

Unidad Temática N° 7

CONDUCCION DE LAS AGUAS**Obras de Conducción**

En el presente capítulo estudiaremos los aspectos inherentes de las obras de conducción de agua potable.

Se tocarán los ítem de transporte en tuberías o acueductos, bombeo, depósitos de almacenamiento, distribución a los consumidores, incluyendo los diversos accesorios que componen la obra.

El diseño de las obras de conducción y distribución presenta variables propias de cada proyecto, por ejemplo el lugar de captación, su distancia a la planta de tratamiento, ubicación de la misma y su distancia al lugar de distribución y consumo, por lo que iremos tratando los temas por separado, y será tarea de los profesionales, integrarlos en su proyecto específico.

Acueductos

Para la conducción de grandes volúmenes de agua tratada o a tratar, utilizaremos acueductos cerrados de tuberías o abiertos, los canales.

Los canales abiertos se utilizan en algunas ocasiones para conducir el agua desde la captación hasta la planta de tratamiento, pero nunca agua tratada, por los problemas que veremos a continuación.

Si bien el uso de canales abiertos tiene la ventaja de que permite emplear materiales baratos y ahorrar en la obra, tiene las siguientes desventajas:

- Hay que ajustarse al gradiente hidráulico del agua
- Se producen pérdidas de agua por filtraciones y evaporación
- Existe peligro de contaminación del agua, especialmente en zonas pobladas o industriales
- En climas fríos puede generarse hielo que produce pérdidas de carga
- Perturbaciones en el canal por raíces de árboles o agujeros de roedores.

Las secciones transversales más usadas son la trapezoidal, semihexágono y semicírculo.

Además si los terrenos que atraviesan son muy porosos, el canal deberá revestirse en hormigón, lo cual incrementa notablemente el costo de las obras.

Los conductos cerrados construidos in situ, son los que normalmente se denominan acueductos. Se los puede clasificar de la siguiente manera:

- Construcción a cielo abierto, siguiendo el gradiente hidráulico.
- Construcción a cielo abierto, por debajo del gradiente hidráulico y por ello bajo presión.
- Túnel, siguiendo el gradiente hidráulico
- Túnel, por debajo del gradiente hidráulico y por eso bajo presión.

Una variante del acueducto construido in situ es la que emplea conductos prefabricados o tuberías. Las ventajas del acueducto sobre la tubería son:

- La posibilidad de uso de materiales locales como arena y grava
- Mayor vida útil, especialmente sobre las tuberías metálicas, no sobre las plásticas.
- Menor pérdida de capacidad hidráulica con el transcurso del tiempo, ya que no se producen incrustaciones por corrosión.

Estas ventajas podrían dar origen a un menor costo inicial, que combinado con costos menores de mantenimiento de cómo resultado que la instalación sea más económica que la de tubería, pero ofrece también algunos inconvenientes:

- Un acueducto debe construirse en su tamaño definitivo, por el contrario con tuberías, pueden instalarse al principio diámetros pequeños y sumarle otros en paralelo.
- La compensación de desmonte y relleno, exige a menudo que el acueducto se adapte a la superficie del terreno interfiriendo con los desagües naturales, dando origen también a terraplenes antiestéticos.

Los acueductos construidos in situ, salvo los de hormigón armado, se construyen ordinariamente de sección en herradura, forma que ofrece favorables propiedades hidráulicas, estable, resiste bien la presión del terreno, economiza materiales y es fácil de construir.

Los túneles no sujetos a presión se construyen también en forma de herradura. Si conducen agua a presión, se emplea la sección circular. En la actualidad se emplean túneles para llevar el agua hasta el interior de algunas ciudades, enlazándose con la red de tuberías principales mediante conexiones verticales. Estos túneles deben ser totalmente estancos.

Cañerías. Tipos y Materiales

Pueden usarse tuberías o cañerías para conducir grandes caudales de agua, en cuyo caso hacen el mismo papel que los canales abiertos y los acueductos mencionados mas arriba. Los materiales mas usados son: hormigón armado, fundición de hierro, acero, fibrocemento y plástico.

Las tuberías debe seguir en general, el perfil del terreno y se colocan de la manera mas favorable en cuanto al costo de construcción y presión resultante. Definido el perfil de la tubería, se instala prestándose particular atención a la línea de gradiente hidráulico. Cuando mas se adapte el perfil a este gradiente hidráulico, menor será la presión en la tubería, lo que da como resultado un menor costo de la misma. Las grandes presiones pueden evitarse, a veces, rompiendo la continuidad de la tuberías con aliviadores o depósitos auxiliares. Los primeros evitarán también la fuerte presión estática que se produce al cerrar el extremo inferior de la tubería para reparaciones. Las velocidades deben ser lo bastante altas para evitar depósitos de sedimentos en la tubería, 0,60 a 0,75 m/seg, es una velocidad satisfactoria, pero debe siempre ser verificada con las condiciones propias del agua a transportar.

En los puntos bajos de la tubería se colocan derivaciones de purga con válvulas para desaguar y limpiar los sedimentos acumulados. Debe evitarse que los puntos altos de la tubería queden por encima del gradiente hidráulico, puesto que en ellos se produce sifonamiento. En general todos los puntos altos de las tuberías largas acumulan el aire disuelto en el agua. Las válvulas de aire y vacío y las purgas de aire se colocan en estos puntos. Mas adelante se darán detalle de las mismas. Las primeras se emplean para que el aire salga cuando se llena la tubería y entre automáticamente cuando se vacía, lo que tiene especial importancia si son tubos de paredes delgadas como los de acero, ya que un vacío parcial, puede producir tensiones obre la misma que provoquen su hundimiento o rotura.

Para decidir cual tipo de tubería se debe usar en una conducción larga por gravedad, debe considerarse la capacidad hidráulica, la duración, el costo de mantenimiento y el costo inicial. Ha de tenerse en cuenta, también la clase de agua que ha de conducirse y sus posibles efectos corrosivos sobre el material del tubo, que quizás, podrá producir una serie reducción en su vida útil. El material del tubo que de el menor costo anual, será el mas económico. En tuberías que conduzcan agua que ha sido elevada, la pérdida de carga no viene determinada totalmente por la topografía del terreno, sino que depende en gran medida de la velocidad del agua en aquellas. El problema consiste en adoptar un material y un tamaño de tubería que den un mínimo costo anual. Los tubos de gran diámetro con velocidad y pérdida por rozamiento menores, darán un costo mas bajo de energía, pero un mayor costo inicial y cargos de mantenimiento elevados.

Obra de distribución

A continuación vamos a estudiar los elementos que componen la red de distribución y por último los métodos de cálculo para la red de distribución.

La obra de distribución que se debe ejecutar está constituida por varios elementos a saber:

- La cañería y sus piezas especiales como curvas, ramales, reducciones, etc.
- Los accesorios tales como válvulas esclusa y mariposa, válvulas de aire, cámaras de desagüe y limpieza, válvula reductora de presión, etc.
- Las conexiones domiciliarias y sus componentes
- Los tanques de reserva o almacenamiento y las cisternas asociadas a los mismos
- Las estaciones de bombeo o elevación.

Todos estos elementos permite la distribución del agua tratada o potabilizada a las viviendas o consumidores con un caudal y a una presión determinadas.

Red Distribuidora

La obra de distribución representa entre el 50 al 80 % del costo total de un sistema de provisión de agua potable, de donde podemos deducir la importancia que tiene la realización de un buen diseño que permita cumplir con su cometido al menor costo posible.

El diseño de la red puede responder a los siguientes criterios:

- **Malla abierta:** el tendido de la cañería es lineal. Cada punto de la red se alimenta desde una sola dirección. Los cortes del servicio pueden llegar a afectar una gran extensión, y en los finales de las cañerías se producen zonas de aguas muertas, es decir sin circulación, que pueden llegar a afectar la calidad del agua por la posibilidad de contaminación en dichas zonas que luego se propaga al resto de la red. En la figura 7-1 se observa un esquema de red o malla abierta.
- **Malla cerrada:** el diseño consiste en un marco de malla, cuadrado o rectangular que circunda el área a servir. Las dimensiones de sus lagos se establecen entre los 300 metros como mínimo y los 600 metros como máximo. Dentro de los marcos de malla, cuyas cañerías se denominan *Principales o Maestras*, se ubican las cañerías *Secundarias o Distribuidoras*, las que se caracterizan por estar vinculadas exclusivamente en los lados opuestos del marco de malla, con lo que se logra el ingreso de agua desde ambos extremos, eliminando la posibilidad de producir zonas de aguas muertas. En ambos extremos de la unión con el marco de malla se

coloca una válvula esclusa, cuya finalidad es la de permitir, cuando razones operativas así lo requieran, aislar total o parcialmente la cañería con la menor afectación posible del servicio. Las cañerías secundarias no están vinculadas entre sí. En la figura 7-2 se observa un esquema de malla cerrada.

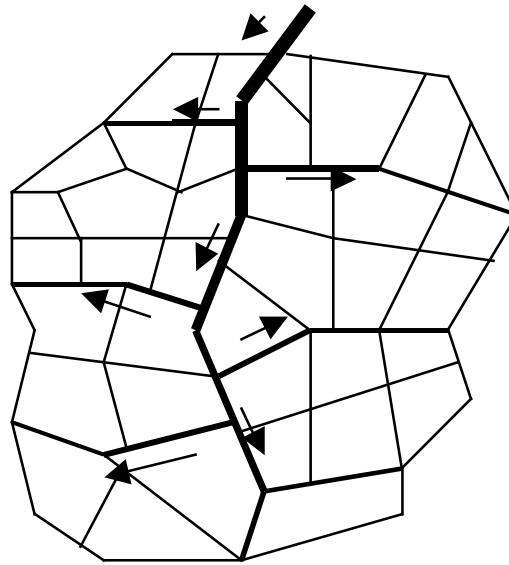


Figura 7-1 Ejemplo de Malla Abierta

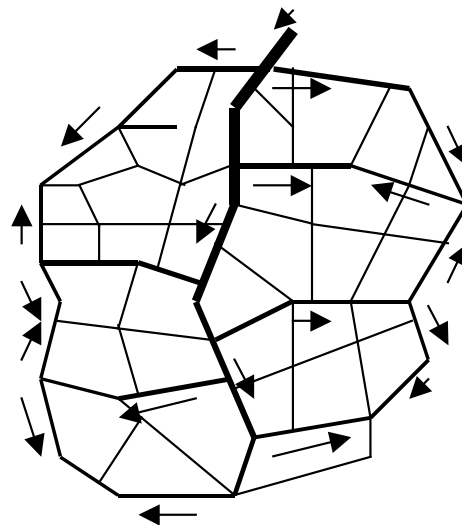


Figura 7-2 Ejemplo de Malla Cerrada

En cuanto a la clasificación de las cañerías según la función que cumplen es:

- **Principales o Maestras:** son las cañerías de diámetro superior al mínimo, cuyos diámetros surgen del cálculo correspondiente. Aquellas con diámetros mayores a 250 mm, no permiten conexiones domiciliarias, por lo que es necesario colocarles paralelamente una cañería, denominada subsidiaria, de diámetro mínimo.
- **Secundarias o Distribuidoras:** son las que cubren toda el área comprendida dentro del marco de malla cerrada, en el caso de ese diseño o distribuyen el agua hasta los consumidores en el caso de las mallas abiertas. Estas cañerías no se calculan, simplemente se les asigna el diámetro mínimo.

El diámetro mínimo de las cañerías secundarias se determina previamente en base a pautas establecidas por los organismos con competencia en el tema. De todas maneras dichos organismos han establecido esos diámetros mínimos, en función de la experiencia adquirida y a cálculos basados en consumos estadísticos y longitudes máximas de las mismas.

Así, Obras Sanitarias de la Nación (OSN), entidad que dio origen a los entes que actualmente proveen o controlan en servicio de agua potable y saneamiento en todo el país, fijaba como mínimo el diámetro de 75 mm.

A su vez el Servicio Nacional de Agua Potable (SNAP), organismo que fue creado para promover el abastecimiento de agua, a pequeñas poblaciones y donde el servicio es actualmente prestado por cooperativas o por las comunas, establece diámetro mínimo entre 50 y 60 mm, según sea la población inferior o superior a 3000 habitantes.

Es conveniente evaluar si la densidad de la población puede hacer necesario aumentar el diámetro mínimo, aunque la población total sea pequeña.

También es aplicado en muchos países el criterio que relaciona directamente los diámetros mínimos con la población total a servir según se aprecia en la tabla 7-3.

Tabla 7-3 Diámetros mínimos según cantidad de habitantes	
Población (Habitantes)	Diámetro mínimo
20.000	60 mm.
20.000 a 150.000	75 mm.
150.000 a 750.000	100 mm.

Presión Mínima y Máxima

La presión mínima se fija previamente teniendo en cuenta las características de la edificación dominante, debiendo cumplirse esta condición para todos los puntos de la red. Debe consultarse también las reglamentaciones existentes a nivel provincial o municipal.

Por lo tanto puede suponerse que, de cumplirse esta condición en el punto mas desfavorable de la res, que es aquel que está a cota mas elevada o a mayor distancia del punto inicial de la red o ambas condiciones, se cumplirá para toda la red. Sin embargo, se deberá trazar la piezométrica de cada ramal, para verificar dicho cumplimiento, especialmente cuando en la altimetría del terreno se observan variaciones importantes o cuando la red sea muy extensa.

Los criterios mas usados son los indicados en la tabla 7-4.

Tabla 7-4 Presiones mínimas		
Organismo	Características	Presión Mínima
Según OSN	No tiene en cuenta la población	12 m.c.a.
Según SNAP	Poblaciones de menos de 3.000 habitantes	6 m.c.a.
	Poblaciones de mas de 3.000 habitantes	10 m.c.a.

También se usa, para poblaciones de cierta importancia, fijar la presión mínima estableciendo que deberá servirse, sin bombeo adicional, a una vivienda de planta baja y dos pisos altos, lo que hace una altura aproximada de 12 a 14 m.c.a.

La presión máxima se fija a efectos de evitar altos costos de explotación como consecuencia de un mayor consumo, alta posibilidad de roturas, pérdidas, etc.

Por ello se establece dicha presión máxima de servicio en:

$$P_{\max} = 30 \text{ m.c.a.}$$

En zonas donde existen desniveles muy pronunciados debe recurrirse a las llamadas plateas, o niveles de mallas, independientes entre sí, excepto por una interconexión que tiene colocada una válvula reductora de presión o una cámara rompecarga, que disminuye la presión de llegada, llevándola a valores mas normales.

Ubicación de las cañerías

Para la ubicación de las cañerías deben tenerse en cuenta varios factores:

- Tipo de vereda o pavimento afectado por la obra
- Número de conexiones en el tramo
- Anchos de los cruces bajo pavimento.

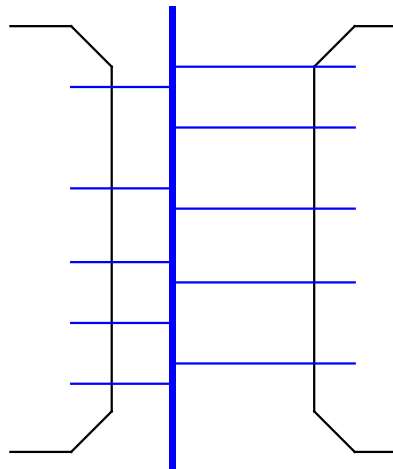


Figura 7-5 Instalación con una sola cañería

El análisis de estos puntos nos llevará a proyectar la colocación de cañerías por una o ambas veredas o por el centro de la calzada.

En la figura 7-5 vemos la instalación por una vereda y en la figura 7-6 se observa un diseño por ambas veredas.

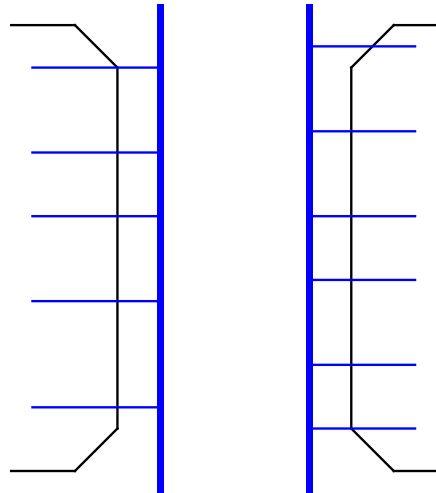


Figura 7-6 Instalación con dos cañerías

En la figura 7-5 tenemos dos opciones de conexiones, dado que la cañería se encuentra en un costado de la calle deben realizarse dos tipos de conexiones, las que están a la izquierda denominadas cortas y las que están a la derecha denominadas largas, que tienen un costo mayor dado que deben atravesar el pavimento.

