

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 1/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

EL DOCUMENTO DE CALIDAD: "CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE" HA SIDO				
Preparado por:	Leonidas Dávila	Técnico de Proyectos	Fecha: 02/10/2019	Firma: 
Revisado por:	Miguel Alvarado	Subgerente Técnico	Fecha: 02/10/2019	Firma: 
Aprobado por:	Ma. Fernanda Concha	Comité de Calidad 2019/12	Fecha: 02/10/2019	Firma: 

REGISTRO DE CAMBIOS

Revisión No.	Fecha de la revisión	Resumen de los cambios
00	02/10/2019	Creación del documento.

COPIA NO CONTROLADA

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 2/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

O. INDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	3
2.	DOCUMENTACIÓN DE REFERENCIA.....	3
2.1.	NORMAS TÉCNICAS ECUATORIANAS	3
2.2.	NORMAS TÉCNICAS INTERNACIONALES	4
3.	POBLACIÓN, DOTACIÓN Y DEMANDA	4
3.1.	ALCANCE	4
3.2.	ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN	4
3.3.	USOS DEL AGUA	5
3.4.	DOTACIÓN	6
3.5.	PÉRDIDAS	7
3.6.	DEMANDA DE AGUA	7
3.7.	CAUDAL ESTIMADO CONTRA INCENDIOS	8
4.	REDES DE DISTRIBUCIÓN.....	9
4.1.	ALCANCE	9
4.2.	ESTUDIOS PREVIOS	9
4.3.	CONDICIONES GENERALES PARA LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN	9
4.4.	PARAMETROS DE DISEÑO	11
4.5.	DISEÑO DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN	17
4.6.	OTRAS CONSIDERACIONES DE DISEÑO	22
4.7.	ACCESORIOS Y ESTRUCTURAS PARA LAS TUBERÍAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	23
5.	ESTACIONES DE BOMBEO	27
5.1.	ALCANCE	27
5.2.	CONDICIONES GENERALES	28
5.3.	DISEÑO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO	32
6.	TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y COMPENSACIÓN.....	36
6.1.	ALCANCE	36
6.2.	CONDICIONES GENERALES	36
6.3.	PARÁMETROS DE DISEÑO	37
6.4.	DISPOSITIVOS ANEXOS	38
6.5.	OBRAS COMPLEMENTARIAS	39
7.	BIBLIOGRAFÍA.....	39

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 3/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

I. INTRODUCCIÓN

El propósito del presente documento es fijar los criterios básicos, los requisitos mínimos y los valores específicos y límites que deben tenerse en cuenta en los diferentes procesos involucrados en la conceptualización y el diseño de sistemas de acueducto. Esto se hace con el fin de garantizar la seguridad, durabilidad, funcionalidad, calidad técnica, eficiencia de operación, sostenibilidad de los sistemas y redundancia de estos.

2. DOCUMENTACIÓN DE REFERENCIA

2.1. NORMAS TÉCNICAS ECUATORIANAS

Se realizó una recopilación y un análisis de las Normas Técnicas de Diseño expedidas por INTERAGUA y RAS 2000 para el diseño de sistemas de acueducto de agua potable y obras complementarias. Las normas analizadas se resumen en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Relación de Normas Técnicas de Diseño de INTERAGUA.

NORMAS TÉCNICAS DE DISEÑO			
CÓDIGO	NOMBRE	FECHA VIGENCIA	VERSIÓN
NTD-IA-002	ESTACIONES DE BOMBEO DE AAPP	07/03/2012	002
NTD-IA-003	Estudios de Suelos y Diseño Geotectónico INSTALACION DE ACUEDUCTOS Y OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL	02/03/2012	001
NTD-IA-004	Planos Tipo de Diseño para sistemas de Acueducto y Alcantarillado	23/03/2012	002
NTD-IA-005	Censo de Usuarios para Diseño Sistemas de Acueducto y Alcantarillado	08/03/2012	001
NTD-IA-006	NORMA TÉCNICA PARA LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS	13/03/2012	001
NTD-IA-007	PRESENTACIÓN DE PLANOS DE DISEÑO	14/03/2012	001
NTD-IA-008	Consideraciones para diseños de proyectos de expansión en obra urbanísticas populares o Lotes con Servicios	03/08/2012	001

Además de las anteriores normas que corresponden a las establecidas por la empresa prestadora del servicio, AMAGUA-CEM también consultó al Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN, 1992), el cual es el organismo oficial de la República del Ecuador para la normalización, la certificación y la metrología. Las normas consultadas se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 2.2. Relación de Normas Técnicas de Diseño de INEN (1992).

NORMAS TÉCNICAS DE DISEÑO			
CODIGO	NOMBRE	FECHA VIGENCIA	VERSIÓN
CPE INEN 005 parte 9-1:92	Código Ecuatoriano de la construcción C.E.C. Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1 000 habitantes	18/08/1992	VI
CPE INEN 005 parte 9-2:97	Código Ecuatoriano de la construcción. (C.E.C) diseño de instalaciones sanitarias: Código de práctica para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural.	08/04/1997	VI
NTE INEN 1680:88	Urbanización. Sistema de abastecimiento de agua potable. Requisitos * 6	30/04/1987	VI
NTE INEN 2517:2010	Uso eficiente de energía en bombas centrífugas de agua potable de uso residencial. Requisitos	17/06/2009	VI

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 4/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

2.2. NORMAS TÉCNICAS INTERNACIONALES

Con el fin de realizar un análisis completo acerca de los criterios de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, se consultaron las siguientes normas internacionales.

- Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico de Colombia (RAS, 2000)
- Normas de Diseño de Sistemas de Acueducto de EPM, Medellín Colombia 2009.

3. POBLACIÓN, DOTACIÓN Y DEMANDA

3.1. ALCANCE

En este Capítulo se establecen los procedimientos que deben seguirse para evaluar la población, la dotación bruta y la demanda de agua en un sistema de acueducto, con el fin de determinar la capacidad real que debe tener cada componente particular a lo largo del período de diseño determinado.

3.2. ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN

Es importante establecer la cantidad de personas futuras que obtendrán el servicio de abastecimiento de agua potable. Para llevar a cabo el cálculo del número de clientes por abastecer, en el período de diseño del sistema de acueducto, se debe tener en cuenta:

- Métodos matemáticos.
- Plan de Desarrollo de la Municipalidad.
- Proyectos de oferta y demanda actividad edificadora (Viviendas, Comercio).

3.2.1. DENSIDADES ACTUALES Y FUTURAS

Con el fin de obtener las densidades futuras de población, se debe tener en cuenta la población de saturación establecida por el Plan de Ordenamiento Territorial. En caso de que en el período de diseño no se llegue a la población de saturación, la demanda de agua potable se debe proyectar a 30 años.

Por otra parte, en caso de que la población de saturación sea mayor a la proyectada, para el período de diseño, se debe utilizar la población de saturación para el diseño. Si la población de saturación se alcanza en un período menor al período de diseño, el período de diseño debe ser el correspondiente al momento en que se llegue a dicha población de saturación.

Siempre se debe tener en cuenta la distribución espacial de la población, identificando los diferentes usos de la tierra, los tipos de consumidores y la distribución espacial de la demanda. Las densidades de población y su distribución espacial deben estar acorde con las normas urbanísticas de la municipalidad correspondiente.

3.2.2. MÉTODOS DE CÁLCULO

En caso de que no exista información sobre la población proyectada, el método de cálculo para la proyección de la población debe ser el geométrico, el logístico o el de Wappaus, detallado por zonas y detallando las densidades.

El Método Aritmético supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración. La ecuación para calcular la población proyectada es la siguiente:

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \times (T_f - T_{uc})$$

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 5/39
DOCUMENTO DE CALIDAD		DC_62
CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		

Donde, P_f es la población (hab.) correspondiente al año para el que se quiere proyectar la población, P_{uc} es la población (hab.) correspondiente al último año censado con información, P_{ci} es la población (hab.) correspondiente al censo inicial con información, T_{uc} es el año correspondiente al último año censado con información, T_{ci} es el año correspondiente al censo inicial con información y T_f es el año al cual se quiere proyectar la información.

El Método Geométrico es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades. La ecuación que se emplea es:

Donde, r es la tasa de crecimiento anual en forma decimal, y las demás variables se definen igual que para

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}}$$

el método anterior. La tasa de crecimiento anual se calcula de la siguiente manera:

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{(T_{uc} - T_{ci})}} - 1$$

El Método exponencial requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población. Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y poseen abundantes áreas de expansión. La ecuación empleada por este método es la siguiente:

$$P_f = P_{ci} \times e^{k \times (T_f - T_{ci})}$$

Donde k es la tasa de crecimiento de la población la cual se calcula como el promedio de las tasas calculadas para cada par de censos, así:

$$k = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

Donde P_{cp} es la población del censo posterior, P_{ca} es la población del censo anterior, T_{cp} es el año correspondiente al censo posterior, T_{ca} es el año correspondiente al censo anterior y \ln el logaritmo natural o neperiano.

3.2.3. AJUSTE POR POBLACIÓN FLOTANTE Y POBLACIÓN MIGRATORIA

El cálculo de la población para ser abastecida de agua potable debe considerar todas las actividades turísticas, laborales, industriales y/o comerciales que representen poblaciones flotantes o poblaciones migratorias. Debe ajustarse la proyección de la población para tener en cuenta

Hay que decir cómo se calcula o de donde se toma, sea de la información de la municipalidad o el que proponemos como especialistas (digamos un 10%) Revisar lo de Cundinamarca... o Buscar el dato allá.

3.3. USOS DEL AGUA

Para el diseño del sistema de acueducto, las dependencias encargadas de la planeación y comercialización deben hacer un estudio de la dotación desagregada por usos y por zonas del municipio, el cual debe considerar los siguientes usos:

- **Uso residencial:** Agua potable destinado para el cubrimiento de las necesidades relacionadas con la vivienda de los clientes del municipio.
- **Uso comercial:** Destinado a predios o inmuebles en donde se desarrollan actividades comerciales de almacenamiento o expendio de bienes, la gestión de negocios o venta de servicios y actividades similares tales como almacenes, oficinas, consultorios y demás lugares de negocio.
- **Uso industrial:** Destinado a inmuebles en los que se desarrollan actividades industriales que corresponden a procesos de transformación de materias primas o de otro orden.
- **Uso Oficial:** Este es el uso de agua potable destinado a entidades de carácter oficial, establecimientos públicos que no desarrollen actividades de tipo comercial o industrial. Incluye planteles educativos a todo nivel, hospitales, clínicas, centros de salud, ancianatos y orfanatos de carácter oficial.
- **Uso Especial** Este es el uso de agua potable destinado a entidades sin ánimo de lucro que reciban donación de entidades oficiales de cualquier orden o que estas últimas hayan participado en su constitución, las instituciones de beneficencia culturales y de servicios sociales.

3.4. DOTACIÓN

Este capítulo aclara que el consumo proyectado en litros por persona día se ha establecido para la cobertura de AMGUA-CEM, denominados esperado y conservador. Estas dotaciones representan el consumo promedio de agua y están basadas en el análisis de información comercial, y mediciones de caudales hechas por la empresa. A continuación, las dotaciones establecidas para cada zona urbana:

Tabla 3.1. Resumen de Dotaciones (Lts. /hab./d)– Escenario Esperado.

	2010	2020	2030
ZONA DAULE	170	180	200
ZONA SAMBORONDON	150	200	250
GENERAL	160	190	250

Las dotaciones para los periodos de 2010, 2020, 2030. Estas dotaciones también son el resultado de aproximaciones sucesivas, basadas en la obtención de consumos adecuados por sectores y de un caudal demandado acorde con las estimaciones actuales para la cobertura de AMAGUA-CEM.

Tabla 3.2. Dotaciones recomendadas. INEM

POBLACIÓN (habitantes)	CLIMA	DOTACIÓN MEDIA FUTURA (l/hab/día)
Hasta 5000	Frío	120 – 150
	Templado	130 – 160
	Cálido	170 – 200
5000 a 50000	Frío	180 – 200
	Templado	190 – 220
	Cálido	200 – 230
Más de 50000	Frío	> 200
	Templado	> 220
	Cálido	> 230

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 7/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

La dotación neta se define como la cantidad mínima de agua para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de conducciones, en el sistema de distribución de agua potable, en los bombes y en los tanques de almacenamiento y/o compensación.

La dotación bruta se puede establecer con la siguiente expresión:

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p}$$

El porcentaje de pérdidas descrito en la anterior fórmula (%p) corresponde al porcentaje de pérdidas técnicas.

