pH (Según Hall y Packhan)

Coagulación con Sales de Hierro

Las sales de hierro tienen su ventaja sobre las sales de aluminio en algunos casos, porque forman un floc más pesado y de mayor velocidad de asentamiento y porque pueden trabajar con un rango de pH mucho más amplio. Por tanto, se usan cuando el sulfato de aluminio no produce una coagulación adecuada o cuando los sedimentadores están demasiado recargados y resulta económico aumentar el peso del floc para incrementar la eficiencia de ellos.

Las más conocidas de las sales de hierro son, el cloruro férrico, el sulfato férrico y el sulfato ferroso.

a. Cloruro Férrico

El cloruro férrico se consigue en tres formas: como cristales hidratados ($FeCl_3 \cdot H_2O$) amarillos o cafés, como cristales anhidros ($FeCl_3$) de color verde oscuro, o como solución del 35% a 45%.

Cualquiera que sea la forma en que venga, el cloruro férrico se aplica en solución del 2 al 20%, según el tamaño de la planta y la capacidad del aparato dosificador.

El cloruro férrico puede trabajar con pH tan bajo como 4 y tan alto como 11. Sin embargo, se suele utilizar más bien con agua ácida y blanda, fuertemente coloreada y que contiene ácido sulfhídrico.

Los lodos provenientes de la coagulación con hierro son muy corrosivos, tienen un color café oscuro y suelen manchar o teñir los objetos y las corrientes de agua. Son por eso difíciles de manejar.

b. Sulfato Férrico

El sulfato férrico se encuentra en su forma anhidra como $Fe_2(SO_4)_3$, pero más comúnmente en su forma hidratada como $Fe_2(SO_4)_3 \cdot 9H_2O$.

La adición de un álcali (cal o soda ash) en combinación con el coagulante, resulta en un rango más amplio del pH que puede ir desde 3.5 hasta 11. Suele, sin embargo, preferirse que trabaje con aguas muy ácidas.

c. Sulfato Ferroso

El sulfato ferroso es la fuente más barata de hierro como coagulante. Ordinariamente se usa hidratado como $FeSO_4 \cdot 7H_2O$ y se conoce con el nombre de "coperas". Una de sus desventajas es la que debe usarse en combinación con cal.

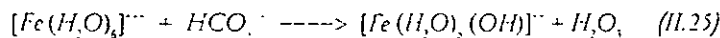
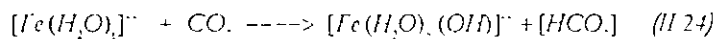
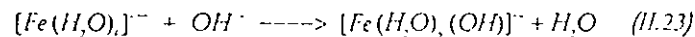
En la práctica es conveniente agregarle un pequeño exceso de cal, de 1 a 5 mg/l, sin sobrepasar cierto límite para evitar la precipitación posterior del hidróxido férrico en las tuberías.

El sulfato ferroso se usa para agua turbia, fuertemente alcalina, con pH superior a 8 y es, por tanto, inadecuado para tratar agua blanda, especialmente si su contenido de color es alto ya que la alcalinidad interfiere con la remoción de color, como se vió anteriormente.

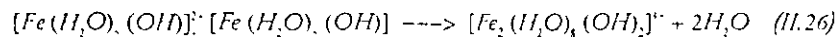
Química de la coagulación con sales de hierro

La química de la coagulación con sales de hierro es bastante similar a la del Al(III). El Fe(III) en solución acuosa está hidrolizado $[Fe(H_2O)_6]^{3+}$ y al ser agregado al agua reacciona, primero con la alcalinidad (OH^- , CO_3^{2-} , HCO_3^-) y luego con la molécula de H_2O .

a. Las reacciones con la alcalinidad son de este tipo:

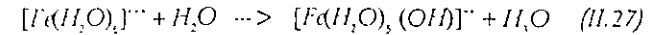


El $[Fe(H_2O)_5(OH)]^{2+}$ se hidroliza formando sucesivamente $[Fe(H_2O)_4(OH)_2]^+$ y $Fe(OH)_3 \cdot (H_2O)_x$. La reacción de estos productos monoméricos entre sí, crea productos poliméricos:



Esta reacción continúa con el tiempo, hasta llegar como producto final, a un hidróxido de hierro neutro $Fe(OH)_3$, o negativo $Fe(OH)_4^-$.

b. Las reacciones del $[Fe(H_2O)_6]^{3+}$ con la molécula de H_2O son también del tipo ácido-base como las del Al(III) y pueden escribirse así:



Al igual que en la reacción con la alcalinidad el $[Fe(H_2O)_5(OH)]^{2+}$ se hidroliza hasta formar hidróxidos neutros o negativos y se polimeriza. El descenso del pH cuando no hay alcalinidad, es todavía más pronunciado debido a la formación de ácidos fuertes (H_3O^+) que cuando ésta se halla presente (Formación de ácidos débiles)

c. La composición de las diferentes especies de productos de hidrólisis, que existen en equilibrio con hidróxido de hierro recién precipitado, depende del pH como se indica en la Figura II.30.

En ella se pueden observar dos zonas:

- 1 A pH inferior a 4 las especies primariamente presentes están constituidas por los iones de hierro hidratados ($Fe(H_2O)_6^{3+}$), monohidróxidos simples $[Fe(H_2O)_5(OH)]^{2+}$ o compuestos poliméricos.
- 2 A pH mayor que 4 lo constituyen los hidróxidos de hierro insolubles. Obsérvese que el rango de insolubilidad del hidróxido férrico es mucho mayor que la del hidróxido de aluminio.

Como en el caso de Al(III) son los iones trivalentes hidratados los responsables de la compresión o neutralización de la doble capa. Los compuestos polinucleares poliméricos cargados positivamente son rápidamente adsorbidos por la superficie del coloide estableciendo puentes químicos. La agitación lenta del líquido estimula este proceso (floculación ortocimética).

Otros sistemas de coagulación

Existen otros varios compuestos que pueden ser utilizados para coagular el agua. Uno de los que aparecen más promisorios es el carbonato de magnesio ($MgCO_3$) que es un polvo blanco, que no se consigue por ahora en forma comercial, pero puede producirse en la misma planta de tratamiento. Este proceso fué desarrollado por A.P. Black y un grupo de colaboradores (1965) de la Universidad de Florida.

La adición de suficiente cantidad de cal, a un agua que contenga bicarbonato de magnesio o a la cual se le ha añadido carbonato de magnesio, produce un precipitado de hidróxido de magnesio $Mg(OH)_2$, el cual tiene características similares al hidróxido de aluminio $Al(OH)_3$. Las reacciones estequiométricas son las siguientes.

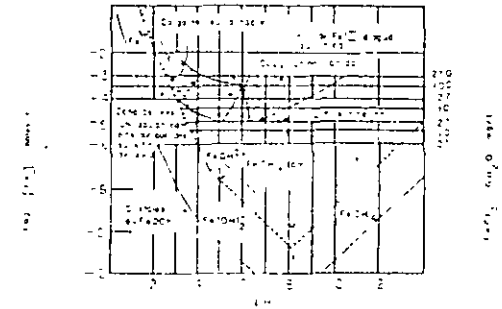
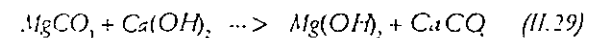
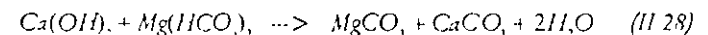


Fig. 2.30. Coagulación con hierro (Según Amrtharajata)

El hidróxido de magnesio precipita arrastrando el color o la turbiedad. Los lodos sedimentados pueden usarse para recuperar el magnesio, inyectándoles CO₂. Así.



El MgCO puede agregarse al agua afluyente para volver a inducir la coagulación de las partículas de turbiedad con lo que se establece un proceso cíclico que en algunos casos ha demostrado ser muy económico

Por otra parte el CaCO₃ que resulta de la reacción (II.28 y II.29), puede convertirse por calcinación en CaO + CO₂, con lo que se puede reutilizar la cal. El CO₂ producido en la calcinación se emplea para solubilizar el magnesio según la ecuación (II.30)

En esta forma se haría un uso cíclico de todos los compuestos producidos en la coagulación como lo muestra la Fig. II.31

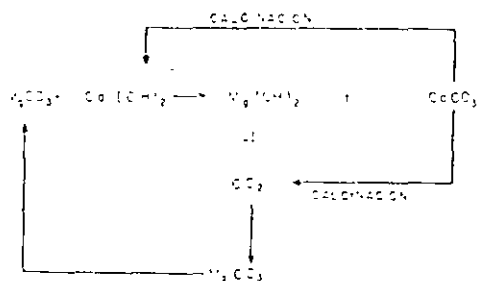


Fig. II.31 Uso cíclico de la cal y el carbonato de magnesio en coagulación

TRANSPORTE DE PARTICULAS-CINETICA DE LA FLOCULACION

Generalidades

Tan pronto como se agregan coagulantes a una suspensión coloidal, se inician una serie de reacciones hidrolíticas que adhieren iones (cualquiera sea el mecanismo físicoquímico que se considere) a la superficie de las partículas presentes en la suspensión, las cuales tienen así oportunidad de unirse por sucesivas colisiones hasta formar flóculos o grumos que crecen con el tiempo

La rapidez con que esto ocurre va a depender del tamaño de las partículas en relación con el estado de agitación del líquido, de la concentración de las mismas y de su "grado de desestabilización", que es el que permite que las colisiones sean efectivas para producir adherencia.

Los contactos pueden realizarse de dos modos distintos:

- Contactos por bombardeo de las partículas producido por el movimiento de las moléculas del líquido (movimiento Browniano) que solo influye en partículas de tamaños menores del micrón.
- Contactos por turbulencia del líquido efectivo sólo con partículas mayores del micrón.

La primera es independiente del tamaño de la partícula (siempre y cuando este sea menor del micrón) pero es función directa del cuadrado del número de ellas y de la constante de Boltzman. Sólo actúa al comienzo del proceso durante los primeros 10 segundos, pues tan pronto como se alcanzan tamaños del orden

de 10 μ un gradiente de velocidad de 0.01 s⁻¹ igual a la efectividad de los contactos producidos por difusión (O' Melia, 1972).

La segunda, en cambio, está determinada por los gradientes de velocidad inducidos por la turbulencia en la masa líquida, y es la que actúa durante el resto del proceso (20 a 30 min).

Von Smoluchowski, denominó a la primera forma de floculación: floculación pericinetica y a la segunda floculación ortocinetica. Estos términos estrictamente hablando, se aplican sólo para reactores de flujo laminar y únicamente por extensión se los ha venido aplicando a reactores turbulentos

Quizás sea, por eso, más adecuado utilizar los términos: floculación en el subrango viscoso para la primera y floculación en el subrango inercial para la segunda

La floculación tiene tres aspectos diferentes pero interrelacionados: 1- El químico que es el que se estudió en las secciones precedentes, 2- La interacción entre partículas o sea la probabilidad de colisiones entre ellas y 3- La mecánica de los fluidos que se relaciona con el régimen de flujo que se establece en el floculador según el cual puede haber mayor o peor probabilidad de choques interparticulares. A continuación vamos a estudiar los últimos aspectos:

Interacción entre partículas en floculación pericinetica o en el subrango viscoso

Al hablar de las propiedades de los coloides se estableció que (Ley de Fick):

$$\frac{dn}{dt} = -AD \frac{dc}{dx} \quad (II.31)$$

Para una partícula esférica central de radio "r" y A=4r, con la cual, debido a la ausencia de fuerzas repulsivas, un número n de partículas chocan, la ecuación II.31 quedaría así:

$$I = 4\pi r^2 D \frac{dn}{dr} \quad (II.32)$$

En donde I es el número de colisiones por unidad de tiempo con la partícula central. Si n₀ = número de partículas y R = distancia entre centros de partículas, y r=R, y n = n₀ para el momento inicial.

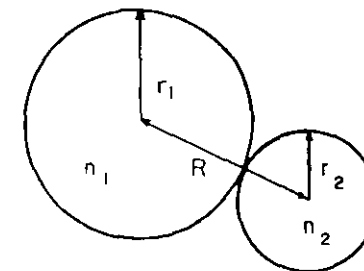


Fig. II.32.

$$I = 4\pi R D n_2 \quad (II.33)$$

La anterior discusión implica que el movimiento de las partículas coloidales en un líquido, se asemeja al movimiento casual de las moléculas de gas, y está caracterizado por el coeficiente de difusión D.

Como tanto la partícula central n₁ y la partícula que choca n₂ están sometidas a movimiento Browniano, el coeficiente de difusión conjunto será igual a.

$$D_{12} = D_1 + D_2 \quad (II.34)$$

Y la ecuación (II.33) quedaría así:

en suspensiones diluidas, por cuanto esto permite que las cadenas poliméricas se "abran" y puedan ser más fácilmente adsorbidas por las partículas de turbiedad.

La preparación de dichas suspensiones, sin embargo, no suele ser fácil en especial cuando se utilizan compuestos en polvo. Estos se preparan agitando la mezcla del polímero y el agua de dilución durante un tiempo que puede variar entre 1/2 hora y 2 horas, lo que requiere un equipo especial, que puede consistir o de un tanque grande con su agitador o de un sistema de dosificación continua. En ambos casos el polielectrolito se dosifica con una bomba de pistón o de diafragma.

Mucho cuidado debe ponerse en evitar las obstrucciones de equipos y tuberías, pues los polímeros tienen la tendencia a adherirse a ellos.

c. Soluciones de álcalis

Cuando la alcalinidad del agua no es suficiente para reaccionar con los coagulantes de acuerdo con lo que se explicó en el capítulo anterior, se aplica alguna base conjuntamente con ellos. Los compuestos más comunes son el carbonato de sodio (Na_2CO_3) y la cal viva (CaO) o apagada (Ca(OH)_2).

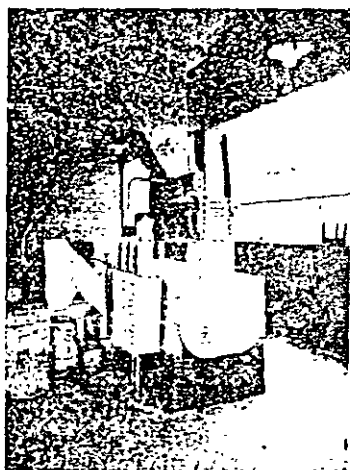
La ceniza de soda o soda ash es una sal de sodio anhidra, que se expende como polvo blanco en concentraciones del 98% y 99% y que se disuelve fácilmente en agua. La preparación de soluciones de este compuesto no tiene por tanto mayor problema. Su costo es en cambio alto, unas tres veces mayor, que el costo de la cal. Se usa por eso para plantas pequeñas, por la sencillez en su aplicación que puede hacerse con cualquier dosificador por gravedad o con bombeo.

Las plantas grandes requieren el uso de cal. El óxido de cal (CaO) se produce con concentraciones entre el 80 y 99%.

El problema de la cal viva es que hay que "apagarla", esto es hacerla reaccionar con el agua. Esta es una reacción exotérmica que debe hacerse con la mínima cantidad de agua y que puede durar entre 15 y 60 minutos, según la calidad del material de que se disponga. El proceso de apagado libera una cantidad considerable de "vapores de cal" que se depositan en paredes y pisos ensuciándolo todo. Deben, por eso, utilizarse tanques cerrados o los apagadores continuos que ofrecen algunos fabricantes.

Terminado este proceso, la cal ya en la forma de hidróxido de calcio (Ca(OH)_2) se le agrega más agua, para llevarla hasta la concentración que se necesita, según el equipo dosificador que se use. Queda entonces preparada una suspensión que se debe agitar mientras se aplica, para que no sedimente, pues su solubilidad en agua es baja, en proporción inversa a la temperatura. A mayor temperatura menor solubilidad.

Algunas plantas prefieren el uso directo de cal apagada, para evitar el tener que hidratar el CaO antes de dosificarla. El costo del Ca(OH)_2 suele ser mayor pero tiene la ventaja de que no se deteriora con el almacenamiento.



Fotografía de los Equipos de la Planta Wiesner

La aplicación de cal en las plantas de tratamiento suele traer problemas de operación en especial cuando la pureza del material que se consigue comercialmente es baja, como sucede en algunos países latinoamericanos. En estos casos la alta proporción de sólidos inertes o "ripios" puede obstruir los equipos dosificadores o las mangueras.

Con el objeto de esquivar esta dificultad, en ciertas partes se ha encontrado útil construir sedimentadores para la lechada de cal, de corto período de detención, para separar las impurezas o dosificarla en solución saturada como se explicara posteriormente.

Método para dosificar compuestos químicos

Los compuestos químicos pueden medirse en

1. En seco o polvo
2. En solución o líquido

El primer método permite una dosificación continua del compuesto, pues automáticamente va vertiendo el material granular en la cámara de solución, lo que hace que se requiera poca mano de obra, pero en cambio tiene las siguientes desventajas:

- a. El costo de los equipos necesarios es entre 10 y 20 veces mayor que el de los alimentadores por solución.
- b. El mantenimiento de los aparatos requiere piezas que hay que importar en algunos casos y que necesita de mano de obra especializada que a veces no está disponible.

Cuando se usa para dosificar coagulantes, tiene además las siguientes desventajas adicionales:

- a. El pequeño tamaño de las cámaras de solución, hace que los coagulantes en algunas oportunidades no alcancen a disolverse completamente antes de ser aplicados, lo que deteriora notablemente el proceso de mezcla, e induce un serio desperdicio de dicho material, que es el que representa el mayor costo en sustancias químicas, para la planta de tratamiento.
- b. La medida del coagulante no es exacta, pues está influenciada por el tamaño del grano.
- c. El coagulante en polvo es más caro que el coagulante en bloque sin refinar, o que el coagulante líquido.

Por todas estas razones, en Europa siempre se ha preferido la dosificación en solución, y en muchas plantas de los Estados Unidos se está volviendo a ella, en especial con la popularización del uso del sulfato de aluminio líquido, que es más barato.

Dosificadores en seco

Pueden ser volumétricos o gravimétricos. En los primeros el polvo es colocado en una tolva alta, desde donde el material cae hasta un mecanismo de medida consistente en un disco giratorio, un tornillo sin fin u otro elemento que se desplaza con una velocidad prefijada variable a voluntad, arrastrando un cierto volumen de sólidos y vertiéndolos en una cámara de solución con agua, provisto

de un sistema de agitación. Los hay de muchos tipos y precios

En los segundos, el polvo es dosificado por medio de una balanza que regula el peso del material que pasa y permite que una correa sin fin u otro mecanismo lo vierta en la cámara de solución, desde donde fluye por mangueras o tubos hasta el punto de aplicación. Estos dosificadores son más costosos que los volumétricos.

El diseño o la operación de la tolva de alimentación en este tipo de equipos es crítico. Si el ángulo que las paredes de la tolva hace con la horizontal no es mayor que el ángulo de reposo del material que se almacena en ella, éste se puede adherir a las paredes.

Además, según sea la calidad del compuesto que se emplee (tamaño del grano, humedad, etc). puede formar bóvedas dentro de la tolva que impidan el flujo, o sectores de menor porosidad junto a la salida que induzcan un sobreflujo

Dosificadores en solución

Los dosificadores en solución son menos costosos que los anteriores, requieren un menor número de piezas y son, por eso, más fácilmente reparables por un operador no entrenado.

Desgraciadamente la costumbre de las naciones no industrializadas de imitar a las más industrializadas, ha traído como consecuencia en algunos países de la región el uso indiscriminatorio de costosos equipos de dosificación en seco, cuyo mecanismo es desconocido por los operarios locales y su trabajo es por eso deficiente y pobre

La dosificación en solución puede hacerse de muchas formas. Generalmente se clasifica en: sistemas por gravedad y sistemas por bombeo

Sistemas de dosificación en solución por gravedad

Los sistemas por gravedad constan básicamente de tres partes:

- a. Tanques de solución
- b. Tanque dosificador
- c. Elemento hidráulico de medida.

En instalaciones pequeñas, b) y c) pueden incluirse dentro de a), haciendo un diseño integrado que por lo común resulta más económico.

Comercialmente se venden diferentes modelos, pero pueden también fabricarse con materiales locales de bajo precio. Plantas de tratamiento tan grandes como las de Guandú, que abastece a Río de Janeiro, Brasil, tiene diseños propios, construidos en el lugar, que han venido prestando servicios ininterrumpidos por largo tiempo.

a. Tanques de solución.

El mayor problema para almacenar o transportar coagulantes en solución concentrada, es la corrosión. Como se explicó anteriormente el pH suele ser bajo, inferior a 4 por lo común.

Los siguientes materiales resisten el ataque del sulfato de aluminio líquido:

1. Acero inoxidable grado 316 que es una aleación de acero con 2.0 a 3.0 % de molibdeno, C = 0.08% máximo, Mn = 2.0% máx, P = 0.45% máx,

S = 0.030% máx, Si = 1.0% máx, Cr = 16% máx al 18%, Ni = 10% al 14%.

2. Caucho natural o sintético.
3. Madera.
4. Plásticos: PVC, Polyesteres, Polietileno.
5. Resinas alifáticas (con concentraciones no mayores del 25%) y epóxicas
6. Vidrio.

El concreto y el asbesto-cemento, suelen corroerse en soluciones concentradas de sulfato de aluminio. Cuando se usan tanques de este material, deben protegerse debidamente con resinas alifáticas o a base de caucho o epoxy resistente a ácidos. Por tanto llaves, tubos o accesorios de hierro fundido, no deben quedar en contacto permanente con la solución

El cloruro férrico es aún más corrosivo que el sulfato de aluminio. El acero, acero inoxidable 316, hierro fundido, plomo, níquel son atacados. Resisten mejor los elementos correspondientes a los numerales 2), 3), 4), 5) y 6) mencionados anteriormente.

El tanque de solución puede diseñarse para que trabaje con una solución concentrada o con una solución diluida.

Para ello hay que dejar un sector, o canastilla para depositar el sulfato de aluminio que se va a disolver.

En plantas grandes se requiere construir cámaras especiales para ello, en el cual se hace percolar el agua a través de un lecho de bloques de este coagulante para preparar la solución concentrada. Tal es por ejemplo, el sistema utilizado en Guandú, Río de Janeiro. La solución así preparada es medida con un simple sistema de orificios.

Cuando se usa una solución diluida, se agrega en el tanque una cantidad medida del coagulante, de acuerdo con la concentración que se desee, se revuelve durante cierto tiempo hasta que se disuelva. En este caso, hay que disponer por lo menos de dos unidades para poder trabajar en forma alternada con ellas.

Las soluciones de sulfato de aluminio, siempre contienen impurezas, de manera que es conveniente colocar la salida del flujo a una cierta altura sobre el fondo, para evitar que los sedimentos que se depositen en él sean arrastrados por el líquido y obstruyan los aparatos de medida. Deben además colocarse rejillas o cribas en la entrada del tubo efluente.

La agitación continua o periódica de las soluciones de coagulantes es conveniente para homogeneizar las concentraciones de toda la masa líquida y evitar que este se haga mayor en el fondo, con lo que la coagulación variaría con el tiempo, aunque se mantenga constante el caudal dosificado

b. Tanques dosificadores por gravedad.

Los más comunes son: a) Orificio variable y carga constante, b) Los orificios fijos y carga variable y c) Los de cajillas rotatorias.

Modelo de orificio variable y carga constante.

El modelo presentado en la figura III-4 a, ampliamente utilizado en países como Brasil, consiste de un tanque de nivel constante a donde llega la solución y en el cual van colocados dos tubos concéntricos, provistos de orificios en su parte inferior. El tubo externo es fijo y el interno se puede hacer girar para aumentar o

disminuir el área del orificio, en forma de ve acostada, que está abierto en él. Se puede así cambiar el caudal de la solución a voluntad, con solo rotar la manilla de control superior, la que suele graduarse para facilitar su operación. Otros modelos tienen una válvula de aguja en la parte inferior que sube o baja a voluntad operada desde arriba.

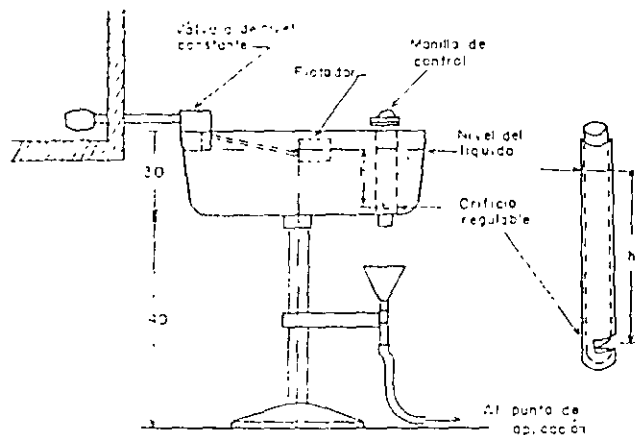


Figura III-4.a Dosificador con orificio regulable Modelo separado

En plantas pequeñas se puede usar un sistema como el que aparece en la Figura III-4-b que consiste en un tanque que lleva adentro una canastilla de madera liviana flotante (si no flota hay que ponerle flotadores) alrededor de la cual se le adhiere una malla fina de plástico para filtrar las impurezas del sulfato.

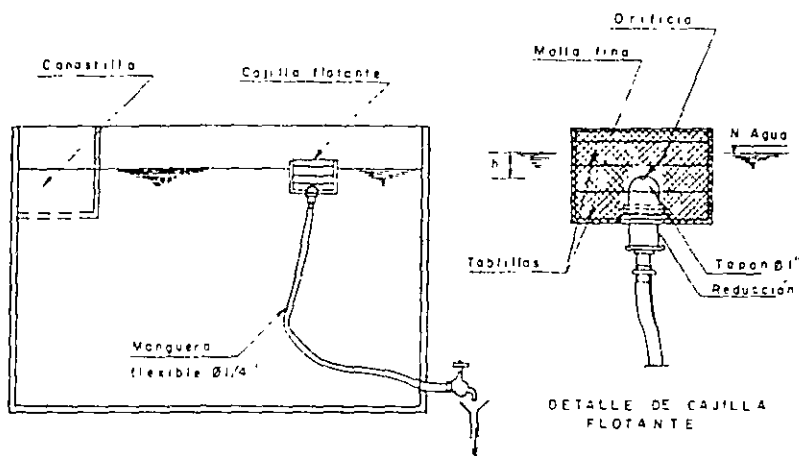


Figura III-4.b. Dosificador con orificio variable y carga fija Modelo Integrado

Adentro va a 5 o 10 cm. de profundidad "h" un tapón de plástico roscado al que se le ha perforado un orificio del diámetro que se necesita para dejar pasar una determinada cantidad de flujo (ml/min) con la carga fija disponible "h"

Estos tapones roscados se pueden hacer intercambiables de manera que con una cierta cantidad de 12 a 15 de ellos, se puedan producir 12 a 15 dosificaciones distintas desde 5 mg/l. hasta 60 mg/l. o más. Para dosificaciones más altas se puede aumentar la concentración de la solución. Los tapones se acoplan a un segmento de tubo que a su vez va conectado con una manguera flexible. Este es un sistema muy simple de operar

Modelo de Orificio fijo y carga variable

1. Modelo separado.

Dosificadores de orificio fijo y carga variable se pueden construir de muchas maneras. En la figura III- 5.a se muestran dos ejemplos. El primero consiste de una cajilla separada de nivel constante B acoplado por manguera al tanque de solución A. La cajilla B puede subir o bajar a través de una guía adosada a la pared del tanque, de manera que puede cambiársele la carga hidráulica al orificio dosificador. Este dosificador es bastante común en Inglaterra así como en Asia y Africa.

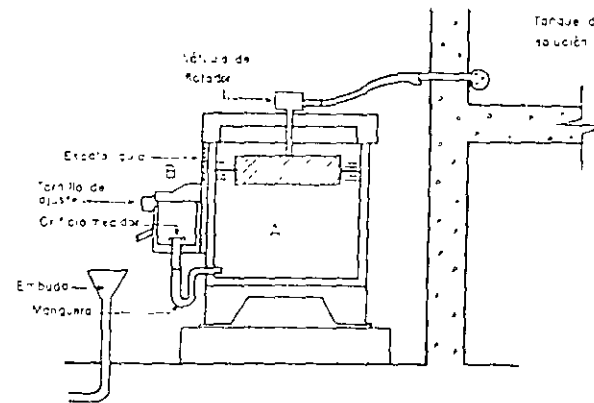


Fig. III 5.a Dosificador de Orificio Fijo - Modelo Separado

2. Modelo Integrado

El otro modelo consiste de un flotador colocado en el tanque de solución como en el de la figura III-5.b. Dicho flotador va perforado por un tubo de plástico dentro del cual va otro que puede deslizarse para variar la posición del orificio dosificador con respecto al nivel de agua. Con un tornillo se puede sujetar los tubos en la posición que se desee.

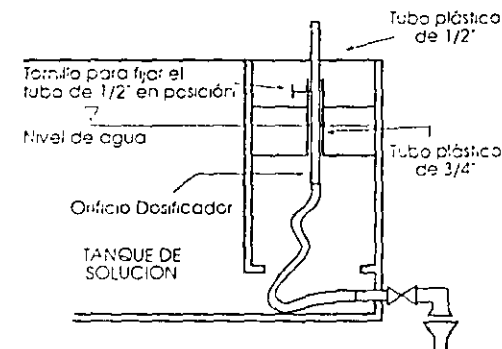
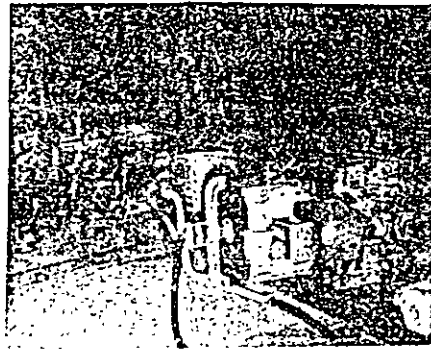


Fig. III 5.b. Dosificador de Orificio Fijo - Modelo Integrado



1 Burbuja



2 Dosificador Candy Patterson Int

Fotografías de Dosificador

C. Sistemas de dosificación por Bombeo

Los sistemas de dosificación por bombeo están bastante extendidos. Pueden hacerse con diferentes sistemas:

- 1- Con bombas centrífugas
- 2- Con ruedas de canchilones
- 3- Con bombas dosificadoras

1. Bombas centrífugas

Es uno de los más simples pues consiste en utilizar una bomba centrífuga, resistente a la abrasión y a los ácidos para succionar del tanque de solución el líquido y elevarlo hasta una cajilla medidora, provista de un orificio o un vertedero de ranura, debidamente calibrado para que permita la lectura del flujo que está pasando, como lo esquematiza la figura III-6. Un tubo periscópico evacua el exceso de solución bombeada y lo regresa al tanque matriz.

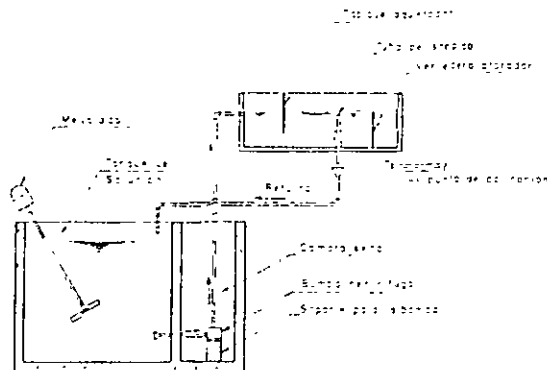


Fig III-6. Dosificador con bomba centrífuga

2. Modelo de rueda de canchilones

Se compone de un motor de velocidad variable que hace girar a una rueda provista de una serie de canchilones que al pasar por su parte inferior se van llenando con la solución, la cual depositan en un elemento central por donde escurre el flujo hasta el punto de aplicación como se ve en la figura III-7. Al variar la velocidad de rotación de la rueda, varía automáticamente la dosificación. Tiene, la ventaja, este modelo de que mantiene agitada la solución mientras dosifica, evitando así las obstrucciones.

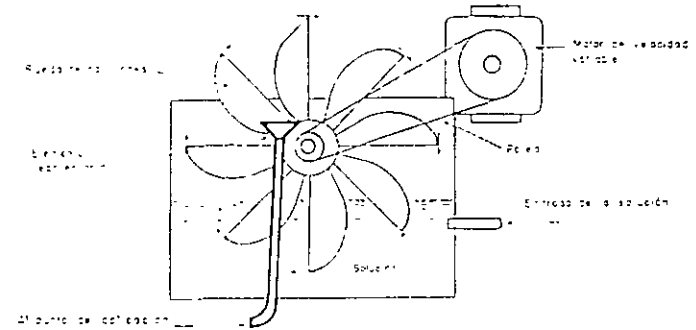


Fig. III-7. Dosificador Roto-dip

3. Bombas dosificadoras

El uso de este sistema está bastante generalizado. Se emplea preferentemente bombas reciprocantes (pistón), o de diafragma.

Las bombas de pistón son quizás las más comunes, pues inyectan un determinado volumen de solución a cada carrera del pistón, independientemente de la carga hidráulica (de succión o de impulsión) contra la cual trabajan, lo que produce una dosificación muy precisa. Son además, muchos más baratas que los dosificadores en seco, y permiten mayor flexibilidad en el diseño pues pueden colocarse más bajo y a gran distancia del punto de aplicación.

Las hay de doble cabeza que trabajan con dos diferentes coagulantes o sustancias químicas al mismo tiempo.

Aplicadores de cal

La cal puede aplicarse en solución concentrada o en suspensión.

En el primer caso debe tenerse en cuenta que la solubilidad del CaO y el $Ca(OH)_2$ varía con la temperatura como se indica a continuación:

T °C	Solubilidad gr/l	
	CaO	Ca(OH) ₂
0	1.40	1.85 pH=12.8
10	1.33	1.76
20	1.25	1.65
25	1.20	1.59 pH=12.6
30	1.16	1.53
40	1.06	1.40 pH=12.5

El tamaño de las partículas influye en la solubilidad. Cuanto más pequeñas sean éstas, mayor solubilidad tienen en el agua, por eso la cal recién apagada es más soluble que la cal vieja.

La cal en solución se puede aplicar como indica la figura III-8. Este saturador de cal consiste de un tanque de nivel constante A y un tanque cónico C en donde se satura la cal. La solución saturada sale por E. El material inerte y los depósitos de carbonato de calcio, se extraen por el dren D. La lechada de cal se prepara en el tanque B y una vez preparada se abre la válvula para descargarla en el tanque C. Este sistema es muy adecuado cuando la pureza de la cal es baja.

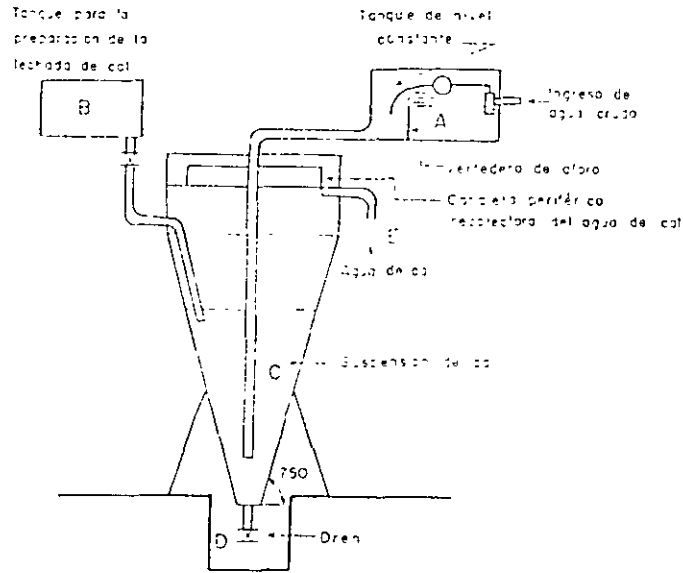


Fig. III-8 Saturador de Cal

La carga superficial de diseño suele hacerse entre 1000 y 1500 gr/hora CaO por metro cuadrado de área horizontal (1320 a 1980 Ca(OH)₂). Puede aumentarse hasta 4000 (5280 Ca(OH)₂) gr haciendo continua la alimentación de cal en el tanque C. El saturador suele ubicarse fuera del edificio de la planta y utilizarse para pre y post alcalinización simultáneamente. El área del tanque deberá ser por tanto Q/q en donde Q = caudal en litros que se quiere obtener.

El flujo unitario q con que se puede hacer trabajar el saturador se calcula dividiendo $R = \text{gr/hora/m}^2$ dados anteriormente, por S = Solubilidad de la suspensión para la temperatura considerada tal como se ve en la tabla adjunta. Por tanto $q = R/S$ y $A = QS/R$ si A es el área del tanque en m^2 y Q el flujo requerido en l/h. Por ejemplo, si la unidad debe trabajar con $R = 1320 \text{ gr/hora/m}^2$ (Ca(OH)₂) y $S = 1.76 \text{ gr/l}$ para un flujo de 6000 l/h se necesitaría un área de: $6000 \times 1.76 / 1320 = 8.0 \text{ m}^2$, área relativamente grande para una planta de 100 l/s.

Para aplicar la cal en suspensión, uno de los equipos más comerciales es el que aparece en la figura III-9, similar al Rotodip, provisto de una rueda de canchilones y un agitador de paletas que al girar dentro del tanque mantiene la cal en suspensión y al mismo tiempo dosifica la solución vertiéndola en el embudo de alimentación. La graduación se hace ya sea cambiando la velocidad de rotación de las paletas, o cerrando parcialmente el embudo de alimentación.

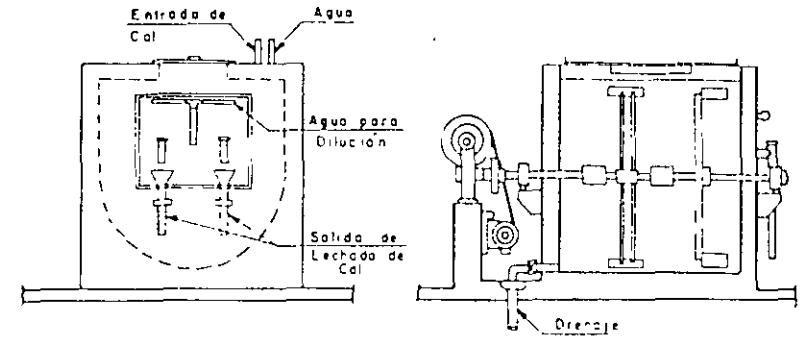


Fig. III-9 Dosificador para suspensión de cal (Cortesía de Barbará)

Cálculo de la cantidad de reactivo por dosificar

El volumen de reactivo por dosificar en una planta de tratamiento dependerá de la concentración o pureza del compuesto que se utilice.

Cuando se dosifica en seco este valor puede ser hallado así:

$$w = 3.6 \frac{DQ}{P} \quad (III-1)$$

En donde:

w = Kg/hora

D = Dosis que se quiere aplicar en $\text{gr/m}^3 = \text{mg/l}$.

P = Pureza del reactivo que se usa en porcentaje

Q = Caudal de la planta en m^3/s .

Cuando se dosifica en húmedo, el volumen de solución "q" que se aplique por unidad de tiempo, dependerá también de la concentración C de dicha solución, así:

$$q = \frac{DQ}{PC} \quad (III-2)$$

En donde q queda expresado en l/s y C en gr/l.

El volumen del tanque de solución requerido dependerá del espacio disponible en la planta, pero no es conveniente por razones prácticas, disponer de menos de dos tanques, cada uno con un período de detención no menor de 12 horas, para no tener que preparar soluciones más de una vez por día. Las concentraciones usadas son del 5 al 20% para el sulfato de aluminio. Concentraciones mayores requieren dilución posterior con más agua antes de su aplicación.

Ejemplo: Se quieren construir tanques de solución para dosificar sulfato de aluminio, en una planta de tratamiento de 50 l/s. Si la pureza del sulfato es de solo 89%, ¿cuál sería el volumen de dichos tanques, suponiendo que se piense trabajar con una concentración del 20% (200 gr/l) y la máxima dosificación de coagulantes que se quiere aplicar es de 100 mg/l y la mínima de 5 mg/l?

Respuesta:

$$q = \frac{(120)(0.05)}{0.89 \times 200} = 0.028 \text{ l/s} \quad \text{mínima}$$

$$q = \frac{(5)(0.05)}{(0.89)(200)} = 0.014 \text{ l/s} \quad \text{mínima}$$

Volumen del tanque (grande): $0.028 \times 86400 = 2419$ l/día más 5% por espacio para depósitos: $2419 + 120 = 2540$ l.

Volumen del tanque (pequeño): $0.014 \times 86400 = 1200$ l/día más 5% por espacio para depósitos: $1200 + 60 = 1260$ l.

Si las pruebas de jarras se realizan con el mismo compuesto que se utiliza en la planta, se elimina el problema de la pureza del coagulante pues se puede dosificar igual cantidad al peso en los ensayos que en los mezcladores.

II. DISPERSION DE LOS COAGULANTES

Una de las conclusiones que se desprende de las investigaciones, es la importancia que tiene la dispersión de los coagulantes en el agua, para todo el proceso de clarificación posterior. Este era un concepto que en forma más o menos empírica se había ya establecido, pero eran pocos los estudios que entraron a analizar a fondo puntos tales como: ¿qué rapidez debe tener la mezcla rápida? o ¿cuál es la eficiencia comparada de los diferentes tipos de reactores?

La dispersión de los coagulantes puede considerarse que progresa en tres fases distintas que son conceptual y prácticamente diferentes

- 1a Fase: Hidrólisis de los iones de $Al(III)$, $Fe(III)$. Según Hall y Stumm (1968) esta fase se realiza en un tiempo extremadamente corto, que ha sido estimado entre 10^{-10} y 10^{-1} s.
- 2a Fase: Difusión de los compuestos formados y adsorción de ellos en las partículas coloidales. De acuerdo con los autores citados, el tiempo necesario para cubrir el coloide y desestabilizarlo puede variar entre 8.5×10^{-5} segundos mínimo y 2.4×10^{-4} segundos máximo.
- 3a. Fase: Polimerización o reacción de los iones hidratados, para formar especies dimericas y poliméricas. Se realiza en un tiempo que puede variar entre 10^{-2} s y 1 segundo.

Una vez desestabilizados los coloides, empiezan a aglutinarse formando primero microfloculos o partículas con diámetro inferior a una micra, lo que puede tardar menos de 60 segundos; luego estos núcleos se aglutinan en partículas mayores (16.8 segundos a 546 segundos) y, por último, se hidratan aumentando su volumen.

Relación entre tipo de coagulación y dispersión de los coagulantes

Como se dijo en el capítulo anterior existen básicamente dos tipos de coagulación, la de adsorción-neutralización y la de barrido o por incorporación.

La primera se realiza en un tiempo muy corto y ocurre en 0.01 a 1.0 segundo sin producción de hidróxido de aluminio por adsorción de contraiones (física o químicamente) en la doble capa. La segunda se presenta cuando hay precipitación

masiva de hidróxido de aluminio que atrapa e incorpora los coloides en dicho precipitado y se completa en 1 a 7 segundos.

Mezcla en el caso de coagulación por adsorción-desestabilización

Para este tipo de coagulación se requiere que los productos de hidrólisis sean transportados hasta la superficie de los coloides en una fracción de segundo, por cuanto dichos productos se forman con distintas velocidades y tienen diferente capacidad de neutralización de las partículas. Los monohidróxidos simples (que aparecen primero) son varias veces más rápidamente adsorbidos que las moléculas poliméricas e hidróxidos que se forman al final de la cadena de reacciones (véase capítulo II). De aquí se deduce que si dichas reacciones avanzan hasta completarse antes de que los productos de hidrólisis iniciales hayan tenido la oportunidad de quedar adsorbidos en los coloides hay desperdicio de coagulantes pues hay que dosificar más para obtener los mismos resultados, que se hubieran podido conseguir si la mezcla hubiera sido adecuada.

Vial y Jordan (1971), consideran que la velocidad aparente de aglutinación de las partículas puede aumentar hasta 3.5 veces con sólo mejorar la mezcla rápida. Como ejemplo práctico, se puede citar el hecho de que en la planta de tratamiento de Guandú (Río de Janeiro, Brasil), en donde el sulfato de aluminio era agregado en un canal abierto muchos metros antes del salto hidráulico producido por la canaleta Parshall de sifón, con sólo mover el sitio de aplicación al área de flujo crítico en la canaleta se logró una economía del 12% en el uso de coagulantes.

Shannon (1961) informó de resultados aún más halagadores obtenidos en 1960 en la planta de tratamiento de Detroit, en donde el cambio en el punto de aplicación y la colocación de difusores en el cámara de mezcla, consistentes en tubos de 3 pulgadas de diámetro, con huecos de 1 pulgada de diámetro espaciados 15 cm centro a centro, produjeron una reducción del 33% en el empleo de coagulantes y disminuyeron entre el 50 y el 75% la turbiedad del agua sedimentada. Véase la figura III-10.

Resulta de aquí que el punto que se elige para aplicar los coagulantes tienen una definitiva importancia.

Debe seleccionarse siempre el lugar donde se produzca una mayor turbulencia en el reactor.

En mezcladores de turbina, éste generalmente está en el fondo entre los álabes; en canaletas Parshall, en el sector donde se produce el salto hidráulico; en vertederos, aguas abajo donde se estrella el chorro con el canal que lo recibe, etc.

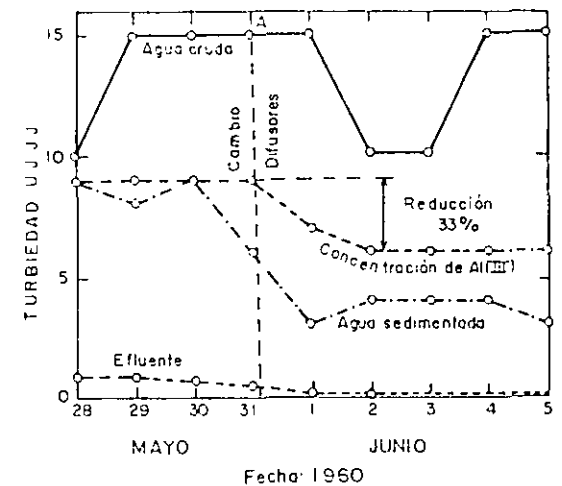


Fig. III-10. Efecto del cambio en el punto de aplicación del $Al_2(SO_4)_3$ y uso de difusores en Springwell (Según Shannon)

Mezcla en el caso de coagulación de barrido

En este caso el agua resulta supersaturada con los hidróxidos de aluminio o hierro, lo que produce una rápida precipitación de ellos. Dentro de estas condiciones la forma como se realizan estas reacciones es más importante que los mecanismos de transporte de partículas. Amirtharajah y Mills (1982) han demostrado, por eso, que cuando el mecanismo que predomina es la incorporación, los resultados son indiferentes a las características de la mezcla rápida. Sin embargo, esto no implica que en este caso no hace falta la mezcla rápida, sino que es menos importante. Letterman y colaboradores (1973) hallaron que el tiempo óptimo de mezcla para coagulación de barrido es de 0.3 a 3 minutos, bastante más largo que el necesario para que se produzcan los hidróxidos y bastante mayor que el requerido para la adsorción-precipitación. En otras palabras debe hacerse una mezcla con mayor tiempo pero de menor energía. Los autores mencionados proponen la siguiente fórmula para optimizar la mezcla rápida:

$$G \text{ Top } C^{-1} = (5.9) (10^{-4}) \quad (III-3)$$

$$\text{Top} = \frac{(5.9) (10^{-4})}{G C^{-1}} \quad (III-4)$$

En donde,

G = gradiente de velocidad en s^{-1}

Top = tiempo de detención en s

C = concentración de coagulante, en mg/l

Utilizando esta fórmula se puede ver que, por ejemplo, para un gradiente de $600 s^{-1}$ y una concentración de coagulante entre 20 y 40 mg/l el tiempo óptimo estaría entre 124 y 47 s . Obsérvese que si el gradiente es cero el tiempo sería infinito, esto es no hay mezcla, lo cual es obvio.

Gradientes óptimos para mezcla rápida

Amirtharajah y Trussler (1986) partiendo de la expresión de Kolmogoroff antes presentada:

$$\eta = \left(\frac{\nu^3}{\rho \epsilon} \right)^{1/4} \quad (III-5)$$

Hallaron que la mínima eficiencia de la mezcla se consigue con rangos de gradientes entre 800 y 1000 s^{-1} o entre 3000 y 5000 s^{-1} . Estos rangos de gradiente no deben usarse. Por tanto para mezcla por coagulación de barrido podrían seleccionarse gradientes de 400 a 800 s^{-1} , tiempos de 30 a 180 segundos y con coagulación por adsorción-desestabilización gradientes entre 1000 y 3000 s^{-1} y tiempos de 1 a 5 segundos (los mayores tiempos para los gradientes más bajos).

Los polímeros requieren bajos gradientes entre 400 y 800 s^{-1} con tiempos de 30 a 60 segundos (los mayores tiempos para los más bajos gradientes). Sin embargo, el mantener estos gradientes por tan largo tiempo suele dificultarse en la práctica y por tanto deben tomarse como una tendencia hacia la que hay que acercarse pero no como una norma absoluta, pues se encuentran buenas eficiencias con valores inferiores a estos. Se ha demostrado que altos gradientes (mayores de 1000 s^{-1}) son perjudiciales para la mezcla de polímeros.

Métodos para realizar la mezcla rápida

En plantas de tratamiento la mezcla rápida se puede realizar en dos formas:

- Con mezcladores de flujo de pistón.
- Con retromezcladores.

En los primeros, la adición de coagulantes se hace al pasar la masa de agua por un punto determinado, en el cual se produce una fuerte turbulencia inducida por un aparato hidráulico (orificio, vertedero, constricción, etc.).

En los segundos, el agua es retenida en una cámara especial por un tiempo de detención nominal V/Q de 10-120 segundos, en donde se aplican los coagulantes, mientras se agita con una turbina o paleta rotatoria o cualquier otro sistema para crear turbulencia.

La diferencia entre ambos métodos es amplia. En los retromezcladores, el agua que entra y acaba de ser dosificada con el coagulante, se mezcla con el agua previamente retenida en la cámara y que hace algún tiempo recibió la dosis de coagulante. Esto produce una interacción entre los compuestos químicos iniciales, que se forman en la masa de agua que llega y los previamente formados en la masa de agua retenida en el tanque.

En los reactores de flujo de pistón, en cambio, no parece existir este fenómeno, pues, el flujo a medida que va pasando va recibiendo su inyección de coagulante, y la intermezcla entre las masas de agua es mínima.

En ambos casos la turbulencia puede crearse hidráulica o mecánicamente, esto es, utilizando la energía cinética que trae el agua o introduciendo en el flujo energía procedente de una fuente externa.

Mezcladores de flujo de pistón

Pueden ser de dos tipos: hidráulicos y mecánicos. Los primeros pueden ser: a) Resalto hidráulico; b) Canaleta Parshall; c) Vertederos; d) Mezcladores estáticos de inserción; e) difusores. Entre los segundos se destacan los mezcladores en línea y retromezcladores de turbina.

a. Resalto hidráulico

Ya en 1927, Lewy y Ellms habían propuesto el uso del resalto hidráulico como sistema de mezcla rápida. Este es el que se produce en un canal rectangular en el que se pasa abruptamente de un régimen supercrítico con una altura h_1 a un régimen subcrítico con una altura h_2 . Los tirantes h_1 y h_2 se llaman alturas conjugadas y se determinan así:

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1+8 NF} - 1) \quad (III-6)$$

En donde NF es el número de Froude expresado así:

$$NF = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (III-7)$$

En donde,

v = velocidad del flujo

g = gravedad

h = altura de la lámina de agua

SUBSTANCIAS QUIMICAS EMPLEADAS EN LA COAGULACION

Se les clasifica como: 1o. Coagulantes, 2o. Modificadores de pH y 3o. Ayudantes de coagulación

COAGULANTES

- . Sulfato de aluminio; $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$
- . Cloruro férrico; $FeCl_3$
- . Sulfato ferroso $FeSO_4 \cdot 7H_2O$
- . Sulfato férrico $Fe_2(SO_4)_3$
- . Clorosulfato férrico

MODIFICADORES DE pH

- . Oxido de calcio o cal viva (CaO)
- . Hidróxido de calcio, $Ca(OH)_2$
- . Carbonato de sodio, Na_2CO_3
- . Hidróxido de sodio, $Na(OH)$
- . Gas carbónico, CO_2
- . Ácido sulfúrico, H_2SO_4
- . Ácido clorhídrico, HCl

AYUDANTES DE COAGULACION

- 1.- Polímeros no iónicos
 - a) Óxidos de polietileno
 - b) Poliacrilamida
- 2.- Polielectrolitos aniónicos
 - a) Ácido poliacrílico
 - b) Poliacrilamida dralizada
 - c) Sulfonato de poliestireno
- 3.- Polielectrolitos catiónicos
 - a) Cat-floc (polidialildimetilamonio)
 - b) Imina de polietileno

MECANISMOS DE COAGULACION

- 1.- Compresión de la doble capa
- 2.- Adsorción y neutralización de la capa
- 3.- Coagulación por puente químico
- 4.- Coagulación por incorporación (o de barrido, o captura de un precipitado)

Sustancias químicas usadas para coagulación

NOMBRE Y FÓRMULA	NOMBRE COMÚN	FORMA DE EMPAQUE	MATERIALES ADECUADOS DE MANEJO	FORMAS DISPONIBLES	DENSIDAD kg/m ³	SOLUBILIDAD kg/m ³	CONCENTRACIÓN COMERCIAL %	CARACTERÍSTICAS
SULFATO DE ALUMINIO $Al_2(SO_4)_3 \cdot 14H_2O$	ALUMBRE	Bolsas de 45-91 kg, barriles de 136-181 kg, granel, carro-tanques	SECO: Hierro, acero SOLUCIÓN: plomo recubierto con caucho, silicio, asfalto, acero inoxidable 316	Polvo, granular, terrones, líquido de color marfil	609-721 951-1009 933-1073 1.2 kg/L	303 (16 °C)	15-22 (Al_2O_3)	pH = 3.4 en solución al 1%
CLORURO FÉRICO $FeCl_3$	FERRICLORO CLORURO DE HIERRO	Canecas de 19-49 L, carro-tanques	Vidrio, caucho, cerámica, resinas sintéticas	Jarabe carmelita oscuro	1009	Total	37-47 ($FeCl_3$) 20-21 (Fe)	
$FeCl_3 \cdot 6H_2O$	CLORURO FÉRICO CRISTALINO	Barriles de 136 kg	-	Cristales amarillos carmelitosos.	-	-	59-61 ($FeCl_3$) 20-21 (Fe)	Higroscópico, se almacena en recipientes herméticos, no se dosifica en seco, pH óptimo 4-11
$FeCl_3$	CLORURO FÉRICO ANHIDRO	Barriles de 45-136-181-227 kg	-	Polvo verde negro.	-	-	99 ($FeCl_3$) 34 (Fe)	
SULFATO FÉRICO $Fe_2(SO_4)_3 \cdot 9H_2O$	FERRI FLOC FERRI SUL	Bolsas; barriles de 45-79-181-193 kg.	Cerámica, plomo, plástico, caucho, acero inoxidable 18-8	Polvo con gránulos rojo-carmelitosos	1121	Soluble en 2-4 partes de agua fría	90-94 ($Fe_2(SO_4)_3$) 25-26 (Fe)	Semihigroscópico coagulante a pH = 3.5-11.0
SULFATO FERROSO $FeSO_4 \cdot 7H_2O$	COPERAS VITRIOL-VERDE	Bolsas, barriles, granel.	Asfalto, concreto, plomo, estaño, madera	Cristales verdes, granular, terrones.	1009-1057	-	55 ($FeSO_4$) 20 (Fe)	Higroscópico pH óptimo 8.5-11.0
SULFATO DE ALUMINIO AMONIACAL $Al_2(SO_4)_3 \cdot (NH_4)_2 SO_4 \cdot 24H_2O$	Alumbre amoniacal Alumbre cristal	Bolsas, barriles, granel.	Duriron, plomo, caucho, silicio, hierro, cerámica.	Terrones, grano grueso, grano fino, polvo.	1025-1029 993 1041 961	36 (0 °C) 995 (100 °C)	11 (Al_2O_3)	pH = 3.5 en solución al 3.5%
SULFATO DE ALUMINIO POTÁSICO	Alumbre potásico	Bolsas plomo recubierto, granel	Plomo, plomo recubierto con caucho, cerámica	Terrones granulados, polvo	993-1073 961-1041 961	60 (0 °C) 120 (20 °C) 168 (30 °C)	10-11 (Al_2O_3)	pH = 3.5 en solución al 3.5%

Sustancias químicas usadas para coagulación

NOMBRE Y FÓRMULA	NOMBRE COMUN	FORMA DE EMPAQUE	MATERIALES ADECUADOS DE MANEJO	FORMAS DISPONIBLES	DENSIDAD kg/m ³	SOLUBILIDAD kg/m ³	CONCENTRACIÓN COMERCIAL %	CARACTERÍSTICAS
ALUMINATO DE SODIO Na ₂ Al ₂ O ₄	Alumbre soda	Bolsas; barriles 45-113-200-227 kg, solución.	Hierro, plástico, caucho, acero	Polvo carmelita, líquido	801-961	360 (20 °C) 395 (30 °C)	70-80 (Na ₂ Al ₂ O ₄)	Requiere tolva con agitación para dosificación en seco
SILICATO DE SODIO Na ₂ SiO ₃	Vidrio líquido o vidrio soluble	Barriles, granel, carretanques.	Hierro fundido, caucho, acero	Líquido viscoso opaco	-	Completa	-	pH = 12.3 en solución al 1%
BENTONITA	Arcilla coloidal	Bolsas de 45 kg, granel	Hierro, acero	Polvo granular, varios tamaños	961	Insoluble	-	-
OXIDO DE CALCIO CaO	Cal viva	Bolsas, barriles, granel	Acero, concreto, madera, caucho	Polvo granular	881-1201	Pobre	70-96 (CaO)	Alcalina, incrustante
HIDRÓXIDO DE CALCIO, Ca(OH) ₂	Cal apagada	Bolsas, granel	Caucho, hierro, concreto	Polvo	320-801	Pobre	82-93 (Ca(OH) ₂)	Alcalina, incrustante.
POLÍMERO CATIONICO	Varios	Barriles, carretanques	Acero tipo 18-8, acero recubierto de caucho plástico reforzado con fibra de vidrio	Líquido viscoso	1041-1201	Completa	Varias	Acido alcalino, requiere dilución para su uso
POLÍMEROS ANIÓNICOS	Varios	Bolsas de 23 kg	-	La mayoría secos	705-737	Se recomienda solución 0.1-0.5%	La mayoría 100	Higroscópico
POLÍMEROS NO IÓNICOS	Varios	Bolsas de 23 kg	-	La mayoría secos	705-737	Se recomienda solución 0.1-0.5%	La mayoría 100	Higroscópico

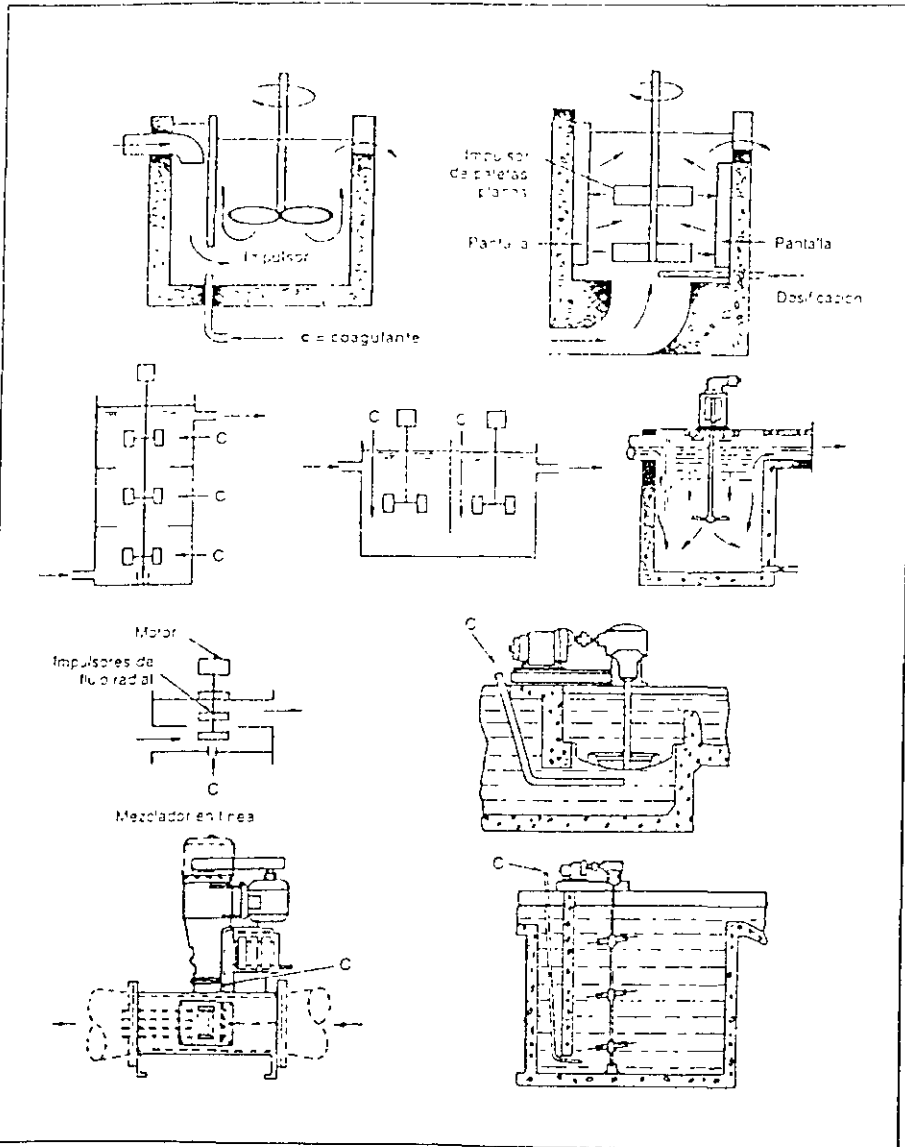
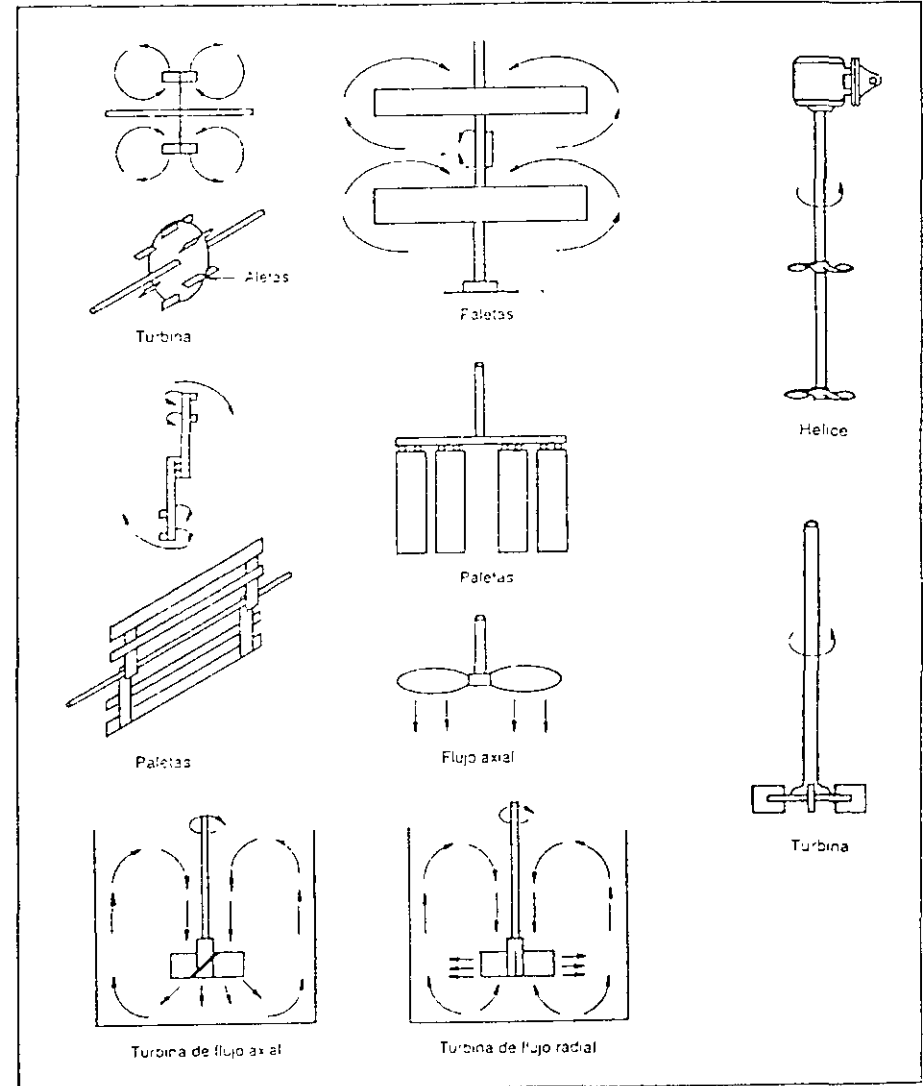


Figura 3.1 Mezcladores mecánicos (1,3,57)



Las flechas indican las trayectorias de flujo creadas por las unidades de agitación. Las unidades de paletas imparten movimiento rotatorio al agua, así como cierta turbulencia interna (1)

Figura 3.2 Tipos de agitadores

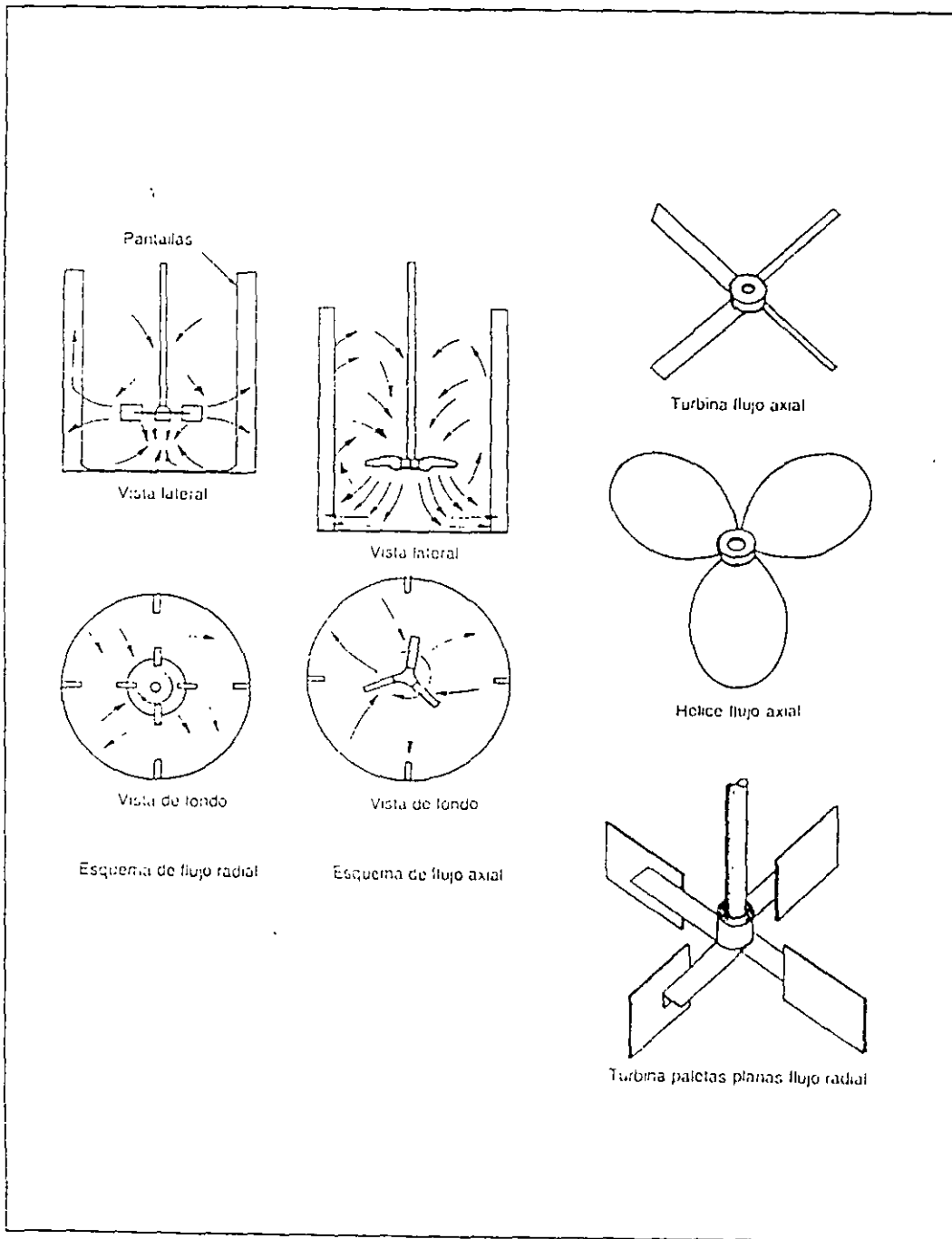


Figura 3.3 Tipos de agitadores

3.4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

La principal observación formulada, con respecto al diseño de mezcla rápida, radica en la importancia de dispersar uniformemente el coagulante en el agua cruda de manera que se evite el subtratamiento o el sobretreatamiento.

El tiempo y el grado de mezcla han sido considerados como los factores más importantes en el diseño; sin embargo, consideraciones adicionales sobre el mecanismo de la coagulación y la cinética de las reacciones de coagulación son también necesarias. Según Amirtharajah (50), la coagulación en el agua, con alumbre, ocurre predominantemente mediante dos mecanismos: adsorción de las especies hidrolizadas solubles sobre el coloide, con la consiguiente desestabilización de éste, y coagulación de barrido, en la cual el coloide es atrapado dentro del hidróxido de aluminio precipitante. La figura 3.5 presenta un esquema de dichos mecanismos. En

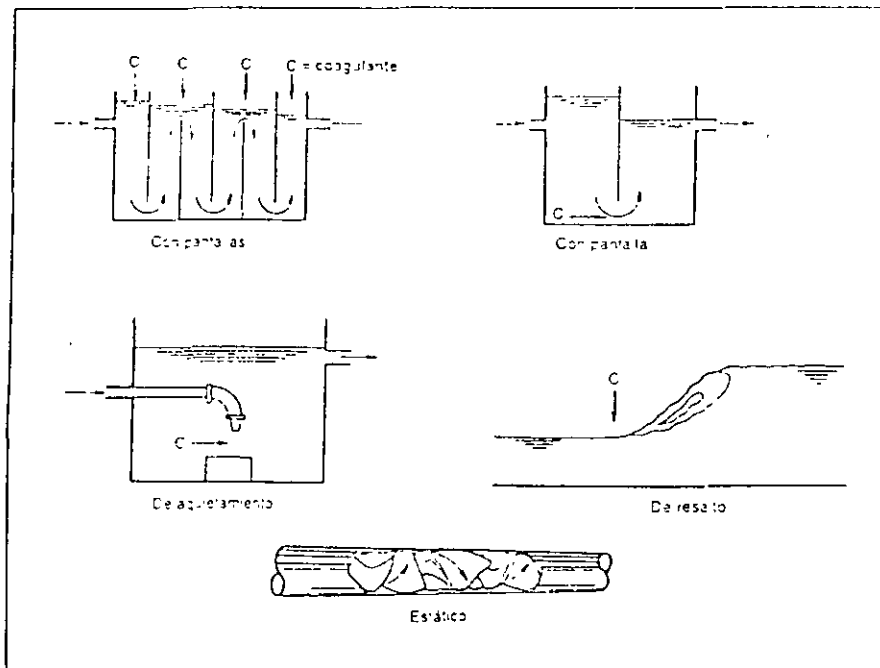


Figura 3.4 Mezcladores hidráulicos

la adsorción-desestabilización las reacciones son muy rápidas; ocurren en microsegundos si no hay formación de polímeros, y en un segundo si se forman polímeros.

La coagulación de barrido es más lenta y ocurre en 1 a 7 segundos. Por lo tanto, para adsorción-desestabilización los coagulantes deben dispersarse en el agua cruda tan rápido como sea posible, en menos de 1 segundo. Para la coagulación de barrido no son muy importantes tiempos tan extremadamente cortos puesto que la coagulación ocurrirá predominantemente por entrapamiento de los coloides dentro del precipitado del coagulante.

Lo anterior explica por qué algunos estudios recomiendan la mezcla instantánea del coagulante, con mezcladores en línea o de flujo en pistón, mientras en otros informes se ha encontrado que el tiempo óptimo de mezcla fue de varios minutos y que su instantaneidad no era esencial para una buena floculación.

Probablemente la coagulación de un agua cruda sea el resultado de la ocurrencia simultánea de ambos mecanismos de coagulación. Como las recomendaciones de diseño no distinguen entre ellos, se observan criterios o guías muy diferentes para el dimensionamiento de cámaras y equipos de mezcla rápida.

3.5 ECUACIONES PARA DISEÑO

El modelo básico de diseño fue formulado por Camp y Stein en 1943 y, aunque se reconoce que el concepto del gradiente de velocidad no es completamente adecuado para el diseño de mezcladores rápidos, sigue siendo el criterio más usado en la práctica. El gradiente de velocidad es ampliamente aceptado, como un medio para calcular los requerimientos energéticos de mezcla.

Los gradientes de velocidad pueden calcularse con las ecuaciones siguientes:

— Para mezcladores hidráulicos:

$$G = \sqrt{\frac{gH}{\nu T}} = \sqrt{\frac{\rho g H}{\mu T}} = \sqrt{\frac{\gamma H}{\mu T}} \quad (3.1)$$

--- Para correladores mecánicos

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \quad (3.2)$$

- donde: G = gradiente de velocidad, s⁻¹
 g = aceleración de la gravedad, m/s²
 H = pérdida de energía debida a la fricción, m
 μ = viscosidad dinámica del agua, m²/s
 T = tiempo de retención, s

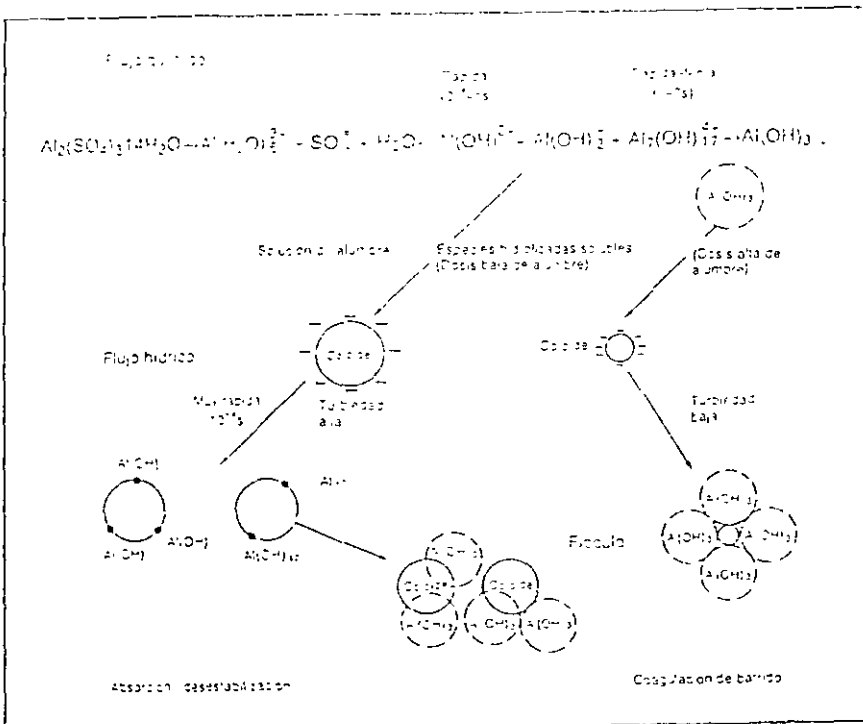


Figura 3.5 Mecanismos de coagulación (50)

- P = potencia introducida al agua, W
 V = volumen del tanque, m³
 μ = viscosidad dinámica del agua, N s/m², kg/m s, Pa . s
 γ = peso específico del agua, N/m³
 ρ = densidad del agua, kg/m³

Según Rushton, la potencia requerida para establecer condiciones de turbulencia completa en un tanque de mezcla rápida, $N_{FE} > 100000$, se puede determinar por la relación siguiente:

$$P = K\rho N^3 d^5 \quad (3.3)$$

- donde P = potencia requerida, W
 K = constante
 ρ = densidad del agua, kg/m³
 d = diámetro del impulsor, m
 N = velocidad del impulsor, revoluciones/s

El número de Reynolds está dado por:

$$N_{FE} = \frac{\rho N d^2}{\mu} \quad (3.4)$$

- donde: d = diámetro del impulsor, m
 N = revoluciones/s
 ρ = densidad del líquido, kg/m³
 μ = viscosidad dinámica, N s/m², kg/ms, Pa . s

El valor de la constante K depende del tipo, forma y tamaño del impulsor, del número de bañes y demás variables no incluidas en la ecuación de potencia; se debe determinar experimentalmente. El cuadro 3.1 incluye los valores de K, en régimen turbulento, para diferentes tipos de impulsores, con eje de rotación en el centro de tanques cilíndricos de fondo plano, profundidad del líquido igual al diámetro del tanque, elevación del impulsor sobre el fondo del tanque igual al diámetro del impulsor; tanque con 4 bañes sobre sus paredes, cada uno de ancho igual a 1/10 del diámetro del tanque y diámetro del impulsor igual a 1/3 del diámetro del tanque.

La potencia introducida al agua por unidad de volumen es una medida aproximada de la efectividad de la mezcla, con base en el hecho de que más potencia crea más turbulencia y mayor turbulencia origina mayor mezcla. En general, un impulsor pequeño de alta velocidad produce alta turbulencia en un flujo bajo y es apropiado para dispersar cantidades pequeñas de coagulante o de gas; por el contrario, un impulsor lento, grande, produce baja turbulencia en flujos grandes y es apropiado para la floculación (32).

Cuadro 3.1
Valores de K para impulsores en tanques con baffles (régimen turbulento) (5)

IMPULSOR	K
Helice de impulsor con 3 paletas	0,32
Helice de impulsor - 3 paletas	1,00
Turbina 6 paletas planas	0,33
Turbina 6 paletas curvas	4,80
Turbina ventilador 6 paletas	1,65
Turbina 6 paletas punta de flecha	4,00
Turbina paletas planas 2 paletas	1,70
Turbina de impulsor encerrado 6 paletas curvas	1,03
Turbina de impulsor encerrado con espesor (sin baffles)	1,12

Un impulsor de hélice, en movimiento giratorio, describe una hélice en un fluido. Dependiendo de la inclinación de las aletas de la hélice, el fluido será desplazado longitudinalmente una distancia fija en cada revolución del impulsor. La relación entre dicha distancia y el diámetro del impulsor recibe el nombre de pitch, el impulsor tiene un pitch cuadrado cuando esta relación es igual a 1.

De las ecuaciones anteriores se deduce que:

$$G \propto N^{1,5} \quad (3.5)$$

Según Letterman y otros, para optimizar la mezcla rápida se puede usar la expresión siguiente:

$$GT_0 C^{1,45} = 5,9 \times 10^6 \quad (3.6)$$

donde: T_0 : tiempo óptimo de mezcla rápida, s
C : dosis de alumbre, mg/L

La ecuación anterior, como lo señala Amirtharajah (50), no ha sido demostrada para diferentes condiciones de coagulación. Fue desarrollada para coagulación, con alumbre, de suspensiones coloidales de carbón activado y sirve como criterio adicional en el diseño de mezcladores rápidos.

3.6 CRITERIOS PARA DISEÑO

Según el *Manual de diseño de plantas de tratamientos de agua* de la AWWA (1), los criterios de diseño son los incluidos en el cuadro 3.2.

Cuadro 3.2
Tiempo de contacto y gradiente de velocidad para mezcla rápida

TIEMPO DE CONTACTO, s	G, s ⁻¹
20	1000
30	900
40	750
>40	700

El Instöpal (24) recomienda los parámetros siguientes para el diseño de mezcladores rápidos mecánicos:

- Tiempo de retención = 10-90 s
- Número de Reynolds 100000
- Velocidad tangencial de las paletas 0.6 m/s
- Longitud de las paletas = 1/3 del ancho o diámetro del tanque
- "Para que la mezcla sea completa, el agua entrará por la parte inferior del tanque y saldrá por la parte superior. Para lograr la entrada por la parte inferior, en muchos casos será necesario colocar una pantalla a la entrada del mezclador".
- El mezclador debe tener desagües para la limpieza

La misma referencia recomienda, para canales Parshall, una velocidad de agua en la garganta mayor de 2 m/s. Las normas o estándares de los Diez Estados (25) recomienda el uso de mezcladores mecánicos con períodos de retención menores de 30 segundos y localizados lo más cerca posible del tanque de floculación.

Según Arboleda (26) para mezcladores hidráulicos son más aconsejables gradientes de velocidad entre 1000 y 2000 s⁻¹; y cuando se utilizan canales Parshall, como sistema de mezcla rápida, la descarga debe ser libre

y la profundidad del agua en la zona convergente de la canaleta debe hacerse mayor de 35 cm, para canaletas de ancho de garganta mayor o igual a 30 cm, con lo cual se obtienen pérdidas de energía mayores de 10,5 cm

3.7 MEZCLA RÁPIDA CON UNA TURBINA

Ejemplo. Hallar las dimensiones del mezclador rápido, equipado con una turbina de 6 aletas planas, para una planta de purificación que trata 500 L/s. La dosis óptima de alumbre es de 50 mg/L; la temperatura media del agua, de 15°C.

Según la ecuación de Letterman, ecuación 3.6:

$$GT = 5.9 \times 10^5 C^{1.45} = 5.9 \times 10^5 / (50)^{1.45} = 19\,514$$

Se adopta:

$$G = 1,000 \text{ s}^{-1}$$

$$T = 20 \text{ s}$$

Los valores anteriores de G y T son satisfactorios según la AWWA (cuadro 3.2).

El volumen de la cámara sería:

$$V = 0,5 \times 20 = 10 \text{ m}^3$$

Para una cámara cilíndrica las dimensiones recomendadas por Richter (12) son:

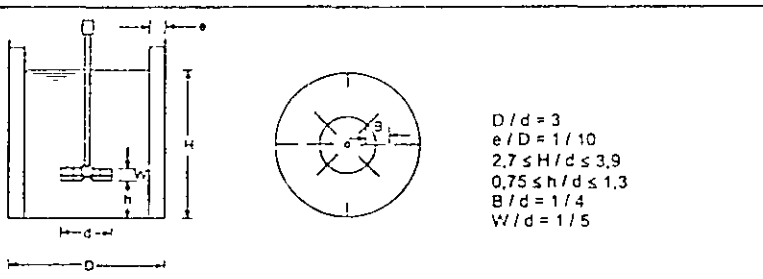


Figura 3.6 Dimensiones mezclador rápido

Suponiendo

$$\frac{D}{d} = 3; \frac{H}{d} = 3; \text{ se tiene: } H = D$$

Por lo tanto,

$$\frac{\pi D^3}{4} = 10; \quad D = 2,34 \text{ m}$$

El diámetro de la turbina sería:

$$d = \frac{D}{3} = 0,78 \text{ m}$$

La potencia requerida, según la ecuación 3.2:

$$P = G^3 V \mu = (1000)^2 \times 10 \times 1,139 \times 10^{-3} = 11390 \text{ W}$$

Con una eficiencia del motor del 80%,

$$P = \frac{11390}{0,8 \times 1000} = 14,24 \text{ kW}$$

Se adopta un motor de 15 kW.

La velocidad de rotación, según la ecuación 3.3:

$$N = \left(\frac{P}{K \rho d^3} \right)^{1/3} = \left[\frac{11390}{6,3 \times 1000 (0,78)^3} \right]^{1/3} = 1,84 \text{ RPS} = 110 \text{ RPM}$$

Las demás dimensiones serían:

$$H = D = 2,34 \text{ m}$$

$$W = \frac{d}{5} = \frac{0,78}{5} = 0,16 \text{ m}$$

$$h = d = 0,78 \text{ m}$$

$$e = \frac{D}{10} = 0,23 \text{ m}$$

El dimensionamiento anterior es similar al recomendado a continuación (62) (ver figura 3.7)

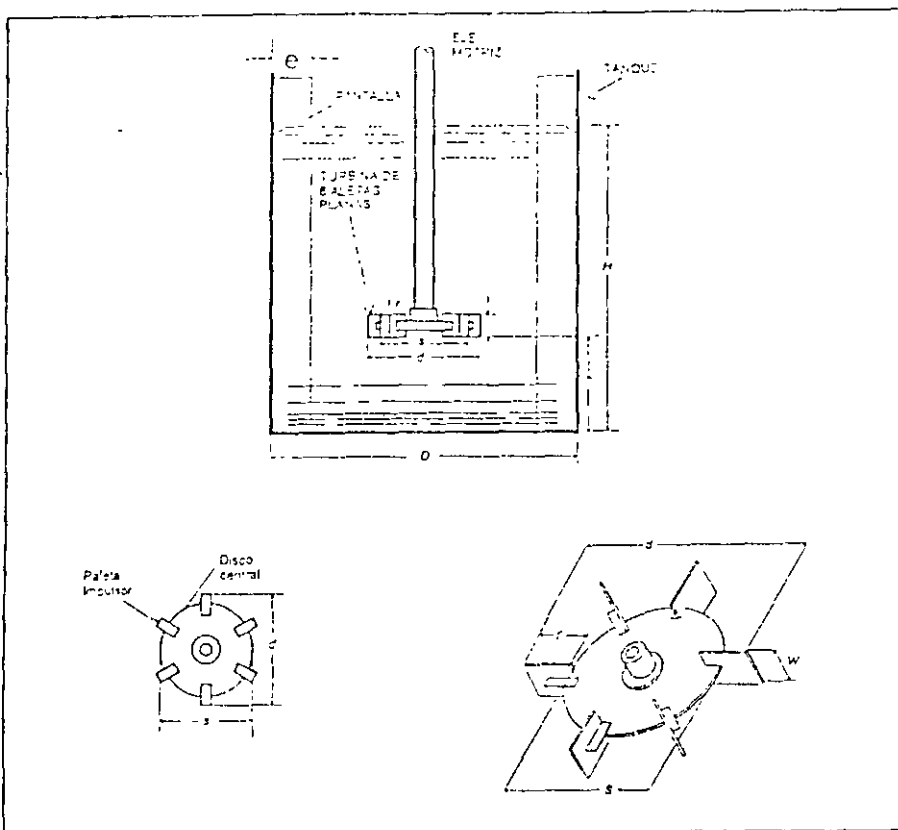


Figura 3.7 Dimensiones para mezclador rápido de turbina de 6 aletas planas.

NOTAS

— Diámetro del impulsor:

$$d = \frac{D}{3}$$

— Altura del impulsor sobre el fondo:

$$h = d$$

— Ancho de la paleta del impulsor:

$$W = \frac{d}{5}$$

— Longitud de la paleta del impulsor:

$$r = \frac{d}{4}$$

— Altura del fluido:

$$H = D$$

— Número de pantallas: 4, montadas verticalmente desde el fondo hasta la superficie.

— Ancho de las pantallas:

$$e = \frac{D}{10}$$

— Diámetro del disco central:

$$s = \frac{D}{4}$$

3.8 MEZCLA RÁPIDA EN CANAL RECTANGULAR CON RESALTO HIDRÁULICO

Ejemplo (12). Dimensionar un canal de mezcla rápida para una planta de purificación que trata 165 L/s en una primera etapa y 330 L/s en una segunda etapa. Las condiciones de diseño son las de la figura 3.8.

Para la primera etapa

$$E_2 = 2,90 \text{ m}$$

$$V_1 = h_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (3.7)$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{Q}{Bh_1} = \frac{q}{h_1} \quad (3.8)$$

$$q = \frac{0,165}{1,0} = 0,165 \text{ m}^3/\text{s m}$$

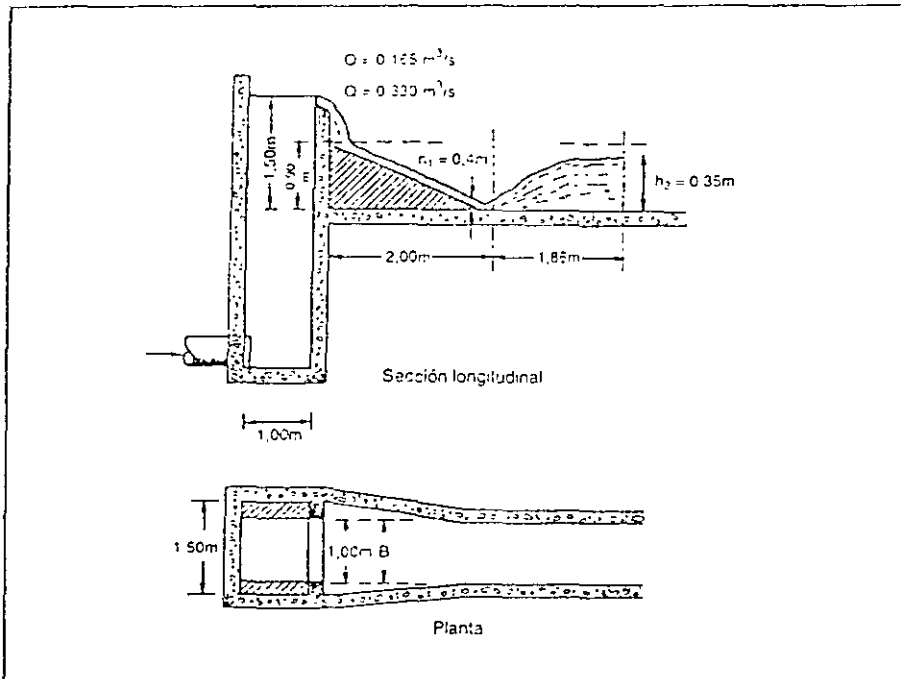


Figura 3.8 Configuración del resalto en un canal de mezcla rápida.

De las ecuaciones 3.7 y 3.8 se obtiene:

$$E_1 = E_2 = \frac{q}{V_1} + \frac{V_1^2}{2g} \quad (3.9)$$

La solución de la ecuación anterior está dada por:

$$V_1 = 2 \sqrt{\frac{2gE_0}{3}} \cos \frac{\theta}{3} \quad (3.10)$$

donde:

$$\cos \theta = - \frac{gq}{\left(\frac{2gE_0}{3}\right)^{1,5}} \quad (3.11)$$

O sea,

$$\cos \theta = - \frac{9,8 \times 0,165}{\left(\frac{2 \times 9,8 \times 0,9}{3}\right)^{1,5}} = -0,11$$

Por lo tanto,

$$\theta = 96,51$$

$$\cos(\theta/3) = 0,85$$

Reemplazando en la ecuación 3.10:

$$V_1 = 2 \sqrt{\frac{2 \times 9,8 \times 0,9}{3}} \times 0,85 = 4,1 \text{ m/s}$$

$$h_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{0,165}{4,1} = 0,04 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}} = \frac{4,1}{\sqrt{9,8 \times 0,04}} = 6,5 \text{ (flujo supercrítico)}$$

Para resalto estable en canales rectangulares: $F_1 = 4,5 - 9,0$,

Además:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (3.12)$$

De la ecuación anterior:

$$h_2 = \frac{0,04}{2} \left(\sqrt{1 + 8(6,5)^2} - 1 \right) = 0,35 \text{ m}$$

La pérdida en el resalto se calcula, según Belanger, por:

$$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 h_1 h_2} \quad (3.13)$$

$$h = \frac{(0,35 - 0,04)^3}{4 \times 0,35 \times 0,04} = 0,53 \text{ m}$$

La longitud del resalto, según Smeriana, está dada por:

$$L = 6(h_2 - h_1) \quad (3.14)$$

$$L = 6(0,35 - 0,04) = 1,86 \text{ m}$$

El tiempo de mezcla está dado por

$$T = \frac{L}{V_2} \quad (3.15)$$

$$V_2 = \frac{q}{h_2} = \frac{0,165}{0,35} = 0,47 \text{ m/s}$$

$$T = \frac{1,86}{0,47} = 4 \text{ s}$$

El gradiente de velocidad, según la ecuación 3.1:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma h}{\mu t}}$$

$$G = \sqrt{\frac{9.800 \times 0,53}{1,139 \times 10^{-3} \times 4}} = 1068 \text{ s}^{-1}$$

Para la segunda etapa:

$$q = 0,330 \text{ m}^3/\text{s.m}$$

$$\cos \theta = -\frac{9,8 \times 0,330}{\left(\frac{2 \times 9,8 \times 0,9}{3} \right)^{1,5}} = -0,23$$

$$\theta = 103,11$$

$$\cos(\theta/3) = 0,83$$

$$V_1 = 2 \sqrt{\frac{2 \times 9,8 \times 0,9}{3}} \times 0,83 = 4,00 \text{ m/s}$$

$$h_1 = \frac{0,330}{4,0} = 0,08 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}} = \frac{4}{\sqrt{9,8 \times 0,08}} = 4,52$$

De la ecuación 3.12:

$$h_2 = \frac{0,68}{2} \left[\sqrt{1 + 8(4,52)^2} - 1 \right] = 0,47 \text{ m}$$

De la ecuación 3.13:

$$h = \frac{(2,47 - 0,68)^3}{4 \times 0,47 \times 0,68} = 0,39 \text{ m}$$

De la ecuación 3.14:

$$L = 6(0,47 - 0,39) = 2,34 \text{ m}$$

$$V_2 = \frac{q}{b_2} = \frac{0,330}{0,47} = 0,70 \text{ m/s}$$

De la ecuación 3.15:

$$T = \frac{2,34}{0,70} = 3,3 \text{ s}$$

De la ecuación 3.1:

$$G = \sqrt{\frac{9800 \times 0,39}{1,139 \times 10^{-3} \times 3,3}} = 1009 \text{ s}^{-1}$$

3.9 MEZCLA RÁPIDA EN VERTEDEROS RECTANGULARES

La metodología de cálculo fue formulada por Richter (34) con las siguientes limitaciones:

- Vertedero rectangular, sin contracciones laterales, en caída libre.
- Relación P/h_c (ver figura 3.9) la menor posible, para reducir la pérdida de energía en la caída libre de la lámina vertedora
- Para que el vertedero rectangular pueda ser utilizado como aforador, la relación P/h_c debe ser mayor de 3.
- Plantas pequeñas, caudal constante y flujo por gravedad.

La figura 3.9 representa la configuración del flujo y del resalto hidráulico en un vertedero rectangular sin contracciones laterales, extendido a todo lo ancho del canal, en caída libre.

Para asegurar una dispersión homogénea y continua del coagulante en toda la masa de agua cruda, el coagulante debe aplicarse sobre la sección 1, a una distancia L_m del vertedero. La aplicación del coagulante a una distancia menor de L_m , no es recomendable, porque haría que parte del agua cruda recibiese una dosis mayor de coagulante y la restante una dosis menor. Cuando la lámina de agua llega al fondo, se divide en una corriente principal que se mueve hacia el frente y en una corriente secundaria que retorna haciendo que una masa de agua sea represada contra el vertedero. El chorro secundario arrastra un volumen igual de agua hacia el punto A y retorna la corriente a la misma tasa Q_3 haciendo que parte del agua cruda reciba una cantidad mayor de coagulante que la porción restante y disminuyendo consecuentemente la eficiencia de la coagulación. Sin embargo, debe reconocerse que si se aplica el coagulante a una distancia menor que L_m , se aprovecha toda la energía del resalto disponible para la mezcla.

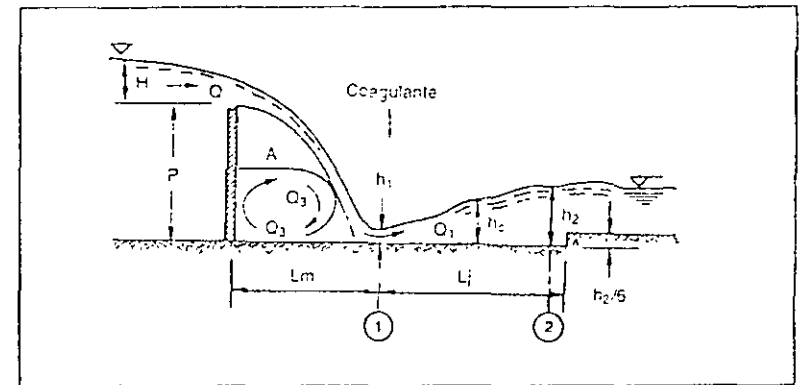


Figura 3.9 Configuración del resalto en un vertedero rectangular.

La distancia L_m puede calcularse, aproximadamente, por la ecuación de Scimemi, en función de la altura del vertedero P y de la altura de la lámina de agua H .

$$L_m = 1,45 P^{0,54} H^{0,46} \quad (3.16)$$

El valor de L_1 , calculado por la ecuación anterior, se incrementa para tener en cuenta la distancia adicional correspondiente al ancho de la lámina vertiente en el punto de reposo.

Para vertederos rectangulares de pared gruesa se usa la ecuación siguiente, deducida experimentalmente:

$$L_1 = 4,3 P^{0,4} h_c^{0,9} \quad (3.17)$$

La profundidad crítica de flujo, h_c , es:

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (3.18)$$

El caudal, por unidad de ancho del vertedero, q , está dado por:

$$q = \frac{Q}{B} \quad (3.19)$$

Cuando hay resalto, la profundidad del agua en la sección 1 debe estar relacionada con la profundidad crítica, h_c , por la ecuación de White:

$$\frac{h_1}{h_c} = \frac{\sqrt{2}}{1,06 + \sqrt{\frac{P}{h_c} + 1,5}} \quad (3.20)$$

Las profundidades, antes y después del resalto, h_1 y h_2 , están relacionadas entre sí por:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1}{2} \quad (3.12)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}} \quad (3.21)$$

El número de Froude en la sección 1, F_{11} , para que haya resalto estable y mezcla eficiente, debe estar comprendido entre 4,5 y 9,0. Los valores de V_1 y V_2 se calculan por las expresiones:

$$V_1 = \frac{q}{h_1} \quad (3.8)$$

$$V_2 = \frac{q}{h_2} \quad (3.22)$$

El valor de la pérdida de energía en el resalto, h , se puede calcular por la fórmula de Belanger:

$$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2} \quad (3.13)$$

La longitud del resalto, L , para resalto estable, se calcula por la fórmula de Smetana:

$$L_1 = 6(h_2 - h_1) \quad (3.14)$$

El tiempo de mezcla T , se calcula así:

$$T = \frac{L_1}{V_m} \quad (3.23)$$

La velocidad media en el resalto, V_m , por:

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2} \quad (3.24)$$

El gradiente de velocidad, por la ecuación convencional.

$$G = \frac{\sqrt{\gamma h}}{\sqrt{\mu T}} \quad (3.1)$$

3.10 EJEMPLO

Calcular el gradiente de velocidad y el tiempo de mezcla rápida del vertedero rectangular sin contracciones esquematizado en la figura 3.10, para un caudal de

$$120 \text{ L/s}; \mu = 1,307 \times 10^{-3} \text{ Ns/m}^2$$

Solución:

$$q = \frac{Q}{B} = 0,120 / 0,50 = 0,24 \text{ m}^2/\text{s}$$

La profundidad crítica será, según la ecuación 3.18:

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} = \left[\frac{(0,24)^2}{9,8} \right]^{1/3} = 0,18 \text{ m}$$

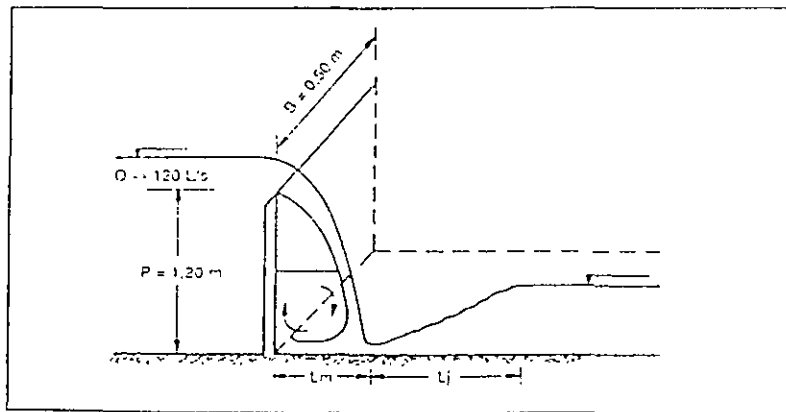


Figura 3.10 Esquema del vertedero rectangular para el ejemplo 3.10

Las profundidades conjugadas serán, según la ecuación 3.20:

$$\begin{aligned} h_1 &= \frac{\sqrt{2} h_c}{1,06 + \sqrt{\frac{P}{h_c} + 1,5}} \\ &= \frac{\sqrt{2} \times 0,18}{1,06 + \sqrt{\frac{1,2}{0,18} + 1,5}} = 0,06 \text{ m} \end{aligned}$$

Según la ecuación 3.8:

$$V_1 = \frac{q}{h_1} = \frac{0,24}{0,06} = 4 \text{ m/s}$$

Según la ecuación 3.21:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}} = \frac{4}{\sqrt{9,8 \times 0,06}} = 5,22$$

Según la ecuación 3.12:

$$\begin{aligned} h_2 &= \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \\ &= \frac{0,06}{2} [\sqrt{1 + 8(5,22)^2} - 1] = 0,41 \end{aligned}$$

Según la ecuación 3.22:

$$V_2 = \frac{q}{h_2} = \frac{0,24}{0,41} = 0,59 \text{ m/s}$$

La pérdida de energía, según la ecuación 3.13:

$$h_f = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2} = \frac{(0,41 - 0,06)^3}{4 \times 0,06 \times 0,41} = 0,41 \text{ m}$$

La longitud del resalto, según la ecuación 3.14:

$$L_j = 6(h_2 - h_1) = 6(0,41 - 0,06) = 2,10 \text{ m}$$

La velocidad media en el resalto, según la ecuación 3.24:

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2} = \frac{4 + 0,59}{2} = 2,30 \text{ m/s}$$

El tiempo de mezcla rápida, según la ecuación 3.23:

$$T = \frac{L_j}{V_m} = \frac{2,10}{2,30} = 0,91 \text{ s}$$

El gradiente de velocidad, según la ecuación 3.1:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma h}{\mu T}} = \sqrt{\frac{9800 \times 0,41}{1,307 \times 10^{-3} \times 0,91}} = 1934 \text{ s}^{-1}$$

3.11 EJEMPLO

Se desea hacer mezcla rápida de un agua con un agitador de 6 paletas planas de 0,5 m de diámetro. La viscosidad del agua es igual a $1,139 \times 10^{-3} \text{ N s/m}^2$, el valor de $K = 6,3$, el número de Reynolds igual a 500 000, $G = 700 \text{ s}^{-1}$ y el tiempo de retención, un minuto.

Determinar:

- Velocidad de rotación del agitador.
- Caudal.
- La potencia del motor para una eficiencia global del 62%.

Solución

1. Velocidad de rotación del agitador, según la ecuación 3.4:

$$N = \frac{N_{RE, H}}{\rho d^2} = \frac{(500\,000) 1,139 \times 10^{-3}}{1\,000 (0,5)^2} = 2,278$$

$$N = 2,28 \text{ RPS} = 137 \text{ RPM}$$

2. La potencia requerida para la mezcla, según la ecuación 3.3:

$$P = K \rho N^3 d^5 = (6,3) 1\,000 (2,278)^3 (0,5)^5$$

$$P = 2327 \text{ W} = 3,1 \text{ HP}$$

3. El volumen del mezclador, según la ecuación 3.2:

$$V = \frac{P}{G^2 \mu} = \frac{2327}{(700)^2 1,139 \times 10^{-3}} = 4,17 \text{ m}^3$$

4. El caudal:

$$Q = \frac{V}{T} = \frac{4,17}{1} = 4,17 \text{ m}^3/\text{min} = 69,54 \text{ L/s}$$

5. La potencia del motor, para una eficiencia global del 62%:

$$P = \frac{2327}{0,62} = 3753 \text{ W} = 5,0 \text{ HP}$$



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

MÓDULO II

**DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS
POTABILIZADORAS**

TEMA

FLOCULACIÓN

**EXPOSITOR: MSP. RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2002**

FLOCULACION

El término floculación se refiere a la aglomeración de partículas coaguladas en partículas floculentas; es el proceso por el cual, una vez desestabilizados los coloides, se provee una mezcla suave de las partículas para incrementar la tasa de encuentros o colisiones entre ellas sin romper o disturbar los agregados preformados

Es el proceso de agitación suave y continua, mediante el cual las partículas suspendidas en el agua se juntan formando masas más grandes de manera que se puedan remover del agua, particularmente por sedimentación y sigue inmediatamente después del proceso de mezclado rápido. Este proceso también se requiere en la "filtración directa".

De la misma manera que la coagulación, la floculación es influenciada por fuerzas químicas y físicas, tales como la carga eléctrica de las partículas, la capacidad de intercambio, el tamaño y la concentración del floculo, el pH, la temperatura del agua, y la concentración de electrolitos. En partículas muy pequeñas el movimiento browniano provee cierto grado de transporte en ellas creando la "floculación pericinética", pero en partículas grandes el movimiento browniano es muy lento y se requiere algún mecanismo de transporte que induzca la colisión de las partículas creando la "floculación ortocinética".

Teniendo en cuenta que la influencia y magnitud del efecto de cada uno de los factores que participan en la floculación no están aun definidas exactamente, es importante conocer el comportamiento del agua mediante "ensayos de jarras" o experiencias previas en planta de tratamiento.

agua en él. Esto significa que si bien el floc es más pequeño se hace más compacto y puede tener una mayor velocidad de caída.

Lagvankar y Gemmel (1968), sugieren que este incremento de concentración puede deberse a que por la mayor agitación del líquido, se produce una distribución de partículas por tamaños, tal que el floc grande que es el más hidratado y voluminoso, o no se forma o se forma y se rompe cuando alcanza un tamaño límite.

De este manera, el volumen de floc producido con baja velocidad de agitación, puede ser hasta 25 veces más grande que el producido con alta velocidad de agitación. Tal cosa representa una gran diferencia en la fase de separación de sólidos que se realiza en los procesos de sedimentación y filtración. Según Hudson (1965), el floc producido con un alto Gt puede reducir el trabajo de los filtros hasta 10 veces. También, menciona haber observado rápido asentamiento de floc con tamaño inferior a 0.5 mm, pero que había sido obtenido con un Gt elevado.

El floc esponjoso y grande suele por eso ser inconveniente, porque sedimenta con dificultad y llena rápidamente por su gran volumen los poros del medio filtrante.

Por otra parte, el volumen del floc depende de la dosis de coagulante que se aplique. Para el mismo gradiente, a mayor dosis mayor concentración volumétrica. Esto se puede deducir de la fórmula (II-66) presentada en el capítulo II.

Clasificación de los floculadores

Según el tipo de energía usada para producir la agitación, los floculadores pueden clasificarse en hidráulicos, mecánicos e hidromecánicos.

Los primeros, según el sentido del flujo, se clasifican en: de flujo horizontal, de flujo vertical y de flujo helicoidal.

Los segundos, asimismo, según el sentido del movimiento, se clasifican en recíprocos y rotatorios. Cabe mencionar, también, dos tipos de floculadores que tienen carácter experimental: los de piedra y los de mallas. Vamos a estudiar cada uno de ellos.

Tabla III-7. Clasificación de los floculadores

Según la energía de agitación	Según el sentido del flujo	Descripción	Nombre
Hidráulicos	Flujo horizontal	Con tabiques de ida y vuelta	De tabiques
	Flujo Vertical	Con tabiques arriba y abajo del tanque	Alabama
		Con codos en el fondo que proyectan el agua hacia arriba	Cox
Mecánicos	Rotatorios	De paletas de eje horizontal o vertical	De paletas
		De turbinas horizontales o verticales	De turbinas
	Recíprocos	Rejas o entes oscilantes	Recíprocos
Hidromecánicos	Flujo horizontal	De turbina Pelton y paletas horizontales	Hidromecánicos

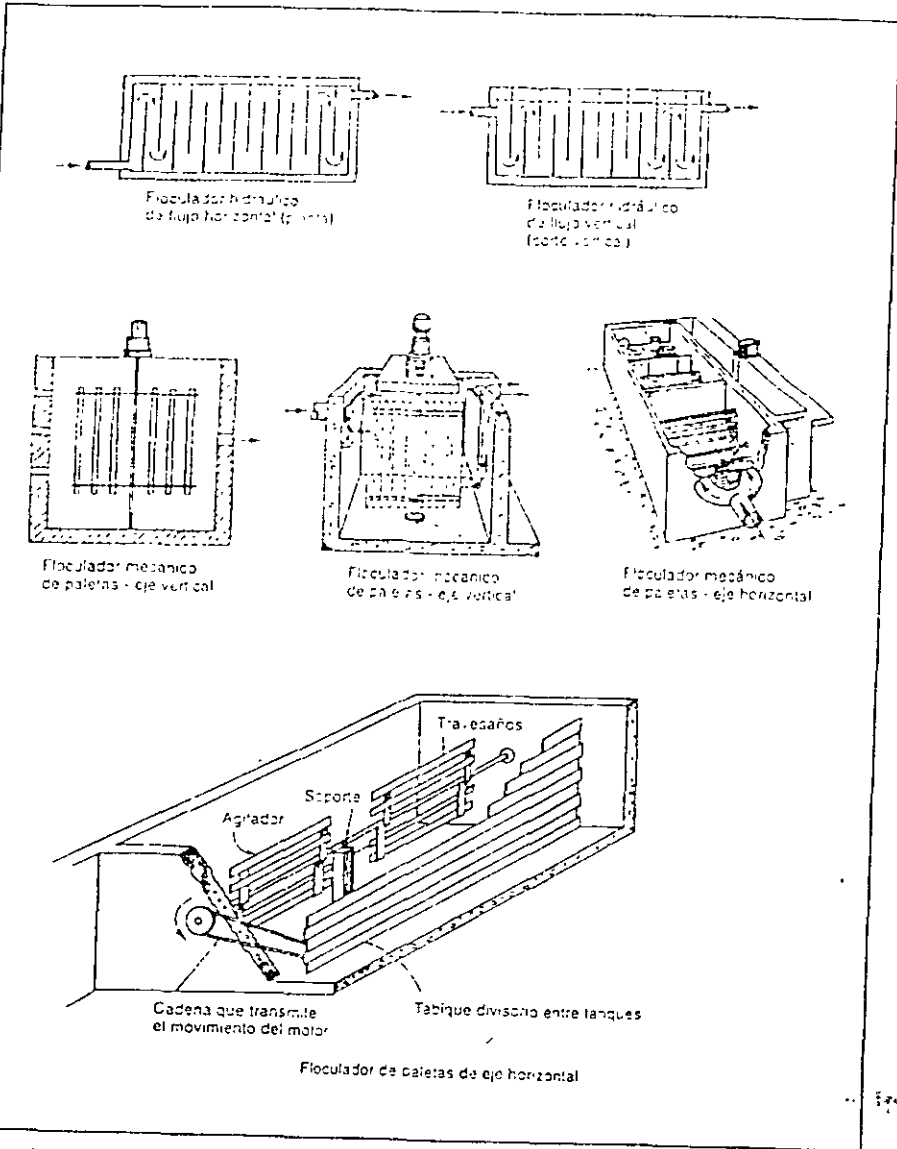


Figura 4.1 Tipos de floculadores

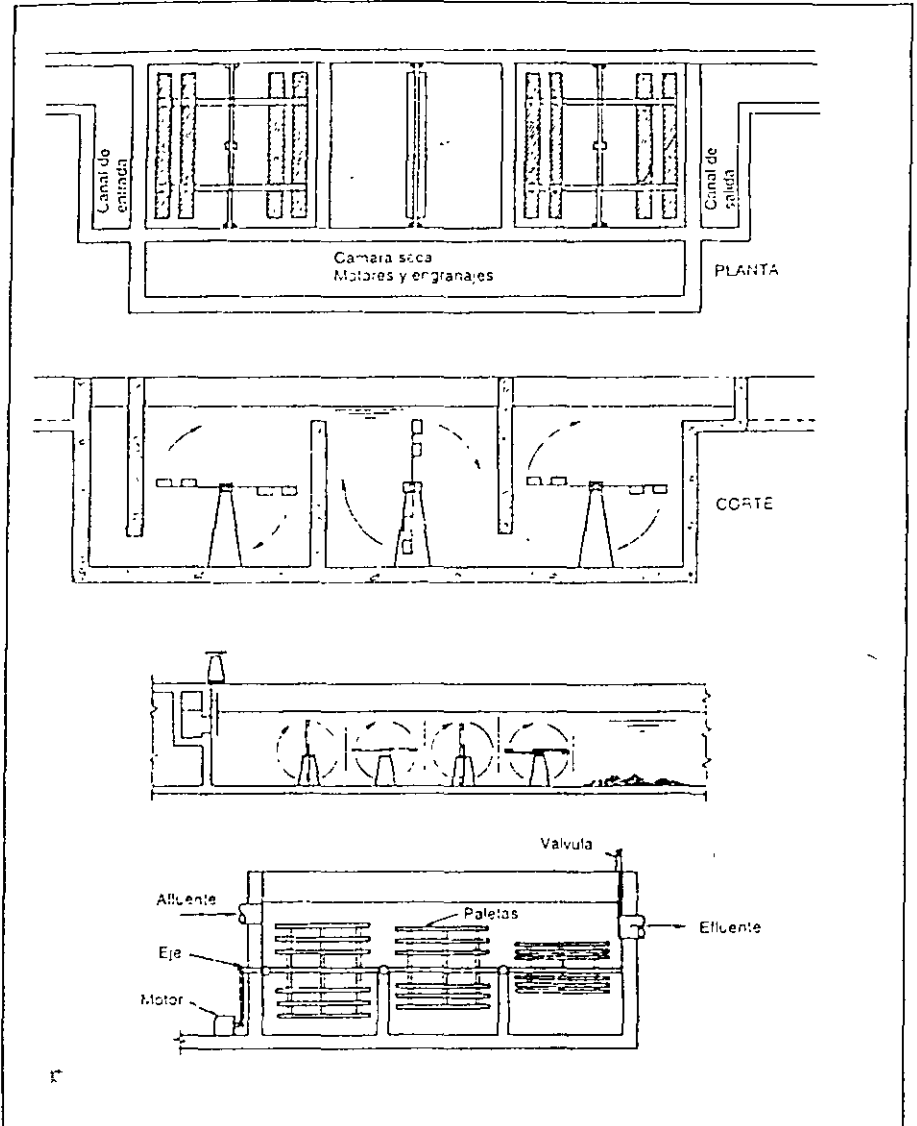


Figura 4.2 Floculadores de eje horizontal

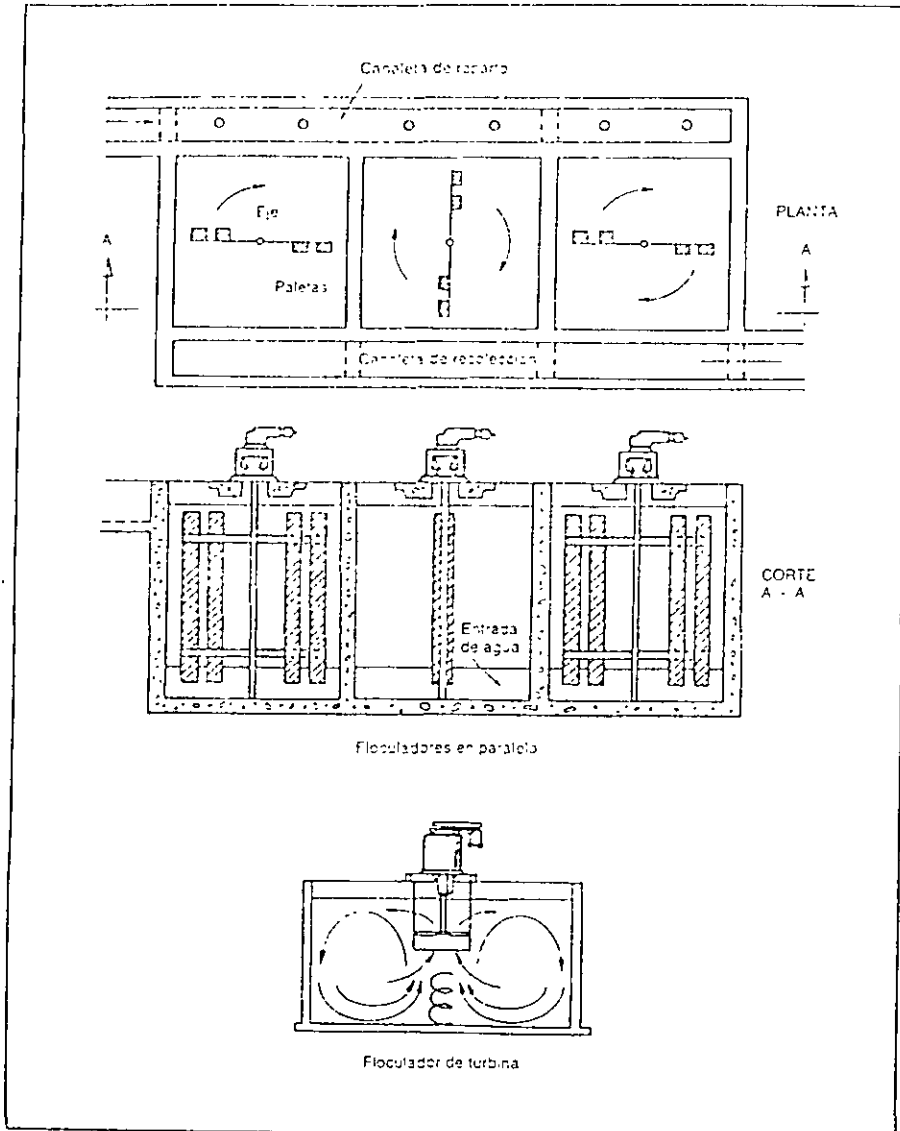


Figura 4.3 Floculadores de eje vertical

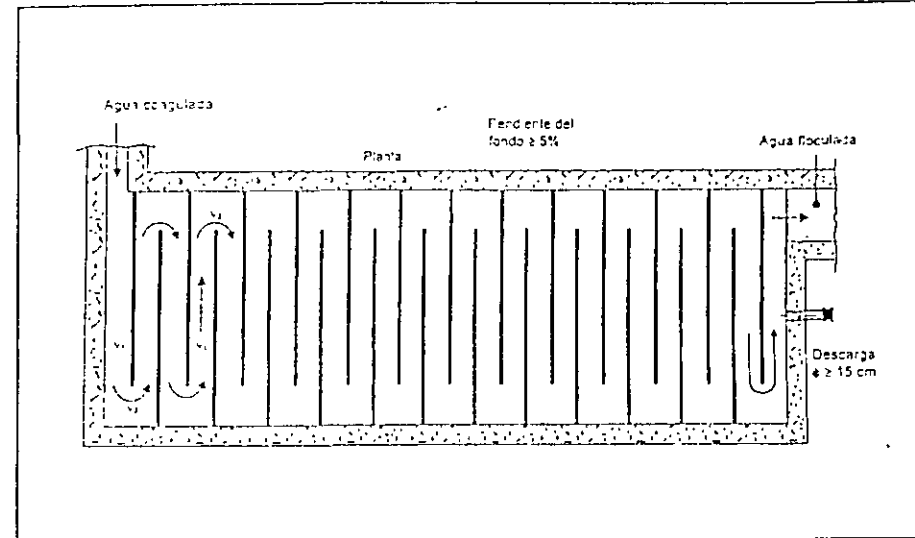


Figura 4.4 Floculador hidráulico de flujo horizontal

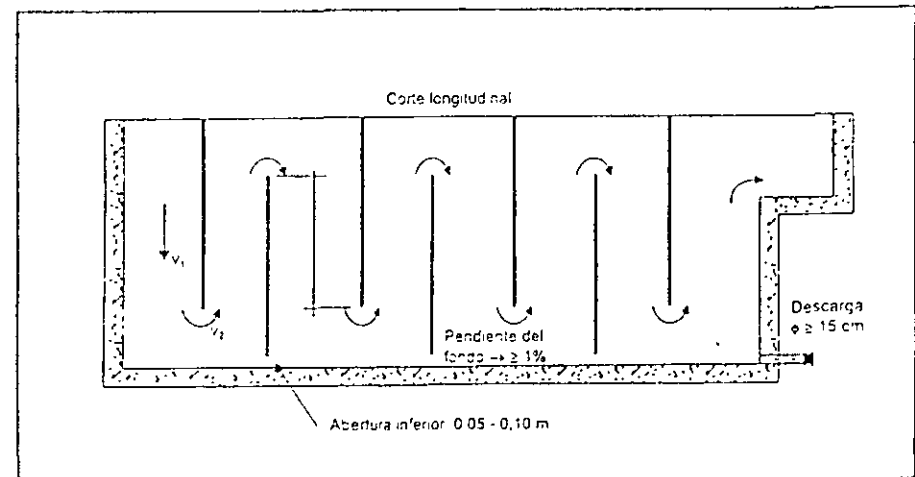


Figura 4.5 Floculador hidráulico de flujo vertical.

