
**INSTITUTO NICARAGUENSE DE
ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS**

**NORMAS TECNICA PARA EL DISEÑO DE
ABASTECIMIENTO Y POTABILIZACION DEL AGUA**

Reg. No. 1090 - M - 084781 - Valor C\$ 10.260.00

PROLOGO

Las presentes Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento y Potabilización del Agua, fueron preparadas por el Dpto. de Fiscalización del Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), tomando como base las "Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable" preparadas en 1989, por un comité técnico coordinado, por el Ministerio de Construcción y Transporte (MCT).

Estas Normas contienen los parámetros de diseño actualizados, comprendidos en el documento elaborado por el MCT, más lo referente a la potabilización del agua lo cual no forma parte de las Normas arriba mencionadas.

El INAA, como Ente Regulador del Sector Agua y Saneamiento, tiene dentro de sus funciones la elaboración de Normas para el buen desarrollo y funcionamiento de los Sistemas actuales y futuros del sector; por lo tanto se espera que las presentes Normas sean de gran ayuda para los Proyectistas y Entidades que se dedican a la elaboración de ésta clase de proyectos.

CONTENIDO

TITULO	PAGINA
I PROYECCION DE POBLACION	1
1.1 Consideraciones Generales	1
1.2 Fuente de Información	1
1.3 Métodos de Cálculo	1
1.3.1 Método Aritmético	2
1.3.2 Tasa de Crecimiento Geométrico	2

1.3.3	Tasa de Crecimiento a Porcentaje Decreciente	2	6.5.2	Energía	32
1.3.4	Método Gráfico de Tendencia	2			
1.3.5	Método Gráfico Comparativo	3	VII. DISEÑO HIDRAULICO DE LOS SISTEMAS DE CONDUCCION Y DISTRIBUCION DEL AGUA		33
1.3.6	Método por Porcentaje de Saturación	3	7.1	Red de Distribución	33
II. DOTACIONES Y DEMANDA DE AGUA PARA CONSUMO			7.2	Funciones de la Red de Distribución	33
2.1	Dotaciones	4	7.3	Información Necesaria para el Diseño de la Red de Distribución	33
2.2	Consumo Doméstico	4	7.4	Diseño de la Red	34
2.3	Consumo Comercial, Industrial y Público	6	7.4.1	Generalidades	34
2.4	Agua para Incendios	6	7.4.2	Parámetros de Diseños	34
2.5	Factores de Máximas Demandas	8	7.4.3	Coeeficientes (C) de Hazen-Williams	35
2.6	Pérdidas en el Sistema	8	7.4.4	Velocidades Permisibles	35
III. CALIDAD DEL AGUA		9	7.4.5	Presiones Mínimas y Máximas	35
3.1	Generalidades	9	7.4.6	Diámetro Mínimo	35
3.2	Preservación de la Calidad del Agua	9	7.4.7	Cobertura sobre Tuberías	35
IV. PERIODOS DE DISEÑO ECONOMICO PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS		17	7.4.8	Resistencia de la Tubería y su Material	36
4.1	Generalidades	17	7.4.9	Diseño de Tuberías	36
V. FUENTES DE ABASTECIMIENTO		18	7.5	Hidráulica del Acueductos	36
5.1	Estudios Preliminares	18	7.6	Condiciones de Trabajo u Operación Crítica de la Red de Distribución	37
5.1.1	Investigación Inicial	18	7.6.1	Sistema por Gravedad	37
5.1.2	Investigación Complementarias	18	7.6.2	Distribución por Bombeo	38
5.1.3	Requisitos sobre la Calidad	19	7.6.2.1	Sistema de Bombeo contra el Tanque de Almacenamiento	38
5.2	Aguas Subterráneas	19	7.6.2.2	Bombeo contra la Red de Distribución con el Tanque de Almacenamiento dentro de la Red o en el extremo de ella	38
5.2.1	Información Necesaria	19	7.7	Procedimiento de Diseño	39
5.2.2	Investigaciones preliminares	19	7.7.1	Determinación del Consumo o de los Gastos de Cálculo	39
5.2.3	Investigación del Subsuelo	22	7.7.2	Distribución de Tuberías y Determinación del Sistema de Red	39
5.2.4	Prueba de Bombeo	22	7.7.3	Determinación del Sistema de Mallas y Ramales Abiertos	39
5.2.5	Pozos	23	7.7.4	Distribución de Gastos o Consumos Concentrados	40
5.2.6	Manantiales	24	7.7.5	Predimensionamiento de las Redes	40
5.2.7	Galería de Infiltración	24	7.7.6	Dimensionamiento de las Redes	41
5.2.7.1	Tuberías Enterradas	24	7.7.7	Análisis y/o Balanceo de las Redes	41
5.2.7.2	Túneles	25	7.7.7.1	Red Compuesta por Circuitos o Mallas	41
5.2.7.3	Colector Radial	25	7.7.7.2	Red Abierta	42
5.3	Aguas Superficiales	25	7.7.7.3	Recomendaciones Generales	42
5.3.1	Presas de Almacenamiento	25	7.8	Rellenos de los Circuitos Principales	42
5.3.2	Ríos	25	7.9	Planos de Curvas Equipiezométricas	42
5.3.3	Lagos y Embalses	26	7.10	Accesorios y Obras Complementarias de la Red de Distribución	43
VI. ESTACIONES DE BOMBEO		27	7.10.1	Válvulas de Pase	43
6.1	Consideraciones Generales	27	7.10.2	Válvulas de Limpieza	43
6.1.1	Edificio	27	7.10.3	Válvulas Reductoras de Presión y Cajas Rompe Presión	43
6.1.2	Localización	27	7.10.4	Localización de Hidrantes	43
6.2	Capacidad y Características de las Estaciones	27	7.10.5	Conexiones Domiciliares	43
6.2.1	Estaciones de Pozos Húmedos	28	7.10.6	Anclajes	43
6.2.2	Estaciones de Bombeo de Pozos Profundos	28	7.11	Líneas de Conducción	44
6.3	Equipos de Bombeo	29	7.11.1	Ubicación	44
6.4	Tuberías y Válvulas en Succión y Descarga de Bombas	30	7.11.2	Trazado	44
6.4.1	Succión	30	7.11.3	Clases de Líneas de Conducción	44
6.4.2	Descarga	31			
6.5	Equipos Eléctricos	32			
6.5.1	Motores	32			

7.11.4	Velocidades de Diseño	44
7.11.5	Tipo de Tubería	45
7.11.6	Materiales de las Tuberías	45
7.11.7	Conducción por Gravedad	45
7.11.8	Accesorios y Válvulas	46
7.11.9	Líneas de Conducción por Bombeo	47
7.12	Consideraciones Generales	47
VIII	ALMACENAMIENTO	48
8.1	Generalidades	48
8.2	Capacidad Mínima	48
8.2.1	Volumen Compensador	48
8.2.2	Reserva para Eventualidades y/o Emergencias	48
8.2.3	Reserva para Combatir Incendios	48
8.3	Localización	48
8.4	Clases de Tanques	49
8.5	Tipos de Tanques	49
8.5.1	Tanques Sobre el Suelo (superficiales)	49
8.5.2	Tanque Elevado	50
8.5.3	Tanques Compensadores	50
IX	PROCESOS DE POTABILIZACIÓN DEL AGUA	51
9.1	Generalidades	51
9.2	Procesos de Pretratamiento	51
9.2.1	Generalidades	51
9.2.2	Captación Indirecta	51
9.2.3	Sedimentación Laminar	52
9.2.4	Filtración Gruesa Rápida	52
9.2.5	Desarenadores	52
9.3	Procesos de Tratamiento	55
9.3.1	Generalidades	55
9.3.2	Aireación	55
9.3.2.1	Tipos de Aireadores	56
9.3.3	Tratamiento por Filtración Lenta	58
9.3.1	Generalidades	58
9.3.3.2	Descripción General	58
9.3.3.3	Criterios de Diseño	59
9.3.4	Tratamiento por Filtración Rápida	61
9.3.4.1	Generalidades	61
9.3.4.2	Mezcla Rápida (Coagulación)	61
9.3.4.3	Mezcla Lenta (Floculación)	63
9.3.4.4	Sedimentación (Decantación)	67
9.3.4.5	Filtración Rápida	73
X	DESINFECCIÓN	86
10.1	Generalidades	86
10.2	Tipo de Cloro a Usar	86
10.3	Selección de la Capacidad de los Envases de Cloro Gaseoso	86
10.4	Criterios de Diseño para Casetas o Salas de Desinfección	87
10.5	Equipos de Protección	87
10.6	Formas de Aplicación del Cloro	87
10.7	Punto de Aplicación	88
10.8	Tiempo de Contacto	88
10.9	Método de Dosificación de Cloro	88

BIBLIOGRAFIA

CAPITULO I PROYECCION DE POBLACION

1.1 Consideraciones Generales

Es necesario determinar las demandas futuras de una población para prever en el diseño las exigencias, de las fuentes de abastecimiento, líneas de conducción, redes de distribución, equipos de bombeo, planta de potabilización y futuras extensiones del servicio. Por lo tanto, es necesario predecir la población futura para un número de años, que será fijada por los periodos económicos del diseño.

1.2 Fuente de información

La información necesaria para seleccionar la tasa de crecimiento con la cual habrá de proyectarse la población de la localidad en estudio, podrá conseguirse en las Instituciones siguientes:

El Instituto Nicaragüense de Estadísticas y Censos (INEC), el cual maneja toda la información relacionada con las poblaciones del país. Allí se pueden encontrar los documentos de los últimos censos nacionales realizados en los años 1950, 1963 y 1995. El INEC además, puede facilitar las proyecciones de población de todas las localidades del país.

Información proveniente de Instituciones propias del lugar, tales como: Alcaldías, ENEL, ENACAL y el Programa de Erradicación de la Malaria del MINSA.

Se hará uso de los planes reguladores urbanísticos que se hayan desarrollado por el antiguo Ministerio de la Vivienda y Asentamientos Humanos.

Si fuera el caso de que no hubieran datos confiables sobre la población actual de la localidad en estudio, se podrán realizar censos y/o muestreos de la población bajo el asesoramiento directo del INEC.

1.3 Métodos de Cálculo

A continuación se dan algunos métodos de cálculo, sin que ellos sean limitantes para su uso. Cada Ingeniero Proyectista está en libertad de seleccionar la tasa de crecimiento y el método de proyección usado, sustentando sus escogencias ante el INEC.

1.3.1 Método Aritmético

Este método se aplica a pequeñas comunidades en especial en el área rural y a ciudades con crecimiento muy estabilizado y que posean áreas de extensión futura casi nulas.

1.3.2 Tasa de crecimiento geométrico

Este método es más aplicable a ciudades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua. Se recomienda usar las siguientes tasas en base al crecimiento histórico.

1) Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano mayor de 4%

2) Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano menor del 2.5%

3) Si el promedio de la proyección de población por los dos métodos adoptados presenta una tasa de crecimiento:

a) Mayor del 4%, la población se proyectará en base al 4%, de crecimiento anual.

b) Menor del 2.5% la proyección final se hará basada en una tasa de crecimiento del 2.5%.

c) No menor del 2.5%, ni mayor del 4%, la proyección final se hará basada en el promedio obtenido.

1.3.3 Tasa de crecimiento a porcentaje decreciente

Este método es aplicable a poblaciones que por las características ya conocidas se le note o constate una marcada tendencia a crecer a porcentaje decreciente.

1.3.4 Método gráfico de tendencia

Consiste en dibujar en un sistema de coordenadas, que lleva por abscisas años y por ordenadas las poblaciones, los datos extraídos de censos pasados y prolongar la línea definida por esos puntos de poblaciones anteriores, siguiendo la tendencia general de esos crecimientos hasta el año para el cual se ha estimado necesario conocer la población futura.

1.3.5 Método gráfico comparativo

Consiste en seleccionar varias poblaciones que hayan alcanzado en años anteriores la población actual de la localidad en estudio cuidando que ellas muestren características similares en su crecimiento. Se dibujan, a partir de la población actual, las curvas de crecimiento de esas poblaciones desde el momento en que alcanzaron esa población y luego se traza una curva promedio a la de esos crecimientos. Este método, en general, da resultados más ajustados a la realidad.

1.3.6 Método por porcentaje de saturación

Este método ("The Logistic Grid") trata de determinar la población de saturación para un lugar determinado, luego de conocer sus tasas de crecimiento para varios periodos de tiempos anteriores. Conociendo esa población de saturación, se determinan los porcentajes correspondientes de saturación, basado en las poblaciones de los censos anteriores.

Se construye luego sobre un papel especial de coordenadas "Logistic Grid", que tiene por abscisas los lapsos de tiempo en años y por ordenadas los tantos por cientos de saturación de la población para esos lapsos de tiempos anteriores. Se prolonga luego esa línea hasta el año para el cual se desea conocer la nueva población, determinando por intercepción, qué porcentaje de saturación habrá adquirido la población para ese año. Se multiplica ese porcentaje, expresado en decimal, por la población de saturación y se obtiene la población futura para el número de años en el futuro acordados en el diseño.

CAPITULO II

DOTACIONES Y DEMANDA DE AGUA PARA CONSUMO

2.1 Dotaciones

Para determinar las cantidades de agua que se requiere para satisfacer las condiciones inmediatas y futuras de las ciudades o poblaciones proyectadas, se recomienda usar los valores de consumo medio diario contenido en los numerales 2.2 a 2.4 para el diseño del sistema de agua potable.

2.2 Consumo Doméstico

2.2.1 Para la ciudad de Managua

Se usarán las cifras contenidas en el cuadro siguiente (Tabla 2-1)

III. TABLA. 2-1

Clasificación de Barrios	Dotación	
	gl/hab/día	lt/hab/día
- Asentamientos progresivos	10	38
- Zonas de máxima densidad y de actividades mixtas.	45	170
- Zonas de alta densidad	40	150
- Zonas de media densidad	100	378
- Zonas de baja densidad	150	568

2.2.1.1 Clasificación de los Barrios

a-Asentamientos progresivos

Son unidades de viviendas construidas con madera y láminas, frecuentemente sobre un basamento de concreto. Estos barrios no tienen conexiones privadas en la red de agua potable, pero se abastecen mediante puestos públicos.

b-Zonas de máxima densidad y actividades mixtas.

Las viviendas avellan talleres y pequeñas industrias en un tejido urbano heterogéneo. En términos de superficie, las viviendas ocupan un promedio del 65% del área total del terreno y todas están conectadas a la red de agua potable.

c-Zonas de alta densidad

En los núcleos de viviendas de estas zonas se encuentran construcciones de todo tipo, desde la más sencilla hasta casas de alto costo pero en lotes con dimensiones y áreas homogéneas (150 m² a 250 m²). Casi todas las viviendas están conectadas a la red de agua potable.

d-Zonas de media densidad

Se trata de viviendas de buen nivel de vida con áreas de lotes que varían entre los 500 m² y 700 m². Todas están conectadas a la red de agua potable.

e-Zonas de baja densidad

Son áreas de desarrollo con viviendas de alto costo y de alto nivel de vida construidas en lotes con área mínimas de 1.000 m². Todos

conectados a la red de agua potable.

2.2.2 Para las ciudades del resto del país

Se usarán las dotaciones señaladas en la Tabla 2-2

TABLA 2-2
DOTACIONES DE AGUA

Rango de población		Dotación gl/hab/día lt/hab/día	
0-	5.000	20	75
5.000-	10.000	25	95
10.000-	15.000	30	113
15.000-	20.000	35	132
20.000-	30.000	40	151
30.000-	50.000	45	170
50.000	100.000 y más	50	189

2.3 Consumo comercial, industrial y público

2.3.1 Para la ciudad de Managua

Se usarán las cifras contenidas en la tabla 2-3

TABLA 2-3

Consumo	Dotación gl/ha/día lt/ha/día	
	gl/ha/día	lt/ha/día
Comercial	25.000	94.625
Público o Institucional	De acuerdo a desarrollo de población.	
Industrial		

2.3.2 Para las ciudades y localidades del resto del país.

Se usarán los porcentajes de acuerdo a la dotación doméstica diaria. Ver Tabla 2-4, en los casos especiales se examinará en forma detallada.

TABLA 2-4

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Público o Institucional	7
Industrial	2

2.4 Agua para incendios

La cantidad de agua que todo acueducto debe tener disponible para combatir la eventualidad del incendio, estará adecuada a la capacidad del sistema y al rango de la población proyectada. Ver Tabla 2-5.

TABLA 2-5
CAUDALES CONTRA INCENDIO

Rango de población De	A	Caudales gpm gpm		Caudales por toma gpm (lt)
0	5000	No se considera		
5000	10000	80 (5)	200 (13)	1 toma de 150 (9)
10000	15000	200 (13)	550 (35)	1 toma de 250 (16)
15000	20000	350 (22)	550 (35)	2 toma de 250 c/u (16)
20000	30000	550 (35)	1000 (63)	3 tomas de 250 c/u (16)
30000	50000	1000 (63)	1500 (95)	2 tomas de 500 c/u (31)
50000	100000 y más (95)	1500 y más		3 tomas de 500 c/u (31) de acuerdo a la importancia del lugar.

Cuando en las localidades consideradas existan o estén en proyectos la instalación de: industrias, fábricas, centros comerciales, etc. a estos se les deberá diseñar su propio sistema de protección contra incendios, contando cada uno de ellos con: tanques de almacenamiento, equipos de bombeo, redes internas de protección, etc. Independientes al sistema de distribución de agua potable de la ciudad.

2.5 Factores de Máximas Demandas

Estas variaciones del consumo estarán expresadas en porcentajes de la demanda promedio diario de la manera siguiente:

a.- Demanda del máximo día

Será igual al 130% de la demanda promedio diaria para la ciudad de Managua. Para las otras localidades del resto del país, este parámetro estará entre el 130% a 150%.

b.- Demanda de la hora máxima

Para la ciudad de Managua el factor será igual al 150% de la demanda del día promedio, y para las localidades del resto del país, será igual al 250% del mismo día.

2.6 Pérdidas en el sistema

Parte del agua que se produce en un sistema de agua potable se pierde en cada uno de sus componentes. Esto constituye lo que se conoce con el nombre de fugas y/o desperdicio en el sistema. Dentro del proceso de diseño, esta cantidad de agua se puede expresar como un porcentaje del consumo del día promedio. En el caso de Nicaragua, el porcentaje se fijará en un 20%.

Continuará...

**INSTITUTO NICARAGUENSE DE
ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS**

**NORMAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE
ABASTECIMIENTO Y POTABILIZACIÓN DEL AGUA**
(Continuación)

Reg. No. 1090-M-084781 - Valor C\$ 10.260.00

**CAPÍTULO III
CALIDAD DEL AGUA**

3.1 Generalidades

Las presentes Normas de Calidad del Agua para el consumo humano han sido adoptadas de la "Norma Regional de Calidad del Agua para el Consumo Humano", editadas por CAPRE en Septiembre de 1993 y revisadas en Marzo de 1994; y la "National Primary Drinking Water Standards", editadas por U.S Environmental Protection Agency (U.S.EPA) en Febrero de 1994.

3.2 Preservación de la Calidad del Agua

Para proteger la calidad del agua, el proyectista debe prever las condiciones presentes y futuras, para la preservación de las fuentes de agua evitando contaminaciones del tipo: doméstico, agrícola, industrial, o de cualquier otra índole; para lo cual deberá presentar las respectivas recomendaciones, en base a las disposiciones legales existentes emitidas por las instituciones encargadas de la vigilancia, control, preservación y mejoramiento del medio ambiente tales como INAA, MARENA, INETER etc.

En las tablas siguientes se muestran las concentraciones máximas permisibles de los parámetros que indican la calidad del agua.