Como dotación neta actual y futura se adoptó un valor de 250 l/hab./día
Densidad poblacional (saturación): 250 hab./ha

3.5. PÉRDIDAS

En este numeral se mencionan las pérdidas de caudal que se deben tener en cuenta en el momento de dimensionar la red de distribución:

3.5.1. PÉRDIDAS TÉCNICAS

Las pérdidas técnicas en la red de distribución de agua potable aguas abajo de los tanques de almacenamiento y/o puntos de conexión con la tubería abastecimiento, corresponden a las fugas de agua tanto detectables como no detectables. Para propósitos del cálculo de los caudales de diseño el porcentaje de pérdidas técnicas en la red de distribución se tomará como máximo el 20%.

3.5.2. PÉRDIDAS COMERCIALES

Se incluyen pérdidas comerciales como un máximo de 10% para el dimensionamiento de la red de distribución con el fin de tener en cuenta conexiones fraudulentas, o un incorrecto funcionamiento de los micro medidores.

3.6. DEMANDA DE AGUA

La demanda de agua se refiere al consumo esperado por la zona de afectación de la red proyectada; a continuación, se mencionan los criterios utilizados.

Las redes de distribución se dimensionan utilizando el concepto de caudal máximo horario.

3.6.1. CAUDAL MEDIO DIARIO

El Caudal Medio Diario (Q_{md}), es el caudal medio calculado para la población proyectada con sus ajustes teniendo en cuenta la dotación bruta calculada. Este caudal corresponde al promedio de los consumos diarios en un período de un año, proyectado al horizonte de diseño y debe calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{md} = \frac{p \cdot d_{bruta}}{86400}$$

(p) representa el número de habitantes proyectado y la demanda bruta debe estar dada en l/hab/d.

3.6.2. CAUDAL MÁXIMO DIARIO

El Caudal Máximo Diario, (Q_{md}), corresponde al máximo caudal consumido, registrado en un periodo de 24 horas a lo largo de un año. Este debe calcularse multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, (k). El caudal máximo diario debe calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$QMD = Q_{md} \cdot k_1$$

El Coeficiente de Caudal Máximo Diario, k , se debe obtener de la relación entre el mayor caudal de consumo diario y el caudal de consumo medio diario, utilizando los datos registrados por la empresa prestadora del servicio en un periodo de mínimo un año. En caso de que no existan datos suficientes para el cálculo del coeficiente, éste debe tener un valor de 1.4.

3.6.3. CAUDAL MÁXIMO HORARIO

El Caudal Máximo Horario (QMH), corresponde al caudal de consumo máximo registrado durante una hora en un periodo de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. Se calcula haciendo uso de la curva de variación horaria; si no se cuenta con esta curva, el QMH se calcula como el Caudal Máximo Diario multiplicado por el Coeficiente de Caudal Máximo Horario, (k), como se muestra en la siguiente ecuación:

$$QMH = QMD \cdot k_2$$

El Coeficiente de Caudal Máximo Horario con relación al Caudal Máximo Diario (k), debe calcularse, para el caso de ampliaciones del sistema de acueducto, como la relación entre el Caudal Máximo Horario QMH, y el Caudal Máximo Diario, QMD, registrados durante un periodo mínimo de un año, sin incluir los 2 días en que ocurrieran fallas relevantes en el servicio o situaciones de emergencia.

En caso de que no existan datos suficientes o se trate de un proyecto nuevo, el coeficiente de Caudal Máximo Horario debe ser de 2.0.

3.7. CAUDAL ESTIMADO CONTRA INCENDIOS

La demanda mínima contra incendios debe estimarse teniendo en cuenta las siguientes especificaciones: para zonas residenciales densamente pobladas (150 habitantes por hectárea o mayor) o multifamiliares, comerciales e industriales, un incendio debe ser servido por 4 hidrantes de uso simultáneo.

Las zonas residenciales unifamiliares deben ser servidas por 2 hidrantes en uso simultáneo. En ambos casos la capacidad mínima debe ser de 32 lps por hidrante y presión mínima de 10 metros columna de agua (mca).

A continuación, se enumeran algunas de las características de ubicación de estos elementos:

- Instalar hidrantes preferiblemente en redes matrices.
- Distancia mínima entre hidrantes entre 200 y 300m (INEN,1992).

En la siguiente tabla se enlista las hipótesis de funcionamiento para el uso simultáneo de hidrantes dependiendo de la población servida:

Tabla 3.3. Caudales para hidrantes según.

Población servida	Hidrantes en uso simultaneo	Hipótesis de funcionamiento
3.000 a 20.000	1 de 12 l/s	1 Próximo al punto de medición

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 9/39
DOCUMENTO DE CALIDAD		DC_62
CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		

Población servida	Hidrantes en uso simultaneo	Hipótesis de funcionamiento
hab.		
20.000 a 40.000 hab.	1 de 24 l/s	1 Próximo al punto de medición
40.000 a 60.000 hab.	2 de 24 l/s	1 Próximo al punto y otro a una distancia de entre 200 y 300 m
60.000 a 120.000 hab.	3 de 24 l/s	2 próximos al punto y otro a una distancia de entre 200 y 300 m
MAYOR a 120.000 hab.	4 de 24 l/s	2 próximos al punto y dos a una distancia de entre 200 y 300 m.

4. REDES DE DISTRIBUCIÓN

La red de distribución es el conjunto de tuberías destinadas al suministro en ruta de agua potable a las viviendas y demás establecimientos municipales, públicos y privados. Estas redes parten de los tanques de almacenamiento y/o compensación e incluyen además de los tubos, nudos, válvulas de control, válvulas reguladoras de presión, ventosas, hidrantes, acometidas domiciliarias y otros accesorios necesarios para la correcta operación del sistema.

4.1. ALCANCE

En este capítulo se establecen los criterios básicos, los aspectos específicos y los requisitos mínimos que debe cumplir el diseño de las redes de distribución, con el fin de garantizar la seguridad, la confiabilidad, la durabilidad, la funcionalidad, la calidad del agua, la eficiencia, la sostenibilidad y la redundancia del sistema.

4.2. ESTUDIOS PREVIOS

Dentro de los estudios previos al diseño de la red de distribución del objeto del presente contrato, es importante haber tocado:

- Concepción del proyecto
- Infraestructura existente (si la hubiese)
- Estudio de la demanda
- Distribución espacial de la demanda
- Aspectos generales de la zona de la red de distribución
- Estudios topográficos
- Interferencia con otras redes y corrientes eléctricas

4.3. CONDICIONES GENERALES PARA LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN

Para el diseño, la construcción, la operación y el mantenimiento de las redes de distribución, el diseñador debe identificar las alternativas de distribución de agua, por gravedad, por bombeo y mixtas, teniendo en cuenta un análisis de costo mínimo.

Además, el diseño debe tener en cuenta las siguientes recomendaciones generales:

Recomendaciones sobre el trazado de la red de distribución:

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 10/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

- Evitar el trazado de la red en terrenos de propiedad privada.
- Evitar interferencias con complejos industriales, vías de tráfico intenso, redes eléctricas, tuberías principales de red de gas, colectores del sistema de alcantarillado, instalaciones aeroportuarias, etc...
- Llevar la red de distribución hasta el frente del lote, asegurando que se abarque la totalidad del frente.
- Las tuberías principales de la red de distribución deben ubicarse cerca de los grandes consumidores y de las áreas de mayor consumo específico.
- El trazado debe evitar alineamientos junto a quebradas o cañadas del sistema de drenaje urbano, así como la presencia de suelos aluviales y con niveles freáticos elevados.
- Buscar rutas con topografía suave, evitando piezas y accesorios especiales.
- El trazado de la red se realizará formando mallas en lo posible regulares y cuadrangulares evitando en todo lo posible, ramales abiertos. Cada circuito de la malla deberá tener, en lo posible, un perímetro entre 500 m y 2000m.
- El cálculo de la malla principal, podrá hacerse por cualquier método aplicable, en este caso el método del gradiente. La velocidad dentro de las tuberías será en lo posible alrededor de 1.5 m/seg. El error de cierre en los circuitos será como máximo de 0.10 m.
- En calles cuyo ancho sea mayor a 20 m o que tengan varias calzadas, se proveerá de dos ramales de tuberías el uno con un diámetro correspondiente al de los cálculos hidráulicos y el otro con un diámetro igual al de las tuberías de relleno.
- Se debe evitar, hasta donde sea posible, la presencia de puntos muertos en la red debido a los problemas de calidad de agua que dichos puntos causan. Esta comprobación se debe hacer haciendo uso del modelo hidráulico de la red cuando existan velocidades muy bajas o nulas.
- La red de distribución debe proyectarse de tal forma que se asegure en todo momento el suministro directo y adecuado de agua potable al ciento por ciento de la población dentro del área de cobertura, con una presión suficiente y continua en todo el sistema.
- De ser posible se instalarán las tuberías de diámetro 200 mm y mayores por vías no pavimentadas o que no estén recién pavimentadas. Las de diámetro menor y las de distribución se colocarán sobre aceras que ofrezcan menor dificultad de instalación y menor reparación.

Recomendaciones sobre la capacidad de la red (RAS,2000).

- Se debe considerar las distintas etapas del proyecto, así como los caudales correspondientes estimados para cada una de ellas.
- Debe considerarse la zona urbana actual, de acuerdo con sus densidades actuales y futuros y con los caudales resultantes correspondientes.
- El diseño debe tener en cuenta aquellos consumidores individuales considerados como grandes consumidores y aquellos puntos que sean importantes para la protección contra incendios.
- Para los clientes que ya tengan información de consumo, el diseño se hará con el consumo medio mediante el análisis de los datos de medición.

Recomendaciones con respecto a zonas de presión y sectorización (RAS, 2000).

- La red de distribución de agua potable debe subdividirse en cuantas zonas de presión sean necesarias para cumplir con las condiciones de presión máxima y presión mínima en todos los puntos de la red.
- Las áreas que estén ubicadas en terrenos altos y que requieran mayores presiones para ser abastecidas deben tener, en lo posible, sistemas separados de presión, debiendo mantenerse las presiones por medio de tanques elevados o, en última instancia, por bombeo.

De acuerdo a la tabla anterior se utiliza el caudal máximo horario más el caudal necesario por incendio.

4.4.3. CALIDAD DE AGUA EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN

En la etapa de diseño en la red de distribución de agua potable, es necesario conocer la calidad de agua en cada uno de los puntos de la red, dados los niveles de cloro y de otros químicos, así como de turbiedad del agua en las plantas y los tanques de abastecimiento en los cuales pueda existir la adición de químicos.

La calidad del agua debe ser el parámetro utilizado para seleccionar los puntos óptimos en la red de distribución en los cuales debe hacerse una adición de químicos. En la etapa de diseño debe conocerse la calidad del agua, con el estudio de diferentes factores, para cada uno de los nodos de la red principal (RAS, 2000).

4.4.4. DEFLEXIÓN DE LAS TUBERÍAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Las tuberías formadas por segmentos rectos pueden colocarse en curva, si es necesario, mediante la deflexión de las tuberías en sus uniones, si éstas son del tipo flexible. Sin embargo, si el trazado de la red de distribución implica una vulnerabilidad alta o cruza suelos con problemas de estabilidad, no se recomienda deflectar las tuberías en las uniones mecánicas, con el fin de mantener su flexibilidad y dar seguridad a la red de distribución (EPM, 2009).

En el caso de las uniones flexibles, la deflexión máxima posible en cada junta, con excepción de las uniones con características especiales, será la indicada por el fabricante de la tubería pero nunca podrán ser superiores a los valores mostrados en la Tabla 4.2. Igualmente, se recomienda que el fabricante especifique el coeficiente de pérdidas menores correspondiente a las juntas flectadas, como función del ángulo de deflexión.

Tabla 4.2. Deflexiones máximas permitidas (RAS, 2000).

Díámetro tubo (mm)	Deflexiones (grados-minutos)
38.1	3° 0'
50.8	3° 0'
63.5	3° 0'
76.2	3° 0'
100	3° 0'
150	3° 0'
200	3° 0'
250	3° 0'
300	3° 0'
400	2° 40'
450	2° 25'
500	2° 10'
600	1° 45'
750	1° 25'
900	1° 10'
1 000 y mayores	1° 5'

Los valores tope de estas desviaciones serán dados por los fabricantes de los distintos tipos de tubos y deberán ser estrictamente controlados por la fiscalización (de acuerdo a la zona de cobertura).

4.4.5. PRESIONES EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN

El valor de presión mínima deberá ser de 15 mca. El valor máximo de presiones en lo posible se mantendrá por debajo de los 40 mca.

Con respecto a la presión estática máxima, no deberá, en lo posible, ser mayor a 70 m. de columna de agua y presión máxima dinámica, 50 mca. Para lograr esto, la red podrá ser dividida en varias subredes interconectadas mediante estructuras o equipos reductores de presión convenientemente localizados, (INEN, 1992).

En las alternativas de diseño se utilizarán presiones mayores a la admisible de la tubería hasta un valor de 60 mca, con el fin observar la incidencia en el diseño con este valor de restricción.