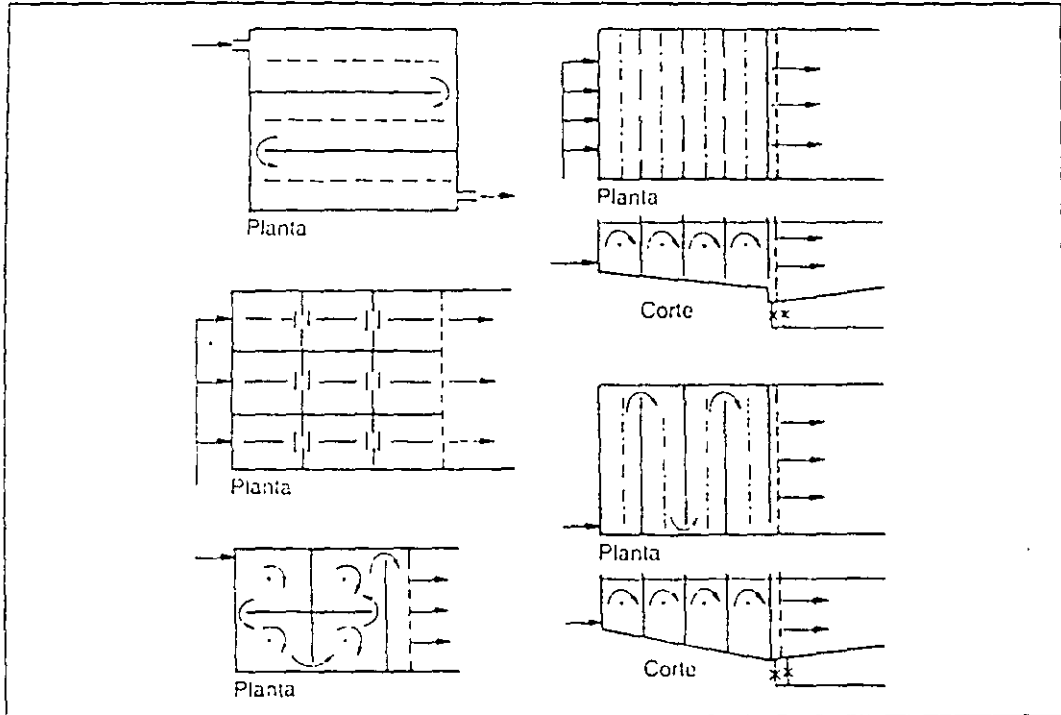


Figura 4.6 Esquemas de floculadores

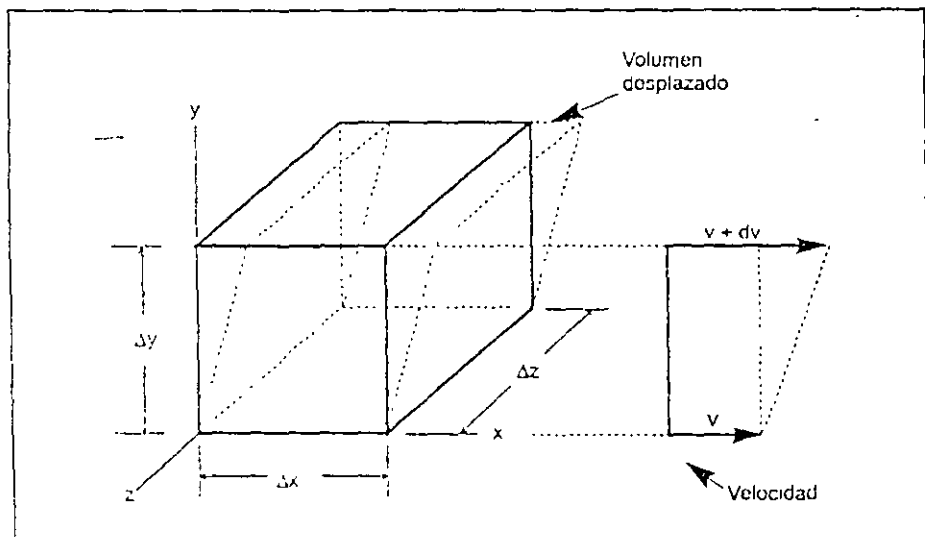


Figura 4.7 Elemento de fluido sometido a mezcla lenta

1. Floculadores hidráulicos.

Floculadores de tabiques

Los floculadores hidráulicos derivan su energía para la agitación de la masa líquida, de la carga de velocidad que el flujo adquiere al escurrir por un conducto.

Consisten en tanques provistos de pantallas entre las cuales el agua circula con una velocidad fina, produciendo cierta turbulencia en cada cambio de dirección del flujo.

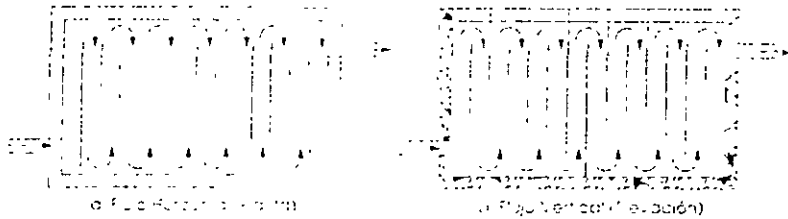


Fig. III-24 Floculadores hidráulicos de tabiques

Son de flujo horizontal y flujo vertical. En los primeros, el flujo va y viene alrededor de los tabiques haciendo un giro de 180 al final de cada uno. En los segundos, el flujo sube y baja en condiciones similares.

En ambos casos se produce una pérdida de carga h

- a. Por el cambio de dirección y turbulencia h'
- b. Por ensanchamiento y contracción de la sección h''
- c. Por la fricción en los tramos rectos h_2

La suma de estas pérdidas de carga constituyen la pérdida de carga total h .

En los floculadores de flujo horizontal $h' + h'' = h_1$ es proporcional a la carga de velocidad $v/2g$, así:

$$h_1 = kN \frac{v^2}{2g} \quad (III-37)$$

En donde,

k = constante empírica

N = número de tabiques

v = velocidad promedio del flujo = Q/A = gasto/sección transversal

Esta velocidad promedio suele variar entre 0.10 y 0.60 m/s. Algunos diseñadores suelen hacer dos o tres sectores, incrementando el espaciamiento de los tabiques para producir una alta velocidad al principio (0.30-0.60 m/s) y baja al final (0.10-0.20 m/s).

Las velocidades altas (0.60 m/s) pueden romper el floc. mientras que las bajas (0.10 m/s) permiten la sedimentación de los lodos. Cada agua de acuerdo con las fue que mantiene aglutinadas las partículas y los coagulantes que se usen, requiere un estudio especial al respecto.

El coeficiente k , es adimensional y varía en proporción directa con la pérdida de carga e inversa con el cuadrado de la velocidad

$$k = \frac{2g}{N} \frac{h_1}{v^2} \quad (III-38)$$

Suele tomarse $k = 3.5$ como valor promedio, pero en realidad varía entre 2 y 4 según la rugosidad de los tabiques, el espaciamiento entre el extremo de los tabiques y la pared, la temperatura, viscosidad del agua, la forma de la punta de los tabiques (redondeada o cuadrada), etc. De los estudios de Cordón y Samayoa se podría deducir que el valor más frecuente de k tiende hacia 3.0.

La pérdida h_2 se puede calcular con la fórmula de Manning. Así:

$$h_2 = sL = \left(\frac{v^n}{R^{2n}} \right)^2 L \quad (III-39)$$

Donde, s = pendiente del canal

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{\text{gasto}}{\text{sección transversal}}$$

$$R = \text{radio hidráulico} = \frac{A}{P} = \frac{\text{área}}{\text{perímetro mojado}} \quad (III-40)$$

Donde, n = coeficiente de Manning (puede tomarse 0.013 para superficies de cemento y 0.012 para asbesto-cemento).

La pérdida de carga h es la que predomina y puede representar hasta el 70% de la pérdida total.

Gradientes de velocidad en floculadores hidráulicos

La potencia disipada en floculadores hidráulicos se calcula como en el caso de los mezcladores hidráulicos. Así,

$$P = \frac{\gamma Q h_f}{V} \quad (III-41)$$

$$P = \gamma v \frac{h_f}{l} \quad (III-42)$$

Donde, l = longitud en la cual se produce la pérdida de carga h_f .

Como:

$$\frac{V}{Q} = t_s \quad P = \frac{\gamma h}{t_s} \quad (III-43)$$

Donde, t_s = tiempo nominal de detención

A partir de P se calcula G , así:

$$G = \left(\frac{gP}{\mu} \right)^{1/2} = \left(\frac{g \gamma h_f \gamma}{\mu l} \right)^{1/2} = \beta \left(\gamma v \frac{h_f}{l} \right) = \beta \left(\frac{\gamma h_f}{t_s} \right) \quad (III-44)$$

Donde, $\beta = (g / v)$

Estas ecuaciones se utilizan con el sistema sexagesimal (cm, g, s).

Como:

$$\mu = \nu\rho \quad \text{y} \quad \rho = \gamma/g \quad \text{luego} \quad \mu = \frac{\nu\gamma}{g}$$

En donde μ está expresado en g-masa/cm x s.

Por tanto:

$$G = \left(\frac{h}{v l} \right)^{1/2} \quad (III-44.a)$$

Esta ecuación debe utilizarse en el sistema técnico (m, kg, s) en donde $v = v \times 10^{-4}$, m/s

Generalmente G promedio en floculadores de pantallas varía entre 10 y 100 s⁻¹ y más frecuentemente entre 20 y 60 s⁻¹.

Debe notarse en la fórmula (III-42) que la potencia unitaria disipada y por tanto el gradiente de velocidad, dependen de la pendiente hidráulica h/l , o sea, que cuanto mayor pérdida de carga h_l se produzca en la distancia l , mayor gradiente de velocidad se consigue.

Las principales desventajas de este tipo de floculadores son:

- Se produce mucho más pérdida de carga y por tanto gradiente de velocidad en los giros de 180 del flujo que en los tramos rectos.
- Cuando los tabiques son fijos, la velocidad es constante para cada flujo. Si se quiere cambiar Q la velocidad v cambia también, pudiendo ser o muy alta o muy baja.

La figura III-25 aclara el primer punto. Se ve por ella que para una velocidad

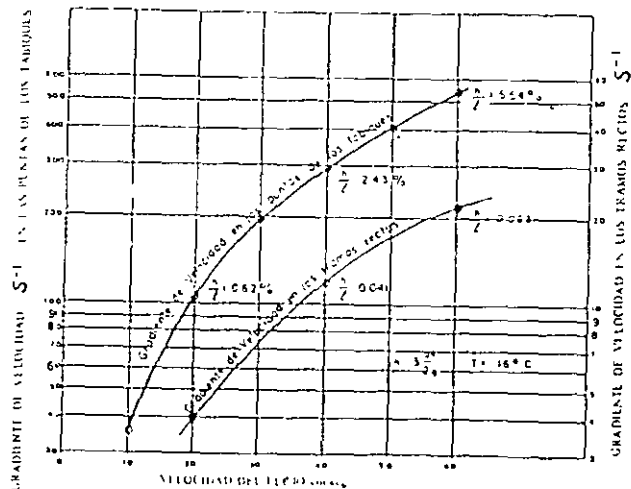


Fig. III-25. Gradiente de velocidad en floculadores de tabiques

de 60 cm/s por ejemplo, el gradiente de velocidad en los tramos rectos es de sólo 22 s⁻¹, mientras que en las puntas de los tabiques puede alcanzar hasta 600 s⁻¹ para una pendiente hidráulica del 5.51 %

Por tanto, es conveniente disminuir la velocidad del agua en los giros de 180 del flujo para evitar la ruptura del floc. Velocidades no mayores de 15 cm/s. son aconsejables. Por eso, tradicionalmente el espaciamiento entre el extremo del tabique y el muro se ha hecho igual a 1.5 veces la separación entre tabiques, pero tal regla no debe tomarse como absoluta.

La figura III-26 muestra la forma que adopta el gradiente de energía en floculadores de flujo horizontal

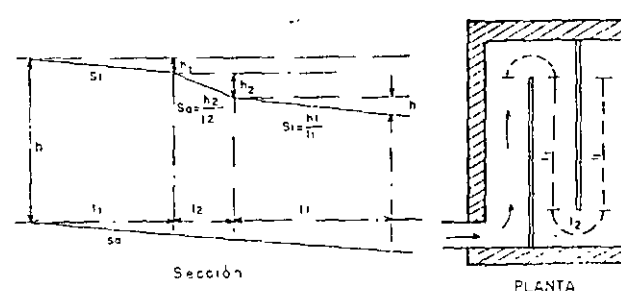


Fig. III-26. Gradiente de energía en mezcladores de flujo horizontal

La segunda dificultad en este tipo de floculadores es su falta de flexibilidad. Efectivamente habiendo una sección constante en los canales, no se puede variar el gasto de la planta sin que varíe la velocidad del flujo.

Por otra parte, la longitud del canal necesario y por tanto el número de tabiques es función de la velocidad del flujo y del tiempo de retención ($L = vt$) y no del gasto, el cual sólo determina la sección (ancho - profundidad) del canal. Véase la tabla III-8. Por tanto, si se quiere hacer dos floculadores en lugar de uno, se disminuye el espaciamiento entre tabiques y el tamaño de cada tanque, pero el número de tabiques se multiplica por dos, lo que puede aumentar el costo de construcción.

Tabla III-8. Longitud en mts de canal requerido en floculadores hidráulicos

Velocidad del flujo cm/s	Tiempo de detención, minutos			
	15	20	25	30
5	45	60	75	90
10	90	120	150	180
20	180	240	300	360
30	270	360	450	540
40	360	480	600	720
50	450	600	750	900
60	540	720	900	1080

Estas limitaciones de los floculadores hidráulicos hicieron que en países industrializados como los Estados Unidos, se prescindiera de ellos desde hace más de tres décadas, y se adoptaron, en cambio, los floculadores mecánicos.

Sin embargo, el floculador hidráulico tiene una serie de ventajas que no deben subestimarse

- a) No tienen corto circuitos, esto es, el flujo queda retenido durante un tiempo casi igual al período de detención nominal. En el capítulo IV se abordará más en este concepto
- b) No tiene partes móviles, de forma que su operación y mantenimiento son más simples que las de los equipos mecánicos
- c) Si bien, la pérdida de carga necesaria para producir un determinado gradiente de velocidad es mayor, no requiere consumo externo de energía, lo que es una considerable ventaja cuando el flujo llega por gravedad a la planta

Esto hace especialmente atractivos a los floculadores hidráulicos en países no industrializados, sobre todo si se modifica el diseño para salvar algunas de las dificultades que se presentan

En primer lugar, la velocidad puede hacerse baja (0.15 - 0.20 m/s) confiando en el alto gradiente que se produce en las puntas de los tabiques, con lo cual se disminuye la longitud de canal requerida. El tiempo de detención puede hacerse por la misma razón igual al resto, o en la prueba de jarras, ya que no se presentan cortocircuitos

Ejemplo La planta de tratamiento de una población se ha diseñado con una capacidad promedio de 36 l/s. Se ha proyectado un floculador de tabiques móviles con un período de detención total de 19 minutos. Se han considerado dos zonas, a) $t_2 = 9$ minutos, $v = 0.21$ m/s, b) $t_0 = 10$ minutos, $v = 0.14$ m/s. La temperatura es de 20C y $\mu = 0.01$ g-masa/cm-s

De acuerdo con esto las longitudes de los canales serán,

$$L_1 = 0.21 \times 9 \times 60 = 113.4 \text{ m}$$

$$L_2 = 0.14 \times 10 \times 60 = 84 \text{ m}$$

Secciones del canal $A = Q/v$

$$A_1 = \frac{0.036}{0.21} = 0.171 \text{ m}^2 \quad A_2 = \frac{0.036}{0.14} = 0.257 \text{ m}^2$$

Usando tabiques planos de asbesto-cemento de 1.20 x 2.40 con borde libre de 0.10 m la profundidad de los canales será 1.10 m. Los espaciamientos serán por tanto,

$$a_1 = \frac{0.171}{1.10} = 0.156 \text{ m} \quad a_2 = \frac{0.257}{1.10} = 0.234 \text{ m}$$

Los espaciamientos entre la punta del tabique y la pared serán

$$1.5 \times 0.156 = 0.234 \text{ m}$$

$$1.5 \times 0.234 = 0.351 \text{ m}$$

Por tanto, el ancho del tanque será

$$l_1 = 2.40 + 0.234 = 2.63 \text{ m}$$

$$l_2 = 2.40 + 0.351 = 2.75 \text{ m}$$

$$1^{\text{er}} \text{ Tramo } N_1 = \frac{113.4}{2.63} = 43 \quad 43 \times 0.156 = 6.70 \text{ m de largo}$$

$$2^{\text{do}} \text{ Tramo } N_2 = \frac{84}{2.75} = 30 \quad 30 \times 0.234 = 7.02 \text{ m de largo}$$

Incluyendo el espesor de los tabiques (1 cm), las dimensiones del tanque de floculación serán, 15.20 m de largo dividido en dos secciones de 7.13, 7.32 m cada una; 1.40 m de profundidad y 2.63, 2.75 m de ancho cada sección

Los valores de las pérdidas de carga se calculan en la tabla siguiente

Tramo	Vel.	$h_f = 3Nv^2/2g$	A	P	$R^{-2.48}$	S	$SL = h_2$	$h_f = h_1 + h_2$
	cm/s		m ²	m	m		cm	cm
1	21	29.0	0.171	2.356	0.174	2.46×10^{-4}	2.79	21.79
2	14	9.0	0.257	2.434	0.223	6.66×10^{-5}	0.56	9.56

La potencia disipada en g-cm/cm/s se calcula con la fórmula III-43 así,

$$P_1 = \frac{31.79}{9 \times 60} = 58.87 \times 10^{-3} \quad P_2 = \frac{9.56}{10 \times 60} = 15.93 \times 10^{-3}$$

Los gradientes se calculan con la fórmula III-44 así:

$$G_1 = \left(\frac{981 \times 58.87 \times 10^{-3}}{0.01} \right)^{1/2} = 76.1 \text{ s}^{-1}$$

$$G_2 = \left(\frac{981 \times 15.93 \times 10^{-3}}{0.01} \right)^{1/2} = 39.5 \text{ s}^{-1}$$

Floculadores hidráulicos de flujo vertical

Este tipo de floculador es mas compacto que el de flujo horizontal, pues puede hacerse más profundo (2.0 a 3.0 m) y por tanto requieren menor área superficial. Su principal problema consiste en la acumulación de lodos en la parte inferior de los compartimientos, los cuales son difíciles de extraer. En Brasil, para solucionar este problema, se deja en la base de cada tabique que llegue hasta el fondo, una abertura con un área equivalente al 5% del área horizontal de cada compartimiento.

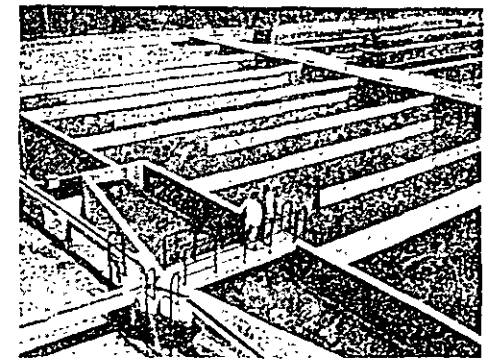


Fig. III.27. Fotografía de un floculador de tabique

En esta forma se permite que el flujo se divida, y mientras la mayor parte asciende, una pequeña proporción pase directamente por el fondo, creando una turbulencia adicional e impidiendo la acumulación de sedimentación como lo muestra la figura III.28. Se usa para plantas relativamente grandes (mayores de 50 l/s). En plantas pequeñas por razones estructurales es preferible el de flujo horizontal.

En los floculadores de flujo vertical el paso del flujo por se determina considerandolo como un vertedero rectangular, de pared delgada. Se determina el ancho de la boca y sin contracciones laterales.

El paso por abajo como un orificio ahogado. A esto hay que agregarle las pérdidas por cambio de dirección del flujo.

Existen dos gradientes de velocidad que se pueden calcular: El gradiente puntual en los cambios de dirección del flujo o en las constricciones y el gradiente promedio en el sistema

Desde el punto de vista del proceso, lo que más interesa es el gradiente del sistema, que se determina por la diferencia de nivel entre la entrada al reactor y la salida del mismo. El gradiente puntual solo interesa para verificar que no es tan alto que pueda romper el floc

La secuencia de cálculo para determinar las dimensiones de un floculador de flujo vertical es como sigue

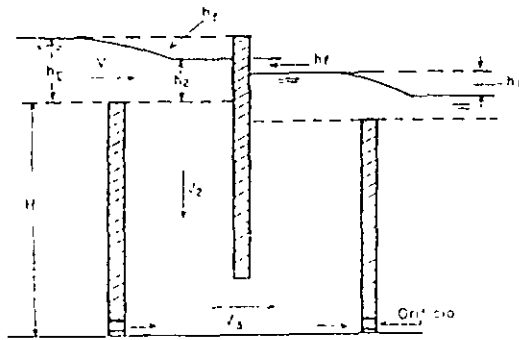


Fig. III-28 Floculador de flujo vertical

a. Para los pasos superiores

1. La pérdida de carga en el sistema se halla a partir de la ecuación III-44 a, despejando h_f en ella.

$$h_f = \frac{Q^2 v t_0}{g} \quad (III.45)$$

2. El número de compartimentos o tabiques es.

$$n = \frac{V_1 t_0}{H} \quad (III.46)$$

En donde H es la profundidad del agua en el floculador, la cual debe adoptarse como dato del problema así como la velocidad del flujo v y el tiempo de detención t_0 .

3. La pérdida de carga en cada tabique es:

$$h_f = \frac{h_f}{n} \quad (III.47)$$

4. Dándole un valor tentativo a h_1 se puede calcular h_2 así:

$$h_2 = h_1 - h_f$$

5. Tomando el cociente de h_2/h_1 se puede entrar a la tabla III-9 y obtener el coeficiente de sumergencia para poder calcular el gasto unitario por metro de vertedero para $b = ancho = 1$. Así:

$$q = 1.84 \alpha b_1 \quad (III.48)$$

6. Conocido q , b se puede calcular así:

$$b = \frac{Q}{q} \quad (III.49)$$

En donde,

Q = gasto total con que se quiere calcular el floculador

q = gasto unitario para $b = 1$

Se debe proceder por tanteos hasta obtener las dimensiones buscadas.

b. Para los pasos inferiores se utiliza la ecuación

$$A = \frac{Q}{\sqrt{Cd^2 2g h_1}} \quad (III.50)$$

En donde Cd = coeficiente del orificio.

Obtenida el área, A , del orificio inferior y conocido, b , el ancho del tanque, se puede saber la altura, "a", del orificio así:

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

Tabla III.9. Valores de α

h_2/h_1	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	1.000	1.004	1.006	1.006	1.007	1.007	1.006	1.006	1.006	1.005
0.1	1.005	1.003	1.002	1.000	0.998	0.996	0.994	0.992	0.989	0.987
0.2	0.985	0.982	0.980	0.977	0.975	0.972	0.970	0.967	0.964	0.961
0.3	0.959	0.952	0.953	0.950	0.917	0.944	0.911	0.938	0.935	0.932
0.4	0.929	0.926	0.922	0.919	0.915	0.912	0.908	0.904	0.900	0.896
0.5	0.892	0.888	0.884	0.880	0.875	0.871	0.866	0.861	0.856	0.851
0.6	0.846	0.841	0.836	0.830	0.824	0.818	0.813	0.806	0.800	0.794
0.7	0.787	0.780	0.773	0.766	0.758	0.750	0.742	0.732	0.723	0.714
0.8	0.703	0.692	0.681	0.669	0.656	0.644	0.631	0.618	0.604	0.590
0.9	0.574	0.557	0.539	0.520	0.498	0.471	0.441	0.402	0.352	0.275

Los valores de α correspondientes a una relación h_2/h_1 menor de 0.2 y mayor de 0.8 pueden considerarse inciertos por ser estados de transición

El gradiente de velocidad en el orificio se calcula así:

$$G = \sqrt{\frac{f v^3}{8 R_H v}} \quad (III.51)$$

En donde,

$$f = 0.01 a 0.03$$

R = radio medio hidráulico A/P.

Respecto a este tipo de floculador cabe observar que:

- La altura de los tabiques que dan paso al agua por encima y actúan por tanto como vertederos ahogados deben ir disminuyendo de alto en un valor h_1 , a fin de mantener el tirante h constante. De lo contrario los primeros tabiques producirían un gradiente menor que los últimos en contra de la práctica corriente.
- Con aguas moderadamente turbias o turbias (en especial con areniscos) se pueden presentar depósitos de lodos en el fondo del tanque de difícil remoción. Conviene, por eso, como se dijo antes, dejar un orificio a ras del piso en los tabiques que bajan hasta él, que permitan un flujo máximo del 5%. Tales orificios deben quedar en posición alternada para evitar cortocircuitos.
- Los tabiques deben construirse con material que pueda resistir la presión del agua por una sola cara. Por esta razón no se recomienda el uso de placas de asbesto-cemento.
- Debe dejarse drenaje para cada cámara (individual o con múltiple).

Ejemplo de cálculo

Diseñar un floculador hidráulico de flujo vertical con las siguientes características:

$$Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$t = 20 \text{ min}$$

$$v_1 = 0.15 \text{ m/s}$$

$$G(\text{promedio}) = 40 \text{ s}^{-1}$$

$$\mu = 1.01 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} \text{ (Sistema Técnico)}$$

$$H = 4.20 \text{ m}$$

$$Cd = 0.7$$

Respuesta.

1. Pérdida total:

$$h_0 = 40^2 \cdot 1.01 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot \frac{0.7}{9.81} = 0.198 \text{ m}$$

2. Número de tabiques:

$$n = \frac{0.15 \times 1200}{4.20} = 13 \text{ tabiques}$$

3. Pérdida por tabique (incluye cambios de dirección):

$$h_1 = \frac{0.198}{43} = 0.0046 \text{ m}$$

4. Pasos superiores:

Aumentando para h_1 un valor de 0.30 m

$$h_2 = 0.30 + 0.0046 = 0.2954 \text{ m}$$

$$\frac{h_2}{h_1} = 0.9846$$

Por tanto de acuerdo con la tabla III-9

$$\alpha = 0.352$$

Gasto unitario, $q = 1.84 \times 0.352 \times 0.30 = 0.194 \text{ m}^3/\text{s por ml}$

Ancho

$$b = \frac{0.5}{0.194} = 2.58 \text{ m}$$

Espaciamiento entre tabiques

$$e = \frac{Q}{b \cdot v_1} = \frac{0.5}{(2.58)(0.15)} = 1.29 \text{ m}$$

5. Pasos inferiores

Área de paso

$$A = \frac{0.5}{\sqrt{0.7^2 \times 2 \times 9.81 \times 0.0046}} = 2.377 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura del orificio inferior, } a = \frac{2.377}{2.58} = 0.92 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad en el orificio, } v_1 = \frac{0.5}{0.92 \times 2.58} = 0.21 \text{ m/s}$$

Debe observarse que dada la gran sumergencia de los vertederos ahogados superiores, siempre mayor de 0.80, el gasto calculado no es muy exacto.

6. Gradiente de velocidad en el orificio, según III-51:

$$G = \sqrt{\frac{0.04 \times 0.21^3}{8 \times 0.34 \times 1.01 \times 10^{-6}}} = 11.6 \text{ s}^{-1}$$

Este gradiente tomado con el coeficiente f máximo no tiene por que producir rotura del floc pues es bajo.

En la práctica los floculadores se calculan con dos o tres secciones cada una con un gradiente menor que la que la precede.

Floculador Alabama

Una variante del floculador anterior es el tipo Alabama con el cual cada cámara lleva un codo que impulsa el agua hacia arriba, como indica la figura III-29 y la vuelve a tomar en el fondo. Los codos se colocan en forma alternada: el anterior en el lado derecho de la cámara y el que le sigue en el lado izquierdo para evitar corto circuitos.

En realidad es un floculador de flujo vertical sin tabiques y vertederos y puede calcularse de esa manera.

Deben hacerse un mínimo de nueve cámaras pero es preferible hacer doce o más cuyo volumen sumado corresponda al volumen del tiempo de detención total que se necesite. En los codos la velocidad debe estar entre 0.1 a 20 m/s, para evitar rotura del floc. En el extremo de los codos se coloca una placa de orificio que pueda ser cambiado por otra a voluntad a fin de modificar el gradiente. La

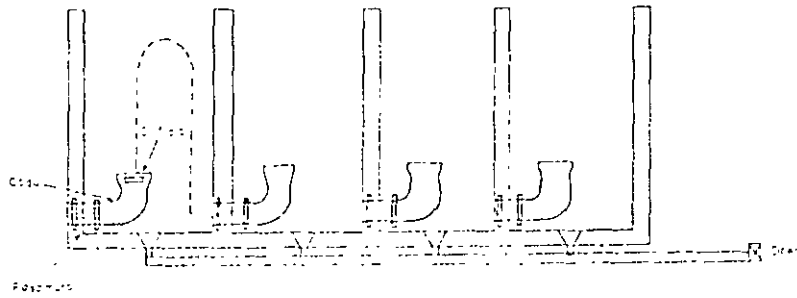


Fig. III.29. Floculador tipo Albama

pérdida de carga en los codos se puede calcular con las fórmulas corrientes y el gradiente de velocidad dada anteriormente, así

$$G = \sqrt{\frac{g \cdot h}{\nu \cdot t_2}} \quad (\text{III } 52)$$

En donde,

g = aceleración de la gravedad

h = pérdida de carga en el pasamuro, codo y orificio

ν = viscosidad cinemática en sistema sexagesimal

t_2 = período de detención de la cámara

Se parte aquí del principio de que la energía para producir turbulencia en cada cámara es la inducida por la pérdida de carga en el pasamuro, codo y orificio.

Cabe observar que cada cámara debe dejársele un desagüe por el fondo conectado a un múltiple, para extracción de lodos.

Ejemplo de cálculo

Se quiere calcular un floculador para 12.5 l/s. con 9 cámaras y 25 min. de período de detención. Diámetro del orificio 6" y del tubo 8". Temperatura 20°C ($\nu = 1.01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.)

Solución

Volumen total: $0.0125 \times 25 \times 60 = 18.75 \text{ m}^3$.

Profundidad seleccionada: 2.60 m.

Se adoptan 9 celdas de $0.90 \times 0.90 \times 2.60 = 2.106 \text{ m}^3$.

Diámetro tubo 8"

Período de detención por cámara: $25 \times 60 / 9 = 166.6 \text{ s}$.

Pérdidas de carga: en pasamuro:

$$h'_1 = \frac{Q^2}{19.6 \text{ Cd}^2 A^2} = \frac{(0.0125)^2}{19.6 \times (0.8)^2 \times (0.03242)^2} = 0.012 \text{ m}$$

en codo:

$$h''_1 = 0.4 \frac{v^2}{2g} = 0.40 \frac{(0.386)^2}{19.6} = 0.003 \text{ m}$$

en el orificio.

$$h'''_1 = \frac{(0.0125)^2}{19.6 \times (0.65)^2 \times (0.0182)^2} = 0.057 \text{ m}$$

Pérdida de carga por cámara: $0.012 + 0.003 + 0.057 = 0.072 \text{ m}$

Pérdida de carga en las 9 cámaras: $9 \times 0.072 = 0.648 \text{ m}$

Gradiente de velocidad en el paso entre cámaras:

$$G = \sqrt{(9.81) \frac{(0.072)}{(1.01) (10^{-6}) (166.6)}} = 64.78 \text{ s}^{-1}$$

Floculadores de flujo helicoidal (Cox)

Los floculadores de flujo helicoidal consisten en una serie de cámaras (más de seis y preferiblemente ocho a doce) en las cuales el agua entra por el fondo en la esquina de la celda y sale por encima en la esquina opuesta, de forma que se induce un movimiento rotacional del agua que crea un vórtice amplio, cuyo centro se desplaza frecuentemente de un lugar a otro propiciando así el desarrollo de vórtices menores.

Este tipo de floculador es de utilidad en los casos en que se requiera bajo gradiente de velocidad pero las turbiedades sean moderadas y no contengan partículas pesadas. La colocación de las aberturas en las cámaras debe hacerse en forma cuidadosa para que el agua adquiera el movimiento rotatorio que se busca como indica la figura. La formación de vórtices está influida por las fuerzas de Coriolis.

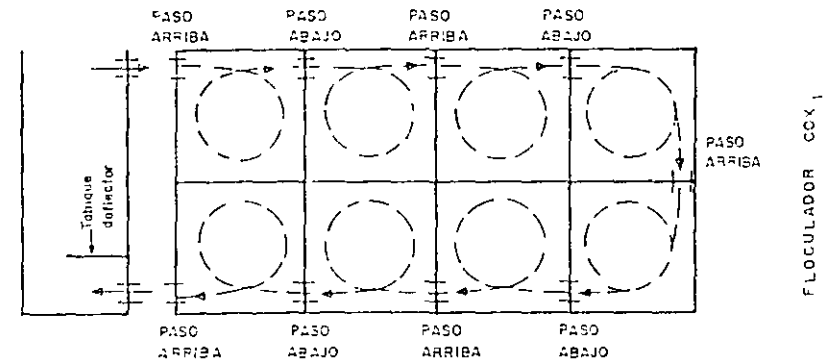


Fig. III.30. Floculador Cox

En el hemisferio sur tienden a girar en el sentido de las manecillas del reloj y en el norte en sentido opuesto. Aunque no es esencial vale la pena tener en cuenta este punto. Las celdas deben ser cuadradas y la relación: lado a profundidad, debe

ser como mínimo 1 a 1.2 pero preferiblemente 1 a 2. El cálculo del volumen del floculador se hace dividiendo el tiempo de retención necesario por el número de cámaras.

El cálculo del gradiente de velocidad se lo hace con las ecuaciones dadas para floculador hidráulico o sea la (III-44). Las pérdidas de carga en las aberturas se determinan como orificios cuadrados de pared gruesa. Las pérdidas de carga total es la sumación de las pérdidas de carga parciales. Estas se pueden considerar (en forma por demás aproximada) como la energía necesaria para inducir el vórtice y por tanto con ellas se puede calcular el gradiente de velocidad en cada celda.

A fin de poder variar dicho gradiente, conviene introducir en las aberturas compuertas de muy simple diseño que puedan accionarse desde arriba (comúnmente marcos metálicos con una hoja adentro, accionable con una manija). Para evitar posibles cortocircuitos se podría introducir pantallas horizontales delgadas que cubran el 30% del área superficial colocadas en tal posición que impidan posibles cortocircuitos entre las aberturas bajas y altas de la misma cámara. Debe además dejarse una salida para evacuación de lodos en cada celda conectado a un múltiple.

Ejemplo de cálculo

Se quiere diseñar un floculador Cox para $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ con un periodo de detención de 25 min y gradientes de velocidad de $15, 25$ y 44 s^{-1} .

Solución:

Para $0.3 \text{ m}^3/\text{s} = 18.0 \text{ m}^3/\text{min}$, el volumen requerido es $25 \times 18 = 450 \text{ m}^3$.

Suponiendo 8 cámaras cada una tendrá 56.25 m^3 . Para una profundidad útil de 4.30 m , el área de la cámara es 13.08 m^2 y el lado 3.61 m . El gradiente de velocidad en las aberturas (que se supone igual a la de la cámara) se calcula así en el sistema técnico.

$$G = \sqrt{\frac{fv^3}{8R_H\nu}}$$

En donde,

f = coeficiente

v = velocidad del flujo en la abertura

R = radio medio hidráulico A/P

ν = viscosidad cinemática

Para $f = 0.017$ y $\nu = 1.01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (a 20°C), si la abertura tiene $1.0 \times 1.0 \text{ m}$, el radio medio hidráulico, R , será igual a $1.0/4 = 0.25$ y el $G = 15.0 \text{ s}^{-1}$.

La pérdida de carga será:

$$h = \frac{Q^2}{2gC^2A^2} = \frac{(0.3)^2}{19.6 \cdot (0.74)^2 \cdot (1.0)^2} = 0.008 \text{ m}$$

En forma similar se pueden hallar las pérdidas y los gradientes para otros valores menores así:

P	75×1.0	$G = 25.1 \text{ s}^{-1}$	y	$h = 0.015 \text{ m}$.
P	55×1.0	$G = 44 \text{ s}^{-1}$	y	$h = 0.028 \text{ m}$.

Sistemas experimentales de floculación hidráulica.

Utilizando los conceptos sobre microturbulencia en floculación presentados en el capítulo II, es posible construir floculadores que, a igualdad de condiciones, produzcan los mismos resultados que los convencionales pero en un tiempo mucho mas corto. Experimentalmente se han usado los siguientes métodos:

1. Lechos porosos:

- de piedra
- de material plástico

2. Mallas:

- fijas
- rotatorias
- recíprocantes

Floculador de lechos porosos

Consisten en lechos de piedra de $1/2''$ a $3/4''$, o $3/4''$ a $1''$ o $1''$ a $1''$ o una combinación de los tres tamaños colocados en una caja que pueda drenarse por el fondo, en donde el flujo asciende y se recoge en la parte superior para pasarlo a los decantadores. El periodo de detención con que trabajan estos floculadores es muy corto de 3 a 5 min, debido tanto a la microturbulencia como a la gran concentración de partículas que se deposita entre los poros de las gravas, lo que facilita los contactos. Quizás por esto, en los estudios realizados por González y Ortiz (1984) se observó que la eficiencia de la floculación mejoraba progresivamente. Sin embargo, a medida que pasa el tiempo se nota un aumento de la pérdida de carga debido a la colmatación del medio poroso.

Entre mayor fue la rata de flujo con que se operó (de 100 a $419 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$) mayor fue la rata de colmatación, que alcanzó valores hasta de 0.20 m . en 55 horas.

Por tanto este tipo de floculadores deben limpiarse periódicamente, lo que constituye su principal inconveniente. Podrían proyectarse, por eso, con la misma disposición de los filtros de lavado mutuo, pero tal cosa no se ha intentado hasta el momento.

Richter (1988) consideró que el valor que determina la eficiencia es la constante de Camp, Gt . Valores de Gt del orden de 14.000 a 16.000 parecen dar los mejores resultados mientras que valores bajos inferiores a 10.000 son poco aceptables.

En los estudios antes citados se trabajó con Gt de alrededor de 8000 y eficiencias inferiores a los de la prueba de jarras, lo que parece confirmar este acerto.

El gradiente se puede calcular con la ecuación:

$$G = \frac{g \nu h_i}{\nu L} \quad (III.53)$$

En donde,

ν = velocidad frontal (Q/A)

L = altura del lecho de gravas

h = pérdida de carga en el lecho limpio que se puede calcular, como lo sugiere Richter (1981), con la ecuación de Forchheimer:

$$h = a\nu + b\nu^2$$

En donde a y b = coeficientes que se calculan así:

$$a = \frac{0.162 (1 - p_2)^2}{C_e D_c p_2} \quad (III.54)$$

$$b = \frac{0.081 (1 - p)^2}{C_e D_c p_2} \quad (III.55)$$

En donde,

p_2 = porosidad del lecho limpio

C_e = coeficiente de esfericidad

D_c = diámetro de la partícula

Esta ecuación se puede utilizar solo para flujo transicional y turbulento pero no para flujo laminar, el cual se presenta cuando el número de Reynolds, expresado como.

$$N = \frac{v D_c}{\nu} \quad (III.56)$$

es mayor de 6, según Camp.

Puede observarse que para partícula entre 1.25 y 3.75 cm y velocidades mayores de 0.07 cm/s. es siempre mayor de 6 y no hay flujo laminar, por lo que se puede utilizar la ecuación de Forchheimer.

El tiempo de detención teórico se determina así.

$$t_2 = \frac{L p_2}{v}$$

Esféricidades y porosidades de gravas

Clase	Esféricidad	Porosidad P_0
Esféricas	1.0	0.38
Redondeadas	0.98	0.38
Desagastadas	0.94	0.39
Quebradas	0.81	0.40
Angulares	0.78	0.43
Trituradas	0.70	0.48

Huelga advertir que este tipo de floculador poroso es aún experimental y su uso no se recomienda sino en estaciones pequeñas con carácter tentativo mientras se gana mejor conocimiento sobre la materia.

En los ensayos realizados por González y Ortiz (1984) con tres diferentes lechos de grava (1" 1/2 - 1", 1" - 3/4", 3/4" - 1/2") se ve con claridad que cuando trabajan con velocidades bajas de 100 a 300 m³/m²/d las pérdidas de carga después de 50 horas eran relativamente bajas inferiores a 0.1 m. En cambio cuando trabajaban con altas velocidades (300 a 500 m³/m²/d) las pérdidas se incrementaban con rapidez hasta llegar a 0.40 m en las 50 horas. Por otra parte las pérdidas presentan una forma escalonada, como si el lecho se estuviera limpiando y volviendo a colmatar. La eficiencia del proceso mejora en cambio siempre con el

tiempo. De aquí se deduce que es necesario hacer una limpieza periódica del lecho igual que en los filtros. El tiempo de detención varió de 1.5 min a 10 min, pero no parece que aumente la eficiencia al incrementarse este parámetro. Tiempos de 3 minutos dan así tan buenos resultados como 10 min. La mayor dificultad de estas unidades es encontrar una manera práctica y eficiente de lavarlas.

CANAL DE DISTRIBUCION DE AGUA FLOCULADA.

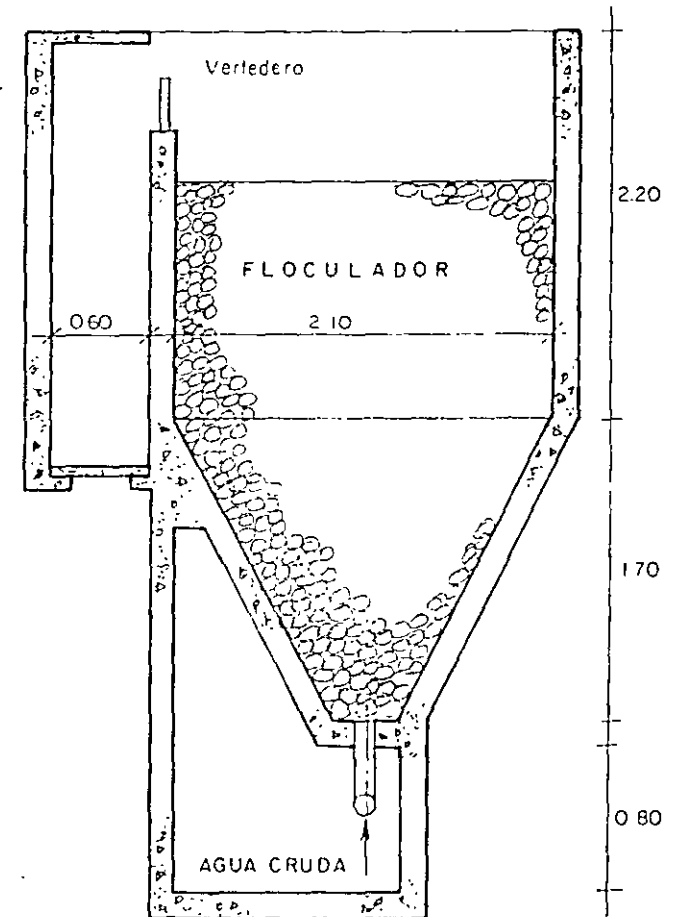


Fig. III.31. Floculador medio poroso (Tomado de Richier)

Como una aproximación a la solución de ese problema, algunas firmas comerciales norteamericanas están en el momento vendiendo plantas de filtración que incluyen como único pretratamiento, un prefiltro en material plástico granular (esferas de unos 2 a 3 mm de diámetro) de baja densidad, por entre el cual el agua cruda con los coagulantes es obligada a subir, antes de caer a los filtros descendentes de arena y antracita de tipo convencional. Los granos son retenidos en la parte superior por una malla más fina que ellos, que evita que sean arrastrados por el flujo. Con el transcurrir del tiempo, este prefiltro se colmata y aumenta la pérdida de carga, para lavarlo se inyecta aire en él, con lo que el lecho se expande totalmente y permite que los granos liberen las partículas capturadas. Al suspender el flujo del aire el lecho se vuelve a compactar en la parte superior contra la malla y el proceso puede continuar. Durante la operación de lavado el agua proveniente del prefiltro se lleva al desagüe sin pasar por los filtros descendentes cuya operación se suspende.

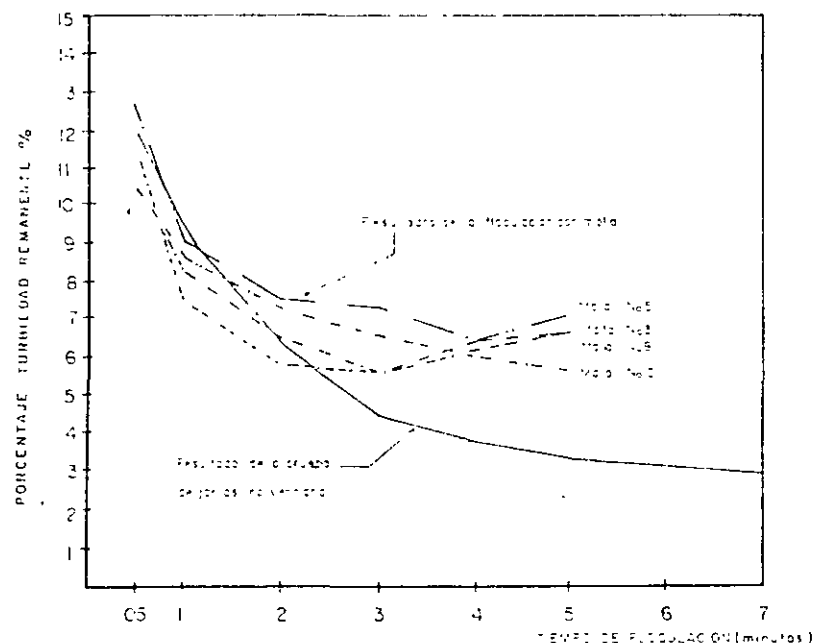


Fig. III-32. Resultados de la floculación con mallas según Guerrero y Salazar

1. Floculadores de mallas

Propuestos inicialmente por Riddick en 1969, los floculadores de mallas se han utilizado muy poco en la práctica debido a la carencia de un adecuado soporte científico que permitiera su desarrollo. En 1982 Snel y Arboleda presentaron los conceptos básicos sobre su funcionamiento y desde entonces se han realizado diversas investigaciones tanto por los autores antes citados, como C. Richter (1983), Ruiz (1984), Guerrero y Salazar (1986), Castrillón, López y Sánchez (1985), Cassón y Lawler (1990) y otros.

El floculador de mallas hace uso del concepto de la microturbulencia que se aplica al de piedras, con la ventaja sobre él de que no sufre obstrucciones y permite regular en forma más precisa las escalas de la turbulencia creada. Tiene la desventaja, por otro lado, de que no concentra las partículas por flocular como lo hace aquel.

Al tratar de aplicar la teoría desarrollada por Snel y Arboleda, Ruiz y colaboradores (1982) encontraron baja eficiencia para velocidades entre 1.25 y 7.5 cm/s. Ellos usaron mallas fijas espaciadas a 6 y 12 cm con aberturas entre hilos de 1.6 a 1.0 mm, colocadas en un largo canal metálico de 19.3 m y una sección de 0.25 x 0.25 m. Obtuvieron los mejores resultados con una velocidad de flujo de 2.5 cm/s y un espaciamiento de 6 cm entre mallas. Por ser mallas finas, con frecuencia se obstruían con partículas flotantes. El tiempo de detención fue de 5.0 minutos. Richter obtuvo buenos resultados introduciendo mallas rotatorias en el floculador de tabiques de flujo horizontal de Toledo (Brasil). Inicialmente existen dos cámaras con agitadores mecánicos ($G = 50 \text{ s}^{-1}$, $t = 11 \text{ min}$) y luego viene el floculador con mallas ($t = 14 \text{ min}$) en los que el flujo pasa con una velocidad de 7.5 cm/s. El espesor de los hilos es de 2.5 mm, al comienzo y 1.5 mm, al final. La separación entre hilos es de 2.5 cm. El único inconveniente encontrado han sido depósitos de floc en los canales.

Guerrero y Salazar (1986), utilizaron para sus experiencias un sistema de pruebas de jarras con agitadores de movimiento recíprocamente, constituidos por conjuntos de mallas (de una a 21 unidades) separadas entre sí 2.0 a 4.5 cm., que subían y bajaban por medio de un balanceo dentro de una jarra de acrílico cuadrada de 2.0 l de capacidad. Las mallas tenían distintas configuraciones.

Malla No	Separación entre hilos mm	Diámetro del hilo mm	Espacios por pulgada cuadrada
5	7	0.7	3
5	4.5	0.5	5
8	2.6	0.3	8
12	1.6	0.25	12

Se utilizaron velocidades de desplazamiento entre 3 y 16 cm/s. Como pruebas testigos se realizaron ensayos de jarras convencionales. Al comparar estos con los resultados obtenidos (véase Fig. III-32) se ve claramente que la velocidad de aglutinación de partículas durante los primeros 1 a 2 minutos de agitación es definitivamente mayor en las mallas que en la floculación tradicional, pero al continuar el proceso, el floc parece romperse y los resultados deteriorarse.

Resultados muy similares a los anteriores fueron obtenidos por Castrillón, López y Sánchez (1985). Los experimentos los realizaron en jarras cuadradas de acrílico como las que se describen en el capítulo IV, en las que las paletas planas fueron reemplazadas por paletas con mallas, pero que tenían movimiento rotatorio en lugar de recíprocamente. Se compararon las pruebas convencionales con las hechas con las mallas.

En todos los ensayos realizados, se ve en forma patente, que el proceso de aglutinación de partículas, es mucho más rápido en los reactores con mallas que en los que tienen paletas planas, pero que la remoción de turbiedad tiene un límite (inferior al del sistema normal).

De la discusión presentada se puede concluir, mientras se obtenga mayor información, que aparentemente el sistema como se induce, al aumentar la velocidad en los floculadores actuales es ineficiente, ya que la mayor cantidad de

la energía introducida se utiliza en producir vórtices de amplia escala, cuando solo los vórtices de pequeña escala tienen influencia en la colisión de partículas, y que por tanto, es posible llegar a generar una floculación de alta rata en 2 a 5 min, si se ajustan adecuadamente las escalas de turbulencia, al tamaño creciente de las partículas

2. Floculadores mecánicos

Se entiende por floculadores mecánicos aquellos que requieren una fuente de energía externa que mueva un agitador en un tanque o en una serie de tanques, en donde el agua permanece un tiempo teórico de detención t_0 .

Según el sentido del movimiento del agitador se clasifican en giratorios y recíprocos.

Los primeros pueden ser de baja velocidad de rotación (paletas) o de alta velocidad de rotación (turbinas). Pueden ser de eje horizontal o de eje vertical.

Los segundos consisten ya sea en paletas de madera que suben y bajan alternativamente (walking beams) o en sistemas oscilantes como cintas (ribbons flocculator) que van y vienen dentro del tanque. En ambos casos, la energía comunicada a la masa líquida es directamente proporcional a la energía con que se desplaza el elemento mecánico dentro de ella.

3. Floculadores giratorios

Los floculadores giratorios constan de un sistema de paletas adheridas a un eje horizontal o vertical como lo muestran las figuras III-33 y III-34, el cual gira impulsado por un motor eléctrico desplazando el agua y produciendo un trabajo.

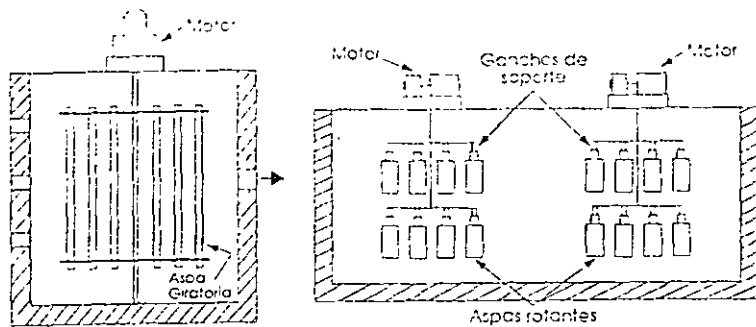


Fig. III.33. Floculadores de eje vertical

Los agitadores pueden tener dos, tres o cuatro brazos como indica la figura III-35 y en cada brazo puede haber dos, tres o varias paletas o travesaños unidos por una pieza central al eje. Pueden colocarse perpendicular a la dirección del flujo o paralelo a éste, con el objeto de disminuir los cortocircuitos.

Cuando se usan agitadores de eje horizontal, se requiere por lo general un pozo seco al lado del tanque de floculación para acomodar los motores y mecanismos que impulsan el sistema. Puede evitarse el pozo seco utilizando una correa en V y colocando el motor en el borde del tanque. Especial cuidado debe ponerse en este caso para evitar la corrosión.

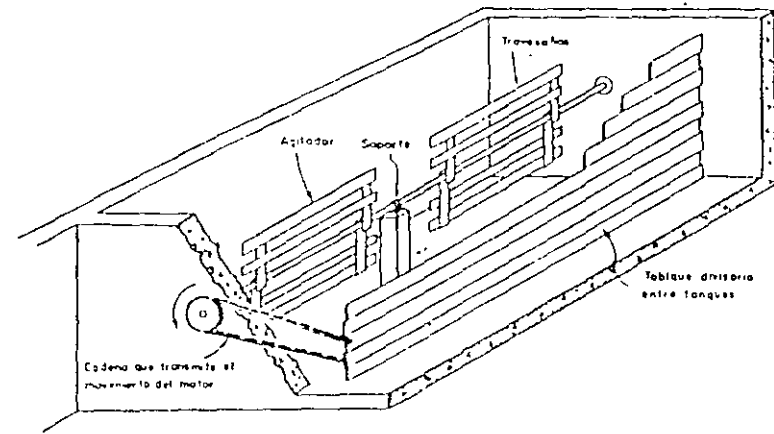


Fig. III.34. Floculador de paletas de eje horizontal

Con agitadores de eje vertical no es necesario el pozo seco, pero puede inducirse en el agua, más fácilmente, un movimiento de rotación que estimule los cortocircuitos. El número de agitadores y de paletas en los floculadores determina la energía comunicada al líquido.

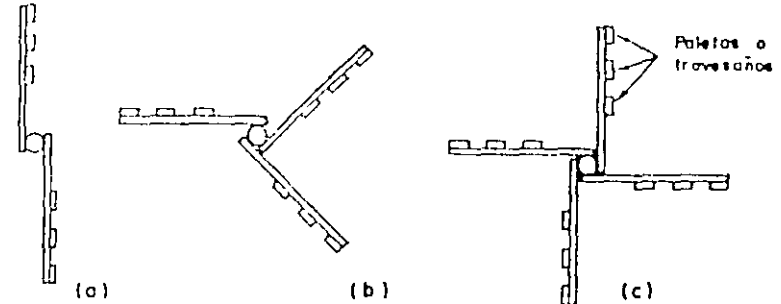


Fig. III.35. Diferentes arreglos de agitadores de paletas para floculadores

Bean (1953), considera que el área total de paletas no debe ser mayor del 15 al 20 % de la sección transversal del tanque con el objeto de prevenir la rotación general del líquido alrededor del eje, disminuyendo de esta manera la eficiencia de la agitación. Para evitar esto, algunos diseñadores prefieren colocar deflectores fijos en los muros del tanque.

La distancia entre los extremos de los agitadores se suele hacer no menor de 0.60 m y el espacio entre ellos y el fondo del tanque no menor de 0.15 m pero preferiblemente no mayor de 0.30 m.

Los floculadores de turbina son más compactos y pueden generar mayor energía cuando son operados a alta velocidad. Esencialmente consisten en un eje en el cual van colocados una serie de discos giratorios provistos de aletas. La velocidad de rotación es mayor que en los floculadores de paletas y tienen por eso menor tendencia a comunicar un movimiento de rotación a la masa de agua. Son por lo común de menor costo y pueden acomodarse en tanques alargados. En

algunas plantas modernas se usan floculadores de turbinas en las primeras cámaras (que requieren mayor gradiente de velocidad) y de paletas en las finales.

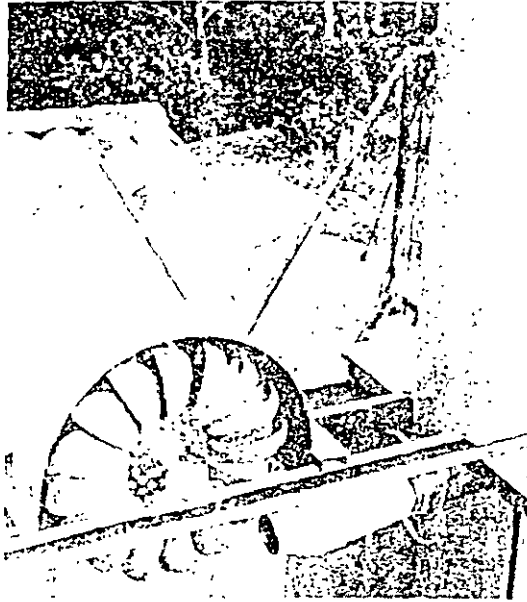


Fig. III-36. Floculadores de Turbina

El principal defecto de los floculadores mecánicos es la facilidad con que producen cortocircuitos, reduciendo notablemente el tiempo que permanece retenido el flujo en el tanque, con lo que se disminuye la eficiencia del proceso. Dicen al respecto Hudson y Wolfman (1967), "Comparaciones de la prueba de jarras y los datos de la planta son difíciles de hacer por una variedad de razones, la más importante de las cuales es la de que en la prueba de jarras no existen cortocircuitos. El agua y los reactivos están retenidos en su totalidad en los vasos durante todo el tiempo del ensayo. Lo contrario sucede en las cámaras de floculación de las plantas de tratamiento donde parte del agua pasa rápidamente mientras otra es retenida por largos períodos".

Tradicionalmente, los tanques floculadores se han dividido en varias cámaras. En el capítulo II se vio que la eficiencia de la floculación expresada como $(1 - N/N_0)$ es función del número "m" de compartimientos del floculador. Esto se comprende claramente si se tiene en cuenta que cuanto mayor sea el número de cámaras menor es la posibilidad de cortocircuitos. La forma como los diversos compartimientos se comunican tiene por otra parte una gran importancia. En la figura III-37 se muestran algunos arreglos.

La solución (a) con muros divisorios perforados es bastante común. Sin embargo, no impide adecuadamente, por lo general, el paso directo al sedimentador de un buen porcentaje de la masa de agua. La solución (d) es quizás mejor al respecto, pero es costosa de operar puesto que las turbinas consumen más energía que las paletas. En las soluciones (b), (d) y (e), debe diseñarse con cuidado el paso del flujo al sedimentador para evitar la ruptura del floc. La solución (c) consiste de un disco adherido al eje de rotación de las paletas, que obliga al agua a pasar por un orificio y evitar que fluya en sentido contrario. La solución (f) es una combinación de la (b) y (d) pero con flujo de arriba hacia abajo.

Los muros perforados se pueden hacer de ladrillo o de concreto con orificios que permitan velocidades de 0,20 a 0,30 m/s para impedir que se presenten corrientes en el sentido opuesto al avance del flujo y se intermezclen las masas de agua. Cuando se usan tabiques de madera se suelen hacer estos doble, dejando un espacio libre entre las tablas, el cual varía entre 0.8 y 2.5 cm según la velocidad que se desee mantener.

Los muros perforados se pueden hacer de ladrillo o de concreto con orificios que permitan velocidades de 0,20 a 0,30 m/s para impedir que se presenten corrientes en el sentido opuesto al avance del flujo y se intermezclen las masas de agua. Cuando se usan tabiques de madera se suelen hacer estos doble, dejando un espacio libre entre las tablas, el cual varía entre 0.8 y 2.5 cm según la velocidad que se desee mantener.

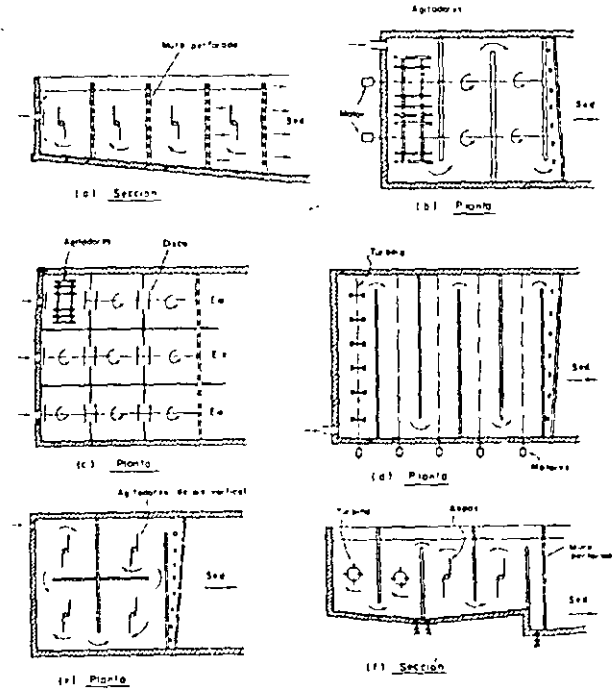


Fig. III-37. Diferentes diseños de floculadores

Potencia disipada en floculadores mecánicos giratorios

Tanto en los agitadores de paletas como en los de turbina, el área de las caras planas de los travesaños o aletas, medida transversalmente al sentido de rotación, es constante; y la única forma de variar la energía comunicada al líquido, es variando la velocidad de rotación del eje. Por lo general, la velocidad de las paletas más alejadas del eje se mantiene entre 0.30 y 0.90 m/s, dependiendo de las características del floc que se produce y del grado de compactación que se desee.

Según Camp (1955), la fuerza de roce originada por el movimiento del líquido es igual a

$$Fr = C_D A \rho \frac{(v_2 - v_1)^2}{2} \quad (III.57)$$

- En donde,
- v_1 = velocidad de rotación del líquido
- v_2 = velocidad periférica de rotación de las paletas
- A = área transversal de las paletas

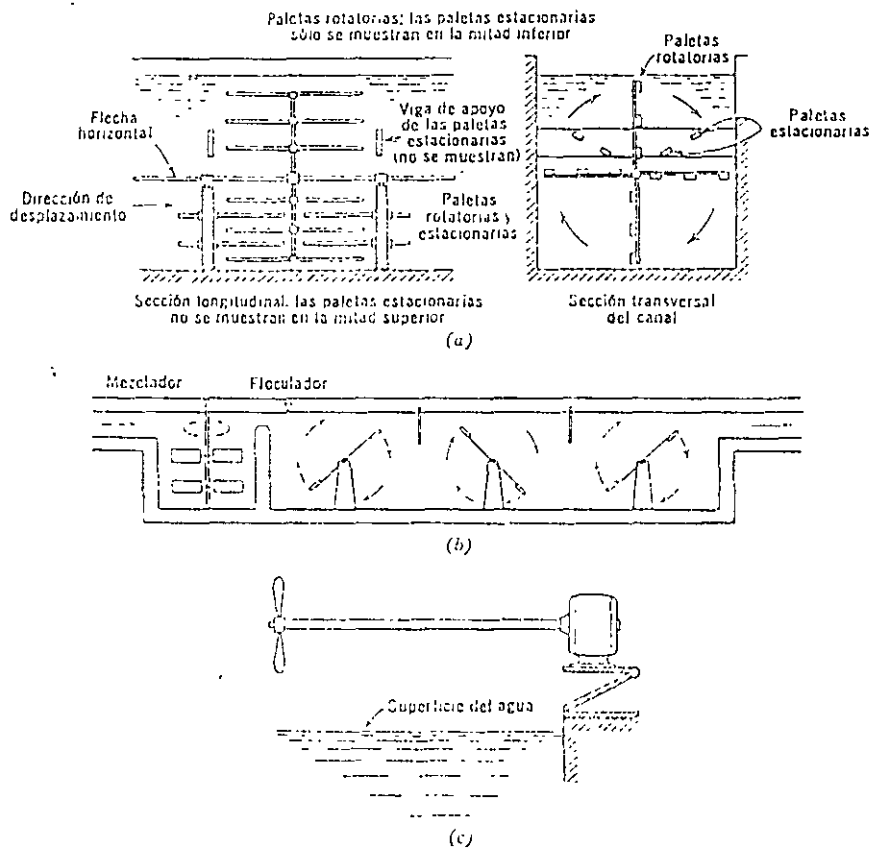
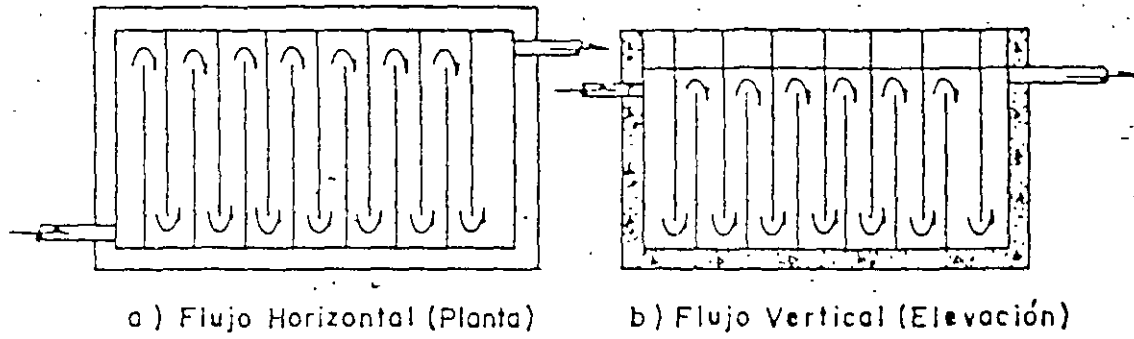


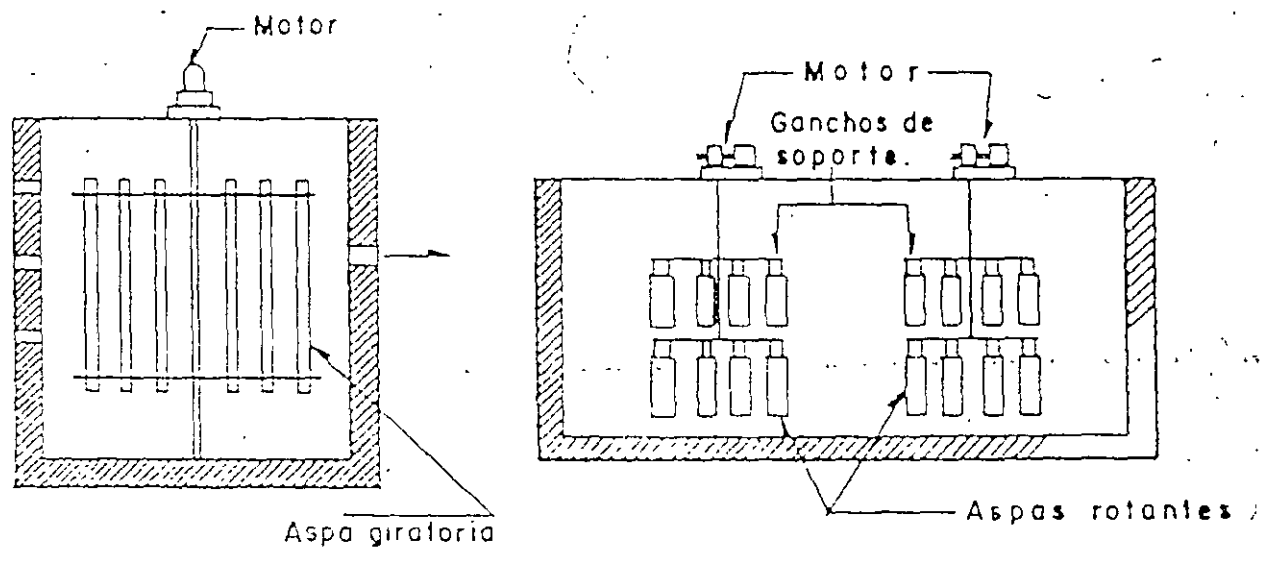
Fig. 26-2. Impulsores para mezclado y mezclado lento. *a)* Mezclador de paletas u hojas con flecha horizontal longitudinal y paletas rotativas y estacionarias. *b)* Mezclador de turbina con flecha vertical seguido de canal de cruce, con agitación lenta, flecha horizontal y resuspensión de los flóculos sedimentados en forma a contra corriente. *c)* Hélice mezcladora colocada en posición horizontal.

26-2c). Las hélices se emplean frecuente y principalmente en mezcladores instantáneos.

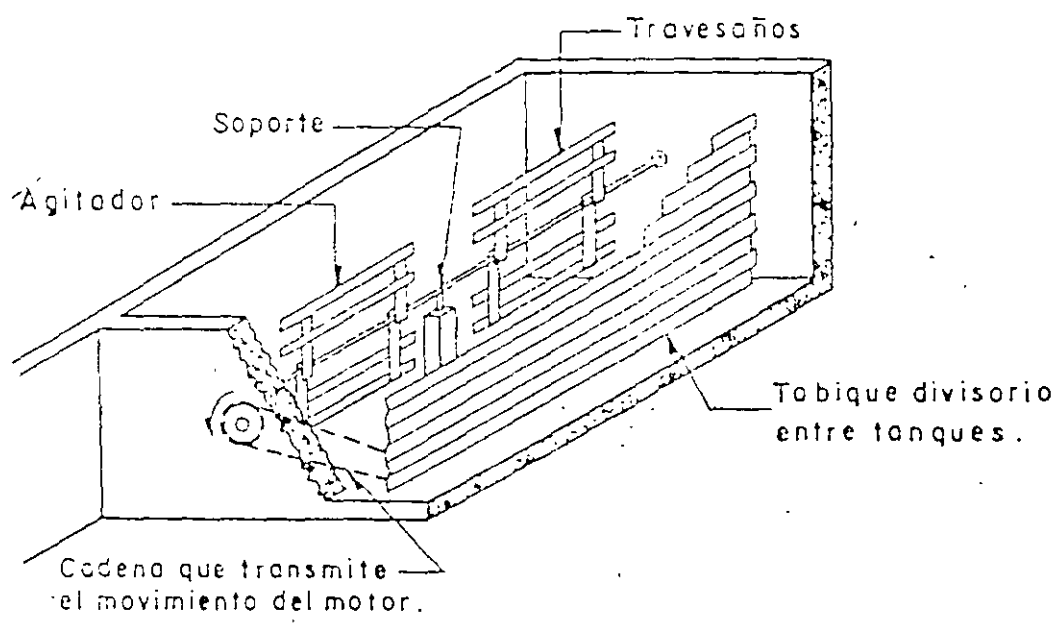
La alimentación de potencia útil para mezclado y mezclado lento disminuye por el movimiento rotativo de las masas de agua como conjunto y por la formación de vórtices. Los gradientes de corte se reducen porque la diferencia en velocidad entre el impulsor y el agua disminuye, y la potencia gastada en los niveles cambiantes por la formación de vórtices no se emplea para propósito de mezclado. Los estatores son aditamentos útiles para todos los tipos de impulsores. En la Fig. 26-5c y d se muestran dispositivos combinados para mezcla y sedimentación.



Floculadores hidráulicos de tabiques



Floculadores de eje vertical



Floculador de paletas de eje horizontal

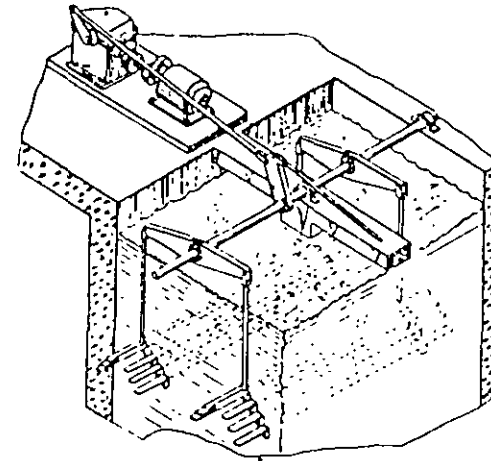


Fig. III-39. Floculador oscilante (Carter Company)

Como se vio en el caso anterior, la fuerza de roce es igual a:

$$Fr = C_D A \rho \frac{v^2}{2}$$

Procediendo en forma similar al caso de los agitadores rotatorios, se obtiene que la potencia disipada P es igual a:

$$P = \frac{2}{3} \pi^2 \rho \frac{C_D}{V} \sum AD^3 n^3 \quad (III.64)$$

Para expresar esta potencia en kilográmetros = 1000/9 81

Floculadores con agitadores reciprocantes

El uso de floculadores con agitadores reciprocantes es menos común que el de floculadores con agitadores giratorios.

Los agitadores reciprocantes consisten esencialmente de una parrilla, serie de parrillas, o cintas colocadas en un balancín, de modo que se desplazan verticalmente hacia arriba y hacia abajo dentro del agua, comunicando un movimiento de agitación al líquido. También, pueden consistir en estructuras que hacen un movimiento de vaivén en el agua. La ventaja de estos sistemas es que los motores y los ejes se encuentran fuera del agua. Véase la figura III-39.

La velocidad de las paletas al desplazarse verticalmente varía durante el recorrido al igual que la velocidad relativa de las paletas con respecto al agua.

Camp, resumiendo el trabajo de Krause Ignacio (1943) deduce las fórmulas básicas para el cálculo de la energía disipada y el gradiente de velocidad en este tipo de floculadores.

La distancia, s, recorrida (ver Figura III-40) es igual a:

$$S = r - r \cos \theta$$

y la velocidad vertical de las paletas es:

$$v = \frac{ds}{dt} = r \sin \theta \frac{d\theta}{dt} = 2 \pi r n \sin \theta$$

El trabajo producido por ciclo es igual al producto de la fuerza de roce Fr por la velocidad v.

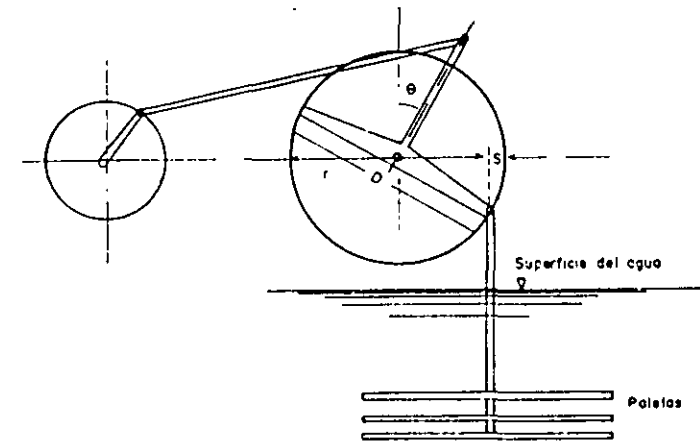


Fig. III-40. Esquema de un agitador reciprocante

$$P = 680 \frac{C_D}{V} D^3 N^3 \sum A \quad (III.65)$$

y el gradiente de velocidad será igual a:

$$G = \sqrt{\frac{68 \times 10^4 \times 981 C_D D^3 n^3 \sum A}{\mu V}} = 258 \times 10^2 \sqrt{\frac{C_D D^3 n^3 \sum A}{\mu V}}$$

μ viene expresado en poises; D en mts; A en m²; V en m³; G en s⁻¹.

Camp, sugiere un valor de $C_D = 3.0$.

Entre los floculadores recíprocos cabe mencionar los de vaivén (Véase figura III 41), cuyo eje se monta por encima de la caja del floculador para que las paletas puedan oscilar a derecha e izquierda, agitando horizontalmente el agua. La distribución espacial del gradiente de velocidad es muy uniforme en estos equipos no así la temporal. Poseen las siguientes ventajas: no requieren pozo seco por cuanto la excéntrica y el motor se pueden montar encima del tanque y si se le colocan múltiples paletas de pequeño ancho se puede obtener una escala de turbulencia más pequeña, lo que beneficia y acelera el proceso de aglutinación de partículas.

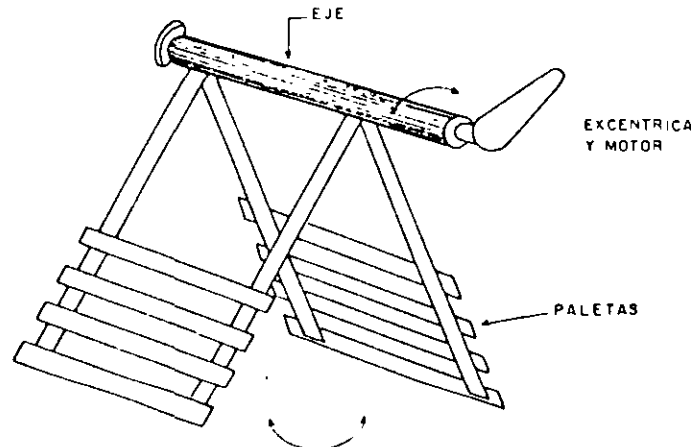


Fig. III-41. Floculador de vaivén

3. Floculadores hidromecánicos

Son una solución intermedia entre los floculadores mecánicos y los hidráulicos que tienen la ventaja de permitir gran flexibilidad en el cambio de gradientes de velocidad (velocidad de rotación) aunque no se adapta sino a ciertas configuraciones de plantas de tratamiento.

Consiste en turbinas Pelton (por ser las más adecuadas para trabajar con bajas cabezas) unidas a unas paletas de eje horizontal por medio de poleas de poliuretano tipo V o similares. En esta forma la energía hidráulica se convierte directamente en mecánica sin tener que transformarla primero en energía eléctrica como ocurre en los floculadores rotatorios convencionales antes descritos.

Para la determinación de la potencia requerida en estos floculadores se puede partir de la conocida ecuación de Camp

$$P = \mu G^3$$

Esto implica que para G comprendidos entre 2 y 100 s^{-1} el rango de potencias sería:

$$0.004 < P < 10 \quad (\text{vatios} / m^3)$$

Para 40 s^{-1} la potencia neta sería de solo 1.6 vatios por m^3 , que para un tanque de 100 m^3 , significarían 160 vatios o sea 0.22 HP. Como se ve, las potencias netas son relativamente bajas pero tienen que aumentarse hasta 3.5 veces, para compensar las pérdidas en motores y partes mecánicas.

La degradación de la potencia en los floculadores hidrodinámicos (factor de conversión de potencia hidráulica a potencia mecánica) puede estar, por eso, entre $\eta = 0.57$ y $\eta = 0.80$.

En cambio, en los motores eléctricos está entre $\eta = 0.28$ a $\eta = 0.4$, si se considera la transformación de energía hidráulica en energía eléctrica y esta a su vez en mecánica. Tomando en cuenta tales pérdidas se puede plantear la siguiente igualdad

$$\rho g Q h = \frac{\mu G^3 Q t}{\eta} \quad (III 66)$$

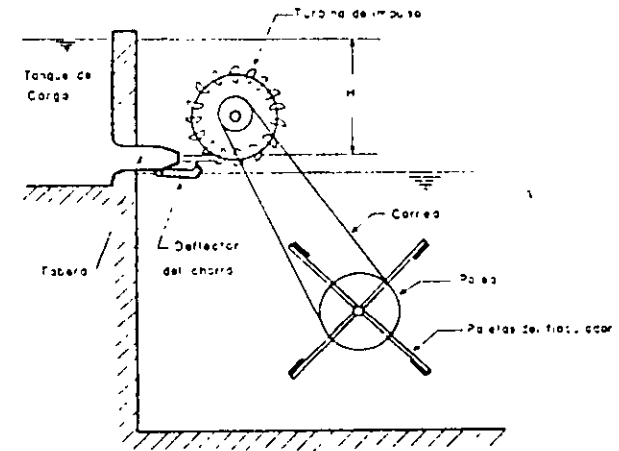


Fig. III-41. Esquema de un floculador hidromecánico

De donde,

$$h = \frac{\mu G^3 t}{\rho g \eta} \quad (III 67)$$

que sería la ecuación para determinar la cabeza necesaria capaz de producir un gradiente G durante un tiempo t si la eficiencia es η , con una turbina acoplada directamente a unas paletas.

Al utilizar esta ecuación para condiciones normales, se ve que se pueden lograr gradientes de 60 s^{-1} por 30 min., con cargas de solo 1.16 m. sobre la turbina, valor que está dentro de las posibilidades de diseño de una planta de tratamiento.

Los valores usuales están entre 1.0 y 1.8 m.

Floculadores de este tipo se han construido en Cachipay (Colombia) y La Paz (Colombia) con bastante éxito. El mayor problema ha sido el sistema de acople entre la Pelton y las paletas. De varias alternativas se escogió la polea de poliuretano macizo, con sección circular que fue la que se mantuvo sin salirse de

FLOCULACIÓN HIDRÁULICA

La floculación es el proceso de agitación suave y continua, mediante el cual las partículas suspendidas en el agua se juntan formando masas más grandes de manera que se puedan remover del agua en los procesos de tratamiento subsecuentes, particularmente la sedimentación. La floculación sigue inmediatamente después del proceso de mezclado rápido y, como en éste, la agitación se puede crear por medios mecánicos o hidráulicos. La floculación también se requiere en la filtración directa (véase el capítulo ocho, bajo el encabezado "Filtración directa"). Antes de la filtración es necesario formar un flóculo fino de "punta de alfiler". Esto se puede lograr con la formación de flóculos en el filtro o convencionalmente con 5 a 20 minutos de floculación mecánica o hidráulica.

En los países industrializados, se prefieren los floculadores mecánicos debido a su gran versatilidad; es decir, la velocidad de las paletas mecánicamente accionadas se puede ajustar de acuerdo a las variaciones de flujo, temperatura, o calidad del agua cruda. Además, la floculación es independiente del flujo a través de la unidad. Los floculadores mecánicos, en los países industrializados pueden ser suministrados fácilmente por los fabricantes en una variedad de diseños adecuados para cualquier arreglo de planta o modo de operación. Los elementos principales de los sistemas de floculación mecánicos son agitadores, motores de impulsión, reguladores y reductores de velocidad, sistemas de transmisión, flechas y cojinetes. El costo relativamente alto y la complejidad de estos sistemas, particularmente en lo que respecta a operación y mantenimiento, los hace menos adecuados para los países en desarrollo.

Un método más práctico si se dispone de flujo por gravedad, es utilizar floculadores hidráulicos que no requieran equipo mecánico, ni suministro continuo de energía, y los cuales se pueden construir principalmente de concreto, ladrillo, madera o mampostería con mano de obra local a un costo relativamente bajo. Además, varios sistemas de floculación hidráulica operan en condiciones de flujo tipo pistón (esta clase de flujo, en condiciones ideales, se logra cuando el agua fluye a través de una cámara a una tasa uniforme sin entremezclarse) lo cual reduce el cortocircuitado del flujo (es decir, cuando una porción del flujo de agua entrante recorre la cámara de floculación en un tiempo más corto que el período nominal de detención) El cortocircuitado, un problema inherente de los floculadores mecánicos, se soluciona parcialmente en la práctica instalando una serie de compartimientos sucesivos en la cámara de floculación.

Las principales limitaciones de los floculadores hidráulicos han sido ampliamente discutidos en la literatura técnica

1. Ninguna flexibilidad para responder a los cambios en la calidad del agua cruda.
2. Los parámetros hidráulicos y los consecuentes parámetros de floculación, son una función del flujo y no se pueden ajustar independientemente.
3. La caída de presión, a menudo es apreciable.
4. La limpieza puede ser difícil.

Estas limitaciones son las razones por las cuales los floculadores hidráulicos no se utilizan ampliamente en los países industrializados. De 42 plantas construidas en los Estados Unidos entre 1908 y 1932, 30 contaban con floculadores hidráulicos (American Society of Civil Engineers, 1940). Sin embargo, es posible disminuir estas deficiencias mediante sistemas adecuadamente diseñados que funcionen dentro de un intervalo razonablemente amplio de condiciones de operación. De hecho, se han puesto en práctica diseños nuevos de floculadores hidráulicos y mejoras en los ya existentes, y están funcionando con buen resultado en plantas de tratamiento de agua en América Latina (Azevedo-Netto) y, lo más interesante, California, donde se dispone fácilmente de alta tecnología (MacDonald y Streicher, 1977).

Este capítulo examina varios tipos de floculadores hidráulicos adecuados para las plantas de tratamiento de agua en los países en desarrollo. Los floculadores de canal con mamparas son el método hidráulico

más ampliamente utilizado, particularmente en América Latina. Durante los últimos 10 años, se han instalado floculadores de lecho de grava en varias plantas pequeñas de tratamiento de agua en la India (Kardile 1981), y se han probado experimentalmente para determinar su potencial con la intención de utilizarse en Brasil (Richter y Moreira, 1981). Los floculadores que utilizan la acción de chorro del agua para impartir turbulencia, tales como los tipos Alabama y de flujo helicoidal, se han utilizado también en plantas pequeñas de tratamiento. Los floculadores tipo escalera, desarrollados recientemente en Brasil, y los de contacto superficial, recientemente desarrollados en la India, se examinan también en este capítulo.

CRITERIOS DE DISEÑO

El gradiente de velocidad (G) para floculadores, se determina a partir de las ecuaciones desarrolladas por Camp y Stein (1943)* para la floculación hidráulica:

$$G = (Q \rho g h / \mu V)^{1/2} = (\rho g h / \mu t)^{1/2} \quad (6.1)$$

y para la floculación mecánica:

$$G = [P / (\mu V)]^{1/2} \quad (6.2)$$

donde:

- G = gradiente de velocidad (seg^{-1})
- ρ = densidad del agua (kg/m^3)
- h = pérdida de carga (m)
- μ = viscosidad dinámica ($\text{kg}/\text{m}\cdot\text{seg}$)
- t = tiempo de residencia, Q/V , (seg)
- Q = flujo (m^3/s)
- P = potencia, $Q\rho gb$ (watts, $\text{kg}\cdot\text{m}^2/\text{seg}^3$)
- V = volumen de la unidad (m^3)
- g = constante gravitacional ($9.81 \text{ m}/\text{seg}^2$)

Los valores de la densidad (ρ) y la viscosidad dinámica (μ) para el agua a varias temperaturas se apuntan en la Tabla 6.1. La caída de presión

* Estas ecuaciones son aplicables al mezclado rápido, especialmente para igualar los datos de pruebas en jarras con la operación en planta mediante la figura 4.2

Tabla 6.1 Variaciones en el peso específico (densidad) y viscosidad del agua con la temperatura.

Temperatura, °C	0	5	10	15	20	25	30
Densidad (ρ) (kg/m ³)	999.9	1.000	999.7	999.1	998.2	997.1	995.7
Viscosidad dinámica (poises (μ)) (kg/m·seg)	0.0179	0.0152	0.0131	0.0114	0.0101	0.0089	0.0080

Fuente: Adaptada de Fair, Geyer y Okun, 1968

en los floculadores hidráulicos resulta primordialmente de la turbulencia creada dentro de la unidad. La potencia requerida para generar turbulencia es una función de la caída de presión. Las ecuaciones anteriores son la base para la Figura 6.1, misma que permite la determinación del gradiente de velocidad (G) para una caída de presión (h) y un tiempo de residencia (t) conocidos en los floculadores hidráulicos. La gráfica está calibrada para una temperatura del agua de 12°C. Los factores de conversión para otras temperaturas se señalan en la tabla dentro de la figura. Por ejemplo un floculador hidráulico con un tiempo de residencia de 15

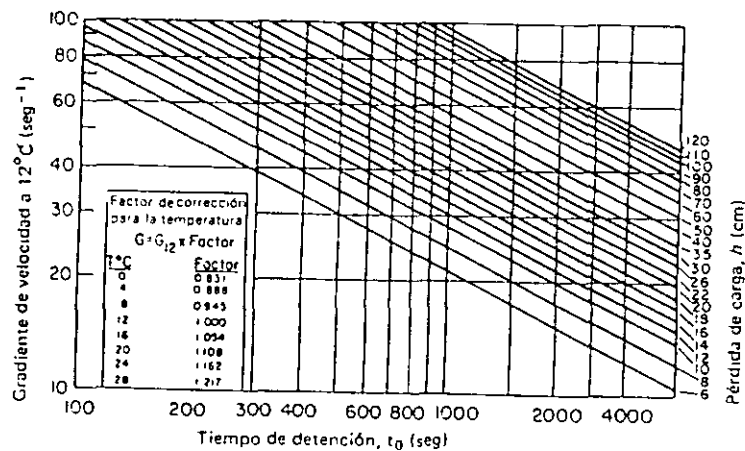


Figura 6.1 Gradientes de velocidad en floculadores hidráulicos para diferentes tiempos de detención (t_0) y caídas de presión (h) a una temperatura de 12°C. Fuente: Arbolada, 1973.

Tabla 6.2 Valores de G y Gt recomendados para floculadores.

Tipo	Gradiente de velocidad G (seg ⁻¹)	Gt
Remoción de turbiedad o color (sin recirculación de sólidos)	20 a 100	20,000 a 150,000
Remoción de turbiedad o color (con recirculación de sólidos)	75 a 175	125,000 a 200,000
Ablandadores (reactores de contacto de sólidos)	130 a 200	200,000 a 250,000

Fuente: Smethurst, 1979, pág. 57.

min (900 seg) y una caída de presión de 0.3 m, daría un gradiente de velocidad de aproximadamente 55 seg⁻¹ a 20°C. Los valores de G para tipos particulares de diseños de floculadores, se pueden obtener también de las fórmulas presentadas más adelante en este capítulo.

En el diseño de los sistemas de floculación, el número total de colisiones de partículas, y por lo tanto la acción de formación de flóculos, se indica como una función del producto del gradiente de velocidad por el tiempo de residencia. Gt . El intervalo del gradiente de velocidad (G) y los valores de Gt dados en la tabla 6.2, han demostrado ser en la práctica los más eficaces para plantas que utilizan floculadores mecánicos. Sin embargo, a fin de determinar los valores apropiados para diseños particulares y características del agua que indiquen la formación óptima de flóculos, se deben llevar a cabo pruebas en jarras o estudios en planta piloto del agua que se va a tratar.

Los gradientes de velocidad en un tanque de floculación se pueden disminuir gradualmente para que sean altos en la entrada y bajos en la salida y de esta manera lograr un mezclado y una aglomeración más eficientes de las partículas floculadas. Un diseño semejante puede reducir la magnitud de las fuerzas cortantes que actúan sobre los flóculos en el momento de aglomerarse, y por lo tanto disminuye la posibilidad de que se rompan los flóculos. Los diseños que proporcionan gradientes de velocidad que disminuyen gradualmente se discuten en seguida.

FLOCULADORES DE CANAL CON MAMPARAS

En los floculadores de canal con mamparas, el mezclado se logra invirtiendo el flujo de agua a través de canales formados por mamparas (figuras 6.2 y 6.3). Los floculadores de canal con mamparas están limitados a plantas de tratamiento relativamente grandes (con capacidades de más de 10,000 m³/día), donde los gastos pueden mantener en los canales caídas de presión suficientes para el mezclado rápido sin que las mamparas se tengan que colocar demasiado juntas (lo cual dificultaría la limpieza). Una clara ventaja de estos floculadores es que pueden funcionar en condiciones de flujo tipo pistón, evitándose así los problemas de cortocircuitado.

En ocasiones se prefieren los floculadores de flujo horizontal con mamparas en uno y otro lado, sobre los de flujo vertical con mamparas arriba y abajo, debido a que aquellos son más fáciles de limpiar y drenar, además, la caída de presión, que regula el grado de mezclado, se puede cambiar más fácilmente instalando mamparas adicionales o removiendo porciones de las ya existentes. No obstante, las unidades de flujo vertical se han utilizado con buenos resultados en Brasil y en los Estados Unidos (véase la figura 6.4), y son apropiados para aplicaciones específicas.

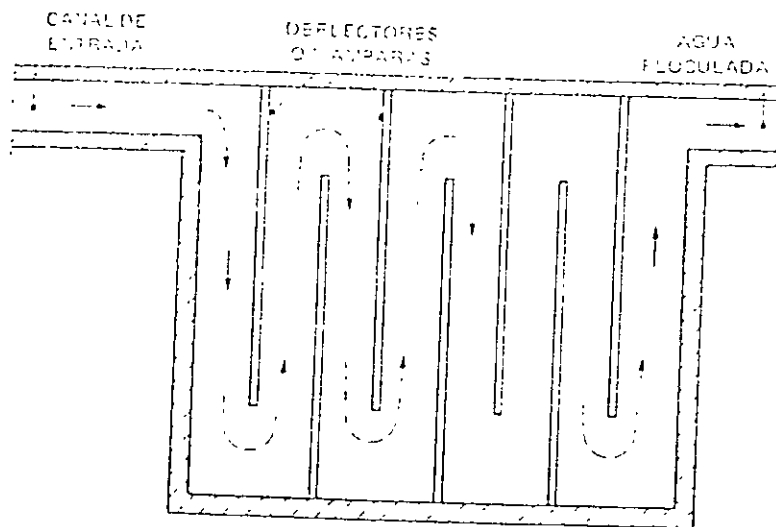


Figura 6.2 Floculador de canal con mamparas de flujo horizontal (planta) Fuente: IRC, 1981b

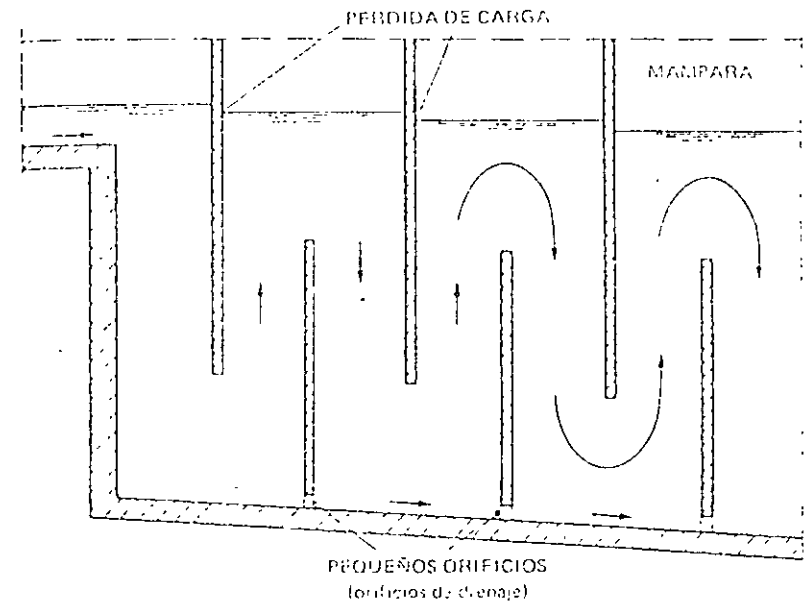


Figura 6.3 Floculador de canal con mamparas de flujo vertical (sección transversal) Fuente: IRC 1981b

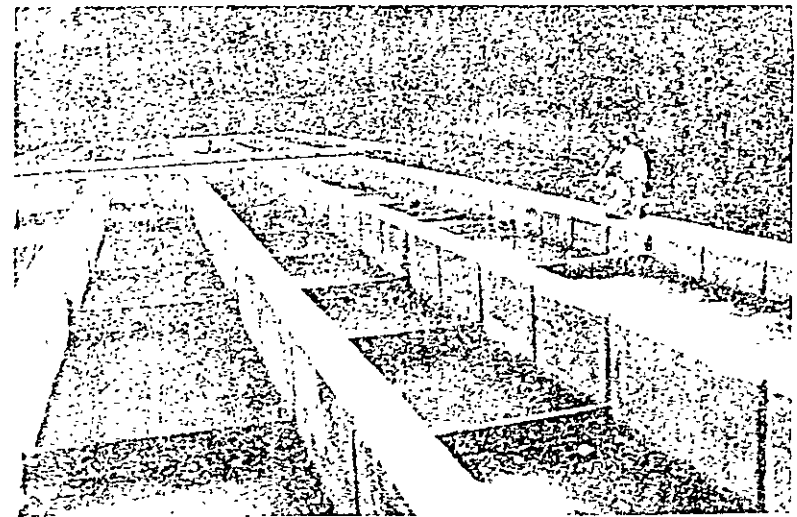


Figura 6.4 Floculador de canal con mamparas de flujo vertical en una planta de Danville, Virginia, EE. UU. Fuente: G. Robinson

tales como, aquellos casos en los que la falta de espacio impide el uso de floculadores de flujo horizontal grandes.

La profundidad del agua en los canales de las unidades de flujo vertical puede ser hasta de 3 m y por consiguiente se requiere menos área superficial que en el caso de los unidades horizontales. El problema principal con estos floculadores, es la acumulación de material sedimentado en el piso de la cámara y la dificultad para removerlo. Para solucionar este problema, los diseños brasileños incluyen pequeñas aberturas (agujeros de escurrimiento) en la base de las mamparas interiores de un tamaño equivalente al 5% del área de flujo de cada cámara. El propósito es permitir que la porción principal del flujo de aguas, ya la trayectoria arriba-abajo creada por las mamparas, en tanto que una porción más pequeña fluye a través del orificio, creando una turbulencia adicional y evitando la acumulación de material (Arboleda 1973). Los agujeros de escurrimiento facilitan también la limpieza manual del floculador vertical. En la figura 6.4 se muestra un floculador vertical de una planta en Danville, Virginia, (EE UU) que ha estado funcionando satisfactoriamente por más de 40 años.

El gradiente de energía para una unidad de flujo horizontal se muestra en la Figura 6.5, revelando una caída de presión relativamente grande (h_2) en la curva (I_2) comparada con la caída de presión (h_1) en el canal (I_1). Los estudios de Arboleda (1973) y McDonald y Streicher (1977) sugieren confiar en los gradientes de velocidad que se producen en la curva para el mezclado, y la reducción de la longitud del canal (I_1)

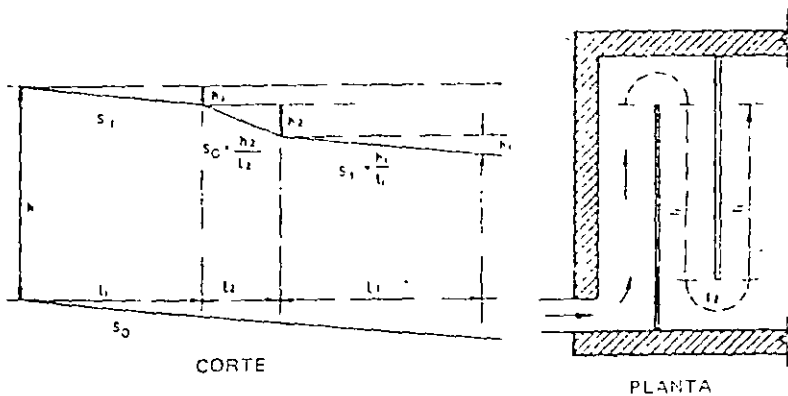


Figura 6.5 Gradiente de energía para floculadores de canal con mamparas de flujo horizontal. Fuente: Arboleda, 1973

a fin de evitar el flujo laminar. Para propósitos de diseño, la caída de presión en la curva se obtiene con la fórmula siguiente

$$h = k(v^2/2g) \tag{6.3}$$

donde

- h = caída de presión (m)
- v = velocidad del líquido (m/seg)
- g = constante gravitacional (9.81 m/seg²)
- k = constante empírica (varía de 2.5 a 4)

El valor de k no se puede determinar anticipadamente con exactitud por lo tanto, es mejor diseñar para un valor bajo de k , ya que siempre se pueden añadir tablas a las mamparas en caso de que se necesite una caída de presión adicional.

El número de mamparas necesarias para lograr el gradiente de velocidad deseado tanto en unidades de flujo horizontal como de flujo vertical, se puede calcular a partir de las ecuaciones 6.4 y 6.5, las cuales se comparan con la fórmula del coeficiente de fricción (1981) para unidades de flujo horizontal:

$$n = \{ (2\mu v \rho / 1.44 + f v^2 H L G / Q^2) \}^{1/2} \tag{6.4}$$

y para unidades de flujo vertical:

$$n = \{ (2\mu v \rho / 1.44 + f v^2 W L G / Q^2) \}^{1/2} \tag{6.5}$$

donde

- n = número de mamparas en el tanque
- H = profundidad del agua en el tanque (m)
- L = longitud del tanque (m)
- G = gradiente de velocidad (seg⁻¹)
- Q = gasto (m³/seg)
- t = tiempo de floculación (seg)
- ρ = viscosidad dinámica (kg/m³seg)
- μ = densidad del agua (kg/m³)
- f = coeficiente de fricción de las mamparas
- W = ancho del tanque (m)

Tabla 6.3 Criterios para el diseño y construcción de flocladores de canal con mamparas.

A. Flujo horizontal	
1.	La distancia entre mamparas no debe ser menor de 15 cm para permitir la limpieza.
2.	La distancia libre entre el extremo de cada mampara y el muro es de aproximadamente 1/12 veces la distancia entre mamparas, no debe ser menor de 60 cm.
3.	La profundidad del agua no debe ser menor de 1.0 m.
4.	Para las mamparas debe utilizarse madera resistente al deterioro, la construcción con material se prefiere a los pines metálicos.
5.	El varillaje o mamparas de concreto no debe corroer al pH de coagulación con sulfato de aluminio.
B. Flujo vertical	
1.	La distancia entre mamparas no debe ser menor de 15 cm.
2.	La profundidad debe ser de dos a tres veces la distancia entre mamparas.
3.	El espacio libre entre el borde superior de una mampara y la superficie del agua, o el borde inferior de una mampara y el fondo del tanque, debe ser aproximadamente 1/12 veces la distancia entre mamparas.
4.	El número para las mamparas es el mismo que para los unidades de flujo horizontal.
5.	Se debe proporcionar orificios de drenamiento para el desagüe.

La velocidad del agua en los unidades de flujo horizontal y de flujo vertical, generalmente varía de 0.3 a 0.1 m/seg. El tiempo de residencia, varía de 15 a 30 min (IRC, 1981b). En general, los gradientes de velocidad para ambos tipos de flocladores, debe variar entre 100 y 10 seg^{-1} . Además de los criterios de diseño precedentes, en el diseño y construcción de flocladores con mamparas se deben considerar los criterios prácticos enumerados en la tabla 6.3; sin embargo, debe hacerse notar que éstos son más bien generales y no se deben interpretar como necesariamente obligatorios en todos los casos.

La floclación de energía disminuida en los canales de mamparas, generalmente se logra variando el espaciamiento entre mamparas, esto es disminuyéndolo para gradientes altos de velocidad, y aumentándolo, para gradientes bajos de velocidad. La configuración de las mamparas que generará un gradiente disminuido de velocidad específico, se determina mejor en condiciones reales de funcionamiento, ya sea cambiando

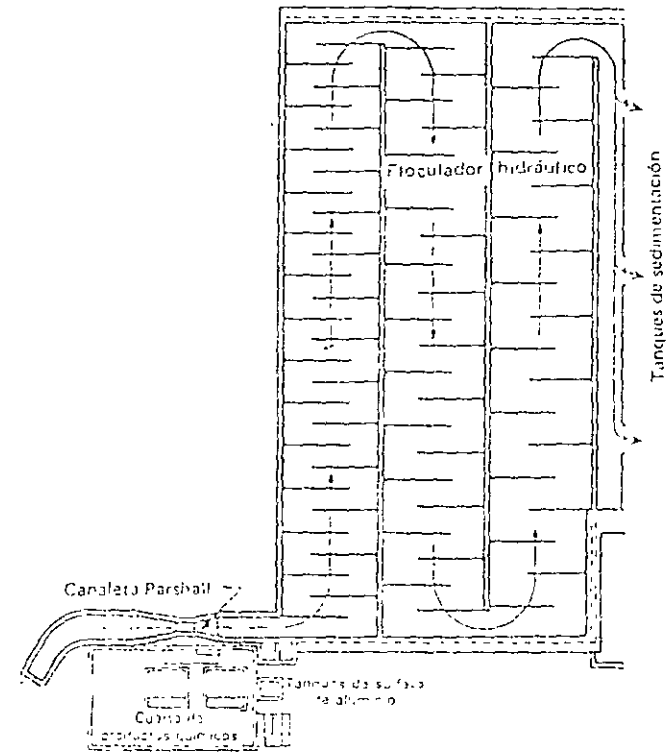


Figura 6.6 Floclador de flujo horizontal en una planta de Cochabamba, Bolivia. Fuente: Arboleda, 1976.

el espaciamiento o el número de mamparas del tanque de floclación hasta lograr la caída de presión deseada. Arboleda (1973), recomienda un gradiente disminuido de velocidad desde aproximadamente 75 seg^{-1} en la entrada, hasta 10 a 15 seg^{-1} en la salida de los flocladores. La planta de tratamiento de agua de Cochabamba en Bolivia, cuenta con un floclador de flujo horizontal disminuido compuesto de tres cámaras; cada cámara contiene mamparas a diferentes distancias, como se muestra en la figura 6.6.

En el apéndice B se presentan los cálculos hidráulicos típicos para el diseño de un floclador de flujo horizontal.

En una planta de Occanside, California (EE.UU.), (MacDonald y Streicher, 1977), se ha instalado un floclador innovador de mamparas con un diseño disminuido, mismo que se ilustra en la figura 6.7. Dos

Elques. La distancia superior entre la superficie libre del agua y el borde superior del flotador, o la distancia entre el borde inferior del flotador y el fondo del tanque, igual a 1,5 veces la separación entre tabiques.

— Según Fair y Geyer (33)

$$t = 10 - 20 \text{ min}$$

$$\text{Velocidad de flujo} = 0,1 - 0,9 \text{ m/s}$$

$$\text{Perdida de energía entre } 0,3 \text{ y } 0,9 \text{ m}$$

— Según la AWWA (1)

$$G = 5 - 100 \text{ s}^{-1}$$

$$Gt = 30000 - 150000$$

$$t = 10 - 60 \text{ min}$$

$$\text{Velocidad de flujo} = 0,20 - 0,30 \text{ m/s}$$

4.6 CRITERIOS PARA DISEÑO DE FLOCULADORES MECÁNICOS

— Según la AWWA (1)

$$G = 5 - 100 \text{ s}^{-1}$$

$$Gt = 30000 - 150000$$

$$t = 20 - 60 \text{ min}$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 3 - 90 \text{ cm/s}$$

Área de paletas = 10 - 25% del área de la sección transversal.

Para controlar cortocircuitos, por lo menos 3 compartimientos en serie

— Según Fair y Geyer (33)

$$G = 10 - 75 \text{ s}^{-1}$$

$$t > 10 \text{ min}$$

$$Gt = 10000 - 100000$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 9 - 90 \text{ cm/s}$$

Velocidad promedio del agua = 1/4 de la velocidad de las paletas.

Velocidad diferencial entre el agua y las paletas, igual a 3/4 de la velocidad lineal de las paletas

Consumo de energía, generalmente de 0,5 a 1,6 Wh por m³/d de agua tratada

Coefficiente de arrastre de las paletas, $C_D = 1,8$

— Según Insfopil (24)

El área de las paletas será del 10 al 25% del área normal a la dirección de flujo del agua.

Las cámaras podrán ser cuadradas o rectangulares; en ellas se instalarán paletas de eje horizontal, orientadas en sentido normal o paralelo al flujo, o paletas de eje vertical accionadas por motores independientes para cada uno de los compartimientos en que se subdivide la cámara

$$\text{Tiempo de retención} = 15 - 60 \text{ min}$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 1 - 8 \text{ RPM}$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 0,15 - 0,60 \text{ m/s}$$

$$G = 15 - 60 \text{ s}^{-1}$$

Velocidad del efluente de los floculadores = 0,15 - 2,30 m/s

Distancia de los extremos de las paletas a los muros, al piso y a la superficie libre del agua = 0,15 - 0,30 m

Cuando varios compartimientos integran una cámara, éstos se interconectarán con orificios en los tabiques de manera que los compartimientos funcionen en serie. La velocidad de flujo en los orificios será de 0,20 - 0,45 m/s.

— Según Montgomery (51)

$$G = 30 - 80 \text{ s}^{-1}$$

El área de las paletas, menor del 25% del área de la sección transversal, para prevenir movimiento rotacional del agua

$$\text{La velocidad de las paletas} = 0,25 - 0,75 \text{ m/s}$$

Se deben preferir cámaras con compartimientos creados por pantallas difusoras, para minimizar cortocircuitos. Las aberturas de las pantallas deben ser del 2 - 5% del área transversal del tanque, en general < 10%. Para

prevenir rotura del floculo, la velocidad a través de las aberturas debe ser menor de 0,30 m/s y la pérdida de energía a través del baffle, del orden de 8 mm. La parte superior del baffle debe estar ligeramente sumergida para evitar acumulación de espuma. La parte inferior de la pantalla debe tener una abertura que permita la limpieza y remoción de lodo. Se recomienda construir el sedimentador inmediatamente después del flocculador, preferiblemente en un solo tanque con una pared difusora entre ellos, pérdida de heades con un área del 5-7% del área de la sección transversal y una pérdida de 3-4 mm a través de la pantalla. Esto con el objeto de impedir la rotura del floculo a la salida del flocculador y tratar de distribuirlo uniformemente a la entrada del sedimentador.

-- Según Metcalf y Eddy (32)

$$G = 20 - 75 \text{ s}^{-1}$$

$$t = 15 - 30 \text{ min}$$

$$Gt = 10000 - 100000$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 0,6 - 2,9 \text{ m/s}$$

-- según Steel (33)

$$t = 30 - 60 \text{ min}$$

$$G = 10 - 75 \text{ s}^{-1}$$

$$Gt = 20000 - 210000$$

$$\text{Velocidad de las paletas} = 0,15 - 0,76 \text{ m/s}$$

Velocidad relativa entre el agua y las paletas, igual a 3/4 de la velocidad total de las paletas

Área de paletas, menor del 20% del área de la sección transversal del tanque.

El valor de C_{70} , coeficiente de transferencia, según Rouse:

C_{70}	Longitud de la paleta ancho de la paleta
1.15	
1.20	5
1.50	20
1.50	∞

4.7 EJEMPLO

Determinar las características básicas de un flocculador hidráulico de flujo horizontal para un caudal de 70 L/s

Se supone:

$$v = 0,20 \text{ m/s}$$

$$t = 30 \text{ min}$$

Para un período de mezcla de 30 minutos y una velocidad de flujo de 0,20 m/s, la distancia total recorrida por el agua debe ser:

$$L = 0,20 \times 30 \times 60 = 360 \text{ m}$$

El volumen de agua a mezclar en cada período de 30 minutos es:

$$V = Qt = 0,07 \times 30 \times 60 = 126 \text{ m}^3$$

El área transversal requerida de un canal entre baffles es:

$$a = \frac{126}{360} = 0,35 \text{ m}^2$$

$$a = \frac{0,07}{0,2} = 0,35 \text{ m}^2$$

Para la distancia recomendada entre baffles de 0,45 m, la profundidad del agua sería:

$$d = \frac{0,35}{0,45} = 0,78 \text{ m}$$

Como $d < 0,90 \text{ m}$, se adopta una separación entre baffles de 0,35 m con la cual:

$$d = \frac{0,35}{0,35} = 1 \text{ m}$$

Como la altura libre es de 0,35 m, la profundidad total del tanque será:

$$H = 1 + 0,35 = 1,35 \text{ m}$$

El espacio libre entre los tabiques y la pared del tanque será:

$$1,5 - 0,35 = 0,55 \text{ m}$$

Se adopta un espacio libre $n = 2,4 \text{ m}$.

Para una cámara de floculación de 3 m, la longitud efectiva de cada canal será:

$$l = 3 - 0,6 = 2,4 \text{ m}$$

Por lo tanto, el número requerido de canales será:

$$N = \frac{360}{2,4} = 150$$

Suponiendo un espesor de cada tabique de 3 cm, la longitud total interior de la cámara de floculación será:

$$L = 150 \times 0,35 - 149 \times 0,03 = 57 \text{ m}$$

La pérdida por fricción en el tanque, según la fórmula de Manning, será:

$$h_f = \frac{10,67^2 L}{R^{4,75}} = \frac{(0,213 \times 0,2)^2 \cdot 150 \times 2,4}{\left(\frac{0,35}{1,35}\right)^{4,75}} = 0,03 \text{ m}$$

La pérdida adicional será, según la ecuación 4.26:

$$h = \frac{3(N-1)v^3}{2g} = \frac{3 \times 149(0,2)^3}{2 \times 9,8} = 0,91 \text{ m}$$

La pérdida total será, según la ecuación 4.23:

$$H = h_f + h = 0,03 + 0,91 = 0,94 \text{ m}$$

El gradiente de velocidad para una temperatura de 15°C será, según la ecuación 4.17:

$$G = \frac{\sqrt{gH}}{\sqrt{\nu}} = \frac{\sqrt{9,8 \times 0,94}}{\sqrt{1,139 \times 10^{-6} \times 30 \times 60}} = 67 \text{ s}^{-1}$$

El número adimensional de Camp:

$$Gt = 67 \times 30 \times 60 = 120657$$

Alternativamente, la pérdida de energía se puede calcular como recomienda Smethurst (9). Según la fórmula de Hazen-Williams:

$$h_f = \frac{1,35 V^{1,48} l}{C^{1,48} R^{4,75}}$$

$$h_f = \frac{1,35 (0,2)^{1,48} \cdot 2,4 \times 150}{(50)^{1,48} \left(\frac{0,35}{1,35}\right)^{4,75}}$$

$$h_f = 0,17 \text{ m}$$

La pérdida adicional será, según la ecuación 4.24:

$$h = \frac{nV_1^2 + (n-1)V_2^2}{2g}$$

$$h = \frac{150(0,2)^2 + 149(0,12)^2}{2 \times 9,8}$$

$$h = 0,42 \text{ m}$$

La pérdida total será, según la ecuación 4.23:

$$H = h_f + h = 0,17 + 0,42 = 0,59 \text{ m}$$

El coeficiente de velocidad será según la ecuación 4.17:

$$G = \sqrt{\frac{9,8 \times 0,59}{1,135 \times 10^{-3} \times 1820}} = 53 \text{ s}^{-1}$$

El número funcional de Camp es:

$$Cf = 53 \times 1820 = 95590$$

4.8 EJEMPLO (adaptado de la referencia 30)

Una cámara de flocculación, de tipo de paletas rotatorias, trata $37850 \text{ m}^3/\text{d}$ y tiene $13,7 \text{ m}$ de ancho y $4,3 \text{ m}$ de profundidad (riga a $4,5$).

El flujo es en la dirección de los $13,7 \text{ m}$. El agitador consiste en 4 ejes horizontales perpendiculares a la dirección de flujo.

Cada eje tiene 4 paletas de $3,05 \text{ m}$ de diámetro, con el eje a $2,1 \text{ m}$ sobre el piso. Cada eje tendrá 4 paletas de $3,05 \text{ m}$ de largo y $0,15 \text{ m}$ de ancho, separadas de dos en dos.

Las paletas están separadas 30 cm entre sí, con sus dientes a $1,8 \text{ m}$ y $1,35 \text{ m}$ respectivamente del eje de rotación. Los ejes rotan a 13 RPM . El coeficiente de arrastre es $1,5$; la velocidad promedio del agua puede considerarse como $1/4$ de la velocidad de las paletas. Suponer temperatura del agua = 20 C .

Determinar:

- El área de las paletas como un porcentaje del área de la sección transversal del tanque.
- La velocidad diferencial, en cm/s , para las paletas a $1,8 \text{ m}$ y $1,35 \text{ m}$ del eje.
- La potencia requerida.
- El valor de G y Gt .

Solución:

El área de la sección transversal del tanque:

$$a = 4,3 \times 13,7 = 58,91 \text{ m}^2$$

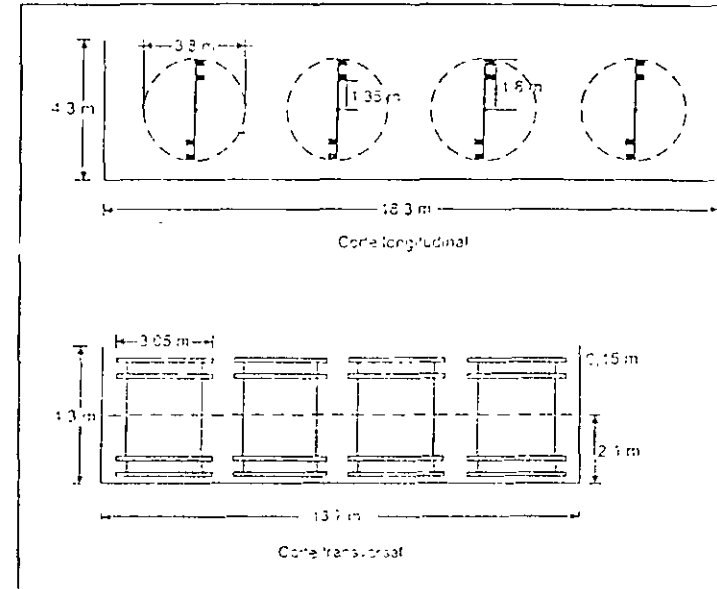


Figura 4.8 Esquema ejemplo 4.8

El área de paletas en movimiento en la sección transversal:

$$a_p = 4 \times 4 \times 3,05 \times 0,15 = 7,32 \text{ m}^2$$

Por lo tanto,

$$a_p \cdot \% = \frac{7,32}{58,91} \times 100 = 12,43\%$$

La velocidad diferencial en relación con las paletas localizadas a $1,8 \text{ m}$ de r es:

$$v = 0,75 (2\pi RN) = 0,75 \times 2 \times \pi \times 1,8 \times 3/60 = 0,42 \text{ m/s}$$

La velocidad diferencial en relación con las paletas localizadas a 1,35 m de radio es:

$$v = 0,75 (2\pi) (1,35) \times 3/60 = 0,32 \text{ m/s}$$

Según la ecuación 4 21 la potencia para flocculadores de paletas:

$$P = \frac{C_D \rho A v^3}{2}$$

El área total de paletas en el flocculador es

$$A_p = 4 \times 7,32 = 29,28 \text{ m}^2$$

Del área anterior, la mitad está localizada a 1,35 m del eje, la otra mitad, a 1,8 m.

Por lo tanto, $29,28/2 = 14,62 \text{ m}^2$ de paletas están localizados a cada una de las dos distancias desde el eje

La potencia apl cada a las paletas será, ecuación 4 21:

$$P = \frac{C_D \rho A \sum v^3}{2}$$

$$P = \frac{1,5 \times 1000 \times 14,62 [(0,42)^3 + (0,32)^3]}{2} = 1173 \text{ W}$$

$$P = 1,17 \text{ kW} = 1,57 \text{ HP}$$

El valor de G será, para $T = 20^\circ\text{C}$, según la ecuación 4 13:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

$$G = \sqrt{\frac{11,73}{1,02 \times 10^{-3} \times 1078}}$$

$$G = 33 \text{ s}^{-1}$$

El tiempo de retención:

$$t = \frac{1078 \times 24 \times 60}{37850} = 41 \text{ min}$$

El valor de Gt:

$$Gt = 33 \times 41 \times 60 = 81180$$

4.9 EJEMPLO (adaptado de la referencia 51)

Una planta trata un caudal máximo diario de $3 \text{ m}^3/\text{s}$ mediante flocculadores de eje vertical localizados en dos tanques rectangulares de flujo horizontal de 26 m de longitud, 17 m de ancho y 5 m de profundidad cada uno. El sistema de flocculación tiene 3 etapas, con mezcla gradual, gradientes de velocidad de $90 - 90 - 50 \text{ s}^{-1}$. Determinar el número de flocculadores requerido, la potencia consumida por los flocculadores, el área de aberturas sobre las pantallas de separación entre los compartimentos de flocculación y la pérdida de energía en dicha pantalla. El problema se esquematiza en la figura 4 9.

Solución:

- Número de flocculadores: sobre cada tanque se localizan dos series de flocculadores de 3 etapas, para un total de 6 flocculadores por tanque y 12 flocculadores en la planta. El área de cada unidad será de:

$$\left(\frac{17}{2}\right)\left(\frac{26}{3}\right) = 8,5 \times 8,67 \text{ m}^2 = 73,67 \text{ m}^2$$

- Potencia requerida para los flocculadores de primera y segunda etapa, con $G = 90 \text{ s}^{-1}$:

$$P = G^2 V \mu = (90)^2 \times 8,5 \times 8,67 \times 5 \times 10^{-3} = 2985 \text{ W}$$

Con una eficiencia del 80%:

$$P = 2985/0,8 = 3731 \text{ W}$$

Se adoptan motores de 4 kW para cada floculador de primera y segunda etapa

— Para los floculadores de tercera etapa, con $G = 50 \text{ s}^{-1}$:

$$P = G^2 V \mu = (50)^2 8,5 \times 8,67 \times 5 \times 10^{-3} = 921 \text{ W}$$

Con una frecuencia del 80%:

$$P = 921/0,8 = 1151 \text{ W}$$

Se adoptan motores de 1,5 kW para cada floculador de tercera etapa

— Pantallas: se colocarán pantallas con orificios entre los floculadores de primera y segunda etapa, así como entre los de segunda y tercera etapa. Se adopta una velocidad de 0,33 m/s para no romper el floculador. El área de abertura será:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{3}{2 \times 0,33} = 5 \text{ m}^2$$

Verificamos la relación del área de aberturas:

$$\frac{5}{17 \times 5} \times 100 = 5,9\%$$

La relación anterior es aceptable, generalmente se recomienda que sea del 2% al 10%, con valores óptimos del 2% al 5%.

La pérdida de energía, a través de cada pantalla con orificios:

$$h = \frac{(Q/CA)^2}{2g}$$

Suponiendo un coeficiente C, para los orificios, igual a 0,7, se tiene:

$$h = \frac{(1,5/0,7 \times 5)^2}{2 \times 9,8} = 9,4 \text{ mm}$$

La pérdida anterior es aceptable, se recomienda que sea del orden de 8 mm.

