

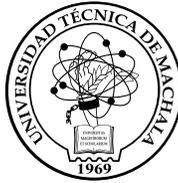
Abastecimiento de Agua para comunidades rurales

Fredy Aguirre Morales



Universidad Técnica de Machala

Abastecimiento de Agua Potable para Comunidades Rurales



Ing. César Quezada Abad, MBA
RECTOR

Ing. Amarilis Borja Herrera, Mg. Sc.
VICERRECTORA ACADÉMICA

Soc. Ramiro Ordóñez Morejón, Mg. Sc.
VICERRECTOR ADMINISTRATIVO

COORDINACIÓN EDITORIAL
VICERRECTORADO ACADÉMICO

Tomás Fontaines-Ruiz, PhD.
INVESTIGADOR BECARIO PROMETEO-UTMACH
ASESOR DEL PROGRAMA DE REINGENIERÍA

Ing. Karina Lozano Zambrano
COORDINADORA EDITORIAL

Ing. Jorge Maza Córdova, Ms.
Ing. Cyndi Aguilar
EQUIPO DE PUBLICACIONES

Abastecimiento de Agua Potable para Comunidades Rurales

Fredy Aguirre Morales

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
2015

Primera edición 2015

ISBN: 978-9978-316-37-5

D.R. © 2015, UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA
Ediciones UTMACH
Km. 5 1/2 Vía Machala Pasaje
www.utmachala.edu.ec

ESTE TEXTO HA SIDO SOMETIDO A UN PROCESO DE EVALUACIÓN POR PARES EXTERNOS
CON BASE EN LA NORMATIVA EDITORIAL DE LA UTMACH.

Portada:

Concepto editorial: Jorge Maza Córdova
Samanta Cabezas (EST. COMUNICACIÓN SOCIAL)
Fotografía: Dir. de Comunicación UTMACH

Diseño, montaje y producción editorial: UTMACH

Impreso y hecho en Ecuador
Printed and made in Ecuador

Advertencia: “Se prohíbe la reproducción, el registro o la transmisión parcial o total de esta obra por cualquier sistema de recuperación de información, sea mecánico, fotoquímico, electrónico, magnético, electroóptico, por fotocopia o cualquier otro, existente o por existir, sin el permiso previo por escrito del titular de los derechos correspondientes”.

Índice

Introducción	13
Criterios para el diseño	15
Marco Legal	15
Esquema de los sistemas de abastecimiento de agua potable...	16
Captación	16
Fuente de Abastecimiento	16
Conducción.....	16
Planta de Tratamiento de Agua Potable	16
Tanque de almacenamiento.....	17
Red de distribución	17
Calidad del agua	17
Fuentes de aguas superficiales.....	18
Características físicas, químicas y microbiológicas	18
Factores que afectan el consumo de agua.....	22
Factores socio económicos	22
Clima.....	22
Tamaño de la comunidad.....	22
Disponibilidad de recursos hídricos.....	22
Micro medición y tarifas	23
Periodo de diseño	23
Población de diseño.....	24

Método Aritmético	25
Método geométrico	26
Metodo exponencial.....	26
Método estadístico	27
Dotación	31
Dotación media actual	31
Dotación media futura	31
Caudales de diseño	32
Caudal medio diario (Qm).....	32
Caudal máximo diario (QMD)	33
Caudal de cada componente del sistema de agua potable	33
Obras de captacion.....	37
Fuentes de abastecimiento	37
Captaciones superficiales	38
Localización de la obra de toma.....	38
Tipo de captaciones superficiales	39
Desarenador	47
Numero de unidades	48
Caudal de diseño	49
Ubicacion.....	49
Recomendaciones para el diseño	49
Conducción	55
Consideraciones para el trazado.....	55
Características Hidráulicas de la Conducción:.....	56
Tubería por debajo de la línea piezométrica	57
Lámina de agua coincidente con la línea piezométrica	57
Tubería por encima de la línea piezométrica	58
Tubería por encima del plano piezométrico estático	59
Cálculo Hidráulico	59
Conservación de la masa.....	59
Conservación de la energía.....	61
Gradiente hidráulico o gradiente de energía.....	64

Pérdidas de carga.....	64
Pérdidas por fricción	65
Pérdidas menores o locales.....	71
Velocidades de diseño.....	73
Pendiente de la tubería.....	73
Carga estática y dinámica	74
Tanque rompepresión	74
Combinación de diámetros de tuberías.....	75
Planta de tratamiento de agua potable.....	77
Importancia de un suministro seguro de agua.....	77
El problema del tratamiento de las aguas superficiales en la zona rural.....	77
La filtración lenta en arena.....	78
Antecedentes.....	78
Utilización de la filtración lenta en arena en el área rural	79
Filtración en múltiples etapas (FIME)	87
Antecedentes de la filtración en múltiples etapas.....	87
Beneficios de la filtración gruesa	88
Tipos de filtros gruesos	89
Mecanismos de remoción en la filtración gruesa	100
Factores que afectan la remoción en la filtración gruesa	101
Desempeño de los filtros gruesos.....	104
Comparación de los diferentes tipos de filtros gruesos	105
Desinfección	106
Cantidad de cloro a dosificar	107
Tanque hipoclorador con flotador y carga constante	108
Calculo de la cantidad de cloro a dosificar	109
Tanques de reserva.....	111
Tipos de tanques de reserva	111
Ubicación del tanque de reserva	112
Capacidad del tanque de reserva.....	113
Criterios de diseño	113

Redes de distribucion	115
Tipos de redes	115
Redes ramificadas	115
Redes malladas	116
Redes mixtas.....	117
Zonas de presión.....	117
Caudal de diseño y presiones de servicio	117
Velocidades de diseño.....	118
Elementos de una red a presión	118
calculo hidraulico de la red	118
Método de las áreas.....	119
Método de las densidades.....	119
Método de la Longitud Unitaria	120
Dimensionamiento de redes ramificadas.....	121
Método de la Pendiente o Gradiente Uniforme	121
Dimensionamiento de redes MALLADAS	123
Método de hardy cross	123
Ejemplos de diseño	129
Ejemplo 1.....	129
Ejemplo 2.....	134
Ejemplo 3.....	139
Conclusiones	143
Referencias y Bibliografía	145

Dedicatoria

*Dedico este libro a mi familia. A mi esposa Herlita y a mis hijos Kevin,
Juan Diego y Sebastián, por su apoyo permanente
para lograr cumplir esta meta.*

Introducción

El agua cubre las dos terceras partes de la superficie terrestre y el cuerpo humano está compuesto el 75 % por agua, por lo que está claro que el agua es uno de los principales elementos que permiten la vida en la tierra. A lo largo de la historia de la humanidad, la mayoría de ciudades se asentaron cerca de una fuente de agua para abastecerse del líquido vital para sus actividades diarias, así mismo esos cuerpos de agua han servido para el vertido de los desechos líquidos lo que ha originado problemas por la contaminación con el riesgo de enfermedades que esta situación está generando a nivel mundial.

Por la importancia que tiene el agua tanto para consumo humano así como otras actividades de la sociedad, los sistemas de agua potable contribuyen a mejorar las condiciones de vida de los ciudadanos, especialmente los que se encuentran asentados en la zona rural que tienen menor grado de desarrollo con respecto a zonas urbanas tradicionalmente mejor atendidas por las autoridades competentes.

El manejo inadecuado de las cuencas hidrográficas está ocasionando disminución de la cantidad de agua disponible para los diferentes usos especialmente para consumo humano, además de la contaminación originada por actividades agrícolas, ganaderas, mineras, etc. que hacen cada vez más costoso proveer el líquido vital a los usuarios.

Con estos antecedentes, el ingeniero sanitario debe disponer de los conocimientos necesarios para diseñar sistemas de abastecimiento de agua potable viables técnicamente, económicamente y ambientalmente que permitan solucionar los problemas de falta de este servicio en las comunidades del país.

El presente libro está orientado a los estudiantes de ingeniería civil, como texto guía para el aprendizaje de la asignatura Ingeniería Sanitaria en la Universidad Técnica de Machala y a los profesionales que elaboran estudios y diseños de proyectos de agua potable en comunidades rurales.

El libro contiene ocho capítulos en los cuales se establecen los criterios básicos para el diseño de los componentes de los sistemas de agua potable adaptados a las Normas vigentes en el Ecuador.

Criterios para el diseño

Marco Legal

El en país la Ley Orgánica de Recursos Hídricos, Usos y Aprovechamiento del Agua garantiza el derecho humano al agua así como regula y controla la autorización, gestión, preservación, conservación, restauración, de los recursos hídricos, uso y aprovechamiento del agua, la gestión integral y su recuperación, en sus distintas fases, formas y estados físicos, a fin de garantizar el buen vivir y los derechos de la naturaleza establecidos en la Constitución.

Adicionalmente existe las Normas de Diseño denominadas Código de práctica para el Diseño de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural, aplicables a todas las localidades del área rural, sin especificar un límite de población, con el propósito de beneficiar a estas comunidades al diseñar sistemas bajo criterios y tecnologías simples, apropiados a las condiciones socioeconómicas de la población rural, lo que conllevará menor costo, y por tanto, más factibles de ser implantados y auto sostenidos.

Las Normas de diseño establecen las etapas y lineamientos para la elaboración de estudios y diseños de sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos a nivel rural, que son de cumplimiento obligatorio por parte de las instituciones competentes que ejecutan proyectos de agua potable a nivel nacional.

La entidad encargada de verificar el cumplimiento de la normativa es la Secretaria del Agua, que otorga la viabilidad técnica de todos los proyectos de agua potable y alcantarillado a nivel nacional.

Esquema de los sistemas de abastecimiento de agua potable

Los sistemas de agua potable están constituidos por los siguientes elementos básicos:

Captación

Es la estructura que permite derivar el caudal requerido, desde la fuente de abastecimiento hacia el sistema de agua potable.

Fuente de Abastecimiento

Las fuentes de abastecimiento de agua constituyen un elemento fundamental en un sistema de agua potable pues proveen del recurso hídrico, pueden ser superficiales como en el caso de ríos, lagos o embalses o de aguas subterráneas vertientes o pozos profundos.

Conducción

Es el conducto que permite el transporte del agua, desde la captación hasta las unidades de tratamiento, en condiciones seguras e higiénicas. En los sistemas de agua potable por gravedad la fuente debe estar ubicada en una cota más alta que la población a servir para que el agua fluya en las tuberías aprovechando la gravedad.

En el caso de los sistemas a bombeo la fuente de agua se encuentra ubicada en niveles inferiores a los de la localidad a servir, por lo que se requiere transportar el agua mediante sistemas de bombeo hasta un reservorio o planta de tratamiento.

Planta de Tratamiento de Agua Potable

Es el conjunto de obras y estructuras utilizadas para acondicionar el agua de modo que sea apta para el consumo humano.

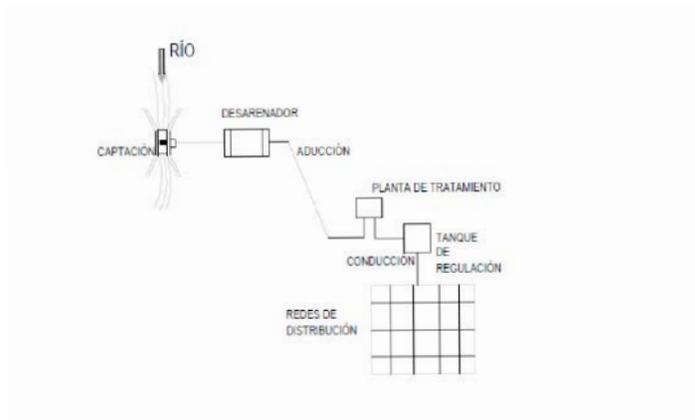
Tanque de almacenamiento

Es el depósito cerrado destinado a mantener una cantidad de agua suficiente para cubrir las variaciones horarias de consumo.

Red de distribución

Es el conjunto de tuberías y accesorios que permiten llevar el agua desde el tanque de almacenamiento hasta las viviendas de los usuarios.

Figura 1 1 Esquema de un sistema de agua potable a gravedad



Calidad del agua

El termino calidad del agua es relativo y está relacionado con el uso que se da a este recurso. Esto quiere decir que una fuente de agua aparentemente limpia que permita la vida de los peces no pueda ser apta para recreación o un agua útil para consumo humano puede ser inadecuada para algún uso industrial.

La calidad del agua debe especificarse en función del uso que se le va a dar, bajo estas consideraciones, se dice que un agua está contaminada cuando sufre cambios que afectan su uso real o potencial.

El en Ecuador, el Ministerio del Ambiente establece los criterios de calidad según su uso a través de la Norma de Calidad Ambiental y Descarga de Efluentes: Recurso Agua.

Los requisitos que debe cumplir el agua potable para consumo humano están establecidos en la Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1108. (INEN, 2011)

Fuentes de aguas superficiales

La mayoría de fuentes de abastecimiento de agua para los sistemas de abastecimiento son de origen superficial, en el presente libro se tratara con mayor énfasis los temas relacionados con este tipo de agua.

La contaminación de las fuentes de agua superficiales es cada vez más grave, debido a que son utilizadas como cuerpo receptor de residuos domésticos y sustancias provenientes de actividades agrícolas, ganaderas o mineras que alteran la calidad del agua, que en algunos casos el grado de contaminación es tan alto que la potabilización se hace más compleja y muy costosa.

Para que una fuente de agua pueda ser seleccionada para proveer de agua cruda a un sistema de agua potable, el diseñador debe conocer sus características físicas, químicas y biológicas.

Características físicas, químicas y microbiológicas.

A continuación se detalla las principales características que definen la calidad del agua, el origen de los constituyentes, su importancia para la salud y su relación con los procesos de tratamiento así como los límites establecidos por las normas de calidad.

Características físicas

Las características físicas son las que impresionan a los sentidos de la vista y el olfato y tienen relación directa con las condiciones estéticas y de aceptación por parte de los consumidores.

Turbiedad: Es la medida de la claridad relativa del líquido. Representa una característica óptica de agua y constituye la cantidad de luz que es dispersada por el material en el agua cuando esta brilla a través de la muestra de agua.

Es originada por los sólidos suspendidos en el agua, conformados por arcilla y limo con materia orgánica e inorgánica, algas, plancton y otros organismos microscópicos.

Una turbiedad excesiva del agua es estéticamente poco atractiva, y también puede representar un problema de salud, además permite proporcionar alimento y refugio para los organismos patógenos, disminuyendo su exposición a los ataques de los desinfectantes.

La unidad de medida es la Unidad Nefelométrica de Turbiedad UNT.

Color: Se debe a la presencia en el agua de sustancias disueltas o en estado coloidal y puede originarse por de material vegetal, materia orgánica del suelo, presencia de hierro o manganeso o otros compuestos metálicos.

El color que presenta el agua en su estado natural se denomina color aparente y el color verdadero al que se obtiene luego de que esta ha sido filtrada.

Olor y Sabor: Es originado por sustancias orgánicas, inorgánicas o gases disueltos, la presencia de esta característica puede ser motivo de rechazo por parte de los consumidores. La falta de olor y sabor puede ser indicio de ausencia de contaminantes.

Temperatura: La temperatura es uno de los parámetros más importantes, debido a que influye en la aceleración o retardo de la actividad biológica e influye en la cantidad de oxígeno que puede disolverse en el agua. El oxígeno disuelto (OD) es mayor en aguas frías y disminuye al incrementarse la temperatura del agua.

Características químicas.

El agua es un disolvente universal, por lo que puede contener la mayoría de elementos químicos, se analizará los componentes más importantes para el tratamiento de agua para consumo humano y que podrían afectar la salud de los consumidores.

pH: Es un indicador de acidez cuando es menor a 7 y de alcalinidad para valores superiores a 7, un pH igual a 7 se considera neutro.

El pH influye en los procesos de del tratamiento de agua potable, como la coagulación y desinfección, además produce corrosión o incrustaciones en las tuberías de las redes de distribución.

Alcalinidad: Es producida por los carbonatos de calcio e hidróxidos de calcio, magnesio, sodio y potasio, se considera como la capacidad para neutralizar ácidos.

Su importancia en el tratamiento del agua potable radica, en que reacciona con los coagulantes en el proceso de coagulación. Además tiene incidencia en los efectos corrosivos o incrustantes del agua sobre las tuberías y equipos de bombeo.

Dureza: Se debe a la cantidad de calcio y magnesio que se encuentran disueltos en el agua. El agua dura contiene concentraciones altas de calcio y magnesio, puede formar depósitos en las tuberías originando obstrucciones y afecta el rendimiento de los jabones y detergentes durante el lavado de ropa.

Se considera que el agua es blanda cuando tiene dureza menor a 100 mg/l, medianamente dura entre 100 a 200 mg/l y dura para valores mayores a 200 mg/l, la dureza medida como CaCO_3 .

Sólidos disueltos: Representa la suma de los minerales, sales, metales, cationes o aniones disueltos en el agua, entre las sustancias inorgánicas, se tiene las siguientes:

Cloro y cloruros: Son sustancias presentes en el agua y producen sabor desagradable y efectos laxantes.

Cobre: Se encuentra en forma natural en las aguas superficiales, produce sabor desagradable al agua, no tiene efectos dañinos para la salud.

Flúor: En concentraciones apropiadas es beneficioso para prevenir la caries dental, pero en dosis elevadas ocasiona manchas en el esmalte dental.

Hierro: Puede afectar el sabor del agua, producir manchas en la ropa y en los aparatos sanitarios. También pueden ocasionar obstrucciones en las tuberías así como alteraciones en la turbiedad y el color del agua.

Manganeso: En concentraciones mayores a 0.15 mg/l las sales disueltas de manganeso pueden producir un sabor desagradable en el agua y manchas de color gris en la ropa.

Magnesio: Es responsable de la dureza del agua, produce sabor y efectos laxantes.

Sodio: Puede afectar a personas con problemas de hipertensión.

Sulfatos: Produce efecto laxante.

Nitratos: Es un contaminante de aguas subterráneas especialmente

en áreas rurales, Es un indicador de la presencia de descargas de aguas residuales en fuentes de agua potable.

Arsénico: Es un elemento muy tóxico para los seres humanos y puede tener efectos cancerígenos.

Mercurio: Es un metal pesado muy tóxico y se encuentra en el agua en forma inorgánica.

Características microbiológicas.

En una muestra de agua se pueden encontrar una gran variedad de microorganismos patógenos, por lo que se hizo necesario elegir microorganismos indicadores de la calidad microbiológica que sirvan de referencia para conocer la calidad del agua.

El indicador de calidad bacteriológica del agua es el grupo coliforme, que está definido por todas las bacterias aeróbicas y anaeróbicas facultativas, gram negativas, que no forman esporas y que fermentan la lactosa formando gas en 48 horas y a 35 °C.

Coliformes fecales: Son bacterias que están presentes en los intestinos de los mamíferos, pertenecen al grupo coliformes y su presencia es un indicador de contaminación fecal.

Tipos de consumo de agua

El consumo de agua, es un volumen de agua que se le asigna a cualquier uso consumido en un tiempo determinado, generalmente en un día.

A) Consumo doméstico.- Comprende el agua destinada a la bebida, preparación de alimentos, aseo personal, limpieza, lavado de la ropa, riego de jardines, etc.

B) Consumo público.- Para este tipo de consumo, hay que tomar en cuenta: riego de jardines, limpieza de calles, de alcantarillados, de monumentos públicos, etc. Los cuales dependen de diferentes factores que deben ser analizados en cada caso.

C) Consumo comercial.- Este consumo se refiere al que se realiza en locales comerciales: restaurantes, almacenes, etc. que utilizan una mayor cantidad de agua que las viviendas comunes.

D) Consumo industrial.- Este consumo es muy variable, así las localidades más grandes tienen mayores consumos que las pequeñas y también varía de acuerdo al tipo de industria.

Factores que afectan el consumo de agua

La cantidad de agua que consume una localidad depende de factores socioeconómicos, clima, tamaño de la localidad, disponibilidad del recurso hídrico, micro medición y tarifas, calidad del agua.

Factores socio económicos

Está determinado por el nivel de ingresos de las familias, las de mayores ingresos consumen una mayor cantidad de agua con respecto a las de menores ingresos. Esto a su vez se relaciona con los tipos de vivienda, las familias de escasos recursos económicos disponen de un solo baño, mientras que las de mayores recursos pueden tener varios baños, jardines, vehículos, que incrementan el consumo de agua.

Clima

Las localidades que se encuentran ubicadas en zonas de clima cálido tienen consumos mayores que las que se encuentran en climas templados o fríos, debido a que el incremento de temperatura incrementa el consumo de agua para higiene personal, lavado de ropa, etc.

Tamaño de la comunidad

En las comunidades rurales a medida que su población se va incrementando y mejora sus condiciones económicas, se produce un aumento de consumo de agua por familia.

Disponibilidad de recursos hídricos

En localidades ubicadas en lugares con abundancia de recursos hídricos de aceptable calidad se incrementa el consumo con respecto a otras localizadas en zonas desérticas en las que el agua es escasa.

Micro medición y tarifas.

Se ha comprobado que en las comunidades que disponen de medidores de agua para controlar el desperdicio y con tarifas razonables disminuyen el consumo de agua, mientras que en otras sin micro medición el desperdicio es mayor.

Además de estos factores es importante resaltar que la calidad del agua influye en su consumo, en las comunidades que disponen de agua de dudosa calidad, sus habitantes se ven obligados a utilizar agua embotellada para beber o preparar sus alimentos, mientras que en otras que disponen de un servicio de buena calidad el consumo de agua embotellada disminuye y por ende los gastos que esto representa.

Otro factor que influye en el consumo es la presión en las redes de distribución, a mayores presiones se pueden incrementar las pérdidas en los aparatos sanitarios al incrementarse también el flujo de agua.

Periodo de diseño

Para diseñar un sistema de agua potable, debe establecerse la vida útil de cada uno de sus componentes. La vida útil depende de los siguientes factores:

- Vida útil de las obras civiles y equipos.
- Facilidad de ampliaciones del sistema.
- Crecimiento poblacional de la localidad

Se denomina periodo de diseño al número de años para el cual se diseña una obra de abastecimiento de agua potable considerando que durante ese periodo el sistema proveerá a los usuarios un servicio eficiente y de calidad.

Se establece según las Normas de Diseño los valores de vida útil para los diferentes componentes del sistema.

Tabla 1 1 Vida útil de los componentes de los sistemas de agua potable

Componente	Vida util (años)
Obras de captación	25 a 50
Pozos	10 a 25
Conducciones de PVC	20 a 30
Planta de tratamiento	30 a 40
Tanques de almacenamiento	30 a 40
Tuberías en la red de distribución	20 a 25

Se recomienda que las obras civiles de los sistemas de agua potable o disposición de residuos líquidos, se diseñen para un periodo de 20 años.

Los equipos se utilizarán de acuerdo a su vida útil. Se podrá adoptar un periodo de diseño diferente en casos especiales plenamente justificados.

Se puede planificar la construcción de la obra por etapas, pero no deben ser mayores a tres.

Población de diseño

Los sistemas de agua potable deben diseñarse para prestar un servicio eficiente y de calidad durante el número de años establecidos en el periodo de diseño.

Por lo que se requiere establecer el número de habitantes que se estima demandaran el servicio en el futuro, este parámetro permitirá calcular los caudales de diseño de cada uno de los componentes del sistema.

La población futura de una comunidad depende de las características sociales y económicas en el pasado y en la actualidad, lo que permitirá establecer las proyecciones para el futuro.

La población futura depende de algunas variables; migración, crecimiento económico, nacimientos, defunciones, incremento de la esperanza de vida, etc. Para su determinación existen modelos

matemáticos que toman en cuenta datos de las poblaciones actuales y anteriores obtenidas en censos poblacionales, número de usuarios de servicios básicos como la electricidad, etc.

En Ecuador, el INEC (Instituto Ecuatoriano de Estadística y Censos) es la entidad responsable de los censos poblacionales que se realizan con intervalos aproximados de diez años.

A continuación se analizarán los métodos de cálculo de uso más frecuente:

Método Aritmético

Este método considera que el crecimiento de una población es constante, es decir se asemeja a una línea recta que responde a la ecuación:

$P_f = P_i + K (t_f - t_i)$	Ec. 1-1
-----------------------------	---------

Dónde:

P_f = población futura proyectada al final del periodo de diseño (hab.)

P_i = Población para el año inicial (hab.)

t_f = Año correspondiente al final del periodo de diseño

t_i = Año correspondiente al inicio del periodo de diseño.

K = Tasa de crecimiento aritmética

La tasa de crecimiento aritmética se calcula con la siguiente expresión.