En cambio se observa en la figura 7-6, que ambas conexiones son de las denominadas cortas, pero tiene el inconveniente de que se duplica la longitud de las cañerías lo cual incrementa el costo de la red. Sin embargo, hay que evaluar la posibilidad de colocar dos cañerías cuando el ancho de la calle sea importante, por ejemplo en avenidas y bulevares.

También debemos considerar la profundidad de instalación de las cañerías, denominada tapada de cañerías. En la figura 7-7, se muestra una cañería en donde se indican las cuatro posibilidades de medir un nivel de cañerías: Trasuno, Intrauno, Intrados y Tardos.

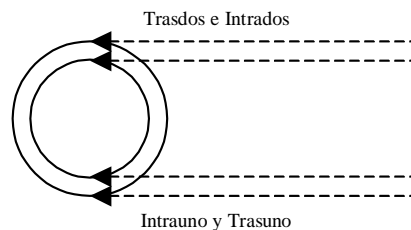


Figura 7-7 Referencia para niveles de cañerías

En la figura 7-8, observamos como se mide la tapada en este caso indicada con la letra t .

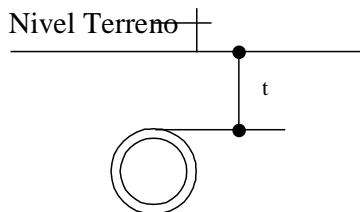


Figura 7-8 Tapada de cañerías

Recordemos que como la circulación del agua dentro de las cañerías se produce por la presión a que es sometida por medio de un tanque de reserva o por bombeo directo, no sería necesario dotar a las mismas de pendiente. Sin embargo, se deben proyectar con cierta pendiente para lograr puntos de cota mínima y máxima, desde donde eliminar los sedimentos y el aire que pudiera acumularse en la misma. Pese a ello, es de buen criterio asemejar la pendiente general de la cañería a la pendiente del terreno natural a efectos de minimizar el volumen de excavación, uno de los ítem mas importantes del costo de colocación de la red.

La profundidad de la tapada se indica en la tabla 7-9.

Tabla 7-9 Profundidad de tapada de cañerías	
Lugar	Tapada Mínima
Bajo vereda	0,80 / 1,00 m
Bajo calzada	1,00 / 1,20 m

Para regiones de temperatura muy baja el problema no es estructural, sino que deberá considerarse la posibilidad de que la temperatura pueda alcanzar valores bajo cero, lo que congelaría el agua dentro de la cañería y provocaría su rotura por dilatación del agua congelada. Para dichas zonas se aconseja una tapada mínima de:

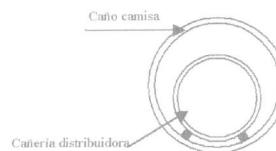
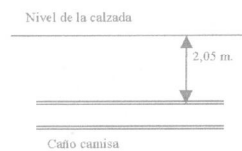
$$T_{min} = 1,50 \text{ mts}$$

También se deben tener en cuenta todas las normas y disposiciones que las municipalidades y comunas hayan reglamentado, así como también algunos organismos o empresas privadas como las que tienen concesión de los ferrocarriles o los caminos pavimentados bajo jurisdicción nacional o provincial.

En la figura 7-10, vemos la tapada mínima en el caso de caminos y en el caso de ferrocarriles.

Además se exige que las tuberías que atraviesen caminos o vías férreas deben estar encamisadas como también se indica en la figura 7-10.

Vialidad



Ferrocarril

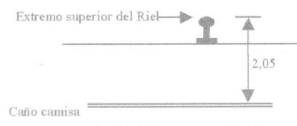


Figura 7-10 Cruces bajo caminos y ferrocarriles

La precaución de encamisar los cruces es debido a las cargas que soportan las obras viales y ferroviarias, que pueden producir presiones adicionales exteriores sobre la tubería que pueden aplastarla y al final romperla.

En ambos casos estos organismos tienen sus reglamentaciones propias respecto al tipo de material y espesor de la camisa, diámetro en función del diámetro de la cañería distribuidora, revestimiento protector, procedimiento constructivo, etc.

También debe tenerse presente que cualquier obra de debamos realizar en jurisdicción de dichos organismos, tendrá que contar con su previa autorización y que además se deberá pagar un canon que está relaciona con el monto de obra a realizar.

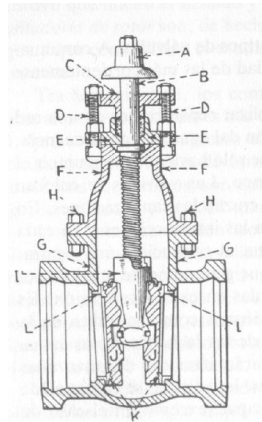
Accesorios de la instalación

Detallamos a continuación los accesorios que se deben instalar en las cañerías de distribución para hacer posible su manejo y mantenimiento.

Válvula esclusa

Cuando se precisa realizar reparaciones en la red, es necesario interrumpir la circulación del agua. En consecuencia, deben disponerse numerosas válvulas con el fin de que solo haya que interrumpir el servicio en una pequeña parte de la red a un mismo tiempo. Las válvulas se colocan generalmente en las esquinas de las calles, donde se produce el encuentro de las cañerías principales con las secundarias. Puede observarse que con esta disposición solo se verían afectados los servicios conectados a la cañería secundaria entre las dos principales.

Para esto se utilizan las válvulas esclusa como la que se muestra en la figura 7-11. Consta básicamente de un vástago y un disco resistentes a la corrosión y unos discos articulados de manera que se acuñen por si mismos, entre los asientos cónicos.



A) Tuerca de accionamiento. B) Vástago. C) Placa prensaestopas. D) Pasadores de placa. E) Caja prensaestopas. F) Cubierta. G) Cuerpo. H) Pasadores sujeción. I) Rótula. J) Compuerta. K) Anillo de compuerta. L) Caja de Compuerta

Figura 7-11 Válvula esclusa

Las válvulas pueden ser de vástago levantara o no levantara, normalmente abren si se gira a la izquierda y tiene, por tanto, una rosca directa, también pueden obtenerse válvulas con paso de rosca invertida. Es muy conveniente que todas las válvulas de la res sean del mismo tipo, con respecto a la rosca o forma de apertura y cierre, pues de lo contrario se producirán confusiones durante la operación de las mismas. Las válvulas mas pequeñas tienen generalmente los vástagos de accionamiento dispuestos en capas como se muestra en la figura 7-12 de modo que no descansen sobre la válvula ninguna parte de la caja expuesta a cargas producidas por el tráfico. Es una buena práctica colocar todas las válvulas en cámaras de registro, pero en general, esta forma se adopta únicamente con las de gran tamaño. En general las válvulas se ensayan a una presión de 10 kg/cm².

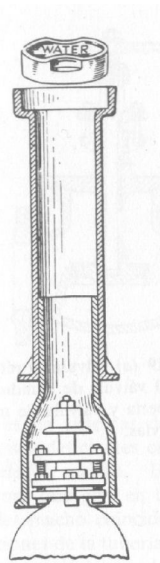


Figura 7-12 Caja de válvula telescópica

La mayoría de las válvulas se diseñan para ser instaladas con el eje vertical y pueden no funcionar correctamente si se colocan con el eje inclinado. Si la instalación precisa que el eje esté inclinado, se deben emplear válvulas especialmente diseñadas a ese efecto.

Las válvulas de accionamiento frecuente y también las de gran diámetro pueden ser de operación hidráulica o eléctrica. Las válvulas de gran tamaño están sujetas a grandes presiones cuando están cerradas por lo que su apertura por medios manuales puede ser dificultosa. En tales casos se instala un sistema de reducción mecánica y una pequeña válvula de by-pass para equilibrar las presiones a ambos lados del disco. Ambos dispositivos son muy útiles, tanto para facilitar la apertura, como para al reducción del golpe de ariete al cerrar las válvulas. En la figura 7-13 se observa un esquema de lo dicho precedentemente.

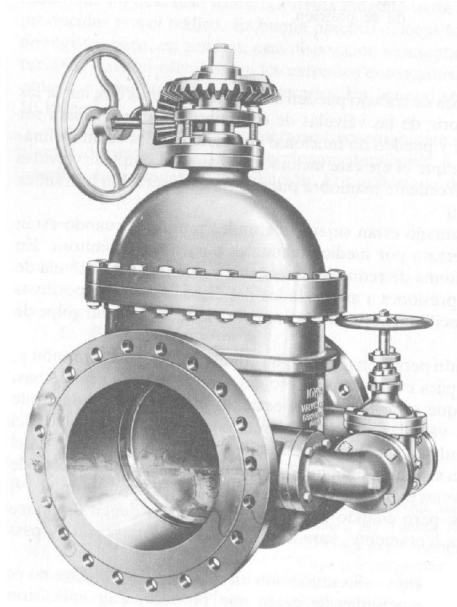


Figura 7-13 Válvula de alta presión y gran diámetro

Válvulas de retención

Las válvulas de retención permiten que el agua circule en una sola dirección y, generalmente, se emplean para evitar el retroceso del agua al pararse las bombas, o interrumpirse el flujo en las cañerías. Las válvulas de retención que se instalan en el extremo inferior de la cañería de aspiración, se denominan válvulas de pie y sirven para evitar el vaciamiento del conducto al detenerse el bombeo. Asimismo, se instalan válvulas de retención en el conducto de impulsión a la salida de la bomba para reducir el efecto del golpe de ariete sobre ellas. En la figura 7-14, se muestra un ejemplo de válvula de retención, pero cuando estas son importantes en cuanto a diámetro, debe diseñarse para que su cierre se realice lentamente, para lo cual suelen incorporar un by-pass para la descarga de agua.

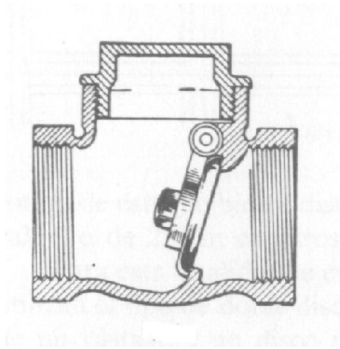


Figura 7-14 Válvula de retención

Válvulas cónicas o de bola

Estas válvulas, tienen un macho o bola que gira en un asiento perfectamente adaptado. Cuando la válvula se abre, un agujero del macho o de la bola coincide con las aberturas del cuerpo, y estas a su vez, son prolongaciones de la tubería en la que se coloca la válvula. La lubricación se realiza con aceite a presión, si el material es metálico, en cambio si se hacen con materiales sintéticos, tales como neopreno, son de autolubricación. Este tipo de válvula cuyo modelo de macho se ve en la figura 7-15, se adapta no solo a las conducciones de agua a presión, sino también a las de residuales, aceites, líquidos abrasivos y gases. También pueden obtenerse con aberturas múltiples.

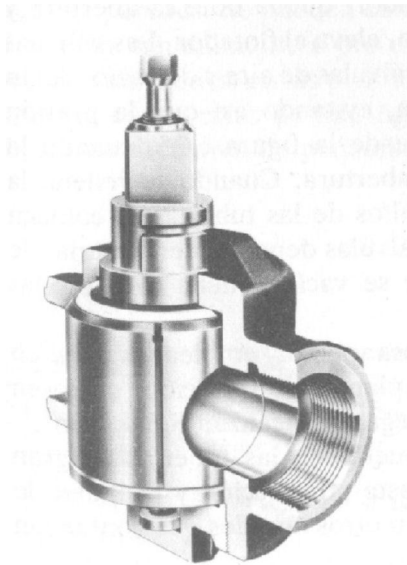


Figura 7-15 Válvula cónica

Válvulas de purga y admisión de aire

En las conducciones largas se acumula aire en los puntos altos de las mismas, el cual puede interferir la circulación del agua. Por lo tanto, es necesario colocar purgas de aire en dichos puntos. Se han empleado válvulas de accionamiento manual, pero se prefieren los tipos automáticos. En la figura 7-16, a la derecha, se observa una válvula de purga automática, que permite la salida del aire acumulado cuando este llena la cámara del flotador, queda libre la abertura y deja salir el aire hasta que, al subir el agua de nuevo, eleva el flotador que obtura la salida impidiendo que el agua salga de la tubería. Las válvulas automáticas, conocidas también con el nombre de válvulas de aire y vacío, dejan entrar el aire en la tubería cuando esta se vacía, evitando así el aplastamiento de la tubería. Vemos un modelo en la figura 7-16, a la izquierda, cuando la presión disminuye, el flotador baja y destapa la abertura. Cuando se rellena la tubería, el aire se puede escapar. El tamaño de las mismas depende del material de la tubería, caudal y rapidez con que se vacía la cañería.

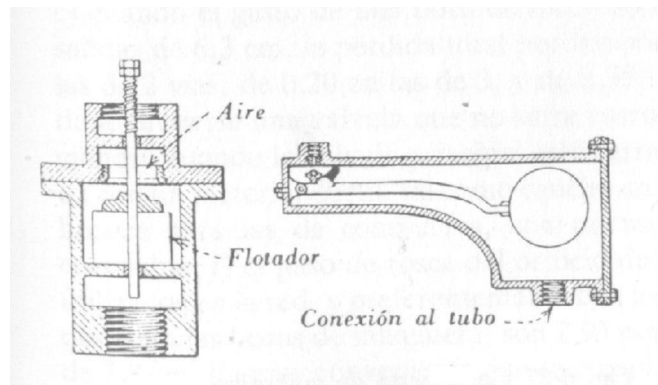


Figura 7-16 Válvula de purga y admisión de aire

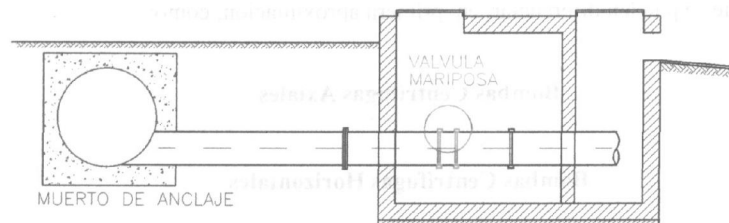


Figura 7-17 Válvulas de desagote y limpieza

Válvulas de desagote y limpieza

Las válvulas de desagote y limpieza o mejor dicho las cámaras de desagote y limpieza, se disponen en los puntos bajos, distanciadas unas de otras en no más de 3.000 metros, con el fin de permitir el desagote de la tubería en cada sector, en caso de tener que vaciar algún tramo, ya sea por razones de limpieza, operativas o por alguna rotura sufrida en algún sector. La figura 7-17 muestra un esquema de dichas cámaras.

Válvulas de mariposa

Son muy empleadas en las redes de distribución donde la presión no supere los 9 kg/cm². Presentan numerosas ventajas sobre las válvulas esclusa en las tuberías de gran tamaño, incluyendo su menor costo, menor desgaste por fricción y facilidades de operación. En la figura 7-18, se observa un modelo que puede ser accionada mediante motorización o manualmente.

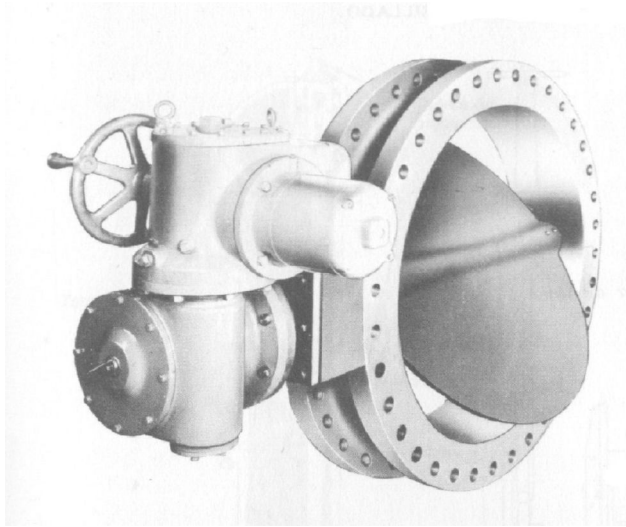


Figura 7-18 Válvula mariposa

Bocas de incendio

Estas bocas para incendio o hidrantes, constan de un cilindro de fundición, con una conexión para conectarla a un ramal de la tubería de distribución. En la figura 7-19 se observa un modelo muy usado en EEUU.

En la Argentina suele disponerse de una conexión de incendio con una válvula esclusa con un adaptador específico para las mangueras de bomberos. Dicha conexión suele ubicarse en la vereda en una caja especialmente diseñada a tal efecto y que está debidamente identificada con la leyenda *Bomberos*.