**TABLA.3-1
PARAMETROS BIOLOGICOS Y MICROBIOLOGICOS**

ORGANISMO	UNIDAD	VALOR GUIA	BERVACIONES
I.Calidad microbiológica			
A- Agua distribuida por tuberías.			
A-1-Agua sometida a Tratamiento que entra en el sistema de distribución.			
Bacterias coliformes Fecales	número/100ml	0	Turbiedad UTN para la desinfección con el cloro es preferible un pH igual a 8.0 con 0.2 a 0.5 mg/l de cloro residual libre después del contacto durante 30-minutos (tiempo mínimo).
Bacterias coliformes	número/100ml	0	
A-2 Agua no sometida a tratamiento que -entra en el sistema de distribución.			
Bacterias coliforme fecales	número/100 ml	0	En el 98% de las muestras examinadas durante el año, cuando se trata de grandes sistemas de abastecimiento y se examinan suficientes muestras. Ocasionalmente en alguna muestra, pero no en muestras consecutivas.
Bacterias coliformes	número/100 ml	0	
Bacterias Coliformes fecales	número/100 ml	3	
A-3 Agua en el sistema de Distribución			
Bacterias coliformes	número/100 ml	0	En el 95% de las muestras examinadas durante el año cuando se trata de grandes sistemas de abastecimiento y se examinan suficientes muestras.
Bacterias coliforme	número/100 ml	3	
B. Agua no distribuida por Tuberías			
Bacterias fecales	número/100	0	No debe ocurrir en forma repetida; cuando el hecho sea frecuente y no se pueda mejorar la protección sanitaria, si es posible se deberá buscar otra fuente.
Bacterias Coliformes	número/100	10	
C. Agua embotellada			
Bacterias coliformes	número/100ml	0	La fuente debe estar exenta de contaminación fecal.
Bacterias coliformes	número/100ml	0	
D. Abastecimiento de agua en situaciones de emergencia			
Bacterias coliformes Fecales	número/100ml	0	Aconsejar al público hervir el agua cuando el agua no se ajusta a los valores.
Bacterias coliformes	número/100 ml	0	

ORGANISMO	UNIDAD	VALOR GUIA	OBSERVACIONES
Enterovirus	No se han fijado		
II. Calidad biológica			
Protozoarios (patógenos)	No se han fijado		
Helmintos (Patógenos)	No se han fijado		
Organismos de vida libre (algas, otros)	No se han fijado		

TABLA 3-2

PARAMETROS ORGANOLEPTICOS

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR RECOMENDADO	VALOR MAXIMO ADMISIBLE
Color Verdadero	mg/l (pt-Co)	1	15
Turbiedad	UNT	1	5
Olor	Factor dilución	0	2 a 12° C 3 a 25° C
Sabor	Factor dilución	0	2 a 12° C 3 a 25° C

TABLA 3-3

PARAMETROS FISICO-QUIMICOS

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR RECOMENDADO	VALOR MAXIMO ADMISIBLE
Temperatura	°C	18 a 30	
Concentración Iones Hidrógeno	Valor pH	6.5 a 8.5 (a)	
Cloro residual	mg/l	0.5 a 1.0 (b)	(c)
Cloruros	mg/l	25	250
Conductividad	us/cm	400	
Dureza	mg/l CaCO ₃	400	
Sulfatos	mg/l	25	250
Aluminio	mg/l		0.2
Calcio	mg/l CaCO ₃	100	
Cobre	mg/l	1	2.0
Magnesio	mg/l CaCO ₃	30	50
Sodio	mg/l	25	200
Potasio	mg/l		10
Sol. Tot. Dis.	mg/l		1000
Zinc	mg/l		3.0

- a) Las aguas deben ser estabilizadas de manera que no produzcan efectos corrosivos ni incrustantes en las tuberías.
- b) Cloro residual libre
- c) 5 mg/l en casos especiales para proteger a la población de brotes epidémicos.

TABLA 3-4
PARAMETROS PARA SUSTANCIAS NO DESEADAS

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR RECOMENDADO	VALOR MAXIMO ADMISIBLE
Nitrato - NO ₃ -I ₃	mg/l	25	45
Nitritos - NO ₂ -I ₂	mg/l	0.1	1
Amonio	mg/l	0.05	0.5
Hierro	mg/l		0.3
Magnesio	mg/l	0.1	0.5
Fluoruro	mg/l		0.7 - 1.5
Sulfuro Hidrógeno	mg/l		0.05

TABLA 3-5
PARAMETROS PARA SUSTANCIAS INORGANICAS DE SIGNIFICADO PARA LA SALUD

PARAMETRO	UNIDAD	VALOR MAXIMO ADMISIBLE
Arsénico	mg/l	0.01
Cadmio	mg/l	0.05
Cinco	mg/l	0.05
Cromo	mg/l	0.05
Mercurio	mg/l	0.001
Níquel	mg/l	0.05
Plomo	mg/l	0.01
Antimonio	mg/l	0.05
Selenio	mg/l	0.01

TABLA 3-6
PARAMETROS PARA SUSTANCIAS ORGANICAS DE SIGNIFICADO PARA LA SALUD, EXCEPTO PLAGUICIDAS.

PARAMETROS ADMISIBLE (µg/l)	VALOR MAXIMO
Alcanos Clorados	
Tetracloruro de Carbono	2
Diclorometano	20
1,1-dicloroetano	
1,2-dicloroetano	30
1,1,1-tricloroetano	2000
Etenos Clorados	
Cloruro de vinilo	5
1,1-dicloroetano	30
1,2-dicloroetano	50
Tricloroetano	70
Tetracloroetano	40
Hidrocarburos Aromáticos	
Tolueno	700
Xilenos	500
Etilbenceno	300
Estireno	20
Benzo-alfa-pireno	0.7

Benceno clorados	
Monoclorobenceno	300
1,2-diclorobenceno	1000
1,3-diclorobenceno	
1,4-diclorobenceno	300
Triclorobencenos	20

Otros Compuestos Orgánicos	
Di adipato (2-etilhexil)	80
Di (2-etilhexil) ftalato	8
Acetilamida	0.5
Epictorohidrina	0.4
Hexaclorobutadieno	0.5
EDTA	200
Acido nitriloacético	200
Dialkitinos	
Oxido de tributilstajio	2
Hidrocarburos policiclicos aromáticos totales	0.2
Bifenilos policlorados totales	0.5

TABLA 3-7
PARAMETROS PARA PESTICIDAS

PARAMETROS	VALOR MAXIMO ADMISIBLE (µg/l)
Alacloro	20
Aldicarb	10
Aldrin/dieldrin	0.03
Atracina	2
Bentazona	30
Carbofurano	5
Clordano	0.2
DDT	2
1,2-dibromo-3,3-cloropropano	1
2,4-D	30
1,2-dicloropropano	20
1,3-dicloropropano	20
Heptacloro y hemptacloropóxido	0.03
Isoproturon	9
Lindano	2
MCPA	2
Metoxiclolo	20
Metolacloro	10
Molinal	6
Pendimetalina	20
Pentaclorofenol	9
Permitrina	20
Propanil	20
Piridat	100
Simazin	2
Trifluranilo	20
Dicloroprop	100
2,4-DB	100
2,4,5-T	9
Silvex	9
Mecoprop	10

TABLA 3-8
PARAMETROS PARA DESINFECTANTES DE LA DESINFECCION

PARAMETROS	VALOR MAXIMO ADMISIBLE (µg/l)
a- Desinfectantes	
Monocloramina	4000
b- Subproductos de la Desinfección	
Bromato	25
Clorito	200
Clorato	
Clorofenoles	
2- clorofenol	
2,4-diclorofenol	
2,4,6-triclorofenol	200
formaldehído	900
Trihalometanos	
Bromoformo	100
Dibromoclorometano	100
Bromodiclorometano	60
Cloroformo	200
Ácidos Acéticos Clorados	
ác. Monocloroacético	
ác. Dicloroacético	50
ác. Tricloroacético	100
tricloroacetaldehído/cloralhidrato	100
cloropropanonas	
Haloacetoniitrilos	
Dicloroacetoniitrilo	90
Dibromoacetoniitrilo	100
Bromocloroacetoniitrilo	
Tricloroacetoniitrilo	1
Cloruro de Cianógeno	
(como CN-)	70

CAPITULO IV PERIODOS DE DISEÑO ECONOMICO PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS

4.1 Generalidades

Cuando se trata de diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable, es obligatorio fijar la vida útil de todos los componentes del sistema; debe definirse hasta que punto estos componentes pueden satisfacer las necesidades futuras de la localidad; qué partes deben considerarse a construirse en forma inmediata, y cuáles serán las previsiones que deben tomarse en cuenta para incorporar nuevas construcciones al sistema. Para lograr esto en forma económica, es necesario fijar los periodos de diseño para cada componente del sistema.

El contenido de la tabla que sigue debe considerarse normativo para estos aspectos.

TABLA 4-1
Periodo de diseño económico para las estructuras de los sistemas.

Tipo Estructuras	Características especiales	Periodo de Diseño/años.
- Pistas, ductos grandes	Difíciles y costosos de agrandar	25-50
- Pozos, tanques, equipos de bombeo, plantas de potabilización,	a) Fáciles de ampliar cuando el crecimiento y las tasas de interés son bajas. Menor de 3% anual b) Cuando el crecimiento y las tasas de interés son altas. Mayor del 3% anual	20-25 10-15
- Tuberías mayores de 12" de diámetro.	Reemplazar tuberías pequeñas es más costoso a largo plazo	20-25
- Laterales y tuberías secundarias menores de 12" de diámetro	Los requerimientos pueden cambiar rápidamente en áreas limitadas	Para el desarrollo completo

CAPITULO V FUENTES DE ABASTECIMIENTO

5.1. Estudios preliminares.

La calidad, cantidad y continuidad de la fuente de abastecimiento de agua deberá estar de acuerdo con las presentes normas:

5.1.1 Investigación inicial

Deben recopilarse los datos existentes que se indican a continuación:

- Hidrológicos
- Geológicos
- Calidad del agua a utilizar
- Fuentes de contaminación
- Usos de las aguas que estén en conflicto
- Legislación sobre las aguas
- Propiedad de la tierra
- Planos topográficos: Se usarán los planos topográficos existentes para los estudios preliminares.
- Condiciones y calidad del terreno: Planos y datos existentes de calidad de suelos y sub-suelos.
- Transporte y comunicaciones: Caminos, carreteras, ríos, aeropuertos, ferrocarriles, telégrafos, teléfono, etc., facilidades disponibles para construcción, mantenimiento y operación de los sistemas.
- Suministro de Energía Eléctrica: Suministro de energía disponible de los servicios públicos.
- Planos de servicios públicos: Planos de los sistemas actuales de agua potable, alcantarillado, servicio eléctrico, de gas y de teléfono.
- disponibilidad de mano de obra local: Para construcción mantenimiento y operación.

5.1.2 Investigación complementaria

En caso de que los datos obtenidos estén incompleto ó no sean suficientes para la correcta elaboración del proyecto:

a) Deberán complementarse con investigaciones sobre el terreno hechas por el proyectista. Por ejemplo deberán efectuarse para diferentes épocas del año, aforos de la fuente, toma de muestras análisis fisicoquímicos, etc.

b) Determinación en laboratorios de procesos unitarios que

comprendan coagulación, floculación, sedimentación, filtración, desinfección.

5.1.3 Requisitos sobre la calidad

El agua de fuente de abastecimiento deberá ser examinada con el objeto de determinar las características siguientes:

- Ø Bacteriológicas
- Ø Físicas
- Ø Químicas
- Ø Biológicas

La calidad del agua deberá estar de acuerdo a las Normas de Calidad del Agua, mencionadas en el Capítulo 3.

El agua de la fuente debe ser de tal calidad que no requiera un tratamiento que sea excesivo o antieconómico. En la tabla 5-1 se indican los diversos límites aceptables del contenido de sustancias en la fuente de abastecimiento.

5.2 AGUAS SUBTERRANEAS

5.2.1 Información necesaria

Para el abastecimiento por aguas subterráneas se debe obtener la siguiente información:

- Geológica: Información geológica y estratigráfica. Características físicas de los acuíferos (magnitud, espesor, límites, etc). Propiedades físicas de los acuíferos (permeabilidad, rendimiento específico, permeabilidad de los acuíferos adjuntos, coeficiente de almacenamiento, etc).
- Hidrológico: Nivel piezométrico para el cual es necesario conocer la profundidad y los cambios de altura de las capas freáticas.
- Precipitación anual, escorrentía y posibles recargas al subsuelo, pérdidas por evaporación, transpiración y descargas de aguas subterráneas.
- Calidad del agua: Características minerales del agua de cada acuífero.

5.2.2 Investigaciones preliminares

Antes de hacer la investigación subterránea, se hará una exploración de la zona, como se indica a continuación:

- Investigación geológica: para evaluar la fuente se puede utilizar la información geológica disponible conjuntamente con la información geológica que se obtiene en el reconocimiento de campo. Tales informaciones serán interpretadas por un experto en el campo de la hidrogeología. Se hará una investigación completa de los pozos que existan en la zona.
- Investigación de fotografías aéreas: Se usarán las fotografías aéreas disponibles y planos geológicos para hacer un avalúo tentativo, a fin de determinar las condiciones de los acuíferos utilizables. Los planos de suelos y fuentes superficiales que hayan sido preparados en base a las fotografías aéreas, pueden ser utilizados para localizar los acuíferos poco profundos.
- Investigación geofísica: Cuando las investigaciones mencionadas en los párrafos arriba sean insuficientes, se utilizará la exploración geofísica.
- Método de refracción sísmica: Este método no es adaptable a zonas pequeñas debido a la interferencia de vibraciones.

Continuará.,

**INSTITUTO NICARAGUENSE
DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS**

**TABLA 5-1
CLASIFICACION DE FUENTES DE AGUA
Y POSIBLE TRATAMIENTO
NORMAS TECNICAS PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTO Y POTABILIZACION DEL AGUA
(Continuación)**

ITEM	Fuente buena. Requiere como tratamiento únicamente desinfección	fuente que puede requerir tratamiento usual tal como filtración y desinfección	Fuente deficiente puede requerir tratamiento especial y desinfección
DBO (5-días) mg/lit			
Promedio Mensual	0.75-1.5	1.5-2.5	Mayor de 2.5
Máximo diario:	1.0-3.0	3.0-4.0	Mayor de 4.0
COLIFORME NMP por 100 ml			
Promedio Mensual	50-100	50-500	Mayor de 5000
Máximo diario:	Más de 100 en menos del 5% de las muestras	Más de 5000 en menos del 20% de las muestras.	Más de 20000 en menos de 5% de las muestras
OXIGENO DISUELTO (mg/lit)	4.0 (mínimo)	4.0 (mínimo)	4.0 (promedio)
Saturación	75% o mayor	60% mayor	
PH Promedio	6.0 - 8.5	5.0 - 09	3.8 - 10.5
CLORURO max. mg/lit	Menor de 1.5	1.5 - 3.0	Mayor de 250
FLORUROS, mg/lit	Menor de 1.5	1.5 - 30	Mayor de 3.0
COMPUESTOS FENOLICOS max. mg/lit.	Ninguno	0.005	Mayor de 0.005
COLOR, unitario	20	20 - 150	Mayor de 150
TURBIEDAD, unitario	10	10 - 250	Mayor de 250

NOTAS:

1: Toda fuente superficial debe tener como tratamiento mínimo la desinfección.

2: El valor de los límites indicados en esta tabla es relativo y el proyectista deberá utilizarlos solamente, como una guía general para cada caso.

**TABLA 5-2
TIPO DE POZOS**

CLASES DE POZOS	DIÁMETRO PULGADAS (mm)	PROF. USUAL mt.	RENDIM. gpm (lt/s)	METODO CONSTRUC.	UBICACIÓN
POZOS POCO PROFUNDOS:					
Excavados	40-100 (1000) (2500)	15-	15-70 (1) (4.4)	Excavación	En las formaciones no consolidadas o roca blanda.
Incados	1.2-4 (30) (100)	15	8 (5)	Impelido por percusión	En las formaciones no consolidadas gravas ni rocas
POZOS PROFUNDOS:					
Por Percusión	Hasta 20 (500)	Hasta 900	25-1500 (1.5) (94)	Equipo de percusión	En las formaciones de rocas consolidadas o de cantos
Por Rotación	Hasta 20 (500)	Hasta 900	25-1500 (1.5) (94)	Rotatorio reversible	En las formaciones no consolidadas
Por Rotación	Hasta 20 (500)	Hasta 900	25-1500 (1.5) (94)	Rotatorio reversible	En las formaciones no consolidadas

5.2.3 Investigación del Subsuelo:

La información obtenida con las investigaciones preliminares se utilizará en la selección del sitio para las perforaciones de prueba.

Perforaciones de prueba:

Se perforarán varios pozos con diámetro mínimo de 150 milímetros (6") hasta que un pozo por lo menos indique condiciones geológicas favorables; o hasta que los pozos confirmen que las condiciones no son favorables. De cada perforación de prueba debe obtenerse la información siguiente:

- Avance de las perforaciones (espesor de cada estrato)
- Muestras de cada capa atravesada a intervalos de 5 pies
- Tiempo empleado en la perforación de cada estrato.
- Para examinar la calidad del agua, cuando sea posible se tomarán muestras de cada acuífero que ofrezca suficiente rendimiento.
- Si se usa el método rotativo de perforación, indicar las causas de las variaciones en viscosidad y cantidad del lodo recuperado.
- Prueba eléctrica: Para confirmación adicional a las investigaciones preliminares, pueden obtenerse las resistividades eléctricas y sus variaciones a distintas profundidades, usando los métodos de multi-electrodo y la medida de los potenciales eléctricos.

5.2.4 Prueba de Bombeo

Realizadas las investigaciones anteriores, se requiere un bombeo de prueba. Para ello pueden utilizarse los pozos de prueba, o un pozo permanente con uno o más pozos de observación, que estarán a 4 ó 5 metros de distancia de la perforación principal y tendrán diámetro mínimo de 100 mm (4").

La duración mínima del bombeo de prueba será de 48 horas. Durante este bombeo se obtendrá la siguiente información:

- Nivel estático inicial en cada pozo.
- Caudal del bombeo, por lo menos cada hora.
- Nivel del agua cada minuto los primeros 5 minutos, cada 5 minutos los siguientes 30 minutos, cada 10 minutos los siguientes 30 minutos y cada media hora el tiempo restante.

Inmediatamente que se paren los equipos de la prueba de bombeo se medirán los niveles de recuperación del acuífero hasta su recuperación total con un mínimo de 8 horas de medición a como sigue: los primeros 10 minutos cada 1 minuto, los segundos 20 minutos cada 5 minutos, los siguientes 30 minutos cada 10 minutos, los siguientes a cada 30 minutos.

Se tomarán por lo menos 2 muestras del agua bombeada durante la prueba a la mitad del tiempo de prueba y al final de ésta. En caso de que haya o pueda haber variación significativa en la calidad del agua, las muestras se tomarán a intervalos menores suficientes para indicar dichas variaciones.

Si la capacidad del acuífero es incierta, se deben registrar los niveles del agua en los pozos de observación, con una exactitud de 10 centímetros.

5.2.5 Pozos

Tipos de pozos. (Ver tabla 5-2)

La selección de la clase de pozo que se necesita dependerá de los factores siguientes:

- Calidad y cantidad de agua requerida
- Profundidad del agua subterránea
- Condiciones geológicas
- Disponibilidad de equipo para la construcción de pozos
- Factores económicos.

Las características de los pozos se establecerán de acuerdo con lo siguiente:

- Construcción de dos pozos por lo menos
- El rendimiento total debe ser mayor que el consumo diario máximo
- El diámetro del pozo se determinará en base del rendimiento requerido y de la profundidad, teniendo en cuenta que las dimensiones pueden estar controladas por la disponibilidad de facilidades de construcción. En la tabla 5-3 se dan los diámetros mínimos de ademe de tubería para instalación de bombas en pozos profundos.

TABLA 5-3
ADEMES MINIMO DE POZOS SEGÚN CAUDAL

Capacidad del pozo		Diámetro de ademe	
gpm	(lt/s)	pulg	(mm)
125	7.90	6	150
300	18.90	8	200
600	37.80	10	250
900	56.78	12	300
1300	82.00	14	350
1800	113.55	16	400

La profundidad del pozo será tal que penetre suficientemente dentro del acuífero, con el objeto de disponer de una longitud adecuada de filtro.

La capacidad específica (galones/minuto por pie de depresiones) = (CE) se determinará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$CE = \frac{\text{Rendimiento / gpm (lt/s)}}{\text{Depresión / (Pie) (m)}}$$

Depresión = (nivel estático) – (Nivel de bombeo) (pie) (m)

Rendimiento = Producción de agua en gpm (lt/s).

La capacidad específica se utilizará para determinar las características del equipo de bombeo.

Localización de los pozos. La tabla siguiente puede ser utilizada para fijar preliminarmente las distancias mínimas entre pozos:

Profundidad mt	Distancia mínima (mt)
Menor de 30	50
Mayor de 60	300 a 500

Los datos de la prueba de bombeo se utilizarán para evaluar la interferencia entre los pozos. La depresión del cono de influencia en un sitio dado (como resultado del bombeo simultáneo de varios

pozos), es igual a la suma de las depresiones producidas en el mismo sitio para el bombeo individual de los pozos. La localización final de los pozos se determinará teniendo en cuenta los factores siguientes:

- Potencia adicional y aumento de los costos de bombeo por interferencia de pozos que estén cerca uno del otro.
- Aumento en los costos de tubería y líneas de transmisión eléctrica cuando los pozos se localicen muy retirados uno del otro. Por el diseño y construcción de los pozos profundos se podrá seguir la norma A-100 de la A. W. W. A. última edición.

5.2.6 Manantiales.

Un manantial es un punto localizado en la corteza terrestre por donde aflora el agua subterránea que aparece en la superficie en forma de corriente.

El rendimiento de los manantiales es variable y en muchos casos el agua está sujeta a contaminación. Los manantiales termales, generalmente, no pueden utilizarse por presentar un alto contenido de minerales.

5.2.7 Galería de infiltración.

Una galería de infiltración es un conducto horizontal y permeable construido para interceptar y recolectar agua subterránea que fluye por gravedad (acuífero libre).

Para que tenga éxito una galería, debe localizarse en un acuífero permeable que tenga el nivel freático alto y estar alimentado por una fuente adecuada y cercana, cuya calidad en el aspecto químico la haga utilizable.

Generalmente las galerías de infiltración están ubicadas paralelamente a los lechos de los ríos, con el objeto de asegurar un abastecimiento permanente de agua.

A continuación se indican los diferentes tipos de galería:

5.2.7.1 Tuberías enterradas:

En diámetros de hasta 0.60 mts, pueden utilizarse tubos perforados de concreto, hierro fundido y asbesto-cemento, o tubos de concreto colocados a junta perdida. Los tubos deben instalarse en una zanja dentro de un lecho de grava. Las tuberías a profundidades mayores de 6 mts, generalmente resultan antieconómicas. El diseño de las perforaciones de los tubos, las separaciones de las uniones y el uso de grava, pueden efectuarse de acuerdo con la Norma A-100 de la A. W. W. A. última edición.