$K = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1}$	Ec. 1-2
-----------------------------------	---------

P_2 y P_1 = poblaciones en los años t_2 y t_1 respectivamente, obtenidas de la información existente.(Censos de población).

Es un método recomendado para pequeñas localidades que tengan un crecimiento estable.

Método geométrico

Este método consiste en suponer que el crecimiento poblacional sigue la ley del interés compuesto según la siguiente expresión:

$P_f = P_i(1+r)^n$	Ec. 1- 3
--------------------	----------

Dónde:

P_f = población futura proyectada al final del periodo de diseño (hab.)

P_i = población para el año inicial (hab.)

r = tasa de crecimiento.

$n = t_f - t_i$ (año final – año inicial) o periodo de diseño.

La tasa de crecimiento se determina con la siguiente expresión:

$r = \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{\left(\frac{1}{t_2 - t_1} \right)} - 1$	Ec. 1- 4
---	----------

P_2 y P_1 son las poblaciones en los años t_2 y t_1 obtenidas de la información existente, censos poblacionales.

Es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión.

Método exponencial

Este método es aplicable si el crecimiento de la población es de tipo exponencial, se aplica la siguiente expresión:

$P_f = P_i e^{K(t_f - t_i)}$	Ec. 1- 5
------------------------------	----------

Dónde:

P_f = población futura proyectada al periodo de diseño (hab.)

P_i = población para el año inicial (hab.)

e = base del lagoritmo natural

k = tasa de crecimiento exponencial

t_f = año correspondiente al final del periodo de diseño

t_i = año correspondiente al inicio del periodo de diseño

La tasa de crecimiento se calcula con la siguiente expresión:

$K = \frac{\ln(p_2) - \ln(p_1)}{t_2 - t_1}$	Ec. 1- 6
---	----------

Donde:

k = tasa de crecimiento.

P_2 y P_1 son las poblaciones en los años t_2 y t_1 obtenidas de la información existente.(Censos de población).

Método estadístico

Utilizando el Método de los mínimos cuadrados se puede ajustar una curva que se ajuste al crecimiento de la población.

Si se tiene una serie de puntos 1,2,3, 4, etc., y una curva que pase entre ellos, de manera que se acerque lo más posible a todas sus posiciones, su ajuste se hace de modo que la suma de los cuadrados de las distancias verticales r_1, r_2, r_3, r_4 , etc., de los puntos a la curva, sea los más pequeña posible.

Las curvas pueden ser de tipo: Lineal, exponencial, potencial y logarítmica.

Ajuste lineal

Se grafica los valores de la población, obtenida en los censos en el eje de las ordenadas y los años en el eje de las abscisas, si los puntos se ajustan a una recta se utiliza la siguiente expresión que da el valor de la población para cualquier año t .

$P_f = a + b t$	Ec. 1- 7
-----------------	----------

P_f = población futura proyectada al periodo de diseño (hab.)

a, b = coeficientes de la ecuación de la recta.

Para determinar los valores de a y b , se utilizan las siguientes ecuaciones:

$a = \frac{\sum p_i - b \sum t_i}{N}$	Ec. 1- 8
---------------------------------------	----------

$b = \frac{N \sum t_i P_i - \sum t_i \sum P_i}{N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2}$	Ec. 1- 9
--	----------

El coeficiente de correlación se calcula con la siguiente ecuación:

$r = \frac{N \sum t_i P_i - \sum t_i \sum P_i}{\sqrt{\left[N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2 \right] \left[N \sum P_i^2 - (\sum P_i)^2 \right]}}$	Ec. 1- 10
---	-----------

N = Número total de datos

$\sum t_i$ = Suma de los años con información

$\sum P_i$ = Suma del número de habitantes.

Ajuste exponencial

La expresión que representa el ajuste de tipo exponencial es:

$P_f = a e^{b t}$	Ec. 1- 11
-------------------	-----------

Donde a y b son las constantes que se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

$a = e \left[\frac{\sum \ln P_i - b \sum t_i}{N} \right]$	Ec. 1- 12
$b = \frac{N \sum t_i \ln P_i - \sum t_i \sum \ln P_i}{N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2}$	Ec. 1- 13

El coeficiente de correlación se calcula con la siguiente ecuación:

$r = \frac{N \sum t_i \ln P_i - \sum t_i \sum \ln P_i}{\sqrt{\left[N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2 \right] \left[N \sum (\ln P_i)^2 - (\sum \ln P_i)^2 \right]}}$	Ec. 1- 14
---	-----------

Dónde:

Ln= Logaritmo natural

Los valores de las sumatorias se obtienen de manera similar a las de ajuste lineal.

Una vez obtenidos los coeficientes a y b, se calcula la población para cualquier año en el futuro, sustituyendo el valor de t.

Ajuste logarítmico

La expresión que representa el ajuste de tipo logarítmico es:

$P_f = a + b (\ln t)$	Ec. 1-15
-----------------------	----------

Donde a y b son las constantes que se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

$a = \frac{\sum Pi - b \sum Inti}{N}$	Ec. 1- 16
$b = \frac{N \sum (Lnti) Pi - \sum Inti \sum Pi}{N \sum (Lnti)^2 - (\sum Lnti)^2}$	Ec. 1- 17

El coeficiente de correlación se calcula con la siguiente ecuación:

$r = \frac{N \sum (Lnti) Pi - \sum Lnti \sum Pi}{\sqrt{[N \sum (Lnti)^2 - (\sum Lnti)^2][N \sum (Pi)^2 - (\sum Pi)^2]}}$	Ec. 1-18
--	----------

Ajuste Potencial

La expresión que representa el ajuste potencial es:

$P_i = a t^b$	Ec. 1- 19
---------------	-----------

Donde a y b son las constantes que se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

$a = e^{\left[\frac{\sum \ln Pi - b \sum Lnti}{N} \right]}$	Ec. 1- 20
$b = \frac{N \sum Lnti \ln Pi - \sum Inti \sum \ln Pi}{N \sum (Lnti)^2 - (\sum ti)^2}$	Ec. 1- 21

El coeficiente de correlación se calcula con la siguiente ecuación:

$r = \frac{N \sum Lnti \ln Pi - \sum Lnti \sum Ln Pi}{\sqrt{\left[N \sum (Lnti)^2 - (\sum Lnti)^2 \right] \left[N \sum (Ln Pi)^2 - (\sum Ln Pi)^2 \right]}}$	Ec. 1- 22
--	-----------

Dotación

Se considera dotación al caudal de agua potable que consume en promedio cada habitante en un día, que permite satisfacer sus necesidades básicas.

La dotación incluye los consumos doméstico, comercial, industrial y público , se expresa en litros/habitante/día (l/hab/d).

Dotación media actual

Corresponde a la cantidad de agua potable, consumida diariamente, por cada habitante, al inicio del período de diseño.

Dotación media futura

Es la cantidad de agua potable, consumida diariamente por cada habitante, al final del período de diseño.

En el caso de sistemas existentes que dispongan de medidores de agua se puede determinar la dotación media actual en base a los registros de consumo establecidos en el sistema de facturación.

Las dotaciones también pueden ser estimadas, teniendo en cuenta los datos de poblaciones similares en cuanto a tamaño, clima y nivel socioeconómico.

Si no existen registros de consumo, la dotación se determina según lo establecido en las Normas de Diseño. Para el nivel de servicio con conexiones domiciliarias con más de un grifo por vivienda, se consideran las siguientes dotaciones.

Tabla 1 2 Dotación de agua potable

Dotación media actual (l/hab/d)	
Clima Frio	Clima Cálido
75	100

La dotación media futura se obtiene incrementando a dotación media actual un valor en l/hab/día que corresponde al aumento de consumo de agua por el mejoramiento de las condiciones de vida de los habitantes de la comunidad.

Este valor debe estimarse en el estudio de agua potable y se toma como referencia un valor de 1 l/hab/d por cada año del periodo de diseño.

Caudales de diseño

Para el diseño de los diferentes componentes del sistema de agua potable se requiere calcular los caudales medio diario, máximo diario y máximo horario.

Caudal medio diario (Q_m)

Es el caudal medio calculado con la población de diseño, corresponde al promedio de los consumos diarios para el periodo de un año, se determina con la siguiente expresión:

$Q_m = f \frac{PD}{86400}$	Ec. 1- 23
----------------------------	-----------

Dónde:

Q_m= Caudal medio diario (l/s)

f= Factor de fugas.

P= Población proyectada al final del periodo de diseño (hab.)

D= Dotación media futura (l/hab/d)

Las Normas de diseño establecen un factor de fugas del 20 %.

Caudal máximo diario (QMD)

Es el caudal del día de máximo consumo de una serie de registros diarios durante un año. Se determina mediante la expresión:

$QMD = KMD \cdot Q_m$	Ec. 1- 24
-----------------------	-----------

KMD= factor de mayoración máximo diario

Q_m = caudal medio diario (l/s).

El Factor de mayoración se lo determina en base a registros de caudales medidos diariamente durante un año, a falta de estos la norma establece un valor de

$$KMD = 1.25$$

Caudal máximo horario (QMH)

El caudal máximo horario representa el caudal en la hora de máximo consumo en el día que el consumo tiene su mayor valor. Se determina mediante registros horarios durante un periodo de un año. Se calcula con la siguiente expresión:

$QMH = KMH \cdot Q_m$	Ec. 1- 25
-----------------------	-----------

KMH= Factor de mayoración máximo horario

Q_m = Caudal medio diario (l/s).

El valor de KMH tiene un valor de 3.

Caudal de cada componente del sistema de agua potable

Captación

La captación deberá tener una capacidad tal, que permita derivar

al sistema de agua potable un caudal mínimo equivalente a 1,2 veces el caudal máximo diario correspondiente al final del período de diseño.

$Q_{\text{cap}} = 1,2 \text{ QMD}$	Ec. 1- 26
------------------------------------	-----------

QMD= Caudal medio diario (l/s).

Conducción

Para sistemas de agua potable por gravedad, el caudal de diseño será de 1,1 veces el caudal máximo diario calculado al final del período de diseño.

$Q_{\text{cond}} = 1,1 \text{ QMD}$	Ec. 1- 27
-------------------------------------	-----------

QMD= caudal máximo diario (l/s).

En sistemas de conducción mediante bombeo, el caudal de diseño se establecerá en función del consumo máximo diario y el número de horas de bombeo, debidamente justificadas.

Se calcula con la siguiente expresión:

$Q_{\text{bom}} = 1.05 \text{ QMD} \frac{24}{\text{Número de horas de bombeo por día}}$	Ec. 1- 28
---	-----------

QMD= Caudal máximo diario (l/s).

Planta de tratamiento

La capacidad de la planta de tratamiento será de 1.10 veces el caudal máximo diario al final del periodo de diseño.

$Q_{pr} = 1,10 \text{ QMD}$	Ec. 1- 29
-----------------------------	-----------

QMD= Caudal máximo diario (l/s).

Almacenamiento

El volumen del tanque de almacenamiento o reserva será del 50 % del volumen medio diario futuro. El volumen de almacenamiento mínimo será de 10 m³.

$V_a = 0,50 \text{ (Qmd) } 86,4$	Ec. 1- 30
-----------------------------------	-----------

V_a= Volumen de almacenamiento (m³)

Qmd= Caudal medio diario (l/s)

Red de distribución

La red de distribución debe ser diseñada para el caudal máximo horario

$Q_{Red} = QMH$	Ec. 1- 31
-----------------	-----------

QMH= Caudal máximo horario (l/s).

Obras de captación

Fuentes de abastecimiento

La fuente de abastecimiento deberá proporcionar un caudal mínimo igual al doble del caudal máximo diario, con la finalidad de garantizar un suministro continuo a la comunidad.

En lo que respecta a la calidad del agua deberá cumplirse lo establecido en la normativa en lo referente a los requisitos que debe cumplir para ser utilizada como fuente de abastecimiento, para el efecto deberán tomarse muestras de agua en diferentes meses del año.

Para seleccionar la fuente de abastecimiento más conveniente deberán presentarse alternativas técnico – económicas teniendo en cuenta la cantidad, calidad del agua, seguridad de las obras de captación, accesibilidad e impactos al medio ambiente que puedan ocasionar las obras de toma.

Las fuentes de agua se clasifican según la procedencia del agua en:

a) Aguas superficiales

- Ríos
- Quebradas
- Lagos
- Embalses

b) Aguas subterráneas

- Manantiales
- Pozos someros
- Pozos profundos

Captaciones superficiales

Las captaciones son estructuras construidas directamente en las fuentes de abastecimiento, para captar el caudal necesario para el sistema de agua potable. La selección del tipo de captación depende de las características de la fuente y de los requerimientos de caudal para el sistema.

Localización de la obra de toma

Con la finalidad de que la captación tenga un comportamiento aceptable, el río o quebrada debe cumplir con las siguientes condiciones.

- El cauce debe ser estable y con sus orillas que garanticen que no se presenten deslizamientos.
- Que el nivel del agua permita su derivación aun en tiempo de estiaje
- Que permita limitar al máximo la entrada de sedimentos hacia la derivación.
- Que no exista riesgo de contaminación por accesos de ganado aguas arriba.

Es recomendable ubicar las obras de captación en los tramos rectos de los ríos o quebradas para evitar la erosión y la sedimentación. En el caso de que sea necesario ubicar la captación en un tramo curvo deberá hacerse inmediatamente aguas abajo del centro de la parte cóncava, como se muestra en la Figura 2.2

Figura 2.2 Ubicación de la captación



Tipo de captaciones superficiales

Captación tipo toma de fondo

Este tipo de bocatoma se utiliza para pequeños sistemas de agua potable, en fuentes de abastecimiento de pendientes fuertes y caudales muy variables desde muy pequeños en las estaciones secas a grandes en las estaciones lluviosas.

Su estructura está compuesta por una pequeña presa que permite elevar el nivel del agua en la fuente y obligarla a pasar por una rejilla ubicada en la parte superior de la presa y orientada en sentido perpendicular al flujo, el ancho de la presa puede ser igual o menor que el ancho del río.

Figura 2 3 Vista en planta de la obra de toma

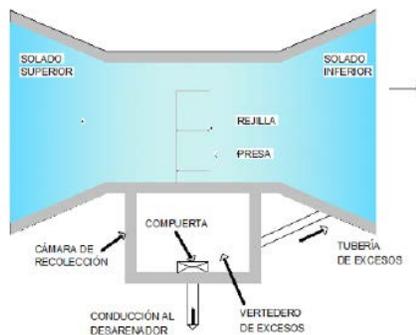
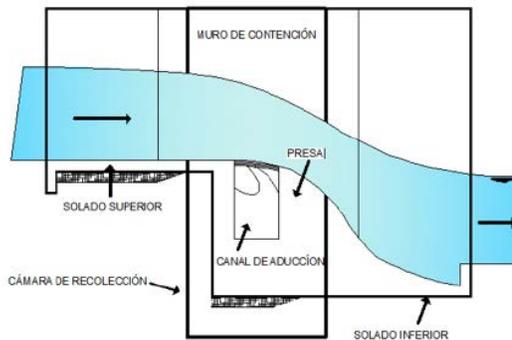


Figura 2 4 Sección longitudinal de la obra de toma



Como se indica en la Figura 2.4, la bocatoma dispone de dos muros laterales que permiten el encauzamiento de la corriente, obligándola a fluir sobre la presa, de tal forma que siempre va a existir una lámina de agua sobre la rejilla.

Los muros laterales deben tener la altura suficiente para que la lámina de agua generada por los caudales máximos no la sobrepasen, lo que ocasionaría socavación de la estructura.

La captación de fondo constará de los siguientes elementos:

- Una rejilla de fondo ubicada ligeramente inclinada, en el dique transversal a la quebrada, la misma que impide el paso del material más grueso al que permite el espaciamiento entre las pletinas de la rejilla y cuya orientación es paralela a la dirección del flujo.

- Una galería de recolección.

- Un dique transversal al cauce, el mismo que puede ser un vertedero de pared ancha o un vertedero de perfil hidrodinámico o azud, en el cual se aloja la rejilla.

- Dos muros laterales que permiten el encauzamiento del caudal hacia la rejilla y adicionalmente sirven como protección.

- Una cámara desrapiadora a la salida de la galería, cuya función es retener las partículas que han logrado atravesar la rejilla.

- Un vertedero metálico de regulación del caudal de ingreso.

- Una cámara de válvulas con todos los accesorios requeridos para permitir una adecuada operación y mantenimiento de la unidad.

Tomando en cuenta la sección transversal en la que estará ubicada la obra de toma, se determina la longitud de la cresta del vertedero, utilizando la fórmula de Francis:

$Q=1.84 L H^{3/2}$	Ec. 2-1
--------------------	---------

Dónde:

L= Longitud de la cresta del vertedero (m)

H= Altura de la lámina de agua sobre el vertedero (m)

Q= Caudal (m³/s)

Según Mostkov, el caudal captado por la rejilla Q_c con una inclinación de hasta $\alpha=20^\circ$, con barras de sección rectangular colocadas

paralelamente a la dirección del flujo, se calcula con la siguiente ecuación:

$Q_c = 3.20 (CK)^{3/2} b L^{3/2}$	Ec. 2-2
-----------------------------------	---------

Donde:

b= ancho de la rejilla (m)

L= longitud de la reja (m)

C= coeficiente de contracción

K= coeficiente que reduce el área total en área efectiva disponible para el paso del agua

Figura 2 6 Esquema de flujo sobre la rejilla

El coeficiente k toma en consideración la reducción del area total con respecto al área efectiva de la rejilla, y está determinada por:

$k = (1-f) \frac{s}{s+t}$	Ec. 2-3
---------------------------	---------

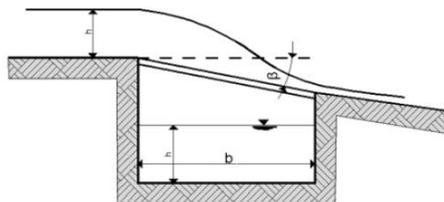
Donde:

f= porcentaje de la superficie que queda obstruida por arena y grava que se incrustan entre las rejas. ($15 \% \leq f \leq 30 \%$)

s= espacio entre barrotes (m) (entre 0.02 y 0.06 m)

t= espesor del barrote (m)

El valor de C, representa el coeficiente de contracción.



$C = C_o - 0.25 i$	Ec. 2-4
--------------------	---------

El valor de C depende de la disposición de los hierros de la rejilla y de su inclinación α .

$C = C_o - 0.325 i$	Ec. 2-5
---------------------	---------

$i = \tan(\alpha)$	Ec. 2-6
--------------------	---------

$C_o = 0.6$ para $e/s \geq 4$

$C_o = 0.5$ para $e/s < 4$

Donde:

$e =$ altura de los barrotes, mm

$s =$ separación de los barrotes, mm

El ancho de la rejilla se calcula escogiendo un valor para la longitud de la rejilla.

$b = \frac{0.313 Q_c}{(CK)^{3/2} L^{3/2}}$	Ec. 2-7
--	---------

La expresión que relaciona el caudal de diseño con la altura de la cresta a los lados de la rejilla es:

$Q = 2.55 CK b L \sqrt{H_0}$	Ec. 2-8
------------------------------	---------

Captación en vertiente

Las vertientes son afloramientos de agua subterránea en la superficie del terreno natural y se los conoce como manantiales:

a) Manantial de ladera y concentrado

Este tipo de captación consta de la protección del afloramiento, la cámara húmeda y la cámara seca.

Es importante la protección de la fuente que por lo general se lo realiza con una losa de hormigón para aislar el agua de cualquier agente que la pueda contaminar.

La cámara húmeda tiene una canastilla a la salida para evitar el ingreso de algún material sólido a la tubería de salida, además dispone de una tubería de rebose para evacuar los excesos de agua.

La cámara seca sirve de protección para las válvulas y accesorios de salida y desagüe.

Figura 2 7 Captación en manantial de ladera

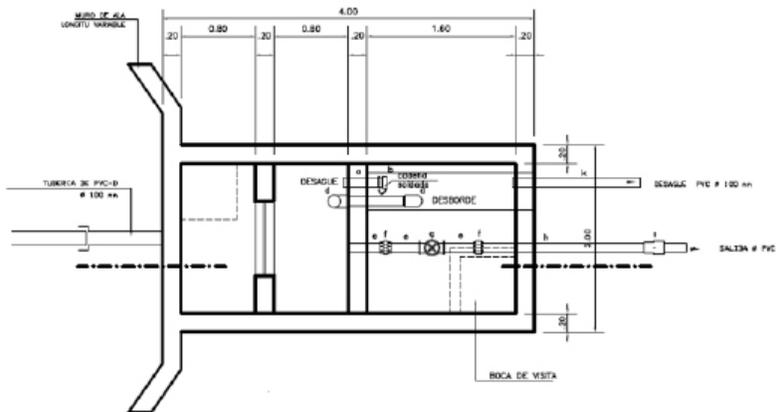
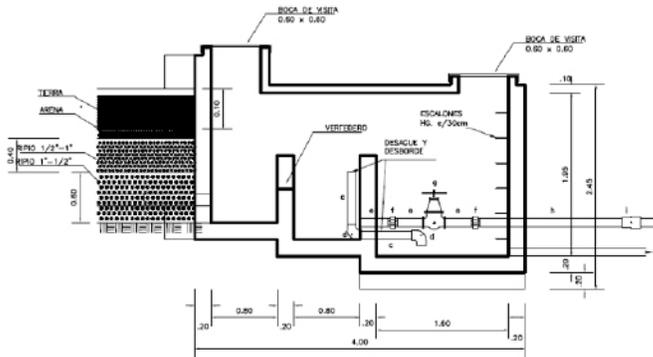


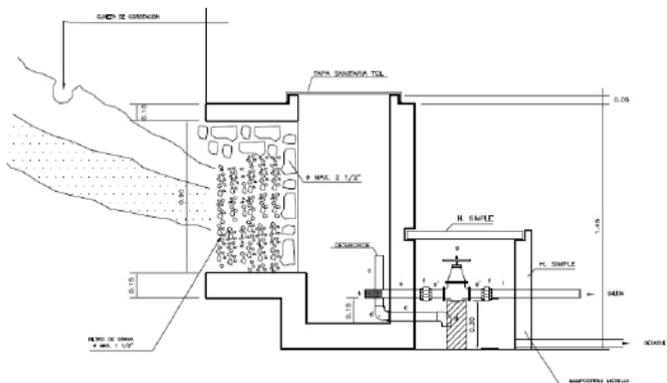
Figura 2 8 Sección longitudinal de la captacion de ladera



b) Manantial de manantial con afloramiento vertical

Quando el afloramiento es vertical y concentrado, se utiliza una cámara de hormigón sin fondo alrededor del punto de afloramiento del agua. La estructura consta de dos partes una para la recolección del agua y otra para las válvulas y accesorios.

Figura 2 9 Captacion de manantial con afloramiento vertical



Desarenador

El desarenador tiene la finalidad de separar la arena y las partículas en suspensión gruesas del agua cruda que ingresa desde la captación, para evitar que se produzcan depósitos en tuberías de conducción, proteger las bombas de la abrasión, y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento.

Esta unidad se puede dividir en cuatro partes o zonas con fines descriptivos:

a) Zona de entrada

Consiste en una transición que une el canal o tubería de llegada de la captación con la zona de sedimentación o desarenación. Sirve para lograr conseguir una distribución más uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad, uniformizando a su vez la velocidad. Se consideran dos compuertas en la entrada para orientar el flujo hacia la unidad, o hacia el by-pass durante la operación de limpieza.

La velocidad de paso por los orificios en la zona de entrada no deberá exceder de 0.30 m/s.

b) Zona de sedimentación

Corresponde a la parte principal de la unidad y consiste en un canal en el cual se realiza el proceso de depósito de partículas. Tiene pendiente en el fondo para facilitar la limpieza.

c) Zona de salida

Conformada por un vertedero de rebose, diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada. Deberá colocarse una pantalla para impedir el paso de material flotante.

d) Zona de lodos

Esta zona sirve para el depósito de lodos y está constituida por una tolva con pendiente de 10% para impulsar el deslizamiento de la arena hacia un canal, que facilita su salida a través de la compuerta de igual sección hacia el desagüe.