4.4.6. DIÁMETROS DE LAS TUBERÍAS EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Para el cálculo hidráulico y el diseño de la red de distribución, se deben utilizar los diámetros reales internos de las tuberías y los coeficientes de rugosidad para cada uno de los materiales que podrían formar la red de distribución. A continuación, se mencionan algunos aspectos referentes al diámetro de la tubería en la red de distribución:

- Las tuberías de distribución, son tuberías con Diámetros Nominales (DN) $DN \leq 150$ mm.
- Las tuberías de distribución, tramos a instalar entre dos tuberías maestras, serán tuberías menores o igual a DN 150 mm, serán como mínimo de DN 100 mm para vías vehiculares y de DN 75 mm para vías peatonales, en general de un diámetro nominal de 90 mm en PVC o de 80 mm en Fundición Dúctil (en ambos casos algo más de 3") y hasta un diámetro nominal de 160 mm en PVC o 150 mm en Fundición Dúctil, esto en función de los caudales unitarios que transporten y de las longitudes de los tramos.
- En las vías principales DN mínimo será 110 mm
- Las tuberías secundarias, paralelas a las tuberías maestras, serán en general no menores de un diámetro nominal de 110 mm en PVC y de 150 mm en Fundición Dúctil.

Dependiendo del diámetro de la tubería requerido para cumplir las condiciones hidráulicas se utilizan los diámetros y materiales que se muestran en la siguiente tabla:

Tuberías para	DIÁMETROS (mm)																	
	20	53	90	110	160	200	250	315	400	500	560	600	700	750	1000	1200	2000	
PVC presión																		
PEAD																		
PVC-D																		
Hierro dúctil																		
Acero con recubrimiento																		

4.4.7. VELOCIDADES EN LAS TUBERÍAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

El ingeniero de proyecto mediante algún modelo de simulación matemática irá diseñando la red de manera de cumplir con las siguientes tres premisas:

- Para el cálculo de las tuberías de DN 200 mm (8") y menor, las velocidades en esas tuberías estarán comprendidas entre los 0,40 y los 0,60 m/s.
- Para el cálculo de las tuberías de DN 300 mm (12") y mayor, las velocidades en esas tuberías estarán comprendidas entre 1,00 y 1,20 m/s.
- Para tuberías de impulsión (salida de estaciones de bombeo) se podrá admitir velocidades máximas hasta 2 m/s.

El objetivo del cálculo con las velocidades mencionadas responde a mantener en las tuberías a instalar una capacidad de conducción remanente que permita cubrir picos inesperados o futuras situaciones de incrementos de caudal no tenidas en cuenta.

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 14/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

La velocidad máxima en las tuberías de la red de distribución, bajo condiciones de Caudal Máximo Horario (QMH) al final del período de diseño, o bajo condiciones excepcionales de mantenimiento o de protección contra incendios, debe ser función del material de las tuberías.

4.4.8. PENDIENTES EN LAS TUBERÍAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Con el objetivo de permitir la acumulación de aire en los puntos altos de las tuberías y su correspondiente eliminación a través de válvulas de ventosa colocadas para este efecto y con el fin de facilitar el arrastre de posibles depósitos hacia los puntos bajos y acelerar los procesos de lavado de las tuberías, éstas no deben colocarse horizontalmente.

Para la totalidad de las tuberías, la pendiente ascendente mínima será 0.04%. Cuando el aire circula en el sentido contrario del flujo la pendiente mínima será 0.1%. En este último caso la pendiente no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica de ese tramo de la tubería.

Para tuberías de diámetros superiores a los 500 mm estos valores de pendiente pueden resultar insuficientes dado que las tolerancias para la colocación en vertical están en el orden de los 5 mm por cada unidad de tubo de 6 o 7 m. De acuerdo con esto se proyectará para estos diámetros con pendientes mínimas de 2 mm por metro en tramos ascendentes y 3 mm por metro en tramos descendentes.

4.4.9. PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN DE LAS TUBERÍAS A COTA LOMO

Con respecto a la profundidad de instalación de las tuberías objeto del diseño de la red de distribución, debe tenerse en cuenta los siguientes criterios de diseño:

- La profundidad de diseño es la profundidad a la cual se colocarán las tuberías, sino se indica específicamente otra. En función del diámetro de la tubería y para cualquier material, la profundidad se muestra en la
- Tabla 4.3

Tabla 4.3. Profundidades de diseño.

DN (mm)	Profundidad de Diseño (m)
1000	1,80
900	1,80
800	1,50
700	1,50
600	1,50
500	1,50
400	1,20
300	1,10
250 y menores	1

- La profundidad mínima, es aquella profundidad a la cual es posible colocar la tubería sin recubrimientos especiales. Se acepta que la tubería tenga esta profundidad mínima en aquellos puntos donde circunstancias particulares no hacen posible colocarla a la profundidad de diseño

Tabla 4.4. Profundidades mínimas de diseño.

Diámetro Nominal (mm)	Profundidad mínima (m)
250 y menores	0,8
300 y mayores	1,1

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 15/39
DOCUMENTO DE CALIDAD		DC_62
CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		

4.4.10. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Para describir matemáticamente el movimiento de un fluido dentro de una tubería se debe hacer referencia a: el principio de trabajo energía, la ecuación de continuidad y los principios y ecuaciones de resistencia fluida.

La ecuación de trabajo energía para el movimiento en una tubería de un fluido incompresible se encuentra en la Ecuación 4-1 (Street, et all. 1996).

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad \text{Ecuación 4-1}$$

Donde z representa la altura, p la presión, v la velocidad, γ el peso específico del fluido, g la gravedad y h_f las pérdidas por fricción.

Estas pérdidas por fricción pueden ser expresadas según la ecuación de Darcy-Weisbach, Ecuación 4-2 (Street, et all. 1996).

$$h_f = f \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ecuación 4-2}$$

Donde f es el factor de fricción, corresponde a la longitud de la tubería, d corresponde al diámetro de la tubería, v es la velocidad y g es la gravedad.

Gracias al análisis dimensional desarrollado simultáneamente por los ingenieros Henry Darcy en Francia y Julius Weisbach en Alemania, con el cual se obtuvo la Ecuación 4-2. Se encuentra que f está en función del número de Reynolds (Re) y la rugosidad relativa (K/d).

Por lo cual dependiendo del régimen de flujo presente en la tubería y sus propiedades su valor cambia, se estableció que, para el flujo laminar, las pérdidas por fricción sólo dependen del tipo de flujo y no de las propiedades de la tubería. El factor de fricción para flujo laminar se encuentra en la Ecuación 4-3.

$$f = \frac{64}{Re} \quad \text{Ecuación 4-3}$$

Donde Re es el número de Reynolds, el cual es un indicador adimensional para describir el régimen de flujo presente al interior de la tubería. Este se deduce de la teoría de similitud de fuerzas, para relacionar las fuerzas inerciales con las viscosas. Este se encuentra en la Ecuación 4-4 (Street, et all. 1996).

$$Re = \frac{v \cdot d \cdot \rho}{\mu} \quad \text{Ecuación 4-4}$$

Donde v es la velocidad, d en tuberías representa en diámetro, ρ corresponde a la densidad y μ corresponde a la viscosidad del fluido.

Mediante experimentación se encuentra que los Números de Reynolds altos ($Re > 5000$) corresponden al régimen de flujo turbulento donde predominan las fuerzas inerciales. Los Números de Reynolds bajos ($Re < 2200$) corresponden al régimen de flujo laminar donde predominan las fuerzas viscosas (Saldarriaga, 2007). Entre los dos regímenes se encuentra la zona de transición.

Durante mucho tiempo para el cálculo del valor del factor de fricción se utilizaron los diagramas realizados experimentalmente, primero fue el diagrama realizado por el ingeniero alemán Johann

Nikuradse, el cual relacionaba al número de Reynolds y la rugosidad relativa, con el factor de fricción, en sus experimentos Nikuradse construyó sus propias tuberías, forrando su interior con distintos tamaños de grano de arena para simular irregularidades continuas sobre la pared de la tubería. Luego el ingeniero norteamericano Lewis F. Moody desarrollo su diagrama utilizando las tuberías comerciales más utilizadas en su época (1944) para tuberías comerciales.

Luego de lo cual los desarrollos de Ludwig Prandtl y Theodore von Karman dedujeron las ecuaciones para el factor de fricción para el régimen de flujo turbulento, encontrando ecuaciones para el flujo turbulento hidráulicamente liso y el flujo turbulento hidráulicamente rugoso en la Ecuación 4-5 y en la Ecuación 4-6 respectivamente (Saldarriaga, 2007).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log_{10} Re \sqrt{f} - 0.8 \quad \text{Ecuación 4-5}$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log_{10} \left(\frac{d}{K_s} \right) + 1.14 \quad \text{Ecuación 4-6}$$

Por último, los investigadores ingleses C. F. Colebrook y H. White estudiaron en detalle el flujo transaccional, encontrando una ecuación general para determinar el factor de fricción en flujo turbulento, la cual se muestra en la Ecuación 4-7 (Saldarriaga, 2007).

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k_s}{3.7d} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad \text{Ecuación 4-7}$$

- Rugosidad de los materiales

Según el RAS 2000, el coeficiente de rugosidad absoluta es una medida de la rugosidad de una superficie, que depende del material y del estado de la superficie interna de una tubería. Este parámetro representa el efecto friccional del contorno del conducto sobre el flujo. En la Tabla 4 se presentan los valores del RAS para materiales de interés del presente diseño.

Tabla 4-5. Rugosidad Absoluta de Materiales de Interés.

Material	Rugosidad absoluta K_s (mm)
Tubería de Cilindro de Hormigón (CCP)	0.12
Acero	0.9 - 9
PVC	0.0015
Hierro Dúctil (HD)	0.25 *
	*depende del Recubrimiento interior
Hierro Dúctil Revestido de Concreto (HD C)	0.12

Cabe destacar que la norma establece que cuando la tubería esté revestida internamente, se debe tomar el valor de rugosidad absoluta del material de revestimiento.

Línea de Gradiente Hidráulico (LGH)

A partir de la ecuación de trabajo energía (Ecuación 4.1) para el movimiento de un fluido incompresible en una tubería se pueden determinar:

Línea de energía o Línea de Gradiente Hidráulico (LGH): Línea o elevación obtenida como la suma de la cabeza de velocidad, la cabeza de presión, y la diferencia de altura topográfica respecto a un datum o nivel de referencia (RAS, 2000).

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 17/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

Línea piezométrica: Línea o elevación obtenida de la suma de la cabeza de presión y la diferencia de altura topográfica respecto a un datum o nivel de referencia (RAS, 2000).

Línea de Energía Total: Corresponde a la línea de energía o LGH sumada a las pérdidas por fricción y menores.

La LGH permite apreciar el efecto de las pérdidas por fricción y pérdidas menores, causadas por la tubería y los accesorios, sobre la energía total del agua. Ver Figura 5-1.

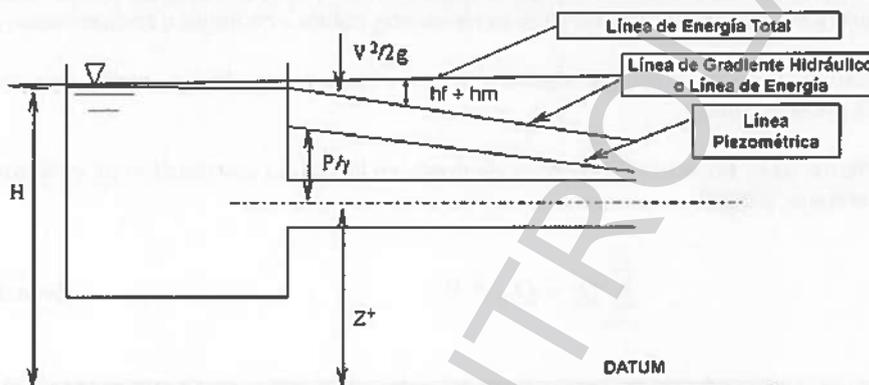


Figura 4 | Trabajo Energía en Tuberías Simples a Presión.

4.5. DISEÑO DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN

4.5.1. DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN

El cálculo hidráulico de la red de distribución de agua potable debe hacerse tanto para las condiciones iniciales o actuales de consumo, como para las condiciones de consumo correspondientes al periodo de diseño de la red. Igualmente, el diseño debe hacer el cálculo hidráulico tanto para flujo permanente como para condiciones de periodo extendido que cubran los diferentes días de la semana con sus curvas de consumo particulares.

El diseño de una red de distribución nueva o la ampliación a una red de distribución existente incluye no solamente el cálculo del diámetro de la tubería, sino también un análisis hidráulico de su interacción con la red de distribución existente (RAS, 2000).

Si no existiesen curvas de demanda horaria propias de la zona en estudio, es posible tomar las curvas a una localidad que presenta características semejantes, en términos de nivel socioeconómico, de costumbres y de clima (RAS, 2000).