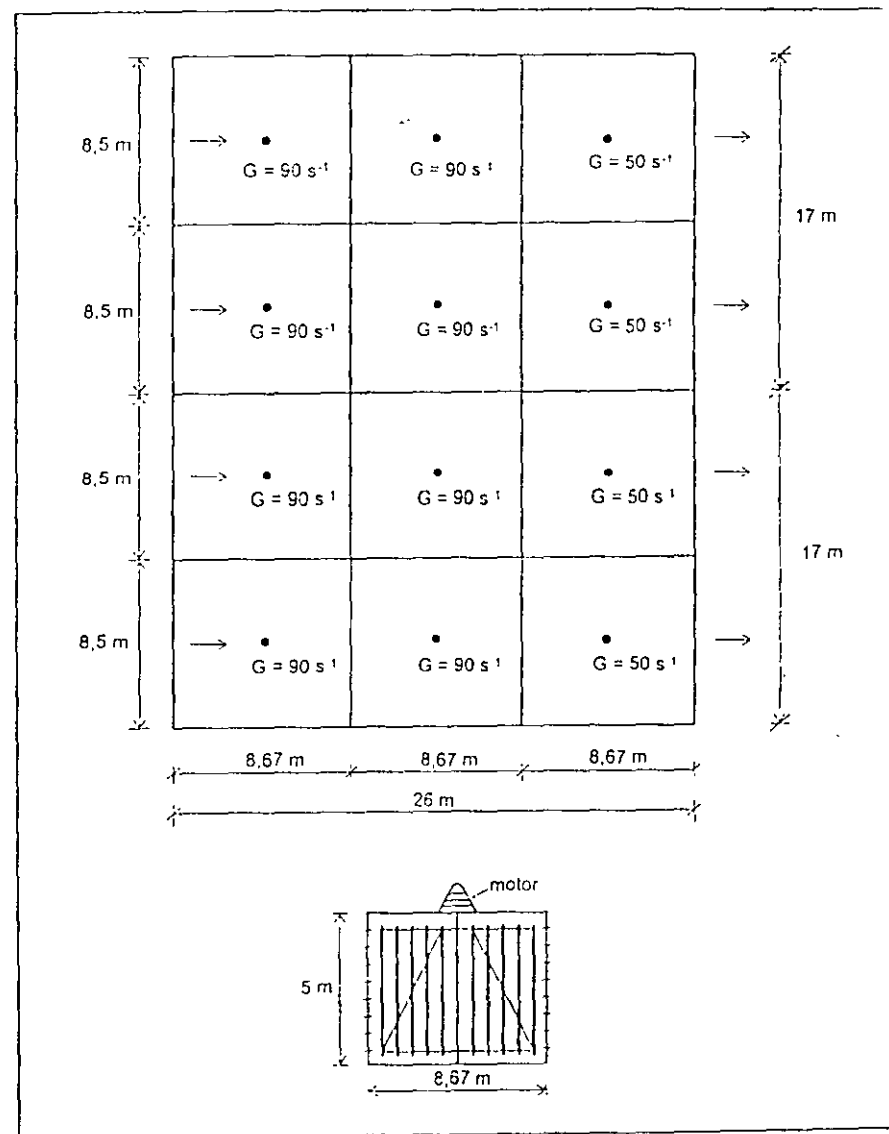


Figura 4.9 Esquema ejemplo 4.9

4.10 EJEMPLO

Dimensionar un floculador tipo turbina de flujo axial, con seis láminas inclinadas a 45 , $K = 1,3$, para una cámara cuadrada de 3 m de lado por 3,6 m de alto y un gradiente de velocidad igual a 70 s⁻¹ (ver figura 4.10). De las ecuaciones 3.2 y 3.3 se obtiene:

$$N = \left(\frac{\mu V G^2}{K \rho d^5} \right)^{1/3} \quad (4.29)$$

donde: N = Velocidad del impulsor, revoluciones/s
 μ = Viscosidad dinámica del agua, igual a $1,002 \times 10^{-3}$ N.s/m²
 V = $3 \times 3 \times 3,6 = 32,4$ m³
 ρ = 1000 kg/m³
 d = Diámetro del impulsor, m

Las turbinas de flujo axial para floculación se pueden dimensionar así (12):

$$e = \frac{d}{12}$$

$$b = \frac{d}{8}$$

$$2 \leq \frac{L}{d} \leq 6,6$$

$$2,7 \leq \frac{H}{d} \leq 3,9$$

$$0,9 \leq \frac{h}{d} \leq 1,1$$

Suponiendo,

$$\frac{L}{d} = 3; d = 1,0 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 1,0; h = 1,0 \text{ m}$$

$$e = \frac{1}{12} = 0,08 \text{ m (estator/es)}$$

$$b = \frac{1}{8} = 0,125 \text{ m (rotor)}$$

De la ecuación 4.29.

$$N = \left[\frac{1,002 \times 10^{-3} \times 32,4 (70)^2}{1,3 \times 1000 (1)^5} \right]^{1/3}$$

$$N = 0,5 \text{ RPS} = 30 \text{ RPM}$$

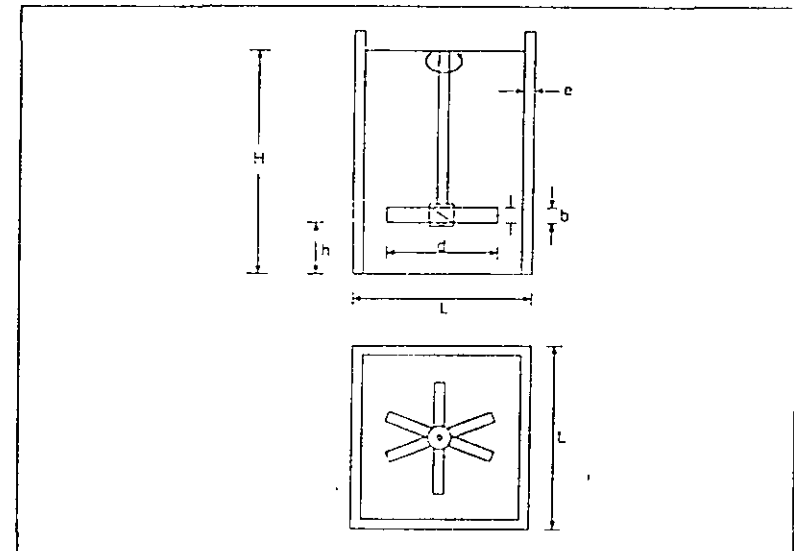


Figura 4.10 Dimensiones floculador de turbina del ejemplo 4.10

4.11 EJEMPLO (adaptado de la referencia 56)

Diseñar un floculador hidráulico, de flujo horizontal, para un caudal de 10 000 m³/d (116 l/s). El tanque de floculación debe estar dividido en 3 secciones de volúmenes iguales, con gradientes de velocidad de 50, 35 y 25 s⁻¹, respectivamente. El tiempo total de floculación es de 21 minutos; la temperatura del agua, 15°C.

Las pantallas son de madera con un coeficiente de fricción $f = 0,3$. La longitud del floculador debe ser igual a 10 m.

Solución

1. El volumen del floculador será

$$V = Q \cdot t = \frac{10.000 \times 21}{1.440} = 146 \text{ m}^3$$

2. El ancho del floculador, para una profundidad de flujo de 1 m, valor razonable en floculadores hidráulicos de flujo horizontal, será:

$$W = \frac{146}{1 \times 10} = 15 \text{ m}$$

3. Para 3 cámaras iguales de floculación, el ancho de cada cámara o sección será:

$$W' = \frac{15}{3} = 5 \text{ m}$$

4. El número de pantallas, en la primera sección del floculador, para $G = 50 \text{ s}^{-1}$ y $\mu = 1,14 \times 10^{-3} \text{ Pa} \cdot \text{s}$ se puede calcular por la expresión de Richter (56):

$$N = \left\{ \left[\frac{2 \mu t}{\rho (1,44 + f)} \right] \left(\frac{H L G}{Q} \right)^2 \right\}^{1/3} \quad (4.30)$$

donde N = Número de pantallas
 μ = Viscosidad dinámica, Pa·s, kg/m s
 t = Tiempo de retención, s

ρ = Densidad del agua kg/m³
 f = Coeficiente de fricción
 H = Profundidad de flujo, m
 L = Longitud del floculador, m
 G = Gradiente de velocidad, s⁻¹
 Q = Caudal, m³/s

$$N = \left\{ \left[\frac{2 \times 1,14 \times 10^{-3} \times 7 \times 60}{1.000 (1,44 + 0,3)} \right] \left(\frac{1 \times 10 \times 50 \times 86.400}{10.000} \right)^2 \right\}^{1/3}$$

$$N = 22$$

5. La distancia entre pantallas o baffles será:

$$e = \frac{L}{N} = \frac{10}{22} = 0,45 \text{ m}$$

El valor anterior es el valor mínimo recomendado generalmente para separación entre pantallas.

6. La pérdida de energía en la primera sección del floculador se calcula por la ecuación 4.17:

$$h = \frac{\mu t G^2}{\rho g}$$

$$h = \frac{1,14 \times 10^{-3} \times 7 \times 60 (50)^2}{1000 \times 9,8}$$

$$h = 0,12 \text{ m}$$

7. La velocidad de flujo será:

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

$$v = \frac{10\,000}{86.400 \times 1 \times 0,45}$$

$$v = 0,26 \text{ m/s}$$

El valor anterior es aceptable; generalmente oscila entre 0,1 y 0,3 m/s.

8. La distancia libre entre el extremo de cada pantalla y la pared de la cámara de floculación será:

$$\text{distancia} = 1,5 e$$

$$\text{distancia} = 1,5 \times 0,45 = 0,68 \text{ m}$$

- Repitiendo los cálculos para la segunda sección del floculador se obtiene:

$$G = 35 \text{ s}^{-1}$$

$$t = 7 \text{ min}$$

$$N = 17$$

$$e = 0,59 \text{ m}$$

$$1,5e = 0,88 \text{ m}$$

$$h = 0,06 \text{ m}$$

$$v = 0,20 \text{ m/s}$$

- Para la tercera sección del floculador se obtiene:

$$G = 25 \text{ s}^{-1}$$

$$t = 7 \text{ min}$$

$$N = 14$$

$$e = 0,71 \text{ m}$$

$$1,5e = 1,07 \text{ m}$$

$$h = 0,03 \text{ m}$$

$$v = 0,16 \text{ m/s}$$

9. La pérdida de energía total en el floculador:

$$h = 0,12 + 0,06 + 0,03 = 0,21 \text{ m}$$

El diseño del floculador para 10 000 m³/d se muestra en la figura 4.11.

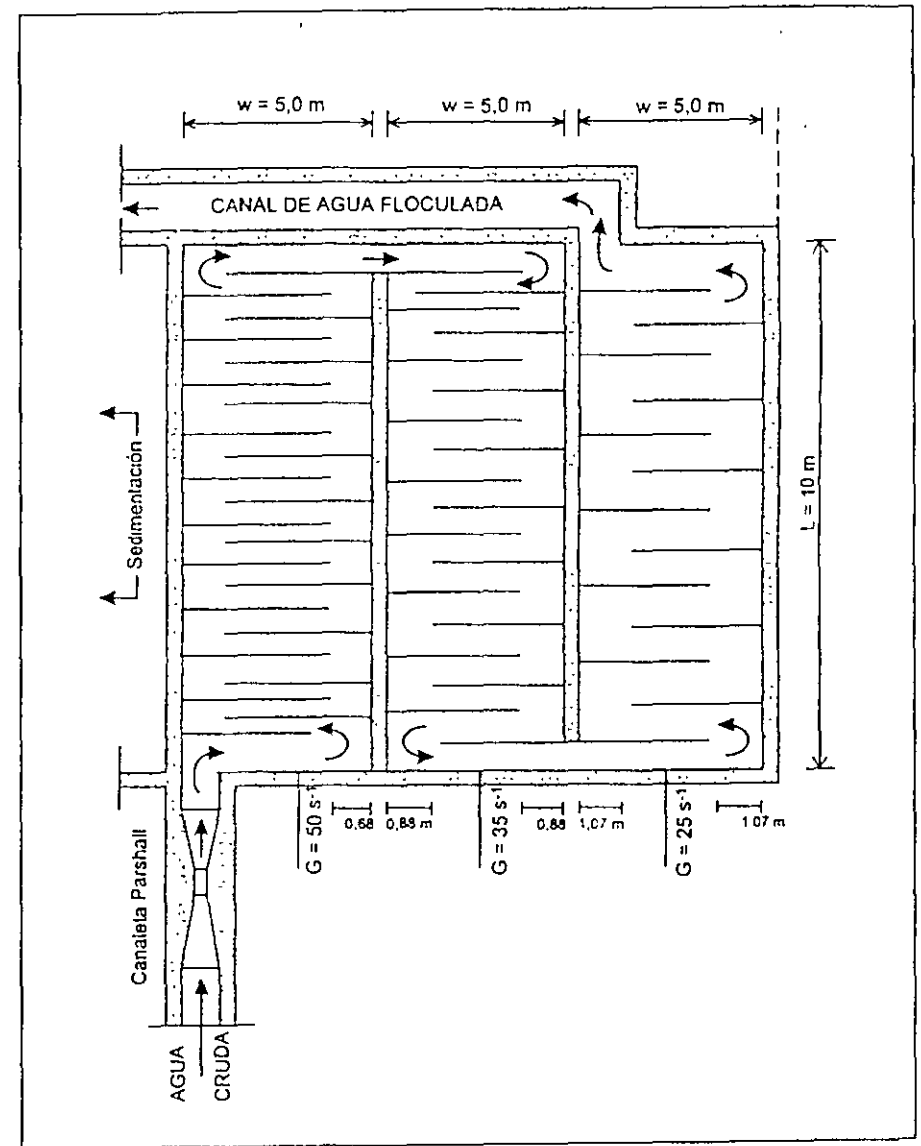


Figura 4.11 Floculador hidráulico de flujo horizontal para un caudal de 10 000 m³/d.

4.12 EJEMPLO

Diseñar una cámara de floculación hidráulica, de flujo horizontal, para un caudal de $10.000 \text{ m}^3/\text{d}$ (116 L/s), con gradiente de velocidad de 50 s^{-1} y tiempo de retención de 7 minutos. La viscosidad del agua es de $1,14 \times 10^{-3} \text{ Pa.s}$. Las pantallas son de madera con un coeficiente de rugosidad de Manning de 0,23. La longitud del floculador debe ser igual a 10 m

Solución:

1. El volumen de la cámara de floculación será:

$$V = Qt = \frac{10.000 \times 7}{1.440} = 48,6 \text{ m}^3$$

2. El ancho del floculador, para una profundidad de flujo de 1 m, valor razonable en floculadores hidráulicos de flujo horizontal, será

$$W = \frac{48,6}{1 \times 10} = 4,86 \text{ m} = 5,0 \text{ m}$$

3. Para $G = 50 \text{ s}^{-1}$; la pérdida de energía, según la ecuación 4.17, será:

$$H = \frac{G^2 \mu t}{\gamma} = \frac{(50)^2 \times 1,14 \times 10^{-3} \times 7 \times 60}{9.800} = 0,12 \text{ m}$$

4. Para una velocidad de flujo $v = 0,20 \text{ m/s}$ se tiene:

$$a = \frac{Q}{v} = \frac{10.000}{86.400 \times 0,20} = 0,58 \text{ m}^2$$

Con una profundidad de flujo = 1 m

El ancho de cada canal = 0,58 m

El espacio libre entre tabique y pared = $1,5 \times 0,58 \approx 0,85 \text{ m}$

5. La longitud total de flujo será:

$$L = vt$$

$$L = 0,20 \times 7 \times 60 = 84,0 \text{ m}$$

6. Para un ancho de 5 m la longitud efectiva de cada canal será:

$$l = 5 - 0,85 = 4,15 \text{ m}$$

7. El número requerido de canales será:

$$N = \frac{L}{l} = \frac{84,0}{4,15} = 20$$

8. La pérdida por fricción, según Manning, será:

$$h_f = \frac{(nv)^2 L}{R^{4/3}} = \frac{(0,23 \times 0,20)^2 \times 20 \times 4,15}{(0,58/2,58)^{4/3}} = 0,004 \text{ m}$$

La pérdida adicional, según la ecuación 4.26:

$$h = \frac{3(N-1)v^2}{2g} = \frac{3(19)(0,20)^2}{2 \times 9,8} = 0,116 \text{ m}$$

9. La pérdida total será: $H = 0,12 \text{ m}$

10. El número de Camp será:

$$Gt = 50 \times 7 \times 60 = 21.000$$

4.13 EJEMPLO

Dimensionar un floculador, con agitador de paletas de eje vertical, para un caudal de $10.000 \text{ m}^3/\text{d}$, gradiente de velocidad de 50 s^{-1} , tiempo de retención de 7 minutos, viscosidad de $1,14 \times 10^{-3} \text{ Pa.s}$

Solución:

— El volumen útil de la cámara de floculación será

$$V = Qt = \frac{10.000 \times 7}{1.440} = 48,6 \text{ m}^3$$

- La potencia disipada en mezcla será, según la ecuación 4.12:

$$P = G^3 V \mu = (52)^3 (18,6) (1,14 \times 10^{-3}) = 139 \text{ W}$$

- Adoptando una profundidad útil de 3 m, el área superficial de la cámara de floculación será

$$A = \frac{48,6}{3} = 16,2 \text{ m}^2$$

Se puede adoptar un tanque cuadrado de 4 m × 4 m.

- El área de paletas en movimiento, en la sección transversal, se puede tomar como igual a:

$$Q_p = 4 \times 3 \times 0,20 = 2,4 \text{ m}^2$$

Se proponen 2 paletas simétricas de 2,4 m × 0,5 m cada una.

- Colocando las paletas con un radio medio de giro de 1,45 m, la velocidad diferencial será.

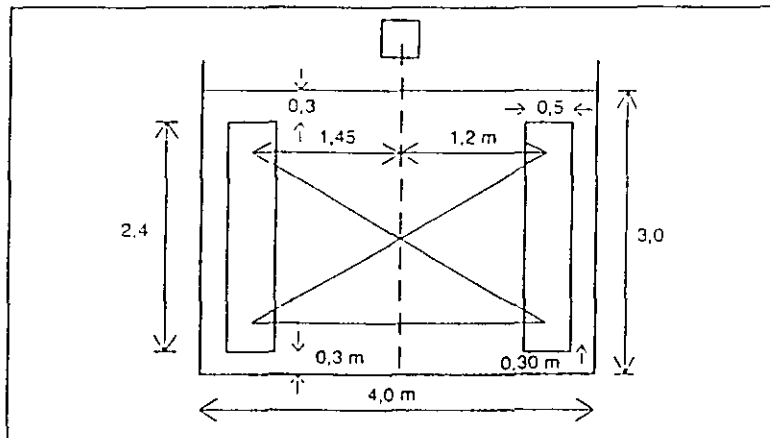


Figura 4.12 Dimensiones floculador de paletas de eje vertical del ejemplo 4.13

$$v = \left(\frac{2P}{C_D \rho A} \right)^{1/3}$$

$$v = \left(\frac{2 \times 139}{1,2 \times 1000 \times 2,4} \right)^{1/3} = 0,46 \text{ m/s}$$

- La velocidad de las paletas será:

$$v_p = \frac{v}{0,75} = \frac{0,46}{0,75} = 0,61 \text{ m/s}$$

- La velocidad de rotación será

$$N = \frac{v_p}{2\pi R} = \frac{0,61}{2\pi(1,45)} = 0,067 \text{ RPS} = 4 \text{ RPM}$$

- El valor de $Gt = 50 \times 7 \times 60 = 21.000$

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

MÓDULO II

**DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS
POTABILIZADORAS**

TEMA

SEDIMENTACIÓN

**EXPOSITOR: MSP. RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2002**

SEDIMENTACION

Es un proceso de separación sólido-líquido, es decir es la separación por la cual se remueven las partículas más pesadas que el líquido, se separa de una suspensión mediante la fuerza de gravedad; en algunos casos se le llama: clarificación, decantación o espesamiento.

Hay dos formas de sedimentación usadas en la purificación del agua: Sedimentación simple y la sedimentación después de la coagulación y floculación o ablandamiento.

La sedimentación simple es generalmente un tratamiento primario para reducir la carga de sólidos sedimentables antes de la coagulación, en estos casos se le conoce como pre-sedimentación.

La sedimentación después de la adición de coagulantes y de la floculación se usa para remover sólidos sedimentables que han sido producidos por el tratamiento químico, como en el caso de remoción de color o de turbiedad o en el ablandamiento con cal.

Se manejan dos tipos de partículas en la potabilización

- a) DISCRETAS: - No cambian formas ni dimensiones al desplazarse
- b) FLOCULENTES: - Cambian forma, tamaño y peso al chocar en su desplazamiento (flóculo de la coagulación)

DENSIDAD DE PARTICULAS

ARENA $\rho_s = 2.65$

FLOCCULUMINIO $\rho_s = 1.13$ (base seca)

FLOC HIERRO $\rho_s = 1.37$ (base seca)

Con un 95% de agua el floc de Al^{+3} y Fe^{+3} se tiene $\rho_s = 1.03$

El movimiento de sedimentación de flóculos corresponde a zona laminar y el modelo por utilizar es el de la expresión de Stokes.

En el caso de reducción de sólidos, en desarenadores y presedimentadores el movimiento corresponde a zona intermedia y el modelo por utilizar es el cálculo por tanteos

Tabla V.4.a Velocidades de Sedimentación de Partículas

Material	Densidad Relativa	Diámetro d (cm)	Temperatura del agua °C	Viscosidad $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$	Velocidad de sedimentación cm/s	Carga superficial $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{d}$	Zona
FLOC	1.03	0.001	15	1.176	4.63×10^{-7}	0.00040	Laminar
			10	1.310	1.25×10^{-6}	0.108	Laminar
FLOC	1.03	0.01	15	1.176	1.39×10^{-4}	0.120	Laminar
			10	1.310	1.25×10^{-3}	10.80	Laminar
Partículas Orgánicas	1.5	0.01	15	1.176	1.39×10^{-3}	12.00	Laminar
			10	1.310	2.08×10^{-1}	179.7	Laminar
Arena Fina	2.6	0.01	15	1.176	6.75×10^{-1}	583	Intermedia
			10	1.310	6.11×10^{-1}	528 *	Intermedia
Arena	2.6	0.2	15	1.176	28.16	24330	Intermedia
			10	1.310	27.76	23980	Intermedia

* Nota - Obsérvese que arena fina de $d = 0.01 \text{ cm}$ puede sedimentar con cargas superficiales relativamente altas, del orden de $500 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ en condiciones estáticas. En condiciones dinámicas este valor debe multiplicarse por un factor menor que la unidad

Tabla V.4.b Velocidades de Sedimentación de Partículas (Diámetros corresponden a cribas us standards)

DIAMETRO (cm)	VELOCIDAD DE SEDIMENTACION (Cm/s)		
	1.31×10^{-3}	1.176×10^{-3}	1.010×10^{-3}
0.1820	26.42	26.83	27.37
0.1680	24.93	25.34	25.89
0.1540	23.36	23.78	24.34
0.1370	21.35	21.78	22.35
0.1230	19.58	20.02	20.60
0.1100	17.84	18.28	18.87
0.1000	16.42	16.87	17.47
0.0900	14.94	15.38	15.98
0.0810	13.52	13.97	14.57
0.075	12.12	12.56	13.16

Tabla V.4.b (cont.) Velocidades de Sedimentación de Partículas (Diámetros corresponden a cribas us standards) *US standards*

DIAMETRO (cm)	VELOCIDAD DE SEDIMENTACION (Cm/s)		
	1.31×10^{-3}	1.176×10^{-3}	1.010×10^{-3}
0.0650	10.83	11.26	11.85
0.0580	9.56	9.99	10.57
0.0510	8.25	8.65	9.21
0.0450	7.08	7.47	8.09
0.0390	5.89	6.24	6.74
0.0340	4.88	5.20	5.66
0.0290	3.88	4.16	4.57
0.0247	3.03	3.27	3.63
0.0215	2.43	2.63	2.94
0.0180	1.80	1.97	2.21
0.0152	1.35	1.47	1.67
0.0131	1.03	1.13	1.29
0.0110	0.75	0.83	0.94
0.0091	6.86×10^{-1}	7.64×10^{-1}	8.89×10^{-1}

DECANTACION DE PARTICULAS AISLADAS EN UN FLUIDO EN MOVIMIENTO

Las ecuaciones que se han presentado en las secciones anteriores son válidas solo para un fluido estático. Cuando este se halla en movimiento el comportamiento de las partículas es un poco diferente. Pueden entonces considerarse tres casos: a- Cuando el fluido se mueve con velocidad constante horizontal, b- Cuando el fluido se mueve con velocidad constante vertical y c- Cuando el fluido se mueve en dirección oblicua

a- El fluido se mueve con velocidad horizontal constante

Este es el caso de los sedimentadores horizontales convencionales.

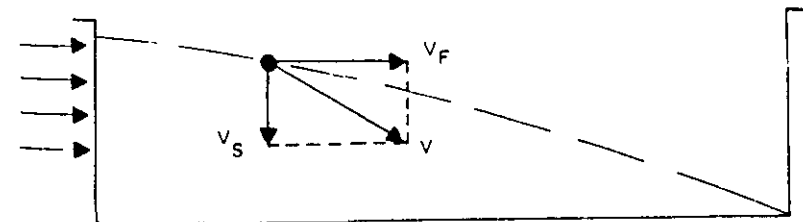


Fig. V-5

Tabla 3.2 Efecto del tamaño decreciente de las esferas sobre la tasa de sedimentación

Diámetro de partícula (mm)	Orden de tamaño	Área superficial total ^a	Tiempo requerido para sedimentarse ^b
10	Grava	3.14 cm ²	0.3 seg
1	Arena gruesa	31.4 cm ²	3 seg
0.1	Arena fina	314 cm ²	38 seg
0.01	Arenilla	0.314 m ²	33 min
0.001	Bacterias	3.14 m ²	55 h
0.0001	Partículas coloidales	31.4 m ²	230 días
0.00001	Partículas coloidales	0.283 ha	6.3 años
0.000001	Partículas coloidales	2.83 ha	63 años mínimo

Fuente Adaptada de AWWA (1971), pág. 70.

^a Área para partículas del tamaño indicado producidas a partir de una partícula de 10 mm de diámetro con un peso específico de 2.65.

^b Cálculos basados en una esfera con un peso específico de 2.65 para sedimentarse 30 cm.

En las plantas de filtración rápida, el pretratamiento puede mejorar el rendimiento de los procesos unitarios por las siguientes razones: 1) es probable un mejor funcionamiento de los procesos unitarios debido a que la calidad del agua cruda es menos variable; 2) se produce menos lodo y por consiguiente se requiere limpieza menos frecuente de los tanques de una gran cantidad de sólidos suspendidos, en el tratamiento subsecuente se utilizan menos productos químicos.

La selección del tipo más adecuado de pretratamiento para un diseño particular se debe hacer con base en investigaciones de campo, en las cuales se toman muestras de todos los regímenes del río a fin de determinar las variaciones en las características del agua cruda.

5.1 INTRODUCCIÓN

Se designa por sedimentación la operación por la cual se remueven las partículas salidas de una suspensión mediante la fuerza de gravedad; en algunos casos se denomina clarificación o espesamiento. Dos son las formas de sedimentación usadas en la purificación del agua: sedimentación simple y sedimentación después de coagulación y floculación o ablandamiento.

La sedimentación simple es generalmente un tratamiento primario para reducir la carga de sólidos sedimentables antes de la coagulación, en esos casos se le conoce como presedimentación. La sedimentación después de la adición de coagulantes y de la floculación se usa para remover los sólidos sedimentables que han sido producidos por el tratamiento químico, como en el caso de remoción de color y turbiedad o en el ablandamiento con cal. La sedimentación puede ser precedida por presedimentación y aireación; generalmente va seguida de la filtración. En el tratamiento de aguas residuales, la sedimentación se usa principalmente para remover sólidos suspendidos sedimentables, tratamiento primario, y para la remoción de material orgánico y biomasa preformada en los sistemas de tratamiento secundario y para espesamiento de lodos.

5.2 TIPOS DE SEDIMENTACIÓN

La sedimentación ocurre de maneras diferentes, según la naturaleza de los sólidos, su concentración y su grado de floculación.

En el agua se pueden encontrar partículas llamadas discretas, las cuales no cambian su tamaño, o forma o peso cuando se sedimentan, y partículas floculentas y precipitantes en las cuales la densidad y el volumen cambia

La partícula cae con velocidad v constante en trayectoria parabólica la cual resulta de la descomposición del vector v en v_f y v_s . El valor v_s es la velocidad caída de la partícula en un fluido en reposo y v_f la velocidad de arrastre horizontal producida por el fluido

b- El fluido se mueve con velocidad vertical constante.

En este caso, que es el corriente en sedimentadores de manto de lodos, si $v_s > v_f$ la partícula se mueve hacia abajo (sedimenta respecto a la tierra). Pero si $v_s < v_f$ la partícula es arrastrada por el fluido (no sedimenta respecto a la tierra). En cambio si $v_s = v_f$ la partícula se mantiene en suspensión en el fluido. Cuando las partículas están relativamente juntas, se forma un manto de lodos y entonces la velocidad v_s debe entenderse como la velocidad intersticial v_a / p en donde v_a es la velocidad de aproximación y p es la porosidad del manto a través del cual evolucionan las partículas. Este aspecto se estudiará en detalle posteriormente en este capítulo

c- El fluido se mueve con flujo oblicuo

Este es el caso de los sedimentadores de flujo laminar o de placas inclinadas que estudiaremos mas adelante. Dentro de las placas o celdas el flujo puede ser ascendente o descendente

En ambos casos la partícula se mueve con una velocidad constante, en trayectoria parabólica. La velocidad tendrá componentes según un sistema de ejes cartesianos x, y en el que el eje x está en dirección del flujo. El vector v_s se descompondrá en v_x y v_y como se verá posteriormente

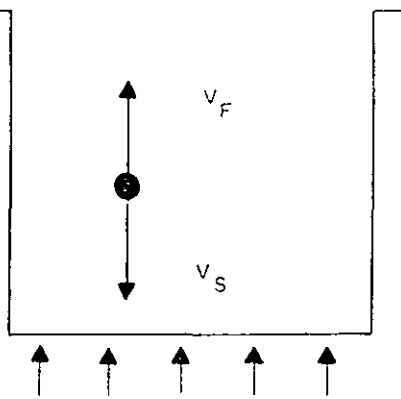


Fig. V.6

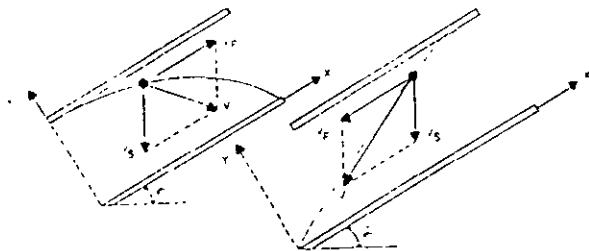


Fig. V.7

SEDIMENTACION CONVENCIONAL: MODELO HAZEN Y CAMP

Antes de desarrollar la metodología de diseño de sedimentadores de flujo horizontal es conveniente introducir un modelo teórico que describa el funcionamiento de un sedimentador con clarificación tipo 1 ya que ayuda a definir conceptos y establecer parámetros que son, como se verá más adelante, aplicables también al caso de partículas aglomerables

El modelo fue desarrollado por Hazen en 1904 y luego retomado por Camp en 1946 y se basa en la concepción de un tanque de sedimentación ideal. Camp, lo definió como "el decantador hipotético en el cual la sedimentación se realiza exactamente en la misma manera que en un recipiente de igual profundidad que contenga un líquido en reposo".

El modelo responde a las siguientes características (ver figura V.8).

1. Se identifican en el tanque de sedimentación cuatro zonas independientes: de Entrada, de Salida, de Sedimentación y de Retención de partículas sedimentadas.
2. Hay una distribución uniforme de partículas en la entrada. La concentración de partículas de cada tamaño es por lo tanto la misma en todos los puntos de la sección transversal de entrada.
3. En la zona de sedimentación la dirección del flujo es horizontal y la velocidad es la misma en todos los puntos, por lo que responde a un modelo de flujo tipo pistón
4. Toda partícula que entra a la zona de lodos queda atrapada y se considera removida.
5. Las partículas, aún siendo de diferentes tamaños, se comportan como partículas discretas y aisladas en la zona de sedimentación, o sea se produce clarificación tipo 1.

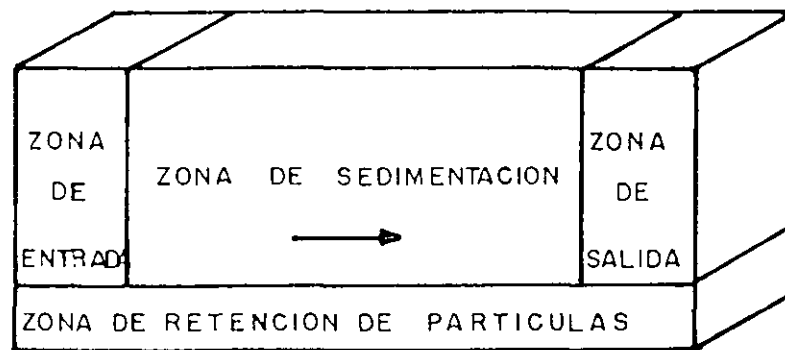


Fig. V.8

El comportamiento de partículas de diferentes velocidades de sedimentación corresponde a trayectorias rectas en la zona de sedimentación debido a la composición de los dos movimientos, el de desplazamiento con el fluido de velocidad v_f y el de sedimentación respecto al fluido de velocidad v_s , como se explicó antes.

Según sea pequeña o alta la velocidad de sedimentación, v_s , de las partículas se pueden producir las situaciones indicadas en la figura V.9.

la partícula en el agua, W , y una fuerza vertical hacia arriba, F o fuerza de arrastre debida a la fricción.

El peso de la partícula discreta en el agua es igual a:

$$W = V(\rho_s - \rho_w)g \quad (5.1)$$

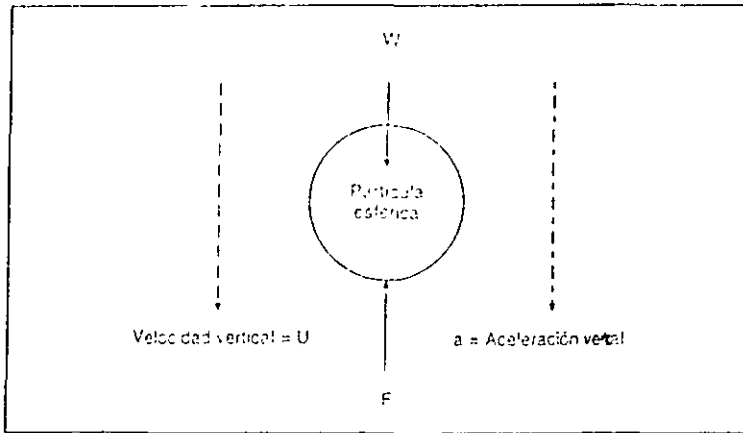


Figura 5.2 Sedimentación de la partícula discreta en reposo

- donde: W = Peso de la partícula en el agua, N
 V = Volumen de la partícula, m^3
 ρ_s = Densidad de la partícula, kg/m^3
 ρ_w = Densidad del agua, kg/m^3
 g = Aceleración de la gravedad, $9,8 \text{ m/s}^2$

La fuerza vertical de arrastre o fricción es función de la viscosidad, de la forma, tamaño y velocidad vertical de la partícula, así como de la densidad y viscosidad del agua. Empíricamente se ha encontrado que para partículas discretas:

$$F = \frac{CA_n \rho_w U^2}{2} \quad (5.2)$$

- donde: F = Fuerza de arrastre vertical, N
 C = Coeficiente de arrastre de Newton, adimensional

- A_n = Área de la sección transversal de la partícula normal a la dirección de asentamiento, m^2
 U = Velocidad de asentamiento, m/s
 ρ_w = densidad del agua, kg/m^3

El valor del coeficiente de arrastre, C , es función del número de Reynolds:

$$N_{RF} = \frac{DU}{\nu} \quad (5.3)$$

- donde: D = Diámetro de la partícula, m
 U = Velocidad de asentamiento, m/s
 ν = Viscosidad cinemática, m^2/s

Para partículas esféricas y $N_{RE} < 10000$, Fair y Geyer han encontrado que:

$$C = \frac{24}{N_{RE}} + \frac{3}{(N_{RE})^{1.5}} + 0,34 \quad (5.4)$$

Inicialmente la partícula se acelerará hasta que la fuerza de fricción o de arrastre del fluido se haga igual a la fuerza impulsora de asentamiento. Cuando las fuerzas verticales están en equilibrio, de acuerdo con la segunda ley de Newton, la aceleración se hace cero y la velocidad se vuelve constante. Por lo tanto, para partículas esféricas:

$$V(\rho_s - \rho_w)g = \frac{CA_n \rho_w U^2}{2}$$

$$U^2 = \frac{2V(\rho_s - \rho_w)g}{CA_n \rho_w} = \frac{2Vg}{CA_n} (S_r - 1) \left(\frac{\pi D^3 / 6}{\pi D^2 / 4} \right)$$

$$U = \sqrt{\frac{4g(S_r - 1)D}{3C}} \quad (5.5)$$

donde:

- S_r = Densidad relativa de la partícula

a medida que ellas se adhieren unas con otras mediante mecanismos de floculación, precipitación, arrastre o barrido. La existencia de diferentes tipos de partículas en concentraciones distintas hace que sea necesario considerar tipos desiguales de sedimentación, de acuerdo con la clase de concentración de partículas, como lo describe Fitó en la figura 5.1 (5).

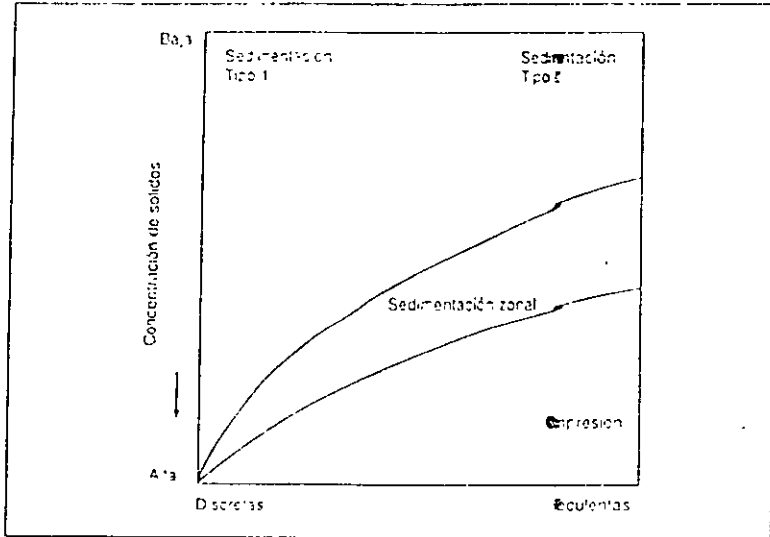


Figura 5.1 Diagrama Paragenético.

Dichos tipos de sedimentación son:

- Sedimentación tipo 1:
Se refiere a la remoción de partículas discretas o floculentas en una suspensión diluida. En estas condiciones se dice que la sedimentación es no interferida y es función solamente de las propiedades del fluido y de las características de la partícula. Es el tipo de sedimentación que ocurre con partículas de características floculentas mínimas en suspensiones diluidas, como sería el caso de sedimentación de materiales pesados inertes.
- Sedimentación tipo 2:
Se refiere a la sedimentación de suspensiones fluidas de partículas floculentas, en las cuales es necesario considerar las propiedades floculentas de la suspensión junto con las características de asentamiento

de las partículas. Ocurre generalmente en el tratamiento de aguas residuales, dada la naturaleza de los sólidos en ellas presentes, y en la purificación de aguas potables cuando los sedimentadores están precedidos de floculadores y coagulación.

- Sedimentación zonal:
Describe la sedimentación másica y se refiere al proceso de sedimentación de suspensiones de concentración intermedia de material floculento, en las cuales se presenta un asentamiento interferido debido a la cercanía entre partículas. Dicha cercanía permite a las partículas, gracias a las fuerzas entre ellas, tener una posición relativa fija de unas con otras; se forma una matriz porosa soportada por el fluido que desplazan, y como resultado la masa de partículas se desplaza hacia el fondo como un solo bloque, creando una interfase clara de separación entre el sobrenadante clarificado y el lodo, en un régimen descrito como sedimentación zonal.
- Compresión:
Ocurre cuando la concentración aumenta a un valor en que las partículas están en contacto físico unas con otras y el peso de ellas es sostenido parcialmente por la masa compactada. Se presenta en operaciones de espesamiento de lodos cuando las partículas se acumulan en el fondo del tanque de sedimentación; su peso es soportado por la estructura de la masa en compactación y el asentamiento es función de la deformación de las partículas o flóculos.
En la práctica, durante una operación de sedimentación, es común que se presente más de un tipo de sedimentación al mismo tiempo y es posible que coincidan todos los cuatro tipos.

5.3 SEDIMENTACIÓN TIPO 1

Como se dijo previamente, la sedimentación tipo 1 se refiere a la sedimentación de partículas discretas, de aquellas partículas que no cambian su forma, tamaño o peso a medida que se sedimentan; en otras palabras, es el tipo de sedimentación libre, no interferida, función solamente de las propiedades del fluido y de la partícula.

Cuando se coloca una partícula discreta en un fluido en reposo, la partícula se mueve verticalmente debido a la gravedad, si su densidad difiere de la del fluido. Las fuerzas verticales que actuarán sobre una partícula discreta en el agua serán: una fuerza vertical hacia abajo igual al peso de

al cizallamiento del fluido (lo espeso). En una amplia gama de condiciones, la fuerza de fricción puede correlacionarse con el número de Reynolds.

La mayoría de las situaciones en que hay sedimentación de partículas implican condiciones de "flujo deslizante" o laminar (Reynolds < 1). En este caso, la fuerza de fricción de Stokes puede utilizarse

$$F_D = 3\pi\mu D_p V_r$$

Donde: μ = viscosidad del fluido y V_r es la velocidad de la partícula con respecto al fluido (velocidad de sedimentación)

Entonces

$$\begin{aligned} F_{\text{hacia abajo}} &= F_g - F_B - F_D \\ &= \rho_p \frac{\pi}{6} D_p^3 g - \rho_f \frac{\pi}{6} D_p^3 g - 3\pi\mu D_p V_r \\ &= (\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D_p^3 g - 3\pi\mu D_p V_r \end{aligned}$$

La partícula responderá a esta fuerza según la Ley de Newton, que establece que: la fuerza es igual a la masa multiplicada por la aceleración

$$\begin{aligned} F_{\text{hacia abajo}} &= \rho_p \times \text{aceleración} \\ &= m p x \frac{dv_r}{dt} \end{aligned}$$

La solución indica que, en casi todos los casos de interés ambiental, el tiempo final es muy corto (mucho menos de 1 segundo), por esta razón solo se considera la velocidad de "sedimentación final" o "terminal".

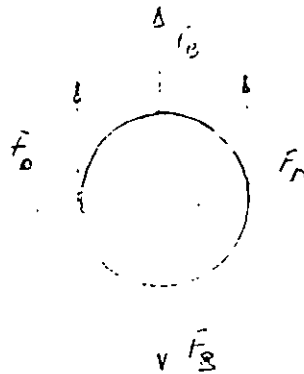
Cuando la partícula alcanza su velocidad terminal, ya no se acelera, de manera que por lo tanto $F_{\text{hacia abajo}} = 0$. Haciendo que $F_{\text{hacia abajo}}$ sea igual a cero y viendo que V_r es igual a la velocidad de sedimentación, V_s igual a velocidad terminal, obtenemos

$$0 = (\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D_p^3 g - 3\pi\mu D_p V_s$$

LEY DE STOKES

Sedimentación o decantación gravitacional

El movimiento de una partícula en un fluido está determinado por un balance de las fuerzas viscosas de fricción que se oponen al movimiento de las partículas con fuerzas gravitacionales o de otro tipo que causan el movimiento.



Considerando la partícula señalada en la figura, a fin de determinar la velocidad a la que cae (sedimentación), se efectuará un balance de fuerzas. Actúan tres fuerzas: la fuerza gravitacional que la empuja hacia abajo (F_g), una fuerza de flotación que la empuja hacia arriba (F_b) y una fuerza de fricción que la empuja hacia arriba (F_d)

F_g es igual a la constante de gravedad g multiplicada por la masa de la partícula m_p . En términos de densidad, ρ_p , y diámetro D_p de las partículas, m_p es igual a $(\rho_p/6D_p^3)$, por lo tanto

$$F_g = \rho_p \frac{\pi}{6} D_p^3 g$$

F_b es una fuerza neta que empuja hacia arriba como resultado del aumento de presión conforme hay mayor profundidad. La fuerza de flotación es igual a la constante de la gravedad multiplicada por la masa del fluido desplazado por la partícula

$$F_b = \rho_f \frac{\pi}{6} D_p^3 g \quad (\rho_f = \text{densidad del fluido})$$

La única fuerza que queda por determinar es la de fricción F_d . Esta fuerza es el resultado de la resistencia que opone el fluido al paso de la partícula y depende de la velocidad a la que la partícula cae a través del fluido, el tamaño de la misma y la viscosidad o resistencia

$$(\rho_p - \rho_f) \frac{\pi}{6} D_p^3 g = 3\pi\mu D_p V_s$$

$$V_s = \frac{g(\rho_p - \rho_f)}{18\mu} D_p^2$$

Velocidad de sedimentación, llamada LEY DE STOKES

Ejemplo

Para diseñar un desarenador rectangular, utilizado para eliminar partículas grandes (grava o arena) debe determinarse la velocidad de sedimentación de las partículas

Datos

$D_p = 100 \mu\text{m}$; Densidad $\rho_p = 2.65 \text{ gr/cm}^3$; viscosidad del agua $0.01185 \text{ gr/cm}^2 \cdot \text{seg}$ y la densidad $\rho_f = 1.06 \text{ gr/cm}^3$

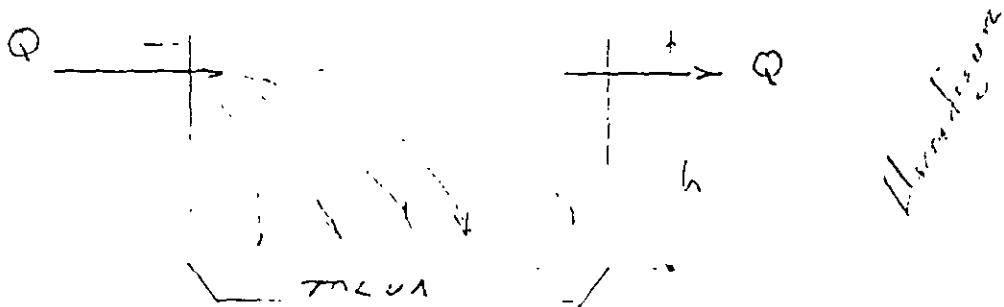
Se pregunta ¿Cuál es la velocidad de sedimentación?

$$V_s = \frac{(2.65 \text{ gr/cm}^3 - 1.00 \text{ gr/cm}^3)(980 \text{ cm/seg}^2)}{(8 \times 0.01185 \text{ gr/cd.seg})} (100 \times 10^{-4} \text{ cm})^2$$

$$= 0.76 \text{ cm/seg} = 27 \text{ m/hora}$$

Métodos para determinar el tamaño mínimo de una partícula removida en una cámara no turbulenta

1. Flujo descendente

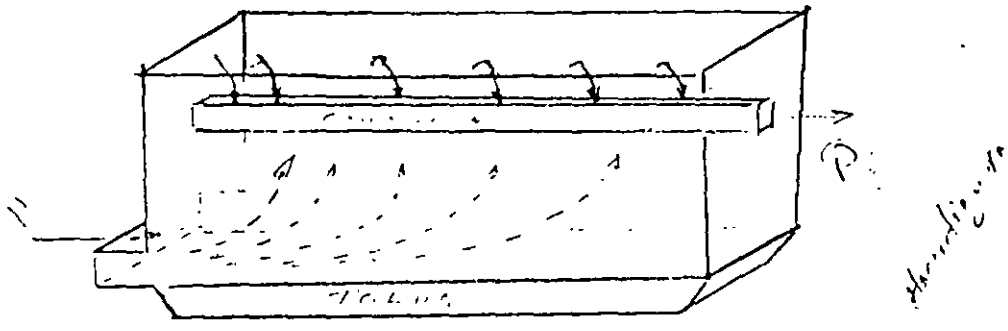


Para que una partícula sea eliminada del flujo debe caer en la tolva durante el tiempo que pasa en la cámara. Lo mas lejos que una partícula tiene que caer es la altura de la cámara

Para que una partícula sea eliminada del flujo debe caer en la tolva durante el tiempo que pasa en la cámara. Lo mas lejos que una partícula tiene que caer es la altura de la cámara h . La partícula debe caer a esta distancia dentro del tiempo de retención de la cámara $t_r = \frac{V}{Q}$ por lo tanto la velocidad de sedimentación vertical de la partícula que se

requiere es: $V_s \geq \frac{h}{t_r}$, lo que equivale a $V_s \geq \frac{hQ}{V} \geq \frac{Q}{A}$

2º. Flujo ascendente



Aquí se determina la "velocidad de sedimentación mayor que la tasa de derrame", la velocidad vertical se conoce como tasa de derrame (TD) la velocidad de sedimentación es la velocidad a la que una partícula cae con respecto al fluido, la velocidad real hacia abajo de una partícula en esta cámara es igual a $(V_s - TD)$. La partícula sedimentará tan pronto como su velocidad de sedimentación sea mayor que la tasa de derrame $TD = \frac{Q}{A}$

Donde A = área superficial en la parte superior, por lo tanto la partícula será removida si: $V_s \geq TD$ que equivale a: $V_s \geq \frac{Q}{A}$ que es el mismo valor que el encontrado en el flujo descendente

EJEMPLO (Desarenador)

Se tiene un desarenador con 2 metros de profundidad y el tiempo de retención (t_r) del agua en la cámara es 1 hora ¿cuál es el tamaño mínimo de partículas que se removería completamente por sedimentación?, considerando que cualquier partícula que va al fondo se elimina.

$$h = 2 \text{ m,}$$

$$t_r = 1 \text{ hora}$$

$$\text{Densidad arena } 2.65 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu = 0.01185 \text{ gr/cm.s}$$

Solución

Es necesario que la distancia recorrida por las partículas durante el paso a través del desarenador sea igual a la profundidad del mismo. Esto es una velocidad de sedimentación mínima para remover el 100%

$$V_s > \frac{2\text{m}}{1\text{h}} \times \frac{h}{3600\text{s}} \times \frac{100\text{cm}}{\text{m}} = 5.6 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$$

Considerando la Ley de Stokes para la velocidad de sedimentación

$$V_s = \frac{(980 \text{ cm/seg})(2.65 - 1.00 \text{ g/cm}^3)}{18(0.01185 \text{ gr/cm.s})} D_p^2 > 5.6 \times 10^{-2} \text{ cm/seg}$$

Despejando D_p^2

$$D_p^2 > 7.39 \times 10^{-6} \text{ cm}^2$$

$$D_p > 2.7 \times 10^{-3} \text{ cm} > 0.0027 \text{ cm} > 27 \mu \text{ m}$$

EJEMPLO

Eliminación de sólidos suspendidos en sedimentadores

Datos

- $Q_m = 1.2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{día}$
- $Q_{\text{max semanal}} = 3.3 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{día}$
- Dos sedimentadores primarios en paralelo = $2,000 \text{ m}^3$, con área superficial total de 600 m^2
- Tres sedimentadores secundarios = 4600 m^3 , con área superficial total de 1070 m^2

Determinar para el gasto máximo semanal en cada sedimentador:

- Tiempo de retención (en horas) (T_r)
- Tasa de derrame $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$ (TD)

Soluciones :

Para el sedimentador primario

$$t_r = \frac{V}{Q} = \left[\frac{2000 \text{ m}^3}{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día}} \right] \frac{24 \text{ h}}{\text{día}} = 1.5 \text{ horas}$$

$$TD = \frac{Q}{A} = \frac{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día}}{600 \text{ m}^2} = 53 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ día}$$

Para el sedimentador secundario

$$t_r = \frac{V}{Q} = \left[\frac{4600 \text{ m}^3}{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día}} \right] \frac{24 \text{ h}}{\text{día}} = 3.4 \text{ h}$$

$$TD = \frac{Q}{A} = \frac{3.2 \times 10^4 \text{ m}^3 / \text{día}}{1070 \text{ m}^2} = 30 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ día}$$

15 EJEMPLO

Se quiere duplicar la capacidad de sedimentación de una planta que trata 116 L/s (10.000 m³/d) con dos sedimentadores de flujo horizontal convencionales, manteniendo las mismas condiciones de sedimentación. Cada sedimentador tiene 24 m de largo, 8 m de ancho y 3 m de profundidad. Para tal propósito, se colocan placas de 1,2 m x 2,4 m x 0,01 m.

Calcular

- a) Carga superficial actual
- b) Área de sedimentación de tasa alta
- c) Número de placas requeridas
- d) Carga superficial para zona de sedimentación de tasa alta
- e) Tiempo de retención en el tanque de sedimentación
- f) Velocidad promedio de flujo en el sedimentador

Solución:

- a) Carga superficial actual

$$CS = \frac{10.000}{2 \times 24 \times 8} = 26,0 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$$

En sedimentación convencional $v_{sc} = CS = 26 \text{ m/d}$

- b) Área de sedimentación de tasa alta: de acuerdo con la ecuación 52, la velocidad crítica de sedimentación está dada por:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L \text{ Cos } \theta} \quad (52)$$

La velocidad promedio de flujo en el sedimentador de tasa alta será:

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta}$$

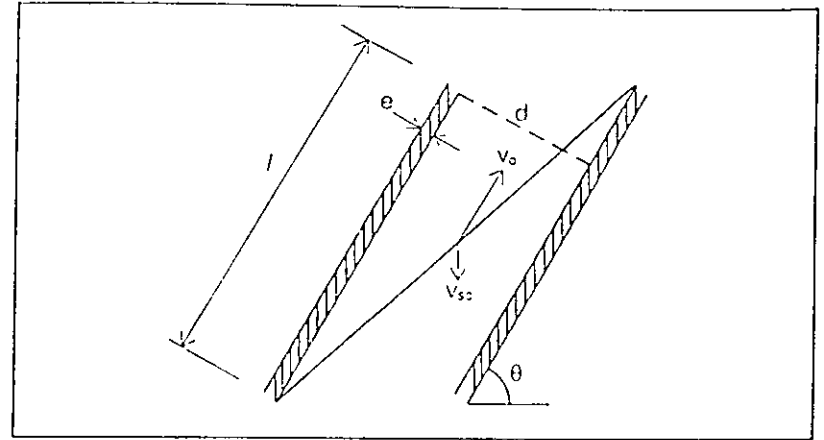


Figura 5.35 Dimensiones sedimentador de placas paralelas

Por lo tanto, según la ecuación 52:

$$v_{sc} = \frac{S_c Q}{A \text{ Sen } \theta (\text{Sen } \theta + L \text{ Cos } \theta)}$$

$$A = \frac{S_c Q}{v_{sc} \text{ Sen } \theta (\text{Sen } \theta + L \text{ Cos } \theta)}$$

Para : $\theta = 60^\circ$; $S_c = 1.0$; $d = 6 \text{ cm}$

$$L = \frac{l}{d} = \frac{120}{6} = 20$$

$$A = \frac{1 \times 10.000}{26 \times \text{Sen } 60 (\text{Sen } 60 + 20 \text{ Cos } 60)} = 41 \text{ m}^2$$

Como el ancho de cada sedimentador es de 8 m, para tres filas de placas de 2,40 m de longitud, la longitud de sedimentación acelerada es:

$$L_s = \frac{41}{2,4 \times 3} = 5,7 \text{ m}$$

Se adopta una longitud de sedimentación acelerada de 6,0 m al final de cada tanque de sedimentación existente.

c) El número de placas N será (ver figura 5.34):

$$L = \frac{d}{\text{Sen } \theta} (n-1) + N \frac{c}{\text{Sen } \theta}$$

$$N = \frac{L \text{ Sen } \theta + d}{d + c}$$

$$N = \frac{6,0 \text{ Sen } 60 + 0,06}{0,06 + 0,01} = 75 \text{ placas por fila} \times 2 = 150$$

Como en cada sedimentador hay 3 filas de placas

$$N = 75 \times 2 = 150 \text{ placas}$$

Para la zona de sedimentación de tasa alta:

$$v = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{10.000}{8 \times 6 \text{ Sen } 60} = 241 \text{ m/d} = 0,7 \text{ m/min}$$

$$N_{RE} = \frac{v_0 d}{V} = \frac{241 \times 0,06}{8650 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 17$$

El tiempo de retención en el sedimentador de tasa alta:

$$t = \frac{l}{v_0} = \frac{120}{17} = 7 \text{ min}$$

d) La carga superficial para el área de sedimentación de tasa alta:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{10000}{86} = 208 \text{ m/d}$$

e) El tiempo de retención en el tanque de sedimentación:

$$t = \frac{24 \times 8 \times 3 \times 24 \times 60}{10.000} = 83 \text{ minutos}$$

f) La velocidad promedio del flujo en el tanque de sedimentación:

$$v = \frac{10.000}{8 \times 3 \times 1.440} = 0,29 \text{ m/min} = 0,48 \text{ cm/s}$$

El diseño anterior se verifica así:

Se calcula la longitud relativa para la región de transición por la ecuación de Schulze:

$$L' = 0,013 N_{RE} \quad (5.34)$$

$$L' = 0,013 \times 147 = 1,91$$

$$L' < L$$

$$L_c = L - L' = 20 - 1,91 = 18,09$$

De acuerdo con la ecuación 5.36:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_0}{\text{Sen } \theta + L_c \text{ Cos } \theta}$$

$$v_{sc} = \frac{1 \times 241}{\text{Sen } 60 + 18,09 \text{ Cos } 60}$$

$$v_{sc} = 24 \text{ m/d} < 26 \text{ m/d}$$

Por lo tanto, el diseño es aceptable y mantiene las mismas condiciones de sedimentación.

5.16 EJEMPLO

Los datos experimentales de un ensayo de sedimentación en columna, para una suspensión de partículas floculentas, se incluyen en el cuadro 5.9.

Se adopta una longitud de sedimentación acelerada de 6,0 m al final de cada tanque de sedimentación existente.

c) El número de placas N será (ver figura 5.34):

$$L_s = \frac{d}{\text{Sen } \theta} (n-1) + N \frac{e}{\text{Sen } \theta}$$

$$N = \frac{L_s \text{ Sen } \theta + d}{d+e}$$

$$N = \frac{6,0 \text{ Sen } 60 + 0,06}{0,06 + 0,01} = 75 \text{ placas por fila de } 2,4 \text{ m}$$

Como en cada sedimentador caben 3 filas de placas

$$N = 75 \times 3 \times 2 = 450 \text{ placas}$$

Para la zona de sedimentación de tasa alta:

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{10.000}{8 \times 6 \text{ Sen } 60} = 241 \text{ m/d} = 0,17 \text{ m/min}$$

$$N_{RE} = \frac{v_o d}{\nu} = \frac{241 \times 0,06}{1.400 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 14$$

El tiempo de retención en el sedimentador de tasa alta:

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{1,20}{0,17} = 7 \text{ min}$$

d) La carga superficial para el área de sedimentación de tasa alta:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{10.000}{8 \times 6} = 208 \text{ m}^3/\text{d}$$

e) El tiempo de retención en el tanque de sedimentación:

$$t = \frac{24 \times 8 \times 3 \times 2 \times 60}{10.000} = 83 \text{ minutos}$$

f) La velocidad promedio del flujo en el tanque de sedimentación:

$$v = \frac{10.000}{8 \times 3 \times 1,440} = 0,29 \text{ m/min} = 0,48 \text{ cm/s}$$

El diseño anterior se verifica así:

Se calcula la longitud relativa para la región de transición por la ecuación de Schulze:

$$L' = 0,013 N_{RE} \quad (5.34)$$

$$L' = 0,013 \times 147 = 1,91$$

$$L' < L$$

$$L_c = L - L' = 20 - 1,91 = 18,09$$

De acuerdo con la ecuación 5.36:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \text{ Cos } \theta}$$

$$v_{sc} = \frac{1 \times 241}{\text{Sen } 60 + 18,09 \text{ Cos } 60}$$

$$v_{sc} = 24 \text{ m/d} < 26 \text{ m/d}$$

Por lo tanto, el diseño es aceptable y mantiene las mismas condiciones de sedimentación.

5.16 EJEMPLO

Los datos experimentales de un ensayo de sedimentación en columna, para una suspensión de partículas floculentas, se incluyen en el cuadro 5.9.

Cuadro 5.9

Datos ensayo de sedimentación ejemplo 5.16

Tiempo min	% Remoción de sólidos		
	0,6 m	1,2 m	1,8 m
15	31	22	15
20	45	31	24
40	63	42	35
60	71	60	45
90	73	61	55
120	75	67	65

Determinar la remoción total de sólidos si el tiempo de retención es de 60 minutos y la profundidad 1,8 m

Solución:

- Se dibujan las trayectorias de sedimentación para la suspensión flocculenta como se indica en la figura 5.36.
- Se determina el porcentaje de remoción por la ecuación del ejemplo 5.8.

$$\text{Remoción} = \frac{\Delta h_1}{h_j} \times \frac{R_1 + R_2}{2} + \frac{\Delta h_2}{h_j} \times \frac{R_2 + R_3}{2} + \frac{\Delta h_3}{h_j} \times \frac{R_3 + R_4}{2} + \frac{\Delta h_4}{h_j} \times \frac{R_4 + R_5}{2}$$

- Para las curvas de la figura 5.36 los cálculos son los del cuadro 5.10.

Cuadro 5.10
Cálculos para ejemplo 5.16

$\frac{\Delta h_n}{h_j}$	x	$\frac{R_n + R_{n+1}}{2}$	=	% Remoción
$\frac{0,2}{1,8}$.	$\frac{100 + 2}{2}$	=	11,72
$\frac{0,3}{1,8}$.	$\frac{75 + 6}{2}$	=	1,67
$\frac{0,4}{1,8}$.	$\frac{65 + 5}{2}$	=	1,33
$\frac{0,9}{1,8}$.	$\frac{55 + 45}{2}$	=	2,00
				17,72

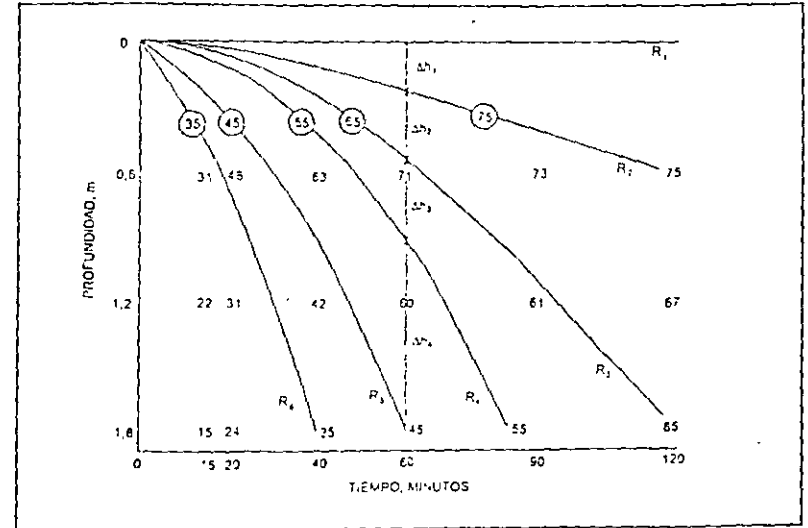


Figura 5.36 Trayectorias de sedimentación Ejemplo 5.16

- La remoción total es del 59,7%
- La remoción anterior corresponde a una carga superficial de:

$$\frac{1,8 \times 1,440}{60} = 43,2 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

y a un tiempo de sedimentación de 60 minutos. Para diseño del sedimentador, con un factor de seguridad de 1,5 se tomaría una carga superficial de diseño de 28 m³/d y un tiempo de retención de 1,5 horas.

5.17 EJEMPLO

Se ha hecho un análisis de sedimentación para una suspensión de partículas de arena. Los siguientes son los resultados de las muestras tomadas a una profundidad de 1,5 m

Tiempo de sedimentación, min	0,5	1,0	2,5	5,0	6,8	10,0
Fración en peso remanente	0,55	0,46	0,35	0,21	0,11	0,03

Determinar la remoción total, para una carga superficial de $4.000 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$

Solución.

— Se calculan las velocidades de sedimentación:

$U_s \text{ m/min}$ 3,0 1,5 0,60 0,30 0,22 0,15

— Se elabora un gráfico de la fracción de partículas remanentes contra la velocidad de asentamiento, figura 5.37.

— Se calcula la velocidad de sedimentación U_0 de las partículas que serán removidas completamente cuando la tasa de clarificación sea de $4.000 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$

$$U_0 = 4.000 \text{ m}^3/\text{d} = 2,78 \text{ m/min}$$

— De la curva se obtiene que 0,54 de las partículas en la suspensión tienen una velocidad menor que $2,78 \text{ m/min}$. La fracción de dichas partículas que serán removidas se determina por integración gráfica del segundo término de ecuación 5.15, entre los límites $X=0$ y $X=0,54$, indicada por los rectángulos en la figura 5.37 y en la tabulación hecha en el cuadro 5.11.

Cuadro 5.11
Cálculos para el ejemplo 5.17

dx	U_p	$U_p \cdot dx$
0,025	0,10	0,0025
0,025	0,15	0,0038
0,050	0,20	0,0100
0,075	0,25	0,0188
0,075	0,34	0,0255
0,050	0,40	0,0200
0,050	0,53	0,0265
0,050	0,72	0,0360
0,050	1,10	0,0550
0,050	1,65	0,0825
0,040	2,40	0,0960
SUMA		0,3766

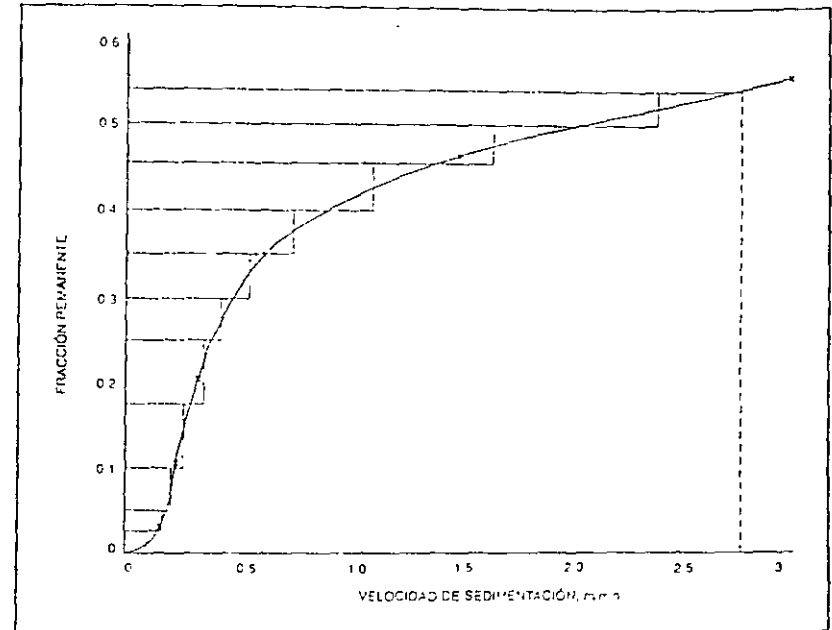


Figura 5.37 Curva de velocidad de sedimentación. Ejemplo 5.15

— La fracción total removida será, según la ecuación 5.15:

$$X_T = (1 - X_0) + \frac{1}{U_0} \int_0^{X_0} U_p dx$$

$$X_T = (1 - 0,54) + \frac{1}{2,78} \times 0,3766 = 0,60$$

Por lo tanto un 60% de las partículas serán removidas.

5.18 EJEMPLO

Para un caudal de $10.000 \text{ m}^3/\text{d}$, aproximadamente 116 L/s , determinar las características principales del sedimentador de placas planas, suponiendo carga superficial de $180 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$, placas planas de $2,40 \text{ m} \times 1,20 \text{ m}$ separadas cada $0,06 \text{ m}$ e instaladas con un ángulo de inclinación 60° con

la horizontal, ancho del sedimentador de 4,8 m, viscosidad cinemática $1,17 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Solución:

— El área de sedimentación acelerada, A es:

$$A = \frac{Q}{CS} = \frac{10\,000}{180} = 55,56 \text{ m}^2$$

— La longitud relativa de sedimentación acelerada, L_a , para un tanque de 4,8 m de ancho, es:

$$L_a = \frac{A}{b} = \frac{55,56}{4,8} = 11,57 \text{ m}$$

— La velocidad de flujo en los sedimentadores de placas, v_o , es:

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{10\,000 \times 100}{86\,400 \times 55,56 \text{ Sen } 60} = 0,24 \text{ cm/s}$$

— El rendimiento es inversamente proporcional al número de Reynolds y se deben utilizar $N_{RE} < 500$.

$$N_{RE} = \frac{v_o d}{\gamma} = \frac{0,24 \times 10^{-2} \times 0,06}{1,17 \times 10^{-6}} = 123$$

— La longitud relativa de sedimentación es:

$$L = \frac{l}{d} = \frac{120}{6} = 20$$

— La longitud relativa de la región de transición, según la ecuación 5.34:

$$L' = 0,013 N_{RE} = 0,013 \times 123 = 1,6$$

— Como $L' < L$, la longitud relativa corregida de sedimentación, según la ecuación 5.37, es:

$$L_c = L - L' = 20 - 1,6 = 18,4$$

— De acuerdo con la ecuación 5.36, la velocidad crítica de sedimentación es:

$$v_{sc} = \frac{1 \times 180}{\text{Sen } 60 + 18,4 \text{ Cos } 60} = 17,9 \text{ m/d}$$

El valor anterior es ampliamente apropiado para el flóculo de alumbre o de hierro

— El tiempo de retención, según la ecuación 5.40:

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{120}{0,24} = 500 \text{ s} = 8,3 \text{ min}$$

— El número de placas N, por módulo o fila de 2,4 m de ancho, es según la figura 5.38 o 5.34:

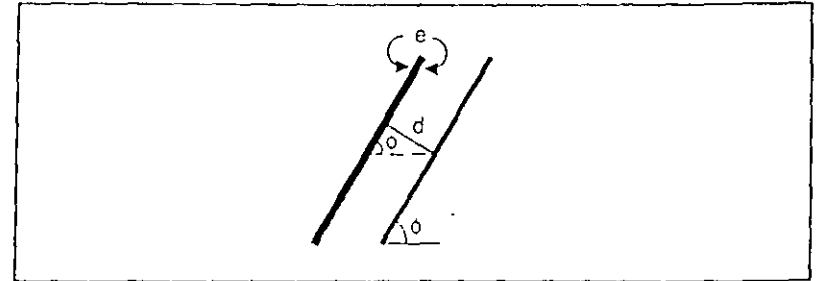


Figura 5.38 Esquema sedimentador de placas paralelas

$$\frac{d}{\text{Sen } \theta} (N - 1) + N \frac{e}{\text{Sen } \theta} = L_a \tag{5.46}$$

$$N = \frac{L_a \text{ Sen } \theta + d}{d + e} \tag{5.47}$$

$$N = \frac{11,57 \text{ Sen } 60 + 0,06}{0,06 + 0,006} = 153 \text{ placas}$$

Las placas se soportan por vigas de concreto longitudinales, apoyadas en columnas o en vigas transversales.

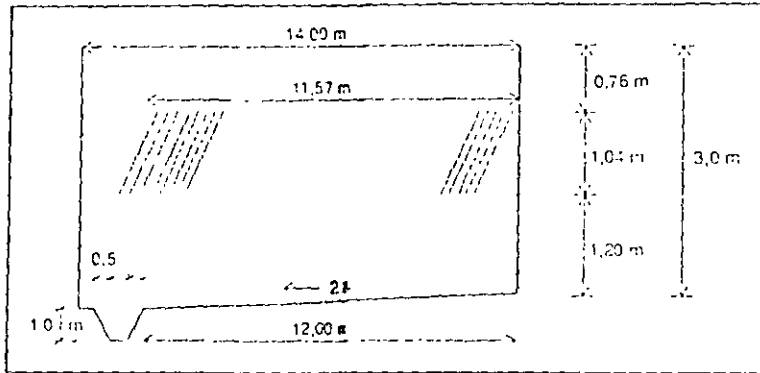


Figura 5.39 Esquema del ejemplo 5.18

9 EJEMPLO

Para un caudal de 10.000 m^3 aproximadamente 116 L/s , determinar las características principales del sedimentador de flujo horizontal convencional, suponiendo carga superficial de $20 \text{ m}^3/\text{d}$ para un floculo de alumbre, tiempo de retención de 2 horas y relación longitud/anchura = $3/1$.

Solución.

— El volumen de sedimentación es:

$$V = Q \cdot t = \frac{10.000 \times 2}{24} = 833 \text{ m}^3$$

— El área superficial es:

$$A = \frac{V}{S} = \frac{10.000}{20} = 500 \text{ m}^2$$

— Para un tanque rectangular, relación longitud/anchura = $3/1$, se tiene:

$$\text{anchura} = \left(\frac{500}{3}\right)^{1/2} = 13 \text{ m}$$

$$\text{longitud} = \frac{500}{13} = 38,5 \text{ m}$$

— La profundidad del agua es:

$$p = \frac{833}{13 \times 38,5} = 1,66 \text{ m}$$

— La profundidad del tanque es:

Profundidad tanque = prof. del agua + borde libre + altura de lodos

$$\text{Profundidad del tanque} = 1,66 + 0,34 + 0,50 = 2,50 \text{ m}$$

— La velocidad de flujo es:

$$v = \frac{10.000 \times 100}{86.400 \times 13 \times 1,66} = 0,54 \text{ cm/s} < 1,5 \text{ cm/s}$$

— La unidad de entrada se supone constituida por una pantalla permeable, con orificios cuadrados

El área de flujo para una velocidad de paso de 15 cm/s es:

$$\text{área} = \frac{10.000}{86.400 \times 0,15} = 0,77 \text{ m}^2 = 7.716 \text{ cm}^2$$

Con orificios cuadrados de $10 \times 10 \text{ cm}$ se requiere un total de 77 orificios.

— La longitud del vertedero de salida, para una carga típica de reboso para floculo de alumbre (ver cuadro 5.8) de 2 L/s.m es, por lo menos:

$$\text{Longitud} = \frac{10.000 \times 1.000}{86.400 \times 2} = 57,9 \text{ m}$$

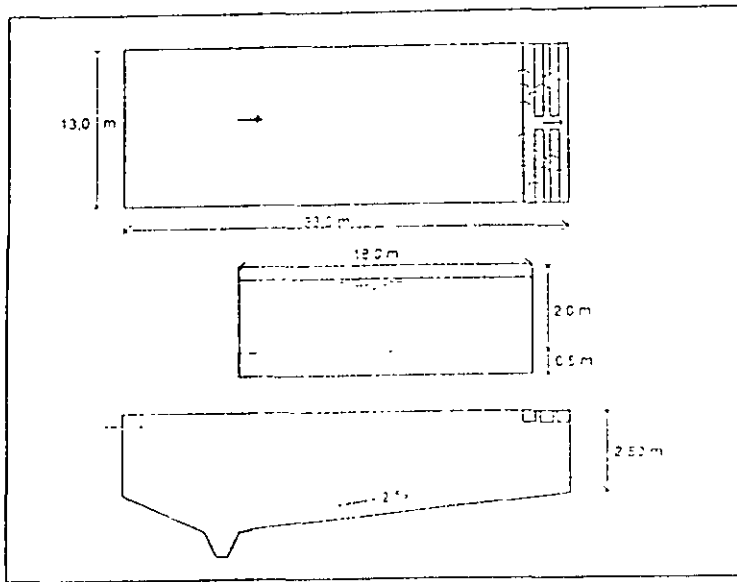


Figura 5.40 Esquema del ejemplo 5.19

Solución:

1. Se calculan las velocidades de sedimentación por la ley de Stokes; ecuación 5.7

$$U = \frac{g(S_s - 1) D^2}{18 \gamma} = \frac{9,8 (1,2 - 1) D^2}{18 \times 1,03 \times 10^{-6}} = 105\,717 D^2$$

2. Se calculan los números de Reynolds por la expresión 5.3:

$$N_{RE} = \frac{UD}{\gamma} = \frac{105\,717 D^3}{1,03 \times 10^{-6}} = 1,0264 \times 10^{11} D^3$$

3. Los resultados son los siguientes.

Fracción remanente	0,90	0,85	0,60	0,30	0,10	0,01	0,00
U, m/s	1,05	0,65	0,52	0,29	0,17	0,04	0,01
N_{RE}	0,10	0,05	0,04	0,02	0,01	0,001	0,0001

Como puede observarse, el cálculo de las velocidades es válido porque todos los valores del N_{RE} son menores de 0,5.

4. Se construye en la figura 5.41 el gráfico de velocidad de sedimentación:

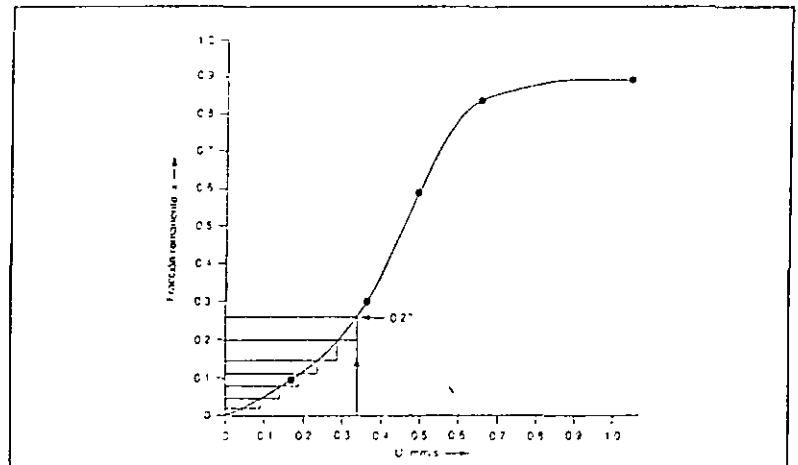


Figura 5.41 Gráfico de velocidad de sedimentación para el ejemplo 5.20.

EJEMPLO

Una suspensión de partículas discretas, con la distribución granulométrica indicada a continuación, es sedimentada en un tanque con una carga superficial de 30 m³/d.

Tamaño partícula/mm	0,10	0,08	0,07	0,06	0,04	0,02	0,01
Fracción en masa	0,10	0,15	0,40	0,70	0,90	0,99	1,00

La densidad relativa de las partículas es 1,2 y la viscosidad del agua 1,03 x 10⁻³ Pa s

Determinar:

1. Usando la ley de Stokes para calcular las velocidades de sedimentación y la metodología del problema de sedimentación tipo I, el porcentaje de retención total de partículas.

prefabricados compuestos de tubos cuadrados inclinados a 60° en los últimos 12.5 m del tanque. Los módulos son de 61 cm de alto y el área transversal de cada tubo es de 5.1×5.1 cm.

Solución. 1) Tasa de carga superficial para cada tanque sin sedimentadores de tubos.

1. Tasa de carga superficial (de la ec. 7.3):

$$q = \frac{114,000}{(18.3)(24.4)(2)} = 25 \text{ m}^3/\text{día}$$

2) Tasa de carga superficial para cada tanque con sedimentadores de tubos instalados.

1. Factor de eficiencia para el sistema de sedimentación de tubo cuadrados:

$$K = 1.38$$

Nota: $K = 1.33$ para tubos circulares,
 $= 1.0$ para placas paralelas)

2. Longitud relativa del sedimentador (de la ec. 7.6)

$$L_n = 61/5.1 = 12 \text{ m}$$

3. Profundidad efectiva relativa (de la ecuación 7.7)

$$L_e = 12.0 - (0.01)(1250) \\ = 8.36 \text{ m}$$

4. Área de sedimentación de alta velocidad:

$$A = (12.5)(18.3) = 229 \text{ m}^2$$

5. Tasa de carga superficial para el área de sedimentación de alta velocidad.

$$q = 114,000/(229)(2) = 249 \text{ m}^3/\text{día}$$

6. Tasa de carga superficial de los sedimentadores de tubo (de la ec. 7.5):

$$q_s = \frac{(1.38)(249)}{0.66 + (18.36)(0.5)} = 65 \text{ m}^3/\text{día}$$

E-1. MÓDULOS DE SEDIMENTADORES DE TUBOS EN TANQUES DE SEDIMENTACIÓN CON FLUJO HORIZONTAL

Problema

Una planta de tratamiento de agua con una capacidad de 114,000 m³/día incluye dos tanques de sedimentación de flujo horizontal, cada uno de los cuales es de 24.4 m de largo, 18.3 m de ancho y 3.7 m de profundidad. Calcúlese: 1) la tasa efectiva de carga superficial (velocidad de sedimentación) de los tanques, y 2) la tasa de carga superficial (velocidad de sedimentación) que se obtendrían, si se instalaran módulos

Sin embargo, no es posible en la práctica colocar las placas horizontalmente ($\theta = 0^\circ$) o con muy poco espaciamiento, (que sería de acuerdo con la expresión (V-60) la más indicada) por la imposibilidad de mantenerlas limpias. Debe por tanto, dárseles a ellas una inclinación que sea lo suficientemente grande como para que los lodos escurran hacia el fondo por su propio peso, pero no tan pronunciada que disminuya el rendimiento del decantador.

Ejemplo I:

Se trata de diseñar un decantador acelerado para un flujo de $0.25 \text{ m}^3/\text{s}$ con placas de asbesto-cemento de $1.20 \times 2.40 \text{ m}$ y 0.006 m de espesor espaciadas 0.05 m y colocadas con un $\theta = 60^\circ$ para que trabaje con una carga de $185 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$. Encontrar el área que deberá cubrirse con placas, el número de ellas y la carga equivalente del decantador. Sen $\theta = 0.866$ y $\cos \theta = 0.01$ ($T = 20^\circ \text{ C}$).

Respuesta:

Velocidad del flujo entre las placas.

$$v_o = \frac{185}{0.866} = 213.6 \text{ m/día}$$

Factor ϵ (ecuación V-48)

$$\epsilon = \frac{e_p}{e + e_p} = \frac{0.006}{0.05 + 0.006} = 0.107$$

Área que deberá cubrirse con placas (ecuación V-50):

$$A_T = \frac{86.400 \times 0.25}{213.6 \times 0.866 (1 - 0.107)} = 130.76$$

Considerando cuatro filas de placas de 2.40 m de largo, el ancho neto (sin contar espesor de muros y canaletas) es igual a $2.40 \times 4 = 9.6$

Longitud del decantador:

$$\frac{130.8}{9.6} = 13.6$$

Número de Reynolds ($T = 20^\circ$)

$$N_R = \frac{2 \times 213.6 \times 100 \times 5}{0.01 \times 86.400} = 247.5$$

Carga superficial equivalente (ecuación V-51)

$$v_{ic} = \frac{213.6}{0.866 + \left(\frac{1.20}{0.05} - 0.013 \times 247.2 \right) 0.5} = 19 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

Número de placas (ecuación V-46)

$$n = \frac{130.8 \times 0.866}{2.40 (0.05 + 0.006)} = 840$$

Por cada fila:

$$\frac{840}{4} = 210$$

Ejemplo II:

Averiguar la carga superficial equivalente con que trabaja un decantador que tiene un área $A_T = 196.8 \text{ m}^2$ y 1268 placas de $1.20 \times 2.40 \times 0.006 \text{ m}$ colocadas a $\theta = 60^\circ$ y $e = 5 \text{ cm}$, si el flujo es igual a $Q = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

Respuesta:

Velocidad de flujo entre placas (ecuación V-52):

$$v = \frac{0.3 \times 86.400}{196.8 \times 0.866 - 1268 \times 0.006 \times 2.40} = 170 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

Número de Reynolds:

$$N_R = \frac{2 \times 170 \times 100 \times 5}{0.01 \times 86.400} = 196.8$$

$$v_{ic} = \frac{170}{0.866 + \left(\frac{1.20}{0.05} - 0.013 \times 196.8 \right) 0.5} = 14.67 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

RELACION ANGULO - EFICIENCIA

Al desarrollar matemáticamente la ecuación (V-60) se puede observar que para la misma carga superficial aparente (por ejemplo $200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$) determinada como Q/A_o en donde A_o es el área perpendicular neta) las cargas equivalentes aumentan al incrementar el ángulo θ . Esto quiere decir que aunque se tenga el mismo flujo Q entrando al sistema y el mismo tamaño de tanque, con solo variar la inclinación de las placas se cambia la eficiencia del sedimentador, cosa que se puede comprobar al comparar la curva teórica, con los valores prácticos obtenidos por Culp, Ky-Hsiung y Conley (1969), como se observa en la figura V-21.

A partir de un ángulo de 45° la disminución en el porcentaje de turbiedad removida empieza a acentuarse. Cuando $\theta = 60^\circ$ esta disminución puede alcanzar de 15 a 30% con respecto a la calidad producida con un $\theta = 45^\circ$ y si se llega a $\theta = 75^\circ$ la disminución alcanzaría de un 26% a un 46%. Como un ángulo de 60° , según se ha observado, es suficiente para estimular la autolimpieza de las placas, no parece necesario exceder este valor. Por otra parte, por debajo de 45° la curva se hace muy plana y poco es lo que se gana al bajar la pendiente. Por tanto la inclinación de las placas debe variar entre 45° y 60° con la tendencia a éste último valor (en especial cuando se trata de agua flocculada) por cuanto garantiza un más fácil escurrimiento de los fangos. Cuando las placas se las utiliza en presedimentadores puede hacerse igual a 45° .

B-5. SEDIMENTADORES DE PLACAS INCLINADAS EN TANQUES DE SEDIMENTACIÓN FLUJO HORIZONTAL

Problema

Se desea aumentar la capacidad de sedimentación de una planta de tratamiento de agua, de 19,000 m³/día a 48,400 m³/día. Existen tres tanques de sedimentación de flujo horizontal, cada uno de los cuales es de 23.5 m de largo, 12.0 m de ancho y 4 m de profundidad. Se deben colocar placas paralelas con una separación entre ellas de 5 cm a un ángulo de 60° respecto a la horizontal. Las placas son de 2.4 m de largo, 1.0 m de ancho y 1.0 cm de espesor. El agua se trata principalmente en cuanto a remoción de color, por lo tanto la tasa de carga superficial no debe exceder de 30 m³/día. Calcular el área requerida para una sedimentación de alta velocidad.

Solución:

1. Longitud relativa del sedimentador (de la ec. 7.6):

$$L_r = 100/5.0 = 20$$

2. Profundidad relativa efectiva (de la ec. 7.7):

$$L_w = 20 - (0.013)(280) \\ = 16.4$$

3. Área total requerida para la sedimentación de alta velocidad (de las ecs. 7.5 y 7.8):

$$A = \frac{QK}{v_s (\sin \theta + L_w \cos \theta)} = \frac{(48,400)(1)}{30[0.866 + (16.4)(0.5)]} = 178 \text{ m}^2$$

4. Área requerida por tanque:

$$178/3 = 59.3 \text{ aproximando } 60 \text{ m}^2; \text{ ó } 12 \text{ m} \times 5 \text{ m}$$

5. Número de placas necesarias:

$$5/0.5 = 100 \text{ placas por hilera de } 2.4 \text{ m de ancho}$$

346

Cálculos hidráulicos para procesos unitarios seleccionados

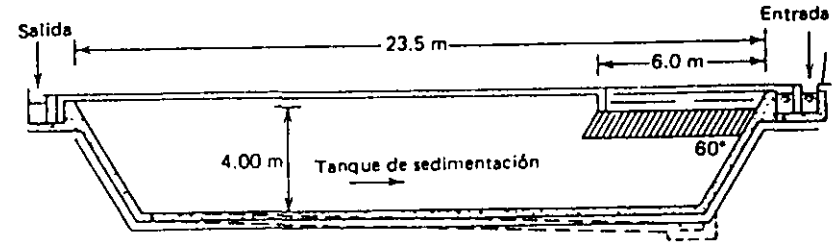


Figura B.2 Instalación de sedimentadores de placas inclinadas en un tanque de sedimentación con flujo horizontal

6. Hileras de placas necesarias por ancho de tanque:

$$12/2.4 = 5 \text{ hileras}$$

7. Longitud total del tanque que será cubierta por las placas:

$$100(0.01) + 5.0 = 6.0 \text{ m}$$

En la figura B.2 se indica un diagrama que muestra la instalación de sedimentadores de placas paralelas en el tanque de flujo horizontal.

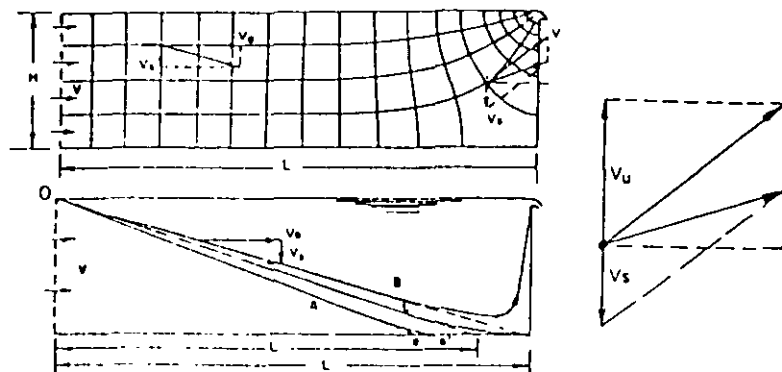


Fig. VI-4 Efecto del vertedero de salida en las líneas de flujo en un sedimentador (según Ingersoll y Co.)

Ahora bien, la velocidad v es proporcional a la carga unitaria del vertedero por unidad de longitud, de forma que ésta debe conservarse dentro de ciertos límites. Generalmente, se especifica que la longitud del vertedero de salida debe ser tal que el gasto esté comprendido entre 6 y 12 m³/hora (1.67-3.3 l/s) por metro de vertedero. Entre más baja sea la carga, dentro de lo económico, más eficiente es el vertedero.

Estructura de salida

Existe una gran variedad de estructuras de salida, las cuales podríamos clasificarlas en.

(a) Vertederos de reboso	Lisas Dentadas
(b) Canaletas de reboso	Lisas Dentadas Con orificios
(c) Orificios	Circulares Cuadrados

La figura VI-5 describe algunos de ellos. Los vertederos de reboso, cualquiera sea su forma, en lo posible no deben dejar zonas muertas, como las que se presentan en el caso (b), pues la trayectoria de las partículas se tiene que curvar aumentando las posibilidades de arrastre. Los deflectores del viento que se incluyen en los casos (a), (d) y (e) penetran a poca profundidad dentro del agua, y tienen por objeto evitar el oleaje que el viento produce y que puede acarrear considerable cantidad de floc hasta las canaletas o vertederos de salida.

Las canaletas de reboso (c) y (d) se diseñan con el propósito de disminuir la carga lineal sobre ellas. Algunos proyectistas prefieren prolongar su longitud hasta 1/3 y aún 1/2 de la extensión total del tanque sedimentador.

Pueden colocarse transversales al flujo, caso (c), o paralelas al flujo, caso (d). En ambos tipos existe una cierta distorsión de las líneas de flujo por constricción de la sección inmediata antes de que la partícula alcance el borde de la canaleta, lo que induce un acarreo del floc más liviano. Para nivelarlas con más precisión, se puede dejar una tira metálica, ajustable por medio de pernos, en los flancos externos de las canaletas.

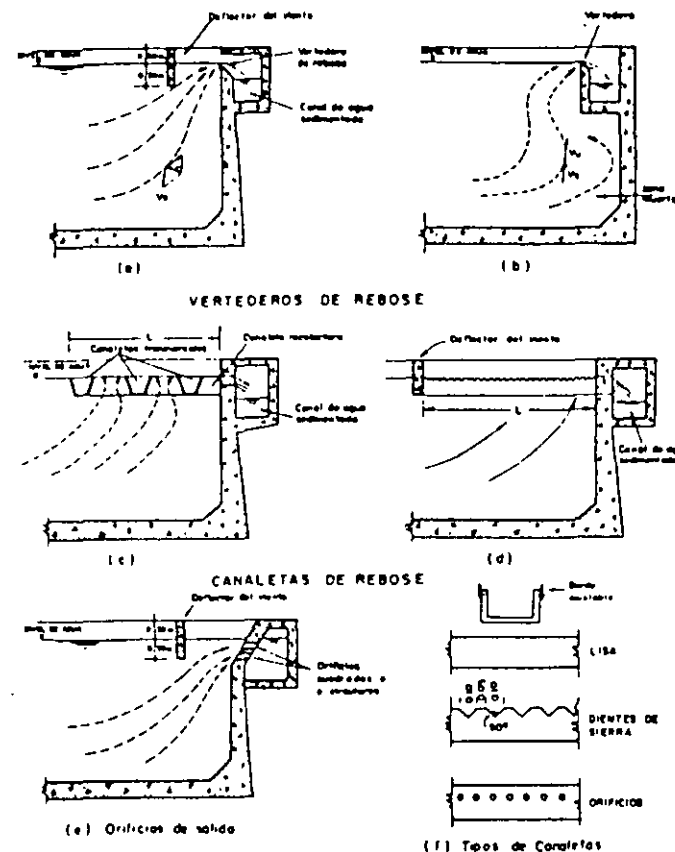


Fig. VI-5 Estructuras de salida en Sedimentadores Rectangulares

El nivel del agua en el decantador debe controlarse cuidadosamente; pues, cuando las canaletas trabajan ahogadas, el floc suele resuspenderse en gran cantidad por el aumento de la velocidad de salida, ya que el flujo queda controlado por los huecos de unión entre las canaletas y el canal de agua sedimentada.

Por otra parte, las estructuras que se proyectan dentro del tanque pueden ocasionalmente crear movimientos rotacionales de la masa líquida que revuelven los lodos del fondo.

La salida por orificios tiene la ventaja de no crear distorsión de las líneas de flujo en el sedimentador de ser una solución sencilla, y de producir un mínimo de pérdida de carga. Se pueden perforar una o dos o tres hileras de huecos circulares o cuadrados a todo lo ancho del tanque como lo indica la figura VI-5 (e), siempre y cuando el vertedero cumpla con las cargas lineales que no deben ser mayores de 12 m³/hora/ml.

Ya sea que se proyecten orificios o vertederos en "ve" debe dejarse una carga de agua sobre ellos relativamente alta, de 5 a 10 cm, con el objeto de asegurar una

extracción uniforme del flujo en el caso en que la nivelación entre los extremos de las canaletas no sea perfecta. No conviene por eso, diseñar canaletas efluentes con bordes lisos ya que pequeñas diferencias en la nivelación producen sectores privilegiados en la extracción del agua.

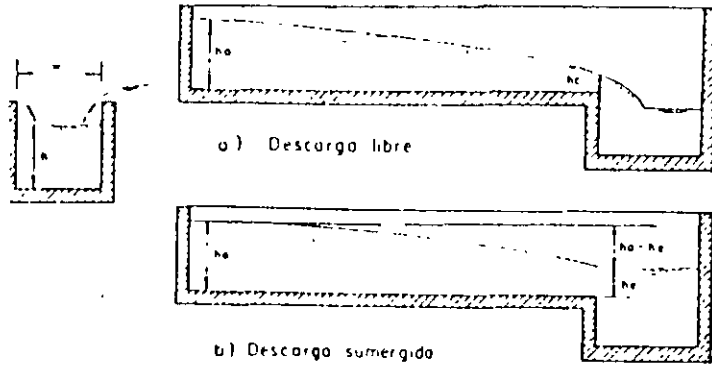


Fig. VI-6 Canaletas para el agua decantada

Hidráulica de la zona de salida

Cuando la salida se hace por orificios, generalmente éstos se encuentran sumergidos y, por tanto, se puede calcular el caudal con la fórmula:

$$Q = CA \sqrt{2g \Delta h}$$

$$Q = 4.43 CA \sqrt{\Delta h}$$

En donde,

A = Área del orificio en m

Δh = Pérdida de carga en el orificio o diferencia de nivel en m

C = Coeficiente que varía entre 0.6 y 0.8

Cuando se usan canaletas de recolección, éstas pueden trabajar con descarga libre o con descarga sumergida, como lo indica la figura VI-6.

En el primer caso la altura crítica h_c , cuando la pendiente es igual a cero, es:

$$h_c^3 = \frac{Q^2}{g w^2} \quad (VI-3)$$

Para descarga libre:

$$h_0 = 1.73 h_c \quad (VI-4)$$

Reemplazando (VI-3) en (VI-4):

$$Q = \frac{\sqrt{g}}{2.275} w h_0^{3/2} = 1.386 w h_0^{3/2} \quad (VI-5)$$

le,

w = Ancho de la canaleta, en m

h_0 = Máximo nivel del agua en la canaleta, en m

Q = Caudal, en m³/s

Cuando la descarga es ahogada, y h_e es altura de ahogamiento, la expresión queda así:

$$h_0 = \sqrt{h_e^2 + \frac{2Q^2}{g w^2 h_e}} \quad (VI-6)$$

$$Q = \frac{1}{2} \sqrt{g w^2 (h_0^2 - h_e^2) h_e} \quad (VI-7)$$

Zona de lodos $Q = \frac{1}{4} \sqrt{g w^2 h_0^2 h_e - b_c^2}$

Si la velocidad del agua en el fondo del sedimentador es muy grande, las partículas asentadas pueden ser resuspendidas en el flujo y acarreadas en el efluente.

Existe pues una velocidad v_s , la cual puede calcularse considerando al sedimentador como un canal rectangular en el cual la fuerza tractora que tiende a transportar una partícula depositada en el fondo, es igual a la componente paralela a dicho fondo, del peso de agua por unidad de área superficial, multiplicado por la pérdida de carga por unidad de longitud.

El peso por unidad de área a γ_a la fuerza tractora promedio por unidad de longitud, T, es igual a:

$$\tau = \frac{\gamma_a}{\nu} h_f \quad (VI-8)$$

En donde,

γ = Peso específico del líquido

a = Área de la sección transversal

p = Perímetro mojado

h_f = Pérdida de carga

Como a/p = Radio medio hidráulico

$$\tau = \gamma R h_f \quad (VI-9)$$

Para flujo uniforme en un canal y por extensión en un sedimentador: h_f = pendiente del fondo, la cual se puede calcular con la fórmula de Weisbach-Darcy, asumiendo que $C_p = f/4$ ($f = 0.03$ para concreto).

$$h_f = \frac{f}{4R} \frac{v_a^2}{2g}$$

Reemplazando esta ecuación en (VI-9):

$$\tau = \gamma R \frac{f}{8R} \frac{v_a^2}{g} = \frac{\gamma f^2}{8g} v_a^2 \quad (VI-10)$$

A esta fuerza se opone la de roce de la partícula de dirección contraria a la anterior y que es función de la adherencia B . Basándose en los experimentos de Shields, Camp (1916), considera que al comenzar el movimiento de los sedimentos.

$$\gamma_c = \beta (\gamma_s - \gamma) d$$

En donde γ_s y γ son los pesos específicos del sólido y del agua respectivamente y d es el diámetro de la partícula que se supone esférica.

Para que apenas se inicie el movimiento, $T = T_c$, y por tanto,

$$\frac{\gamma d}{8\tau} v_f^2 = \beta (\gamma_s - \gamma) d$$

Despejando v_f de la ecuación anterior se encuentra la velocidad a partir de la cual teóricamente pueden empezar a ser arrastradas las partículas del fondo de un sedimentador

$$v_f = \sqrt{\frac{8K}{\beta} \gamma (\gamma_s - \gamma) d} \quad (VI-11)$$

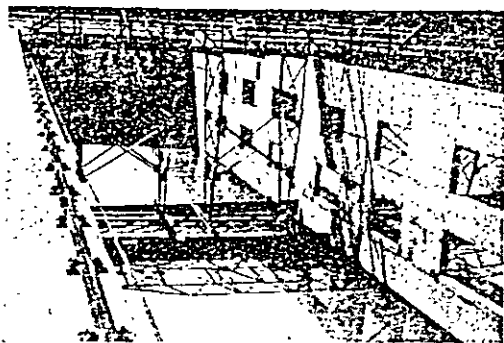
El coeficiente K varía entre 0.04, para sedimentadores de partículas discretas, y 0.06, para sedimentos de sólidos flocculentos.

Por la fórmula (VI-11) se ve que cuanto mayor sea el peso específicos γ_s y el diámetro de las partículas, mayor velocidad se necesita para levantarlas. Generalmente, las velocidades de arrastre varían entre 0.5 cm/s y 3 cm/s. En sedimentadores horizontales éstas pueden alcanzarse cuando se proyectan con una relación L/h muy grande, combinada con altas cargas superficiales o cuando el flujo en el fondo se acelera por corrientes de densidad o cinética, las cuales pueden aumentar varias veces la velocidad horizontal promedio del decantador. En decantadores de placas, se producen cuando no se provee un sistema de remoción de lodos periódico y se deja acumular por varios días o semanas los sedimentos.

SEDIMENTADORES DE FLUJO VERTICAL Y MANTO DE LODOS

Desarrollo de los sedimentadores de flujo vertical

Ya desde 1869, Sillar y Wigner habían observado que el lodo recientemente coagulado al ser agregado a un agua turbia, tenía el poder de hacer precipitar las



Puente Barrelos de los sedimentadores de la planta de tratamiento de Tibunó, Bogotá, Colombia.

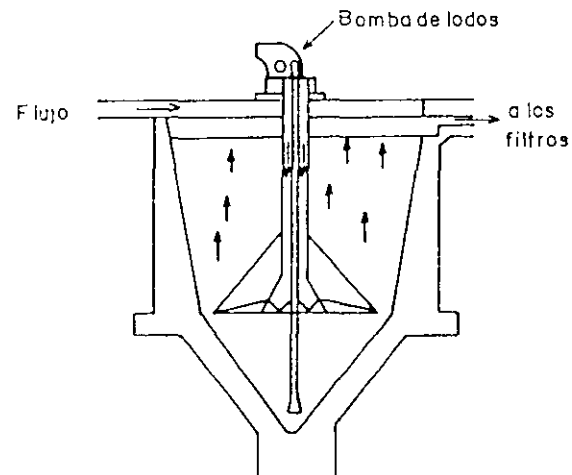


Fig. VI-7 Tanque Dortmund (1880)

partículas en suspensión, y que este proceso podía "repetirse cinco o seis veces". La primera aplicación de este descubrimiento, cuya explicación racional se desconocía, fue hecha por Mueller-Nohnsen, en 1880, en un tanque de sedimentación que construyó en Dortmund, en la zona del Rin, en Alemania. Este tipo de unidad que vino a ser bastante usada, en especial en la industria del papel, y que nunca fue patentada, se conoció con el nombre de tanque de Dortmund.

Esencialmente consistía en una estructura de fondo cónico, a la cual entraba el agua cruda por la parte inferior y ascendía atravesando un manto de partícula en suspensión, hasta llegar a las canaletas superiores en las que se recogía el agua sedimentada. Para poder conservar las partículas del manto en suspensión, el flujo se hacía pulsante, inyectándolo cada cierto intervalo de tiempo.

Este tipo de unidad fue de uso común en Europa, hasta principios de siglo (1910). Desde el comienzo, los constructores se dieron cuenta de que la recirculación de los lodos sedimentados, mejoraba el proceso de separación de sólidos y, así, aparecieron los primeros equipos patentados de esta clase, como el "Precipitador acelerado" de Archbutt y Deeley (1892) y el "Acelerador por lodos" de Declerq (1905), en los que los sedimentos del fondo eran succionados con bombas de vacío e inyectados de nuevo al agua que entraba. Sin embargo, a partir de 1910, debido a diversos problemas de operación, los sedimentadores de manto de lodo fueron usándose cada vez menos, en especial en los Estados Unidos, donde el tanque de flujo horizontal, no obstante ser más grande, se generalizó con preferencia al de flujo vertical.

Sin embargo, el interés por este último resurgió en 1934, cuando Spaulding obtuvo una patente para un "precipitador" que seguía los lineamientos generales de sus predecesores europeos. El "precipitador" era, según lo describía impropriadamente Spaulding en su solicitud de patente, "un método de ablandamiento del agua".

Posteriormente los fabricantes empezaron a obtener patentes para una gran variedad de sedimentadores de manto de lodos, que no son sino modificaciones de los diseños básicos de los tanques de fines del siglo pasado.

En la zona de asentamiento viscoso, intervalo de Stokes, $N_{RE} < 0,5$, la relación entre el número de Reynolds y el coeficiente de arrastre se puede tomar igual a:

$$C = \frac{24}{N_{RE}} = \frac{24v}{DU} \quad (5.6)$$

Sustituyendo en la ecuación 5.5 se tiene:

$$U = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{g D U}{24 v} (S_s - 1) D} = \sqrt{\frac{g D^2 (S_s - 1) U}{18 v}} \quad (5.7)$$

$$U = \frac{g D^2 (S_s - 1)}{18 v}$$

La ecuación anterior se conoce como Ley de Stokes y ha sido comprobada experimentalmente.

En el intervalo de Newton, $1.000 < N_{RE} < 100.000$, el valor de C es aproximadamente constante e igual a 0,4; por lo tanto,

$$U = \sqrt{\frac{10 g (S_s - 1) D}{3}} \quad (5.8)$$

Vale la pena señalar que en la discusión anterior se supone que $W = F$, lo cual implica la satisfacción de las siguientes condiciones:

- Relación V/A_p constante; corresponde a partículas discretas esféricas.
- Ausencia de viento y corrientes de densidad o térmicas.
- Ausencia de cortocircuitos.
- C constante y por consiguiente viscosidad y temperatura constantes.

Obviamente, en la práctica no es posible satisfacer todas estas condiciones simultáneamente.

5.4 TANQUE DE SEDIMENTACIÓN IDEAL - SEDIMENTACIÓN TIPO 1

Para propósitos teóricos, se acostumbra dividir el tanque de sedimentación en 4 zonas: zona de entrada, zona de salida, zona de lodos y zona de asentamiento, como se indica en la figura 5.3.

La zona de entrada tiene como función suministrar una transición suave entre el flujo de entrada y el flujo uniforme permanente deseado en la zona de sedimentación. En un tanque ideal de flujo horizontal, convencional, distribuye uniformemente el caudal afluyente sobre toda la sección transversal del tanque para que el flujo siga trayectorias horizontales a través de la zona de asentamiento.

La zona de salida provee una transición suave entre la zona de asentamiento o sedimentación y el flujo efluente.

La zona de lodos tiene como función recibir el material sedimentado e impedir que interfiera con el asentamiento de partículas en la zona de sedimentación, se supone que toda partícula que alcanza esta zona es removida efectiva y realmente de la suspensión.

La zona de sedimentación suministra el volumen de tanque necesario para el asentamiento libre de interferencia proveniente de las otras tres zonas. Idealmente, cada zona debe efectuar sus funciones sin interferencia de las otras, para lograr la mejor eficiencia del tanque de sedimentación.

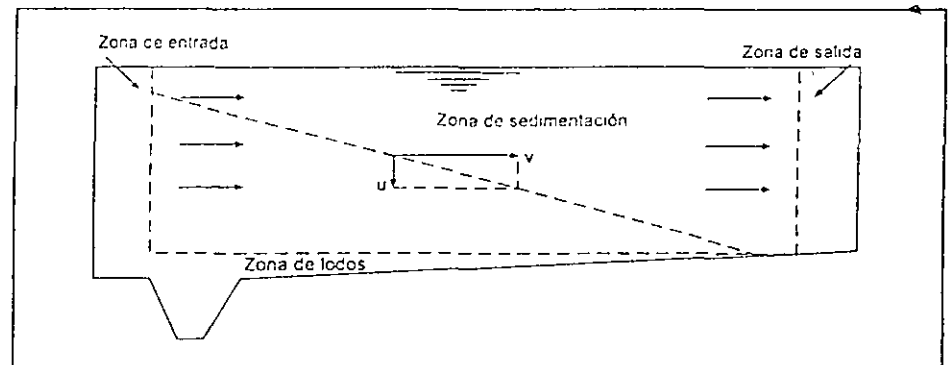
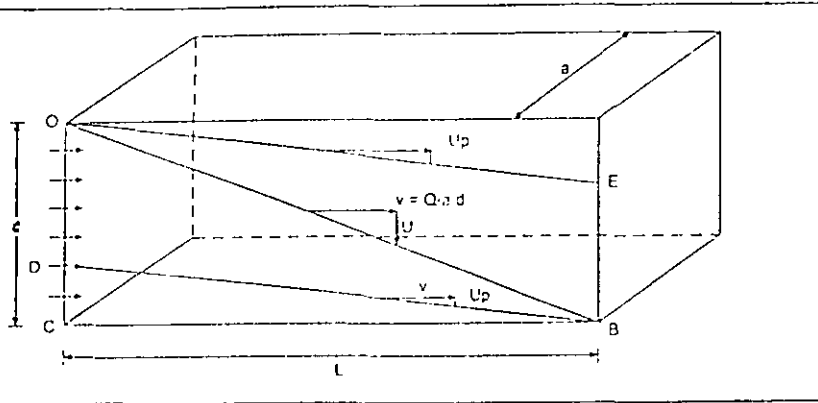


Figura 5.3 Zonas hipotéticas en un tanque de sedimentación rectangular

Hazen (1904) y Camp (1946), suponiendo sedimentación de partículas discretas en un tanque ideal de sedimentación, desarrollaron algunos conceptos fundamentales de la sedimentación. En dicho tanque, las trayectorias de todas las partículas discretas son rectas y todas las partículas de igual

velocidad de asentamiento se moverán en trayectorias paralelas como se indica en la figura 5.4.



Todas las partículas discretas con velocidad de asentamiento igual o mayor que U serán completamente removidas, es decir que el 100% de remoción ocurriría cuando todas las partículas en la suspensión tuvieran velocidades de asentamiento por lo menos iguales a U.

Por el contrario, si consideramos una partícula con velocidad de asentamiento U_p menor que U, solamente una fracción de ellas será removida. En efecto, como se ve en la figura 5.4, solamente las partículas con velocidad $U_p < U$ que alcancen el tanque dentro de la altura DC serán removidas.

Ahora bien, si el área del triángulo con catetos OC y L representa el 100% de remoción de partículas, entonces la relación de remoción R, fracción removida de partículas con velocidad de asentamiento U_p , será:

$$R = \frac{DC}{OC} = \frac{U_p}{U} = \frac{A U_p}{U} = \frac{aL U_p}{Q} \quad (5.10)$$

La ecuación 5.10 fue descubierta por Hazen en 1904 y demuestra que para cualquier caudal Q, la remoción de material suspendido es función del área superficial del tanque de sedimentación e independiente de la profundidad. En otras palabras, que la remoción y, por consiguiente, el diseño de sedimentadores dependen sólo de la carga superficial.

Según Rich (5), a la conclusión anterior se llega también si se formula la tasa máxima a la cual puede clarificarse un líquido, mediante la figura 5.5. En la figura 5.5 una suspensión diluida de partículas discretas ocupa un volumen rectangular. Bajo condiciones tranquilas, las partículas se sedimentan con velocidad U y el líquido, a cualquier profundidad z, se clarificará tan pronto como aquellas partículas localizadas en el nivel superior pasen a través del nivel z. La tasa de clarificación se puede calcular así:

$$Q = \frac{z}{t} A = UA \quad (5.11)$$

- donde:
- Q = Tasa volumétrica de clarificación, m^3/s
 - z = Distancia a través de la cual las partículas se sedimentan en el tiempo t, m
 - t = Tiempo de sedimentación, s
 - A = Área superficial perpendicular a la dirección de asentamiento, m^2

Una partícula con velocidad de asentamiento U y transportada horizontalmente con velocidad v, seguiría una trayectoria rectilínea inclinada como resultado de la suma del vector de velocidad de flujo y del vector de velocidad de asentamiento, indicada por la recta OB.

Por triángulos semejantes, como se deduce de la figura 5.4:

$$\frac{U}{v} = \frac{d}{L}$$

Por lo tanto, en función del caudal, Q, y del área superficial, A,

$$U = \frac{vd}{L} = \frac{Qd}{aL} = \frac{Q}{a}$$

$$U = \frac{Q}{A} = \text{carga superficial} \quad (5.9)$$

La relación Q/A , carga superficial, tiene las dimensiones de velocidad, generalmente m/d , e indica que, teóricamente, la sedimentación es función del área superficial del tanque e independiente de la profundidad.

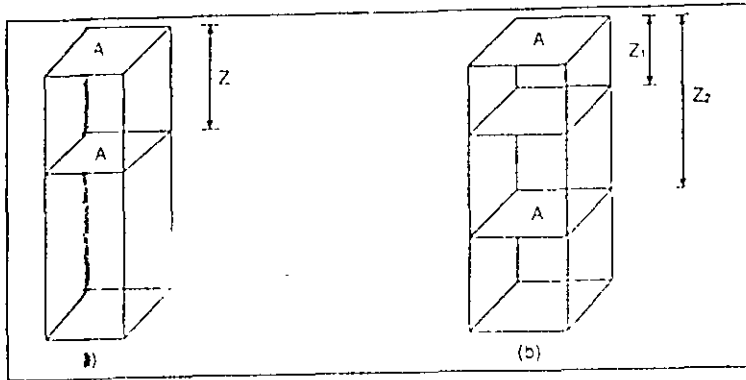


Figura 5.5 Volúmenes rectangulares de una suspensión de partículas no floculantes en sedimentación bajo condiciones tranquilas
 (a) Partículas con velocidades uniformes
 (b) Partículas con dos velocidades de asentamiento

De nuevo, la ecuación 5.11 hace evidente que la capacidad de tratamiento en un tanque de asentamiento en el cual se presente sedimentación tipo I es, básicamente, independiente de la profundidad del tanque y solamente función del área superficial del tanque y de la velocidad de asentamiento de las partículas.

Observando la figura 5.5 (b) y aplicando la ecuación 5.11 se tiene que

$$Q_1 = U_1 A$$

$$Q_2 = U_2 A$$

La fracción en peso de partículas removidas con velocidad de asentamiento menor U_1 , será:

$$X_1 = \frac{Z_1}{Z_2} = \frac{U_1}{U_2} \tag{5.12}$$

Según Comp. para cualquier tasa de clarificación Q , la remoción total de partículas discretas de una suspensión diluida de partículas discretas, con velocidades de asentamiento diferentes, se puede predecir con un análisis de sedimentación realizado en columnas de sedimentación semejantes a la de la figura 5.6.

En los ensayos de columna de sedimentación, la suspensión se coloca en la columna y se deja asentar bajo condiciones tranquilas. A intervalos diferentes de tiempo, se extraen muestras de una profundidad determinada

y se cuantifica la concentración de partículas en cada muestra. Cada muestra estará libre de partículas con velocidades de asentamiento lo suficientemente grandes como para permitirles que recorran durante el tiempo de sedimentación una distancia mayor que la profundidad del muestreo. La velocidad máxima de sedimentación de las partículas, en cada muestra, será aproximadamente:

$$U_n = \frac{z_n}{t} \tag{5.13}$$

donde z_n = Profundidad de muestreo, m

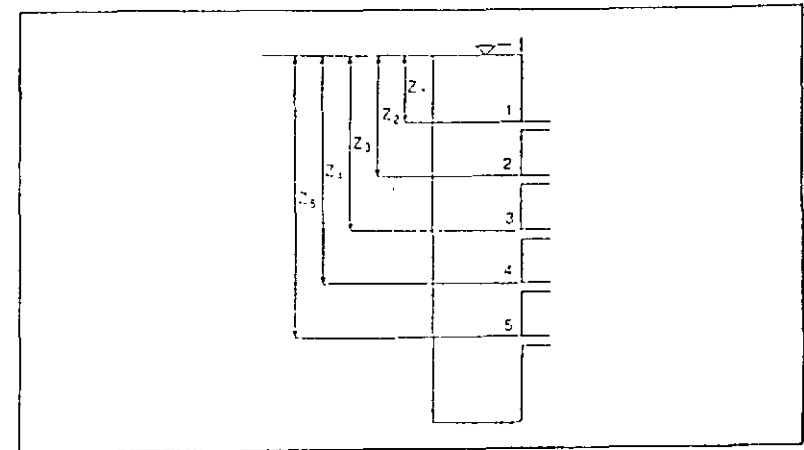


Figura 5.6 Columna para análisis de sedimentación

Con los resultados experimentales se puede elaborar la curva de velocidad de asentamiento de la suspensión y determinar la remoción total de partículas. La curva característica que se obtiene es como la de la figura 5.7. Para una tasa de clarificación determinada, Q_0 , se tiene:

$$Q_0 = U_0 A \tag{5.14}$$

Todas las partículas con velocidad de asentamiento $U_p \geq U_0$ serán completamente removidas. Tales partículas constituyen $1 - X_0$ del total de partículas originalmente existentes en la suspensión clarificada.

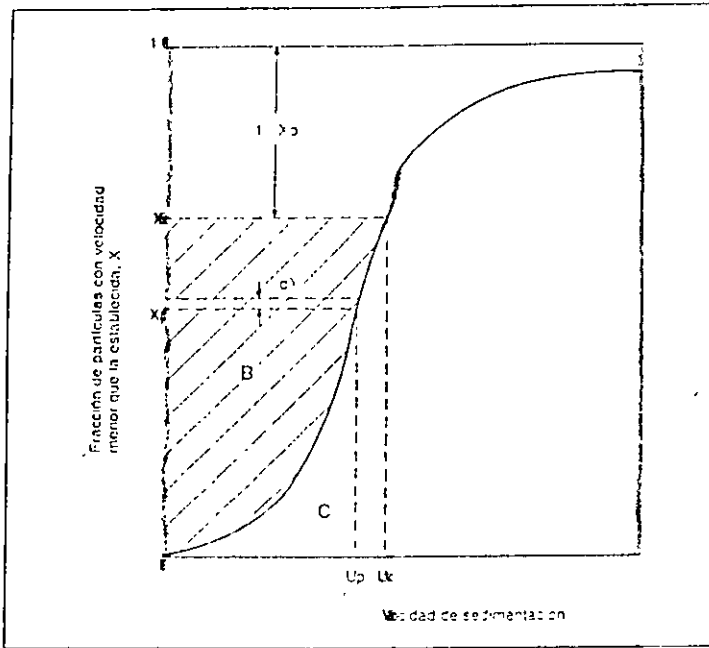


Figura 5.7 Curva para análisis de la velocidad de sedimentación de partículas discretas

La fracción en peso de partículas removidas con velocidad $U_p \leq U_0$ será, según la ecuación 5.12, o según la ecuación 5.10 de Hazen, igual a:

$$\int_0^{U_0} \frac{U_p}{U_0} dx$$

Por lo tanto, la remoción total en el líquido clarificado será:

$$X_T = (1 - X_0) + \frac{U_0}{U_0} \int_0^{U_0} U_p dx \tag{5.15}$$

donde:

- X_T = Fracción total removida
- $1 - X_0$ = Fracción de partículas con velocidad U_p mayor que U_0 .

$$\frac{1}{U_0} \int_0^{U_0} U_p dx = \text{Fracción de partículas removidas con velocidad } U_p \text{ menor que } U_0$$

El último término de la ecuación 5.15 se cuantifica mediante integración gráfica de la curva para análisis de sedimentación de partículas discretas entre los límites 0 y X_0 , es decir en el área sombreada de la figura 5.7. En términos de las áreas B y C de la figura 5.7, lo anterior es equivalente a:

$$X_T = (1 - X_0) + \frac{BX_0}{B+C} = (1 - X_0) + \frac{B}{U_0}$$

La remoción es la función de la U_0 , o sea de la carga superficial, única variable de control por parte del diseñador. Para un caudal específico, a mayor área superficial, menor carga superficial, mayor eficiencia de remoción. Este hecho conduce al diseño de los sedimentadores de tubos.

5.5 EJEMPLO DE SEDIMENTACIÓN TIPO 1

Los resultados del análisis en columna de sedimentación para una suspensión de partículas discretas, sobre muestras a una profundidad de 1,2 m, se incluye a continuación (5)

Determinar, para una tasa de clarificación de $2160 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$ la remoción total.

TIEMPO DE SEDIMENTACIÓN, min	0,5	1,0	2,0	4,0	6,0	8,0
Fracción en peso restante	0,56	0,43	0,37	0,19	0,05	0,02

Solución:

— Se calculan las velocidades de sedimentación

U_p , m/min	2,40	1,20	0,60	0,30	0,20	0,15
---------------	------	------	------	------	------	------

— Se elabora un gráfico de la fracción de partículas remanentes contra la velocidad de asentamiento, figura 5.8.

- Se calcula la velocidad de sedimentación, U_0 , de las partículas que serán removidas completamente, cuando la tasa de clarificación es $d.2160 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$

$$U_0 = 2160 \text{ m/d} = 15 \text{ m/min}$$

- Se obtiene X_0 trazando una recta vertical desde U_0 sobre la abscisa hasta cortar la curva y encontrar la ordenada correspondiente.
- De la curva se obtiene que 0,51 de las partículas en la suspensión tienen una velocidad menor que 1,5 m/min, es decir que 49% de las partículas (en masa) se sedimentan con velocidad mayor a 1,5 m/min, o sea que 49% más alguna fracción del 51% restante se asentará en la. La fracción de dichas partículas que serán removidas se determina por integración gráfica del segundo término de la ecuación 5.15, entre los límites $x = 0$ y $x = 0,51$, indicada por los rectángulos en la figura 5.8 y en la tabulación hecha en el cuadro 5.1.

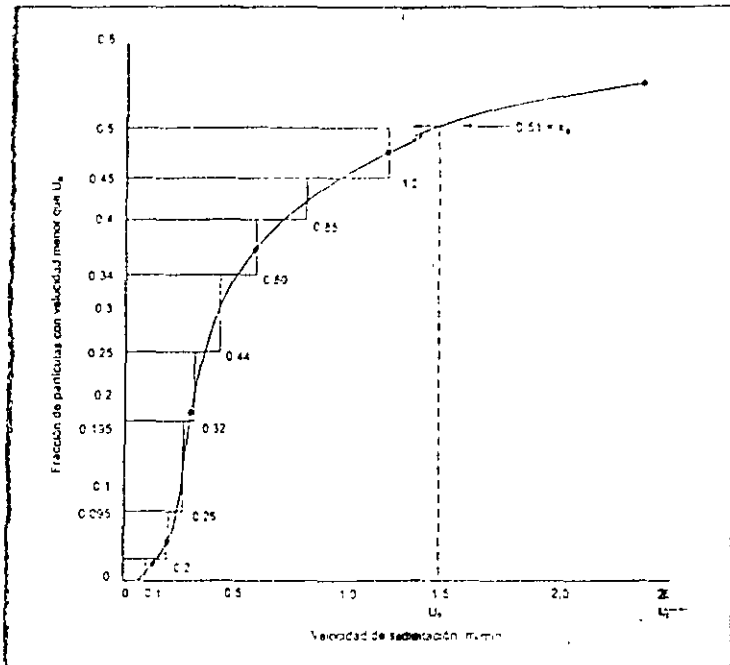


Figura 5.8 Curva de velocidad de sedimentación, ejemplo 5.5

Cuadro 5.1
Cálculos para el ejemplo 5.5

dx	U_p	$U_p \cdot dx$
0,025	0,10	0,0025
0,050	0,20	0,0100
0,100	0,26	0,0260
0,075	0,32	0,0240
0,090	0,41	0,0369
0,060	0,60	0,0360
0,050	0,85	0,0425
0,060	1,20	0,0720
Σ	—	0,2526

$$= \int_0^{x_0} U_p \, dx$$

- La fracción total removida será, según la ecuación 5.15.

$$X_T = (1 - X_0) + \frac{1}{U_0} \int_0^{x_0} U_p \, dx$$

$$X_T = (1 - 0,51) + \frac{1}{1,5} \times 0,2526 = 0,66$$

Por lo tanto, un 66% de las partículas serán removidas.