Figura 3 1 Zonas del desarenador

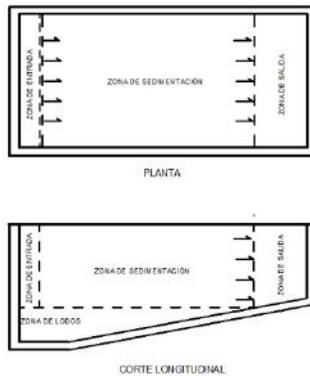
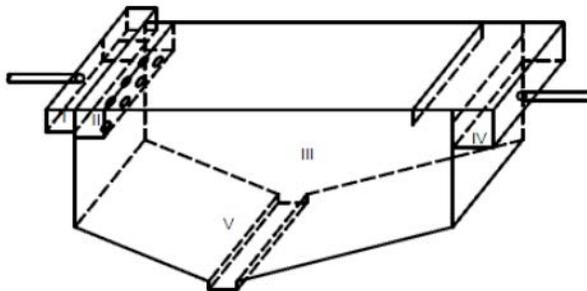


Figura 3 2 Vista esquemática de un desarenador



Numero de unidades

Es recomendable que existan por lo menos dos unidades que funcionen en paralelo, esto permite que no se interrumpa el servicio cuando una

de las unidades se encuentre en mantenimiento. En caso de caudales pequeños y turbiedades bajas se podrá contar con una sola unidad que debe contar con un canal de by-pass para efectos de mantenimiento.

Caudal de diseño

El caudal para el dimensionamiento del desarenador es el caudal máximo diario incrementado en 10 % (1.10 QMD), al final del periodo de diseño, en el caso de proyectarse dos unidades el caudal se diseñará para la mitad del caudal total.

Ubicación

Para la ubicación del sitio de implantación del desarenador, deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- El área de implantación debe permitir futuras ampliaciones.
- El lugar seleccionado debe garantizar la seguridad de la estructura y no debe existir riesgo de inundación cuando se presenten crecidas de la fuente de abastecimiento.
- Los niveles de la salida del desagüe debe permitir la descarga de los lodos por gravedad.
- La distancia entre la captación y desarenador debe ser lo más corta posible, con la finalidad de que la tubería de aducción no se obstruya con arena.
- Los dispositivos de entrada y salida deber permitir una adecuada distribución del flujo con el objeto de eliminar cortocircuitos.

Recomendaciones para el diseño

Cuando el tamaño de las partículas a sedimentar se encuentren entre 0.01 y 0.1 cm, se utilizará la fórmula de Allen para calcular la velocidad de sedimentación.

$V_s = 0.22 \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g \right)^{2/3} \left(\frac{d}{\left(\frac{\mu}{\rho} \right)^{1/3}} \right)$	Ec. 3-1
---	---------

Para partículas de tamaños mayores a 1.0 cm se utilizará la fórmula de Newton.

$V_s = 1.82 \sqrt{dg \frac{\rho_s - \rho}{\rho}}$	Ec. 3-2
---	---------

Para partículas de arena muy fina, de tamaño menor a 0.01 cm, la velocidad de sedimentación se calcula con la fórmula de Stokes.

$V_s = \frac{g (\rho_s - \rho)}{18 \mu} d^2$	Ec. 3-3
--	---------

Siendo:

V_s = Velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)

g = Aceleración de la gravedad (981 cm/s²)

ρ_s = Densidad de la arena (2.65 g/cm³)

ρ = Densidad del agua

μ = Viscosidad cinemática del agua (cm²/s)

d = Diámetro de la arena (cm)

La sedimentación de arena fina ($d < 0.01$ cm) es más eficiente en régimen laminar con valores de número de Reynolds menores de uno ($Re < 1.0$). Las partículas de arena gruesa en cambio sedimentan mejor con valores de Reynolds entre 1 y 1.000 (régimen de transición), y la grava con valores de número de Reynolds mayores de 10,000 (régimen turbulento).

Para compensar turbulencias se recomienda calcular la longitud de la zona de sedimentación mediante la siguiente expresión:

$L=1.25 H V_h/V_s$	Ec. 3-4
--------------------	---------

Las relaciones largo / profundidad deben estar comprendidas entre 10 y 20.

$$10 < \frac{L}{H} < 20$$

La eficiencia de las pantallas deflectoras se determina por medio del grado del desarenador.

Tabla 3 1 grado del desarenador

Grado del desarenador n	Eficiencia de las pantallas deflectoras
1	Deflectores deficientes o ausencia
2	Deflectores regulares
3	Deflectores buenos
5 - 8	Deflectores muy buenos
∞	Caso teórico

El tiempo que tarda una partícula en llegar al fondo t es igual a la profundidad útil de sedimentación H sobre la velocidad de sedimentación V_s .

$t= H/V_s$	Ec. 3-5
------------	---------

La velocidad de la partícula crítica V_o será igual a la relación entre el caudal Q y el área superficial A.

$V_o=Q/A$	Ec. 3-6
-----------	---------

La relación entre el caudal y el área hidráulica superficial se conoce como carga hidráulica superficial.

$q = \frac{Q}{A_s}$	Ec. 3-7
---------------------	---------

$$15 \leq q \leq 80 \frac{m^3}{m^2 d}$$

El período de retención hidráulico θ es la relación entre el volumen del desarenador V y el caudal Q .

$\theta = \frac{Q}{A}$	Ec. 3-8
------------------------	---------

$$0.5 h \leq \theta \leq 4 h$$

La velocidad horizontal V_h debe ser menor que la velocidad de arrastre V_a , que corresponde al diámetro de la arena que se quiere sedimentar, con el propósito de evitar la resuspensión de los sedimentos.

$$V_h < 20 V_s$$

Según Camp y Shield, la velocidad de arrastre se expresa con la siguiente ecuación:

$V_a = 125 \sqrt{(\rho_s - \rho) d}$	Ec. 3-9
--------------------------------------	---------



Donde $\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$:

La velocidad máxima horizontal para que no se produzca la resuspensión del sedimento se calcula con la siguiente expresión.

$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} g (\rho_s - \rho) d}$	Ec. 3-10
---	----------

Siendo:

$k=0.04$ para sedimentación de arenas

$f=0.03$ factor de Darcy – Weisbach para sedimentación simple sin la adición de coagulantes

La relación $\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_0}$ se conoce como número de Hazen, donde:

V_s = velocidad de sedimentación efectiva (m/s)

V_0 = velocidad de sedimentación teórica (m/s)

$V_0 = \frac{Q}{A_s}$	Ec. 3-11
-----------------------	----------

El Número de Hazen se determina por medio de la siguiente tabla.

Tabla 3 2 Eficiencia de Remocion del desarenador

n	Remoción (%)							
	87.5	80	75	70	65	60	55	50
1	7	4	3	2.30	1.80	1.50	1.30	1
3	2.75		1.66					0.76
4	2.37		1.52					0.73
máximo	0.88		0.75					0.50

Fuente (López Cualla, 2004)

Conducción

En los sistemas de agua potable, se denomina conducción al componente que transporta del agua cruda desde el desarenador hasta la planta de tratamiento o hasta el tanque de reserva.

Según sus características hidráulicas, las conducciones pueden ser:

- Conducciones a flujo libre: Canales abiertos y conductos cerrados sin presión, en los cuales la línea piezométrica coincide con el nivel del agua.
- Conducciones a presión: Conductos presurizados impulsados por la gravedad o mediante bombeo, la línea piezométrica se encuentra por encima de la tubería.
- Conducciones mixtas: Combinación de canales y conductos presurizados.

El tipo de conducción dependerá de la ubicación de la fuente, tipo de terreno y las condiciones económicas.

Consideraciones para el trazado

En la selección del trazado de la conducción, se debe considerar además del análisis económico, caudal y vida útil, los siguientes factores:

a) Que el trazado se realice a través de vías o caminos públicos existentes o deberá proyectarse un nuevo camino que permita las facilidades para la operación y mantenimiento en el futuro.

b) Que el trazado de la línea sea lo más directo posible de la fuente a la planta de tratamiento o a la reserva.

c) Que la línea de conducción evite tramos extremadamente difíciles o inaccesibles.

d) Que la línea de conducción esté siempre por debajo de la línea piezométrica más desfavorable, a fin de evitar zonas de depresión que representan un peligro de aplastamiento de la tubería y posibilidad de cavitación.

e) Evitar presiones excesivas que afecten la seguridad de la conducción.

f) Que la línea evite zonas de deslizamiento e inundaciones.

g) Evitar tramos de pendiente y contrapendiente, los que pueden causar bloqueos de aire en la línea.

Material de tubería

La elección del material de la tubería de la conducción, debe ser efectuada en base a:

- Las características topográficas.
- Calidad del agua.
- Tipo de suelo.
- Resistencia a la corrosión y agresividad del suelo.
- Resistencia a esfuerzos mecánicos producidos por cargas externas e internas.
- Características de comportamiento hidráulico (velocidades, presiones, golpe de ariete).
- Vida útil del proyecto.
- Costos de operación y mantenimiento.
- Análisis económico.

Características Hidráulicas de la Conducción:

Para el caso de conducciones en pequeños sistemas de agua potable en el sector rural, lo más común es utilizar conducciones a presión.

Este tipo de conducción resulta ser más corta que una conducción por escurrimiento libre, ya que no requiere seguir una línea de pendiente determinada.

Al estudiar el trazado de la tubería, se debe tener en cuenta la posición de ésta en relación con la línea piezométrica, de acuerdo con la topografía, existente se obtendrá diferentes esquemas del trazado.

Tubería por debajo de la línea piezométrica

Este caso es ideal, el cual debe procurarse siempre que sea posible. En esta conducción se debe instalar accesorios especiales como válvulas de desagüe en los puntos bajos para realizar las labores de limpieza periódicas y válvulas de expulsión de aire en los puntos altos.

Figura 4 1 tubería por debajo de la línea piezométrica

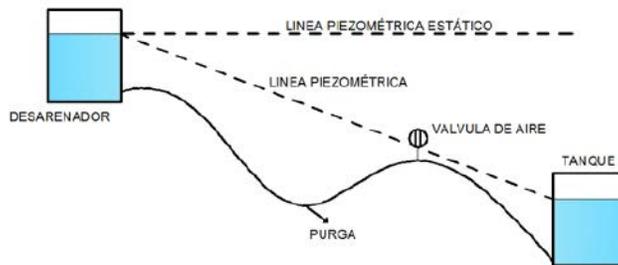
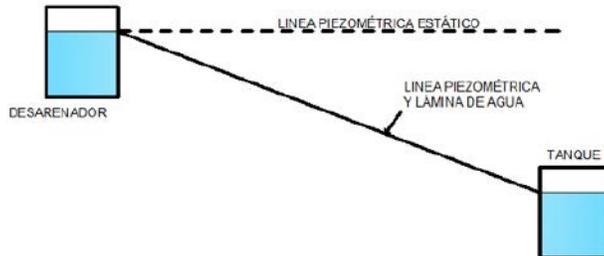


Lámina de agua coincidente con la línea piezométrica.

Este caso se trata de una tubería fluyendo a tubo lleno o parcialmente lleno, este tipo de conducción tampoco tiene problemas desde el punto de vista hidráulico.

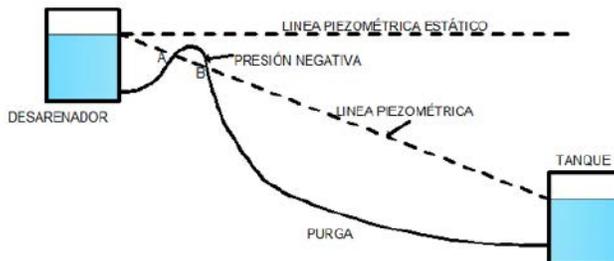
Figura 4 2 Lámina de agua coincidente con la línea piezométrica



Tubería por encima de la línea piezométrica

En este caso el tramo A-B está en condición de presión negativa, con lo que es difícil evitar la entrada de aire a la tubería. La presión entre los puntos A y B es menor que la presión atmosférica y por lo tanto no se puede instalar válvulas de aire.

Figura 4 3 Tubería por encima de la línea piezométrica

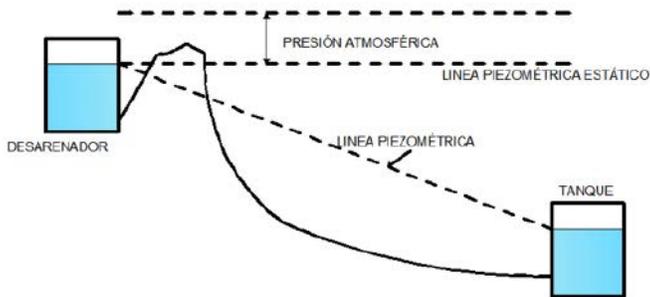


Tubería por encima del plano piezométrico estático

Si la tubería se encuentra por encima del plano piezométrico estático y por debajo del plano piezométrico estático más la presión atmosférica total, se constituye un sifón y por lo tanto habrá necesidad de la instalación de un equipo para cebar el sifón.

Si la Tubería está por encima del plano estático de presión absoluta, el flujo es imposible por gravedad y será necesario la utilización de bombeo.

Figura 4 4 Tubería por encima del plano piezométrico estático



Cálculo Hidráulico

Los principios fundamentales que se aplican para analizar el flujo de líquidos y en particular el agua en tuberías son:

Conservación de la masa.

A partir de la cual se establece la ecuación de continuidad para una vena líquida.

El caudal o gasto que circula por una tubería es la cantidad de líquido que atraviesa el área plana de la misma en la unidad de tiempo. O bien, al volumen de líquido que atraviesa una sección transversal cualquiera de una conducción en la unidad de tiempo.

Llamando V a la velocidad, su expresión es:

$Q=A.V$	Ec. 4-1
---------	---------

Q= caudal (m³/s)

A= área de la sección transversal interior del conducto (m²)

V= velocidad de circulación (m/s)

Para tuberías de sección circular el área de la superficie transversal interior es igual a:

$A = \frac{\pi D^2}{4}$	Ec. 4-1
-------------------------	---------

Donde D es el diámetro interior del conducto en m.

Un concepto básico en el movimiento de los fluidos, es la ecuación de continuidad (conservación de la masa). En un conducto por el que circula un fluido, la ecuación de continuidad nos dice, al suponer el fluido incompresible y en régimen permanente, que el caudal entrante es igual al saliente.

Como los dos volúmenes entrante y saliente deben ser iguales, se cumple que:

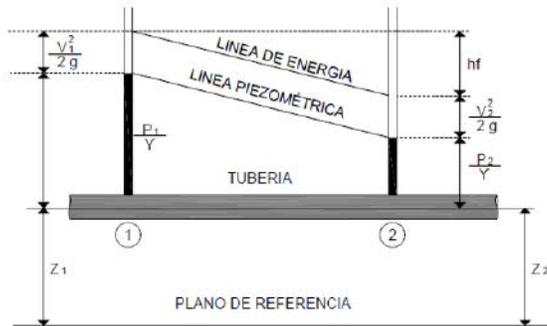
$A_1.V_1 = A_2.V_2$	Ec. 4-3
---------------------	---------

Esto nos indica que si la tubería es de un diámetro pequeño y ha de pasar por ella una cantidad de agua idéntica a la que transita por una tubería de diámetro grande, la velocidad a la que transita el agua por la tubería pequeña será mayor a la del agua a la del agua por la tubería grande.

Conservación de la energía.

A partir de la cual se establece la ecuación de la energía que tiene en cuenta las pérdidas de energía que se producen por el desplazamiento de un fluido de un punto a otro a lo largo de un conducto. La ecuación de la energía se aplica siguiendo una línea de corriente.

Figura 4 5 representación grafica de los componentes de la energía hidráulica



H1 = Energía total en el punto 1

$H_1 = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha \frac{V_1^2}{2g}$	Ec. 4-1
--	---------

H2 = Energía total en el punto 2

$H_2 = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha \frac{V_2^2}{2g}$	Ec. 4-2
--	---------

$H_1 = H_2 + \sum h_{t1-2}$	Ec. 4-3
-----------------------------	---------

Z = energía potencial por unidad de peso o cabeza de posición

Es la energía que posee un fluido debido a su posición con relación a un determinado nivel o plano de referencia.

$\frac{P}{\gamma}$ = energía de presión por unidad de peso o cabeza de presión (m)

Es debida a la fuerza que actúa sobre el área transversal de un conducto.

La energía de presión se representa por la altura de la columna líquida que está por encima del punto considerado.

$\frac{V^2}{2g}$ = energía cinética por unidad de peso o cabeza de velocidad (m)

Es la energía que posee el agua en virtud del movimiento con una velocidad V . Representa la altura a la que subiría un líquido si es lanzado verticalmente con una velocidad V .

$\sum h_p$ = pérdidas por unidad de peso entre dos puntos

α = coeficiente de variación de la velocidad en la sección transversal o coeficiente de Coriolis.

Teóricamente α es igual a 1.0 para una distribución uniforme de velocidades.

$\sum h_t = \sum h_f + \sum h_L$	Ec. 4-7
----------------------------------	---------

$\sum h_f$ = sumatoria de pérdidas por fricción.

Son debidas al contacto entre el fluido y la frontera sólida del conducto y entre partículas de agua si el régimen es turbulento. Constituyen usualmente las pérdidas mayores de energía.

$\sum h_L$ = sumatoria de pérdidas locales

Son producidas por aditamentos o accesorios que cambian la dirección o geometría del conducto, tales como: tees, codos, válvulas, reducciones, etc. Y constituyen usualmente las pérdidas menores de energía.

La ecuación de la energía es una ampliación de la ecuación original de Bernoulli, la que no contempla pérdidas de energía y se restringe

a fluidos no viscosos con flujo permanente e incompresible, es decir a fluidos ideales.

$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g}$	Ec. 4-4
---	---------

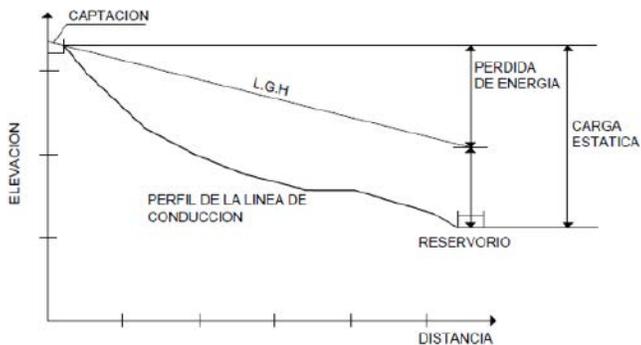
Líneas de energía

Son líneas que permiten visualizar los componentes de la energía hidráulica de un fluido en movimiento a lo largo de un conducto. Si se determinan las cotas de alturas totales CAT y las cotas de alturas piezométricas CAP y se unen mediante líneas rectas se obtienen la línea de alturas totales LAT, y la línea de alturas piezométricas LP, respectivamente.

- Línea estática LE
- Línea de alturas totales LAT
- Línea de alturas piezométricas LP

Las líneas de alturas totales y piezométrica no tienen una pendiente constante debido a la existencia de resistencias locales al flujo, como por ejemplo cambios en la sección del conducto.

Figura 4 6 Líneas de energía



Gradiente hidráulico o gradiente de energía

Es la variación de la energía total respecto a la longitud del conducto, o sea, la pérdida por fricción por unidad de longitud real del conducto en un tramo recto.

$s = \frac{\Delta H}{L} = \frac{H_1 - H_2}{L}$	Ec. 4-5
--	---------

$S = \frac{h_f}{L}$	Ec. 4-6
---------------------	---------

h_f = pérdidas por fricción (m/m)

L = Longitud de la tubería (m)

El gradiente siempre será positivo en sentido del flujo porque $H_1 > H_2$ al existir siempre una pérdida de carga.

Pérdidas de carga

Cuando por ejemplo, un líquido fluye en una tubería indicada, parte de la energía inicial se disipa bajo la forma de calor, la suma de las tres cargas en el punto final según el teorema de Bernoulli no iguala la carga total al inicio.

La diferencia, que se denomina pérdida de carga es de gran importancia para los problemas de diseño de las instalaciones hidráulicas.

La resistencia al flujo en el caso del régimen laminar, se debe enteramente a la viscosidad. Si bien esa pérdida de energía comúnmente se conoce como pérdida por fricción o rozamiento no se debe suponer que ella se deba a una forma de rozamiento como la que ocurre con los sólidos, pues junto a las paredes de los tubos no hay movimiento del líquido.

La velocidad se eleva desde cero hasta su valor máximo en el eje del tubo. Se puede así imaginar una serie de capas en movimiento con velocidades diferentes y responsables de la disipación de la energía.

Para el caso de flujo en régimen turbulento, la resistencia es el efecto combinado de las fuerzas debidas a la viscosidad y a la inercia. En este caso la distribución de las velocidades en la tubería depende de la turbulencia y está influenciada por las condiciones de las paredes. Un tubo con paredes rugosas causaría mayor turbulencia.

La experiencia ha demostrado que en el régimen laminar la pérdida por resistencia es función de la primera potencia de la velocidad, en el turbulento ella varía aproximadamente con la segunda potencia de la velocidad.

En la práctica las tuberías no están constituidas exclusivamente por tubos rectilíneos y no siempre comprenden tubos del mismo diámetro. Hay también accesorios especiales como codos, válvulas, tees, reducciones, que son responsables de nuevas pérdidas.

Pérdidas por fricción

La pérdida de carga (o de altura piezométrica) en una tubería debida a la fricción por el paso del agua, puede calcularse utilizando varias formulas de pérdidas diferentes:

Ecuación de Hazen-Williams

La fórmula de Hazen-Williams es la más utilizada en EEUU. Sin embargo, no puede utilizarse para líquidos distintos del agua, y fue desarrollada originalmente sólo para flujo turbulento, para tuberías de diámetro mayor de 50 mm y velocidades que no excedan de 3 m/s.

La pérdida de carga, con unidades en el sistema internacional se calcula con la siguiente expresión:

$Q=0,2785 C D^{2,63} S^{0,54}$	Ec. 4-7
--------------------------------	---------

Donde:

Q = caudal (m³/s)

C = coeficiente de rugosidad (factor de Hazen – Williams)

D = diámetro de la tubería (m)

S= pérdida de carga unitaria o pendiente de la línea de energía (m/m)

$S = \frac{h_f}{L}$	Ec. 4-8
---------------------	---------

h_f = pérdidas por fricción por unidad de longitud del conducto (m/m)

L = Longitud de la tubería (m)

Despejando en la expresión anterior, la pérdida de carga es igual a:

$h_f = \frac{10.674 \cdot L \cdot Q^{1.852}}{C^{1.852} \cdot D^{4.871}}$	Ec. 4-9
--	---------

Los valores para los coeficientes C de Hazen – Williams, dependen de la rugosidad de la tubería y se muestran en la siguiente tabla:

Material	C
Fundicion	130 - 140
Hormigon o revestimiento de hormigon	120 - 140
Hierro galvanizado	120
PVC	140 - 150
Acero	140 - 150
Cobre	130 - 140
Polietileno	140

Ecuación de Darcy-Weisbach

Los ingenieros Henry Darcy y Julius Weisbach dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular las pérdidas por fricción en las tuberías. Desde el punto de vista académico, la fórmula de Darcy - Weisbach es la más correcta, y es aplicable a todo tipo de líquidos y regímenes de flujo.

La pérdida de carga se calcula con la siguiente expresión:

$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$	Ec. 4-10
------------------------------	----------

Si $Q = vA = v \frac{\pi D^2}{4}$ despejando v en función de Q y reemplazando en la expresión anterior, se tiene:

$h_f = \frac{8fLQ^2}{\pi^2 g D^5}$	Ec. 4-11
------------------------------------	----------

Donde:

h_f = pérdida de carga (m).

f = factor de fricción (adimensional)

L = longitud de la tubería, (m).

Q = caudal en (m³/s).

V = velocidad de flujo, (m/s).

g = aceleración de la gravedad, (m/s²).

D = diámetro de la tubería, (m).

El factor de fricción depende de la rugosidad absoluta ϵ , del diámetro D y del Número de Reynolds, Re.

Donde ϵ es el coeficiente de rugosidad con unidades de longitud.

Tabla 4 2 Valores de la rugosidad absoluta (Saldarriaga, 1998)

Material	ϵ (mm)
PVC	0.0015
AC	0.03
Acero	0.046
Hierro galvanizado	0.15
Hierro fundido	0.15
Hierro dúctil	0.25
Concreto	0.3 – 3.0
Vidrio	0.0003
Polietileno de alta densidad	0.007

Viscosidad cinemática (ν): representa la característica propia del líquido desechando las fuerzas que generan su movimiento. Se obtiene mediante el cociente entre la viscosidad dinámica o absoluta (μ) y la densidad ρ de la sustancia en cuestión:

$\nu = \mu / \rho \text{ (m}^2/\text{s)}$	Ec. 4-12
---	----------

El Número de Reynolds, es un grupo adimensional, viene dado por el cociente de las fuerzas de inercia por las fuerzas debidas a la viscosidad.