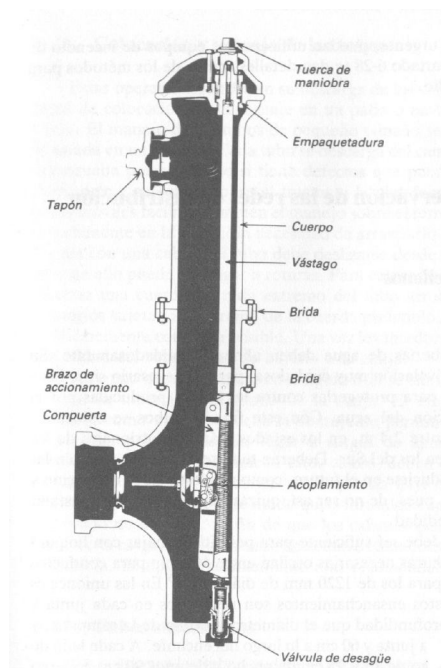


Figura 7-19 Hidrante para incendio

Técnicas de construcción

Veremos a continuación algunos de los aspectos a tener en cuenta durante la construcción de la red de distribución.

Excavaciones y rellenos

Las zanjas para las cañerías deben alinearse cuidadosamente. Su colocación no precisa una nivelación muy cuidadosa, pero es necesario situarlas a una profundidad suficiente para protegerlas de los daños producidos por el tráfico y evitar la congelación del agua en climas muy rigurosos. Deberán tenerse en cuenta también las condiciones que puedan producirse en el futuro, como resultado de la nivelación y pavimentación de las calles, pues de no ser así, quizás haya que volver a instalar las cañerías a mayor profundidad.

El ancho de las zanjas debe ser el suficiente para permitir trabajos con holgura alrededor del tubo. En las uniones es preciso ampliar la zanja, estos ensanchamientos son necesarios para facilitar la ejecución de las mismas. En general, las zanjas no necesitan entibaciones, salvo en terrenos muy disgregables.

El material de relleno no debe contener cenizas, escombros ni grandes piedras. A partir de los 30 cm por encima del plano superior de la cañería pueden emplearse piedras de tamaño hasta 20 cm. El relleno desde el fondo de la zanja al plano central de la cañería debe realizarse manualmente, con arena, grava u otro suelo adecuado, asentado en capas de 7 cm y apisonado. Este material debe extenderse hasta cubrir todo el ancho de la zanja. El relleno desde el plano central de la tubería hasta 30 cm por encima del plano de la cañería, debe realizarse a mano o puede usarse maquinaria, pero muy cuidadosamente.

Colocación y manejo de las cañerías

Estas operaciones incluyen su descarga de los camiones, el transporte hasta el lugar de colocación o almacenaje en obra y su colocación en la zanja. El manejo de las cañerías de pequeño diámetro se facilita mediante una cabria montada en un camión. Las grúas móviles facilitan también el manejo sobre el terreno. La cañería puede colocarse directamente en la zanja, sin necesidad de arrastrarlo a lo largo de la calle. Si no se cuenta con una cabria, la cañería debe deslizarse desde el acopio hasta el suelo, aunque ello puede dar lugar a roturas. Para colocarlo a mano dentro de la zanja se dispone una cuerda en cada extremo de la cañería arrollándolo con una vuelta, los operarios sujetan un extremo de la cuerda pisándolo, y tirando del otro

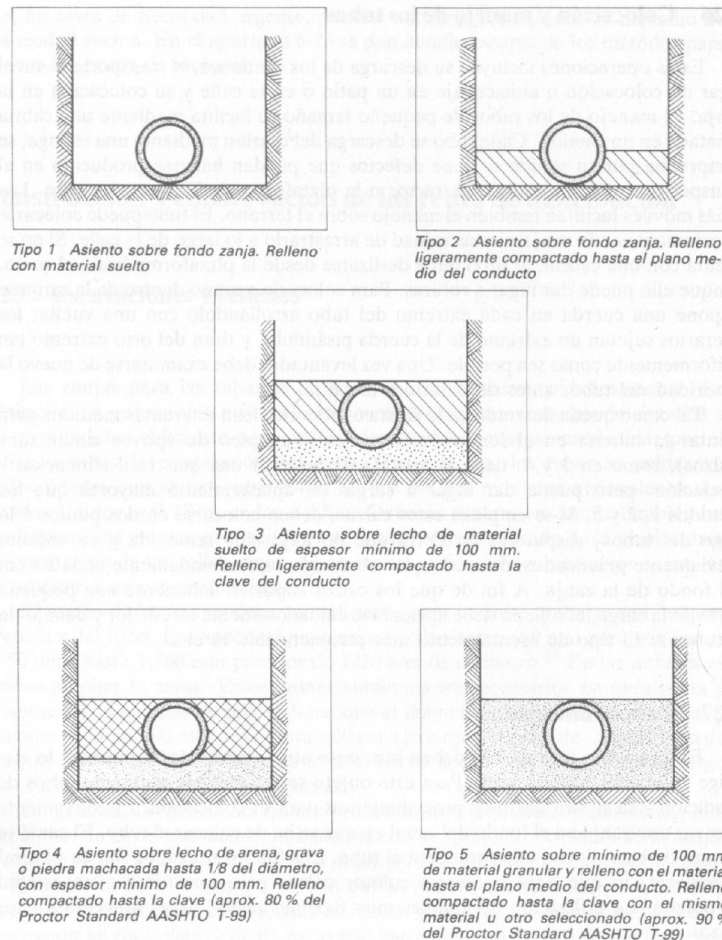


Figura 7-20 Tipos de rellenos de zanjas

extremo tan uniformemente como sea posible, antes de bajarlo a la zanja. Tal como se observa en la figura 7-20 se emplean diferentes métodos para asentar la cañería en el fondo de la zanja. El empleo de apoyos cimentados, como en los tipos 3 y 4, tiene la ventaja de permitir una mas sencilla alineación y nivelación, pero puede dar lugar a cargas de aplastamiento mayores que los tipos 1, 2 y 5. Si se emplean estos, deben colocarse en los puntos a lo largo de la cañería y dispuestos en suelo que no haya sido removida y en entalles previamente practicados de modo que sobresalga aproximadamente unos 25 cm del fondo de la zanja a fin de que los calzos soporte solamente una pequeña parte de la carga, el relleno debe apisonarse cuidadosamente alrededor y debajo de la cañerías. El tipo de asentamiento mas recomendable es el tipo 2.

Colocación de las válvulas

Para impedir daños y asentamientos en las inmediaciones, la colocación debe hacerse sobre una base de hormigón. Las válvulas deben disponerse en una caja o registro, de modo que puedan operarse rápidamente. Generalmente las válvulas de mas de 30 cm diámetro se colocan en registros. En las intersecciones de las grandes tuberías, puede haber 2, 3 o 4 válvulas muy próximas, en cuyo caso deben reunirse los registros y construir una cámara subterránea para acomodar a todas.

Conservación de las válvulas

Inspecciones realizadas después de un período de conservación deficiente, han permitido comprobar que el 20 % de las válvulas esclusa estaban en malas condiciones, por ello es recomendable realizar una inspección regular, lo cual, en algunas poblaciones se hace anual o semestralmente. Los defectos que se ponen de manifiesto en las inspecciones son de tres tipos:

- Válvulas inaccesibles
- Válvulas trabadas
- Válvulas cerradas

La inaccesibilidad se debe a que las válvulas quedan cubiertas con tierra o por el pavimento, o que las cajas han llegado a llenarse con tierra, con escombros o suciedad. Como las válvulas esclusa deben cerrarse a menudo en el menor tiempo posible, con el objeto de evitar perjuicios y pérdidas de agua por roturas, la importancia de evitar este defecto es manifiesta.

Una válvula, puede trabarse por corrosión, especialmente si ha permanecido en una posición fija durante muchos años, de tal manera que no pueda cerrarse, o que el vástago u otro elemento, se hayan roto al cerrarla. Echando aceite lubricante diluido en la llave de la válvula se lubricará la unión entre el vástago de la misma y la empaquetadura, y puede corregirse el problema. Los sedimentos, que con frecuencia se acumulan en la válvula, producen una obstrucción, que impide un buen ajuste al cerrar. Esta avería puede corregirse accionando con cuidado la esclusa arriba y abajo, y permitiendo que el agua, al incrementar su velocidad, arrastre el sedimento. Las válvulas colocadas con el vástago horizontal no ofrecen este inconveniente, las válvulas pueden tener fugas alrededor del vástago al accionarlo, lo que hace necesario desmontarlo y disponer de nuevas empaquetaduras en el cuello. Si las válvulas, no se han normalizado, en lo que se refiere a su giro directo o inverso, deben marcarse para que los operarios no rompan los vástagos, al hacerlas girar en sentido contrario.

La inspección también pone de manifiesto si las válvulas que se suponen abiertas están cerradas total o parcialmente. Frecuentemente, después de hacer las reparaciones, los operarios se olvidan de abrir algunas válvulas, o no las abren completamente, lo que da origen a una pérdida de presión, que puede no ponerse de manifiesto hasta que produzca por ejemplo un incendio. Es buena práctica exigir a los capataces que anoten en las hojas de trabajo, las válvulas que quedan cerradas, rectificando las notas cuando se abren, y conservándolas como un registro permanente de las válvulas.

Desinfección de las cañerías de agua, nuevas y viejas

Al manipular y colocar las tuberías de agua, es inevitable que se contaminen las de la nueva instalación. La contaminación de las tuberías puede producirse durante su almacenamiento en la obra, antes de la apertura de las zanjas, por el fango en el fondo de las zanjas, por el agua contaminada que puede introducirse en la misma.

Antes de la desinfección cada tramo de tubería debe limpiarse haciendo circular agua a una velocidad mínima de 0,75 m/seg. Es deseable asimismo, el empleo de un bloque de espuma de goma que se hace recorrer la tubería por la misma presión, del agua, o bien arrastrado por un cable. Para la desinfección se han empleado diversos compuestos de cloro, permanganato potásico, sulfato de cobre y ciertos metales pesados, si bien estos últimos no son muy recomendables por los residuos que se obtienen de la limpieza y desinfección de las tuberías.

En cualquier caso, no hay sistema que pueda sustituir a una buena limpieza inicial de las conducciones. Los desinfectantes no pueden eliminar aquellas bacterias que están protegidas por los sedimentos, por lo que la limpieza con el tapón anteriormente indicado, y la circulación de agua a 0,75 m/seg., debe ser seguida de un llenado del conducto con agua que contenga una concentración mínima de 1 mg/l de cloro residual libre y se debe conseguir que exista un residual de 0,5 mg/l después de 24 hs. Después de estas operaciones se deben efectuar análisis bacteriológicos para confirmar que la calidad del agua es correcta. Si el número de bacterias totales excede de 500 por ml, o se encuentran bacterias coliformes, el conducto deberá llenarse con agua que contenga 50 mg/l de cloro disponible y después de 24 horas la concentración remanente no deberá ser inferior a 25 mg/l.

La desinfección debe practicarse también siempre que se hace una reparación o un corte en una tubería existente. No pueden darse normas fijas en cuanto a los métodos, pero mediante el empleo de bocas de incendio y de grifos especiales para la limpieza, puede emplearse el método anterior.

El desarrollo de las bacterias, puede dar lugar a que el agua procedente de las conducciones existente tenga sabor u olor. Este inconveniente ha sido eliminado destruyendo, o por lo menos reduciendo en gran parte dichos desarrollos, mediante la aplicación de cloro a aquellas partes del sistema de distribución en que se presenta el problema. Mientras se practica la inyección del cloro en las tuberías, se abren las bocas de incendio hasta que el agua que fluye presenta un intenso color amarillo al ensayarlo con la ortotolidina que detecta el cloro libre.

Limpieza de las cañerías de agua

Debido a las acumulaciones de sedimentos y/u óxido, la capacidad de transporte de las cañerías se reduce frecuentemente a cifras muy bajas. La limpieza restablece en una gran parte la capacidad de transporte. A tal fin se utilizan varios tipos de dispositivos o rastrillos.

En cañerías de 20 a 50 años, con la limpieza se consigue restablecer hasta 120 el valor de C en la fórmula de Hazen-Williams, o sea el mismo que para cañerías con 4 años de servicio. Estos altos valores de eficacia no se conservan, sin embargo, pues la cañería ya está parcialmente dañada y su deterioro se hace mas rápidamente ahora, por lo que, hace necesaria una nueva limpieza a los 5 o 6 años.

Sistemas de alimentación

La red de distribución debe alimentarse de agua potable por medio de los siguientes sistemas:

- Tanque elevado
- Bombeo directo
- Sistema mixto

Tanque Elevado

Tal como se observa en la figura 7-21, el esquema de la instalación de un tanque elevado, cuya función es mantener una presión mínima constante en la red. La instalación del tanque tiene una cañería de ingreso, también llamada de impulsión y

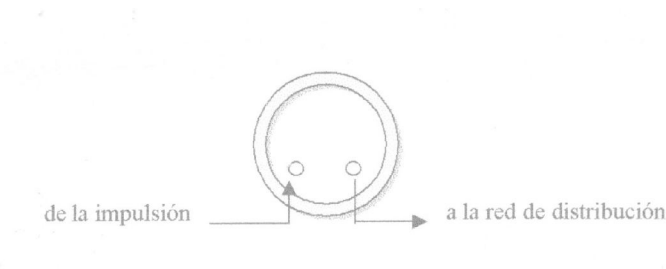


Figura 7-21 Esquema alimentación de Tanque elevado

otra cañería que está conectada a la red de distribución.

$$Q_B = P_f \delta \alpha$$

El caudal de bombeo se calculará, en principio, colocándonos en la peores condiciones, es decir que se tomará el día de mayor consumo, es decir

Donde:

- Q_B = caudal de bombeo
- P_f = población final
- δ = dotación diaria
- α = coeficiente de pico

Como una de las funciones importantes del tanque consiste en absorber los picos de mayor consumo, es posible proyectar que:

$$Q_B < Q_{max}$$

Si como ejemplo, establecemos que el bombeo se realizará durante las 24 horas, el caudal bombeado en m³/h será:

$$Q_B = \frac{P_f \delta \alpha}{24}$$

Si disminuimos la cantidad de horas de bombeo, se llegará a que el caudal de bombeo sea mayor que el caudal máximo:

$$Q_B > Q_{max}$$

Por lo tanto, se deberá adoptar una cantidad de horas de bombeo tal que, además de resultar económica y permitir abastecer el servicio con un buen margen de seguridad, haga uso de la posibilidad que nos brinda el tanque de absorber los picos de mayor consumo.

Bombeo directo

El sistema de distribución recibe la presión que proporciona el sistema de pozos que bombea directamente a la red tal como se observa en la figura 7-22.

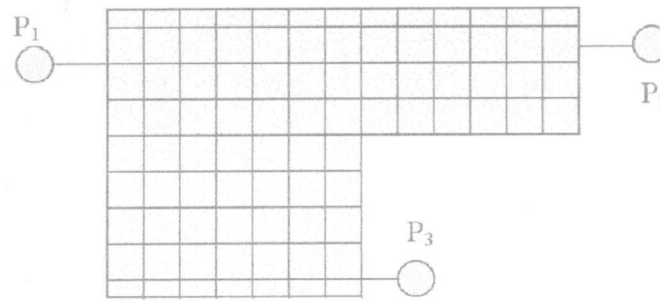


Figura 7-22 Esquema de bombeo directo

El volumen de agua bombeado será:

$$\text{Vol} = Q_{Bi} \cdot n^{\circ} \text{ horas bombeo}$$

$$\text{Vol} = Q_{B1} n^{\circ} Hs_1 + Q_{B2} n^{\circ} Hs_2 + \dots + Q_{Bn} n^{\circ} Hs_n$$

Es decir es la sumatoria del caudal de cada pozo multiplicado por el número de horas de bombeo de cada uno de ellos. Este volumen debe corresponder con el necesario para el abastecimiento de la red.

La mayor dificultad de este sistema reside en el control del bombeo, de modo de conseguir una presión uniforme en toda la red, especialmente cuando el bombeo no se realiza desde un solo punto.

Para solucionar este problema es indispensable el uso de sistemas reguladores de presión.

Cuando se utiliza este sistema se debe exigir que las viviendas tengan tanque individual de reserva, con lo que el calculo puede realizarse con el caudal medio y no con el máximo del día de mayor consumo, representando una considerable disminución en el costo de la red.