5.6 SEDIMENTACIÓN TIPO 2

En este tipo de sedimentación se deben tener en cuenta las propiedades floculentas de la suspensión además de las características de sedimentación de las partículas.

Dos partículas que se aglomeran durante su asentamiento pierden su velocidad individual de sedimentación y, por consiguiente, se sedimentan con otra velocidad característica de la nueva partícula formada, generalmente mayor que las velocidades originales. Este tipo de sedimentación, conocido como sedimentación floculenta, es el tipo de sedimentación más común en purificación y tratamiento de aguas.

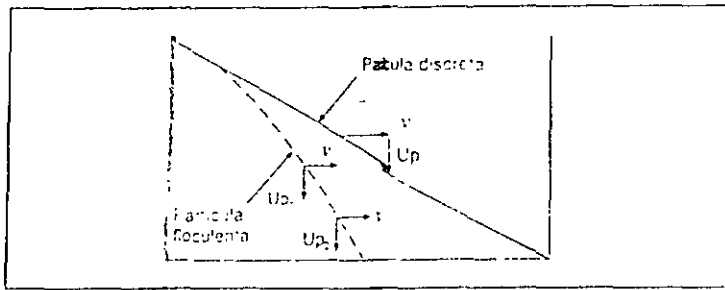


Figura 5.9 Trayectorias de sedimentación

En aguas turbidas de ríos, el material suspendido consiste principalmente en partículas finas de sílice, arcilla y limo; la densidad relativa de dichas partículas varía entre 2,6 para granos finos de arena hasta 1,53 para partículas de lodo flocculado con 95% de agua. Las partículas vegetales suspendidas tienen según su contenido de agua, densidades relativas entre 1,0 y 1,5. El flóculo de alumbre y de hierro varía en densidad según el contenido de agua y el tipo de sólido atrapado en él, con densidades relativas para el flóculo de alumbre entre 1,222 y 1,18 y de 1,222 a 1,34 para el flóculo de hierro.

En plantas de tratamiento el flóculo cal y soda así tiene densidades relativas variables alrededor de 1,2. En sedimentadores de aguas negras la densidad relativa de las partículas por remover varía entre 1,2 y 2,7, en sedimentadores primarios de aguas residuales, el material orgánico suspendido por remover tiene densidades relativas entre 1,0 y 1,2. En tanques de sedimentación secundaria, de flóculo biológico de filtros percoladores o de lodos activados, las partículas suspendidas, compuestas de material orgánico y microorganismos, sedimentan rápidamente a pesar de su densidad relativa baja (27).

Por conveniencia, en muchos casos, se supone que la sedimentación de una suspensión del tipo de partículas discretas, con el objeto de predecir más sencillamente las velocidades de asentamiento y la remoción de material suspendido; sin embargo, para suspensiones de partículas flocculentas es necesario el análisis de sedimentación para tener en cuenta dicho efecto sobre el proceso de asentamiento.

En la sedimentación tipo 2, tanto la densidad como el volumen de las partículas cambia a medida que ellas se adhieren unas a otras mediante el mecanismo de floculación y la precipitación química. Consecuentemente el peso de la partícula en el agua, W_p , la fuerza de arrastre, F , cambian

y el equilibrio de fuerzas verticales se rompe. Como resultado, las velocidades de asentamiento de las partículas cambian con el tiempo y la profundidad, es decir que la remoción es función no sólo de la carga superficial sino también de la profundidad y el tiempo de retención. Hasta el presente, no existe formulación matemática que evalúe exactamente todas las variables que afectan la sedimentación de partículas flocculentas y por ello es necesario efectuar los análisis con columnas de sedimentación.

En la práctica se reconoce que, para una velocidad de sedimentación determinada, tanto el tiempo de retención como la profundidad afectan el grado de remoción, puesto que en un tanque de mayor profundidad se requiere un tiempo mayor para que la partícula alcance el fondo. Esto significa que, para una velocidad de sedimentación fija, la relación del tiempo de retención a la profundidad determina el número de partículas que alcanza el fondo (27).

De la ecuación 5.10:

$$R = \frac{U_p}{U} = \frac{U_p}{Q} = \frac{U_p}{V} = \frac{U_p}{v} = \frac{U_p}{\frac{aLd}{t}} = \frac{U_p t}{aLd}$$

Por lo tanto,

$$R = \frac{t}{d} U_p \tag{5.16}$$

Desde 1904 Hazen proponía subdividir horizontalmente los tanques de sedimentación para aumentar su capacidad de tratamiento. En 1946 Camp presentó el diseño de sedimentadores con bandejas horizontales y, en forma semejante, otros diseños intentaron hacer uso de los principios teóricos vistos en repetidas ocasiones. Sin embargo, los tanques con varios compartimientos horizontales nunca se hicieron populares principalmente por fallas en su limpieza y por otras causas no conocidas realmente. En 1968, Culp, Hansen y Richardson (29), observando que una partícula que se sedimenta con una velocidad de 2,5 cm/min requiere 2 horas para caer al fondo de un tanque convencional de 3 m de profundidad y que requeriría sólo 2 minutos para caer al fondo de un tanque de 5 cm de profundidad, idearon los sedimentadores de tubos de diámetro pequeño que impulsaron los hoy conocidos sedimentadores de tasa alta o sedimentadores de poca profundidad.

MODELO DE SEDIMENTACIÓN IDEAL - SEDIMENTACIÓN TIPO 2

La remoción de partículas en un tanque de sedimentación ideal, para suspensiones diluidas de partículas floculentas, puede determinarse a partir de un análisis con columnas de sedimentación. La suspensión se coloca en una columna semejante a la mostrada en la figura 5.6 y se deja sedimentar en condiciones tranquilas. Se determina la concentración de partículas sobre muestras tomadas a diferentes profundidades con intervalos de tiempos diferentes y se calcula las fracciones en peso de partículas removidas en cada profundidad y cada intervalo de tiempo. Con dichos valores se construye un gráfico de la fracción de remoción de partículas floculentas en función del tiempo y la profundidad de sedimentación. En dicho gráfico se unen los puntos de igual fracción de remoción para obtener las curvas de isoconcentración. Las curvas de isoconcentración representan la trayectoria de sedimentación máxima para la remoción indicada y la relación profundidad/tiempo igual a la velocidad promedio mínima de sedimentación para dicha remoción. El procedimiento para determinar la remoción total de partículas floculentas en un tanque específico es similar al utilizado para partículas discretas y se ilustra en el ejemplo siguiente.

EJEMPLO DE SEDIMENTACIÓN TIPO 2

Los datos experimentales de un ensayo de sedimentación para una suspensión de partículas floculentas (59) se incluyen en el cuadro 5.2.

Cuadro 5.2
Datos del ensayo para el ejemplo 5.2

Tiempo Min.	% Remoción de sólidos		
	0,6m	1,2m	1,8m
5	—	—	25
10	27	36	47
20	39	48	35
40	50	44	38
60	60	49	50
120	70	64	60

Determinar la remoción total de sólidos si el tiempo de retención es de 60 minutos y la profundidad, 1,8 m.

Solución:

- Se dibujan las trayectorias de sedimentación para la suspensión floculenta como se indica en la figura 5.10.
- Se determina el porcentaje de remoción (32):

$$\% \text{ REMOCIÓN} = \frac{\Delta h_1}{h_3} \times \frac{R_1 + R_2}{2} + \frac{\Delta h_2}{h_3} \times \frac{R_2 + R_3}{2} + \frac{\Delta h_3}{h_3} \times \frac{R_3 + R_4}{2}$$

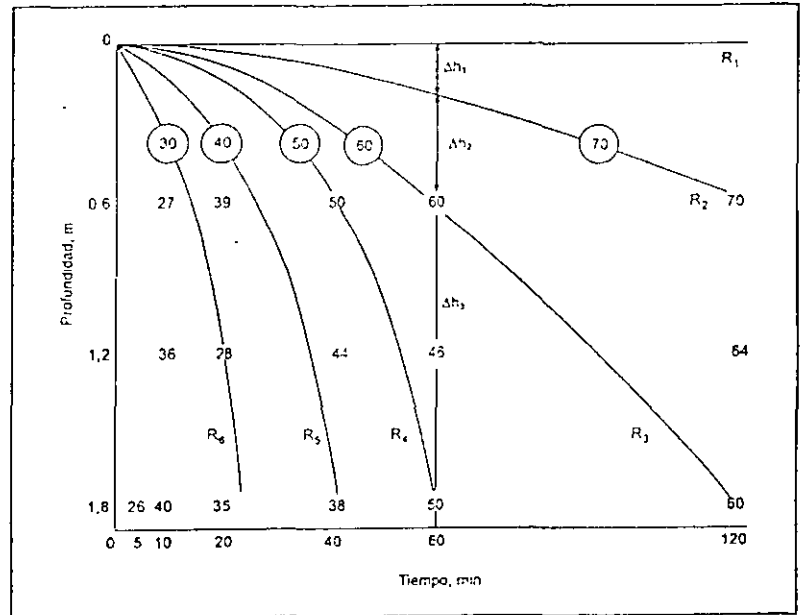


Figura 5.10 Trayectorias de sedimentación, ejemplo 5.2

- Para las curvas de la figura 5.10 los cálculos son los del cuadro 5.3.



Cuadro 5.3
Cálculos para el ejemplo 5.9

$\frac{v_p}{v_s}$	$\frac{R_n + R_{n+1}}{2}$	=	% Remoción
$\frac{0.2}{1.8}$	$\frac{100 + 70}{2}$	=	9.44
$\frac{0.4}{1.8}$	$\frac{70 + 60}{2}$	=	14.44
$\frac{1.2}{1.8}$	$\frac{60 + 50}{2}$	=	35.87
			<u>60.55</u>

- La remoción total es del 60,5%.
- La remoción anterior corresponde a una carga superficial de 43,2 m³/m² d (1,8 · 144/60) y un tiempo de sedimentación de 60 minutos. Para dimensionamiento del sedimentador, con un factor de seguridad de 1,5, se tomaría como carga superficial de diseño 62,8 m³/d y un tiempo de retención de 1,5 horas.

modelo de Yao (21), se generaliza la teoría de sedimentación de Camp a los sedimentadores inclinados, suponiendo sedimentación de partículas discretas en tanques de alta tasa con flujo laminar y unidimensional. Para una partícula, la ecuación de movimiento sería:

$$m \frac{dv_p}{dt} = (\rho_p - \rho) Vg - F \quad (5.17)$$

- donde: m = Masa de la partícula
- v_p = Velocidad de la partícula
- t = Tiempo
- ρ_p = Densidad de la partícula
- ρ = Densidad del fluido
- g = Aceleración gravitacional
- V = Volumen de la partícula
- F = Fuerza resistente del fluido

Para flujo laminar, Stokes demostró que la fuerza de arrastre es:

$$F = 3 \pi \mu d_p (v_p - v) \quad (5.18)$$

- donde: μ = Viscosidad dinámica del fluido
- d_p = Diámetro hidráulico de la partícula
- v_p = Velocidad de la partícula
- v = Velocidad del fluido

Ignorando el efecto de la fuerza de inercia, $m \frac{dv_p}{dt} = 0$, se tiene:

$$(\rho_p - \rho) Vg = F = 3 \pi \mu d_p (v_p - v) \quad (5.19)$$

$$v_p - v = \frac{(\rho_p - \rho) Vg}{3 \pi \mu d_p} = v_s$$

- donde: v_s = Velocidad de asentamiento de la partícula, o velocidad vertical de caída de la partícula.

La figura 5.11 representa el sistema de coordenadas usado por Yao. El eje X es paralelo a la dirección de flujo; θ es el ángulo entre el eje X y el

SEDIMENTACIÓN DE TASA ALTA

Por sedimentación de tasa alta, sedimentadores de poca profundidad, se entiende sedimentación en elementos poco profundos, en módulos de tubos circulares, cuadrados, hexagonales, octogonales, de placas planas paralelas, de placas onduladas o de otras formas, en tanques poco profundos, con tiempos de retención menores de 15 minutos. La característica principal de un sedimentador de alta tasa es su poca profundidad, usualmente del orden de centímetros. En los pequeños conductos usados como sedimentadores de alta tasa se puede desarrollar flujo laminar. La distribución de velocidad dista mucho de ser uniforme, por lo tanto, las trayectorias de las partículas no son líneas rectas como en el modelo ideal de Camp.

En el modelo de Hazen y Camp para tanques de sedimentación convencionales con flujo uniforme, la carga superficial del tanque de sedimentación representa la velocidad crítica de asentamiento de las partículas suspendidas; teóricamente, toda partícula con velocidad de asentamiento mayor o igual que la velocidad crítica será removida en el tanque. En el

clinación θ . Como lo demuestra Yao (21), L probablemente debe ser igual a 20 y en general menor de 40.

Por razones prácticas, para permitir la remoción continua del lodo, θ es generalmente igual a 60° .

En los sedimentadores de tasa alta se supone régimen de flujo laminar. En la práctica se acostumbra dejar el primer cuarto de la longitud del tanque de sedimentación libre de elementos de sedimentación de tasa alta para permitir buenas condiciones de entrada del efluente. Sin embargo, a la entrada existirá una región de transición en la cual el flujo uniforme se convierte gradualmente en flujo completamente laminar debido a la influencia de los contornos sólidos. La longitud relativa, L' , para la región de transición en tubos, según Streeter y Yao (21) es

$$L' = 0,058 \frac{v_c d}{\nu} \quad (5.33)$$

donde ν = Viscosidad cinemática del fluido.

La ecuación 5.33, según Yao (21), puede aplicarse a otros tipos de sedimentadores. Sin embargo, esta ecuación da valores muy altos y se prefiere la ecuación recomendada por Schulze (56)

$$L' = 0,013 N_{RE} \quad (5.34)$$

$$L' = \frac{0,013 V_o d}{\nu} \quad (5.35)$$

La existencia de la región de transición obliga a tener en cuenta, para los cálculos, la longitud de la zona de transición y tomar como valor de L en la ecuación 5.32 un valor de longitud relativa efectiva de sedimentación, en flujo laminar, L_c , igual a L corregida en la longitud de transición L' , con lo cual se provee un factor de seguridad en el diseño.

Por lo tanto, para verificar un diseño, la ecuación 5.32 se convierte en:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \cos \theta} \quad (5.36)$$

$$L_c = L - L' \quad (5.37)$$

donde: L_c = Longitud relativa del sedimentador de tasa alta en flujo laminar, corregida en la longitud de transición.

Según Yao (21), en los casos en que L sea mayor que L_c se sugiere tomar como valor de longitud relativa del sedimentador un valor igual a $2L_c$, o sea:

$$L = 2L_c \quad (5.38)$$

y aumentar el valor de la longitud del sedimentador, L , al nuevo valor de L .

Algunos autores recomiendan verificar el número de Reynolds para garantizar flujo laminar en los sedimentadores de tasa alta. En general se recomienda:

$$N_{RE} < 500 \quad (18)$$

$$N_{RE} < 250 \quad (26)$$

$$N_{RE} < 200 \quad (51)$$

$$N_{RE} = 282 \quad (56)$$

con:

$$N_{RE} = \frac{v_o d}{\nu} \quad (5.39)$$

donde: v_o = Velocidad promedio de flujo en el sedimentador

d = Ancho del sedimentador o conducto

ν = Viscosidad cinemática

El tiempo de retención se calcula por la expresión:

$$t = \frac{L}{v_o} \quad (5.40)$$

En general el tiempo de retención es de 3 a 6 minutos en sedimentadores de tubos y de 15 a 25 minutos en sedimentadores de placas.

5.10 TIPOS DE TANQUES DE SEDIMENTACIÓN

En general los tanques de sedimentación son estanques rectangulares o circulares de aproximadamente 3 m de profundidad, con pantallas de entrada y vertederos efluentes. Recientemente se han introducido, con mucha frecuencia, los sedimentadores de placas planas, de tubos, de flujo ascensional, y otros tipos de sedimentadores de tasa alta, con el objeto de obtener el mismo grado de clarificación que en sedimentadores convencionales, pero con menor uso de terreno.

Los sedimentadores convencionales usados en purificación de aguas son generalmente rectangulares, circulares o cuadrados. En tanques rectan-

Para flujo laminar entre placas paralelas, como los de la figura 5.12, según Streeter.

$$\frac{U}{v_0} = 6 (Y - Y^2) \quad (5.26)$$

Sustituyendo 5.26 en 5.25 e integrando, se tiene.

$$3Y^2 - 2Y^3 - \frac{v_1}{v_0} Y \text{ Sen}\theta + \frac{v_1}{v_0} X \text{ cos}\theta = C_1 \quad (5.27)$$

La ecuación 5.27 es la ecuación general para la trayectoria de partículas suspendidas (T_1, T_2, T_3), en flujo laminar, a través de dos placas paralelas. Para el punto B de la figura 5.12:

$$\begin{aligned} X &= L \\ Y &= 0 \end{aligned}$$

X e Y expresadas adimensionalmente

Donde, por definición:

$$L = \frac{1}{d} = \text{longitud relativa del sedimentador}$$

Reemplazando dichos valores en la ecuación 5.27 se obtiene:

$$C_1 = \frac{v_1}{v_0} L \text{ cos}\theta \quad (5.28)$$

Reemplazando la ecuación 5.28 en la ecuación 5.27 se tiene:

$$3Y^2 - 2Y^3 - \frac{v_1}{v_0} Y \text{ Sen}\theta + \frac{v_1}{v_0} (X-L) \text{ cos}\theta = 0 \quad (5.29)$$

La ecuación 5.29 es la ecuación de la familia de trayectorias de las partículas; la trayectoria real que tomará una partícula dependerá de la magnitud de la relación v_1/v_0 para la partícula. Entre la familia de trayectorias existe una trayectoria límite que se inicia en B, la parte superior del canal en su entrada, y representa la trayectoria superior de la familia. Dicha trayectoria superior representa físicamente la trayectoria limitante puesto que ella define la velocidad crítica de asentamiento de la partícula v_{1c} para un sistema determinado. Toda partícula suspendida con una velocidad de asen-

tamiento mayor que, o igual a, dicha velocidad crítica de asentamiento sería completamente removida en el sedimentador.

Como las coordenadas del punto B, en la figura 5.12, son.

$$\begin{aligned} X &= 0 \\ Y &= 1 \end{aligned}$$

reemplazando nuevamente, en la ecuación 5.29, se obtiene.

$$\frac{v_{1c}}{v_0} (\text{sen}\theta + L \text{ cos}\theta) = 1 \quad (5.30)$$

La ecuación 5.30 indica que la eficiencia de un sedimentador de alta tasa está caracterizada por un parámetro S:

$$S = \frac{v_1}{v_0} (\text{sen}\theta + L \text{ cos}\theta) \quad (5.31)$$

El valor crítico de S, S_c , para sedimentadores de placas paralelas es 1,0 como lo indica la ecuación 5.30. Por lo tanto, teóricamente, cualquier partícula suspendida, con un valor de S mayor o igual que 1, en un sedimentador de placas paralelas, será removida.

En general, para sedimentadores de tasa alta, la velocidad crítica de asentamiento está dada por (21)

$$v_{1c} = \frac{S_c v_0}{\text{Sen}\theta + L \text{ Cos}\theta} \quad (5.32)$$

donde: v_0 = Velocidad promedio del fluido en el elemento de sedimentación de alta tasa o carga superficial en el área de sedimentación de tasa alta

θ = Ángulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa.

L = Longitud relativa del sedimentador de alta tasa, en flujo laminar.

S_c = 1,0 para sedimentadores de placas paralelas

S_c = 4/3 para tubos circulares

S_c = 11/8 para conductos cuadrados

La ecuación 5.32 indica que la eficiencia de un sedimentador de alta tasa es función de la longitud relativa del sedimentador L y del ángulo de in-

gulares, figura 5-13, el flujo va esencialmente en una dirección, paralelo a la longitud del estanque, y se llama flujo rectilíneo. En tanques circulares de dosificación central, figura 5-14, el agua fluye radialmente desde el centro al perímetro externo; esto se conoce como flujo radial. Otros tanques circulares tienen dosificación perimetral con flujo en espiral o flujo radial. Algunos tipos de tanques de sedimentación, así como otras características de su construcción, se muestran en las figuras que aparecen a continuación.

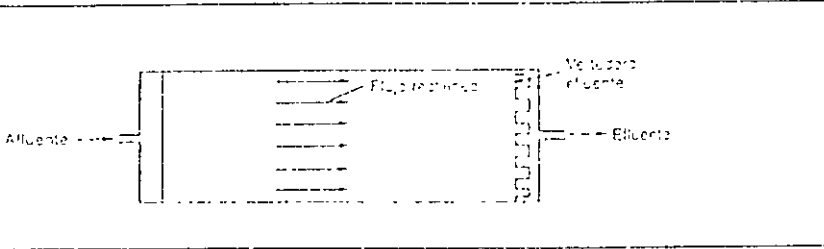


Figura 5-13 Tanque de sedimentación rectangular, flujo rectilíneo

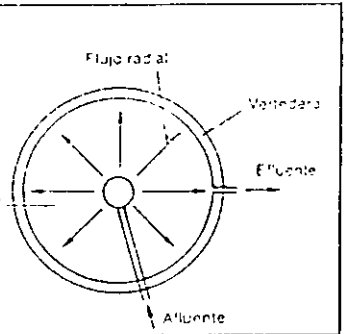


Figura 5-14 Tanque de sedimentación, dosificación central, flujo radial

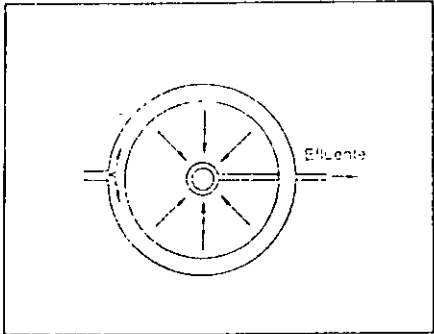


Figura 5-15 Tanque de sedimentación, dosificación perimetral, flujo radial

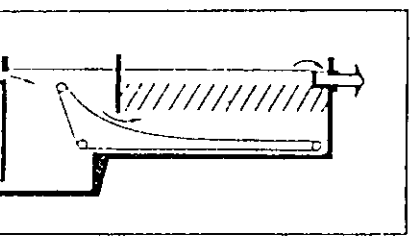


Figura 5-16 Sedimentador rectangular

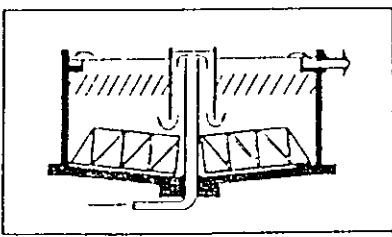


Figura 5-17 Sedimentador circular

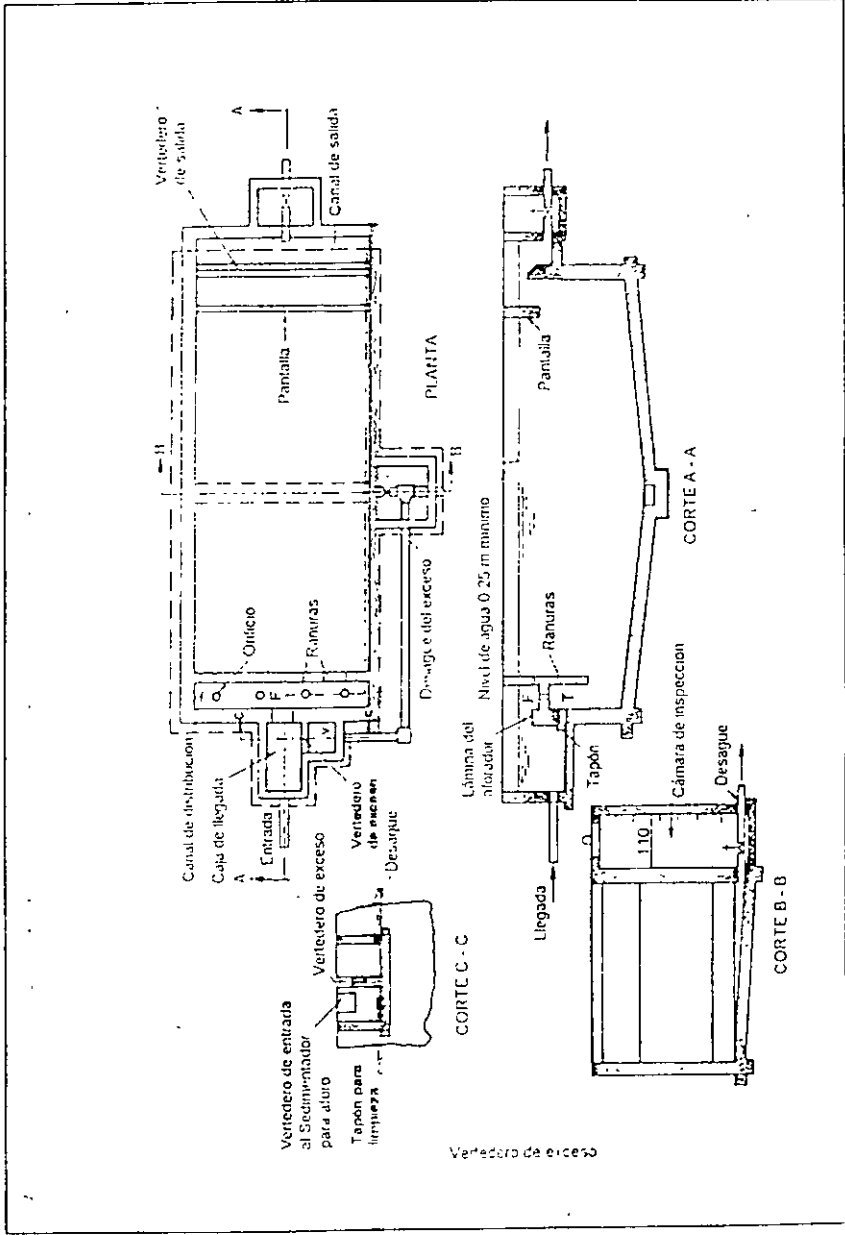


Figura 5-18 Sedimentador simle (2)

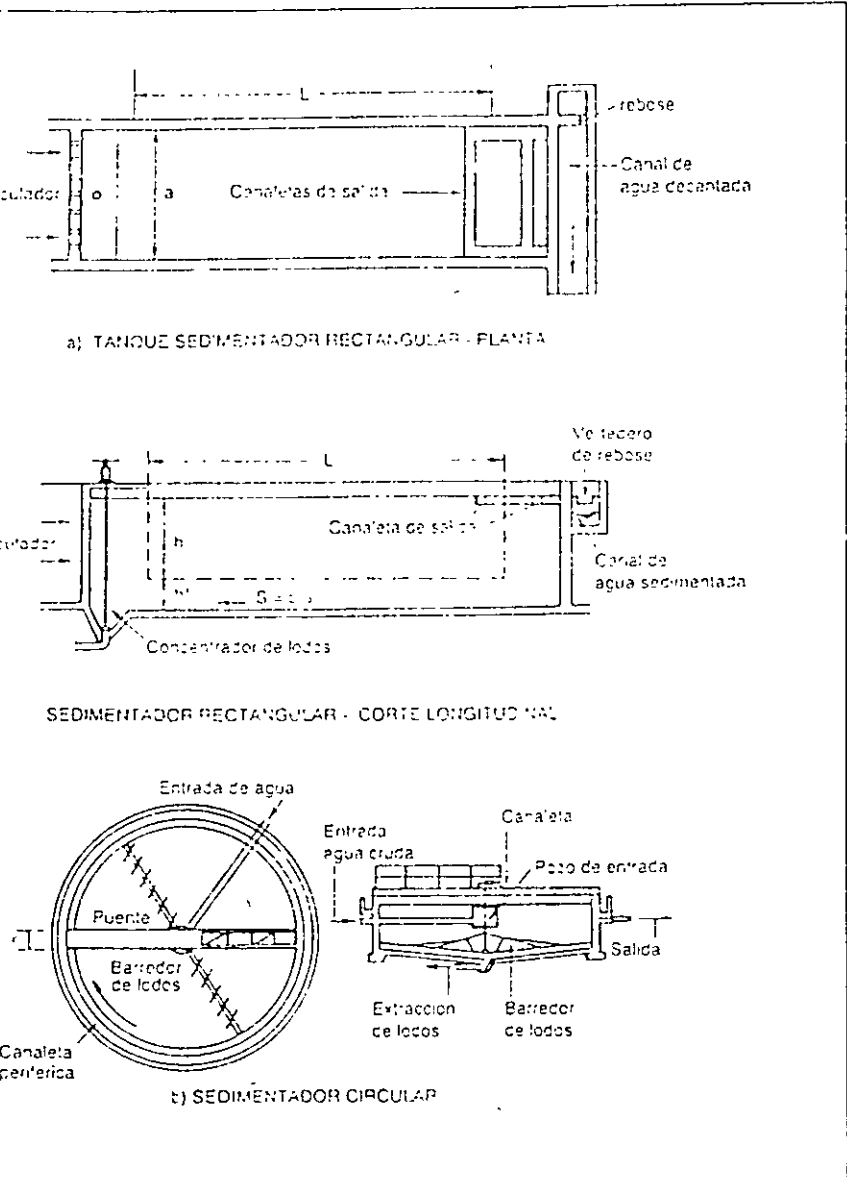


Fig. 5.19 Sedimentadores horizontales

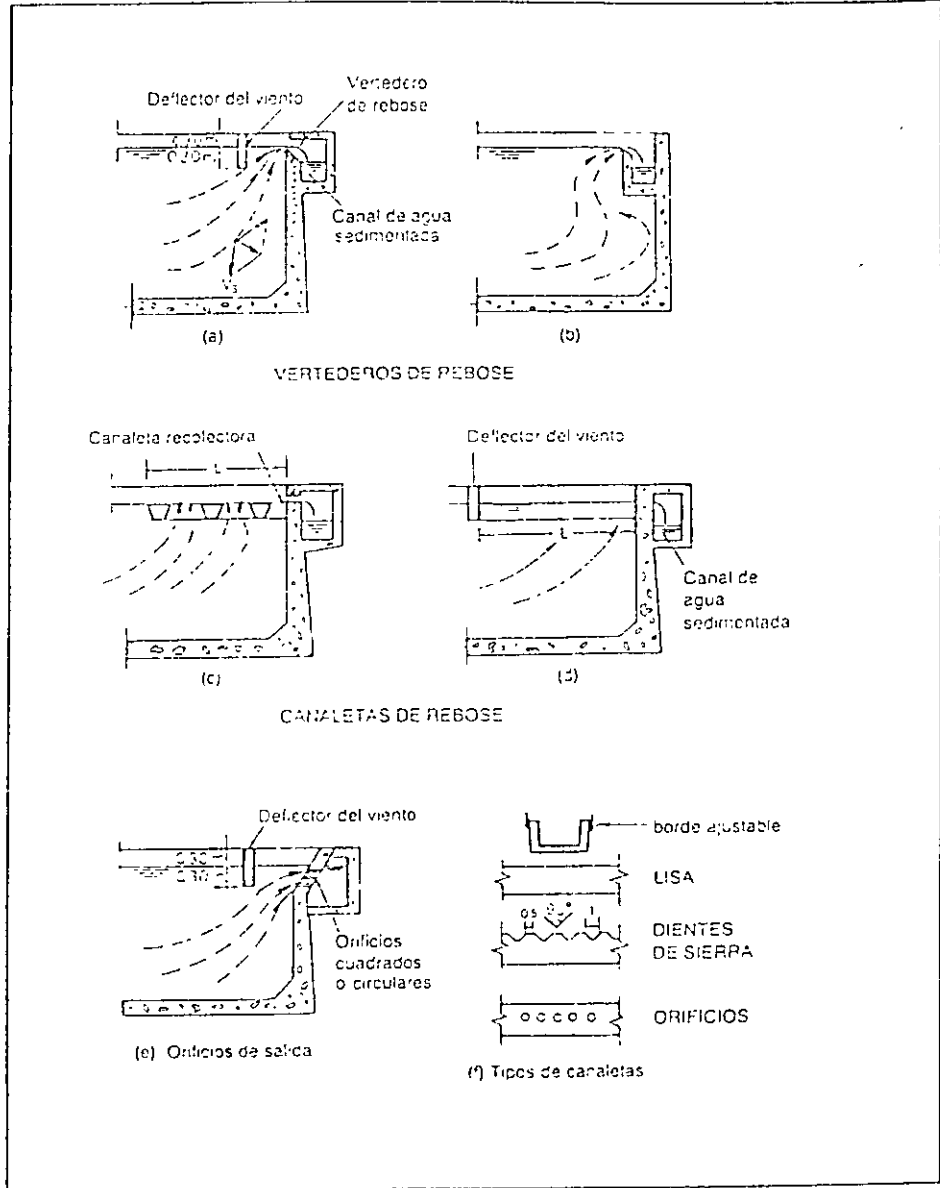


Figura 5.20 Estructuras de salida en sedimentadores rectangulares

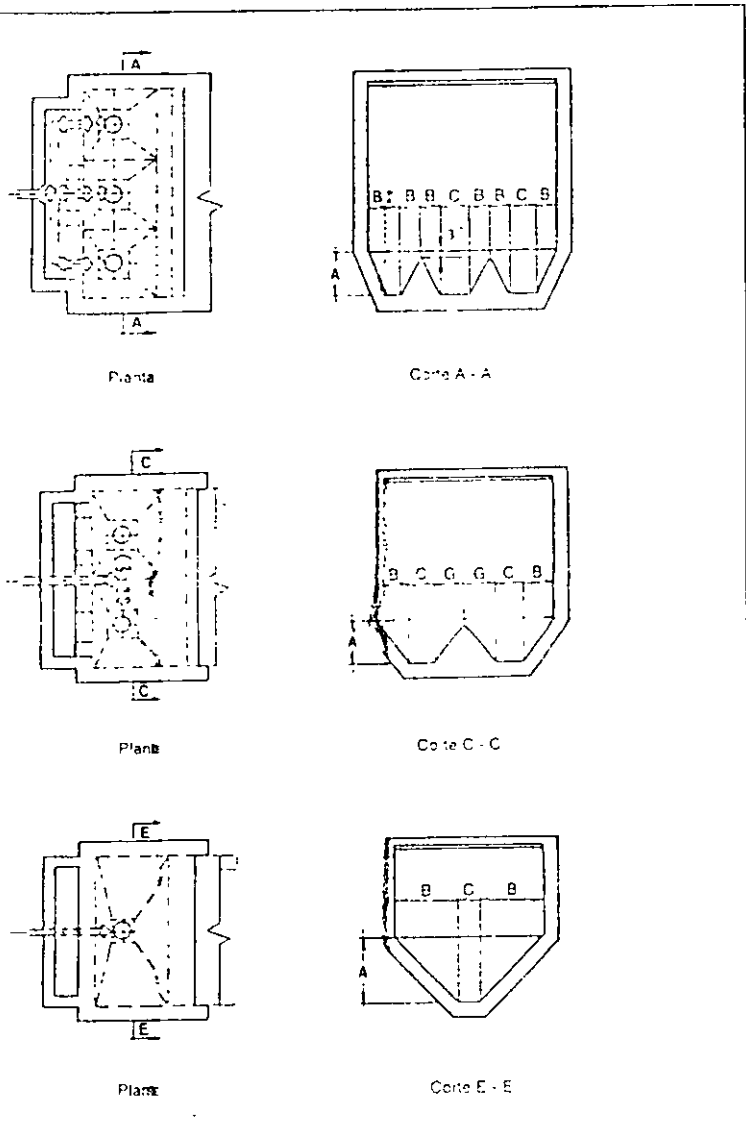


Figura 5.21 Distribución típica de las volas de lodos para tanques de sedimentación rectangulares. Es importante que cada vola esté dotada de su tubería de desagüe independiente con el fin de que se evacúen el agua y el lodo separadamente.

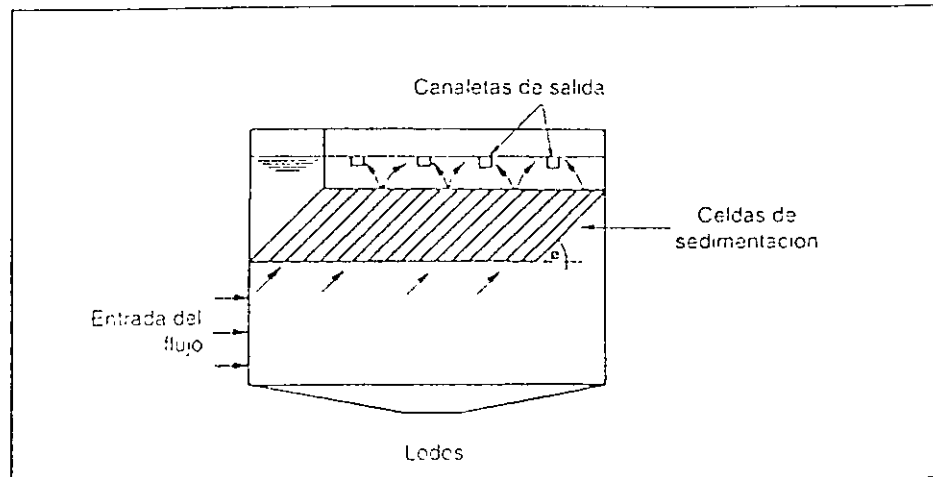


Figura 5.22 Descripción del sistema de alta tasa.

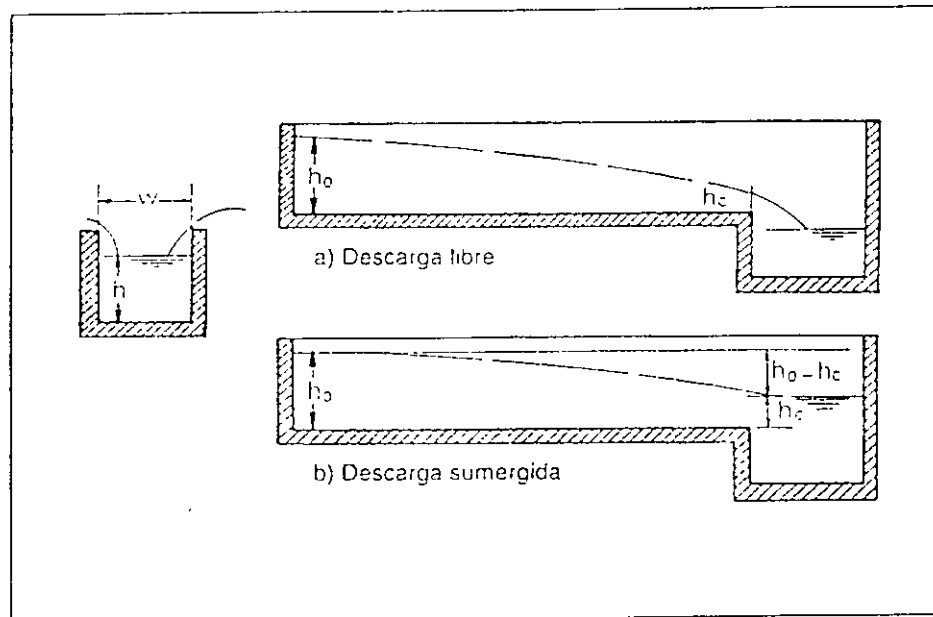
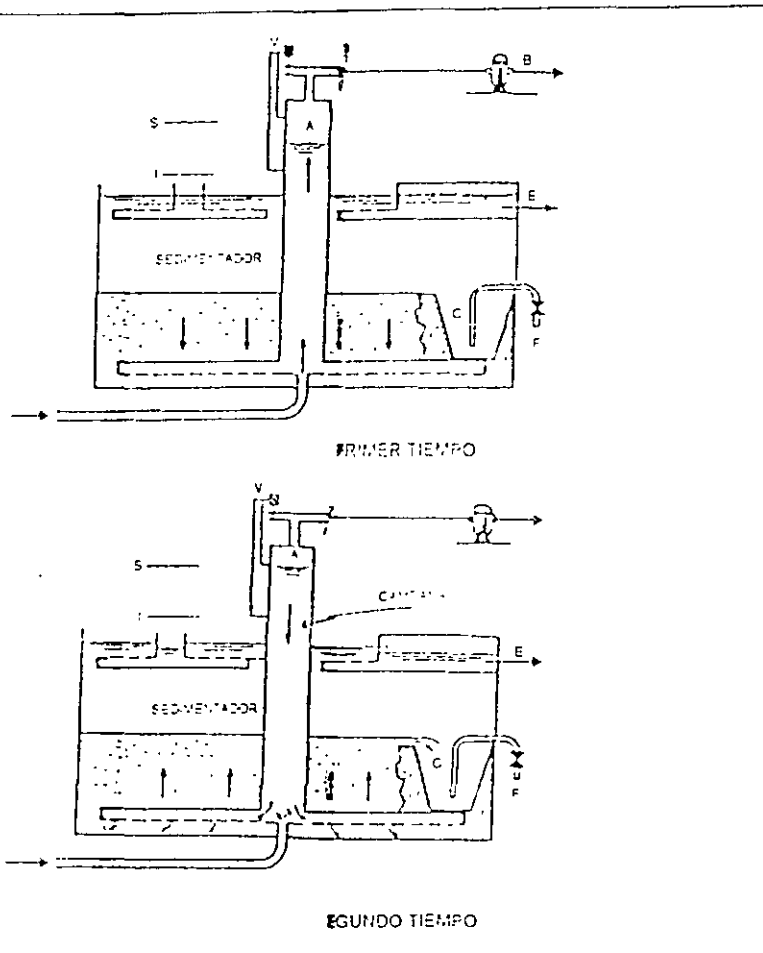


Figura 5.23 Canaletas para el agua decantada.



PRIMER TIEMPO

SEGUNDO TIEMPO

1 Sedimentador de lodos pulsante.

CRITERIOS DE DISEÑO

Los criterios de diseño de sedimentadores para clarificación del agua se basan en valores obtenidos a través de la experiencia en la operación de prototipos de plantas y plantas piloto de tratamiento del agua.

— Propiedades de asentamiento de los sólidos suspendidos.

La ecuación 5.7 o ley de Stokes:

$$U = \frac{g D^2}{18 \nu} (S_s - 1)$$

indica que existen varias propiedades del agua y de sus sólidos suspendidos que afectan la sedimentación: la temperatura del agua, la densidad de las partículas y el tamaño y la forma de las mismas. La velocidad de asentamiento de una partícula varía inversamente con la viscosidad cinemática, la cual es función de la temperatura, como puede verse en el cuadro 5.4.

Cuadro 5.4
Viscosidad cinemática del agua a diferentes temperaturas

T °C	$\nu \times 10^5, m^2/s$
0	1,785
5	1,519
10	1,306
15	1,133
20	1,003
25	0,893
30	0,800

Por ejemplo, cambiando la temperatura del agua de 10°C a 30°C, la velocidad de asentamiento de una partícula se incrementa:

$$\frac{1,306}{0,800} = 1,63 \text{ veces}$$

A la vez, reduciendo la temperatura del agua de 10°C a 0°C se reduce la velocidad de asentamiento en

$$\frac{1,306}{1,785} = 0,73 \text{ veces}$$

Por lo tanto, la temperatura tiene un efecto importante en la sedimentación, y con aguas frías debería reducirse la carga superficial de diseño. La velocidad de asentamiento de una partícula variará también directamente con el valor de la diferencia $S_s - 1$. Por ello, a mayor densidad de

la partícula mayor será su velocidad de asentamiento, o sea mayor la carga superficial de diseño.

El efecto de la variación en la densidad relativa de la partícula, S_r , para partículas discretas, puede determinarse con la ley de Stokes, pero para partículas flocculentas, en las cuales cambia su tamaño y densidad, la ecuación mencionada no es aplicable y es necesario recurrir a los análisis de columna de sedimentación como se vio previamente. En las partículas discretas el efecto del tamaño de la partícula se visualiza con los valores del cuadro 5.5 (1).

Cuadro 5.5
Velocidades de asentamiento para algunas partículas

Dímetro Partícula mm	Clasificación	U mm.s	CS m ³ /d.m ²
100	grava	1000	17400
10		100	1740
0.6		63	1093
0.4	arena gruesa	12	2088
0.2		21	3611
0.1		38	651
0.05		68	1178
0.02		121	2101
0.01	arena fina	202	3508
0.005		364	6281
0.002		630	10938
0.001	limo	1060	18376
0.0005		1837	31811

— Carga superficial o tasa de sedimentación superficial

Una de las principales características del tanque de sedimentación es su área superficial, la cual depende de la carga o tasa de sedimentación superficial, ecuación 5.9. La carga superficial es el parámetro más usado en la práctica para diseño y clasificación de sedimentadores.

En un tanque ideal de sedimentación convencional, la carga superficial podría hacerse igual a la velocidad de asentamiento de las partículas que se desean remover. Sin embargo, como no existen en la práctica tanques ideales, se acostumbra reducir la carga superficial y aumentar los tiempos teóricos de retención.

Los valores del cuadro 5.6 resumen algunos criterios de carga superficial usados para el diseño de sedimentadores convencionales.

Cuadro 5.6
Cargas superficiales típicas en sedimentadores convencionales

Tipo de agua	Tratamiento	Carga superficial m ³ /d m ² C255
Superficial	Floculo de alumbre	14-22 (1)
	Floculo de polímero	18-27 (9)
Superficial o Subterránea	Asentamiento con cal	22-44 (1) 62 (1)
	Unidades de flujo Ascensional	37 (1) <58 (1) 108 (1) 58-88 (1) 22-58 (1) Agua fría 58-88 (1) Agua cálida
Subterránea	Asentamiento en Unidades de flujo Ascensional	147 (1) 22-88 (1) 88-132 (1) 73 (1) 106 (1)

Según Fair, Geyer y Okun, la velocidad de asentamiento del floculo de hierro y aluminio a 10°C es de 5 cm/min, es decir una carga superficial de 72 m³/m²d. Según la EPA (6), las cargas superficiales típicas para diseño de sedimentadores de aguas residuales con precipitación química son:

- Alumbre : 20 - 24,5 m³/d.m²
- Hierro : 28,5 - 32,5 m³/d m²
- Cal : 57 - 65 m³/d m²

Según Insfopai (24) la carga superficial depende de la clase de tratamiento y oscila entre 15 y 90 m/d. Según Azevedo Netto (cita en la referencia 26), la carga superficial para sedimentadores convencionales oscila entre 20 y 60 m/d.

Para sedimentadores de tasa alta tampoco existe un criterio unificado de valores de carga superficial; algunos de los intervalos o valores recomendados en la literatura se incluyen en el cuadro 5.7.

Cuadro 5.7
Cargas superficiales típicas en sedimentadores de tasa alta

Cs, m ³ /d	Referencia	Observaciones
120 - 300	(25)	
120 - 240	(22)	Flujo horizontal
150 - 240	(22)	Flujo horizontal, T < 4°C, turbid < 100
150 - 180	(22)	Flujo horizontal, T < 4°C, turbid 100 - 1000
150 - 240	(22)	Flujo horizontal, T > 10°C, turbid < 100
150 - 180	(22)	Flujo horizontal, T > 10°C, turbid 100 - 1000
60 - 240	(21)	Valor medio 160 m ³ /d
150	(51)	Foco de alumbre, agulfa
216	(22)	Sedimentadores tubulares
150 - 300	(19)	Sedimentadores tubulares

— Profundidad.

La eficiencia del tanque de sedimentación es afectada por el grado de floculación de los sólidos suspendidos, el cual, a la vez, depende del tiempo de retención. El volumen del tanque de sedimentación es igual al producto de su área superficial A por la profundidad d:

$$V = A d$$

El tiempo de retención es igual al volumen del tanque dividido por el caudal:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{A d}{Q} \quad (5.41)$$

Por consiguiente, el tiempo de retención teórico es directamente proporcional a la profundidad; por ello, la eficiencia de remoción de partículas floculentas dependerá de la profundidad del tanque. Sin embargo, la eficiencia de remoción no está relacionada linealmente con el tiempo de retención; así, por ejemplo, si el 80% de los sólidos suspendidos son removidos con un tiempo de retención de dos horas, es posible que con 3 horas de retención sólo se remuevan 90%. Además, como los tanques profundos son más costosos, no es deseable tenerlos excesivamente profundos (1). En general, la profundidad de los tanques de sedimentación es mayor de 3 metros.

— Tiempo de retención.

El tiempo de retención depende del propósito del sedimentador. Para tanques o dársenas de sedimentación simple, el tiempo de retención debe ser lo suficientemente largo como para permitir el asentamiento de partículas con velocidad de asentamiento muy baja, en este caso el tiempo de retención puede ser de varios días.

En tanques convencionales usados para sedimentación de los sólidos provenientes de coagulación o ablandamiento de aguas, un tiempo de retención de 2 a 4 horas es generalmente suficiente como preparación del agua para su filtración subsecuente. Cuando el agua va a ser usada sin filtración se proveen tiempos de retención hasta de 12 horas (1). En sedimentadores tubulares de alta tasa el tiempo de retención es de 3 a 6 minutos; en los de placas inclinadas, de 15 a 25 minutos (51).

— Velocidad horizontal.

La velocidad de flujo a través del tanque de sedimentación no será uniforme en toda la sección transversal del tanque perpendicular a la dirección de flujo, aunque la entrada y salida sean diseñadas para distribución uniforme, debido a la existencia de corrientes de densidad, corrientes de inercia, cortocircuito y operación de mecanismos de remoción de lodos. La corriente de densidad es el flujo de un fluido dentro de otro, relativamente quieto, con una densidad diferente. Una corriente de densidad mayor que la del cuerpo principal del fluido se hundirá y circulará a lo largo del fondo del tanque a una velocidad mayor. Si la corriente de densidad es más liviana, correrá a lo largo del techo del tanque. Las diferencias de densidad se deben a diferencias de temperatura, contenido de sales o contenido de material suspendido.

El cortocircuito se presenta cuando una porción del fluido atraviesa el tanque en un tiempo menor que el tiempo de retención, debido a diferencias en las velocidades y longitudes de las trayectorias de corriente. El cortocircuito se incrementa mediante mezcla del contenido del tanque, altas velocidades de entrada, por corrientes de densidad; por ello se presenta en todos los tanques reales.

Para minimizar las interferencias mencionadas, la velocidad a través de un tanque de sedimentación debe mantenerse entre 0,5 y 1,5 cm/s (1). Para tanques de alta tasa se recomiendan valores de velocidad promedio de flujo menores de 1 cm/s (1).

Según Smethurst, la velocidad media en el tanque de sedimentación debe ser menor de 2 cm/s (9).

— Unidades de entrada y salida del sedimentador.

La entrada al sedimentador se diseña para distribuir el agua uniformemente sobre la sección transversal del tanque entre el coagulador y el sedimentador. Es más importante que la unidad de salida para controlar corrientes de densidad e inercia, y afecta por ello en mayor grado la eficiencia del sedimentador. La mejor unidad de entrada es una que permita el paso del agua al sedimentador sin tuberías o canales. La velocidad en los canales debe ser lo suficientemente baja para evitar que el flóculo se rompa, generalmente entre 5 y 60 cm/s. El principal propósito de la unidad de entrada es el de proveer una transición suave entre la velocidad relativamente alta de la tubería afluente y la velocidad baja uniforme deseable en la zona de asentamiento para minimizar su interferencia con este proceso. El canal de entrada debe extenderse todo lo ancho del tanque para asegurar la distribución uniforme sobre toda la sección transversal.

El propósito de la unidad de salida es similar al de la unidad de entrada, o sea proveer una transición suave entre la velocidad de flujo en el sedimentador y la velocidad en la tubería efluente; generalmente el nivel del agua en el sedimentador se controla a la salida. Las salidas pueden ser vertederos o aberturas sumergidas con control manual ejercido por las válvulas de control de nivel de entrada a los filtros.

A menudo los vertederos de salida son del tipo de abocadura en V, algunas veces con facilidades para ajustar verticalmente su altura y controlar el caudal de salida.

Cargas típicas para vertederos de salidas se muestran en el cuadro 5.8.

Cuadro 5.8
Cargas típicas de reboso sobre vertederos

Tipo de servicio	CARGA, L/s.m	Referencia
Clarificación	<7,25	(1)
Flóculo de alumbre liviano	1,7 - 2,1	(1)
Flóculo de alumbre pesado	2,1 - 3,1	(1)
Flóculo de ablandamiento	3,1 - 3,7	(1)
Flóculo de coagulación	<2,9	(25)
Flóculo de coagulación	2 - 7	(24)

— De conformidad con estudios realizados por Kawamura (10) se deben tener en cuenta, además, los siguientes aspectos:

- La mejor localización de la pantalla difusora de entrada al sedimentador es a 2 - 2,5 m aguas abajo del muro de entrada.
- El tipo de difusor más efectivo tiene distribuidos uniformemente orificios de 125 mm con una relación de abertura del 6 - 8% para tanques con relación longitud/ancho y ancho/profundidad aproximadamente igual a 4/1.
- La velocidad máxima del flujo a través de los orificios debe ser 150 mm/s para prevenir rotura del flóculo.
- La pérdida de carga óptima en los orificios de entrada es igual a 2-3 mm.
- En tanques sujetos a vientos severos, corrientes de densidad o variaciones de caudal, son recomendables dos paredes difusoras intermedias.
- En tanques sujetos a vientos benignos, corrientes de densidad o variaciones de caudal, una pared difusora intermedia es recomendable.

— Almacenamiento de lodos.

Al diseñar el sedimentador hay que tener en cuenta el volumen destinado al almacenamiento de lodos. Los lodos generalmente se mueven hidráulicamente hacia una tolva de lodos de donde son extraídos mediante una tubería de desagüe. El tanque tendrá, por consiguiente, en su fondo una pendiente suave hacia la tolva de lodos. Para el arrastre de los lodos se pueden también usar mecanismos de arrastre de lodos, de movimiento lento para no alterar el proceso de sedimentación o la resuspensión de los

lodos; por esta razón, la velocidad del mecanismo de arrastre de los lodos debe ser menor de 0,5 cm/s.

Según Sánchez Montenegro (2), la pendiente longitudinal varía entre 2 y 3%, la pendiente transversal del 10 al 12% y el diámetro mínimo del desagüe 33 cm. Otros autores (51) recomiendan pendientes mayores de 0,4% y diámetro mínimo del desagüe de 15 cm. En general la pendiente más usada para el fondo de tanques rectangulares es del 1% y de 1,2/1 a 2/1 para las tolvas de lodos.

— Criterios adicionales para diseño de sedimentadores

- Los sedimentadores deben tener capacidad suficiente para permitir la sedimentación adecuada de los caudales extremos en la planta.
- El número de tanques se determina mediante el caudal total, el grado de flexibilidad de operación y la economía del diseño. Debe proveerse un mínimo de dos tanques, para poder sacar una unidad de servicio para mantenimiento y limpieza. Según Sánchez Montenegro (2), si hay varias unidades rectangulares adosadas, el costo mínimo se produciría cuando se cumple la ecuación:

$$\frac{a}{L} = \frac{n + 1}{2n} \quad (5.42)$$

donde: a = Ancho de cada sedimentador
 L = Longitud de cada sedimentador
 n = Número de sedimentadores

Los sedimentadores estarían adosados según la dimensión L, o sea que el ancho total es n.a

En plantas grandes, sin embargo, el número de tanques será determinado por el tamaño máximo práctico posible de un solo tanque y por la efectividad de la sedimentación.

- La carga superficial y el tiempo de retención se seleccionan de conformidad con las propiedades de asentamiento de los sólidos suspendidos, como se vio previamente.
- Si se usó equipo mecánico de recolección de lodos se ajusta la pendiente (generalmente es 0,17%) y la relación longitud/ancho de tal forma que permita acomodar satisfactoriamente el equipo.

- En tanques rectangulares se usa comúnmente una relación longitud/ancho entre 3/1 y 5/1. En general se prefieren tanques de menos de 75 m de longitud (1).
- Los lodos pueden recogerse en una, dos o tres tolvas de lodos; en cada caso, cada tolva debe equiparse con tubería separada de drenaje. Se debe poder desocupar el tanque en un tiempo de 30-60 minutos. Para calcular la tubería de desagüe se puede usar la fórmula siguiente (2):

$$S = \frac{A}{4850 t} \sqrt{d} \quad (5.43)$$

donde: S = Sección del desagüe, m²
 A = Área superficial del sedimentador, m²
 t = Tiempo de vaciado en horas
 d = Altura del agua sobre la boca del desagüe, m

La descarga de desagüe para la altura máxima d está dada por (2):

$$Q = 0,61S \sqrt{2gd} \quad (5.44)$$

donde: Q = Descarga en m³/s
 g = Aceleración de la gravedad, m/s²

Para prevenir asentamientos de lodo en la tubería de desagüe, la velocidad de flujo debe ser mayor de 1,4 m/s (9).

- La longitud del vertedero de salida se determina para la carga sobre el vertedero escogido. Cuando un solo vertedero, a lo ancho del extremo del tanque, no satisface la longitud requerida, se provee la longitud necesaria usando varios vertederos colocados en el tercio extremo de salida del tanque o agregando vertederos en V a las canaletas de recolección de agua clarificada. El nivel del agua en el tanque de sedimentación se controla por las canaletas y, en la actualidad, no se recomiendan pantallas permeables sobre la estructura de salida del sedimentador.
- En un tanque de sedimentación real, en la mayoría de los casos, el flujo es turbulento y debe evitarse que ocurra arrastre del material sedimentado. La velocidad requerida para iniciar el arrastre de las partículas puede calcularse por la expresión desarrollada por Camp (27), a partir de estudios hechos por Shields:

$$v_s = \sqrt{\frac{8 \beta}{f} g (S_s - 1) D} \quad (5.45)$$

- donde: v_s = Velocidad de arrastre o velocidad horizontal de flujo, m/s
 β = 0,04 - 0,1
 0,04 - 0,06 (15), constante que depende del tipo de material sedimentado
 f = Factor de fricción de Darcy - Weisbach, 0,03 para arena, 0,02 - 0,03 (15).
 g = Aceleración de la gravedad, m/s²
 D = Diámetro promedio de las partículas, m.
 S_s = Densidad relativa de las partículas

La ecuación anterior indica que la velocidad requerida para iniciar el arrastre es independiente del tamaño y profundidad del tanque y sólo es función del factor de fricción, el tamaño promedio de las partículas y su densidad relativa.

Según el Insfopal (24), la velocidad de flujo en un sedimentador debe ser menor de 1,25 cm/s, la relación longitud/ancho, de 3 a 5, la relación longitud/profundidad, de 7 a 30 y la carga de rebose sobre el vertedero, menor o igual a 7 L/s.m.

2 EJEMPLO

En una planta de tratamiento existen dos sedimentadores de flujo horizontal de 24,4 m de longitud por 18,3 m de ancho y 3,7 m de profundidad. La planta trata 114.000 m³/d de agua.

Calcular:

- a) La carga superficial de los sedimentadores; b) la carga superficial que se obtendrá si se instalan módulos cuadrados de 5,1 cm x 5,1 cm de sección, longitud de 61 cm, con un ángulo de inclinación de 60° en los últimos 12,2 m de longitud de los sedimentadores. Suponer temperatura del agua de 15°C, $\nu = 1,139 \times 10^{-6}$ m²/s.

Solución:

- a) Carga superficial actual:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{114.000}{24,4 \times 18,3 \times 2} = 128 \text{ m}^3/\text{d}$$

- b) Carga superficial después de instalados los módulos:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \cos \theta} \quad (5.36)$$

Para tubos cuadrados:

$$S_c = 11/8$$

$$L = \frac{l}{d} = \frac{61}{5,1} = 12$$

$$A = 12,2 \times 18,3 \times 2 = 446 \text{ m}^2$$

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{114.000}{446 \times \text{Sen } 60} = 295 \text{ m}^3/\text{d} = 0,205 \text{ m}^3/\text{min}$$

De la ecuación 5.35:

$$L' = 0,013 \frac{v_o d}{\nu} = 0,013 \frac{0,205 \times 0,051}{60 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 1,99$$

$$L' < L$$

De la ecuación 5.37

$$L_c = L - L' = 12 - 1,99 = 10,01$$

Por lo tanto, reemplazando en la ecuación 5.36:

$$v_{sc} = \frac{11 \times 295}{8 (\text{Sen } 60 + 10,01 \cos 60)} = 69 \text{ m}^3/\text{d}$$

La carga superficial para el área cubierta por los tubos cuadrados será:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{17000}{12,2 \times 8,3 \times 2} = 255 \text{ m/d}$$

El número de Reynolds según la ecuación 5.39:

$$N_{RE} = \frac{V_o d}{\nu} = \frac{295 \times 0,051}{86,40 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 153$$

El tiempo de retención en los tubos cuadrados:

$$t = \frac{l}{v_o}$$

$$t = \frac{1}{v_o} = \frac{0,61}{0,205} = 3 \text{ min (en general 3-6 min)}$$

El tiempo de retención en el tanque de sedimentación:

$$t = \frac{24,4 \times 18,3 \times 3,3 \times 2}{114.000} \times 24 \times 60 = 42 \text{ min}$$

La velocidad promedio en el tanque de sedimentación:

$$v = \frac{114.000}{2 \times 18,3 \times 3,7 \times 1,44} = 0,58 \text{ m/min} = 0,97 \text{ cm/s}$$

EJEMPLO

Determinar los parámetros básicos de diseño de un sedimentador de tasa alta, como el de la figura 5.30, para un caudal de 22 L/s, temperatura de 15°C, viscosidad cinemática igual a $1,139 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Solución:

Utilizando placas planas de $2,40 \text{ m} \times 1,20 \text{ m} \times 0,01 \text{ m}$ y un área útil de sedimentación de tasa alta de $5 \text{ m} \times 2,35 \text{ m}$ se tiene:

$$CS = \frac{Q}{A} = \frac{0,022 \times 86.400}{5 \times 2,35} = 162 \text{ m/d}$$

$$v_o = \frac{Q}{A \text{ Sen } \theta} = \frac{0,022 \times 86.400}{5 \times 2,35 \times \text{Sen } 60} = 186,8 \text{ m/d} = 0,13 \text{ m/min}$$

Utilizando una separación entre placas de 6 cm, la longitud relativa de sedimentación es:

$$L = \frac{l}{d} = \frac{120}{6} = 20$$

$$L' = \frac{0,013 v_o d}{\nu} = \frac{0,013 \times 0,13 \times 0,06}{60 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 1,5$$

$$L' < L \Rightarrow L_c = L - L' = 20 - 1,5 = 18,5$$

La velocidad crítica de asentamiento o carga superficial de sedimentación de alta tasa será, según la ecuación de Yao, ecuación 5.36:

$$v_{ic} = \frac{S_c v_o}{\text{Sen } \theta + L_c \text{ Cos } \theta} = \frac{1 \times 186,8}{\text{Sen } 60 + 18,5 \text{ Cos } 60} = 18,5 \text{ m/d}$$

El valor de v_{ic} es comparable con la carga superficial convencional de diseño; para flóculo de alumbre es de 14-22 m/d.

El número de Reynolds será, según la ecuación 5.39:

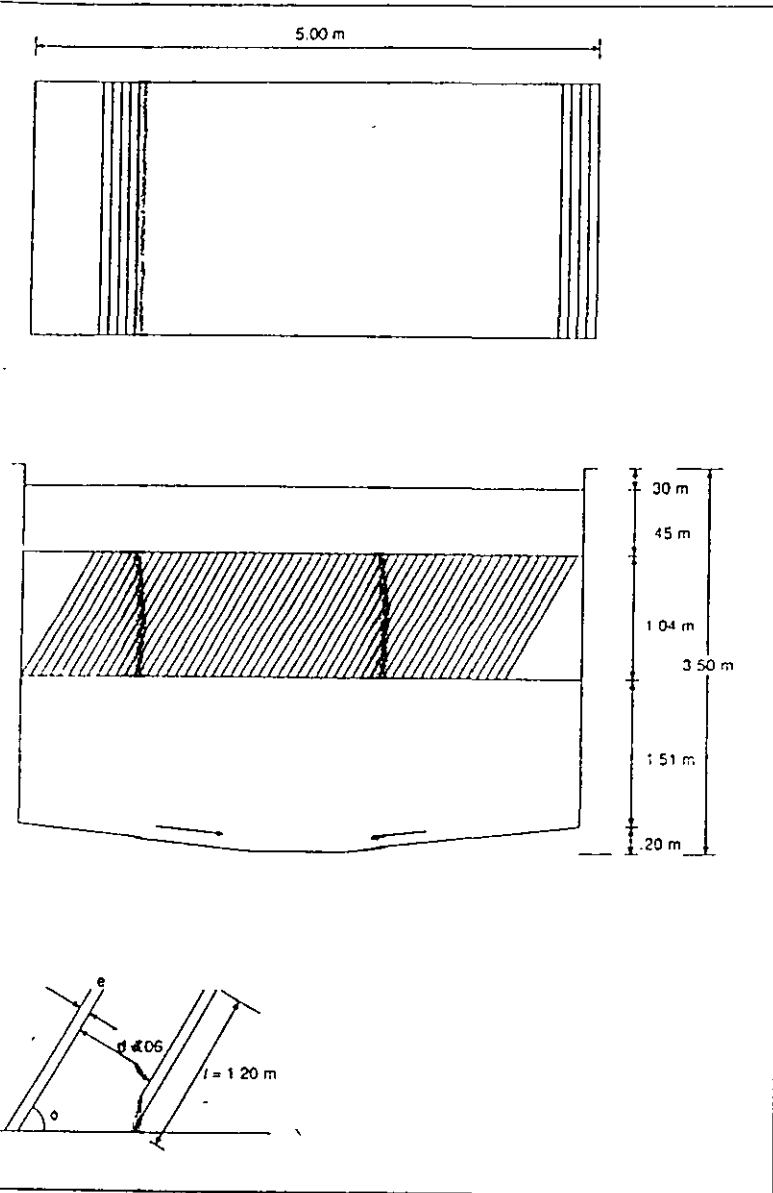
$$N_{RE} = \frac{v_o d}{\nu} = \frac{186,8 \times 0,06}{86.400 \times 1,139 \times 10^{-6}} = 114$$

El tiempo de retención en las celdas será, según la ecuación 5.40:

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{1,2}{0,13} = 9,2 \text{ min}$$

El tiempo de retención en el tanque de sedimentación será:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{5 \times 2,35 \times 3,30}{0,022 \times 60} = 29 \text{ min}$$



1 Esquema ejemplo 13.

El número de placas planas será, para la figura 5.34:

$$N = \frac{L \cdot \text{Sen } \theta + d}{d + e} = \frac{5 \text{ Sen } 60 + 0,06}{0,06 + 0,01} = 63$$

5.14 EJEMPLO

Para las condiciones siguientes:

- Carga superficial = 30 m/d
- Velocidad de flujo = 0,15 m/min = 216 m/d
- Separación entre conductos = 5 cm
- Viscosidad cinemática = $1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Determinar los tiempos de retención para sedimentadores de tasa alta de:

- a) Tubos horizontales
- b) Placas planas horizontales
- c) Ductos cuadrados con $\theta = 40^\circ$.

Solución:

- a) Para tubos horizontales, $\theta = 0$; $S_c = 4/3$. Por lo tanto, según la ecuación 5.36

$$v_{sc} = \frac{S_c v_o}{L_c}$$

$$L_c = \frac{S_c v_o}{v_{sc}} = \frac{4 \times 0,15 \times 1,440}{3 \times 30} = 9,60$$

Según la ecuación 5.33:

$$L' = 0,058 N_{RE} = 0,058 \frac{v_o d}{\nu}$$

$$L' = \frac{0,058 \times 0,15 \times 0,05}{60 \times 1,0 \times 10^{-6}} = 7,25$$

$$L' < L_c$$

Según la ecuación 5.37, para tener una longitud relativa efectiva de sedimentación igual a 9,6 se requiere:

$$L = L_c + L' = 9,6 + 7,25 = 16,85$$

Como $L = l/d$, la longitud del sedimentador de alta tasa deberá ser:

$$l = L \cdot d = 16,85 \times 5 = 84 \text{ cm}$$

El tiempo de retención será:

$$t = \frac{0,84}{0,15} = 5,6 \text{ minutos}$$

b) Para **placas** planas horizontales, $\theta = 0$; $S_c = 1,0$; por lo tanto, según la ecuación 5.36:

$$L_c = \frac{S_c v_o}{v_{sc}} = \frac{1 \times 0,15 \times 1440}{30} = 7,20$$

$L' > L_c$ por lo tanto, según la ecuación 5.38:

$$L = 2L_c = 14,4$$

$$l = 14,4 \times 5 = 72 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,72}{0,15} = 4,8 \text{ minutos}$$

c) Para **domos** cuadrados con $\theta = 40^\circ$, $S_c = 11/8$:

$$L_c = \frac{S_c v_o - v_{sc} \text{ Sen } \theta}{v_{sc} \text{ Cos } \theta} = \frac{(11/8)(0,15)(1440) - 30 \text{ Sen } 40}{30 \text{ Cos } 40} = 12$$

$$L' < L_c$$

$$L = L_c + L'$$

$$L = 12 + 7,25 = 19,25$$

$$l = 19,25 \times 5 = 96 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,96}{0,15} = 6,4 \text{ minutos}$$

Utilizando como alternativa la ecuación de Schulze se tiene:

a)

$$L' = 0,013 N_{RE} = \frac{0,013 v_o d}{v} = \frac{0,013 \times 0,15 \times 0,05}{60 \times 1,0 \times 10^{-6}} = 1,63$$

$$L_c = 9,6$$

$$L = 9,6 + 1,63 = 11,23$$

$$l = Ld = 11,23 \times 5 = 56 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,56}{0,15} = 3,7 \text{ minutos}$$

b)

$$L_c = 7,20$$

$$L' = 1,63$$

$$L = 7,20 + 1,63 = 8,83$$

$$l = 8,83 \times 5 = 44 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,44}{0,15} = 2,9 \text{ minutos}$$

c)

$$L_c = 12$$

$$L' = 1,63$$

$$L = 12 + 1,63 = 13,63$$

$$l = 13,63 \times 5 = 68 \text{ cm}$$

$$t = \frac{0,68}{0,15} = 4,5 \text{ min}$$

Como puede deducirse, con la ecuación de Schulze se obtiene un diseño más económico.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

MÓDULO II

**DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS
POTABILIZADORAS**

TEMA

FILTRACIÓN

**EXPOSITOR: MSP. RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2002**

FILTRACION

Es el proceso u operación unitaria mediante el cual se separa del agua la materia en suspensión, haciéndola pasar por un medio poroso, generalmente arena y/o antracita.

En otras palabras, es la parte fundamental de un tren de procesos de tratamiento para remover impurezas suspendidas en el agua.

El objetivo básico de la filtración es separar las partículas y microorganismos objetables, que no han quedado retenidos en los procesos de coagulación y sedimentación. En consecuencia el trabajo que los filtros desempeñan, depende directamente de la mayor o menor eficiencia de los procesos preparatorios.

La filtración puede efectuarse en muchas formas: Con baja carga superficial (filtros lentos) o con alta carga superficial (filtros rápidos), en medios porosos (pastas arcillosas, papel de filtro) o en medios granulares (arena, antracita, granate o combinados), con flujo ascendente de abajo hacia arriba o descendente de arriba hacia abajo y mixto (parte ascendente y parte descendente). Por último, el filtro puede trabajar a presión o por gravedad, según sea la magnitud de la carga hidráulica que exista sobre el lecho filtrante. La Tabla VIII-1 presenta una clasificación de los filtros basada en estas ideas.

La filtración se identifica por la velocidad de pasaje del agua a través del manto filtrante o del manto poroso, medida como rata¹ o carga superficial, q_F , o sea el cociente entre el caudal, Q , y el área filtrante A_F :

$$q_F = \frac{Q}{A_F} \quad (\text{VIII-1})$$

En donde,

A = Área superficial

Q = Caudal que entra al filtro

Obsérvese que si desarrollamos la expresión (VIII-1) se obtiene (ver figura VIII-1) que la rata q_F es justamente la velocidad de filtración v_F .

¹ La palabra rata (del latín *rata, ratione*) fue aceptada por el diccionario de la Real Academia Española (Anexo 1970) con el sentido de parte proporcional, variación en el tiempo.

El diseño de los filtros permaneció sin mayor variación más de 60 años. A partir de las últimas dos décadas, sin embargo, fueron apareciendo algunos cambios importantes en los medios filtrantes y en los sistemas de control, sugeridos en años anteriores con carácter experimental pero que no habían llegado a generalizarse.

Hoy contamos con una mayor variedad en los procesos de filtración.

Podríamos enumerar no menos de once tipos de filtros, a saber:

Filtros Químicos

1. Rápidos con lecho de un solo material.
 - a. De arena sola fina o gruesa.
 - b. De antracita sola.
2. Rápidos con lecho múltiple.
 - a. De antracita y arena.
 - b. De antracita, arena y granate o ilmenita.
3. Rápidos con flujo ascendente
4. De flujo mixto (parte ascendente y parte descendente)

Filtros Biológicos

1. Lentos convencionales
2. Prefiltros
 - a. De arena dinámicos
 - b. De arena horizontales
 - c. De arena ascendentes

Podrían, además, mencionarse los filtros de diatomáceas, que poco se usan en plantas municipales.

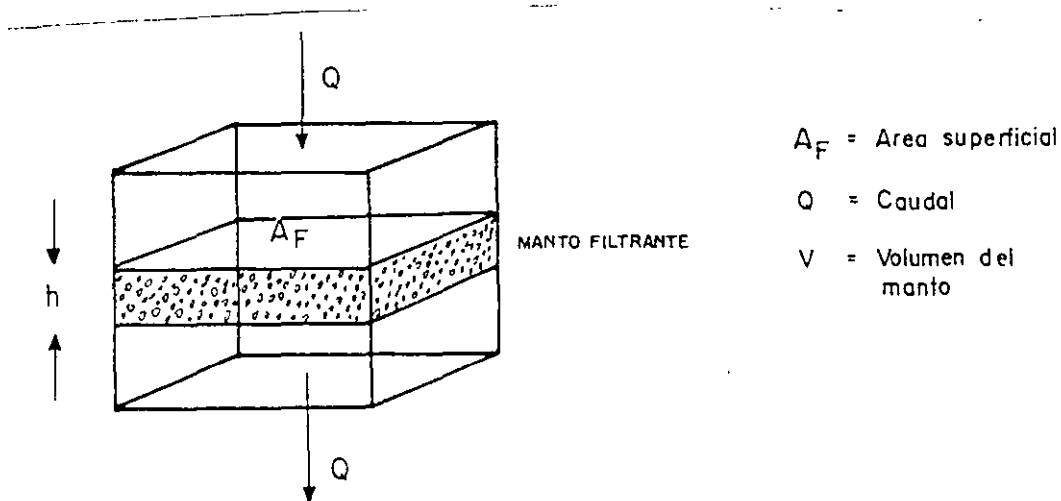


Fig. VIII-1

La expresión general VIII-2 es válida para cualquier sistema coherente de unidades.

La tasa o rata de filtración, q_F , sin embargo, se mide normalmente en $m^3/m^2/d$, por su similitud con tasa o rata de sedimentación.

Por otra parte la velocidad de filtración v_F , suele indicarse normalmente en m/hora o cm/s.

Tradicionalmente en las plantas de tratamiento municipales se han utilizado filtros de arena con flujo descendente por gravedad.

Tabla VIII-1 Clasificación de los filtros

Según la velocidad de filtración	Según el medio filtrante usado	Según el sentido del flujo	Según la carga sobre el lecho
Rápidos $120-360 m^3/m^2/día$	1. Arena ($h=60-75$ cm)	Ascendentes	Por gravedad
	2. Antracita ($h=60-75$ cm)	Descendentes	Por presión
	3. Mixtos: Antracita (35-50 cm) Arena (20-35 cm)		
	4. Mixtos: Arena, Antracita, Granate	Flujo Mixto	
Lentos $7-14 m^3/m^2/día$	Arena ($h=60-100$ cm)	Descendente Ascendente Horizontal	Por gravedad

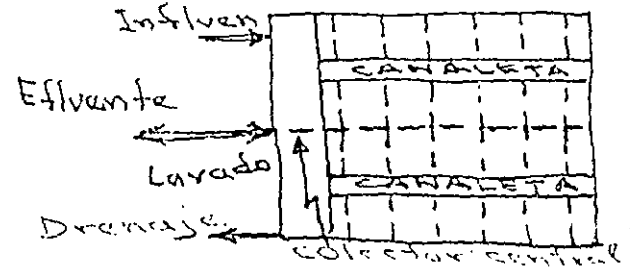
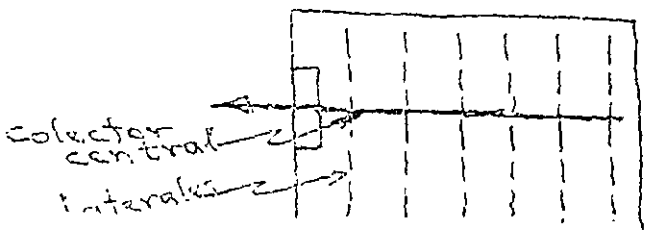
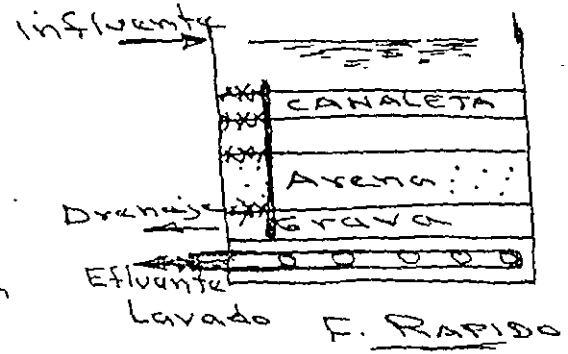
El sentido del flujo de los filtros ha permanecido descendente especialmente en Norteamérica, pero existen plantas en Europa y Rusia con filtros de flujo ascendente o mixtos. En Latinoamérica también se han usado dichos filtros.

Cuadro 6.2
Mecanismos de remoción en un filtro

MECANISMO	DESCRIPCIÓN
1. Cribado	
a. Mecánico	Partículas más grandes que los poros del medio son retenidas mecánicamente.
b. Oportunidad de contacto	Partículas más pequeñas que los poros del medio son retenidas por oportunidad de contacto.
2. Sedimentación	Las partículas se sedimentan sobre el medio filtrante, dentro del filtro.
3. Impacto inercial	Las partículas pesadas no siguen las líneas de corriente.
4. Intercepción	Muchas partículas que se mueven a lo largo de una línea de corriente son removidas cuando entran en contacto con la superficie del medio filtrante
5. Adhesión	Las partículas floculentas se adhieren a la superficie del medio filtrante. Debido a la fuerza de arrastre del agua, algunas son arrastradas antes de adherirse fuertemente y empujadas más profundamente dentro del filtro. A medida que el lecho se tapona, la fuerza cortante superficial aumenta hasta un límite para el cual no hay remoción adicional. Algún material se fugará a través del fondo del filtro haciendo aparecer turbiedad en el efluente.
6. Adsorción química	
a. Entace	Una vez que una partícula ha entrado en contacto con la superficie del medio filtrante o con otras partículas, la adsorción, física y, o, química, permite su retención sobre dichas superficies.
b. Interacción química	
7. Adsorción física	
a. Fuerzas electrostáticas	
b. Fuerzas electrocinéticas	
c. Fuerzas de Vander Waals	
8. Floculación	Partículas más grandes capturan partículas más pequeñas y forman partículas aún más grandes.
9. Crecimiento biológico	Reducen el volumen del poro y puede promover la remoción de partículas

Lentos.- Utiliza arena graduada, no es artificializada, como medio poroso, y normalmente incrementa su eficiencia con crecimientos biológicos. La limpieza es removiendo la capa superficial de arena

Rápidos.- El medio es arena graduada y estratificada, ^{con o sin antracita,} y su limpieza es mediante retrolavado. Pueden ser de gravedad o de presión y de flujo descendente o ascendente, siendo los mas usuales en tratamiento municipal los de gravedad de flujo descendente.



La capa biológica ^{llamada SCHMUTZDECKE} del filtro lento es muy efectiva para la remoción de microorganismos patógenos y algunos contaminantes inorgánicos como nitratos y otros.

Area filtro rápido ≤ 0.2 Area filtro lento

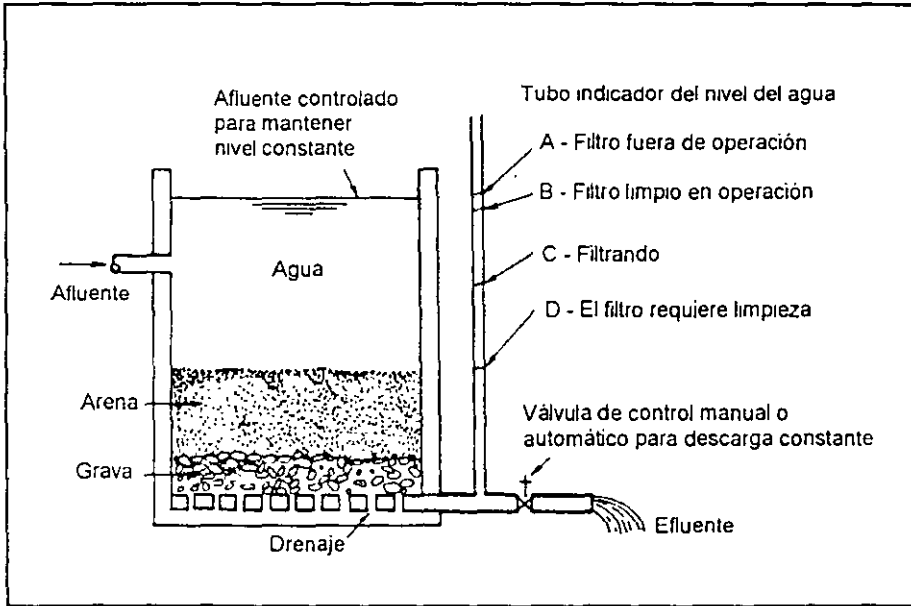


Figura 6.4 Filtro lento de arena.

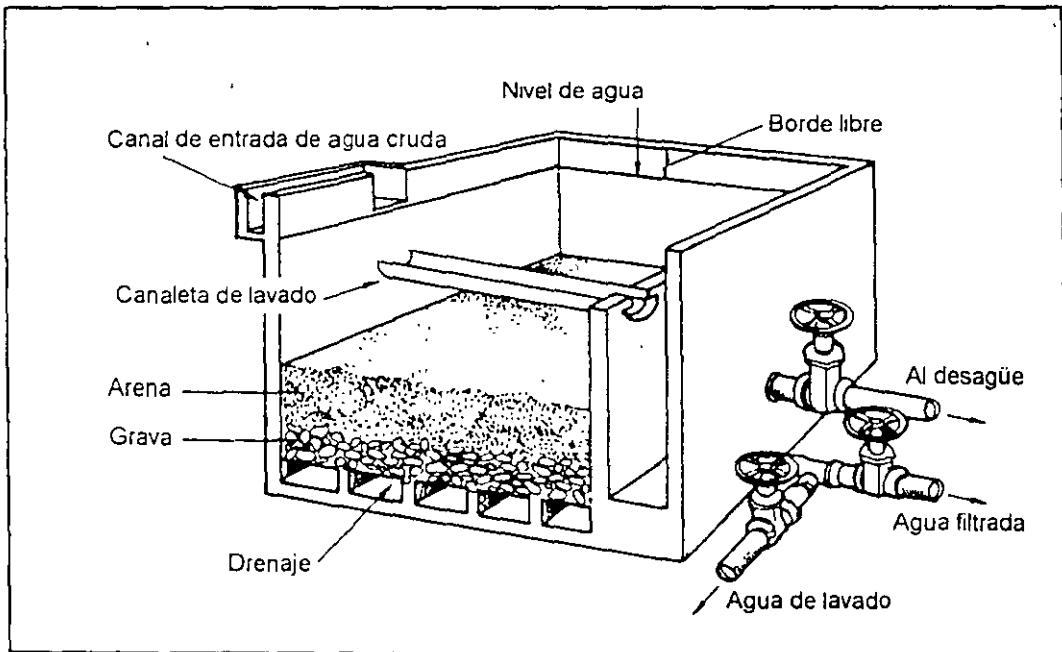


Figura 6.5 Filtro rápido de arena.

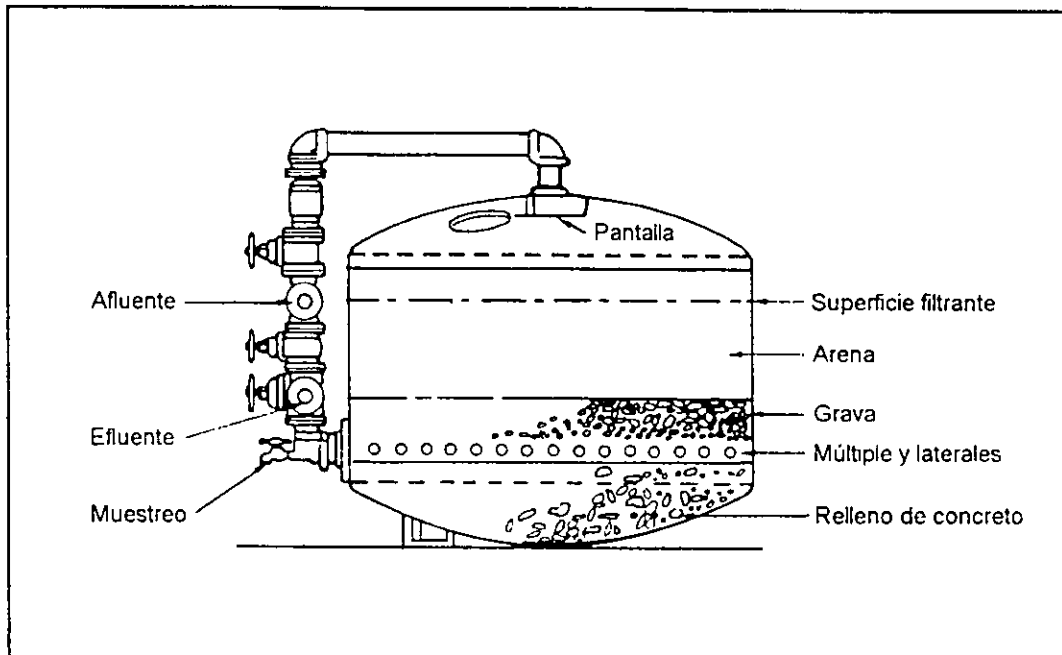


Figura 6.6 Corte a través de un filtro de presión.

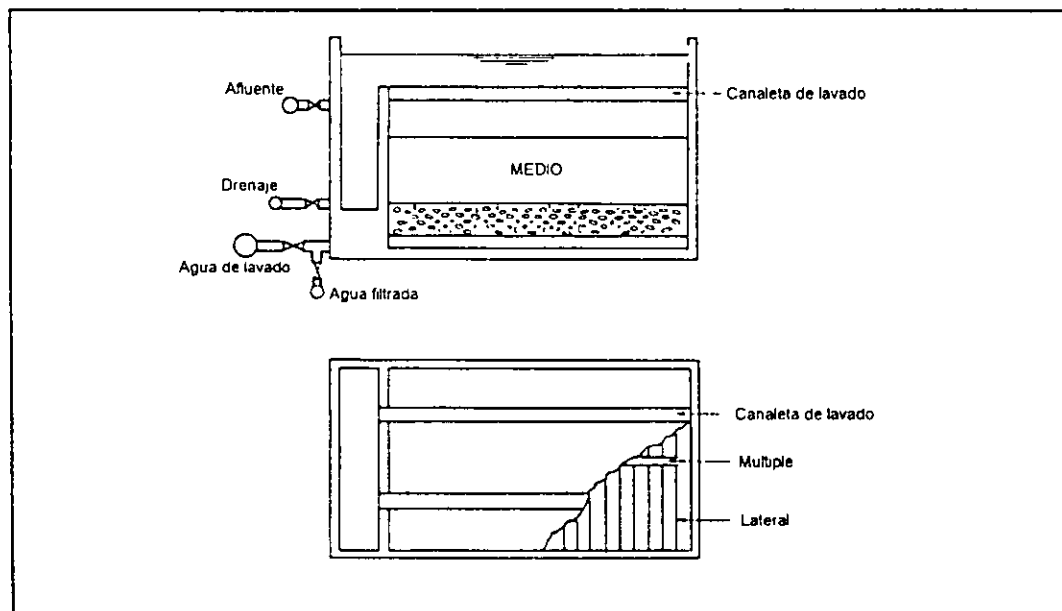


Figura 6.7 Esquema de un filtro rápido convencional.

Principales características de filtros

Característica	Filtros lentos de arena	Filtros rápidos de arena	Filtros de alta tasa
Tasa de filtración	2-5 (< 12 m/d)	120 m/d	180 - 480 m/d
Medio	Arena	Arena	Arena y antracita
Distribución del medio	No estratificado	Estratificado, fino a grueso	Estratificado: grueso a fino
Duración carrera	20-60 días	12-36 horas	12 - 36 horas
Pérdida de carga	Inicial: 0,6 m final: 1,2 m	Inicial: 0,3 m final: 2,4-3 m	Inicial: 0,3 m final: 2,4-3 m
Agua de lavado	No usa	2-4% del agua filtrada	6% del agua filtrada
Profundidad del medio	0,6 - 1,0 m	0,60-0,75 m	Antracita 0,4 - 0,6 m arena 0,15 - 0,3 m
Profundidad de grava	0,30 m	0,30-0,45 m	0,30 - 0,45 m
Drenaje	Tubería perforada	Tubería perforada Falsos fondos	Tubería perforada Falsos fondos

Método de control

La tasa de filtración puede expresarse así (8):

$$\text{Tasa de filtración} = \frac{\text{Fuerza impulsora}}{\text{Resistencia del filtro}} \quad (6.1)$$

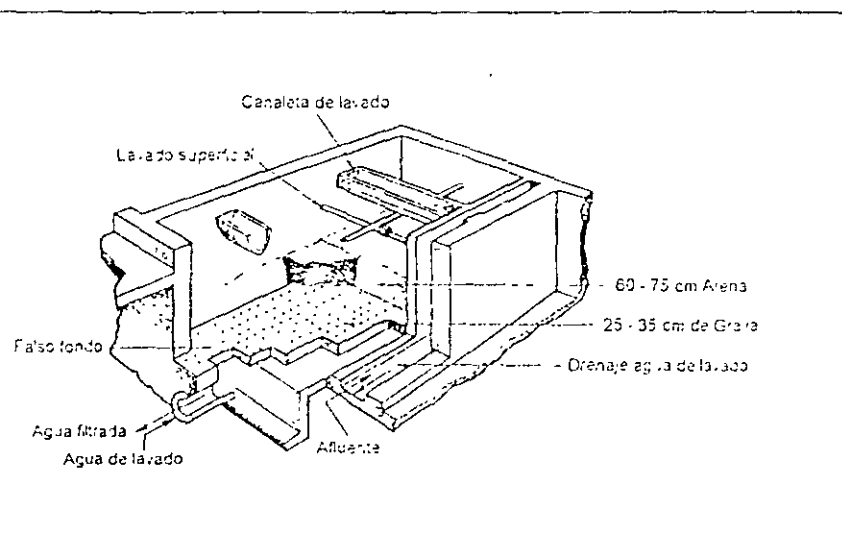


Figura 6.8 Filtro rápido de arena

En la ecuación anterior la fuerza impulsora representa la pérdida de presión en el filtro, la cual empuja el agua a través del filtro. Al comenzar la carrera de filtración, el filtro está limpio; la fuerza impulsora requerida es mínima pues sólo se requiere vencer la resistencia del lecho filtrante limpio y del sistema de drenaje. A medida que se efectúa la filtración, los sólidos suspendidos removidos se acumulan dentro del medio filtrante, la fuerza impulsora debe vencer la resistencia ofrecida por el lecho taponado y el sistema de drenaje. Por lo tanto, si se desea mantener una tasa constante de filtración, la fuerza impulsora debe aumentar proporcionalmente al aumento en la resistencia del filtro; de lo contrario, el caudal a través del filtro declina y la filtración será de tasa declinante. Los principales métodos usados para controlar la tasa de filtración son los siguientes:

1. Pérdida de carga constante, filtración de tasa constante, figura 6.9 a. Es el tipo de control que se pretende en los filtros rápidos convencionales con controlador de flujo. El controlador variable mantiene una pérdida de carga constante al abrirse gradualmente a medida que el lecho filtrante se tapona. Al comienzo de la carrera del filtro, éste se halla limpio y tiene

poca resistencia. Si la fuerza impulsora se aplicara totalmente al filtro, el caudal sería muy grande. Para mantener constante la tasa de filtración o un nivel del agua, parte de la fuerza impulsora se consume por una válvula de control de caudal efluente.

Al iniciar la carrera la válvula de control está casi cerrada para proveer la resistencia adicional requerida para mantener el caudal o el nivel de agua deseado; a medida que la filtración procede y aumenta la resistencia, la válvula se abre lentamente.

Cuando la válvula está abierta completamente se debe terminar la carrera puesto que cualquier incremento en pérdida de carga no puede balancearse con la correspondiente disminución en la oposición del controlador. Como desventajas principales de este sistema de control se señalan los costos altos de capital y operación de los controladores, los daños continuos en dichos aparatos y los requerimientos de mantenimiento. Además, el funcionamiento defectuoso de los controladores causa cambios súbitos en la tasa de filtración lo cual produce deterioro de la calidad del agua filtrada.

2. Pérdida de carga variable, filtración de nivel constante, figura 6.9 b. Este tipo de filtro requiere el uso de un aditamento hidráulico, sifón, o una válvula de mariposa operada por un flotador, para mantener un nivel constante de agua en el filtro. Se requiere un orificio y otra restricción a la salida del filtro para prevenir las velocidades excesivas de filtración al comienzo de la carrera del filtro. La pérdida de carga en el orificio debe ser igual a la diferencia entre la pérdida de carga en el filtro limpio y el nivel de operación establecido sobre el filtro.

3. Filtración con afluente igualmente distribuido, figura 6.9 c. En estos filtros, el caudal es distribuido por igual mediante un orificio o vertedero de entrada sobre cada filtro. Las ventajas de este sistema son (S, 52):

- Se obtiene filtración de tasa constante sin controladores de caudal, si el caudal total de la planta permanece constante.
- Cuando se inicia un filtro de servicio para lavado o se reincorpora a servicio después de lavado, el nivel del agua sube o baja gradualmente en los filtros en operación hasta que se obtiene la energía requerida para impulsar el flujo. Por lo tanto, los cambios en la tasa de filtración son muy suaves y no se disturba la operación del filtro ni se daña la calidad del efluente.

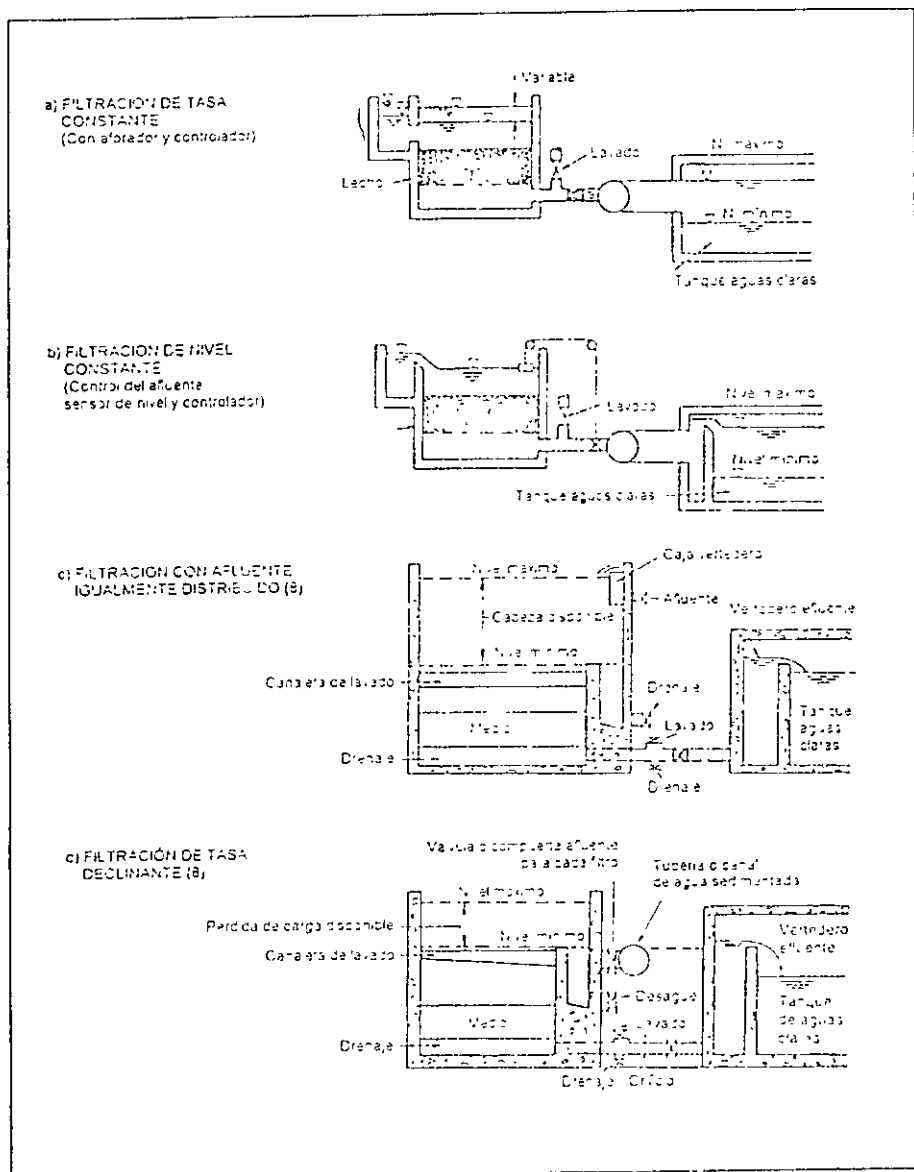


Figura 6.9 Sistemas de control de litros

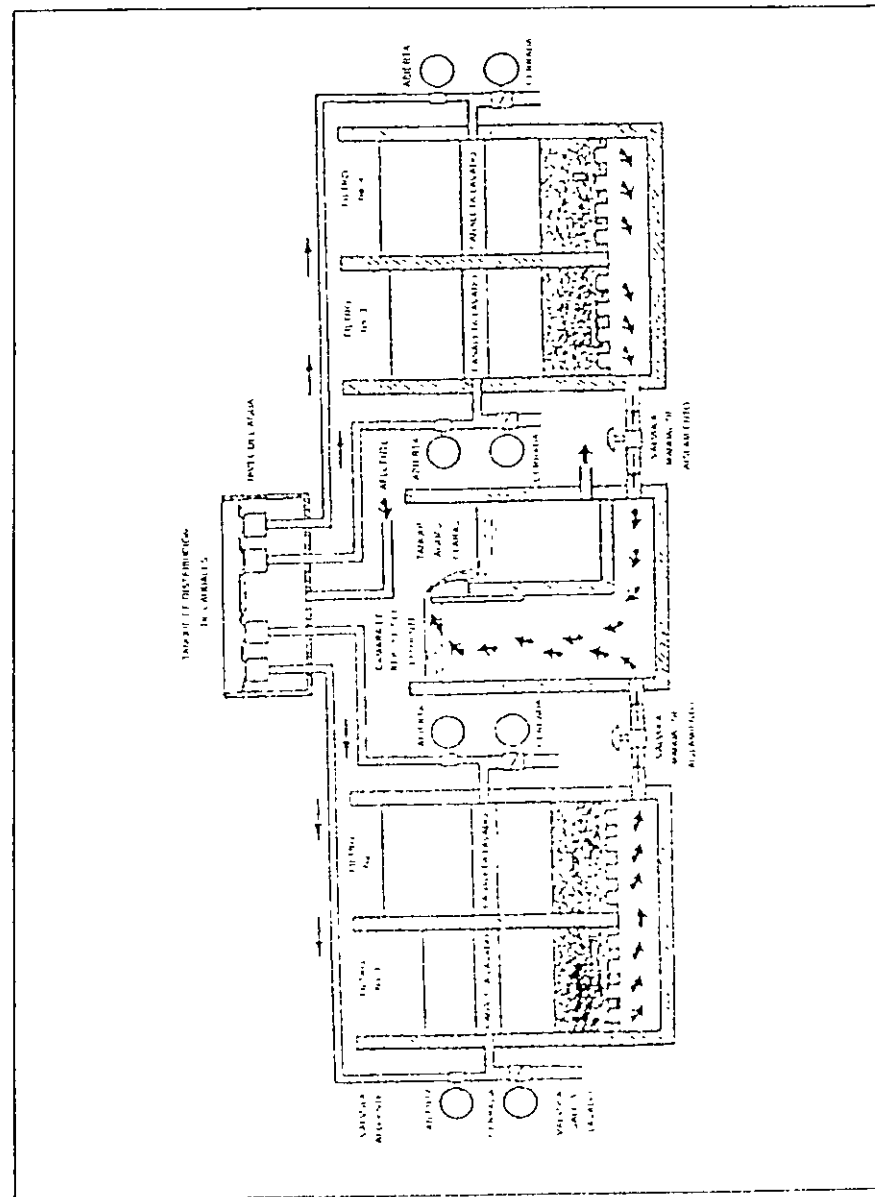


Figura 6.9c Filtración con control igualmente distribuido

- La pérdida de energía en cada filtro es evidente por simple observación del nivel del agua en la caja de filtración. Cuando el agua alcanza un nivel máximo deseado el filtro debe lavarse.
- El vertedero de control debe quedar a un nivel superior al de la arena para prevenir el desague accidental del filtro. De esta manera se elimina la posibilidad de presiones negativas en el filtro y el reconocido problema de entrapamiento de aire debido a los gases que escapan de la solución.

Estos filtros tienen como desventaja la de requerir una profundidad mayor para permitir la descarga sobre el vertedero de control; además, la altura del filtro sobre dicho vertedero debe ser suficiente para proveer una energía de filtración adecuada.

4. Pérdida de carga variable, nivel variable, tasa declinante con vertedero de control, figura 6.9 d.

El esquema corresponde al tipo de filtro recomendado por Cleasby y Baumann (8, 50). El afluente entra al filtro por debajo del nivel de la canaleta de lavado. Cuando el nivel del agua en los filtros es inferior al nivel de la canaleta de lavado, la instalación opera como la de afluente igualmente distribuido. Cuando el nivel del agua es superior al nivel de la canaleta de lavado la instalación es de tasa declinante. En general, el nivel del agua sólo estará por debajo de la canaleta de lavado cuando se laven todos los filtros en secuencia rápida o cuando la planta haya sido sacada de servicio y se haya suspendido el afluente. En la mayoría de los casos, la pérdida de energía en la tubería, el medio y el drenaje, será del orden de 0,9 a 1,2 m y mantendrá el nivel mínimo del agua por encima de la canaleta de lavado. El nivel del agua es, esencialmente, el mismo en todos los filtros, para lo cual se provee una tubería o canal afluente común a todos ellos, con pérdida de carga despreciable, o sea sin restricciones de entrada. La tubería, o canal y válvula afluente, deberá ser capaz de entregar el caudal que cada filtro pueda tomar en cualquier momento.

Se recomienda colocar un orificio o válvula sobre la tubería efluente para prevenir las altas tasas de filtración que ocurrirían cuando el filtro está limpio; dicho orificio se calcula para que no deje pasar un caudal mayor del promedio deseado.

Cada filtro acepta, en cualquier momento, la proporción del caudal total que el nivel común del agua sobre todos los filtros le permite manejar. A medida que la filtración procede, el flujo a través del filtro más sucio tiende a disminuir más rápidamente. Esto hace que el caudal se redistribuya

automáticamente y los filtros más limpios acepten la capacidad perdida por los filtros más sucios.

La redistribución de caudal eleva ligeramente el nivel del agua para proveer la energía adicional necesaria para impulsar en los filtros más limpios el caudal disminuido de los filtros más sucios. El filtro más limpio acepta el mayor incremento de caudal en la redistribución. A medida que el nivel del agua se eleva, se afecta parcialmente el caudal disminuido de los filtros más sucios y, como resultado, el caudal no disminuye tan rápidamente como era de esperarse.

La variación de la pérdida de energía en el lecho filtrante debido al taponamiento, h_2 , de la pérdida debida a la fricción en el lecho limpio y en la tubería de drenaje, h_3 , de la cabeza total disponible, h_1 , del caudal y del nivel del agua en un filtro de tasa declinante, sin restricciones, se presenta en la figura 6.10 (29).

Las ventajas señaladas para la operación de filtros en tasa declinante son las siguientes (8, 50):

- Para aguas que muestran tendencia a deteriorar su calidad al final de la carrera de filtración, los filtros de tasa declinante proveen un efluente mejor que los de tasa constante.
- Los filtros de tasa declinante requieren menos pérdida de carga que los de tasa constante porque el caudal a través del filtro es menor hacia el final de la carrera de filtración. La pérdida de carga en el drenaje y en la tubería efluente disminuye (es proporcional al cuadrado del caudal) y la disminución soporta un período adicional de carrera, lo cual no es posible con los de tasa constante. De la misma manera, la pérdida de carga a través del lecho taponado disminuye linealmente con el caudal decreciente.

Según las referencias mencionadas (8, 50), las razones anteriores indican que el tipo de operación más apropiado para filtros rápidos por gravedad es el de la tasa declinante, a menos que la energía disponible de diseño sea bastante alta, por ejemplo mayor de 3 m, en cuyo caso los filtros de tasa constante o los filtros de presión pueden ser más económicos.

En resumen se puede decir que todos los sistemas de control de filtros tienen por objeto minimizar las variaciones bruscas en la tasa de filtración y prevenir las altas velocidades de flujo al inicio de la carrera de los filtros, para impedir las fugas de turbiedad y la consiguiente pérdida de calidad en el efluente. Por otra parte, el costo y la dificultad de mantenimiento de los controladores convencionales de tasa de filtración han hecho que se impulse la utilización de filtros de tasa declinante.

TEORIA Y PRACTICA DE LA PURIFICACION DEL AGUA

Los más comunes en plantas de tratamiento municipales son los de flujo descendente, a saber:

1. Filtros rápidos de arena sola o antracita sola.
2. Filtros de lecho mixto: de arena y antracita o arena, antracita y granate o ilmenita que son los que predominan en las Américas.
3. Filtros lentos biológicos convencionales.

Una comparación entre las características de diseño de estos diferentes tipos de filtros, se incluye en la Tabla IX-1.

Tabla IX-1 Comparación entre diferentes tipos de filtros

ARBOLEDA

Características	Filtro Rápido con Lecho Mixto (Arena y Antracita)			Filtro Rápido con Lecho simple			Filtro ^{lento} Rápido con Lecho simple			
	gpm/ft ²	4	6	10	15	2	3	0.12	0.16	0.21
Rata o carga superficial de filtración	m ³ /m ² /d	235	350	590	87.5	117.5	176	7.00	9.33	14.00
	m ³ /m ² /h	9.8	14.6	24.6	3.6	4.9	7.3	0.3	0.39	0.58
Velocidad de filtración	cm/seg	0.27	0.105	0.683	0.101	0.136	0.203	0.0081	0.0108	0.0162
Profundidad del lecho filtrante		30 - 40 cms de grava 45 - 60 cms de antracita 15 - 30 cms de arena			30 - 45 cms de grava 60 - 75 cms de arena			30 cms de grava 90 - 110 cms de arena		
Drenaje		Falsos fondos o similares			Tuberías metálicas perforadas o placas porosas falsos fondos etc			Tuberías perforadas de gres o cemento		
Lavado		Invertiendo el flujo con agua proveniente de un tanque elevado o una bomba. Velocidad de lavado: 0.60-1.00 m ³ /min o 60=1.00 m ³ /m ² /min			Invertiendo el flujo a presión con agua proveniente de un tanque de lavado o una bomba. Velocidad de lavado: 0.80-1.20 m ³ /min o 0.80=1.2 m ³ /m ² /min			Raspando la superficie de la arena		
Pérdida de carga		De 20 cms hasta 2.70 m max			De 30 cms hasta 2.70 m max			De 16 cms hasta 1.20 m max		
Tiempo entre limpiezas		12 - 48 horas			24 - 48 - 72 horas			20 - 30 - 60 días		
Penetración del flujo		Profunda			5 cm superiores (mayor cantidad)			Superficial		
Cantidad de agua usada en el lavado		1 - 3 % del agua filtrada			1 - 6 % del agua filtrada			0.2 - 0.6 % del agua filtrada		
Tratamiento previo del agua		Coagulación, floculación y sedimentación			Coagulación, floculación y sedimentación			Ninguno o prefiltración (rara vez floculación y sedimentación)		
Costo de Construcción		Más bajo que el de los filtros rápidos de arena			Más bajo que el de los filtros lentos			Alto		
Costo de operación		Igual al de los filtros rápidos de arena			Más alto que el de los filtros lentos			Bajo		
Area ocupada por los filtros		1/2 a 1/3 de la de los filtros rápidos de arena			Menor que el de los filtros lentos			Más grande que la de los filtros rápidos de arena (aprox. 12 veces mayor)		
Turbiedad y color del efluente		< 10 UFT 80 % del tiempo < 20 U.C			< 5 UFT 80 % del tiempo < 10 U.C			< 20 UFT 80 % del tiempo < 10 U.C		

Características generales de construcción y operación de los filtros lentos y rápidos de arena convencionales

	<i>Filtros lentos de arena</i>	<i>Filtros rápidos de arena</i>
Velocidad de filtración	0.1 a 0.2 a 0.4 m/h	4 a 5 a 21 m/h
Tamaño del lecho	Extenso, 2,000 m ²	Pequeño, 40 a 400 m ²
Profundidad del lecho	30 cm de grava, 90 a 110 cm de arena, usualmente reducido mediante raspado a no menos de 50-80 cm.	30 a 45 cm de grava, 60 a 70 cm de arena, no reducida mediante el lavado.
Tamaño de la arena	Tamaño efectivo 0.25 a 0.3 mm; coeficiente de uniformidad 2 a 2.5 a 3.	Tamaño efectivo 0.55 mm y mayores; coeficiente de uniformidad 1.5 y menor, dependiendo del sistema de drenaje inferior.
Distribución del tamaño de grano de la arena en el filtro	No estratificado	Estratificado, con los granos más pequeños o ligeros en la parte superior y los más gruesos o pesados en el fondo.
Sistema de drenaje inferior	<ol style="list-style-type: none"> 1. Laterales de arcilla de juntas abiertas colocados sobre piedra gruesa descargando en conductos de drenaje maestros de concreto o arcilla 2. Laterales de tubos perforados descargando en cañerías principales. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Laterales de tubos perforados descargando en cañerías principales. 2. De tipo de fondo falso, con orificios. 3. Varios, generalmente patentados
Caída de presión	Inicial de 6 cm; final de 120 cm	Inicial de 30 cm; final de 240 a 275 m
Duración del ciclo de filtración entre limpiezas	20 a 30 a 60 días	12 a 24 a 72 horas
Penetración de la materia suspendida	Superficial	Profunda, particularmente con medios filtrantes dobles o mezclados.
Método de limpieza	Raspando la capa superficial de arena y lavado y almacenando la arena lavada para recambio periódico del lecho	Desalojando y removiendo la materia suspendida mediante flujo ascendente o retrolavado que fluidifica el lecho. Posible uso de sistemas auxiliares de lavado.
Cantidad de agua utilizada en la limpieza de la arena	0.2 a 0.6% del agua filtrada	1 a 4 a 6% del agua filtrada.
Tratamiento preparatorio del agua	Generalmente ninguno cuando la turbiedad del agua cruda es < 50 UFN	Coagulación, floculación y sedimentación
Tratamiento suplementario del agua	Cloración	Cloración
Costo de construcción	Relativamente bajo	Relativamente alto
Costo de operación	Relativamente bajo donde la arena se limpia en el sitio de la planta	Relativamente alto
Costo de depreciación	Relativamente bajo	Relativamente alto

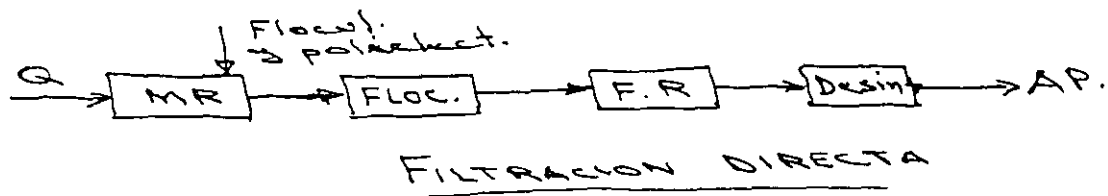
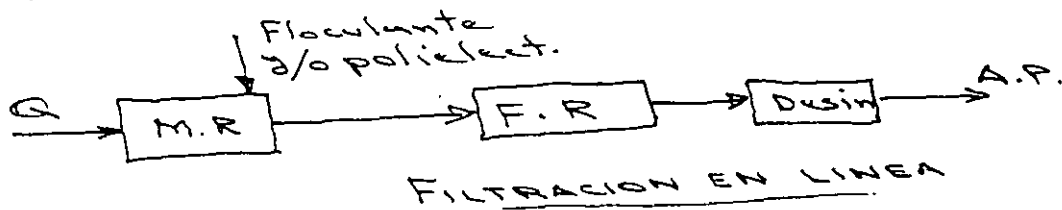
Fuente: Adaptada de Fair, Geyer y Okun, 1968.

ROMERO ROJAS

Variables principales en el diseño de filtros

VARIABLE	SIGNIFICADO
1. Características del medio filtrante a. Tamaño del grano b. Distribución granulométrica c. Forma, densidad y composición del grano d. Carga del medio	Afecta la eficiencia de remoción de partículas y el incremento en pérdida de carga.
2. Porosidad del lecho filtrante	Determina la cantidad de sólidos que pueden almacenarse en el filtro.
3. Profundidad del lecho filtrante	Afecta la pérdida de carga y la duración de la carrera.
4. Tasa de filtración	Determina el área requerida y la pérdida de carga. Afecta la calidad del efluente.
5. Pérdida de carga disponible	Variable de diseño.
6. Características del afluente a. Concentración de sólidos suspendidos b. Tamaño y distribución del flóculo c. Resistencia del flóculo d. Carga eléctrica del flo e. Propiedades del fluido	Afectan las características de remoción del filtro.

Bajo ciertas condiciones del agua cruda, como turbiedad estable menor de 50 UT y color menor de 60 UC, la filtración puede llevarse sin necesidad de la coagulación convencional:



CONSIDERACIONES:

- Condiciones locales
- Características del terreno (Topografía, Mecánica)
- Tamaño de la planta
- Calidad del agua { cruda, potable }
- Pretratamiento (procesos que anteceden)
- Tipo de filtro a utilizar.
- Tipo de sistema de lavado
- Tipo de lecho filtrante { arena, dual - arena-antrac }
- Tipo de control de tasa filtrac. { múltiple }
- Modificaciones o ampliaciones futuras...

Condiciones locales. -

La tecnología seleccionada debe ser congruente con el nivel cultural y social local. Evitar equipos y controles sofisticados donde no existe mano de obra calificada; utilizar mejor tecnología sencilla, fácil de operar y mantener.

Cubrir instalaciones en regiones frías o de mucho viento y polvo o basura.

TERRENO. -

El sitio ideal deberá ser parejo, con pendiente suave de 2 a 3%, sin nivel freático que afecte las estructuras, no rocoso y con buena capacidad de carga.

Aspecto muy importante es que se disponga, en distancia cercana, un cauce natural, alcantarilla, etc. donde descargar demasías o drenajes de la planta (filtros)

Si es un suelo plano, sin pendiente, tendrá que levantarse la infraestructura de los procesos que preceden para que el filtro no quede demasiado sumergido, teniendo en cuenta que la pérdida de carga total en una planta potabilizadora típica varía de 3.5 a 6.0 m., y aún más. En caso necesario tendrá que instalarse bombeo, que encarece obra y operación.

Tamaño de la planta. -

Es fundamental, porque dicta No. de filtros, tamaño, necesidad de instrumentación y control, y también tipo de filtro a utilizar.

Calidad del agua y pretratamiento. -

Un agua de baja turbiedad y color podrá requerir solo filtración en línea o directa, que utilizará lecho filtrante grueso ($T.E > 0.65 \text{ mm}$). Agua subterránea con problema de Fe y Mn utilizará cloro, permanganato de potasio u otro oxidante fuerte, y para retener los óxidos convendrá un filtro de presión para preservar la presión del bombeo del pozo. Agua con baja turbiedad, pero con contenido de algas, requerirá también un medio grueso de filtración, o en su defecto, un tipo de filtro de flujo ascendente.

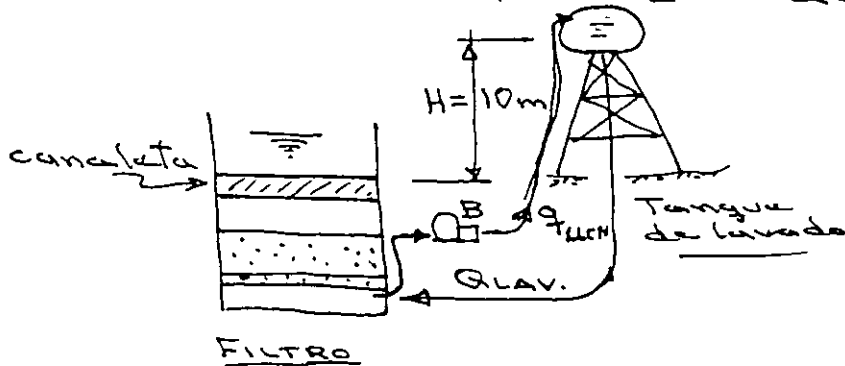
Tipo de sistema de lavado:

Existen 3 esquemas básicos por los que puede optar el diseñador:

a) De tanque elevado. -

La elevación del tanque será de 10m. mínimo arriba de las canaletas.

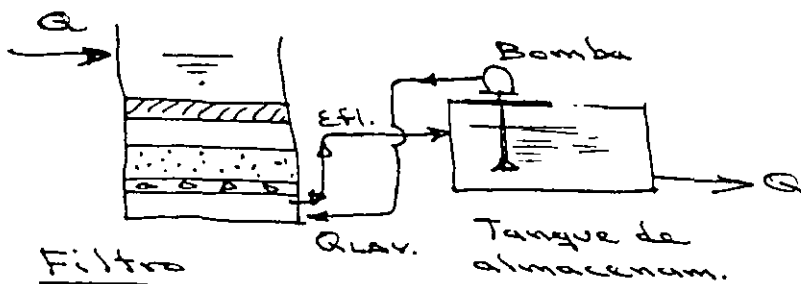
Volumen \approx 2 lavados de filtro.



Es aconsejable cuando en el predio de la planta se dispone de una loma.

$$Q_{EFLUENTE} \ll Q_{LAV}$$

b) Por bombeo directo.



La bomba es de alto gasto y requiere alta HP.

Se recomienda para filtros pequeños de lecho dual o que utilicen lavado agua-aire.

c) Autolavables.

Para lavar un filtro se utiliza el efluente que están produciendo los demás de la misma batería.

Los filtros deben estar interconectados con un número mínimo de 4, y de área relativamente pequeña para menor caudal de lav.

Respecto del lavado mismo:

- Lavado con agua (retrolavado)
- Lavado agua-aire
- con o sin lavado superficial.

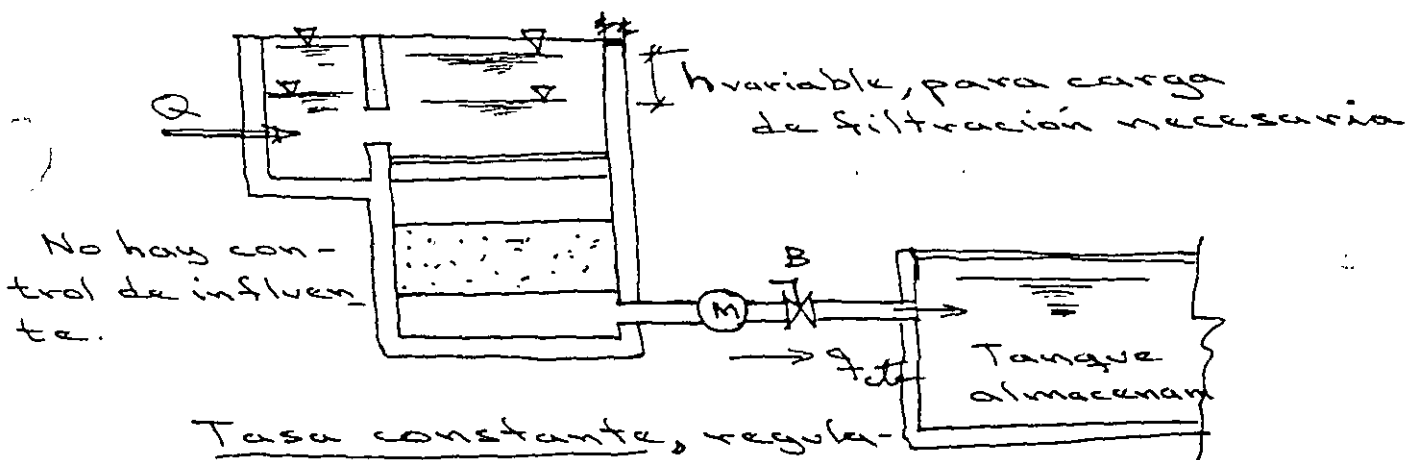
Explicar operación de lavado en las distintas modalidades.

Control de la tasa (velocidad) de filtración.