Para tuberías circulares, en flujo a tubería llena, el número de Reynolds se calcula de la siguiente manera:

$R_e = \frac{VD}{\nu} = \frac{4Q}{\pi D\nu}$	Ec. 4-13
--	----------

Donde:

V = velocidad media (m/s)

D = diametro de la tuberia (m)

ν = viscosidad cinemática del agua (m²/s)

Tabla 4.3 Viscosidad Cinemática del Agua

Temperatura °C	Viscosidad cinemática del agua ν (m ² /s)
0	1.785.10 ⁻⁶
5	1.519.10 ⁻⁶
10	1.306.10 ⁻⁶
15	1.139.10 ⁻⁶
20	1.003.10 ⁻⁶
25	0.893.10 ⁻⁶
30	0.800.10 ⁻⁶
40	0.658.10 ⁻⁶

El factor de fricción, de Darcy – Weisbach, se calcula mediante diferentes ecuaciones, dependiendo del número de Reynolds del flujo.

El flujo en tuberías en la mayoría de los casos es turbulento, es decir $Re > 4000$, por lo tanto el factor de fricción se puede calcular mediante la expresión de Colebrook - White:

$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\varepsilon/D}{3.7} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right)$	Ec. 4-14
--	----------

Donde Re es el número de Reynolds, ε / D la rugosidad relativa y f el factor de fricción.

El campo de aplicación de esta fórmula se encuentra en la zona de transición de flujo laminar a flujo turbulento y flujo turbulento

Para la obtención de f es necesario el uso de métodos iterativos. Otra forma más sencilla y directa de obtener el valor de f es hacer uso del diagrama de Moody.

Para $Re < 2000$ se emplea la fórmula de Hagen – Poiseuille

$f = \frac{64}{Re}$	Ec. 4-15
---------------------	----------

Para $Re > 4000$ se puede emplear ecuación explícita de Swamee - Jain con la que se obtiene resultados aproximados a los de la ecuación de Colebrook - White.

La fórmula de Swamee - Jain es la siguiente:

$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2}$	Ec. 4-16
---	----------

Donde:

ε / D = rugosidad relativa

Re = Número de Reynolds

f = factor de fricción

D = diámetro interno de la tubería (m)

Los investigadores Swamee y Jain (1976), presentaron expresiones explícitas para calcular las pérdidas de energía, el caudal y el diámetro de las tuberías tomando como base la fórmula de Darcy - Weisbach.

Las ecuaciones son las siguientes:

$h_f = 1.07 \frac{Q^2 L}{g D^5} \left\{ \ln \left[\frac{\varepsilon/D}{3.7} + 4.62 \left(\frac{v D}{Q} \right)^{0.9} \right] \right\}^{-2}$	Ec. 4-17
---	----------

$$10^{-6} < \varepsilon/D < 10^{-2} \quad 3000 < Re < 3 \times 10^8$$

$Q = -0.965 \sqrt{\frac{g D^5 h_f}{L} \ln \left[\frac{\varepsilon/D}{3.7} + \left(\frac{3.17 v^2 L}{g D^3 h_f} \right)^{1/2} \right]}$	Ec. 4-18
--	----------

$$Re > 2000$$

$D = 0.66 \left[\varepsilon^{1.25} \left(\frac{L Q^2}{g h_f} \right)^{4.75} + v Q^{9.4} \left(\frac{L}{g h_f} \right)^{5.2} \right]^{0.04}$	Ec. 4-19
--	----------

$$10^{-6} < \varepsilon / D < 10^{-2} \quad 5000 < R_e < 3 \times 10^8$$

Donde:

h_f = pérdida de energía (m)

Q = caudal (m^3/s)

V = velocidad de flujo, (m/s)

D = diametro de la tubería, (m)

ε = rugosidad absoluta de la tubería (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

L = longitud de la tubería, (m)

Pérdidas menores o locales

Las pérdidas menores, también llamadas locales pueden interpretarse como debidas al incremento de la turbulencia que se produce en los cambios de dirección, codos, accesorios, etc.

El valor de la pérdida de carga, es el producto del coeficiente de pérdidas menores por la altura dinámica de la tubería, esto es:

$h_L = K \frac{V^2}{2g} = \frac{8KQ^2}{\pi^2 g D^4}$	Ec. 4-20
--	----------

K = coeficiente de pérdidas menores

V = velocidad del flujo (m/s)

Q = caudal (m^3/s)

D = diametro (m)

g = aceleración de la gravedad, m/s^2

En la siguiente tabla, se proporciona el valor del coeficiente de perdidas menores para algunos de los accesorios mas comunes.

Tabla 4 4 Coeficientes k para perdidas menores en accesorios

Accesorio	K
Válvula de globo, completamente abierta	10.0
Válvula de mariposa, completamente abierta	5.0
Válvula de cheque, completamente abierta	2.5
Válvula de compuerta, completamente abierta	0.2
Codo de radio corto	0.9
Codo de radio medio	0.8
Codo de gran radio	0.6
Codo de 45o	0.4
Te, en sentido recto	0.3
Te, a través de la salida lateral	1.8
Unión	0.3
Ye de 45°, en sentido recto	0.3
Ye de 45°, salida lateral	0.8
Entrada recta a tope	0.5
Entrada con boca acampanada	0.1
Entrada con tubo entrante	0.9
Salida	1.0

Las pérdidas por cambio de dirección se calculan con la siguiente expresión:

$h_l = 0.25 \frac{V^2}{2g} \sqrt{\frac{\theta}{90}}$	Ec. 4-21
--	----------

Dónde:

□ = Ángulo del codo: 90, 45, 22.5 o 11.25°

Velocidades de diseño

Para el cálculo de diámetros de las tuberías, es factor primordial la velocidad del flujo, y los valores recomendados para no tener ruido ni demasiadas pérdidas, además de evitar daños en los accesorios como válvulas.

Se recomienda una velocidad mínima de 0.60 m/s, la máxima depende del material de la tubería, se recomienda que no exceda de 6 m/s.

Pendiente de la tubería

La acumulación del aire en las tuberías de una conducción hidráulica, puede generar sobrepresiones, sobre todo en la puesta en carga, de una magnitud tal que afecte gravemente a la instalación.

La presencia de aire en las conducciones se debe al existente antes de la puesta en servicio, el aire introducido a través de un depósito con un nivel de agua bajo o por medio de un tanque rompepresión.

Uno de los problemas más importantes que se provocan durante la puesta en carga de una conducción, es la acumulación y compresión del aire en los puntos altos de éstas, de forma que el aire aprisionado en una bolsa en el primer punto alto, se encontrará comprimido por la columna de agua que gravita sobre él, empujando al agua que ocupa el tramo siguiente, que se desplazará con una velocidad inferior a la del tramo anterior, repitiéndose este fenómeno con las bolsas de aire siguientes y traduciéndose en la creación de unas sobrepresiones peligrosas para el sistema.

Con el objeto de permitir la acumulación de aire en los puntos altos de la tubería y su eliminación a través de las válvulas de ventosa colocadas para este efecto y con el fin de facilitar el arrastre de los sedimentos hacia los puntos bajos y acelerar el desagüe de las tuberías, éstas no deben colocarse en forma horizontal.

Las pendientes mínimas recomendadas son las siguientes:

- Cuando el aire circula en el sentido del flujo del agua, la pendiente mínima debe ser 0.04%.

- Cuando el aire fluye en el sentido contrario al flujo del agua la pendiente mínima debe ser 0.1%.
- En este último caso, la pendiente no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica de ese tramo de la tubería de aducción o conducción.
- Cuando sea necesario uniformizar las pendientes a costa de una mayor excavación, con el fin de evitar un gran número de válvulas de aire y cámaras de limpieza, debe realizarse una comparación económica entre las dos opciones: Una mayor excavación o mayor número de accesorios.

Carga estática y dinámica

La carga estática máxima es de 70 m y la carga dinámica mínima de 5 m.

Válvula de aire

El aire que se acumula en los puntos altos de la conducción provoca una disminución del flujo de agua, incrementándose la pérdida de carga y por consiguiente una disminución del caudal. Para evitar este problema se recomienda instalar válvulas de aire automáticas.

Válvula de desagüe o de purga

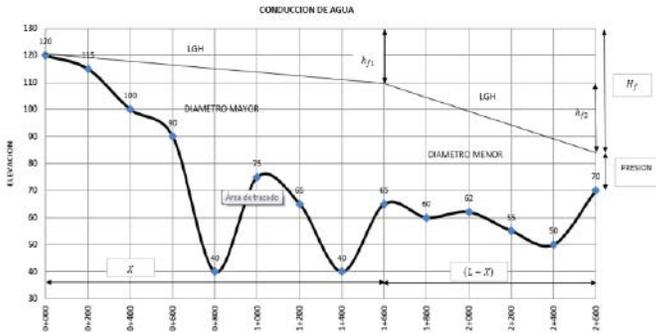
En los puntos bajos de la tubería de conducción se acumulan sedimentos que disminuyen gradualmente la sección de flujo, por lo que se requiere la instalación de válvulas de desagüe para la limpieza de las tuberías.

Tanque rompepresión

Cuando el desnivel entre la captación y algunos puntos de la línea de conducción, pueden producirse presiones mayores a las que puede soportar la tubería. En este caso es recomendable la instalación de tanques rompepresión para evitar sobrepasar la presión máxima estática.

Combinación de diámetros de tuberías

El diseño de una conducción mediante una combinación de tuberías tiene la ventaja de disminuir los costos del proyecto con la optimización de los diámetros



La pérdida de carga requerida es igual a la suma de las pérdidas de carga de cada tramo de tubería:

$H_f = h_{f1}x + h_{f2}(L - X)$	Ec. 4-22
---------------------------------	----------

Aplicando la fórmula de Darcy – Weisbach tenemos:

$H_f = \frac{8Q^2}{\pi^2 g} \left[\frac{f_1 x}{D_1^5} + \frac{f_2 (L - X)}{D_2^5} \right]$	Ec. 4-23
---	----------

$X = \frac{\pi^2 g \left(H_f - \frac{8LQ^2 f_2}{\pi^2 g D_2^5} \right)}{8Q^2 \left(\frac{f_1}{D_1^5} + \frac{f_2}{D_2^5} \right)}$	Ec. 4-24
--	----------

Donde:

H_f = pérdida de carga total (m)

Q = caudal (m^3/s)

L = longitud total de la tubería (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s^2)

D_1 = diámetro mayor de la tubería (m)

D_2 = diámetro menor de la tubería (m)

f_1 = factor de fricción en la tubería de diámetro mayor (m)

f_2 = factor de fricción en la tubería de diámetro menor (m)

h_{f1} = pérdida de carga en la tubería de diámetro mayor (m)

h_{f2} = pérdida de carga en la tubería de diámetro menor (m)

X = longitud de tubería de mayor diámetro (m)

$L-X$ = longitud de la tubería de menor diámetro (m)

Planta de tratamiento de agua potable

Importancia de un suministro seguro de agua

El agua es un elemento básico para la vida humana; se necesita agua para mantener la salud y el saneamiento, es el recurso natural más importante que se requiere para la producción de los alimentos, el mantenimiento de la industria y el medio ambiente.

El agua para el consumo humano debe estar exenta de microorganismos patógenos, sustancias tóxicas, minerales y materiales orgánicos excesivos. Para que los consumidores puedan aceptarla debe estar libre de color, turbiedad y olor, y contener el oxígeno suficiente para que tenga un sabor agradable.

El suministro del agua de buena calidad, que permita atender las necesidades de los consumidores, contribuirá a disminuir la incidencia de las infecciones de la piel, y puede también disminuir las enfermedades diarreicas y la mayoría de las infecciones parasitarias.

Sin embargo, el suministro del agua segura, en cantidad suficiente y calidad aceptable, no garantiza un mejoramiento de las condiciones de salud a menos de que sea continuo, se utilice apropiadamente, mejoren las prácticas higiénicas domésticas y utilicen métodos adecuados de disposición de los desechos líquidos y residuos sólidos.

El problema del tratamiento de las aguas superficiales en la zona rural

Las aguas superficiales son las fuentes principales de abastecimiento de agua en la mayoría de los sistemas de agua potable que sirven a las comunidades rurales del país.

Debido a la topografía montañosa que facilita el arrastre de material sólido hacia cursos de agua por medio de la lluvia, la protección deficiente de las fuentes de abastecimiento del líquido vital, las actividades inadecuadas agrícolas y ganaderas, causan el desmejoramiento de la calidad del agua que afectan a las plantas de tratamiento que no han sido diseñadas para enfrentar variaciones bruscas de la calidad del agua cruda, produciendo interrupciones en el servicio a los usuarios y la calidad inadecuada del líquido vital suministrado a los consumidores.

La mayoría de las plantas de tratamiento de agua potable para poblaciones de recursos económicos bajos, que se abastecen de fuentes superficiales utilizan la filtración lenta en arena como el proceso de potabilización; pero, no está en capacidad de absorber las variaciones bruscas de la turbiedad, los sólidos suspendidos y la calidad bacteriológica que generan problemas en la operación debido a que obstruyen rápidamente el medio filtrante, acortando la carrera de filtración y como consecuencia existe el riesgo a la salud debido a que el agua no recibe el tratamiento adecuado.

La filtración lenta en arena

Antecedentes

La primera planta de filtración lenta, que se tiene registro, fue diseñada y construida en Paisley, Escocia en el año 1804. Desde entonces, se la ha utilizado, en Gran Bretaña y Europa, principalmente por su capacidad de remoción de los microorganismos patógenos. En esa época, la existencia de las bacterias patógenas era desconocida y el filtro lento de arena fue utilizado como un medio mecánico para reducir la turbiedad y los sólidos suspendidos.

En 1885, fue desarrollado en Estados Unidos, el primer filtro mecánico, inicio del filtro rápido que comparado con el filtro lento requiere de superficies más pequeñas para tratar el mismo caudal y, por lo tanto, los costos iniciales son menores, pero su operación es más compleja y costosa.

En los últimos años, se han realizado investigaciones, que han permitido conocer más profundamente el proceso complejo de la filtración lenta, que se lleva a cabo de manera natural, sin la aplicación de sustancias químicas, pero requiere de un buen diseño, una operación apropiada y un mantenimiento minucioso para no reducir la eficiencia del proceso.

Utilización de la filtración lenta en arena en el área rural

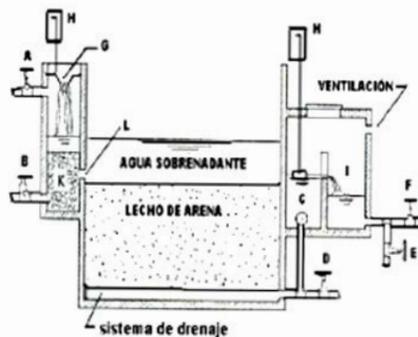
La filtración lenta en arena ha sido reconocida como una tecnología apropiada para el tratamiento del agua potable en la zona rural, porque es un proceso simple, efectivo y económico para la remoción de las bacterias patógenas.

Es capaz de mejorar la calidad física, química y bacteriológica del agua a través de un proceso sencillo sin la adición de sustancias químicas, y puede producir un efluente de calidad libre de bacterias y virus.

Descripción del filtro lento en arena

Una unidad de FLA consta de un tanque que contiene un lecho filtrante, una capa de agua sobrenadante, un sistema de drenaje y el control de flujo. (figura 5.1).

Figura 5.1 Elementos básicos de un FLA



A: Válvula de entrada, para regular la tasa de filtración	F: Válvula para el tanque de contacto o almacenamiento de agua
B: Válvula de drenaje de la capa sobrenadante de agua	G: Cámara de entrada
C: Válvula para llenar la unidad con agua filtrada.	H: Regla de aforo
D: Válvula para lavado del lecho filtrante	I: Cámara de salida
E: Válvula de desagüe del filtro	K: Agua cruda L: Orificio de entrada del agua cruda o drenaje del agua sobrenadante

Fuente: (Sánchez, Sánchez, Galvis, & Latorre, 2007)

La materia, orgánica e inorgánica, ingresa al filtro con el flujo de agua cruda o pre-tratada la cual pasa a través del lecho filtrante por efecto de la gravedad, mediante la presión que ejerce la capa sobrenadante de agua que se encuentra sobre el lecho de la arena. Por efecto de la radiación solar, se favorece el crecimiento de las algas que proporciona materia orgánica adicional añadida a la contaminación del agua. Esa fuente de nutrientes ayuda al crecimiento de las bacterias y otros microorganismos que ayudan al material soluble para que sea removido del agua en el lecho de arena. El lecho filtrante actúa como una unidad de limpieza de la materia orgánica y los organismos aeróbicos, como el zooplancton y resto de la biomasa, los cuales respiran continuamente, demandando el oxígeno proveniente del agua, por dicha razón, se requiere un flujo continuo en el sistema.

La capa sobrenadante de agua proporciona la carga hidráulica necesaria para permitir su paso a través del lecho de arena. En un lecho limpio, la pérdida inicial de carga suele estar por debajo de 0,10 m, valor que se incrementa gradualmente hasta que alcanza el nivel máximo. La literatura recomienda que la altura sobrenadante de agua esté en un rango entre 0,60 y 1,20 m.

El lecho filtrante consiste básicamente de arena relativamente fina que posee las siguientes características:

a) Tamaño efectivo (D_{10}): Corresponde al espaciamiento libre de una malla o tamiz que deja pasar el 10% en peso de la muestra. Su valor debe estar comprendido entre 0,15 a 0,30 mm.

b) Coeficiente de uniformidad (C_u): Es la razón entre los tamaños de las mallas que dejan pasar el 60% (D_{60}) y el 10% (D_{10}) de una muestra de material granular. Se recomienda un valor de C_u menor que 5.

Es necesario utilizar la arena fina para asegurar la remoción de las impurezas del agua en la parte superior del lecho filtrante y, posteriormente, se pueda remover la capa superior por raspado. La profundidad mínima del lecho de arena debe ser entre 0,40 y 0,50 m; la arena debe estar limpia, libre de arcilla, tierra y material orgánico.

La literatura reporta algunas variaciones en los parámetros de diseño recomendados para los filtros lentos de arena. En la tabla 5.1 se muestran algunos criterios de diseño sugeridos por varios autores.

Tabla 5.1 Criterios de diseño de FLA recomendados por varios autores. Tomado de (Sánchez, Sánchez, Galvis, & Latorre, 2007)

Criterios de diseño	Ten states standards (1987)	Visscher, et al. (1987)	Galvis, et al. (1998)	Cepis (2005)
Período de diseño (años)	No establecida	10-15	8-12	
Período de operación (h/d)	24	24	24	24
Tasa de filtración (m/h)	0,08 – 0,24	0,1 – 0,2	0,1 – 0,3	0,1 – 0,2
Lecho de arena (altura inicial m)	0,8	0,9	0,8	1,0
Altura mínima (m)	No establecida	0,5	0,5	0,5
Tamaño efectivo de la arena (mm)	0,30 – 0,45	0,15 – 0,30	0,15 – 0,30	0,15 – 0,35
Coefficiente de uniformidad				
Aceptable	No establecida	< 5	< 4	<3
Preferible	≤ 2,5	< 3	< 3	1,8 – 2,0
Altura del lecho de soporte con drenaje (m)	0,4 – 0,6	0,3 – 0,5	0,25	0,1 – 0,3
Altura máxima del agua sobrenadante (m)	0,9	1,0	0,75	1,0 – 1,5
Borde libre (m)	No establecida	0,1	0,1	0,2 – 0,3
Área superficial máxima (m ²)	No establecida	< 200	< 100	No establecida

Fuente: (Sánchez, Sánchez, Galvis, & Latorre, 2007)

Limpieza de los filtros lentos

La limpieza debe realizarse al final de cada carrera de filtración, cuando la pérdida de carga a través del lecho filtrante, alcance su valor máximo. Esto ocurre cuando el nivel del agua sobre la cama de arena alcanza el de desborde y empieza a fluir el agua hacia el desagüe, reduciendo el flujo del agua a través del lecho filtrante. Típicamente, las carreras de filtración varían en un rango de 30 a 60 días, pero pueden alcanzar más de 100 días, aunque se recomienda que no sea menor de 15 días en las condiciones más desfavorables.

La pérdida de carga depende de la velocidad de filtración, el tamaño efectivo y el coeficiente de uniformidad de la arena y las condiciones del agua en el afluente.

Por ejemplo, una tasa alta de filtración entrega una gran cantidad de sólidos suspendidos y la acumulación del material en el lecho, se producirá de manera rápida. Entonces, la pérdida de carga es proporcional a la velocidad de filtración en el lecho de arena.

El método tradicional para la limpieza de los filtros lentos implica disminuir el nivel del agua justo debajo del de la arena y raspar entre 1 y 2 cm. El *schmutzdecke* o piel del filtro está formado principalmente por algas y otras numerosas formas de vida, tales como plancton, diatomeas, protozoarios, rotíferas y bacterias. La acción intensiva de estos microorganismos atrapa, digiere y degrada la materia orgánica contenida en el agua.

El *schmutzdecke* es donde existe la concentración máxima de biomasa y se produce el tratamiento biológico en mayor grado. Entonces, la remoción de los microorganismos patógenos puede disminuir hasta que se produzca la maduración del lecho.

Después de la limpieza, los filtros deben ser llenados desde el fondo de la unidad, para eliminar las burbujas de aire que producirían pérdidas adicionales de carga, debido a que producen obstrucción de los poros del filtro.

Mecanismos de la remoción físico – química

Los mecanismos físico-químicos de la filtración son divididos en dos categorías: transporte y adherencia. Los primeros actúan en el

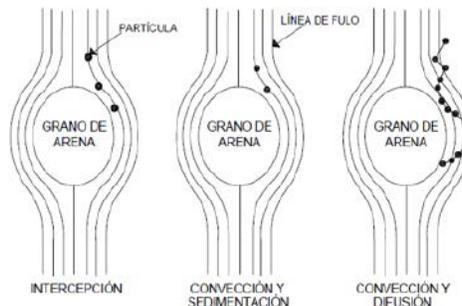
transporte de la materia particulada hacia el medio filtrante y los de adherencia permiten remover las partículas colisionadas con los granos de arena del medio filtrante.

Uno de los mecanismos principales de transporte es el cernido, en el cual las partículas con tamaños mayores al de los poros del lecho de arena son atrapadas y retenidas en el medio filtrante. Este mecanismo puede ser perjudicial para el proceso debido a que colmata la capa superficial, disminuyendo las carreras de filtración.

Según Huisman aproximadamente el tamaño del poro es de un 15% del diámetro medio de la arena. Así, es factible que un diámetro medio de 0,2 mm podría cernir partículas de 30 μm . Sin embargo, como el tamaño de los poros del medio decrece progresivamente debido a la sedimentación de las partículas y el crecimiento de la película biológica, el cernido será más eficiente en la captura de partículas cada vez menores en tamaño.

Hay partículas, en la superficie del agua, que son mucho más pequeñas que el tamaño de los poros del medio filtrante, tales como las bacterias (0,1 a 10 μm), virus (0,01 a 0,1 μm) y partículas colidales (0,001 a 1 μm) (Cánepa, 2005). Estas partículas penetran dentro del lecho de arena, en donde otros mecanismos de transporte se vuelven importantes.

Figura 5 2 Mecanismos de transporte



Fuente: (Solsona & Méndez, 2002)

Si la partícula es conducida por las líneas de flujo; su trayectoria puede ser cambiada por la difusión, moviéndose de una línea de flujo a otra, pudiendo eventualmente colisionar con una partícula de arena. Es decir, que cuando más baja es la velocidad del flujo, más pasos podrá dar la partícula por unidad de tiempo. Por lo tanto, la probabilidad de colisión aumenta a medida que la velocidad intersticial decrece. De igual manera, a medida que aumenta la temperatura, se incrementa, también, la energía térmica y, por consiguiente, el número de pasos por unidad de tiempo y la probabilidad de colisión.

La sedimentación, se produce por efecto de la gravedad y velocidad de sedimentación, en este mecanismo, las partículas suspendidas, se separan de las líneas de flujo y les permiten alcanzar los granos de arena, Este mecanismo es significativo para diámetros de partículas mayores a 10 μm .

La intercepción ocurre cuando el movimiento de las partículas, a lo largo de las líneas de flujo, están lo suficientemente cerca del colector para que ocurra un contacto. Aunque, la intercepción ha sido marcada como un mecanismo de transporte, algunos investigadores la han considerado como una condición de frontera por la adherencia resultante de la difusión y sedimentación.

La adherencia entre las partículas transportadas y los granos está gobernada, principalmente, por las características de las superficies de las partículas suspendidas y los granos. Las partículas, se pueden adherir directamente tanto a la superficie de los granos como a las partículas previamente retenidas.