Sistema mixto

Utiliza el bombeo directo a la red y tiene además un tanque de pulmón, que se llena cuando la presión de bombeo excede la demanda y entrega dicho volumen cuando se producen los picos de mayor consumo y la presión es menor que la altura del tanque. La reserva debe calcularse con el caudal máximo horario. En la figura 7-23 se observa un esquema del sistema mixto. Notemos que el tanque pulmón tiene una sola cañería que es a la vez impulsión y de distribución.

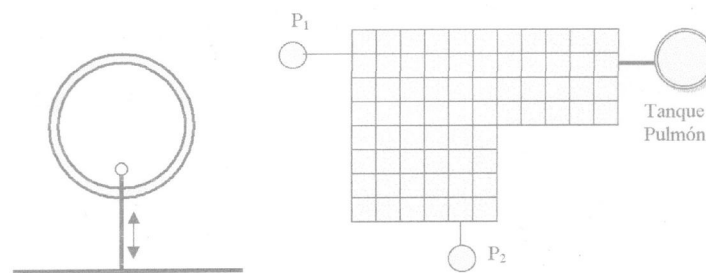


Figura 7-23 Sistema mixto

Cálculo de la red de distribución

Comenzaremos ahora con las consideraciones para el calculo de una red de distribución, cualquiera sea el sistema que se haya elegido, se utilizarán todos o algunos de los aspectos que se enumeras a continuación:

- Determinación del radio servido
- Capacidad del proyecto
- Distribución de la población
- Trazado de las cañerías principal y secundaria
- Ubicación y calculo del tanque elevado
- Determinación de los puntos de equilibrio principales y secundarios

- Atribución de cañerías secundarias
- Ramales y tramos
- Longitud de cañerías principales y secundarias
- Determinación de caudales para cada tramo
- Dimensionado de las cañerías
- Verificación de la diferencia de cierre

Determinación del radio servido

Para determinar el radio servido debemos conocer todos los aspectos políticos, sociales, técnicos y económicos que inciden en el proyecto. Se trata de conciliar todos ellos de tal manera que su realización sea factible para el mayor número de habitantes, a un costo razonable.

En principio se debe delimitar un radio de servicio inmediato, que puede ampliarse al radio futuro cuando las condiciones sean favorables. Sin embargo, se debe analizar la posibilidad de reducir sensiblemente el costo per cápita si se ejecuta la totalidad de la obra, ya que existen componentes que deben ejecutarse para servir a toda la población, por ejemplo, el tanque, las cañerías principales, salas de bombeo, etc.

Capacidad del proyecto

Debemos determinar que caudal vamos a necesitar para abastecer a la población futura con la dotación elegida, es decir:

$$Q_{\text{proy}} = P_f \cdot \delta \cdot \alpha$$

La dotación será fijada por el proyectista, en función de la capacidad económica de la población, potencia del acuífero o curso de agua a utilizar como fuente de provisión, etc. Calculando la población futura según se ha visto anteriormente.

Es conveniente, para una mejor elaboración del proyecto, parcializar la población futura de modo de obtener primero la población futura del radio inmediato a servir y la población futura del radio posterior a servir.

Distribución de la población

Es importante conocer perfectamente la distribución de la población dentro del radio del proyecto, ya que generalmente no es uniforme. En caso de no contarse con datos recientes y fiables, se debe realizar un censo de población, para delimitar las densidades.

Es también de gran importancia contar con un Plan Regulador o Código de Edificación, lo que permitirá una mayor precisión del proyecto.

La población total será la suma de los habitantes contenidos en las diversas zonas en que se ha dividido la ciudad en función de sus densidades diferentes, según se observa en la figura 7-24:

$$P_{\text{tot}} = A \cdot \Omega_a + B \cdot \Omega_b + C \cdot \Omega_c$$

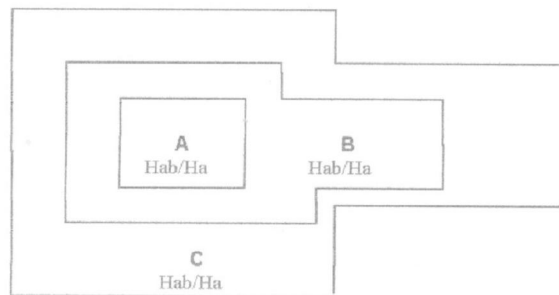


Figura 7-24 Radios servidos y densidades

Analizando estos datos se puede llegar a decidir cuales zonas del proyecto se servirán con conexiones domiciliarias y cuales con surtidores públicos.

Trazado de las cañería principales y secundarias

Tal como se vio anteriormente, se debe decidir entre un sistema de malla abierta o malla cerrada

Se diseña el trazado de la cañería de forma que cubra la totalidad del radio del proyecto, fijando el sentido de circulación a cada uno de los tramos. Previamente debemos conocer la ubicación del tanque de reserva o la planta de impulsión, tal como se verá a continuación

Ubicación y características del tanque elevado

Existen razones de conveniencia que deben tenerse en cuenta para decidir el sitio de ubicación del tanque:

- Coincidencia con el punto de mayor cota del terreno

- Coincidencia con el centro de gravedad del radio servido
- Proximidad con las obras de captación o potabilización.

Una ubicación que reúna todas estas condiciones sería la ideal, pero en la realidad las existencias de sitios aptos es muy limitadas, debiendo optarse por la mejor entre varias soluciones imperfectas.

Es importante realizar un cálculo previo de la altura del tanque, la que posteriormente debemos ajustar cuando, habiéndose calculado los diámetros de las cañerías, estemos en condiciones de determinar cual será la pérdida de carga real de cada uno de los ramales tal como se observa en la figura 7-25.

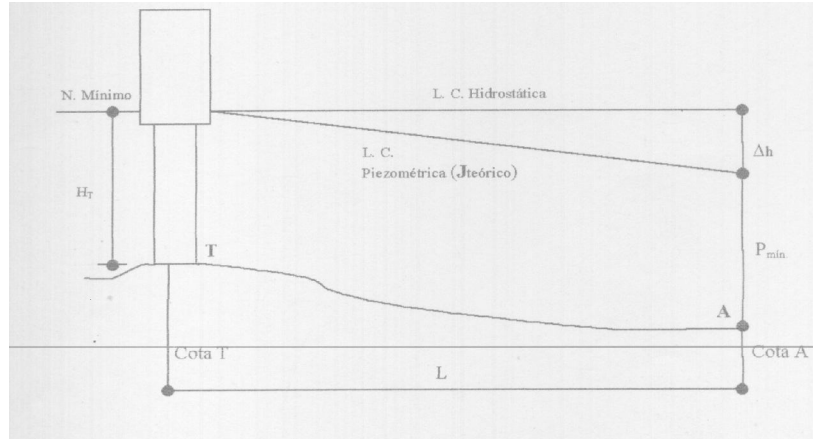


Figura 7-25 Esquema para calculo altura de tanque

Por lo tanto, para calcular H_t relaciono las alturas del tanque, y el extremo del ramal cuyas condiciones sean las menos favorables de la siguiente manera:

$$\text{Cota T} + H_t = \text{Cota A} + P_{\min} + \Delta h$$

Donde son datos:

- Cota del punto T (tanque)
- Cota del punto A
- La presión mínima (P_{\min})
- La longitud L del ramal

Las incógnitas son:

- La altura del tanque (H_t)
- La pérdida de carga del ramal (Δh)

Luego para calcular la altura del tanque H_t debo conocer previamente la pérdida de carga unitaria en el ramal, que denominaremos J , que nos permite conocer la pérdida de carga (Δh)

Sabemos que:

$$\Delta h = J \cdot L$$

También tenemos el caudal que se puede expresar como:

$$Q = V \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

Utilizaremos una simplificación que consiste en adoptar:

- $D = D_{\min}$
- $V = 0,50 / 0,60 \text{ m/seg.}$

Y aplicando estos datos en la fórmula de Hazen-Williams, me da la pérdida de carga unitaria:

Siendo k el coeficiente de rugosidad, que depende del tipo de cañería que utilizemos

$$J = k \frac{Q^{1,85}}{D^{4,87}}$$

También se podría simplificar aún mas el cálculo, adoptando una pérdida de carga uniforme del 2 ‰ para el ramal mas comprometido, lo que nos permitirá calcular fácilmente la altura de tanque, que luego ajustaremos una vez conocida la pérdida de carga real de cada ramal.

Determinación de los puntos de equilibrio principales y secundarios

Se definen como *Puntos de Equilibrio*, a aquellos donde los flujos de agua que llegan a ese punto desde sentidos opuestos, tienen la misma presión. Por lo tanto se supone que no hay transferencia de caudales y el agua no tiene movimiento.

Los puntos de equilibrio se ubican teóricamente, de forma tal que partiendo del tanque y tomando por los caminos diferentes, la distancia recorrida sea la misma.

Como ya se dijo anteriormente, se le debe asignar a cada tramos un sentido de circulación, aún en el caso de que pudieran existir dudas. El criterio empleado mas comúnmente, es suponer que el ingreso de agua se produce de un dolo punto. Otro criterio sería imaginar que el líquido ingresa por ambos extremos, prorrateando su caudal. Un ejemplo se observa en la figura 7-26.

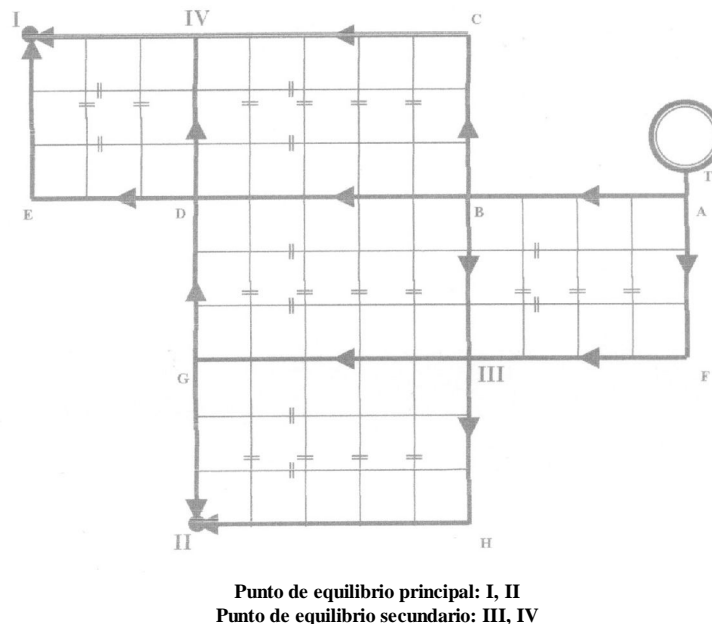


Figura 7-26 Atribución de cañerías y Puntos de equilibrio

Atribución de cañerías secundarias

Dado que las cañerías secundarias son alimentadas por dos tramos diferentes de cañería principal, debemos determinar que parte del caudal aporta cada uno de dichos tramos.

Las cañerías secundarias, de igual orientación que están dentro de una misma malla son tratadas con el mismo criterio, consistente en dividirla en dos tramos de forma que cada uno de ellos tenga 2/3 y 1/3 o 3/4 y 1/4 de su longitud total.

A la cañería principal que está mas cercana al tanque se le atribuye la parte mayor. En la figura 7-26 se observa un ejemplo de la atribución de cañerías secundarias, en donde están marcadas con un par de líneas paralelas los tramos correspondientes de cañerías secundarias atribuidas a las principales correspondientes.

Ramales y tramos

Ramal es la cañería comprendida entre el tanque y un punto de equilibrio. Pueden estar constituidos por uno o varios tramos.

El tramo se define como parte de un ramal que posee el mismo diámetro e igual dirección.

Longitud de cañerías principales y secundarias

Para determinar la longitud total de cañería de una red, se debe sumar la longitud de cada uno de los tramos de cañería principal que la componen a los que se les ha adicionado la longitud de cañería secundaria atribuida a ellos.

Este dato no permitirá conocer el *Gasto Hectométrico* (G_H), fundamental para el cálculo del sistema de distribución. Este gasto hectométrico o gasto por hectómetro, se calcula por la relación:

$$G_H = \frac{Q_{\text{proy}}}{L_{\text{tot}}}$$

Determinación de caudales para cada uno de los tramos

Si tomamos un ramal cualquiera de la instalación propuesta en la figura 7-26 por ejemplo el representado en la figura 7-27.

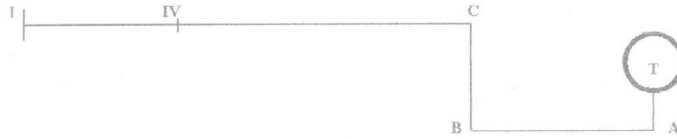


Figura 7-27 Ramal a calcular

Comenzamos el cálculo por el tramo que finaliza en el punto de equilibrio, considerando, la longitud de su cañería principal mas la secundaria atribuida a ese tramo.



Figura 7-28 Flujo de caudales

Si analizamos el flujo del agua en ese tramo tal como se indica en la figura 7-28 definimos primero los siguientes datos:

- G_e = gasto en extremidad
- G_r = gasto en ruta
- G_t = gasto total

Y en este tramo tenemos:

- $G_e = 0$
- $G_r = \sum L_i \cdot G_H$
- $G_t = G_e + G_r$

Donde L_i son las longitudes de cañerías primarias y secundarias y G_H el gasto hectométrico ya calculado.

Ahora tomamos el siguiente tramo IV-C tal como se indica en la figura 7-29.

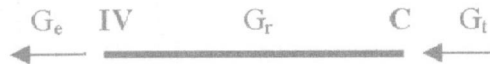


Figura 7-29 Tramo siguiente a calcular

Analizando este tramo podemos ver que el G_t del tramo I-IV es el G_e del tramo IV-C, con lo que estamos en condiciones de calcular el G_t del tramo I-IV, a su vez el tramo I-IV será el G_e del tramo C-B y así sucesivamente con todos los tramos hasta llegar al tanque.

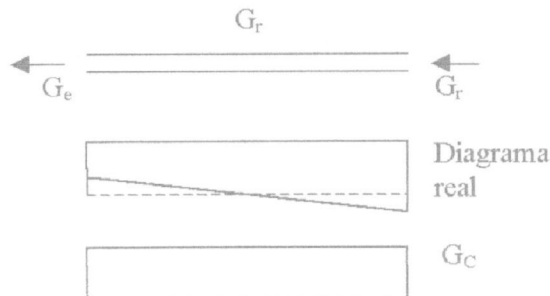


Figura 7-30 Gráfico de caudales reales y de cálculo

Si graficamos el diagrama de caudales, que vemos en la figura 7-30, se observa que es de tipo trapezoidal. Como no sería posible realizar el cálculo con un gasto que varía permanentemente a lo largo de la cañería, se recurre a un gasto artificial llamado Gasto de Cálculo (G_c), que surge de suponer uniforme el gasto en todo el tramo, y está dado por la relación:

$$G_c = G_e + 0,55 G_r$$

Método de Cross para el análisis de caudales en una red de cañerías

Este método, que fue desarrollado por el profesor Ardí Cross, consiste en suponer una distribución del caudal en una red y en compensar las pérdidas de carga resultantes. Se emplean las fórmulas de determinación de las pérdidas de carga en las cañerías, y se hacen sucesivas correcciones de los caudales hasta que las pérdidas de carga quedan prácticamente compensadas.

Se pueden emplear las fórmulas de Manning, Chezy y Hazen-Williams. En términos generales pueden expresarse como sigue:

$$h = k Q^x$$

Donde:

- h = es la pérdida de carga
- Q = caudal circulante
- k = es una constante que depende del tamaño de la cañería, de sus condiciones internas y de las unidades empleadas

La fórmula de Hazen-Williams escrita en esta forma será:

$$h = k Q^{1,85}$$

Siguiendo el análisis de Cross, se puede decir de cualquier cañerías en un circuito que:

$$Q = Q_1 + \Delta$$

Donde:

- Q = cantidad real de agua circulante
- Q_1 = es la cantidad supuesta de agua circulante
- Δ = la corrección del caudal necesario

Entonces queda:

$$kQ^x = k(Q_1 + \Delta)^x = k[Q_1^x + xQ_1^{(x-1)}\Delta + \dots]$$

Los restantes términos de la serie pueden despreciarse si Δ es pequeño en comparación con Q . Para un circuito la suma de pérdidas de carga debe ser cero:

$$\sum k Q^x = 0$$

Por lo que:

$$\sum k Q^x = \sum k Q_1^x + \sum k x Q_1^{(x-1)} \Delta = 0$$

De donde se deduce:

$$\Delta = \frac{-\sum k Q_1^x}{\sum x Q_1^{(x-1)}} = \frac{-\sum h}{k \sum (h/Q)}$$

El procedimiento puede resumirse como sigue:

- Supóngase una distribución cualquiera de caudal en cuanto a cantidad y sentido de flujo. La suma de los caudales que llegan a cualquier conexión debe ser igual a la suma de los caudales salientes.
- Calcúlese la pérdida de carga en cada cañería por medio de una ecuación o diagrama. Se adopta el convenio que los caudales en el sentido de las agujas del reloj son positivos y producen pérdidas de carga positivas.
- Teniendo en cuenta el signo, calcúlese la pérdida de carga total a lo largo de cada circuito:
- Calcúlese, prescindiendo del signo, para el mismo circuito, la suma de:

$$\sum h = \sum k Q_1^x$$

- Para compensar las pérdidas de carga en cada circuito, se emplean la ecuación:

$$\sum k x Q_1^{(x-1)}$$

$$\Delta = \frac{-\sum k Q_1^x}{\sum x Q_1^{(x-1)}} = \frac{-\sum h}{k \sum (h/Q)}$$

Al caudal de cada línea. Las líneas comunes a dos mallas han de corregirse para cada malla teniendo en cuenta el signo.