4.5.2. MODELO HIDRÁULICO DE LA RED Y ESTRUCTURACIÓN

El diseño de la red de distribución debe incluir su modelación matemática de tal forma que permita entender la hidráulica para cualquier condición de operación o cualquier condición de emergencia. En particular el modelo hidráulico debe permitir establecer reglas de operación de las redes de distribución, bajo condiciones normales de operación o bajo condiciones de emergencia. El modelo matemático debe implementarse en cualquier programa de análisis hidráulico de redes de acueducto que utilice el método del gradiente en sus cálculos y permita el uso de las ecuaciones de Darcy-Weisbach y Colebrook-White.

Una red cerrada se define como un conjunto de tuberías unidas en las que se presenta un circuito cerrado o ciclo en su interior, esto es que el agua puede tomar al menos dos caminos por tuberías distintas para

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 18/39
DOCUMENTO DE CALIDAD		DC_62
CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		

viajar de un punto de la red a otro. El objetivo de este tipo de red es lograr algún grado de redundancia que aumente la confiabilidad del abastecimiento (Saldarriaga 2007). Esto se presenta en el conjunto generado por la red matriz de distribución y la red menor de distribución.

Para facilidad en el análisis hidráulico se considera que una red cerrada está conformada principalmente por tuberías y por nodos, los nodos representan los puntos donde se unen dos o más tuberías. Otros elementos como válvulas, embalses, bombas, etc., se representan de forma especial dependiendo del método que se seleccione para su análisis.

Para describir el comportamiento del agua dentro de una red cerrada todos los métodos de análisis deben cumplir con las condiciones de: flujo permanente, balance de masa y conservación de la energía.

La condición de flujo permanente significa que en todo momento las redes que se analizan deben mantenerse presurizadas.

El cumplimiento de la ecuación de balance de masa en la red de distribución se expresa con la Ecuación 4-8. (Saldarriaga, 2007)

$$\sum_{j=1}^{NT_i} Q_{ij} - Q_{Di} = 0 \quad \text{Ecuación 4-8}$$

Donde Q_i representa el caudal que pasa por la tubería que va del nodo i hacia el nodo j , Q_{Di} es el caudal que es consumido en el nodo i y NT_i es el número de tuberías en la red.

La Ecuación 4-8 puede ser planteada también como se muestra en la Ecuación 4-9 (Saldarriaga, 2007).

$$\sum_{j=1}^{NT_i} H_{f_{ij}} + \sum_{j=1}^{NT_i} H_{m_{ij}} = 0 \quad \text{Ecuación 4-9}$$

$$\sum_{j=1}^{NT_i} \frac{Q_{ij}^2}{2gA_{ij}^2} \left(\sum K_{m_{ij}} + f_{ij} \frac{l_{ij}}{d_{ij}} \right) = 0$$

donde NT_i es el número de tuberías del circuito i , Q_{ij} es el caudal de la tubería que va del nodo i al nodo j , g es la gravedad, A_{ij} es el área transversal de la tubería que va del nodo i al nodo j , H_i representa la altura de presión en el nodo i , H_j representa la altura de presión en el nodo j , K_m representa las pérdidas menores presentes de la tubería que va del nodo i al nodo j , f representa el factor de fricción de la tubería que va del nodo i al nodo j , l representa la longitud de la tubería que va del nodo i al nodo j y d representa el diámetro de la tubería que va del nodo i al nodo j .

Esta forma de la ecuación de conservación de masa se conoce como la ecuación de caudal de la red. En total se tendrán NC ecuaciones de este tipo, siendo NC el número de circuitos en la red.

El cumplimiento de la ecuación de conservación de la energía en la red se expresa mediante la Ecuación 4-10. (Saldarriaga, 2007).

$$Q_{ij} = \sqrt{2g} \cdot A_{ij} \frac{H_j - H_i}{\left(\sum K_m + f_{ij} \frac{l_{ij}}{d_{ij}} \right)^{0.5} \left(H_j - H_i \right)^{-0.5}} \quad \text{Ecuación 4-10}$$

donde Q_{ij} es el caudal de la tubería que va del nodo i al nodo j , g es la gravedad, A_{ij} es el área transversal de la tubería que va del nodo i al nodo j , H_i representa la altura de presión en el nodo i , H_j representa la

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 19/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

altura de presión en el nodo j , K_{ij} representa las pérdidas menores presentes de la tubería que va del nodo i al nodo j , f_{ij} representa el factor de fricción de la tubería que va del nodo i al nodo j , L_{ij} representa la longitud de la tubería que va del nodo i al nodo j y d_{ij} representa el diámetro de la tubería que va del nodo i al nodo j .

En una red cerrada se tendrán $(NU - 1)$ ecuaciones de este tipo, siendo NU el número de nodos de la red, para resolver este tipo de ecuaciones se debe conocer al menos el valor de la altura de presión en un nodo, de lo contrario se puede suponer un valor inicial cualquiera para iniciar el cálculo, dado que su valor no afecta la distribución de caudal, se debe tener en cuenta que estas ecuaciones no son lineales (Saldarriaga, 2007).

Con lo cual se tiene en total $NC + (NU - 1)$ ecuaciones, sin embargo, no pueden ser resueltas de forma directa por su naturaleza no lineal.

Históricamente, se han desarrollado diferentes métodos para la solución de este sistema de ecuaciones para el análisis y diseño de redes cerradas, lo cuales se presentan a continuación:

- Hardy – Cross con corrección de caudales en los circuitos.
- Hardy – Cross con corrección de cabezas en los circuitos.
- Método de Newton – Raphson.
- Método de la Teoría Lineal.
- Método del Gradiente Hidráulico.

La metodología de análisis de redes cerradas más utilizada es el Método del Gradiente Hidráulico, dado que es el más eficiente en la solución del sistema de ecuaciones, razón por la cual fue utilizado dentro de los programas de modelación hidráulica más utilizados actualmente.

Un modelo matemático de una Red de Distribución de Agua Potable (RDAP) es la simulación matemática de los diferentes elementos que conforman un sistema de acueducto, como: tuberías, accesorios (tees, codos, cruces, reducciones, etc.), bombas, válvulas, tanques y embalses, mediante algún programa de computador que permita realizar el cálculo del estado (presiones y caudales) sobre estos elementos durante un periodo estático para ver el comportamiento instantáneo de la red (utilizado para la red matriz y la red menor de distribución) o durante un periodo de tiempo extendido (como el utilizado en la red matriz de conducción), normalmente veinticuatro horas, estos programas emplean algún método de análisis.

Sin embargo, el uso de modelos hidráulicos debe realizarse teniendo en cuenta que un modelo trata de asemejarse a la realidad, el grado de semejanza que presenta un modelo depende del grado de la calidad de la información recopilada en campo, como topología, elevación de todos los elementos, mediciones de caudales de entrada y salida, medición de consumos de usuarios.

Los modelos hidráulicos se realizan mediante el programa WaterGEMS de la casa Bentley, el cual utiliza las ecuaciones de fricción de Darcy-Weisbach junto a la de Colebrook-White siguiendo el método del gradiente.

4.5.3. CÁLCULO DE CAUDALES POR NUDO

Para propósitos de diseño de nuevas redes de distribución de agua potable, la determinación de los caudales de consumo para cada uno de los nudos de la red debe efectuarse utilizando alguno de los siguientes dos métodos:

- Método de las áreas: En este método se determinan las áreas de influencia correspondientes a cada uno de los nodos de la red, para luego aplicar el caudal específico unitario (l/s/hab.)

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 20/39
DOCUMENTO DE CALIDAD		DC_62
CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		

determinado para cada tipo de área de abastecimiento y correspondiente al año horizonte del proyecto.

$$Q_i = A_i \cdot Q_e$$

El área de influencia es aquella área delimitada por cada una de las mediatrices de los tramos que llegan al nodo o punto singular.

- Método de la repartición media: Mediante este método se definen en principio los caudales de consumo en cada uno de los tramos de toda la red de distribución (tuberías principales, tuberías secundarias y ramales abiertos) y se asignan los caudales de las tuberías y ramales abiertos de acuerdo con una distribución lógica de flujo. Dichos caudales se reparten por mitades a cada uno de los nudos extremos de los tramos respectivos.

4.5.4. CÁLCULO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS SIMPLES

- Cálculos de pérdidas por fricción: Mediante la ecuación de Darcy-Weishbach Colebrook White se tiene que las pérdidas por fricción son igual a:

$$j = f \times \frac{1}{D} \times \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

j = pérdida de carga unitaria (m/m)

D = diámetro interno del tubo (m)

V = velocidad media de escurrimiento (m/s)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

f = coeficiente de fricción para flujo laminar que responde a la ecuación:

Factor f de Colebrook-White

$$\frac{1}{f} = -2 \times \log \left[\frac{2.51}{Re \sqrt{f}} + \frac{k}{3.71 \times D} \right]$$

Donde:

Re = número de Reynolds

k = rugosidad absoluta de la pared interna del tubo (m)

Donde Re (f):

ρ = Densidad (kg/m³)

μ = Viscosidad (10⁻³Pa.s)

D = diámetro interno del tubo (m)

V = Velocidad (m/s)

- Cálculo de pérdidas menores. Debe considerarse el efecto producido por cada uno de los accesorios colocados en cada tubería y que produzcan pérdidas de energía adicionales, tales como válvulas, codos, reducciones, ampliaciones, etc. Si las uniones no implican cambios localizados en el diámetro, no deben tenerse en cuenta para el cálculo de las pérdidas menores. Para el cálculo de dichas pérdidas, debe utilizarse un coeficiente de pérdidas menores multiplicado

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 21/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

por la altura de velocidad, en el sitio donde se localice el accesorio. Para esto debe utilizarse la siguiente ecuación.

$$h_m = K_m \times \frac{v^2}{2g}$$

Dónde:

h_m = altura de pérdidas menores (m).

K_m = coeficiente de pérdida menor.

4.5.5. GOLPE DE ARIETE EN LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN

Una vez que se haya finalizado el proceso de diseño de la red de distribución, debe hacerse un análisis de golpe de ariete con el fin de verificar que en ninguna tubería se produzcan presiones por encima de aquellas admitidas por los materiales de las tuberías que conforman la red, evitando posibles estallidos de ésta.

También se debe verificar que en ninguna tubería se produzcan presiones negativas con el fin de evitar el posible ingreso de agua contaminada a la red de distribución. Este análisis se debe hacer para aquellos sub-circuitos y circuitos que tengan al menos una tubería con una velocidad, para la condición de caudal máximo horario, superior a 2.5 m/s (EPM, 2009).

Para el análisis y la protección de este fenómeno, es necesario considerar lo siguiente:

- En caso de considerarse necesario y dependiendo de la magnitud del problema, el análisis hidráulico para determinar las presiones máximas y mínimas, la forma y velocidad de las ondas de presión y otros problemas inherentes al golpe de ariete, puede realizarse utilizando métodos gráficos, integración aritmética o programas de computación. Para este análisis se debe contar con toda la información necesaria, incluyendo las curvas de inercia de las bombas.
- La magnitud de la sobrepresión generada por el golpe de ariete puede determinarse con cualquiera de las fórmulas aceptadas y conocidas. Una de las fórmulas que ha recibido suficiente verificación experimental es la siguiente:

$$P = 1846/D^2 QI(I+KD/Et)0.5$$

P= sobrepresión por golpe de ariete

Q= Caudal en l/seg;

D= Diámetro interior de la tubería, en cm.

K= módulo de elasticidad del agua, en kg/cm²

E= módulo de elasticidad del material de la tubería en kg/cm²;

T= espesor de las paredes de la tubería en cm.

El método de sobrepresión escogido debe garantizar que la tubería de bombeo esté en capacidad de resistir la sobrepresión por el golpe de ariete.

En cualquier caso, con las condiciones hidráulicas y de operación definidos, se utilizarán las recomendaciones dadas por el fabricante de la tubería en sus especificaciones de producto e incluidas en el software de modelación hidráulica para la comprobación de diseño.

- Los métodos utilizados para limitar la magnitud del golpe de ariete son los siguientes:
 - Válvula de retención, en la tubería de descarga, con brazo y peso exteriores, para evitar el cierre violento del disco de la válvula. Este sistema puede utilizarse en estaciones de

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 22/39
DOCUMENTO DE CALIDAD		DC_62
CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		

bombeo pequeñas y medianas, que tenga tuberías de descarga relativamente cortas (menos de 500m) y pequeñas cargas estáticas de bombeo (15 m a 20 m).