La velocidad del agua en los tubos no deberá exceder de 0.60 mts/seg.

El agua deberá recolectarse en un depósito cubierto. Se deben tener pozos de inspección para la revisión y mantenimiento, separados entre sí a una distancia máxima de 100 mts.

Es conveniente colocar válvulas antes de la entrada al depósito, con el objeto de facilitar la reparación, limpieza y aumentar la capacidad de la galería.

Todas las galerías llevarán un sello de arcilla y/o concreto para impedir contaminación superficial.

5.2.7.2 Túneles

Una galería de infiltración puede consistir también de un túnel

excavado en un estrato acuífero, construido de mampostería, dejando aberturas a través de sus paredes para que penetre el agua, con el fondo impermeable para trasladar el agua por gravedad a la cámara de recolección.

5.2.7.3 Colector radial.

Cerca del área de recarga del agua superficial se instalará un tanque recolector con tubos perforados enterrados que llegan radialmente. Esta clase de obras se adapta específicamente a los acuíferos aluviales permeables y puede dar un rendimiento del orden de 300 gpm. = 19 lt/s.

5.3 AGUAS SUPERFICIALES.

Para el abastecimiento por aguas superficiales se deberá obtener la siguiente información:

- Hidráulicos. Caudales máximos y mínimos de los ríos, así como niveles de agua en el cauce del río, en el lago o laguna de estudio.
- Estudios de suelo. Para conocer los coeficientes de permeabilidad y el tipo de cultivo, que se siembre en la zona.
- Hidrológicas. Investigación de datos básicos de precipitación, evaporación, infiltración, etc. Realizar balance hídrico. Para determinar los caudales teóricos, máximos y mínimos y flujo base de ríos, o para calcular las masas de agua.
- Efectuar estudios de calidad y rentabilidad en periodos de invierno y verano.

5.3.1 Presas de almacenamiento.

Se proyectará la obra de toma de la fuente de agua de manera que pueda tener varias entradas situadas a diferentes niveles, a fin de poder tomar el agua más próxima a la superficie.

Cada toma deberá tener una rejilla formada por barras de acero o alambre, con un espacio libre de 3 a 5 cm, y con una válvula de compuerta para la operación más adecuada de la toma.

La velocidad del agua en la entrada de la toma no deberá ser superior a 0.60 m/s. El cálculo estructural deberá ser elaborado por un Ingeniero Estructural.

5.3.2 Ríos

En ríos, las obras de toma deberán llenar las condiciones siguientes:

- a) La bocatoma se localizará en un tramo de la corriente que esté a salvo tanto de erosión como de cualquier descarga de aguas residuales, para aislarla lo más posible de las fuentes de contaminación.

- b) La toma de agua se situará a un nivel inferior al de las aguas mínimas de la corriente. La velocidad del agua a través de la rejilla deberá ser de 0.10 a 0.15 m/s, para evitar, hasta donde sea posible el arrastre de materiales flotantes.

- c) La estructura inmediata a la transición se proyectará para que la velocidad sea en esta parte de la obra de 0.60 m/s o mayor, afin de evitar azolves. El límite máximo de velocidad permisible estará fijado por las características del agua y el material del conducto.

- d) Si se hace necesaria la construcción de una gran presa de derivación se deberán tomar en cuenta en el diseño, todo lo referente a información geológica, geotécnica, hidrológica y el cálculo estructural.

- e) Se podrán diseñar estructuras de tomas por flotación cuando los niveles del río sean muy variables.

5.3.3 Lagos y embalses.

En los lagos y embalses deben tomarse las siguientes consideraciones:

- a) Ubicar las tomas en puntos tales que la calidad del agua no se desmejore.
- b) Las tomas podrán ser torres dentro de los embalses o lagos con entradas de agua a diferentes niveles.
- c) Podrán ser obras flotantes si no están expuestas a corrientes.
- d) Podrán ser tubos sumergidos en el fondo del lago o embalse debidamente protegido.

CAPITULO VI ESTACIONES DE BOMBEO

6.1 Consideraciones generales.

En el diseño de toda estación de bombeo se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones básicas:

6.1.1 Edificio.

La arquitectura y alrededores de la estación deben ser atractivos y armonizar con las edificaciones vecinas. Su estructura debe ser construida con materiales a prueba de humedad e incendio. En el diseño del interior del edificio se deben considerar los requerimientos de espacio para cada pieza del equipo, su localización, iluminación, ventilación y desagüe.

Deberá estar protegida del público con cercas apropiadas y tener un buen acceso durante todo el año, también estarán acondicionadas con oficinas, dormitorios y cafetería, cuando las circunstancias lo ameriten se deberá considerar las posibles ampliaciones y modificaciones.

Las estaciones de bombeo de agua potable estarán provistas de un sistema de cloración instalado posterior a la línea de bombeo. Los equipos de cloración tendrán sus instalaciones en una caseta especialmente diseñada para tal fin con suficiente ventilación. Cuando fuese necesario el uso de grúa, los techos de las estaciones de bombeo podrán ser removibles.

6.1.2 Localización.

En la selección del sitio para la estación de bombeo se debe considerar lo siguiente:

- Protección de la calidad del agua
- Eficiencia hidráulica del sistema de distribución o conducción.
- Peligro de interrupción del servicio por incendio, inundación, etc.
- Disponibilidad de energía eléctrica o de combustible
- Topografía del terreno
- Facilidad del acceso en todo el año
- Área necesaria para la estación, transformadores, cloradores, futuras ampliaciones y áreas de retiros.

6.2 Capacidad y Características de las estaciones.

Cuando el sistema incluye almacenamiento posterior a la estación de bombeo, la capacidad de ésta se calculará en base al consumo máximo diario.

Cuando el sistema no incluye almacenamiento, la capacidad de la estación se calculará en base al consumo máximo horario.

Las estaciones de bombeo podrán ser de dos tipos:

a) Estaciones de pozos húmedos

b) Estaciones de pozos profundos

6.2.1 Estaciones de pozos húmedos

Las estaciones de pozos húmedos tienen las características de bombear el agua de tanques enterrados o sobre el suelo así como servir de estaciones de relevo (booster) ubicados entre la línea de conducción. Los tipos de equipo de bombeo a usar en esta clase de estación pueden ser bombas turbinas de eje vertical, sumergible, o bombas de eje horizontal, Norma E 101. AWWA última edición.

En el diseño del pozo húmedo de una estación de bombeo, se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Deberá diseñarse con una capacidad mínima equivalente a 20 minutos de bombeo máximo.
- Sus dimensiones deben ser tales que facilite el acceso y colocación de los accesorios y eviten velocidades altas y turbulencia del agua. Se recomienda que la velocidad del agua en la tubería de succión esté entre 0.60 mt/seg. y 0.90 mts/seg.
- La sumergencia mínima de la parte superior de la coladera será de 1 mt, para lograr la sumergencia se hará una depresión en el tanque con la profundidad adecuada.
- La entrada del agua al pozo deberá ser por medio de compuertas o canales sumergidos para evitar turbulencia.
- Debe existir una distancia libre, entre la abertura inferior de la coladera y el fondo del pozo equivalente 0.5 el diámetro de la tubería de succión.
- Cuando el pozo sea de sección circular, la entrada del agua no debe ser tangencial para evitar su rotación.
- El pozo tendrá un área transversal mínima de 5 veces la sección del conducto de succión.
- Se deben proveer dispositivos de desagüe y limpieza del pozo
- Para bombas de eje horizontal:
- Se recomienda que cuando sea posible el eje de la bomba, esté por debajo del nivel mínimo del agua en el pozo.

6.2.2 Estaciones de bombeo de pozos profundos

Las características de éstas son las de bombear el agua de pozos perforados profundos. Los equipos usados normalmente son bombas turbinas de eje vertical o de motor sumergible.

La profundidad e instalación de la bomba debe estar definida por las condiciones hidráulicas del acuífero y el caudal de agua a extraerse, tomando en consideración las siguientes recomendaciones:

- Nivel de bombeo, de acuerdo a prueba de bombeo
- Variaciones estacionales o niveles naturales del agua subterránea en verano e invierno.
- Sumergencia de la bomba.
- Factor de seguridad
- El diámetro del ademe del pozo debe estar relacionado al caudal a extraerse de acuerdo a la tabla 6-1.

TABLA 6-1

Diámetros internos ademe o forro del pozo pulgadas (mm)		Caudal del bombeo gpm lt/s	
6	(150) hasta	160	(10)
8	(200)	240	(15)
10	(250)	400	(25)
12	(300)	630	(40)
14	(350)	950	(60)
16	(400)	1270	(80)
20	(500)	1900	(120)
24	(600)	3000	(189)
30	(750) más de	3000	(189)

La longitud de columna de bombeo dentro del pozo acoplada a la bomba será diseñada con una pérdida por fricción no mayor del 5% de su longitud. Se recomiendan los siguientes diámetros para columnas de pozos en relación al caudal. Ver Tabla 6-2.

TABLA 6-2

Caudal			Diámetro	
gpm	lit/s		pulgada	(mm)
0	50	(0 - 3.15)	3	(75.0)
50	100	(3.15 - 6.3)	4	(100)
100	600	(6.3 - 3.78)	6	(150)
600	1200	(37.8 - 75.7)	8	(200)

La longitud de columna se establece para que se sumerja 6 mts bajo el nivel mínimo de bombeo.

6.3 Equipos de bombeo:

En la selección de las bombas se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- Operación en serie o en paralelo
- Tipo de bombas
- Número de unidades
- Capacidad de las unidades
- Eje horizontal o vertical
- Succión única o doble
- Tipo de impulsores
- Características del arranque y puesta en marcha
- Posibles variaciones de la altura de succión
- Flexibilidad de operación
- Curvas características y modificadas de las bombas
- N.P.S.H disponible y requerido
- Golpe de ariete
- Las unidades de bombeo (incluyendo el equipo auxiliar) deben tener una capacidad lo suficientemente amplia, en cuanto al número de unidades que permitan la reparación al menos de una unidad sin serias reducciones en el servicio.
- La carga total dinámica en todas las estaciones de bombeo, cuando éstas trabajen en serie se dividirá en partes iguales y de acuerdo a las presiones mínimas y máximas. De tal forma que cada estación trabaje a la misma capacidad, con el motivo de normalizar los tipos de equipos a instalar.
- Se proyectarán dos unidades como mínimo, siendo una de reserva
- Para facilidad de mantenimiento cuando se proyecten 3 o más unidades se recomienda que las bombas sean de igual capacidad.

- Velocidades recomendadas: la velocidad más adecuada es de 1760 revoluciones por minuto (RPM) sólo que no sea posible conseguir ésta se recomienda usar 2900 y 3450 RPM.

6.4. Tuberías y Válvulas en succión y descarga de bombas.

6.4.1 Succión

Nunca deberán usarse tuberías de diámetros menores a los diámetros de descarga de la bomba.

En el extremo de la tubería de succión se instalará una válvula de pie con coladera. El área libre de las aberturas de la coladera deberá ser de 2 a 4 veces la sección de la tubería de succión.

La línea de succión debe ser lo más corta y recta posible. deben evitarse los cambios de dirección, especialmente cerca de la bomba. La línea de succión debe llegar hasta la succión de la bomba evitando codos o tees horizontales.

Si el diámetro de la tubería de succión es mayor que el de la admisión de la bomba, deberá conectarse por medio de una reducción excéntrica con su parte superior horizontal.

Se deberá proporcionar una línea de succión separada para cada bomba. Si esto no es posible, y se utiliza un múltiple de succión, las derivaciones se harán por medio de yees.

El diámetro de la tubería de succión, será igual o mayor que el diámetro de la tubería de impulsión, será por lo menos el diámetro comercial inmediatamente superior.

6.4.2 Descarga

Debe elaborarse un estudio económico comparativo entre varios diámetros para escoger el más apropiado de la tubería de impulsión. Las ampliaciones en la descarga serán concéntricas.

En la descarga o sarta de la bomba debe proyectarse una válvula de compuerta y una válvula de retención, para el diseño del diámetro se recomienda los valores mostrados en la tabla siguiente.

TABLA 6-3
Diámetro de sarta de conexión de bombas

Diámetro de sarta (Pulgadas) (mm)		Rango de caudales gpm (lt/s)	
2	(50) menor de	80	(5.0)
3	(75)	80 - 200	(5.0 - 12.6)
4	(100)	200 - 400	(12.6 - 25.2)
6	(150)	400 - 900	(25.2 - 56.8)
8	(200)	900 - 1200	(56.8 - 75.7)
10	(250)	1200 - 1600	(75.7 - 101)

El diámetro de la sarta está definido por el diámetro del medidor de agua. Según especificaciones AWWA C-704.

La válvula de retención debe colocarse entre la bomba y la válvula de compuerta.

Cuando sea necesario, debe proyectarse una válvula de alivio para proteger la instalación del golpe de ariete. Se recomiendan los siguientes diámetros en tabla 6-4.

TABLA 6-4
Diámetro de válvulas de alivio de acuerdo al caudal

Diámetro (Pulgadas)	(mm)	Rango de caudales	
		gpm	(l/s)
6	(150)	1000 - 2000	(63-126)
4	(100)	500 - 1000	(31-63)
3	(75)	250 - 500	(15-31)
2	(50)	60 - 250	(3.78-15)
1	(25) menor de	- 60	(3.78)

Toda sarta llevará:

- Medidor de agua
- Manómetro de medición con llave de chorro 1/2"
- Derivación de descarga para pruebas de bombeo y limpieza del mismo diámetro de la sarta.
- Las tuberías deben anclarse perfectamente y se hará el cálculo de la fuerza que actúa en los atraques para lograr un diseño satisfactorio.
- Unión flexible tipo Desser o similar para efecto de mantenimiento

6.5 Equipo eléctrico

En la elaboración del proyecto de las instalaciones eléctricas se debe tener en cuenta los siguientes puntos:

- Ø Estudiar cuidadosamente las alternativas para determinar la fuente de energía más económica y eficiente para el funcionamiento de las bombas.
- Ø Que sea posible suministrar suficiente energía para operar las bombas a su máxima capacidad en caso de emergencia. (Exceptuando la bomba de reserva).
- Ø Cuando el caso lo requiera se proveerá una fuente eléctrica de emergencia.

6.5.1 Motores

Los motores eléctricos serán del tipo jaula de ardilla, de eje hueco y las capacidades de uso standard elaborados por los fabricantes son:

3,5,7,5,10,15,20,25,30,40,50,60,75,100,125,150,200 HP.

Potencia requerida.

La potencia neta requerida del motor estará gobernada por:

- a) La potencia neta demandada por la bomba
- b) Pérdidas por fricción mecánica en rotación del eje
- c) Pérdidas en el cabezal de descarga.

Las pérdidas por fricción en el eje, para $V=1760$ rpm y/o 3/4", 1 1/2" varían entre 0.30 y 1.15 HP/100' de columna.

Se tiene por norma usar un factor de 1.15 para calcular los HP del motor en base a los HP de la bomba. Este factor cubre ampliamente las pérdidas mecánicas por fricción en el eje y cabezal de descarga de la bomba.

Velocidad de operación.

Se acostumbra usar la misma velocidad de operación de la bomba, y de ser posible se solicita que su velocidad no sobrepase los 1800 rpm.

6.5.2 Energía

De acuerdo a la capacidad de los motores se recomienda el siguiente tipo de energía:

Para motores de (3 a 5) HP usar 1/60/110

Para motores mayores de 5 HP y menores de 50 HP se usará 3/60/220.

Para motores mayores de 50 HP, usar 3/60/440.

Continuará...

**INSTITUTO NICARAGUENSE DE
ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS**

**NORMA TÉCNICA PARA EL DISEÑO DE
ABASTECIMIENTO Y POTABILIZACIÓN DEL AGUA
(Continuación)**

Reg. No. 1090 -M - 084781 - Valor C\$ 10,260.00

CAPÍTULO VII

**DISEÑO HIDRÁULICO DE LOS SISTEMAS DE
CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DEL AGUA**

7.1 Red de distribución

En el diseño de la red de distribución, se requiere del buen criterio del Proyectista, sobre todo en aquellas localidades o ciudades en las que no se tienen planes reguladores del desarrollo de las mismas, que permitan visualizar el desarrollo de la ciudad al final del período de diseño.

7.2 Funciones de la red de distribución.

El o los sistemas de distribución tienen las siguientes funciones

principales que cumplir.

a) Suministrar el agua potable suficiente a los diferentes consumidores en forma sanitariamente segura.

b) Proveer suficiente agua para combatir incendios en cualquier punto del sistema.

7.3 Información necesaria para el diseño de la Red de Distribución.

a) Plan regulador del desarrollo urbano, si es que existe, en el que se establecen los usos actuales y futuros de la tierra con sus densidades de población.

b) Plano topográfico de la ciudad, con sus calles existentes y futuras (desarrollos futuros urbanísticos), perfiles de las calles y las características topográficas de la localidad (relieve del terreno).

c) Servicios públicos existentes o proyectados, tales como:

- Alcantarillado sanitario
- Alcantarillado pluvial
- Servicio de energía eléctrica
- Servicio de comunicaciones
- Acondicionamiento de las calles: (sin recubrir, con adoquines, con asfalto, etc.)

d) Estado actual de la red existente: (Diámetros, clase de tuberías, edad de las mismas); ubicación del tanque existente con sus cotas de fondo y rebose, determinación de los puntos de entrada del agua en la red desde la fuente y desde el tanque, etc.

e) Conocimiento de la ubicación de la fuente de abastecimiento que habrá de usarse con el período de diseño, así como la ubicación del futuro tanque de almacenamiento, identificándose en consecuencia los probables puntos de entrada del agua a la red de distribución.

f) Determinación del sistema existente en cuanto a la oferta, demanda, presiones residuales y distribución del agua.

g) Determinación de las presiones necesarias en los distintos puntos de la red de distribución. Este requisito en combinación con el relieve del terreno, conducirá en algunos casos a dividir el área por servir en más de una red de distribución.

7.4 Diseño de la Red.

7.4.1 Generalidades

En el diseño de la red de distribución de una localidad, se debe de considerar los siguientes aspectos fundamentales:

a) El diseño se hará para las condiciones más desfavorables en la red, con el fin de asegurar su correcto funcionamiento para el período de diseño.

b) Deberá de tratarse de servir directamente al mayor porcentaje

de la población dentro de las viviendas, en forma continua, de calidad aceptable y cantidad suficiente.

c) La distribución de los gastos, debe hacerse mediante hipótesis que esté acorde con el consumo real de la localidad durante el período de diseño.

d) Las redes de distribución deberán dotarse de los accesorios y obras de artes necesarias, con el fin de asegurar el correcto funcionamiento, dentro de las normas establecidas y para facilitar su mantenimiento.

e) El sistema principal de distribución de agua puede ser de red abierta, de malla cerrada, o una combinación de ambas y se distribuirán las tuberías en la planimetría de la localidad, tratando de abarcar el mayor número de viviendas mediante conexiones domiciliarias.

7.4.2 Parámetros de diseños

En estos se incluyen las dotaciones por persona, el período de diseño, la población futura y los factores específicos (coeficientes de flujo, velocidades permisibles, presiones mínimas y máximas, diámetro mínimo, cobertura sobre tubería y resistencia de las tuberías).

7.4.3 Coeficiente de capacidad hidráulica (C) en la fórmula de Hazen Williams. Ver Tabla 7-1

TABLA 7-1

Material del conducto	Edad	
	Nuevos	Inclertos
	C	C
Cloruro de polivinilo (PVC)	150	130
Asbesto cemento	140	130
Hierro fundido cubierto (interior y exteriormente)	130	100
Hierro fundido revestido de cemento o esmalte o bituminoso	130	100
Hierro "ductil"	130	100
Tubería de hormigón	130	120
Duelos de madera	120	120

7.4.4 Velocidades permisibles.

Se permitirán velocidades de flujo de 0.6 m/s a 2.00 m/s.

7.4.5 Presiones mínimas y máximas.

La presión mínima residual en la red principal será de 14.00 mts; la carga estática máxima será de 50.00 mts. Se permitirán en puntos aislados, presiones estáticas hasta de 70.00 mts., cuando el área de servicio sea de topografía muy irregular.

7.4.6 Diámetro mínimo.

El diámetro mínimo de la tubería de la red de distribución será de 2 pulgadas (50mm) siempre y cuando se demuestre que su capacidad sea satisfactoria para atender la demanda máxima, aceptándose en ramales abiertos en extremos de la red, para servir a pocos usuarios de reducida capacidad económica; y en zonas donde razonablemente no se vaya a producir un aumento de densidad de población, podrá

usarse el diámetro mínimo de una pulgada y media 1 1/2" (37.5 mm) en longitudes no superiores a los 100.00 mts.

7.4.7 Cobertura sobre tuberías

En el diseño de tuberías colocadas en calles de tránsito vehicular se mantendrá una cobertura mínima de 1.20 m, sobre la corona del conducto en toda su longitud, y en calles peatonales esta cobertura mínima será 0.70 m.

7.4.8 Resistencia de la tubería y su material.

Las tuberías deberán resistir las presiones internas estáticas, dinámicas, de golpe de ariete, y las presiones externas de rellenos y cargas vivas debido al tráfico. La sobre presión por golpe de ariete se calculará con la teoría de JOUKOWSKI, u otra similar como también por fórmulas y monogramas recomendadas por los fabricantes.