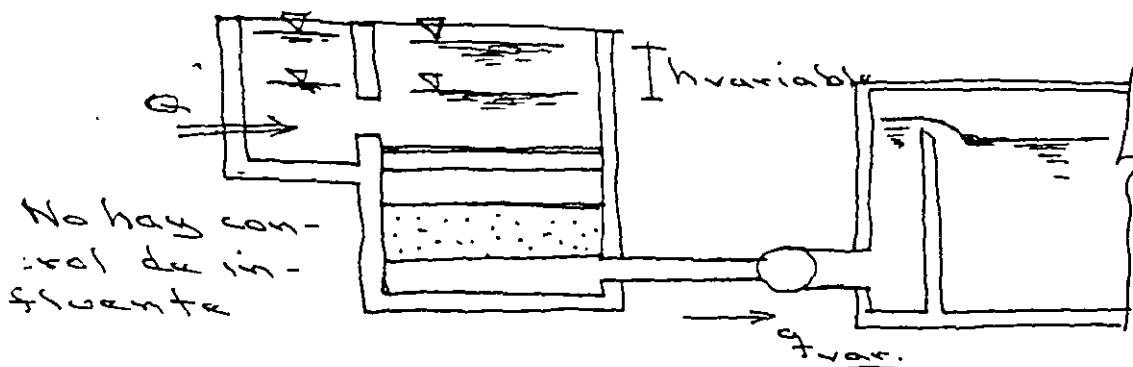
Son 2 los modos básicos de filtración

- a) Tasa constante
- b) Tasa declinante

Ambas son adecuadas, aunque en países desarrollados se prefiere el de tasa constante y, por el contrario, en los no desarrollados el de tasa declinante.



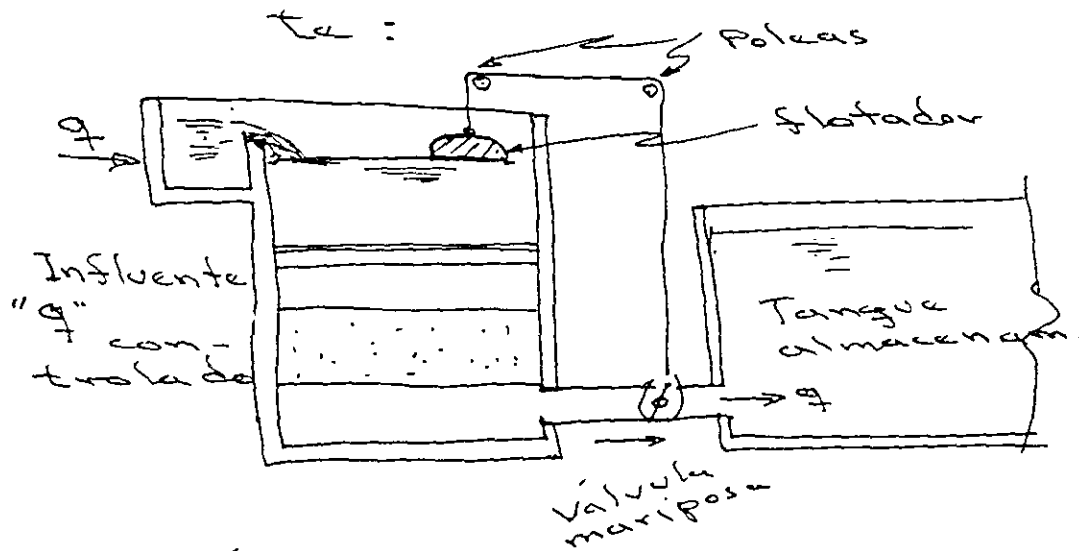
Tasa constante, regulada o controlada con un medidor de flujo y una válvula que abre o cierra, según la señal del medidor, para que Q sea constante.



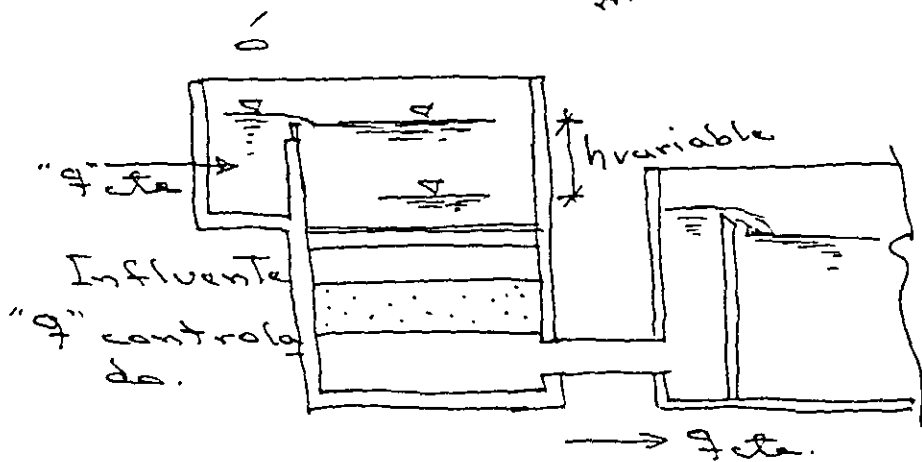
Tasa declinante. - Lo que regula es la altura del vertedor, que es fijo. Cuando

el promedio, y va disminuyendo conforme el lecho se ensucia. Como el canal de alimentación es común a toda la batería de filtros, el caudal filtrado es declinante de más limpio al más sucio, según el programa de lavado secuencial que se lleva.

Otras variantes de tasa constante:



Tasa constante con flotador y válvula que abre o cierra, accionada por el flotador



Tasa constante con vertedor como controlador de caudal.

En todos los casos pueden ser lavados lavados los filtros con el agua efluente de los demás, simplemente interconectando las descargas de los demás filtros en operación, cuidando que sea suficiente el caudal para el tamaño del filtro en fase de lavado, y que exista carga para garantizar el lavado seleccionado.

Tipo de Lecho filtrante. -

Práctica en México { Arena
Arena-Antracita

Hay antracita nacional, pero es de mejor calidad la de importación. También nacional se puede encontrar carbón activo de granular pero es muy caro. La mejor arena del país se extrae de bancos en Tarandacav, Gto. y de cerca de Minatitlán Ver., siendo mejor la primera pero casi se ha agotado. También se importa.

Tanto la arena, como los demás materiales, tienen que seleccionarse para poderse utilizar, además de cubrir ciertos requisitos de peso, calidad, pero sobre todo de forma y tamaño.

<u>Material</u>	<u>Gravedad Específica.</u>
Granate ———	4.0 a 4.1
Arena ———	2.6 a 2.7
Antracita ———	1.55 a 1.70
Carbón activado granular ———	1.35 a 1.40
Resina sintética —	1.3

La arena debe ser cuarzosa preferentemente, aunque esta condición no es necesaria en los filtros lentos.

La forma es importante porque nos da una idea de cómo se acomodan las partículas, el espacio para retener y almacenar sólidos suspendidos, y se da como una relación de esfericidad, que a su vez es función del área superficial correspondiente a una esfera A_0 (gran referencia) y al área superficial del gran real A .

$$v = \frac{A_0}{A}$$

Tabla VIII-2 Algunos Modelos Matemáticos de Filtración

Autor	Año	Expresión	Variables
Iwasaki	1937	$\frac{dI}{dz} = +\lambda I$	$I =$ Concentración por cm^2
Ives	1962	$\frac{dC}{dL} = -\lambda C$ $= \lambda_i + K \sigma - \frac{0 \sigma^2}{p_o - \sigma}$	σ, C, p_o
Ives	1969	$\lambda = \lambda_i \left(1 + \frac{\beta \sigma}{p_o}\right)^y \left(1 + \frac{\sigma}{p_o}\right)^z \left(1 + \frac{\sigma}{\sigma_v}\right)^x$	σ, p_o, σ
Deb	1970	$c = \frac{v}{p_o - \sigma} \frac{dC}{dL} + \frac{dC}{dt}$	$C, p_o =$ Coeficiente expresado en t
Adin y Rebhun	1970	$\frac{d\sigma}{dt} = K_1 C (F - \sigma) - K_2 \sigma J$	$F =$ Capacidad del filtro $J =$ Gradiente hidráulico $K_1, K_2 =$ Coeficiente de adherencia y desprendimiento σ, C
Ginn y otros	1992	$\frac{dC}{dZ} = -1.5 \left(\frac{1 - p_o}{d_r}\right) \alpha n_o C$	$d =$ Diámetro del grano $n_o =$ Eficiencia de remoción del colector. $\alpha =$ Factor de eficiencia de las colisiones

Ecuaciones para determinar la pérdida de carga en el lecho filtrante

Al pasar un flujo Q a través de un lecho filtrante granular de profundidad L , la fricción que el fluido sufre al atravesar los poros, produce una pérdida de carga h , como lo indica la figura VIII-14.

Al comenzar la operación del filtro, los granos del lecho están limpios y la pérdida de carga se deberá solamente al tamaño, forma y porosidad (características hidráulicas) del medio filtrante y a la viscosidad y velocidad del agua. Si el fluido no tuviera partículas en suspensión o disolución, esta pérdida de carga inicial será constante a través de todo el período de trabajo o carrera del filtro. Pero si, como sucede ordinariamente, contiene sólidos, éstos irán recubriendo los granos del lecho incrementando su diámetro d_p en un valor Δd , y disminuyendo su porosidad inicial p_o en un valor α , con lo que la pérdida de carga irá incrementándose por la disminución del área de paso del flujo.

Resulta de aquí que deben considerarse dos clases de pérdida de carga:

- Una pérdida de carga inicial, que es la mínima que puede producir el filtro y que llamaremos h_o .
- Una pérdida de carga por colmatación que será función del tiempo $h \varphi(t)$. Por tanto:

$$h_f = h_o + h \varphi(t) \quad (VIII-17)$$

O en forma diferencial:

$$\frac{dh}{dL} = \left[\frac{dh_0}{dL} \right] + \left[\frac{dh}{dL} \right]_t \quad (VIII-18)$$

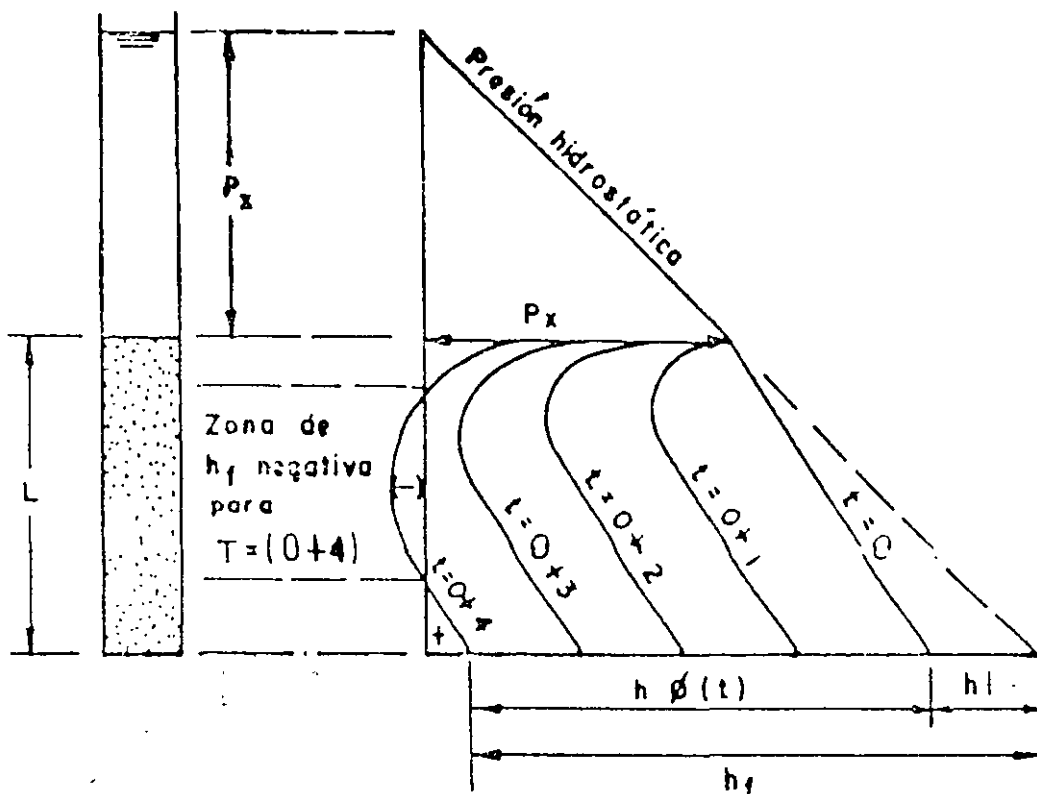


Fig VIII-14 Pérdida de carga vrs profundidad del filtro

Análisis granulométrico de materiales granulares

El material granular para los filtros se selecciona por medio del cernido en tamices. La serie estándar americana y la Tyler se presentan en las Tablas VIII-3 y VIII-4.

Para analizar la muestra, se pesa una cantidad de ella, se cierra en tamices consecutivos y se va obteniendo el tanto por ciento del peso retenido en cada tamiz con relación al total, como se describe en el capítulo X. Los resultados se grafican en papel semilogarítmico como se indica en la figura VIII-15.

Allen Hazen sugirió en 1892 como parámetros básicos para caracterizar los medios granulares, lo que él denominó "Coeficiente de Uniformidad y Diámetro Efectivo".

El coeficiente de uniformidad (que mejor debiera llamarse de desuniformidad, pues su valor incrementa a medida que la arena es menos uniforme). es la razón del 60 al 10 %, así:

$$C_u = \frac{\text{Abertura del tamiz que dejaría pasar el 60\% (mm)}}{\text{Abertura del tamiz que dejaría pasar el 10\% (mm)}}$$

El diámetro efectivo, E , es la abertura del cedazo ideal que deja pasar el 10%. Este parámetro fue sugerido por Allen Hazen en 1892, debido a que había observado trabajando con filtros lentos, que la resistencia del lecho filtrante no estratificado al paso del agua era la misma, cualquiera que fuera el tamaño del

TEORIA DE LA FILTRACION DEL AGUA

Tabla VIII-3 Serie americana de Tamices (Estados Unidos)

Número de Serie (*)	Tamaño de Aberturas		Máxima Variación de Tamaño	Diámetro del Alambre, mm
	mm	pulg.		
1/4 in.	6.3 mm	0.250	± 0.20 mm	1.82
No. 3 1/4	5.6 mm	0.223	± 0.18 mm	1.68
No. 4	4.75 mm	0.187	± 0.15 mm	1.54
No. 5	4.00 mm	0.157	± 0.13 mm	1.37
No. 6	3.35 mm	0.132	± 0.11 mm	1.23
No. 7	2.80 mm	0.111	± 0.095 mm	1.10
No. 8	2.36 mm	0.0937	± 0.080 mm	1.00
No. 10	2.00 mm	0.0787	± 0.070 mm	0.900
No. 12	1.70 mm	0.0661	± 0.060 mm	0.810
No. 14	1.40 mm	0.0555	± 0.050 mm	0.725
No. 16	1.18 mm	0.0469	± 0.045 mm	0.650
No. 18	1.00 mm	0.0394	± 0.040 mm	0.580
No. 20	850 µm	0.0331	± 35 µm	0.510
No. 25	710 µm	0.0278	± 30 µm	0.450
No. 30	600 µm	0.0234	± 25 µm	0.390
No. 35	500 µm	0.0197	± 20 µm	0.340
No. 40	425 µm	0.0165	± 19 µm	0.290
No. 45	355 µm	0.0139	± 16 µm	0.247
No. 50	300 µm	0.0117	± 14 µm	0.215
No. 60	250 µm	0.0098	± 12 µm	0.180
No. 70	212 µm	0.0083	± 10 µm	0.152
No. 80	180 µm	0.0070	± 9 µm	0.131
No. 100	150 µm	0.0059	± 8 µm	0.110
		0.0049	± 7 µm	0.001

(*) El número de serie corresponde aproximadamente al número de alambres del tamiz por pulgada.

Tabla VIII-4 Serie Tyler de tamices

Número de Serie	Tamaño de Aberturas		Número de Serie	Tamaño de Aberturas	
	mm	pulg.		mm	pulg.
3	6.680	0.263	28	0.589	0.023
4	4.699	0.185	35	0.417	0.016
6	3.327	0.131	48	0.295	0.012
8	2.362	0.093	65	0.208	0.008
10	1.651	0.065	100	0.147	0.006
14	1.168	0.046	150	0.104	0.004
20	0.833	0.033	200	0.074	0.003

TEORIA Y PRACTICA DE LA PURIFICACION DEL AGUA

grano, (hasta un $C_u = 5$) cuando el 10 % era el mismo. Como ejemplo de la figura VIII-15 se pueden obtener los siguientes valores: para tamaño del 10%, $E = 0.60$ mm y tamaño del 60% de 1.20 mm, el coeficiente de uniformidad C_u sería:

$$C_u = \frac{1.20}{0.60} = 2.0$$

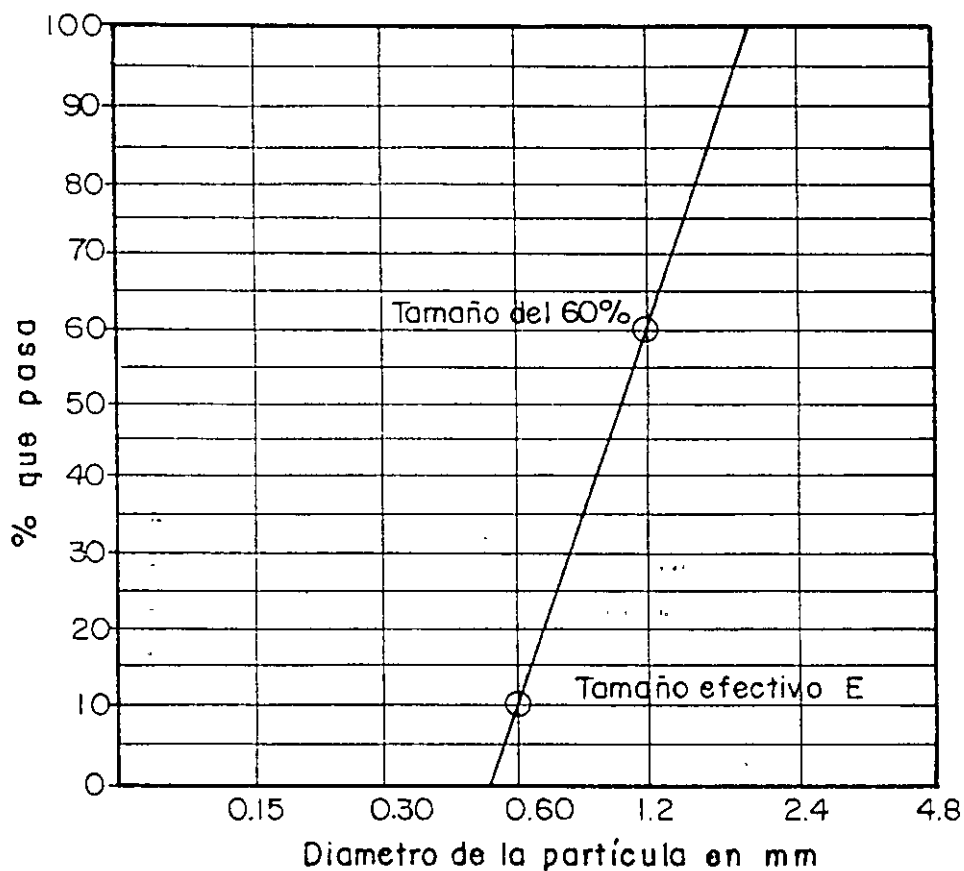


Fig. VIII-15 Determinación de tamaños de medios filtrantes y coeficiente de uniformidad así como tamaño efectivo.

Pérdida de carga inicial

Las primeras ecuaciones para calcular la pérdida de carga inicial, h_o , fueron establecidas en 1904 por Hazen y en 1972 por Carman. En 1933, G.M. Fair y L.P. Hatch propusieron otra expresión matemática que parte de la conocida fórmula de Poiseulle que dice:

$$h_o = K \frac{L v}{D^2} \frac{v_i}{g} \quad (\text{VIII-19})$$

En donde,

h_o = Pérdida de carga inicial

v_i = Velocidad del flujo en el conducto

K = Coeficiente de fricción

L = Longitud del conducto

Tabla 8-3

Análisis granulométrico de una muestra de arena

Cedazo No. fondo	Abertura (mm)	% al Peso que pasa por cada tamiz	% acumulado
100	0.149	1.7	1.7
70	0.210	4.7	6.4
50	0.297	10.7	17.1
40	0.420	28.0	45.1
30	0.595	4.1	49.2
20	0.841	6.4	55.6
16	1.19	7.1	62.7
12	1.68	7.0	69.7
8	2.38	11.9	81.6
6	3.36	5.4	87.0
4	4.76	6.2	93.2
1/4"	6.36	6.8	100.0

A partir de los datos anteriores hemos obtenido el gráfico que se indica en la página siguiente. La línea llena indica la arena analizada.

Allen Hazen sugirió en 1892, como parámetros básicos para caracterizar los medios granulares, lo que él denominó "Coeficiente de Uniformidad y Diámetro Efectivo".

El coeficiente de uniformidad (que mejor debiera llamarse de desuniformidad, pues su valor incrementa a medida que la arena es menos uniforme) es la razón del 60 al 10 %, así:

$$C_u = \frac{\text{Abertura del tamiz que dejaría pasar el 60 \% (mm)}}{\text{Abertura del tamiz que dejaría pasar el 10 \% (mm)}}$$

El diámetro efectivo E es la abertura del cedazo ideal que deja pasar el 10 %. Este parámetro fue sugerido por Allen Hazen en 1892 debido a que había observado, trabajando con filtros lentos, que la resistencia del lecho filtrante no estratificado al paso del agua era la misma, cualquiera fuera el tamaño del grano, (hasta un $C_u : 5$) cuando el 10 % era el mismo. Ejemplo Fig. 8-1

$$C_u = \frac{1.05}{0.225} = 4.65$$

$$E = 0.225 \text{ mm}$$

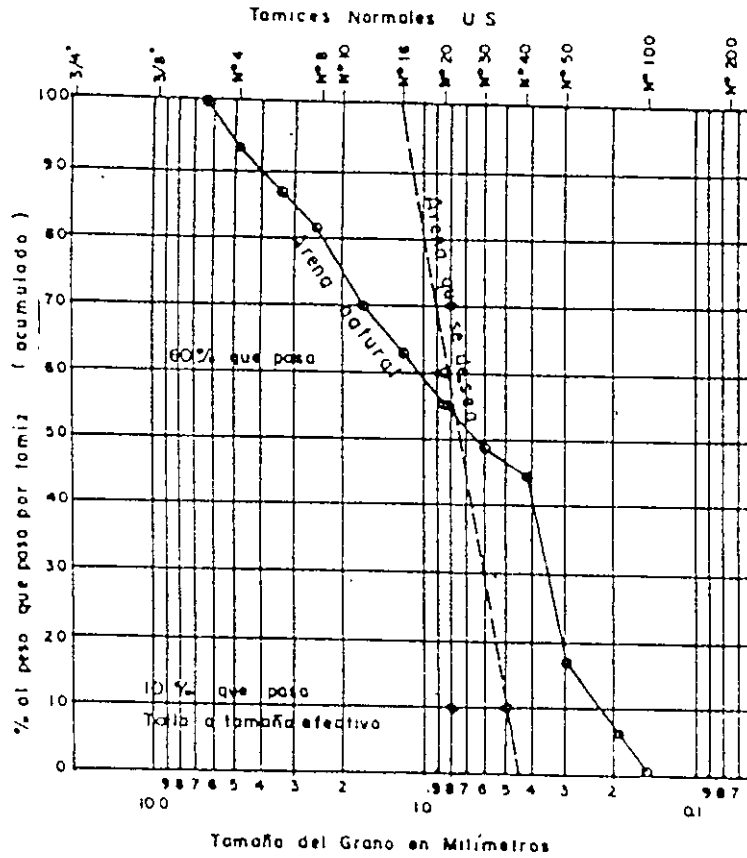


Fig. 8-1 Análisis granulométrico

Si se desea una arena de $C_u = 1.7$ y $E = 0.5$ se trazaría una línea que pase por 0.5 para 10 % y $1.7 \times 0.5 = 0.85$ para 60 %.

Medios Filtrantes

a) Arena

La arena que se usa en los filtros rápidos es de menos de 2.0 mm de diámetro y está compuesta de material silíceo con una dureza de 7 en la escala de Moh* y un peso específico no menor de 2.60. Deberá estar limpia: sin barro ni materia orgánica, y no más del 1 % podrá ser material lamunar o micáceo.

(*) La escala de Moh determina comparativamente la dureza de los minerales por la capacidad que cada uno de ellos tiene para rayar al otro. Va de uno a diez, así: 1-Talco, 2-Yeoa, 3-Calcita, 4-Fluorita, 5-Apatita, 6-Ortoclasa, 7-Cuarzo, 8-Topacio, 9-Corindón, 10-Diamante. Dureza de 7 significa que debe rayar a la ortoclasa pero dejarse rayar por el topacio.

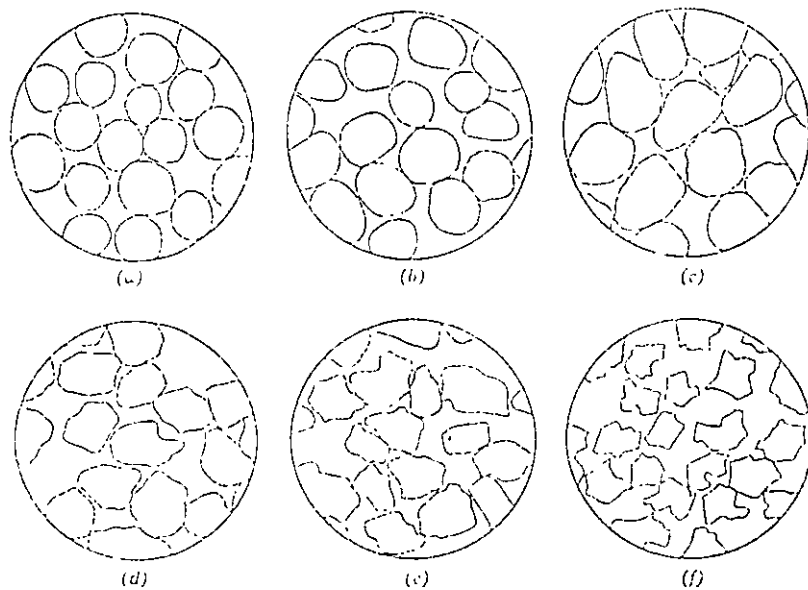


Fig. 27-1. Factores de esfericidad y forma de los materiales granulares (de forma no laminar) y porosidades típicas asociadas a ellos en lechos estratificados de filtros rápidos de arena.

Descripción	Esfericidad, ψ	Factor de forma, S	Porosidad típica, f
a) Esféricos	1.00	6.0	0.38
b) Redondeados	0.98	6.1	0.38
c) Desgastados	0.94	6.4	0.39
d) Agudos	0.81	7.4	0.40
e) Angulares	0.78	7.7	0.43
f) Triangulares	0.70	8.5	0.48

$\frac{A}{V} = \frac{6}{d} \psi$. Por consiguiente, los símbolos de forma para las esferas son una esfericidad $\psi = 1.0$ y un factor de forma $S = 6.0/\psi = 6.0$. Estos son respectivamente, el valor posible más alto de ψ y el valor posible más pequeño de S . Las magnitudes de ψ y S del tipo de la Fig. 27-1 incluyen las mediciones efectuadas por Carman.

La magnitud de ψ para una muestra determinada de materiales tamizados se puede calcular a partir de la Fig. 27-1, o bien derivar de las velocidades de sedimentación de granos representativos, cuando la tempera-

Suponiendo un recipiente de volumen "V" con "n" esferas dentro de porosidad "f"

$$\text{Área total de las esferas} = n\pi d^2$$

$$\text{Volumen de las esferas (sólidos)} = V_s = (1-f)V = n \frac{\pi d^3}{6} = \frac{V_s}{1-f}$$

$$\text{El volumen de vacíos } V_v = fV = \frac{f}{1-f} V_s$$

Lo importante del concepto es que las propiedades hidráulicas de un lecho filtrante dependen de la relación del área superficial al volumen de vacíos, y no al material filtrante.

Observar que mientras menos esférico es el material del lecho, más es la porosidad en el acco modo y mayor el volumen de vacíos. Sin embar go no son buenos ni la forma esférica (rápida acco mutación) ni la triturada (pasa de sólidos y bac terias), y normalmente en los filtros rápidos se recomienda " ψ " de 0.8 y " f " de 0.40.

Tamaño de partícula.-

Este se fija por cribado en una se- rie de mallas estándar, que pueden ser: US ó Taylor, prueba de la cual se obtiene una curva, que tiene la característica de ser normal geométrica. Esta curva, dibujada en papel logarítmico es una recta (casi).

Los parámetros mas importantes qu interesan de la curva son:

Tamaño efectivo TE ó Diámetro efectivo E que corresponde al percentil 10 (P_{10}) de di- cha curva tamaño - frecuencia, y que sig- nifica el tamaño de la partícula, en milíme- tros, para el que el 10% de las partículas en peso son menores y el 90% son mayores.

Coefficiente de Uniformidad CU ó U (de he- cho de no uniformidad), que nos define la distri- bución de tamaños, y que se determina por la relación del percentil 60 (P_{60}) a percentil 10 (P_{10}).

$E = \text{diámetro efectivo} = P_{10}$

$U = \text{coeficiente de uniformidad} = \frac{P_{60}}{P_{10}}$

En una mina o banco de arena es necesari- o seleccionar el material que se va a utili- zar en función de los parámetros anteriores

El porcentaje de arena utilizable sería:

El porcentaje abajo del cual el lote es demasiado fino:

$$P_{\text{muy fina}} = P_{10} - 0.1 P_{\text{utiliz.}}$$

$$= P_{10} - 0.2 (P_{60} - P_{10})$$

El porcentaje arriba del cual el lote es demasiado grueso:

$$P_{\text{muy gruesa}} = P_{\text{utiliz.}} + P_{\text{muy fina}}$$

$$= P_{10} + 1.8 (P_{60} - P_{10})$$

La arena que se define como muy fina y muy gruesa, en relación con la seleccionada requerida, se desecha del lote de arena del banco.

Una clasificación, de idea, de la arena utilizable podría ser:

fina $\rightarrow E = 0.35$ a 0.45 mm.

Media $\rightarrow E = 0.46$ a 0.60 mm.

Gruesa $\rightarrow E = 0.61$ a 0.80 mm.

La práctica del diseño en México generalmente acostumbra:

En filtros lentos $\left\{ \begin{array}{l} E = 0.25 \text{ a } 0.35 \text{ mm.} \\ U = 2 \text{ a } 3 \\ \text{arena no estratificada} \\ \text{etc.} \end{array} \right.$

En filtros rápidos convencionales $\left\{ \begin{array}{l} E = 0.45 \text{ a } 0.65 \text{ mm.} \\ U = 1.4 \text{ a } 1.5 \\ \text{Arena estratificada} \end{array} \right.$

En filtración directa, en línea y filtros de alta tasa. $\left\{ \begin{array}{l} E = 0.65 \text{ a } 0.8 \text{ mm} \\ U = 1.35 \text{ a } 1.45 \\ \text{Arena estratificada} \end{array} \right.$

En filtros de lecho dual arena - antracita $\left\{ \begin{array}{l} E = 0.35 \text{ a } 0.50 \\ U = 1.4 \text{ a } 1.5 \\ \text{Arena estratificada} \end{array} \right.$

UNIFORMITY COEFFICIENT COMPARISON

ANTHRACITE MEDIA

ES = 1.01 mm (D₁₀)

D₇₅ UC = 1.29 mm ($\frac{D_{60}}{D_{10}}$)

D₉₀ = 1.55 mm

ANTHRACITE MEDIA

ES = 1.02 mm (D₁₀)

D₇₅ UC = 1.59 mm ($\frac{D_{60}}{D_{10}}$)

D₉₀ = 2.1 mm

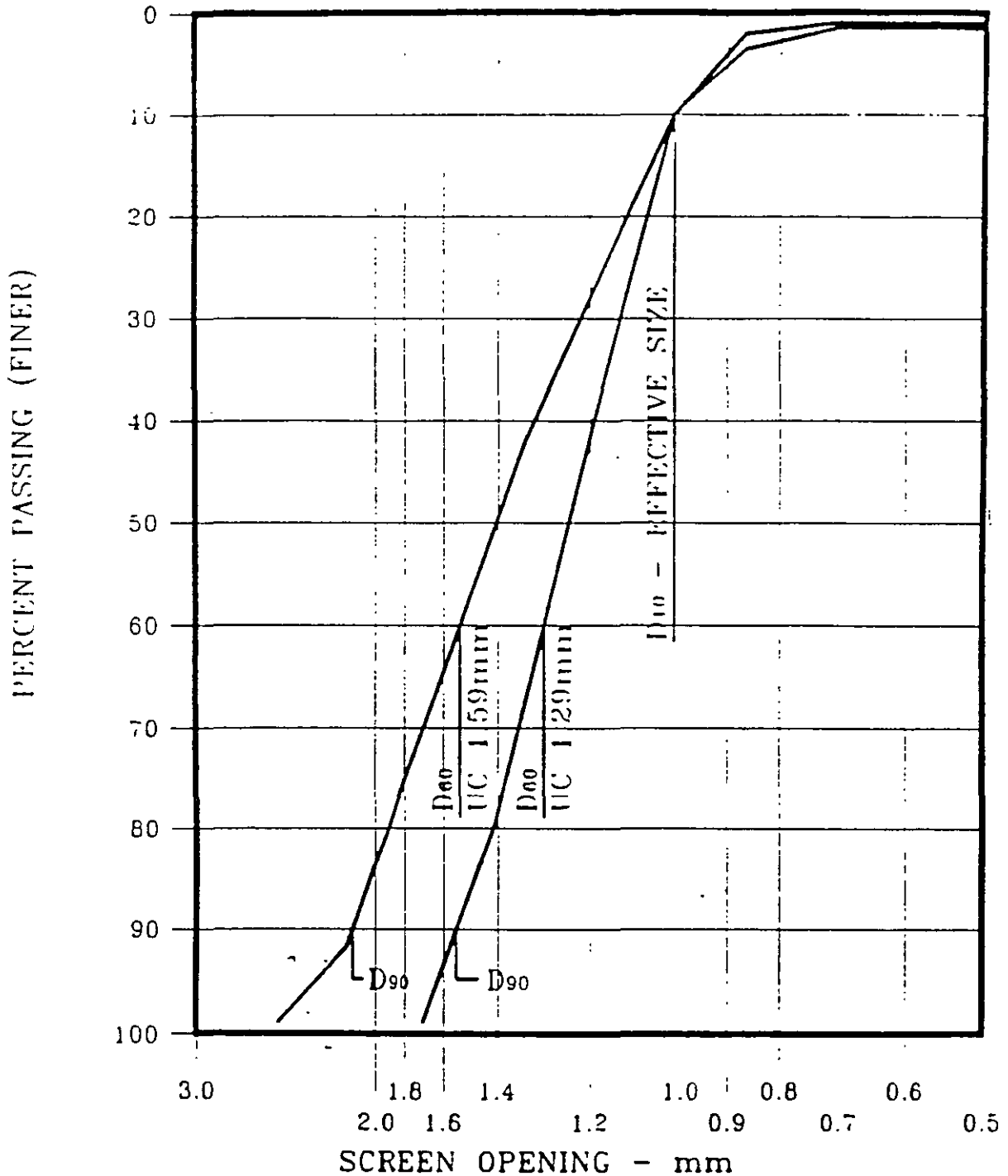


Figure 2

Al considerar un lecho de medio dual ó múltiple, habrá que dar mucha atención al tamaño de grano y gravedad específica de cada medio, respecto de su comportamiento al retrolavarse y potencial pérdida de material por orificio.

En el caso de un medio dual, cuyos diámetros efectivos son d_1 y d_2 , y densidades P_1 y P_2 , se recomienda la siguiente relación para asegurar una misma velocidad terminal:

$$\frac{d_1}{d_2} = \left(\frac{P_2 - P}{P_1 - P} \right)^{0.667} \quad P = \text{densidad del agua.}$$

$$d_1 > d_2$$

$$P_2 > P_1$$

Obviamente, el tamaño efectivo del medio filtrante también afecta la velocidad de filtración o carga superficial del filtro.

En filtros lentos, con arena fina, la tasa de filtración es generalmente de 0.5 m/h (12 m³/m² x día) y menor (6 a 9 m/d)

Filtros rápidos, con arena media, trabajan con velocidades de 5 a 7.5 m/hr (120 a 180 m³/m² x d)

Filtros rápidos de alta tasa, con lecho dual, múltiple o de arena gruesa con mayor espesor, soporta tasas de filtración de 12.5 a 25 m/hr (300 a 600 m³/m² x día), cuidando el que no se fugue la turbiedad.

Para lechos de arena principalmente, pero también para dar idea en filtros duales y múltiples, Hudson propuso la siguiente relación para fijar el espesor del

lecho:

$$l \geq \frac{Q d^2 h}{1}$$

l = Espesor lecho (pulgadas)
 Q = Veloc. filt. (gpm/ft²)
 d = T.E. arena (mm)

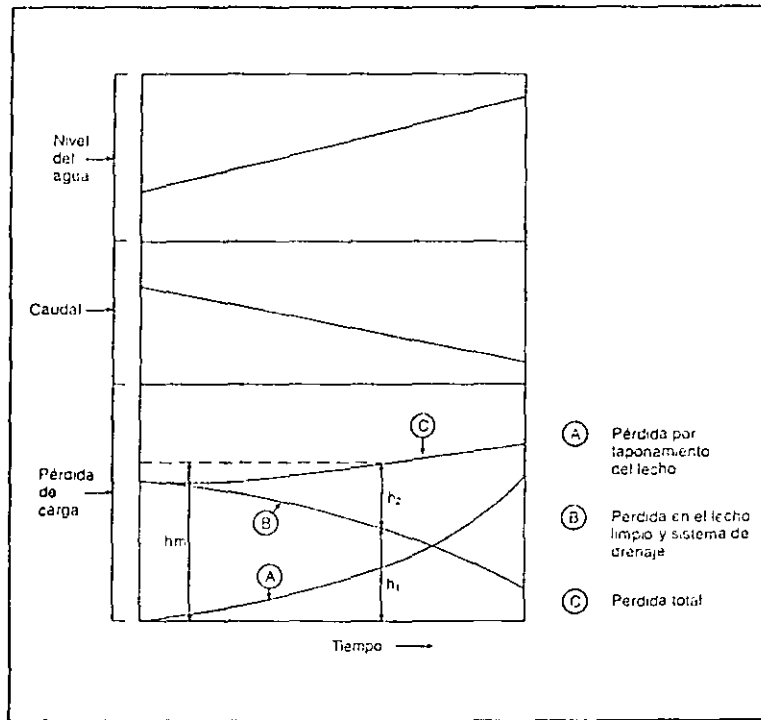


Figura 6.10 Variables de un filtro de tasa declinante sin restricciones

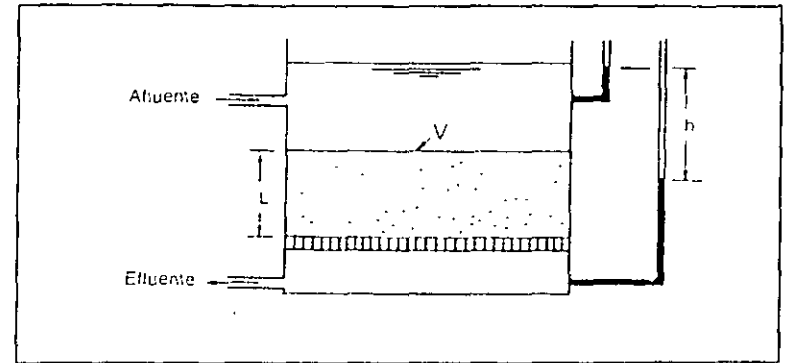


Figura 6.11 Esquema de flujo de un filtro.

- donde: h = Pérdida de carga en el lecho, m
 L = Profundidad del lecho, m
 v = Velocidad superficial, m/s
 k = Coeficiente de permeabilidad, m/s

Por lo tanto, la tasa de filtración es directamente proporcional a la cabeza o energía disponible de filtración y a la permeabilidad del lecho, e inversamente proporcional al espesor del medio.

Mediante análisis dimensional e investigación experimental Rose estableció una ecuación que permite determinar analíticamente la pérdida de carga por fricción a través de lechos de material granular, granos de arena esféricos de tamaño uniforme. La cual tiene aplicación en el cálculo de pérdida de energía a través de un filtro limpio. La ecuación de Rose es la siguiente (33):

$$h = 1,267 C_D \frac{1}{g} \frac{L v^3}{k} \quad (6.3)$$

$$C_D = \frac{24}{N_{Re}} + \frac{3}{\sqrt{N_{Re}}} + 0,34 \quad (6.4)$$

$$N_{Re} = \frac{\rho v d}{\mu} = \frac{\rho v}{\nu} \quad (6.5)$$

4 HIDRÁULICA DE LA FILTRACIÓN

Muchas son las ecuaciones utilizadas para determinar la pérdida de carga en un filtro limpio, entre las más conocidas las de Carmen Kozeny, Fair y Hatch, Rose y Hazen.

El flujo de agua a través de un filtro, a las tasas empleadas en tratamiento de agua, obedece a la ley de Darcy (ver figura 6.11).

$$v = k \frac{h}{L} \quad (6.2)$$

- donde: h = Pérdida de carga a través del lecho, m
 C_D = Coeficiente de arrastre
 e = Porosidad del lecho (volumen de vacíos/volumen del lecho)
 L = Profundidad del lecho, m
 ρ = Densidad del agua, kg/m³
 d = Diámetro característico de los granos, m
 v = Velocidad de filtración, m/s
 g = Aceleración de la gravedad, m/s²
 N_{RE} = Número de Reynolds
 μ = Viscosidad dinámica, Pa s
 ν = Viscosidad cinemática, m²/s

La ecuación 6.3 es de fácil aplicación si se supone un lecho de filtración de tamaño uniforme. Sin embargo, para aplicarla a lechos filtrantes estratificados como los de los filtros rápidos, se debe reemplazar adecuadamente el término del diámetro de los granos. Haciendo (33):

- α = Factor de forma de área superficial
 β = Factor de forma de volumen
 A = Área superficial real del grano
 V = Volumen real del grano
 d = Diámetro medido del grano
 ψ = Factor de esfericidad
 d_o = Diámetro del grano esférico de volumen equivalente
 A_o = Área superficial de la esfera de diámetro d_o

Se tiene: $A = \alpha d^2$
 $V = \beta d^3$

$$d = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \frac{V}{A} \tag{6.6}$$

$$\psi = \frac{A_o}{A} = \frac{\pi d_o^2}{\alpha d^2} = 4,84 \frac{\beta^{2/3}}{\alpha}$$

Para partículas esféricas de diámetro d :

$$\frac{A}{V} = \frac{\pi d^2}{\pi d^3} = \frac{6}{d}$$

$$\frac{\alpha}{\beta} = 6,0 ; d = \frac{6V}{A}$$

Por lo tanto, reemplazando en la ecuación 6.3 se tiene.

$$\frac{h}{L} = 0,178 \frac{C_D v^2 A}{g e^4 V} \tag{6.7}$$

La aplicación de la ecuación 6.7 es directa, excepto por la evaluación del término A/V . Si todos los granos del medio filtrante son de tamaño y forma uniforme, el valor de A/V para un solo grano es el mismo que para el lecho total y se cumple la ecuación 6.6:

$$d = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \frac{V}{A}$$

Si los granos varían en tamaño, pueden estar empacados homogéneamente dentro del lecho, caso de los filtros lentos, o pueden estar estratificados por tamaño, caso de los filtros rápidos. Suponiendo que las partículas o granos entre tamices adyacentes son de tamaño uniforme, se puede encontrar el valor de la relación A/V en términos de la componente o proporción en peso retenida entre tamices. Para lechos estratificados, filtros rápidos,

$$\frac{A}{V} = \frac{v}{\beta} \sum C_i \frac{P_i}{d_i} \tag{6.8}$$

- donde: P_i = Fracción en peso de partículas de tamaño d_i
 $d_i = (d_1 d_2)^{1/2}$, tamaño promedio geométrico de las aberturas de los dos tamices adyacentes
 C_{Di} = Coeficiente de arrastre para los granos de tamaño promedio d

Por lo tanto, la ecuación de Rose para filtros rápidos será.

$$\frac{h}{L} = 0,178 \frac{v^2}{g e^4} \cdot \frac{\alpha}{\beta} \sum C_D \frac{P_i}{d_i} \quad (6.9)$$

Para lechos empacados homogéneamente, caso de los filtros lentos,

$$\frac{A}{V} = \frac{\alpha}{\beta} \sum \frac{P_i}{d_i} \quad (6.10)$$

Por lo tanto, para filtros lentos la ecuación de Rose será:

$$\frac{h}{L} = 0,178 \frac{C_D v^2}{g e^4} \cdot \frac{\alpha}{\beta} \sum \frac{P_i}{d_i} \quad (6.11)$$

Valores determinados de α , β y ψ se incluyen en el cuadro 6.4 (33)

Cuadro 6.4
Valores aproximados de factores de forma para arena

Tipo de arena	β	$\alpha\beta$	ψ
Angular	0,61	6,9	0,61
Alisada	0,77	6,2	0,65
Erosionada	0,86	5,7	0,69
Redondeada	0,91	5,5	0,91
Esférica	0,52	6,0	1,00

5 EJEMPLO

Encontrar la pérdida de carga en el filtro de arena de las características dadas en las 3 primeras columnas del cuadro 6.5. La arena se va a usar en un filtro lento de 0,75 m de lecho y operado a una tasa de 9,3 m/d, así como en un filtro rápido de 0,75 m de lecho operado a una tasa de 116,6 m/d. La arena tiene densidad relativa de 2,65, tamaño efectivo de 0,255 mm, coeficiente de uniformidad de 1,63 y un factor $\alpha/\beta = 6,0$. La porosidad del lecho no estratificado es de 0,394 y la del lecho estratificado 0,414. La temperatura mínima del agua es de 4°C y la viscosidad cinemática $1,568 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (33).

Cuadro 6.5
Cuadro de calculo para el ejemplo 6.5

Numero tamiz	Tamaño promedio d_i , cm	Arena retenida P_i , %	N _{RE}	C _{D1}	$\frac{P_i}{d_i}$	$\frac{C_{D1} P_i}{d_i}$
14-20	0,100	0,92	0,86	31,5	9,2	269,6
20-28	0,070	4,71	0,60	44,2	67,3	2971,7
28-32	0,054	14,67	0,46	56,9	271,7	15459,7
32-35	0,046	17,9	0,40	65,1	389,1	25330,4
35-42	0,039	17,5	0,33	78,3	480,5	36057,2
42-48	0,032	19,8	0,28	91,7	619,8	56744,0
48-60	0,027	15,4	0,23	110,5	570,4	63267,4
60-65	0,023	7,1	0,20	127,0	303,7	39204,9
65-100	0,018	2,0	0,16	165,1	111,1	18675,9
					2806,8	257993,9

- 1. Dato
- 2. Dato
- 3. Dato
- 4. Ecuación 6.9
- 5. Ecuación 6.10
- 6. Columna 5 columna 2
- 7. Columna 6 x columna 6

Solución:

Para el filtro rápido, de la ecuación 6.9 se obtiene:

$$h = 0,178 \left[\frac{116,6}{86,4 \times 2,65} \right]^2 \times \frac{1}{9,8} \times \frac{1}{(0,414)^4} \times 6,0 \times 257,993,9 \times 0,75 = 1,31 \text{ m}$$

Para el filtro lento, de la ecuación 6.10 se deduce:

$$\frac{A}{V} = 6,0 \times 2806,8 = 16840,8 \text{ m}^{-1}$$

De la ecuación 6.6:

$$d = 6 \times \frac{1}{16840,8} = 3,56 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Según la ecuación 6.5.

$$N_{RE} = \frac{3,56 \times 10^{-4} \times 9,3}{1,568 \times 10^{-6} \times 86,400} = 2,44 \times 10^{-2}$$

De la ecuación 6.4:

$$C_D = \frac{24}{2,44 \times 10^{-2}} + \frac{3}{\sqrt{2,44 \times 10^{-2}}} + 0,34 = 1003$$

Finalmente, aplicando la ecuación de Rose para filtros lentos, ecuación 6.11, se obtiene:

$$h = 0,178 \times \frac{1003}{9,8} \times \left[\frac{9,3}{86,400} \right]^2 \times \frac{1}{(3,391)^4} \times 6 \times 2826,8 \times 0,75 = 0,11 \text{ m}$$

Como puede observarse en el ejemplo, el uso de una arena tan fina en un filtro rápido produciría una pérdida de carga excesiva.

6 FLUJO A TRAVÉS DE LECHOS EXPANDIDOS

Las ecuaciones de Rose sirven para calcular la pérdida de carga a través de un lecho limpio, es decir, un lecho de espacios libres sin obstrucciones. Sin embargo, cuando los lechos son usados para remover el material suspendido del agua, la porosidad del lecho está cambiando continuamente debido a la recolección de las partículas en los vacíos del lecho, la pérdida de carga aumenta con el tiempo y la capacidad de flujo debe ser restablecida periódicamente. La restauración de la capacidad de flujo del lecho se hace mediante remoción de las porciones obstruidas del lecho o mediante arrastre del material acumulado en los vacíos por expansión líquida del lecho.

En los filtros lentos la penetración de los sólidos es superficial y la limpieza se hace mediante remoción de la capa superior del medio a intervalos de un mes o unos pocos meses, lavado y reemplazo. En filtros rápidos, los cuales se tapan mucho más rápidamente debido a su cargas hidráulicas más altas, los sólidos penetran profundamente dentro del lecho y la limpieza se hace mediante lavado, en sentido inverso al de flujo, a una tasa aproximadamente igual a 10 veces la tasa de filtración normal.

En los filtros rápidos, el flujo del agua hacia arriba expande el lecho produciendo una condición *fluidizada* de las partículas, es decir, soportadas por el fluido, en la cual el material acumulado es arrastrado de las partículas por el agua de lavado. El arrastre con aire comprimido antes del lavado hidráulico mejora la limpieza y reduce el consumo de agua.

La figura 6.12 ilustra el comportamiento de un lecho poroso bajo la acción del lavado. Una vez que el agua de lavado es admitida en el fondo del filtro, el lecho comienza a expandirse y existe una pérdida de carga inicial. A medida que el lecho se expande, la tasa de incremento de la pérdida de carga disminuye y cuando todo el lecho está justamente fluidizado, es decir, suspendido en el fluido, la pérdida de carga se hace constante. En este punto la fuerza de lavado hacia arriba es equivalente a la fuerza gravitacional hacia abajo de las partículas del lecho en el agua.

Un incremento adicional en el caudal de lavado aumenta la expansión pero no la pérdida de carga. Una expansión excesiva no es deseable puesto que las partículas serían forzadas a separarse, la acción de frote sería reducida y el consumo de agua de lavado sería mayor.

De conformidad con la figura 6.13 la cual muestra un lecho en condiciones de lavado, la expansión es igual a

$$\frac{L_1 - L}{L}$$

Dicha expansión es del orden del 5-25% en Inglaterra y hasta de un 50% en los Estados Unidos (generalmente).

Cuando un lecho de partículas de tamaño uniforme alcanza el punto de fluidización, el peso colectivo de las partículas es igual a la fuerza gravitacional, está equilibrado por la fuerza hacia arriba del agua, o sea,

peso hacia arriba del agua = peso colectivo del medio

$$A \rho_s = L S (1 - e) (\rho_s - \rho) g \tag{6.12}$$

$$h_1 = L (1 - e) \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho} \tag{6.13}$$

$$h_1 = L (1 - e) (S_1 - 1) \tag{6.14}$$

B es un índice de fuga con los sig. valores:

<u>Tratam. previo</u>	<u>B</u>
Pobre	4×10^{-4}
Regular	1×10^{-3}
Buena	2×10^{-3}
Excelente	4×10^{-3}

Otro criterio, recomendado por Kawamura, sería:

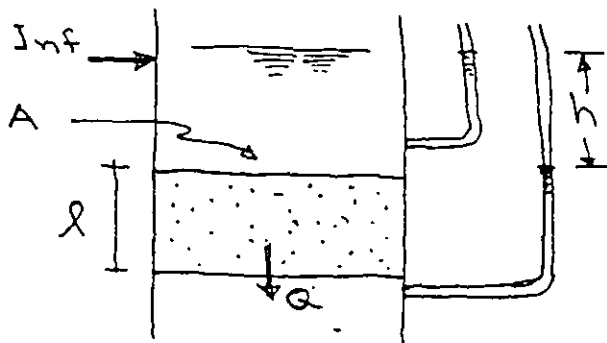
(<u>MESOR</u> MAS MODERNO)	$l/T.E \geq 1000$	Lechos comunes de arena y de arena-antracita.
	$l/T.E \geq 1250$	Lechos múltiples o de arena gruesa ($1.5\text{mm} > T.E > 1.0\text{mm}$)

l = espesor del lecho en mm.

Hidráulica de la filtración. -

Interesa para 3 diferentes situaciones:

- 1.- Lechos estratificados (F. Rápidos)
- 2.- Lechos no estratificados (F. Lentos)
- 3.- Lechos fluidizados (Retrolavado)



De la Ley de Darcy:

$$v = \frac{Ks}{\rho} = K \frac{h}{l}$$

K = coef. de permeabil.

La expresión de resistencia a la filtración en un

lecho limpio se da por la Ecuación de Kozeny, que deriva

de la Ecuación de Darcy. También pu

de derivarse del análisis de sedimentación

de partículas.

(Ver 27-8 a 27-11 de
Fric. G... .. Okun)

Es demostrable que en un lecho estratificado, con "n" número de capas de espesor proporcional al peso fraccional "P_i" del tamaño "d_i" (d_i corresponde a la media geométrica: $d_i = \sqrt{d_{i+1} \cdot d_{i-1}}$), la pérdida de carga total es igual a la suma de las pérdidas de carga en cada capa, resultan-

$$\frac{h}{\rho} = \frac{k}{g} \nu \nu \frac{(1-f)^2}{f^3} \left(\frac{6}{\psi} \right)^2 \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{d_i^2}$$

Ec. de KOZENY
PARA LECHO
ESTRATIFICADO

$k = 5$ (coef. de Kozeny)

$\nu = \frac{\mu}{\rho}$ (viscosid. cinemát)

Igualmente, para un lecho no estratificado colocado homogéneamente, cada fracción componente "P_i" del tamaño "d_i" contribuye al total general, y:

$$\frac{h}{\rho} = \frac{k}{g} \nu \nu \frac{(1-f)^2}{f^3} \left(\frac{6}{\psi} \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{d_i} \right)^2$$

Ec. de KOZENY
PARA LECHO
NO ESTRATIFICADO.

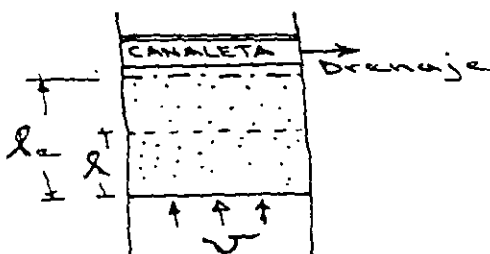
Para los lechos fluidizados su hidrúvica difiere de la de filtración por el aumento en el volumen de vacíos de la arena expandida, condición en la que los granos de arena se encuentran suspendidos, y la pérdida de carga entre el fondo y la parte superior del lecho expandido "l_e" debe ser igual al peso en agua del material suspendido. En esta condición:

$$\frac{h}{l_e} = \frac{k_e}{g} \nu \nu \frac{(1-f_e)^2}{f_e^3} \left(\frac{6}{\psi} \frac{1}{d} \right)^2$$

Ec. de KOZENY
PARA LECHO FLUIDIZADO.

$k_e = 4$

$l_e =$ espesor del lecho expandido



y también:

$$l_e = \rho (1-f) \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{1-f_{ci}}$$

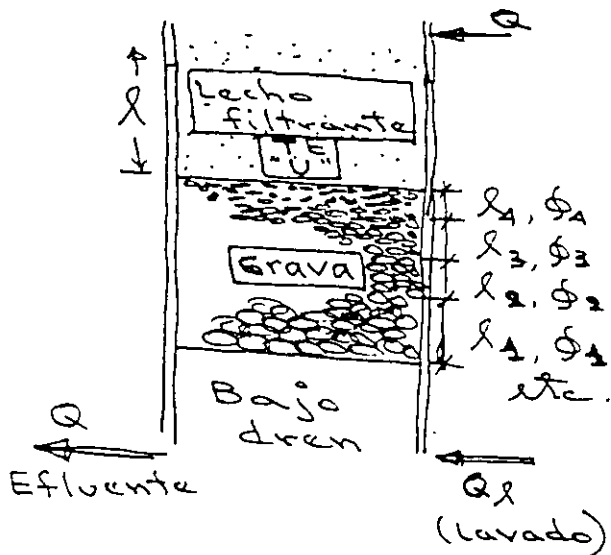
El nivel del lecho expandido no debe llegar a la base de la canal

La respuesta de estas ecuaciones de Kozeny para la hidráulica de la filtración, tanto en filtración como en lavado, es función de la arena o medio seleccionado (TE, U, D, etc), así como de la velocidad, entre otros aspectos, y se obtiene del análisis granulométrico en laboratorio.

(Como no se hizo esta prueba, consultar el Fair, Geyer y Otun).

LECHO DE GRAVA. -

Se utiliza como medio de soporte del lecho filtrante (arena, antracita, etc.), para evitar que los granos entren y bloqueen el sistema de bajo dren del filtro, pero también para propiciar una mejor distribución del agua de retrolavado. La grava no debe desplazarse en la operación (no se mueve ni expande) sea esta con agua o con agua-aire.



Criterio rector de selección:

Gravedad específica. - Similar a la de la arena.

Nunca menor de 2.5

a) Grava lo más uniforme en cada capa $\rightarrow \frac{\phi_{\max}}{\phi_{\min}} \leq 2$

b) ϕ_{\min} en la capa superior = 4 a 4.5 el tamaño del grano c-retener.

c) En capas adyacentes, el ϕ_{\max} de la capa más gruesa ≤ 4 el ϕ_{\min} de la capa más fina.

d) El ϕ_{\min} de la capa inferior = 2 a 3 tamaño de orificios en el bajo dren, y será lo suficientem. grande para que no se mueva

la grava por la energía del chorro.

e) Espesor de la capa $\geq 3 \phi_{\max}$. Nunca menor de 7 cm (3"). Esta capa rodea y/o cubrirá completamente el b o dren.

Ejemplo: Lecho de grava

Capa No.	Arena T.E = 0.4 a 0.5 mm Orificios de bajo-dren $\phi 6.35$ mm (1/4")		Arena T.E = 0.5 a 0.6 mm. Orificios de bajo dren $\phi 12.7$ mm (1/2")	
	Graduación grava (mm)	Espesor (mm)	Graduación (mm)	Espesor (mm)
4 (4 ^a)	1.7 - 3.4	75	(5 ^a) 2 - 4.8	75
3 (3 ^a)	3.4 - 6.3	75	(4 ^a) 4.8 - 9.5	75
2 (2 ^a)	6.3 - 12.5	75	(3 ^a) 9.5 - 19	75
1 (1 ^a)	16.0 - 25.0	75 - 100	(2 ^a) 19 - 37.5	75 - 125
0	—	—	(1 ^a) 37.5 - 63	125 - 200

El espesor del lecho es mínimo de 30 cm., y en bajo-drenes de múltiple con laterales el espesor es de 45 cm.

Pueda ayudar el siguiente modelo para estimar el ~~lecho~~ espesor total y parcial de cada capa:

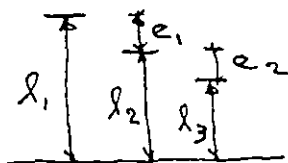
$$l_n = R (\log d + 1.4)$$

l_n = espesor para el tamaño "d", pulg.

d = tamaño grava de capa n pulg.

$$R = \text{cte} = 10 \text{ a } 14$$

320



El espesor para d_1 (1^a capa), d_2 (2^a capa), d_3 (3^a capa), $d_i \dots$ será:

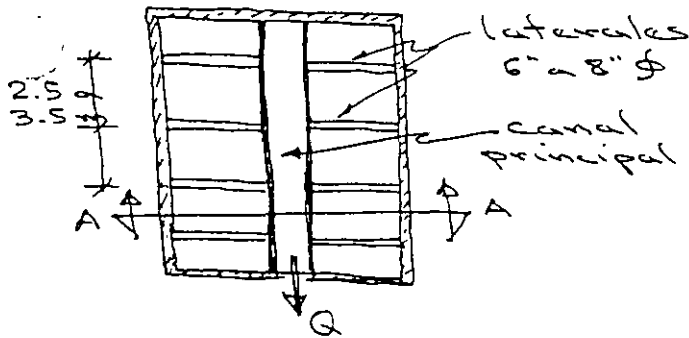
$$e_i = (l_1 - l_2), (l_2 - l_3) \text{ etc}$$

SISTEMAS DE BAJO-DREN. -

Se ubican en la parte inferior de los filtros, siendo su función:

- En filtros lentos. - Recolectar y conducir al efluente el agua filtrada.
- En filtros rápidos. - La anterior función, pero también introducir y distribuir el agua ~~para~~ para retrolavado del filtro, función que se complementa con las canalas de lavado.

En FILTROS LENTOS el sistema común es un canal principal con tubos laterales, los cuales no van perforados, pero no se juntan, solo si el tubo es poroso.



Laterales:

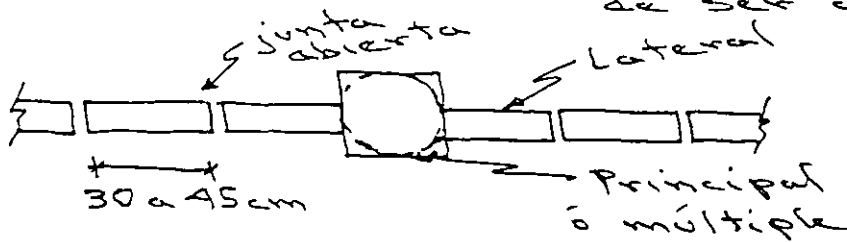
Ø : 15 a 20 cm.

Longitud de tramos : 30 a 45 cm.

Separación @ : 2.5 a 3.5 m

Múltiple ó principal:

El tamaño depende de las pérdidas de carga que se tengan y que deben limitarse. Puede ser cuadrado, rectangular o circular.



321

Los laterales no llevan pendiente.

La pérdida de carga en el lateral sin juntar, por fricción = $\frac{1}{3}$ de la pérd. ~~por fric~~ como si fuera tubería lisa.

$$h_f = \frac{1}{3} h_{f_t}$$

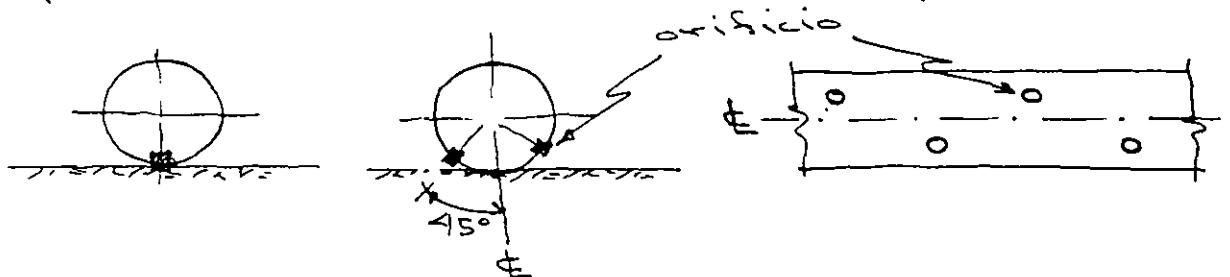
$$\left. \begin{matrix} \leq h \\ \text{grava} \\ \text{laterales} \\ \text{principal} \end{matrix} \right\} \leq \frac{1}{4} \text{ pérdida de carga en el lecho filtrante limpio}$$

En FILTROS RAPIDOS habrá que considerar que en operación de lavado, el dren maneja 4 a 5 veces el caudal de operación de entrada, y la hidráulica del sistema depende de la velocidad de lavado.

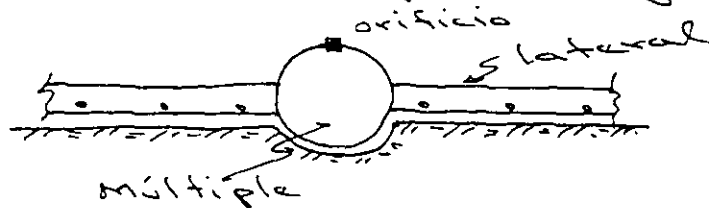
Hay diferentes sistemas de bajo-drenos:

Sistemas { laterales con orificios y múltiple
 Falsos fondos { losa porosa
 Vigas Leopold "A"
 Wheeler
 Universal Leopold
 losa con toberas
 etc.

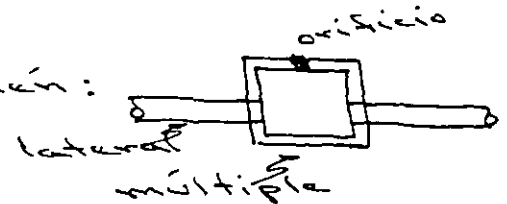
El sistema de laterales y múltiple se diseña como tuberías a presión con orificios, en los que estos se ubican directamente sobre el piso ó a 45° de la vertical del piso y en tresbolillo (mejor opción); en el múltiple los orificios van en la parte superior.



El múltiple recoge las tuberías laterales.



También:



Las tuberías son de acero galvanizado, asbesto-cemento, PVC reforzado.

Lo importante en la hidráulica de los bajo-drenos es valorar las pérdidas de carga.

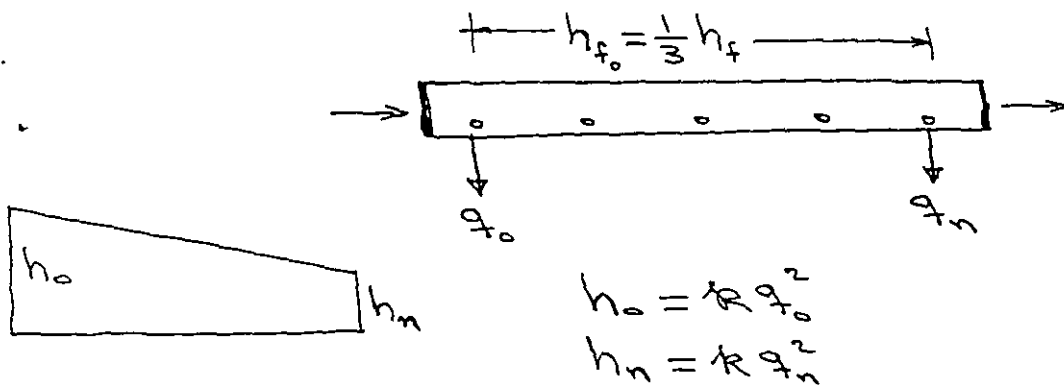
El gasto en un orificio:

$$q = C a_0 \sqrt{2gh}$$

C = coef. de desc. = 0.75

La pérdida de carga por fricción en una tubería con orificios es $\frac{1}{3}$ la pérdida sin orificios.

Por otro lado:



$$h_0 = K q_0^2$$

$$h_n = K q_n^2$$

Es deseable cumplir, para una buena equirrepartición:

$$\frac{q_n}{q_0} = m = 0.9 \text{ a } 0.99$$

$$\therefore \underline{q_n = m q_0} \quad \rightarrow \quad \underline{h_n = m^2 h_0}$$

P. ej., si se adopta $m = 0.9$
 $h_n = 0.81 h_0$

Considerando que:

$$h_0 = h_n + h_f$$

$$\therefore \underline{h_f = h_0(1 - m^2)}$$

Se recomienda que, para un buen diseño:
 "La pérdida de carga en el sistema de bajo dren (incluye el múltiple) sea igual o menor a $\frac{1}{4}$ de la carga disponible para lavado del filtro".

$$h_{\text{sist. de bajo-dren}} = \frac{1}{4} H_{\text{lavado filtro}}$$

Generalmente se tiene que H_t varía alrededor de 0.5 kg/cm^2 , por lo que, para un estimado, es válido tomar este valor para sacar la altura del tanque elevado, ó la carga de la bomba que se requiere (adicionar las demás pérdidas de carga).

Tasas usuales de retrolavado:

- Filtros rápidos de arena: 0.6 a 0.8 m/min.
(15 a 18 gpm/ft²)
- Filtros rápidos de lecho dual o múltiple: 0.7 a 0.9 m/min.
(17 a 22 gpm/ft²)

Recomendaciones para diseño de múltiple con laterales en filtros rápidos.

- 1.- Relación de área de orificios al área del lecho servido (área de filtración):

$$\frac{A_o}{A_f} = \frac{(2 \text{ a } 5) \times 10^{-3}}{1}$$

- 2.- Relación de área de ~~laterales~~ laterales a área de orificios:

$$\frac{A_l}{A_o} = \frac{2 \text{ a } 4}{1} \quad \begin{cases} 2:1 & \text{para } \phi_o = \frac{3}{4}'' \\ 3:1 & \text{para } \phi_o = \frac{1}{2}'' \\ 4:1 & \text{para } \phi_o = \frac{1}{4}'' \end{cases}$$

- 3.- Relación del área del principal al área de laterales servidos:

$$\frac{A_p}{A_l} = \frac{1.5 \text{ a } 3}{1}$$

- 4.- Relación de longitud de lateral a su diám.

$$\frac{L_l}{\phi_l} \leq 60$$

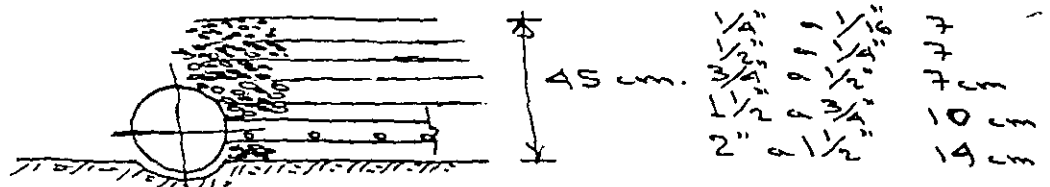
- 5.- Diámetro de orificios: 0.6 a 1.8 cm.
($\frac{1}{4}''$ a $\frac{3}{4}''$)

- 6.- Espaciamiento de orificios:

φ 0.6 cm	—	7.5 cm	
φ 1.2 cm	—	20 cm	@
φ 1.8 cm	—	30 cm	

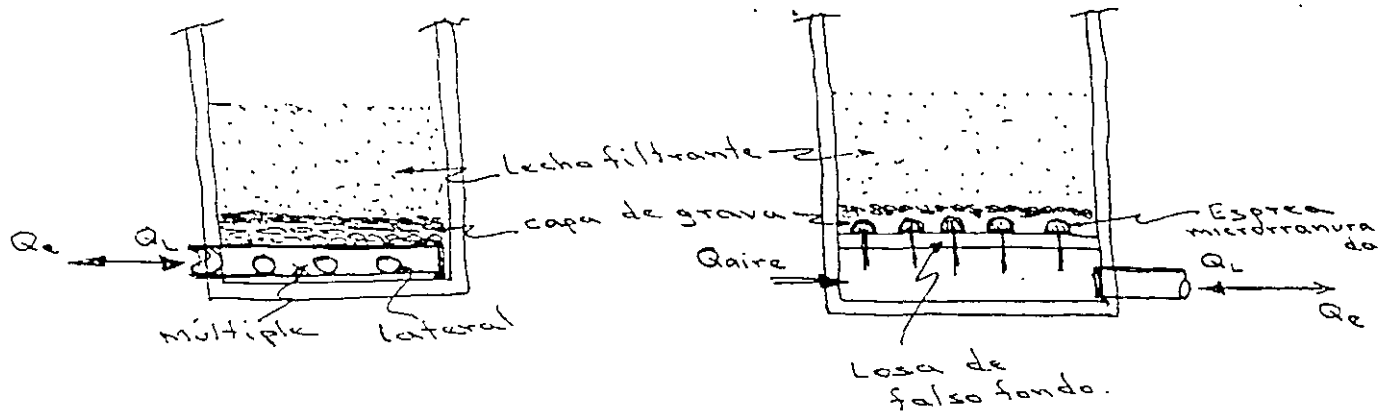
- 7.- Espaciamiento de laterales ≤ 30 cm @

El espesor de la grava se recomienda sea de 45 cm.



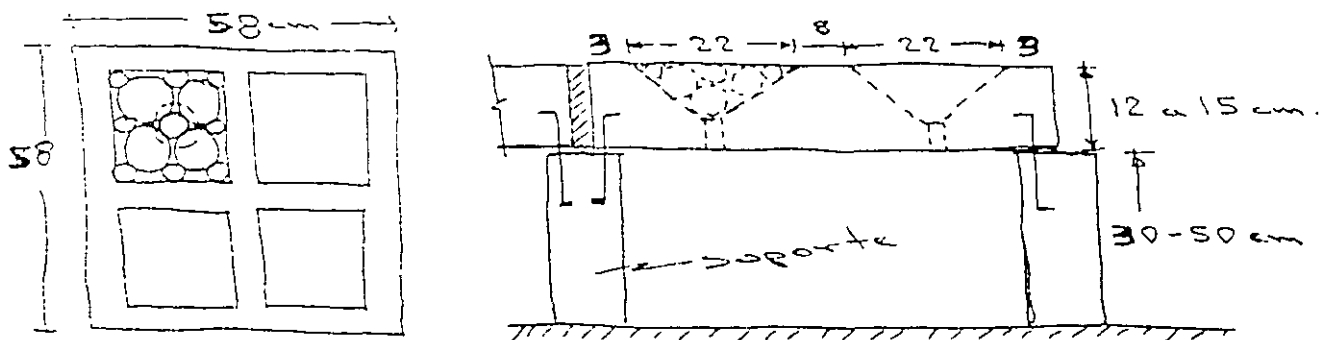
FALSOS FONDOS

Los múltiples con laterales se soportan en el piso (losa de fondo) del filtro, a diferencia de otros sistemas de distribución que constituyen o se soportan en "falsos fondos".



Entre los que constituyen o utilizan falso fondo: Wheeler, losa con espesas o toberas, losa porosa, Vigas Leopold, Universal Leopold, etc., pueden ser para lavado solo con agua (espesas de cola corta, vigas Leopold), o con agua-aire (espesas de cola larga, Universal Leopold, Losa porosa), aunque estas últimas pueden trabajar solo con agua.

Es.- Fondos Wheeler:



325

Esferas de porcelana:

- 5 de 3" $\frac{5}{8}$ "
- 1 de 1 $\frac{3}{8}$ "
- 8 de 1 $\frac{1}{4}$ "

Lecho de grava: $h = 30$ cm

- 6 cm $\frac{1}{4}$ " a $\frac{1}{16}$ "
- 7 " $\frac{1}{2}$ " a $\frac{1}{4}$ "
- 7 " $\frac{3}{4}$ " a $\frac{1}{2}$ "
- 10 " $1 \frac{1}{2}$ " a $3 \frac{1}{2}$ "

- Velocidades en lavados ascendentes...

Lavado solo con agua, para una expansión de lecho de 30 a 50% :

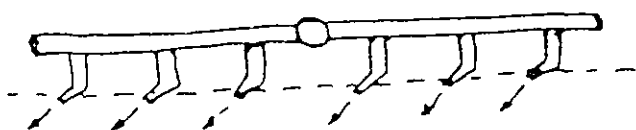
T.E (mm)	V (lps/m ²)
0.35 a 0.45	10 a 11
0.45 a 0.55	11 a 13
0.55 a 0.65	13 a 15
0.65 a 0.80	15 a 17

La presión a la entrada del filtro es aproximadamente de 0.45 Kg/cm²

El lavado ascendente, en plantas grandes, generalmente se complementa con una agitación superficial del lecho filtrante, y/o con inyección de aire ascendente.

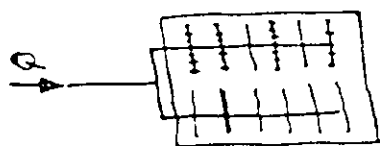
. Agitación o lavado superficial :

a) Sistema fijo (Boyles)



$$Q = 2.7 - 5.3 \text{ lps/m}^2$$

Presión = 1.5 a 1.8 Kg/cm² (en la descarga de chiflones)



b) Sistema móvil rotatorio (Palmer)



$$Q = 0.34 - 0.68 \text{ lps/m}^2$$

Presión = 3.5 - 5.3 Kg/cm²



Tiempo de lavado = 1 a 3 min., a partir de los cuales se continúa con el lavado común.

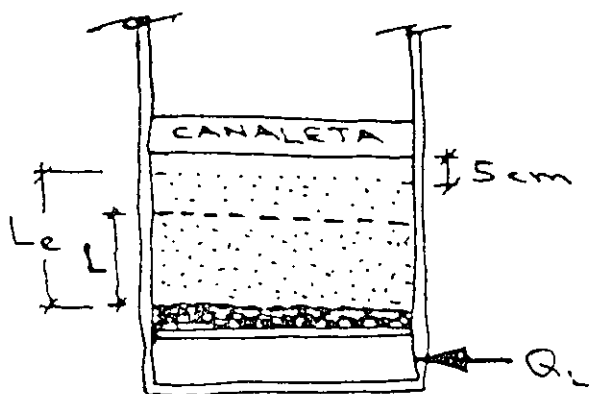
Para el lavado aire-agua :

$$Q_{\text{aire}} = 0.9 \text{ a } 1.5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{min}$$

$$Q_{\text{agua}} = 0.4 \text{ a } 0.7 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{min.}$$

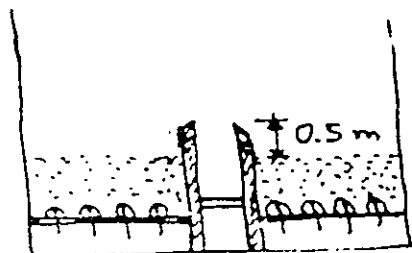
Las canaletas recolectoras del agua de lavado deben estar dispuestas de forma tal, que provean una velocidad ascensional uniforme en todo el lecho, y no se tire material filtrante (arena o antracita), sino únicamente impurezas.

En lavado de lechos fluidizados (lechos expandidos con agua, de arena o arena-antracita) generalmente se sigue el criterio: "El fondo de la canaleta estará 5 cm. arriba de la superficie del lecho expandido".



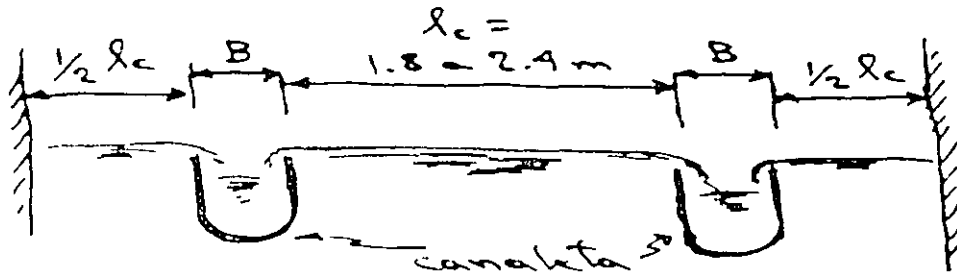
Otras recomendaciones indican que la cresta vertebral de la canaleta deberá estar 0.8 a 1.2 m. arriba del lecho filtrante de arena, y en caso de medio arena-antracita la distancia será de 1.1 a 1.2 m.

En el caso de lavado de lechos semi-fluidizados (lavado aire-agua) no se requiere de canaletas, pero la parte superior del muro del canal de drenaje estará 0.5 m. arriba del lecho filtrante.

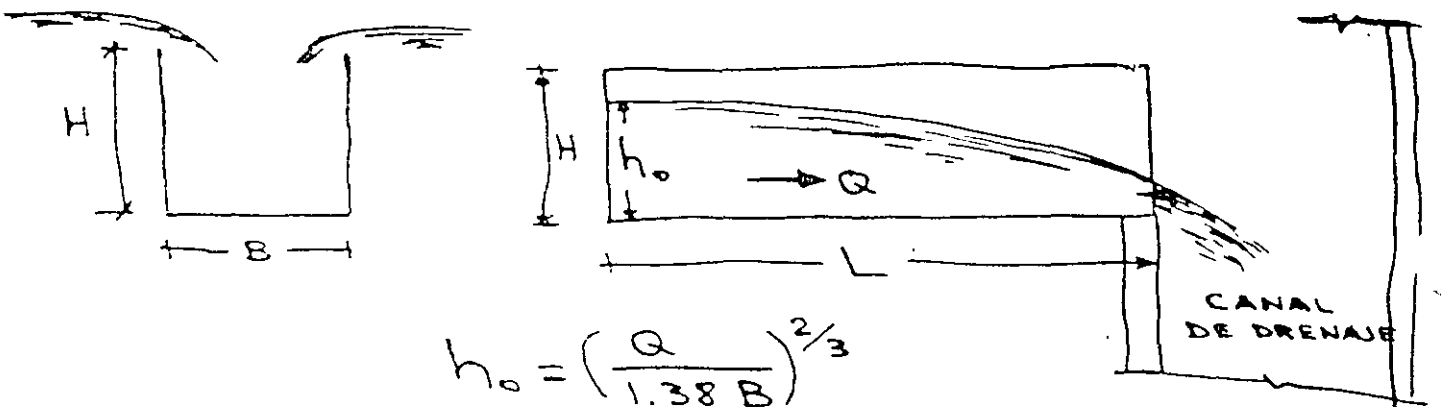


La separación libre entre canaletas se recomienda de 1.8 a 2.4 m. en lechos de arena, y de 1.8 a 3 m. en lechos de arena-antracita.

Las canaletas deben diseñarse para desahogar el caudal máximo de lavado esperado.



Para el dimensionamiento de la canaleta:



$$h_0 = \left(\frac{Q}{1.38 B} \right)^{2/3}$$

$$Q = \text{m}^3/\text{seg}$$

$$h_0 \text{ y } B = \text{m}$$

$$\underline{H = h_0 + 0.1}$$

En la caída a la canaleta:

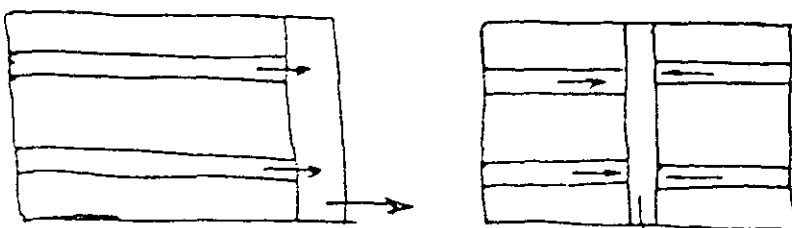
$$h_c = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3}$$

donde: $q = \frac{Q}{2nL}$

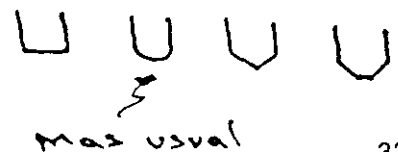


n = núm. de canaletas

Disposición:



FORMA:



SISTEMAS DE DRENAJE

El objeto de los drenes que se colocan en el fondo del filtro es doble.

1. Recolectar y extraer el agua filtrada
2. Distribuir uniformemente el agua de lavado en el lecho filtrante y el aire cuando este se usa. Cuando los drenes están mal diseñados y no distribuyen uniformemente el agua de lavado, desestratifican la grava causando pérdidas del medio granular y deficiente limpieza de los granos

Los sistemas de drenajes podríamos clasificarlos en tres tipos, así

Tipo	Clase o Nombre	Se usa para:
Tuberías perforadas	Para trabajo con grava Bloques Wagner Boquillas Patterson-Cand.	Agua sola (alta rata) Agua sola (alta rata) Agua y aire (baja rata)
Falsos fondos	Fondo Wecler Fondo Leopold (cerámico) Fondo Leopold (plástico) Boquillas Pre-fabricados	Agua sola (alta rata) Agua sola (alta rata) Agua y aire (alta rata) Agua y aire (baja alta rata) según diseño Agua y agua y aire (alta rata)
Placas porosas	Bloques carboníferos Concreto poroso	Agua sola (alta rata) Agua y aire (alta y baja alta rata)

Aunque el cuadro anterior no incluye todos los sistemas, vamos a estudiar los enumerados a título de ejemplo

Tuberías perforadas para trabajo con grava.

Es el sistema más antiguo de drenaje de los filtros. En la actualidad se lo puede fabricar en tubería de plástico para evitar la corrosión

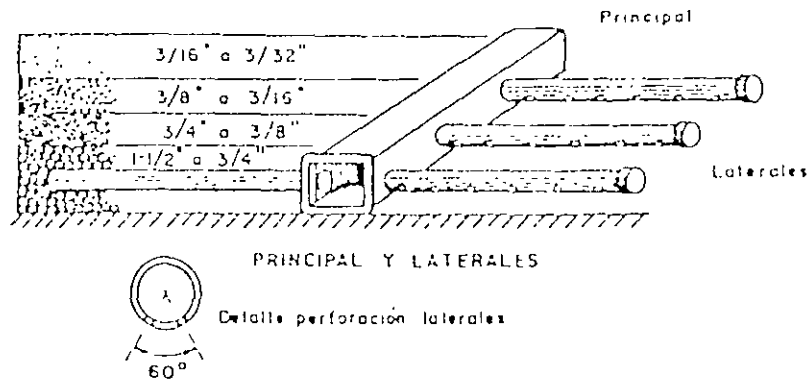


Fig. IX-23 Principal y laterales

Consiste en una tubería principal o matriz, a lado y lado de la cual se le pegan una serie de tubos laterales perforados. La superficie total de los orificios debe ser del 0.2 al 0.33 % del área filtrante y el diámetro de cada uno varía entre 6.5 y 15.8 mm, colocados a distancias entre 7.5 y 25 cm unos de otros. La distancia entre laterales es de 20 a 30 cm centro a centro y las perforaciones forman 30 a

lado y lado de la vertical. La altura de los tubos sobre el fondo del filtro debe ser de 3.5 cm. La relación de longitud de los laterales a su diámetro no debe exceder de 60. Por eso para una longitudinal de 1.0 m se usa $\phi = 2''$, para 1.5 m, $\phi = 2 1/2''$, para 2.0, $\phi = 3''$, y para 2.5 m $\phi = 3''$.

El inconveniente mayor de este sistema es la alta pérdida de carga (1.80 a 2.8 m) con que hay que diseñarlos para que distribuyan de manera uniforme el agua de lavado.

Las tablas IX-12 y IX-13, suministradas por Azevedo Netto, facilitan notablemente el diseño de este tipo de drenes, el cual se usa solo para lavado con agua, a velocidad alta.

Tabla IX-12 Pérdida de carga para diferentes diámetros de orificios y espaciamiento de laterales (Velocidad de lavado de 90 centímetros (según Azevedo Netto))

Orificios	Distancia entre orificios cms	Espaciamento entre laterales (eje a eje)										
		20 cm		25 cm		30 cm						
		S. 2. (1.27 cm)	G. 1. (0.76 cm)	S. 2. (1.27 cm)	G. 1. (0.76 cm)	S. 2. (1.27 cm)	G. 1. (0.76 cm)					
31.2	0.75	2.0	0.9	1.2	0.8	2.0	0.9	2.0	0.9			
6.3	1.5	7.5	6.5	0.23	2.6	5.5	0.28	3.4	4.4	0.34	4.0	
9.5	3.8	15.0	33	0.45	2.1	2.6	0.58	3.3	2.3	0.75	6.0	
12.7	1.2	20.0	25	0.60	1.3	2.0	0.75	1.8	1.5	0.94	7.5	
15.8	5.8	25.0								1.5	1.5	1.5

Tabla IX-13 Datos de diseño de tuberías perforadas para lavados (Según Azevedo Netto)

Área de los Filtros (m ²)	Gasto Máximo de Lavado l/s	Diámetro		Área (m ²)	Velocidades en el tubo (m/s)
		mm	pulg		
2.5	3.5	200	8	0.02	1.24
5.0	7.5	250	10	0.04	1.32
7.5	11.2	300	12	0.07	1.41
10.0	15.0	350	14	0.09	1.53
15.0	22.5	450	18	0.15	1.34
20.0	30.0	500	20	0.18	1.32
25.0	37.5	550	22	0.22	1.55
30.0	45.0	600	24	0.24	1.27
35.0	52.5	700	28	0.34	1.43
40.0	60.0	800	32	0.53	1.14
45.0	67.5	850	34	0.53	1.34
50.0	75.0	900	36	0.55	1.44

Tuberías perforadas para trabajo con bloques y grava

El más conocido de estos sistemas es el llamado bloque de Wagner. Este tipo de bloque es fabricado con concreto en varias dimensiones, para ser intercalados

1. Los bloques Wagner son patentes de Inilio H.

entre los laterales como indica la figura IX-24. El tamaño más pequeño es el de 10-3/8" x 9-5/8" que pesa 10 kilos por unidad. Se puede fundir en el sitio.

El objeto de los bloques Wagner es el de reemplazar el tipo de grava gruesa (2" a 3/4") y producir una más eficiente distribución de los chorros de agua proveniente de los laterales durante el lavado. Este sistema no se puede usar para lavado con aire.

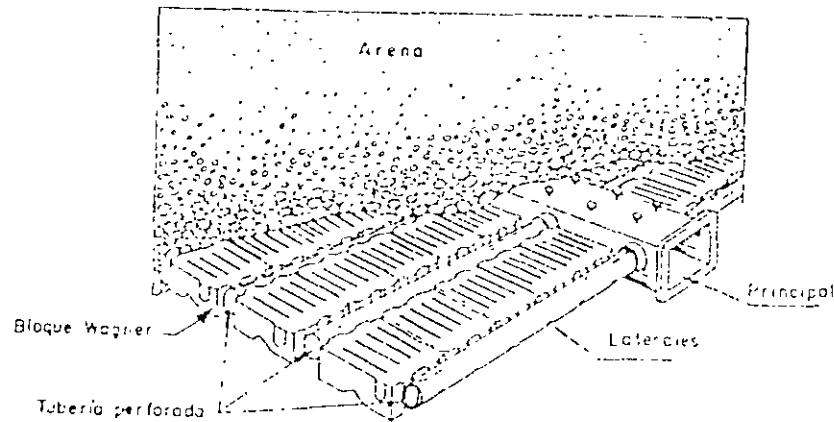


Fig. IX-24 Fondo de tubería con bloques Wagner (Cortesía de Infilco Inc.)

Boquillas plásticas, Patterson Candy

En un sistema de colector principal y laterales se puede colocar boquillas plásticas cada 15 cm centro a centro, para que trabajen con aire o con aire y agua⁵. Los tubos pueden ser de arcilla vitrificada o plásticos. Todos confluyen a un colector principal como indica la figura IX-25. Se usa para lavado de baja rata, primero aire y después agua.

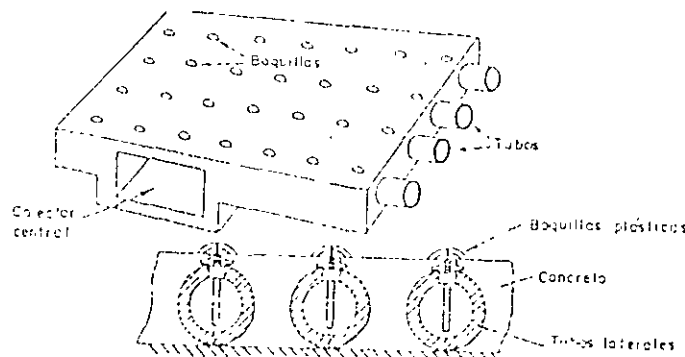


Fig. IX-25 Sistema de tuberías y boquillas (cortesía de Patterson Candy, Inc.)

5. Este tipo de fondo es patente de Patterson Candy Inc.

Fondo Weeler:

El fondo Weeler⁶ ha venido instalándose desde 1913. Consiste en una losa de concreto fundida a 10-50 cm sobre el fondo del filtro, provista de orificios troncocónicos por donde pasa el agua. Existen dos tipos básicos, (a) con losas prefabricadas y (b) monolítico fundido en el sitio. El primero consiste en losas prefabricadas de concreto de 0.60 x 0.60 y 0.10 m de espesor, las cuales tienen 9 depresiones troncopiramidales de 15 x 15 cm, en las que van colocadas 5 esteras de porcelana de 1-1/2" de diámetro. Requiere los cuatro lechos convencionales de grava. Las losas se pueden colocar sobre soportes de concreto anclados en ellas de 10 a 50 cm de altura.

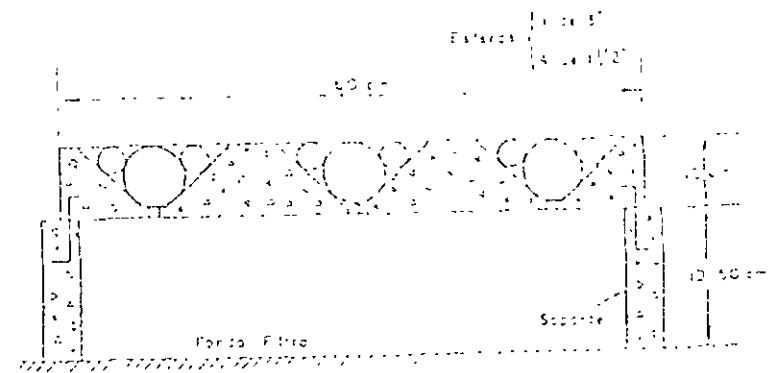
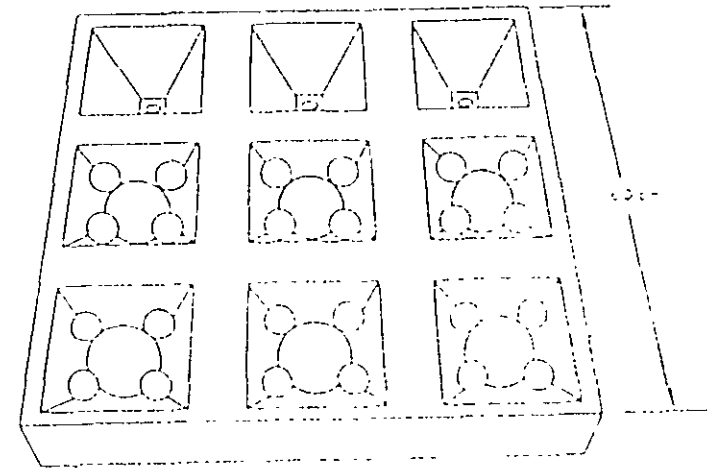


Fig. IX-26 Fondo Weeler (a) (b)

6. El fondo Weeler es patente de la compañía builder Products Co. Inc.

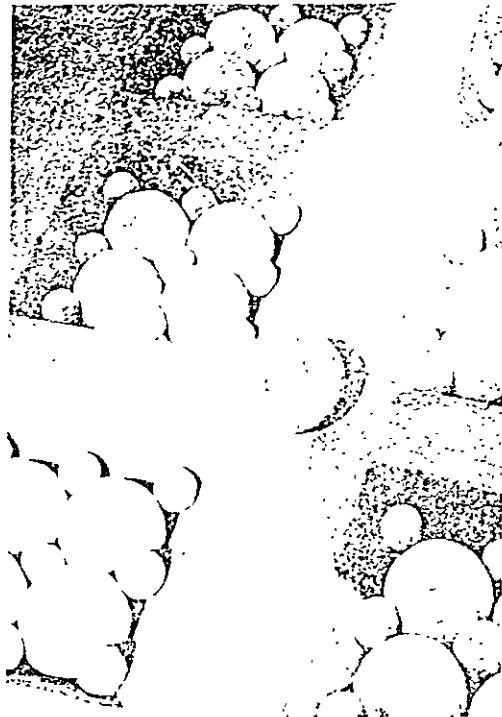


Fig. IX-26.a Fondo Wheeler (puede observarse el desgaste de las bolas por uso prolongado)

El segundo modelo para fundir en el sitio se hace con moldes suministrados por la compañía y es en todo semejante al prefabricado, sólo que el espesor de la losa es de 7" (17.6 cm) y las depresiones troncopiramidales son de 0.224 x 0.224 m con 14 esferas de porcelana, 5 de 3" (7.5 cm) y 8 de 1-1/2" (3.8 cm). Se usa para lavado con agua a alta rata. No sirve para lavado con aire.

Fondo Leopold:

Existen dos tipos. El cerámico y el plástico. El primero, ha venido instalándose desde 1926. Consiste en bloques de arcilla vitrificada refractaria a la corrosión, de 11" (27.9 cm) de ancho que están divididos en dos compartimientos. El inferior que sirve de conducto de distribución similar al sistema de principal y laterales, y el superior que se comunica con

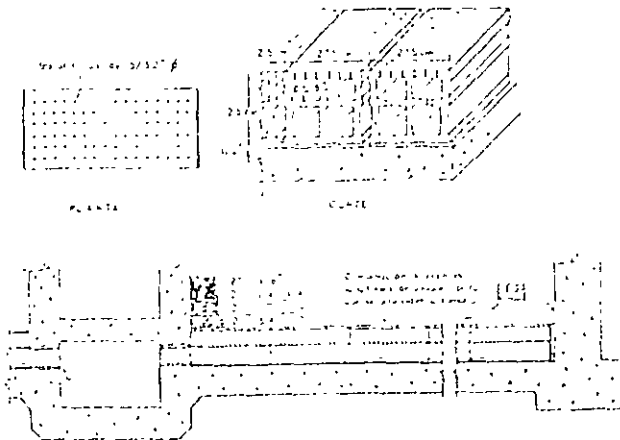


Fig. IX-27 Fondo Leopold (Cortesía de Leopold Co., Inc.)

el de abajo por un hueco de 1" (2.54 cm) de diámetro. En la cara que queda en contacto con la grava, hay 99 agujeros por bloque de 5/32", espaciados 3.1 cm centro a centro, que actúan a manera de criba para distribuir el agua de lavado. Con este tipo de drenes se puede disminuir el espesor de la grava dejando sólo los lechos más finos. Todas las filas de bloques se orientan a un conducto central de repartición. Los bloques se sientan sobre mortero. Al lado de cada fila se colocan varillas de 1/4" dejando 1" de holgura alrededor de cada pieza. El espacio se rellena con concreto o mortero, para hacer las uniones. Este fondo se usa exclusivamente para agua con alta rata.

El segundo es el Leopold Plástico, de reciente introducción que se lo usa para aire y agua a alta rata con posibilidad de inyección simultánea de ambos fluidos.

Su principio de funcionamiento es similar al de cerámica. Consiste en un elemento trapezoidal que divide en tres compartimientos la caja, cuyas dimensiones son: 10 5/8" (27 cm) por 12" (30.5 cm) y 3" (90 cm) de largo. El agua o el aire entran a la zona céntrica y pasan a los lados, a través de orificios pequeños para el aire en la parte superior y grandes para el agua en la inferior de los donde asciende hacia las boquillas plásticas que se encuentran en la tapa superior del bloque. Estos fondos producen menos pérdida de carga que los cerámicos pero son mucho más costosos. En consecuencia solo se pueden usar cuando se requiere lavado con agua y aire.

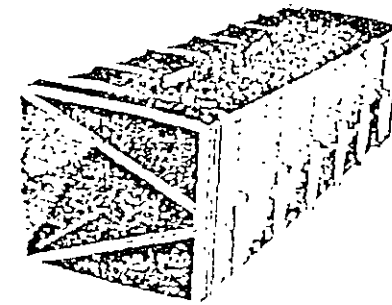


Fig. IX-28 Fondo Leopold de plástico para aire y agua. Cortesía de Leopold Co., Inc.

La pérdida de carga que producen los fondos Leopold se pueden calcular con la siguiente fórmula:

$$H = k \cdot Q^M$$

En donde,

H = Pérdida de carga, en pulgadas

Q = Velocidad de lavado, en gpm/ft²

k y M = Constantes que a saber es

Longitud del lateral en pies

	55	45	35	25	15
k (Plástico)	0.167	0.0919	0.119	1.0726	0.1651
k (Cerámica)	0.351	0.371	0.310	0.650	1.050
M (Plástico)	1.952	1.938	1.901	1.972	1.958
M (Cerámica)	1.850	1.730	1.550	1.300	1.200

7. El fondo Leopold es patente de F. B. Leopold Co., Inc., Zelenople, Pennsylvania (E. U. O.)

Boquillas:

Existe una gran variedad de boquillas, generalmente de plástico. Se colocan en el falso fondo del filtro según las instrucciones del fabricante. Se usan preferentemente para lavados con aire y agua y son por eso el sistema preferido por las compañías europeas. Producen altas pérdidas de carga y se las usa para baja rata, aunque las hay para alta rata. Las boquillas para baja rata no se las puede usar para alta rata porque producen unas pérdidas altísimas de carga.

En algunas de ellas, como se ve en la figura IX-28 b, el aire hace bajar el nivel del agua en el falso fondo o los laterales y puede así penetrar por el orificio o ranura, dejado en el vástago. Cuando se lava con agua la misma boquilla sirve para distribuir el flujo. Muchas boquillas son especialmente diseñadas para reducir o evitar los lechos de grava. Las boquillas tienen el inconveniente de obstruirse con facilidad debido a incrustaciones que se producen con el tiempo y que bloquean las finas ranuras de distribución, lo cual induce su rotura con las consiguientes molestias para su reemplazo.

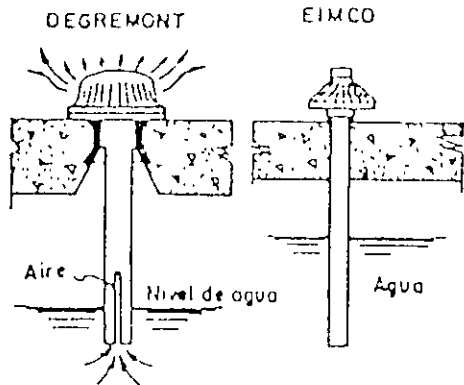


Fig. IX-28.b Muestros de boquillas

Fondos prefabricados

Se pueden también hacer fondos de concreto prefabricados para agua sola o para aire y agua, los primeros consisten en viguetas en forma de V invertidas, apoyadas a cada lado del filtro y atravesadas por segmentos de tubo o niples plásticos de 1/4" a 3/4" colocados cada 10 a 20 cm centro a centro. El espesor de las viguetas depende de la luz que haya que cubrir.

La parte interior de las pirámides se cierra con mortero para conseguir que toda el agua salga por los niples y se proyecte sobre la grava gruesa de 2" (tres filas de 2" y uno encima de 1") lo cual debe en lo posible ser especialmente seleccionada por su redondez y regularidad de forma. Bolas de vidrio porcelana o esteras plásticas rellenas con mortero 1-1, podría también usarse ventajosamente cuando se obtiene a un precio razonable.

Según el espaciamiento entre orificios se produce más o menos pérdida de carga, como lo muestran las curvas de la figura IX-29, obtenidas en el laboratorio Nacional de Hidráulica de Lima, Perú.

Los prefabricados para aire y agua consisten en viguetas con boquillas hechas con niples de 1" de diámetro de PVC provistos de un tapón hembra en uno de sus extremos, el cual lleva dos o cuatro perforaciones de 1/4". El aire entra por la ranura de 1 mm de ancho practicada en su extremo inferior y el agua a través de los niples para ser distribuida por los orificios del tapón. Conviene dejar bajo las viguetas un anillo de tuberías perforadas para introducción del aire. El cálculo de pérdidas de carga debe ser hecho en forma cuidadosa. Este sistema de drenaje se usa para baja pérdida de carga y alta rata de lavado.

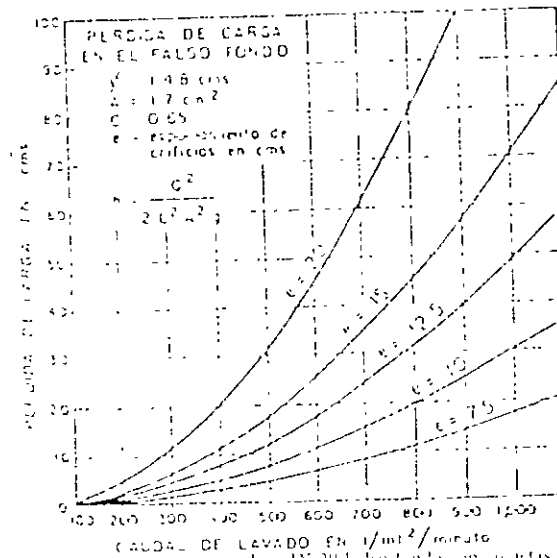
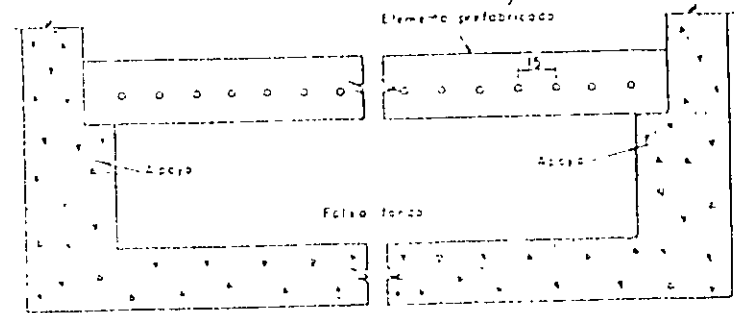
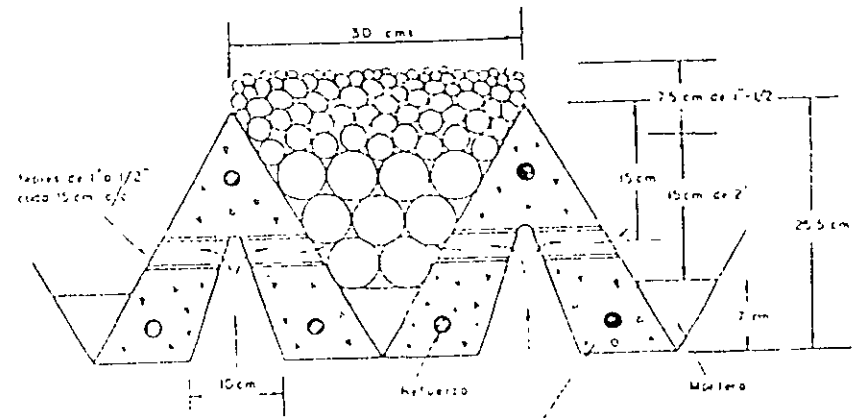


Fig. IX-29 Falso fondo con viguetas prefabricadas

Tanto las viguetas para lavado con agua de alta velocidad como para lavado con aire y agua, se deben utilizar exclusivamente para baja pérdida de carga debido

a que no van ancladas a las paredes del filtro. Nunca se deben usar viguetas para lavado con bomba o con tanque elevado, porque la presión las puede descolocar, a no ser que se tomen precauciones especiales (Véase la figura IX-30).

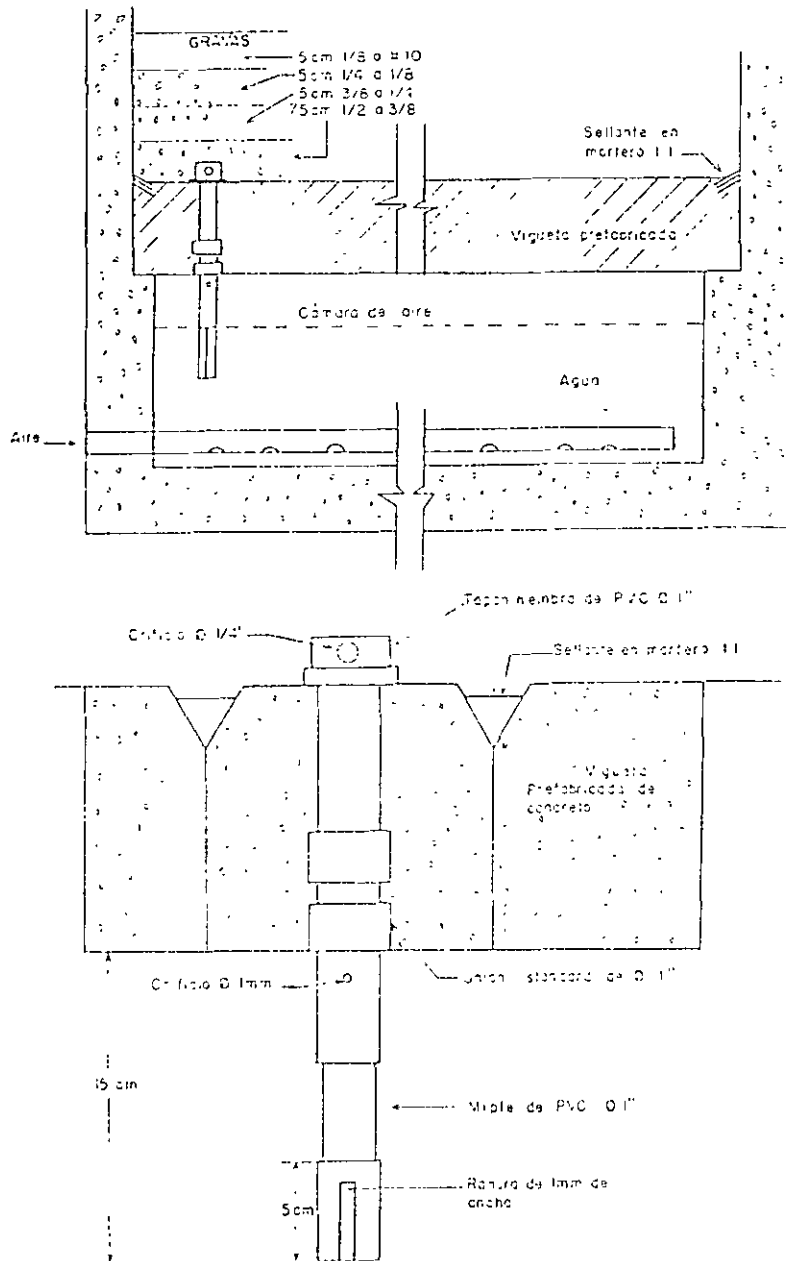
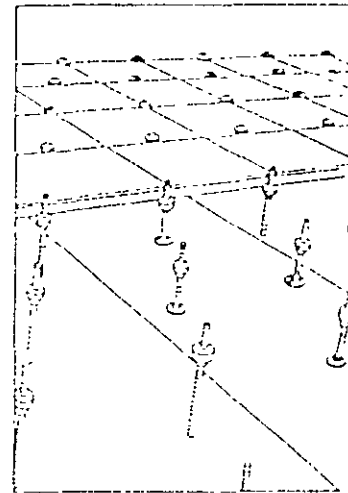


Fig. IX-30 Sistema de drenaje prefabricado para aire y agua

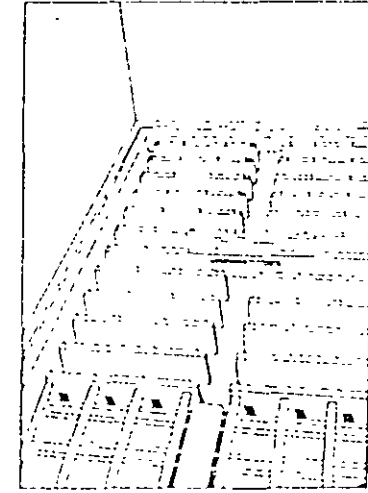
Placas porosas

Las hay de dos tipos. Las Carborundum y las de concreto poroso

Las placas carborundum son bloques prefabricados con granos relativamente grandes de óxido de aluminio, mezclados con cerámica y fundidos a 1200 C. Dichas placas que vienen utilizándose desde 1934 se pueden obtener en varias dimensiones (la más común es de 30 x 30 cm) y se colocan sobre soportes metálicos o de concreto a una altura de 20 a 60 cm, como indica la figura IX-31. Como la porosidad de las placas es similar a la de la arena torpeda, no es necesario usar grava, lo que evita la desestratificación de los lechos de soporte y la consiguiente pérdida del medio filtrante. Su principal desventaja es su fragilidad y la posibilidad de obstrucción de los poros con el tiempo, lo que ha sido su principal inconveniente, motivo por el cual poco se usan en la actualidad. Estos sistemas de drenaje se usan sólo para lavado con agua de alta velocidad.



a) Sistema de tres soportes



b) Soportes en vigas de concreto

Fig. IX-31 Laboratorio de compiles porosis (Compañía de Carbón - Lim Co.)

Las placas de concreto poroso son, en cambio, una solución alternativa. Consisten en lozetas prefabricadas de concreto hechas con grava de 1.4" a 1.8" y cemento Portland sin arena ni finos de ningún tipo. El espesor de las lozetas es de 4.5 cm y si se fabrica adecuadamente producen pérdidas de carga inferiores a 6 cm para velocidades de flujo de 0.6 m/min. Para esto debe emplearse poca agua en el fraguado (mezcla seca) y evitar que en la formaleta se produzcan costuras de cemento en la cara inferior de la lozeta, lo que los vuelve prácticamente impermeables.

La manufactura debe ser realizada, por eso, con un estricto control de calidad. Como la permeabilidad de estos elementos es muy variable deben colocarse sobre placas sólidas de concreto reforzado, perforadas con orificios de 1/2" que produzcan alrededor de 0.30 cm de pérdida por fricción como muestra la figura y que les sirvan de soporte, pues las lozetas no pueden resistir carga estructural

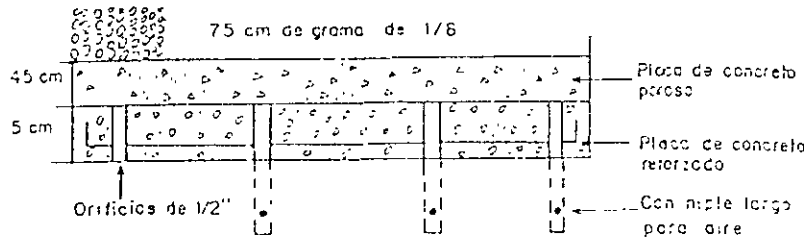


Fig. IX-32 Lozetas prefabricadas porosas

Siendo la pérdida en los orificios mucho más grande que en las lozetas porosas, la variación en la permeabilidad no afecta mayormente la distribución del agua de lavado. Este sistema de drenaje se usa con solo 7.5 cm de grava de 1/8" lo que disminuye la altura de la caja del filtro. No deben emplearse con aguas altamente corrosivas a no ser que se emplee para su construcción cemento especial resistente al ataque por ácidos

En los orificios pueden colocarse tubos de plástico de 1/2" con sus respectivos orificios, si se quieren usar para lavado con aire y agua. De lo contrario deben utilizarse para agua sola

Hidráulica de la distribución del agua

La teoría de los múltiples debe aplicarse al cálculo de los sistemas de drenaje en forma similar a la explicada para la extracción de lodos en los sedimentadores. La diferencia con dicho caso es que los drenes del filtro se diseñan no para succionar agua de manera uniforme por todos los orificios, sino para inyectar el flujo de lavado. La igualdad con la cual distribuyan dicho flujo va a depender de la velocidad y sección que se de al ducto distribuidor. Véase la figura IX-33

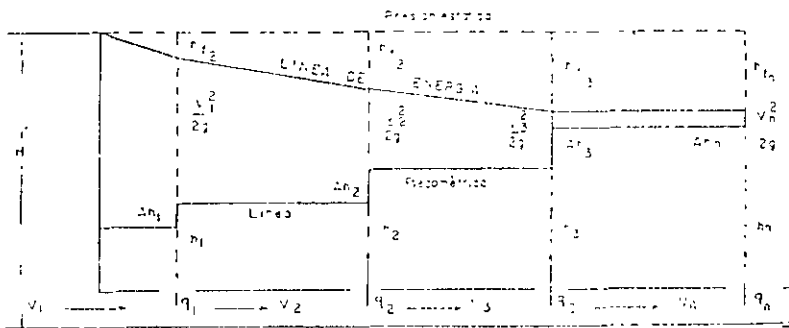


Fig. IX-33 Presiones en un múltiple distribuidor de agua

Considerando una carga H sobre un múltiple en cada orificio distribuidor se cumplirá que

$$H = h + \frac{v^2}{2g} + hf$$

En donde,

h = Altura piezométrica hasta donde teóricamente levelada la resistencia del aire) subirá el chorro de agua si se los dejara fluir libremente

$\frac{v^2}{2g}$ = Carga de velocidad

hf = Pérdida por fricción

Como a medida que va saliendo por los orificios los caudales q_1, q_2, q_3, q_n , las velocidades v_1, v_2, v_3, v_n van a ir disminuyendo en el ducto, las alturas piezométricas h_1, h_2, h_3, h_n van a ir aumentando en un valor de $\Delta h_1, \Delta h_2, \Delta h_3, \Delta h_n, \dots$, a lo largo del múltiple.

Esto implica que el gasto y la presión de salida en los orificios va a ser mayor en los del extremo opuesto a la entrada del flujo que en los del comienzo, a no ser que las pérdidas h y las cargas de velocidad $\frac{v^2}{2g}$ se balanceen hasta producir una línea horizontal

Para solucionar este problema existen tres alternativas

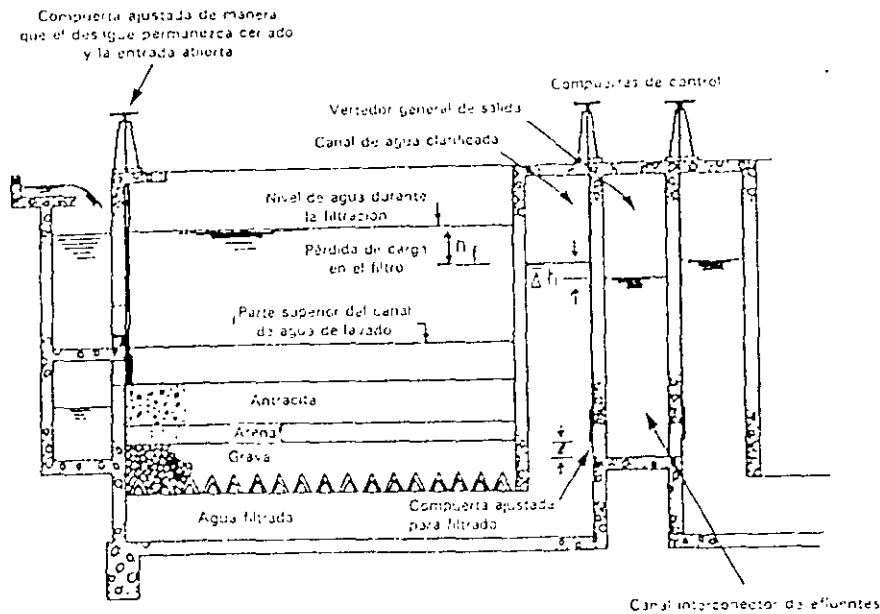
- La disminuyendo el diámetro de los orificios distribuidores a lo largo del múltiple. Lo que no siempre es práctico dado el gran número de orificios que hay en un sistema de drenaje de un filtro
- Incrementar en tal forma las pérdidas de carga en los orificios distribuidores que las pérdidas por fricción en el ducto no tengan un influjo mayor en la equipartición de los flujos (Ver figura IX-34 (b)) O sea hacer:

$$h_{or} > \frac{v^2}{2g} + hf$$

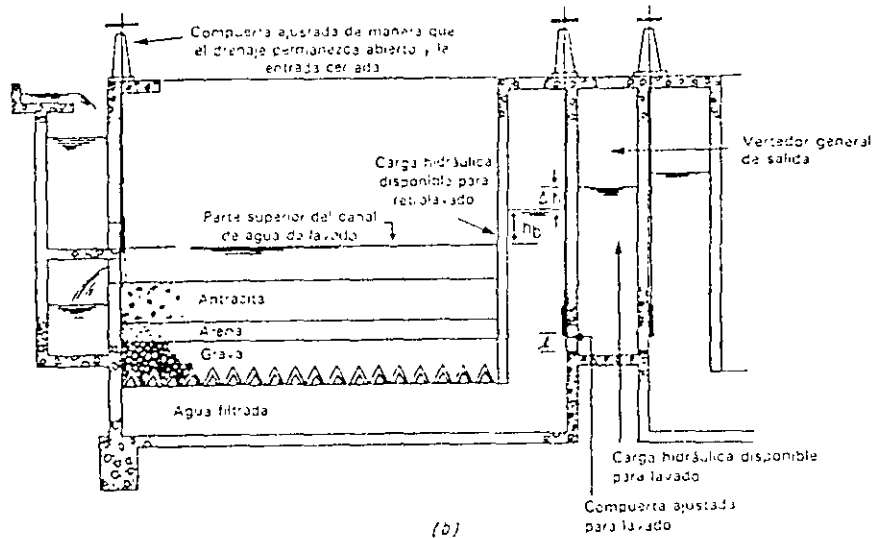
Esta es la solución adoptada en la mayoría de los drenes patentados que producen pérdidas de carga entre 0.90 y 1.80 m. En este caso el área total de los orificios debe ser del orden de 0.4 el área del múltiple distribuidor

- Disminuir la velocidad de transporte del agua en el ducto de tal manera que la carga de velocidad $\frac{v^2}{2g}$ y la fricción hf sean muy pequeñas, tanto que aunque las pérdidas en los orificios sean bajas (0.25 a 0.35 m) las h y las fricciones en el ducto sean poco significativas, con lo que se garantiza una relativa horizontalidad de la línea piezométrica. Este es el sistema utilizado en los filtros de lavado maturo que deben trabajar con baja pérdida de carga durante el lavado para no aumentar la profundidad de la caja del filtro. (Ver figura IX-34 (c))

La correcta distribución del flujo ascendente es esencial para evitar el movimiento y la desestratificación de las gravas de soporte del lecho. Cuando estas se desplazan la arena se cuele por entre ellas y se pasa al dren lo que crea diversos inconvenientes que pueden conducir (según su cantidad) a la reconstrucción total del filtro



(a)



(b)

Figura 8.25 Celda típica de filtración con control de compuerta de salida mostrando los niveles durante a) filtración y b) retrolavado Fuente Arboleda, 1973.