- Válvula de retención de vaivén a base de resortes, en la descarga de las bombas. Este tipo de válvula tiene efecto y aplicación similar a la del literal anterior.
- Válvulas aliviadoras de presión que permitan el retorno de una parte del caudal al pozo de succión. Estas válvulas se usan principalmente como protección adicional, para casos relativamente sencillos.
- Válvulas de control positivo. Se utilizan para casos más complicados de control de golpe de ariete y consisten en válvulas de retención de cono, que se cierran gradualmente a base de energía hidráulica cuando falla la energía eléctrica.
- Válvulas de retención instalada en paralelo, en un desvío o bypass, que permitan el retorno del flujo a través del desvío, a una velocidad reducida.
- Tanque de equilibrio, que produciría descarga de agua en el caso de un descenso de la presión dentro del tubo y que se llenaría en el caso de una sobrepresión

Cámaras de aire comprimido conectadas luego de la válvula de retención, que equilibran la presión en la tubería abasteciéndole agua cuando haya sobrepresiones.

4.6. OTRAS CONSIDERACIONES DE DISEÑO

4.6.1. ANÁLISIS DE INTERFERENCIAS

Antes de iniciar la excavación de la zanja deben localizarse los alcantarillados principales y las conexiones domiciliarias que se intersectan con el eje de la tubería, al igual que las redes de otros servicios públicos, y tomar las medidas necesarias para evitar la descarga de agua en la zanja que se va a construir. Si en la zanja se encuentran aguas negras, éstas deben quitarse y se deben desinfectar por cualquier sistema la zona contaminada.

4.6.2. DISTANCIAS MÍNIMAS A OTRAS REDES DE SERVICIOS PÚBLICOS

A continuación, se describen las distancias mínimas que deben existir entre los tubos que conforman la red de distribución de agua potable y los ductos de otras redes de servicio públicos:

- Las distancias mínimas a la red de alcantarillado deben ser 3.0 m horizontal y 0.3 m vertical (INTERAGUA, 2005).
- Las distancias mínimas a las redes de teléfono y de energía eléctrica deben ser 1.5 m horizontal y 0.5 m vertical (RAS, 2000).
- Las distancias mínimas a las redes domiciliarias de gas deben ser 1.2 m horizontal y 0.5 m vertical (RAS, 2000).

4.6.3. CONDICIONES DE EMPATE CON LA RED EXISTENTE

Los principales aspectos para la conexión a una red existente de AAPP, se describen a continuación:

- Como primer paso para definir los empates, deberá conocerse la ubicación y el material de la tubería existente. Para ello AMAGUA-CÉM. deberá suministrar al proyectista y al Contratista toda la información conforme a obra disponible sobre las tuberías en servicio.
- El proyectista preparará esquemas de empates con el despiece recomendado para cada uno.

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 23/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

- Como los materiales de tubería existente y a colocar pueden no ser los mismos, deberá preverse el uso de piezas especiales de transición.
- El Contratista preparará los planos de ejecución de los empates y los someterá a la aprobación del fiscalizador.
- Luego Contratista de AAPP de AMAGUA-CEM, planificarán la realización de los mismos a fin de afectar lo mínimo posible la prestación del servicio.

Todos los empates serán realizados por el Urbanizador y/o contratista y supervisados por AMAGUA-CEM con el suministro del material por parte del contratista y/o el urbanizador.

4.7. ACCESORIOS Y ESTRUCTURAS PARA LAS TUBERÍAS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

4.7.1. ASPECTOS GENERALES

Los accesorios de la red de distribución de agua potable son elementos complementarios para la instalación de las tuberías y la operación hidráulica de la red, e incluyen uniones, codos, reducciones, ampliaciones, válvulas y otros dispositivos de control, anclajes, etc.

4.7.2. VÁLVULAS DE CIERRE

Las consideraciones generales para la localización de las válvulas de cierre se describen a continuación:

- En los puntos donde se produce la unión entre la tubería maestra y la distribuidora, se colocará siempre una válvula de cierre al arranque sobre la tubería de distribución. Dado el diámetro de las tuberías de distribución, estas válvulas de cierre serán siempre de tipo compuerta.
- Para zonas de desarrollo multifamiliar y altamente comerciales, las válvulas de servicio ordinario se localizarán en tal forma que para aislar un tramo no se cierren más de 4 válvulas ni se aislen más de dos tramos.
- Para tuberías de diámetros mayores se deberá cumplir la siguiente Norma:

Tabla 4.6. Distancia entre válvulas de cierre para diámetros mayores.

Líneas de:	Distancia entre válvulas:
DN≤300 mm (12")	400 metros
300 mm (12")<DN≤450 mm(18")	600 metros
450mm≤DN 600mm (24")	800 metros
600 mm (24")<DN≤800 mm (32")	1000 metros
800 mm (32") < DN≤1000 (40")	1500 metros
DN>1000 (40")	2000 metros

- Además, todo ramal que se desprenda de una tubería principal (300 mm, o mayor) deberá llevar una válvula en el arranque en lo posible inmediatamente seguido al accesorio, salvo en casos aprobados por AMAGUA-CEM a una distancia máxima de 3,00 metros.
- Cuando se usen válvulas de mariposa como elementos de control deberán tenerse en cuenta los siguientes parámetros:
 - La velocidad máxima en las válvulas no deberá sobrepasar el valor de 4,5 m/s.
 - El grado de apertura óptima está comprendido entre 20° y 80°
- Cuando se usan válvulas de mariposa como válvulas de servicio ordinario los parámetros se reducen exclusivamente a indicar que la velocidad normal en las válvulas debe ser inferior a 3,0 m/s.

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 24/39
DOCUMENTO DE CALIDAD		DC_62
CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		

4.7.3. VÁLVULAS DE AIRE (VENTOSAS)

Las consideraciones generales para la localización de las válvulas de aire se describen a continuación:

- Las válvulas de ventosa deberán ser colocadas en todos los puntos donde haya posibilidad de acumulación de aire en la tubería, o sea, donde no sea posible su remoción hidráulica, esto es cuando la velocidad del flujo sea inferior a la velocidad crítica.
- Generalmente las válvulas ventosas deberán ser instaladas en:
 - Puntos altos de las tuberías principales (ejemplo: sifones, etc.), y en los puntos de quiebre o cambios bruscos de pendiente o picos.
 - Tramos horizontales sobre tuberías principales cada 1000m
 - Tuberías expresas o transmisiones en diámetros mayores a 30".
 - Tramos largos de tuberías principales con incrementos de pendiente.
 - Tramos largos de tuberías principales con disminución de pendiente.
- En caso de sistemas de bombeo, deberá instalarse en la descarga entre la bomba y la válvula de retención en aquellos sistemas que así lo requieran. Las válvulas a usar serán automáticas del tipo escape de aire cuando se instalen sobre tuberías rígidas y del tipo escape y admisión de aire o doble efecto, cuando se instalen sobre tuberías flexibles, la relación de diámetros entre la derivación ala ventosa y el diámetro de la tubería debe ser
 - 1:2 para el tipo "escape de aire"
 - 1:8 para el tipo "escape y admisión aire"
- Para verificar que haya remoción hidráulica de aire, es necesario que la velocidad mínima operacional sea igual o superior a la velocidad crítica de remoción de aire.

$$V_c = Y \sqrt{gD}$$

Donde:

$Y = 3x - 2,1 \cdot X^2$ siendo

$$X = \sqrt{\sin \theta}$$

V_c = Velocidad Crítica de remoción de aire en m/s

D = Diámetro de la tubería en metros

g = aceleración de la gravedad m/s²

θ = Angulo del tramo descendente aguas abajo con la horizontal

- En el caso de las tuberías de DN 200 y menores, se supone que el aire acumulado sale de la tubería por las conexiones domiciliarias. Por lo tanto, en los casos de tuberías de DN 200 o menor que no contengan conexiones domiciliarias, puede resultar necesario colocar válvulas ventosas de doble efecto.

4.7.4. CÁMARAS DE DESAGÜE

A continuación, los parámetros básicos para la localización y diseño de las cámaras de desagüe:

- La ubicación de estas cámaras se realiza en función de los siguientes parámetros:
 - Por lo menos una por cada tramo delimitado por válvulas de cierre.
 - Se preferirán los puntos de menor altimetría.
- La determinación del diámetro del desagüe se realiza en función de los siguientes parámetros:
 - Longitud máxima entre válvulas de cierre.
 - Tiempo de vaciado;
 - Cantidad y tamaño de las bombas de achique;
 - Velocidad de salida en el desagüe.
- Se recomienda un diámetro de la tubería de desagüe entre 1/3 y 1/4 del diámetro de la tubería principal.

- Teniendo en cuenta longitudes máximas de tubería a desaguar de 2.500 m, tiempos de vaciado del orden de 2,5 a 3,5 horas, una o dos bombas de achique, según los casos, de 200 a 500 m³/h y velocidades de salida que no superen los 3,5 m/s; se utiliza la Tabla 4.7. con los diámetros del desagüe para cada diámetro de tubería.

Tabla 4.7. Diámetros de desagüe según diámetro de tubería.

Diámetro de la tubería	Diámetro del desagüe
300 a 400	150
500 a 700	200
800 a 1.000	250
1100 a 1.200	300

4.7.5. BOCAS DE ACCESO

Es la abertura provista con tapa localizada en la pared lateral o superior de la tubería, con el objeto de facilitar el acceso a su interior, para inspección y mantenimiento de reflujo hacia la red de distribución. Para las bocas de acceso, el diseño de la red de distribución debe tener en cuenta los siguientes requerimientos.

- El diámetro mínimo de las bocas de acceso será 0,6 m y serán instaladas en tuberías de DN 800 mm y mayor, en especial las construidas en acero y Concreto Reforzada con cilindro de acero (HPT).
- Estarán localizadas preferiblemente junto a las válvulas de maniobra, purgas o en cruces de interferencias en las cuales no es aconsejable instalar purgas.
- Toda boca de acceso deberá estar ubicada dentro de una cámara.
- El espaciamiento máximo de las bocas de acceso será:
 - 500 m para tuberías de acero con diámetro 800 mm ≤ DN ≤ 1500 mm.
 - 1.000 m para tuberías de acero con diámetro DN ≥ 1.500 mm
 - 500 m para otro tipo de material independientemente al diámetro

4.7.6. VÁLVULAS REGULADORAS DE PRESIÓN

Estas válvulas son utilizadas para regular o reducir la presión en la red de distribución de agua potable.

El diámetro de esta válvula debe determinarse de acuerdo con el caudal máximo horario (QMH) para el horizonte de diseño de la red de distribución en esa zona.

En todo caso, las válvulas reguladoras de presión deberán cumplir con las siguientes características.

- Las válvulas deberán soportar presión por ambos lados (aguas abajo y aguas arriba) simultáneamente, o sólo, por un lado.
- El sistema exterior de control (válvula piloto y válvula de agua), deberá estar dotado de válvulas auxiliares que permitan aislarlo para efectos de mantenimiento y en lo posible el funcionamiento debe ser netamente hidráulico.
- Las válvulas se deberán cerrar automáticamente al ocurrir un daño en los diafragmas.
- El mecanismo interior: guías, agujas, disco móvil, asiento, etc., será de bronce o acero inoxidable.
- La tubería exterior, acoples, válvulas externas, etc., serán de cobre o bronce.
- Los diafragmas serán de nylon con revestimiento de caucho sintético o neopreno reforzado.
- Todos los resortes serán de acero inoxidable.

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 26/39
DOCUMENTO DE CALIDAD		DC_62
CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		

- El índice de cavitación para las válvulas reguladoras de presión deberá ser mayor o igual a uno (1).
- La válvula reguladora de presión se deberá instalar sobre un tramo de tubería metálica y deberá contener dos válvulas de compuerta y un filtro.

4.7.7. UNIONES

El diseño de la red de distribución debe incluir las siguientes uniones, según sea el caso

- **Uniones de Aislamiento:** Usada específicamente con tuberías de acero para evitar que se vuelvan conductoras de corrientes eléctricas. El objeto de su instalación es aislar una larga conducción en tramos cortos.
- **Uniones de Expansión:** uso especial en la succión y descarga de sistemas de bombeo y en las descargas de compresores.
- **Uniones de Montaje:** hace referencia a aquellas que permiten alguna flexibilidad en sistemas rígidos y facilitan las operaciones de mantenimiento de los elementos para los cuales fueron instalados. Un ejemplo de ellas son las uniones DRESSER o VIKING JHONSON. Su localización está determinada por los elementos o accesorios que son susceptibles de mantenimiento o cambio.

En los sistemas de bombeo con accesorios de diámetro inferior a 750 mm, se usarán como uniones de montaje las uniones de expansión. Cuando el diámetro es mayor o igual que 750 mm, además de las uniones de expansión será indispensable usar uniones de montaje, localizadas junto a la válvula de compuerta o mariposa, bombas, medidores de caudal, cheques.