7.4.9 Diseño de tuberías.

El Diseño de las tuberías comprende la selección del material, diámetro, resistencia y longitud de la misma. Para la selección de tubería de H^oF^oD^o véase la Norma ANSI/AWWA C100 o ISO 2531-1991E. Para la selección de la clase de tuberías de asbesto cemento véase las Normas AWWAC401, STANDARD PRACTICE FOR THE SELECTION OF ASBESTO-CEMENT WATERPIPE: La "clase" coincide exactamente con la presión de operación en libras por pulgada cuadrada, también es de uso corriente la Norma 150-R-160-(E) clase 20 de la Serie II de la International organization for Standardization (ISO). Para PVC véase la Norma ANSI/AWW C900. El material de los conductos estará en función de las características del terreno en su aspecto de sustentación y de agresividad.

7.5 Hidráulica del acueducto

El análisis hidráulico de la red y de las líneas de conducción, permitirá dimensionar los conductos de las nuevas redes de distribución, así como los conductos de los refuerzos de las futuras expansiones de las redes existentes. La selección del diámetro es también un problema de orden económico, ya que si los diámetros son grandes, elevará el costo de la red y las bajas velocidades provocarán frecuentes problemas de depósitos y sedimentación, pero si es reducido puede dar origen a pérdidas de cargas elevadas, y altas velocidades.

El análisis hidráulico presupone, también la familiaridad con los procesos de cómputos hidráulicos. Los métodos utilizados de análisis son:

- 1) Seccionamiento.
- 2) Método de relajamiento o de pruebas y errores de Hardy Cross (balance de las cargas por correcciones de los flujos supuestos y el balanceo de los flujos por correcciones de las cargas supuestas).
- 3) Método de los tubos equivalentes.
- 4) Análisis mediante computadores.

Para el análisis de una red deben considerarse los aspectos de red abierta y el de malla cerrada. En el caso de red abierta puede usarse el método de la gradiente piezométrica y caudal, usando la fórmula de Hazen-Williams u otras similares.

$$H = S = \frac{10.549 Q^{(1.85)}}{L C (1.85) D^{(4.87)}}$$

Donde:

Q= metros/cúbicos por segundo o Q= GPM
D= diámetro en metros D= pulgada
L= longitud en metros L= metros
S= pérdida de carga mt/mt S= pérdidas de carga mt/mt

Para el caso de malla cerrada podrá aplicarse el método de Hardy Cross, considerando las diferentes condiciones de trabajo de operación crítica.

En el análisis hidráulico de la red deberá también tomarse en cuenta el tipo de sistema de suministro de agua ya sea por gravedad o por impulsión del agua.

7.6 Condiciones de trabajo u operación crítica de la red de distribución.

Para el análisis y diseño de la red de distribución se requiere del conocimiento de la topografía del terreno de la ciudad, la ubicación de la fuente de agua y del sitio del tanque a utilizarse; identificándose en consecuencia, los puntos de entrada de agua a la red de distribución. Los conductos y anillos principales de la red de distribución se diseñarán de acuerdo al sistema de abastecimiento estudiado considerando si es un sistema por gravedad o por bombeo.

7.6.1 Sistema por gravedad

El diseño de la red de distribución se hará para tres condiciones de operación.

a) Consumo de la máxima hora para el año último del periodo de diseño. En esta condición se asume una distribución razonada de la demanda máxima horaria en todos los tramos y circuitos de la red de distribución, pudiendo el caudal demandado llegar bajo dos condiciones según sea el caso:

1) El 100% del caudal demandado llegará por medio de la línea de conducción, fuente o planta de tratamiento, siempre y cuando no se contemple tanque de almacenamiento.

2) El caudal demandado llegará por dos puntos, la demanda máxima diaria por la línea de conducción y el resto aportado por el tanque de abastecimiento para completar la demanda máxima horaria.

b) Consumo coincidente. Ese caudal corresponde a la demanda máxima diaria más la demanda de incendio ubicado en uno o varios puntos de la red de distribución.

c) Demanda cero. En esta condición se analizan las máximas presiones en la red.

7.6.2 Distribución por bombeo.

Para el diseño de un sistema por bombeo se tienen dos condiciones de análisis:

a) Sistema de bombeo contra el tanque de almacenamiento y del tanque de almacenamiento a red de distribución por gravedad

b) Sistema de bombeo contra la red de distribución, con tanque de almacenamiento dentro de la red o en el extremo de ella.

7.6.2.1 Sistema de bombeo contra el tanque de almacenamiento
En esta condición el caudal correspondiente al consumo máximo diario es bombeado hacia el tanque de almacenamiento. La red demandará del tanque el consumo de la máxima hora, o la demanda coincidente. El tanque trabajará con una altura que permita dar las presiones residuales mínimas establecidas en todos los puntos de la red.

7.6.2.2 Bombeo contra la red de distribución con el tanque de almacenamiento dentro de la red o en el extremo de ella.
En los sistemas de impulsión contra la red, se deberán considerar las soluciones más económicas en cuanto a la distribución, se requiere hacer los análisis que garanticen un servicio a presión, eficiente y continuo para las siguientes condiciones de trabajo.

CASO I. Consumo máximo horario con bombeo para el último año del período de diseño. En este caso, se debe suponer que los equipos de bombeo están produciendo e impulsando el caudal máximo diario por medio de las líneas de conducción a la red y el tanque de almacenamiento aporta el complemento al máximo horario.

CASO II. Consumo máximo horario sin bombeo para el último año del período de diseño. En este caso la red trabaja por gravedad atendiendo la hora de máximo consumo desde el tanque.

CASO III. Consumo coincidente del máximo día más incendio. Similar al caso I, pero el gasto del incendio se concentra en el punto de la red más desfavorable.
Las estaciones de bombeo producirán el caudal de máximo día y el tanque de almacenamiento aportará el resto del caudal requerido. Todo para el último año del período de diseño.

CASO IV. Consumo coincidente con bombas sin funcionar. Similar al caso III, pero con la variante del cuadro de presiones originadas por una condición de suministro de un gasto de incendio concentrado en los nudos más desfavorables. Todo el caudal necesario será aportado por el tanque.

CASO V. Bombeo del consumo máximo día sin consumo en la red. Este caso determina la carga total dinámica de las bombas y servirá para dimensionar la potencia de las mismas; aquí el agua va directamente al tanque sin ser consumida, dando las presiones máximas en la red.

7.7 Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño a seguir, cumplirá los requisitos anteriormente expuestos y contemplará los aspectos siguientes:

7.7.1 Determinación del consumo o de los gastos de cálculos.

La determinación de los gastos de cálculos de una localidad, depende de: los años dentro del período de diseño, de la clase de población, de las dotaciones, de las pérdidas en la red y de los factores de que afectan el consumo.

Mediante esta hipótesis podrán determinarse el consumo promedio diario, el consumo máximo horario y el consumo del máximo día, que servirán para los análisis de la red.

7.7.2 Distribución de las tuberías y determinación del sistema de la red (mallas y ramales abiertos).

Mediante el estudio de campo y del levantamiento topográfico correspondiente de la localidad, se dispondrá de los planos de planta y altimétrico de la ciudad, de la ubicación adecuada del tanque de almacenamiento y de las posibles zonas de expansión. Si existe un Plan Regulador de Desarrollo Urbano en el que se establezcan los usos actuales y futuros de la tierra con sus densidades de población, lo que habrá que verificarse es que si en el límite proyectado para la ciudad es factible distribuir la población estimada para el último año del período de diseño. De no ser así habrá que definir los límites hasta los cuales podrá alcanzar el desarrollo, en base a las tendencias existentes de los asentamientos.

Si no existe un plan actualizado de las densidades de población, el diseñador tiene que decidir sobre la magnitud de la densidad de población a usarse para toda la ciudad. En este caso es de vital importancia que se tome el conocimiento sobre las áreas prioritarias del desarrollo; del tamaño de los lotes, de las restricciones municipales, y deberá comprobarse la posibilidad de que toda la población proyectada se asiente dentro de los límites urbanos actuales. De no ser así, habrán que definirse las áreas de expansión.

7.7.3 Determinación del sistema de mallas y de ramales abiertos.

Se recomienda tomar en cuenta lo siguiente:

- Se tratarán de distribuir las tuberías sobre el plano planimétrico de la localidad tratando de que sirvan al mayor número posible de viviendas.

- Sobre el trazado habrá de hacerse la selección de las tuberías que conformarán las mallas principales y los ramales abiertos, que servirán de base para los análisis hidráulicos.

- Deberán evitarse el trazado sobre calles en donde ya existan tuberías de diámetros mayores, de esta manera se evita el recargo sobre ciertas áreas y la debilidad en otras.

- Se considera conveniente que los nuevos anillos se anexas a los ya existentes, a menos que por razones propias de la alimentación del nuevo sistema, sea preciso reforzar algunos tramos existentes con otras tuberías.

- En caso de localidades cuyo probable crecimiento futuro sea en saturación de densidad, las tuberías principales deben trazarse internas o sea dejando en cada lado de la tubería áreas por servir.

- En el caso de localidades cuyo probable crecimiento futuro sea en extensión, las mallas principales deben ser externas o sea envolviendo la extensión actual y dejando los lados exteriores para crecimiento futuro.

- En caso de características no uniformes, podrán emplearse columnas vertebrales de gran diámetro cerrando las mallas respectivas con tuberías de menor diámetro.

- En caso de localidades desarrolladas longitudinalmente a lo largo de alguna vía, se podrá usar un sistema de ramal abierto (espinal de pescado).

7.7.4 Distribución de gastos o consumo concentrados.

Para elaborar el plano de distribución de gastos o consumos concentrados, se recomienda tener en cuenta lo siguiente:

- Dividir la localidad en áreas tributarias a cada uno de los nudos de las mallas principales, tomando en cuenta la densidad de población actual y futura, como también la topografía y las posibilidades de expansión.

- Con los datos de áreas, densidades, dotaciones y factores de variación del consumo, se determinarán los caudales tributarios a cada nudo de las mallas principales.

- Para localidades pequeñas y en localidades en las cuales se pueda estimar que su desarrollo futuro sea en base a densidades uniformes, se podrán obtener los consumos concentrados en base al consumo por unidad de longitud de las tuberías.

- Evitar que las demandas concentradas se localicen en los nudos de las mallas en distancias menores a los 200 metros o mayores de 300 metros.

7.7.5 Predimensionamiento de las redes.

Se recomienda usar el método de las secciones para asignar los diámetros tentativos que constituirán la red de distribución, de tal manera que ésta pueda corresponder a las diferentes condiciones de trabajo a las que estarán sometidas.

- El método de las secciones es un método que puede usarse además en la comprobación de resultados obtenidos mediante otros métodos de análisis.

Se recomienda además, tomar en cuenta las siguientes observaciones:

- En la red nueva, será conveniente seleccionar una tubería de diámetro mayor que una el sitio de entrada a la red desde la fuente de abastecimiento con el sitio de salida de la red hacia el tanque de almacenamiento. Esta línea aislada podrá funcionar en casos de emergencias como una línea de conducción para llenar el tanque sin desviar el flujo.

- También podrán usarse dos líneas paralelas de diámetros mayores tratando de seguir el camino más corto hacia el tanque de almacenamiento.

- Generalmente resulta que los tramos transversales a la línea general de flujo del sistema acarrearán menos caudal por lo que habrá que asignarles los diámetros menores. Si equivocadamente se seleccionan diámetros mayores o menores que los más indicados, las velocidades del flujo respectivo serán menores o mayores que las recomendadas por las Normas.

- Cuando se trate de mejorar redes existentes, siempre es conveniente recordar y utilizar los conceptos de diámetros y longitudes equivalentes para usarse en aquellos tramos que combinan una nueva tubería con otra ya existente.

7.7.6 Dimensionamiento de las redes.

En toda red nueva para ciudades mayores de los 30000 habitantes, las tuberías mayores de 12 (300mm) pulgadas de diámetro deberán diseñarse a intervalos no menores de 1500 metros ni mayores de 2000 metros.

- Los diámetros de las tuberías secundarias a diseñarse dentro de estos diámetros mayores, estarán determinados en función de la calificación del área, del tipo ocupacional del sector y del ancho de las calles.

- En barrios y sectores con densidades altas y medias, las tuberías secundarias se diseñarán de manera que las tuberías de 8 (200mm) pulgadas aparezcan con intervalos no menores de 500 metros ni mayores de los 800 metros. Las tuberías de 4 (100 mm) pulgadas aparecerán en intervalos no mayores de 300 metros. Las tuberías de relleno pueden diseñarse con 2 (50mm) y 1 ½ (37.5mm) pulgadas.

- En los sectores en donde las calles son angostas, se instalará una sola tubería de distribución. En cambio las que tienen un ancho mayor de 20.00 metros y con boulevard en medio, se instalarán dos tuberías, una a cada lado de la calle.

7.7.7 Análisis y/o Balanceo de las Redes.

7.7.7.1 Caso de la red compuesta por circuitos o mallas.

Para lograr el balanceo de las redes podrán emplearse tanto el método del relajamiento o de pruebas y errores controlados de Hardy-Cross; como también el método de los tubos equivalentes o el método de análisis mediante computadoras digitales.

Lo anterior podrá lograrse para cada una de las diferentes condiciones de trabajo de la red y después de haber determinado previamente lo siguiente:

- Caudales de salida para cada punto y de acuerdo con las áreas tributarias.

- Longitudes y diámetro supuestos para cada tramo.

- Elevaciones de cada uno de los puntos de concentración de caudales.

Serán aceptables errores de cierre del orden de los 0.20 metros para terrenos planos y no mayores de los 0.50 metros para terrenos accidentados. Deberán además respetarse las normativas

correspondientes en lo que se refiere a las presiones estáticas y residuales en cada uno de los puntos de las redes.

Continuará...

**INSTITUTO NICARAGUENSE DE
ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS**

**NORMA TÉCNICA PARA EL DISEÑO DE
ABASTECIMIENTO Y POTABILIZACIÓN DEL AGUA
(Continuación)**

Reg. No. 1090 - M-084781 - Valor C\$ 10,260.00

7.7.7.2 Caso de red abierta.

Podrá analizarse en base al siguiente procedimiento:

Definir los caudales (gastos) de cálculo por cada área tributaria y para cada una de las condiciones de trabajo.

Determinarse las longitudes de los tramos y las elevaciones de cada uno de los puntos de intersección.

- Calcúlese la gradiente hidráulica promedio disponible o resistencia por fricción, dependiendo esto de:

a) La presión que debe de mantenerse en el sistema, en especial la mínima sobre el punto crítico.

b) Las velocidades permisibles en las tuberías. La gradiente hidráulica puede estar entre el 1 y 7%.

- Calcúlese la capacidad de los tramos entre los puntos de intersección sumando siempre a partir del punto más alejado y hacia el tanque de distribución.

- j) Con la gradiente disponible y con la sumatoria de los caudales de los tramos, se selecciona el diámetro para cada uno y se revisan después tanto las velocidades como las presiones residuales.

7.7.7.3 Recomendaciones Generales.

Cuando el análisis se relaciona con la condición de incendio concentrado en un punto determinado, debe procurarse que este punto se localice en las vecindades de una central de negocios, o bien en puntos cercanos a las áreas de máximas densidades de viviendas. Es recomendable siempre realizar el análisis para más de una condición y para diferentes puntos de concentración del incendio.

7.8 Rellenos de los circuitos principales.

Se usarán tuberías de rellenos de 1 ½ (37.5 mm) y 2 (50 mm) pulgadas cuando las tuberías de los circuitos principales sean de 3 (75 mm) pulgadas. Se usarán 2 (50 mm) pulgadas y 3 (75 mm) pulgadas, con circuitos de 4 (100 mm) pulgadas; y cuando los circuitos principales sean mayores de 6 (150 mm) pulgadas, las tuberías de relleno bien pueden ser de 2 (50 mm) 3 (75 mm) y 4 (100 mm) pulgadas.

7.9 Planos de curvas equipiezométricas.

Se recomienda que el Proyectista, elabore para cada una de las condiciones de trabajo de la red, el plano de las curvas equipiezométricas o planos de las curvas de presiones residuales para todos los puntos de la red.

Esta información le permitirá conocer en forma gráfica el resultado de diseño del sistema; permitiéndole además, realizar si fuera el caso, los ajustes necesarios para lograr el mejor plano piezométrico, en base, ya sea de reforzar mejor algunos tramos de la red, como también incluir el uso de válvulas reguladoras de presión o diseñar la separación de zonas de diferentes servicios.

7.10 Accesorios y Obras complementarias de la red de distribución.

7.10.1 Válvulas de pase

Deberán espaciarse de tal manera que permitan aislar tramos máximos de 400 metros de tuberías, cerrando no más de cuatro válvulas. Serán instaladas siempre en las tuberías de menor diámetro y estarán protegidas mediante cajas metálicas subterráneas u otras estructuras accesibles especiales.

7.10.2 Válvulas de limpieza

Estos dispositivos que permitirán las descargas de los sedimentos acumulados en las redes deberán instalarse en los puntos extremos y más bajos de ellas.

7.10.3 Válvula reductoras de presión y cajas rompe presión.

Deberán diseñarse siempre y cuando las condiciones topográficas de la localidad así lo exijan.

7.10.4 Localización de hidrantes.

Los hidrantes son piezas especiales que deberán localizarse preferentemente en las líneas matrices de las redes de distribución. Tomando en cuenta su función específica, se fijará su capacidad en función a la naturaleza de las áreas a las que deberán prestar su protección.

Los conceptos siguientes son normativas:

a) En zonas residenciales, unifamiliares con viviendas aisladas, deberán colocarse a 200 metros de separación y su capacidad de descarga será de 160 G.P.M (10 lt/s).

También se respetará esta misma distancia de separación, en áreas residenciales, comerciales, mixtas o de construcciones unifamiliares continuas. En este caso, su capacidad de descarga será de 250 gpm (15.77 lt/s).

b) Los hidrantes estarán localizados a una distancia de 100 metros cuando se trate de proteger a las áreas industriales, comerciales o residenciales de alta densidad. Su capacidad de descarga será de 500 gpm (31.5 lt/s).

c) Adicionalmente se recomienda instalar hidrantes en lugares en donde se llevan a cabo reuniones o aglomeraciones públicas, tales como: cines, gimnasios, teatros, iglesias, etc. En tales lugares la protección debe buscarse en base a dos hidrantes de 6" (150mm) de diámetro como mínimo.

d) En el caso (a) citado anteriormente, se recomienda que los hidrantes sean de 4" (100 mm) de diámetro, provistos de dos bocas de incendios de 2 1/2" (62.5 mm) de diámetro con roscas "NATIONAL STANDARD".

Para el caso (b), el cuerpo del hidrante será de 6" (150 mm) con una boca de 3 1/2" (87.5 mm) y dos bocas de 2 1/2" (62.5 mm) con roscas "NATIONAL STANDARD".

7.10.5 Conexiones domiciliarias

El diámetro mínimo de cada conexión será de 1/2" (12.5 mm) pulgada. Toda conexión domiciliar deberá estar siempre controlada por su medidor correspondiente o por un regulador de flujos.

7.10.6 Anclajes

Es obligado el uso de los anclajes de concretos siempre en cada uno de los accesorios de la red. El diseño de los mismos será realizado para soportar las fuerzas internas producidas por la presión del agua dentro de la red.

7.11. Líneas de conducción.

Se definirá como "Línea de conducción" a la parte del sistema constituida por el conjunto de ductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de la captación, hasta un punto que bien puede ser un tanque de regulación, una planta potabilizadora, o la red de distribución. Su capacidad se calculará con el caudal del gasto máximo diario o con el que se considere más conveniente tomar de la fuente de abastecimiento de acuerdo a la naturaleza del problema que se tenga en estudio.

7.11.1 Ubicación

Se usarán planos topográficos para definir su ubicación. También será necesario en algunos casos determinar las características geológicas de los suelos y subsuelos.

7.11.2 Trazado

En la selección del trazado de la línea de conducción deben considerarse los siguientes factores:

a) Que la conducción sea por gravedad siempre que sea posible.

b) Que sea cerrada y a presión.

c) Que el trazado de la línea sea lo más directo posible desde la fuente a la red de distribución.

d) Evitar que la línea atraviese por terrenos extremadamente difíciles o inaccesibles.

e) Que esté siempre por debajo de la línea piezométrica un mínimo de 5 metros, y a la vez que se eviten presiones mayores de los 50 metros.

f) Evitar que la línea pase por zonas de probables deslizamientos o inundaciones.

g) Para proteger la tubería en el caso de paso obligado bajo carreteras, ríos, etc, efectuar obras de protección de la tubería.

7.11.3 Clases de líneas de conducción

De acuerdo a la naturaleza y características de la fuente de abastecimiento de agua, se distinguen dos tipos de línea de conducción:

Conducción por gravedad

Conducción por bombeo.

7.11.4 Velocidades de diseño

a) Para líneas por bombeo, se procurará que la velocidad no exceda de 1.50 mt/s. Se determinará el diámetro más conveniente de la tubería mediante el análisis económico correspondiente.

b) Cuando haya suficiente altura de carga o energía de posición, pueden utilizarse las siguientes velocidades máximas para evitar la erosión. Ver Tabla 7-1

TABLA 7-1

7.11.5

Tipo de Tubería	Velocidad Máxima mt/s
De concreto simple hasta 18" de diámetro	3.0
De concreto reforzado	3.0
De acero sin revestimiento	5.0
De acero con revestimiento	5.0
De polietileno de alta densidad	5.0
De P.V.C (cloruro de polivinilo)	5.0
De asbesto cemento	4.0
Túneles sin revestimiento	2.0

se recomienda que la velocidad mínima sea de 0.60 mt/s. Para determinar el diámetro de la línea de conducción deben considerarse los factores económicos, la vida útil y los caudales de agua a conducir.