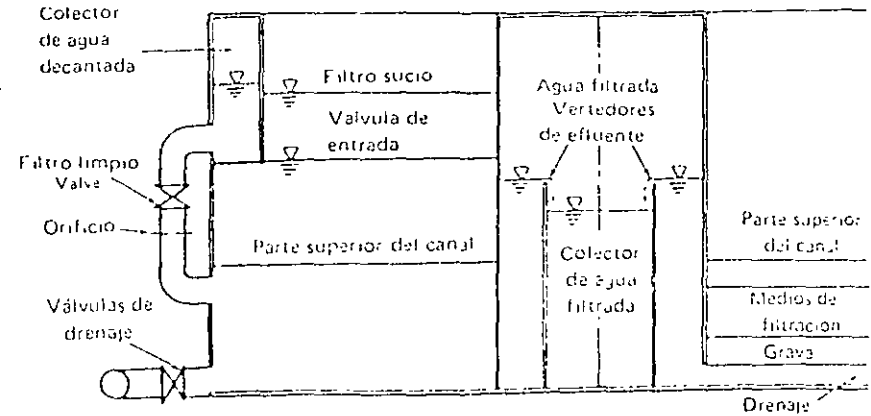


Figura 8.26 Sistema de filtración de velocidad declinante con influente controlado en la planta de Cali, Colombia Fuente Hudson, 1981.

rir hasta 300 vueltas del volante y varios minutos para abrirse totalmente. Por lo tanto, es más conveniente una válvula de mariposa.

Hudson (1981) diseñó un sistema de filtración de lavado interno de velocidad declinante en el cual se restringe el gasto a la entrada y en lugar de compuertas se utilizan válvulas de mariposa. Este diseño se utilizó para la planta de tratamiento en Cali, Colombia. En la figura 8.26 se muestra un esquema de una celda de filtración típica. Los filtros reciben agua de un canal de entrada relativamente profundo, cada uno con una válvula de mariposa y un orificio reductor. Igualmente, cada celda cuenta con una válvula de drenaje. El agua filtrada se descarga sobre un vertedor efluente común. Hudson afirma que las ventajas de este tipo de sistema son las siguientes:

1. La reducción en la entrada permite que se aplique un gasto variable al sistema y proporciona además una velocidad de filtración declinante a través de cada filtro a medida que progresa la filtración.
2. La estructura valvular sólo se requiere a la entrada para regular el suministro de agua para la operación de retrolavado.
3. Las válvulas de mariposa son más simples y más rápidas de operar que las compuertas y requieren poco mantenimiento. Además generalmente son menos caras.

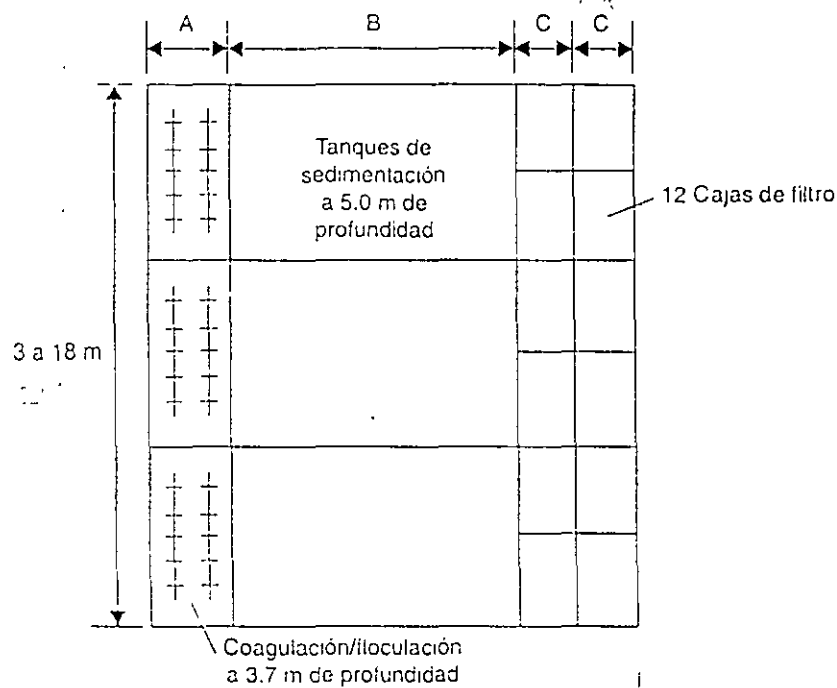


Figura 11-7

$$\frac{2749.9}{18 \times 5.0} = 30.6 \text{ m}$$

Cada filtro maneja un doceavo del gasto total, o 5,729 L/min. Por tanto, el área necesaria en cada filtro es

$$\frac{5729}{110.0} = 52.1 \text{ m}^2$$

y la longitud de cada caja de filtro (C) es

$$\frac{52.1}{9.0} = 5.9 \text{ m}$$

Comentario: En la práctica se acostumbra prever la satisfacción de la máxima demanda diaria con cualquiera de las unidades fuera de servicio. En este caso probablemente se construiría un exacto conjunto de tanques en paralelo. Como alternativa, cada uno de los tres conjuntos de tanques se pudo haber proyectado para dar cabida al 50% de la máxima demanda diaria. La disposición de las unidades es compacta y simétrica por varias razones

- Para asegurar un flujo uniforme con el menor número de cambios de dirección y por tanto la menor turbulencia posible
- Para permitir la construcción económica de paredes comunes y simplificar la inclusión de la planta en un edificio
- Para permitir la fácil interrupción de una corriente en paralelo para su mantenimiento mientras las otras unidades abastecen la demanda
- Para facilitar la futura expansión de la planta

Ejemplo

La figura 11-7 es un plano de una planta de tratamiento de agua propuesta para la ciudad de 100,000 habitantes del ejemplo 11.1. El tiempo de retención para la coagulación/floculación es de 25 min, y el tanque (A) tiene una profundidad de 3.7 m. El tiempo de retención en el tanque de sedimentación (B) es de 2 h, y la profundidad del tanque es de 5.0 m. El gasto a través de los filtros (C) es de $1.1 \text{ m}^3/\text{min} \cdot \text{m}^2$. Seleccione las dimensiones apropiadas para las unidades. Los tres conjuntos paralelos de tanques proporcionan flexibilidad de operación.

Solución La rapidez de procesamiento que se requiere es la tasa diaria máxima para la ciudad del ejemplo 11.2, o $99 \times 10^6 \text{ L/día}$. Cada tanque maneja un tercio de este flujo, o $33 \times 10^6 \text{ L/día}$ ($22,916 \text{ L/min}$). En consecuencia, la capacidad que se requiere para el tanque de coagulación/floculación es de

$$\begin{aligned} 25 \text{ min} \times \frac{22,916 \text{ L}}{\text{min}} &= 572.9 \times 10^3 \text{ L} \\ &= 572.9 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

De modo que el ancho del tanque de coagulación/floculación (A) es

$$\frac{572.9}{18 \times 3.7} = 8.6 \text{ m}$$

La capacidad necesaria del tanque de sedimentación (B) es

$$120 \text{ min} \times \frac{22,916 \text{ L}}{\text{min}} = 2749.9 \times 10^3 \text{ L} = 2749.9 \text{ m}^3$$

Por tanto, la longitud del tanque de sedimentación (B) es



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

MÓDULO II

**DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS
POTABILIZADORAS**

TEMA

DESINFECCIÓN

**EXPOSITOR: MSP. RAFAEL LÓPEZ RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2002**

El cumplimiento de las normas de calidad es responsabilidad del que suministra el agua.

La Desinfección se lleva a cabo para matar los organismos patógenos a diferencia de la esterilización que elimina todos los microorganismos

Necesidades de tratamiento depende de la calidad del agua cruda y las normas a cumplir

" Toda agua para uso y consumo humano (potable) se tendrá que tratar en mayor o menor grado y con un mínimo desinfectante "

Para evitar enfermedades entéricas que se transmiten a través del agua (no enfermedades hídricas):

- a) Selección cuidadosa de la fuente.
- b) Protección de la fuente
- c) Desinfección

La desinfección es un proceso fundamental de potabilización del agua, elimina los organismos patógenos, por lo que garantiza la calidad bacteriológica (sanitaria)

MÉTODOS

FÍSICOS

1º Calor.- Es muy efectivo pero no deja acción residual, caro e impráctico para grandes volúmenes hoy que poner el agua en ebullición de 20 a 40 min.

3º Rayos Ultravioleta.- Emitidos por lámparas de vapor de

de sodio, construida de cuarzo es muy efectivo, destruy. bacterias, virus, esporas, etc. pero no deja residual y efecto es instantaneo

3= Membranas, por ejemplo osmosis inversa, tampoco deja residual

QUÍMICOS

4= Aditivos de productos químicos oxidantes:

- Halógenos (Cloro, yodo, bromo, fluor)
- Ozono
- Permanganato de potasio
- Peróxido de hidrógeno

Lo que mas se utiliza es el cloro, por económico y deja residual

El ozono tambien es muy efectivo, elimina color y sabor, pero es caro aun y no deja residual

CLORO (desinfectante) $\left\{ \begin{array}{l} \text{Gas} \\ \text{Hipoclorito} \left\{ \begin{array}{l} \text{sodio - liquido} \\ \text{calcio - } \left\{ \begin{array}{l} \text{polvo} \\ \text{granular} \\ \text{pastillas} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$

DIOXIDO DE CLORO

El cloro gas es amarillo verdoso. A presión se convierte en líquido de color ambar. Es muy tóxico y corrosivo (en presencia de humedad).

PRESENTACION $\left\{ \begin{array}{l} \text{Cilindros } 68\text{Kg} \\ \text{Tanques } 908\text{Kg} \end{array} \right.$

APLICACION $\left\{ \begin{array}{l} \text{solución} \\ \text{gas directamente} \end{array} \right.$

tiene cloro libre activo el 98% para fines prácticos se considera al 100%

Tomando logaritmos en la expresión (XI-3):

$$t = -\frac{2,303}{K} \log \frac{n}{n_0} \quad (XI-4)$$

Por tanto, según este modelo, el tiempo necesario para matar un determinado tipo de organismos con un desinfectante es directamente proporcional al logaritmo de la relación de organismos remanentes (n) sobre organismos iniciales (n_0). En consecuencia, al graficar en papel semilogarítmico el tiempo de contacto vs. el porcentaje de organismos sobrevivientes, obtendremos una línea recta en los casos en que se cumple la Ley de Chick, como los muestra la figura XI-6.

Sin embargo, no siempre el proceso de destrucción de microorganismos es una reacción de primer orden, y por tanto se presentan frecuentemente desviaciones a la Ley de Chick. Por ejemplo, la eliminación de quistes de *E. histolytica* con cloro libre y yodo tiene una cinética de primer orden, pero la supervivencia de bacterias entéricas, así como de algunos virus no sigue dicho comportamiento, pues la rata de destrucción ($\log n/n_0$) aumenta o disminuye con el tiempo debido: (a) a la presencia de sustancias interferentes que impiden mantener un residual adecuado con ciertos desinfectantes, (b) a errores experimentales, (c) a distinta susceptibi-

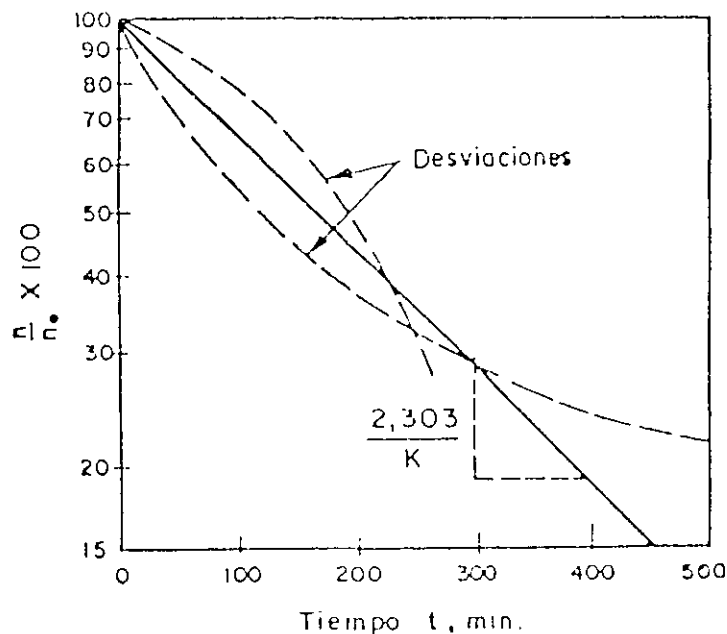


Fig. XI-6 Representación gráfica de la ley de Chick

lidad de los organismos; (d) a mezcla inapropiada de los desinfectantes con el agua, (e) a existencia de colonias de bacterias de tamaños variados que establecen una concentración desuniforme de los organismos en el líquido

Por tanto, la Ley de Chick tiene más que todo valor de referencia para evaluar el comportamiento de un determinado proceso de desinfección, en donde se conoce n/n_0 y se quiere calcular la constante de la desinfección (K)

Factores que influyen en la desinfección

Por ser la desinfección una reacción, depende de los siguientes factores:

1. Relación concentración-tiempo
2. Temperatura.
3. Potencial hidrógeno o pH.
4. Numero y tipo de organismos

1. Relación concentración-tiempo

La eficiencia de la desinfección depende de la relación entre el tiempo de contacto y la cantidad de desinfectante dosificado. Una alta concentración necesita menos tiempo para matar el 100% de los organismos que una concentración débil. Según sea el desinfectante decrecerá más o menos rápidamente el poder bactericida, a medida que se va disminuyendo la concentración.

El tiempo de contacto t necesario para matar un determinado número de organismos viene dado por la expresión de Watson

$$t = \frac{K}{C^n} \quad (VI-6)$$

Donde,

K = Constante de la desinfección

C = Concentración del desinfectante, en mg/l

n = Coeficiente que expresa la eficiencia bactericida del desinfectante y que se conoce como el coeficiente de disolución

El valor de K ha sido evaluado para distintos microorganismos y desinfectantes, lo que permite conocer la relación concentración-tiempo necesario para realizar la desinfección

2. Temperatura

Las bacterias pueden vivir sólo a determinadas temperaturas, generalmente entre $5^{\circ}C$ y $50^{\circ}C$. Igualmente, estas influyen en la rapidez con que una sustancia reacciona.

Es lógico, por tanto, que la desinfección sea afectada por este factor. En términos generales, cuanto más caliente esté el agua tanto más eficiente y rápida será la desinfección, y por tanto la constante K aumentará

Se ha encontrado la siguiente expresión para relacionar la constante K a la temperatura considerada, con el valor de la misma a 20°C :

$$K = K_{20} (1 + 0)^{T-20} \quad (X7-6)$$

Donde,

K = Constante de la desinfección a $T^{\circ}\text{C}$

K_{20} = Constante a 20°C

T = Temperatura en $^{\circ}\text{C}$

0 = Factor que varía entre 0.06 y 0.08

3. Potencial hidrógeno - pH

Las bacterias son altamente susceptibles al pH como a la temperatura. Los potenciales muy altos o muy bajos le son fatales. Como lo muestran las figuras XI-7 y XI-8, la *E. Coli* a $\text{pH} = 12$ y la *Salmonella* a $\text{pH} = 11$, sobreviven menos de 8 horas.

Los virus a un pH menor a 4 y mayor a 10 sobreviven solamente horas. El pH óptimo de los microorganismos está alrededor de 7.

En igual forma, la actividad de los desinfectantes químicos depende del pH del agua. Generalmente cada desinfectante presenta un rango de pH en el cual tiene su máxima efectividad, lo cual constituye su característica. A partir de este punto la eficiencia decrece para una misma dosis, un mismo tiempo de contacto y una misma temperatura.

4 Número y tipo de organismos

El número de organismos presentes en el agua no afecta el proceso de desinfección. La misma concentración y tiempo de contacto del desinfectante se necesitan para matar una gran cantidad de microorganismos que una pequeña siempre y cuando la temperatura y el pH sean los mismos. El tipo de microorganismos en cambio sí influye notablemente en los resultados, pues la sensibilidad de cada especie varía según el desinfectante.

Modos de desinfección del agua

La desinfección la podemos dividir en natural y artificial.

La primera se refiere a la muerte progresiva de las bacterias, producida por agentes naturales tales como la luz solar, la sedimentación, la filtración en las capas arenosas del suelo, o la estabilización de la materia orgánica que disminuye la reserva de alimento para los microorganismos.

La desinfección artificial puede realizarse mediante agentes físicos o químicos. Los agentes físicos más importantes son: El calor y los rayos ultravioletas. Los agentes químicos más importantes son. Los halógenos (cloro, bromo y yodo), la plata ionizada y el ozono.

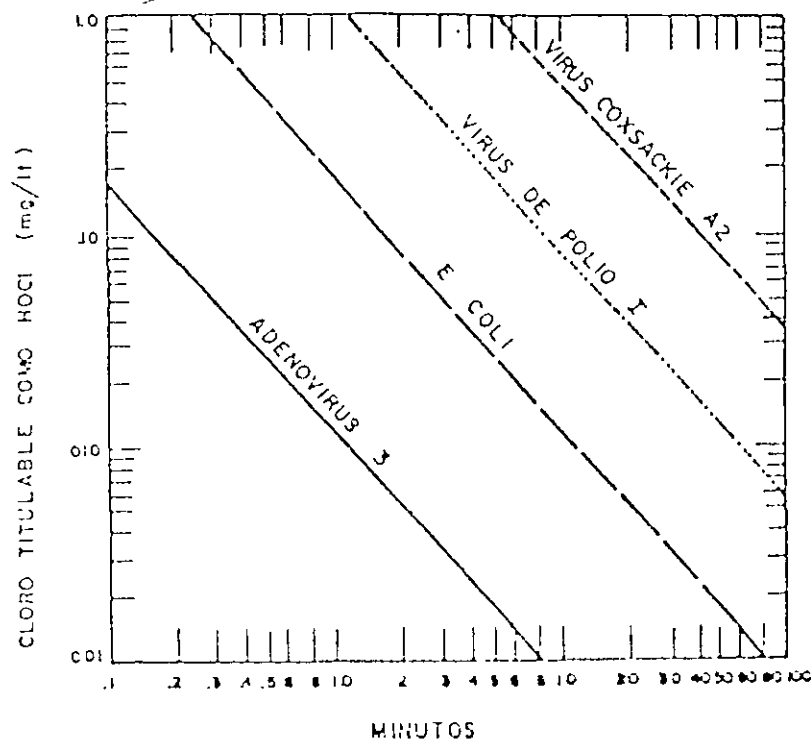


Fig. XI-7 a Relación entre concentración y tiempo que el ácido hipocloroso (HOCl) destruye diferentes microorganismos a 15°C (Lega, Berg)

DESINFECTANTES FISICOS

Rayos ultravioletas

Se hace pasando una lámina de agua delgada bajo una fuente de rayos ultravioleta. La penetración de los rayos así como la eficiencia de la desinfección, depende de la turbiedad del líquido. Se usa principalmente en piscinas. No da un efecto residual, ni se puede determinar en el agua la cantidad aplicada en forma fácil. No es aconsejable para acueductos.

Calor

Es principalmente un sistema de desinfección doméstico no aplicable a plantas de purificación.

Quince o veinte minutos a temperatura de ebullición son suficientes para destruir cualquier microorganismo patógeno. El agua, sin embargo, adquiere un sabor peculiar debido a la expulsión de los gases por el incremento de temperatura.

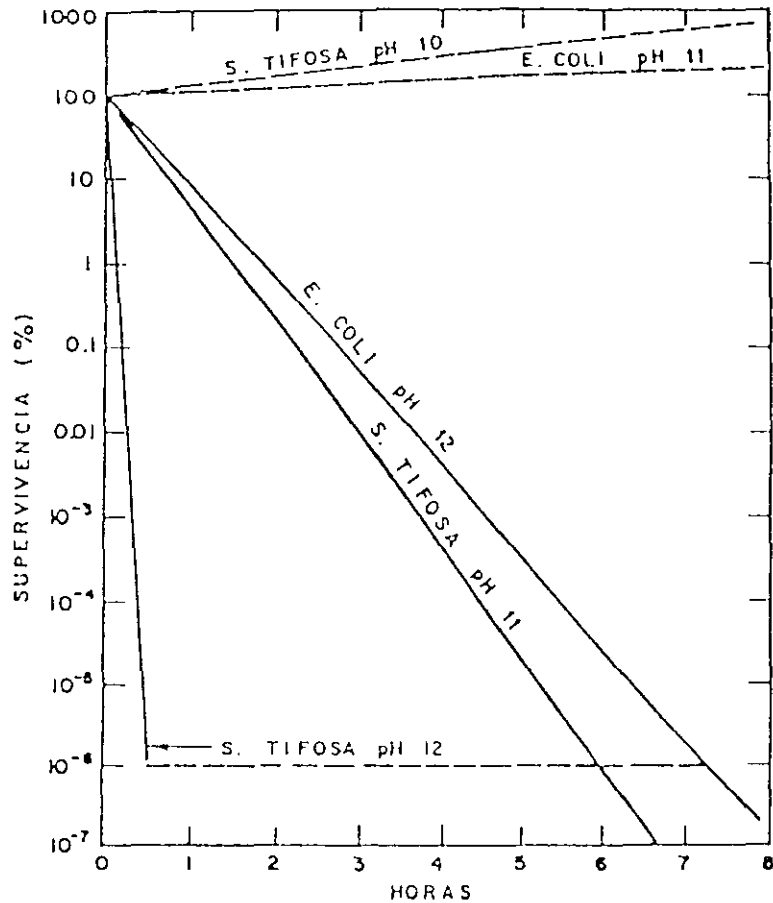


Fig. XI-7 b Supervivencia de E. Coli y S. Tifosa a diferentes pH (Segun Chang)

Ordenes de ebullición del agua deben emitirse cada vez que se considere que existe un peligro para la salud

DESINFECTANTES QUIMICOS

Los desinfectantes químicos mas importantes son los halógenos, la plata ionizada y el ozono. Entre los halógenos el más conocido de todos es el cloro, el cual por ser ampliamente utilizado lo vamos a estudiar en detalle

DESINFECCION CON CLORO

La cloración es el proceso de desinfección que hasta el presente reúne las mayores ventajas: es eficiente, fácil de aplicar y deja efecto residual que se puede medir por sí mismo. Las ventajas son muy simples y al alcance de todos. Tiene, en cambio, la

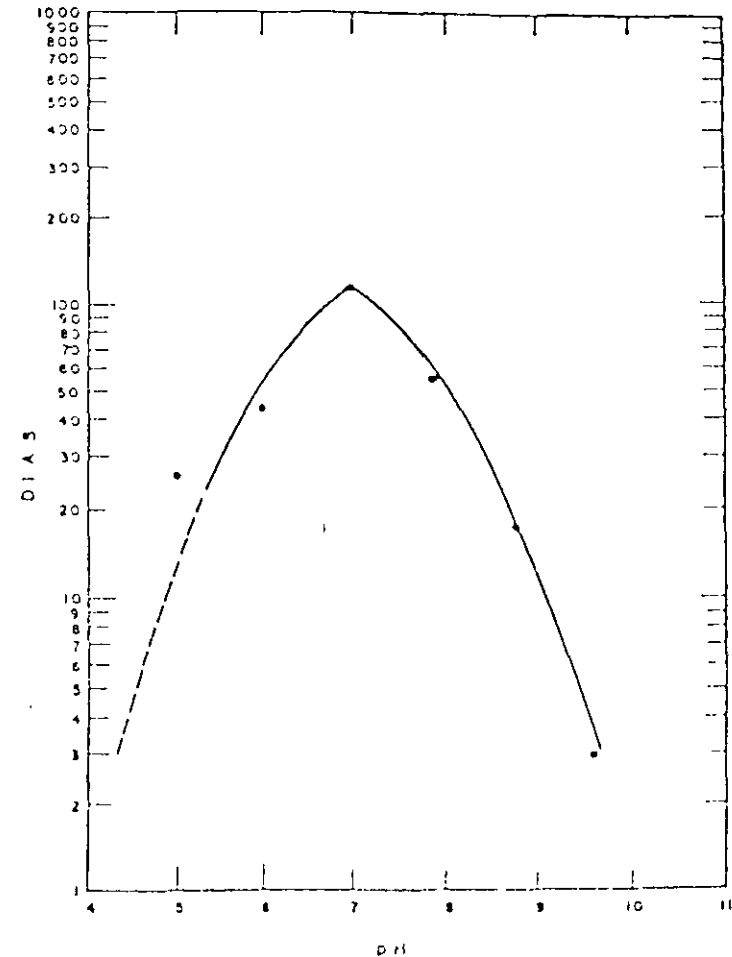


Fig. XI-8 Relación pH-tiempo para la desinfección de virus de polioma a 25°C (Segun G. Berg)

desventaja de ser corrosivo y es perjudicialmente, en algunos casos, formar subproductos posiblemente peligrosos para la salud y producir sabor desagradable en el agua. El cloro, que es el elemento número 17, es un poderoso oxidante. Fue descubierto por Scheele en 1774 y empleado por primera vez en América como desinfectante del agua en 1908 por Johnson y Leal en Nueva Jersey. En condiciones normales de presión (1.033 kg/cm²) y temperatura (0°C), el cloro es un gas verde¹, dos y media veces más pesado que el aire por lo cual se deposita en las partes bajas de las habitaciones

¹ Cloros en griego significa verde

Se produce en forma gaseosa desintegrando por electrólisis el cloruro de sodio NaCl (sal común) en sodio y cloro. Este último se comprime a 1.74 at y se enfría a -4 ó -18 °C hasta licuarlo, hecho esto se envasa en cilindros metálicos resistentes de 100, 150 y 2000 libras que lo conserven a alta presión.

Al abrir la válvula del cilindro la presión disminuye, parte del cloro líquido vuelve a su estado gaseoso y en esta forma es succionado por los aparatos llamados cloradores e inyectado al agua en solución. La presión en el recipiente depende de la temperatura y de la cantidad de cloro que contenga.

El cloro puede aplicarse también utilizando algunas de sus sales. Las más conocidas de estas son el hipoclorito de sodio y el hipoclorito de calcio que se expenden en polvo o en solución con concentraciones entre 12 y 70 %. El cloro y los hipocloritos producen reacciones similares en el agua y su eficiencia bactericida es idéntica. La única diferencia es que el cloro baja el pH y el hipoclorito lo sube ligeramente. El cloro se emplea principalmente en plantas medianas y grandes. El hipoclorito en plantas pequeñas, piscinas y pozos, pues los hipocloradores son más sencillos de manejar. El costo de la hipocloración, sin embargo, es más alto que el de la cloración con cloro gaseoso.

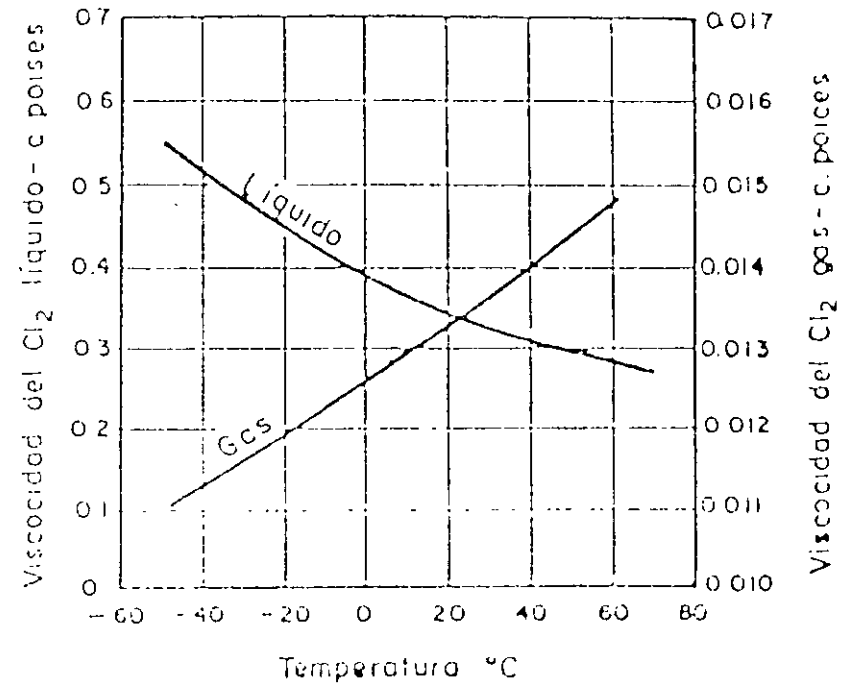
La tabla XI-1 incluye datos sobre las propiedades del cloro y los hipocloritos.

La densidad y la viscosidad del cloro líquido varían con la temperatura como se puede ver en las figuras XI-9 y XI-10.

Por otra parte, la capacidad del agua para disolver el cloro es función de su temperatura. A mayor temperatura menor solubilidad, como se observa en la figura XI-11.

Tabla XI-1 Propiedades del cloro y sus derivados

Símbolo o fórmula	Cl ₂	Cl ₂	NaOCl	Ca(OCl) ₂
Peso molecular	70.90	70.90	74.43	142.99
Estado	Gas	Líquido	Líquido	Granular
Color	Verde	Verde	Amarillo	Amarillo
Peso específico (aire=1, agua=1)	2.48	1.41	1.2	0.8
Punto de congelación		-100.93		
Punto de licuefacción (ebullición)	-34.5°C (1 at)	-35.5°C (1 at)		
Cloro disponible	99.8 %	99.8 %	12 - 15 %	70%
Forma de empaque		Cilindros de 100, 150 y 2000 lb	Barriles	Barriles, sacos
Materiales que resisten el ataque:	Seco: hierro negro, cobre y acero. Húmedo: vidrio, plata, caucho	Seco: hierro negro, cobre y acero. Húmedo: PVC, teflón, polietileno	Cerámica, vidrio, plástico o caucho	Cerámica, vidrio, plástico o caucho



Eg XI-9 Viscosidad del Cl₂ líquido y gaseoso en función de la temperatura

Reacciones del cloro en el agua

La química de la cloración es bastante compleja y aún no bien comprendida. Al agregar cloro al agua, lo primero que ocurre es que este se hidroliza reaccionando con el H₂O, luego se combina con el amoníaco presente y con la materia orgánica, así como con ciertas bacterias y plantas para producir una gran diversidad de compuestos, algunos de los cuales tienen propiedades desinfectantes y otros no.

Básicamente podemos considerar dos tipos de reacciones:

Las de hidrólisis. En que el cloro interacciona con la molécula de agua para producir ácido hipocloroso HOCl e ion hipoclorito OCl⁻. A estos compuestos se les llama cloro libre.

Las de oxidación-reducción. En que el cloro se combina

- a. Con el nitrógeno amoniacal para producir cloraminas (monocloramina NH₂Cl y dicloramina NHCl₂), a las cuales se les llama cloro combinado utilizable. También se puede producir tricloro de nitrógeno, NCl₃.

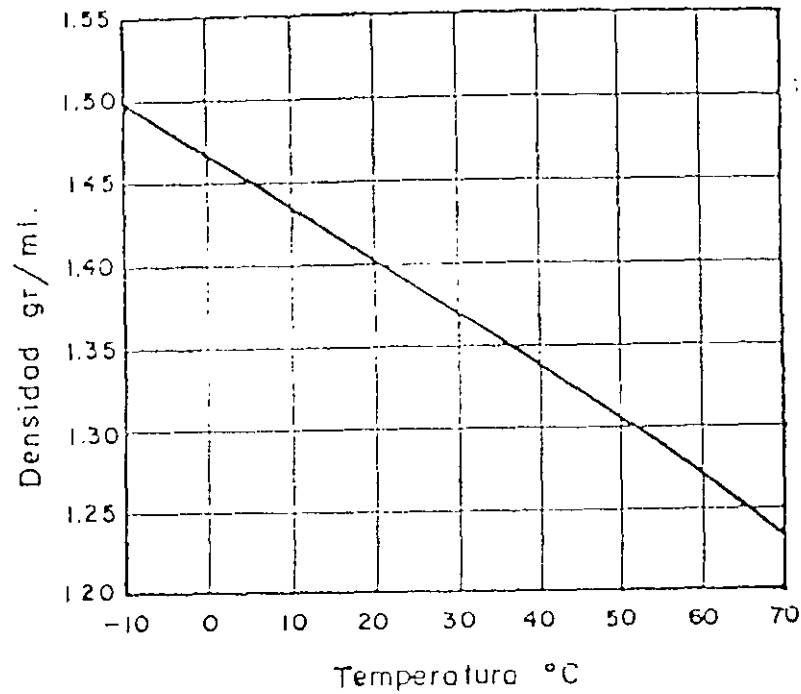


Fig. XI-10 Densidad del cloro líquido para distintas temperaturas.

b. Con los aminoácidos, materiales proteínicos y orgánicos y sustancias químicas (Fe^{++} , Mn^{++} , NO_2^- , H_2S), con los cuales produce distintos compuestos clorados que forman el cloro combinado no utilizable o demanda.

La discusión anterior la podemos sintetizar en el siguiente cuadro

Tabla XI-2 Reacciones del cloro en el agua

Reacción	Hidrolisis	Oxidación - Reducción	
Reacciona con	H_2O	N amoniacal	Materia orgánica, Fe , Mn , SO_2 , H_2S , etc
Produce.	$HOCl, OCl^-$	$NH_2Cl, NHCl_2, NCl_3$	Cloruros, $HOCl, NO_2$, etc
Se denomina	Cloro libre	Cloro combinado	Demanda

Cada uno de los compuestos anteriores tiene diferentes propiedades. Algunos son desinfectantes muy activos como el $HOCl$, otros muy ineficientes como el NH_2Cl y otros carecen de todo poder desinfectante, como son los cloruros inorgánicos y orgánicos producidos por la demanda.

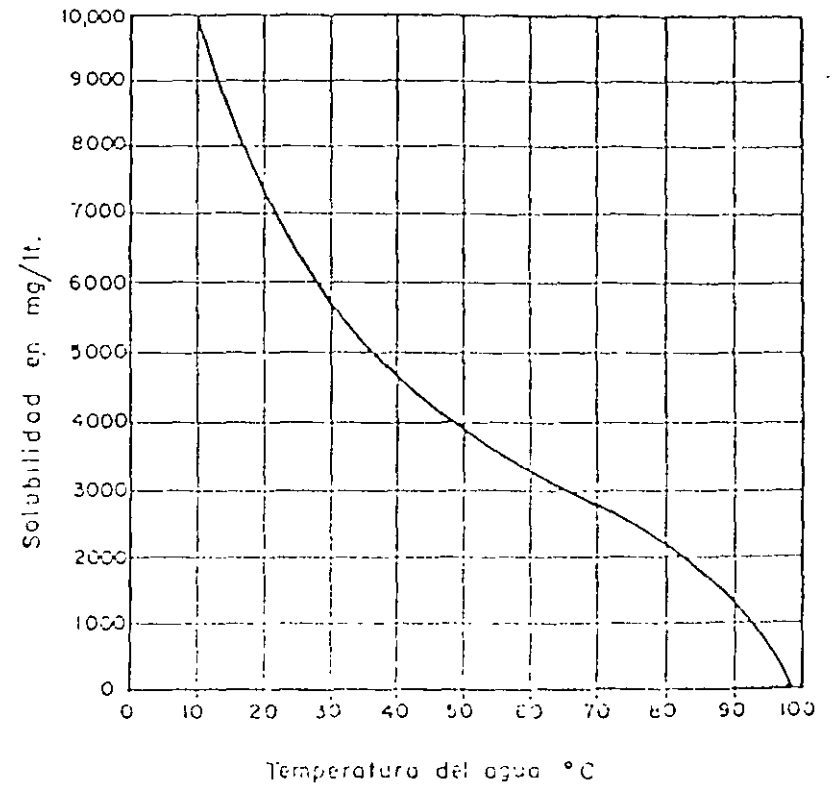
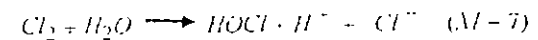


Fig. XI-11 Solubilidad del cloro en el agua a distintas temperaturas.

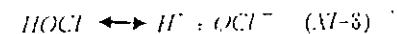
Reacciones hidrolíticas

El cloro residual se forma en dos etapas.

(a) Hidrólisis, que se efectúa en fracciones de segundo



(b) Disociación, en que el ácido hipocloroso, inestable parcialmente, se ioniza así:



Queda entonces en el agua parte del cloro residual como $HOCl$ y otra parte como OCl^- que resulta de la ionización del ácido hipocloroso. La proporción en que existe uno y otro depende directamente del pH y tiene mucha importancia por cuanto el $HOCl$ es un bactericida poderoso, mientras que el OCl^- es un bactericida muy pobre, como se verá posteriormente.

De la ecuación (XI-8) resulta que la constante de ionización K_a es igual a

$$K_a = \frac{(H^+) \times (OCl^-)}{(HOCl)} \quad (XI-9)$$

La constante K_a varía con la temperatura como se ve en la tabla XI-3:

Tabla XI-3 Valor de la constante K_a

Temperatura	0	5	10	15	20	25
$K_a \times 10^{-8}$	2.0	2.3	2.6	3.0	3.3	3.7

De la expresión (XI-9) obtenemos que:

$$(OCl^-) = \frac{K_a \times (HOCl)}{(H^+)} \quad (XI-10)$$

El cloro libre total C_T es igual a:

$$(HOCl) + (OCl^-)$$

Reemplazando (OCl^-) por su valor (XI-10)

$$C_T = (HOCl) + \frac{K_a \cdot (HOCl)}{(H^+)}$$

O sea:

$$C_T = (HOCl) \left(1 + \frac{K_a}{(H^+)} \right) \quad (XI-11)$$

O en otra forma

$$\frac{(HOCl)}{C_T} = \frac{1}{1 + K_a/(H^+)} \quad (XI-12)$$

Como:

$$pH = \log \frac{1}{(H^+)} \text{ o } \text{antilog } pH = \frac{1}{(H^+)} = 10^{pH} \quad (XI-13)$$

Reemplazando este valor en la fórmula (XI-12).

$$\frac{(HOCl)}{C_T} = \frac{1}{1 + K_a 10^{pH}} \text{ ó } (HOCl) = \frac{C_T}{1 + K_a 10^{pH}} \quad (XI-14)$$

Si queremos conocer el % de $HOCl$, haciendo C_T igual a la unidad, bastará multiplicar por 100 el resultado. De la fórmula (XI-14) se desprende que cuanto menor sea el pH habrá mayor concentración de $HOCl$.

La figura XI-12 (obtenida por la fórmula XI-14) muestra como está hecha la distribución de los compuestos a $20^\circ C$ y a $10^\circ C$. En ella se puede leer que a un pH igual o mayor a 10, todo el cloro libre está en forma de ión hipoclorito y, en cambio, a un pH igual o inferior a 5.5 todo el cloro libre está en forma de ácido hipocloroso.

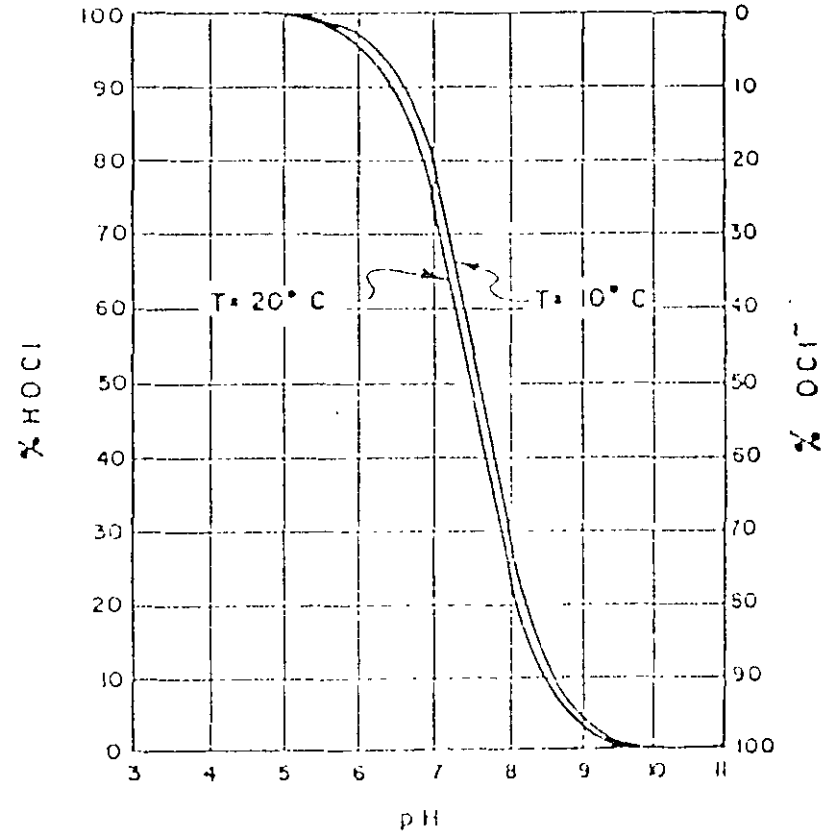


Fig. XI-12 Porcentaje $HOCl$ y OCl^- en función del pH

Ejemplo 1

Si el pH del agua es 5 y su temperatura a 20°C, ¿Cuál será el % de HOCl?

$$\% (HOCl) = \frac{100}{1 + 3.3 \times 10^{-8} \times 10^5} = \frac{100}{1.003} = 99.99\%$$

Ejemplo 2

Si el pH del agua es 8 y 20°C su temperatura, ¿Cuál es el % de HOCl y cuál el de OCl⁻?

$$\% (HOCl) = \frac{100}{1 + 2.0 \times 10^{-8} \times 10^7} = \frac{100}{1.20} = 83.4\%$$

$$\% (OCl^-) = 100 - 23 = 77\%$$

Ejemplo 3

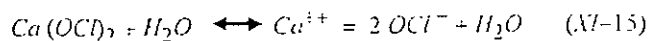
¿Cuál será el % de HOCl para un agua a 0°C cuyo pH es neutro?

$$\% (HOCl) = \frac{100}{1 + 2.0 \times 10^{-8} \times 10^7} = \frac{100}{1.20} = 83.4\%$$

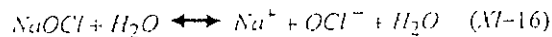
$$\% (OCl^-) = 100 - 83.4 = 16.6\%$$

Por lo explicado anteriormente se puede comprender que en soluciones diluidas y con un pH mayor de 3, no puede existir cloro molecular como Cl₂ (gaseoso) en el agua, pues todo se hidroliza casi instantáneamente. Sin embargo en soluciones concentradas mayores de 1000 mg/l y bajos pH puede coexistir cloro molecular gaseoso (no hidrolizado) con cloro como HOCl. Véase la figura XI-13. En estos casos el cloro gaseoso tiene la tendencia a escapar. Esta es la razón por la cual la solución de cloro que se prepara en los cloradores se prefiere que no tenga una concentración mayor de 3500 mg/l para limitar a un 50% el cloro no disuelto y así evitar la corrosión de los objetos metálicos que puedan encontrarse en la zona del punto de aplicación, por el ataque de los llamados "humos de cloro".

Las reacciones de los hipocloritos de calcio (Ca(OCl)₂) y de sodio (NaOCl) son enteramente similares a las del cloro gaseoso. Así



La del hipoclorito de sodio:



En ambas reacciones aparece el ión hipoclorito OCl⁻, el cual reacciona con el hidrógeno para formar ácido hipocloroso. Así,

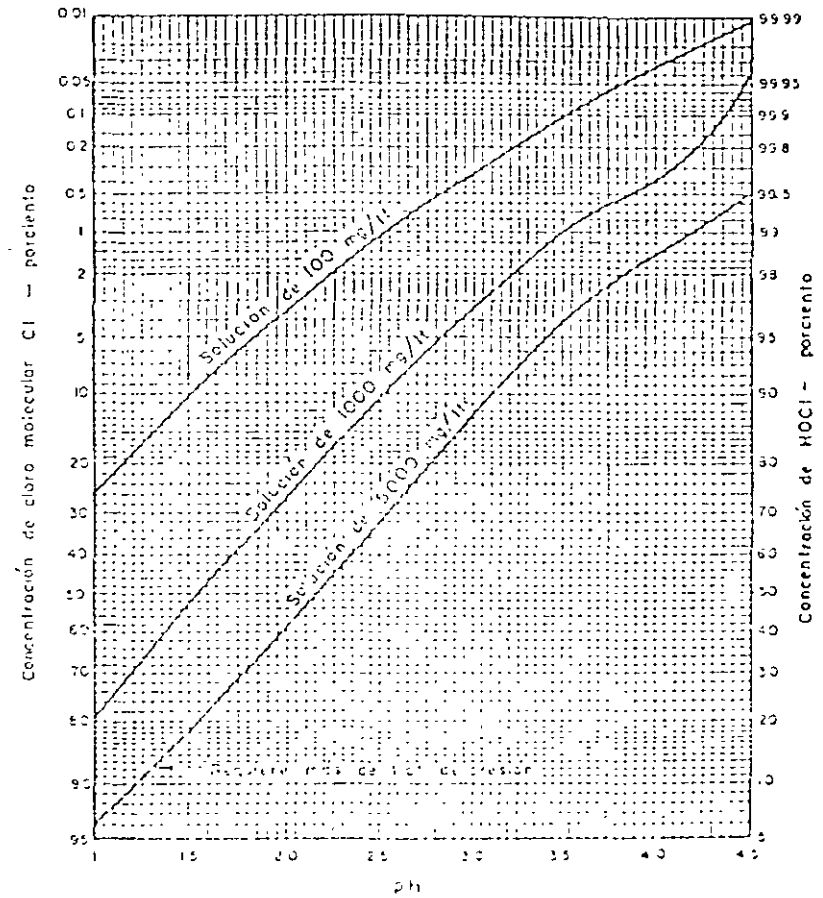
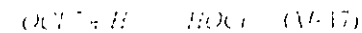


Fig. XI-13 Proporciones de cloro molecular y ácido hipocloroso en diferentes soluciones de cloro a 25°C



El ácido hipocloroso así formado establece un equilibrio con el ión hipoclorito, como en el caso del cloro gaseoso, el cual depende de la concentración de iones H⁺, esto es del pH.

Reacciones de oxidación-reducción

Siendo el cloro un fuerte oxidante puede reaccionar con muchas de las sustancias orgánicas e inorgánicas presentes en el agua y en especial con los compuestos nitrogenados.

En esta serie de reacciones, el cloro puede perder o ganar electrones, y según suceda una cosa u otra, los productos que se forman son utilizables como desinfectantes o no. Para entender mejor este punto, vamos a hacer algunas consideraciones sobre el átomo de cloro.

El átomo de cloro está compuesto por un núcleo de 17 protones y 18 neutrones (peso atómico 35.46), rodeado de 17 electrones, distribuidos en tres niveles de energía, como lo muestra la figura XI-14.

Por tanto el átomo de cloro puede:

- Ceder uno o varios de los siete electrones periféricos para formar cloraminas ($N^{-3} H_2^{2+} Cl^{+1}$, $N^{-3} H^{+1} Cl_2^{-2}$, $N^{-3} Cl_3^{-3}$). Obsérvese que en este caso trabaja con valencias positivas -1, -2 y +3.
- Aceptar un electrón para completar los ocho periféricos, como cuando forma cloruros ($Na^{+1} Cl^{-1}$, H^{+1} , Cl^{-1}). En este caso actúa con valencia² negativa -1.

En el primer tipo de reacciones, en que el cloro actúa con valencia positiva, se forman productos (cloraminas) que tienen propiedades desinfectantes bien definidas y un poder de oxidación suficiente como para combinarse con indicadores de cloro, tales como la ortotolidina y producir con ellos una coloración que permita conocer la concentración de cloro remanente en el agua.

En el segundo tipo de reacciones, en que el cloro actúa con valencia negativa, se forman compuestos que no tienen propiedades desinfectantes y que no reaccionan con los indicadores de cloro y por tanto no aparecen como cloro residual cuando se hacen las determinaciones correspondientes. Esta proporción de cloro que aparentemente se ha

"consumido", pues no es detectable como cloro residual ni utilizable como desinfectante, recibe el nombre de *demanda*, y se define como *la diferencia entre el cloro aplicado y el cloro medido después de un determinado tiempo de contacto*.

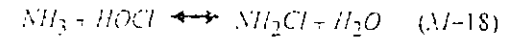
Reacciones del cloro con el nitrógeno amoniacal

El cloro reacciona con el nitrógeno amoniacal para formar cloraminas. Las que más frecuentemente aparecen son la monocloramina NH_2Cl y la dicloramina $NHCl_2$. Ambas tienen un poder bactericida varias veces menor que el del ácido hipocloroso, pero en cambio son mucho más estables y por consiguiente su efecto

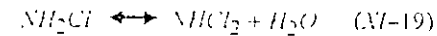
2. El término valencia es ambiguo y los químicos prefieren no usarlo. En el presente caso creemos que ayuda a clarificar ideas.

dura por más tiempo en el agua. En ciertas condiciones puede aparecer tricloruro de nitrógeno o tricloramina. Las cloraminas son tóxicas para los peces, y son perjudiciales para los pacientes de diálisis. En Estados Unidos se ha fijado por eso una concentración máxima de 2.5 mg/l. El amoníaco no reacciona, según se cree, directamente con el cloro sino con el ácido hipocloroso, formado por hidrólisis del cloro, tal como se explicó previamente.

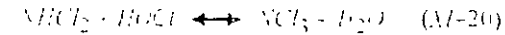
Las reacciones serían las siguientes.



A partir de la monocloramina se forma la dicloramina así:



Y a partir de la dicloramina se forma la tricloramina si.



La distribución en el agua entre uno y otro tipo de cloramina depende del pH, de la temperatura y de la proporción que existe entre el cloro y el amoníaco expresado como nitrógeno.

Esta relación, que tiene gran importancia, se expresa así:

$$\frac{\text{Peso molecular de cloro}}{\text{Peso molecular de nitrógeno}} = \frac{2 \times 35.46}{14.008} \quad (Cl) = 5 (N)$$

Esto quiere decir que la proporción teórica que debe existir para que todo el cloro reaccione con el amoníaco debe ser de 5 a 1 en peso o sea que una parte de cloro reacciona con 5 partes de nitrógeno.

Para combinarse por ejemplo con 0.5 mg/l de amoníaco se necesitará de acuerdo a esta norma $0.5 \times 5 = 2.5$ mg/l de cloro.

Para una relación Cl_2/N de 5 a 1 y pH superior a 9, prácticamente todo el residual está formado de monocloramina, entre pH =5 y pH =9 hay proporciones variables de mono y dicloramina, entre pH =5 y pH =4 todo el residual es dicloramina, y por debajo de 4.4 empieza a aparecer el tricloruro de nitrógeno. Véase la figura XI-15. El tricloruro de nitrógeno, sin embargo se produce no solo a pH =4.4 o inferior sino también a pH mayor cuando se clora con cloro libre en presencia de amoníaco libre o amoníaco combinado orgánico. Este compuesto tiene un mal olor característico y debe por eso evitarse que aparezca. Es además explosivo y ha causado, por eso, serios problemas en plantas de tratamiento. Cuanto más baja el pH y más suba la concentración de cloro, tanto más NCl_3 se produce.

más) Esto se debe a que a pH=7 la proporción de $HOCl$ es del 75% y de OCl^- del 25%; en cambio, a pH=9,8 todo el cloro libre está en la forma de OCl^- , compuesto que es definitivamente más ineficiente.

Más claramente se puede estudiar el comportamiento de los distintos compuestos de cloro en las curvas de Berg (1964) presentadas en la figura XI-23 en las que se muestra la relación entre tiempo de contacto y dosis de ácido hipocloroso, ion hipoclorito y monocloramina para destruir el 99% de las bacterias E. Coli. En dicha figura se observa que para un mismo tiempo de contacto (digamos de 30 min) se necesitaron para matar las bacterias E. Coli 0.035 mg/l de $HOCl$, 0.5 mg/l de

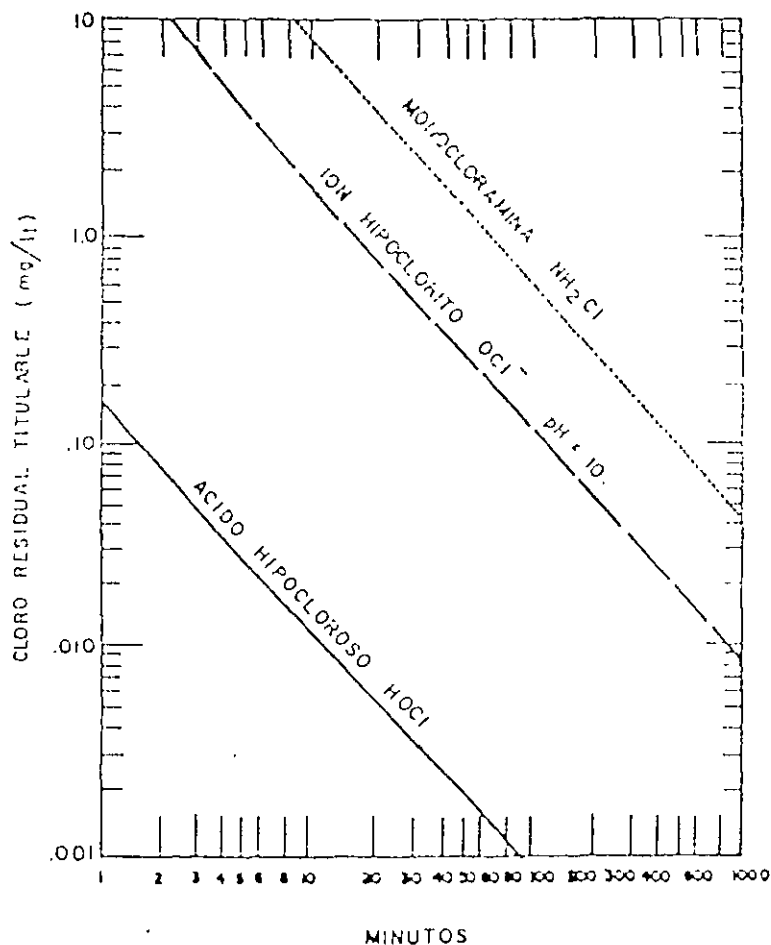


Fig. 23 Relación entre concentración y tiempo para destruir el 99% de E. Coli a 2-6°C (según G. Berg)

OCl^- y 2.5 mg/l de monocloramina. O sea que dentro de las condiciones de estos experimentos, el $HOCl$ fue 14 veces más eficiente que el OCl^- y 70 veces más eficiente que la monocloramina. Esto demuestra la poca efectividad de este último compuesto.

Eficiencia de la cloración en la destrucción de protozoarios

Los protozoarios amibas, guardia lamblia y criptosporidium principalmente pueden estar como quistes o en forma vegetativa. En el primer caso son más resistentes a la desinfección que en el segundo, pero en ambos son más difíciles de destruir que las bacterias.

Obsérvese la figura XI-24 en la que se puede ver el tiempo mínimo de contacto necesario para matar el 99% de los quistes de entamoeba histolítica con cloro libre, a 2-5°C de temperatura.

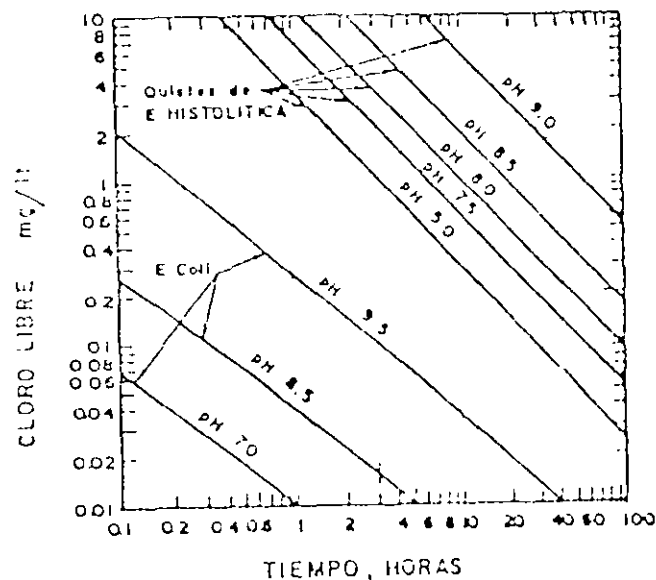


Fig. XI-24 Concentración del cloro libre necesario para matar el 99% de los quistes de Entamoeba y de E. Coli (según Chang) 1-2-50

Del estudio de dicha figura se puede concluir que:

- Para dosis de cloro libre de 2 mg/l y pH igual a 7.5 se necesitan no menos de 4 horas de tiempo de contacto para poder matar los quistes de amibas.
- En cambio para pH=9 y la misma dosis de cloro libre, se requieren 30 horas, lo que indica que el aumento de pH disminuye notablemente la capacidad oxidante del cloro.
- Por tanto, si se tiene un pH superior a 7.5, es muy difícil matar los quistes de E. histolítica, pues se necesitarían dosis muy altas y tiempos de contacto muy largos. Afortunadamente debido a su tamaño las amibas, guardias y criptosporidiums pueden ser eficientemente removidas en los procesos

filtración, cuando se obtienen efluentes de baja turbiedad inferiores a 1 UNT

Eficiencia de la cloración en la destrucción de virus

Un buen número de investigadores han venido estudiando la contaminación viral de las aguas y la eficiencia de la cloración a este respecto. Se ha encontrado más de 100 especies diferentes de virus de origen entérico presentes en las heces humanas de personas infectadas, entre los que se encuentran los de la poliomielitis y los de la hepatitis infecciosa. Vease la tabla XI-6. La epidemia de esta última enfermedad que se presentó en Nueva Delhi en 1955-56, demostró que un agua que aparentemente cumple con los requisitos internacionales de calidad puede ser portadora de enfermedades.

Tabla XI-6 Virus de importancia en el agua y enfermedades que se le atribuyen

Nombre del grupo	Enfermedades que le atribuyen
Poliovirus	Parálisis parálisis, meningitis
Coxsackie A	Meningitis herpangina
Coxsackie B	Meningitis, pleurodinia, miocarditis, mielitis
Rotavirus	Meningitis, enfermedades respiratorias, enteritis, erupciones
Adenovirus	Enfermedades respiratorias
Reovirus	Enfermedades respiratorias, enteritis
Hepatitis infecciosa	Hepatitis infecciosa

La forma como el cloro actúa sobre las partículas virales no ha sido investigada suficientemente. Se cree que el HOCl ataca la envoltura proteínica de los virus reaccionando con ella. Esto explicaría la relativa lentitud con que se hace la desinfección, pues la interacción entre el cloro y las proteínas, como se vio anteriormente, progresa muy despacio.

Los estudios de Carlson y colaboradores (1968) han dejado en claro que si bien un residual de cloro libre de 0.5 mg/l es suficiente para matar bacterias entericas, como se demostró anteriormente produce muy poco efecto en los virus de polio. Así mismo, Kelly (1969) pudo hallar este tipo de virus en el efluente de una planta de tratamiento de aguas residuales que había sido tratado con 0.5 mg/l de cloro libre.

Resultados similares han sido hallados consistentemente por casi todos los investigadores.

Berg, en 1964, investigó en forma más específica el comportamiento de HOCl sobre virus comparados con bacterias E. coli y obtuvo los resultados que se incluyen en la figura XI-25.

Al estudiar dichos datos se ve que las distintas especies de virus presentaron diferente sensibilidad al cloro. Los adenovirus 3 fueron destruidos con facilidad, en cambio, los virus de polio 1 y los coxsackie A2 fueron mucho más resistentes que las bacterias E. coli. Para 10 min de tiempo de contacto, los virus de polio fueron 10 veces más resistentes y los coxsackie 10 veces más resistentes que las bacterias E. coli.

De la discusión anterior se deduce que en plantas de potabilización, debe confiarse más en la reducción de la población viral producida por el proceso de coagulación-floculación-sedimentación-filtración, como se explicó al principio de este capítulo, que en la aplicación de cloro, a no ser que se tomen precauciones

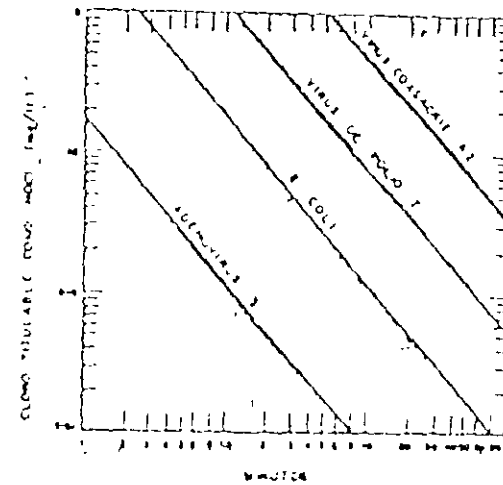


Fig. XI-25 Relación entre concentración y tiempo en que el cloro hipocloroso (HOCl) destruye diferentes microorganismos (10°C) (Berg, 1964)

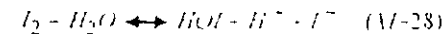
(1991) quienes hallaron que "el tratamiento del agua de la ciudad de Nueva York con virus de hepatitis A era más provechoso al aplicar cloro a una dosis de 10 veces la cantidad de la inactivación de E. coli, que a una 5 veces o a 1 vez".

Por fortuna la concentración de virus en el agua es una parte en una parte negra es una cien milésima parte de la de las bacterias coliformes.

OTROS DESINFECTANTES QUÍMICOS

Yodo

En los últimos años se ha venido hablando del yodo como posible alternativa para el cloro (Chang y Morris (1953), Black (1968)) y otros han realizado estudios sobre la yodación. El I₂ es el halógeno de mayor peso atómico y que por su bajo poder de oxidación resulta el más estable. Sus residuales por eso se conservan por mucho más tiempo que los de cloro. El yodo (como el cloro) al mezclarse con agua se disocia formando ácido hipoyodoso HOI. Así,



$$\frac{I}{HOI} = K \quad (XI-29)$$

El valor de K depende del pH y la concentración, como lo muestra la figura XI-26

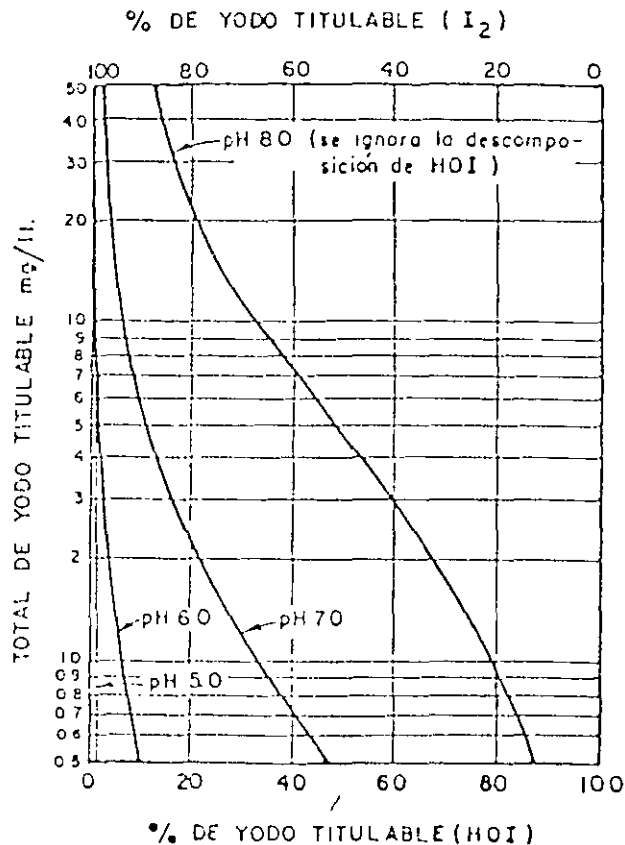


Fig. XI-26 Distribución de I_2 y HOI a $20^\circ C$ y a los pH indicados (según Chang)

El yodo no forma yodaminas con el amoníaco. Si bien no reacciona con los fenoles como el cloro, el I_2 produce un sabor medicinal en el agua en concentraciones mayores a 1 mg/l . Un estudio realizado en Chile por Uarda y sus colaboradores (1968) demostró que concentraciones por debajo de 0.5 mg/l son aceptables para la mayoría de los consumidores. Una dosis de 0.5 mg/l según Chang, produce la muerte de 99.99% de *E. coli* en un minuto, de virus poliomehítico tipo I, en 10 minutos y de quistes de amibas en 100 minutos, lo cual se compara ventajosamente con el cloro, dado que el yodo resulta igualmente eficiente para destruir coliformes, más efectivo para matar amibas y un poco menos para inactivar virus. Véase la figura XI-27

La mayor dificultad en su uso está en el precio pues es varias veces más costoso que el cloro y en que se desconoce hasta el momento los efectos fisiológicos que pueda producir su ingestión continuada, en especial en el funcionamiento de la tiroidea. El estudio realizado por Black en diferentes instituciones del Estado de Florida, y que se realizó por un lapso de 43 meses, no es todavía concluyente sobre este punto (Black 1968).

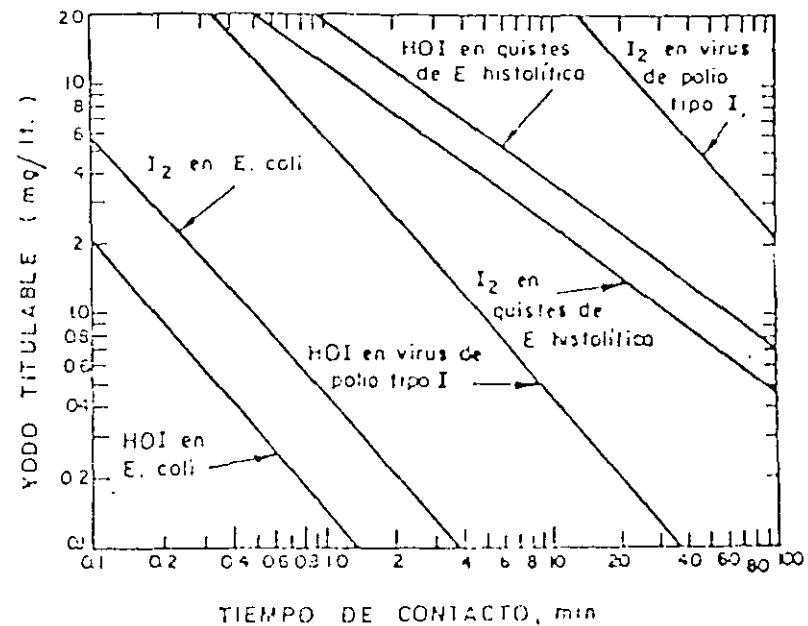


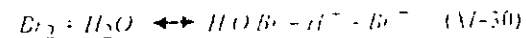
Fig. XI-27 Relación concentración-tiempo para desinfección de virus poliomehítico tipo I, y *E. coli* a $20^\circ C$

Por tanto, mientras no se realicen más investigaciones sobre los efectos fisiológicos del yodo, este seguirá usándose preferencialmente para desinfección de piscinas y para emergencias. Se ha comprobado que dos gotas por litro de solución de yodo al 7% desinfecta el agua en un período de contacto de 15 min. Siendo la tintura de yodo un medicamento encontrado en caso de catástrofes, resulta especialmente adecuado como método de desinfección en tales circunstancias, ya sea para uso personal o para uso colectivo en abastecimiento de aguas municipales.

Bromo

El bromo al igual que los otros halógenos, tiene propiedades desinfectantes, reacciona con el amoníaco para formar bromo amas y presenta un fenómeno de punto de quiebre a una relación teórica B_2/N_2 de 17:1 según Brooks (1951).

Al hidrolizarse en el agua forma ácido hipobromoso



Si bien la eficiencia del bromo es comparable a la del cloro y el yodo en la destrucción de microorganismos, su costo es más alto que el de dichos compuestos y su manejo (en especial el del bromo líquido) crea problemas. Por eso su uso se ha limitado a la desinfección de piscinas pues produce menor irritación de los ojos que el cloro.

Plata ionizada

Los iones de plata son un desinfectante utilizado en algunos países europeos especialmente en plantas de purificación para usos industriales. El sistema conocido como Katadyn si bien es más caro que la cloración, deja efectos residuales.

Algunas veces se le utiliza en filtros domésticos de porcelana porosa con relativo éxito.

Ozono

El ozono es en la actualidad, tanto por su costo como por su eficiencia como desinfectante, el más serio competidor del cloro.

El ozono (forma alotrópica del oxígeno elemental que en lugar de dos moléculas tiene tres) es un gas de olor característico que se puede sentir después de las tempestades. El equipo necesario para producirlo es bastante costoso y de difícil mantenimiento. Se ha usado preferentemente en plantas de tratamiento de aguas potables en Europa (Niza, París, Leningrado) y en desinfección de líquidos cloacales en los Estados Unidos, por cuanto no deja efecto residual y por consiguiente no interfiere con el ecosistema de los ríos y embalses donde dichos líquidos cloacales son descargados.

Sus propiedades se describen en la tabla XI-7

Tabla XI-7 Propiedades del ozono

Peso molecular	48
Densidad gr/l	2.141
Punto de ebullición°C	-112.6
Punto de congelación°C	-249.7

El ozono se produce haciendo pasar aire seco entre los electrodos de un generador. Entre dichos electrodos hay un material aislante que transporta la electricidad por inducción tal como vidrio.

Los voltajes requeridos son de 110 voltios para generadores pequeños y 220/440 para generadores grandes. Este voltaje es elevado a 25,000 voltios con frecuencias de 1,000 Hz. Aproximadamente el 2% del oxígeno presente en la corriente de aire se transforma en ozono.

El ozono se desintegra rápidamente en el agua de forma que los residuales solo permanecen por corto tiempo. La velocidad con que esto ocurre se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$\log \frac{C_0}{C} = \alpha (t - t_0) \quad (M-31)$$

En donde,

C_0 = Concentración de ozono aplicado

C = concentración después del tiempo t

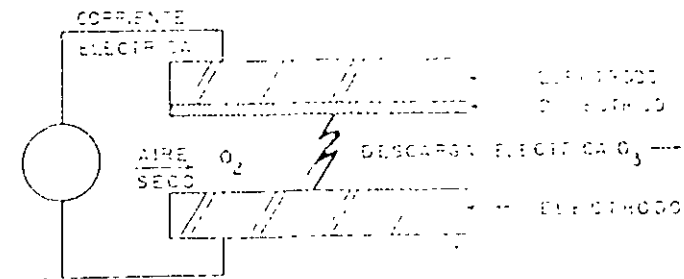
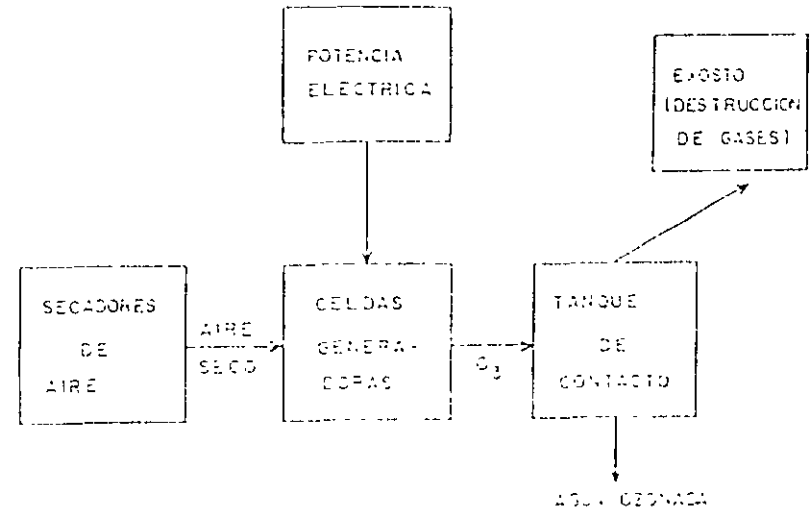
t = Tiempo

t_0 = Tiempo inicial

α = Coeficiente de destrucción, el cual varía entre 0.1 y 0.3

Según Harris (1972) las dosis de ozono necesarias para desinfectar el agua cambian según la calidad de estas así:

1. Aguas subterráneas de buena calidad con baja turbiedad y contenido mineral 0.25 a 0.5 mg/l
2. Aguas superficiales de buena calidad bacteriológica y el ozono aplicado después de la filtración. 2 a 4 mg/l
3. Aguas superficiales contaminadas y con el ozono aplicado después de la filtración 2.5 a 5 mg/l



DETALLE DE LAS CELDAS GENERADORAS

Fig. XI-28 (Continuación)

Debido a la rapidez con que el ozono mata los microorganismos los pequeños tiempos de contacto no crean mayor problema.

Por su gran poder de oxidación, el ozono puede ser usado no solo para desinfección, sino para otros procesos tales como oxidación de hierro y manganeso, decoloración y remoción de sabor y olor.

Su principal desventaja en plantas de tratamiento es la de que cantidades tan pequeñas como 0.05 mg/l de manganeso y 0.1 mg/l causan dificultades pues producen precipitación y flotación de las partículas minerales oxidadas.

Debe advertirse, por último, que el ozono en el aire es un compuesto muy tóxico y que en concentraciones mayores de 1.0 mg/l respiradas durante un cierto tiempo, induce daños en el sistema respiratorio. Concentraciones de 9 mg/l producen congestión y edema pulmonar que puede requerir varios meses para su recuperación. En animales de laboratorio se han notado, además, lesiones al miocardio debidas a la inhalación de ozono.

Una de las grandes ventajas del ozono es que no produce trihalometanos. Sin embargo los productos de la oxidación son por lo menos tan numerosos como los del cloro y se conoce mucho menos de su efecto sobre la salud.

No debe olvidarse, que los generadores de ozono son equipos altamente sofisticados, inadecuados para países en desarrollo que demandan un gran consumo de energía eléctrica cuyo suministro requiere ser confiable las 24 horas del día.

Dióxido de cloro

El dióxido de cloro es un gas que fué descubierto por Davy (1778-1829) al hacer reaccionar el ácido sulfúrico o clorhídrico con el clorato de potasio. En la actualidad, debido a su carácter explosivo, dicho gas no se transporta, sino que se produce en el sitio donde se piensa aplicar, por medio de la cloración del clorito de sodio así:

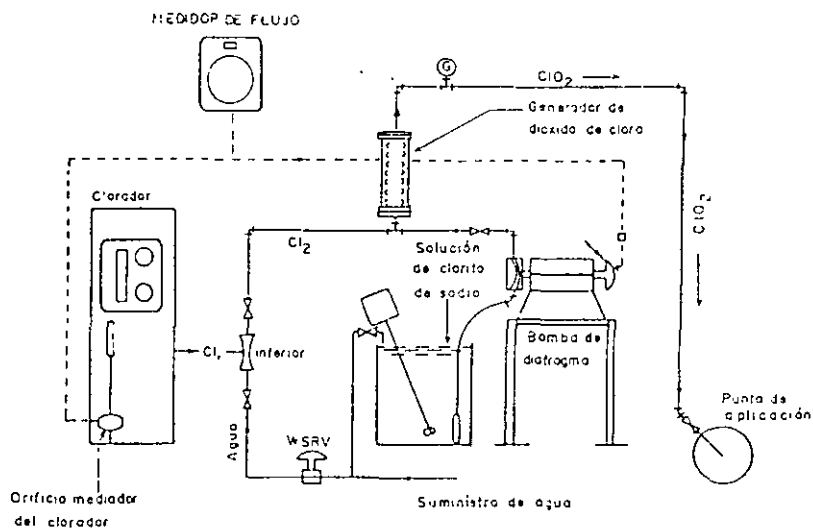
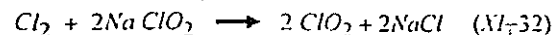


Fig. XI-29 Aplicación de dióxido de cloro



Los equipos de cloro utilizados son los mismos que para la cloración pero debe agregársele el generador de ClO_2 como se ve en la figura XI-29.

La principal ventaja del dióxido de cloro es que no produce THMs. Sin embargo, para que esto ocurra es indispensable que no quede exceso de cloro en el agua que pueda reaccionar con los precursores. Para evitar explosiones debe mantenerse una concentración de ClO_2 inferior al 10% en el aire y a 30 gr/l en el agua.

En algunos casos el dióxido de cloro se aplica como pretratamiento, debido a que tiene una buena capacidad para destruir los fenoles y clorofenoles, eliminando así el mal sabor del agua. También es un buen oxidante del hierro y el manganeso.

Su principal desventaja es la de que los cloratos y cloritos que en el proceso se producen tienen, posiblemente, efectos tóxicos a largo plazo cuya significación no ha sido aún establecida. Se cree que inducen anemia hemolítica, motivo por el cual se ha fijado un límite de 1.0 mg/l para el ClO_2 aplicado.

Comparación de la actividad germicida de los desinfectantes químicos

Según sea el tipo de microorganismo que se quiera eliminar, cada desinfectante químico tiene una efectividad distinta en base a la cual deberán estimarse los tiempos de contacto necesarios. La tabla XI-8 presenta una comparación de la efectividad de diferentes compuestos de cloro y de otros desinfectantes, para matar o inactivar el 99% de organismos tales como bacterias entéricas, quistes de amibas, virus y esporas bacterianas.

En dicha tabla se puede apreciar que el $HOCl$ es 100 veces más eficiente que el OCl^- para matar bacterias entéricas y 500 veces más que lo monocloramina, pero 20 veces menos que el ozono.

La monocloramina resulta el desinfectante más ineficiente para matar bacterias, virus y esporas bacterianas, pero es más eficiente que el OCl^- para matar quistes de amibas. Recuérdese que la capacidad cistocida del cloro disminuye drásticamente al aumentar el pH.

El ozono es el desinfectante más eficiente de todos los compuestos químicos estudiados.

Tabla XI-8 Actividad germicida de los desinfectantes químicos. Concentración en mg/l requerida para matar o inactivar 99% de los organismos listados en 10 min a 5°C (según Morris)

Desinfectante	Bacterias entéricas	Tipo de organismo		
		Quistes de amibas	Virus	Esporas bacterianas
I_2	---	3.7	6.3	---
O_3	0.01	1.0	0.10	0.20
ClO_2 (pH 6-7)	0.4 - 0.75	---	0.2 - 6.7	---
$HOCl$ como Cl_2	0.02	10	0.40	10
OCl^- como Cl_2	2	10	20	10
NH_2Cl como Cl_2	5	20	10 ²	4 x 10 ²
Cl libre, pH 7.5	0.01	20	0.8	20
Cl libre, pH 8	0.1	40	2	50

6.5 CONTROL DE LA CLORACIÓN

Tal como se indicó anteriormente, son varios los factores de influencia sobre la acción del cloro como desinfectante en un agua, por lo que no es posible sugerir un estándar rígido de dosis o residual de cloro aplicable a la desinfección de cualquier suministro de agua; sin embargo, es deseable tener una guía para los operadores responsables de suministros de agua. La tabla 6.2 puede ser útil para dicho propósito (3); su contenido es producto de investigaciones de residuales mínimos de cloro bactericida realizadas por el servicio de salud pública de Estados Unidos, USPHS, en 1940.

Tabla 6.2
Residuales de cloro para desinfección

pH	Concentración mínima recomendada de residual de cloro libre para un tiempo de contacto mayor de 10 minutos	Concentración mínima recomendada de residual de cloro combinado para un tiempo de contacto mayor de 60 minutos
6	0.2 mg/L	1.0 mg/L
7	0.2 mg/L	1.5 mg/L
8	0.4 mg/L	1.8 mg/L
9	0.8 mg/L	1.8 mg/L
10	0.8 mg/L	No es práctico

Según Culp, para una inactividad exitosa de virus mediante cloración se requiere (28):

- Turbiedad del agua menor de 1.
- pH del agua cercano a 7.5 en aguas con amoníaco y menor de 7.0 en aguas libres de amoníaco.
- Mezcla rápida, uniforme y eficiente del cloro con el agua.
- Residual de cloro libre de 0.5 - 1.0 mg/L para un período de contacto mayor de 30 minutos.

Según el NRC (1956), con un tiempo de contacto de 30 minutos, la eliminación completa de bacterias requiere un residual de cloro libre mayor de 0.2 mg/L para pH menor de 9.2 y mayor de 0.6 mg/L para pH igual a 10. Alternativamente, el residual de cloro combinado debe ser mayor de 2 mg/L para pH menor de 6.8 y mayor de 3 mg/L para pH igual a 10 (36).

La eliminación de quistes requiere residuales de cloro mucho mayores que los requeridos para eliminar bacterias. Con temperatura de 22-25 °C,

Recrecimiento de bacterias en las tuberías

Debe tenerse muy presente que la desinfección del agua no implica su esterilización. Aún en el caso de que se logien remociones bacteriales del orden de 99.99% algunos organismos quedan, que, de encontrar un medio favorable, vuelven a desarrollarse, incluso en presencia de cloro residual. Se han encontrado, por eso, coliformes a la salida de los tanques de almacenamiento en las tuberías matrices donde el cloro residual libre alcanza valores de 1 a 2 mg/l (Le Chavalier M.W. y colaboradores 1992, White, 1986). Estas bacterias, con otros microorganismos forman cápsulas o películas, que no solo bajan el C de las tuberías, sino que protegen los organismos patógenos.

Experimentos realizados en modelos han demostrado que dosis tan altas como 2.5 a 3.5 mg/l de cloro libre aplicadas durante dos semanas, a dichas películas, no han disminuido la viabilidad bacterial en la biomasa. Dosis de 4.0 mg/l de monocloramina, en cambio, redujeron por completo las bacterias del hierro presentes en ella en dos semanas.

De lo anterior se deduce que la película biológica es sumamente resistente a la desinfección, y es a veces, la causa de que aparezcan coliformes en la red de distribución que no se detectan a la salida de la planta.

Lo ideal sería, por eso, producir agua biológicamente estable. Esta condición parece venir asociada con la concentración de materia orgánica presente en los efluentes de los filtros y más específicamente con el carbono orgánico total (COT) y con el orgánico asimilable (COA) que ellos tengan.

Los autores antes citados consideran que con valores inferiores 0.1 mg/l de COA, el recrecimiento bacterial se reduce notablemente. Para obtener aguas con tan bajas concentraciones de orgánicos, se pueden utilizar diferentes métodos.

En primera instancia la remoción del COA se debe hacer produciendo efluentes en los filtros, con muy bajos contenidos de partículas (mudridades del orden de 0.1 UNT). El carbono orgánico asimilable, puede, también, adsorberse por medio de carbón activado granular ya sea en polvo, o con filtros profundos de carbón activado granular solo. Lo más eficiente es esta última solución, aunque es bastante costosa. En algunas plantas, de Estados Unidos y Europa, se está usando, por eso, después de la filtración convencional, una nueva filtración con este tipo de filtros. Su mayor problema es la necesidad de reactivar el carbón, periódicamente, cuando se agota su capacidad de adsorción, lo cual tiene un costo elevado.

Se puede, además, intentar la reducción de orgánicos en los efluentes por medio de la preoxidación con ozono, o cloro de estos compuestos. Sin embargo, la preozonización no solo no los disminuye sino que los aumenta, el cloro libre no los reduce en forma notable y en cambio produce trihalometanos. Las cloraminas, aplicadas como post-desinfección parecen ser la mejor opción, quizás porque siendo más estables, permanecen más tiempo en la red, o por su mayor capacidad de atacar la película biológica (Neden y colaboradores, 1992). Lo notable del caso es que siendo el ozono un coadyubante de la floculación y filtración, incrementa el COA, quizás debido al aumento que produce en el material biodegradable del agua inducido por su alta capacidad de oxidación de la materia orgánica.

METODOS DE APLICACIONES DEL CLORO

El cloro puede aplicarse de tal forma que el compuesto predominante sea:

- (a) Acido hipocloroso (HOCl)
- (b) Ión hipoclorito (OCl⁻)

- (c) Monocloramina (NH₂Cl)
- (d) Dicloramina (NHCl₂)
- (e) Una combinación de las sustancias anteriores.

Como cada una de estas sustancias o combinación de sustancias tienen un poder bactericida diferente, el remanente cloro residual es indeterminado mientras no se especifica de qué compuesto se está hablando. Véase la figura XI-30. En ella se presentan tres casos que aclaran estos conceptos.

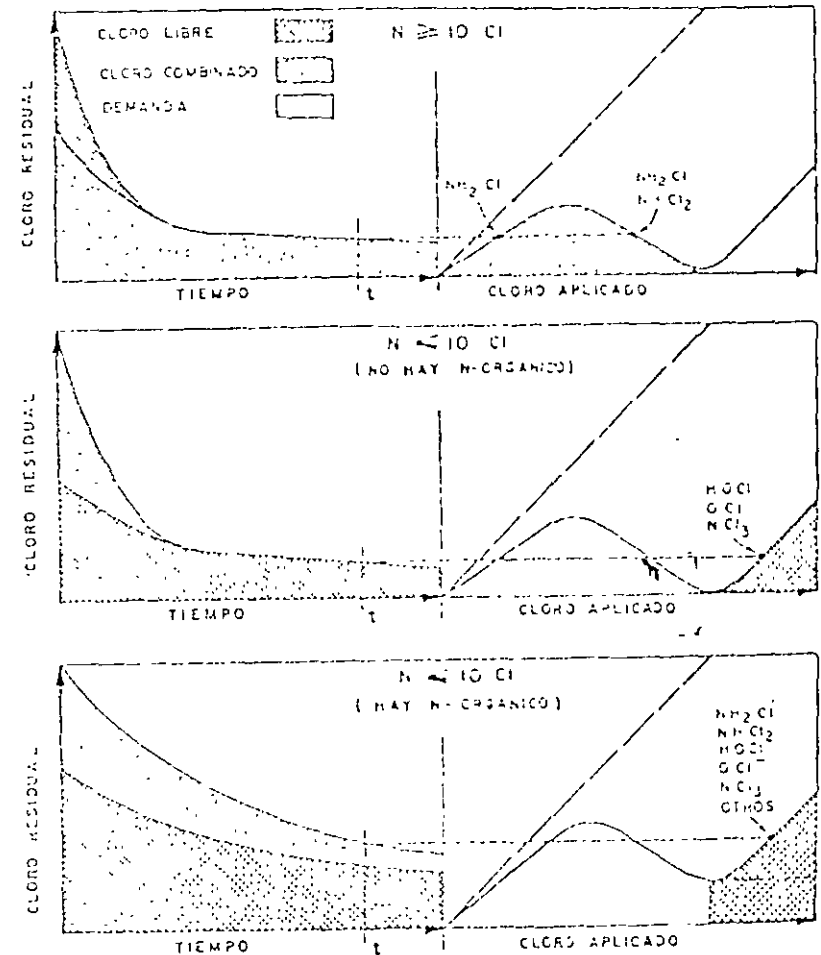


Fig. XI-30 Diferentes compuestos de cloro que se forman según el tiempo y la relación cloro/nitrógeno.

Para determinarlo por cálculo, se pueden utilizar los valores de K y n que fueron evaluados en el pasado en varios estudios por Chang, Clarke y Berg, quienes hallaron para n un valor de 0.86 y para K los valores incluidos en la tabla XI-9

Tabla XI-9 Valor de K para desinfección con $HOCl$, OCl^- y NH_2Cl ($n=0.86$)

Organismo	$HOCl$	OCl^-	NH_2Cl
E. Coli	0.24	15.6	66.0
Virus de poliomielitis	1.26	--	--
Virus coxsackie A2	6.59	--	--

El valor de K para cloro libre es función del pH, debido a la reacción de disociación del ácido hipocloroso que produce $HOCl$ y OCl^- . Véase la figura XI-31. Estos valores podrían usarse para calcular de manera directa la dosis de cloro

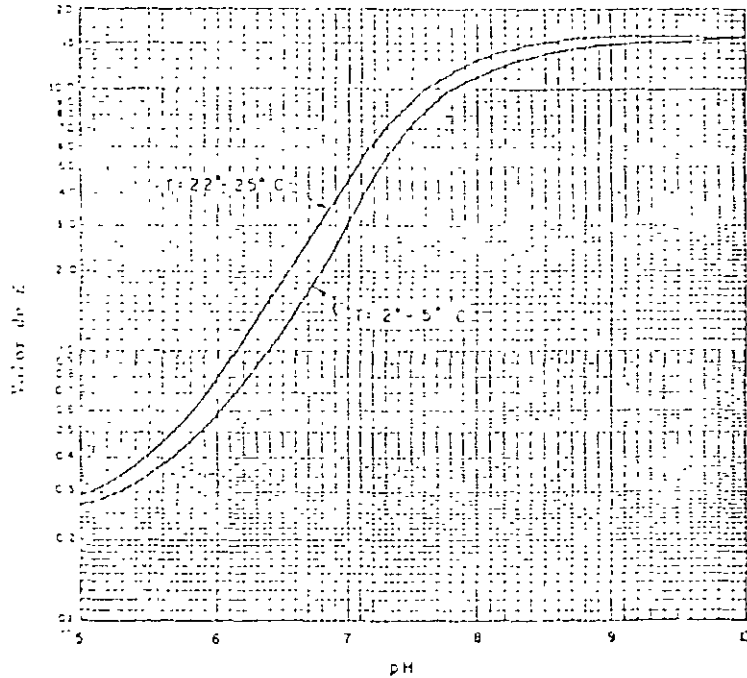


Fig. XI-31 Variación con el pH y la temperatura de los valores de K para la destrucción de coliformes con cloro libre

Sin embargo, el empleo de esta fórmula involucra las siguientes aproximaciones

- 1- Completa ausencia de retromezcla en el sector
- 2- Los microorganismos y los desinfectantes están uniformemente distribuidos en el líquido,
- 3- Existe una mezcla completa entre el desinfectante y el líquido,
- 4- La concentración del desinfectante es constante en el tiempo,
- 5- La tasa de inactivación es dependiente

del número de organismos sobrevivientes, 6- La tasa de inactivación es directamente proporcional a la concentración C ; 7- La extensión de la inactivación es proporcional a la potencia n de la concentración.

Ejemplo:

Se desea clorar el efluente de una planta de filtración. Se ha calculado que entre el momento que se aplica el cloro al agua y el momento en que esta va a ser consumida, en las horas de máxima demanda, transcurren 60 min. El contenido de nitrógeno amoniacal es de 0.2 mg/l. El pH del agua es 8.0 y la temperatura 22°C. Se quiere saber qué dosis de cloro deberá ser aplicada para garantizar la destrucción de los organismos coliformes. El producto quebra está a una relación $Cl:N=8.5:1$

Respuesta:

Primera hipótesis. Vamos a clorar con cloro libre

Para $pH=8$, organismos coliformes y cloro libre $K=12.5$ tomado de la figura XI-31)

$$C = \left(\frac{t}{K}\right)^{1/n} = \left(\frac{60}{12.5}\right)^{1/0.86} = 0.158 \text{ mg/l de cloro libre}$$

Para obtener cloro libre necesitamos saber pasar el punto de quebra y punto agudo por lo menos $8.5 \times 0.2 = 1.7 \text{ mg/l}$ de nitrógeno amoniacal. La dosis de cloro que deberá ponerse para obtener 0.158 mg/l de cloro libre será aproximadamente:

$$1.70 + 0.158 = 1.9 \text{ mg/l}$$

Según la hipótesis. La cloración se hace con cloro combinado

En este caso para organismos coliformes y nitrógeno amoniacal $K=60$ tomado de la tabla XI-9)

$$C = \left(\frac{60}{60}\right)^{1/0.86} = 0.112 \text{ mg/l}$$

La aplicación de una dosis de cloro combinado (vea la figura XI-32) de 1.12 mg/l no es posible, pues no hay suficiente nitrógeno en el agua para que reaccione con el cloro. Si se quiere mantener resaca los compuestos libres que agregan amoniacal al agua, utilizando el proceso llamado cloraminación, que se describe posteriormente, el cual más exactamente debe ser llamado de monocloramación, pues lo que se produce en él es la monocloramina y ya que la cloramina es de mal sabor

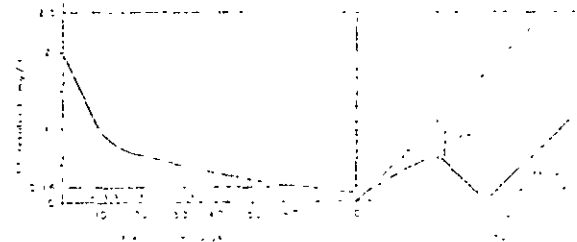


Fig. XI-32 Determinación de la dosis de cloro

71. Wen Tung Wei Irvine, engelbrecht, R.S. & Austin, J.H., "Removal of nematodes by rapid sand filtration" Journal of Sanitary Engineering Division. Proceedings of ASCE, SA1, (Feb 1969).
72. White, C., "Handbook of chloration" Segunda edición Van Nostrand Reinholds Co., 1935.
73. White, C., "Chloration and dechlorination. a scientific and practical approach. J. AWWA, 60:540, (May. 1968)
74. White G.C. "Desinfection: The las line of defense for potable water". Paper presented at the AWWA Conference (Jun 1974).
75. Williams D.B. "Viruses in water supply are present treatment practices adequate" Willing Water AWWA, (Jun 1971)
76. Williams, D.B. "The organic nitrogen problem" J. AWWA, 43:837, (Oct 1951).
77. Williams, D.B., "Elimination of nitrogen trichloride in dechlorination practice. J. AWWA, 58:248, (Feb. 1966)
78. Williams, D.B., "Control of free residual chloride by ammoniation" J. AWWA, 55:1195, (Sept. 1963)
79. Le Chavalier, M.W., Becker W.C., Shorr, P., y Ramón G.L. "Evaluating the performance of biological active filters" Journ AWWA 84:136 (Abr 1992)
80. Neden D.C., Jones R.J., Smith J.R. Kirmayer G.J. y Foust G.W. "Comparing Chlorination and Chlorination for Controlling Bacterial Regrowth" Jour AWWA, Vol 84 pag 80 (Jul. 1992)

12

Diseño de estaciones de cloración

Especial cuidado debe ponerse en el diseño de las estaciones de cloración. En estas, más que en ninguna otra parte de las plantas de tratamiento, el descuido al proyectar aun detalles aparentemente pequeños, puede traducirse en interrupciones frecuentes en el proceso de desinfección o en fallas en su eficiencia.

La cloración del agua tiene tres distintos componentes básicos:

1. Almacenamiento del cloro.
2. Sistema de medición y control.
3. Sistema de inyección.

En estaciones grandes estos tres componentes pueden quedar separados. En las pequeñas, por lo general, están muy próximos.

El cloro se puede almacenar como líquido, medirse como gas, y aplicarse como solución, o puede almacenarse y aplicarse en alguna de sus sales, lo que se llama hipocloración.

Capacidad de las estaciones de cloración

La capacidad de las estaciones de cloración depende de una serie de factores entre los cuales deben considerarse los siguientes:

- a. Demanda de cloro del agua.
- b. Dosis de cloro necesaria para la desinfección.
- c. Punto de aplicación del cloro.

La demanda debe determinarse en el laboratorio para poder conocer el consumo de cloro que produce el agua durante los diferentes periodos del año. La demanda

varía de acuerdo con la contaminación de la fuente, del contenido de materia orgánica de la misma y de otros factores que se analizaron a su debido tiempo.

Para determinar la dosis de cloro promedio en base a la cual se va a solicitar el equipo deben estudiarse los siguientes factores:

- Tiempo de contacto disponible (relación concentración-tiempo).
- Puntos posibles de aplicación (precloración, poscloración).
- Modo como se va a clorar el agua (sobre el punto de quiebre, cloraminación, supercloración y decloración).
- Eficiencia que se busca de la cloración (destrucción de coliformes, de quistes o de virus).

Los factores anteriores deben estudiarse en base a consideraciones económicas y con la ayuda de pruebas de laboratorio, a fin de poder llegar a conclusiones acertadas sobre la mejor forma de aplicación del cloro al agua.

Los aparatos cloradores vienen por lo general calibrados en kilogramos o libras por día o en kilogramos o libras por hora. La capacidad en kg/día puede calcularse en la siguiente forma.

$$\text{Capacidad} = \frac{Q \times C}{1000} \quad (\text{Alf-1})$$

En donde,

Q = Flujo de la planta, en m^3 /día

C = Dosis de cloro promedio, en mg/l

Ejemplo:

Se quiere diseñar un sistema de cloración para una planta de tratamiento cuya capacidad es de $2.5 \text{ m}^3/s$ y a la cual se le piensa instalar un sistema de pre y poscloración. El sistema de precloración, de acuerdo con ensayos de laboratorio, requiere de 3.2 mg/l para poder mantener residual a través de los procesos de coagulación y sedimentación en la planta de tratamiento. Para el sistema de poscloración se ha calculado que con 0.5 mg/l se puede llegar a tener suficiente residual después de 5 horas de tiempo de contacto. Se desea conocer la capacidad necesaria de los equipos cloradores.

Respuesta:

$$2.5 \text{ m}^3/s \times 86400 = 216000 \text{ m}^3/\text{día}$$

a. Sistema de precloración

Habiéndose encontrado como dosis promedio de precloración el valor de 3.2 mg/l los equipos deben conseguirse para el doble de esa dosificación, esto es para 6.4 mg/l . En consecuencia la capacidad de ellos deberá ser:

$$\text{Capacidad} = \frac{216000 \times 6.4}{1000} = 1380 \text{ Kg/día}$$

Como los cloradores vienen a veces calibrados en lb/día, el valor podría ser:

$$\frac{1380}{0.454} = 3.100 \text{ lb/día}$$

Podrían adquirirse tres cloradores de $2,000 \text{ lb/día}$ de capacidad de los cuales uno de ellos actuaría como reserva.

b. Sistema de poscloración

El sistema de poscloración suele también calcularse para dos veces la dosis promedio, o sea para $0.5 \times 2 = 1.0 \text{ mg/l}$.

La capacidad de los cloradores por tanto deberá ser:

$$\text{Capacidad} = \frac{216000 \times 1.0}{1000} = 216 \text{ Kg/día}$$

$$\frac{216}{0.454} = 476 \text{ lb/día}$$

Podrían conseguirse dos cloradores de 500 lb/día uno de los cuales serviría como reserva.

Punto de aplicación del cloro

La selección del punto de aplicación es de bastante importancia. Ya sea que se haga precloración o poscloración el punto que se selecciona para inyectar el cloro debe ser tal que este no se segregue dentro de la masa líquida y pueda distribuirse con gran rapidez dentro de ella.

Selleck y Collins (1970), Selleck, Collins y White (1970), Stenquist y Kuttman (1972), Morris (1971) y otros, han estudiado la influencia de la turbulencia rápida en conexión con la aplicación del cloro al agua. Dichos trabajos han sido hechos todos con aguas residuales, pero los resultados podrían aplicarse por extrapolación a las aguas potables.

De acuerdo con ellos parece evidente que la rápida dispersión del cloro en la masa de agua, produce un aumento de la eficiencia del proceso similar al que se obtiene con la dispersión instantánea de los coagulantes.

La razón para esto no está todavía muy clara. Se ha sugerido que los residuales que se forman inicialmente en los primeros momentos de la aplicación del cloro, forman compuestos que son mucho más activos que los que se forman en una etapa posterior. La reacción del cloro con los compuestos más reactivos es relativamente lenta y podría pensarse que en un primer momento se presentara una mayor concentración de cloro libre el que es mucho más eficiente como desinfectante que el cloro combinado.

Por otra parte, los retromezcladores que poseen en contacto productos recién formados con compuestos formados anteriormente, parecen dar peor resultado que los mezcladores de flujo de pistón que no permitan retrocontactos.

Se ha probado que más del 90% de los organismos que existen en el agua son destruidos durante los primeros segundos de aplicación del cloro, antes de que este haya tenido tiempo de interaccionar con los compuestos nitrogenados.

La evidencia anterior es suficientemente concluyente como para que se piense en el diseño de un sistema de mezcla rápida para el cloro, parecido al que se discutió para la coagulación del agua. Este sistema deber ser en lo posible de flujo de pistón.

En algunas plantas, sin embargo, se ha podido notar que las turbulencias producidas en el punto de aplicación del cloro, cuando este se encuentra en canal abierto estimulan el escape de gas. Esto puede deberse a varios factores entre los cuales pueden mencionarse la excesiva concentración de la solución de cloro proveniente de los cloradores (mayor de 3.500 mg/l) y las fallas en el funcionamiento de los difusores.

Almacenamiento y transporte del cloro gaseoso

El cloro se expende en cilindros metálicos resistentes de 100 lb (50 kg), 150 lb (75 kg) y 2.000 lb (1000 kg), o en carrotaques especiales de 10, 15, 20 o más toneladas. Las características de estos cilindros se dan en la figura XII-1 y en la tabla XII-1.

De los cilindros y carrotaques se puede extraer indistintamente líquido de la parte inferior y gas de la parte superior, según sea la salida que se escoja. Cuando se extrae gas, disminuye la temperatura del recipiente y a veces aparece escarcha por condensación de la humedad en la superficie, lo que obliga a limitar el volumen de gas que se obtiene así para los cilindros de 100 lb (50 kg), 11 kg/d, para los de 150 lb (75 kg), 18.2 kg/d, y para los de tonelada, 182 kg/d. Este valor cambia con la temperatura ambiente, a menor temperatura, menor volumen de gas se puede sacar.

Por tanto, el número de envases de cloro que se use dependerá básicamente del máximo flujo que se pueda obtener de cada uno. El número de cilindros que se debe mantener en la planta depende del grado de facilidad y confiabilidad del suministro de cloro en el país. La reserva puede ser de 8 a 30 días según el caso. A esta reserva hay que agregarle un cierto número de unidades para tener en cuenta los cilindros que están en espera de ser transportados hasta la fábrica o los que están en camino, yendo o viniendo de ella.

Si Q es el consumo de cloro, en kg/día, el tiempo de almacenaje, en días, considerado seguro y C la capacidad del cilindro de cloro (75 kg o 1000 kg), el número N de cilindros que deben adquirirse se podría hallar con la siguiente expresión

$$N = \frac{1,25 Q t}{C} - 1 \quad (XII-2)$$

$K =$ Coeficiente que varía de 2 a 12 según el tamaño de la planta de tratamiento y el número de unidades variables y en transporte.

Tabla XII-1 Característica de los cilindros de cloro

Peso del contenido del cilindro		Peso del cilindro solo.		Peso total del cilindro		Máximo flujo de cloro que se puede extraer de un cilindro	
lb	Kg	lb	kg	lb	kg	lb/día	Kg/día
100	50	75	33	173	83	26	11.7
150	75	90-130	40-59	240-280	115-133	43	18.2
2000	1000	1500	680	3500	1680	100	182

En base a estos datos se puede establecer el espacio disponible que se necesita dejar para almacenaje y la forma de hacerlo. Cuando se trata de cilindros pequeños de 50 y 75 kg, cuyo peso total lleno es de 83 a 117 kg, el manejo de los envases puede hacerse manualmente. En cambio, cuando se usan cilindros de una tonelada, cuyo peso total lleno alcanza a 1680 kg, se necesita emplear poleas montadas sobre rieles y ganchos especiales, como lo muestra la figura XII-1.

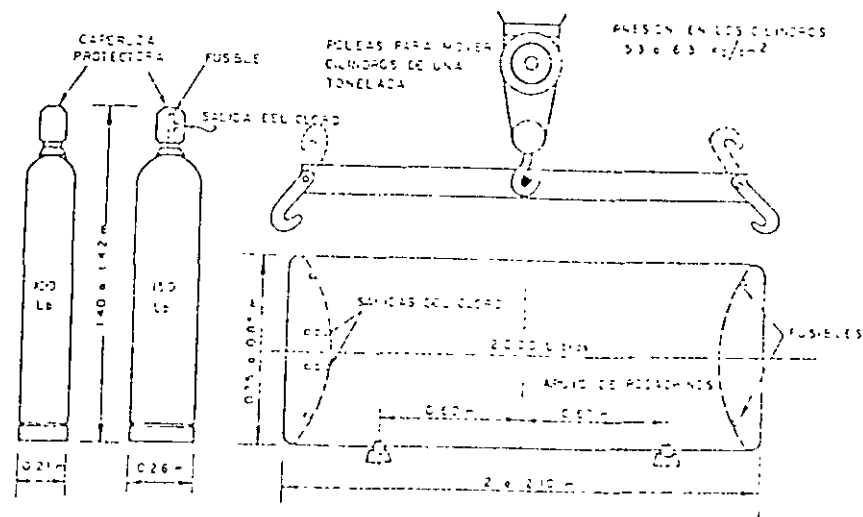


Fig. XII-1 La forma de cilindros y el cloro gaseoso

Los carrotaques se usan por lo general cuando el consumo de cloro es más de 20 toneladas día, en combinación con evaporadores (como se describirá más adelante) pues de ellos se extrae solamente cloro líquido, aunque ocasionalmente se puede sacar cloro gaseoso. Tienen, por eso, cuatro válvulas encapsuladas en una cámara cerrada: dos para líquido y dos para gas. En la misma cámara se coloca la válvula de alivio. Ver figura XII-2.

La utilización de carrotaques es apropiada en instalaciones grandes por las razones siguientes: a) Evita el manejo de cilindros de tonelada con el consiguiente empleo de poleas y grúas, b) No es necesario usar matrices para interconectar varios cilindros al tiempo como ocurre cuando se requieren grandes flujos, c) Simplifica la operación pues se conecta directamente a los evaporadores, y según su tamaño pueden durar ocho o más días sin tener que reemplazarlos; d) Se pueden colocar separados de la zona de los cloradores en un patio de maniobras al aire libre.

Por lo general se deja espacio en él para tres unidades: una o dos fijas y otra para transportar con un remolque. Las unidades fijas se pueden llenar con las móviles o se pueden usar las móviles directamente como fuentes de suministro.

Cualquiera que sea el tipo de recipiente de cloro que se use, si se requieren más unidades hay que conectarlas a una tubería matriz general, como indica la figura

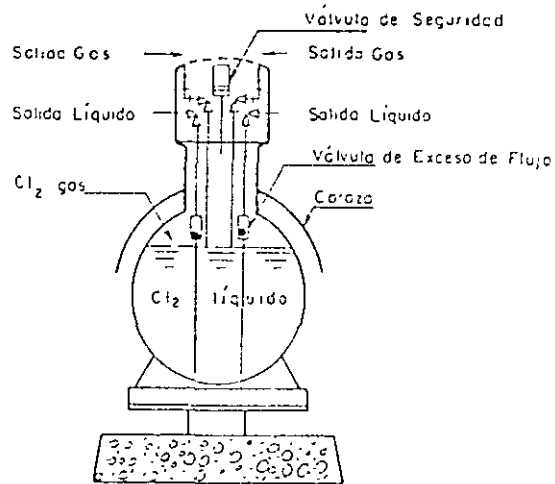


Fig. XII-2 Carrotanque fijo con coraza protectora

XII-3 El diseño de esta matriz es de mucha importancia para garantizar un flujo sin obstrucciones. Los cilindros de cloro cuando se expenden están llenos en un 85% de líquido y en un 15% de gas.

Ahora bien, para que el flujo no se interrumpa, la temperatura en ellos debe ser más alta o igual a la temperatura en las tuberías aductoras, pues si estas se enfrían más rápidamente que el cilindro, aunque sea pequeña la diferencia térmica, el gas se puede relicuar en las líneas de conducción, y producir obstrucciones en los aparatos cloradores.

Los cilindros de cloro se colocan directamente sobre una vasculita con el objeto de medir la cantidad de cloro que se está dosificando, y saber cuándo están vacíos. Debe para ello conocerse su peso neto (sin cloro) el cual suele ser suministrado por el fabricante.

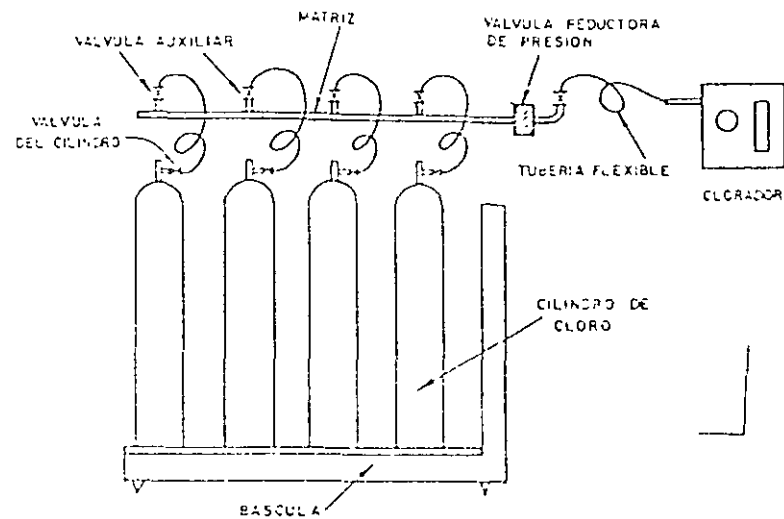


Fig. XII-3 Sistema de conexión de cilindros de cloro (esquemático)

Medidas de seguridad en el manejo y transporte

En el manejo y transporte de los cilindros de cloro, es conveniente observar las siguientes precauciones de seguridad:

- No mover los cilindros sin la caperuzza protectora colocada y debidamente atornillada en su sitio, cuando se trata de cilindros de 50 o 75 kg.
- Evitar siempre que el sol caliente los cilindros o carrotanques. Nunca acercar una llama a los envases pues el cloro puede alimentar la combustión del acero.
- Encadenar o amarrar los cilindros mientras están en servicio para evitar que puedan caerse y golpearse, cuando son envases de 50 o 75 kg.
- No permitir que la temperatura del cuarto baje por debajo de 10° pues esto dificulta la extracción de cloro.

Todos los tipos de cilindros están equipados con un fusible que se funde a 70-75°C en caso de que el envase de cloro se haya recalentado por cualquier motivo. En los cilindros de 50 y 75 kg dicho fusible está colocado en la válvula de salida del cloro. En cambio, en los cilindros de una tonelada hay tres fusibles colocados en cada extremo del envase. Por ninguna razón deben bloquearse o inutilizarse estos fusibles.

Los cilindros pequeños, esto es los de 50 y 75 kg, deben siempre almacenarse y utilizarse en posición vertical. En cambio, los cilindros de tonelada deben siempre usarse en posición horizontal colocados sobre soportes de rodachinas para que se puedan girar con facilidad.

Evaporadores

Los evaporadores hacen parte integrante del sistema de almacenamiento. Se usan en estaciones de cloración grandes que gastan más de 1000 kg/día y que requieren por eso muchos cilindros de cloro (más de cuatro) conectados a la misma

-Difusión y mezcla rápida

a. Inyector o eyector

Consiste un tubo Venturi a través del cual pasa una corriente de agua, que crea una subpresión en un diafragma metálico, obligando a este a desplazarse y creando un vacío parcial en todos los conductos y válvulas del clorador. En el inyector o eyector el gas cloro se mezcla con agua y produce una solución cuya concentración debe ser de unos 3500 mg/l. Ver figura XII-8.

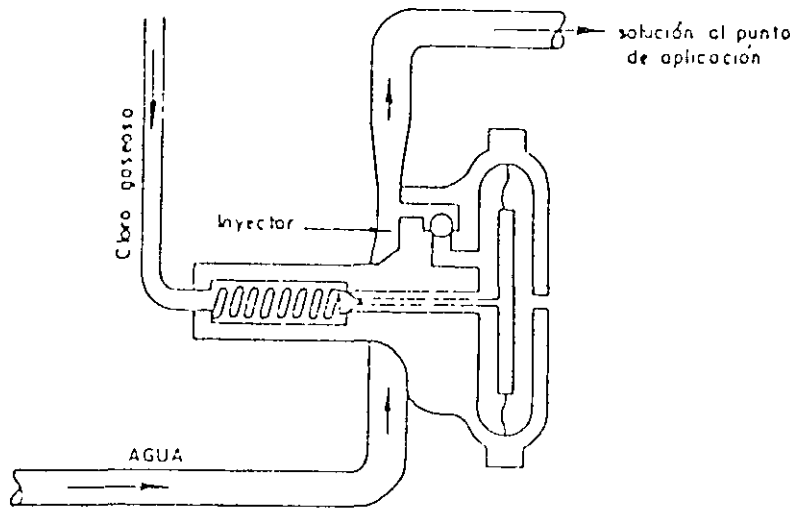


Fig. XII-8 Inyector de cloro

El inyector debe tener ya sea integrado en él o en forma de una válvula separada, un sistema cheque o de retención, que impida el que si por accidente, se suspende el vacío, pueda entrar agua hasta el clorador y dañarlo.

Los inyectores se fabrican en PVC así como todas las tuberías y accesorios que trabajan con gas al vacío y las tuberías de solución de cloro que parten de este. Tienen diámetros de gargante fijos de 3/4" a 1" y ajustables de 2" a 4".

Se pueden colocar dentro del equipo y llevar la solución de cloro al punto de aplicación, o remotos, lejos del equipo, junto al lugar de aplicación cuando éste se halla en un punto retirado de la sala de cloradores.

La razón para diseñar inyectores remotos es la necesidad de evitar largas líneas de conducción de solución de cloro, las cuales suelen crear problemas operativos, en especial por escapes de "humos" o gases altamente corrosivos.

Si el inyector se lleva hasta el punto de aplicación, la tubería entre el clorador y el inyector de vacío, no puede dar origen a escapes, y si se rompe solamente se acaba el suministro, al actuar las válvulas de seguridad para cortar el flujo de gas al clorador.

Inyectores remotos se han colocado con éxito a distancias muy largas, hasta de un kilómetro, con la sola condición de que el tubo conector no tenga una pérdida de carga mayor de 1" de mercurio, lo que implica matrices grandes, de 6" o más en algunos c

b. Abastecimiento de agua

El abastecimiento de agua para el inyector debe, en lo posible, tener baja turbiedad, no contener partículas en suspensión y sobre todo estar libre de arena. Salvo en contados casos, se requiere instalar una bomba que suministre la presión que necesita el inyector. Dicha bomba debe ser capaz de producir altas presiones trabajando con flujos pequeños. Los flujos se calculan teniendo en cuenta que la concentración de la solución debe ser de 3.500 mg/l. Puede utilizarse la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C}{302} \quad (XII-3)$$

Donde,

Q = Flujo del inyector, en l/s

C = Capacidad del clorador, en kg/día

Las presiones dependen del tipo de eyector y del valor de la contrapresión, esto es, de la presión que se está ejerciendo en el punto donde se inyecta el cloro. Las casas fabricantes suelen traer tablas y gráficos que indican cuál es la presión con que tiene que trabajar el inyector o eyector según sea el valor de la contrapresión. Este valor rara vez es menor de 20 lb/pulgada (14 m de agua), ni mayor de 160 lb/pulgada (112 m de agua).

Con el objeto de poder regular debidamente la presión en el inyector y compensar la pérdida de eficiencia de la bomba con el tiempo, se suele intercalar entre la tubería de succión y la de impulsión un paso directo con una válvula de aguja que permita recircular el agua entre succión e impulsión como lo muestra la figura XII-10.

Si se requiere más agua o se quiere aumentar la presión, bastará cerrar dicha válvula de aguja, con lo cual recirculará menos flujo y aumentará más el gasto. La bomba en estos casos se compra para un caudal doble del que se necesita, esto es, si Q es el caudal requerido, la bomba se adquiere con capacidad para bombear 2Q a la presión específica por los fabricantes.

Para el correcto funcionamiento del sistema de abastecimiento deben incluirse los siguientes elementos:

1. Válvula de cierre de la succión
2. Criba que retenga las impurezas que puedan bloquear el inyector y al mismo tiempo permita extraer lo que haya quedado retenido sin necesidad de desconectar las tuberías.
3. La válvula de aguja para graduar el flujo de recirculación
4. Válvula de alivio de presión
5. Inyector y válvula cheque. En muchos diseños esta válvula cheque está incorporada dentro del inyector
6. Manómetro en la tubería de suministro de agua y en la de solución
7. Válvula cheque de la impulsión para evitar que el agua de la tubería donde se inyecta el cloro pueda devolverse hacia el inyector
8. Válvula de cierre de la tubería de impulsión.

Esquemas que indican la ubicación de estos distintos elementos se incluyen en las figuras XII-10 y XII-11. En las figuras XII-12 y XII-13, se muestran en los

esquemas de instalación completos, tanto de un sistema de cloración con evaporador como sin evaporador, con todas sus válvulas y accesorios

c. Difusión y mezcla rápida

Debido a que es muy difícil disolver un gas a presión en un líquido, sin que se produzcan grandes escapes, el cloro se inyecta en solución acuosa. La función, por eso, del inyector, es crear un vacío para permitir la solución del gas en el agua, lo que tiene la ventaja adicional de facilitar la medida de este en el rotámetro, al mantener en esas condiciones una densidad constante durante el paso por él.

La solución de cloro puede aplicarse en tuberías o en canales, en donde el agua está en movimiento. No debe aplicarse en tanques de almacenamiento por la dificultad para inducir una mezcla rápida, cuya importancia se discutió anteriormente.

Cuando se trata de tuberías, puede utilizarse un difusor como el que se esquematiza en la figura IX-9. El diseño de esos difusores se basa en los principios dados para los múltiples en el capítulo sobre diseño de filtros. La turbulencia puede crearse utilizando un alto Número de Reynolds en la tubería o introduciendo en ella (Acevedo, 1981) artilugios que la induzcan, aguas arriba del difusor. Los fabricantes venden también difusores cerámicos que realizan una dispersión más completa del flujo pero que son más costosos. También, pueden emplearse mallas de tubos, como las que se describieron en el capítulo sobre diseño de floculadores.

El mismo tipo de elementos pueden usarse en los canales, pero en ellos debe ponerse más cuidado en evitar que se produzcan "humos de cloro". En primer lugar debe buscarse una profundidad mínima de 1.50 a 2.0 m de agua. Si no la hay se pueden diseñar sistemas como los que se incluyen en la figura XII-9.

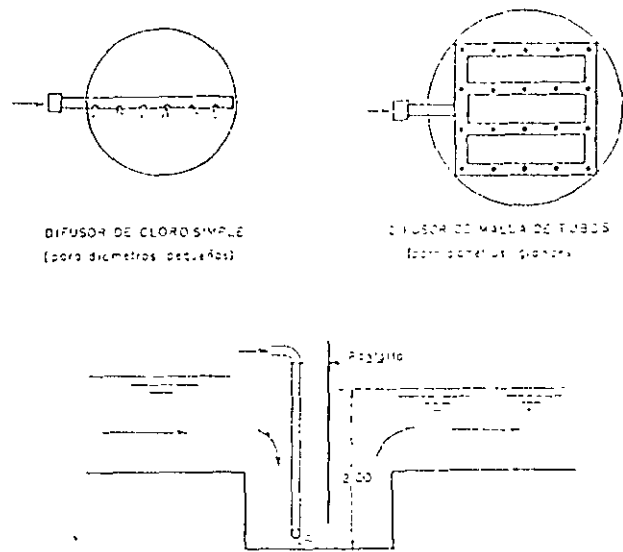


Fig. XII-9 Sistemas de difusores

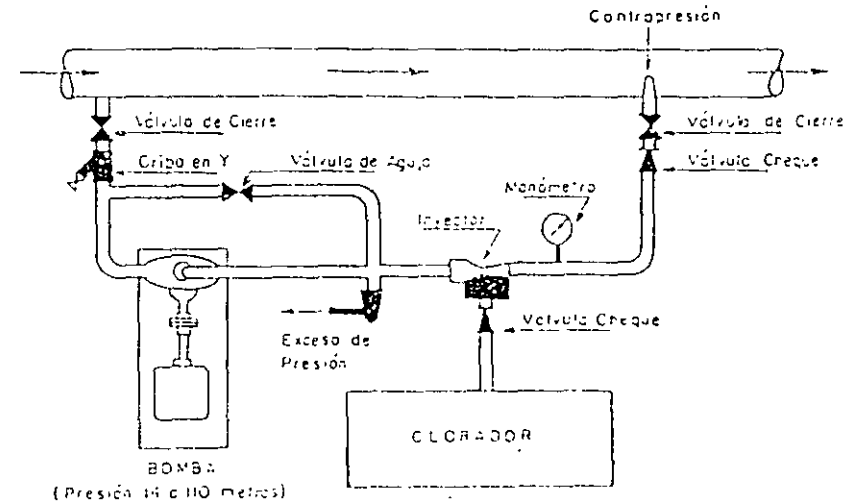


Fig. XII-10

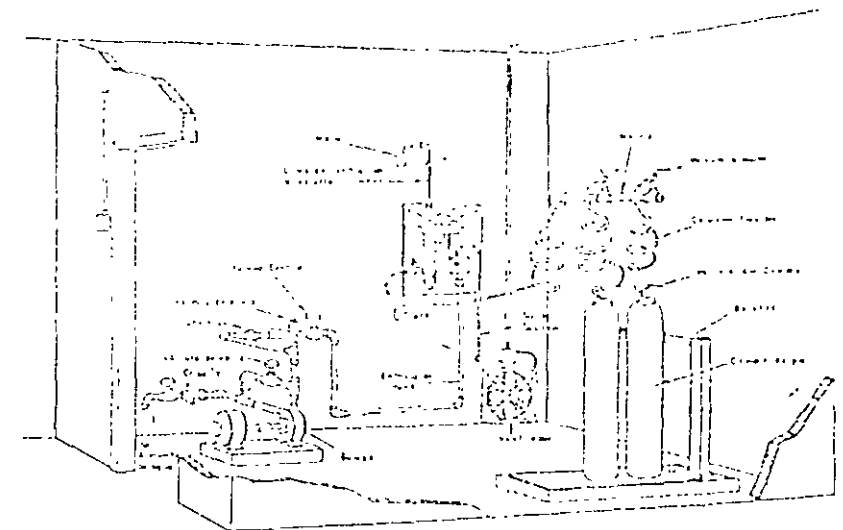


Fig. XII-11 Estación de cloración

Equipos de protección

Debe además incluirse en el diseño todos los equipos de protección necesarios, para que se pueda detectar en cualquier momento los escapes de cloro y repararlos sin peligro para los operadores de la planta

Los implementos de protección más importantes son los siguientes:

1. Sistemas de alarma.
2. Máscaras.
3. Equipos para taponamiento de fugas.
4. Botellas de amoníaco.

1. Sistemas de alarma

Existen varios tipos de alarmas que pueden incluirse en los diseños de los cuartos de cloración. Las más importantes son:

- a) Las alarmas de pared;
- b) Las alarmas internas de los aparatos

- a. Las alarmas de pared pueden ser de dos tipos: El primero consiste en un papel sensitivo impregnado en ortotolidina, cuya decoloración es analizada por una célula fotoeléctrica y los resultados transmitidos a un circuito de alarma, este último entra en funcionamiento cuando existe decoloración del papel. El otro tipo consiste en una celda que detecta los cambios de conductividad de un cierto volumen de agua por la que se hace circular una corriente de aire proveniente del ambiente por analizar. Si existe cloro presente en la muestra de aire, la alarma suena y permanece sonando hasta que se corrija la fuga de cloro.
- b. Como se dijo antes los cloradores especifican además, alarmas internas dentro del aparato-acopladas a la válvula alivio, que suenan cada vez que disminuye el vacío por debajo de un límite fijado o se incrementa por encima del nivel de operación. Lo primero puede ocurrir por una falla en el suministro de agua, por el taponamiento del inyector por el incremento de presión aguas abajo del inyector, o por cualquier fuga en el sistema de vacío. Lo segundo puede pasar cuando existe una falla en el abastecimiento de cloro al clorador.