Se observará que las cargas que constituyen

$$\sum k Q_1^x$$

Se pueden obtener directamente del nomograma de la figura 7-34, si se supone que $C = 100$.

También puede demostrarse que la solución no depende de C , es decir, que la distribución de caudales será la misma siempre que se emplee el mismo valor de C para todas las cañerías de la red. La aplicación del método se ilustra con el siguiente ejemplo.

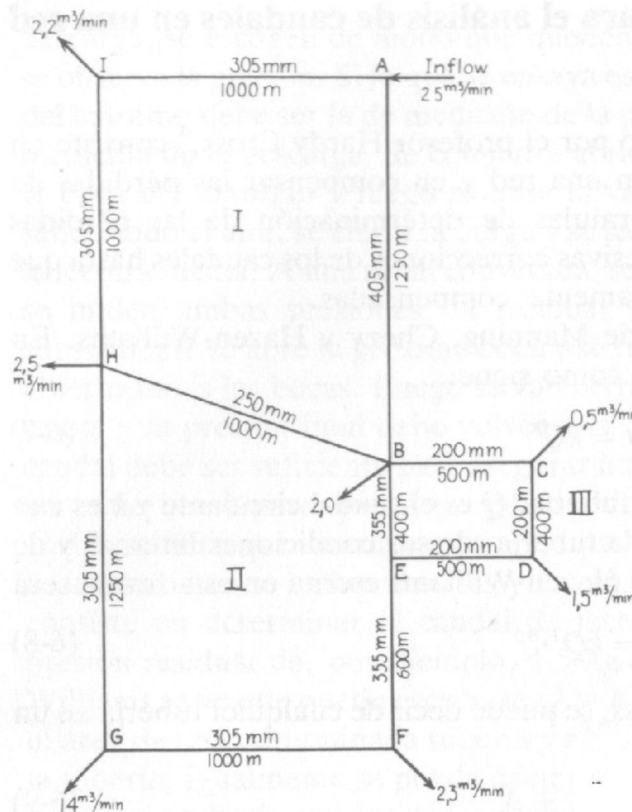


Figura 7-31 Método de Cross - Malla con caudales originales

La figura 7-31 es una red que se ha simplificado por eliminación de las cañerías mas pequeñas que forma la malla. El punto G, que es el mas desfavorable por lo que se refiere a la pérdida de carga, se supone que la demanda de un incendio mas el consumo doméstico exigen 14.000 l/min. En los otros puntos señalados con letras se estima que las cantidades indicadas serán las necesarias para satisfacer el consumo doméstico normal. Estos puntos se escogen en los cruces de las cañerías principales mayores, en caso existir o bien en puntos intermedios entre dichas intersecciones. En ambos casos la cantidad de agua necesaria se obtiene proporcionalmente al área suministrada y a la densidad de población de la misma. Estas demandas solo pueden ser aproximadas, y su mayor o menor exactitud depende de la experiencia y criterio del ingeniero. El agua entra en el sistema por el punto A y la cantidad es igual a la demanda total para incendios y uso doméstico. Se supone que el valor de C de la fórmula de Hazen-Williams es 100.

En la figura 7-31, la red simplificada, se indican también las demandas supuestas, las diferentes cañerías y sus correspondientes diámetros. La figura 7-32 indica los pasos realizados en el estudio del sistema. En primer lugar se suponen sentidos y cantidades en cada cañería, recordando que los caudales entrantes y salientes en cada cruce deben ser iguales. Se calcula luego el circuito principal y se corrige por el *Método de Cross*, así como los restantes circuitos, empleando las cantidades corregidas del circuito principal. Se hace una segunda corrección, y si es necesario, una tercera, hasta que dicha corrección sea menor de 200 l/min, que es la máxima exactitud que cabe esperar del uso del nomograma visto.

En la figura 7-32, la red se subdivide en tres mallas: *ABHI*, *BEFGH* y *BCDE*. Puede utilizarse cualquier otro sistema, tal como el *ABCDEFghi*, *ABHI* y *BCDE*, siempre que todas las líneas incluyan una malla por lo menos. Normalmente es mas

sencillo utilizar mallas internas, como en la figura 7-32, por lo que este es el procedimiento seguido aquí. En cada línea se indican las direcciones, indicadas con un (1) y las magnitudes de los caudales.

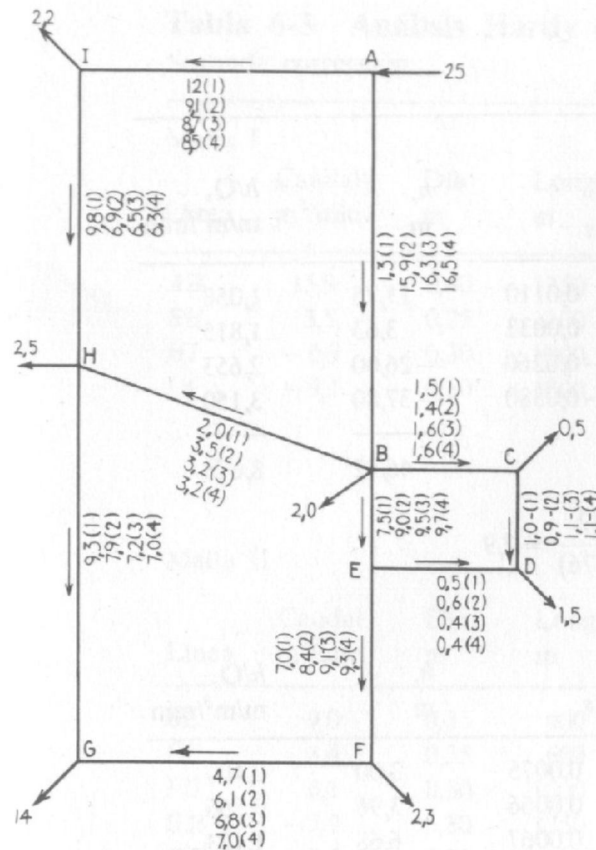


Figura 7-32 Método de Cross – Malla con caudales corregidos

La tabla 7-33 ilustra, el sistema de tabulación a emplear en los cálculos. Se entra con los caudales estimados, diámetros y cañerías y se determina la pérdida de carga unitaria para las condiciones de caudales supuestos, por medio del nomograma, las pérdidas de carga se calculan teniendo en cuenta su signo y se divide la correspondiente a cada línea por su caudal supuesto. A continuación, se suman las pérdidas de las líneas integrantes de una malla y las pérdidas divididas por sus correspondientes caudales. Como se indica, las correcciones resultan ser:

$$\Delta_I = + 2,9 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\Delta_{II} = + 1,4 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\Delta_{III} = -0,1 \text{ m}^3/\text{min}$$

Las correcciones se aplican a cada línea de cada malla. Por tanto, 2,9 m³/min en sentido directo, se añaden a cada cañería de la *Malla I*, 1,4 m³/min, en el mismo sentido, a las de la *Malla II* y 0,1 m³/min en sentido contrario a las de la *Malla III*. Las cañerías comunes a dos mallas reciben dos correcciones. Al caudal supuesto de la línea *BH*, se le añaden 2,9 m³/min. A la izquierda y 1,4 m³/min a la derecha para obtener una corrección neta de 1,5 m³/min, en la dirección supuesta inicialmente. La línea *BE* es tratada de forma similar, resultando una corrección neta de 1,5 m³/min, en la dirección supuesta inicialmente.

Tabla 7-33 Análisis Hardy Cross – Primera corrección						
Malla I						
Línea	Caudal m³/min	Diámetro m	Longitud m	S	h m	h/Q m/m³/min
AB	13	0,40	1.250	0,0110	13,75	1,058
BH	2	0,25	1.100	0,0033	3,63	1,815
HI	- 9,8	0,30	1.000	- 0,0260	- 26,00	2,653
IA	- 12	0,30	1.000	- 0,038	- 37,80	3,150
Totales					- 46,43	8,676

$\Delta_I = - \frac{46,62}{1,85 (8,676)} = 2,9$						
Malla II						
Línea	Caudal m ³ /min	Diámetro m	Longitud m	S	h m	h/Q m/m ³ /min
BE	7,5	0,35	400	0,0075	3,00	0,400
EF	7,0	0,35	600	0,0066	3,96	0,566
FG	4,7	0,30	1.000	0,0067	6,68	1,423
GH	- 9,3	0,30	1.250	- 0,0236	- 29,54	3,177
HB	- 2,0	0,25	1.100	- 0,0033	- 3,63	1,815
Totales					- 19,53	7,381
$\Delta_{II} = - \frac{19,53}{1,85 (7,381)} = 1,4$						
Malla III						
Línea	Caudal m ³ /min	Diámetro m	Longitud m	S	h m	h/Q m/m ³ /min
BC	1,5	0,20	500	0,0058	2,91	1,937
CD	1,0	0,20	400	0,0028	1,10	1,110
DE	- 0,5	0,20	500	- 0,0008	- 0,38	0,762
EB	- 7,5	0,35	400	- 0,0075	- 3,00	0,400
Totales					0,63	4,209
$\Delta_{III} = - \frac{0,63}{1,85 (4,209)} = - 0,1$						

Una vez corregidos los caudales, estos han de ser analizados de nuevo de la misma manera y se obtienen una nuevas correcciones que se indican en la tabla 7-34. El procedimiento se repite como se indica en la tabla 7-35, hasta que las correcciones obtenidas son pequeñas, en este caso de 0,2 m³/min. La aplicación de las correcciones finales resulta en la obtención de los caudales en la red compensada. Las pérdidas de carga entre dos puntos cualquiera se pueden calcular por medio del nomograma y la distribución de presiones puede determinarse a partir de las pérdidas de carga, la presión en las bombas y las cotas de las cañerías.

Tabla 7-34 Análisis Hardy Cross – Segunda corrección						
Malla I						
Línea	Caudal m ³ /min	Diámetro m	Longitud m	S	h m	h/Q m/m ³ /min
AB	15,9	0,40	1.250	0,0157	19,65	1,236
BH	3,5	0,25	1.100	0,0094	10,34	2,954
HI	- 6,9	0,30	1.000	- 0,0136	- 13,60	1,971
IA	- 9,1	0,30	1.000	- 0,0227	- 22,70	2,495
Totales					- 6,31	8,656
$\Delta_I = 0,4$						
Malla II						
Línea	Caudal m ³ /min	Diámetro m	Longitud m	S	h m	h/Q m/m ³ /min
BE	9,0	0,35	400	0,0105	4,20	0,467
EF	8,4	0,35	600	0,0093	5,58	0,664
FG	6,1	0,30	1.000	0,0108	10,80	1,770
GH	- 7,9	0,30	1.250	- 0,0175	- 21,88	2,769
HB	- 3,5	0,25	1.100	- 0,0094	- 10,34	2,954
Totales					- 11,64	8,624
$\Delta_{II} = 0,7$						
Malla III						
Línea	Caudal m ³ /min	Diámetro m	Longitud m	S	h m	h/Q m/m ³ /min
BC	1,4	0,20	500	0,0051	2,55	1,821
CD	0,9	0,20	400	0,0023	0,92	1,022
DE	- 0,6	0,20	500	- 0,0011	- 0,55	0,917
EB	- 9,0	0,35	400	- 0,0105	- 4,20	0,467
Totales					- 1,28	4,227
$\Delta_{III} = 0,2$						

En algunos casos puede ocurrir que la dirección asumida del caudal sea incorrecta. En tal circunstancia, el método dará lugar a correcciones de magnitud superior al caudal original y en los cálculos sucesivos se producirá una inversión del sentido. Incluso, cuando la suposición inicial de los caudales es muy deficiente, la convergencia de los resultados es generalmente rápida. Solamente en casos muy raros se precisa hacer más de tres iteraciones. El método es aplicable tanto a sistemas nuevos

como para la evaluación de los cambios que se prevé realizar en un sistema existente. Por ejemplo, si un sistema diseñado en forma tentativa, como el de la figura 7-31, se quisiera determinar la presión residual en *G* si la presión estática en *A* es de 6,5 kg/cm², la pérdida de carga para cualquier itinerario es 49 m.c.a. o 4,9 kg/cm². Por lo tanto la presión residual en *G* es de 1,70 Kg/cm² o 17

Tabla 7-35 Análisis Hardy Cross – Tercera corrección						
Malla I						
Línea	Caudal m ³ /min	Diámetro m	Longitud m	S	h m	h/Q m/m ³ /min
AB	16,3	0,40	1.250	0,0165	20,63	1,265
BH	3,2	0,25	1.100	0,0080	8,80	2,750
HI	- 6,5	0,30	1.000	- 0,0122	- 12,20	1,877
IA	- 8,7	0,30	1.000	- 0,0209	- 20,90	2,402
Totales					- 3,67	8,294
$\Delta I = 0,2$						
Malla II						
Línea	Caudal m ³ /min	Diámetro m	Longitud m	S	h m	h/Q m/m ³ /min
BE	9,5	0,35	400	0,0116	4,64	0,488
EF	9,1	0,35	600	0,0107	6,42	0,705
FG	6,8	0,30	1.000	0,0132	13,20	1,941
GH	- 7,2	0,30	1.250	- 0,0147	- 18,38	2,552
HB	- 3,2	0,25	1.100	- 0,0080	- 8,80	2,750
Totales					- 2,92	8,436
$\Delta II = 0,2$						
Malla III						
Línea	Caudal m ³ /min	Diámetro m	Longitud m	S	h m	h/Q m/m ³ /min
BC	1,6	0,20	500	0,0066	3,30	2,063
CD	1,1	0,20	400	0,0033	1,32	1,200
DE	- 0,4	0,20	500	- 0,0005	- 0,25	0,625
EB	- 9,5	0,35	400	- 0,0116	- 4,64	0,488
Totales					- 0,27	4,376
$\Delta III = 0,03$						

m.c.a, la cual es adecuada, suponiendo que *G* y *A* están a la misma cota. Si este no fuera el caso, el cálculo ha de modificarse para tener en cuenta la diferencia de presiones estáticas. Si la presión en *G* resultante, fuera inadecuada sería necesario aumentar el diámetro de algunas cañerías y volver a repetir los cálculos.

Dimensionamiento de las cañerías

Habiéndose determinado el *Gasto de Cálculo* (*G_c*) y las *Pérdida de Carga Teórica* (*J_t*) para cada tramo, se podrá comenzar a calcular los diámetros de las cañerías.

Podemos hacer uso de varias fórmulas o de los ábacos y planilla elaboradas en base a esas fórmulas. Una de ellas, de las mas utilizadas, es la de Hazen-Williams, que ya hemos visto y podemos aplicar directamente

$$J = k \frac{Q^{1,85}}{D^{4,87}}$$

También con ella, se ha elaborado un ábaco que presentamos simplificado en la figura 7-36, a fin de explicar la forma de usarlo. Este ábaco es de doble entrada siendo *J_t* y *G_c*, los datos que permiten la determinación del diámetro, representado por las líneas oblicuas.

Si ambas coinciden sobre un diámetro, o muy cercano a el, no puede haber ninguna duda, pero en caso de que la coincidencia no exista, se estila adoptar el diámetro menor en los tramos cercanos al tanque y en los tramos mas alejados el diámetro mayor.

La limitación en la elección del diámetro, suele ser mayor ya que además debemos ajustarnos a los diámetros comerciales existentes en el mercado.

Luego con los diámetros comerciales adoptados, debemos graficar la piezométrica real de todos los ramales.