7.11.6 Material de las tuberías.

En la selección de los materiales para tuberías, deben tenerse en

cuenta los factores siguientes:

- a) Resistencia contra la corrosión
- b) Resistencia contra las cargas, tanto externas como internas.
- c) Características hidráulicas.
- d) Condiciones de instalación y del terreno.
- e) Condiciones económicas.
- f) Resistencia contra la tuberculización y la incrustación.
- g) Protección contra el golpe de ariete.

7.11.7 Conducción por gravedad.

Una línea de conducción por gravedad es la que dispone para transportar el caudal requerido aguas abajo, de una carga potencial entre sus extremos que puede utilizarse para vencer las pérdidas por fricción, originadas en el conducto al producirse el flujo. Debe tenerse en cuenta los siguientes aspectos fundamentales:

- a) Si la conducción será a través de canales abiertos o en tuberías. Si la conducción será cerrada o abierta.
- b) La capacidad deberá ser suficiente para transportar el gasto máximo del diseño.
- c) La selección de la clase de los materiales y las dimensiones de los conductos a emplearse deberán ajustarse a la máxima economía.
- d) La línea de conducción deberá dotarse de los accesorios y obras de arte necesarios para su correcto funcionamiento, conforme a las presiones de trabajo especificadas para las tuberías. Deberá tomarse en cuenta además su protección y su mantenimiento.

7.11.7.1 CASO I

Línea de conducción en canales a cielo abierto.

Si se trata de canales a cielo abierto, deberán localizarse siguiendo las curvas de nivel que permitan una pendiente apropiada, a fin de que la velocidad del agua no produzca erosiones ni azolves. El cálculo hidráulico de la tubería trabajando como canal se hará empleando la fórmula de Manning. Los coeficientes de rugosidad que se recomiendan para los proyectos son los siguientes:

Asbesto cemento	$n=0.010$
Concreto liso	$n=0.012$
Concreto áspero	$n=0.016$
Acero galvanizado	$n=0.014$
Hierro fundido	$n=0.013$
Acero soldado sin revestir	$n=0.013$
Acero soldado con revestimiento	$n=0.011$
Interior a base de epóxico plástico	$n=0.009$

Cuando el estudio económico determine que la conducción

puede realizarse por medio de un canal, éste podrá ser abierto siempre que el costo de la capacidad de conducción adicional sea mínimo y que las pérdidas de agua no produzcan deficiencias en el caudal que se pretende entregar.

Para ayudar a preservar la calidad del agua, en conducciones mediante canales abiertos, estos deberán ser revestidos.

7.11.7.2 CASO II

Líneas de conducción por tuberías

El empleo de tuberías en conducciones (caso más común), permite hacer el análisis hidráulico de los conductos a presión, dependiendo de las características topográficas que se tengan. Cuando la tubería trabaje a presión, el cálculo hidráulico de la línea consistirá en utilizar la energía disponible para vencer las pérdidas por fricción únicamente, ya que en este tipo de obras las pérdidas secundarias no se toman en cuenta por ser muy pequeñas.

Se empleará la fórmula de Hazen - Williams. (Ver Apéndice 7.5) en la que se despeja la gradiente hidráulica u otras similares reconocidas. En el perfil de la conducción, se hará el trazo de la línea piezométrica que corresponde a los diámetros que satisfagan la condición de que la carga disponible sea igual a la pérdida de carga por fricción.

7.11.8 Accesorios y válvulas

Las líneas de conducción por gravedad requerirán de accesorios y válvulas para su debida operación, protección y mantenimiento. Deberán tomarse en cuenta las observaciones siguientes:

- Instalar cajas rompe-presión cuando las presiones estáticas sobrepasen las presiones de trabajo.

- En el caso de tuberías de acero, deberán instalarse juntas de dilatación, tipo flexible, debidamente soportadas y atracadas.

- Cuando la topografía sea accidentada se localizarán válvulas de aire y vacío en las cimas del perfil.

- En el caso de la topografía regular o plana, estas válvulas estarán localizadas cada 2.5 kilómetro como máximo y en las partes más altas del perfil.

- En caso de topografía plana se provocarán pendientes del 3% en el sentido positivo y 6% en el sentido negativo de la dirección del flujo y se ubicarán válvulas de aire en los puntos de inflexión.

- El diámetro de las válvulas de aire y vacío se determinará en función del diámetro de la línea de conducción. Los fabricantes generalmente recomiendan el uso de válvulas cuyo diámetro es $1\frac{1}{2}$ " por pie de diámetro de la línea de conducción.

- En los puntos más bajos de la línea se instalarán válvulas de limpieza con diámetro mínimo equivalente a $\frac{1}{4}$ del diámetro de la línea de conducción.

- Al inicio y al final de la línea de conducción, deberán instalarse válvulas de compuerta para regular o cortar el flujo cuando sea necesario.

7.11.9 Líneas de conducción por bombeo.

En el cálculo hidráulico de estas líneas de conducción, las pérdidas por fricción serán determinadas mediante el uso de la fórmula de Hazen – Williams o similar (Ver acápite 7.5).

Para la determinación del mejor diámetro, deberá elaborarse el análisis económico correspondiente, tomando en cuenta los costos anuales del consumo de energía, costo de las tuberías y los costos totales de operación y mantenimiento a través del tiempo. La alternativa que presente los menores costos fijará el diámetro más económico.

Se recomienda el uso de válvulas aliviadoras de presión, torres de oscilación o tanques neumáticos, para la protección de las tuberías contra el golpe de ariete. También deberán instalarse válvulas de aire y vacío y de drenaje, de acuerdo con las mismas recomendaciones dadas para las líneas de conducción por gravedad.

7.12 Consideraciones generales.

1) Las tuberías de asbesto cemento deberán alojarse en zanjas para obtener su máxima protección, y sólo en casos excepcionales se podrán instalar superficialmente, en cuyo caso deberá garantizarse su protección y seguridad.

2) Las tuberías de cualquier material deberán alojarse en zanjas para obtener su misma protección. Sin embargo, tuberías de acero o hierro fundido se podrán instalar superficialmente garantizando su protección y seguridad. En el caso de tuberías P.V.C., su instalación se hará siempre en zanjas.

CAPITULO VIII ALMACENAMIENTO

8.1 Generalidades.

En el proyecto de cualquier sistema de abastecimiento de agua potable, deben diseñarse los tanques que sean necesarios para el almacenamiento, de tal manera que éstos sean todo el tiempo capaces de suplir las máximas demandas que se presenten durante la vida útil del sistema, además que también mantengan las reservas suficientes para hacerles frente, tanto a los casos de interrupciones en el suministro de energía, como en los casos de daños que sufran las líneas de conducción o de cualquier otro elemento.

En los sistemas en donde existan hidrantes para combatir incendios, también será necesario almacenar los volúmenes de agua para enfrentar estas circunstancias.

8.2 Capacidad Mínima

Debe estar compuesta por:

8.2.1 Volumen compensador.

Es el agua necesaria para compensar las variaciones horarias del consumo. En este caso se debe almacenar.

a) Para poblaciones menores de 20.000 habitantes, el 25% del

consumo promedio diario.

b) Para poblaciones mayores de 20.000 habitantes, será necesario determinar este volumen en base al estudio y análisis de las curvas acumuladas (masas) de consumo y de producción, del sistema de agua de la localidad existente o de una similar.

8.2.2 Reserva para eventualidades y/o emergencias.

Este volumen será igual al 15% del consumo promedio diario.

8.2.3 Reserva para combatir incendios.

La reserva para incendio se hará con un almacenamiento de 2 horas de acuerdo a la demanda de agua para incendio.

8.3 Localización.

Los tanques estarán situados en sitios lo más cercano posible a la red de distribución, teniendo en cuenta la topografía del lugar y debe ser tal que produzca en lo posible, presiones uniformes en todos y cada uno de los nudos componentes de dicha red.

- Altura Mínima

La altura del fondo del tanque debe estar a una elevación tal que, una vez determinadas las pérdidas por fricción a lo largo de las tuberías entre el tanque y el punto más desfavorable en la red haciendo uso del método de Hardy Cross de los gastos compensados, resulte todavía una altura disponible suficiente para proporcionar la presión residual mínima establecida.

8.4 Clases de tanques.

Es obligatorio elaborar un estudio económico para escoger las clases de tanques más apropiados. Ellos pueden ser de:

a) Concreto armado.

Se recomienda que su profundidad sea menor de 7.00 metros para evitarse problemas con el diseño estructural y la permeabilidad.

b) Acero.

Se recomienda tomar en cuenta los costos de mantenimiento.

c) Mampostería.

Son recomendable para pequeñas localidades donde abunden los materiales de bolón o piedra cantera.

8.5 Tipos de tanques

8.5.1 Tanques sobre el suelo (Superficiales)

Se recomienda este tipo de tanques en los siguientes casos:

a) Cuando lo permita la topografía del terreno.

b) Cuando los requisitos de capacidad sean mayores de 250.000 galones.

En el diseño de los tanques superficiales debe tenerse en cuenta lo siguiente:

a) Cuando la entrada y salida de agua sean mediante tuberías separadas, se ubicarán en los lados opuestos a fin de permitir la

circulación del agua.

b) Debe proveerse un paso directo tipo puente (by-Pass) que permita mantener el servicio mientras se efectúa el lavado o la reparación del tanque.

c) Siempre deben estar cubiertos.

d) Las tuberías de rebose descargarán libremente, sobre obras especiales de concreto para evitar la erosión del suelo.

e) Se instalarán válvulas de compuertas en todas las tuberías con excepción de las tuberías de rebose y se prefiere que todos los accesorios de las tuberías sean tipo brida.

f) Se recomienda una altura mínima de 3.00 metros, incluyendo un borde libre de 0.50 metros.

g) Deben incluirse los accesorios como escaleras, respiraderos, aberturas de acceso, marcador de niveles, etc.

8.5.2 Tanque elevados.

En el diseño de tanques elevados, debe tenerse en cuenta lo siguiente:

a) Que el nivel mínimo del agua en el tanque sea suficiente para conseguir las presiones adecuadas en la red de distribución.

b) Debe utilizarse la misma tubería para entrada y salida del agua solo en el caso que el sistema sea fuente-red-tanque.

c) La tubería de rebose descargará libremente previendo la erosión del suelo mediante obras de protección adecuadas.

d) Se instalarán válvulas de compuerta en todas las tuberías a excepción de las tuberías de rebose. Todos los accesorios de las tuberías serán tipo brida.

e) Debe incluirse los accesorios como escaleras, dispositivos de ventilación, abertura de acceso marcador de niveles y en algunos casos una luz roja que prevenga accidentes de vuelos de aviones.

f) La escalera exterior deberá tener protección adecuada y dispositivos de seguridad.

g) Se diseñarán los dispositivos que permitan controlar el nivel máximo y mínimo del agua en el tanque.

8.5.3 Tanques compensadores. Combinados (sobre suelos y elevados).

En los casos de almacenar grandes volúmenes de agua compensador se diseñarán dos almacenamientos uno sobre suelo cisterna y otro elevado para proporcionar las presiones.

Continuará...

**INSTITUTO NICARAGUENSE
DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS**

**NORMA TÉCNICA PARA EL DISEÑO DE
ABASTECIMIENTO Y POTABILIZACIÓN DEL AGUA
(Continuación)**

Reg.- No. 1090 - M - 084781 Valor C\$ 10,260.00

**CAPÍTULO IX
PROCESOS DE POTABILIZACIÓN DEL AGUA**

9.1 Generalidades

El agua químicamente pura, no existe en la naturaleza, debido a que ella, en su ciclo hidrológico, absorbe, arrastra y disuelve gases, minerales, compuestos vegetales y aún microorganismos, que le comunican características muy particulares.

La calidad de las aguas naturales depende, directamente de la mayor o menor concentración y variedad de esas sustancias extrañas presentes en su composición.

Cuando el agua se evapora de la superficie de la tierra y de las masas de agua encuentra y absorbe en su ascenso gases presentes en la atmósfera tales como oxígeno, anhídrido carbónico, polvos y otras impurezas del aire.

Al retornar a la tierra arrastra en suspensiones o soluciones arcillas, bacterias, sales y otras materias orgánicas y minerales; los productos de la descomposición de materias orgánicas nitrogenadas, sulfuradas y carbohidratos, tales como amoníaco, hidrógeno sulfurado, ó dióxido de carbono.

La presencia, en mayor o menor proporción, de las sustancias antes mencionadas le comunican propiedades que pueden hacerla desechar como fuente de abastecimiento o por lo menos obligan a aplicarle una serie de procesos correctivos para que cumpla con los requisitos de calidad para el consumo humano o de composición química para otros usos.

Estos procesos se clasifican en: pretratamiento, tratamiento y desinfección, los cuales se muestran a continuación.

9.2 Procesos de pretratamiento

9.2.1 Generalidades

Los pretratamientos más simples que pueden utilizarse son la captación indirecta, ya sea como prefiltro vertical u horizontal, sedimentación laminar, filtración gruesa rápida y desarenadores. Pueden emplearse independientemente, combinados entre sí o con otros procesos para obtener mejores resultados.

9.2.2 Captación indirecta

a- Prefiltro vertical

El prefiltro vertical está conformado por grava de acuerdo a las características indicadas en la tabla 9-1

**TABLA 9-1
ESPECIFICACIONES DE GRAVA
PREFILTRO VERTICAL**

CAPA	ESPESOR (m)	DIAMETRO (mm)
1	0.10	15 – 25
2	0.20	10 – 15
3*	0.50	5 – 10

*Capa de fondo

El sentido del flujo es vertical descendente con una velocidad de filtración de $6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ (0.25 m/h).

El agua es recogida mediante tuberías perforadas conectadas a una tubería principal que llega hasta la cámara de recolección.

b- Prefiltro horizontal

El prefiltro horizontal consta de un muro de protección constituido por piedras con juntas abiertas.

El filtro es un canal con grava como medio filtrante, con las características señaladas en la Tabla 9-2

**TABLA 9-2
ESPECIFICACIONES DE GRAVA
PREFILTRO HORIZONTAL**

CAPA	ESPESOR (m)	DIAMETRO (mm)
1*	1.00	80 – 250
2	4.50	30 – 70
3	4.50	5 – 12

* Capa aguas arriba

La velocidad de filtración más conveniente es de $12 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ (0.5 m/d)

9.2.3 Sedimentación laminar

La alta turbiedad del agua de una fuente puede reducirse hasta niveles en que se pueden utilizar filtros lentos mediante el empleo de sedimentadores laminares, sin adición de coagulantes.

El sentido del flujo en este tipo de sedimentador es horizontal y combinado con la filtración lenta, puede tratar aguas con turbiedades máximas hasta de 500 UTN, siempre y cuando la turbiedad sea ocasionada por partículas cuyo diámetro sea mayor de una milésima de milímetro.

9.2.4 Filtración gruesa rápida

La filtración gruesa es un proceso efectuado en una estructura cuyo material filtrante es únicamente grava de $1/4$ de pulgada, acomodada en una caja de concreto ubicada contiguo al filtro lento y tiene por objeto remover la turbiedad excesiva para la posterior filtración. El sentido del flujo es descendente, con una velocidad de filtración de $14 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ (0.60 m/h)

9.2.5 Desarenadores:

a- Generalidades

En los casos en que la fuente de abastecimiento de agua sea del tipo superficial, se hace necesario la instalación de un dispositivo que permita la remoción de la arena y partículas de peso específico similar (2.65), que se encuentran en suspensión en el agua y son arrastradas por ella.

Esta es la función que cumplen los desarenadores, cuyos componentes principales son los siguientes:

1- Dispositivos de entrada y salida que aseguren una distribución uniforme de velocidades en la sección transversal.

2- Volumen útil de agua para la sedimentación de las partículas, con sección transversal suficiente para reducir la velocidad del flujo por debajo de un valor predeterminado, y con longitud adecuada para permitir el asentamiento de las partículas en sus trayectoria.

3- Volumen adicional en el fondo, para almacenar las partículas removidas, durante intervalo entre limpiezas.

4- Dispositivos de limpieza y reboso.

b- Procedimiento de Diseño

El procedimiento de diseño será el siguiente:

1- Velocidad de sedimentación

Se calculará a base de la ley de Stokes, que para

$g = 9.80 \text{ m/seg}^2$ y $G = 2.65$ tiene la siguiente expresión:

$$V_s = 90 \frac{d}{\gamma}$$

En la cual:

V_s = Velocidad de sedimentación en cm/seg
 d = diámetro de la partícula en cm
 g = Viscosidad cinemática en cm^2/seg (función de la temperatura)

2- Velocidad de arrastre

Se calcula por la fórmula de Camps y Shields

$V_a = 161 \sqrt{d}$
 V_a = Velocidad de arrastre en cm/seg.
 d = diámetro de la partícula en cm

3- Velocidad de flujo V

Tomando en cuenta las variaciones límites que sufren, V_s y V_a , la velocidad de flujo se determinará como sigue:

$V_h = 1/3 V_a$ (Estructuras corrientes)

$V_h = \frac{1}{2.5} V_a$ (Estructuras de primer orden)

V_h = cm/seg

4- Sección transversal

$a = m^2$; $Q = m^3/\text{seg}$ y $V_h = m/\text{seg}$

5- Area superficial "A"

6- Dimensiones útiles

l, b y h en base a las relaciones:

$$A = lb$$
$$a = hb$$

Se escogerán dimensiones para que el largo (l) sea de 5 a 9 veces la profundidad (h), considerando que el ancho (b) debe ser reducido al mínimo, ya que en principio mientras más alargada sea la estructura, mejor se controlará la distribución de velocidades, por medio de dispositivos de entrada y salida sencillos y económicos. Por otra parte, se requiere un ancho mínimo para evitar velocidades altas cerca del vertedero de salida. También es necesario proveer la estructura de dimensiones de suficiente magnitud para permitir el acceso, para fines de limpieza y reparación. A la longitud útil (l) hay que agregarle el espacio que ocupan los dispositivos de entrada y salida. A la profundidad útil (h) hay que añadirle la cantidad necesaria, para disponer de un volumen adicional para el almacenamiento de arena removida.

7- Dispositivos de entrada

Un tipo de dispositivo de entrada, sencillo y económico consiste en un canal provisto de orificios en el fondo y en uno de los lados. El número y tamaño de los orificios será determinado en base al gasto (Q) y velocidad de entrada no mayor de 0.30 m/seg y coeficiente de contracción del orden de 0.65

8- Dispositivo de salida

El dispositivo de salida más conveniente es un vertedero colocado a todo el ancho (b) de la estructura, con la cresta hacia el lado opuesto a la dirección del flujo en el desarenador. Para evitar el paso de material flotante y distribuir mejor las velocidades. La distancia (X_s) entre el vertedero y la pared del desarenador se determinará de tal manera que se obtenga una velocidad menor o igual a la velocidad de arrastre y se puede determinar como:

9- Volumen adicional.

El volumen adicional necesario para el almacenamiento de arena removida, se determina en base a las concentraciones esperadas durante crecidas y del intervalo previsto entre limpiezas. Si no se tienen datos específicos, es recomendable proveer un volumen de reserva para una concentración de 3000 mg/lit, durante una crecida de 24 horas de duración. Para el cálculo se adoptará un peso específico del sedimento de 350 kgs/m³

10- Dispositivo de limpieza

El dispositivo de limpieza consistirá en una tanquilla colocada en el primer tercio del desarenador y hacia la cual el fondo del mismo deberá tener una pendiente no menor de 5%. La tanquilla se conecta con un tubo provisto de una válvula y la limpieza se efectúa aprovechando la carga hidráulica sobre la arena.

11- Cota de rebose

El tubo de rebose deberá colocarse cerca de la entrada, para evitar sobre cargas al desarenador. La cota del tubo se fijará en relación con la altura deseada de agua de acuerdo a las condiciones hidráulicas del diseño.

12- Ubicación del desarenador

El desarenador deberá ser ubicado lo más cerca posible de las obras de captación. En todo caso la tubería que une la toma con el desarenador deberá tener una pendiente uniforme entre el 2 y 2.5%.

9.3 Procesos de tratamiento

9.3.1 Generalidades

Estos procesos se aplican al agua, después de que se le haya sometido a uno o más procesos de pretratamiento, para mejorar su calidad.

9.3.2 Aireación

La aireación es un proceso para mejorar la calidad del agua, mediante el cual ésta se pone en contacto íntimo con el aire. El proceso se utiliza para conseguir:

- 1- Remoción de sabores y olores (algas)
 - 2- Remoción de gases disueltos que perjudican la calidad del agua (gas sulfídrico y sulfuroso)
 - 3- Elevación de pH del agua por la eliminación de dióxido de carbono hasta su punto de equilibrio (bajar la corrosividad)
 - 4- Oxidación de ciertas sustancias existentes en el agua (bicarbonato ferroso y Manganoso)
- Una aireación racional, exige el proyecto y construcción de unidades (aireadores), cuya eficiencia es variable de acuerdo a la calidad y cantidad del agua.