La adherencia, se atribuye a dos tipos de fenómenos: interacción entre las fuerzas eléctricas y las de Van der Waals, y al enlace químico entre las partículas y la superficie de los granos por un material intermediario. Se ha sugerido, inclusive, que la filtración no es más que un caso especial de la floculación en que algunas partículas son fijas, las que están adheridas a los granos y otras suspendidas.

Mecanismos biológicos

Los diferentes procesos de purificación mediante los cuales, se retienen las impurezas del agua y degrada la materia orgánica hasta hacerla

inocua, son independientes entre sí y, por lo tanto, es preferible describirlos en forma conjunta.

Las dos acciones principales que contribuyen a lograr los efectos totales: son la oxidación química y microbiológica, pero, también, existen otros procesos biológicos producidos por las diferentes formas de vida, animal y vegetal, que pueden tener una acción muy importante.

Al inicio del proceso, las bacterias, contenidas en el agua cruda, pueden multiplicarse en forma selectiva contribuyendo a la formación de la película biológica del filtro utilizando, como fuente de alimentación, el depósito de la materia orgánica.

Las bacterias oxidan la materia orgánica para obtener la energía que necesitan para su metabolismo y convierten, parte de este, en material necesario para su crecimiento. Así, las sustancias y la materia orgánica muerta son convertidas en materia viva. Los productos de desasimilación son llevados por el agua a profundidades mayores para ser utilizados por otros microorganismos.

La remoción de los virus se lleva a cabo en la película biológica que se forma sobre la capa de arena. Debido al tamaño muy pequeño de los virus los mecanismos físicos de remoción son poco importantes. Wheeler et. al. citado por (Cleary, 2005) encontró que la concentración de la biomasa es muy importante para la remoción de los virus patógenos.

Limitaciones de la filtración lenta en arena

La filtración lenta en arena ha sido reconocida como una tecnología simple y eficiente en el tratamiento del agua. Sin embargo, no necesariamente remueve todas las sustancias peligrosas hasta los niveles requeridos por las normas de calidad.

La mayoría de las aguas superficiales pueden alcanzar turbiedades de 30 – 50 UNT, con picos ocasionales de hasta 200 UNT. Esto sugiere que los filtros lentos operan mejor con turbiedades del agua cruda menores de 10 UNT, y pueden manejar picos de hasta 50 UNT, por uno o dos días, sin incurrir en pérdidas mayores de carga.

Sin embargo, si la turbiedad es frecuentemente más alta que 50 UNT, el filtro se tapaná y requerirá limpieza frecuente, ocasionando carreras de filtración cortas. La limpieza frecuente interrumpe el equilibrio biológico en el medio filtrante, debido a que no existe el tiempo suficiente para que se produzca la maduración.

Es recomendable que la turbiedad en el afluente del FLA sea de preferencia menor de 10 UNT y la concentración de los sólidos en suspensión entre 2 – 5 mg/l para lograr una operación razonable del filtro.

El proceso de obstrucción del filtro puede deteriorar la calidad del agua en el efluente. La acumulación de las partículas en la capa de arena ocasiona una disminución del tamaño de los poros y el subsecuente incremento de la velocidad intersticial del agua, que trae como consecuencia la penetración de las partículas en las regiones más profundas del lecho, que inclusive pudieran salir en el efluente. En resumen, la acumulación de los sólidos causa problemas en la película biológica, reduciendo la capacidad de remoción de las bacterias patógenas.

El aire, la luz y los tiempos elevados de retención pueden permitir el desarrollo de algas que ocasionen el taponamiento del filtro lento. Para eliminar la luz puede ser necesario cubrir los filtros.

Los filtros lentos son también poco eficientes en la remoción del color. El color es causado por la presencia de sustancias húmicas y es deseable un valor bajo por consideraciones estéticas. Se estima que el promedio de la remoción del color verdadero es del 30%.

En la siguiente tabla Tabla 5 2 , se presentan las remociones típicas de los filtros lentos convencionales.

Tabla 5 3 Eficiencias de remoción de filtros lentos convencionales

Parámetro de calidad del agua	Eficiencia de remoción	Comentario
Turbiedad	Turbiedad en el efluente > 1 UNT	El nivel de turbiedad y la naturaleza y la distribución de las partículas afectan la capacidad de tratamiento
Entero bacteria	90 – 99,9%	Afectadas por la temperatura, la tasa de filtración, el tamaño, la uniformidad y la profundidad de la capa de arena y la operación.
Entero virus y quistes de Giardia	99 – 99,99%	Eficiencia alta aún después de la limpieza.
Color verdadero	25 – 30%	Color asociado con material orgánico y sustancias húmicas
Hierro, manganeso	30 – 90%	Niveles de hierro mayores de 1 mg/l reducen la carrera de los filtros

Fuente: Adaptada de (Galvis, 1999)

Filtración en múltiples etapas (FIME)

Antecedentes de la filtración en múltiples etapas

En el siglo XIX, en Inglaterra y Francia, se empleaban medios filtrantes gruesos para el pre-tratamiento del agua cruda antes de la FLA. Desde hace 40 años, en Alemania, Suiza y Austria, se han utilizado pre filtros de grava en combinación con los lechos de arena para recargar artificialmente las aguas subterráneas.

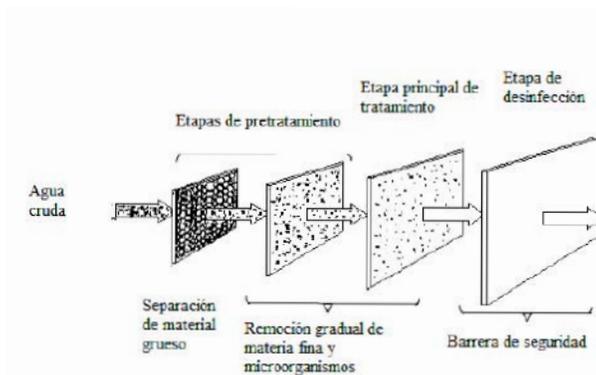
Como una respuesta a las limitaciones de la filtración lenta surge la tecnología de la filtración en múltiples etapas (FIME). Esta secuencia de tratamiento involucra la utilización del pre filtro grueso dinámico seguido del filtro grueso, horizontal o vertical, que puede ser de flujo ascendente o descendente y la filtración lenta como barrera microbiológica, con la finalidad de obtener un efluente de calidad deseable sin la necesidad de la utilización de reactivos químicos durante el proceso.

El concepto de la FIME, se origina en la busca de opciones de acondicionamiento o pre-tratamiento para las fuentes superficiales en las que la calidad del agua cruda no es compatible con la filtración lenta.

La FIME es una tecnología que empezó aplicarse en América Latina alrededor de 1.980 con resultados promisorios y que ha sido gradualmente introducida dentro de los sistemas de suministro de agua en Colombia y otros países, cuando se usa una fuente apropiada de agua de calidad. La filtración rápida presenta limitaciones y puede ser empleada en aquellos sistemas con acceso a un operador de tiempo completo y capacitado con buena gerencia y administración.

La experiencia desarrollada, ha demostrado que para que un sistema de agua potable funcione adecuadamente no es suficiente considerar solamente los desafíos técnicos, por lo que, se requiere además de la capacitación, el respaldo institucional, la legislación, etc., factores que sustentan la aplicación de la tecnología FIME. Para tener éxito también, se requiere de una perspectiva humanística, un enfoque que tenga en cuenta las dimensiones sociales, organizacionales y ecológicas de los sistemas.

figura 5 4 Procesos que integran la FIME



Fuente: (Wegelin, 1996)

En el diagrama de la figura 5 5 , se muestra el concepto del tratamiento de multi-barrera utilizado por la FIME; el primero y paso más fácil es la separación de los sólidos gruesos. Las partículas más finas son separadas en un segundo pre-tratamiento y, finalmente el tratamiento del agua termina con la remoción y destrucción de los sólidos más pequeños y microorganismos. Estas diferentes etapas de pre-tratamiento contribuirán a la reducción de los microorganismos patógenos.

Beneficios de la filtración gruesa

La filtración gruesa ha sido usada en el tratamiento de agua desde 1800, en Escocia, como pre tratamiento previo a la filtración lenta. La filtración en grava desapareció pronto debido a la aparición del tratamiento químico, pero resurgió en las décadas de los 70 y 80 del siglo XX en los países en desarrollo como pre tratamientos para las turbiedades altas en las plantas de filtración lenta, debido a que los filtros gruesos no requieren equipos sofisticados y el uso de coagulantes, por lo que resulta un método apropiado para las zonas rurales.

Generalmente, los filtros gruesos están clasificados según la dirección del flujo: ascendente, descendente u horizontal. La selección

del tipo de filtro depende de las características del agua cruda y los requerimientos de la operación y el mantenimiento.

La función principal de la filtración gruesa es reducir la turbiedad y los sólidos suspendidos hasta niveles que permitan la operación efectiva de los filtros lentos de arena. Pueden, además, reducir la obstrucción del filtro por las algas, el material coloidal y los micro-organismos patógenos sin la adición de coagulantes.

Esencialmente, los filtros gruesos protegen a los filtros lentos de arena de una sobrecarga eventual de material particulado, limitando la pérdida de carga e incrementando las carreras de filtración. Se ha encontrado que los filtros lentos pueden incrementar la duración de la carrera hasta cinco veces utilizando filtración gruesa comparada con el uso de filtración lenta solamente.

La filtración gruesa puede, además, atenuar los picos de la turbiedad y las fluctuaciones de la calidad del agua, protegiéndola contra la destrucción de la comunidad biológica en el filtro lento de arena.

Además, el pre-tratamiento con la filtración gruesa permite que el filtro lento sea operado a cargas hidráulicas más altas como 0,4 a 0,8 m/h, reduciendo el área de filtración y disminuyendo los costos de construcción. (Galvis, 1999).

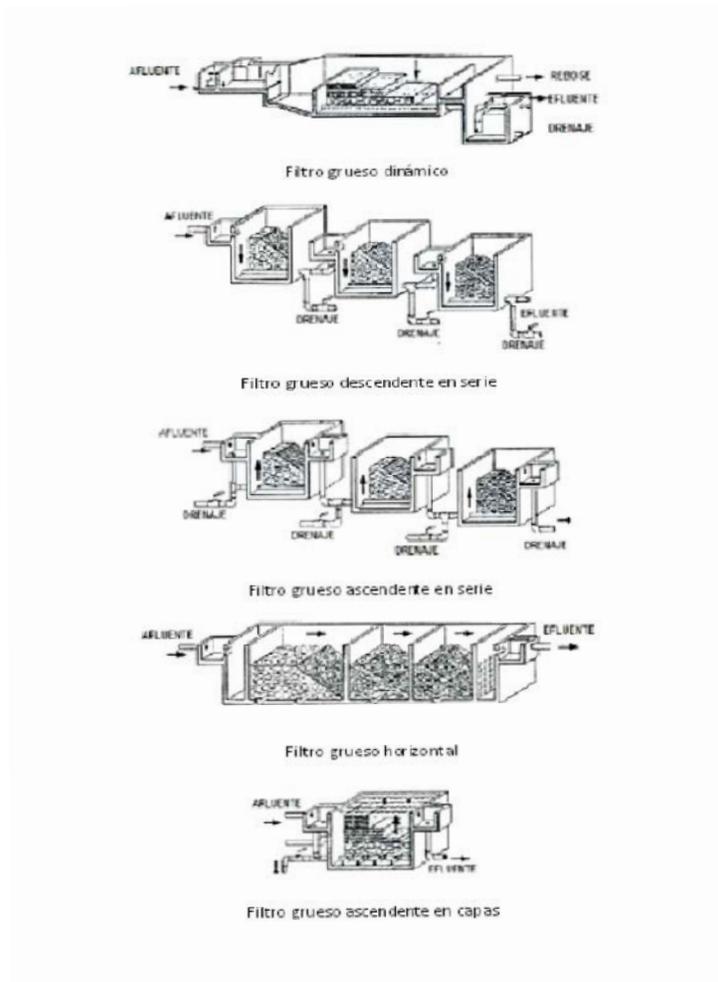
Tipos de filtros gruesos

Varias alternativas de pre-tratamiento pueden ser utilizadas, cuando la turbiedad y/o contaminación microbiológica no permiten utilizar una fuente determinada, se utilizan prefiltros para preparar el agua. Estos, se dividen en tres clases: prefiltros de grava de flujo ascendente, prefiltros de grava dinámicos, prefiltros de grava de flujo horizontal.

Existen prefiltros de grava de flujo descendente, pero, al parecer, no tienen ventaja sobre los antes indicados.

Los filtros gruesos, los cuales usan grava como material filtrante son descritos a continuación y se ilustran esquemáticamente en el siguiente gráfico.

figura 5 6 Tipos de filtros gruesos



Fuente: (Galvis, 1999)

Filtro grueso dinámico (FGDI)

Los filtros gruesos dinámicos son una derivación de los filtros dinámicos, que son un tipo especial de filtros lentos de arena, que inicialmente fueron desarrollados en Rusia y usados en algunos países de Latinoamérica entre ellos Argentina y Ecuador.

Un FGDi consiste en dos o más unidades en paralelo, compuestas de tres capas de grava de diferente tamaño, desde la más gruesa en la parte inferior hasta más fina en la superficie.

Figura 5.7 Esquema de un FGDi adaptado de (Sánchez, Sánchez, Galvis, & Latorre, 2007)

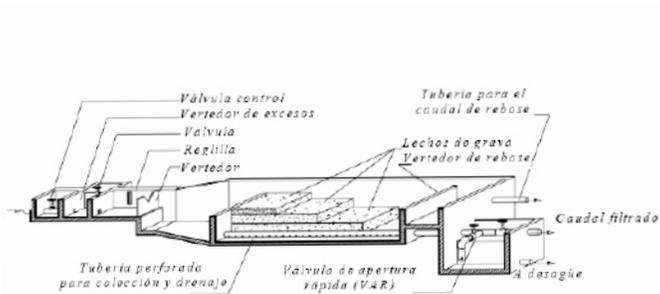


figura 5 8 Esquema de un FGDi

Fuente: (Sánchez, Sánchez, Galvis, & Latorre, 2007)

El agua (Q_i), se filtra a través del lecho de grava desde la superficie hasta el fondo, hasta llegar a los drenes, desde los cuales fluye a la siguiente unidad de tratamiento. Debido a que el tamaño de la grava utilizada varía entre 3 y 25 mm, la pérdida de carga en el lecho filtrante es muy pequeña, alrededor de 0,01 m. Sin embargo, si la válvula de salida (Q_f) no es abierta periódicamente para compensar las pérdidas de carga en el lecho filtrante, el flujo en el filtro empieza a declinar y el agua sobrenadante alcanza el nivel del vertedero de salida que es un indicador de que se requiere una limpieza de la unidad para recuperar su capacidad.

El concepto del FGDi fue desarrollado en Colombia por el CINARA a través de un proyecto apoyado por el IRC. El FGDi mejora la calidad del agua y protege a las unidades de tratamiento que la preceden de las cargas excesivas de sólidos suspendidos. Según investigaciones realizadas por (Galvis y Fernández, 1991) se ha reportado una reducción del 23 al 77% en los sólidos suspendidos en las unidades de FGDi, tratando agua cruda con sólidos suspendidos entre 7,7 y 928 mg/l con velocidades de filtración entre 1 y 9 m/h. En la tabla 5.4 se muestran los lineamientos para el diseño de los FGDi.

Tabla 5 4 Criterios de diseño de FGDi

Parámetro	Objetivos principales del tratamiento	
	Mejorar la calidad Del agua	Reducir el impacto de los sólidos suspendidos
Velocidad de filtración (m/h)	0,5 – 2,0	> 5
Capa del lecho filtrante		
superior (Espesor y tamaño)	0,20 m, y 3 – 5 mm	0,20 – 0,30 m, y 1,5 – 3 mm
Media	0,20 m, y 5 – 15 mm	0,10 m, y 3 – 5 mm
Inferior	0,20 m, y 15 – 25 mm	0,10 m, y 5 – 15 mm
Velocidad de operación superficial (m/s)	Nula o entre 0,1 – 0,3	Nula o < 0,05
Velocidad de lavado superficial (m/s)	0,2 – 0,4	0,2 – 0,3

Fuente: (Galvis, 1999)

El filtro actúa como una válvula de seguridad, para impedir que las concentraciones altas de los sólidos puedan llegar hasta los procesos del filtrado u obstruirlo con rapidez. Según las recomendaciones del CINARA, si la presencia de los picos de la turbiedad en la fuente de abastecimiento no es frecuente, es preferible usarlo como método para mejorar la calidad del agua; cuando los promedios de la turbiedad excedan de 10 UNT pero no tengan picos mayores que 20 UNT, el lavado de la unidad, se lo hace incrementando la velocidad del flujo sobre el lecho y rastrillando la superficie para que se desprenda el material retenido.

En los ensayos realizados por el CINARA en plantas prototipos se observó que los FGDI alcanzaron reducciones de los sólidos, en promedio, del 80%, turbiedad 65%, color 30% y coliformes 96%.

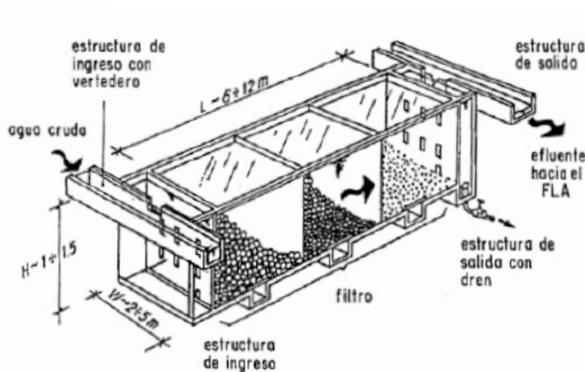
Filtro de grava de flujo horizontal (FGH)

Los prefiltros de grava de flujo horizontal representan los más antiguos sistemas de pre-tratamiento utilizados con el objeto de preparar el

agua para la filtración lenta. Los primeros, se utilizaron en Paisley, Escocia, en 1804. Tenían forma circular con un primer anillo en donde estaban los prefiltros, un segundo anillo interior para los filtros lentos y el centro que se utilizaba como tanque de almacenamiento.

El filtro FGH tiene tres componentes principales: una estructura de ingreso, el lecho filtrante y una estructura de salida. Las estructuras de ingreso y salida sirven para el control del flujo para mantener un nivel y caudal determinado en el filtro, y establecer una distribución uniforme del flujo a lo largo de la unidad. La sección más importante de filtro es el lecho filtrante que está compuesto de tres o más secciones de grava de diferentes tamaños.

figura 5 9 filtro grueso horizontal FGH



Fuente: (Wegelin, 1988)

Los prefiltros consisten en una caja de 1,0 a 1,5 m de profundidad dividido en compartimientos separados por muros perforados, compartimientos que se reducen en su longitud y el tamaño de la grava decrece en la dirección del flujo; es decir, la grava más gruesa en la primera sección y más fina en la última. La ventaja de este sistema es que las capas de grava pueden ser extendidas sin la necesidad de incrementar la altura de la estructura (1,0 – 1,5 m)

La entrada se realiza por medio de un muro o tabique perforado con orificios de $\varnothing 1''$ a $2''$ que trabajan con velocidades de 1,0 a 1,2 m/s y producen una pérdida de carga de 0,12 a 0,18 m. Los FGH, se calculan con velocidades de flujo entre 7 y $36 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$, para las turbiedades

entre 20 y 150 UNT y los colores no mayores a 50 UC. Entre mayor sea la turbiedad del agua cruda, menor debe hacerse la tasa de flujo para compensar el incremento de los sólidos y que las carreras de filtración sean más largas.

En la investigación realizada por la Escuela Politécnica Nacional en Ecuador, en un FGH prototipo para una velocidad de filtración de 0,50 m/h se lograron remociones de la turbiedad del 85% (WASHED, 1995).

No existen referencias en nuestro país sobre las eficiencias de remoción de los FGH en plantas de tratamiento a escala real. De la experiencia realizada en la comunidad rural de Cocharcas, Perú, cuya planta está conformada por un sedimentador, dos FGH y dos FLA, en la evaluación realizada en el año 1987, se encontraron valores altos de contaminación fecal en el agua cruda del orden de 400 a 60.200 E. Coli por 100 ml, fue observada una remoción del 84% en lo relacionado a la contaminación fecal. Esto refleja la importancia de la aplicación de la estrategia de la multibarrera para obtener agua de buena calidad en los sistemas de agua potable pequeños.

En la tabla 5.5, se muestran algunas guías tentativas de diseño de los FGH.

Parámetro	Concentración máxima de los sólidos suspendidos en el afluente, Co (mg/l)	
	> 150	< 150 - 100
Tasa de filtración (m/h)	0,5 - 0,75	0,75 - 1,5
Diámetro de la grava (mm)	Longitud del filtro	
25 - 15	3 - 5	3 - 4
15 - 10	2 - 4	2 - 3
10 - 5	1 - 3	1 - 2
Concentración de los sólidos suspendidos en el efluente, Ce (mg/l)	< 5	

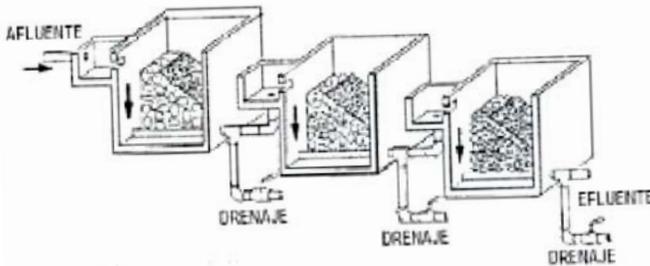
Fuente: (Galvis, 1999)

Filtro de grava descendente en serie (FGDS)

La combinación del FGDS y el FLA es similar a la filtración Puech-Chabal inicialmente aplicada en París en 1899 para tratar el agua de la ciudad.

En la actualidad, el sistema FGDS consiste en tres compartimientos hidráulicamente independientes y trabajando en serie (figura 5.10), todos con la misma tasa de filtración alrededor de 0,3 a 1,2 m/h. Debido a las limitaciones estructurales y de limpieza son unidades pequeñas con una longitud menor a 1,5 m y la altura total de cada filtro menor a 2 m. Comparado con los FGH convencionales, los FGDS proveen poca capacidad de almacenamiento de los sólidos y requieren limpieza frecuente del medio filtrante.

figura 5.10 Filtro de grava descendente en serie FGDS



Fuente: (Sánchez & Galvis, 2005)

Según estudios realizados en plantas piloto en Lima, Perú (Pérez et al, 1985) con tres unidades de FGDS, cada uno de 0,15 m de diámetro y 0,6 m de profundidad de grava. La grava fue de 20 a 40 mm en el primero, 10 a 20 mm en el segundo y 5 a 10 mm en el tercero, utilizando agua cruda del río Rimac. Durante el período experimental el agua cruda tuvo temperaturas en el rango de 18 a 22 oC y turbiedades en el rango de 28 a 300 NTU, con un valor medio de 53 UNT.

El filtro piloto fue probado a diferentes rangos de turbiedad del agua cruda (< 50, 100 – 200, 250 – 350 y 600 – 800 NTU) con tasas de filtración (0,1, 0,2, 0,3 hasta 0,8 m/h), la aplicación de cada tasa con una duración de una semana. Los resultados muestran que para turbiedades de menos de 50 UNT, la eficiencia de remoción fue de alrededor del 55% para la tasa más baja y 45% para la más alta. Las eficiencias fueron menores para turbiedades de alrededor de 700 UNT. Basado en estos experimentos y teniendo como meta el efluente del

FGDS en 20 UNT, se determina que el límite de la turbiedad del afluente no debe ser mayor de 200 UNT.

Filtros de grava ascendente en capas (FGAC) y serie (FGAS)

Durante el siglo XIX, los filtros ascendentes fueron construidos en Inglaterra, Francia, Escocia y Estados Unidos. Los filtros rápidos ascendentes han sido usados extensivamente en Rusia para la clarificación del agua con niveles bajos de turbiedad y materia orgánica; el filtro rápido ascendente fue introducido en Brasil durante la década de 1960 y Colombia en los años 1970.

En el filtro grueso ascendente, el agua atraviesa el lecho filtrante desde abajo hacia arriba; durante este paso, las impurezas son retenidas en el filtro. La (FGA) tiene la ventaja de que las partículas son removidas primero en el fondo del filtro. Cuando se requiere limpiar los filtros, las partículas pueden ser removidas abriendo la válvula de desagüe de apertura rápida; debido a la acción de la gravedad, se drena y limpia la unidad.