Se deberá verificar que en todo los puntos la presión disponible sea igual o mayor que la presión mínima adoptada.

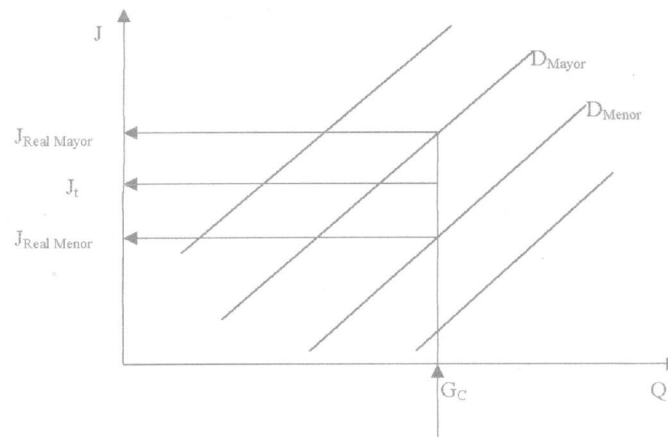


Figura 7-36 Esquema de ábaco de calculo de cañerías

Nomograma para calculo de cañerías

Veremos a continuación otro método de cálculo de cañerías, puesto que la circulación en las cañerías empleadas en la red de distribución es turbulenta, los factores de rozamiento dependen de la rugosidad de mas mismas y también del número de Reynolds, el cual, a su vez depende en parte de la velocidad del agua en la cañería y del diámetro de esta.

Hay muchas fórmulas para determinar las pérdidas de carga, en relación con la velocidad del agua en las cañerías, pero de todas ellas, la de Hazen-Williams es la mas generalmente usada en los proyectos de sistemas de distribución.

$$V = k (C) r^{0,63} s^{0,54}$$

Donde:

- V = velocidad del agua en m/seg
- C = es la constante que depende de la rugosidad relativa de la cañería
- r = es el radio hidráulico de la cañería en metros
- s = es el gradiente hidráulico
- k = es un coeficiente experimental de valor 0,849

Los exponentes de la fórmula los seleccionaron los investigadores y representan las condiciones promedio, basadas en estadísticas experimentales de cañerías y canales empleados ordinariamente en la práctica de los abastecimientos de aguas.

En la tabla 7-37 se observan valores del coeficiente C para distintos tipos de cañerías.

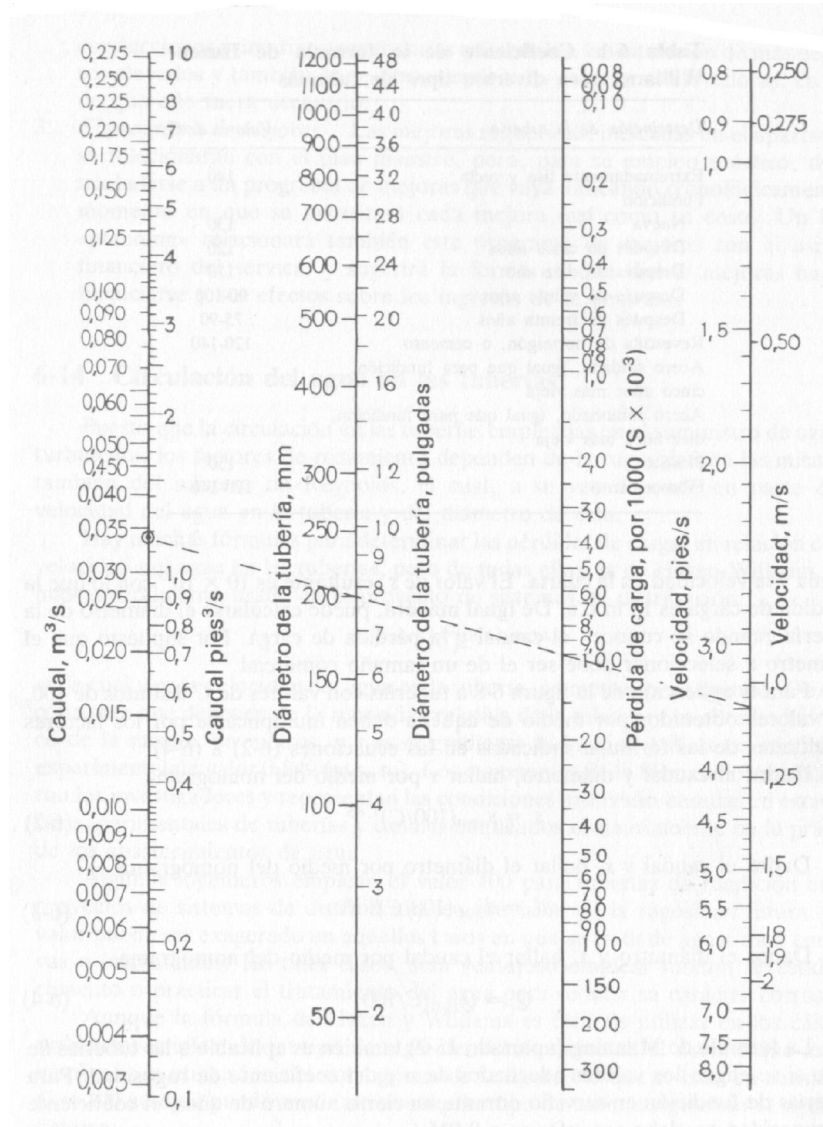
Aunque la fórmula de Hazen-Williams es fácil de utilizar, el sistema que mas se emplea es la utilización del nomograma de la figura 7-38, que se basa en considerar a $C = 100$ aunque puede servir para cualquier tipo de cañería siguiendo el sistema que se describe a continuación.

Tabla 7-37 Coeficiente para la fórmula de Hazen-Williams	
Descripción de la cañería	Valores de C
Extremadamente lisa y recta	140
Fundición nueva	130
Fundición después de 5 años	120
Fundición después de 10 años	110
Fundición después de 20 años	90 – 100
Fundición después de 30 años	75 – 90
Revestida de hormigón	120 – 140
Plástico	150
Fibrocemento	120 – 140

El diagrama puede emplearse para calcular la velocidad, o el caudal cuando se conocen el diámetro de la cañería y la pérdida de carga unitaria, para determinar la misma para un caudal o velocidad y diámetro dados, o para determinar el diámetro cuando se conocen el caudal y la pérdida de carga. Trazando una línea recta que una los datos conocidos, los datos a calcular se leen en la intersección de esta línea con las otras escalas. Por ejemplo, suponiendo una tubería de 200 mm de diámetro y 1.500 m de longitud que transporte 2 m³/min, trazando una línea que una el caudal en la escala de la izquierda con el diámetro de la segunda escala, la pérdida de carga por unidad de longitud puede leerse en la intersección con la tercera escala y la velocidad en la cuarta. El valor de resultante de $S = 10 \times 10^{-3}$ con lo que la pérdida de carga es de 15 m.c.a.. De igual manera puede calcularse el diámetro de la cañería cuando se conocen el caudal y la pérdida de carga. Por supuesto que el diámetro a seleccionar debe ser el diámetro comercial.

Para la aplicación del nomograma de la figura 7-38 a cañerías con valores de C distintos de 100, los valores obtenidos por medio de aquella deben multiplicarse por los factores resultantes de las fórmulas que se dan a continuación.

Dados el caudal y el diámetro, hallar S por medio del nomograma y aplicar:

Figura 7-38 Nomograma para cañerías de fundición ($C = 100$)

$$S = S_{100}(100/C)^{1.85}$$

Dados el caudal y S , hallar el diámetro por medio del nomograma y realizar:

$$d = d_{100}(100/C)^{0.38}$$

Dados el diámetro y S , hallar el caudal por medio del nomograma y aplicar:

$$Q = Q_{100}(C/100)$$

La fórmula de Manning

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

Donde:

- n = coeficiente experimental
- R = radio hidráulico
- S = pendiente o gradiente hidráulico

También es aplicable a las cañerías si se eligen los valores adecuado de n .

Verificación de la diferencia de cierre

La diferencia de cierre se establece en los puntos de equilibrio, y se define como la diferencia entre las cotas piezométricas de cada uno de los ramales que concurren a ese punto.

La diferencia de cierre máxima deberá estar entre 0,50 a 1,00 mts. Si la diferencia de cierre resulta mayor se la deberá corregir, para lo cual podemos utilizar dos procedimientos:

- Modificar los diámetros de las cañerías en alguno o ambos ramales que llegan al punto de equilibrio. La técnica utilizada consiste en equiparar la presión disponible de cada uno de los ramales, en el punto de equilibrio con la presión mínima. Si está por debajo se aumentará el diámetro de uno o varios tramos, y si está por encima se disminuirá el diámetro del alguno de sus tramos, cuidando que el mismo sea capaz de conducir el caudal proyectado.
- Cambiando la posición de los puntos de equilibrio, trasladándolo hacia el ramal que tiene menor cota hasta que se iguales o la diferencia de cierre esté dentro de los límites adoptados.

Finalmente se debe verificar que exista coherencia en los diámetros adoptados, debiendo proyectarse la disminución de los diámetros en forma gradual.

Tanque elevado

El tanque elevado o de distribución tiene las siguientes misiones:

- Proporcionar la presión necesaria a la red, para lo cual deberá tener la altura suficiente.
- Contener el volumen de reserva que permita absorber los picos de consumo.
- Compensar con el volumen contenido en su cuba, las diferencias entre alimentación y distribución

En la figura 7-39 se observa un esquema de la instalaciones necesarias para un tanque elevado.

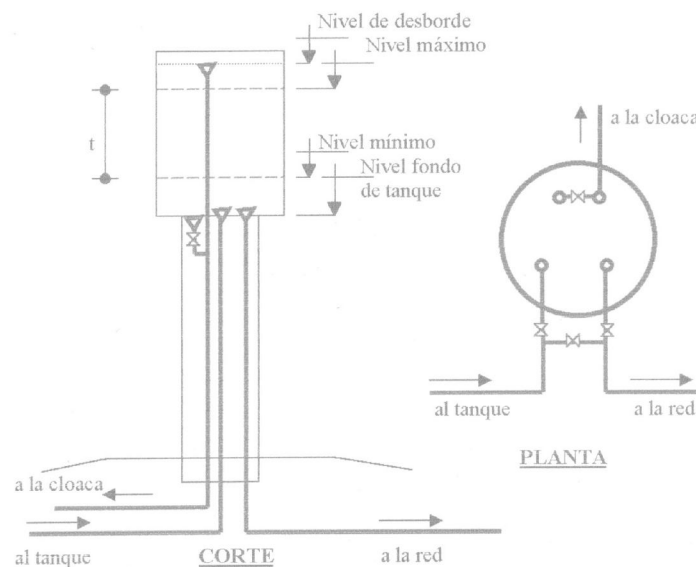


Figura 7-39 Tanque elevado detalle de cañerías

Cálculo del diámetro de las cañerías y volumen de la cuba

Recordando que la altura del tanque, ya la hemos visto anteriormente, ahora veremos el cálculo de las cañerías y volumen de la cuba.

Para el cálculo de los diámetros de las cañerías de bajada y subida, debemos tener en cuenta que los mismos serán en función de:

- El caudal máximo del día de mayor consumo (Q_{max})
- El caudal de bombeo (Q_B)
- La velocidad (V), se trabaja con entornos de 0,50 a 1,50 m/seg

En función de estos parámetros podemos decir que la cañería de bajada tiene la sección que se calcula con:

$$\Omega_{\text{baj}} = \frac{Pf \cdot \delta \cdot \alpha}{V}$$

Es muy común usar el mismo diámetro para las cañerías de subida y bajada. Es posible contar con tablas indicadoras que nos proporcionan los diámetros aproximados de las cañerías de bajada y subida en función de la capacidad del tanque tal como la tabla 7-40 que se da como ejemplo.

Tabla 7-40 Diámetros usuales de cañerías de tanques	
Capacidad del tanque	Diámetro cañería bajada y subida
300 / 500 m ³	250 / 300 mm
500 / 700 m ³	300 / 350 mm
700 / 1.000 m ³	350 / 400 mm
1.000 / 1.300 m ³	400 / 500 mm

La diferencia de altura entre los niveles máximo y mínimo, llamado tirante, debe limitarse fijándosela entre 5 y 7 metros, según vemos en la figura 7-39. Esta altura t , multiplicada por la superficie de la cuba, es la que nos da el llamado volumen útil del tanque, ya que el volumen por encima del nivel máximo se proyecta por seguridad y el volumen por debajo del mínimo solamente el útil cuando se debe usar toda la reserva por alguna parada total del bombeo.

También debemos calcular la cañería de desborde cuyo caudal será:

$$Q_D = \mu \cdot \Omega_{\text{desb}} (2 g h)^{1/2}$$

De donde podemos despejar la sección de la cañería y donde μ es un coeficiente variable entre 0,50 a 0,63 y que depende del tipo de embocadura del desborde.

Cabe aclarar que el caudal de desborde deberá ser mayor que el caudal máximo de bombeo. Como verificación la cañería de desborde debe permitir el vaciado total del tanque en un lapso de 2 a 4 hs.

Altura del tanque

Si bien ya hemos visto el cálculo de la altura del tanque mas arriba deseamos hacer notar que la manera óptima de calcular la altura del tanque aparte de la ya vista que da prioridad d las pérdidas de carga, es utilizando la gráfica de Camerer que se aprecia en la figura 7-41.

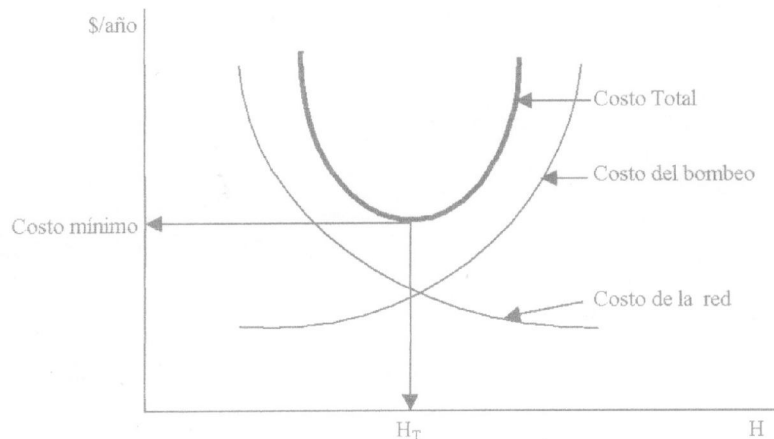


Figura 7-41 Curva de Camerer

Se hacen dos curvas donde se representa el costo de la red en función de la altura del tanque y del costo de bombeo de elevación, también en función de la altura de tanque. Se aprecia también la curva de los costos totales que se obtiene sumando los costos de la red y del bombeo. Donde se encuentra el valor mínimo del costo total, es el valor óptimo de la altura de tanque. En general la curva da una altura entre 20 y 25 metros.

Sin embargo cada proyecto deberá tener un estudio en particular adecuado a su circunstancia y a la topografía del lugar

Volumen del tanque

El volumen necesario se analiza con el diagrama de Ripol, que se aprecia en la figura 7-42

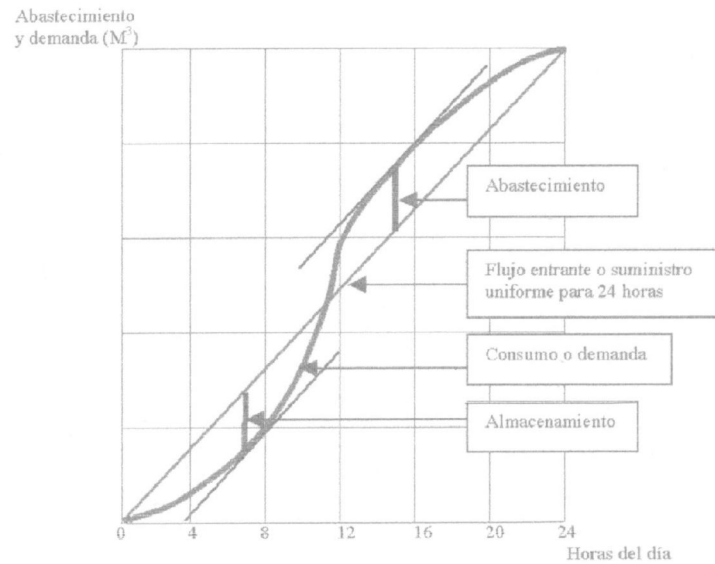


Figura 7-42 Diagrama de Ripol

Se procede de la siguiente manera:

- Primero se hace la curva, en este caso una recta de los acumulados de bombeo
- Luego se hace la curva de los consumos acumulados
- Luego trazamos las tangentes a la curva de consumos, paralelas a la recta de bombeo
- La máxima separación entre la tangente y la curva de bombeo nos dará el volumen necesario del tanque. Se considera conveniente adicionar un caudal de revancha como mayor seguridad

Cuando no se bombea durante todas las horas del día, el diagrama adopta la forma que se aprecia en la figura 7-43, donde se supone un bombeo desde las 6 hasta las 20 horas.