Para este objeto, se da a continuación algunos datos importantes

que facilitarán el cálculo y elección del aireador.

a- Remoción de anhídrido carbónico
 aguas con menos de 10 gr/m³..... hasta 50
 aguas con más de 10 gr/m³..... 60% a 80%
 Tiempo de aireación más eficiente..... 15 seg

b- Remoción de gas sulfídrico – Tiempo mínimo de aireación: 3 seg

c- Remoción de hierro y manganeso
 Teóricamente: 140 gr de oxígeno precipitan 1000 gr de hierro
 124 gr de oxígeno precipitan 1000 gr de manganeso

Prácticamente: Deben tomarse el doble de los valores de oxígeno indicados, para reducir la misma cantidad de Fe o Mn.

9.3.2.1 Tipos de aireadores

A continuación se indican los diferentes tipos de aireadores con sus respectivos parámetros de diseño:

a- Aireadores de gravedad

1- De cascada: Son plataformas circulares de madera o concreto, que se superponen sobre un mismo eje central, en sentido decreciente de sus diámetros de abajo hacia arriba, sobre las cuales se hace pasar el agua a airear

Capacidad..... 300 a 1000 m³/día/m² de la mayor plataforma.
 Número de plataformas..... 3 a 4
 Altura total del aireador..... 0.80 a 1.60 m
 Distancia entre plataformas..... 0.20 a 0.50 m
 Entrada del agua..... Por la parte superior (Conviene usar un tubo central de llegada).
 Salida del agua..... De la plataforma de acumulación mediante un tubo localizado en el fondo de la plataforma.

2- De tableros o bandejas: Está formado por tableros o bandejas perforadas superpuestas, a través de las cuales pasa el agua. La primera o superior, se destina a la distribución del agua, las demás contienen un material poroso como: coque, grava o escorias volcánicas, para aumentar la eficiencia de la aireación.

Capacidad..... 300 a 900 m³/día/m²
 Números de plataformas o bandejas..... 3 a 6 unidades
 Altura total del aireador..... 2.10 a 2.70 m
 Separación vertical entre tableros..... 0.40 a 0.60 m
 Orificios de distribución:
 Primer tablero..... Orificios f5 a 10 mm
 Otros tableros..... Orificios f8 a 15 mm, cada 80 a 100 mm centro a centro.

Contenido: Primer tablero..... Solo distribución
 Demás tableros..... Coque, grava o escoria, tamaño 0.012 a 0.025 m, altura del material 0.20 a 0.25 m
 Depósito inferior..... Acumulación del agua.

3- De escaleras: Está formado por varios peldaños, sobre los cuales pasa el agua facilitando el contacto con el aire.

- Número de escalones..... 2 a 5
 - Espesor de la lámina de agua (max)..... 0.05 m
 - Dimensión de cada escalón: Altura..... 0.20 a 0.40 m
 Ancho..... 0.25 a 0.45 m
 - Material..... Concreto o madera
 - Pérdida de carga..... 1.00 m
 - Velocidad..... 1.00 a 1.20 m/s

Debe proveerse de una pestaña o saliente en los escalones para evitar la adherencia de la vena líquida.

4- De plano inclinado: Son plataformas con una cierta pendiente sobre las cuales se colocan pequeños obstáculos para agitar y retardar el escurrimiento del agua.

- Capacidad..... 200 a 500 m³/m²/día
 - Pendiente..... 1:2.5 a 1:3.00
 - Altura de la vena líquida..... 0.05 m (max)
 - Pérdida de carga..... 1.00 m
 - Velocidad..... 1.00 m/s
 - Material..... Concreto o Madera
 Es necesario colocar y distribuir convenientemente los obstáculos en la plataforma.

b- Aireadores de boquillas: Son aireadores en los cuales el agua sale a través de varias boquillas con cierta presión, originando la formación de chorros de agua que facilitan el intercambio de gases y sustancias volátiles.

- Tiempo de exposición..... 1.0 a 2.00 segundos
 - Carga de agua..... 1.25 a 7.50 m-
 Pérdida de carga:
 En el tubo..... 1/3 de la pérdida total calculada como tubo a presión simple.

$$\text{En los orificios } h_f = \left(\frac{L}{C_v^2} - 1 \right) \frac{V^2}{2g}$$

c- Difusores de aire: Son aireadores en los cuales el aire es inyectado a través de difusores, en tanques o cámaras construidos para tal fin. Los difusores pueden ser: tubos, placas porosas, campanas o cualquier otro sistema que permita una aireación eficiente.

- Caudal de aire..... 0.35 – 1.50 litros de aire por litro de agua.
 - Periodo de retención de la cámara..... 10 a 30 minutos
 - Ancho de la cámara..... 3.00 a 9.00 m
 - Profundidad de la cámara..... 3.00 a 3.70 m
 - Entrada del aire..... 2.70 m bajo el nivel del agua.
 - Potencia necesaria..... 0.3 kw/1000 m³/día

d- Ventilación forzada: Las especificaciones son suministradas por los fabricantes.

9.3.3 Tratamiento por filtración lenta.

9.3.3.1 Generalidades

La filtración lenta es un proceso de tratamiento del agua, que consiste en hacerla pasar por lecho de arena en forma descendente o ascendente y a muy baja velocidad, siendo sus principales ventajas:

- No hay que utilizar productos químicos (excepto cloro para desinfección)
- Sencillez del diseño, construcción y operación.
- No requiere energía eléctrica
- Facilidad de limpieza (no requiere retrolavado)

Las principales desventajas son:

- Poca flexibilidad para adaptarse a condiciones de emergencias.
- Pobre eficiencia en remoción de color (20-30%)
- Necesita una gran área para su instalación
- Presenta pobres resultados para aguas con alta turbiedad.
- Se necesita una gran cantidad de medio filtrante.

La turbiedad del agua cruda puede limitar el rendimiento del filtro, por lo cual a veces es necesario aplicar algún pretratamiento tal como prefiltrado horizontal o vertical sedimentación laminar o prefiltración rápida en medio granular grueso.

9.3.3.2 Descripción general

Un filtro lento de flujo descendente consiste en una caja rectangular o circular que contiene un lecho de arena, un lecho de grava, un sistema de drenaje, dispositivos simples de entrada y salida con sus respectivos controles y una cámara de agua tratada para realizar la desinfección.

Continuará...

**INSTITUTO NICARAGUENSE DE
ACUEDUCTOS Y ALcantarillados**
**NORMA TÉCNICA PARA EL DISEÑO DE
ABASTECIMIENTO Y POTABILIZACIÓN DEL AGUA**
(Continuación)

Reg. No. 1090-M-084781 Valor C\$ 10,260.00

9.3.3.3 Criterios de diseño

a- Calidad del agua

Se deberá verificar que la calidad del agua a filtrarse satisfaga en época seca y lluviosa los límites de aplicación del proceso.

Parámetro	Valor máximo
Color	<50 Unidades
Turbiedad	<50 unidades

b- Estructura de entrada

Constará de una cámara de distribución con compuertas y reboso. Se instalará un vertedero triangular de pared delgada para aforar el influente. La entrada del agua al filtro se efectuará por medio de un vertedero muy largo de pared gruesa, para obtener una delgada lámina de agua que se adhiera al muro, para evitar que se formen chorros sobre el lecho, que lo dañaría, además se colocará sobre el lecho una placa de concreto para que reciba el impacto del agua.

c- Estructura de salida

Consistirá en un vertedero de control, localizado a una altura mayor que la cota del extremo superior del lecho, de tal manera que el lecho filtrante quede siempre sumergido, éste regulará la carga mínima.

d- Tasa de filtración

Turbiedad (UTN)	Tasa (m ³ /m ² día)
10	7.20 - 20.40
50	4.8
50-100	2.4

e- Medio filtrante

1- Una capa de arena de 1.20 m de espesor con la siguiente características:

Tamaño efectivo: 0.15 ϕ TE ϕ 0.35 mm
Coeficiente de uniformidad: CU ϕ 2.00

2- Grava de soporte en cuatro capas como se muestra a continuación:

Capa	tamaño (pulg)	Espesor (m)
*1	1-2	0.10-0.12
2	1/2 - 1	0.08-0.10
3	1/4 - 1/2	0.05-0.10
4	1/8 - 1/4	0.05-0.10

*Fondo

f- Sistema de drenaje

El sistema de drenaje puede ser de diferentes tipos (1) ladrillos de barro cocidos tendidos de canto, con otros ladrillos encima tendidos de plano dejando un espacio de un centímetro entre los lados. (2) tuberías (PVC) de drenaje, perforadas con orificios no mayores de 1" (2.54 cm), las cuales pueden desembocar en forma de espina de pescado a un conducto o tubería central o a un pozo lateral con una pendiente del 1% a 2%. (3) bloques de concreto poroso en forma de puente, que confluyen a un canal central.

g- Número de unidades

Se recomienda el uso de dos unidades como mínimo, en cuyo caso cada una de ellas deberá diseñarse para atender el consumo máximo diario. Debe considerarse una capacidad adicional de reserva como se indica en la tabla siguiente:

Población	Número de Unidades.	Unidades de Reserva.
>2000	2	100 %
2000-10,000	3	50%

h- Caja de Filtro

La caja del filtro puede ser rectangular o circular con un borde libre de 0.20 m, construida de concreto simple o reforzado y deberá ser resistente a las diferentes fuerzas que estará sometida durante su vida útil, además deberá ser hermética para evitar pérdidas de agua e ingreso de agentes contaminantes.

En el caso de cajas rectangulares las dimensiones deberán estar en la siguiente relación:

Número de Unidades	Largo/Ancho
2	1.33
3	1.50
4	2.00

i- Dispositivos de regulación y control

Estos dispositivos estarán constituidos por: vertederos, válvulas u otros accesorios, instalados en la entrada o salida del filtro, para mantener la velocidad de filtración a una tasa constante.

9.3.4 Tratamiento por filtración rápida.

9.2.4.1 Generalidades

Por filtración rápida se entiende el tratamiento de clarificación que

consta de los procesos de coagulación, floculación, sedimentación y filtración.

La filtración rápida es de alta eficiencia remocional es apta para tratar aguas con turbiedades entre 250 y 1500 UTN; no obstante en picos de muy alta turbiedad, puede ser necesario el empleo de un pretratamiento antes de ingresar el agua a la planta de filtración rápida, o al contrario en épocas de turbidez baja, es posible que se puede efectuar un paso directo de coagulación a filtración lo que se conoce como filtración directa.

9.2.4.2 Mezcla rápida (Coagulación)

En una planta de tratamiento la mezcla rápida se puede realizar de dos maneras: por la turbulencia provocada por dispositivos hidráulicos o mecánicos

A-Parámetros generales de diseño.

- La intensidad de agitación, medida a través del gradiente de velocidad "G" puede variar de 500 a 2000 seg^{-1} según el tipo de unidad.
- El tiempo de retención (mezclado) puede variar de décimas de segundo a varios segundos dependiendo del tipo de unidad.

B- Unidades Hidráulicas

Dentro de este tipo de mezcladores, los más utilizados por su simplicidad y eficiencia son los siguientes:

- Canales con cambios de pendiente
- Canaleta Parshall
- Vertederos rectangulares y triangulares
- Difusores
- Inyectores

En los tres primeros mezcladores, la turbulencia que ocasiona la mezcla es producida por la generación de un resalto hidráulico. Las unidades más ventajosas son la canaleta Parshall y los vertederos, porque además miden el caudal de ingreso a la planta. La siguiente tabla muestra el rango de aplicación.

Capacidad de la Planta	Estructura
Q > 500 list/seg	Canaleta Parshall
Q : 100 a 500 list/seg	Vertedero rectangular, o canal con cambio de pendiente.
	Es posible utilizar el vertedero triangular preferiblemente para
Q < 50 list/seg	Q < 30 list/seg

1- Mezcladores de resalto hidráulico.

Estas unidades se adecúan a aguas en que la mayor parte del tiempo se esté coagulando mediante mecanismo de absorción. Los tipos usados más frecuentemente tienen la ventaja de servir como unidades de mezcla y unidades de medición de caudales.

Parámetros de diseño:

- a) Gradiente de velocidad : $1000 \text{ seg}^{-1} < G < 2000 \text{ seg}^{-1}$

b) Tiempo de mezcla : $T < 1 \text{ seg}$

c) Número de Froude : $4.5 < F < 9$ para conseguir un salto estable
d) El coagulante debe aplicarse en el punto de mayor turbulencia, en forma constante y uniformemente distribuido en toda la masa de agua.

2- Difusores (mezcladores)

Parámetros de diseño:

- El gradiente de velocidad (G) puede variar entre 500 seg^{-1} y 1000 seg^{-1}
- El tiempo de mezcla (T) puede variar entre 1 y 10 seg.
- El espacio máximo entre dos orificios nunca debe ser mayor de 0.10 m
- Los chorros de coagulante deben tener una velocidad de 3 m/seg y deben dirigirse en sentido perpendicular al flujo.
- Los orificios deben tener un diámetro mínimo de 3 mm.
- La velocidad de flujo donde se distribuyen los chorros, debe ser igual o mayor a 2 m/seg
- Debe proveerse de facilidades para la limpieza o para la rápida sustitución del difusor

3- Inyectores

Parámetros de diseño:

- La velocidad de los chorros (m) debe ser por lo menos cinco veces la velocidad del flujo del agua.
- La eficiencia máxima se consigue cuando el área cubierta por los chorros es por lo menos 80% de la sección del tubo.

C- Unidades mecánicas

En estas unidades la mezcla se hace en tanques rectangulares o cilíndricos donde el flujo queda retenido un intervalo de tiempo mientras es agitado por sistemas mecánicos con el objeto de producir turbulencia.

Parámetros de diseño:

- Gradiente de velocidad "G" de 500 seg^{-1} a 2000 seg^{-1}
- Tiempo de mezcla "T" de 1 seg a 10 seg

9.2.4.3 Mezcla lenta (Floculación)

En esta unidad se proporciona al agua una agitación lenta que debe promover el crecimiento de flóculos y su conservación hasta que salga de ella. La energía para producir la agitación del agua puede ser hidráulica o mecánica.

A-Parámetros generales de diseño:

- Los gradientes de velocidad que optimizan el proceso normalmente varían entre 70 y 20 seg^{-1} . En todo caso, el gradiente máximo dentro de la unidad no debe ser mayor que el que sedá en las interconexiones entre el mezclador y el floculador.

- El gradiente de velocidad debe variar de manera uniformemente decreciente, desde que la masa de agua ingresa a la unidad hasta que sale.

- El tiempo de retención puede variar de 10 a 30 minutos dependiendo del tipo de unidad.

- Para que el período de retención real de la unidad coincida con el de diseño, la unidad debe tener el mayor número posible de compartimentos o divisiones.

- El paso del mezclador al floculador debe ser instantáneo evitándose los canales o interconexiones largas.

- El tiempo de retención y el gradiente de velocidad varían con la calidad del agua; por consiguiente, estos parámetros deben seleccionarse simulando procesos en el laboratorio con una muestra del agua a tratar.

B- Floculadores hidráulicos

Cualquier dispositivo que utilice la energía hidráulica disipada por el flujo de agua, puede constituir un floculador hidráulico. Existen varios tipos, entre los cuales se pueden mencionar los floculadores de tabiques de flujo horizontal o vertical, de medios porosos, tipo Alabama o Cox y de mallas.

1- Floculadores de tabiques.

a) Unidades de flujo horizontal

Parámetros y recomendaciones de diseños:

- Recomendables para caudales menores de 100 lit/seg pueden diseñarse para caudales mayores (1000 lit/seg) siempre que se disponga de un terreno de suficiente área y de bajo costo.

- Se recomienda utilizar tabiques removibles de madera, plástico, asbesto-cemento, o cualquier otro material de bajo costo y sin riesgo de contaminación.

- Cuando se usen tabiques de madera esta debe ser machihembrada, tratada con un producto impermeabilizante. La unidad puede tener una profundidad de 1.50 a 2.00 m

- Se puede usar tabiques de asbesto-cemento, siempre y cuando no se tengan aguas ácidas o agresivas.

- Con tabiques de asbesto cemento se recomienda una profundidad de agua de 1.00 m, colocando los tabiques con la dimensión de 1.20 m en el sentido vertical.

- Utilizando tabiques de asbesto-cemento ondulados se consigue disminuir la diferencia de gradientes de velocidad entre los canales y las vueltas. En este caso el coeficiente de fricción ($n=0.03$) para calcular las pérdidas de carga en los canales. Cuando se utilicen placas de A.C planas o de maderas, los coeficientes, serán 0.013 y 0.012 respectivamente.

- El coeficiente de pérdida de carga en las vueltas varía entre 1.5

y 2. Se recomienda usar 2 para incluir algunas pérdidas adicionales debidas a turbulencias y fricción en el canal.

- El espaciamiento entre el extremo del tabique y la pared del tanque deberá ser igual 1.5 veces el espaciamiento (e) entre tabiques.

- El ancho de la unidad debe ser por lo menos igual a tres veces el ancho de un tabique ondulado, más el espaciamiento entre el extremo de los tabiques y la pared del tanque en el último tramo. En todo caso los tabiques deben cruzarse como mínimo en 1/3 del ancho de la unidad.

- Las láminas planas de A.C tienen 1.22 x 2.44 m, las onduladas 0.85 x 2.44 m. Considerando un traslape de una onda, el ancho útil de las láminas onduladas es 0.825 m.

b) Unidades de flujo vertical.

Parámetros y recomendaciones de diseño:

- Recomendables para plantas de más de 100 lits/seg

- Profundidad entre 3.00 y 4.00 m

- Los tabiques pueden ser de madera o A.C

- Altura máxima de agua 2.00 a 3.00 m

- La sección de cada paso se calculará para una velocidad igual a los 2/3 de la velocidad en los canales.

- El gradiente de velocidad en el canal no debe ser menor de 20 seg⁻¹

- Para evitar acumulación de lodos en el fondo y facilitar el vaciado del tanque, se dejará en la base de cada tabique que llega hasta el fondo, una abertura equivalente al 5% del área horizontal de cada compartimento.

- Estructuralmente, es más seguro el uso de tabiques de madera machihembrada de 1-5 a 2.0" de espesor, pudiendo adoptarse en este caso profundidades de 4.00 a 5.00 m

- Debe tenerse especial cuidado en la adopción del ancho de la unidad, para que en el diseño de los tramos con bajos gradientes de velocidad los tabiques se entrecrucen en 1/3 de su longitud.

2- Floculador tipo Alabama o Cox

En estas unidades el agua hace un movimiento ascendente-descendente dentro de cada compartimento, por lo que es muy importante determinar la velocidad de impulsión del agua, para que este compartimento suceda.

Parámetros y recomendaciones de diseño:

- La profundidad de la unidad debe ser de 3.00 a 3.50 m para que la altura total del agua sobre los orificios sea del orden de 2.40 m

- La relación ancho/largo de cada compartimento debe ser: 1 a 1.33

- La sección de cada compartimento deberá diseñarse con una tasa de 0.45 m² por cada 1000 m³/día.

- Los criterios para diseñar los puntos de paso entre los compartimentos son los siguientes:

a) Relación de la longitud del niple, con respecto a su diámetro (L/d) será igual a 5.

b) La velocidad en las boquillas variará entre 0.25 y 0.75 m/seg.

c) La tasa para determinar la sección de las boquillas será de 0.025 m² por cada 1000 m³/día.

- El diseño de estas unidades debe realizarse con mucho cuidado para la formación de corto circuitos y espacios muertos.

3- Floculadores de medios porosos

Parámetros y recomendaciones de diseño:

- En esta unidad el agua flocula al pasar a través de los espacios o poros de un material granulado, los cuales desempeñan la función de pequeños compartimentos. Es una unidad hidráulica con un número casi infinito de cámaras o compartimentos, lo cual lo hace que sea de gran eficiencia.

- Como material granular puede utilizarse: piedra, bolitas de plástico, residuos de las fabricas de plástico, segmentos de tubos o cualquier otro tipo de material similar no putrescible ni contaminante.

- Se recomienda diseñarlas con flujo ascendente y en forma tronco-cónica a fin de escalonar los gradientes de velocidad, manteniendo el tamaño del material constante y facilitar la limpieza.

- Tiempo de retención total es de 5 a 10 minutos.

- Estas unidades se diseñan para caudales de 10 a 15 lits/seg

4- Floculadores de mallas

Las telas intercaladas en un canal oponen una resistencia localizada al flujo, tendiendo a uniformarlo, reduciendo la incidencia de corto circuitos y actuando como elementos de compartimentalización.

Parámetros de diseño:

- El proceso se consigue colocando en una unidad, mallas de hilo de nylon, las que son atravesadas por el flujo, produciéndose el gradiente de velocidad descado, como función de la pérdida de carga. Dependiendo la floculación de las características de las mallas y de la velocidad del flujo.

- La velocidad óptima en cm/seg es igual al doble del espaciamiento (e) entre los hilos de nylon ($v=2 e$).

- El espaciamiento entre hilos (e) deberá ser de 5 a 15 cm.

- El grosor de los hilos (d) más adecuado es de 1.5 a 4 mm. Hilos más delgados (d < 1 mm) tienden a romper el flóculo rápidamente.

- Se recomienda velocidades de flujo entre 2 y 5 cm, para evitar sedimentación excesiva de los flóculos.

C- Floculadores mecánicos

En estas unidades el flujo de agua se hace circular por tanques provistos de agitadores accionados por medio de energía eléctrica. Estas unidades varían dependiendo de la posición del eje y del tipo de agitador empleado. En el primer caso se tienen unidades horizontales y verticales, y en el segundo floculadores de paletas y turbinas.

1- Floculadores de paletas

Es el tipo de unidades más utilizado, pueden ser de eje vertical u horizontal, con paletas paralelas o perpendiculares al eje. El más ventajoso es el de eje vertical, evita el uso de cadenas de transmisión y de pozos secos para los motores.