Existen dos tipos de filtros gruesos ascendentes. En el filtro grueso ascendente en capas (FGAC), la grava está ubicada en capas de diferentes tamaños, desde los granos más gruesos en el fondo hasta los más finos en la capa superior (figura 5.11). El filtro grueso ascendente en serie, se utiliza para las aguas con mayor grado de contaminación; esta unidad consta de dos a tres módulos con diferentes tamaños de grava, empezando con la grava más gruesa en la primera etapa hasta más fina en la última.

figura 5. 11 Esquema del filtro grueso ascendente en capas (FGAC)

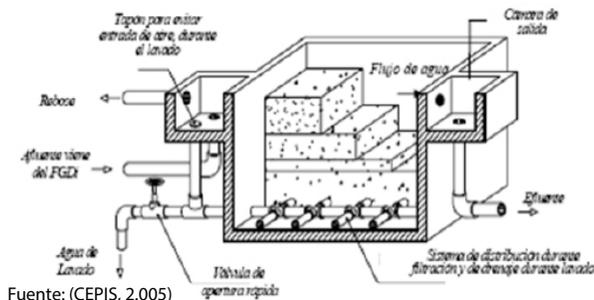
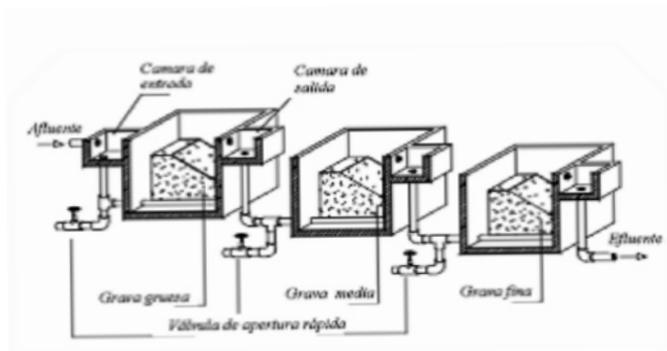


figura 5 12 Esquema del filtro grueso ascendente en serie (FGAS)



Fuente: (CEPIS, 2.005)

La altura del filtro depende de las alturas de la capa de grava, la capa del material de soporte, la capa del agua sobrenadante, el agua adicional para el lavado hidráulico y el borde libre. Las alturas totales de los FGA son por lo general < 2 m. Un incremento en la altura del lecho filtrante incrementa la capacidad de almacenamiento de los sólidos y la eficiencia de remoción de las unidades. Sin embargo, al incrementar el espesor de la capa filtrante, la limpieza hidráulica resulta más difícil, a pesar de la ventaja de este tipo de filtros de que la acumulación de los sólidos, se produce en el fondo del módulo, en donde, el sistema de drenaje, se encuentra ubicado. (Galvis, 1999).

En la tabla 5.7, se muestran los criterios de diseño para filtros de grava de flujo ascendente

Tabla 5 7 Criterios de diseño para filtros gruesos ascendentes

Parámetro	FGAC	FGAS
Tasa de filtración (m/h)	0,3 – 0,6	0,3 – 0,6
Tamaño principal de la grava por compartimiento	Un compartimiento	Tres compartimientos
Longitud en (m) y tamaño de la grava (mm)	0,20 – 0,30 (25 – 19)	0,60 – 1,00 (25 – 19)
	0,20 – 0,30 (19 – 13)	0,60 – 1,00 (19 – 13)
	0,20 – 0,30 (13 – 6)	0,60 – 1,00 (13 – 6)
Capa inferior de drenaje con grava	0,15 – 0,30 (25 – 35)	0,15 – 0,30 (25 – 35)

Altura del agua sobrenadante (m)	0,20	0,20
Altura de carga estática disponible para la limpieza hidráulica (m)	> 2,5	> 2,5
Velocidad inicial de drenaje para la limpieza (m/h)	> 10	> 10
Área del lecho de filtración por unidad (m ²)	< 20	< 20

Fuente: Adaptado por el Autor

Los FGAS construidos en plantas pilotos operando a 0,7 m/h y procesando agua cruda con turbiedades por debajo de 100 UNT produjeron efluentes con turbiedades menores 20 UNT. Eficiencias de remoción entre 50 y 70% fueron reportadas para las turbiedades del agua cruda por encima de 100 UNT. La eficiencia en la remoción del color aparente varió de 50 al 80% y la remoción de los coliformes fecales fue de alrededor del 90%. En un prototipo de (FGAC) construido en Cali, Colombia, se obtuvo una remoción promedio de la turbiedad del 52% para las turbiedades en el afluente menores a 100 UNT, obteniendo turbiedades en el efluente menores a 5 UNT. La remoción de los coliformes fecales fue del 89%, hierro total 62% y color verdadero del 45% (Galvis, 1999).

Durante la década de 1990, se realizaron varias discusiones sobre las características de los filtros de grava de flujo vertical, en lo relacionado a la longitud del medio filtrante, los procedimientos de limpieza de las unidades, la capacidad de tratar agua con cambios abruptos en su calidad, la conveniencia de mantener la capa de agua sobrenadante en cada unidad y la provisión de un borde libre para la acumulación de las pérdidas de carga.

Debido a las limitaciones estructurales y de la limpieza hidráulica, la longitud del filtro es una dimensión crítica en el diseño de FGA. Si el valor máximo de la capa filtrante es de alrededor de 1,0 m para la limpieza y drenaje rápido, entonces, la longitud total del filtro estaría alrededor de 3 m en tres unidades en serie. Entonces, la longitud del filtro afecta la eficiencia y capacidad de almacenamiento de los sólidos, por lo que los FGAC están limitados a tratar agua con niveles bajos a moderados de sólidos en el agua cruda. (Wegelin, 1996).

Debido a la longitud pequeña del filtro, los sistemas de flujo vertical como los FGAC tienen una capacidad de almacenamiento de los

sólidos más baja que los FGH para tratar aguas con cambios bruscos en su calidad. Por lo que una combinación adecuada con el FGDÍ puede contribuir a contrarrestar esta limitación (Galvis, 1999).

Limpeza de los filtros gruesos ascendentes en capas

La limpieza de los filtros tiene la finalidad de restituir la capacidad de retención del material en suspensión en los intersticios de la grava y no la de lavar las piedras y dejarlas totalmente libres de sedimentos. (Pérez et al, 1985).

Al realizar la limpieza hidráulica, mediante la descarga descendente del filtro, se logra arrastrar las partículas que han sido retenidas en la grava durante su operación normal. Para realizar una buena limpieza es importante descargar completamente el filtro y repetir esta operación dos o tres veces hasta que el agua salga clara. Debe evitarse que el filtro esté vacío durante mucho tiempo, porque el material adherido, se compacta y el lavado hidráulico posterior resulta menos eficaz. (Marrón, 1999).

Con el fin de evitar la compactación de los lodos acumulados y disminuir la frecuencia del lavado manual de la grava, se recomienda realizar una limpieza hidráulica cada semana en periodos de turbiedad alta y cada dos meses en el de turbiedad baja. El proceso, a seguir, es el siguiente:

- Cerrar la válvula de ingreso y abrir la de desagüe.
- Esperar a que la unidad, se descargue en su totalidad.
- Llenar la unidad con un volumen moderado y descargar nuevamente hasta que el agua en el efluente salga clara; en caso contrario, se debe repetir la operación.

Una velocidad de drenaje de 30 m/h (preferible 60 – 90 m/h) es recomendada (Wegelin, 1996) para inducir flujo turbulento en el medio poroso, hasta remover los depósitos de los sólidos en el medio. Para conseguir esta velocidad de drenaje, la diferencia de carga entre el nivel inicial del agua en el FGA y drenaje debe ser de aproximadamente 2,5 m (Galvis, 1999). Además, la tubería de drenaje debe diseñarse para permitir que el filtro sea drenado a la velocidad especificada. Durante la descarga debe abrirse y cerrarse la válvula repetidamente para mejorar la agitación y remoción de los sólidos.

Este método de limpieza ha sido probado y la recuperación de la pérdida inicial de carga ha sido muy buena. (Galvis & Visscher, 1999) encontraron que la limpieza de un filtro grueso con una pérdida final de carga de 30 cm retornó a una pérdida de carga de 5 a 7 cm.

Otro método de limpieza es el flujo ascendente donde el incremento del flujo de agua induce un flujo turbulento en los intersticios de los poros y remueve los sólidos depositados. Este método es efectivo en la remoción de los sólidos en el filtro, sin embargo, se requiere mayor energía debido a los requerimientos de bombeo. Esto hace que no sea muy aplicable a las zonas rurales donde el suministro de energía eléctrica es limitado y de haberlo encarece los costos de la operación y el mantenimiento.

Mecanismos de remoción en la filtración gruesa

Los mecanismos más importantes de remoción en los filtros gruesos son la sedimentación gravitacional, intersección y difusión. El principal mecanismo, reconocido por varios autores es la sedimentación gravitacional, en la cual la velocidad de sedimentación de las partículas es mayor que las fuerzas hidrodinámicas del flujo de agua.

La sedimentación e intersección son las que tienen mayor influencia para las partículas mayores que $1 \mu\text{m}$, la eficiencia de remoción debido a esos mecanismos, se incrementa con el aumento del tamaño de la partícula. La difusión es el mecanismo de remoción más influyente para las partículas menores que $1 \mu\text{m}$; la eficiencia de remoción, se incrementa con la disminución del tamaño de la partícula (Collins et al, 1994) citado por (Galvis, 1999).

El filtro grueso puede considerarse como un tanque de sedimentación, en donde el medio filtrante provee una gran área superficial y distancias cortas de asentamiento para las partículas discretas que se están sedimentando (Wegelin, 1996). En los sedimentadores convencionales, las partículas tienen que alcanzar una distancia de 1 a 3 metros, mientras que en un filtro grueso, la distancia de sedimentación intersticial en la superficie de la grava es de solamente unos pocos milímetros. Las partículas, se depositan en los granos de la grava formando domos pequeños; eventualmente, algunas

de estas partículas son arrastradas hacia el fondo del filtro a través de sus poros. Como consecuencia de ello, la mayor acumulación de las partículas ocurre en el fondo del filtro.

En comparación con los filtros rápidos con medio granular más pequeño, los filtros gruesos contienen menos colectores en un medio más grande por unidad de volumen, obteniendo eficiencias de remoción más bajas.

Sin embargo, la ventaja del medio filtrante con partículas más grandes en los filtros gruesos permite una mayor probabilidad de impactos entre partículas y mayores espacios para la acumulación de los sólidos, por lo que las pérdidas de carga son pequeñas y las carreras de filtración más largas.

Un mecanismo secundario de remoción de las partículas en los filtros gruesos es la adsorción de la biomasa y degradación biológica de las partículas capturadas. Las partículas orgánicas retenidas por el filtro son asimiladas en una biopelícula desarrollada en la superficie de las partículas de grava. Esta biopelícula pegajosa asimila las partículas orgánicas y adsorbe las partículas inertes. (Huisman & Wood, 1974).

Es importante anotar que en ausencia de la biomasa, la adsorción en un medio granular limpio en un filtro grueso no es un mecanismo de remoción que tenga gran importancia. Según (Wegelin, 1996) los mecanismos de remoción no están influenciados mayormente por las propiedades de la superficie del medio filtrante. De igual manera, la forma y textura de las partículas tienen una influencia insignificante en el coeficiente de filtración.

Factores que afectan la remoción en la filtración gruesa

De acuerdo a la ecuación desarrollada por Iwasaki en 1937:

$\frac{N}{N_0} = e^{-n \frac{1}{d}}$	Ec. 5 - 1
--------------------------------------	-----------

Dónde:

N = número de partículas a la profundidad L

N_0 = número de partículas en el afluente

\square = módulo de impedimento o coeficiente del filtro

L = profundidad del lecho filtrante (m)

d = diámetro del medio filtrante (m)

De acuerdo a la ecuación de Iwasaki, a medida que la relación L/d , se incrementa, la eficiencia de remoción de la filtración también aumenta.

Los parámetros principales de diseño de los filtros gruesos son el espesor del lecho filtrante, la tasa de filtración y el tamaño de la grava. Generalmente, la eficiencia del tratamiento, se incrementa con el decrecimiento del tamaño del medio filtrante, disminuyendo la tasa de filtración e incrementando la profundidad del lecho filtrante. Además, las características del material particulado, tales como el tamaño y su naturaleza, orgánica o inorgánica, tienen influencia en la remoción de los filtros. (Wegelin, 1996).

La profundidad del lecho es la más importante variable de diseño. Las partículas se depositan en el lecho filtrante, los poros se vuelven cada vez más pequeños y los depósitos de los sólidos están sujetos a fuerzas de corte que causan el desprendimiento y la penetración de los sólidos hacia el interior del medio filtrante; por esta razón es importante incrementar la longitud del lecho filtrante.

La tasa de filtración tiene una influencia significativa en la remoción de las partículas; se han obtenido porcentajes buenos de remoción con tasas bajas de filtración. (Pérez et al, 1985). Es importante mantener las condiciones de flujo laminar en los poros para limitar las fuerzas cortantes en los depósitos de los sólidos.

La eficiencia de la remoción de la turbiedad, se incrementa con el decrecimiento del número de Reynolds (Re). (Wegelin, 1996). El número de Reynolds es directamente proporcional al tamaño del material del filtro y la velocidad de filtración e inversamente proporcional a la viscosidad cinemática del agua; se considera que el flujo es laminar cuando $Re < 10$.

El número de Reynolds es calculado con la siguiente expresión:

$R_e = \frac{V_f d_g}{\nu}$	Ec. 5 - 2
-----------------------------	-----------

Donde:

V_f = velocidad de filtración (m/h)

d_g = diámetro del grano (mm)

ν = viscosidad cinemática (m²/s)

En experimentos realizados por (Wegelin, 1996), se encontró que al incrementar la velocidad de filtración a 2 m/h, las partículas penetraron más profundamente en el medio filtrante y obstruyeron los granos de la grava más fina, disminuyendo la eficiencia del filtro. Sin embargo, a 0,5 m/h los materiales sólidos fueron retenidos por el filtro grueso.

El tamaño del medio es otra variable importante de diseño. La sedimentación en el medio grueso es más pronunciada que en un medio granular más fino.

La remoción del material particulado en los filtros gruesos es también dependiente de las características de la partícula. Así, la remoción de las partículas minerales está más influenciada por la profundidad del lecho filtrante, seguida por el tamaño del medio granular y la tasa de filtración, en orden de importancia decreciente. La remoción de las partículas orgánicas como las algas está más influenciada por la tasa de filtración, seguida del tamaño del medio y la longitud del filtro, en orden de importancia decreciente. (Galvis, 1999).

Finalmente, el desempeño de un filtro grueso depende de la concentración de los sólidos en el afluente, la distribución del tamaño de las partículas, el tamaño del medio granular, la profundidad del lecho filtrante y la tasa de filtración, por lo que el diseño del filtro, se transforma en un arte cuando se quiere determinar la combinación óptima del tamaño del material granular y la profundidad del lecho filtrante para una determinada agua cruda a tratarse. (Wegelin, 1996).

Desempeño de los filtros gruesos

El desempeño de los filtros gruesos ha sido determinado en estudios en plantas pilotos y prototipos, construidas especialmente en Colombia por el CINARA; a nivel local existe muy poca información sobre el tema.

Remoción de la turbiedad

Los filtros gruesos tienen excelente capacidad para remover la turbiedad. Los FGAC pueden obtener remociones entre el 50 y 90% (Wegelin, 1996).

Como la eficiencia de remoción está en función de la carga del afluente, remociones significativamente bajas pueden resultar al tratar agua con turbiedades bajas, especialmente si contienen materia coloidal. Por ejemplo (Galvis, 1999) que para el agua cruda con turbiedades menores a 10 UNT y contenido alto de material coloidal con partículas menores a 0,5 μm , la remoción estuvo entre 0 y 40%.

Remoción de los sólidos suspendidos

Los filtros gruesos son importantes para proteger a los filtros lentos de arena de las cargas altas de sólidos. Remociones de 90% con concentraciones en el afluente entre 50 y 200 mg/l y entre el 50 y 90% para concentraciones entre 5 y 50 mg/l fueron reportados por (Wegelin, 1996).

Según (Rajapakse & Ives, 1990) citado por (Galvis, 1999), se reportó que para una tasa de filtración de 0,72 m/h, la filtración gruesa puede reducir la concentración de los sólidos suspendidos desde 5.000 mg/l a menos de 1 mg/l

Remoción de las bacterias

Debido a que el propósito original de los filtros gruesos fue reducir la carga de sólidos en los filtros lentos, los primeros tradicionalmente no han sido vistos como contribuyentes en la remoción de las bacterias.

Sin embargo, en las décadas recientes, el aporte de los filtros gruesos en la remoción microbiológica ha sido reconocido.

Según reportes de (Wegelin, 1996), las remociones de los coliformes fecales en el rango de 0,65 a 2,5 log han sido obtenidas. Las remociones más altas han sido obtenidas con los niveles altos de la contaminación bacteriana en el afluente.

Generalmente, los filtros gruesos tienen la capacidad de reducir las bacterias en el afluente a niveles que se pueden tratar fácilmente con filtración lenta de arena. En un estudio realizado por (Barret et al, 1991) citado por (Galvis, 1999) en un FGAC, se logró reducir desde 16.000 a 1.680 UFC/100 ml.

Finalmente, los filtros gruesos son importantes para añadir robustez al proceso de remoción de las bacterias en la FIME. No solamente porque protegen a los filtros lentos de una obstrucción rápida sino que reducen la contaminación del afluente a niveles que son manejables por los FLA.

Comparación de los diferentes tipos de filtros gruesos

(Galvis, 1999), realizó la comparación de FGAS y FGH utilizando agua de un río en Colombia con contaminación alta. Para turbiedades del agua cruda en el rango de 15 a 1.880 UNT, color verdadero de 24 a 344 UC y coliformes fecales de 7.300 a 396.000 UFC/100 ml. Cada filtro grueso con una longitud total de 4,3 m y una tasa de filtración de 0,7 m/h. El FGH obtuvo remociones de turbiedad, sólidos suspendidos y coliformes de 66,7, 93,8 y 95,6%, respectivamente. En comparación con el FGAS en los mismos parámetros de 80, 97,9 y 99,4%, respectivamente.

El FGAS logró mejores resultados que el FGH, además de que tiene un costo menor y requiere menores requerimientos de espacio.

En otro estudio realizado, por el mismo Galvis, en 1993, se comparó el desempeño de un FGH, un FGAS y un FGAC con tiempos iguales de retención hidráulica. La eficiencia en remoción de los coliformes fue de 93, 99,5 y 95,1% respectivamente. En todos los casos, se utilizó FLA y se logró la remoción de los coliformes fecales en el rango de 4,9 a 5,5 log. Con efluentes de esta calidad, el uso de la desinfección es solamente como una barrera de seguridad.

La filtración lenta en arena continúa siendo una tecnología sostenible y económica para el tratamiento del agua en las comunidades rurales. Es una tecnología simple capaz de obtener agua de buena calidad sin la utilización de sustancias químicas, con actividades simples de operación y mantenimiento. Sin embargo, este proceso es altamente sensible cuando se producen niveles altos de turbiedad y sólidos suspendidos que ocasionan obstrucción de los FLA, disminución de la carrera de filtración y puede existir un riesgo microbiológico.

La FIME que puede aportar a cubrir estas limitaciones del tratamiento, y es aplicable a las zonas rurales. Es un método de tratamiento multi-barrera que consiste en un pre-tratamiento con filtración gruesa seguida de filtración lenta en arena. La filtración gruesa reduce la carga de sólidos a los filtros lentos, incrementando la carrera de filtración y mejorando su desempeño.

Desinfección

Uno de los procesos más importantes en el tratamiento del agua es la desinfección, que significa la desactivación o eliminación de los microorganismos patógenos que existen en el agua para consumo humano.

La desinfección se realiza mediante desinfectantes físicos o químicos, que extraen los contaminantes orgánicos presentes en el agua y que sirven de nutrientes y protección de los microorganismos.

El desinfectante no solo debe eliminar a los microorganismos sino que debe tener un efecto residual, que permite que el agente activo se mantenga en el agua después de la desinfección y sirva para prevenir cualquier contaminación en las tuberías de distribución.

El desinfectante de mayor aplicación a nivel mundial, especialmente en las zonas rurales es el Cloro, este agente desinfectante fue introducido a nivel masivo a inicios del siglo XX.

Entre las principales características del cloro, tenemos:

- Tiene una potencia germicida de amplio espectro.
- Muestra buena persistencia en redes de distribución, debido a que tiene efecto residual que puede verificarse fácilmente.
- El equipo dosificador es simple, confiable y de bajo costo.

- Es económico y eficaz, por lo que es fácilmente accesible para las comunidades rurales.

El cloro en el mercado local se lo puede encontrar en varias presentaciones, con diferentes concentraciones de cloro activo y estabilidad.

El Hipoclorito de calcio $\text{Ca}(\text{ClO})_2$, conocido como HTH viene en presentación granulada, en polvo o tabletas con un color blanco, tiene un porcentaje de cloro activo entre el 65 a 70 % y es corrosivo.

Ilustración 2 Hipoclorito de calcio granular



Fuente: <http://www.aguamarket.com/productos/productos.asp?producto=448598&nombreactivo=hipoclorito+de+calcio>

El Hipoclorito de sodio NaClO , es una solución líquida amarillenta con porcentaje de cloro activo de 1 a 15%, también tiene efecto corrosivo.

Cantidad de cloro a dosificar

La cantidad de cloro a dosificar está relacionada con la calidad química y microbiológica del agua, por lo que deberá agregarse el agua, la cantidad suficiente de tan forma que en la red de distribución se logren concentraciones entre 0.30 y 1.5 mg/l.

Para determinar la dosis adecuada, se realiza el Ensayo a la demanda de cloro, en el caso de los sistemas rurales no existen equipos para realizar esta prueba, por lo que la cantidad de cloro a aplicar,

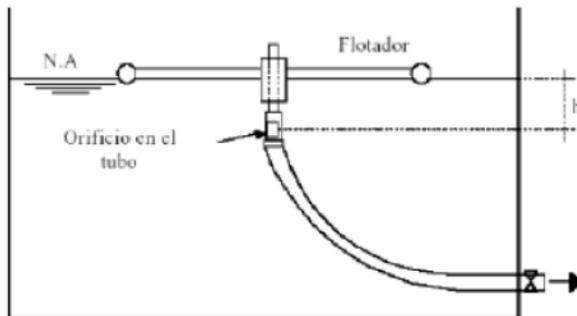
se regula aplicando cantidades crecientes de cloro en la planta de tratamiento, hasta obtener la concentración residual adecuada en los extremos de la red de distribución.

Tanque hipoclorador con flotador y carga constante

En el caso de sistemas de agua potable rurales, el equipo más utilizado es el hipoclorador con flotador y carga constante. Este sencillo equipo funciona por gravedad, aplicando el principio de la carga constante sobre un orificio, la cantidad de solución a dosificar se regula de acuerdo a la profundidad del orificio.

Consiste en un recipiente de polietileno de 250 l, un flotador de PVC, una manguera flexible y una válvula plástica a la salida del hipoclorador.

Figura 5 13 Hipoclorador de flotador y carga constante



El caudal de salida por el orificio va a ser igual a:

$$Q_0 = C_d A_0 \sqrt{2gh}$$

Ec. 5 3

Donde:

Q_o = caudal de salida por el orificio (m³/s)

C_d = coeficiente de descarga = 0,60

g = aceleración de la gravedad = 9,81 m/s²

h = profundidad del orificio medida desde la superficie del agua (m)

Cálculo de la cantidad de cloro a dosificar

Suponiendo que se quiere dosificar hipoclorito de calcio al 70 % , en una planta de tratamiento que opera con un caudal de 1 l/s, la cantidad de cloro se calcula de la siguiente manera:

Caudal a tratar:

$$Q = 1 \frac{1}{s} = 86,4 = 86,4 \frac{m^3}{m^3}$$

Se considerando una dosis de 1 mg/L.

$$D = 1 \frac{1mg}{s} = \frac{1g}{m^3} = \frac{0,001Kg}{m^3}$$

El porcentaje de cloro activo es $C = 70\%$

La cantidad de hipoclorito de calcio a dosificar en un día, es igual a:

$$W_{HTH} = \frac{QD}{C} = \frac{86,4 \frac{m^3}{d} 1 \frac{g}{m^3}}{0,70} = 123,43g/d$$

Tanques de reserva

Tipos de tanques de reserva

Los tanques de reserva o almacenamiento de agua sirven para compensar las variaciones horarias de consumos de agua, hay que tomar en cuenta que el caudal que llega al tanque de reserva es prácticamente constante y el caudal que sale de este es variable desde cero cuando no existe consumo hasta el caudal máximo horario en horas pico.