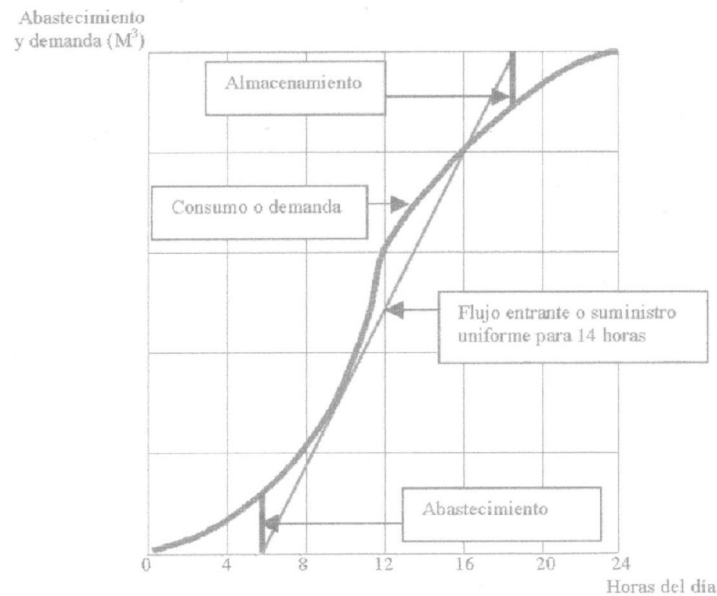


Figura 7-43 Diagrama de Ripol con bombeo parcial

Tanto OSN como el SNAP, han elaborado sus propias fórmulas para calcular el volumen del tanque. Así el SNAP fija como volumen de almacenamiento:

$$V = \frac{1}{4} P_f \cdot \delta$$

A su vez OSN utiliza una formula similar:

$$V = 1/6 \text{ Pf} \cdot \delta \cdot \alpha$$

El volumen total debiera ser capaz de abastecer a la población durante 6 horas con el caudal medio.

Estaciones elevadoras

La ubicación de las estaciones elevadora o de bombeo está íntimamente relacionadas con la presión que se mantendrá en la red de distribución, si el bombeo es directo o junto al tanque elevado si este existe. Para obtener una uniformidad de presión será preciso que la estación elevadora ocupe una posición centrada, si bien la existencia de depósitos elevados y su situación, afectará también a la presión que se mantenga. En las pequeñas poblaciones, la ubicación de la estación de bombas a un lado del distrito de mayor consumo y del depósito elevado en el opuesto, permite mantener una buena presión. En las grandes ciudades se dispone una central elevadora principal tolo lo céntrica que permitan las circunstancias, y subestaciones o centrales auxiliares en tantos puntos como la experiencia y el diseño aconseje.

El edificio donde se aloje la central elevadora debe ser de tamaño adecuado y con espacio suficiente para colocar las unidades de bombeo adicionales cuando sea necesario. Debe ser a prueba de incendios, agradable de aspecto y tener sus alrededores bien conservados. Su arquitectura puede y debe estar en armonía con la zona de ubicación. El interior debe estar bien iluminado y proyectado de manera que puede mantenerse limpio, con numerosas ventana, paredes con colores claros y suelos embalsados o de hormigón coloreado. Estas consideraciones son muy útiles ya que el público tiende a juzgar la calidad del suministro de agua por el aspecto y alrededores de los edificios donde se manipula o trata.

La ubicación de las bombas debe ser estudiada cuidadosamente para evitar cañerías e instalaciones eléctricas innecesarias. Todas las unidades deben tener fácil acceso y debe instalarse un puente grúa para manipular las mismas.

Capacidad y explotación

En las poblaciones muy pequeñas, la central elevadora, puede que funcione únicamente de 8 a 12 horas diarias, y el personal deja el trabajo cuando el depósito elevado contiene la cantidad de agua necesaria para atender el consumo nocturno. Este sistema puede resultar económico, pues si bien aumenta los costos de elevación, ya que es necesario garantizar el suministro total diario durante la jornada de trabajo, este incremento se compensa con el ahorro de mano de obra. Disponiendo de grandes depósitos para el agua y bombas de accionamiento eléctrico, si se trabaja únicamente durante la noche, se reducirá el costo de la energía. En las grandes ciudades es necesario, en general, un servicio continuo de uno o mas operarios, y mantener una bomba, por lo menos, siempre en actividad. Ya vimos anteriormente los métodos de distribución posibles, pero los recordamos nuevamente aquí relacionándolos específicamente con el bombeo:

- Pueden no disponerse de depósitos elevados e impulsar el agua directamente a la red de distribución, adaptándose a las oscilaciones del consumo por variación del número de bombas en servicio. Este método tiene la desventaja de que da origen a fluctuaciones en la presión y ofrece el peligro de interrupciones del servicio en caso de averías. En este método, las bombas deben tener la capacidad suficiente para atender los picos de consumo, y tanto el proyectista como el operador deben proyectar y emplear las combinaciones de bombas que den lugar a una utilización tan económica como sea posible.
- Puede elevarse toda el agua hasta un depósito de gran capacidad y pasar de éste, por gravedad, a la red de distribución lo que permite un trabajo muy uniforme de las bombas, y su empleo a la capacidad para que fueron diseñadas, con pequeños cambios de altura manométrica, ofreciendo además, una gran seguridad en cuanto a posibles interrupciones. Sin embargo, no es fácil, en general, disponer de depósitos tan grandes, ni localizarlos, de manera que la presión sea la adecuada. Este método tiene la ventaja de permitir elevar un caudal constante, y por lo tanto, un funcionamiento económico.
- El agua se impulsa directamente en la red de distribución con un caudal uniforme, el exceso de caudal sobre el consumo que se obtiene durante parte del día, se almacena en un depósito elevado o en una torre, de donde se extrae lo necesario durante el pico de la demanda o cuando el caudal suministrado por las bombas es menor que el consumo. Este sistema es muy utilizado, ya que en casos de urgencia, el caudal se compone del impulsado por las bombas y el suministrado por el depósito. Este método es un intermedio entre los dos anteriores y, con buena maquinaria y explotación, debe obtenerse un buen rendimiento en la elevación.

Estaciones elevadoras auxiliares

En los puntos de la red de distribución donde exista una considerable elevación del terreno o donde haya tuberías de alimentación de tamaño inadecuado pueden presentarse presiones excesivamente bajas. Estos defectos se remedian instalando estaciones elevadora auxiliares.

Las estaciones auxiliares son con frecuencia de puesta en marcha y parada automáticas, y no requieren otra atención que las visitas de inspección y mantenimiento. El control automático se consigue por varios métodos:

- Un flotador que sigue las fluctuaciones del nivel del agua en el depósito elevado, actúa sobre interruptores eléctricos que pone en marcha las bombas cuando el nivel del agua es bajo y la para cuando en depósito está lleno.
- Un conducto a presión que une el tanque con la estación de bombas, para accionar el interruptor.

- Una válvula de regulación de altura, dispuesta en el tubo de salida del tanque, se cierra cuando la presión alcanza un cierto valor, permitiendo con ello que la presión se eleve lo suficiente para accionar un interruptor en la estación elevadora.
- El tipo de control por electrodos que emplea cables o varillas aisladas que llegan hasta el máximo nivel del depósito y según queden sumergidas o expuestas al aire, abren o cierran un circuito eléctrico.

Cualquiera sea el método empleado, debe tenerse cuidado en los efectos de la congelación sobre el funcionamiento. Para obtener un buen funcionamiento del sistema de regulación, la diferencia entre las presiones de puesta en marcha y de paro debe ser grande, para evitar que las bombas enciendan y apaguen repetidas veces en corto tiempo, lo cual perjudica a la mecánica de las mismas.

Válvulas y detalles de la cañería

La válvula de pie dispuesta en la cañería de aspiración, mantiene la bomba cebada. Se dispone también una válvula de retención en la cañería de impulsión para evitar que el retorno de las oscilaciones de presión perjudique a la bomba, e impedir también el vaciado de la cañería de impulsión. En las bombas centrífugas, mediante la válvula de retención se evitan las inversiones de la corriente de agua al parar el motor. Aguas arriba de la válvula de retención, se coloca una válvula esclusa, con el objeto de poder realizar el mantenimiento de la válvula de retención. De idéntica manera en la cañería de aspiración se coloca una válvula esclusa para poder realizar reparaciones en la bomba.

Las cañerías, tanto la de aspiración como la de impulsión, deben tener el menor número posible de curvas. El diámetro de las mismas debe ser elegido de tal manera que la pérdida de carga por fricción sea reducida, disminuyendo de esta manera el costo de la elevación.

Debe instalarse un manómetro para que se pueda saber en cualquier momento cual es la presión de trabajo. También es útil instalar un contador que mida los caudales impulsados por la bomba, con el objeto de comprobar su rendimiento. La exactitud de los medidores se asegura si se colocan en un tramo de cañería recto cuya longitud sea como mínimo seis veces el diámetro de la cañería.

Clasificación de las bombas

Los equipos de bombeo mas ampliamente utilizados pueden clasificarse en tres grupos generales:

- Bombas alternativas
- Bombas rotativas
- Bombas centrífugas.

Las primeras consisten en un pistón o émbolo que, alternativamente, introduce el agua en un cilindro de la cámara de aspiración y al expelle en la de impulsión. Las bombas de tipo rotativas contienen dos cilindros rotativos que, al engranarse, introducen el agua en una cámara y al fuerzan a salir, de manera prácticamente continua, por la tubería de impulsión. Las bombas centrífugas, tienen un rotor con unos canales radiales que al girar arrastran el agua a su cuerpo central y la descargan por acción de la fuerza centrífuga.

Trabajo y rendimiento de las bombas

El trabajo realizado por una bomba es igual al producto de la masa de agua por la altura a la que se impulsa.

Altura es un término comúnmente empleado en ingeniería para describir la energía hidráulica, cinética o potencial, siendo equivalente a la energía potencial de una columna de agua de altura determinada. Altura y presión son términos que se usan indistintamente y cada uno de ellos puede expresarse en las unidades del otro. Si se considera una columna de agua, la presión ejercida sobre la unidad de área será función, únicamente de la altura de la columna. En términos de ingeniería, es muy sencillo demostrar que un metro de agua equivale a una presión de 0,098 kg/cm². la presión puede expresarse en forma de presión absoluta o manométrica y cualquiera de ambas puede utilizarse al considerar los sistemas de bombeo.

La altura manométrica total de una bomba es la suma de las alturas geométrica de aspiración, y de impulsión, las pérdidas de carga y la altura cinética. En muchas aplicaciones dentro del campo del agua potable y del agua residual, el último componente es despreciable. La suma de las alturas geométricas de aspiración e impulsión, se denomina altura geométrica

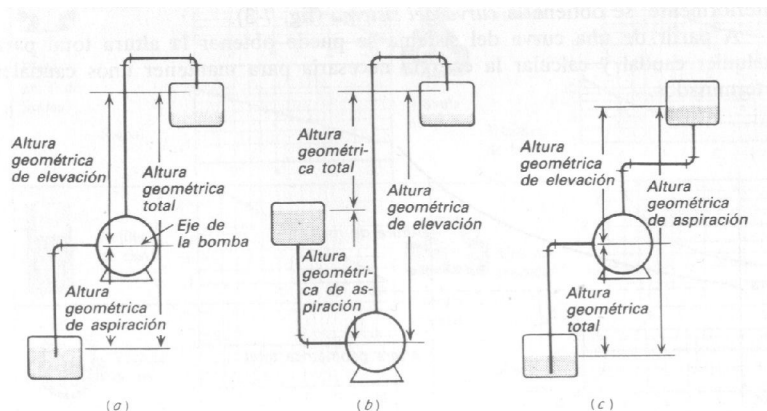


Figura 7-44 Distintos esquemas de alturas geométrica de bombas

total. Si la aspiración de la bomba está sumergida, es decir, si existe una presión o carga positiva sobre la misma, la altura geométrica de aspiración se considera negativa, y por tanto, reduce la altura geométrica total. Estas consideraciones están ilustradas en la figura 7-44.

El término pérdidas de carga está constituido por las pérdidas en las conducciones ya vistas y que se calculan con sus respectivas fórmulas y de las producidas al circular el caudal por las diversas piezas especiales y accesorios que componen el sistema. Estas últimas pueden calcularse en función de la velocidad con la siguiente fórmula.

$$h_L = K V^2 / 2g$$

Donde K es un coeficiente que depende de las dimensiones de tales piezas como se indica en la figura 7-45, o bien se pueden expresar en forma de longitudes equivalente de conducto recto como se indica en la figura 7-46.

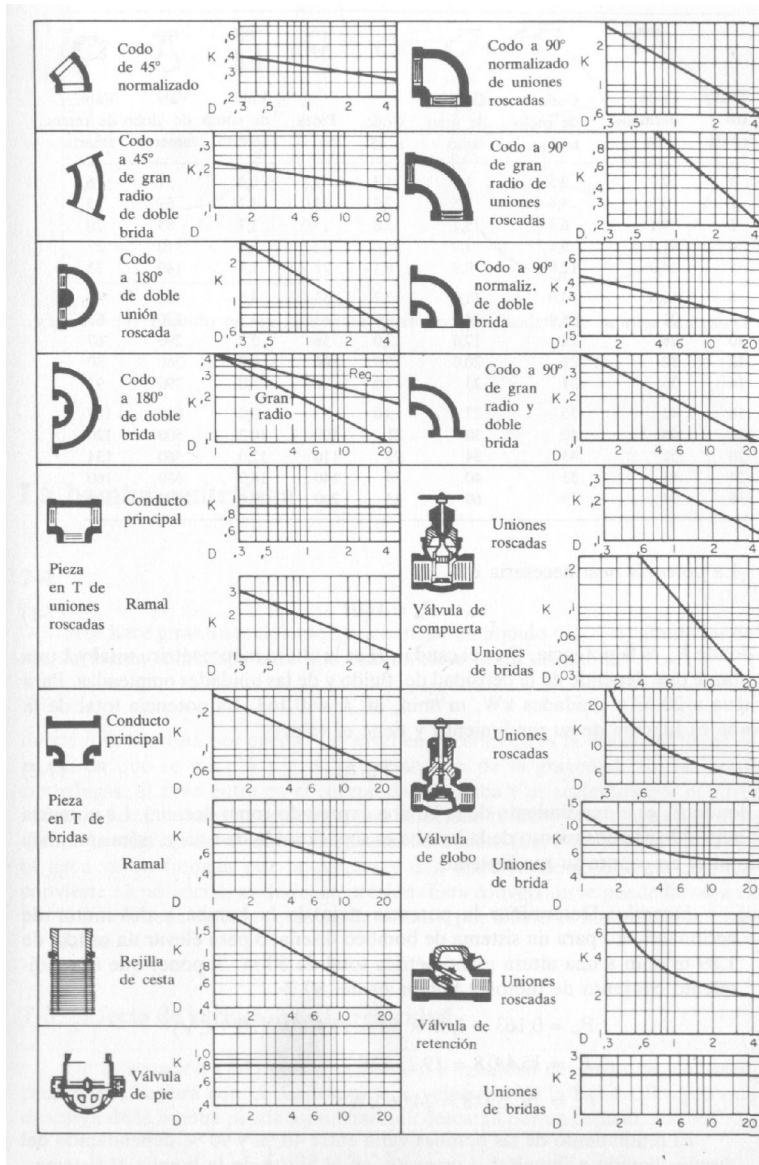


Figura 7-45 Coeficiente K para distintas piezas especiales

Antes de seleccionar una bomba es preciso evaluar la respuesta del sistema de conducciones frente a las variaciones de caudal. La pérdida de carga en el sistema es función del diámetro del conducto, su longitud, tipo de material y estado en que se encuentra, y del número y tipo de piezas especiales. El cálculo de las pérdidas de carga para una gama de caudales permite obtener una curva de pérdida de carga del sistema similar a la que se muestra en la figura 7-47.