- Cada agitador debe tener de 2 a 4 brazos de paletas para producir una mezcla homogénea.

9.2.4.4 Sedimentación (Decantación)

En una planta de filtración rápida, la sedimentación se aplica después de los procesos de coagulación y floculación, tomando el nombre de sedimentación floculenta o decantación.

1- Parámetros generales de diseño.

El parámetro de diseño más importante en las unidades de decantación es la velocidad de sedimentación de los flóculos, la cual depende fundamentalmente de las características del agua cruda y de la eficiencia del pretratamiento. Es por eso, que la velocidad de diseño debe determinarse experimentalmente para cada caso.

Continuará...

**INSTITUTO NICARAGUENSE DE
ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS**

**NORMA TECNICA PARA EL DISEÑO
DE ABASTECIMIENTO Y POTABILIZACION
DEL AGUA (CONTINUACION)**

2- Decantadores rectángulos de flujo horizontal o tipo convencional.

Parámetros y recomendaciones de diseño:

A- Zona de decantación

- El período de retención se relaciona con la tasa de decantación, como se muestra en la tabla siguiente:

Tasa de Decantación (MP/m ² /d)	Período de Retención (hora)
20-30	3.0-4.0
30-40	2.5-3.5
35-45	2.0-3.0
40-60	1.5-2.5

La profundidad útil (H) de la unidad es función del período de retención y de la velocidad de arrastre de los flóculos.

La relación longitud (L)/ancho (B) deberá estar entre 2 y 5 y longitud (L)/altura (H) entre 6 y 20.

La velocidad de escurrimiento deberá ser inferior a 0.75 cm/seg, para no crear condiciones de arrastre del lodo depositado, lo cual deberá comprobarse después de determinar (H) y (B).

B. Zona de entrada

El canal de distribución de agua floculada a los decantadores, debe diseñarse como un múltiple de distribución para asegurar una repartición equitativa del caudal a todas las unidades.

La zona de entrada que reduce la incidencia de espacios muertos, cortos y flujo mezclado, se compone de un vertedero a todo lo ancho de la unidad, seguido de una pantalla difusora.

La pantalla (perforadora) difusora tiene la función de distribuir uniformemente las líneas de flujo, por lo cual debe diseñarse el máximo de orificios que la estructura permita.

El gradiente de velocidad en los orificios deberá estar comprendido entre 15 y 20 Seg⁻¹ o en todo caso deberá ser menor que el último tramo del floculador. No deberán colocarse orificios en el primer quinto de la pantalla para evitar corto circuitos entre los vertederos de entrada y salida, ni en el quinto inferior de su altura, a fin de evitar el arrastre de lodos.

Se recomienda colocar un aliviadero ya sea en el canal de entrada a cada unidad o en el canal de distribución.

C- Zona de salida

La recolección del agua decantada puede hacerse a través de un vertedero en el extremo final del decantador (en unidades pequeñas) y mediante canaletas transversales o longitudinales, o tuberías perforadas. En el caso de canaletas o tuberías éstas se dispondrán en el 25% final de la longitud del decantador.

Cualquiera que sea el sistema utilizado, el caudal por metro lineal de recolección debe ser igual o inferior a 3 lits/seg.

Se recomienda que la separación entre canaletas o tubos perforados, sea del orden de 0.25 a 0.60 de altura (H) del decantador.

D- Zona de lodos

La remoción de lodos puede hacerse en forma continua o periódica, dependiendo del tamaño de la planta, así como de la concentración de turbiedad y materia orgánica en el agua cruda.

Cuando la limpieza del decantador sea periódica, el fondo de la unidad debe tener una pendiente del orden del 4% hacia la zona de entrada, para facilitar la remoción de los lodos, o disponer una tolva con inclinación del 45° a 60°.

El 80% del volumen de lodos se deposita en el primer tercio de la unidad, por lo que en decantadores pequeños se recomienda ubicar la descarga muy cerca de la entrada.

La remoción continua se recomienda para aguas que presentan muy alta turbidez durante periodos largos y/o elevada cantidad de materia orgánica.

3- Decantadores laminares o de alta tasa

Mediante la colocación de placas paralelas o módulos de diferentes tipos en la zona de sedimentación, se obtienen en estas unidades una gran superficie de posición para los lodos, lográndose disminuir apreciablemente el área superficial de los tanques.

Existen dos tipos de decantadores de placas, según el sentido del flujo: de flujo ascendente y flujo horizontal.

Parámetros y recomendaciones generales de diseño:

Las cargas superficiales varían entre 120 y 185 m³/m²/d, con una eficiencia de remoción arriba del 90%.

Las unidades se pueden diseñar con número de Reynolds (Nr) de hasta 500, sin que se obtengan disminuciones apreciables en las eficiencias logradas.

Al utilizarse (Nr) en límite máximo del rango laminar, se consigue ampliar la separación de las placas o la sección de los módulos, disminuyendo el número de los mismos, con lo cual se disminuyen los costos de las unidades.

La velocidad longitudinal media (v_o) en los elementos tubulares generalmente adoptada varía entre 10 y 25 cm/min.

Debido a la gran cantidad de módulos o placas que se necesitan, el material de estos debe ser de bajo costo unitario y resistente a la permanencia bajo el agua. Los materiales más usados actualmente son el asbesto-cemento, la madera y el plástico.

A- Unidades de flujo ascendente

En un decantador laminar de flujo ascendente, lo más importante es conseguir una distribución uniforme del agua floculada en toda el área de placas y una recolección también uniforme del efluente encima de las placas, para conseguir que la repartición del flujo sea lo más uniforme posible en toda la superficie de decantación.

Parámetros y recomendaciones específicas:

1. Zona de entrada

La forma de ingreso del agua floculada por debajo de las placas deberá efectuarse mediante estructuras repartidoras longitudinales, provistas de orificios circulares o cuadrados.

El gradiente de velocidad en los conductos no debe ser inferior a 10⁻¹ seg para evitar depósito, ni mayor de 20 seg⁻¹ o ser menor que el del último tramo del floculador.

2. Zona de decantación

La relación entre el ancho "e" del conducto o sea la longitud relativa ($L = \frac{l}{e}$) no debe ser mayor de 20).

La inclinación (θ) de las placas con respecto a la horizontal deberá estar entre 40 y 60°.

3. Zona de Salida

La uniformidad en la ascensión del flujo depende tanto de las características de la zona de entrada como de la salida.

Para conseguir una extracción uniforme, se puede diseñar ya sea un canal central colector y canales laterales, como también un canal central y vertederos laterales.

Los vertederos deberán ser de cresta viva, por medio de láminas de acero lisas o dentadas (vertederos en V) apernadas en el concreto y que se puedan nivelar. Deberán trabajar con tirantes de agua de 5 a 10 cm.

Tubos perforados con orificios de igual diámetro con una carga de agua sobre estos de 5 a 10 cm. Y descarga libre dentro del canal central, el tubo no deberá trabajar a sección llena.

El diámetro de los tubos de recolección deberá ser igual al caudal correspondiente a cada tubo elevado a la 0.4.

El nivel máximo del agua en el canal central no debe ser mayor que el de la cota de fondo de las tuberías de recolección, con el propósito de asegurar una descarga libre. Lo mismo en el caso de canales laterales de recolección.

4. Zona de lodos

Se pueden distinguir en esta zona las tolvas y el sistema de evacuación.

a) Tolvas

Se puede proyectar dos tipos de tolvas para la remoción hidráulica de los lodos: tolvas continuas y tolvas separadas para cada orificio de descarga.

a.1 Tolvas separadas

Las mejores condiciones hidráulicas se consiguen "atolvando" los fondos de tal manera que se tenga una tolva por cada boca de salida, con lo cual se consigue además tener orificios de descarga de mayor diámetro, disminuyendo el riesgo de atascamiento.

La inclinación de las tolvas debe estar entre 45° y 60°

Para cada dren debe proyectarse una hilera de tolvas, con una sección aproximadamente cuadrangular.

El volumen total de almacenamiento disponible en las tolvas, función de la producción de lodos, determinará la frecuencia de descargas que será necesario efectuar:

a.2 Tolvas continuas

En este caso se proyecta una sola tolva en el sentido longitudinal de la unidad. La extracción de los lodos se puede hacer mediante sifones o por medio de orificios en el fondo.

Se debe considerar el número, diámetro y espaciamiento de los orificios de drenaje.

La distancia entre los orificios de descarga debe ser tal que la velocidad mínima de arrastre no sea menor 1 cm/seg.

Canal central colector con sifones laterales de recolección.

El canal debe funcionar con la superficie expuesta a la presión atmosférica, para que los sifones trabajen con descarga libre al canal y la recolección se realice equitativamente, al estar todos los pequeños sifones sometidos a la misma carga hidráulica.

- La distancia máxima entre (sifones) tubos laterales deberá ser de 0.90 m.

- El diámetro mínimo de los sifones laterales deberá ser de 1 1/2".

- El caudal mínimo por lateral (sifón) deberá ser de 3 lits/seg.

- La velocidad mínima en el lateral deberá ser de 3 m/seg.

Para mantener el régimen de descarga libre en el canal, se debe diseñar un ducto de entrada de aire de sección adecuada, para que compense el volumen de aire arrastrado por el agua.

Múltiple de recolección de lodos

El diámetro del múltiple se incrementa en función de la longitud total del mismo como se muestra en la tabla siguiente:

L (m)	D (pulg)
2.0-3.5	4
3.5-6.5	6
6.5-12.0	8

La extracción de lodos debe ser equitativa, pudiéndose admitir una desviación máxima del 10%

Las velocidades mínima de arrastre en las tuberías de extracción de lodos deberá ser de 0.30 m/seg para lodos sin arena ni polielectrolíticos, y de alrededor de 1.00 de 1.00 m/seg para el caso contrario.

5. Número de Unidades

En toda planta debe haber por lo menos dos unidades de decantación, de tal manera que cuando se saque de servicio una, ya sea por lavado o por reparación, se pueda seguir trabajando con la otra.

Teniendo en cuenta lo anterior, el área total (el caudal nominal) debe incrementarse en un porcentaje como se muestra en la tabla siguiente:

Número de Unidades	Porcentaje de incremento
2	100
3	33
4	25
≥ 5	20

9.3.4.5. Filtración rápida

A- Generalidades

La finalidad de los filtros en una planta de tratamiento de filtración rápida es la separación de partículas y microorganismos que no han sido removidos en el proceso de decantación. En consecuencia el trabajo que los filtros desempeñan, depende directamente de la mayor eficiencia de los procesos preparatorios.

B. Criterios de diseño generales

B.1 Lavado con agua en sentido ascendente

Normalmente la cantidad de agua empleada en este caso es elevada pues la expansión está comprendida entre 30 y 50% El agua de lavado puede ser proveniente de (1) tanque de almacenamiento elevado (2) bombeo directo (3) efluente de los demás filtros de la batería.

B.1.1 Tanque de almacenamiento elevado

El volumen del tanque de almacenamiento elevado depende del número de filtros y el volumen necesario para ejecutar el lavado de uno de ellos.

El nivel del fondo del tanque de almacenamiento se ubicará a partir de la cota de la cresta de las canaletas de recolección de agua de lavado y en función de las pérdidas de carga involucradas.

B.1.2. Bombeo directo

El caudal de bombeo deberá ser igual al necesario para lavar un filtro.

A partir de una derivación del caudal de agua tratada se construye el pozo de succión de la bomba.

La carga manométrica se determina sumándose el desnivel geométrico entre las crestas de las canaletas de recolección de agua de lavado y el nivel mínimo de agua en el pozo de succión con todas las pérdidas de carga involucradas.

B.1.3. Lavado con agua proveniente de los demás filtros

La salida de los filtros puede ser prevista de modo que cuando una compuerta de descarga de agua de lavado de un filtro sea abierta, el agua filtrada de los demás es encaminada hacia dicho filtro.

A través del uso de un vertedero general ajustable en el canal común de agua tratada, es posible regular el caudal requerido para promover la expansión deseada.

Se deberá instalar una compuerta individual para cada filtro, para aislarlo en caso de que haya necesidad de efectuar mantenimiento.

B.1.4 Lavado con agua en sentido ascendente y lavado auxiliar superficial o subsuperficial

Con el propósito de evitar la formación de bolas de lodo, se emplea el lavado superficial por medio de torniquetes hidráulicos o tuberías perforadas fijas.

a- Lavado superficial

Los equipos son fabricados con diámetros que varían en cada 0.10 m, lo que facilita la adaptación de los mismos con las dimensiones de los filtros o viceversa.

Se colocarán a una distancia de 0.05 a 0.10 m, sobre el lecho filtrante y dispondrán de boquillas con orificios de 2 a 3 mm de diámetro.

El caudal por unidad de área (en planta) en el filtro variará entre 80 y 150 lts/min/m², con una presión disponible, requerida en el aparato, entre 30 y 70 m.

El sistema de tuberías perforadas fijas, se colocarán entre 0.20 y 0.50 m sobre la superficie del medio filtrante, deberán tener de 20 a 30 orificios por metro cuadrado de filtro en planta.

Las tuberías se deben fijar adecuadamente, ya que la presión disponible en los orificios deberá variar entre 30 y 60 m, produciendo chorros con una velocidad entre 3 y 6 m/seg.

b- Lavado subsuperficial

El lavado subsuperficial se utiliza cuando se tiene un medio filtrante constituido de antracita y arena.

Los equipos de agitación o las tuberías perforadas fijas se deberán ubicar de tal forma que, cuando ocurra la expansión del medio filtrante, estos dispositivos se localicen en el medio de la capa de antracita.

Tanto los agitadores como las tuberías fijas deberán estar provistas de boquillas especiales para evitar obstrucciones.

B.2 Lavado con aire y agua.

Existen tres posibilidades de efectuar el lavado con agua y aire,

las cuales están principalmente en función de las características del medio filtrante.

B.2.1. Lavado con aire y agua independientemente.

El nivel de agua en el interior del filtro es rebajado hasta que permanezca cerca de 0.10 a 0.30 m. arriba de la superficie del medio filtrante.

Se introduce el aire a una tasa de 15 a 30 m³/m²/hora, durante un período de 3 a 7 minutos.

El lavado con agua en contra corriente deberá producir un mínimo de expansión de la arena del 10% mantenida por un período de 10 a 15 minutos.

La tasa de aplicación de agua de lavado deberá variar entre 10 a 15 lts/seg por metro cuadrado de arena (en planta) del filtro.

El aire puede ser suministrado por compresores o cualquier otro equipo fabricado para tal fin. Estos equipos deben ser especificados para el caudal deseado y la contrapresión con que van a trabajar.

B.2.2. Lavado con agua y aire simultáneamente

El lavado con aire y agua y aire simultáneamente requiere un diseño cuidadoso, pues puede ocurrir la pérdida del material filtrante, la tasa de aplicación del aire o del agua en contra corriente fuera mayor que la recomendada.

El lavado superficial se realiza con agua decantada, durante el lavado con aire y agua.

Con la introducción de agua decantada por las canaletas, ese aire deberá ser insuflado a una tasa de 6 a 10 lit/m²/seg y el agua en contra corriente a una tasa inferior a 1 lit/m²/seg (que no produzca una expansión global del medio filtrante superior a 5%). Esta fase deberá durar de 4 a 5 min.

En seguida se interrumpe la introducción del aire, se mantiene el lavado superficial y se aumenta el caudal de agua en contra corriente con una tasa de aplicación entre 10 y 13 lit/m²/seg (que no produzca una expansión superior a 20% en el medio filtrante) durante un período de 4 a 7 minutos.

Los valores de las tasas de aplicación de agua en contra corriente son sugeridos para medios filtrantes constituidos solamente de arena con tamaño efectivo entre 0.95 y 1.35 mm.

B.2.3 Lavado con aire y agua con fondo constituido de bloques Leopold especiales

Cuando se usen bloques especiales se recomienda el lavado en tres etapas.

Disminuir el nivel del agua en el interior del filtro hasta que alcance cerca de 20 cm. Por encima de la superficie del medio filtrante, en introducir aire con una tasa de 10 a 25 lit/m²/seg, durante un período

del orden de 2 minutos.

Mantener el aire e introducir agua en contra corriente con una velocidad ascendente inferior a 25 cm/min hasta que el nivel del agua en el filtro se aproxime al fondo de las canaletas de recolección, en este momento se deberá cesar la introducción de aire.

Mantener en no más de 25 cm/min, velocidad ascensional del agua por más de dos minutos y posteriormente, aumentar gradualmente a una velocidad ascendente comprendida entre 50 y 80 cm/min. Por un periodo de 7 a 10 minutos.

B.3 Sistemas de drenaje

El sistema de drenaje de un filtro está relacionado con la constitución y granulometría de la capa soporte en los casos en que la capa soporte no exista se emplearán bloques porosos para soportar el medio filtrante.

Se debe elegir un sistema de drenaje que distribuya uniformemente el agua de lavado, que no produzca una pérdida de carga demasiado alta y que además sea de bajo costo. Para conseguir una distribución equitativa, la pérdida de carga no debe ser menor de 0.30 m.

B.3.1. Fondo falso con boquillas

Boquillas simples usadas solamente para distribución de agua de lavado 20 a 30 unidades por metro cuadrado

Boquillas especiales para lavado con aire y agua 50 a 60 unidades por metro cuadrado.

La capa soporte generalmente adoptada está constituida de cinco subcapas, como se indica en la tabla siguiente.

SUBCAPA	ESPESOR (cm)	TAMAÑO (mm)
1ª	5.0-7.05	4.8-2.4
2ª	5.0-7.05	12.5-4.8
3ª	7.5-10.0	19.0-12.5
4ª	7.5-10.0	38.0-19.0
5ª	10.0-15.0	63.0-38.0

B.3.2. Fondo Wheeler

Cuando se emplee el fondo Wheeler, la capa soporte estará constituido como se muestra en la Tabla siguiente:

SUBCAPA	ESPESOR (cm)	TAMAÑO (mm)
1ª	7.5	4.8-9.5
2ª	7.5	9.5-15.9
3ª	7.5	15.9-25.4
4ª	12.5	25.4-31.7

B.3.3 Tuberías perforadas

Cuando se emplee tuberías perforadas, la capa soporte estará constituida como se indica en la siguiente tabla:

SUBCAPA	ESPESOR (cm)	TAMAÑO (mm)
1ª	10.0	2.4-4.8
2ª	7.5	4.8-9.5
3ª	7.5	9.5-19.0
4ª	12.5	19.0-38

B.3.4 Bloques Leopold

Cuando se emplee el fondo Leopold, la capa soporte estará constituida como se indica en las tablas siguientes:

a) Para lavado con agua, bloques Leopold comunes:

SUBCAPA	ESPESOR (cm)	TAMAÑO (mm)
1ª	15	1.6-3.2
2ª	5	3.2-6.4
3ª	5	6.4-12.7
4ª	5	12.7-19.0

b) Para lavado con agua y aire, bloques Leopold especiales:

SUBCAPA	ESPESOR (cm)	TAMAÑO (mm)
1ª	5.0	19.0-12.7
2ª	5.0	12.7-6.4
3ª	5.0	6.4-3.2
4ª	5.0	3.2-1.6
5ª	5.0	3.2-6.4
6ª	5.0	6.4-12.7
7ª	5.0	12.7-19.0

B.3.5. Vigas prefabricadas

Cuando se usen vigas de concreto prefabricadas, la capa soporte deberá cumplir con las características indicadas en la Tabla siguiente:

SUBCAPA	ESPESOR (cm)	TAMAÑO (mm)
1	7.5	1/8 - 1/4
2	7.5	1/4 - 1/2
3	7.5	1/2 - 3/4
4	10.0	3/4 - 1 1/2
Fondo	12.5	1 1/2 - 2
Total	45.0	

B.4. Canaletas recolectoras

- En general a las canaletas se les debe dar una pendiente longitudinal en el fondo, del orden del 1%.
- La separación entre bordes de canaletas será de 1.5 a 2 veces la distancia entre la superficie del lecho filtrante y la altura máxima alcanzada por el agua durante el lavado.
- La distancia máxima entre la superficie del lecho filtrante y el

bordo libre de la canalleta deberá ser mayor que : (0.75 del espesor del lecho filtrante más la profundidad total de la canalleta) y menor que: (el espesor del lecho filtrante más la profundidad total de la canalleta).

B.5 Expansión del medio filtrante y velocidad ascendente

De manera general se fijará una velocidad ascendente entre 0.7 y 1.0 m/min para filtros de flujo descendente y entre 0.9 y 1.3 m/min para filtros de flujo ascendente. La expansión total del medio filtrante deberá estar entre 30 y 50%.

B.6 Pérdida de carga total

La pérdida de carga total será la suma de las pérdidas en (1) lecho filtrante expandido (2) capa soporte durante el lavado (3) tipo de drenaje utilizado y (4) tuberías y accesorios.

C- Filtros de flujo descendente

Este tipo de unidades son las más comúnmente usadas en las plantas de tratamiento de agua de los sistemas públicos de abastecimiento.

C.1 Calidad del agua cruda

Este tipo de tratamiento es recomendable para aguas con turbiedad hasta 1500 UT, 150 unidades de color y menos de 10,000 coliformes fecales /100 ml. De muestra. Aguas con más de 1000 UT se recomienda someterlas a presedimentación y con más de 10000 coliformes fecales/100 ml de muestra buscar otra fuente.

C.2 Medio filtrante

- El medio filtrante puede ser simple o doble. Los medios simples están normalmente constituidos por arena.