Para el cálculo del volumen del tanque se considera las variaciones horarias y las posibles interrupciones del suministro por fallas en la línea de conducción.

Los tanques de almacenamiento pueden ser elevados, apoyados o enterrados. Los tanques elevados por lo general tienen forma cilíndrica o de paralelepípedo, pueden estar soportados por columnas, torres de hormigón o metálicas. Los tanques apoyados o enterrados se construyen sobre o debajo de la superficie del suelo respectivamente, pueden tener sección circular, rectangular o cuadrados.

Los tanques elevados se construyen en zonas planas con la finalidad de aumentar la carga hidráulica para incrementar la presión de servicio en la red de distribución.

Fotografía 1 Tanque de reserva elevado



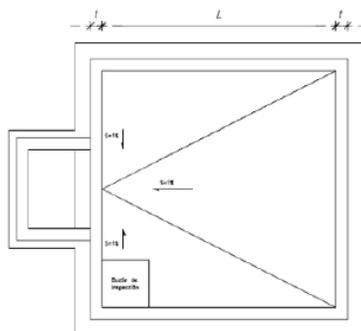
Tomado de <http://www.oem.com.mx/elsoldeirapuato/notas/n2455454.htm>

Ubicación del tanque de reserva

El tanque de reserva debe estar ubicado a una altura que permita presiones adecuadas, garantizando presiones mínimas en los puntos más altos de la red y máximas en los bajos.

El reservorio debe estar ubicado lo más cerca posible al centro de la población a servir.

Figura 6 1 Tanque de reserva - Planta



Capacidad del tanque de reserva

Para determinar el volumen de almacenamiento se utilizan métodos gráficos y analíticos. Los primeros se fundamentan en la determinación de la curva de masa, considerando los consumos acumulados. Para los métodos analíticos se debe disponer de los consumos horarios y el caudal que ingresa al tanque. Para aplicar cualquiera de estos métodos se requiere información estadística para la determinación de los consumos horarios, que por lo general no existe en los sistemas rurales.

Para los sistemas de agua potable por gravedad las normas recomiendan que la capacidad del tanque de reserva sea del 50% del consumo medio diario.

$V_a = 0.50 \cdot Q_{md} \cdot 86.4$	Ec. 6 1
--------------------------------------	---------

Donde:

V_a = Volumen del tanque de reserva (m^3)

Q_{md} = Caudal medio diario al final del periodo de diseño (l/s)

Criterios de diseño

Las Normas de diseño recomiendan los siguientes criterios de diseño para los tanques de reserva.

- La forma del tanque debe proporcionar la máxima economía, por lo que se recomienda secciones circulares.
- La cota de fondo del tanque deberá estar localizada mínimo a 0.50 m sobre la cota del nivel freático o de la cota de máxima inundación.
- Toda el área de implantación del tanque deberá estar protegida del escurrimiento superficial.
- Bajo la losa de cimentación del tanque deberá colocarse drenes que descarguen libremente a un canal de desagüe.
- La entrada y salida de agua se efectuarán por tuberías independientes localizadas en extremos opuestos y estarán provistas de válvulas de compuerta.

- El tanque debe tener una tubería para paso directo o by pass.
- Los tanques serán siempre cubiertos y provistos de una boca de visita con tapa sanitaria con su respectiva seguridad.
- El tanque dispondrá de una tubería de rebose con capacidad para evacuar el caudal de entrada.
- El tanque se proyectara para que tenga un borde libre de 0.30 m, se colocara en la tapa dos tubos de ventilación terminados en curva y protegidos con malla anti mosquitos
- No debe permitir la entrada al tanque de luz natural, debido a que puede presentarse problemas por el crecimiento de algas.

Redes de distribución

Es el conjunto de tuberías y accesorios que permite distribuir el agua potable desde el tanque de almacenamiento hasta los usuarios. La red debe garantizar el suministro del líquido en cantidad, calidad y presión adecuada durante todo el periodo de diseño.

Las redes principales o matrices, es el conjunto de tuberías de diámetros mayores que distribuyen el agua hasta las redes secundarias con presiones mínimas de 10 m y máximas de 50 m.

Las redes de distribución secundaria y terciaria son el conjunto de tuberías destinadas al suministro en ruta del agua potable a las viviendas.

Tipos de redes

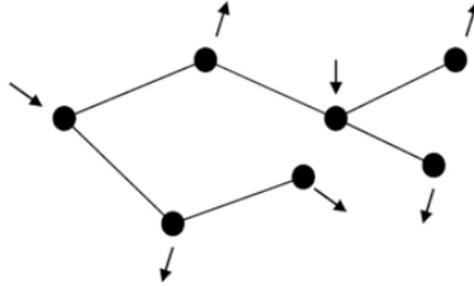
Existen tres tipos de redes de distribución de agua potable:

Redes ramificadas

Las redes ramificadas o abiertas están constituidas por tuberías con forma ramificada a partir de una tubería principal, se utilizan para poblaciones dispersas y semidispersas en las que por las características de la localidad no es posible colocar redes malladas.

La ventaja de este tipo de red desde el punto de vista económico, es que cada nudo es abastecido por una sola tubería y su desventaja está en la seguridad del sistema debido a que un desperfecto en cualquier tramo afecta a todos los tramos aguas abajo.

Figura 7 1 Red ramificada

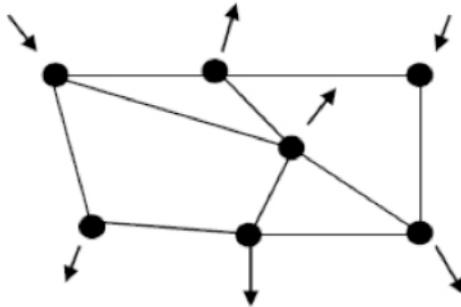


Redes malladas

La principal característica de estas redes es que tienen circuitos cerrados. El objetivo de este tipo de redes es que cualquier zona pueda ser distribuida simultáneamente por más de una tubería, incrementando la confiabilidad del abastecimiento.

La ventaja de este tipo de redes es la seguridad operativa y la desventaja que se requiere mayor longitud de tuberías que incrementa su costo.

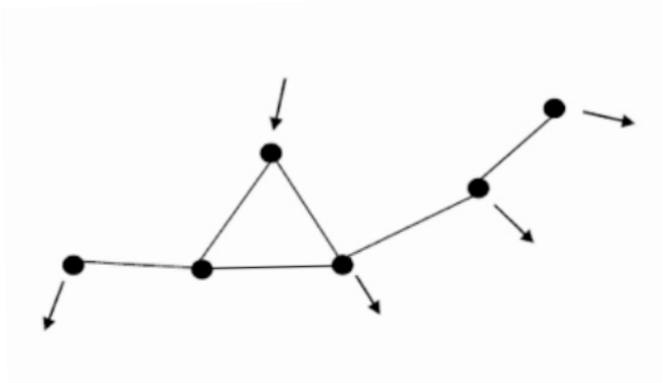
Figura 7 2 Red mallada



Redes mixtas

Es una combinación de redes malladas y ramificadas, son aplicables en poblaciones concentradas y que tienen un crecimiento a los largo de vías de acceso.

Figura 7 3 Red mixta



Zonas de presión

En poblaciones rurales con topografía irregular en las que existen grandes desniveles altimétricos, debe subdividirse la red en varias zonas de presión, de manera que en cada una se cumpla con las presiones mínima y máxima recomendadas.

Las zonas de presión evitan que se presenten puntos en la red con excesivas presiones que originan fugas y desperdicios del agua tratada.

Es recomendable sectorizar las redes de distribución con el objeto de facilitar la operación y mantenimiento, evaluar las pérdidas en el sistema lo que permite agilizar la detección de fugas y conexiones clandestinas.

Caudal de diseño y presiones de servicio

El caudal para el dimensionamiento de la red será el máximo diario (Q_{MH}) al final del periodo y las presiones mínima y máxima serán 10 m y 50 m respectivamente.

Las presiones deben estar referidas al nivel de agua mínimo en el tanque de reserva. En el caso de que la ubicación del tanque no permita garantizar las presiones mínimas deberá analizarse el incremento de presión por medio de sistemas de bombeo y tanques elevados.

Velocidades de diseño

La velocidad mínima en la red de distribución en ningún caso debe ser menor a 0,60 m/s para garantizar la autolimpieza del sistema. La velocidad máxima en la red de distribución no debe ser mayor a 2,50 m/s, siendo recomendable una velocidad de 1.5 m/s.

Elementos de una red a presión

Según el aspecto topológico una red está constituida por nudos y líneas:

Nudos

Son puntos determinados de una red, donde se reúnen 2 o más líneas, el extremo de una línea y pueden tratarse de:

- Puntos de consumo
- Puntos de entrada o salida
- Puntos de conexión de tuberías, válvulas u otros elementos.

Tipos de nudos

Nudo de abastecimiento o Nudo fuente: Cuando un nudo recibe un aporte externo de caudal, como un embalse o captación.

Nudo de consumo: es un nudo que aporta caudal hacia el exterior.

Nudo de unión o Nudo de conexión: se produce en la unión de 2 o más tuberías o líneas y no recibe ni aporta caudal al exterior.

cálculo hidráulico de la red

Antes de iniciar el dimensionamiento de la red es necesario determinar los caudales en cada nudo de la red, mediante una distribución del

caudal de diseño en cada sector a servir, se han desarrollado varias metodologías, las que analizaremos a continuación:

Método de las áreas.

Consiste en la determinación del caudal en cada nudo considerando su área de influencia. Este método es recomendable en localidades con densidad poblacional uniforme en toda la extensión del proyecto. El caudal en el nudo será:

$Q_i = Q_u \times A_i$	Ec. 7- 1
------------------------	----------

Donde:

Q_i = caudal en el nudo i (l/s)

Q_u = caudal unitario superficial (l/s/Ha)

A_i = área de influencia del nudo (Ha)

El caudal unitario superficial es igual a:

$Q_u = \frac{QMH}{A_t}$	Ec. 7- 2
-------------------------	----------

Siendo:

QMH= caudal máximo horario (l/s)

A_t = área total del proyecto (ha)

Método de las densidades.

Este método considera la densidad poblacional, dividiendo la población de diseño para el área total del proyecto. Para la aplicación de este método se deberá definir la población en cada sector que será servido por la red.

El caudal por nudo será:

$Q_i = Q_p P_i$	Ec. 7- 3
-----------------	----------

Q_i = caudal en el nudo i (l/s)

Q_p = caudal unitario poblacional (l/s/hab)

P_i = población del área de influencia del nudo "i" (hab)

El caudal unitario poblacional se calcula por:

$Q_p = \frac{Q_t}{P_t}$	Ec. 7- 4
-------------------------	----------

Donde:

Q_t = caudal máximo horario (l/s)

P_t = población total del proyecto (hab)

Método de la Longitud Unitaria

En este método se calcula el caudal unitario, dividiendo el caudal máximo horario para la longitud total de la red.

Para obtener el caudal en cada tramo, se debe multiplicar el caudal unitario por la longitud del tramo correspondiente.

$Q_i = q L_i$	Ec. 7- 5
---------------	----------

Donde:

$q = \frac{QMH}{L}$	Ec. 7- 6
---------------------	----------

Siendo:

q = caudal unitario por metro lineal de tubería (L/s/m).

Q_i = caudal en el tramo i (l/s).

QMH = caudal máximo horario (l/s)

L = longitud total de la tubería de la red (m).

L_i = longitud del tramo i (m).

Dimensionamiento de redes ramificadas

Método de la Pendiente o Gradiente Uniforme

El objetivo en el caso del criterio de la pendiente hidráulica uniforme es seleccionar el diámetro de un conjunto de tuberías intentando mantener la misma pendiente hidráulica en todas ellas.

Supongamos que deseamos obtener el diámetro de una tubería i que conduce un caudal Q_i para que el valor de la pendiente hidráulica resultante sea S .

Utilizando la expresión de pérdidas de Darcy-Weisbach, la pérdida de carga es igual a:

$h_f = \frac{8fLQ^2}{\pi^2 g D^5}$	Ec. 7- 7
------------------------------------	----------

La pérdida de carga unitaria es:

$S = \frac{h_f}{L} = \frac{8fq^2}{\pi^2 g D^5}$	Ec. 7- 8
---	----------

Despejando el diámetro, tenemos:

$D = \sqrt[5]{\frac{8fQ^2}{\pi^2 g S}}$	Ec. 7- 9
---	----------

Donde:

h_f = pérdida de carga por fricción (m)

L = longitud de la tubería (m)

S = pendiente hidráulica (m/m)

f = factor de fricción

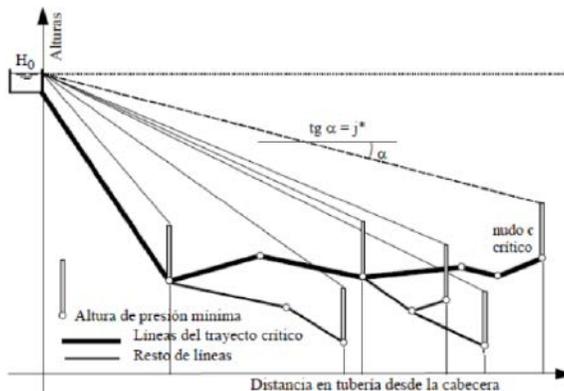
Q = caudal (m³/s)

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

D = diámetro de la tubería (m)

El problema consiste en seleccionar el conjunto de tuberías a dimensionar, así como el valor de la pendiente hidráulica S . Cuando se trata de una red ramificada, el dimensionado se efectuará siguiendo una secuencia de trayectos de tubería, comenzando por aquel trayecto que une la cabecera de la red (tanque de reserva) con el nudo de consumo que resulta más exigente en cuanto a la presión mínima de servicio, nudo que se denominará crítico y por consiguiente, la ruta en cuestión será el trayecto crítico.

El nudo crítico será aquel que presente el mínimo valor de la pendiente hidráulica disponible y el trayecto crítico estará compuesto por las conducciones que unen la cabecera con el nudo crítico. La figura adjunta nos muestra cómo se realiza la elección del trayecto y nudo crítico (nudo c).



Aplicando la expresión de Darcy - Weisbach para el diámetro de la tubería D_i , con un valor de f asumido (0.015) y con el menor valor de la pendiente hidráulica, obtendremos el diámetro para cada línea de tubería.

Pero el valor resultante seguramente no corresponderá a ningún diámetro comercial disponible en el mercado, por lo que es necesario seleccionar un diámetro comercial inmediatamente superior al calculado para cada línea o podemos incluso dimensionar la línea con dos diámetros comerciales (los inmediatos superior e inferior al obtenido) de modo que produzcan la misma pérdida de carga que el diámetro teórico calculado.

En cualquier caso, si en los nudos del trayecto crítico se presentan deficiencias de presión, será necesario corregirlas modificando algún diámetro.

Una vez dimensionadas las tuberías del trayecto crítico, ya se conoce la altura piezométrica en los nudos que pertenecen al trayecto, los mismos que representan el inicio de otras ramificaciones, con esta información es posible determinar los diámetro de las ramificaciones restantes.

Dimensionamiento de redes MALLADAS

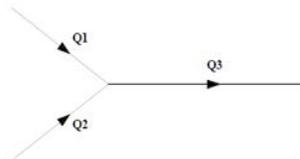
Para el cálculo hidráulico de la red de distribución pueden utilizarse los métodos de la Teoría Lineal o del Gradiente (Hardy Cross), Longitudes Equivalentes o cualquier método aceptado internacionalmente.

Además puede utilizarse software para el cálculo de redes de agua potable, la mayoría son comerciales y otros de libre uso como el EPANET, desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos.

Método de Hardy Cross

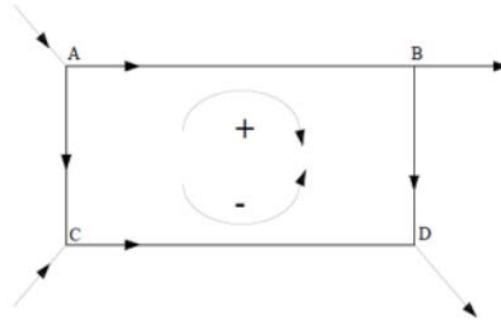
El Método de Aproximaciones Sucesivas, de Hardy Cross, está basado en el cumplimiento de dos principios o leyes:

Ley de continuidad de masa en los nudos, que establece que el caudal que ingresa a un nudo es igual al que sale.



$$Q_3 = Q_1 + Q_2$$

Ley de conservación de la energía en los circuitos, que señala que la pérdida de carga entre dos nudos debe ser igual independientemente de cual sea el camino recorrido.



$$hf_{AB} + hf_{BD} + hf_{AC} + hf_{CD} = 0$$

El planteamiento de esta última ley implica el uso de una ecuación de pérdida de energía, bien sea la ecuación de Hazen & Williams o, Darcy - Weisbach.

La ecuación de Hazen - Williams, de naturaleza empírica, limitada a tuberías de diámetro mayor a 50 mm, ha sido, por muchos años, empleada para calcular las pérdidas de carga en los tramos de tuberías, en la aplicación del Método de Cross. Debido a que supone que el coeficiente de rugosidad, C es constante, lo cual hace más simple el cálculo de las pérdidas de energía.

La ecuación de Darcy - Weisbach, de universal, casi nunca se ha empleado acoplada al método de Hardy Cross, porque involucra el coeficiente de fricción, f, el cual es función de la rugosidad, ϵ , de la superficie interna del conducto, y el número de Reynolds, R, de flujo, el que, a su vez depende de la temperatura y viscosidad del agua, y del caudal del flujo en las tuberías.

Como quiera que el Método de Hardy Cross es un método iterativo que parte de la suposición de los caudales iniciales en los tramos, satisfaciendo la Ley de Continuidad de Masa en los nudos, los cuales

corrige sucesivamente con un valor particular, D Q , en cada iteración se deben calcular los caudales actuales o corregidos en los tramos de la red. Ello implica el cálculo de los valores de R y f de todos y cada uno de los tramos de tuberías de la red, lo cual sería agotador si hubiese que realizarlo manualmente con una calculadora sencilla. Más aún, sabiendo que el cálculo del coeficiente de fricción, f , es también iterativo, por aproximaciones sucesivas.

La ecuación de Hazen – Williams, es la siguiente:

$Q = 0,2785 C D^{2.63} S^{0.54}$	Ec. 7- 10
----------------------------------	-----------

Donde,

Q = caudal en el tramo (m^3/s)

C = coeficiente de rugosidad de la tubería de Hazen – Williams

D = diámetro de la tubería (m)

S = pérdida de carga en el tramo (m/m)

Despejando la pérdida de carga unitaria, será:

$S = \left(\frac{Q}{0,2785CD^{2.63}} \right)^{1,85}$	Ec. 7- 11
---	-----------

En donde los siguientes términos son constantes:

$n=1,85$

$K = \left(\frac{1}{0,2785CD^{2.63}} \right)$	Ec. 7- 12
--	-----------

Reemplazando los valores de n y k , queda:

$S = KQ^n = \frac{h_f}{L}$	Ec. 7- 12
----------------------------	-----------

La pérdida de carga total será:

$h_f = k L Q^n$	Ec. 7- 14
-----------------	-----------

Si denominamos:

$r = k L$	Ec. 7- 15
-----------	-----------

$h_f = r Q^n$	Ec. 7- 16
---------------	-----------

Esta última ecuación sirve para calcular la pérdida de carga en cualquier tramo para cualquier condición dada.

Aplicando la Ley de Conservación de la Energía, en cada malla o circuito, adoptando la convención de signos de que las pérdidas de carga en sentido horario son positivas y caso contrario son negativas, debe cumplirse la siguiente condición:

$\sum h_f = 0$	Ec. 7- 17
----------------	-----------

$\sum (r Q^n) = 0$	Ec. 7- 18
--------------------	-----------

Inicialmente se asume una determinada distribución de caudales en cada tramo, de tal forma de se cumpla que el caudal que ingresa a cada nudo es igual al caudal que sale del mismo, casi siempre no se cumple la siguiente condición de que la sumatorias de pérdidas en la malla sea igual a cero. Para que se cumpla la condición de cierre de

la malla, se requiere corregir los caudales iniciales con un valor ΔQ manteniendo constantes los términos de L, D y C en cada tramo, por lo que la ecuación anterior queda de la siguiente manera:

$\sum \left[r(Q + \Delta Q)^n \right] = 0$	Ec. 7- 19
---	-----------

Luego del desarrollo del Binomio de Newton, nos queda:

$\sum rQ^n + n\Delta Q \sum rQ^{n-1} = 0$	Ec. 7- 20
---	-----------

Despejando, el término de corrección del caudal:

$\Delta Q = \frac{-\sum rQ^n}{n \sum rQ^{n-1}} = \frac{-\sum rQ^n}{n \sum r \frac{Q^n}{Q}} = \frac{-\sum h_f}{1.85 \sum \frac{h_f}{Q}}$	Ec. 7- 21
---	-----------

Cuando los valores de los caudales corregidos ΔQ sean muy pequeños, los caudales obtenidos serán los reales de cada tramo, debe verificarse las presiones en cada nudo y las velocidades en cada tramo para verificar si se cumple con lo requerido.

Ejemplos de diseño

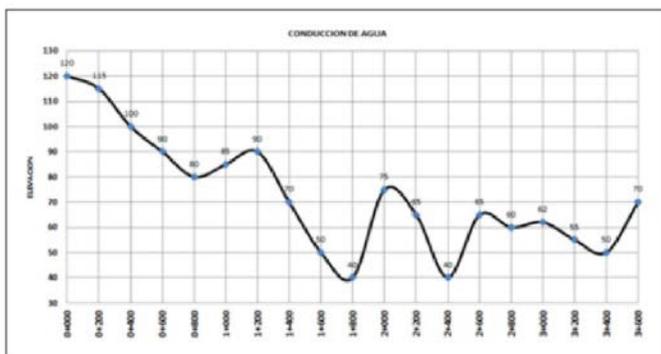
Ejemplo 1.

Ejemplo de diseño de una conducción

Diseñar una conducción de agua potable para una comunidad rural. Condiciones de diseño:

El perfil topográfico se muestra en la siguiente figura:

Figura. 8-1 Perfil topográfico de una línea de conducción



Los datos de población han sido tomados de censos y recuentos poblacionales y son los siguientes:

T1:= 2010

T2:= 2016

P2010:= 450 hab

P2016=510 hab

Cálculo de la tasa de crecimiento por el método geométrico

$$r_i = \left(\frac{P_{2016}}{P_{2010}} \right)^{\left(\frac{1}{T_2 - T_1} \right)} - 1 = 0.0211$$

Cálculo de la población futura para un periodo de diseño 20 años

$$n = 20 \qquad P_{2036} = \text{round} \left(P_{2016} \cdot (1+r)^n ; 0 \right) = 774 \text{hb.}$$

Calculo de los caudales

Caudal medio diario (Qmd)

$$Q_m: f = \frac{P \cdot D}{86400} \qquad f = 1.20$$

Factor de fugas

$$P := P_{2036} = 774 \qquad D := 120$$

Dotación (l / had / d)

$$Q_m = 1.29 \text{ l / s}$$

Caudal máximo diario (QMD)

$$QMD = KMD \cdot Q_m$$

Factor de mayoración máximo diario

$$KMD = 1.25 \qquad QMD = 1.612$$

$$Q_{cond} = 1.1QMD = 1.774 \frac{m^3}{5}$$

$$Q = \frac{Q_{cond}}{1000} = 0.0018$$

Cálculo de los diámetros de la tubería.