2. Máscaras

A fin de que las fugas puedan ser reparadas sin peligro para los operadores, debe incluirse dentro del equipo de cloración máscaras protectoras. Este es un requisito que se descuida, por desgracia, con demasiada frecuencia.

Hay básicamente tres tipos de máscaras

- a. La máscara tipo "canister", que debe reemplazarse periódicamente y no sirve para altas concentraciones de cloro en el ambiente
- b. La máscara con tanque de aire que permite trabajar hasta 35 min.
- c. La máscara de oxígeno que fabrica este elemento y tiene una duración de 45

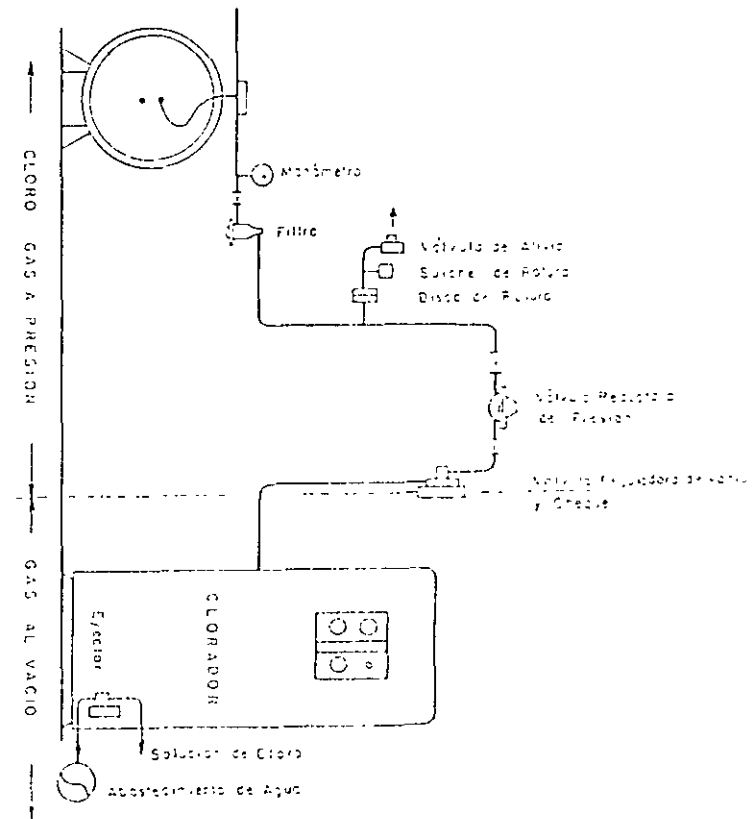


Fig. N°12 Sistema de cloración con clorador al vacío

- a Permite mantener un registro permanente de la concentración de cloro residual del agua, lo que facilita grandemente la supervisión y control del proceso de desinfección
- b Hace posible la operación automática de los cloradores como se explicó antes.

Sistemas de operación de los cloradores

La operación de los cloradores puede hacerse manual o automáticamente. Véase la tabla XII-5.

Tabla XII-5 Sistema de control de los cloradores

Método	Sistemas de Control
Manual	I. Operación simple con determinación ocasional de cloro residual II. Operación con analizador permanente y alarmas
Automático	III. Ajuste de dosis proporcional a flujo tratado (circuito abierto) IV. Ajuste de dosis proporcional a la demanda como flujo tratado (circuito compuesto) V. Ajuste de dosis proporcional tanto a la demanda como al flujo tratado (circuito compuesto)

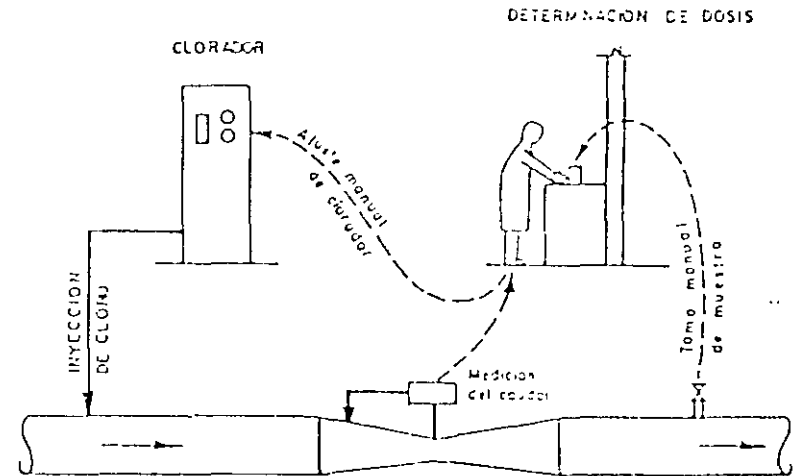


Fig. XII-14 Operación manual del clorador (sistema de control I).

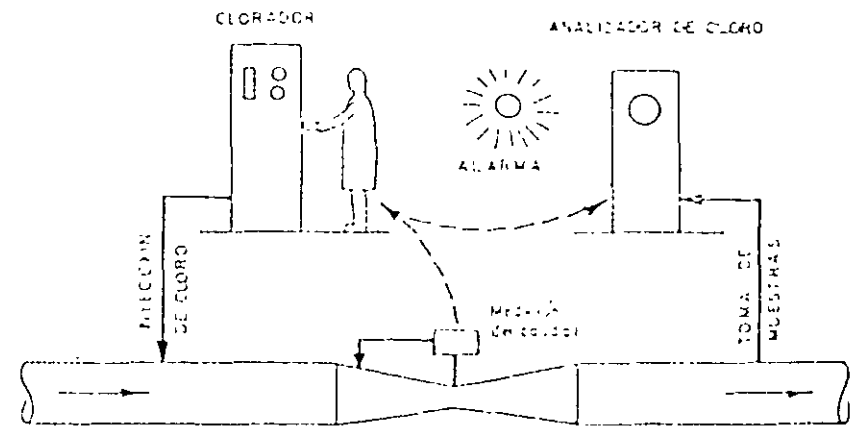


Fig. XII-15 Operación manual del cloro (circuito compuesto) con alarma (sistema de control III)

1 La operación manual simple (tipo I). Consiste en ajustar el aparato clorador para que inyecte una dosis fija y predeterminada de cloro la cual se chequea cada cierto tiempo haciendo en laboratorio análisis de cloro residual. Manualmente se corrige la cantidad que se está aplicando, cuando se considera conveniente. Este tipo de operación requiere la determinación por parte del operador de dos parámetros: demanda de cloro y caudal de la planta. Su uso por eso se recomienda cuando estos dos parámetros no varían con frecuencia, de forma que los ajustes periódicos del clorador pueden hacerse manualmente con facilidad.

También se recomienda en plantas de tratamiento pequeñas donde métodos más complejos de control están condenados al fracaso. Véase figura XII-14.

2 La operación con la ayuda de un analizador de cloro residual. Permite el uso de alarmas y de cartas registradoras que indican en cualquier momento las fallas en la dosificación de cloro. Esto constituye una forma de vigilancia permanente, de mucha utilidad en las plantas de tratamiento. Este sistema implica también la determinación de dos parámetros por parte del operador: la demanda de cloro y caudal tratado y por tanto su uso es recomendable cuando estos no varían frecuentemente y cuando la operación de la planta es continua.

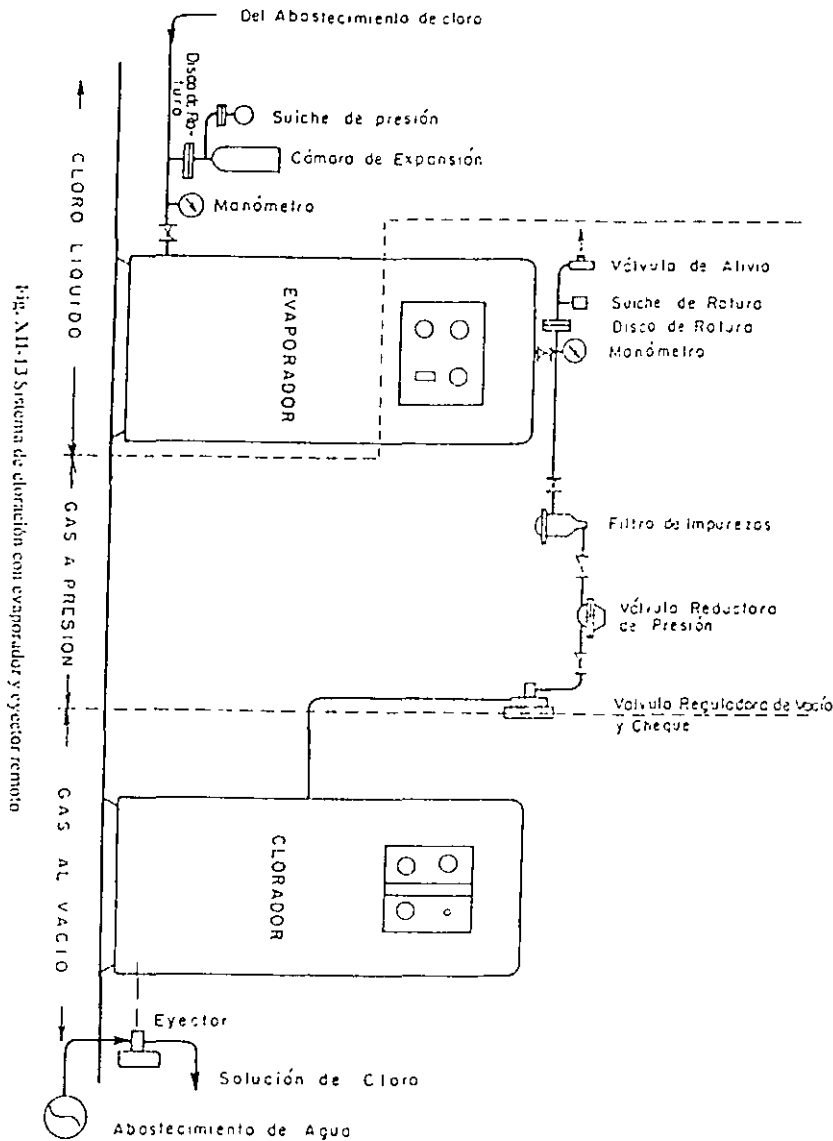
Requiere por otra parte la existencia de personal entrenado en el manejo de analizadores automáticos y que tengan voluntad de utilizarlo y servirse de él. Véase la figura XII-15.

3. La operación automática con sistema de ajuste de la dosis de acuerdo con el caudal tratado. Constituye un método de control de circuito abierto en que las lecturas de presión diferencial registradas por el aparato medidor de flujo son convertidas por un "traductor" en impulsos eléctricos o neumáticos que modifican la posición del mecanismo regulador del clorador y aumentan, disminuyen o cierran el flujo del gas en el

Este método es muy conveniente cuando no hay grandes variaciones de la demanda, pero sí interrupciones frecuentes en el abastecimiento de agua o fluctuaciones constantes en el caudal tratado, como sucede a menudo en las estaciones de bombeo de pozos profundos. Aquí la única determinación que el operador debe ejecutar es la de la dosis de cloro. Véase la figura XII-16.

4 La operación con ajuste automático de la dosis de acuerdo con la determinación de cloro residual. Es un método de control de circuito cerrado, en el que 15 a 30 s después de inyectado el cloro es tomada una muestra continua de agua, analizada por el equipo de cloro residual, y modificada o no la tasa de flujo del clorador.

Su uso es recomendable en los casos en que el gasto dado por la planta no varía mayormente, pero la demanda de cloro sí. En tales circunstancias, el mantenimiento del residual de cloro puede ser muy difícil, en especial



3. Equipo para taponamiento de fugas

El Instituto de Cloro de los Estados Unidos fabrica diferentes tipos de herramientas que vienen en sus cajas especiales y sirven para el taponamiento de fugas, tanto en cilindros de 150 lb como en los de tonelada. Deben especificarse por lo menos dos equipos.

4. Botellas de amoniaco

La botella de amoniaco es la forma más antigua y probablemente más común de detectar las fugas de cloro. Al destaparla y acercarla a los posibles escapes, se producen humos blancos que evidencian la presencia de dichos escapes. Por eso una cuidadosa inspección de las tuberías y demás elementos del cuarto de cloración con la botella de amoniaco, puede ser de mucha utilidad. Debe tenerse presente que las fugas de cloro cuando empiezan pueden ser muy pequeñas pero a medida que continúan la formación de ácido clorhídrico en el punto de la fuga va corroyendo el metal y ensanchando la abertura cada vez más. De ahí que sea tan necesario detectarlas en sus comienzos antes de que puedan producir daños más graves.

Toxicidad del cloro

El cloro es altamente tóxico para el organismo humano y no debe por eso inhalarse por ningún motivo, y en especial por periodos prolongados. La tabla XII-3 incluye los efectos fisiológicos de varias concentraciones de cloro en el aire.

Tabla XII-3 Efectos fisiológicos de varias concentraciones de cloro en el aire

	Dosis en el aire mg/l
Cantidad de cloro que produce síntomas ligeros de envenenamiento después de varias horas de exposición	1.0
Cantidad mínima que se puede detectar por el olor	3.5
Máxima cantidad que puede ser respirada por una hora sin consecuencias graves	1.0
Dosis mínima que causa irritación de la garganta	15.1
Dosis mínima que causa tos	20.0
Dosis que puede producir un vómito grave en 20 a 60 minutos	40 a 60
Dosis mortal en pocos segundos	1000

Análisis de cloro residual

Desde principios del siglo se han venido desarrollando diferentes métodos analíticos para la determinación de la concentración de cloro en el agua. Los más antiguos son el yodométrico y el de la ortotolidina. En la actualidad contamos con más de diez métodos. Véase la tabla XII-4. La descripción detallada de estos y otros más, se encuentra en buen número de libros y manuales y en especial en los "Standard Methods for the examination of Water and Waste Water", de una que no vamos a entrar a discutirlos a espere

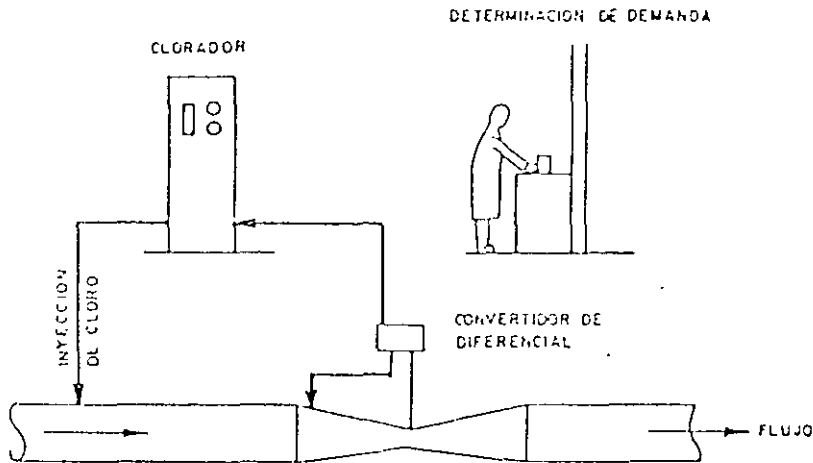


Fig. XII-16 Cloración con circuito abierto (sistema de control III)

cuando se quiere clorar sobre el punto de quiebre (con cloro libre) El único ajuste que el operador tienen que hacer manualmente es el debido a variaciones grandes en el caudal tratado o suspensiones del servicio, pero le permite fijar una dosis de cloro residual libre o combinado y mantenerla automáticamente Véase la figura XII-17.

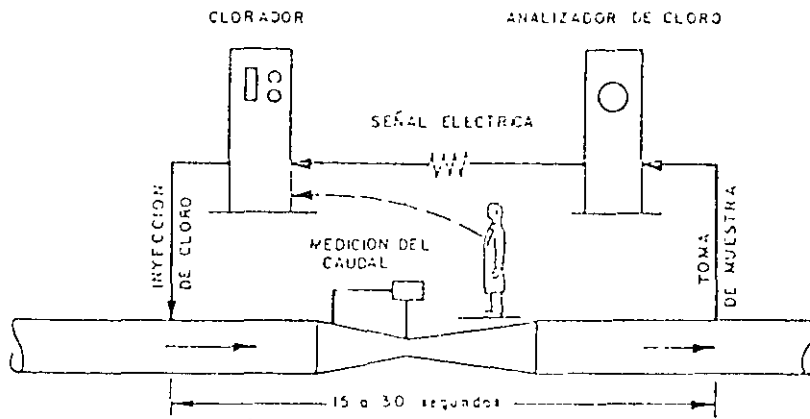


Fig. XII-17 Cloración con circuito cerrado (sistema de control IV)

- 5 La operación con ajuste automático proporcional tanto al caudal tratado como a la determinación de cloro residual Es un sistema compuesto de control que combina los tipos III y IV. El orificio de regulación del clorador es operado tanto por los diferenciales de presión del sistema de aforo, como por el analizador de cloro de acuerdo con la demanda. El sistema compuesto puede ser eléctrico o neumático según el fabricante Su uso se recomienda en plantas de tratamiento grandes en donde existen frecuentes fluctuaciones tanto en el caudal tratado como en el contenido de amoníaco y materia orgánica del agua

El funcionamiento de equipo es totalmente automático y la intervención del operador se limita a la vigilancia general del sistema.

Como se ve en los métodos de operación descritos, existen diferentes grados de mecanización Para decidir sobre cuál alternativa conviene más el ingeniero debe hacer un análisis detallado (a) de las condiciones en que van a quedar instalados los cloradores, (b) del personal que los va a manejar y (c) de la calidad del agua por tratar.

La operación manual simple tiene un mínimo de mecanización, pero un máximo de intervención personal El uso de analizadores permanentes de cloro residual mejora la supervisión del proceso pero introduce un equipo que hay que calibrar y mantener El método del circuito abierto automatiza los arranques y paradas del clorador, pero deja al criterio del operador la fijación de la dosis El método del circuito cerrado, en cambio, automatiza la dosis pero deja al operador la apertura o cierre del clorador. El método del circuito compuesto automatiza la operación total del clorador, pero implica la supervisión y mantenimiento de un equipo complejo y delicado

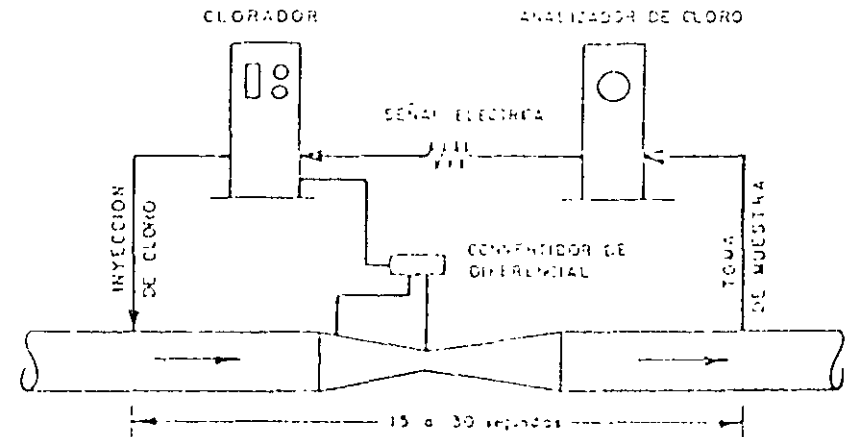


Fig. XII-18 Cloración con circuito compuesto (sistema de control V)

Consideraciones prácticas sobre el diseño de salas de cloración

- Para diseñar una sala de cloración deben estudiarse los siguientes puntos
- 1 La dosis óptima en relación con la demanda y la relación concentración-tiempo
 - 2 El consumo diario así como el método de cloración más conveniente y el equipo necesario.
 - 3 El almacenamiento de cloro de acuerdo con el número de cilindros y su tonelaje
 - 4 Los espacios o áreas que debe tener la sala de cloración
 - 5 Los métodos para sortear las emergencias y los equipos usados en ellas

6. Puntos de inyección del cloro y su forma
7. Métodos de operación de los equipos (manual, automático, semiautomático, etc.).
8. Plomería para el transporte de cloro

Vamos a hacer un breve análisis de cada uno de estos puntos

1. Dosis óptima

Lo primero que hay que entrar a estudiar es si el agua requiere pre y postcloración o solo postcloración. Esto depende de las características de la fuente

Aguas altamente contaminadas con NMP/100 ml de coliformes superiores a 5000 deben siempre preclorarse. La precloración, sin embargo, puede ser interferida por el color, cuando es alto porque se producen trihalometanos. Para evitarlos se puede usar cualquiera de las soluciones sugeridas en el capítulo anterior. También debe emplearse la precloración cuando hay excesiva producción de algas en la planta

La postcloración debe usarse en todos los casos. Las dosis dependen de la demanda de cloro en la red. Redes extensas en las que el agua tiene un largo período de detención requieren por lo común dosis iniciales mayores que redes cortas

Para determinar la dosis óptima, en estos casos, se deben realizar pruebas de laboratorio agregando las cantidades crecientes de cloro al agua tratada y midiendo su concentración a través del tiempo. La dosis óptima sería la que produzca un residual de cloro libre de 0,1 mg/l al final del período de contacto. Si lo anterior no fuera económicamente viable porque las concentraciones iniciales resultaron muy altas, es necesario proyectar recloraciones en puntos seleccionados de la red

Por otro lado, las dosis deben fijarse en base a la relación concentración-tiempo, escogiendo de antemano los organismos objetivo que se quieren eliminar como se explica en el capítulo XI. Por lo general éstos organismos son los coliformes, pues resulta muy costoso inactivar virus y protozoarios por medio de la desinfección química. En los casos en que la presencia de los últimos se considera altamente probable, deberán optimizarse los efluentes de la filtración, reduciendo a menos de 0.5 UNT la turbiedad y aún de 0,1 UNT

2. Cálculo de consumo diario

Conocida la dosis óptima es fácil calcular el consumo diario de cloro. El procedimiento de cálculo se dio al comienzo del presente capítulo

Para consumos diarios pequeños, menores de 5 kg/día casi siempre es más fácil recurrir a los hipocloritos. Esta norma no es absoluta ya que en ciertos lugares o no se consiguen los hipocloritos o son muy costosos o de difícil consecución. Para medianos y altos consumos diarios lo más económico es el cloro gaseoso

Los aparatos de cloro gaseoso suelen venir calibrados en lb/día o lb/hora de capacidad desde 100 hasta 10 000

Debe escogerse el equipo del tal manera que el consumo promedio de la estación coincida con el valor medio de la escala del rotámetro. Por ejemplo, si el promedio de consumo es 5000 lb/día el aparato debe estar en capacidad de medir desde 2000 hasta 8000 lb/día. No es conveniente que el trabajo de los cloradores se haga en los límites superior o inferior de las escalas porque la medida carece de precisión

3. Almacenaje y transporte

El almacenaje de cloro depende del consumo diario. Los hipocloritos vienen empacados en canecas como líquido o polvo. Debe dejarse para ellos un espacio de almacenaje no inferior a dos meses de consumo.

El cloro se lo puede comprar en tres formas. En cilindros de 100 a 150 lb (50 a 75 kg), en cilindros de 2000 lb (1000 kg) o en carrotanques de 10 a 50 toneladas

La selección entre una y otra forma de despacho depende del consumo de cloro

Plantas de 10 a 150 l/s que requieren menos de 40 kg/d de cloro pueden usar cilindros de 100 a 150 lb. En cambio plantas mayores de 150 l/s con consumos superiores a 40 kg diarios pueden usarse recipientes de una tonelada. En general no es conveniente diseñar salas de cloración que tengan que manejar más de 60 cilindros entre llenos y vacíos porque resulta incómodo de operar. Para más de 1000 kg/d deben incluirse evaporadores

Para instalaciones muy grandes vale la pena considerar el transporte por carrotanques, evitando en lo posible los traslados desde estos, hasta cilindros de una tonelada. El carrotanque se conecta directamente a los evaporadores con gran ahorro tanto en espacio como en tiempo. Su uso debe estudiarse para consumos de más de 2 toneladas diarias. Lo que se economiza en estructura y facilidades de manejo de cilindros se lo utiliza en la compra de los carrotanques

El número de cilindros se puede calcular con la ecuación XII-2 ya incluida. El tiempo de reserva de cloro es función de la facilidad con que se consiga este producto en el país. Con buenas carreteras y expedito suministro, 15 a 30 días de reserva pueden ser suficientes. En caso contrario, deben estimarse tiempos de 30 a 90 días.

$$N = \frac{125QD}{C} + K$$

*Q = kg/día de cloro
D = días de reserva
C = capacidad del cilindro, kg de 2012 según el tamaño de la planta y el número de unidades vacías y en transporte (frío y/o)*

4. Área de cloración y ubicación

El área de la sala de cloración depende:

- a. Del número de cilindros
- b. Del número de aparatos cloradores requeridos
- c. De si se necesita la instalación de evaporadores
- d. Del sistema de manejo que se adopte tanto para los cilindros como para los cloradores

En general conviene más proyectar la sala de cloración en una estructura separada del resto de la planta debido a los peligros involucrados en la utilización del cloro. Puede dejarse abierta por los cuatro lados para conseguir una buena ventilación, punto fundamental que rara vez se obtiene ubicándola dentro del edificio de administración. Es esencial evitar las neblinas de cloro líquido, porque producen grandes cantidades de gas durante largo tiempo, lo que implica un grave riesgo para los operadores. Deben por eso diseñarse espacios amplios bien ventilados y con fácil maniobrabilidad para los equipos

El área total de una sala de cloración se compone de las siguientes partes:

- a. Área de cargue y descargue. Debe permitir la entrada de vehículos pesados dejándoles espacio para que puedan evolucionar sin obstrucciones cuando lleguen a dejar su carga. Hay que tener en cuenta que un camión pesados

entre 1 y 3 metros de ancho por 5 y 10 metros de largo o más, según el número de cilindros que transporte. Para facilitar el manejo de estos, la plataforma del vehículo debe quedar al mismo nivel del piso de la sala de cloración. Esto implica que el nivel de esta debe estar a unos 0,90 m por encima del terreno

- b. **Area de almacenaje.** El área de almacenaje de cilindros debe calcularse para que la totalidad de ellos pueda quedar bajo techo protegidos de los rayos del sol que los pueden calentar e inducir explosiones de los tapones fusibles por exceso de temperatura

Los cilindros de 50 a 75 kg se colocan de pie y el área requerida es menor pues su diámetro es de sólo unos 0,25 a 0,30 m por lo que pueden colocarse unos al lado de otros, amarrados para que no se caigan

Los cilindros de tonelada tienen 2 a 2,10 m de largo por 0,85 a 0,75 m de diámetro y deben colocarse horizontalmente sobre muñoneras o vigas de madera que en lo posible permitan su rotación. Los cilindros llenos no deben quedar colocados unos sobre otros, sino en una o dos hileras con un corredor intermedio de 1,5 a 1,8 m de longitud.

A los lados de los cilindros el techo debe volar unos 2 a 3 m. Esto hace que el ancho del edificio para una fila de cilindros sea como mínimo de 6 m y el de dos filas de 10 m. La longitud depende del número de cilindros. La distancia entre sus ejes debe hacerse de 0,95 a 1 m

Cuando se usa patio descubierta de maniobra para cartotancques se debe dejar espacio para colocar tres unidades: dos para servicio y uno para transporte. En este caso se suprime por completo el área de almacenamiento de cilindros y solo se proyecta la sala de evaporadores y cloradores. En algunas plantas, sin embargo, como medida de precaución, se deja un área de reserva para utilizar cilindros en caso de emergencia

- c. **Area de pesado.** Frente a la zona de almacenamiento de cilindros se colocan 1 o 2 básculas para la pesada de los recipientes. Las básculas vienen para 1 o 2 cilindros y son estos los que se conectan directamente a los cloradores. Cuando son más de cuatro que hay que mantener conectados para alimentar los cloradores es preferible, como se dijo anteriormente, colocar evaporadores y extraer de ellos cloro líquido y no gaseoso. Las básculas deben quedar libres con amplio acceso por tres de sus lados

- d. **Area de evaporadores.** En esta área, al igual que la de almacenaje, se maneja cloro líquido que es mucho más peligroso que el gaseoso. Por eso, en lo posible se debe mantener aislada del resto y el piso drenado por medio de cañaleras que confluyan a un tanque de soda caustica. Lo importante es sacar lo más rápidamente posible la fuga líquida. En la misma sala de evaporadores deben ubicarse en lo posible las tuberías y válvulas con cloro a presión, las cuales también pueden dar origen a escapes

- e. **Area del cuarto de cloradores.** El cuarto de cloradores debe quedar cerrado con puerta independiente y con una ventana para mirar las básculas o la sala de evaporadores, si la hay. Sin embargo, hay que dejarle ventilación forzada con extractor a nivel del piso (porque el cloro es más pesado que el aire). Puede admitirse también ambientación natural siempre y cuando sea en dos paredes opuestas. En salas de cloración pequeñas no suele usarse un cuarto de dosificación separado. Pueden integrarse el almacenaje y los cloradores

En estaciones menores se usa un solo clorador que se conecta al respectivo cilindro. En plantas medianas y mayores se deben usar por lo menos dos equipos unos en funcionamiento y otros en reserva que deberán alternarse con aquel cada semana. Cuando hay pre y postcloración es necesario proveer tres cloradores: Uno para la precloración, otro para la postcloración y otro de reserva. En plantas grandes hay que dejar espacio para el analizador de cloro residual si se lo consigue de pedestal en lugar del de colgar en la pared

- f. **Manejo de los cilindros.** Los cilindros de 50 a 75 kg se manejan manualmente. En cambio los de 1 tonelada requieren de ganchos especiales y poleas como las descritas en la figura XII-1.

El puente grúa consiste en una viga desplazable soportada en sus extremos en dos rieles de acero en doble T. De la viga pende un carro o trolley de engranaje y una grúa con capacidad para dos toneladas que se puede operar manualmente por medio de una cadena

Esta grúa puede moverse tanto transversal como longitudinalmente, ya sea deslizando a lo largo de la viga o empujando esta hacia adelante o hacia atrás hasta colocarla sobre el cilindro que se quiere levantar

CUARTO DE DOSIFICACION	AREA DE PESADO DE LOS CILINDROS	AREA DE ALMACENAJE DE LOS CILINDROS	AREA DE CARGA Y DESCARGA DE LOS CILINDROS
CUARTO DE OPERACION			

Fig. XII-1. Disposición de una sala de cloración

El monorriel es un sistema parecido al anterior que no tiene viga desplazable sino un riel en doble T continuo que va desde la entrada hasta las básculas y allí da un giro para desol, o bien de nuevo por el otro lado hasta la entrada (cuando hay doble fila de cilindros). El carro y la grúa se desplazan colgados del monorriel cuyo eje coincide con el de los cilindros. El segundo sistema es menos costoso que el primero y es suficiente para la mayoría de los casos

El equipo de izamiento determina la altura de la sala de cloración que debe tener por lo menos 3,5 m libres más la sobre elevación para colocar los rieles que pueden ser de 0,90 a 1,5 m.

5. Emergencias

Una estación de cloración debe diseñarse teniendo en cuenta que eventualmente va a haber una emergencia por escape moderado o masivo de cloro y que por tanto hay que dejar en el proyecto las facilidades necesarias para enfrentarla

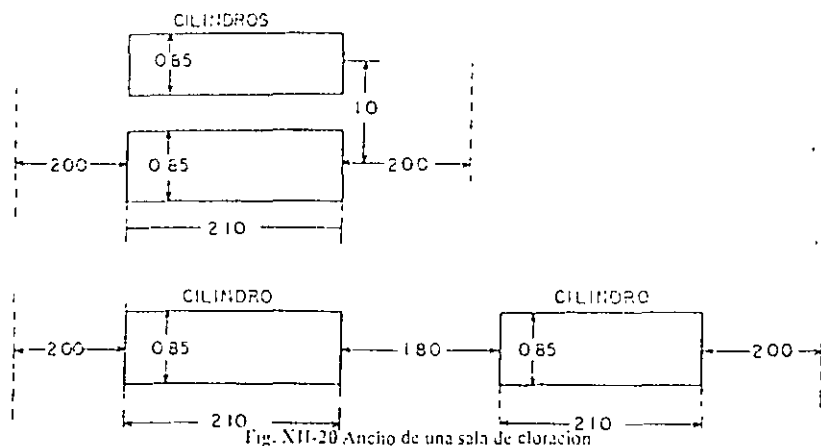


Fig. XII-20 Ancho de una sala de cloración

Lo primero es especificar los KITS para reparación de fugas una o dos máscaras (media o completa) tipo canister o respirador de aire comprimido (que puede ser peligroso) Además, conviene tener a disposición un traje de poliuretano para poderse proteger de quemaduras en la piel en caso de una fuga masiva y un frasco de amoníaco (preferiblemente spray) para verificar los puntos de escape. Resulta útil colocar una veleta sobre la estación para conocer la dirección del viento.

Todos estos equipos (menos la veleta) deben estar ubicados en un cuarto especial hermético con puerta independiente y libre acceso, donde el operador pueda entrar con facilidad para colocarse los elementos de protección antes de ir a entientar la emergencia, sin tener que pasar primero ni por la sala de cilindros ni por la de cloradores. Pueden también situarse en un sitio descubierto al aire libre.

En el pasado se usaron mucho las duchas alcalinas con solución de 10 a 20 % de soda caustica, pero su eficiencia no ha sido satisfactoria. Hay que tener en cuenta que un cilindro de una tonelada al que le explotan los fusibles tarda en vaciarse unas cuatro horas y el de 150 kg. una hora.

El cloro líquido, apenas cae se evapora parcialmente a razón de 70 a 90 kg/h/m² y baja la temperatura del cuarto, si está confinado. Cíclicamente, se congela y gasifica. Inicialmente puede vaporizarse un 20%, lo que implica un gran volumen de gas. Lo ideal es tener ambientes abiertos. Pero cuando esto no es posible por razones de seguridad o clima, debe colocarse ventilación forzada con extractores tanto en la parte alta como en la parte baja de los muros. Los de arriba deben inyectar el aire hacia adentro y los de abajo hacia afuera a fin de mantener lo mas baja posible la nube de gas, como lo indica la figura XII-21. Las cañaletas de recolección del cloro líquido del piso deben ser angostas de 0.15 x 0.30 m y con buena pendiente hacia el tanque de soda caustica, con concentración del 5 al 10%. El volumen del NaOH debe ser 1.15 veces el volumen de cloro líquido que pueda derramarse, o sea que los tanques resultan de 5 a 10 metros cúbicos de capacidad para fugas esperadas de media tonelada.

6. Puntos de aplicación del cloro

Si hay pre y postcloración los puntos más obvios para la aplicación del cloro son: a) El primero en el canal o tubo de llegada del agua cruda y b) El segundo en el efluente general de los filtros, antes del tanque de almacenamiento y antes de la alcalinización, con el objeto de evitar clorar a pH altos a los que se forma preferen-

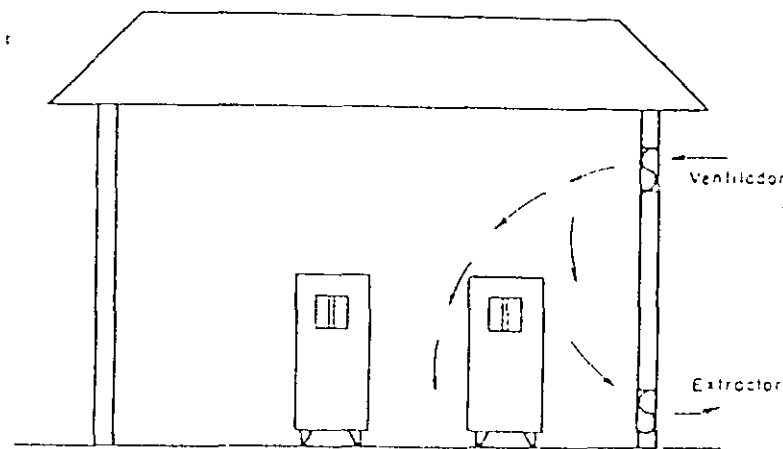


Fig. XII-21 Sistema de ventilación forzada de una sala de cloración

temente el ión hipoclorito que es mucho menos eficiente que el ácido hipocloroso como se explicó en el capítulo XI. Debe evitarse multiplicar los puntos de inyección porque se dificulta controlar la dosificación, al extremo de que con frecuencia, las concentraciones de cloro resultan distintas en los diversos lugares en donde se hace la cloración en la misma planta.

En ocasiones no es conveniente clorar a la entrada del agua cruda en especial cuando esta tiene alto color. En estos casos puede trasladarse la precloración al final de la sedimentación cuando buena parte del color ha sido removido o cambiar la cloración por la cloramación como se explicó en el capítulo XI. Esta última solución se utiliza cuando se presenta gran producción de algas en floculadores y decantadores.

La inyección de cloro debe cumplir dos requisitos: a) debe aplicarse donde haya buena turbulencia por las razones expuestas, para que se produzca una eficiente mezcla rápida, asunto de suma importancia en la optimización de la concentración de cloro libre y b) la solución de cloro no debe sobrepasar los 5500 mg/l para evitar que haya demasiado cloro gaseoso en ella que pueda escaparse en el punto de aplicación y corroer las estructuras aledañas.

Es también indispensable escoger un buen sistema de aplicación. Se usan para ello difusores hechos con tubos perforados o con mallas de tubos.

Para canales abiertos se usan los sistemas a y b (ver figura XII-22) con una sumergencia mínima de 1.50 m, y preferiblemente más para evitar el escape de gases de cloro. La ventaja del sistema b es que puede al mismo tiempo dispersar el cloro y hacer la mezcla rápida, si se lo calcula en la misma forma como los difusores de mallas descritos en el capítulo tercero.

En tuberías es mejor insertar varios tubos con la solución de cloro como se esquematiza en c o mejor aún introducir una malla de tubos como se ve en el

El cálculo de los difusores debe hacerse siguiendo el procedimiento descrito para múltiples

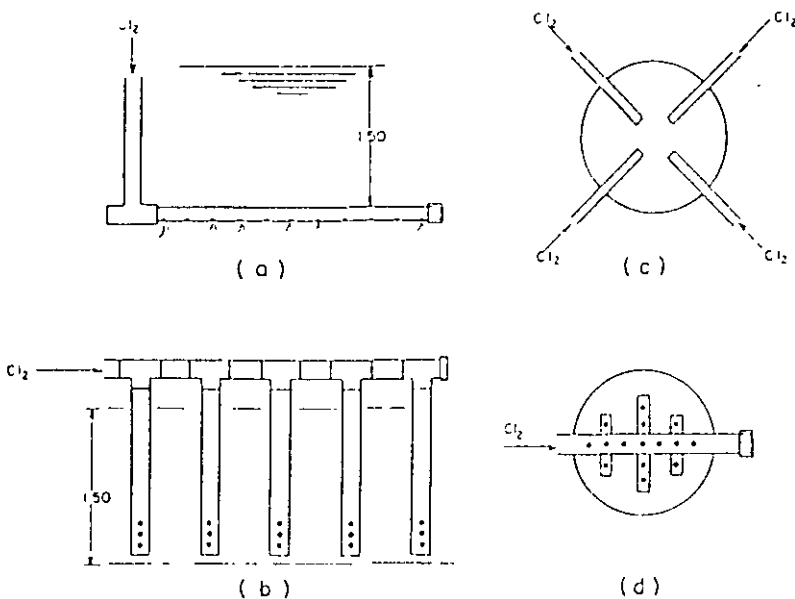


Fig. XII-22 Sistema de inyección de cloro en tubos y canales abiertos

7. Método de operación

La selección del método de operación es otra de las decisiones que hay que tomar, según sean las circunstancias específicas de cada lugar, previa discusión con las autoridades que se van a encargar del manejo de la planta. Las diferentes alternativas se discutieron antes y no creemos necesario volver sobre éste tema.

8. Plomería

El cloro líquido o gaseoso bajo presión se transporta en tuberías metálicas de 3/4" (20 mm) de diámetro a 1-1/2" (38 mm) (acero o hierro fundido) pues mientras esté seco no es corrosivo para ellas. La velocidad máxima del gas debe ser de unos 7.5 m/s y la del cloro líquido 0.30 m/s. El cloro líquido es un solvente del PVC de manera que nunca se le debe usar para transportarlo. Tampoco se puede usar este material con cloro gaseoso que está por encima de la presión atmosférica porque se vuelve poroso.

En consecuencia, las tuberías que van de los cilindros a los cloradores o evaporadores deben ser metálicas, preferiblemente de acero sin costuras, clase 80. Igualmente las líneas entre los evaporadores y la válvula de control del vacío. En cambio las que salen de dicha válvula hasta el inyector, así como las del inyector hasta el punto de aplicación con solución de cloro deben ser de PVC o plástico debido a que el pH de la solución es muy ácido (pH de 2 a 3) y por tanto destruye cualquier metal.

El cloro gaseoso que trabaja con presión negativa (menor que la atmosférica) a diferencia del cloro gaseoso bajo presión positiva, no destruye el PVC. Por eso cuando hay inyector remoto la tubería hasta dicho inyector es de PVC. En este caso

la tolerancia de pérdida de carga es muy baja, de - 1.5" a 2.0" de mercurio, según White (1985).

No se deben usar largas líneas de solución de cloro (más de 50 m) porque pueden producir escapes de gas en el trayecto, en especial cuando el flujo contiene una concentración alta de cloro molecular no disuelto. Estas se calculan con velocidades de 0.90 m/s y con diámetros entre 2" y 6" (50 a 150 mm).

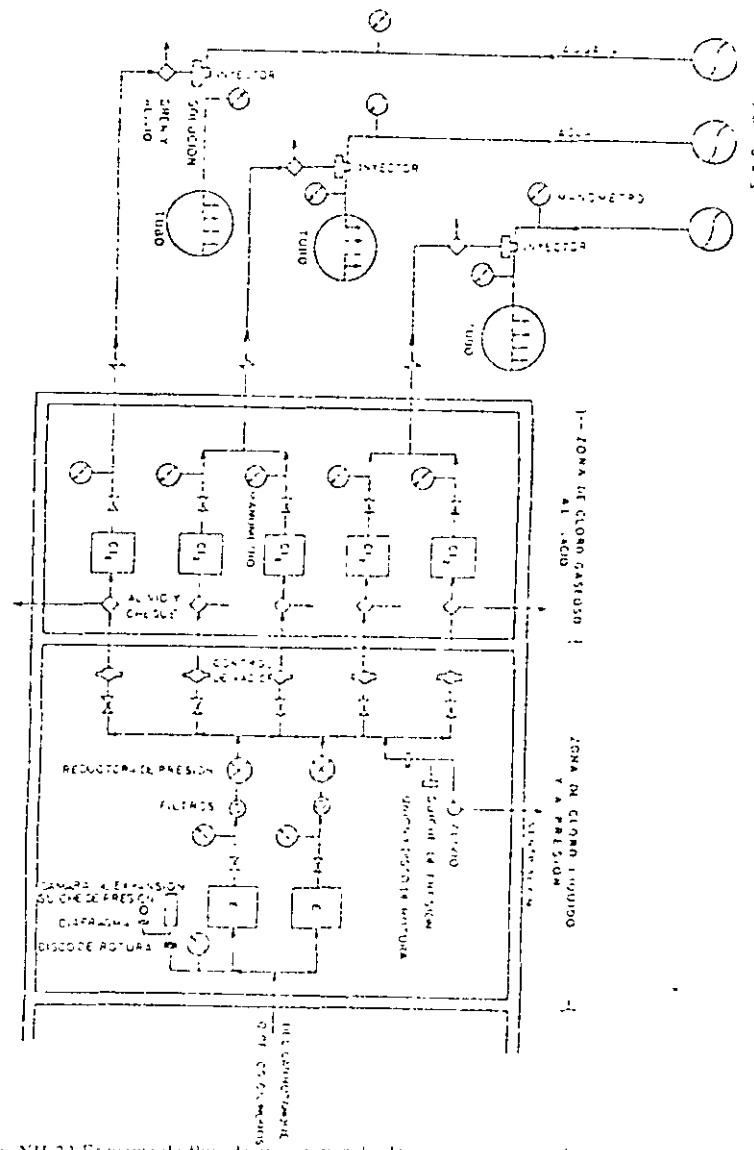


Fig. XII-23 Esquema de flujo de una estación de cloración con evaporador y cloradores remotos con tres puntos de aplicación de cloro.



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

MÓDULO II

**DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS
POTABILIZADORAS**

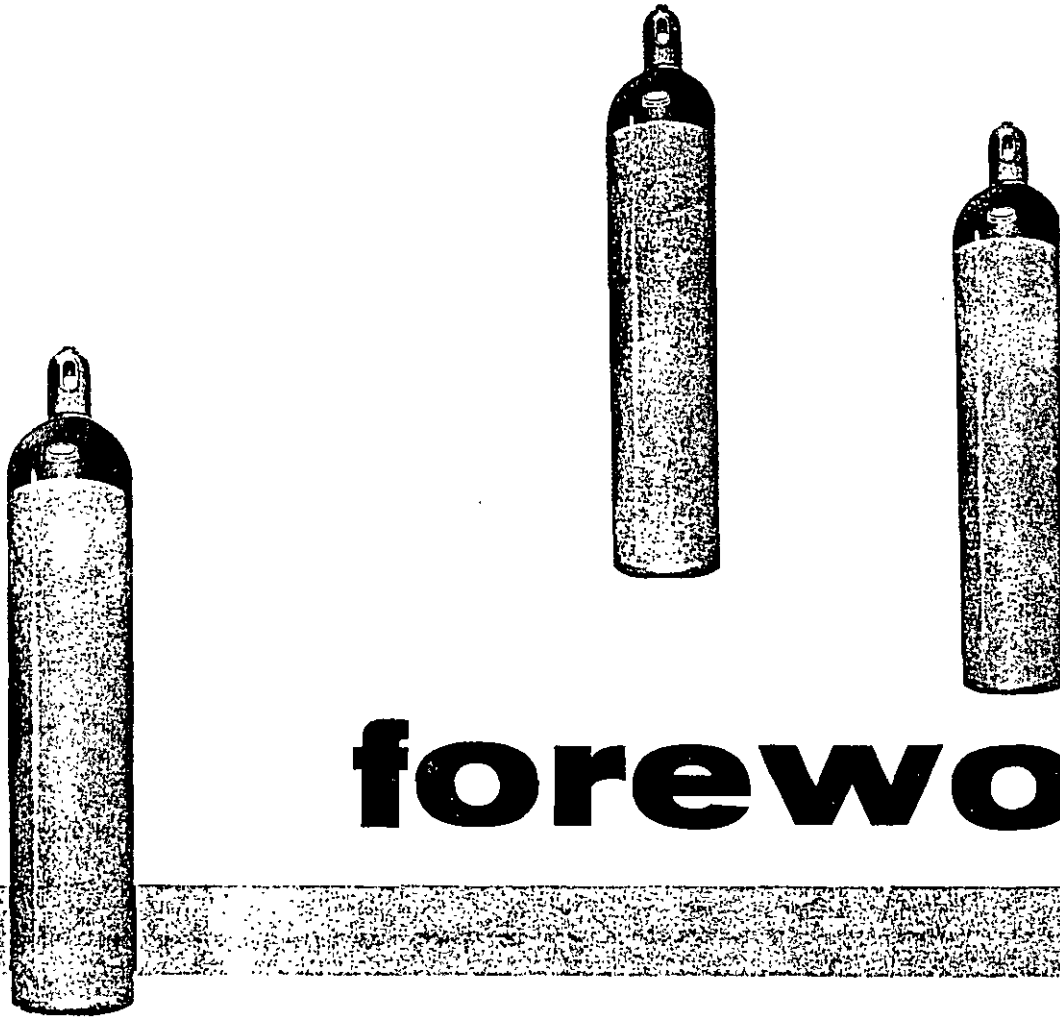
TEMA

MANUAL DE CLORO

**EXPOSITOR: ING. MIGUEL ALONSO CASTILLO HOIL
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2002**



The information in this Manual is drawn from sources believed to be reliable. Safety suggestions are based on the accident prevention experience of a number of members of The Chlorine Institute, Inc. The Institute and its members make no guarantee, jointly or severally, in connection with the information or the safety suggestions herein. Moreover, it should not be assumed that every acceptable safety procedure is included or that abnormal or unusual circumstances may not warrant or require modified or additional procedure. These suggestions should not be confused either with federal, state, municipal, or insurance requirements, or with national safety codes.



foreword

Increased and more widespread uses of chlorine in modern technology, and the accompanying demand for authoritative information on recognized principles of chlorine handling, resulted in publication by The Chlorine Institute, Inc. of its first *Chlorine Manual* in 1949. A second edition was published in 1954. This third edition is broader in scope and reflects recent experience involving safety aspects of shipment, handling and use of chlorine.

This Manual is intended to be a compendium of experience, available to the Chlorine Institute, Inc., of materials, equipment and practices that contribute

to safe handling, storage and shipment of chlorine. Important properties of chlorine have been included in it as well as practical methods of dealing with emergencies that have been encountered. The bibliography will serve readers who wish more detailed, original information about many aspects to which text references have, of necessity, been brief. No attempt has been made to incorporate information about processes of manufacture or use of chlorine.

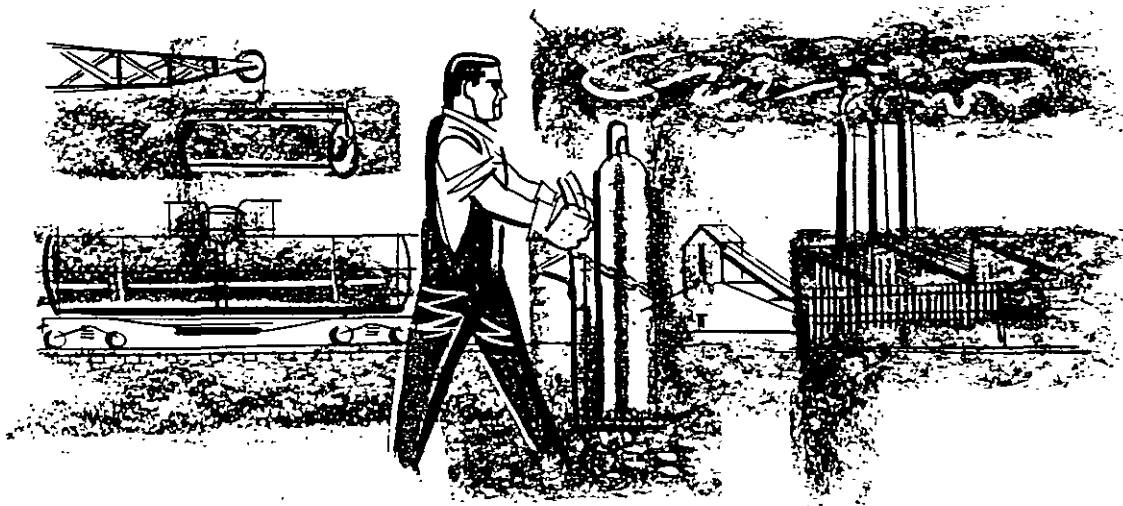
Where questions remain, such as to details of protective provisions or procedures, the user should consult his chlorine or equipment producer or supplier.

contents

illustrations	
Figure	Page
2.1 Chlorine Cylinders	6
2.2 Chlorine Institute Standard Cylinder Valves	7
2.3 Chlorine Ton Container	7
2.4 Chlorine Institute Ton Container Valve	8
2.5 Chlorine Institute Standard ¼-Inch Fusible Plug for Ton Containers	8
2.6 Multi-Unit Chlorine Tank Car (TMU)	9
2.7 Single-Unit Chlorine Tank Car	9
2.8 Valve Arrangement and Manway for Single-Unit Tank Car	10
2.9 Chlorine Institute Standard Angle Valve	11
2.10 Excess-Flow Valve for Single-Unit Tank Cars	12
2.11 Chlorine Institute Tank Car Safety Valve	12
2.12 Chlorine Tank Barge	13
2.13 Hand Truck for Moving Chlorine Cylinders	14
2.14 Lifting Clamps for Handling Chlorine Ton Containers	15
2.15 Yoke and Adapter Type Connection	16
8.1 Vapor Pressure of Liquid Chlorine	26
8.2 Temperature-Density Relation of Liquid Chlorine	27
8.3 Solubility of Chlorine in Water	28
8.4 Volume-Temperature Relation of Liquid Chlorine in a Container Loaded to Its Authorized Limit	29

tables	
Table	Page
2.1 Dimensions and Weights of Cylinders and Ton Containers	8
2.2 Dimensions and Weights of Tank Cars	13
3.1 Recommended Alkaline Solutions for Absorbing Chlorine	17
4.1 Steel Construction Materials for Dry Chlorine at Service Temperatures between -20°F and 300°F	19
4.2 Copper and Copper Alloy Construction Materials for Dry Chlorine	19
7.1 Physiological Response to Various Concentrations of Chlorine Gas	22

Section	Page
1. General Information	
.1 Chlorine in Commerce	5
.2 Chemical and Physical Properties	5
.3 Health Hazards	5
.4 Other Hazards	5
2. Handling and Storage	
.1 Chlorine Shipping Containers	6
.2 Handling Restrictions	10
.3 Cylinders and Ton Containers	10
.4 Multi-Unit Tank Cars	14
.5 Single-Unit Tank Cars	14
.6 Tank Barges	16
.7 Stationary Storage	16
3. Emergency Measures	
.1 General	16
.2 Finding Leaks	16
.3 Emergency Assistance	16
.4 Fire	16
.5 Controlling Leaks	17
.6 Preparations for Handling Emergencies	17
4. Engineering Control of Hazards	
.1 Building Design	18
.2 Piping—Dry Chlorine	18
.3 Piping—Wet Chlorine Gas	19
.4 Heating and Ventilating	19
.5 Waste Disposal	19
5. Equipment Cleaning and Repairs	
.1 Preparation	20
.2 Entering Tanks	20
.3 Exterior Repairs	20
6. Employee Safety	
.1 Employee Education and Training	20
.2 Personal Protective Equipment	20
.3 First Aid Equipment	21
7. Medical Aspects and First Aid	
.1 Health Hazards	22
.2 Preventive Health Measures	22
.3 Suggestions to Physicians	22
.4 First Aid	23
8. Technical Data	
.1 General	24
.2 Atomic and Molecular Properties	24
.3 Chemical Properties	24
.4 Physical Properties	24
9. References	
.1 Chemical and Physical	30
.2 Transportation	30
.3 Medical and Toxicological	31
.4 Sanitation	32
.5 Miscellaneous	32



general information

1.1 CHLORINE IN COMMERCE

Chlorine in commerce is a liquefied gas under pressure; the chlorine in containers has both a liquid and a gas phase. All containers used in the transportation of chlorine as well as all means of their transportation are controlled by strict Federal or other governmental regulations.

1.2 CHEMICAL AND PHYSICAL PROPERTIES

Chlorine is one of the chemical elements. Neither the gas nor the liquid is explosive or flammable; both react chemically with many substances. Chlorine is only slightly soluble in water. The gas has a characteristic odor and greenish yellow color and is about two and one-half times as heavy as air. Thus, if it escapes from a container or system, it will seek the lowest level in the building or area in which the leak occurs. (See §4.4.) Liquid chlorine (not to be confused with water solutions of chlorine gas) is clear amber in color and is about one and one-half times as heavy as water. At atmospheric pressure, it boils at -29.29°F and freezes at -149.76°F . One volume of liquid chlorine, when vaporized, will yield about 450 volumes of gas. Although *dry* chlorine does not react with (corrode) many metals, it is very reactive (strongly corrosive) when moisture also is present. For details see §8.

1.3 HEALTH HAZARDS

Liquid chlorine is a skin irritant; prolonged contact will produce "burns." Liquid chlorine in the eyes will cause severe damage. When exposed to normal atmospheric pressure and temperature it vaporizes to gas.

Chlorine gas is primarily a respiratory irritant. In concentrations exceeding 15 ppm it will irritate the mucous membranes, the respiratory system and the skin. In extreme cases, the difficulty of breath-

ing may increase to the point where death can occur from suffocation. For more details see §7.

The characteristic penetrating odor of chlorine gas gives warning of its presence in the air. Its greenish yellow color makes it visible when high concentrations are present.

1.4 OTHER HAZARDS

1.4.1 Fire

Chlorine is neither explosive nor flammable; however, chlorine will support combustion.

1.4.2 Chemical Action

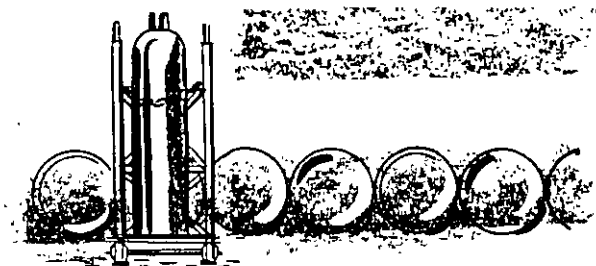
Chlorine has a very strong chemical affinity for many substances. It will react with almost all the elements and with many inorganic and organic compounds, usually with the evolution of heat. At elevated temperatures it reacts vigorously with most metals. For more details see §8.3.

1.4.3 Volumetric Expansion

The volume of liquid chlorine increases considerably with increasing temperature. Precautions must be taken to avoid hydrostatic rupture of containers or other equipment filled with liquid chlorine. (See §2.1.5 and §2.3.3.2.)

1.4.4 Corrosive Action

At ordinary temperatures, *dry* chlorine, either liquid or gas, does not corrode steel. (For other materials used in piping systems see §4.3 and §8.3.3.2.) In the presence of moisture, however, highly corrosive conditions exist as a result of the formation of hydrochloric and hypochlorous acids. *Every precaution must be taken to keep chlorine and chlorine equipment free from moisture.* Pipe lines, valves, and containers must be tightly closed when not in use to keep out moisture from the air. **Never use water on a chlorine leak** because resulting corrosive conditions *always* make the leak worse.



handling and storage

2.1 CHLORINE SHIPPING CONTAINERS

2.1.1 General

Interstate Commerce Commission (I.C.C.) Regulations and Specifications are specifically referred to throughout §2.1. Except as otherwise noted, operations in Canada are governed by identical Regulations and Specifications of the Board of Transport Commissioners for Canada (B.T.C.C.) (See §9.2.)

The I.C.C. and the B.T.C.C. use the service of the Bureau of Explosives of the Association of American Railroads to carry out the requirements of the law. Requests for permits or for information concerning the Regulations and Specifications in the United States should be addressed to the Bureau at 63 Vesey Street, New York 7, New York.

2.1.2 Shipping Regulations

Liquid chlorine is classified as a non-flammable compressed gas by the I.C.C. and the U.S. Coast Guard, and by the B.T.C.C.

Interstate and foreign shipments originating within the limits of the United States must comply with I.C.C. Regulations regarding loading, handling, and marking. Water shipments also must comply with the U.S. Coast Guard Regulations. (In practice chlorine shippers do not differentiate between inter- and intra-state shipments.)

Shipments in Canada must comply with the B.T.C.C. Regulations.

2.1.3 Container Specifications

Except for tank barges, all chlorine shipping containers used in interstate commerce must comply with I.C.C. Specifications. Tank barges must comply with the specifications of the U.S. Coast Guard.

Chlorine shipping containers in Canada must comply with B.T.C.C. Specifications.

2.1.4 Container Types and Sizes

2.1.4.1 Cylinders. Not over 150 lb capacity (§2.1.5.2), complying with I.C.C. Spec. 3A480, 3AA480, 25, 3, 3BN480, 3E and B.E. 25.

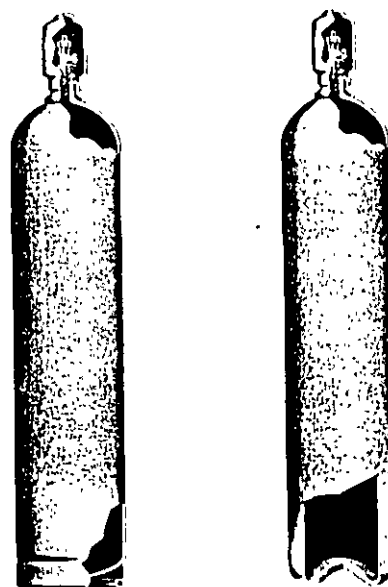


Figure 2.1 Chlorine Cylinders: Foot Ring Type (left) and Bumped-Bottom Type (right)

2.1.4.2 Ton Containers. Loaded to about 2,000 lb (§2.1.5.2), complying with Spec. I.C.C. 106A500, 106A500X, and B.E. 27.

2.1.4.3 TMU Cars. (Multi-unit tank cars), special cars built to carry 15 of the above-named ton containers.

2.1.4.4 Single-unit Tank Cars. Not over 110,000 lb capacity (§2.1.5.2), complying with Spec. I.C.C. 105A500 and 105A500W; older cars complying with Spec. I.C.C. 105A300, 105A300W, 105 or ARA V. Class 105A cars having higher marked test pressures also may be used.

2.1.4.5 Tank Trucks. Trucks complying with I.C.C. Spec. MC 330 are authorized for chlorine but none is in service currently in the United States or Canada.

2.1.4.6 Tank Barges. Varying from 550 to 1,100 tons capacity, having tanks complying with the re-

quirements of Class I arc-welded, unfired pressure vessels as defined in U.S. Coast Guard Marine Engineering Regulations. (See §9.2.)

2.1.5 Containers, General

The following points of similarity are common to all these containers:

1. They are steel.
2. The maximum permitted filling density is 125 per cent. The filling density is defined by the I.C.C. as "...the per cent ratio of the weight of gas in the tank to the weight of water that the tank will hold. For determining the water capacity of the tank in pounds, the weight of a gallon (231 cubic inches) of water at 60°F. in air shall be 8.32828 pounds."
3. They are equipped with safety devices. (An exception is the lecture bottle, I.C.C. 3E.)
4. They are pressure-tested at regular intervals as required by I.C.C. or U.S. Coast Guard Regulations.

2.1.6 Cylinders

2.1.6.1 Construction. Chlorine cylinders are of seamless construction with a capacity of from 1 to 150 lb; those of 100- and 150-lb capacity predominate. I.C.C. Regulations limit the maximum filling to 150 lb of chlorine for all cylinders purchased since November 1, 1935. Approximate dimensions and weights of common cylinders are shown in Table 2.1. The only opening in the cylinder permitted by Regulations is the valve connection at the top.

Cylinders are either of the foot-ring type, or the bumped-bottom type. (See Fig. 2.1.) A steel valve protection hood is provided to cover the valve. Always keep the hood in place, except when the cylinder is connected.

The I.C.C. specification number, serial number, identifying symbol, and date of hydrostatic test must be stamped on the metal near the cylinder neck. It is illegal to mar or deface these markings, except upon prior approval of the Bureau of Explosives.

2.1.6.2 Valve. The Chlorine Institute, Inc. has designed a Chlorine Institute Standard Cylinder Valve. The valve outlet threads are not standard pipe threads, but are special straight threads (designated as 1.030"-14NGO-RH-EXT) which conform to connection number 660 of American Standard B57.1. (See §9.5.) These cylinder valves are equipped with either of two types of safety devices. One has fusible metal cast directly into a

threaded hole in the valve body; the other has a threaded bronze plug containing the fusible metal screwed into a tapped hole in the valve body. (See Fig. 2.2.) Valve drawings are available from The Chlorine Institute, Inc.

The fusible plug is a safety device designed to melt between 158°F and 165°F (70°C to 73.9°C), thus releasing pressure and preventing rupture of the container in case of fire or other exposure to high temperature. Because the opening for the plug is below the valve seat, the contents of the cylinder will be vented if the plug is loosened. In spite of these safety devices cylinders occasionally burst when in fires, and pieces of metal may be hurled several hundred yards. (See §3.4 and §3.5.1.) **Never tamper with the fusible plug and never expose cylinders to heat.**

2.1.6.3 Shipping. Cylinders can be shipped by rail in either carload or less than carload lots. Freight tariffs specify minimum carload weights of 30,000 lb for full and 36,000 lb for empty cylinders. Any number of cylinders can be shipped by truck. Shipments via motor vehicles may be made in less than carload lots or in truck load quantities of various minimum weights depending on the motor carrier and area of transportation.

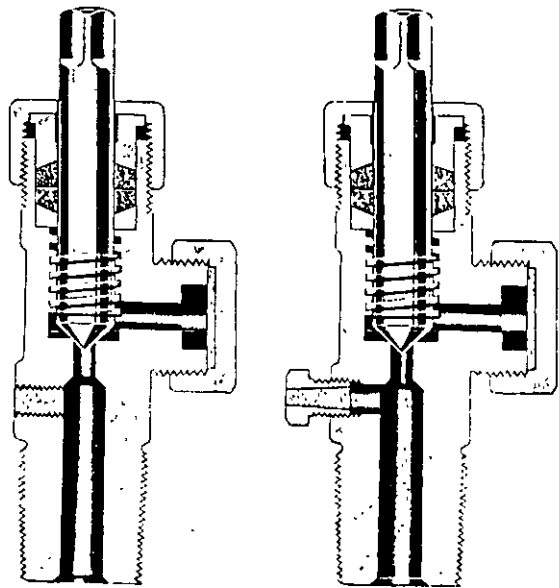


Figure 2.2 Chlorine Institute Standard Cylinder Valves: Poured Type Fusible Plug (left) and Screwed Type Fusible Plug (right)

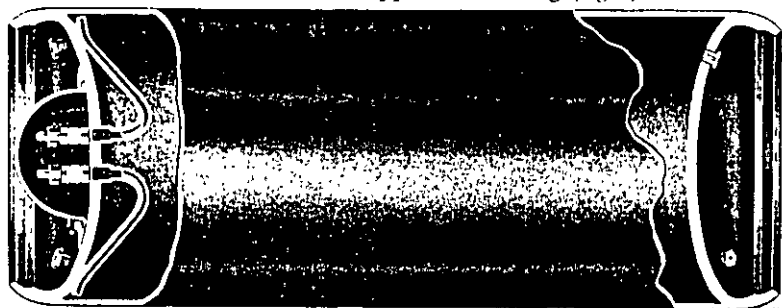
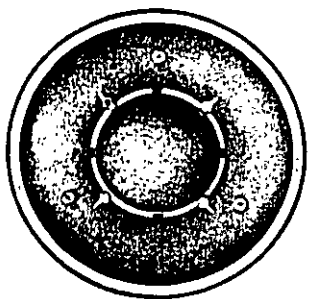


Figure 2.3 Chlorine Ton Container

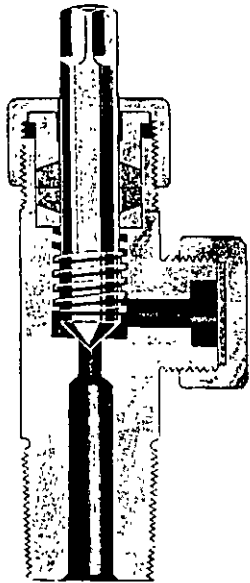


Figure 2.4 Chlorine Institute Ton Container Valve

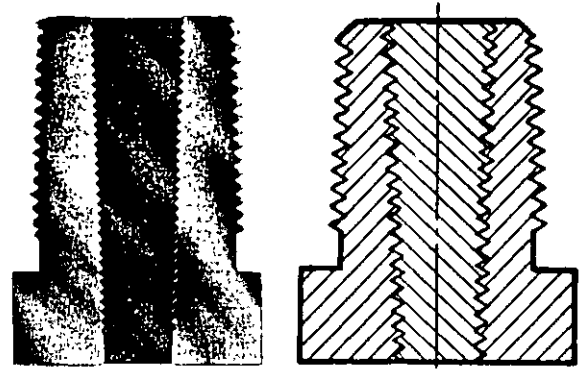


Figure 2.5 Chlorine Institute Standard 3/4" Fusible Plug For Ton Containers

2.1.7 Ton Containers

2.1.7.1 Construction. The ton container is a welded tank having a loaded weight as much as 3,700 pounds. Dimensions are shown in Table 2.1. The heads are convex inward, and the sides are crimped inward to form chimes which provide a substantial grip for lifting clamps used in handling. (See Figs. 2.3 and 2.14.) (A few containers have compound curvature on the head opposite the valves.)

The I.C.C. specification number, serial number, inspector's official mark, identifying symbol, dates of hydrostatic tests, and water capacity, in lb. must be stamped on the metal of one head or chime, usually at the valve end. The tare weight sometimes is stamped or punched on a brass plate or the chime. It is illegal to mar or deface these markings, except upon prior approval of the Bureau of Explosives.

2.1.7.2 Operating Valves. The container is equipped with two identical valves near the center of one end. The Chlorine Institute, Inc. has designed

a Chlorine Institute Standard Ton Container Valve. This differs from the Standard Cylinder Valve only in that it has no fusible metal plug and it has a larger internal passage. (See Fig. 2.4.)

Each valve is connected inside the container to an eduction pipe. The valves are protected by a removable steel valve protection hood. Always keep the hood in place except when the container is connected.

2.1.7.3 Safety Devices. Each container is equipped with six fusible metal plugs, three in each end, spaced 120° apart. (A few have eight plugs, four in each end.) These plugs are safety devices designed to melt between 158°F and 165°F (70°C to 73.9°C) thus releasing the pressure and preventing rupture of the container in case of fire or other exposure to high temperature. (See §2.1.6.2.) The Chlorine Institute Standard 3/4" Fusible Plug is shown in Fig. 2.5. A few repaired containers may have one or more 1" fusible plugs. Never tamper with the fusible plugs and never expose ton containers to heat.

2.1.7.4 Shipping. Loaded ton containers may be shipped by rail only as a part of a TMU car. Regulations also provide that one or more containers may be transported on trucks or semi-trailers.

Table 2.1 Dimensions and Weights of Cylinders and Ton Containers

Capacity, lb	Weight Class	Weight (1) Empty, lb	Outside Diameter, in.	Overall Height (2) or Length, in.
100	Heavy	80-115	8 1/4-8 1/2	53-59
100	Light	63-79	8 1/4-8 1/2	53-55
100	Heavy	95-105	10 1/2-10 3/4	40-43
100	Light	63-76	10 1/2-10 3/4	39 1/2-43
105	Heavy	85	10 1/4-10 1/2	41 1/8
105	Light	72-77	10 1/4-10 1/2	40-41
105	Light	72-77	8 1/4-8 1/2	57-58
150	Heavy	120-140	10 1/2-10 3/4	53-56
150	Light	85-105	10 1/4-10 3/4	53-56
2000	...	1300-1650	30	79 3/4-82 1/2

Notes: (1) Weight includes protection hood and valve(s).
 (2) Height to top of valve protection hood, height to center line of valve outlet is about 3/8" less.

2.1.8 Multi-Unit Tank Cars

A multi-unit tank car (TMU car) consists of a specially-constructed underframe on which 15 ton containers are mounted. (See Fig. 2.6.) Because it is a tank car, freight is paid on the chlorine only (30,000 lb) and no freight is paid on empty cars when sent by reverse routing.

2.1.9 Single-Unit Tank Cars

2.1.9.1 Construction. Single-unit chlorine tank cars are built in three capacities: 16-ton, 30-ton, and 55-ton. (See Fig. 2.7.) All are provided with 4" of corkboard insulation, protected by a steel jacket. Dimensions and weights of these cars are shown in Table 2.2. At the center on the top on the car there is a manway which is the only opening in the tank.

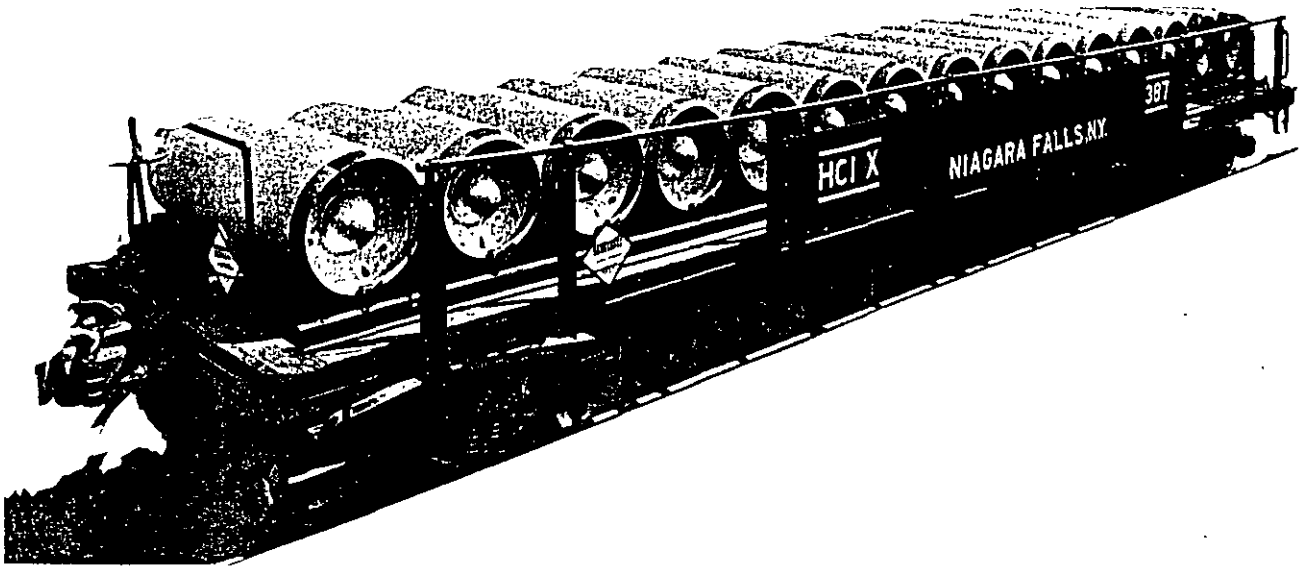


Figure 2.6 Multi-Unit Chlorine Tank Car (TMU)

2.1.9.2 Valve Arrangement. Five valves are mounted on the manway cover inside the housing as shown in Figure 2.8. Four of these are angle valves; the fifth, mounted in the center, is a safety valve. Opposite each angle valve there is an opening in the protective housing, protected by a suitable cover, through which the unloading lines are connected.

2.1.9.3 Operating Valves. The Chlorine Institute, Inc. has designed a Chlorine Institute Standard Angle Valve. (See Fig. 2.9.) The valve is made of forged steel with monel trim. Outlets are 1" female American Standard taper pipe threads, and are protected by pipe plugs. The two angle valves on the longitudinal center line of the car are for unloading liquid chlorine. The two angle valves on the transverse center line will de-

liver gas. (On some 55-ton cars one of the gas valves has been replaced with a second safety valve.)

2.1.9.4 Excess-Flow Valves. Under each liquid valve is an eduction pipe, fastened to the manway cover and extending to the bottom of the tank. At the top of each eduction pipe, immediately below the angle valve, is a rising-ball, excess-flow valve designed to close when the rate of flow of liquid chlorine is about 7,000 lb/hr. (See Fig. 2.10.) (Some valves of other design are in use and have lower closing rates.) This is a protective device designed to close automatically against the outward flow of liquid chlorine if the angle valve is broken off or under certain conditions, if the unloading line is severed.

2.1.9.5 Safety Valve. The safety valve is of the spring-loaded type and may be combined with a

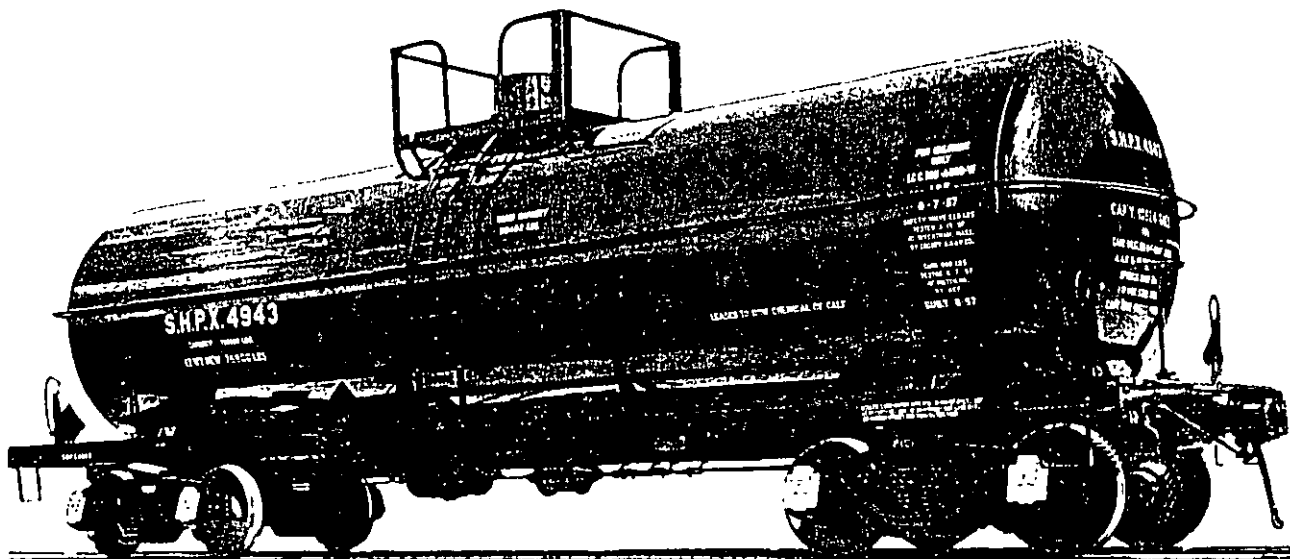
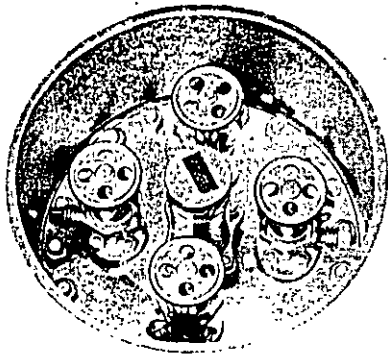


Figure 2.7 Single-Unit Chlorine Tank Car



breaking-pin assembly. (See Fig. 2.11.) On cars stenciled 105A300 or 105A300W the valve is designed to start to discharge at 225 psig; on cars stenciled 105A500 or 105A500W it is designed to start to discharge at 375 psig.

2.1.10 Tank Barges

Chlorine tank barges (see Fig. 2.12) vary in capacity from about 550 to 1,110 tons. Barges have either 4 or 6 tanks containing from 85 to 185 tons each. The tanks must comply with the regulations of the U.S. Coast Guard. Tank lagging is not required.

The valves on barge tanks are similar to those on tank cars, but the arrangement is not standard and on some barges the valves are larger. Inquiries on this subject should be referred to the shipper.

2.2 HANDLING RESTRICTIONS

The following handling restrictions apply to all containers:

1. Persons receiving or shipping chlorine should familiarize themselves with I.C.C. Regulations and Specifications and any others that are pertinent.
2. Except as indicated in §2.5.1.4, never mix chlorine and another gas in a shipping container.
3. Never allow moisture or any liquid other than chlorine to enter a chlorine shipping container.
4. It is illegal to ship any type of container loaded with chlorine unless it is loaded by or with the consent of the owner of the container.
5. It is illegal to ship a leaking chlorine container or a container which has been exposed to fire, whether full or partially full. However, it may be desirable under some circumstances to ship a leaking chlorine container (including tank cars) to which a cap or other emergency device has been applied. *The Bureau of Explosives should be consulted for advice before making any such shipment.*
6. I.C.C. Regulations (§74.565a) provide "Consignees must report promptly to the Bureau of Explosives all instances of improper staying and broken, leaking, or defective containers of explosives or other dangerous articles in shipment received by them." Also notify the supplier.

2.3 CYLINDERS AND TON CONTAINERS

Throughout §2.3 *container* refers both to cylinders and to ton containers.

2.3.1 Moving

Chlorine is a hazardous substance and care must be exercised in handling containers. When moving containers, valve protective hoods should be in place. Containers should not be dropped and no object should be allowed to strike them with force. Never apply heat to chlorine containers or their valves.

A properly balanced hand truck, having a clamp support at least two-thirds of the way up the cylinder, should be used to move cylinders. (See Fig. 2.13.) When cylinders must be lifted and an elevator is not available, a crane or hoist equipped with a special cradle or carrier should be used; never use a chain, rope sling, or magnetic

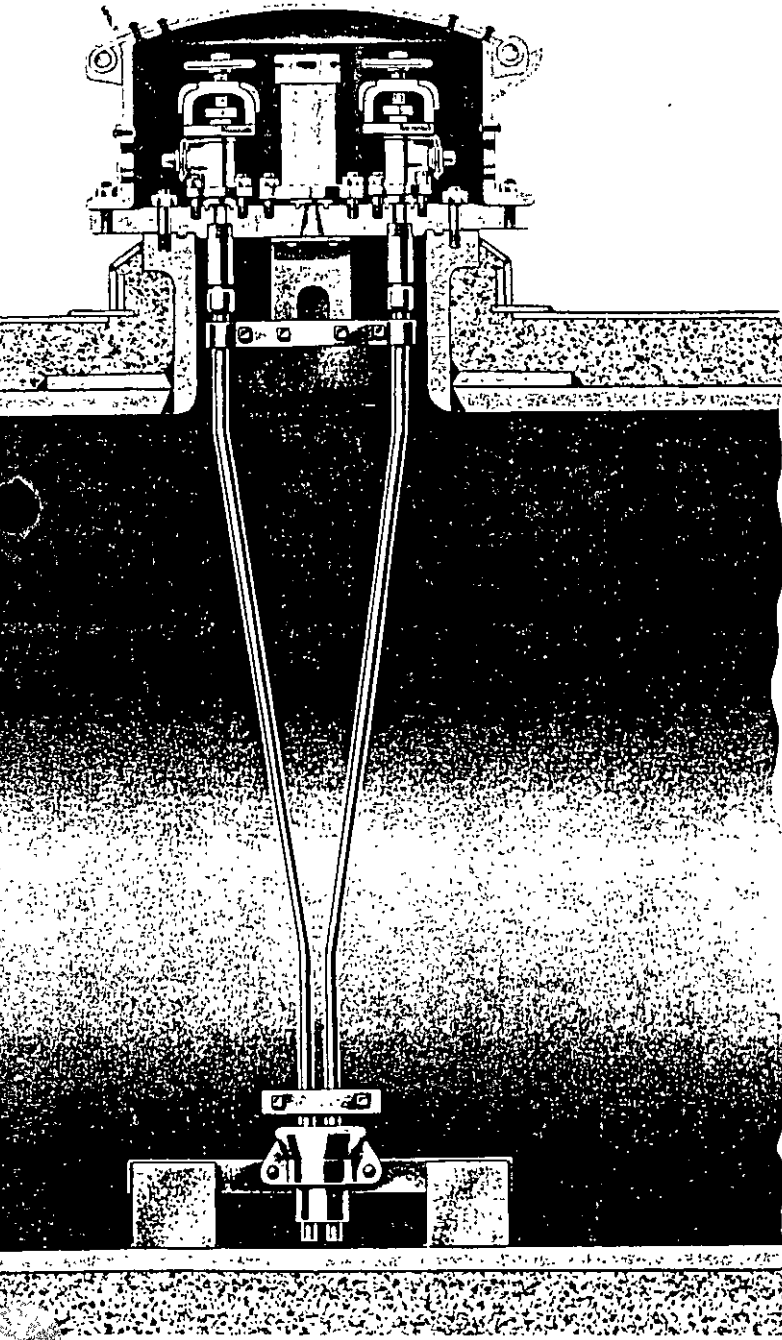


Figure 2.8 Valve Arrangement and Manway for Single-Unit Tank Car

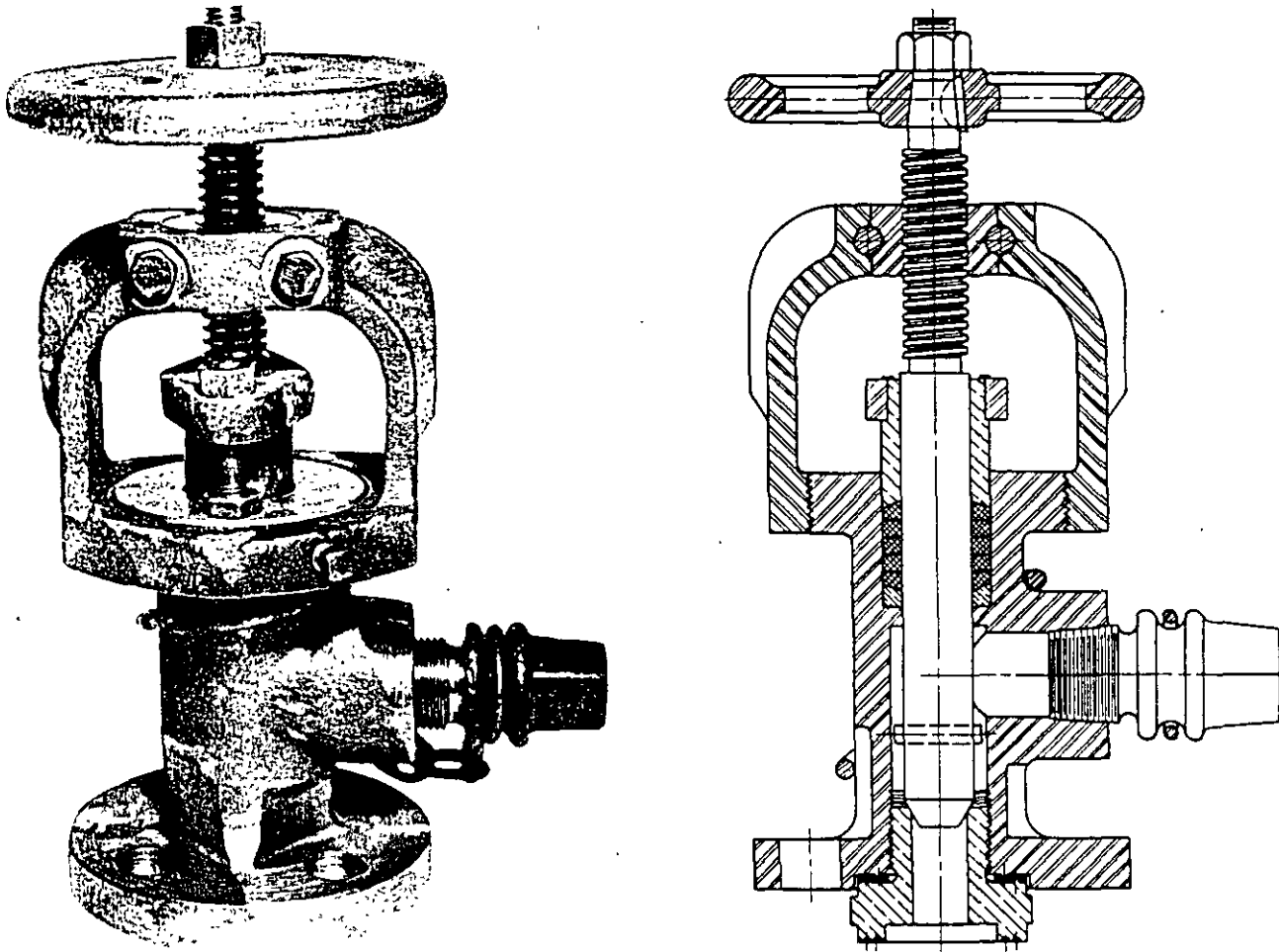


Figure 2.9 Chlorine Institute Standard Angle Valve

device. Never lift a cylinder by means of the valve protection hood because the hood is not designed to carry the weight of the cylinder.

Ton containers should be handled with a suitable lift clamp (see Fig. 2.14) in combination with a hoist or crane of at least 2 tons capacity. Ton containers being trucked should be carefully chocked or clamped down on saddles to prevent shifting and rolling.

2.3.2 Storage

All containers, whether empty or full, should be stored in a dry area and protected from external heat sources such as steam pipes. If stored outdoors, they should be protected from direct sunlight and rain or snow. Fireproof storage areas are recommended. *Chlorine containers should be segregated from other compressed gas containers. Never store containers near turpentine, ether, anhydrous ammonia, finely divided metals, and hydrocarbons or other flammable materials.* The storage area should be clean so that trash will not provide a fire hazard.

The storage area should be well ventilated. (See §4.4.) Subsurface storage should be avoided.

Containers should not be stored near elevators, gangways or ventilating systems because, in the event of a leak, dangerous concentrations may spread rapidly to other parts of the building. Locations should be avoided where containers may drop or

where heavy objects or vehicles may strike or fall on them. *Valve protection hoods should be kept in place on all containers in storage.*

Cylinders should be stored in an upright position. Ton containers should be stored on their sides above the ground or floor on steel or concrete supports. *Ton containers should not be stacked or racked more than one high unless special provision is made for easy access and removal.* Storage should be arranged so that containers are used in the order in which they are received, and so that removal of individual containers and daily inspection can be done without disturbing other ton containers and with a minimum of handling of other cylinders. Full and empty containers should be stored separately.

2.3.3 Using

2.3.3.1 General. Never tamper with the fusible plug safety devices on containers. Containers or valves should not be altered or repaired by the consumer; if they are damaged, the chlorine supplier should be notified, giving the container number and nature of the damage.

Containers should be used in the order in which they are received.

2.3.3.2 Gas Discharge. Cylinders deliver chlorine gas when in an upright position and liquid when in an inverted position. (See §2.3.3.3.) Ton con-

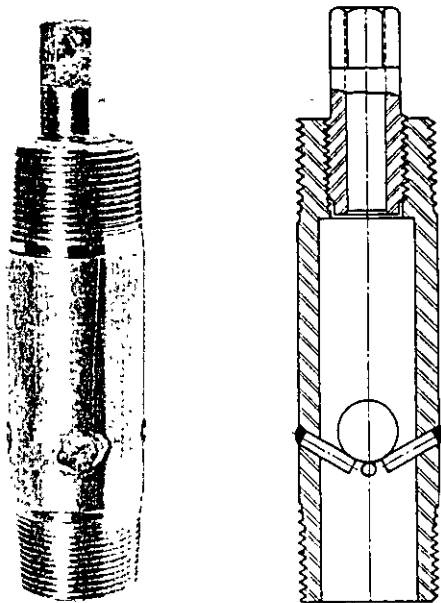


Figure 2.10 Excess-Flow Valve for Single-Unit Tank Cars

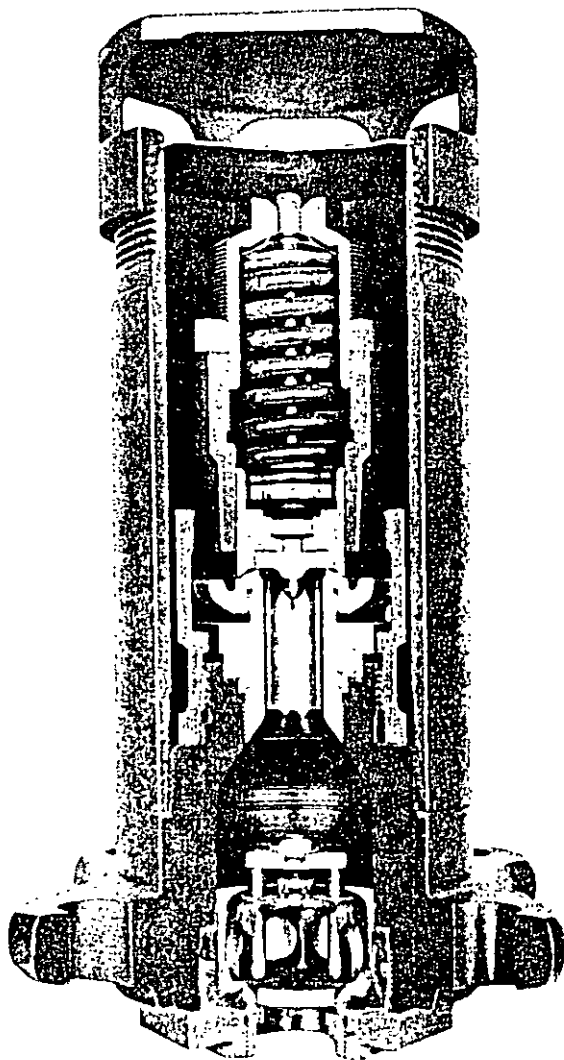


Figure 2.11 Chlorine Institute Tank Car Safety Valve

tainers in a horizontal position and with the valves in a vertical line (see Fig. 2.3) deliver gas from the upper valve and liquid from the lower valve.

The flow of chlorine gas from a container depends on the internal pressure which in turn depends on the temperature of the liquid chlorine. In order to withdraw gas, liquid must be vaporized. This tends to reduce its temperature and thereby its vapor pressure. At low discharge rates when sufficient heat can be obtained from the surrounding air, the pressure in the container normally will remain constant and uniform flow can be maintained. At high discharge rates, however, the temperature and pressure within the container will fall due to the cooling effect of vaporization in the container, and the rate of flow will gradually diminish. At excessive discharge rates, the liquid will be cooled sufficiently so that frost may form on the outside of the container. The insulating effect of the frost causes a further decrease in the rate of discharge. Discharge rates may be increased by circulating room temperature air around the container with a fan; **never place the container in a bath of hot water or apply direct heat.**

The dependable continuous discharge rate of chlorine gas from a single 100-lb or 150-lb cylinder without sweating under normal temperature (70°F) and air circulation conditions is about 1¼ lb/hr against a 35 psi back pressure. The rate for a ton container is about 15 lb/hr under similar conditions. If sweating can be tolerated these rates can be doubled; for short periods they may be greatly exceeded.

If the gas discharge rate from a single container will not meet requirements, two or more can be connected to a manifold and discharged simultaneously, or a vaporizer (evaporator) can be used. (See §2.3.3.3.) When discharging through a manifold, care must be taken that all containers are at the same temperature, particularly when connecting a new container to the manifold. If there is a difference in the temperature of the liquid chlorine, it will transfer by distillation from the warm to the cool container, and the cooler container may become completely filled with liquid. Should this occur, and the container valve then be closed, hydrostatic pressure may cause bursting. For this reason, *extra precautions must be observed when closing valves of containers connected to a manifold. The chlorine or equipment supplier should be consulted for details.*

2.3.3.3 Liquid Discharge. If a vaporizer (evaporator) is used, liquid chlorine is withdrawn from the container and converted to gas. To obtain liquid chlorine from a cylinder, the cylinder should be partially inverted and clamped securely on a rack set at an angle of about 60° to the horizontal. As described in §2.3.3.2, liquid chlorine can be obtained from the lower valve of a ton container. The dependable continuous discharge rate of liquid chlorine under normal temperature conditions and against a 35 psi back pressure is about 200 lb/hr for cylinders and 400 lb/hr for ton containers. Batch discharge rates may be considerably higher. *Connection of containers discharging liquid to a manifold is not recommended. Consult your chlorine or equipment supplier for details.*

2.3.3.4 Weighing. Container contents can be

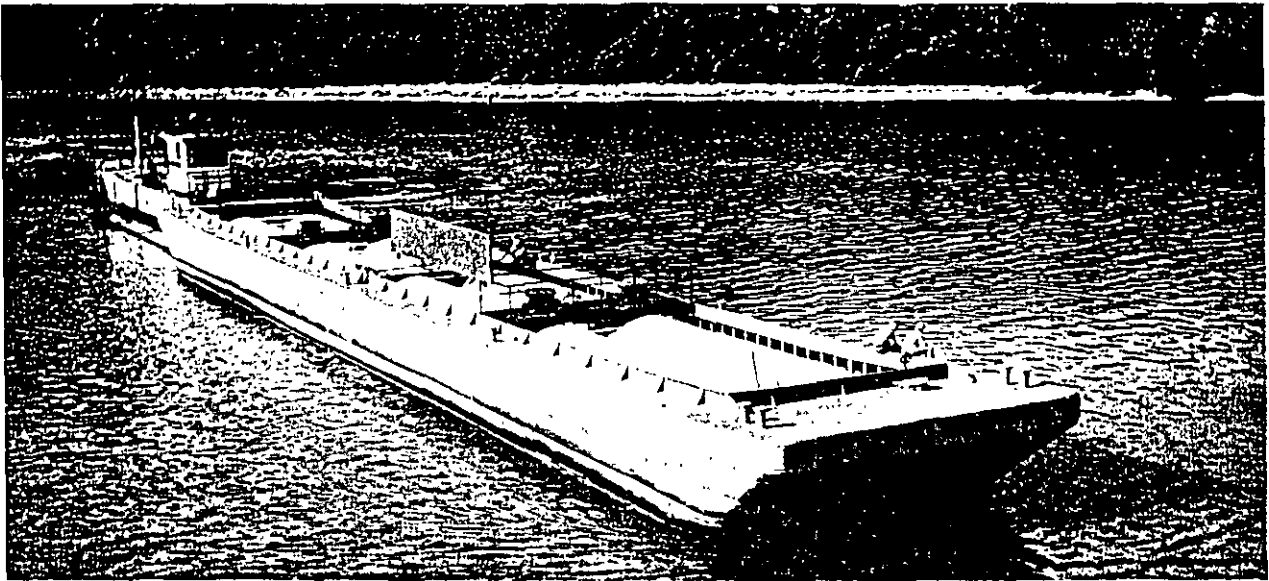


Figure 2.12 Chlorine Tank Barge

determined accurately only by use of a suitable scale. The weight of the full container should be recorded and the empty weight determined by subtracting the specified weight of the contents.

2.3.3.5 Connections. A flexible connection between the container and the piping system should be used. Copper tubing suitable for 500 psig ($\frac{3}{8}$ " OD x .035" wall) is recommended. Yokes (clamps) and adaptors are recommended for connection to the container valve outlet. (See Fig. 2.15.) If union connections are used, the threads on the connectors must match the valve outlet threads. *Valve outlet threads are not standard taper pipe threads.* (See §2.1.6.2.) **Never force connections that do not fit.**

When making connection a new gasket of 2-4% antimony lead (or fiber-Mil A 17472) should be used. The container valve may be opened by turning the valve stem in a counter-clockwise direction. *Use a $\frac{3}{8}$ "-square box wrench not over 6" long.* One complete turn of the stem permits maximum discharge; forcing the stem much beyond this point may cause damage. If the valve is difficult to open, the packing nut may be loosened slightly, the valve opened, and the packing nut retightened. If necessary, to loosen a stuck valve stem, the end of the wrench may be struck with the heel of the hand.

After the connection is made the system should be tested for leaks. (See §3.2.)

2.3.3.6 Absorbing. Unless proper precautions are observed when chlorine is being absorbed in a liquid, the liquid will suck back into the container when it becomes empty due to the creation of a partial vacuum. This must be avoided as it has resulted in numerous accidents. A barometric leg or a vacuum breaking device should be used. *The chlorine or equipment supplier should be consulted before proceeding with this operation.*

2.3.4 Return

As soon as a container is empty, the valve should be closed, lines disconnected, and the valve tested for chlorine leaks. If no leakage is indicated, the outlet cap should be applied promptly and the valve protection hood attached; these fittings should always be kept in place except when the container is connected. If the valve does not close tight on the first trial, it should be opened and closed lightly several times until proper seating is obtained. **Never use a hammer or any other implement to effect a tight valve closure.** If this does not stop the leak, see §3.5. It is illegal to ship a leaking chlorine container. (See §2.2.5.)

The open end of the disconnected line should be

Table 2.2 Dimensions and Weights of Tank Cars

Car	Length Over Strikers (1)	Overall Height (2)	Height to Valve Outlet (2)	Extreme Width (3)	Weight Empty, lb	Weight Loaded, lb
TMU	42' 4"-47' 0"	6' 8"-7' 6"	...	9' 6"-10' 1"	54,500-59,000 (4)	84,500-89,000
16-Ton	32' 2"-33' 3"	10' 5"-12' 0"	9' 3 $\frac{1}{4}$ "-10' 0"	9' 2"-9' 6 $\frac{1}{2}$ "	42,000-51,000	74,000-83,000
30-Ton	33' 10"-35' 11 $\frac{1}{2}$ "	12' 4 $\frac{1}{2}$ "-13' 7"	11' 3"-11' 9"	9' 3"-9' 10"	55,000-65,000	115,000-125,000
55-Ton	38' 9 $\frac{1}{2}$ "-43' 0"	14' 3"-14' 10 $\frac{1}{2}$ "	12' 6"-13' 1 $\frac{1}{2}$ "	9' 3"-10' 7 $\frac{1}{2}$ "	76,000-94,000	187,000-204,000

Notes: (1) Add 2' 6" for length over center line of coupler knuckles. (2) Heights are for empty cars and are measured from top of rail; heights of loaded cars may be as much as 4" less. (3) Width over grab irons. (4) Weight for car with empty containers; underframe only weighs about 34,000 lb to 46,000 lb. (5) Height to manway platform is 6" to 10" less than height to center line of valve.

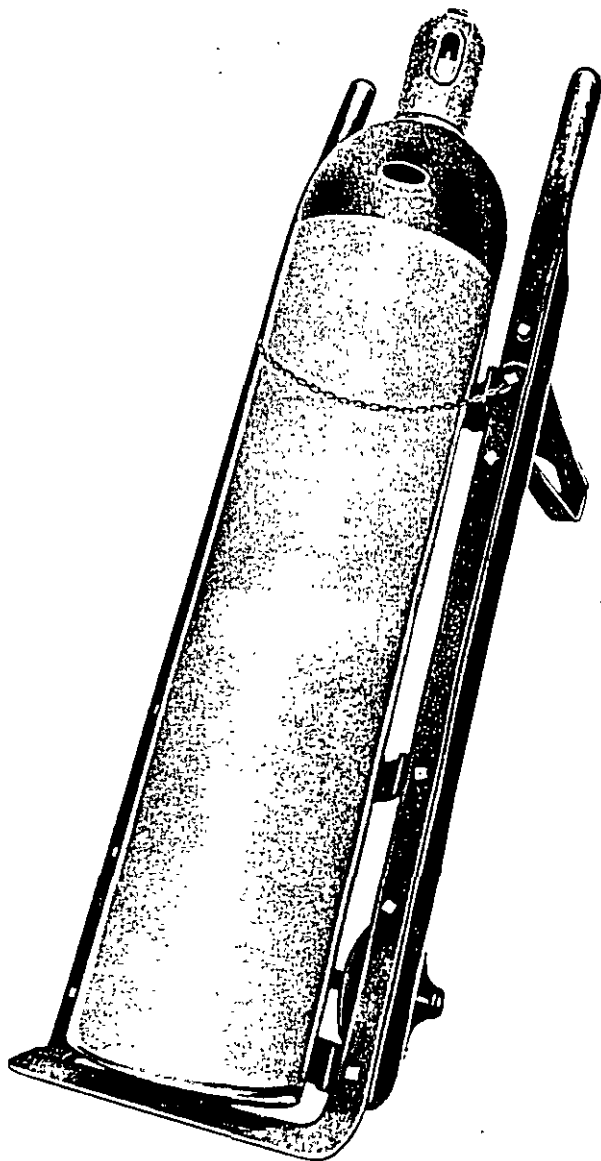


Figure 2.13 Hand Truck for Moving Chlorine Cylinders

plugged or capped immediately to prevent the entry of moisture into the system.

The lower portion of the green warning tag on empty cylinders should be torn off. Empty containers should be returned promptly by reverse routing unless otherwise instructed by the supplier.

2.4 MULTI-UNIT TANK CARS

2.4.1 Removing Containers from Car

I.C.C. Regulations (§74.560) provide that TMU cars must be consigned for delivery and unloading on a private track (as defined by the I.C.C.), except that where no private track is available, the containers may be removed from the car frame on carrier tracks provided the shipper has obtained from the delivering carrier and filed with the originating carrier written permission for such removal.

Car handrails must not be removed or altered by the consumer. Cranes or other lifting devices must be high enough to lift containers over the hand-

rails. (See Table 2.2 for dimensions.) Consult your supplier for details because different type clamps may require different unloading procedures.

Pertinent sections of I.C.C. Regulations quoted in §2.5.1.1 should be observed.

For ton container handling, see pertinent paragraphs in §2.3.

2.4.2 Return

I.C.C. Regulations (§74.562b) provide "After tank car is unloaded, the party unloading the car must remove all shipping cards and 'Dangerous' placards from the car, or may replace or cover the placards with the 'Dangerous—Empty' placards prescribed in §74.563 . . . or reverse the reversible metal placards so as to exhibit the 'Dangerous—Empty' wording and must promptly notify the railroad agent that car is empty."

After loading and securely clamping empty ton containers to the car, it should be returned as promptly as possible in accordance with shipper's instructions.

2.5 SINGLE-UNIT TANK CARS

2.5.1 Unloading

2.5.1.1 Regulations. I.C.C. Regulations (§74.560) provide that single-unit tank cars must be unloaded on a private track (as defined by the I.C.C.).

Other pertinent excerpts from I.C.C. Regulations (§74.561) are:

- "(a1) Unloading operations should be performed only by reliable persons properly instructed and made responsible for careful compliance with this part.
- "(a2) Brakes must be set and wheels blocked on all cars being unloaded.
- "(a3) Caution signs must be so placed on the track or car as to give necessary warning to persons approaching car from open end or ends of siding and must be left up until after car is unloaded and disconnected from discharge connection. Signs must be of metal or other suitable material, at least 12 by 15 inches in size and bear the words 'STOP—Tank Car Connected,' or 'STOP—Men at Work,' the word 'STOP' being in letters at least 4 inches high and the other words in letters at least 2 inches high. The letters must be white on a blue background. . . .
- "(h) Unloading connections must be securely attached to unloading pipes on dome . . . before discharge valves are opened.
- "(i) Tank cars must not be allowed to stand with unloading connections attached after unloading is completed, and throughout the entire period of unloading, or while car is connected to unloading device, the car must be attended by the unloader.
- "(j) If necessary to discontinue unloading a tank car for any reason, all unloading connections must be disconnected. All valves must first be tightly closed, and the closures of all other openings securely applied. . . .
- "(n) All tools and implements used in connection with unloading should be kept free from oil, dirt, and grit."

2.5.1.2 Precautions. A dead-end siding used only for chlorine cars should be provided. Tracks should be level. The car should be protected by a locked derail, a closed and locked switch or, preferably, by both. The derail should be placed at least 50 ft from the end of a car hooked up for unloading. If on a siding open at both ends, both ends should be protected.* Keys for derail and switch should be in the hands of the person responsible for unloading.

A suitable operating platform should be provided at the unloading point for easy access to the protective housing for connection of lines and for operation of valves. (See Table 2.2.)

When unloading at night, adequate lighting should be provided and a blue lantern should be hung on the blue "STOP" sign.

Before breaking seal or making connections, the car markings (both letters and numbers) should be compared with the shipping papers to verify the contents. The seal number should be recorded.

2.5.1.3 Connections. Unloading should be done through a suitable metal connection to accommodate the rise of the car as its springs decompress or any other change in relative height of car valve and unloading line. A drawing of a suitable connection is available from The Chlorine Institute, Inc. To avoid straining the angle valve, the wrench used for screwing in connections should not be more than 18" long. After the connections are tight, chlorine pressure should be applied *cautiously* and the system should be tested for leaks. (See §3.2.)

2.5.1.4 Discharge. When ready to discharge liquid chlorine from the car, the liquid angle valve should be opened *slowly* and completely, about two turns. If the excess flow valve closes and liquid chlorine will not flow, the angle valve should be closed tight and kept closed until the ball in the excess flow valve is heard to drop. If this fails, the chlorine supplier should be consulted. **Never use the car angle valve to control chlorine flow;** the angle valve must be wide open to allow the excess flow valve to close if the unloading line is severed.

Liquid chlorine may be unloaded by its own vapor pressure. Because the vapor pressure is a function of temperature, cold weather usually reduces unloading rates. **Never apply heat to a tank car.** In extremely cold climates, it may be helpful to unload tank cars in a shed maintained at about 70°F. The car pressure usually is increased by "air padding". *Consult your chlorine supplier for details concerning air padding.* A procedure for adding dry air to single unit tank cars is available from The Chlorine Institute, Inc.

Unlike cylinders and ton containers, chlorine tank cars are not designed for the discharge of chlorine gas. The car insulation restricts heat transfer into the car, thus limiting the liquid evaporation rate. When a process requires gas, chlorine should be withdrawn from the car as a liquid and fed to a suitable evaporator.

2.5.1.5 Disconnecting. During unloading operations, the best indication that the tank car is empty

*The B.T.C.C. requires that cars be protected during unloading by locked derails or switches located at least one car length from the car being unloaded on the open end or ends of the unloading track.

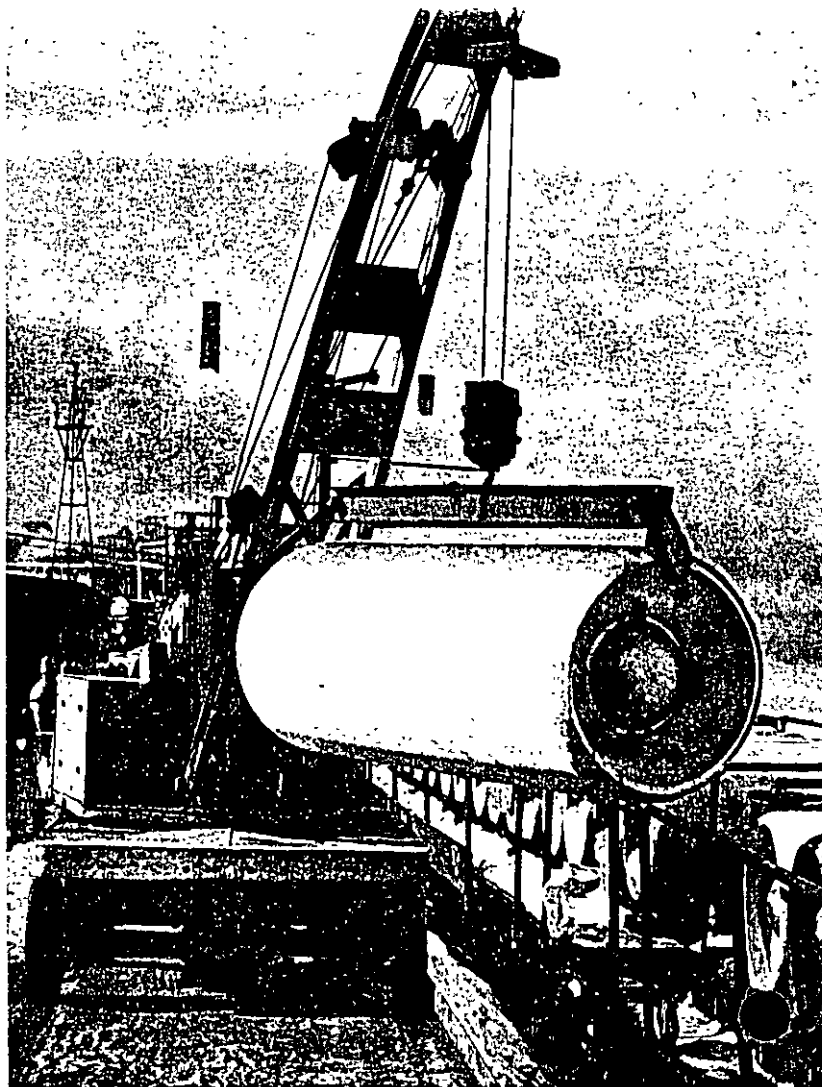


Figure 2.14 Lifting Clamps for Handling Chlorine Ton Containers

is a rapid drop in the pressure. To stop the flow of chlorine, the car valve should be turned in a clockwise direction using a "T" wrench if necessary. The discharge line should be allowed to empty by evaporation before closing other valves. If a tight valve closure can not be obtained after several trials, the chlorine supplier should be notified.

After the unloading lines have been disconnected, the valve outlet plug should be replaced immediately. This is essential to prevent corrosion of the threads by atmospheric moisture. The open end of the chlorine unloading line also should be protected from atmospheric moisture with suitable closures. After checking for leaks, the protective housing cover should be closed securely.

2.5.2 Return

Before releasing a tank car to the railroad, it is important that it be empty of liquid chlorine, since partially filled cars present increased hazards in handling. Should more than three per cent of the original load be returned, freight can be assessed on the returned contents at the carload rate applicable under conditions specified by the rail carrier tariffs.

I.C.C. Regulations (§74.562b) provide "After tank car is unloaded, the party unloading the car must remove all shipping cards and 'Dangerous'

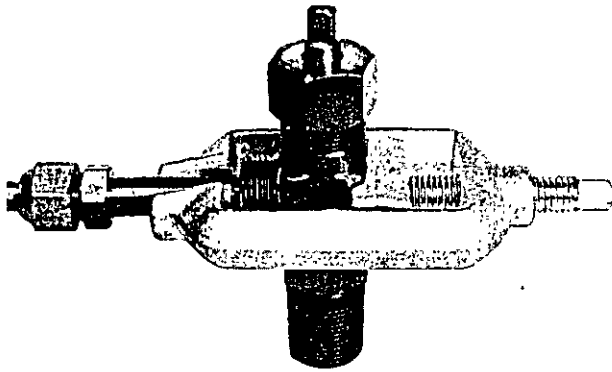


Figure 2.15 Yoke and Adapter Type Connection

placards from the car, or may replace or cover the placards with the 'Dangerous—Empty' placards prescribed in §74.563... or reverse the reversible metal placards so as to exhibit the 'Dangerous—Empty' wording and must promptly notify the railroad agent that car is empty."

Empty tank cars should be returned as promptly as possible, in accordance with the shipper's instructions. *Consult the shipper before returning liquid chlorine.* (See §2.2.5.)

2.6 TANK BARGES

Unlike single-unit tank cars, chlorine barges are intended for unloading into stationary storage tanks. Because very few barges are built with capacities of less than 600 tons, stationary facilities of greater capacity are required at the unloading point.

In general, requirements for unloading are somewhat similar to those of tank cars. Valves and appurtenances are not the same on all tank barges. For this reason, and because of variations in water conditions, weather and other considerations, unloading and handling of barges require individual study and evaluation. In the United States piping and loading and unloading arrangements must be approved by the U.S. Coast Guard.

2.7 STATIONARY STORAGE

Tank car consumers of chlorine usually withdraw chlorine direct from the car to their process. Barge consumers require stationary chlorine storage facilities. The Chlorine Institute, Inc. does not recommend stationary chlorine storage for most consumers for safety reasons, including the following:

1. Most consumers do not have constantly available responsible personnel with the specialized training and experience required for operating and maintaining such installations.
2. In the event of a serious chlorine leak, most consumers do not have available means to dispose of the chlorine quickly.
3. In the event of fire, a chlorine tank car often can be removed from the fire area, while stationary storage tanks cannot.

If circumstances indicate that stationary storage is necessary and provisions have been made to overcome these objections, the chlorine supplier or The Chlorine Institute, Inc. should be consulted.

emergency

3.1 GENERAL

As soon as there is any indication of the presence of chlorine in the air, immediate steps should be taken to correct the condition. Chlorine leaks never get better. *Chlorine leaks always get worse if they are not corrected promptly.* When a chlorine leak occurs, authorized, trained personnel *equipped with suitable gas masks* should investigate. (See §6.2.3.) All other persons should be kept away from the affected area until the cause of the leak has been discovered and the trouble corrected. If the leak is extensive, an effort should be made to warn all persons in the path of the fumes. *Keep upwind of the leak and above it.* It is advisable to have a wind sock or weathervane installed in a prominent location. Gaseous chlorine tends to lie close to the ground because it is approximately two and one-half times as heavy as air.

3.2 FINDING LEAKS

To find a leak, tie a cloth to the end of a stick, soak the cloth with ammonia-water, and hold close to the suspected area. (Avoid contact of ammonia-water with brass.) A white cloud of ammonium chloride will result if there is any chlorine leakage. A supply of strong ammonia-water (commercial 26° Bé) always should be available (household ammonia is not strong enough). Containers, piping and equipment should be checked for leaks daily.

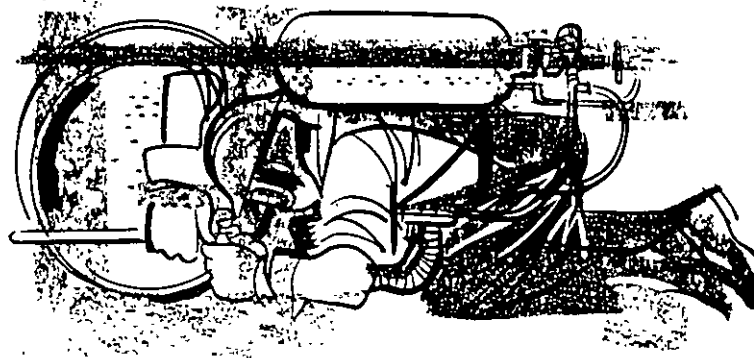
3.3 EMERGENCY ASSISTANCE

If a chlorine leak cannot be handled promptly by consumer personnel, the nearest office or plant of the supplier should be called for assistance. If the supplier cannot be reached, the nearest chlorine producing plant where help is available should be called. Chlorine producing plants operate around the clock and can be reached by telephone at any time. The telephone numbers of the supplier and of the nearest chlorine producer that is able to provide assistance in an emergency should be posted in suitable places *now* so that they will be quickly available if needed; these should be checked periodically to be sure that the numbers are correct. When phoning for assistance the following should be given:

1. Name of chlorine supplier;
2. Your company name, address, telephone number, and the person or persons to contact for further information;
3. Type, size (and serial number if possible) of container or other equipment which is leaking;
4. Nature, location, and extent of the leak;
5. Corrective measures that are being applied.

3.4 FIRE

In case of fire, chlorine containers should be removed from the fire zone immediately. Tank cars or barges should be disconnected and pulled out of the danger area. **If no chlorine is escaping,** water should be applied to cool containers that cannot be moved. All unauthorized persons should be kept at a safe distance.



3.5 CONTROLLING LEAKS

3.5.1 Avoid Water

Never use water on a chlorine leak. Chlorine is only slightly soluble in water; also, the corrosive action of chlorine and water *always* will make a leak worse. In addition, the heat supplied by even the coldest water applied to a leaking container will cause liquid chlorine to evaporate faster. Never immerse or throw a leaking chlorine container into a body of water; the leak will be aggravated and the container may float when still partially full of liquid chlorine, allowing gas evolution at the surface.

3.5.2 Equipment and Piping Leaks

If a leak occurs in equipment in which chlorine is being used, the supply of chlorine should be shut off and the chlorine which is under pressure at the leak should be disposed of. (See §4.2.2.2.)

3.5.3 Valve Leaks

Leaks around valve stems usually can be stopped by tightening the packing nut or gland by turning *clockwise*. If this does not stop the leak, the container valve should be closed, and the chlorine which is under pressure in the outlet piping should be disposed of. If a container valve does not shut off tight, the outlet cap or plug should be applied. Ton containers have two valves; in case of a valve leak, the container should be rolled so the valves are in a vertical plane with the leaky valve on top.

3.5.4 Other Container Leaks

If confronted with other container leaks one or more of the following should be considered.

1. If a container is leaking chlorine, turn it so that gas instead of liquid escapes. The quantity of chlorine that escapes from a gas leak is about one-fifteenth the amount that escapes from a liquid leak through the same size hole.
2. Apply appropriate emergency kit device, if available. (See §3.6.2.)
3. Call the chlorine supplier for emergency assistance. (See §3.3.)
4. If practical, reduce pressure in the container by removing the chlorine as *gas* (not as liquid) to process or a disposal system. (See §3.6.1.)
5. In some cases it may be desirable to move the container to any isolated spot where it will do the least harm.

3.5.5 Leaks in Transit

If a chlorine leak develops in transit through a populated area, it is generally advisable to keep the vehicle or tank car moving until open country is reached in order to disperse the gas and minimize the hazards of its escape. Appropriate emergency measures should then be taken as quickly as possible. (See §2.2.5.)

If a motor vehicle is wrecked, leaking chlorine containers should be positioned, if possible, so that gas only escapes, and then safely transferred to a suitable conveyance and moved to a less hazardous area before attempting to stop the leaks. If a tank car is wrecked and chlorine is leaking, the danger area should be evacuated and emergency clearing operations should not be started until safe working conditions have been restored. See §3.4 and §3.5.1 in event of fire.

3.6 PREPARATIONS FOR HANDLING EMERGENCIES

3.6.1 Alkali Absorption

At regular points of storage and use, provisions should be made for emergency disposal of chlorine from leaking cylinders or ton containers. Chlorine may be absorbed in solutions of caustic soda or soda ash, or in agitated hydrated lime slurries. Caustic soda is recommended as it absorbs chlorine most readily. The proportions of alkali and water recommended for this purpose are given in Table 3.1. A suitable tank to hold the solution should be provided in a convenient location. **Never immerse any container.** Chlorine should be passed into the solution through an iron pipe or rubber hose properly weighted to hold it under the surface. (See §2.3.3.6.)

3.6.2 Emergency Kits

Most chlorine suppliers have emergency kits and skilled technicians to use them. These kits can be used to stop most leaks in a chlorine cylinder, ton container, tank car or barge tank and can usually be delivered to consumer plants within a few hours in an emergency. Some consumers find it advisable to purchase kits and to train employees in their use.

3.6.3 Emergency Plans

Chlorine consumers, particularly large volume users, should prepare emergency control plans and conduct periodic drills to ensure their effectiveness.

Table 3.1 Recommended Alkaline Solutions for Absorbing Chlorine

Container Capacity, lb (net)	Caustic Soda		Soda Ash		Hydrated Lime*	
	100% _W , lb	Water, gal	lb	Water, gal	lb	Water, gal
100	125	40	300	100	125	125
150	188	60	450	150	188	188
2000	2500	800	6000	2000	2500	2500

* Hydrated lime solution must be continuously and vigorously agitated while chlorine is to be absorbed.

engineering control of hazards

4.1 BUILDING DESIGN

4.1.1 General

Shipping containers and equipment containing chlorine preferably should be located indoors, in a suitable fire-resistant building. If a separate building is not provided, the chlorine containers and equipment should be located in an isolated room having floors and walls of fire-resistant construction. Standard fire walls may be needed to separate chlorine equipment from flammable materials. Subsurface locations should be avoided; if impossible an adequate exhaust system should be provided. (See §4.4.)