Las características principales de la arena utilizada en los filtros de medio simple son

Espesor (m)	0.60 - 0.80
Tamaño efectivo (mm)	0.45 - 0.60
Coefficiente de uniformidad	≤ 1.70
Tamaño del grano menor (mm)	0.42
Tamaño del grano mayor (mm)	1.41

- También suele colocarse una capa de arena más gruesa, entre la capa filtrante y la capa soporte, denominada capa torpedo con las características siguientes:

Espesor (m)	0.10 - 0.20
Tamaño efectivo (mm)	0.90 - 1.00
Coefficiente de uniformidad	≤ 1.70
Tamaño del grano menor (mm)	0.84
Tamaño del grano mayor (mm)	2.00

- En filtros con lecho doble de antracita y arena las características

recomendadas son las siguientes:

Características	Arena	Antracita
Espesor de la capa (m)	0.15 - 0.20	0.45 - 0.60
Tamaño efectivo (mm)	0.45 - 0.60	0.80 - 1.10
Coefficiente de uniformidad	≤ 1.50	≤ 1.50
Tamaño del grano menor (mm)	0.42	0.70
Tamaño del grano mayor (mm)	1.41	2.00

Para que se obtenga una intermezcla limitada entre los granos mayores de antracita y los más finos de la arena y se pueda garantizar una expansión mínima de los granos mayores de los dos materiales, se recomienda seleccionarlos de acuerdo a los siguiente criterios:

a) El tamaño grueso de la antracita (d_{60}), debe ser igual a tres veces el tamaño (TE) de la arena.

b) TE de la antracita (d_{10}), debe ser la mitad del tamaño más grueso seleccionado para el mismo material.

c) La velocidad ascensional, que expande en un 10% el tamaño mayor de la antracita, no debe ser menor de 80% a 90% de la velocidad ascensional que expande en 10% al tamaño mayor de la arena.

C.3 Tasa de filtración

Es recomendable realizar una investigación experimental con el objeto de optimizar el diseño y la operación de los filtros. Sin embargo a continuación se muestra algunos valores recomendados:

- Para agua decantada en medio filtrante único de arena con espesor inferior de 0.80 m,	Tasa de filtración (m ³ /m ² /día) : 120 - 240
---	---

- Para agua decantada en medio filtrante doble, Con espesor total inferior a 0.80 m.	: 180 - 360
--	-------------

C.4 Filtración directa (Filtración de agua congelada)

Esta opción es recomendable para aguas de muy buena calidad y de características constantes.

- Es aplicable a aguas con menos de 20 UT, con valores máximos de 50 U solamente durante unos algunos días al año. El color verdadero debe ser menos de 40 unidades y el conteo de algas menor de 2000/ml.

- El proceso está constituido básicamente por dos operaciones: mezcla rápida y filtración de flujo descendente.

- Con aguas de calidad variable se hace necesario una floculación corta de 8 a 12 minutos para mejorar la eliminación de turbidez.

- Para la mezcla rápida se recomiendan gradientes de velocidad $G = 1000 \text{ seg}^{-1}$ y tiempo de retención mayores de 5 segundos.

- Para la floculación se recomiendan valores de G mayores de 50 seg^{-1} , preferiblemente de 100 seg^{-1} y tiempos de retención de 5 a 20 min, preferiblemente de 8 a 12 min. (CONTINUARA)

**INSTITUTO NICARAGÜENSE DE
ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS**

Reg. No. 1090 - M. 084781 - Valor C\$ 10,260.00

**NORMA TECNICA PARA EL DISEÑO DE
ABASTECIMIENTOS Y POTABILIZACIÓN
DEL AGUA (CONCLUSIÓN)**

C.4.1 Dosificación

- Se consiguen condiciones de operación adecuadas con dosis óptimas menores de 10 mg/l y contaje de algas menor de 200 mg/m³, con valores mayores se obtienen carreras de filtración cada vez más cortas.
- El método más recomendable para determinar la dosis óptima de coagulantes es el uso de un filtro piloto con características idénticas al de la planta de tratamiento.

C.4.2 Medio filtrante

En este caso se recomienda un medio filtrante de granos gruesos para asegurar la obtención de carreras de filtración más largas.

a- Lecho simple de arena

Espesor (m)	0.70-2.00
Tamaño efectivo (mm)	0.70-2.00
Coefficiente de uniformidad	≤ 1.60
Coefficiente de esfericidad	0.70-0.80
Tamaño del grano mayor (mm)	2.00
Tamaño del grano menor (mm)	0.59

b- Lecho simple de antracita:

Espesor (m)	1.00-2.00
-------------	-----------

Tamaño efectivo (mm)	1.00-2.00
Coefficiente de uniformidad	≤ 1.60
Coefficiente de esfericidad	0.60-0.70
Tamaño del grano mayor (mm)	2.40
Tamaño del grano menor (mm)	0.70

Este tipo de lecho deberá utilizarse cuando se necesita operar con tasas de filtración muy elevadas.

c - Lecho doble de arena y antracita:

Características	Arena	Antracita
Espesor (m)	0.30-0.50	0.50-1.00
Tamaño efectivo (mm)	0.40-0.70	0.90-1.30
Coefficiente de uniformidad	≤ 1.50	≤ 1.50
Coefficiente de esfericidad	0.70-0.80	0.60-0.70
Tamaño del grano mayor (mm)	1.41	2.40
Tamaño del grano menor (mm)	0.42	0.70

C.4.3 Tasa de filtración

- La tasa de filtración debe fijarse en relación con la granulometría del medio filtrante, la calidad de agua cruda y las dosis de sustancias químicas a ser utilizadas. Esta decisión debe ser tomada en base a los resultados de un estudio con filtros pilotos.

- Tomando en consideración el período de retención tan corto de este tipo de planta (solo mezcla y filtración) y lo vulnerable que son los filtros a una operación y mantenimiento deficientes, se recomienda tasas de filtración conservadoras del orden de 120 a 160 m³/m²/día, para lecho simple de arena y de 170 a 240 m³/m²/día para lechos dobles de arena y antracita.

C.5 Filtros de tasa declinante y lavado mutuo

Este tipo de filtros, también llamados filtros hidráulicos, son recomendados como tecnología apropiada para los países en desarrollo.

El sistema se basa en dos ideas básicas (1) El lavado de un filtro con el flujo de las otras unidades (2) el empleo de tasa declinante de filtración para el correcto diseño de este tipo de filtros debe tenerse en cuenta:

a) Para que el lavado sea posible, se requiere que el caudal suministrado por la planta sea por lo menos igual al flujo necesario para el lavado de un filtro y preferiblemente mayor.

b) Se deben diseñar como mínimo cuatro unidades para que trabajen con una carga de filtración de 240 m³/m²/día con el fin de que puedan producir una velocidad de ascenso no menor de 0.60 m/min. En lo posible debe usarse lechos de arena y antracita.

c) Al cerrar la válvula afluente de un filtro, los otros tienen que aumentar su velocidad de filtración ya que continúa entrando el mismo gasto a la planta; por consiguiente debe proponerse hacer el mayor número de unidades que sea económicamente aceptable

para distribuir mejor la carga adicional en ellas, cuando se lave una.

d) El canal de entrada debe poder llevar el agua a cualquier filtro, en el momento que lo necesite, con un mínimo de pérdida de carga.

e) En el diseño de las unidades debe contemplarse la posibilidad de aislar cada unidad cuando se requiere repararla, sin impedir la libre circulación del flujo de lavado entre los demás filtros que están en operación.

f) Hay que dar suficiente profundidad a la caja del filtro para que pueda haber una variación libre de los niveles de no menos de 1.60 m (entre nivel mínimo y máximo) con el fin de asegurar carreras de filtración suficientemente larga.

D-Filtros de flujo ascendente

La eficiencia de estos filtros es mayor que la de los descendentes, debido a que el flujo penetra en el lecho filtrante en el sentido decreciente de la granulometría aprovechándose íntegramente todo el lecho de arena. El crecimiento de la pérdida de carga es menos acentuado que en los filtros de flujo descendente, obteniéndose carreras de mayor duración

D.1 Filtración directa

D.1.1 Límites recomendados

Color: 90% del tiempo inferior a 40 UC, con períodos cortos hasta 60 UC

Turbiedad: 90% del tiempo inferior a 200 UT y 80% inferior a 50 UT con períodos cortos hasta 250 UT.

D.1.2 Dosificación

- La dosis óptima debe seleccionarse a través de ensayos en filtros pilotos.

D.1.3 Medio filtrante

Espesor (m)	1.60-2.00
Tamaño efectivo (mm)	0.75-0.85
Coefficiente de uniformidad	≤ 1.6
Tamaño del grano menor (mm)	0.59
Tamaño del grano mayor (mm)	2.00

- Las características de la capa soporte han sido definidas mediante estudios de investigación, siendo las recomendaciones dadas las siguientes:

Espesor (cm)	Tamaño (mm)
7.50	31.70-25.40
7.50	25.40-15.40
10.0	15.90-9.50
12.50	9.50-4.80
20.0	4.80-2.40
12.50	9.50-4.80
10.0	15.90-9.50

D.1.4. Sistema de drenaje

- Para que la filtración directa pueda ser utilizada con buen resultado en el tratamiento de agua con turbiedad mayor de 50 UT, se debe proporcionar el adecuado fondo del filtro y la modificación de la constitución de la capa soporte, de modo que puedan ser realizadas las descargas de fondo.

- Se puede usar sistemas de tolvas con tuberías verticales perforadas lateralmente siendo el diámetro mínimo de los orificios de distribución igual a 12.7 mm, para caudal máximo en pequeñas unidades.

- Para filtros más grande se recomienda el sistema de vigas de concreto prefabricadas.

- El fondo falso en general debe ser diseñado de tal forma que la velocidad del agua para lavado en la sección transversal sea inferior a 0.20 m/seg.

D.1.5 Tasa de filtración

- Para una batería de filtros con pocas unidades a tasa constante, esta deberá ser de 180 m³/m²/día.

- Con más de seis filtros y operación continua de 180 a 240 m³/m²/día.

- Con operación discontinuada, pocos filtros y bajo contenido de color y turbiedad de 240 a 280 m³/m²/día.

- Con tasa declinante y por lo menos seis filtros, la tasa promedio podrá ser 200 m³/m²/día.

- La tasa máxima cuando se opere con tasa declinante deberá ser un 30% mayor que la promedio.

- La filtración ascendente con tasa declinante solo se recomienda para aguas con bajo contenido de: turbidez, color verdadero y algas.

- Para aguas con alto contenido de hierro o manganeso, se recomienda aireación, cloración, adición de cloruro férrico y filtración ascendente de tasa constante.

- Si se diseñan dos filtros para que funcionen en paralelo con la misma tasa de diseño, es recomendable que dicha tasa no fuera mayor de 150 m³/m²/día.

D.2 Filtración ascendente de agua decantada

En este caso la decantación preliminar asegura la obtención de un afluente de muy buena calidad y características constante.

Las características del filtro son las mismas indicadas anteriormente salvo el medio filtrante que puede ser más superficial y con menos granos gruesos.

Espesor (m)	1.00-1.60
Tamaño efectivo (mm)	0.70-0.85
Coefficiente de uniformidad	≤1.60
Tamaño del grano menor (mm)	0.59
Tamaño del grano mayor (mm)	1.68

E- Número, forma y dimensiones de los filtros

a) Número

El número mínimo de unidades depende del tamaño que se quiera dar a cada una y la tasa de filtración para un determinado caudal de la planta. Por razones de operación deben existir varias unidades, de tal manera que el caudal que filtra una unidad cualquiera pueda ser distribuido entre las demás, en caso de mantenimiento o limpieza, sin que se sobrepase el valor máximo de la tasa de filtración; además con varias unidades se reduce el caudal de agua de lavado por unidad necesario para producir una determinada expansión del lecho.

Existen varias fórmulas para calcular el número de filtros, tal como la propuesta por Morrill y Wallace:

$$N = 0.044 \sqrt{Q}$$

Donde:

N = Número de filtros

Q = Caudal total de filtración (m³/día)

a) Forma y dimensiones

Los filtros usualmente son de planta cuadrada o rectangular. Las dimensiones en planta serán establecidas tomando en consideración que la geometría de los filtros debe acomodarse al esquema general de la planta. El largo y ancho del área superficial pueden definirse utilizando las relaciones siguientes:

$$\frac{B}{L} = \frac{N+1}{2N}$$

Donde:

$$1 \leq \frac{L}{B} \leq 3$$

Donde:

B = Ancho del filtro en (m)

L = Largo del filtro en (m)

N = Número de filtros

El área superficial total de filtros se determinará como sigue:

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

Donde:

A_t = Área total de filtración (m²)

Q = Caudal de la planta (m³/día)

V = Velocidad de filtración (m/día)

CAPITULO X

DESINFECCION DEL AGUA

10.1 Generalidades

Si la calidad del agua no satisface las normas recomendadas deberá someterse a un proceso de potabilización. Toda agua que se abastece para consumo humano debe someterse a desinfección, incluso la de origen subterráneo para prevenir cualquier contaminación durante su distribución.

10.2 Tipo de cloro a utilizar

El cloro usado nacionalmente para desinfección del agua puede ser como solución de Hipoclorito de Sodio (Líquido) o como cloro gas. En general, el Hipoclorito se recomienda para abastecimiento de pequeñas poblaciones.

La selección del tipo de cloro a utilizar debe hacerse tomando en cuenta los siguientes aspectos:

La capacidad requerida de la estación de cloración:

$$Ca = (Q \times C) / 1000$$

Donde:

Ca = Capacidad de diseño de la estación de cloración Kg. Cloro/día

Q = Caudal de agua, máximo horario m³/día

C = Dosis de cloro a aplicar mg/l

En general se recomienda hipocloración para capacidades menores de 1 kg/día y caudales de 130 gpm como máximo (8.20 lt/s).

Capacidad de sostén de la tecnología a instalar, una pequeña comunidad puede reparar por sus propios medios un hipoclorador de carga constante.

El tiempo de almacenamiento del hipoclorito no debe ser mayor de un mes.

Concentración de cloro en el envase; el hipoclorito tienen 120 gr/l de cloro; en el caso de los cilindros, se puede considerar que su peso neto corresponde al cloro puro.

10.3 Selección de la capacidad de los envases de cloro gaseoso.

El cloro gas se consigue comercialmente en cilindros de 68 kg. Y contenedores de 908 kg.

El tamaño de los envases a utilizar depende de la capacidad de la estación, como guía se mencionan:

La extracción de cloro de un cilindro de 68 kg no debe sobrepasar los 18 kg/día

La extracción de cloro de un contenedor de 908 kg no debe sobrepasar los 182 kg/día

Instalar varios cilindros de 68 kg/día en serie implica una cantidad considerable de cilindros llenos, vacíos y en reserva.

Se recomienda utilizar cilindros de 68 kg para estaciones con capacidad máxima de 25 kg/día, de cloro y contenedores de 1 Ton. Para capacidades mayores.

El inventario mínimo de cloro en la estación, debe ser suficiente para suplir la demanda de 15 días de operación normalmente debe ser suficiente para un mes.

10.4 Criterios de diseño para casetas o salas de desinfección

El diseño de las casetas o salas de desinfección deben cumplir los siguientes requisitos:

Deben estar ubicados lo más cerca posible al punto de aplicación del cloro.

Deben tener fácil acceso para camiones o carretillas de mano (para cilindros cuando se usen contenedores).

Preferiblemente debe ubicarse en una edificación totalmente independiente de las otras; si esto no es factible, las paredes comunes entre la estación de cloración y los otros cuartos deben ser herméticos. La puerta de acceso debe comunicar a un patio o local bien ventilado. Cerca a la estación de cloración no existirán fuentes externas que generen altas temperaturas o chispas.

Se diseñará de tal forma que la ventilación natural diluya cualquier fuga de cloro sin causar daños a la estación o edificaciones cercanas. La luz solar no debe incidir directamente sobre los cilindros.

Las paredes se deben construir de concreto, bloques de concreto o ladrillo cuarterón, el techo de asbesto cemento, en general deben ser materiales resistentes e incombustibles. Las puertas deben poderse abrir sin dificultad desde el interior del local.

El almacenamiento del cloro estará ubicado en un local independiente del cuarto de cloradores.

Para estaciones grandes, de más de 50 kg. Cloro/día se requiere un sistema de ventilación forzada capaz de hacer un cambio de aire del local en 4-5 minutos y su descarga se ubicará a una altura suficiente para garantizar una buena disolución del cloro sin efectos perjudiciales en caso de fugas.

De ser factible se colocará en la puerta de acceso una ventanilla de inspección de vidrio.

Es deseable que a nivel de piso se proporcione un sistema de drenaje para el clor que se puede fugar.

El área requerida se estimará considerando los equipos a instalar, espacio para mantenimiento y manipulación, inventario de cilindros llenos, vacíos y en operación, bodega de herramientas, ampliaciones futuras, etc.

10.5 Equipos de protección

Como condiciones mínimas de seguridad las estaciones de cloración deben poseer: Una carretilla de mano para manipulación de cilindros o un sistema de izaje de 2 T, según el caso.

- Máscaras anticloro especiales
- Amoniaco para detención de fugas
- Herramientas adecuadas para la operación de los recipientes y equipos
- Herramientas adecuadas para eliminar fugas de cloro.
- Extintidor de incendios.

10.6 Formas de aplicación del cloro

El Hipoclorito de Sodio se aplicará diluyendo previamente la solución concentrada de fábrica (130 gr/l) con agua limpia hasta una concentración máxima de 1% al 3%. Para su dosificación se usarán hipocloradores de carga constante de fabricación nacional.

La aplicación de cloro gas puede hacerse en dos formas: Alimentación directa del gas con la presión interna del cilindro, este sistema se recomienda para sitios donde no hay energía eléctrica ni agua con la suficiente presión para lograr una buena operación de un inyector, y por otra parte, es imprescindible comprobar que la sumergencia del difusor y la contrapresión en el punto de aplicación caen dentro del rango especificado por el fabricante del equipo.

Alimentación por succión de vacío con inyector: Es un sistema más eficiente ya que se logra la extracción de todo el gas contenido en los cilindros; debe usarse siempre que se puedan obtener con un costo razonable, las condiciones necesarias de presión de agua en el inyector, ya sea con una toma de un tanque con la suficiente carga, con una bomba reforzadora o con una derivación de la descarga de una bomba a la presión adecuada.

10.7 Punto de aplicación

- a) Para estación de bombeo con una bomba de eje vertical se recomiendan dos diseños típicos:
 - Con bomba reforzadora : Una derivación de la línea de descarga, tomada después de la válvula cheque, se lleva a la succión de la bomba reforzadora, la cual elevará su presión a un valor tal que pueda crear el vacío suficiente en el inyector y vencer la contrapresión de la línea al reinyectar la solución de cloro. La concentración mínima admisible de la solución es de 1% de cloro.
- b) En la línea de descarga de un campo de pozos o de una estación de bombeo se recomienda la aplicación del cloro en la tubería que recibe la descarga de todas las bombas.

Debe preverse un sistema de control de cloro residual de tal forma que se regule la cantidad de cloro a aplicar en función del caudal bombeado. En este caso, es necesario instalar bombas

reforzadoras para la inyección de la solución.

10.8 Tiempo de contacto

Se recomienda que el tiempo de contacto entre el cloro y el agua sea de 30 minutos antes de que llegue al primer consumidor, en situaciones adversas se puede aceptar un mínimo de 10 minutos. En caso de ser necesario, debe diseñarse tanques de contacto que garanticen el tiempo mínimo mencionado. La concentración de cloro residual que debe permanecer en los puntos más alejados de la red de distribución deberá ser 0,2-0,5 mg/l después del período de contacto antes señalado.

10.9 Método de dosificación de cloro

Se recomienda el método de dosificación de cloro sobre el punto de quiebre, recomendado por análisis de laboratorio de agua.

BIBLIOGRAFIA

1. Normas de Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable – 1989 – Ministerio de Construcción y Transporte.
2. Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales Tomos 1 y 2 – Fair – Geyer y Okum.
3. Manual de Hidráulica – J.M. de Azevedo Netto
4. Abastecimiento de Agua y Alcantarillados – Gustavo Rivas Mijares
5. Tratamiento de Potabilización de las Aguas – Gustavo Rivas Mijares
6. Water Supply and Sewerage – E.W Steel
7. Water Supply Engineering – W.A Hardenbergh and E.R. Rodie
8. Water Supply Engineering – H.E. Babbitt and J.J. Doland
9. Abastecimiento de Agua, Teoría y Diseño – Simón Arocha R
10. Teoría, Diseño y Control de los Procesos de Clarificación del Agua – Jorge Arboleda V
11. Manual de Procedimiento, División de Acueductos Rurales – Ministerio de Salud – Venezuela.
12. Obras de Captación en Cursos Superficiales de Agua para Gastos Moderados – Nicolás Nyerges V
13. Manual de Potabilización del Agua – Jorge A. Pérez Parra
14. Water Supply for Rural Areas and Small Communities – E.C Wagner/J.N. Lanoix
15. Ingeniería Sanitaria – Francisco Unda Opazo

16. El Agua Subterránea y los Pozos –Edward E. Johnson, Inc.
17. Bombas para Agua Potable –Organización Panamericana de la Salud
18. Manual V – Tratamiento, Filtración Rápida – CEPIS – Abril 1992
19. Normas Regional CAPRE: Calidad del Agua para Consumo Humano –Marzo 1994.