4.7.8. ACOMETIDAS DOMICILIARIAS

Para las acometidas domiciliarias, el diseño de la red de distribución debe tener en cuenta los siguientes requerimientos:

- La tubería para las acometidas será de mínimo 20 mm de diámetro (Tubería flexible PEAD), para instalaciones especiales en cualquier otro diámetro su uso deberá ser avalado por AMAGUA-CEM presentando para ello la justificación de su empleo.
- Las derivaciones de la red de distribución a la tubería flexible se deben hacer con un accesorio que permita realizar sólo una perforación en la tubería de acueducto.
- El material de la tubería debe ser de polietileno de alta densidad para tuberías entre 13 mm y 76 mm.
- Las conexiones domiciliarias nunca se deben realizar sobre tuberías de DN \geq 250 mm
- Las acometidas a instalar constan de:
 - Elemento de unión a la tubería de distribución, comprende silla o galápago o collarín de derivación y registro de incorporación
 - El collar de derivación debe ser de HD.
 - Tubería flexible PEAD
 - Llave de paso
 - Uniones universales, codos y niples necesarios
 - Válvula de corte (control operador)
 - Medidor para el registro de consumo en la instalación
 - Caja para alojar el conjunto llave – medidor, en el andén o muro.

4.7.9. MEDIDORES DOMICILIARIOS

Algunos aspectos de diseño y técnicos con respecto a los medidores domiciliarios, se describen a continuación:

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 27/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

- Los medidores serán instalados por AMAGUA-CEM. y se colocará un medidor por cada suscripción individual del servicio de acueducto.
- Los medidores deben cumplir con las normas técnicas especificadas para medidores.
- En caso de edificios o conjuntos multifamiliares debe existir un medidor totalizador inmediatamente aguas debajo de la acometida. También deben existir medidores individuales en cada uno de los apartamentos que conforman el edificio o conjunto multifamiliar.
- AMAGUA-CEM se reserva el derecho de cambio de especificación del modelo de los medidores según el adelanto tecnológico.
- Todos los medidores antes de instalarse serán calibrados en el taller de AMAGUA-CEM.

4.7.10. HIDRANTES

Para el diseño y localización de los hidrantes, a continuación, algunos criterios a saber:

- Con respecto a la ubicación de los hidrantes se tiene los siguientes criterios:
 - Los hidrantes se instalarán alejados de obstáculos que impidan su correcto funcionamiento y debe cumplir los siguientes requisitos:
 - Los hidrantes deben instalarse en el límite entre dos predios, aproximadamente a 10 m de la intersección de los paramentos y en una zona verde o en el andén.
 - Cuando se coloquen en el andén no deben instalarse a una distancia mayor que 0.5 m del borde exterior hacia dentro.
 - Cuando se instalen en la zona verde, no se colocan a una distancia mayor que 0.5 m del borde exterior del cordón.
 - No se ubican en las calzadas de las vías ni contiguos a postes u otros obstáculos que no permitan su correcto uso en caso de incendio.
 - Las bocas de los hidrantes deben quedar hacia la calle.
 - En la colocación del hidrante deben ubicarse tantas extensiones sean necesarias para que el hidrante que saliente en su totalidad por encima del nivel del terreno.
 - Antes de colocarse el hidrante debe comprobarse si su funcionamiento es correcto.
- La protección contra incendios se realizará utilizando la misma red de agua potable.
- Los hidrantes serán de columnas o pedestal de DN 75 mm (3"), DN 100 mm (4") o DN 150 (6") mm de diámetro y se controlarán por válvulas del mismo diámetro.
- Los hidrantes se ubicarán preferiblemente en las esquinas, en las intersecciones entre dos calles y sobre la acera, para un mejor acceso. Cada hidrante llevará su propia válvula para aislarlo de la red.
- Se colocarán hidrantes aproximadamente cada 250 metros de nuevas tuberías o tuberías que se reemplacen o rehabiliten en el futuro.
- En zonas comerciales el espaciamiento entre hidrantes será de 120 m. Los hidrantes de 24 l/s deberán conectarse a las tuberías de 150 mm mínimo y los hidrantes de 12 l/s podrán hacerlo a tuberías de 100 mm, todo esto como indique la entidad competente.

5. ESTACIONES DE BOMBEO

5.1. ALCANCE

Una estación de bombeo se proyecta cuando las alternativas de ampliación existentes y el aprovechamiento de la gravedad no sean factibles. Mediante el bombeo se eleva el nivel de la línea piezométrica para vencer la diferencia de altura topográfica, las pérdidas por fricción y las pérdidas menores en las tuberías.

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 28/39
DOCUMENTO DE CALIDAD		DC_62
CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		

5.2. CONDICIONES GENERALES

La estación de bombeo, desde su etapa de diseño, debe cumplir con ciertas características y condiciones básicas, las cuales se muestran a continuación:

- El diseño de la estación de bombeo debe asegurar que ésta se ubique en un sitio estable en lo que concierne a fenómenos erosivos, fenómenos de deslizamiento o fallas de taludes, y en general fenómenos de movimiento de suelos causados por fallas geológicas.
- En un bombeo a la red de distribución, el diseño debe tener en cuenta que las presiones producidas en los diferentes puntos de dicha red no pueden superar los máximos establecidos por la normatividad de AMAGUA-CEM.

Con propósitos de diseño de estaciones de bombeo, es necesario conocer el nivel de amenaza sísmica de la zona en la cual se construirá la estación. Se debe tener en cuenta todo lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-II).

5.2.1. TIEMPO DE BOMBEO

El tiempo de operación de los sistemas de bombeo se calculan con un rango de operación de un día de 8 horas y por ningún motivo puede sobrepasar las 12 horas diarias de operación.

5.2.2. CALIDAD DE AGUA

Para propósitos de protección del sistema de bombeo se prevé la instalación de filtros en la línea de impulsión ante cualquier material suspendido en el flujo que pueda afectar su adecuada operación.

Para consideraciones del diseño del sistema de bombeo y el conjunto conformado por línea de impulsión, tanque de almacenamiento (de haberlo) y red de distribución deberá considerarse el cumplimiento de los requisitos mínimos para AA.PP determinados en la Norma INEN 1108:2014 en el numeral 5.1.1 (INEN, 2006) particularmente el contenido de cloro libre residual bajo la consideración de cumplimiento de estos mismos parámetros por parte del suministro del AA.PP de AMAGUA-CEM en los puntos donde se alimenta el sistema.

5.2.3. MATERIALES

Los materiales de las bombas incluyendo sus impulsores, sus carcasas y otros componentes, deben ser seleccionados de acuerdo con las características del agua que va a bombearse y teniendo en cuenta la temperatura, conductividad y capacidad de corrosión del agua. El material de las bombas y de los diferentes componentes deben resistir los efectos de corrosión que el agua pueda causar en ellos. En general, los materiales aceptados incluyen los siguientes: hierro fundido, acero inoxidable, acero al carbón, acero fundido y hierro dúctil. Para los accesorios de la bomba se permite usar latón y bronce. Todos los materiales utilizados deben estar certificados por las normas técnicas nacionales o internacionales si es el caso.

5.2.4. NÚMERO DE BOMBAS

El número de bombas se determinará en primera instancia considerando en primer lugar el caudal de bombeo y sus variaciones, los niveles de energía solicitados por el sistema y la necesidad estratégica de contar con equipos de reserva para atender situaciones de emergencia que surjan por eventos de operación y mantenimiento. En situaciones donde se requiere solo un equipo de bombeo es recomendable instalar uno idéntico de reserva, estableciendo un coeficiente de seguridad del 200%; pero si el tamaño de los equipos resulta muy grande, es recomendable incrementar el número de ellos, estableciendo coeficientes de seguridad menores, pero mayores alternativas y menores costos de operación. En tales casos puede admitirse hasta 150% como coeficiente de seguridad.

Sin embargo, para la determinación del número ideal de bombas se puede bajo criterios hidráulicos de cumplimiento de niveles de energía y caudal requeridos, se plantearán dos alternativas adecuadas para

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 29/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

conjunto de bombas, diámetro de tubería de impulsión y material de tubería impulsión. Luego, bajo criterios tanto económicos como de eficiencia del sistema, se busca la alternativa óptima.

5.2.5. TIPO DE BOMBAS

Para la selección del tipo de bomba a emplearse en las estaciones de bombeo se podrán seleccionar entre bombas de eje horizontal o vertical ya sean monobloc, de silla o de caja partida y de una o varias etapas teniendo en cuenta siempre consideraciones de carácter operativo, de mantenimiento, disponibilidad de repuestos y mano de obra calificada, seleccionando entre las opciones disponibles en el mercado local, o de otra opción disponible.

Se considera darle prioridad de elegibilidad a los tipos de bombas que mejor se ajusten a los requerimientos de caudal, energía y eficiencia.

Bajo los criterios antes enumerados se hará la evaluación técnica cualitativa de varias opciones para la selección del tipo adecuado de bombas, siguiendo los lineamientos básicos del numeral 5.2.13.

5.2.6. POZO DE SUCCIÓN

Dimensionamiento

En caso de que se tenga un pozo de succión independiente de un tanque de almacenamiento, este se debe diseñar con un caudal igual o superior a la suma de los caudales de diseño de las bombas. En cuanto a la forma del pozo, debe seguirse las siguientes recomendaciones:

1. La entrada de agua al pozo no debe producir turbulencias, para lo cual se recomienda hacerla por medio de compuertas o conductos sumergidos.
2. La forma y dimensiones del pozo no puede interferir con el buen funcionamiento de las bombas. Se deben seguir las recomendaciones de los fabricantes de estas.
3. Deben evitarse la formación de vórtices.
4. El pozo no debe tener cambios geométricos pronunciados, cambios bruscos de dirección del flujo, pendientes pronunciadas y formas rápidamente divergentes.
5. El diseño debe prever un espacio para la instalación y montaje de los equipos de bombeo y sus tuberías de succión, así como para las futuras labores de inspección y mantenimiento.
6. La entrada de agua al pozo debe estar por debajo del nivel de agua en la tubería de succión.
7. La distribución de velocidades de flujo de entrada a cada bomba debe ser lo más uniforme posible (EPM, 2009).

Sumergencia de las bombas

La sumergencia mínima de la tubería de succión debe ser mayor que dos veces su diámetro.

Distancia entre el fondo u/o paredes y la boca de la tubería de succión

La distancia entre el fondo y/o paredes del pozo de succión y la boca de la tubería de succión debe estar entre 0.5 y 1.5 veces el diámetro de la tubería de succión, pero no puede ser inferior a 0.25 m (EPM, 2009).

Velocidad de entrada

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 30/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

La velocidad de entrada al pozo de succión no debe ser mayor que 0.7 m/s. Se recomienda tener una velocidad de 0.5 m/s para las condiciones normales de operación (EPM, 2009).

Dispositivos complementarios

El pozo de succión debe contar con las tuberías y válvulas necesarias para su drenaje. El diseño debe contemplar siempre un vertedero de exceso de agua en el pozo de succión (EPM, 2009).

5.2.7. DIÁMETROS DE TUBERÍAS DE IMPULSIÓN Y SUCCIÓN

Los diámetros de las tuberías de succión y de impulsión no pueden ser menores que los admitidos por el equipo de bombeo. El diseño debe recomendar que el diámetro de la tubería de succión sea mayor que el de la tubería de impulsión en por lo menos 50 mm.

En caso de que el diámetro de la tubería de succión sea mayor que el de admisión de la bomba, debe ponerse una reducción excéntrica con su parte superior horizontal.

5.2.8. VELOCIDADES EN TUBERÍAS DE IMPULSIÓN Y SUCCIÓN

Tuberías de succión

La velocidad máxima en tuberías de succión depende del diámetro, y debe establecerse teniendo en cuenta el cálculo de la altura neta de succión positiva (NPSH). También se debe seguir lo establecido en la Tabla 5.1 mostrada a continuación:

Tabla 5.1 Velocidad máxima admisible en la tubería de succión en función del diámetro (RAS, 2000)

<i>Diámetro (mm)</i>	<i>Velocidad (m/s)</i>
50	0.75
75	1.00
100	1.30
150	1.45
200	1.60
250	1.60
300	1.70
Mayor de 400	1.80

Tuberías de impulsión

La velocidad máxima en las tuberías de impulsión debe ser menor que 6 m/s y la velocidad mínima en las mismas debe ser de 1.0 m/s (EPM, 2009).

5.2.9. INSTALACIÓN DE TUBERÍAS

Desde la etapa de diseño deben analizarse todas las condiciones de instalación de las tuberías tanto de succión como de impulsión, especificando su protección cuando sea necesario. En especial deben analizarse los siguientes aspectos:

1. La instalación en tramos con pendientes acentuadas, alrededor de 20° o mayores.
2. La instalación de la tubería en pasos sobre ríos, quebradas o cañadas sujetos a inundaciones o caudales que puedan causar la erosión del recubrimiento de la tubería.
3. La instalación de la tubería de conducción con cobertura de terreno menor que la especificada anteriormente para su protección, en caso de circulación de vehículos con carga que puedan causar daños a la tubería.
4. En la instalación de la tubería en áreas sujetas a inundaciones, el diseño debe evitar la posibilidad de que la tubería flote, principalmente cuando por razones de mantenimiento o razones de

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 31/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

emergencia no esté llena de agua, recomendando anclaje para evitar problemas de flotación donde sea necesario.