Estas curvas siempre pasan por el origen en un sistema de coordenadas altura – caudal, ya que la fricción a caudal nulo, igualmente nula, y son de forma parabólica creciente puesto que las pérdidas por fricción varían, aproximadamente, con la segunda potencia de la velocidad o del caudal. Al añadir la altura geométrica total a la curva hallada anteriormente, se obtiene la curva del sistema que se muestra en la figura 7-48.

A partir de una curva del sistema se puede obtener la altura total para cualquier caudal y calcular la energía necesaria para mantener un caudal determinado.









								
Diámetro (pulg.)	Codo normalizado	Codo de radio medio	Codo de gran radio	Codo a 45°	Pieza en T	Válv. de comp. abierta	Válv. de globo abierta	Válv. de retenc. abierta
1	2,7	2,3	1,7	1,3	5,8	0,6	27	6,7
2	5,5	4,6	3,5	2,5	11,0	1,2	57	13
3	8,1	6,8	5,1	3,8	17,0	1,7	85	20
4	11,0	9,1	7,0	5,0	22	2,3	110	27
5	14,0	12,0	8,9	6,1	27	2,9	140	33
6	16,0	14,0	11,0	7,7	33	3,5	160	40
8	21	18,0	14,0	10,0	43	4,5	220	53
10	26	22	17,0	13,0	56	5,7	290	67
12	32	26	20,0	15,0	66	6,7	340	80
14	36	31	23	17,0	76	8,0	390	93
16	42	35	27	19,0	87	9,0	430	107
18	46	40	30	21	100	10,2	500	120
20	52	43	34	23	110	12,0	560	134
24	63	53	40	28	140	14,0	680	160
36	94	79	60	43	200	20,0	1000	240

Figura 7-46 Longitud equivalente de cañería recta para piezas especiales

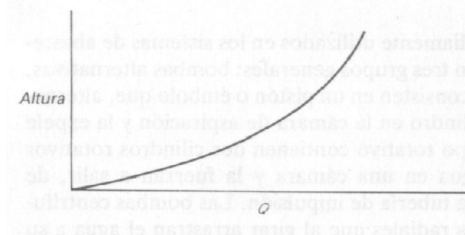


Figura 7-47 Curva de pérdida del sistema

La potencia neta necesaria es:

$$P_w = kQH$$

Donde:

- P_w = es la potencia neta
- Q = es el caudal
- H = es la altura manométrica total
- k = es una constante que depende de la densidad del fluido y de las unidades empleadas

Para el agua a 20 °C y unidades de kw, m³/min, m, $k = 0,163$.

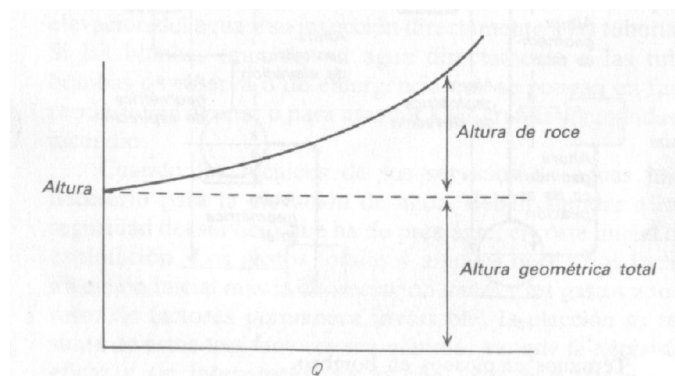


Figura 7-48 Curva de pérdida del sistema con la altura geométrica

La potencia total de la bomba es función de su rendimiento y tiene el valor:

$$P_p = P_w / E_p$$

Donde E_p es el rendimiento de la bomba expresado como decimal. La potencia del motor de accionamiento de la bomba es superior a la de esta, y asimismo, hay que tener en cuenta su rendimiento. El rendimiento de las bombas varía entre el 40 al 90 %, dependiendo del diseño, del líquido a impulsar y precisión en el ajuste de la bomba al sistema.

Selección de las bombas

Puede hacerse una estimación de los requerimientos de una bomba a partir del caudal y la altura por medio de la fórmula ya vista:

$$P_w = k Q H$$

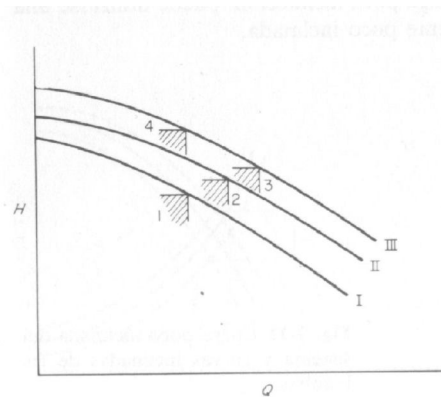


Figura 7-49 Curvas de elección de bombas

La selección de una unidad específica ha de hacerse basándose en las curvas suministradas por los fabricantes y por comparación con las curvas del sistema que vimos en la figura 7-47. Si la elección se deja en manos del fabricante, el ingeniero ha de comprobar que la bomba propuesta no esté sobredimensionada en exceso, ya que, tanto el proyectista de la bomba como el fabricante, pueden tener tendencia a incrementar la altura y caudal para asegurarse que la bomba dará un buen servicio. En la figura 7-49, si la condición de cálculo se encuentra en el punto 1, el ingeniero puede pedir al fabricante las condiciones del punto 2 y este, seleccionar la bomba para el punto 3. En la serie de bombas indicadas en la figura 7-49, la elección apropiada sería la bomba I, mientras que la adoptada es la III. El punto de funcionamiento en el sistema sería el 4, el cual proporciona el mismo caudal que el 1, pero a costa de un incremento considerable en el consumo de energía y una disminución del rendimiento.

Si el ingeniero decide hacer directamente la elección de la bomba, es deseable que compare las curvas de la bomba y del sistema o, como mínimo, al forma de las mismas.

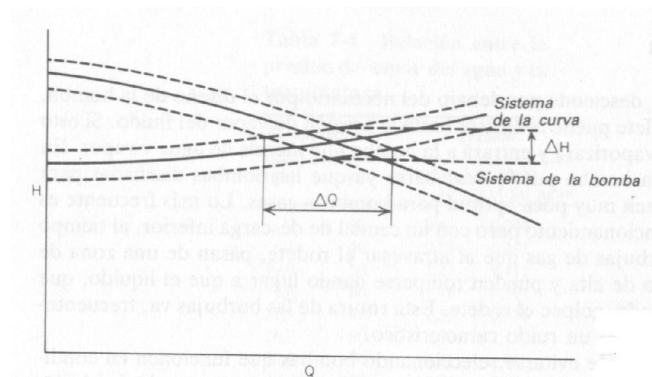


Figura 7-50 Curvas bombas y sistema poco inclinadas

La curva del sistema puede ser poco o muy inclinada, dependiendo de si la altura manométrica es fundamentalmente debida a la geométrica o a la fricción. De igual manera, la forma de las curvas dependen de las características del impulsor de la bomba, si ambas curvas son poco inclinadas, como se muestra en la figura 7-50, una pequeña desviación de la altura, lo cual puede ocurrir por desgaste de la bomba o envejecimiento de la cañería, puede dar lugar a cambios importante en el caudal, e incluso, a desplazar el punto de funcionamiento a otro que esté fuera de la zona deseable para la bomba.

Si una de las curvas es poco inclinada como las observadas en la figura 7-51 y figura 7-52, estas variaciones son menos acusadas, mientras, que si ambas son muy inclinadas, por ejemplo la de la figura 7-53, para producir cambios importantes en el caudal de descarga, se precisan también variaciones importantes en altura.

En la mayoría de las aplicaciones en ingeniería sanitaria, no es recomendable que el caudal sufra variaciones importantes al hacerlo la altura, por lo que generalmente, son preferibles las curvas características inclinadas, aunque en

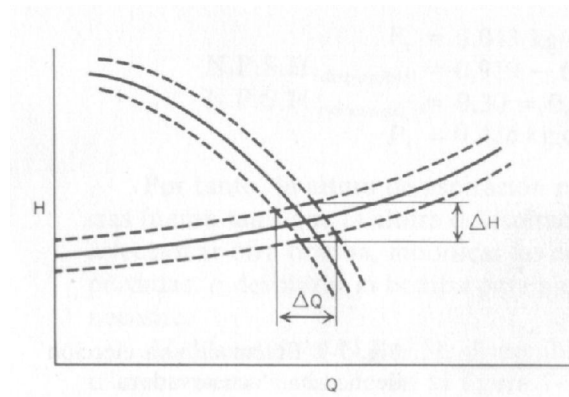


Figura 7-51 Curva bomba inclinada y sistema poco inclinada

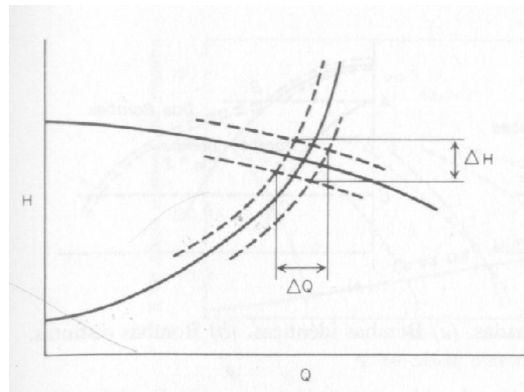


Figura 7-52 Curva bomba poco inclinada y sistema inclinado

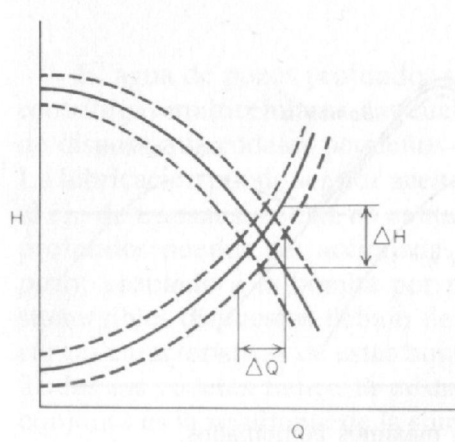


Figura 7-53 Curvas bombas y sistema inclinadas

aquellos casos en que la curva del sistema tenga poca inclinación, puede utilizarse una bomba con curva característica igualmente poco inclinada.

Al especificar la altura a utilizar en la selección de la bomba, hay que tener en cuenta las posibles variaciones, tanto en altura geométrica como en las pérdidas, que puedan producirse durante el funcionamiento. Por ejemplo, la cota del agua en a aspiración a considerar, deberá ser la mínima que pueda esperarse y no la media o máxima.

Variación de capacidad

La demanda de agua que tiene lugar en los sistemas de distribución son variables, y en consecuencia, exigen variaciones en la capacidad de bombeo. La técnica mas simple consiste en dimensionar la bomba por la máxima capacidad prevista y reducir esta por cierre parcial de la válvula del conducto de impulsión o creando una sobrepresión en el sistema cuando la demanda es baja. Esto resulta en una disminución del rendimiento y puede dar lugar a que la bomba funcione en un punto para el cual no ha sido proyectada, lo que finalmente puede dañar la bomba o el motor.

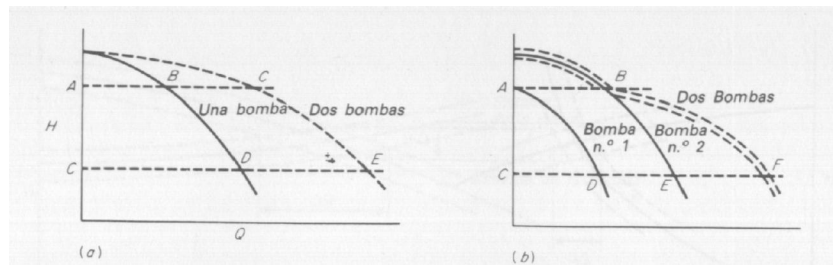


Figura 7-54 Combinación de dos bombas con curvas similares

Las bombas pueden instalarse en paralelo para permitir un mayor grado de variabilidad en la capacidad de bombeo. Este procedimiento es el normalmente empleado en los bombeos de agua potable. El resultado de funcionamiento de bombas en paralelo puede estimarse por adición de sus curvas características, lo cual es válido tanto si estas son idénticas o no. El procedimiento se ilustra en la figura 7-54, en la que la curva combinada de las bombas funcionando en paralelo se obtiene por la suma de las descargas de cada una de las bombas para sus respectivas alturas. En la figura 7-54 (a):

$$AC = 2 AV$$

$$CE = 2 CD$$

En la figura 7-54 (b):

$$CF = CD + DE$$

Debe notarse que para la altura correspondiente a los puntos A y B, la bomba número 1 no funciona y que a alturas iguales o superiores solamente está en funcionamiento la bomba número 2. Esto lleva a la conclusión de que en tales sistemas, los caudales menores deberán ser bombeados por la bomba que trabaja a menor altura, es decir la bomba número 1, ya que si se cerrara parcialmente la válvula del conducto de impulsión para permitir el trabajo de la bomba número 2, la número 1 no podría entrar en funcionamiento.

Cuando se emplean bombas con curvas características que tienen un máximo, tales como las empleadas en líneas de distribución de agua de gran servicio, las curvas características combinadas tendrán la forma indicada en la figura 7-55.

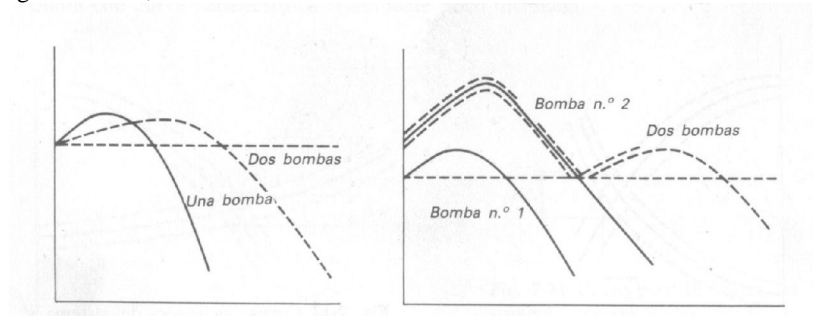


Figura 7-55 Combinación de bombas con curvas con máximos

Cuando las curvas características son de este último tipo, es posible la descarga de dos caudales distintos para una misma altura manométrica. Esto no suele presentar dificultades cuando funciona una sola bomba, pero cuando se trata de dos o más, el caudal puede repartirse de diversas formas, lo cual puede conducir a crear condiciones pulsatorias en algunas de ellas.

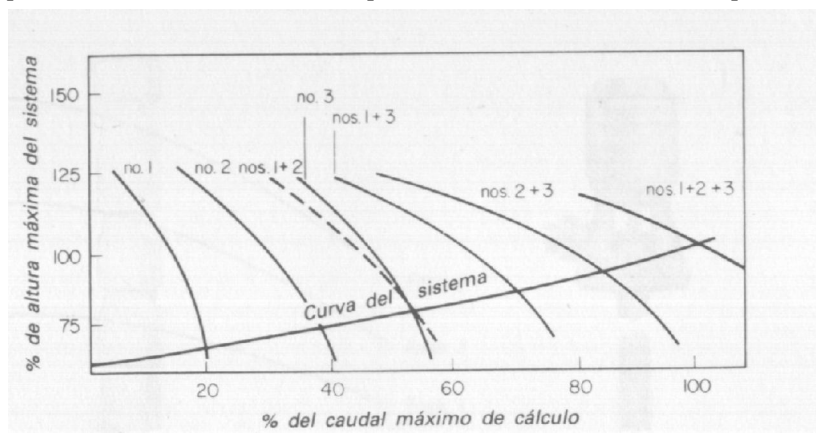


Figura 7-56 Curvas de tres bombas

Como regla general, cuando se utilicen dos bombas en paralelo, las curvas características de las mismas deben ser del tipo inclinado, sin máximos en todo el intervalo de funcionamiento previsto. Aquellas bombas con curvas características que posean máximos darán lugar a un reparto de caudales, de idéntica manera que las otras bombas, siempre que sus puntos de funcionamiento sean a una altura manométrica menor que la del caudal nulo.

Cuando dos o mas bombas funcionan en paralelo, el reparto de caudales se realiza en la forma indicada en la figura 7-56, en donde se representan las curvas características individuales de tres bombas y en varias combinaciones entre las mismas junto con la curva del sistema. La bomba numero 1 puede utilizarse para procurar, ella sola, caudales del 20 %, la número 2 del 40 %, la número 3 o las 1 y 2 hasta el 55 %, las 1 y 3 del 72 %, la 2 y 3 el 85 %, la 1, 2 y 3, el 100 % del caudal máximo de calculo. Los caudales intermedios habrán de suministrarse a base de cerrar la válvula de la impulsión o crear sobrepresión en el sistema.