Rugosidad de la tubería ε

$$\varepsilon = 1.5 \cdot 10^{-6} m$$

Viscosidad cinemática de agua ν

$$\nu = 1.003 \cdot 10^{-6} \frac{m^2}{5}$$

Cota de salida del desarenador Cd

$$cd = 120m$$

Cota llegada a la planta de tratamiento Cp

$$Cp = 70m$$

Longitud de la conducción L

$$L = 3600m$$

Presión residual en la llegada a la planta Pr

$$Pr = 10m$$

Aceleración de la gravedad g

$$g = 9.81 \frac{m^2}{5}$$

$$hf = Cd - Cp - Pr = 40m$$

Aplicando la Ecuación 4.19 se determina el diámetro necesario de la tubería considerando un solo tramo.

$$D = 0.66 \left(\left(\varepsilon 1.25 \cdot \left(\frac{L \cdot Q^2}{g \cdot hf} \right)^{4.75} + v \cdot Q^{9.4} \left(\frac{L}{g \cdot hf} \right)^{5.2} \right)^{0.04} \right)$$

Por lo tanto se necesita una tubería de 63mm, que tiene un diámetro interior de 58mm. Se calcula la pérdida de carga producida por la tubería de 63 mm ($D_{int}=58$ mm) con la Ecuación 4.17

$$D = 0.058_m$$

$$hf = 1.07 \cdot \frac{Q^2 \cdot L}{g \cdot D_5} \cdot \left(1n \left(\frac{\varepsilon}{3.7 \cdot D} + 4.62 \cdot \left(\frac{v \cdot D}{Q} \right)^{0.9} \right) \right)^{-2} = 31.37_m$$

Por lo tanto la presión residual a la llegada a la planta de tratamiento será:

$$Pr = Cd - hf - Cp = 18.63_m$$

Con el objeto de optimizar costos, se puede combinar dos diámetros de tubería, seleccionado dos diámetros $D1$ Y $D2$, siendo $D1 > D2$

$D1$ debe ser el mismo diámetro considerado como un solo tramo, es decir 58 mm

$$D1 = D = 0.058m$$

$$D2 = 0.046m$$

Calculo de las velocidades en cada tramo

$$v1 = \frac{4 \cdot Q}{n \cdot D1^2} = 0.671 \frac{m}{s}$$

$$v2 = \frac{4 \cdot Q}{n \cdot D2^2} = 1.067 \frac{m}{s}$$

Numero de Reynolds

$$R1 = \frac{v1.D1}{V} = 38821.615$$

$$R2 = \frac{v2.D2}{V} = 48948.615$$

Factor de fricción aplicando la expresión de Swamee - Jain (Educación 4.16)

$$f1 = \frac{0.25}{\left(1.0 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7.D1} + \frac{5.74}{R1^{0.9}} \right) \right)^2} = 0.022$$

$$f2 = \frac{0.25}{\left(1.0 \log \left(\frac{\varepsilon}{3.7.D2} + \frac{5.74}{R2^{0.9}} \right) \right)^2} = 0.021$$

La pérdida de carga disponible para una presión residual de 10 m es:

$$Pr = 10$$

$$hf = Cd - Cp - Pr = 40$$

Se calcula la longitud del tramo 1 (x) Ecuación 4.24

$$L = 3600m$$

$$Q = 0.0018m^3 / S$$

$$hf = 40m$$

$$D1 = 0.058mm$$

$$D2 = 0.046mm$$

$$f1 = 0.022$$

$$f2 = 0.021$$

$$g = 9.81m / s^2$$

$$\pi = 3.142$$

$$x = \frac{\pi^2 \cdot g \cdot \left(hf - \frac{8 \cdot L \cdot Q^2 \cdot f2}{\pi^2 \cdot g \cdot D2^5} \right)}{8 \cdot Q^2 \cdot \left(\frac{f1}{D1^5} + \frac{f2}{D2^5} \right)}$$

$$x = 3120.82m$$

Longitud tramo 2

$$L1 = x3120.82m$$

$$L2 = (L - X) = 479.18m$$

Comprobación de la presión Residual a la llegada a la planta, calculando las pérdidas en cada tramo con la Ecuación 4.11

$$hf1 = \frac{8 \cdot f1 \cdot L1 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D1^5} = 27.303$$

$$hf2 = \frac{8 \cdot f2 \cdot L2 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D2^5} = 12.697$$

$$Pr: Cd - Cp - hf1 - hf2 = 10m$$

Se comprueba que combinando dos diámetros de 58 y 46 mm se logra una presión de 10m a la llegada a la planta de tratamiento.

Ejemplo 2

En la red ramificada mostrada en la figura, utilice el criterio del gradiente uniforme para determinar los diámetros de cada tramo, considerando tuberías de PVC, de tal manera que las presiones en cualquier nudo sean mínimo de 15 m. Considerar los siguientes valores para la rugosidad y viscosidad cinemática ($\epsilon = 0.0015$ mm y $\nu = 1.003 \cdot 10^{-6}$ m²/s). Los diámetros interiores disponibles son los siguientes: 28, 36, 46, 58, 71, 84, 104, 150, 187 mm.

En la figura 8.2 se muestra la identificación de los nudos y las tuberías, además de las longitudes de cada tramo y las cotas de los nudos y del reservorio.

Se define los caudales de diseño de cada tramo de manera que se cumpla la condición de que la sumatoria de caudales que ingresa a

cada nudo sea igual a los que salen del mismo. Los caudales de salida en cada nudo se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 8 1 Cotas y caudales en cada nudo

Nudo	Cota (m)	Caudal (l/s)
0	90	0
1	70	0
2	65	1
3	45	1.5
4	60	1
5	50	1
6	55	1

Con la información previa disponible se elabora una tabla de cálculo, en la que se calcula los caudales, velocidades, perdidas y presiones tomando en cuenta los criterios señalados en el texto.

Columna (1): Nudo inicio

Corresponde al número del nudo de inicio del tramo analizado.

Columna (2): Nudo Final

Corresponde al número del nudo al final del tramo analizado.

Columna (3): Longitud del tramo

Es la longitud del tramo en m.

Columna (4): Cota del nudo inicial

Es la cota topográfica del nudo inicial en m.

Columna (5): Cota del nudo final

Es la cota topográfica del nudo final en m.

Columna (6): Caudal en nudo final

El caudal demandado en el nudo final, considerando las áreas de aportación, se expresa en l/s.

Columna (7): Caudal en el tramo

Es el caudal que circula por el tramo analizado en l/s, considerando los caudales que ingresan y salen de los nudos.

Columna (8): Desnivel entre los nudos

Es la diferencia de cotas entre el nudo inicial y el final.

Columna (9): Desnivel acumulado

Es la sumatoria de los desniveles parciales de los tramos por los que debe circular el agua para llegar al nudo final del tramo analizado.

Columna (10): Longitud acumulada

Es la sumatoria de las longitudes parciales de los tramos por los que debe circular el agua para llegar al nudo final del tramo analizado.

Columna (11): Gradiente disponible

Es la relación entre la diferencia entre el desnivel acumulado menos la presión mínima requerida

(15 m) dividido para la longitud acumulada.

Columna (12): Diámetro teórico

Se determina el diámetro teórico con la expresión
$$D = \sqrt[5]{\frac{8+Q^2}{\pi^2 g s}} \quad (. 7.9)$$
 asumiendo un factor de fricción de 0.015, Q es el caudal en el tramo (m³/s), g la aceleración de la gravedad (9.81 m/5²) y

S el gradiente hidráulico disponible (m/m).

Columna (13): Diámetro interior (mm)

Se determina en función del diámetro teórico, debe ser igual o mayor que el calculado teóricamente. Debe tomarse en cuenta los diámetros interiores de las tuberías existentes en el mercado nacional.

Columna (14): Diámetro nominal (mm)

Es el diámetro nominal con la que se identifica técnicamente a la tubería en el mercado.

Columna (15): Velocidad (m/s)

Velocidad calculada con la ecuación de continuidad

Columna (16): Factor de fricción f

Factor de fricción calculado con la expresión de Swamee – Jain

Columna (17): Pérdida de carga en el tramo (m)

Perdida de carga por fricción, determinada con la expresión de Darcy – Weisbach.

Columna (18): Pérdida de carga acumulada (m)

Perdida de carga por fricción acumulada de los tramos por los que debe circular el agua para llegar al nudo final del tramo analizado.

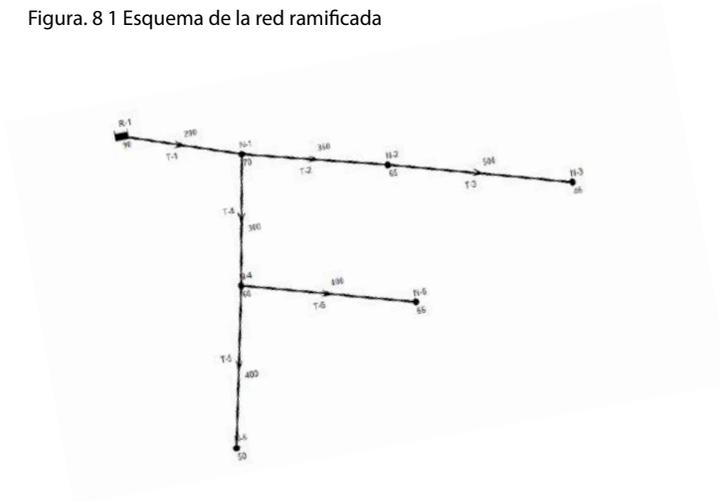
Columna (19): Cota piezométrica final (m).

Cota piezométrica en el nudo final, obtenida restando a la cota piezométrica inicial la pérdida de carga en el tramo.

Columna (20): Presión final (m).

Es la diferencia entre la cota piezométrica menos la cota del terreno en el nudo final.

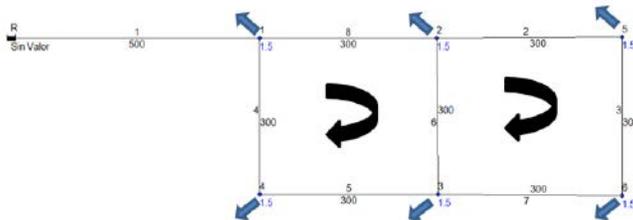
Figura. 8 1 Esquema de la red ramificada



Ejemplo 3

En la red mallada mostrada en la figura, utilice el Método de Cross para cálculo de la misma, el siguiente esquema muestra las longitudes de cada tramo en m y los caudales descargados en los nudos. Considerar que el valor del coeficiente de Hazen – Williams es $C=140$

Figura. 8 3 Esquema de la red mallada



Para el cálculo de la red se elabora una tabla en la hoja electrónica Excel. Se asumen los caudales en cada tramo de tal forma que se cumpla que la suma de los caudales que ingresa a cada nudo sean igual a los de salida y que la suma de las pérdidas de carga en cada malla sea igual a cero.

Se considera que las pérdidas de carga de los tramos cuyo flujo es en sentido horario es positivo y en caso contrario negativo.

Tabla 8 3 Tabla de cálculo con las fórmulas utilizadas

		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K				
Tramo	Nudo Inicio	Nudo Final	Longitud del tramo (m)	Diametro interior (mm)	Coefficiente de Hazen-Williams C	$r = L \cdot \left(\frac{1}{0.2785 \cdot C \cdot D^{3.493}} \right)^{1.493}$			Datos Iniciales				Solución			
						Qo (l/s)	ΔHo (m)	Qi (l/s)	ΔHi (m)							
4	5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11				
5	1	R	1	500	104	140	=D6*(1/(0.2785*6*(E6/1000)^2.63))^1.85	9	=S6*H6/1000*ABS(H6/1000)^0.85	=H6	=S6*H6/1000*ABS(H6/1000)^0.85					
6	1	R	1	500	104	140	=D7*(1/(0.2785*7*(E7/1000)^2.63))^1.85	3	=S7*H7/1000*ABS(H7/1000)^0.85	=H7+H16	=S7*H7/1000*ABS(H7/1000)^0.85					
7	2	1	2	300	84	140	=D8*(1/(0.2785*8*(E8/1000)^2.63))^1.85	0	=S8*H8/1000*ABS(H8/1000)^0.85	=H8+H16+H17	=S8*H8/1000*ABS(H8/1000)^0.85					
8	3	2	3	300	58	140	=D9*(1/(0.2785*9*(E9/1000)^2.63))^1.85	5	=S9*H9/1000*ABS(H9/1000)^0.85	=H9+H16	=S9*H9/1000*ABS(H9/1000)^0.85					
9	4	1	4	300	58	140	=D10*(1/(0.2785*10*(E10/1000)^2.63))^1.85	3	=S10*H10/1000*ABS(H10/1000)^0.85	=H10+H16	=S10*H10/1000*ABS(H10/1000)^0.85					
10	5	4	3	300	58	140	=D11*(1/(0.2785*11*(E11/1000)^2.63))^1.85	1.5	=S11*H11/1000*ABS(H11/1000)^0.85	=H11+H17	=S11*H11/1000*ABS(H11/1000)^0.85					
11	6	2	5	300	58	140	=D12*(1/(0.2785*12*(E12/1000)^2.63))^1.85	0	=S12*H12/1000*ABS(H12/1000)^0.85	=H12+H17	=S12*H12/1000*ABS(H12/1000)^0.85					
12	7	5	6	300	58	140	=D13*(1/(0.2785*13*(E13/1000)^2.63))^1.85	1.5	=S13*H13/1000*ABS(H13/1000)^0.85	=H13+H17	=S13*H13/1000*ABS(H13/1000)^0.85					
13	8	3	6	300	58	140										
14																
15	MALLA															
16	1-2-3-4												$\sum \Delta H$ (m)			
17	2-5-6-3												=K7+K8+K9+K10			
18													=K11+K12+K13+K8			
19													=SUMA(ABS(K16:K17))			

Para que se cumplan las dos condiciones anteriormente establecidas se requiere una corrección del caudal ΔQ . Aplicando la herramienta que dispone Excel denominada Solver es posible encontrar el valor de la corrección del caudal estableciendo un determinado error.

El objetivo en la hoja de cálculo es que el valor de la celda K18 que contiene la sumatoria de las pérdidas de carga sea igual a 0.001, para esto la herramienta Solver debe cambiar los valores de ΔQ que están contenidos en las celdas H16 y H17, Luego que se tiene definidos los parámetros procedemos a resolver el modelo.

Figura. 8 4 Parámetros de Solver

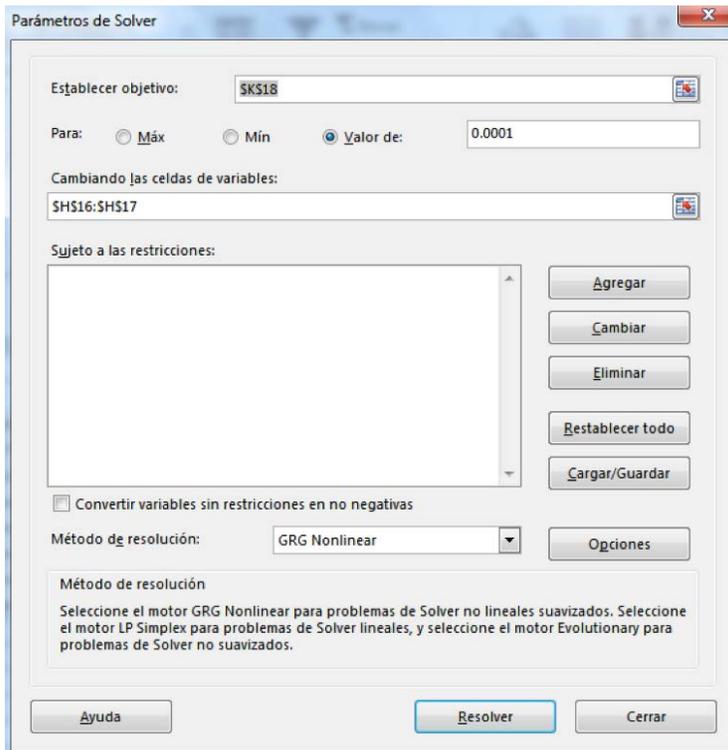
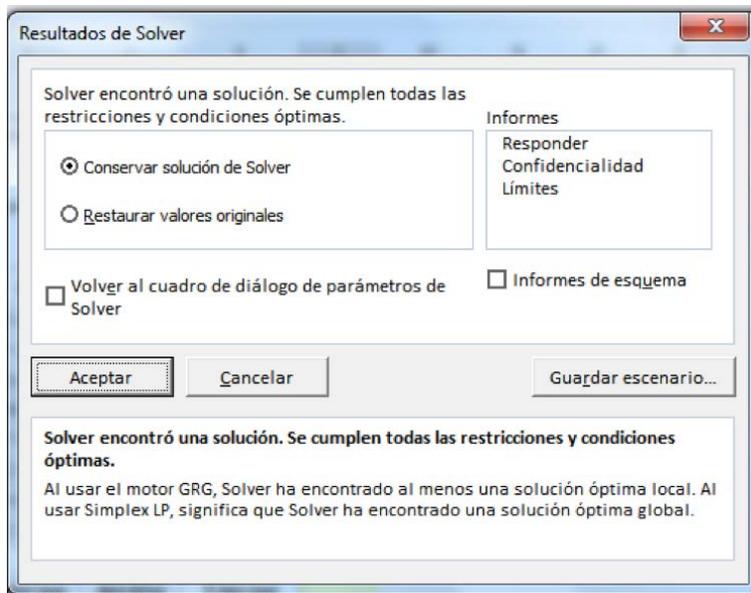


Figura. 8 5 Resultados de Solver



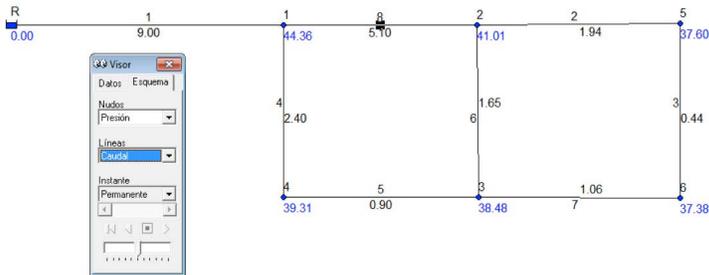
El resultado final se muestra en la Tabla 8 4

Tabla 8 5 Resultados de la tabla de cálculo de la red mallada

Tramo	Nodo Inicio	Nodo Final	Longitud del Tramo (m)	Diámetro interior (mm)	Coeficiente de Hazen-Williams C	Cancel-Idioma		Solución		
						Q ₀ (l/s)	ΔH _f (m)	Q ₁ (l/s)	ΔH _f (m)	
1)	0)	1)	94)	15)	15)	0)	15)	0)	0)	
1	R	1	200	104	140	34549.674	5.000	5.67	9.000	5.67
2	1	2	300	84	140	30533.714	3.000	1.256	5.097	3.000
3	2	3	300	68	140	326139.438	0.000	0.000	1.652	2.657
4	1	4	300	84	140	325139.438	4.500	15.175	2.400	5.050
5	4	3	300	84	140	325139.438	3.000	2.660	0.800	0.808
6	2	5	300	84	140	325139.438	1.500	2.138	1.814	3.722
7	3	6	300	68	140	325139.438	0.500	0.040	0.444	0.223
8	5	6	300	68	140	325139.438	1.500	2.138	1.056	1.138
MALLA										
						ΔQ (l/s)	ΔH _f (m)	ΔQ (l/s)	ΔH _f (m)	
						2.857	22.554	0.000	0.000	
						0.444	0.000	0.000	0.000	
						Σ (l/s)	22.554		0.000	

Los resultados obtenidos con la hoja de Excel son iguales a los que presenta el cálculo de la red utilizando el Software Epanet V 2.00

Figura. 8 5 Resultados con el Software EPANET 2.00r



Conclusiones

El presente trabajo abordo un tema muy importante como es el abastecimiento de agua potable a las comunidades más vulnerables en el Ecuador, que son las que se encuentran asentadas en las zonas rurales.

Se ha tratado de condensar en un solo texto la gran cantidad de información disponible sobre los componentes de los sistemas de agua potable, de tal forma que los estudiantes y profesionales de Ingeniería Civil dispongan de una herramienta que permita aplicar los criterios de la normativa existente adaptados a los conocimientos actuales.

Se ha puesto especial atención a lo relacionado a conducciones de agua de tal forma que se optimicen los diámetros de las tuberías logrando la máxima capacidad hidráulica, con el objeto de reducir el costo del proyecto.

Debido a que las condiciones del país no permiten que se pueda realizar grandes inversiones en el sector de agua y saneamiento en las zonas rurales, se ha planteado la utilización de tecnologías apropiadas para el tratamiento de agua potable, una de las que ha tenido mejores resultados en la región es la Filtración en Múltiples Etapas que permite mejorar la calidad del agua utilizando filtros gruesos complementados con la filtración lenta que presentan bajos costos de inversión y que pueden ser operados y mantenidos por las comunidades rurales.

Además, se da especial énfasis al tema de la desinfección del agua que representa un grave problema en la mayoría de sistemas debido a que se la realiza de manera inapropiada, se plantea un dispositivo sencillo y de bajo costo que permitirá dosificar el desinfectante de tal forma que el agua se desinfecte y cumpla con las normas de calidad del país.

En lo relacionado a redes de distribución de agua potable se plantean los métodos más sencillos tanto para el cálculo y diseño de redes abiertas como malladas, se presentan algunos ejemplos de diseño utilizando el software libre Smath Studio (<http://es.smath.info/>) que sirve para realizar cálculos numéricos y elaboración de documentación técnica.

También se ha utilizado en el cálculo de redes de distribución la herramienta de la hoja de cálculo Excel que es el solver, que permite crear modelos para resolver problemas de optimización en este caso de costos de tuberías cumpliendo todas las condiciones hidráulicas para el diseño.

Referencias y Bibliografía

- INEN (Instituto Ecuatoriano de Normalización), (1992) Código de Practica Ecuatoriano CPE 5.9-1, Ecuador: INEN, 1992. Disponible en <https://law.resource.org/pub/ec/ibr/ec.cpe.5.9.1.1992.pdf>
- INEN (Instituto Ecuatoriano de Normalización), (1997) Código de Practica Ecuatoriano CPE 5.9-2, Ecuador: INEN, 1997. Disponible en <https://law.resource.org/pub/ec/ibr/ec.cpe.5.9.2.1997.pdf>
- INEN (Instituto Ecuatoriano de Normalización), (2011) Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1108, Ecuador: INEN, Cuarta Revisión, 06-2011. Disponible en <https://law.resource.org/pub/ec/ibr/ec.nte.1108.2011.pdf>
- López Cualla, R. A. (2004), Elementos de Diseño para acueductos y alcantarillados, Bogotá: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Corcho Romero, F., & Duque Serna, J. I. (2005). Acueductos Teoría y Diseño, Medellín: Editorial Universidad de Medellín.
- Saldarriaga Valderrama, J.G., (2007). Hidráulica de Tuberías, Bogotá: Editorial Alfaomega.
- Sánchez, L. D., Sánchez, A., Galvis, G., Latorre, J. (2007), Filtración en múltiples etapas, Bogotá: IRC/CINARA disponible en: [http://www.itacanet.org/esp/agua/ Sección 6 Tratamiento de agua/Filtración en múltiples etapas IRC.pdf](http://www.itacanet.org/esp/agua/Sección%206%20Tratamiento%20de%20agua/Filtración%20en%20múltiples%20etapas%20IRC.pdf)
- Solsona, F. y Méndez, J. P. (2002), Desinfección del agua, Lima: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente.
- Galvis, C. G. (1999), Development and evaluation of multistage filtration plants. An innovative robust and efficient wáter treatment technology. Thesis of Doctor of Philosophy (PHD), University of Surrey, United Kingdom.

Wegelin, M. (1996) .Surface wáter treatment by roughing filters. A design, construction and Operation manual, Swiss Federal Institute for Environmental Science and Technology (EAWAG) and Department Water and Sanitation in Developing Countries (SANDEC)

CEPIS (2005) Guía para diseño para sistemas de tratamiento de filtración por multiples etapas,Lima,Centro Panamericano de la ingeniería sanitaria.

Biografía

Fredy Aguirre Morales

Ecuatoriano, Ingeniero Civil. Magister en Ingeniería Ambiental por la Universidad de Guayaquil – Ecuador. Línea de investigación Tratamiento de agua para consumo humano y Depuración de aguas residuales. Es Docente de la Unidad Académica de Ingeniería Civil de la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MACHALA.

*Abastecimiento de Agua Para
comunidades Rurales*

se terminó de imprimir en marzo de 2016 en la
imprenta de la UTMACH, calle Loja y 25 de Junio
(campus Machala)

Esta edición consta de 300 ejemplares.

www.utmachala.edu.ec

El programa de Reingeniería del Conocimiento en la Universidad Técnica de Machala (UTMACH) es un modelo emergente de gestión de la investigación que promueve saberes científicos con pertinencia social. Desde el Vicerrectorado Académico impulsamos la investigación colectivista, donde docentes y estudiantes se engranan en la construcción y divulgación del resultado de sus ejercicios pedagógicos, heurísticos y de vinculación social, en aras de contribuir con el fortalecimiento de nuestras ventajas comparativas y competitivas a nivel transfronterizo.

Mediante este programa estratégico la UTMACH impacta sus imaginarios respecto a la relación de la docencia con la investigación, muestra de ello es la presente obra donde se cristaliza el empoderamiento y profesionalismo de sus actores y redes al servicio de la formación crítica de profesionales de avanzada.

En la UTMACH seguimos conquistando el conocimiento a través de la investigación, por ello en cada acción emprendida *proyectamos nuestra historia*.

Ing. Amarilis Borja Herrera, Mg. Sc.
VICERRECTORA ACADÉMICA



ISBN: 978-9978-316-37-5



9 789978 316375