5.2.10. DISTANCIAS A OTRAS REDES

El diseño debe contemplar las distancias mínimas que deben existir entre los tubos que conforman la red de conducciones tanto de Acueducto como de otros servicios, tal como se establece a continuación:

1. Las distancias mínimas a la red de alcantarillado sanitario deben ser 1.5 m horizontal y 0.3 m vertical.
2. Las distancias mínimas a la red de alcantarillado pluvial deben ser 1.0 horizontal y 0.3 m vertical.
3. Las distancias mínimas a las redes de telecomunicaciones y de energía eléctrica subterráneas deben ser 1.5 m horizontal y 0.5 m vertical.

5.2.11. SALA DE BOMBAS

En el diseño, las dimensiones de la sala de bombas deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

1. El tamaño de la sala debe ser suficiente para alojar el conjunto o los conjuntos bomba motor y los equipos de montaje. Las dimensiones deben permitir la facilidad de circulación, montaje y desmontaje de los equipos, y dado el caso el movimiento de todas las unidades de bombeo.
2. Las dimensiones de la sala de bombas deben ser compatibles con las del pozo de succión con el fin de asegurar una adecuada distribución de la obra civil, buscando al mismo tiempo minimizar los costos.
3. Adicionalmente, se debe asegurar el cumplimiento de los requisitos de Seguridad Industrial y Salud Ocupacional (S&SO).

5.2.12. GENERACIÓN Y CONTROL DE RUIDO

El diseño de la estación de bombeo debe cumplir con lo establecido en el TULAS, Libro VI, anexo V, numeral 4.1.1 según el uso del suelo y lo establecido en la Tabla 5.2 presentada a continuación:

Tabla 5.2 Nivel de presión sonora equivalente según uso del suelo.

TIPO DE ZONA SEGÚN USO DEL SUELO	NIVEL DE PRESIÓN SONORA EQUIVALENTE NPS eq [dB(A)]	
	DE 06H00 A 20H00	DE 20H00 A 06H00
Zona hospitalaria y educativa	45	35
Zona Residencial	50	40
Zona Residencial mixta	55	45
Zona Comercial	60	50
Zona Comercial Mixta	65	55
Zona Industrial	70	65

Parágrafo: Cuando el predio originador o fuente emisora del sonido puede ser identificado y el ruido medido afecta a más de una zona, se aplicará el nivel de sonido de la zona receptora más restrictiva."

5.2.13. GENERACIÓN DE ALTERNATIVAS

Siempre que se diseña una estación de bombeo, existen varias alternativas de combinación potencia de bomba, diámetro de tubería de impulsión y material de tubería impulsión, las cuales cumplen con las condiciones hidráulicas de caudal de bombeo y altura estática entre los tanques de almacenamiento aguas arriba y aguas abajo. Por consiguiente, el diseño de la estación de bombeo debe buscar la alternativa óptima tanto económica de combinación de los diferentes diámetros de tubería de impulsión, potencia de las bombas como de eficiencia de éstas y que cumpla con todas las restricciones hidráulicas.

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 32/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

Las alternativas deben basarse en criterios hidráulicos y son evaluadas dentro de un contexto económico que permita escoger aquella de menor costo, la cual debe ser objeto del diseño definitivo. En particular, el diseño debe asegurar que, bajo las diferentes formas de operación, las bombas y motores operen en puntos cercanos a su eficiencia máxima.

5.3. DISEÑO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO

5.3.1. BOMBAS

Para el diseño de las bombas, se debe tener en cuenta la forma de calcular su potencia, su cabeza neta de succión positiva y su ecuación, tal como se explica en los siguientes numerales.

Potencia

La potencia requerida por la bomba debe ser la suficiente para obtener la capacidad del sistema bajo la condición de caudal máximo de operación. Esta potencia se calcula de acuerdo con la Ecuación 5.1.

Ecuación 5.1 Ecuación de potencia

$$P = \frac{\gamma QH}{\eta}$$

Donde,

P: Potencia de la bomba dada en Watts.

γ : Peso específico del agua. En N/m³

Q: Caudal en m³/s

H: Altura total del sistema en m.

η : Eficiencia total del sistema.

Cabeza neta de succión positiva (NPSH)

La altura neta de succión positiva disponible se debe calcular de acuerdo con la siguiente ecuación:

Ecuación 5.2 Ecuación de cálculo de la cabeza neta de succión positiva.

$$NPSH_{disp} = \frac{P_{atm}}{\gamma} + H_{GS} - h_f - h_m - \frac{v^2}{2g} - \frac{P_v}{\gamma}$$

Donde,

P_{atm} : Presión atmosférica en Pa.

γ : Peso específico del agua en N/m³

H_{GS} : Altura estática de succión con cero en el eje de la bomba.

h_f : pérdidas por fricción del tramo de succión.

h_m : pérdidas menores del tramo de succión.

V: Velocidad media del flujo en la succión en m/s

g: aceleración de gravedad en m/s²

P_v : Presión de vapor en Pa.

La altura neta de succión positiva requerida por el fabricante debe ser menor que el valor disponible en la instalación en por lo menos un 20%, para las condiciones más adversas de operación. En ningún caso la diferencia puede ser menor que 0.5 m. Para todos los caudales previstos debe verificarse que no ocurra el fenómeno de cavitación (EPM, 2009).

Ecuaciones de las bombas

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 33/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

La ecuación de la bomba debe ser suministrada por el fabricante de estos equipos. En caso de que esta ecuación no exista, el fabricante debe suministrar la curva de operación de la bomba y el diseñador debe hacer un análisis de regresión numérica con el fin de obtener la ecuación. Esta debe tener la forma establecida en la Ecuación 5.3 mostrada a continuación:

Ecuación 5.3 Ecuación característica de las bombas

$$H = AQ^2 + BQ + C$$

H: Altura dinámica total de bombeo, dada por las pérdidas por fricción, las pérdidas menores y la altura topográfica total.

Q: Caudal en m³/s.

A, B, C: Coeficientes particulares para cada bomba.

5.3.2. ECUACIÓN DEL SISTEMA

En el caso de que el bombeo únicamente incluya una tubería de impulsión hacia un tanque de almacenamiento y/o compensación aguas abajo, la ecuación del sistema se debe obtener utilizando la ecuación de Darcy -Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White y alternativamente se puede utilizar la ecuación de Hazen-Williams.

Para calcular la curva del sistema se debe hacer uso de la Ecuación 5.4 que relaciona el caudal a través de la tubería de descarga con la altura dinámica total H .

Ecuación 5.4 Forma de la ecuación del sistema.

$$H = H_T + \sum h_f + \sum H_m$$

Donde el primer sumando es la altura topográfica total, el segundo sumando son las pérdidas por fricción y el tercer sumando las pérdidas menores por accesorios.

En el caso de que aguas abajo de la bomba exista una red de distribución de agua potable, el diseñador debe utilizar un programa de análisis hidráulico de sistemas de acueducto basado en el método del gradiente con el fin de obtener la ecuación del sistema para las diferentes condiciones de operación del bombeo y de demanda de agua en el sistema. Este análisis debe incluir los periodos de caudal máximo de consumo y el periodo de caudal mínimo de consumo durante horas de la noche. (EPM, 2009)

5.3.3. DIÁMETROS DE LAS TUBERÍAS DE IMPULSIÓN Y SUCCIÓN

Previendo el cumplimiento de los parámetros dados en el numeral 5.2.7 y considerando aspectos de operación y mantenimiento, el costo de reposición se determinará el conjunto de diámetros tanto de impulsión como de succión.

5.3.4. CORROSIÓN EN TUBERÍAS

Con respecto a las tuberías de impulsión y descarga conformadas por materiales metálicos, ninguna parte metálica del sistema debe estar en contacto directo con el agua. En el caso de tuberías de acero se debe utilizar recubrimiento interno y externo en mortero como se indica en el Numeral 5.3.5. En el caso de tuberías con diámetros inferiores a 300mm se debe utilizar pinturas epóxicas al interior de la tubería. En caso de que económicamente sea posible utilizar la alternativa de aceros inoxidables, esta es la mejor opción. Todas las protecciones contra la corrosión tanto interna como externa en las tuberías de impulsión y/o succión deben cumplir con lo estipulado en las normas AWWA, DIN o ISO.

5.3.5. RECUBRIMIENTOS Y PROTECCIÓN DE TUBERÍAS

En general en el caso de tuberías metálicas, ninguna parte metálica del sistema debe estar en contacto directo con el agua. En el caso de tuberías de acero se debe utilizar recubrimiento interno y externo en mortero como se indica a continuación. En el caso de tuberías con diámetros nominales inferiores a 200mm se deben utilizar pinturas epóxicas al interior de la tubería. En caso de que sea posible utilizar la alternativa de aceros inoxidables, esta es la mejor opción y por consiguiente se debe utilizar.

Las tuberías que llegan o salen de los tanques de almacenamiento y/o compensación, que lleguen hasta las válvulas y tengan diámetros nominales inferiores a 200 mm, deben ser en acero inoxidable y soldadas con el proceso TIG, al igual que todas las estructuras metálicas interiores.

Todas las protecciones contra la corrosión tanto interna como externa en las tuberías de la conducción deben cumplir con lo estipulado en las normas AWWA, NACE, DIN e ISO.

Recubrimientos externos

Los revestimientos de las tuberías pueden ser: polietileno o polipropileno, resina epóxica, mortero de cemento, etc. En el caso de tuberías de acero se recomienda hacer uso de recubrimientos con mortero. Las tuberías metálicas deben tener continuidad eléctrica y estaciones de medición, según lo establecido en el manual AWWA M27 "External Corrosion-Introduction to Chemistry And Control". Las tuberías de hierro dúctil deben encapsularse en manga de polietileno para aislarlas de las corrientes eléctricas parásitas, siguiendo lo establecido en el manual AWWA M27 "External Corrosion - Introduction to Chemistry And Control".

En todo caso, AMAGUA-CEM debe aprobar los recubrimientos externos contenidos en el diseño de la red de conducción. Las siguientes normas describen algunos recubrimientos externos para diferentes materiales de tuberías, Tabla 5.3.

Tabla 5.3 Normas aplicables para recubrimientos externos de tubería.

NORMA	NOMBRE
AWWA Manual M4I	Ductile-Iron Pipe and Fittings.
AWWA Manual M27	External Corrosion - Introduction to Chemistry And Control.
AWWA C105/A 21.5	Polyethylene Encasement for Ductile-Iron Pipe Systems.
DIN 30675-2	External corrosion protection of buried pipes; corrosion protection systems for ductile iron pipes.

Recubrimientos internos

El diseño de las tuberías de la red de conducciones debe incluir un análisis sobre el recubrimiento interno y la protección de las tuberías, el cual debe ser previamente aprobado por AMAGUA-CEM. En tuberías de acero se recomienda el uso de recubrimientos internos con mortero. En el caso de tuberías con diámetros inferiores a 200 mm, se debe tener en cuenta el uso de pintura epóxica.

En general se podrán usar los materiales que se describen en las siguientes normas, con el fin de proteger internamente las tuberías, Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Normas aplicables para recubrimientos internos de tubería.

NORMA	NOMBRE
AWWA C104/A21.4	Cement-Mortar Lining for Ductile-Iron Pipe and Fittings for Water
AWWA C116/A 21.16	Protective Fusion-Bonded Epoxy Coatings Int. & Ext. Surf. Ductile-Iron/Gray-Iron Fittings
AWWA D104	Automatically Controlled, Impressed-Current Cathodic Protection for the Interior of Steel Water Tanks
AWWA C550	Protective Epoxy Interior Coatings for Valves and Hydrants

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 35/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

5.3.6. GOLPE DE ARIETE EN ESTACIONES DE BOMBEO

El diseño de la estación de bombeo debe tener en cuenta el efecto de golpe de ariete causado por interrupciones en el suministro de energía eléctrica y la consecuente interrupción del flujo de agua.

En todos los casos deben calcularse la sobre-elevación de presiones, las sub-presiones y la velocidad de la onda de compresión. El análisis debe hacerse para el caudal máximo bajo las diferentes formas de operación de la estación de bombeo. El método de cálculo puede ser el método de las características.

En todo caso, en las estaciones de bombeo se debe disponer de mecanismos para el control del fenómeno del golpe de ariete, tales como volantes de inercia, válvulas anti-golpe de ariete, tanques hidroneumáticos y/o almenaras; en el programa de cálculo de golpe de ariete se simulan los mecanismos de control recomendados por el proveedor del sistema de bombeo

Se recomienda que las sobrepresiones máximas no superen más del 30% de la altura dinámica total.