Not less than two means of exit should be provided from each separate room or building in which chlorine is stored, handled, or used. All exit doors should open out.

4.1.2 Handling Equipment

Careful consideration should be given to methods of handling containers, such as height of ceilings for overhead hoists or strength of floors for mechanical handling equipment, to ensure their adequacy.

4.2 PIPING—DRY CHLORINE

Piping described in this section pertains only to permanent piping. For information on container unloading connections see §2.

4.2.1 Construction Materials

4.2.1.1 Steel. Suggested steel pipe and fittings for dry chlorine service are listed in Table 4.1. To insure rigidity and to reduce the possibility of leaks, Schedule 80 (extra heavy) pipe, not less than ¾" IPS, and corresponding fittings should be used.

4.2.1.2 Copper. Suggested copper and copper alloy tubing and fittings for dry chlorine service are listed in Table 4.2.

4.2.2 Layout

4.2.2.1 General. Piping arrangements should be as simple as possible, with a minimum number of screwed or flanged joints. Piping systems should be well supported, protected against extremes in temperature, and adequately sloped to allow drainage (low spots should be avoided). Suitable allowances should be provided for pipe expansion due to changes in temperature. All piping should be laid at an elevation that leaves adequate clearance.

4.2.2.2 Expansion. Long pipe lines for liquid chlorine should be avoided. **Never trap liquid chlorine between two shut-off valves** unless the line is protected with a suitable expansion chamber. An improperly designed chamber is worse than none.

4.2.2.3 Condensation. Condensation or reliquefaction of chlorine may occur in chlorine gas lines which pass through areas where the temperature is

below the temperature-pressure equilibrium indicated in the vapor pressure curve (see Fig. 8.1). Condensation can be prevented by supplying properly controlled heat or by reducing the pressure.

4.2.3 Installation

It is recommended that chlorine pipe line joints be flanged or welded. (See Table 4.1 for welding rod.) If threaded joints are required, extreme care should be taken to obtain clean, sharp, threads; two or three cuts may be necessary to produce the desired perfect thread. Cut pipe should be reamed after threading and the threads should be washed with trichlorethylene to remove cutting oils. A linseed oil and white lead paste is recommended as a pipe dope; it should be applied carefully to the male thread only to prevent its entrance into the piping system. For permanent joints, freshly prepared litharge and glycerin also can be used.

4.2.4 Preparation for Use

4.2.4.1 Cleaning. During erection, cutting oil, grease and other foreign material inside pipe-lengths and fittings should be removed by methods such as flushing or pulling through each length a cloth saturated with trichlorethylene or other suitable chlorinated solvent. **Never use hydrocarbons or alcohols for cleaning.** New valves or other equipment received in an oily condition should be dismantled and cleaned before use. Valves should be tested with dry 150 psi air having a dew point of -40°F or below for seat tightness before installation. **Caution: Certain chlorinated solvents, such as carbon tetrachloride, can produce very serious physiological effects unless used in strictest compliance with the solvents manufacturer's safety recommendations.**

4.2.4.2 Hydrostatic Testing. For greatest safety, chlorine piping systems should be hydrostatically tested to 300 psig pressure before the system is dried.

4.2.4.3 Drying. During erection, moisture may enter the system from the atmosphere or other sources. **For this reason, pipe lines must always be dried before use.** This can be done by passing steam through the lines from the high end, allowing condensate and foreign matter to drain out. Steaming should be continued until the line is thoroughly heated. The steam supply then should be disconnected and, while the line is still hot, dry air having a dew point of -40°F or below should be blown through the lines until the wet and dry bulb temperatures of the discharge air equal those of the entering air. This may require several hours.

4.2.4.4 Gas Testing. After drying, the system should be filled with dry 150 psi air and tested for leaks by application of soapy water to the *outside* of joints. Small quantities of chlorine gas then should be introduced into the line, the test pressure built up with dry air, and the system tested for leaks as described

in §3.2. Never attempt to repair leaks by welding until all chlorine has been purged from the system. When detectable leaks have been repaired, the line should be retested at the service pressure.

4.3 PIPING—WET CHLORINE GAS

Wet chlorine is very corrosive to all of the common construction metals. At low pressures, wet chlorine can be handled in chemical stoneware, concrete, glass or porcelain equipment, and by certain special alloys. (See §8.3.3.2.) Hard rubber, unplasticized polyvinylchloride, Havg, glass-fiber reinforced Hectron resin, Kel-F, Saran and Teflon have been used successfully. All of these materials must be selected with great care. For higher pressures, combinations using resistant lining materials with the common metals for strength should be used. Gold, platinum, silver, and titanium are resistant. Tantalum is totally inert to both wet and dry chlorine at temperatures below 300°F. In general, operations employing the use of wet chlorine are of a special nature and require individual study. Chlorine and equipment suppliers can make recommendations only after careful survey of all factors involved.

4.4 HEATING AND VENTILATING

4.4.1 Heating

If comfort heating is provided, care should be exercised to avoid overheating chlorine containers and equipment. (See §4.2.2.3.)

4.4.2 Ventilating

In designing a ventilating system, the consequences of a chlorine leak should be considered. In some cases natural ventilation may be adequate; in others, ventilation by means of a suitable fan should be provided. A one to four minute rate of air change may be required in an emergency. Precautions must be taken to avoid discharging chlorine into areas where it can cause damage or injury.

4.4.2.1 Ventilating Fans. If ducts are not necessary a wall-type exhaust fan may be satisfactory if it can be located near the floor on an outside wall. Where ducts are required to bring air to the fan and carry it to a safe point of discharge outside the building, a pressure-type fan is needed. Switches for all ventilating fans should be provided outside of chlorine rooms or buildings even when an inside switch is installed.

4.4.2.2 Air Openings. Chlorine gas is heavier than air and has a tendency to collect at floor level. The suction of ventilating fans should be located at or near floor level. Fresh air inlets should be located to provide cross ventilation and to prevent developing a vacuum in the room. Multiple fresh air inlets and fan suction may be necessary to exhaust air from some equipment areas.

4.5 WASTE DISPOSAL

Where a chlorine consuming process involves the discharge of a waste gas containing appreciable amounts of chlorine, special equipment may be required. *The chlorine supplier should be consulted.* All federal, state and local regulations regarding health and safety and natural resources pollution should be followed.

Table 4.1 Steel Construction Materials for Dry Chlorine at Service Temperatures between —20°F and 300°F

Pipe	
3/4" and over	Carbon steel, seamless Schedule 80 (XH)
Fittings (except unions)	
3/4" and under	Forge carbon steel, 3000#CWP, screwed or socket weld
All sizes	Forged or cast carbon steel, 300#ASA flanged; or, seamless carbon steel, Schedule 80, butt weld
Unions	
1" and under	Flanged joints are preferred. 3000#-CWP threaded or socket weld unions can be used
Flanges	
1" and under	Two-bolt ammonia flange unions, 500#-CWP (screwed ends) can be used
All sizes	Forged carbon steel, 300#ASA (weld neck type preferred)
Valves	
1 1/2" and under	Screw and O.S. & Y., or equal, globe valves with bolted bonnet and gland. Forged carbon steel body, bonnet and yoke, Monel or Hastelloy "C" trim. 3/4" Chlorine Institute Standard Ion Container Valves or modified Ion container valves also can be used. (See Table 4.2)
All sizes	Same construction, with flanged ends
Flange facings	ASA B16.5 (dimensions) small tongue and groove or 1/16" raised face. Two-bolt oval flanges, tongue and groove, to manufacturer's standard
Gasket	Bonded asbestos fiber per MIL A 17472 or 2-4% antimony lead
Packing	Oil free graphitized asbestos, Garlock 7130 special, or equal
Gages	Pressure gages protected by a silver or tantalum diaphragm. Pressure range to twice operating pressure; range of 0-250 psi for general purposes
Welding rod	For gas welding: ASTM A-251 Type GA60 For arc welding: ASTM A-233 Type E-6010

Table 4.2 Copper and Copper Alloy Construction Materials for Dry Chlorine

COPPER TUBE	
3/16" to 3/4" OD	Soft seamless copper tube 3/16" OD. Minimum wall 0.032" 1/4" to 1/2" OD. Minimum wall 0.035" 5/8" to 3/4" OD. Minimum wall 0.049"
1/4" to 1 1/2" nominal	Copper water tube, type K, soft per ASTM-B88. The OD of type K water tube is 1/8" larger than the nominal size
FITTINGS	
3/16" to 3/4" OD	Union type with lead gaskets; fittings brazed to tubing. Three-piece flare type, Parker Triple-lak or equal. Straight bodies and nuts: brass barstock; shaped bodies: brass forgings; sleeves: copper silicon
1/4" to 1 1/2" nominal	Wrought copper solder joint fittings. (Joints should be made with a brazing alloy containing no tin)

equipment cleaning and repairs

employee

5.1 PREPARATION

Equipment and tank cleaning and repairs should be under the direction of thoroughly trained personnel who are fully familiar with all of the hazards and the safeguards necessary for the safe performance of the work. All precautions pertaining to education, protective equipment, and health and fire hazards should be reviewed and understood.

Workmen should not attempt to repair chlorine equipment while it is in operation and when piping systems are in service.

When a chlorine system is to be cleaned or repaired, tanks, pipe lines and other equipment always should be purged with *dry* air as a safeguard to health. This is especially important where cutting or welding operations are undertaken since iron and steel will ignite in chlorine at about 450°F–500°F.

If pipe sections are to be removed and flanges opened, the lower bolts should be loosened first and, although the lines have been purged, care should be exercised to avoid contact with any residual material that drips from the equipment.

Immediate drying of a chlorine pipe line or container into which water accidentally has been introduced or which has been opened for repairs or cleaning is essential if corrosion is to be prevented.

5.2 ENTERING TANKS

When chlorine tanks are to be inspected, cleaned or repaired, the recommendations of The Chlorine Institute, Inc. should be followed. (See §2.7.) All pipe lines to the tank should be disconnected and blanked off before entering.

Workers entering tanks should be equipped with suitable personal protective equipment, preferably a self-contained breathing apparatus. A canister mask should not be used unless the oxygen content is periodically determined to be suitable for this service. At least one other person should be observing operations from outside the tank at all times. (See §6.2.4.)

Under no circumstances should a rescuer enter a tank to remove a victim of overexposure without proper respiratory protection, a safety harness and an attached life line. The free end of the life line should be manned by an attendant located outside the tank. Another attendant should be immediately available to assist in the rescue if needed. The rescuer should be in view of the outside attendant at all times or in constant communication with him.

5.3 EXTERIOR REPAIRS

All outside welding or burning on tanks or other chlorine equipment should be done only after such equipment has been completely drained and purged with *dry* air.

6.1 EMPLOYEE EDUCATION AND TRAINING

Safety in handling chlorine depends, to a great extent, upon the effectiveness of employee education, proper safety instructions, intelligent supervision and the use of safe equipment.

The education and training of employees to work safely and to use personal protective equipment and other safeguards provided for them is the responsibility of supervision. *Training classes for both new and old employees should be conducted periodically to maintain a high degree of safety in handling procedures.* Employees should be thoroughly informed of the hazards that may result from improper handling of chlorine. They should be cautioned to prevent leaks and thoroughly instructed regarding proper action to take in case they occur. Each employee should know what to do in an emergency and should be fully informed as to first aid measures.

In addition to the above, employee education and training should include the following:

1. Instruction and periodic drill or quiz regarding the locations, purpose, and use of emergency fire fighting equipment, fire alarms and emergency crash shut-down equipment such as valves and switches.
2. Instruction and periodic drill or quiz regarding the locations, purpose, and use of personal protective equipment. Employees should be cautioned to consider the safety of other people in the area before undertaking operations which may require the wearing of respiratory protective equipment.
3. Instruction and periodic drill or quiz regarding the locations, purpose, and use of safety showers, eye baths, bubbler drinking fountains, or the closest source of water for use in emergencies.
4. Instruction and periodic drill or quiz of selected employees regarding the locations, purpose, and use of respiratory first aid equipment.
5. Instruction to avoid inhalation of vapors of chlorine and all direct contact with the liquid.
6. Instruction to report to the proper authority all equipment failures.

6.2 PERSONAL PROTECTIVE EQUIPMENT

6.2.1 Availability and Use

Severe exposure to chlorine may occur wherever chlorine is handled or used. *A suitable gas mask should be available to every employee involved with chlorine handling.* In addition, suitable protective equipment for emergency use should be available outside of chlorine rooms near the entrance, away from areas of likely contamination. Such equipment should be

safety

available in several locations where chlorine is used over wide areas.

6.2.2 Eye Protection

It is always good practice to wear eye protection devices in chemical plants. However, if there is danger of contact with liquid chlorine a gas mask with a full facepiece is essential.

6.2.3 Respiratory Protection

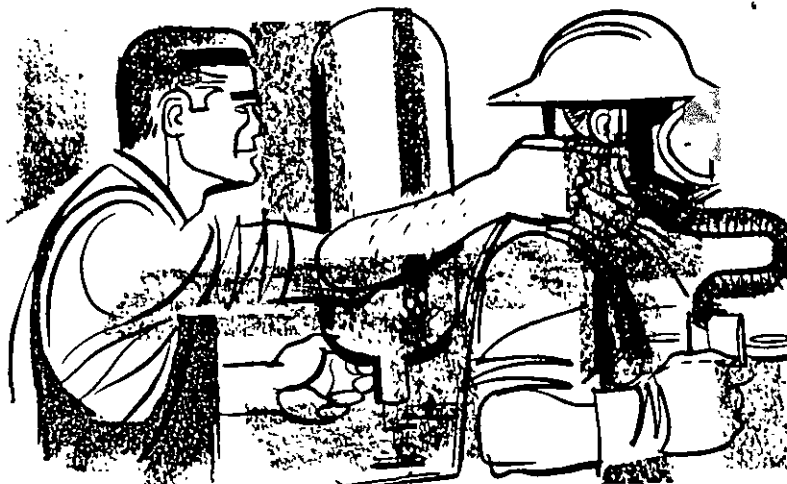
Only respiratory protective equipment approved by the U.S. Bureau of Mines for chlorine service should be used. Respiratory protective equipment should be carefully maintained, inspected, and cleaned after each use and at regular intervals. Equipment used by more than one person should be sterilized after each use. All equipment should be used and maintained in accord with the manufacturer's instructions.

No person should enter a chlorine contaminated area unless attended by an observer who can rescue him in event of respirator failure or other emergencies.

6.2.3.1 Industrial Canister Type Mask: This mask, with a full facepiece and a chlorine or all-purpose canister, is suitable for moderate concentrations of chlorine, provided sufficient oxygen is present. The mask should be used for a relatively short exposure period only. It may not be suitable for use in an emergency since, at that time, the actual chlorine concentration may exceed the safe one per cent limit (by volume) and the oxygen content may be less than 16 per cent (by volume). The wearer must leave the contaminated area immediately on detecting the odor of chlorine or on experiencing dizziness or difficulty in breathing; these are indications that the mask is not functioning properly, that the chlorine concentration is too high, or that sufficient oxygen is not available. Unless the presence of other gases requires the use of an all-purpose canister, the chlorine canister (which has a larger capacity) should be used. The mask and accessories must be approved by the U.S. Bureau of Mines.

Exceeding manufacturer's recommended limits on maximum non-use shelf life might be hazardous. Regular replacement of over-age canisters, even though unused, is recommended.

6.2.3.2 Self-Contained Breathing Apparatus. This apparatus, with a full facepiece and a cylinder of air or oxygen carried on the body, or with a canister which produces oxygen chemically, is suitable for high concentrations of chlorine and is the preferred means of respiratory protection for the average chlorine consumer. It provides protection for a period which varies with the amount of air, oxygen, or oxygen-producing chemicals carried. Oxygen masks should not be used in a tank or other closely confined area where there may be danger of sparks or fire. **Caution:** In the case of oxygen-producing equipment



entry into the affected area, must be delayed a few minutes while the oxygen-generating reaction is starting. The mask and accessories must be approved by the U.S. Bureau of Mines.

6.2.3.3 Positive Pressure (Blower) Hose Mask. This mask, with a full facepiece, and with air supplied through a hose from a remote blower is suitable for high concentrations of chlorine provided conditions will permit safe escape if the air supply fails. The blower air supply must be free of air contaminants and the intake preferably should be located at least six feet above the ground. **Caution:** The air intake for a gasoline-driven blower must not be near the engine exhaust. The mask and accessories (including the blower) must be approved by the U.S. Bureau of Mines.

6.2.3.4 Compressed-Air Line Mask. This mask, with a full facepiece, a suitable reducing or demand type valve, an excess pressure relief valve, and a filter, is suitable for high concentrations of chlorine provided conditions will permit safe escape if the air supply fails. Air is supplied through a hose from a source of compressed air. The compressed air supply must be free of air contaminants, particularly the harmful gases resulting from the decomposition of the compressor lubricating oil. **Caution:** The air intake for gasoline compressors must not be near the engine exhaust. The mask and accessories must be approved by the U.S. Bureau of Mines.

6.2.3.5 Combination Compressed-Air Line Mask and Self-Contained Breathing Apparatus. This apparatus is a modification of that described in §6.2.3.4, and is equipped with both an air line and an air cylinder carried on the body. The demand type regulator is arranged so that if the hose supply fails, air can be taken from the cylinder. This permits use in locations where escape with the hose may be blocked, or where greater mobility is required.

6.2.4 Other Protective Equipment

A safety harness and attached life line should be available for, and used by, all persons entering tanks. (See §5.2.)

6.3 FIRST AID EQUIPMENT

(See §7.)

medical aspects

7.1 HEALTH HAZARDS

7.1.1 General

Chlorine gas is primarily a respiratory irritant. It is so intensely irritating that concentrations above three to five parts per million (by volume) in air are readily detectable by the normal person. In higher concentrations the severely irritating effect of the gas makes it unlikely that any person will remain in a chlorine contaminated atmosphere unless he is unconscious or trapped.

Liquid chlorine may cause skin and eye burns upon contact with these tissues. When exposed to normal atmospheric pressure and temperature, liquid chlorine vaporizes to chlorine gas.

7.1.2 Acute Toxicity

7.1.2.1. Systemic Effects. When a sufficient concentration of chlorine gas is present, it will irritate the mucous membranes, the respiratory system and the skin. Large amounts cause irritation of eyes, coughing and labored breathing. If the duration of exposure or the concentration of chlorine is excessive, it will result in general excitement of the person affected and will be accompanied by restlessness, throat irritation, sneezing and copious salivation. The symptoms of exposure to high concentrations are retching and vomiting followed by difficult breathing. In extreme cases, the difficulty of breathing may increase to the point where death can occur from suffocation. The physiological effects of various concentrations of chlorine gas are shown in Table 7.1. Chlorine produces no known cumulative effects.

Liquid chlorine produces no known systemic effects, but when exposed to normal atmospheric pressure and temperature it vaporizes to gas which will produce the effects just described.

7.1.2.2 Local Effects. Liquid chlorine in contact with the eyes, skin or clothing may cause burns.

7.1.3 Chronic Toxicity

7.1.3.1 Systemic Effects. A concentration of 1 part of chlorine gas in 1,000,000 parts of air (by volume) may produce slight symptoms after several hours exposure, but careful examination of workers exposed daily to detectable concentrations reportedly has shown no chronic systemic effects.

7.1.3.2 Local Effects. Local chronic effects due to chlorine have not been clinically demonstrated.

7.1.3.3 Sensitization. Sensitization has not been a problem with chlorine.

7.2 PREVENTIVE HEALTH MEASURES

Chlorine is not a serious industrial hazard if workers are adequately instructed and supervised in proper means of handling the chemical.

7.2.1 Personal Hygiene

Properly designed emergency showers and eye baths should be placed in convenient locations wherever chlorine is used. Such equipment should be inspected frequently to make sure it is in proper working condition.

Personal protective equipment for workers who may be exposed to chlorine is described in §6.2.

7.2.2 Physical Examinations

Asthma, bronchitis and other chronic lung conditions or irritations of the upper respiratory tract suggest that the person(s) in whom they are observed should not be employed where exposures to chlorine vapors might occur. Physical examinations, including chest X-ray, should be provided applicants and employees handling chlorine.

7.3 SUGGESTIONS TO PHYSICIANS

7.3.1 General

Treatment is symptomatic and no specific antidotes are known. Because there is no specific known antidotes for chlorine, effective and immediate relief of symptoms is the primary goal of medical management.

7.3.2 Oxygen Administration

Oxygen has been found useful in the treatment of chlorine inhalation exposures. In most exposures, administration of 100 per cent oxygen at atmospheric pressures has been found to be adequate. This is best accomplished by use of a face mask having a reservoir bag of the non-rebreathing type. Inhalation of 100 per cent oxygen should not exceed one hour of continuous treatment. After each hour therapy may be interrupted. It may be reinstated as the clinical condition indicates.

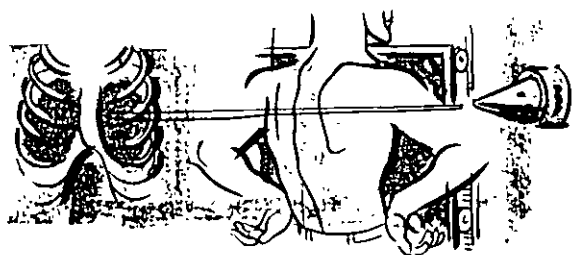
Some believe that superior results are obtained when exposures are treated with oxygen under an exhalation pressure not exceeding 4 cm water. Masks providing for such exhalation pressures are obtainable. A single treatment may suffice for

Table 7.1 Physiological Response to Various Concentrations of Chlorine Gas

Effect	Parts of Chlorine Gas per Million Parts of Air, by Volume, (ppm)
Least amount required to produce slight symptoms after several hours exposure	1
Least detectable odor	3.5
Maximum amount that can be inhaled for one hour without serious disturbances	4
Noxiousness, impossible to breathe several minutes	5
Least amount required to cause irritation of throat	15.1
Least amount required to cause coughing	30.2
Amount dangerous in 30 minutes to one hour	40-60
Kills most animals in very short time	1000

Source: United States Bureau of Mines Technical Paper 248, "Gas Masks for Gases Met in Fighting Fires" (1921).

and first aid



minor exposures. It is believed by some observers that oxygen under pressure is useful as an aid in the prevention of pulmonary edema after breathing irritants.

In the event of an exposure causing symptoms or in the case of a history of severe exposure, the patient may be treated with oxygen under 4 cm exhalation pressure for one-half hour periods out of every hour. Treatment may be continued in this way until symptoms subside or other clinical indications for interruption appear.

Caution: *It may not be advisable to administer oxygen under positive pressure in the presence of impending or existing cardiovascular failure.*

7.4 FIRST AID

7.4.1 General

Prompt treatment of persons exposed to chlorine is of the utmost importance.

Obtain medical assistance as soon as possible. The injury and exact location of the patient should be described to the physician.

7.4.2 Contact With Skin or Mucous Membranes

If the patient also has inhaled chlorine, first aid for inhalation should be given first. (See §7.4.5.)

If liquid chlorine or chlorinated water has contaminated skin or clothing, the emergency shower should be used immediately. Contaminated clothing should be removed under the shower and the chlorine should be washed off with very large quantities of water. Skin areas should be washed with large quantities of soap and water. **Never attempt to neutralize the chlorine with chemicals.** No salves or ointments should be applied for 24 hours.

7.4.3 Contact with the Eyes

If even minute quantities of liquid chlorine enter the eyes, or if the eyes have been exposed to strong concentrations of chlorine gas, they should be flushed immediately with copious quantities of running water for at least 15 minutes. **Never attempt to neutralize with chemicals.** The eyelids should be held apart during this period to insure contact of water with all accessible tissues of the eyes and lids. *Call a physician, preferably an eye specialist, at once.* If a physician is not immediately available, the eye irrigations should be continued for a second period of 15 minutes. After the first period of irrigation is complete, it is permissible as a first aid measure to instill into the

eye two or three drops of 0.5 per cent solution of pontocaine or other equally effective aqueous topical anesthetic. No oils or oily ointment should be instilled unless ordered by the physician.

7.4.4 Taken Internally

Due to its physical properties, the swallowing of liquid chlorine is extremely unlikely. However, if a person has swallowed chlorine *and is conscious*, he should immediately be made to drink copious amounts of lime water, milk of magnesia, or plain water if the others are not readily available; sodium bicarbonate should *not* be given. **Never give anything by mouth to an unconscious patient.** The patient may be expected to vomit spontaneously, but *no attempt should be made to induce vomiting or to use a stomach tube.* *Call a physician immediately.*

7.4.5 Inhalation

7.4.5.1 General. *Anyone overcome by or seriously exposed to chlorine gas should be moved at once to an uncontaminated area.* If breathing has not ceased, the patient should be placed on his back, with head and back elevated. He should be kept warm, using blankets if necessary. Rest is essential. *Call a physician immediately.*

7.4.5.2 Artificial Respiration. *If breathing has apparently ceased, artificial respiration should be started immediately.* The Nielson armlift-back pressure method is preferable. If the Schaefer prone-pressure method is used, do not exceed 18 cycles per minute. *Have someone call a physician immediately.*

7.4.5.3 Oxygen Administration. If oxygen inhalation apparatus is available, oxygen should be administered, but only by a person authorized for such duty by a physician. The instructions which come with the equipment must be followed carefully.

7.4.5.4 Stimulants. Stimulants rarely will be necessary where adequate oxygenation is maintained and *any such drugs for shock treatment should be given only by the attending physician.*

Milk may be given in mild cases as a relief from throat irritation. **Never give anything by mouth to an unconscious patient.**

7.4.6 Other Measures

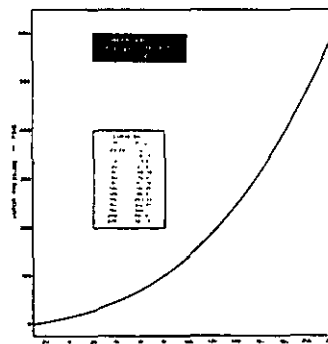
Pending arrival of the physician, other first aid as he may have prescribed should be provided.

7.4.7 First Aid Equipment

7.4.7.1 For Inhalation. Suitable equipment for the administration of oxygen and for automatic artificial respiration should be available. Such equipment should be approved by the Council on Physical Medicine and Rehabilitation of the American Medical Association. If purchase of equipment is impractical the location of the nearest equipment and experienced operator, as well as means of obtaining such assistance promptly if an emergency arises, should be determined. Such equipment is useless unless experienced operators are available whenever needed; special arrangements for night and week-end periods should be made.

7.4.7.2 For Contact with Skin and Eyes. Emergency showers and emergency eye fountains, or the equivalent, should be provided in suitable locations.

technical data



8.1 GENERAL

Chlorine has a characteristic penetrating and irritating odor. The gas is greenish yellow in color and the liquid is clear amber. Slight differences exist in the data on chemical and physical properties of chlorine that have been determined by a number of investigators.

An attempt has been made to select reliable data for inclusion in the following paragraphs. Sources are indicated in brackets [] and pertain to §9. Additional information is available from The Chlorine Institute, Inc.

8.2 ATOMIC AND MOLECULAR PROPERTIES

Atomic Symbol—Cl

Atomic Weight—35.457

Atomic Number—17

Molecular Symbol—Cl₂

Molecular Weight—70.914

8.3 CHEMICAL PROPERTIES

8.3.1 Flammability

Chlorine, gas or liquid, is non-explosive and non-flammable; however, like oxygen it is capable of supporting the combustion of certain substances. Many organic chemicals react readily with chlorine, in some cases with explosive violence.

8.3.2 Valence

Chlorine usually forms univalent compounds, but it can combine with a valence of 3, 4, 5 or 7.

8.3.3 Chemical Reactions

8.3.3.1 Reactions with Water. Chlorine is only slightly soluble in water. When it reacts with pure water, weak solutions of hydrochloric and hypochlorous acids are formed. Chlorine hydrate (Cl₂·8H₂O), may crystallize below 49.3°F.

8.3.3.2 Reactions with Metals. Temperatures encountered in normal uses of chlorine do not exceed 230°F. Below this temperature, copper, iron, lead, nickel, platinum, silver, steel and tantalum are chemically resistant to dry chlorine, gas or liquid. Certain copper and ferrous alloys, including Hastelloy C, Monel, and Types 304 and 316 stainless steel also are resistant. The reaction rate of chlorine with most metals increases with extreme rapidity above certain temperatures, beyond which construction materials must be selected with great care; these temperatures are considerably lower if the metal or alloy is in finely-divided, powdered, sponge, or wire form.

Dry chlorine reacts with aluminum, arsenic, gold, mercury, selenium, tellurium, tin and titanium. At certain temperatures, potassium and sodium burn in chlorine gas. Carbon steel ignites at 483°F.

Antimony, arsenic, bismuth, boron, copper, iron, phosphorus, and certain of their alloys, in finely-divided, powdered, sponge, or wire in finely-divided form ignite spontaneously in chlorine.

Moist chlorine, primarily because of the hydrochloric and hypochlorous acids formed through hydrolysis, is very corrosive to all common metals. Gold, platinum, silver, and titanium are resistant. At temperatures below 300°F, tantalum is totally inert to wet (and dry) chlorine. Moist chlorine reacts readily with mercury.

8.3.3.3 Reactions with other Elements. Chlorine unites, under specific conditions, with most of the elements; these reactions may be extremely rapid. At the boiling point of chlorine it reacts with sulfur. It does not react directly with oxygen or nitrogen; the oxides and nitrogen compounds are well known, but can only be prepared by indirect methods. Mixtures of chlorine and hydrogen composed of more than 5 per cent of either component can react with explosive violence, forming hydrogen chloride.

8.3.3.4 Reactions with Inorganic Compounds. The preparation of soda and lime bleaches (sodium and calcium hypochlorite) are typical reactions of chlorine with the alkalis and alkaline earth metal hydroxides; the hypochlorites formed are powerful oxidizing agents. Because of its great affinity for hydrogen, chlorine removes hydrogen from some of its compounds, such as the reaction with hydrogen sulfide to form hydrochloric acid and sulfur. Chlorine reacts with ammonia or ammonium compounds to form various mixtures of chloramines depending on the conditions. One of these, under proper conditions, might be the explosive nitrogen trichloride.

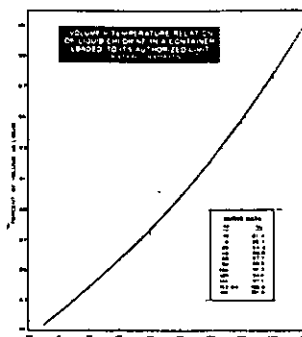
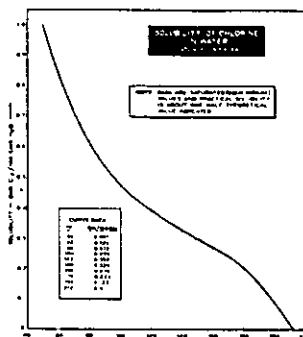
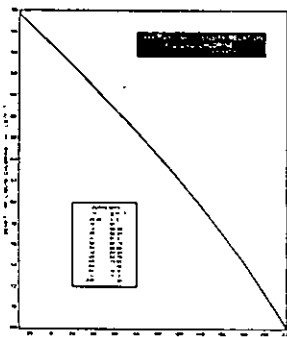
8.3.3.5 Reactions with Organic Compounds. Chlorine reacts with organic compounds much the same as with inorganics to form chlorinated derivatives and hydrogen chloride. Some of these reactions can be explosive, including those with hydrocarbons, alcohols and ethers, and proper methods must be applied in operations in which they are involved.

8.4 PHYSICAL PROPERTIES†

8.4.1 Boiling Point

−29.29°F (−34.05°C)—The temperature at which liquid chlorine vaporizes under one atmos. pressure. [§9.1.4.] An alternate term is *liquefying point*.

†Basic conversion factors applied to Kapoor and Martin data [§9.1.8]: °C = 5/9 (°F − 32); °F = 1.8 (°C) + 32; 1 atmos. = 14.696 psia; 1 cu ft = 7.4805 gal; density water 4°C = 1 g/ml = 62.426 lb/ft³; density dry air = 1.2929 g/l at 0°C, 760 mm.



8.4.2 Critical Properties

8.4.2.1 Critical Density. 35.77 lb/ft³ (573 g/l)—The mass of a unit volume of chlorine at the critical pressure and temperature. [§9.1.16.]

8.4.2.2 Critical Pressure. 1118.4 psia (76.1 atmos.)—The vapor pressure of liquid chlorine at the critical temperature. [§9.1.16.]

8.4.2.3 Critical Temperature. 291.2°F (144°C)—The temperature above which chlorine exists only as a gas no matter how great the pressure. [§9.1.16.]

8.4.2.4 Critical Volume. 0.02796 ft³/lb (0.001745 l/g)—The volume of a unit mass of chlorine at the critical pressure and temperature. [§9.1.16.]

8.4.3 Density

The mass of a unit volume of chlorine, at specified conditions of temperature and pressure. [§9.1.8.*]

8.4.3.1 Dry Gas. 0.2003 lb/ft³ (3.209 g/l) at standard conditions (see definition**).

8.4.3.2 Saturated Gas. 0.7537 lb/ft³ (12.07 g/l) at 32°F (0°C).***

8.4.3.3 Liquid. 91.67 lb/ft³ (1,468 g/l) at 32°F (0°C). (See Fig. 8.2.)

8.4.3.4 Liquid. 88.79 lb/ft³ (11.87 lb/gal) at 60°F (15.6°C)—(Pressure of liquid chlorine at 60°F is 85.61 psia.)

8.4.4 Latent Heat of Vaporization

123.7 Btu/lb (68.7 g cal/g) at the boiling point, -29.29°F (-34.05°C)—The heat required to evaporate a unit weight of liquid chlorine. [§9.1.8.*]

8.4.5 Liquid-Gas Volume Relationship

The weight of one volume of liquid chlorine equals the weight of 457.6 volumes of chlorine gas at standard conditions (see definition**). [§9.1.8.*]

8.4.6 Melting Point

-149.76°F (-100.98°C)—The temperature at which solid chlorine melts or liquid chlorine solidifies under one atmos. (14.696 psia) pressure. [§9.1.4.] An alternate term is *freezing point*.

8.4.7 Solubility in Water

The weight of gas which can be dissolved in a given amount of water at a given temperature when the total vapor pressure of the chlorine and the water equals one atmos. (14.696 psia). [§9.1.19.] Below 49.3°F (9.6°C) chlorine hydrate (Cl₂·8H₂O), may crystallize. (See Fig. 8.3.)

8.4.8 Specific Gravity

8.4.8.1 Dry Gas. 2.482—The ratio of the density of dry chlorine at standard conditions (see definition**) to the density of dry air at the same conditions. [§9.1.8.*]

8.4.8.2 Liquid. 1.468 °C—The ratio of the density of liquid chlorine at 32°F (0°C) and 53.15 psia (3.617 atmos.) to the density of water at its maximum density. [§9.1.8.*]

8.4.9 Specific Heat

The heat required to raise the temperature of a unit weight of chlorine one degree. [§9.1.8.*]

8.4.9.1 Dry Gas. 0.113 Btu/lb/°F (0.113 g cal/g/°C) at constant pressure for chlorine gas at 100 psia or less between 30°F and 80°F (-1.1°C and 26.7°C).

8.4.9.2 Dry Gas. 0.0832 Btu/lb/°F (0.0832 g cal/g/°C) at constant volume for chlorine gas at 100 psia or less between 30°F and 80°F (-1.1°C and 26.7°C).

8.4.9.3 Liquid. 0.236 Btu/lb/°F (0.236 g cal/g/°C) for liquid at equilibrium between 30°F and 80°F (-1.1°C and 26.7°C).

8.4.9.4 C_p/C_v. 1.355—Ratio of gas specific heat at constant pressure to specific heat at constant volume.

8.4.10 Specific Volume

The volume of a unit mass of chlorine at specified conditions of temperature and pressure. [§9.1.8.*]

8.4.10.1 Dry Gas. 4.992 ft³/lb at standard conditions (see definition**).

8.4.10.2 Saturated Gas. 1.327 ft³/lb at 32°F (0°C).***

8.4.10.3 Liquid. 0.01091 ft³/lb at 32°F (0°C).***

8.4.11 Vapor Pressure

The pressure of chlorine gas above liquid chlorine when they are in equilibrium. [§9.1.8.*] At 32°F (0°C) the vapor pressure is 53.155 psia (3.617 atmos.) (See Fig. 8.1.)

8.4.12 Viscosity

The measure of internal molecular friction when chlorine is in motion.

8.4.12.1 Gas. About the same as that of saturated steam between 1 atmos. and 10 atmos.

8.4.12.2 Liquid. About one-third that of water at the same temperature from 32°F to 150°F (0°C to 65.6°C).

8.4.13 Volume Temperature Relationship

The volume of liquid chlorine increases rapidly as its temperature increases. [§9.1.8.*] (See Fig. 8.4.) For further details see §2.1.5.2.

*Calculated from Kapoor and Martin data.

**Standard conditions are 32°F (0°C) and 14.696 psia (1 atmos.)

***Pressure of saturated gas and liquid chlorine at 32°F (0°C) is 53.155 psia (3.617 atmos.)

VAPOR PRESSURE
OF LIQUID CHLORINE
SOURCE : KAPOOR & MARTIN

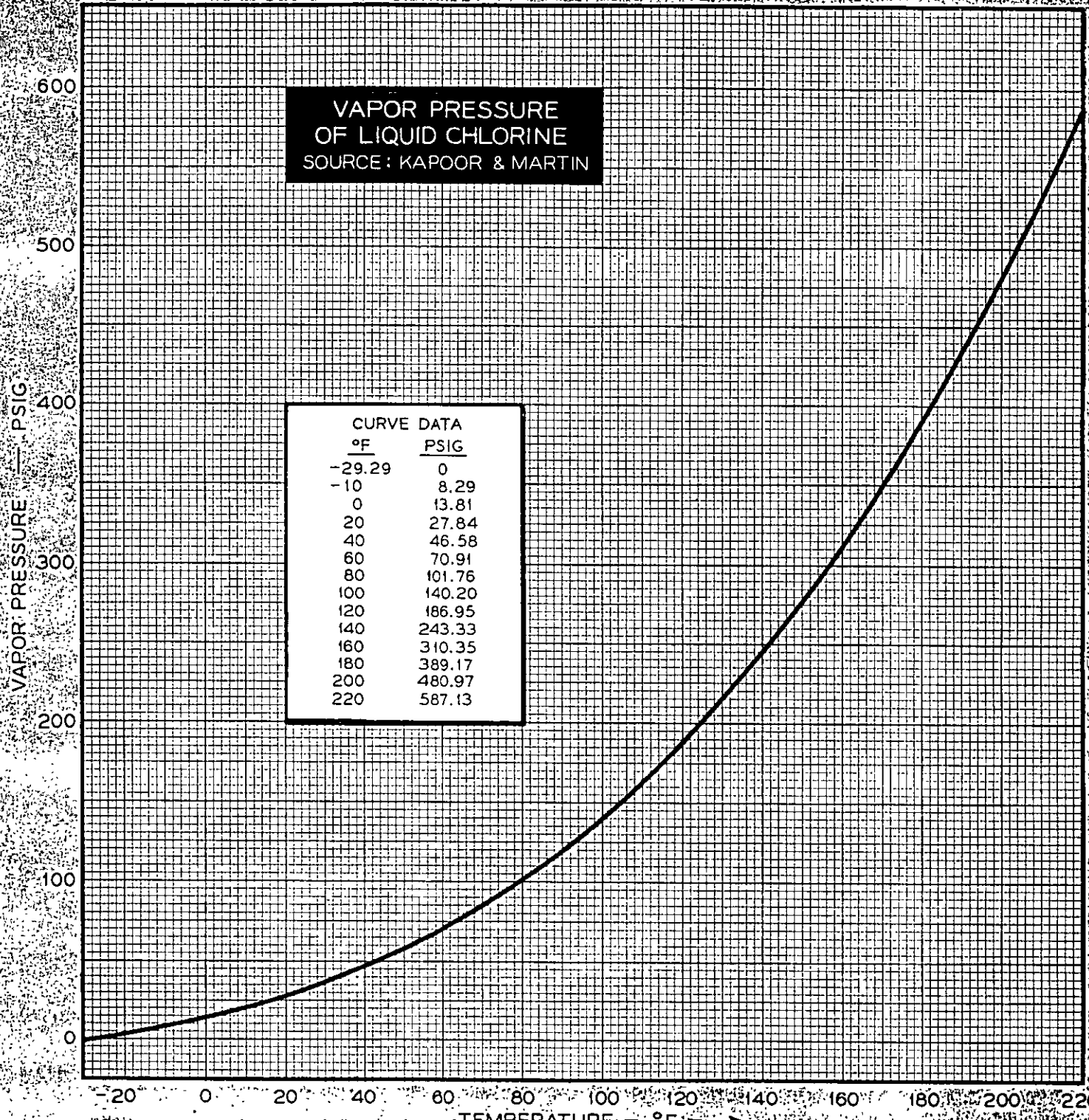


Figure 8.1

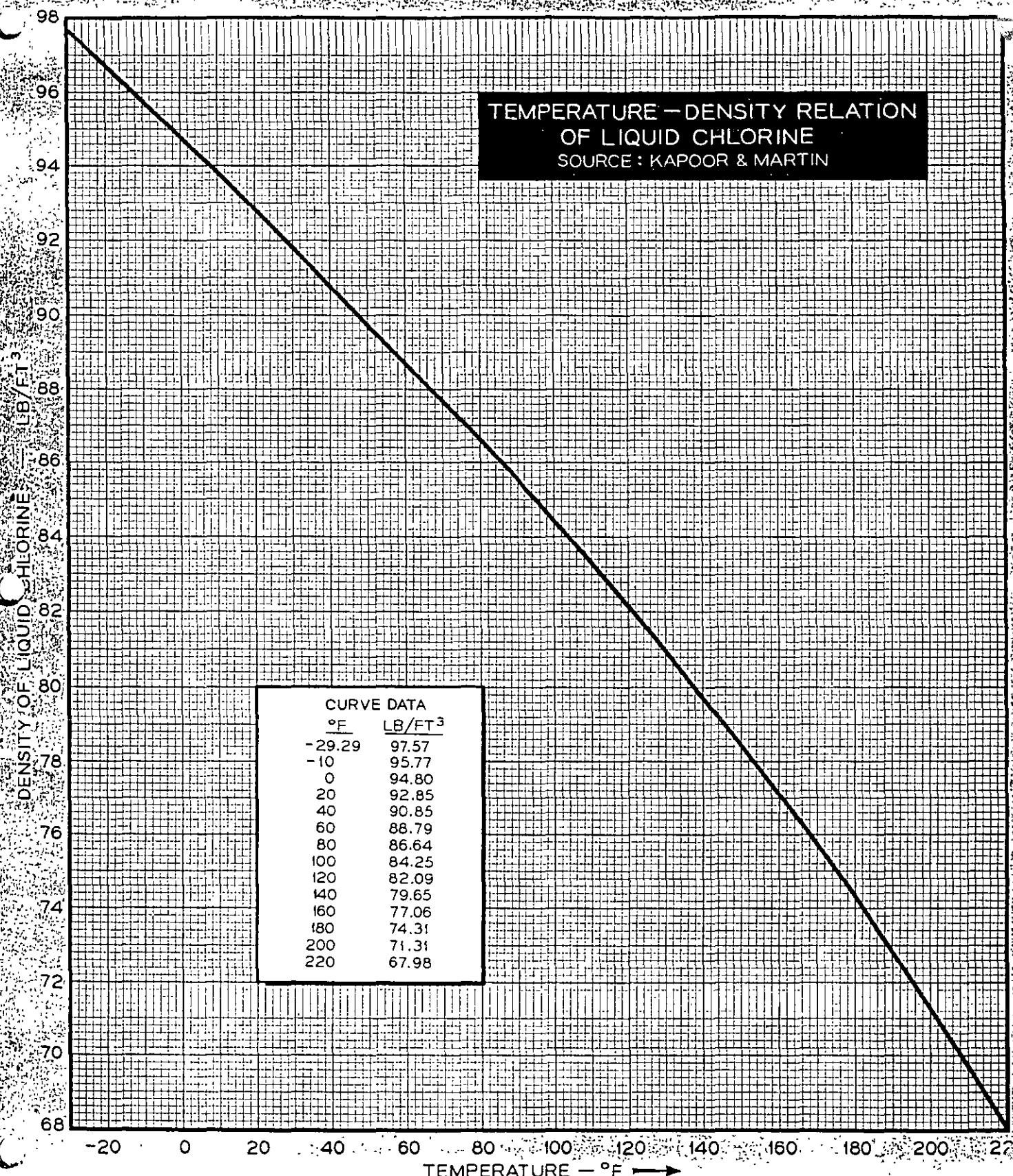


Figure 8.2



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

**DIPLOMADO EN MANEJO INTEGRAL DE
AGUAS MUNICIPALES**

MÓDULO II

**DISEÑO Y OPERACIÓN DE PLANTAS
POTABILIZADORAS**

TEMA

**LEGISLACIÓN SOBRE DESCARGAS DE AGUAS
RESIDUALES**

**EXPOSITOR: ING. MIGUEL ALONSO CASTILLO HOIL
PALACIO DE MINERÍA
MAYO DEL 2002**

**LEGISLACIÓN SOBRE DESCARGAS
DE AGUAS RESIDUALES**

NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-001-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS DE AGUAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.-
Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

JULIA CARABIAS LILLO, Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 32 Bis fracciones I, IV y V de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 85, 86 fracciones I, III y VII, 92 fracciones II y IV y 119 de la Ley de Aguas Nacionales; 5o. fracciones VIII y XV, 8o. fracciones II y VII, 36, 37, 117, 118 fracción II, 119 fracción I inciso a), 123, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; 38 fracción II, 40 fracción X, 41, 45, 46 fracción II y 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, he tenido a bien expedir la siguiente Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales; y

CONSIDERANDO

Que en cumplimiento a lo dispuesto en la fracción I del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, el Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, se publicó en el **Diario Oficial de la Federación** el 24 de junio de 1996, a fin de que los interesados en un plazo de 90 días naturales presentaran sus comentarios al Comité Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, sito en avenida Revolución 1425, mezanine planta alta, colonia Tlacopac, código postal 01040, de esta ciudad.

Que durante el plazo a que se refiere el considerando anterior y de conformidad con lo dispuesto en el artículo 45 del ordenamiento legal citado, estuvieron a disposición del público los documentos a que se refiere dicho precepto.

Que de acuerdo con lo que disponen las fracciones II y III del artículo 47 de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, los comentarios presentados por los interesados fueron analizados en el seno del citado Comité, realizándose las modificaciones procedentes a dicha Norma; las respuestas a los comentarios de referencia fueron publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 24 de diciembre de 1996.

Que habiéndose cumplido el procedimiento establecido en la Ley Federal sobre Metrología y Normalización para la elaboración de Normas Oficiales Mexicanas, el Comité

Consultivo Nacional de Normalización para la Protección Ambiental, en sesión de fecha 30 de octubre de 1996, aprobó la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, por lo que he tenido a bien expedir la siguiente:

**NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-001-ECOL-1996, QUE ESTABLECE LOS LIMITES
MAXIMOS PERMISIBLES DE CONTAMINANTES EN LAS DESCARGAS
DE AGUAS RESIDUALES EN AGUAS Y BIENES NACIONALES**

INDICE

1. Objetivo y campo de aplicación
2. Referencias
3. Definiciones
4. Especificaciones
5. Métodos de prueba
6. Verificación
7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales
8. Bibliografía
9. Observancia de esta Norma
10. Transitorio
11. Anexo I

1. Objetivo y campo de aplicación

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, con el objeto de proteger su calidad y posibilitar sus usos, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma Oficial Mexicana no se aplica a las descargas de aguas provenientes de drenajes separados de aguas pluviales.

2. Referencias

Norma Mexicana NMX-AA-003 Aguas residuales - Muestreo, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 25 de marzo de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-004 Aguas - Determinación de sólidos sedimentables en aguas residuales - Método del cono Imhoff, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 13 de septiembre de 1977.

Norma Mexicana NMX-AA-005 Aguas - Determinación de grasas y aceites - Método de extracción Soxhlet, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 8 de agosto de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-006 Aguas - Determinación de materia flotante - Método visual con malla específica, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 5 de diciembre de 1973.

Norma Mexicana NMX-AA-007 Aguas - Determinación de la temperatura - Método visual con termómetro, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 23 de julio de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-008 Aguas - Determinación de pH - Método potenciométrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 25 de marzo de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-026 Aguas - Determinación de nitrógeno total - Método Kjeldahl, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 27 de octubre de 1980.

Norma Mexicana NMX-AA-028 Aguas - Determinación de demanda bioquímica de oxígeno - Método de incubación por diluciones, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 6 de julio de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-029 Aguas - Determinación de fósforo total - Métodos espectrofotométricos, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 21 de octubre de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-034 Aguas - Determinación de sólidos en agua - Método gravimétrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 3 de julio de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-042 Aguas - Determinación del número más probable de coliformes totales y fecales - Método de tubos múltiples de fermentación, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de junio de 1987.

Norma Mexicana NMX-AA-046 Aguas - Determinación de arsénico en agua - Método espectrofotométrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 21 de abril de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-051 Aguas - Determinación de metales - Método espectrofotométrico de absorción atómica, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 22 de febrero de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-057 Aguas - Determinación de plomo - Método de la ditizona, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 29 de septiembre de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-058 Aguas - Determinación de cianuros - Método colorimétrico y titulométrico, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 14 de diciembre de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-060 Aguas - Determinación de cadmio - Método de la ditizona, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 26 de abril de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-064 Aguas - Determinación de mercurio - Método de la ditizona, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 3 de marzo de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-066 Aguas - Determinación de cobre - Método de la neocuproína, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 16 de noviembre de 1981.

Norma Mexicana NMX-AA-078 Aguas - Determinación de zinc - Métodos colorimétricos de la ditizona I, la ditizona II y espectrofotometría de absorción atómica, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 12 de julio de 1982.

Norma Mexicana NMX-AA-079 Aguas Residuales - Determinación de nitrógeno de nitratos (Brucina), publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 14 de abril de 1986.

Norma Mexicana NMX-AA-099 Determinación de nitrógeno de nitritos - Agua potable, publicada en el **Diario Oficial de la Federación** el 11 de febrero de 1987.

3. Definiciones

3.1 Aguas costeras

Son las aguas de los mares territoriales en la extensión y términos que fija el derecho internacional; así como las aguas marinas interiores, las lagunas y esteros que se comuniquen permanente o intermitentemente con el mar.

3.2 Aguas nacionales

Las aguas propiedad de la Nación, en los términos del párrafo quinto del artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos.

3.3 Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

3.4 Aguas pluviales

Aquellas que provienen de lluvias, se incluyen las que provienen de nieve y granizo.

3.5 Bienes nacionales

Son los bienes cuya administración está a cargo de la Comisión Nacional del Agua en términos del artículo 113 de la Ley de Aguas Nacionales.

3.6 Carga contaminante

Cantidad de un contaminante expresada en unidades de masa por unidad de tiempo, aportada en una descarga de aguas residuales.

3.7 Condiciones particulares de descarga

El conjunto de parámetros físicos, químicos y biológicos y de sus niveles máximos permitidos en las descargas de agua residual, determinados por la Comisión Nacional del Agua para el responsable o grupo de responsables de la descarga o para un cuerpo receptor específico, con el fin de preservar y controlar la calidad de las aguas conforme a la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento.

3.8 Contaminantes básicos

Son aquellos compuestos y parámetros que se presentan en las descargas de aguas residuales y que pueden ser removidos o estabilizados mediante tratamientos convencionales. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: grasas y aceites, materia flotante, sólidos sedimentables, sólidos suspendidos totales, demanda bioquímica de oxígeno, nitrógeno total (suma de las concentraciones de nitrógeno Kjeldahl de nitritos y de nitratos, expresadas como mg/litro de nitrógeno), fósforo total, temperatura y pH.

3.9 Contaminantes patógenos y parasitarios

Son aquellos microorganismos, quistes y huevos de parásitos que pueden estar presentes en las aguas residuales y que representan un riesgo a la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los coliformes fecales y los huevos de helminto.

3.10 Cuerpo receptor

Son las corrientes, depósitos naturales de agua, presas, cauces, zonas marinas o bienes nacionales donde se descargan aguas residuales, así como los terrenos en donde se infiltran o inyectan dichas aguas cuando puedan contaminar el suelo o los acuíferos.

3.11 Descarga

Acción de verter, infiltrar, depositar o inyectar aguas residuales a un cuerpo receptor en forma continua, intermitente o fortuita, cuando éste es un bien del dominio público de la Nación.

3.12 Embalse artificial

Vaso de formación artificial que se origina por la construcción de un bordo o cortina y que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial.

3.13 Embalse natural

Vaso de formación natural que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial

3.14 Estuario

Es el tramo del curso de agua bajo la influencia de las mareas que se extiende desde la línea de costa hasta el punto donde la concentración de cloruros en el agua es de 250 mg/l.

3.15 Humedales naturales

Las zonas de transición entre los sistemas acuáticos y terrestres que constituyen áreas de inundación temporal o permanente, sujetas o no a la influencia de mareas, como pantanos, ciénegas y marismas, cuyos límites los constituyen el tipo de vegetación hidrófila de presencia permanente o estacional; las áreas donde el suelo es predominantemente hídrico; y las áreas lacustres o de suelos permanentemente húmedos, originadas por la descarga natural de acuíferos.

3.16 Limite máximo permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido en la descarga de aguas residuales.

3.17 Metales pesados y cianuros

Son aquéllos que, en concentraciones por encima de determinados límites, pueden producir efectos negativos en la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: arsénico, cadmio, cobre, cromo, mercurio, níquel, plomo, zinc y cianuros.

3.18 Muestra compuesta

La que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la Tabla 1. Para conformar la muestra compuesta, el volumen de cada una de las muestras simples deberá ser proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma.

TABLA 1

FRECUENCIA DE MUESTREO			
HORAS POR DIA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA	NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES	INTERVALO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS)	
		MINIMO	MAXIMO
Menor que 4	Mínimo 2	N.E.	N.E.
De 4 a 8	4	1	2
Mayor que 8 y hasta 12	4	2	3
Mayor que 12 y hasta 18	6	2	3
Mayor que 18 y hasta 24	6	3	4

N.E. = No especificado

3.19 Muestra simple

La que se tome en el punto de descarga, de manera continua, en día normal de operación que refleje cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga, durante el tiempo necesario para completar cuando menos, un volumen suficiente para que se lleven a cabo los análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargado en el sitio y en el momento del muestreo.

El volumen de cada muestra simple necesario para formar la muestra compuesta se determina mediante la siguiente ecuación:

$$VMSi = VMC \times (Qi / Qt)$$

Donde:

VMSi = volumen de cada una de las muestras simples "i", litros.

VMC = volumen de la muestra compuesta necesario para realizar la totalidad de los análisis de laboratorio requeridos, litros.

Qi = caudal medido en la descarga en el momento de tomar la muestra simple, litros por segundo.

Qt = ΣQi hasta Qn, litros por segundo.

3.20 Parámetro

Variable que se utiliza como referencia para determinar la calidad física, química y biológica del agua.

3.21 Promedio diario (P.D.)

Es el valor que resulta del análisis de una muestra compuesta. En el caso del parámetro grasas y aceites, es el promedio ponderado en función del caudal, y la media geométrica para los coliformes fecales, de los valores que resulten del análisis de cada una de las muestras simples tomadas para formar la muestra compuesta. Las unidades de pH no deberán estar fuera del rango permisible, en ninguna de las muestras simples.

3.22 Promedio mensual (P.M.)

Es el valor que resulte de calcular el promedio ponderado en función del caudal, de los valores que resulten del análisis de al menos dos muestras compuestas (Promedio diario).

3.23 Riego no restringido

La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas en forma ilimitada como forrajes, granos, frutas, legumbres y verduras.

3.24 Riego restringido

La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas, excepto legumbres y verduras que se consumen crudas.

3.25 Río

Corriente de agua natural, perenne o intermitente, que desemboca a otras corrientes, o a un embalse natural o artificial, o al mar.

3.26 Suelo

Cuerpo receptor de descargas de aguas residuales que se utiliza para actividades agrícolas.

3.27 Tratamiento convencional

Son los procesos de tratamiento mediante los cuales se remueven o estabilizan los contaminantes básicos presentes en las aguas residuales.

3.28 Uso en riego agrícola

La utilización del agua destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas y su preparación para la primera enajenación, siempre que los productos no hayan sido objeto de transformación industrial.

3.29 Uso público urbano

La utilización de agua nacional para centros de población o asentamientos humanos, destinada para el uso y consumo humano, previa potabilización.

4. Especificaciones

4.1 La concentración de contaminantes básicos, metales pesados y cianuros para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, no debe exceder el valor indicado como límite máximo permisible en las Tablas 2 y 3 de esta Norma Oficial Mexicana. El rango permisible del potencial hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades.

4.2 Para determinar la contaminación por patógenos se tomará como indicador a los coliformes fecales. El límite máximo permisible para las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, así como las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola) es de 1,000 y 2,000 como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente.

4.3 Para determinar la contaminación por parásitos se tomará como indicador los huevos de helminto. El límite máximo permisible para las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola), es de un huevo de helminto por litro para riego no restringido, y de cinco huevos por litro para riego restringido, lo cual se llevará a cabo de acuerdo a la técnica establecida en el anexo 1 de esta Norma.

4.4. Al responsable de la descarga de aguas residuales que antes de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana se le hayan fijado condiciones particulares de descarga, podrá optar por cumplir los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma, previo aviso a la Comisión Nacional del Agua.

4.5. Los responsables de las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales deben cumplir con la presente Norma Oficial Mexicana de acuerdo con lo siguiente:

a) Las descargas municipales tendrán como plazo límite las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 4. El cumplimiento es gradual y progresivo, conforme a los rangos de población. El número de habitantes corresponde al determinado en el XI Censo Nacional de Población y Vivienda, correspondiente a 1990, publicado por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática.

b) Las descargas no municipales tendrán como plazo límite hasta las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5. El cumplimiento es gradual y progresivo, dependiendo de la mayor carga contaminante, expresada como demanda bioquímica de oxígeno₅ (DBO₅) o sólidos suspendidos totales (SST), según las cargas del agua residual, manifestadas en la solicitud de permiso de descarga, presentada a la Comisión Nacional del Agua.

12

12

TABLA 2

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BASICOS																				
PARAMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique)	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS						SUELO		HUMEDALES NATURALES (B)	
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)		Recreación (B)		Estuarios (B)		Uso en riego agrícola (A)		HUMEDALES NATURALES (B)	
	P.M	P.D	P.M	P.D	P.M	P.D	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.
Temperatura °C (1)	N.A	N.A	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	N.A	N.A.	40	40
Grasas y Aceites (2)	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25
Materia Flotante (3)	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te	au-sen-te
Sólidos Sedimentables (ml/l)	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	N.A.	N.A.	1	2
Sólidos Suspendidos Totales	150	200	75	125	40	60	75	125	40	60	150	200	75	125	75	125	N.A	N.A.	75	125
Demanda Bioquímica de Oxígeno ₅	150	200	75	150	30	60	75	150	30	60	150	200	75	150	75	150	N.A.	N.A.	75	150
Nitrógeno Total	40	60	40	60	15	25	40	60	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
Fósforo Total	20	30	20	30	5	10	20	30	5	10	N.A	N.A.	N.A.	N.A.	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

(1) Instantáneo

(2) Muestra Simple Promedio Ponderado

(3) Ausente según el Método de Prueba definido en la NMX-AA-006

P.D. = Promedio Diario; P.M. = Promedio Mensual; N.A. = No es aplicable.

(A), (B) y (C) = Tipo de cuerpo receptor según la Ley Federal de Derechos

TABLA 3

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS

PARAMETROS (*) (miligramos por litro)	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS						SUELO		HUMEDALES NATURALES (B)	
	Uso en riego agrícola (A)		Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)		Recreación (B)		Estuarios (B)		Uso en riego agrícola (A)			
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
Arsenico	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2
Cadmio	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.05	0.1	0.1	0.2
Cianuros	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0
Cobre	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0
Cromo	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0
Mercurio	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01	0.01	0.02	0.005	0.01	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01
Niquel	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4
Plomo	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	5	10	0.2	0.4
Zinc	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20

(*) Medidos de manera total.

P.D.= Promedio Diario P.M.= Promedio Mensual N.A.= No es aplicable

(A), (B) y (C) : Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos.

TABLA 4

DESCARGAS MUNICIPALES	
FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	RANGO DE POBLACION:
1 de enero de 2000	mayor de 50,000 habitantes
1 de enero de 2005	De 20,001 a 50,000 habitantes
1 de enero de 2010	De 2,501 a 20,000 habitantes

TABLA 5

DESCARGAS NO MUNICIPALES		
FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE:	CARGA CONTAMINANTE	
	DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO, t/d (toneladas/día)	SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día)
1 enero 2000	Mayor de 3.0	mayor de 3.0
1 enero 2005	de 1.2 a 3.0	de 1.2 a 3.0
1 enero 2010	menor de 1.2	menor de 1.2

4.6 Las fechas de cumplimiento establecidas en las Tablas 4 y 5 de esta Norma Oficial Mexicana podrán ser adelantadas por la Comisión Nacional del Agua para un cuerpo receptor en específico, siempre y cuando exista el estudio correspondiente que valide tal modificación.

4.7 Los responsables de las descargas de aguas residuales municipales y no municipales, cuya concentración de contaminantes en cualquiera de los parámetros básicos, metales pesados y cianuros, que rebasen los límites máximos permisibles señalados en las Tablas 2 y 3 de esta Norma Oficial Mexicana, multiplicados por cinco, para cuerpos receptores tipo B (ríos, uso público urbano), quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad del agua de sus descargas a la Comisión Nacional del Agua, en un plazo no mayor de 180 días naturales, a partir de la publicación de esta Norma en el **Diario Oficial de la Federación**.

Los demás responsables de las descargas de aguas residuales municipales y no municipales, que rebasen los límites máximos permisibles de esta norma, quedan obligados a presentar un programa de las acciones u obras a realizar para el control de la calidad de sus descargas a la Comisión Nacional del Agua, en los plazos establecidos en las Tablas 6 y 7.

Lo anterior, sin perjuicio del pago de derechos a que se refiere la Ley Federal de Derechos y a las multas y sanciones que establecen las leyes y reglamentos en la materia.

TABLA 6

DESCARGAS MUNICIPALES	
RANGO DE POBLACION	FECHA LIMITE PARA PRESENTAR PROGRAMA DE ACCIONES
Mayor de 50,000 habitantes	30 de junio de 1997
De 20,001 a 50,000 habitantes	31 de diciembre de 1998
De 2,501 a 20,000 habitantes	31 de diciembre de 1999

TABLA 7

CARGA CONTAMINANTE DE LAS DESCARGAS NO MUNICIPALES	
DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO, Y/O SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día)	FECHA LIMITE PARA PRESENTAR PROGRAMA DE ACCIONES
Mayor de 3.0	30 de junio de 1997
De 1.2 a 3.0	31 de diciembre de 1998
Menor de 1.2	31 de diciembre de 1999

4.8 El responsable de la descarga queda obligado a realizar el monitoreo de las descargas de aguas residuales para determinar el promedio diario y mensual. La periodicidad de análisis y reportes se indican en la Tabla 8 para descargas de tipo municipal y en la Tabla 9 para descargas no municipales. En situaciones que justifiquen un mayor control, como protección de fuentes de abastecimiento de agua para consumo humano, emergencias hidroecológicas o procesos productivos fuera de control, la Comisión Nacional del Agua podrá modificar la periodicidad de análisis y reportes. Los registros del monitoreo deberán mantenerse para su consulta por un periodo de tres años posteriores a su realización.

4.9 El responsable de la descarga estará exento de realizar el análisis de alguno o varios de los parámetros que se señalan en la presente Norma Oficial Mexicana, cuando demuestre que, por las características del proceso productivo o el uso que le dé al agua, no genera o concentra los contaminantes a exentar, manifestándolo ante la Comisión Nacional del Agua, por escrito y bajo protesta de decir verdad. La autoridad podrá verificar la veracidad de lo manifestado por el usuario. En caso de falsedad, el responsable quedará sujeto a lo dispuesto en los ordenamientos legales aplicables.

4.10 En el caso de que el agua de abastecimiento registre alguna concentración promedio mensual de los parámetros referidos en los puntos 4.1, 4.2 y 4.3 de la presente Norma Oficial Mexicana, la suma de esta concentración al límite máximo permisible promedio mensual, es el valor que el responsable de la descarga está obligado a cumplir,

siempre y cuando lo notifique por escrito a la Comisión Nacional del Agua, para que ésta dictamine lo procedente.

TABLA 8

RANGO DE POBLACION	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS	FRECUENCIA DE REPORTE
mayor de 50,000 habitantes	MENSUAL	TRIMESTRAL
De 20,001 a 50,000 habitantes	TRIMESTRAL	SEMESTRAL
De 2,501 a 20,000 habitantes	SEMESTRAL	ANUAL

TABLA 9

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO₅ t/d (toneladas/día)	SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día)	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS	FRECUENCIA DE REPORTE
mayor de 3.0	mayor de 3.0	MENSUAL	TRIMESTRAL
de 1.2 a 3.0	de 1.2 a 3.0	TRIMESTRAL	SEMESTRAL
menor de 1.2	menor de 1.2	SEMESTRAL	ANUAL

4.11 Cuando se presenten aguas pluviales en los sistemas de drenaje y alcantarillado combinado, el responsable de la descarga tiene la obligación de operar su planta de tratamiento y cumplir con los límites máximos permisibles de esta Norma Oficial Mexicana, o en su caso con sus condiciones particulares de descarga, y podrá a través de una obra de desvío derivar el caudal excedente. El responsable de la descarga tiene la obligación de reportar a la Comisión Nacional del Agua el caudal derivado.

4.12 El responsable de la descarga de aguas residuales que, como consecuencia de implementar un programa de uso eficiente y/o reciclaje del agua en sus procesos productivos, concentre los contaminantes en su descarga, y en consecuencia rebase los límites máximos permisibles establecidos en la presente Norma, deberá solicitar ante la Comisión Nacional del Agua se analice su caso particular, a fin de que ésta le fije condiciones particulares de descarga.

5. Métodos de prueba

Para determinar los valores y concentraciones de los parámetros establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, se deberán aplicar los métodos de prueba indicados en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana. El responsable de la descarga podrá solicitar a la Comisión Nacional del Agua, la aprobación de métodos de prueba alternos. En caso de aprobarse, dichos métodos podrán ser autorizados a otros responsables de descarga en situaciones similares.

Para la determinación de huevos de helminto se deberán aplicar las técnicas de análisis y muestreo que se presentan en el Anexo 1 de esta Norma Oficial Mexicana.

6. Verificación

La Comisión Nacional del Agua llevará a cabo muestreos y análisis de las descargas de aguas residuales, de manera periódica o aleatoria, con objeto de verificar el cumplimiento de los límites máximos permisibles establecidos para los parámetros señalados en la presente Norma Oficial Mexicana.

7. Grado de concordancia con normas y recomendaciones internacionales

7.1 No hay normas equivalentes, las disposiciones de carácter interno que existen en otros países no reúnen los elementos y preceptos de orden técnico y jurídico que en esta Norma Oficial Mexicana se integran y complementan de manera coherente, con base en los fundamentos técnicos y científicos reconocidos internacionalmente.

8. Bibliografía

8.1 APHA, AWWA, WPCF, 1995. Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater. U.S.A. (Métodos normalizados para el análisis del agua y aguas residuales. 19a. Edición. E.U.A.)

8.2 Code of Federal Regulations. Title 40. Parts 100 to 149; 400 to 424; and 425 to 629. Protection of Environment 1992. USA. (Código de Normas Federales. Título 40. Partes 100 a 149; 400 a 424; y 425 a 629. Protección al Ambiente. E.U.A.)

8.3 Ingeniería sanitaria y de aguas residuales, 1988. Gordon M. Fair, John Ch. Geyer, Limusa, México.

8.4 Industrial Water Pollution Control, 1989. 2nd Edition. USA. (Control de la contaminación industrial del agua Eckenfelder W.W. Jr. 2a. Edición McGraw-Hill International Editions. E.U.A.)

8.5 Manual de Agua para Usos Industriales, 1988. Sheppard T. Powell. Ediciones Ciencia y Técnica, S.A. 1a. edición. Volúmenes 1 al 4. México.

8.6 Manual de Agua, 1989. Frank N. Kemmer, John McCallion Ed. McGraw-Hill. Volúmenes 1 al 3. México.

8.7 U.S.E.P.A. Development Document for Effluent Limitation Guidelines And New Source Performance Standard For The 1974 (Documento de Desarrollo de La U.S.E.P.A. para guías de límites de efluentes y estándares de evaluación de nuevas fuentes para 1974).

8.8 Water Treatment Chemicals. An Industrial Guide, 1991. (Tratamiento químico del agua. Una guía industrial) Flick, Ernest W. Noyes Publications. E.U.A.

8.9 Water Treatment Handbook, 1991. (Manual de tratamiento de agua. Degremont 6a. Edición Vol. I y II. E.U.A.)

8.10 Wastewater Engineering Treatment. Disposal, Reuse, 1991. 3rd Edition. U.S.A. (Ingeniería en el tratamiento de aguas residuales. Disposición y reúso. Metcalf And Eddy. McGraw-Hill International Editions. 3a. Edición. E.U.A.)

8.11 Estudio de Factibilidad del Saneamiento del Valle de México. Informe Final. Dic. 1995. Comisión Nacional del Agua, Departamento del Distrito Federal, Estado de Hidalgo y Estado de México.

8.12 Guía Para el Manejo, Tratamiento y Disposición de Lodos Residuales de Plantas de Tratamiento Municipales. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. México, 1994.

8.13 Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos. Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Infraestructura Hidráulica Urbana e Industrial. México, 1994.

8.14 Impact of Wastewater Reuse on Groundwater In The Mezquital Valley, Hidalgo State, Mexico. Overseas Development Administration. Phase 1, Report - February 1995.

8.15 Evaluación de la Toxicidad de Descargas Municipales. Comisión Nacional del Agua. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Noviembre de 1993.

8.16 Tratabilidad del Agua Residual Mediante el Proceso Primario Avanzado. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1994-1995.

8.17 Estudio de la Desinfección del Efluente Primario Avanzado. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1994-1995.

8.18 Formación y Migración de Compuestos Organoclorados a través de Columnas Empaquetadas con Suelo de la Zona de Tula-Mezquital-Actopan. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.

8.19 Estudio de Calidad y Suministro del Agua para Consumo Doméstico del Valle del Mezquital Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.

8.20 Estudio de Impacto Ambiental Asociado al Proyecto de Saneamiento del Valle de México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.

8.21 Proyecto de Normatividad Integral para Mejorar la Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995-1996.

8.22 Estudio de Disponibilidad de Agua en México en Función del Uso, Calidad y Cantidad. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.

8.23 Cost - Effective Water Pollution Control in The Northern Border Of Mexico. Institute For Applied Environmental Economics (Tme), 1995.

8.24 XI Censo General de Población y Vivienda. INEGI / CONAPO 1990.

8.25 Normas Oficiales Mexicanas para Descargas de Aguas Residuales a Cuerpos Receptores: NOM-001-ECOL/1993 a NOM-033-ECOL/1993, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 18 de octubre de 1993; NOM-063-ECOL/1994 a NOM-065-ECOL/1994, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 5 de enero de 1995; NOM-066-ECOL/1994 a NOM-068-ECOL-1994, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 6 de enero de 1995; NOM-069-ECOL/1994 y NOM-070-ECOL/1994, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 9 de enero de 1995; y NOM-071-ECOL-1994 a NOM-073-ECOL-1994, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 11 de enero de 1995.

8.26 Criterios Ecológicos de Calidad del Agua. SEMARNAP. Instituto de Ecología. México, D.F.

8.27 Catálogo Oficial de Plaguicidas Control Intersectorial para el Control del Proceso y Uso de Plaguicidas, Fertilizantes y Sustancias Tóxicas. SARH, SEDESOL, SSA y SECOFI. México, D.F. 1994.

8.28 Indicadores Socioeconómicos e Índice de Marginación Municipal 1990. CONAPO/CNA.

8.29 Bases para el Manejo Integral de la Cantidad y Calidad del Agua en México. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1995.

8.30 Manejando las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Reporte 1993. EUA. Comité Sobre el Manejo de las Aguas Residuales en Zonas Urbanas Costeras. Consejo de Ciencia y Tecnología sobre Agua. Comisión de Sistemas Técnicos e Ingeniería. Consejo Nacional de Investigación.

8.31 NMX-AA-087-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad Aguda con *Daphnia Magna Straus* (Crustacea-Cladocera).- Método de Prueba.

8.32 NMX-AA-110-1995-SCFI. Análisis de Agua.- Evaluación de Toxicidad Aguda con *Artemia Franciscana Kellogs* (Crustacea-Anostraca).- Método de Prueba.

8.33 NMX-AA-112-1995-SCFI. Análisis de Agua y Sedimento.- Evaluación de Toxicidad aguda con *Photobacterium Phosphoreum*.- Método de Prueba.

9. Observancia de esta Norma

9.1 La vigilancia del cumplimiento de la presente Norma Oficial Mexicana corresponde a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, por conducto de la Comisión Nacional del Agua, y a la Secretaría de Marina en el ámbito de sus respectivas atribuciones, cuyo personal realizará los trabajos de inspección y vigilancia que sean necesarios. Las violaciones a la misma se sancionarán en los términos de la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento, Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, la Ley Federal sobre Metrología y Normalización y demás ordenamientos jurídicos aplicables.

9.2 La presente Norma Oficial Mexicana entrará en vigor al día siguiente de su publicación en el **Diario Oficial de la Federación**.

9.3 Se abrogan las normas oficiales mexicanas que a continuación se indican:

Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las centrales termoeléctricas convencionales.

Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria productora de azúcar de caña.

Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de refinación de petróleo y petroquímica.

Norma Oficial Mexicana NOM-004-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de fertilizantes excepto la que produzca ácido fosfórico como producto intermedio.

Norma Oficial Mexicana NOM-005-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores; provenientes de la industria de fabricación de productos plásticos y polímeros sintéticos.

Norma Oficial Mexicana NOM-006-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de harinas.

Norma Oficial Mexicana NOM-007-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la cerveza y de la malta.

Norma Oficial Mexicana NOM-008-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de fabricación de asbestos de construcción.

Norma Oficial Mexicana NOM-009-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de leche y sus derivados.

Norma Oficial Mexicana NOM-010-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de manufactura de vidrio plano y de fibra de vidrio.

Norma Oficial Mexicana NOM-011-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de productos de vidrio prensado y soplado.

Norma Oficial Mexicana NOM-012-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria hulera.

Norma Oficial Mexicana NOM-013-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del hierro y del acero.

Norma Oficial Mexicana NOM-014-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria textil.

Norma Oficial Mexicana NOM-015-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la celulosa y el papel.

Norma Oficial Mexicana NOM-016-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de bebidas gaseosas.

Norma Oficial Mexicana NOM-017-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de acabados metálicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-018-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de laminación, extrusión y estiraje de cobre y sus aleaciones.

Norma Oficial Mexicana NOM-019-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de impregnación de productos de aserradero.

Norma Oficial Mexicana NOM-020-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de asbestos textiles, materiales de fricción y selladores.

Norma Oficial Mexicana NOM-021-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del curtido y acabado en pieles.

Norma Oficial Mexicana NOM-022-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de matanza de animales y empaquetado de cárnicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-023-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de envasado de conservas alimenticias.

Norma Oficial Mexicana NOM-024-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de papel a partir de celulosa virgen.

Norma Oficial Mexicana NOM-025-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria elaboradora de papel a partir de fibra celulósica reciclada.

Norma Oficial Mexicana NOM-026-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de restaurantes o de hoteles.

Norma Oficial Mexicana NOM-027-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria del beneficio del café.

Norma Oficial Mexicana NOM-028-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de preparación y envasado de conservas de pescados y mariscos y de la industria de producción de harina y aceite de pescado.

Norma Oficial Mexicana NOM-029-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de hospitales.

Norma Oficial Mexicana NOM-030-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de jabones y detergentes.

Norma Oficial Mexicana NOM-032-ECOL-1993, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales de origen urbano o municipal para su disposición mediante riego agrícola.

Norma Oficial Mexicana NOM-33-ECOL-1993, que establece las condiciones bacteriológicas para el uso de las aguas residuales de origen urbano o municipal o de la mezcla de éstas con la de los cuerpos de agua, en el riego de hortalizas y productos hortofrutícolas. Publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 18 de octubre de 1993.

La nomenclatura de las normas oficiales mexicanas antes citadas está en términos del Acuerdo por el que se reforma la nomenclatura de 58 Normas Oficiales Mexicanas en materia de Protección Ambiental, publicado en el **Diario Oficial de la Federación** el 29 de noviembre de 1994.

Asimismo se abrogan las siguientes normas oficiales mexicanas:

Norma Oficial Mexicana NÓM-063-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria vinícola.

Norma Oficial Mexicana NOM-064-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la destilería.

Norma Oficial Mexicana NOM-065-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de pigmentos y colorantes, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 5 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-066-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de la galvanoplastia.

Norma Oficial Mexicana NOM-067-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de los sistemas de alcantarillado o drenaje municipal.

Norma Oficial Mexicana NOM-068-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de aceites y grasas comestibles de origen animal y vegetal, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 6 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-069-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de componentes eléctricos y electrónicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-070-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de preparación, conservación y envasado de frutas, verduras y legumbres en fresco y/o congelados, publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** el 9 de enero de 1995.

Norma Oficial Mexicana NOM-071-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de la industria de productos químicos inorgánicos.

Norma Oficial Mexicana NOM-072-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias de fertilizantes fosfatados, fosfatos, polifosfatos, ácido fosfórico, productos químicos inorgánicos fosfatados, exceptuando a los fabricantes de ácido fosfórico por el proceso de vía húmeda.

Norma Oficial Mexicana NOM-073-ECOL-1994, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a cuerpos receptores, provenientes de las industrias farmacéutica y farmoquímica, publicadas en el Diario Oficial de la Federación el 11 de enero de 1995.

TRANSITORIO

UNICO. A partir de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, el responsable de la descarga de aguas residuales:

- 1) Que cuente con planta de tratamiento de aguas residuales, está obligado a operar y mantener dicha infraestructura de saneamiento, cuando su descarga no cumpla con los límites máximos permisibles de esta Norma.

Puede optar por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, o los establecidos en sus condiciones particulares de descarga, previa notificación a la Comisión Nacional del Agua.

En el caso de que la calidad de la descarga que se obtenga con dicha infraestructura no cumpla con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, debe presentar a la Comisión Nacional del Agua, en los plazos establecidos en las Tablas 6 y 7, su programa de acciones u obras a realizar para cumplir en las fechas establecidas en las Tablas 4 y 5, según le corresponda.

Los que no cumplan, quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.

En el caso de que el responsable de la descarga opte por cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana y que descargue una mejor calidad de agua residual que la establecida en esta Norma, puede gozar de los beneficios e incentivos que para tal efecto establece la Ley Federal de Derechos.

- 2) Que se hubiere acogido a los Decretos Presidenciales que otorgan facilidades administrativas y fiscales a los usuarios de Aguas Nacionales y sus Bienes Públicos inherentes, publicados en el **Diario Oficial de la Federación** el 11 de octubre de 1995, en la materia, quedará sujeto a lo dispuesto en los mismos y en lo conducente a la Ley Federal de Derechos.
- 3) No debe descargar concentraciones de contaminantes mayores a las que descargó durante los últimos tres años o menos, si empezó a descargar posteriormente, de acuerdo con sus registros y/o con los informes presentados ante la Comisión Nacional del Agua en ese periodo si su descarga tiene concentraciones mayores a las establecidas como límite máximo permisible en esta Norma. Los responsables que no cumplan con esta especificación quedarán sujetos a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos.
- 4) Que establezca una nueva instalación industrial, posterior a la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el **Diario Oficial de la Federación**, no podrá acogerse a las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5 de esta Norma y debe cumplir con los límites máximos permisibles para su descarga, 180 días calendario después de iniciar la operación del proceso generador, debiendo notificar a la Comisión Nacional del Agua dicha fecha.
- 5) Que incremente su capacidad o amplíe sus instalaciones productivas, posterior a la publicación de esta Norma Oficial Mexicana en el **Diario Oficial de la Federación**, éstas nuevas descargas no podrán acogerse a las fechas de cumplimiento establecidas en la Tabla 5 de esta Norma y debe cumplir con los límites máximos permisibles para éstas, 180 días calendario después de iniciar la operación del proceso generador, debiendo notificar a la Comisión Nacional del Agua dicha fecha.
- 6) Que no se encuentre en alguno de los supuestos anteriores, deberá cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en esta Norma Oficial Mexicana, sujeto a lo dispuesto en la Ley Federal de Derechos, en lo conducente.

México, Distrito Federal, a los once días del mes de diciembre de mil novecientos noventa y seis.- La Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, **Julia Carabias Lillo**.- Rúbrica.

ANEXO 1

TECNICA PARA LA DETERMINACION Y CUANTIFICACION DE HUEVOS DE HELMINTO

1. Objetivo

Determinar y cuantificar huevos de helminto en lodos, afluentes y efluentes tratados.

2. Campo de aplicación

Es aplicable para la cuantificación de huevos de helminto en muestras de lodos, afluentes y efluentes de plantas de tratamiento.

3. Definiciones

3.1 Helminto: término designado a un amplio grupo de organismos que incluye a todos los gusanos parásitos (de humanos, animales y vegetales) y de vida libre, con formas y tamaños variados.

3.2 Platyhelminetos: gusano dorsoventralmente aplanado, algunos de interés médico son: Taenia solium, Hymenolepis nana e H. diminuta, entre otros.

3.3 Nematelmintos: gusanos de cuerpo alargado y forma cilíndrica. Algunas especies enteroparásitas de humanos y animales son: Ascaris lumbricoides, Toxocara canis, Enterobius vermicularis y Trichuris trichiura, entre otros.

3.4 Método difásico: técnica de concentración que utiliza la combinación de dos reactivos no miscibles y donde las partículas (huevos, detritus), se orientan en función de su balance hidrofílico-lipofílico.

3.5 Método de flotación: técnica de concentración donde las partículas de interés permanecen en la superficie de soluciones cuya densidad es mayor. Por ejemplo la densidad de huevos de helminto se encuentra entre 1.05 a 1.18, mientras que los líquidos de flotación se sitúan entre 1.1 a 1.4.

4. Fundamento

Utiliza la combinación de los principios del método difásico y del método de flotación, obteniendo un rendimiento de un 90%, a partir de muestras artificiales contaminadas con huevos de helminto de Ascaris.

5. Equipo

Centrifuga: Con intervalos de operación de 1000 a 2500 revoluciones por minuto

Periodos de operación de 1 a 3 minutos

Temperatura de operación 20 a 28 °C

Bomba de vacío: Adaptada para control de velocidad de succión

1/3 hp

Microscopio óptico: Con iluminación Köheler

Aumentos de 10 a 100X; Platina móvil; Sistema de microfotografía

Agitador de tubos: Automático

Adaptable con control de velocidad

Parrilla eléctrica: Con agitación

Hidrómetro: Con intervalo de medición de 1.1 a 1.4 g/cm³

Temperatura de operación: 0 a 4°C

6. Reactivos

- Sulfato de zinc heptahidratado
- Acido sulfúrico
- Eter etílico
- Etanol
- Agua destilada
- Formaldehído

6.1 Solución de sulfato de zinc, gravedad específica de 1.3

- Fórmula
- Sulfato de zinc 800 g
- Agua destilada 1,000 ml

Preparación

Disolver 800 g de sulfato de zinc en 1,000 ml de agua destilada y agitar en la parrilla eléctrica hasta homogeneizar, medir la densidad con hidrómetro. Para lograr la densidad deseada agregar reactivo o agua, según sea el caso.

6.2 Solución de alcohol-ácido

- Fórmula
- Acido sulfúrico 0.1 N 650 ml
- Etanol 350 ml

Preparación

Homogeneizar 650 ml del ácido sulfúrico al 0.1 N, con 350 ml del etanol para obtener un litro de la solución alcohol-ácida. Almacenarla en recipiente hermético.

7. Material

- Garrafrones de 8 litros
- Tamiz de 160 mm (micras) de poro
- Probetas graduadas (1 litro y 50 ml)
- Gradillas para tubos de centrifuga de 50 ml
- Pipetas de 10 ml de plástico
- Aplicadores de madera
- Recipientes de plástico de 2 litros
- Guantes de plástico
- Vasos de precipitado de 1 litro
- Bulbo de goma
- Magneto
- Cámara de conteo Doncaster
- Celda Sedwich-Rafter

8. Condiciones de la muestra

1. Se transportarán al laboratorio en hieleras con bolsas refrigerantes o bolsas de hielo.
2. Los tiempos de conservación en refrigeración y transporte deben reducirse al mínimo
3. Si no es posible refrigerar la muestra líquida, debe fijarse con 10 ml de formaldehído al 4% o procesarse dentro de las 48 horas de su toma.
4. Una muestra sólida debe refrigerarse y procesarse en el menor tiempo posible.

9. Interferencias

La sobreposición de estructuras y/o del detritus no eliminado en el sedimento, puede dificultar su lectura, en especial cuando se trata de muestras de lodo. En tal caso, es importante dividir el volumen en alícuotas que se consideren adecuadas.

10. Precauciones

1. Durante el procesado de la muestra, el analista debe utilizar guantes de plástico para evitar riesgo de infección.
2. Lavar y desinfectar el área de trabajo, así como el material utilizado por el analista.

11. Procedimiento

1. Muestreo.
 - a) Preparar recipientes de 8 litros, desinfectándolos con cloro, enjuagándolos con agua potable a chorro y con agua destilada.
 - b) Tomar 5 litros de la muestra (ya sea del afluente o efluente).
 - c) En el caso de que la muestra se trate de lodo, preparar en las mismas condiciones recipientes de plástico de 1 litro con boca ancha.
 - d) Tomar X gramos de materia fresca (húmeda) que corresponda a 10 g de materia seca.
2. Concentrado y centrifugado de la muestra.
 - a). La muestra se deja sedimentar durante 3 horas o toda la noche.
 - b). El sobrenadante se aspira por vacío sin agitar el sedimento.
 - c). Filtrar el sedimento sobre un tamiz de 160 mm (micras), enjuagando también el recipiente donde se encontraba originalmente la muestra y lavar enseguida con 5 litros de agua (potable o destilada).
 - d). Recibir el filtrado en los mismos recipientes de 8 litros.
 - e). En caso de tratarse de lodos, la muestra se filtrará y enjuagará en las mismas condiciones iniciando a partir del inciso c.
 - f). Dejar sedimentar durante 3 horas o toda la noche.
 - g). Aspirar el sobrenadante al máximo y depositar el sedimento en una botella centrífuga de 250 ml, incluyendo de 2 a 3 enjuagues del recipiente de 8 litros.

- h). Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400 - 2,000 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
 - i). Decantar el sobrenadante por vacío (asegurarse de que exista la pastilla) y resuspender la pastilla en 150 ml de ZnSO₄ con una densidad de 1.3.
 - j). Homogeneizar la pastilla con el agitador automático, o aplicador de madera.
 - k). Centrifugar a 400 g por 3 minutos (1,400 - 2,000 rpm por 3 minutos).
 - l). Recuperar el sobrenadante vertiéndolo en un frasco de 2 litros y diluir cuando menos en un litro de agua destilada.
 - m). Dejar sedimentar 3 horas o toda la noche.
 - n). Aspirar al máximo el sobrenadante por vacío y resuspender el sedimento agitando, verter el líquido resultante en 2 tubos de centrifuga de 50 ml y lavar de 2 a 3 veces con agua destilada el recipiente de 2 litros.
 - ñ). Centrifugar a 480 g por 3 minutos (2,000 - 2,500 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
 - o). Reagrupar las pastillas en un tubo de 50 ml y centrifugar a 480 g por minutos (2,000 - 2,500 rpm por 3 minutos).
 - p). Resuspender la pastilla en 15 ml de solución de alcohol-ácido (H₂SO₄ 0.1 N) + C₂H₅OH a 33-35% y adicionar 10 ml de éter etílico.
 - q). Agitar suavemente y abrir de vez en cuando los tubos para dejar escapar el gas (considerar que el éter es sumamente inflamable y tóxico).
 - r). Centrifugar a 660 g por 3 minutos (2,500 - 3,000 rpm por 3 minutos, según la centrifuga).
 - s). Aspirar al máximo el sobrenadante para dejar menos de 1 ml de líquido, homogeneizar la pastilla y proceder a cuantificar.
3. Identificación y cuantificación de la muestra.
- a) Distribuir todo el sedimento en una celda de Sedgwich-Rafter o bien en una cámara de conteo de Doncaster.
 - b) Realizar un barrido total al microscopio.

12. Cálculos

1. Para determinar los rpm de la centrifuga utilizada, la fórmula es:

$$\text{rpm} = \sqrt{\frac{Kg}{r}}$$

Donde:

g: fuerza relativa de centrifugación

K: constante cuyo valor es 89,456

r: radio de la centrifuga (spindle to the centre of the bracker) en cm

La fórmula para calcular g es:

$$g = \frac{r(\text{rpm})^2}{K}$$

Para expresar los resultados en número de huevecillos por litro es importante tomar en cuenta el volumen y tipo de la muestra analizada.

13. Formato

No aplica.

14. Bibliografía

1. APHA, AWWA, WPCF, 1992 Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 18th ed., Washington.
2. CETESB, São Paulo, 1989 Helmintos e Protozoários Patogénicos Contagem de Ovos e Cistos en Amostras Ambientais.
3. Schwartzbrod, J., 1996 Traitement des Eaux Usees de Mexico en Vue d'une Reutilisation a des Fins Agricoles. Reunión de Expertos para el Análisis del Proyecto de Saneamiento del Valle de México. Instituto de Ingeniería UNAM, 86 p.

8.0. CARACTERIZACION DE LAS DESCARGAS.

Un estudio para conocer las características de las descargas de agua residual en una industria incluye diversas actividades como son: hacer una inspección global de la industria, establecer los sitios de muestreo, medir los gastos de las descargas, coleccionar muestras de agua y analizarlas.

Inspección global de la industria. Al hacer un reconocimiento de la industria se deberá poner especial atención a los siguientes aspectos:

- a) Los usos que se le da al agua de abastecimiento, así como la cantidad y calidad de la misma. Esto permitirá tener en cuenta, al final del estudio, la posibilidad de usar el agua residual tratada.
- b) Los sitios en que se generan descargas de agua residual, para establecer en ellos los puntos de muestreo.
- c) Los productos elaborados en cada proceso y las materias primas. Esto dará una idea de los contaminantes que se pueden encontrar en las aguas residuales, y se podrán incluir en los parámetros a analizar.
- d) Los períodos de trabajo en la industria, que pueden ser por turnos de 8 horas, o continuos las 24 horas; esto es con el fin de determinar las variaciones de flujo en las descargas, algunas pueden ser intermitentes o casuales, y se deberán tomar en cuenta al establecer el programa de monitoreo.
- e) Investigar si los productos elaborados son siempre los mismos, o si se cambia la producción, como en el caso de la industria de enlatado de productos naturales, que van de acuerdo a la época de su cosecha. Esto indicará la necesidad de ampliar el tiempo de muestreo para abarcar otras condiciones de trabajo en la industria.

Al evaluar los resultados de las características de las aguas residuales, y antes de decidir el tipo de tratamiento, conviene saber si la industria tiene planes de expansión o de renovación de equipo para actualizar la tecnología de sus procesos, pues estos cambios pueden influir tanto en el volumen como en la calidad de las aguas residuales.

8.1. TÉCNICAS DE MUESTREO

Cuando se desea realizar un estudio de las aguas residuales de una industria, es necesario hacer una planificación y selección adecuada de los puntos de muestreo; elegir la frecuencia para la toma de muestras, el tipo de muestras, establecer aforos, decidir los análisis a realizar y los métodos de conservación de las muestras. De acuerdo a estos puntos, se elabora un programa de monitoreo que satisfaga los

objetivos del estudio; además, debe de estar dentro de las limitaciones de tiempo, dinero y potencial humano disponible.

Con el programa de monitoreo se pretende obtener las características de flujo y calidad de las aguas residuales, así como sus variaciones con respecto al tiempo.

En los estudios se debe emplear el número mínimo de muestras que representen adecuadamente las características de las aguas residuales.

El período, la frecuencia y el tipo de muestras del monitoreo, debe de ser establecido de acuerdo a la finalidad del estudio, del tipo de industria, el número de descargas, la capacidad de análisis del laboratorio y la operación de los procesos.

Tipo de muestras. Las muestras que serán tomadas durante el monitoreo pueden ser simples o compuestas. Muestra simple es una cantidad de agua residual representativa (2.5 litros) del total, tomada a determinado momento durante un mínimo período de tiempo, necesario para obtener el volumen adecuado, conocer sus características en ese momento.

Una muestra compuesta se forma por varias muestras simples tomadas a diferentes tiempos. Estas muestras se obtienen mezclando muestras simples en volúmenes proporcionales al gasto o flujo de descarga medido en el sitio y momento de muestreo.

El intervalo entre la toma de cada muestra simple, para formar una muestra compuesta debe ser el suficiente para determinar la variación de los contaminantes del agua residual durante 24 horas, para poder obtener el promedio de las variaciones de los contaminantes.

Ejemplo. En una descarga de aguas residuales se colectaron muestras simples e instantáneas cada 4 horas, durante un período de 24 horas, y se desea preparar una muestra compuesta.

Los datos de los caudales en cada muestreo son los siguientes:

No. de muestra	Tiempo (h)	Caudal (lps)
1	4	5
2	8	10
3	12	15
4	16	17
5	20	4

Solución:

suma de caudales $Q_T = 63$ lps

Se calcula el porcentaje de caudales para cada tiempo con respecto al caudal total.

La muestra compuesta se prepara con volúmenes de cada muestra simple, en una cantidad proporcional al gasto. Por ejemplo, si se desea preparar un litro de muestra se tomarán de cada muestra simple las siguientes cantidades.

Para $t = 4$ h, $Q_1 = 5$ lps, % de $Q_T = 7.94$, y % $V = 79.40$ ml

Los resultados obtenidos son los siguientes:

No. de muestra	Tiempo (h)	Q (lps)	%QT	Volumen (ml) muestra compuesta*
1	4	5	7.84	79.40
2	8	10	15.88	158.80
3	12	15	23.81	238.10
4	16	17	26.98	269.80
5	20	14	22.2	222.20
6	24	2	3.17	31.70

* Muestra compuesta de 1000 (ml)

Material y equipo para muestreo. Los recipientes empleados para las muestras deben ser de un material inerte al contenido del agua residual, se recomiendan los de polietileno o vidrio, deben tener una capacidad mínima de 2 litros; sus tapas deben ser de material afín a ellos y proporcionarles un cierre hermético.

Los volúmenes de muestra usuales para los análisis fisicoquímicos varían entre 2 y 5 litros y para los bacteriológicos con 100 ml es suficiente.

Los recipientes utilizados para muestras de análisis bacteriológicos además de las características mencionadas, deben ser de boca ancha y resistentes a las temperaturas de esterilización (160-170 °C).

En general el equipo usual para muestrear comprende lo siguiente:

- Muestreador manual o automático.
- Muestreador para oxígeno disuelto.
- Caja de madera para reactivos
- Medidor de oxígeno de campo o reactivos y botellas para la determinación de oxígeno disuelto.
- Potenciómetro de campo o papel pH.
- Conductímetro de campo.
- Termómetro con cubierta metálica.
- Pipetas graduadas de 10 ml.
- Pipetas volumétricas de 100 ml.

- Bureta de 15 ml.
- 3 matraces Erlenmeyer de 250 ml.
- Pizeta con agua destilada.
- Soporte universal.
- Botellas de plástico de 2 a 5 litros de capacidad para muestras de análisis fisicoquímicos.
- Botellas de vidrio ambar con tapón esmerilado o de plástico, de 125 ml. con boca ancha, estériles, para muestras de análisis bacteriológicos.
- Frascos de vidrio de boca ancha, de un litro de capacidad para muestra de grasas y aceites.
- Embudos de plástico.
- Cubetas de plástico.
- Cable para los muestreadores.
- Hielera y hielo.
- Guantes y botas de hules.
- Conservadores químicos específicos.

Preparación de los recipientes. Los recipientes para las muestras de análisis fisicoquímicos deben estar perfectamente limpios. La limpieza puede hacerse utilizando mezcla crómica o con detergente, cuidando de enjuagarlos bien. En caso de emergencia bastará con enjuagar varias veces el recipiente con el agua residual que se va a muestrear.

Algunos envases requerirán de tratamiento especial, como es el caso de los de grasas y aceites, que además de estar limpios se deben de enjuagar con un solvente y secarlos con aire; para fosfatos, el recipiente se debe de enjuagar con agua acidulada caliente y posteriormente con agua destilada

Los recipientes para las muestras de análisis bacteriológicos deben de estar bien lavados, enjuagándolos posteriormente con agua caliente para remover las trazas de compuestos residuales de lavado y finalmente enjuagarlos con agua destilada varias veces. Al final del lavado el material debe de estar libre de alcalinidad o acidez para lo cual se aconseja el uso del papel pH para comprobarlo. Las botellas de vidrio se deben esterilizar a una temperatura de 170 °C durante una hora, o en autoclave a 121 °C por 15 minutos, si el tapón es de vidrio esmerilado se le coloca una tirita de papel para facilitar la apertura. Encima de la tapa, cubriendo a su vez el cuello del frasco, se le coloca un capuchón de papel aluminio o kraft.

Muestreo para análisis fisicoquímicos. Se muestrea según sean las condiciones del lugar, sumergiendo el envase en el sitio de muestreo o si es necesario se puede utilizar algún muestreador y verter su contenido en la botella o directamente según el tipo de muestreador. Es importante que los recipientes estén limpios en su exterior y procurar muestrear a contracorriente para evitar adulterar la muestra con contaminantes externos a la descarga.

En el caso de descargas de aguas residuales que fluyan libremente, en forma de chorro, se toma la muestra directamente en la descarga. Si la descarga fluye en canales o colectores, se recomienda tomar la muestra en el centro del canal o colector, de preferencia en lugares donde el flujo sea turbulento, a fin de asegurar un buen mezclado.

La elección de los puntos de muestreo está en función de los objetivos del estudio y la experiencia de quien lo realice.

Oxígeno disuelto. La toma de muestras para la determinación de oxígeno disuelto deberá efectuarse con cuidado evitando el burbujeo o agitación. En aguas poco profundas se puede muestrear directamente con una botella de boca angosta con tapón esmerilado. En el caso de muestrear a más de un metro de profundidad existen los muestreadores Winkler (específicos para oxígeno disuelto) y el Kemmerer, tomando las precauciones debidas para evitar burbujeos al introducir la muestra a la botella de DBO de 300 ml, donde se realizará el análisis. Es recomendable registrar la temperatura de la muestra lo más preciso posible en el momento de tomarla y efectuar el análisis inmediatamente, por lo menos fijar el oxígeno y después realizar la titulación con los reactivos químicos del método empleado.

Actualmente existen en el mercado medidores de oxígeno analógicos o digitales, que bien calibrados y tomando las precauciones adecuadas, permiten realizar las determinaciones de este parámetro sin complicaciones.

Grasas y aceites. Es muy importante cuidar que la muestra sea representativa, ya que una característica de las grasas y aceites que se agrupan en la superficie de los cuerpos de agua, formando natas en determinadas zonas, por lo cual la muestra se toma superficialmente en frascos de un litro evitando derramarlos. En caso de aceites emulsionados, la muestra se toma a 20 ó 30 cm. de profundidad, cuando no haya mucha turbulencia para asegurar una mayor representatividad.

Cuando el análisis no puede efectuarse inmediatamente, se conserva la muestra a un pH de 2 o menos adicionando 5 ml. de HCl concentrado y refrigerándola a 4 °C, se recomienda no almacenarla por más de 24 horas

Muestreo para análisis bacteriológicos. Cuando se toma la muestra directamente, se procede de la siguiente manera. Tomar la botella cerca de su base, aflojar ligeramente el tapón, sumergirla cerrada (15-20 cm), con el cuello hacia abajo, colocándolo finalmente en sentido contrario a la corriente para evitar que el agua que entre a la botella toque primero las manos, después se destapa la botella y se gira de modo que el cuello quede ligeramente más elevado que la base, se deja que se llene, las 3/4 partes, dejando un espacio suficiente para facilitar el mezclado previo al análisis.

Identificación de las muestras y registro de campo. Después de coleccionar la muestra, es necesario tomar las precauciones necesarias para que en cualquier momento sea posible identificarlas. Se deben identificar con una etiqueta pegada o colgada, o numerar y anotar la fecha en los frascos con un material que no sufra alteraciones con el agua (marcadores comerciales) anotando la información en una hoja de registro.

En el caso de utilizar etiquetas, éstas deben ser de papel que no sufra alteraciones con el agua y llevar anotada con tinta indeleble la siguiente información:

- Identificación de la descarga.
- Número de la muestra.
- Fecha y hora de muestreo.
- Análisis a efectuar

Durante el muestreo se debe llevar una hoja de registro con la suficiente información que permita identificar el sitio de toma de la muestra, condiciones en que se efectuó el muestreo, observaciones, etc. Esta hoja debe de contener la siguiente información:

- Resultados de los análisis de campo realizados en el sitio.
- Temperatura ambiental y del agua, gasto, pH.
- Localización de la estación de muestreo.
- Descripción cualitativa de olor y color de las aguas residuales al momento del muestreo.
- Observaciones generales.

Conservación de las muestras. Las técnicas de conservación de las muestras retardan durante cierto tiempo los cambios químicos y biológicos que se producen después de su toma. En general, mientras más corto sea el tiempo que transcurra entre la toma de la muestra y su análisis más confiables serán los resultados.

En la tabla 8.1. se presenta una lista de conservadores que se usan comúnmente en muestras de agua, se indica su acción, y a qué tipo de análisis son aplicables.

En la tabla 8.2. se enlistan los parámetros más frecuente en los análisis de agua y aguas residuales, tipo de envase que debe utilizarse para la muestra, volumen mínimo requerido para cada análisis, conservación de la muestra y tiempo máximo de almacenamiento recomendado.

Transporte y almacenamiento de las muestras. Las muestras deben conservarse durante el muestreo en una hilera y transportarse al laboratorio debidamente etiquetadas o marcadas, acompañadas de su registro de campo.

En el laboratorio las muestras se conservarán en refrigeración a 4 °C, hasta haberseles efectuado los análisis correspondientes.

Se recomienda que el tiempo de almacenamiento de las muestras para análisis fisicoquímicos y bacteriológicos sea el mínimo posible y no exceda de los límites indicados en la Tabla 8.2.

Tabla 8.1
Acción y aplicación de algunos de los conservadores
usados más comúnmente en el muestreo de aguas residuales

Conservador	Acción	Aplicable a
HgCl ₂	Inhibidor bacteriano	Nitrógeno y fósforo en todas sus formas.
Acido (HNO ₃)	Solvente de metales	Metales
	Prevenir la precipitación	
Acido (H ₂ SO ₄)	Inhibidor bacteriano o Formador de sales con bases orgánicas	Muestras orgánicas (DQO, aceites, grasas y carbón orgánico).
Alcali (NAOH)	Formador de sales con compuestos	Cianuro, ácidos orgánicos.
Refrigeración	Inhibidor bacteriano	Acidez, alcalinidad material orgánico, DBO, color, análisis bacteriológicos, fósforo y nitrógeno orgánico, carbono y microorganismos.

Tabla 8.2
Recomendaciones para el muestreo de aguas residuales

Parámetros	Tipo de envases	Volumen mínimo requerido ml.	Conservador	Tiempo máximo de almacenamiento recomendado
Acidez	Vb. P	100	Refrigerar	24 h
Alcalinidad	V.P	200	Refrigerar	24 h
Análisis				
Bacteriológicos	V. Pr	100	Refrigerar	6 H
COT	V	100	Analizar inmediatamente	7 días

			o refrigerar y acidular a pH<2 con H ₂ SO ₄ .	
Cianuro total	V, P	500	Añadir NaOH hasta pH>12, refrigerar en la oscuridad	24 h
Cloro Residual	V, P	500	Analizar inmediatamente	0.5 h
Conductividad	V, P	500	Refrigerar	28 días
DBO	V, P	1000	Refrigerar	6 h
DQO	V, P	100	Analizar tan pronto como sea posible o añadir H ₂ SO ₄ hasta pH<2	7 días
Dureza	V, P	100	Refrigerar	48 h
Fenoles	V	500	Refrigerar añadir H ₂ SO ₄ hasta pH<2	6 meses
Fluoruros	P	300	No requiere preservación	28 días
Fosfatos	Va	100	Para disolver fosfatos filtrar inmediatamente ; refrigerar; congelar (-10°C)	48 horas
Grasas y aceites	VS frascos de boca ancha	1000	Añadir H ₂ SO ₄ <2, refrigerar	28 días
Metales	Va, Pa. Vp	-	Para disolver metales filtrar inmediatamente y añadir HNO ₃ hasta pH<2	6 meses pero varia en ciertos metales
Nitrogeno Amoniacal y orgánico	V, P	500	Analizar tan pronto como sea posible acidular H ₂ SO ₄ hasta pH<2; refrigerar	7 días
Nitratos	V, P	100	Aciludar H ₂ SO ₄ hasta pH<2; refrigerar	48 horas
Nitritos	V, P	100	Analizar tan	Ninguno

			pronto como sea posible o congelar a (-20°C)	
Material sedimentable	V, P	-	Refrigerar	7 días
Olor	V	500	Analizar tan pronto como sea posible; refrigerar.	6 h
Oxígeno disuelto	V, envase para O.D. es un frasco especial de vidrio; con tapón cónico y cuello esmerilado, de un volumen determinado conocido como botella DBO.	300	Analizar de inmediato o fijar el Od y luego titular	8 horas
PH	V, P		Inmediato análisis.	2 horas
Compuestos Organicos	VS, TFE		Refrigerar; adicionar 100mg de $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3$ /mg de cloro residual presente	7 días
Sulfatos	V, P	500	Refrigerar	28 días
Sulfitos	V, P	100	Refrigerar; adicionar 4 gotas de acetato de zinc 2N/100 ml	28 días
Temperatura	P, V	-	Inmediato análisis.	-
Turbiedad	V, P	-	Analice el mismo día; refrigerar en obscuridad	24 horas
Sólidos	V, P	1000	Refrigeración en la obscuridad.	7 días

V - Vidrio

P - Plástico (polietileno o equivalente)

Pr - Plástico resistente al calor, esterilizado y de una capacidad de 120 ml.

Va - Pa - Enjuagado con una solución de HNO₃ 1:1

Vb - Vidrio Boro silicato

Vs - Vidrio enjuagado con solventes orgánicos

Refrigerar - Almacenamiento a 4°C

Refrigeración - Almacenamiento a 4°C en la oscuridad

TFE - Tetra fluoro etileno

8.2 MEDICIÓN DE GASTOS

Cuando se colectan las muestras en los sitios de muestreo uno de los parámetros a medir en ese momento es el gasto de la descarga, sin ese dato prácticamente son inútiles los datos que reporte el laboratorio al analizar las muestras, porque la concentración de los contaminantes generalmente se reporta en mg/l y sin el flujo de la descarga no se podrá calcular la carga total de contaminantes.

En el mercado se puede obtener una variedad de equipos para la Medición de gastos, sin embargo, es importante referirse a los métodos más sencillos y económicos para medir caudales como son el uso de vertedores y la hidráulica de los conductos tubulares.

Vertedores. Se le llama vertedor a un dispositivo hidráulico que consiste en una escotadura a través de la cual se hace circular el agua. Hay diferentes clases de vertedores según la forma que adopte la vena líquida siendo los más comunes: rectangular, trapecial, triangular y circulares.

Los vertedores que se usan para medir descargas o flujos relativamente pequeños son de pared delgada, cuando la longitud de la cresta del vertedor en dirección a la corriente es apreciable, se denominan vertedores de las presas para control de avenidas.

Para conocer el gasto que circula por estos dispositivos se miden los siguientes parámetros.

- Cresta. Es la pared horizontal de la escotadura en contacto con el líquido, su longitud se denomina L
- Carga. La carga del vertedor es la altura del chorro del agua desde el nivel de la cresta hasta la superficie, medida a una distancia mínima d antes de la cresta, para evitar que la medida esté afectada por el abatimiento del manto sobre la cresta. Esta distancia d puede variar entre 0.6 y 1.0 metros (de 5 a 10 veces la carga)

- Carga sobre la cresta. Es el espesor del chorro medido sobre la cresta en el plano del vertedor. La diferencia entre la carga sobre la cresta y la carga del vertedor tiene un valor aproximado de 31 % de la carga del vertedor.
- Cuando la longitud de la cresta L es relativamente pequeña comparada con el ancho B del canal de conducción, la vena del chorro sufre contracciones laterales que no se presentan cuando la longitud de la cresta es igual al ancho del canal.

Las fórmulas para el cálculo de caudales en vertedores tienen origen empírico, en esta ocasión, se presentan algunas de las fórmulas más comunes para calcular el caudal en vertedores.

Vertedor rectangular. En la Figura. 8.1 se presenta un vertedor rectangular. La fórmula de Francis (1852) para calcular el caudal es la siguiente:

Fórmula general:

$$Q = \alpha(L - n\beta H) H^{3/2} \text{ en el sistema inglés.}$$

Siendo $\alpha = 3.33$

$$\beta = 0.1$$

n = número de contracciones (en un lado o en los dos).

L = longitud de la cresta del vertedor.

H = Carga del vertedor.

Cuando el chorro no tiene contracciones laterales (n = 0) se tiene:

$$Q = \alpha L H^{3/2}$$

En el sistema métrico la fórmula general es

$$Q = 1.84(L - 0.1 nH)H^{3/2}$$

Cuando el chorro no tiene contracciones:

$$Q = 1.84LH^{3/2} \text{ en el sistema métrico}$$

Otro factor que puede influir en el gasto es la velocidad de llegada (v), lo cual origina un aumento en la carga del vertedor, denominada carga de presión (Ho). La ecuación general del gasto en este caso es la siguiente.

$$Q = 1.84(L - 0.1 nH)(H + Ho)^{3/2}$$

siendo $Ho = (v^2) / (2g)$.

Estos problemas se resuelven por tanteos hasta lograr dos resultados consecutivos lo suficientemente próximos para aceptar como buena la solución.



Figura 8.1. Vertedor rectangular.

Ejemplo 1. En un curso de agua está colocado un vertedor rectangular con dos contracciones laterales, con una longitud de cresta de 1.20 m y una carga de 0.40 m. Calcule el gasto.

Solución:

Los datos son:

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

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

$$n = 2$$

aplicando la ecuación $Q = 1.84(L - 0.1 nH)H^{3/2}$

se tiene:

$$Q = 1.84(1.20 - 0.1 * 2 * 0.4)(0.4)^{3/2} = 0.521 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo 2. Determine el gasto de un vertedor rectangular sin contracciones laterales con una longitud de cresta de 1.20 m y una carga de 0.40 m.

Solución:

Los datos son: $L = 1.20 \text{ m}$

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

$$\alpha = 1.84$$

sustituyendo los valores en la ecuación:

$$Q = 1.84 LH^{3/2}$$

$$Q = 1.84 * 1.20 * 0.40^{3/2} = 559 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los resultados de estos dos ejemplos muestran que en dos vertedores con igual longitud de cresta e igual carga, tiene mayor gasto el que no tenga contracciones laterales.

Vertedor triangular. La Figura 8.2 muestra un vertedor triangular de cresta delgada. El caudal para este tipo de vertedor considera los siguientes parámetros:

El ángulo del vertedor es igual a 2α .

La carga del vertedor es la distancia del vértice del ángulo hasta la superficie libre del líquido.

En este caso el gasto está dado por la siguiente fórmula:

$$Q = C \text{tg} \alpha H^{5/2}$$

Si el ángulo formado por los lados del vertedor es igual a 90 grados se tiene $\text{tg } 45^\circ = 1.0$ y la fórmula se reduce a:

$$Q = 2.54 H^{5/2} \text{ en el sistema ingles.}$$

$$Q = 1.40 H^{5/2} \text{ en el sistema métrico.}$$

Estos vertedores son los más usados y proporcionan un excelente método para medir gastos pequeños.

El efecto de la velocidad de llegada es similar a los vertedores rectangulares, sin embargo se ha comprobado experimentalmente que el error cometido al despreciar la velocidad de llegada es en la mayoría de las veces poco importante.

Ejemplo 3. Calcular el gasto de un vertedor triangular de pared delgada, con escotadura en ángulo recto y una carga de 38 cm

Solución. De acuerdo a la fórmula.

$$Q = 1.40 H^{5/2}$$

$$\text{Tenemos: } 1.40 * 0.38^{5/2} = 0.125 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo 4. Calcular el gasto en un vertedor de pared delgada, cuyo ángulo en la escotadura es de 60° y tiene una carga de 0.40 m.

Solución: Aplicando la ecuación:

$$Q = 1.40 \operatorname{tg} 30 H^{5/2}$$

se tiene: $Q = 1.40 \operatorname{tg} 30 * (0.44)^{5/2} = 104 \text{ m}^3/\text{s}$

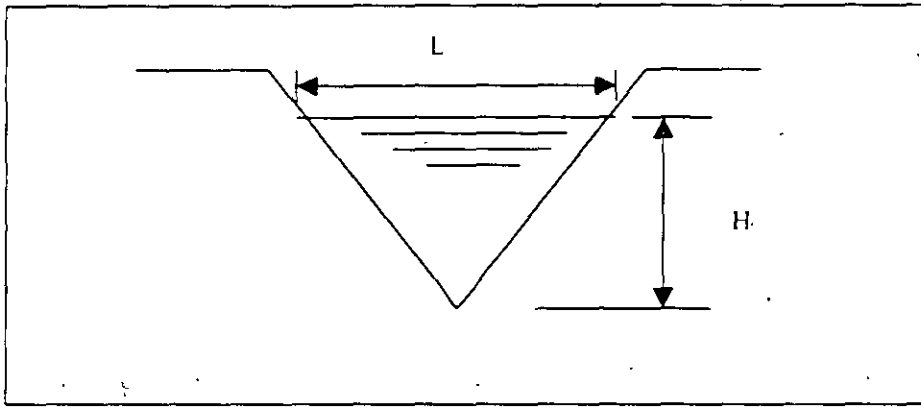


Figura 8.2: Vertedor triangular de ángulo recto.

Vertedor de Cipolletti. Es de forma trapezoidal, se caracteriza porque sus paredes laterales tienen una inclinación tal que sus proyecciones son 1 horizontal por 4 vertical, como se muestra en la Figura, 8.3. El gasto se calcula por la fórmula:

$$Q = 3.367 L H^{3/2} \text{ en el sistema inglés.}$$

$$Q = 1.859 L H^{3/2} \text{ en el sistema métrico.}$$

Ejemplo 5. Determinar el gasto de un vertedor Cipolletti que tiene una longitud de cresta de 1.85 m y trabaja con una carga de 0.62 m.

Solución. Sustituyendo los valores en la fórmula del gasto tenemos:

$$Q = 1.86 * 1.85 * 0.62^{3/2} = 1.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ejemplo 6. Qué longitud de cresta deberá dársele a un vertedor Cipolletti para que descargue hasta 1500 l/s, con una carga máxima de 40 cm?

Solución: Despejando L de la ecuación del gasto y sustituyendo los valores tenemos:

$$L = \frac{Q}{1.859 h^{3/2}}$$

$$L = 1.5 / (1.86 \cdot 0.40)^{3/2} = 3.19 \text{ m}$$

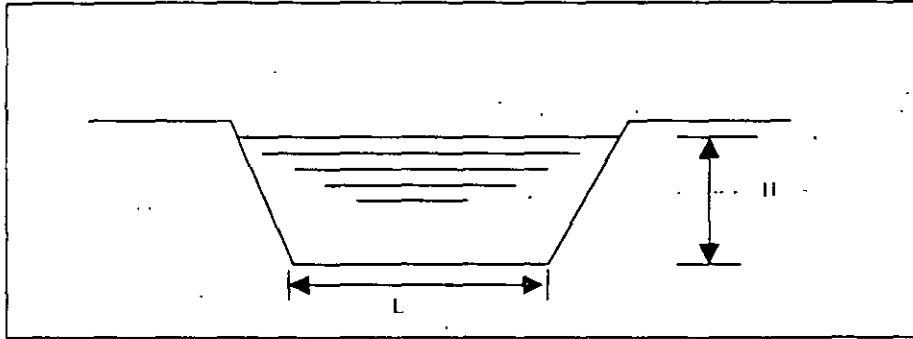


Figura 8.3. Vertedor de Cipolletti.

Flujo en alcantarillas.

Los principios hidráulicos que se aplican al flujo en alcantarillas y al flujo en tuberías de agua son los mismos. Sin embargo, las alcantarillas rara vez trabajan a tubo lleno y para cualquier alcantarilla circular, el área recta del flujo, la velocidad de flujo y la descarga varían con la altura de las aguas negras en la tubería.

Fórmula de Manning. Una fórmula sencilla que proporciona resultados exactos es la fórmula de Manning. En su forma general es:

$$V = (1.486/n) \cdot r^{2/3} \cdot s^{1/2}$$

siendo:

- V = velocidad de flujo, en pies por segundo.
- n = coeficiente de rugosidad.
- r = radio hidráulico, en pies.
- s = pendiente (diferencia de altura por cada n-ill unidades).

Conociendo la velocidad con la fórmula de Manning se calcula el gasto con la ecuación:

$$Q = V/A$$

Donde A es el área transversal del chorro y se calcula midiendo la altura del nivel del agua en el tubo.

Los valores de n utilizados comúnmente son los siguientes: para tubería de arcilla vitrificada bien tendida, conductos de concreto terminados suavemente, tubos de hierro fundido y tuberías de asbesto-cemento, 0.013. Arcilla vitrificada tendida pobremente, tubos de hierro fundido, alcantarillas de tabique bien tendidas y conductos de concreto comunes, 0.015. Tubería de metal corrugado, 0.021. Zanjias, 0.020. Canales recubiertos con piedra, 0.030.

El nomograma de la Figura 8.4, está basado en la fórmula de Manning en la que $n = 0.013$. Los valores están dados para tuberías trabajando a tubo llano.

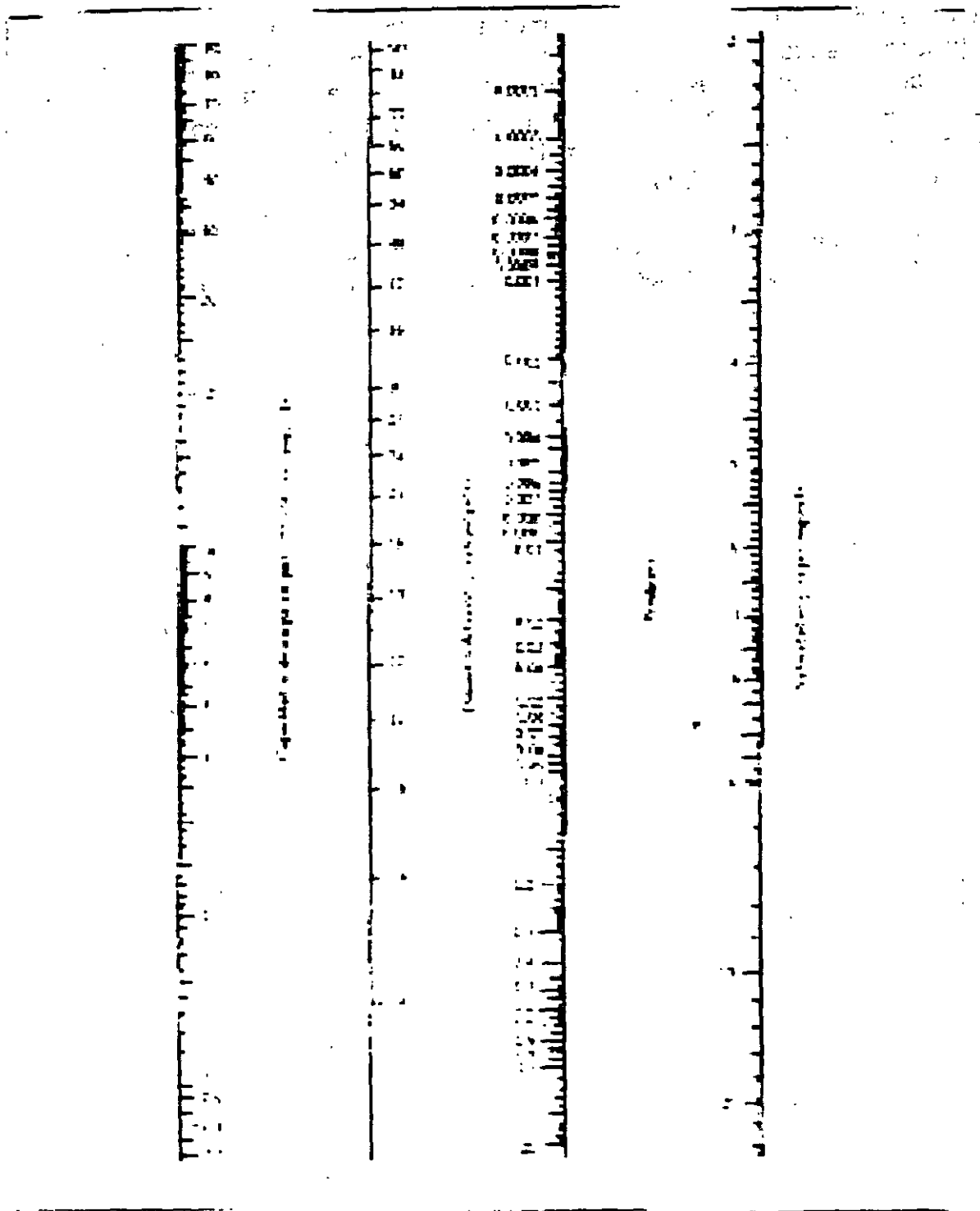


Figura. 8.4. Nomograma basado en la formula de Manning en que $n = 0.013$