5.3.7. EFICIENCIA DEL BOMBEO

El diseño debe asegurar que, para todas las posibles condiciones de operación de las bombas, estas trabajen en o cerca de su punto de máxima eficiencia, de acuerdo con la curva de eficiencia suministrada por el fabricante del equipo. El punto de operación del sistema de bombeo corresponde al cruce de las curvas de las bombas y del sistema, para cualquiera de las condiciones de operación de bombeo, ya sea en serie o en paralelo. Este punto de operación se obtiene a partir de las alturas piezométrica, con base en las cuales se debe estimar la altura dinámica total y el caudal de bombeo. Esta condición de operación se debe comparar con el punto de operación inicial para establecer posibles problemas de la bomba o del sistema.

Para el diseño de las estaciones de bombeo se evitan las curvas de doble pendiente teniendo en cuenta los siguientes puntos:

1. Si se está dentro de la zona de doble operatividad, es necesario tener en cuenta que a cualquier altura (H) le corresponden dos valores de caudal (Q).
2. Si se está por debajo o por fuera de la zona de doble operatividad, a cualquier punto de altura (H) de la curva le corresponde un solo caudal (Q) y la bomba trabaja con su mayor eficiencia.
3. La zona de máxima eficiencia del bombeo siempre se encuentra por fuera de la zona donde se presenta la doble operatividad.

Accesorios necesarios

El diseño de la estación de bombeo debe tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

1. Todas las unidades de bombeo deben tener una válvula de corte o cierre, o una válvula esférica con cheque en la tubería de impulsión.
2. En el caso de que el diseño contemple la instalación de bombas en pozos secos, y que operen por debajo del nivel de succión, deben tener una válvula de corte o cierre en la línea de succión.
3. En una tubería de succión que no trabaje con carga positiva debe instalarse una válvula de pie (retención) en la parte inferior para evitar su vaciado.

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 36/39
DOCUMENTO DE CALIDAD		DC_62
CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		

En caso de que el tipo de bomba que vaya a utilizarse requiera el uso de válvulas de ventosa, el diseño se definirá la instalación de estas, indicando su forma de operación y mantenimiento. En todo caso, deben consultarse las normas técnicas AWWA C508, AWWA C510, previa aprobación de AMAGUA-CEM.

5.3.8. INSTALACIONES ELÉCTRICAS Y DE CONTROL EN LAS ESTACIONES DE BOMBEO

Se atenderá las directrices, en lo pertinente a acometida de media tensión, sistema de baja tensión incluyendo acometida, sistema de medición, acometida hacia el tablero de control y fuerza, acometida hacia el tablero de servicios generales, tablero eléctrico de fuerza y control, protecciones, interface hombre máquina, medidor de parámetros eléctricos y todos los aspectos de telemetría y SCADA.

5.3.9. INSTALACIONES COMPLEMENTARIAS PARA LAS ESTACIONES DE BOMBEO

Se atenderá las directrices, con el fin de que las instalaciones complementarias de la estación de bombeo tales como escaleras, corredores y zonas de acceso en general cumplan los requerimientos de Seguridad Industrial y Salud Ocupacional (SISO).

6. TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y COMPENSACIÓN

6.1. ALCANCE

En el caso de requerirse un tanque de almacenamiento y/o compensación, los siguientes son los criterios de diseño para el dimensionamiento de dichas estructuras:

6.2. CONDICIONES GENERALES

Con las necesidades de demanda establecidas y descritas en los capítulos anteriores y las variaciones de consumo a lo largo del día dado por el patrón de consumo dado por AMAGUA-CEM, se define el volumen de tanque requerido. El tanque debe estar en capacidad de suplir el volumen de agua requerido por la demanda de suministro o el volumen de agua ante situaciones externas como incendios (duración del evento de 2 horas), daños a la red de conducción, operación de reparación y mantenimientos especiales.

Para la ubicación y diseño de la estructura se deben tener en cuenta:

- Usos del suelo
- Proyectos de infraestructura existente y proyectada.
- Determinar si la ubicación del lote del tanque es de propiedad privada o del municipio.
- Levantamiento topográfico.
- Disponibilidad de energía eléctrica para las posibles alternativas.
- Ubicación de un drenaje cercano para cuando sea necesario el mantenimiento de la estructura.
- Si el tanque es enterrado o semienterrado debe estar alejado de cualquier fuente de contaminación posible, tales como depósitos de basura, líneas de alcantarillado, pozos sépticos, etc.
- Si el tanque es metálico, debe localizarse en zonas donde se minimice el riesgo de corrosión. Este tipo de tanques deben tener ánodos de sacrificio diseñados por el fabricante. Dentro de las recomendaciones de uso, debe quedar clara su duración y la forma de reemplazo de los ánodos.

6.2.1. GENERACIÓN DE ALTERNATIVAS

Las alternativas de diseño para el tanque de almacenamiento se seguirá una metodología en donde se minimice el costo del sistema que comprende el conjunto bombeo, tubería y tanque de impulsión. En las alternativas de diseño se definirá si se requieren etapas de expansión y las necesidades de regulación.

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 37/39
DOCUMENTO DE CALIDAD		DC_62
CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		

6.2.2. DELIMITACIÓN DE LAS ZONAS DE PRESIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Para llevar a cabo el diseño de un tanque de almacenamiento, es necesario conocer las diferentes zonas de presión en la red de distribución localizada aguas abajo del tanque. Para esto, se usa el trazado de la red, con el fin de asegurar la compatibilidad entre la cota del tanque y la presión en los diferentes puntos de la red de distribución. En particular se observa el efecto que la cota del tanque pueda tener sobre los puntos donde se requiere regulación de presión.

6.2.3. VULNERABILIDAD Y AMENAZA SÍSMICA

Con propósitos de diseño de los tanques de almacenamiento y/o compensación, es necesario conocer el nivel de amenaza sísmica de la zona en la cual se construirá la estructura. Se tendrá en cuenta todo lo establecido en el código ecuatoriano de la construcción que utilice AMAGUA-CEM respecto a los niveles de amenaza sísmica en el diseño. En particular se deben estimar los daños potenciales y dimensionar la estructura de acuerdo a esos lineamientos.

6.2.4. ANCHOS DE SERVIDUMBRES

El ancho de servidumbre se toma con base a la geometría del tanque. El espacio necesario para los elementos de una posible estación de bombeo, espacio de acceso y espacio de maniobras para los equipos, como mínimo se adoptará un valor de 6m.

6.3. PARÁMETROS DE DISEÑO

El tanque tendrá un volumen adecuado para el caudal proyectado a 30 años.

6.3.1. CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de salida del tanque será el Caudal Máximo Horario definido anteriormente en este documento; el caudal de entrada al tanque depende del análisis que en conjunto con el sistema de bombeo ofrezca los menores costos manteniendo las restricciones de diseño.

6.3.2. NÚMERO DE TANQUES

Los tanques proyectados a nivel de terreno como mínimo tendrán dos módulos que operen de forma independiente en el caso de ser tanques rectangulares con el fin de proveer facilidades en las labores de mantenimiento.

6.3.3. CAPACIDAD DE REGULACIÓN

En los tanques de almacenamiento se deja un volumen de regulación menor a 25% del volumen de consumo presentado el día de máximo consumo.

6.3.4. CALIDAD DEL AGUA A LA SALIDA DE LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO Y/O COMPENSACIÓN

La calidad del agua se modela en la red de distribución diseñada desde la conexión con la red matriz con el objeto de determinar el cloro residual y los tiempos de permanencia con valores de inicio y de frontera dados por AMAGUA-CEM en el punto más próximo al proyecto en referencia, en la etapa de diseño definitivo.

6.3.5. CAPACIDAD DE DEMANDA CONTRA INCENDIO

El volumen de agua para atender un eventual incendio se determina con una duración promedio de incendio de 2 horas y se determina en función de la población servida:

$$Q_m = \frac{3.86}{60} \sqrt{\frac{P}{1000}} \cdot \left(1 - 0.01 \sqrt{\frac{P}{1000}} \right)$$

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 38/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

6.3.6. VOLUMEN DEL TANQUE

El volumen del tanque final del tanque será el que mayor magnitud tenga al comparar el volumen necesario contra incendios y el requerido por demanda de flujo. El volumen del tanque debe tener en cuenta que se debe dejar un borde libre a partir de la lámina de agua de por lo menos 0.3m para permitir la ventilación del tanque.

6.3.7. MATERIALES

Los materiales para la construcción del tanque serán definidos en común acuerdo con los lineamientos de AMAGUA-CEM, pero deben cumplir como mínimo las siguientes especificaciones:

- Ser impermeables y resistentes a la corrosión.
- De ser prefabricado, atender los todos los requerimientos de las especificaciones del producto dadas por el fabricante.
- Los Tanques metálicos deben tener protección para no ser conductores eléctricos.

6.3.8. RECUBRIMIENTO INTERNO

El recubrimiento interno será liso con el fin de evitar corrosión y formación de bio-películas, el recubrimiento puede ser material epóxido, cemento o fibra de vidrio, material que será definido en común acuerdo con AMAGUA-CEM.

6.3.9. DISTANCIA A OTRAS REDES

La distancia a redes de alcantarillado debe ser por lo menos de 30 metros vista en planta y vista en perfil de 1 metro.

6.3.10. PRESIÓN EN LA TUBERÍA DE ALIMENTACIÓN AL TANQUE

La presión a la llegada del tanque garantizará que el agua llegue al nivel máximo del tanque más una presión de 5m con el fin de garantizar la alimentación del tanque por la parte superior.

6.3.11. NIVELES

El nivel máximo y mínimo del tanque será fijado en la etapa de diseño con el fin de garantizar las presiones mínimas necesarias en la totalidad del sistema, si el tanque se utiliza como succión para un bombeo, el nivel de del tanque se encontrará 1.0m por encima del fondo de este y tener un borde libre mayor a 0.3m.

6.3.12. COMPROBACIÓN DE DISEÑO BAJO DIFERENTES CONDICIONES DE OPERACIÓN

El tanque diseñado se verificará bajo las siguientes opciones de operación:

- Caudal mínimo de consumo en la red de distribución bajo las condiciones de nivel máximo y nivel mínimo en el tanque.
- Caudal máximo horario actual, bajo las condiciones de nivel mínimo y nivel máximo en el tanque.
- Caudal máximo horario correspondiente al final del periodo de diseño del tanque, bajo las condiciones de nivel máximo y nivel mínimo en éste.

6.4. DISPOSITIVOS ANEXOS

6.4.1. REBOSE

El rebose se utiliza para posibles excesos de caudal en el tanque, el dimensionamiento de este rebose debe tener la capacidad de desalojar un caudal igual o mayor al caudal de entrada, guardando la distancia de borde libre entre el flujo y la lámina de agua descrita anteriormente.

Revisión: 00	02/10/2019	Pág. 39/39
DOCUMENTO DE CALIDAD CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE		DC_62

6.4.2. CONTROL DE NIVEL EN LOS TANQUES

En el diseño se recomendará un sensor de nivel en el tanque para evitar la posibilidad de rebose, con una válvula que se cierre al momento de llegar al nivel máximo y se abra cuando el volumen del tanque comience a disminuir con las reglas de operación y/o recomendaciones dadas por el proveedor de la válvula.

6.4.3. VÁLVULAS

Los tanques deben tener válvulas a la entrada y como mínimo serán las siguientes:

- Válvula de control de flujo.
- Válvula de cheque.
- Aguas debajo de la válvula a la salida del tanque se debe colocar una Válvula ventosa.

6.5. OBRAS COMPLEMENTARIAS

6.5.1. ACCESO AL INTERIOR DEL TANQUE

El diseño incluye una entrada al tanque con un diámetro mínimo de 0.6m con escaleras en materiales que no afecten la calidad del agua almacenada, la entrada será hermética.

6.5.2. SISTEMAS TELEMÉTRICOS

En el diseño se utilizarán las tecnologías de uso telemétrico con las especificaciones de equipos que utilice AMAGUA-CEM, como mínimo por diseño se deben tener las siguientes mediciones en el sistema:

- Caudal de salida del tanque hacia la red de distribución aguas abajo.
- Nivel de agua en el tanque
- Presión de agua en la tubería de entrada inmediatamente aguas arriba de la válvula de flujo anular.
- Porcentaje de apertura de la válvula de flujo anular a la entrada al tanque.

7. BIBLIOGRAFÍA

- RAS, 2000. Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, Colombia. Sección II Título B. Sistemas de Acueducto.
- EPM, 2009. Normas de Diseño de Sistemas de Acueducto de Empresa Públicas de Medellín, Colombia.
- INTERAGUA, 2005. Normas y Criterios de Diseño para Acueducto y Alcantarillado en la ciudad de Santiago de Guayaquil. Volumen 2, Normas para el Diseño de Redes de Acueducto. Borrador.
- INEN, 1992. Código Ecuatoriano de la construcción C.E.C. Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes