



REPÚBLICA DE BOLIVIA



MINISTERIO DEL AGUA
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS

Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable

Volumen 1 de 2

*Segunda revisión
Diciembre 2004*

Reglamento Nacional

NB 689

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

REGLAMENTOS TÉCNICOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE

Volumen 1 de 2

Segunda revisión

Diciembre 2004

PREFACIO

La presente actualización de los “Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable”, de la Norma NB 689: “Instalaciones de agua - Diseño para sistemas de agua potable”, que sustituye a los correspondientes Reglamentos editados en noviembre de 1996, fue realizada por el Viceministerio de Servicios Básicos, a través de la Dirección General de Servicios Básicos, a cargo del Ing. MSc. Alvaro Camacho Gamica, bajo la coordinación del Ing. Alcides Franco, Director del Área de Normas y Tecnología (DANT) del MSOP, y la supervisión del Ing. MSc. Marco Quiroga, Coordinador General del Proyecto de Asistencia Técnica (PROAT).

La elaboración de este documento estuvo a cargo de la Consultora Aguilar & Asociados y fue supervisada por el Comité Técnico, integrado por los siguientes profesionales e instituciones:

COMITE TECNICO

Alcides Franco	DANT / VSB	Ronny Vega	ANESAPA
Marco Quiroga	VSB / PROAT	Evel Alvarez	AISA
Marina Dockwailer	FPS Nacional	José Luís Castagné	ABIS
Fradly Torrico	FPS Nacional	Gonzalo Dalence E.	IBNORCA
Edson Valda	FNDR		
Carlos Gámez	SISAB		

La revisión de los Reglamentos se realizó en talleres regionales con la participación de los siguientes profesionales e instituciones:

Edwin Laruta	VSB	Manuel Elías	EMPRESA MISICUNI
Jorge Calderón	VSB	José Díaz	IIS-UMSA
Enrique Torrico	VSB	Francisco Bellot	IIS-UMSA
Susana Jaramillo	VSB	Edwin Astorga	IIS-UMSA
Reynaldo Villalba	VSB	Gregorio Carvajal	IIS-UMSA
Wilma Montesinos	VIPFE	Oscar Moscoso	CASA-UMSS
Erico Navarro	PROAGUAS	Oddin Chávez	UAGRM
Jorge Flores	SISAB	Roñando Tardío	UAGRM
Marco Reyes	FPS La Paz	Franz Choque	ABIS Cochabamba
Marco Gómez	FPS La Paz	Zoilo Cordero	ABIS Cochabamba
Oswaldo Valverde	FPS La Paz	Juan Carlos Holters	ABIS Santa Cruz
Ramiro Iporre	FPS Cochabamba	Víctor Rico	CARE
Mario Arnez	FPS Cochabamba	José Antonio Zuleta	UNICEF
Eduardo Cuestas	FPS Santa Cruz	Marcelo Encalada	Fundación SODIS
Ramiro Plaza	FPS Santa Cruz	Grover Calicho	PRODASUB - JICA
Edson Zelada	UNASBVI Cochabamba	Roger Mattos	Empresa GLOBAL
Percy Soria Galvarro	UNASBVI Oruro	Gery Irueta	SED FMC
Romel Chávez	Prefectura Santa Cruz	Adolfo Mantilla	SED FMC
Juan Carlos Guzmán	HAM Cochabamba	Leocanio Mendoza	CONAM SRL
Jhonny Pérez	HAM Vinto - Cochabamba	Rolando Nogales	CONAM SRL
Daniel Flores	HAM Vinto - Cochabamba	Pedro Lino	CEDEAGRO
Mario Severich	HAM Colcapirhua - Cochabamba	Jorge Saba	APSAR
Juan Carlos Agudo	SAMAPA	Heinar Azurduy	PROHISABA
Ricardo Ayala	SEMAPA	Orlando Ortuño	DASOC
Carlos Guardia	SEMAPA	Miguel Moreno	SAE LABS ECO SERVI
Rolando Montenegro	COSPHUL	Humberto Cordero	Profesional independiente
Rolando De Chazal	SAGUAPAC	Oscar Álvarez	Profesional independiente
Fernando Trigo	SAGUAPAC		

ELABORACIÓN: AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento
Carlos España Vásquez	Consultor
Grover Rivera B.	Consultor
Iván Alvarez	Diseño Gráfico

FINANCIADOR:

Agencia Sueca de Cooperación Internacional
para el Desarrollo (Asdi)

RESOLUCIÓN MINISTERIAL Nº

Nº 104

La Paz 11 DIC 2007

CONSIDERANDO:

Que, el literal e) del Artículo 3º de la Ley Nº 3351, de 2 de febrero de 2006, Ley de Organización del Poder Ejecutivo, establece como atribución general de los Ministros: "Dictar normas relativas al ámbito de su competencia y resolver en última instancia, todo asunto administrativo que corresponda al Ministerio".

Que, el literal c) del Artículo 4º de la Ley Nº 3351 Ley de Organización del Poder Ejecutivo, de 21 de febrero de 2006, establece que es atribución específica del Ministro del Agua, plantear y ejecutar, evaluar y fiscalizar las políticas y planes de servicio de agua potable y saneamiento básico, riego y manejo de cuencas, aguas internacionales y transfronterizas.

Que el Artículo 61 del Decreto Supremo Nº 28631 Reglamento a la Ley de Organización del Poder Ejecutivo, de fecha 8 de marzo de 2006, establece que en la estructura del Ministerio del Agua, es la siguiente: Viceministerio de Servicios Básicos, Viceministerio de Riego y Viceministerio de Cuencas y Recursos Hídricos.

Los literales d) y e) del Artículo 63 del Decreto Supremo Nº 28631 Reglamento a la Ley de Organización del Poder Ejecutivo, de fecha 8 de marzo de 2006, dispone que son funciones del Viceministro de Servicios Básicos, entre otras, las siguientes: d) Promover normas técnicas, disposiciones reglamentarias e instructivos para el buen aprovechamiento y regulación de los servicios básicos y proponer por conducto regular proyectos de leyes y otras disposiciones para el sector; e) Difundir y vigilar la aplicación de políticas, planes, proyectos y normas técnicas para el establecimiento y operación de los servicios básicos, ejerciendo tuición sobre la Superintendencia de Saneamiento Básico.

Que, el objetivo fundamental de la Norma y sus Reglamentos Técnicos es estandarizar el diseño y optimizar costos de inversión para permitir el acceso a los servicios de recolección y evacuación de aguas residuales y pluviales a un mayor número de personas, priorizando sectores sociales de menores ingresos económicos.

Que, la Norma y sus Reglamentos Técnicos recogen en la presente versión experiencias de la práctica moderna de la ingeniería sanitaria y de la utilización de tecnologías alternativas en el país, transmitida y consensuada mediante un proceso de amplia participación y consulta con profesionales del país.

Que, es necesaria la edición, reimpresión y difusión de la Norma Boliviana NB 689 "Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable Reglamento Técnico de Diseño de Proyectos de Agua Potable", Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable en los volúmenes 1 y 2, Norma Boliviana NB 512 "Norma Técnica de Agua Potable - Requisitos", Norma Boliviana NB 495 "Norma Técnica de Agua Potable Definiciones y Terminología", Norma Boliviana NB 496 "Norma Técnica de Agua - Potable Toma de Muestras" y Reglamento para el Control de la Calidad de Agua para el Consumo Humano de la Norma Boliviana NB 512, para permitir su aplicación por parte de los profesionales del sector con carácter obligatorio en el ámbito urbano y rural del país.



Que, de acuerdo a los Informes VSB/UNI 016/2007 y VSB/UNI – 21/07, la Unidad de Normas e Institucionalidad, del Viceministerio de Servicios Básicos del Ministerio del Agua, recomienda la edición e impresión de la Norma Boliviana NB 689 “Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable Reglamento Técnico de Diseño de Proyectos de Agua Potable”, Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable en los volúmenes 1 y 2, Norma Boliviana NB 512 “Norma Técnica de Agua Potable – Requisitos”, Norma Boliviana NB 495 “Norma Técnica de Agua Potable Definiciones y Terminología”, Norma Boliviana NB 496 “Norma Técnica de Agua - Potable Toma de Muestras” y Reglamento para el Control de la Calidad de Agua para el Consumo Humano de la Norma Boliviana NB 512, solicitando dar curso a la aprobación de la norma precitada así como a sus reglamentos.

POR TANTO:

El Ministro del Agua, en aplicación de sus atribuciones conferidas por ley.

RESUELVE:

Artículo 1º.- Aprobar la Norma Boliviana NB 689 “Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable Reglamento Técnico de Diseño de Proyectos de Agua Potable”, Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable en los volúmenes 1 y 2, que forma parte integrante de la presente Resolución como Anexo “A”.

Artículo 2º.- Aprobar los Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable, en los volúmenes 1 y 2, que forma parte integrante de la presente Resolución como Anexo “B”

Artículo 3º.- Aprobar la Norma Boliviana NB 512 “Norma Técnica de Agua Potable – Requisitos”, que forma parte de la presente Resolución como Anexo “C”.

Artículo 4º.- Aprobar la Norma Boliviana NB 495 “Norma Técnica de Agua Potable Definiciones y Terminología”, que forma parte de la presente Resolución como Anexo “D”.

Artículo 5º.- Aprobar la Norma Boliviana NB 496 “Norma Técnica de Agua - Potable Toma de Muestras”, que forman parte de la presente Resolución como Anexo “E”.

Artículo 5º.- Aprobar el Reglamento para el Control de la Calidad de Agua para el Consumo Humano de la Norma Boliviana NB 512, que forman parte integrante de la presente Resolución como Anexo “F”.

Artículo 6º.- La Norma Boliviana NB 689 “Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable Reglamento Técnico de diseño de Proyectos de Agua Potable”, Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable en los volúmenes 1 y 2, Norma Boliviana NB 512 “Norma Técnica de Agua Potable – Requisitos”, Norma Boliviana NB 495 “Norma Técnica de Agua Potable Definiciones y Terminología”, Norma Boliviana NB 496 “Norma Técnica de Agua - Potable Toma de Muestras” y Reglamento para el Control de la Calidad de Agua para el Consumo Humano de la Norma Boliviana NB 512, aprobadas mediante la presente Resolución Ministerial, deberán ser obligatoriamente aplicadas en todo el territorio nacional, por instituciones y profesionales del sector, en el diseño de sistemas de agua potable.

Artículo 7º.- Se autoriza al Viceministerio de Servicios Básicos para que en coordinación con la Dirección General de Asuntos Administrativos del Ministerio del Agua proceda a la edición, reimpresión, difusión y distribución en forma gratuita de la Norma Boliviana NB 689 “Norma Técnica de Instalaciones de Agua - Diseño para Sistemas de Agua Potable Reglamento Técnico

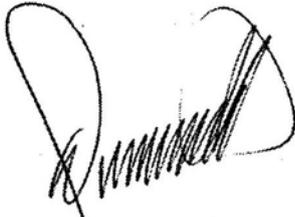


de diseño de Proyectos de Agua Potable”, Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable en los volúmenes 1 y 2, Norma Boliviana NB 512 “Norma Técnica de Agua Potable – Requisitos”, Norma Boliviana NB 495 “Norma Técnica de Agua Potable Definiciones y Terminología”, Norma Boliviana NB 496 “Norma Técnica de Agua - Potable Toma de Muestras” y Reglamento para el Control de la Calidad de Agua para el Consumo Humano de la Norma Boliviana NB 512, a Municipios, Entidades e Instituciones públicas y privadas, bibliotecas universitarias, sociedades de profesionales, programas y proyectos del sector y otros priorizados por el Viceministerio de Servicios Básicos.

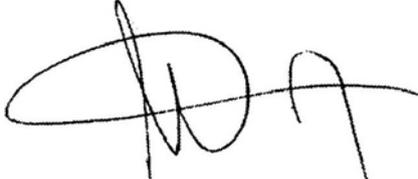
Artículo 8º.- El Viceministerio de Servicios Básicos y la Dirección General de Asuntos Administrativos del Ministerio del Agua, quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución Ministerial.

Artículo 9º.- Se abroga la Resolución Ministerial N° 230/2004, de 07 de septiembre de 2004, emitida por el Ministerio de Servicios y Obras Públicas. Quedan abrogadas y derogadas todas las resoluciones contrarias a la presente Resolución Ministerial.

Regístrese, comuníquese, cúmplase y archívese.



Alcides Franco Torrico
VICEMINISTRO DE SERVICIOS BÁSICOS S.R.L.
MINISTERIO DEL AGUA



Walter Valda Rivera
MINISTRO DEL AGUA



PRESENTACIÓN

El Ministerio de Servicios y Obras Públicas, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, en el marco de sus competencias normativas, pone a disposición de los profesionales del país los presentes “Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable”, actualizados tomando en cuenta los avances tecnológicos y los requerimientos del Sector en Bolivia.

Los presentes Reglamentos tienen como objetivo fundamental orientar el diseño y consecuentemente la construcción de los sistemas de agua potable, para asegurar la entrega de obras de calidad que faciliten la provisión de un servicio adecuado que perdure en el tiempo, mejorando las condiciones de vida y salud del ciudadano boliviano.

Estos Reglamentos deben ser conocidos y aplicados de forma obligatoria por los responsables del diseño e implementación de proyectos de abastecimiento de agua potable, a nivel urbano, periurbano y rural. En los presentes Reglamentos se han incluido nuevos conceptos y criterios de diseño acordes con los adelantos tecnológicos y prácticas de la ingeniería sanitaria, de manera que puedan ser aplicados en proyectos de agua potable a nivel urbano, periurbano y rural.

El Ministerio de Servicios y Obras Públicas valora el esfuerzo y dedicación de los profesionales e instituciones que de manera desinteresada contribuyeron para que nuestro país cuente con este valioso instrumento técnico.

INTRODUCCION

El diseño de sistemas de agua potable para poblaciones urbanas, periurbanas y rurales de la República de Bolivia, se ha venido desarrollando en base a la Norma Técnica de Diseño para Sistemas de Agua Potable - NB 689 y a los Reglamentos Técnicos de Diseño para Sistemas de Agua Potable promulgadas por el entonces Ministerio de Desarrollo Humano, en noviembre del año 1996.

Debido a los avances tecnológicos sobre el diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable que se han dado en los últimos años, el Ministerio de Servicios y Obras Públicas, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, ha encarado la actualización de la Norma NB 689 y sus Reglamentos, con el propósito de incorporar y modificar conceptos, criterios y fórmulas que se ajusten a la realidad actual para el diseño de sistemas de agua potable en nuestro país. Para el efecto, se han tomado en cuenta las inquietudes de instituciones, profesionales y técnicos que trabajan en el sector.

OBJETO

Los presentes Reglamentos establecen los criterios técnicos de diseño de sistemas de agua potable de carácter público y/o privado, en el área urbana, periurbana y rural para obtener obras con calidad, seguridad, durabilidad y economía; y de esa manera, contribuir al mejoramiento del nivel de vida y salud de la población.

CAMPO DE APLICACIÓN

Estos Reglamentos se aplican a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de agua potable públicos y/o privados.

Es obligatorio el conocimiento y aplicación de los Reglamentos por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de los proyectos de agua potable. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en los presentes toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

ÍNDICE GENERAL

VOLUMEN 1

REGLAMENTO TÉCNICO DE ESTUDIOS Y PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE	9
REGLAMENTO TÉCNICO DE FUENTES PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE	33
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE OBRAS DE CAPTACIÓN PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE.....	49
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE POZOS PROFUNDOS PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE	99
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE ADUCCIONES PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE	123
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE ESTACIONES DE BOMBEO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE.....	211
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE.....	249
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE.....	277
REGLAMENTO TÉCNICO DE VÁLVULAS, TUBERÍAS Y ACCESORIOS PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE	319
GLOSARIO DE TÉRMINOS, NOMENCLATURA Y REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	335

VOLUMEN 2

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO PARA PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA	359
REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE DESINFECCIÓN PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE	533
GLOSARIO DE TÉRMINOS, NOMENCLATURA Y REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	553

Reglamento Nacional

NB 689

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

**REGLAMENTO TÉCNICO DE
ESTUDIOS Y PARÁMETROS
BÁSICOS DE DISEÑO PARA
SISTEMAS DE AGUA POTABLE**

Segunda revisión

Diciembre 2004

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	
GENERALIDADES	13
1.1 OBJETO.....	13
1.2 CAMPO DE APLICACIÓN.....	13
1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO	13
CAPÍTULO 2	
ESTUDIOS BÁSICOS DE DISEÑO	14
2.1 DEFINICIÓN	14
2.2 ESTUDIOS TÉCNICOS.....	14
2.2.1 Evaluación de las posibles fuentes de agua	14
2.2.2 Evaluación de la cuenca.....	14
2.2.3 Reconocimiento geológico del área del proyecto.....	14
2.2.4 Estudios de suelos y geotécnicos	14
2.2.5 Trabajos topográficos	15
2.2.6 Evaluación del estado del sistema de abastecimiento de agua	16
2.3 ESTUDIOS SOCIO-ECONÓMICOS Y CULTURALES.....	16
2.4 ESTUDIOS AMBIENTALES.....	16
CAPÍTULO 3	
PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO	17
3.1 DEFINICIÓN	17
3.2 POBLACIÓN DE PROYECTO.....	17
3.2.1 Métodos de cálculo.....	17
3.2.2 Aplicación.....	18
3.2.3 Criterio del proyectista.....	19
3.2.4 Correcciones a la población calculada	19
3.2.5 Area del proyecto.....	19
3.3 CONSUMO DE AGUA.....	19
3.3.1 Dotación media diaria	19
3.3.2 Dotación futura de agua	20
3.4 CAUDALES DE DISEÑO	21
3.4.1 Caudal medio diario.....	21
3.4.2 Caudal máximo diario.....	21
3.4.3 Caudal máximo horario	21
3.4.4 Caudal industrial	22
3.4.5 Demanda contra incendios.....	22
3.5 PERÍODO DE DISEÑO	22
ANEXOS	
ANEXO “A”	
TRABAJOS TOPOGRÁFICOS	25

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tipo de estudio en función del componente de sistema y la población	15
Tabla 2. Aplicación de los métodos de cálculo para la estimación de la población futura	18
Tabla 3. Dotación media diaria (l/hab-d).....	20
Tabla 4. Valores del Coeficiente k_2	22
Tabla 5. Período de diseño (años)	23

PARTICIPANTES

Las Instituciones y profesionales que participaron en la revisión y actualización del presente Reglamento fueron los siguientes:

Alvaro Camacho	Director General de Servicios Básicos VSB
Alcides Franco	Director de Area de Normas y Tecnología VSB
Marco Quiroga	Coordinador General PROAT
Edwin Laruta	VSB
Marco Gómez	FPS La Paz
Oswaldo Valverde	FPS La Paz
Fradly Torrico	FPS La Paz
Eduardo Cuestas	FPS Santa Cruz
Edson Valda	FNDR
Wilma Montesinos	VIPFE
Carlos Gámez	SISAB
Romel Chávez	Prefectura Santa Cruz
Daniel Flores	HAM Vinto
Ronny Vega	ANESAPA
Evel Álvarez	AISA
Juan Carlos Agudo	SAMAPA
Víctor Rico	CARE
Franz Choque	ABIS Cochabamba
Leocanio Mendoza	CONAM SRL
Rolando Nogales	CONAM SRL
Pedro Lino	CEDEAGRO
Grover Calicho	PRODASUB - JICA

ELABORACIÓN

AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento Básico
Carlos España	Consultor
Grover Rivera	Consultor
Iván Alvarez	Diseño Gráfico

FINANCIADOR

Agencia Sueca de Cooperación Internacional para el desarrollo (Asdi)

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 OBJETO

(1) El presente Reglamento tiene por objeto establecer los estudios básicos, fijar parámetros y criterios técnicos mínimos, que se deben cumplir en el diseño de sistemas de agua potable.

1.2 CAMPO DE APLICACIÓN

(1) Este Reglamento se aplica a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de agua potable públicos y/o privados.

(2) Es obligatorio el conocimiento y aplicación del Reglamento de Estudios y Parámetros Básicos de Diseño, por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de la obra. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, de construcción y métodos de control no especificados en el presente reglamento, toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO

(1) La elaboración de los estudios y parámetros básicos de diseño comprenden las siguientes actividades:

- a) Obtener información acerca de las características de la población del proyecto.
- b) Efectuar un reconocimiento del área del proyecto que incluya las fuentes de abastecimiento.
- c) Establecer los estudios: técnicos, socio-económicos, culturales y ambientales que son necesarios para el desarrollo del proyecto.
- d) Definir los parámetros de diseño: población, dotación, caudales de diseño, área de proyecto y período de diseño.

CAPÍTULO 2

ESTUDIOS BÁSICOS DE DISEÑO

2.1 DEFINICIÓN

(1) Los estudios básicos de diseño, son un conjunto de procedimientos necesarios para el desarrollo del proyecto, los cuales son obtenidos en base a estudios de campo, recolección de información técnica, económica, social, ambiental y cultural de la población a ser beneficiada por el proyecto.

2.2 ESTUDIOS TECNICOS

2.2.1 Evaluación de las posibles fuentes de agua

(1) Para la evaluación de las posibles fuentes de agua es necesario:

- a) Estudiar y/o analizar los posibles puntos de captación.
- b) Establecer la cantidad y calidad del agua.
- c) Determinar el estado legal de la fuente.
- d) Ubicar la fuente respecto a la población (distancia y diferencia de nivel).

2.2.2 Evaluación de la cuenca

(1) Se deben evaluar las cuencas en las que se encuentran las posibles fuentes. Para éste estudio se debe:

- a) Determinar los recursos hídricos existentes en la cuenca.
- b) Establecer la continuidad del recurso en el tiempo.
- c) Ubicar puntos de contaminación.
- d) Ubicar otros proyectos en ejecución.

2.2.3 Reconocimiento geológico del área del proyecto

(1) Se debe realizar un reconocimiento geológico del lugar en el que se encuentra el proyecto.

(2) Se deben determinar las posibles fallas geológicas, zonas de deslizamiento y de hundimiento.

2.2.4 Estudios de suelos y geotécnicos

(1) Los estudios de suelos y geotécnicos deben ser realizados tomando en cuenta la magnitud de las estructuras y la calidad de los suelos. En la **Tabla 1** se presentan los tipos de estudios de suelos y geotécnicos, en función del componente del sistema y el tamaño de la población.

Tabla 1. Tipo de estudio en función del componente del sistema y la población

Componente	Población (habitantes)			
	< 2 000	2 001 a 10 000	10 001 a 100 000	> 100 000
Obra de captación	*	X	O	+
Tanque de almacenamiento	*	X	O	+
Planta de tratamiento	*	X	O	+
Obras especiales	*	X	O	+

(*) Requiere ensayo simplificado de suelo en sitio (Pozo de observación, determinación de fatiga *in situ*).

(x) Requiere análisis de suelos (tipo de suelo, composición granulométrica, ensayo de penetración).

(o) Requiere estudio de suelos (tipo de suelo, composición granulométrica, ensayo de penetración, pruebas de compactación y densidad *in situ*).

(+) Requiere estudio geotécnico.

2.2.5 Trabajos topográficos

(1) Se debe realizar el trabajo topográfico, empleando cualquiera de los métodos conocidos, incluyendo el planialtimétrico (véase **Anexo A**).

(2) Para poblaciones rurales que cuenten con un número menor a 30 conexiones, el trabajo topográfico podrá realizarse utilizando un eclímetro, huincha, jalones, altímetro y/o GPS (Global Position System).

(3) Los puntos referenciados mediante un equipo GPS navegador, deben proporcionar posiciones en coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator). El Datum a emplearse en la referenciación será preferentemente el WGS (84) World Geodesic System (1984) o en su defecto el PSAD (56) Provisional South America Data (1956). Esta información debe ser especificada en las memorias descriptivas o de cálculo.

(4) El registro de datos se realizará con referencia a la coordenada Norte y Este.

(5) El procedimiento de posicionamiento y registro de datos se llevará a cabo de la siguiente manera:

- a) Activar el equipo y esperar al menos 2 minutos para permitir la ubicación satelital.
- b) Se debe ubicar el GPS a nivel de suelo sobre la marca donde se realizará la excavación o perforación del pozo.
- c) Se debe realizar una primera lectura directa transcurridos al menos 2 minutos desde el posicionamiento (lectura de referencia).
- d) Se debe retirar el GPS de su posición inicial, llevándolo a una distancia de por lo menos 5 metros sin apagar el mismo, a objeto de desposicionarlo.
- e) Se ubicará nuevamente el GPS en la marca inicial y se realizará la lectura directa después de un lapso de tiempo de 2 minutos (lectura de registro).

2.2.6 Evaluación del estado del sistema de abastecimiento de agua

(1) Comprende la evaluación de las condiciones técnicas y administrativas del sistema de agua existente. Esta evaluación debe realizarse en campo verificando las condiciones de las estructuras, tuberías, accesorios y válvulas.

2.3 ESTUDIOS SOCIO-ECONÓMICOS Y CULTURALES

(1) Este estudio permite establecer la línea base del proyecto y obtener información de las características de la población de estudio.

(2) Los estudios socio-económicos y culturales deben incluir:

- a) Población actual, que considere el número total actual y el número de personas por género.
- b) Cobertura del servicio, se identificará el número o porcentaje de viviendas que reciben servicio de agua a través de conexiones domiciliarias y/o públicas.
- c) Análisis de la condición económica de la población, se evaluará el nivel de ingresos económicos familiar, tipo de actividad económica y capacidad de pago de los servicios.
- d) Evaluación de las condiciones sanitarias, se identificarán las condiciones de saneamiento básico de la población del proyecto.
- e) Hábitos y costumbres sobre el manejo del agua, se identificarán los hábitos y costumbres para la obtención, transporte y almacenamiento de agua, disposición de excretas y residuos sólidos.
- f) Evaluación de la salud con relación al agua, se identificarán los problemas de salud de la población originados por el consumo de agua contaminada. Las enfermedades más comunes y prevalentes.

2.4 ESTUDIOS AMBIENTALES

(1) Los estudios ambientales pueden estar referidos a:

- a) Evaluación de impacto ambiental, analizando los posibles efectos en el ambiente, la salud y economía, causados por un proyecto nuevo de agua potable; así como las medidas de mitigación.
- b) Control de la calidad ambiental, analizando las condiciones ambientales originadas por un proyecto ya construido y/o en funcionamiento.

(2) Complementariamente, deben analizarse los factores ambientales que pueden afectar la sostenibilidad del proyecto (deforestación de la cuenca, contaminación del acuífero y otros).

(3) El desarrollo de los estudios ambientales, debe cumplir lo establecido en la Ley 1333 y el Reglamento a la Ley del Medio Ambiente.

CAPÍTULO 3 PARÁMETROS BÁSICOS DE DISEÑO

3.1 DEFINICIÓN

(1) Los parámetros básicos de diseño son un conjunto de valores necesarios para el diseño del proyecto, los cuales son obtenidos en base a estudios de campo, recolección de información técnica, económica, social, ambiental y cultural de la población a ser beneficiada por el proyecto.

3.2 POBLACIÓN DE PROYECTO

(1) Es el número de habitantes que ha de ser servido por el proyecto para el período de diseño, el cual debe ser establecido con base en la población inicial.

(2) La población del proyecto debe ser determinada mediante un estudio demográfico.

(3) Para la estimación de la población de proyecto se deben considerar los siguientes aspectos:

a) Población inicial, referido al número de habitantes dentro el área de proyecto que debe ser determinado mediante un censo poblacional y/o estudio socio-económico.

i) Se aplicarán los datos estadísticos del Instituto Nacional de Estadística (INE) para determinar la población de referencia o actual y los índices de crecimiento demográfico respectivos.

ii) Para poblaciones menores, en caso de no contar con índice de crecimiento poblacional, se debe adoptar el índice de crecimiento de la población capital o del municipio. Si el índice de crecimiento fuera negativo se debe adoptar como mínimo un índice de crecimiento de 1%.

b) Población futura, referido al número de habitantes dentro el área del proyecto que debe ser estimado en base a la población inicial y el índice de crecimiento poblacional, para el período de diseño.

3.2.1 Métodos de cálculo

(1) Para el cálculo de la población futura se pueden utilizar uno de los siguientes métodos de crecimiento, según el tipo de población, dependiendo de sus características socio-económicas. Los métodos de cálculos son :

a) Aritmético:
$$P_f = P_o \left(1 + \frac{i \cdot t}{100} \right)$$

b) Geométrico:
$$P_f = P_o \left(1 + \frac{i}{100} \right)^t$$

c) Exponencial:
$$P_f = P_o * e^{\left(\frac{i * t}{100} \right)}$$

d) Curva logística:
$$P_f = \frac{L}{1 + m * e^{(a*t)}}$$

$$L = \frac{2 * P_o * P_1 * P_2 - P_1^2 (P_o + P_2)}{P_o * P_2 - P_1^2}$$

Donde: P_f Población futura en hab.
 P_o Población inicial en hab.
 i Índice de crecimiento poblacional anual en porcentaje
 t Número de años de estudio o período de diseño
 L Valor de saturación de la población
 m Coeficiente
 a Coeficiente

$$m = \frac{L - P_o}{P_o}$$

$$a = \frac{1}{t_1} \ln \left[\frac{P_o (L - P_1)}{P_1 (L - P_o)} \right]$$

P_o, P_1, P_2 Población correspondiente a los tiempos t_o, t_1 y $t_2 = 2 * t_1$
 t_o, t_1, t_2 Tiempo intercensal en años correspondiente a la población P_o, P_1, P_2

3.2.2 Aplicación

(1) Los métodos a emplearse deben ser aplicados en función del tamaño de la población, de acuerdo a lo especificado en la **Tabla 2**.

Tabla 2. Aplicación de los métodos de cálculo para la estimación de la población futura

Método	Población (habitantes)			
	Hasta 5 000	De 5 001 a 20 000	De 20 001 a 100 000	Mayores a 100 000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X
Exponencial	X (2)	X (2)	X (1)	X
Curva logística				X

(1) Optativo, recomendable

(2) Sujeto a justificación

3.2.3 Criterio del proyectista

(1) El ingeniero proyectista, podrá de acuerdo a las condiciones particulares de la localidad adoptar uno de los métodos recomendados o usar otro criterio, siempre que lo justifique técnicamente.

3.2.4 Correcciones a la población calculada

(1) La población calculada según los métodos descritos, debe ser determinada y ajustada de acuerdo a las siguientes consideraciones:

- a) Población estable.
- b) Población flotante, se refiere a la población ocasional que signifique un aumento notable y distinto a la población estable.
- c) Población migratoria, que depende de las condiciones de planificación sectorial en relación con los recursos naturales, humanos y/o económicos de cada localidad.

3.2.5 Area del proyecto

(1) Se considera área de proyecto, a aquella que contará con el servicio de agua potable, para el período de diseño del proyecto.

(2) La delimitación del área de proyecto debe seguir los lineamientos del plan de desarrollo de la población o planes maestros, o ser establecido de acuerdo a un estudio de áreas de expansión futura.

(3) De acuerdo a la magnitud y características de la población, se deben diferenciar claramente las áreas de expansión futura, industriales, comerciales, de equipamiento y áreas verdes. El área de proyecto se debe dividir en subáreas de acuerdo a rangos de densidad poblacional y por sus características socioeconómicas como centros urbanos y zonas periurbanas.

(4) En el área rural, se debe diferenciar las áreas de nucleamiento y las áreas de población dispersa y semidispersa.

(5) Se debe señalar claramente los establecimientos educativos, cuarteles, hospitales, centros deportivos y otras instituciones, así como la capacidad de los mismos, que representan consumos de carácter público / institucional a ser considerados especialmente en el diseño de las redes de distribución.

3.3 CONSUMO DE AGUA

(1) La dotación de agua per cápita debe ser establecida mediante la dotación media diaria y la dotación futura de agua, que permita satisfacer los requerimientos de consumo doméstico, comercial, industrial y público, considerando las pérdidas en la red de distribución.

3.3.1 Dotación media diaria

(1) La dotación media diaria, se refiere al consumo anual total previsto en un centro poblado dividido por la población abastecida y el número de días del año. Es el volumen equivalente de agua utilizado por una persona en un día.

(2) Para el caso de sistemas nuevos de agua potable, con conexiones domiciliarias, la dotación media diaria puede ser obtenida sobre la base de la población y la zona geográfica dada, según lo especificado en la **Tabla 3**.

Tabla 3. Dotación media diaria (l/hab-d)

Zona	Población (habitantes)					
	Hasta 500	De 501 a 2 000	De 2 001 a 5 000	De 5 001 a 20 000	De 20 001 a 100 000	Más de 100 000
Del altiplano	30 - 50	30 - 70	50 - 80	80 - 100	100 - 150	150 - 200
De los Valles	50 - 70	50 - 90	70 - 100	100 - 140	150 - 200	200 - 250
De los Llanos	70 - 90	70 - 110	90 - 120	120 - 180	200 - 250	250 - 350
Notas:	(1)			(2)		

(1) Justificar a través de un estudio social

(2) Justificar a través de un estudio socio-económico

(3) Las dotaciones indicadas son referenciales y deben ajustarse sobre la base de estudios que identifiquen la demanda de agua, capacidad de la fuente de abastecimiento y las condiciones socioeconómicas de la población, podrán utilizarse datos de poblaciones con características similares.

(4) Para sistemas nuevos de agua potable, en zonas rurales, como caso excepcional, donde la disponibilidad de agua no llegue a cubrir la demanda de la población (consumo restringido) se debe calcular la dotación en base al caudal mínimo de la fuente y la población futura.

(5) En caso de establecer una dotación menor a 30 l/hab-d, no se deben considerar conexiones domiciliarias, solamente piletas públicas.

(6) Para el caso de ampliación, incorporación o cambio de los componentes de un sistema existente, la dotación media diaria debe ser obtenida en base al análisis y resultados de los datos de producción y consumo del sistema. En forma previa al uso de los valores de consumo deberá efectuarse la verificación del equilibrio de caudales del sistema a fin de determinar los componentes debidos a pérdidas en cada uno de los componentes del sistema.

3.3.2 Dotación futura de agua

(1) La dotación media diaria actual puede incrementarse de acuerdo a los factores que afectan el consumo y se justifica por el mayor hábito en el uso de agua por la disponibilidad de la misma. Por lo que, se debe considerar en el proyecto una dotación futura para el período de diseño, la misma que debe ser utilizada para la estimación de los caudales de diseño.

(2) La dotación futura se puede estimar con un incremento anual entre el 0,50% y el 2% de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico:

$$D_f = D_o \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t$$

Donde:	D_f	Dotación futura en l/hab-d
	D_o	Dotación inicial en l/hab-d
	d	Variación anual de la dotación en porcentaje
	t	Número de años de estudio en años

3.4 CAUDALES DE DISEÑO

(1) Los caudales de diseño deben ser estimados para el dimensionamiento de los diferentes componentes del sistema de agua potable. Se deben considerar los siguientes caudales:

3.4.1 Caudal medio diario

(1) Es el consumo medio diario de una población, obtenido en un año de registros. Se determina con base en la población del proyecto y dotación, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Q_{md} = \frac{P_f * D_f}{86\ 400}$$

Donde:	Q_{md}	Caudal medio diario en l/s
	P_f	Población futura en hab.
	D_f	Dotación futura en l/hab-d

3.4.2 Caudal máximo diario

(1) Es la demanda máxima que se presenta en un día del año; representa el día de mayor consumo del año.

(2) Se determina multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente k_1 que varía, según las características de la población.

$$Q_{máx.d} = k_1 * Q_{md}$$

Donde:	$Q_{máx.d}$	Caudal máximo diario en l/s
	k_1	Coeficiente de caudal máximo diario $k_1 = 1,20$ a $1,50$
	Q_{md}	Caudal medio diario en l/s

3.4.3 Caudal máximo horario

(1) Es la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo. Se determina multiplicando el caudal máximo diario por el coeficiente k_2 que varía, según el número de habitantes, de 1,5 a 2,2, tal como se presenta en la **Tabla 4**.

$$Q_{\text{máx.h}} = k_2 * Q_{\text{máx.d}}$$

Donde: $Q_{\text{max.h}}$ Caudal máximo horario en l/s
 k_2 Coeficiente de caudal máximo horario
 $Q_{\text{máx.d}}$ Caudal máximo diario en l/s

Tabla 4. Valores del Coeficiente k_2

Población (habitantes)	Coeficiente k_2
Hasta 2 000	2,20 – 2,00
De 2 001 a 10 000	2,00 – 1,80
De 10 001 a 100 000	1,80 – 1,50
Mas de 100 000	1,50

3.4.4 Caudal industrial

- (1) Es la cantidad de agua que se requiere para atender la demanda industrial.
- (2) Los consumos industriales pueden ser establecidos en base a lo especificado en el Reglamento Nacional de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias.
- (3) El caudal industrial se estimará tomado en cuenta dichos consumos y las características de cada tipo de industria.

3.4.5 Demanda contra incendios

- (1) Se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:
 - a) Para poblaciones menores a 10 000 habitantes no es necesario y resulta antieconómico el proyectar la demanda contra incendios, sin embargo el proyectista deberá justificar en los casos en que dicha protección sea necesaria.
 - b) Para poblaciones entre 10 000 y 100 000 habitantes, deberá considerar la protección contra incendios; sin embargo, el proyectista podrá justificar técnica y económicamente si la misma no es necesaria.
 - c) Para poblaciones mayores a 100 000 habitantes se debe considerar la protección contra incendios tomando en cuenta el volumen contra incendios y la ubicación de hidrantes en base a la planimetría y/o las zonas de servicio. Vease 8.5.2 y 9.5.16 de la Norma o 2.4.2 del Reglamento técnico de diseño de tanques de almacenamiento para sistema de agua potable y 4.3 del Reglamento técnico de diseño de redes de distribución para sistemas de agua potable.

3.5 PERÍODO DE DISEÑO

- (1) El período de diseño es el número de años durante los cuales una obra determinada prestará con eficiencia el servicio para el cual fue diseñada.

(2) El período de diseño debe ser adoptado en función del componente del sistema y la característica de la población, según lo indicado en la **Tabla 5**.

Tabla 5. Período de diseño (años)

Componente del sistema	Población menor a 20 000 habitantes	Población mayor a 20 000 habitantes
Obra de captación	10 – 20	30
Aducción	20	30
Pozos profundos	10	15 - 20
Estaciones de bombeo	20	30
Plantas de tratamiento	15 - 20	20 - 30
Tanques de almacenamiento	20	20 - 30
Redes de distribución	20	30
Equipamiento:		
- Equipos eléctricos	5 - 10	5 - 10
- Equipos de combustión interna	5	5

(3) El período de diseño podrá ser mayor o menor a los valores especificados en **Tabla 5**, siempre que el ingeniero proyectista lo justifique.

(4) Con el fin de evitar inversiones mayores al inicio del proyecto y/o el sobredimensionamiento de las distintas unidades del sistema, referido a los requerimientos del período inicial del proyecto, se podrán definir etapas de construcción para los componentes susceptibles de crecimiento.

**ANEXO “A”
TRABAJOS TOPOGRÁFICOS**

ANEXO “A” Trabajos Topográficos

1. INTRODUCCIÓN

- a) Los trabajos topográficos destinados a diseño y elaboración de proyectos de agua potable deben satisfacer y regirse a lo indicado en el presente Anexo.
- b) Para realizar trabajos topográficos en zonas donde se implementarán proyectos de agua potable, se debe recabar previamente, la información básica, de instituciones públicas y privadas (Alcaldías, Prefecturas, Subprefecturas y otras como el Instituto Geográfico Militar IGM), como ser planimetrías, nivelaciones, fotos aéreas, cartas geográficas, planos reguladores, catastrales y toda información necesaria para interpretar y desarrollar los trabajos topográficos.
- c) Cuando se cuente con levantamientos y restituciones aerofotogramétricas se debe utilizar ésta información, para la cual se establecerán y conformarán los puntos de control utilizados en la elaboración de los mismos.
- d) Todo trabajo de topografía se debe iniciar con referencia a un Bench Mark (BM) del Instituto Geográfico Militar (IGM). Las estaciones topográficas del proyecto, deben tener cotas de elevación obtenidas obligatoriamente por nivelación directa, arrastrados desde el BM.
- e) En caso de no existir un BM en la zona del proyecto, o el BM esté a una distancia tal que impida un fácil acceso y/o arrastre, o sea incompatible con la magnitud del proyecto, se debe iniciar el trabajo definiendo e indicando un punto fijo y permanente, cuya cota y coordenadas serán asumidas en concordancia a la información básica y/o determinados en campo (utilizando un altímetro o un GPS navegador). Este punto (Ec) será la estación de partida y podrá ubicarse en sitio difíciles de remover o deteriorar (puentes vehiculares, la base de una estatua, plaza, edificios públicos y similares).
- f) Los estudios preliminares, estudios a diseño final requeridos en la elaboración de proyectos de diseño de sistemas de agua potable en todos sus componentes deben ser realizados con la precisión señalada en el numeral 6, indicado en el presente Anexo.
- g) Para representar en un plano, la configuración física de los sitios geográficos, se debe emplear un método de levantamiento topográfico y disponer de equipos apropiados al proyecto para efectuar: poligonación, triangulación, trilateración, nivelación directa, radiación taquimétrica o métodos combinados que sean complementarios.
- h) Toda información y levantamientos topográficos deben ser necesariamente verificados en el terreno.
- i) Para el replanteo posterior del proyecto, el responsable dejará en la localidad, BMs auxiliares y/o estaciones de la poligonal básica en lugares fijos, o mojones permanentes de hormigón (con mezcla de dosificación 1:3:6), de forma cilíndrica a una altura total de 40 cm y diámetro de 15 cm, enterrados una profundidad mínima de 30 cm y que sobresalgan 10 cm. Deberán ser anclados en el terreno a través de barras metálicas, hincadas antes del vaciado del mortero. En caso de disponer de mojones prefabricados, estos serán de 25 cm de altura, debiendo enterrarse 15 cm y sobresalir 10 cm, los cuales serán embebidos en una plataforma de mortero de 25 cm x 25 cm con una mezcla de hormigón cuya dosificación sea 1:3:6.

- j) En el centro de la cara superior del mojón debe insertarse un elemento metálico (placa de bronce) para señalar el punto de la estación.
- k) Se seguirá la anterior indicación para poligonales que abarquen los componentes principales del proyecto. En poligonales secundarias las estaciones pueden ser también estacas de madera, cubiertas con pintura y convenientemente protegidas.
- l) Los mojones y estacas deben ser identificados y localizados con pintura al aceite de color que contraste con el medio (amarillo, verde, rojo u otros). Se deben señalar las marcas con letras legibles y seguida del número correspondiente a la estación (por ejemplo E – 30), en dimensiones de 50x50 cm y en un lugar visible; la numeración no debe repetirse en el mismo proyecto.

2. PLANIMETRÍA

- a) Se puede definir una o más poligonales primarias cerradas, de acuerdo a la extensión del área del proyecto, con 2 (dos) puntos geodésicos como mínimo (uno de partida), con puntos de coordenadas absolutas conocidas determinadas a través de GPS topográfico. El enlace o la liga a los puntos geodésicos deben realizarse por alguno de los métodos de medición de ángulos horizontales para mejorar la precisión de los mismos.
- b) La línea poligonal principal puede ser medida por el método teodolito – cinta metálica.
- c) La línea poligonal principal puede ser medida con Estación Total, por taquimetría electrónica, requiriéndose 2 lecturas obligadas y una tercera opcional de comprobación.
- d) En los casos que se quiera realizar una poligonal cerrada para obtener la representación del poblado, ésta debe estar en el perímetro exterior de la zona urbanizada y anexa a las áreas de expansión, las restantes poligonales se deben ubicar de acuerdo al criterio del ingeniero proyectista; debe tomar los ángulos por doble lectura y utilizar el promedio para fines de verificación y representación gráfica. Toda poligonal debe cerrarse con la tolerancia indicada en el punto 6 del presente Anexo.
- e) En las poligonales deben anotarse los valores resumen de ángulos y distancias, así como los valores de enlace o liga a la red y se realizarán los cálculos de coordenadas.
- f) En poligonales secundarias (abiertas), deben levantarse fajas laterales con un ancho no menor a 25 m a cada lado en zonas no urbanizadas y poblaciones dispersas; en regiones urbanizadas, el ancho de faja debe ser hasta los límites de los predios.

3. ALTIMETRÍA

- a) La cota de partida para las nivelaciones necesarias, se debe tomar con referencia a un BM del IGM, o lo establecido en el punto 1, inciso e)
- b) La nivelación de la poligonal con relación al BM debe ser directa y cerrada, arrastrando la cota del BM de partida hasta el siguiente o hasta el punto de la poligonal base.
- c) La nivelación debe realizarse con nivel de ingeniero.
- d) Excepcionalmente, en trabajos cuya extensión no sea mayor a las 5 hectáreas y no requieran de precisión por la naturaleza del mismo, la nivelación podrá realizarse con teodolito por medio de nivelación trigonométrica recíproca con doble lectura. La realización de este método de nivelación debe ser aprobada por el encargado de obra.

- e) La nivelación para el enlace de la línea poligonal principal al BM y las poligonales secundarias a las principales, deben cumplir los requerimientos señalados en el punto 6, inciso g).
- f) Deben definirse puntos o estaciones de referencia de elevación conocida, a distancias intermedias de aproximadamente 500 m, de modo que haya dos por cada kilómetro de poligonal, usando de referencia y de ser posible, sitios de carácter permanente y localizándolos con respecto a la poligonal básica.
- g) La lectura de la mira no se hará a más de 50 m de distancia.
- h) En las áreas destinadas para la construcción de plantas potabilizadoras de agua, se deben efectuar nivelaciones a lo largo y ancho del área proyectada, levantando perfiles transversales al menos cada 50 m. Se dejarán mojones de nivelación distribuidos en el perímetro del área destinada a la infraestructura a distancias no mayores a los 50 m.
- i) Se deben levantar los perfiles transversales de todas y cada una de las vías existentes o futuras en zonas urbanizadas o por urbanizar, que estén comprendidas en el área del proyecto.

4. TAQUIMETRÍA

- a) El método taquimétrico debe emplearse para levantar los puntos de manera tal que sirvan para obtener la mejor representación de los detalles necesarios para la elaboración de los proyectos. Para este efecto partiendo de una poligonal principal o secundaria, se debe efectuar el levantamiento tomando los puntos más representativos, puntos de cambios de dirección de vías y similares, cambios de pendiente, montículos, depresiones en el terreno y detalles plano - altimétricos en general.
- b) El número generador de todos los puntos debe ser calculado previa anotación de la lectura estadimétrica. Todos los puntos representativos de características físicas de la zona deben ser identificados en la primera casilla de la libreta.
- e) En caso de emplear el método de taquimetría por radiación, se debe realizar con lecturas angulares a partir de estaciones de las poligonales. Debe anotarse simple o doble lectura, según precisión requerida, para los ángulos horizontales propios, utilizando el promedio así como también realizar las mediciones en posición directa e invertida del instrumento.
- f) Los detalles más importantes se levantarán con cinta metálica y los ángulos horizontales y verticales con teodolito.
- g) Los puntos visados deben estar a distancias no mayores a 150 m de los instrumentos.

5. REGISTRO DE DATOS (LIBRETA DE CAMPO)

- a) En la libreta de campo se deben dibujar croquis explicativos lo más ajustados a la realidad.
- b) Se deben efectuar anotaciones acerca del tipo y/o calidad del terreno en cada zona debiéndose también indicar los límites de predios o parcelas, señalando si se trata de muros, cercas de alambres de púas u otros.

- c) Las anotaciones que resulten incorrectas, en el momento de realizar los levantamientos no deben ser borrados sino marcadas con una línea diagonal sobrepuesta, anotando nuevamente la correcta. En caso de que toda la página o un sector del trabajo se encuentren incorrectos, este se tachará completamente, indicándose además con la palabra NULO O ANULADO y comenzando a renglón seguido a anotar el trabajo correcto; si esto ocurre, se debe indicar con la nota correspondiente y se señalará en el índice de la misma.
- d) Debe emplearse para las anotaciones, libretas de nivelación marcadas con un número ordinal en la tapa, nombre y título del proyecto, nombre del proyectista, del topógrafo y del supervisor así como la fecha y equipo utilizado. Todas las páginas deben ser numeradas. Cada libreta llevará en sus primeras páginas un índice del contenido de las mismas así como la numeración completa de ésta.
- e) Todos los puntos representativos de características físicas de la zona deben ser identificados en la primera casilla de la libreta.

6. PRECISIÓN REQUERIDA

La precisión de los levantamientos topográficos debe ajustarse a los siguientes límites:

- a) Error angular permisible para cierre de poligonales principales:

$$E_{ap} = 15'' * \sqrt{N}$$

Donde: E_{ap} Error admisible en segundos.
 N Número de ángulos en el polígono

- b) Error angular permisible para cierre de poligonales secundarias:

$$E_{as} = 25'' * \sqrt{N}$$

Donde: E_{as} Error admisible en segundos.
 N Número de ángulos en el polígono

- c) Error longitudinal permisible para cierre de poligonales principales:

$$E_{lp} \quad 1 : 5\ 000$$

Donde: E_{lp} Error longitudinal permisible

- d) Error longitudinal permisible para poligonales secundarias:

$$E_{ls} \quad 1 : 3\ 000$$

Donde: E_{ls} Error longitudinal permisible

- e) Error permisible de nivelación directa de poligonales principales:

$$E_{np} = 10\text{mm} * \sqrt{L}$$

Donde: E_{np} Error permisible de nivelación directa en milímetros.
 L Longitud nivelada (Nº de km).

f) Error permisible de nivelación directa de poligonales secundarias:

$$E_{ns} = 20\text{mm} * \sqrt{L}$$

Donde: E_{ns} Error permisible de nivelación directa en milímetros.
 L Longitud nivelada (Nº de km).

g) Error permisible de nivelación para enlace de poligonal con BM:

$$E_{ne} = 10\text{mm} * \sqrt{L}$$

Donde: E_{ne} Error permisible en nivelación en milímetros.
 L Longitud nivelada (Nº de km)

7. INSTRUCCIONES GENERALES

- a) El equipo a utilizar debe estar convenientemente calibrado y en buen estado de mantenimiento.
- b) El topógrafo debe hacer el levantamiento de acuerdo a las instrucciones emanadas del encargado del proyecto, siendo éste quién indicará cuales son las fuentes de abastecimiento, sitios de captación, posibles líneas de aducción e impulsión, redes de distribución, con sus alternativas de ubicación y lugares adecuados.
- c) Los sitios de toma o de captación de posibles fuentes de suministro y/o plantas de tratamiento se deben levantar detalladamente, de manera que se pueda representar gráficamente el terreno, conocer su ubicación y configuración con precisión, con poligonales cuyas tolerancias de cierre se indican en el punto 6 según corresponda.
- d) Las posibles líneas de aducción e impulsión deben ser levantadas por medio de poligonales abiertas que tengan las precisiones de la poligonal principal del poblado y estén enlazadas a la misma, tomando puntos intermedios que indiquen los desniveles o perfiles del terreno.
- e) De acuerdo a la apreciación o instrucciones superiores, en el lugar donde pudiese convenir ubicar un tanque de regulación y obras de arte, se debe proceder a realizar el levantamiento de una zona de cierta amplitud que permita el dibujo de curvas de nivel con bastante precisión y la elección de la cota definitiva.
- f) El trazado de redes de agua, se debe realizar con preferencia por vías públicas, evitando expropiaciones y servidumbres de paso en propiedades privadas. En caso de no poder evitar estos pasos, se debe medir la zona afectada (señalando los vértices con estacas o mojones), rigiéndose a disposiciones legales de la alcaldía del lugar.
- g) Las variantes de vías públicas, se justificarán cuando existan pasos inaccesibles (infraestructura existente, ríos y cauces profundos), evitando cruces directos con obras demasiado costosas.
- h) En caso de cruce de cursos de agua se obtendrán secciones transversales, cada 20 m en 50 m de longitud del río, determinando el nivel de agua y registrando la fecha.

- i) Debe obtenerse detalles plani-altimétricos (perfiles transversales y/o longitudinales) de cruces de vías públicas donde existan puentes vehiculares y peatonales, canales, ductos y otras obras civiles, que puedan utilizarse para el paso de la tubería proyectada.
- j) Se deben completar los trabajos, midiendo con cinta métrica el ancho de vías, caminos, calles, avenidas y otros puntos representativos.
- k) Cuando se considere aprovechable la infraestructura existente en uno o varios componentes, se debe efectuar un relevamiento.
- l) Para redes de agua potable, se obtendrán datos sobre los ejes de tubería, profundidad de la solera, puntos de ubicación de cambios de dirección o pendiente, válvulas en general, material, longitud, diámetro y estado de tuberías.

8. CÁLCULOS TOPOGRÁFICOS

- a) Todo cálculo topográfico debe iniciarse verificando que la poligonal levantada en el campo está dentro de los límites de errores señalados con las fórmulas ya expresadas, referidas a cierres de ángulos, distancias y altimetría. Si la poligonal es abierta, se debe hacer la revisión de los azimutes, comparando el de arrastre o conservación con el de los puntos geodésicos en una estación dada.
- b) Si con los valores anotados en la libreta no se pueden cumplir las condiciones anteriormente indicadas, debe procederse a rehacer el levantamiento en forma total o parcial según el caso.
- c) Se debe proceder al cálculo de las coordenadas de acuerdo con las prácticas topográficas.
- d) Los ángulos registrados en la libreta, deben ser comparados con los ángulos resultantes de los cálculos, determinados a partir de las coordenadas de las estaciones de la poligonal principal. La planilla de cálculos de coordenadas, debe ser presentada adjunta al proyecto, indicando el método de cálculo y nombre del responsable.
- e) En caso de realizar el trabajo topográfico con Estación Total, se deberá adjuntar la memoria y la información de respaldo en medio magnético.

Reglamento Nacional

NB 689

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

REGLAMENTO TÉCNICO DE FUENTES PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE

Segunda revisión

Diciembre 2004

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	
GENERALIDADES	37
1.1 OBJETO	37
1.2 CAMPO DE APLICACIÓN	37
1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO	37
CAPÍTULO 2	
FUENTES DE AGUA SUPERFICIAL	38
2.1 DEFINICIÓN	38
2.2. CLASIFICACIÓN	38
2.3 INFORMACIÓN NECESARIA	38
2.4 CAUDALES REQUERIDOS	39
2.5 MÉTODOS DE AFORO DE CAUDALES	40
2.5.1 Método de área - velocidad	40
2.5.2 Método del vertedero	41
CAPÍTULO 3	
FUENTES DE AGUA SUBTERRANEA	42
3.1 DEFINICIÓN	42
3.2 CLASIFICACIÓN	42
3.3 INFORMACIÓN NECESARIA	42
3.4 CAUDALES REQUERIDOS	43
3.5 MÉTODOS DE AFORO	43
3.5.1 Aforo de vertientes, método volumétrico	43
3.5.2 Aforo de pozos excavados de bajo rendimiento, método de recuperación	44
3.5.3 Aforo de pozo de alto rendimiento, método prueba de bombeo	44
CAPÍTULO 4	
FUENTES DE AGUA DE LLUVIA	46
4.1 DEFINICIÓN	46
4.2 INFORMACIÓN NECESARIA	46
CAPÍTULO 5	
RIESGOS SANITARIOS Y PROTECCIÓN DE FUENTES	47

PARTICIPANTES

Las Instituciones y profesionales que participaron en la revisión y actualización del presente Reglamento fueron los siguientes:

Alvaro Camacho	Director General de Servicios Básicos VSB
Alcides Franco	Director de Area de Normas y Tecnología VSB
Marco Quiroga	Coordinador General PROAT
Jorge Calderón	VSB
Enrique Torrico	VSB
Frady Torrico	FPS La Paz
Ramiro Iporre	FPS Cochabamba
Eduardo Cuestas	FPS Santa Cruz
Edson Zelada	UNASBVI Cochabamba
Wilma Montesinos	VIPFE
Carlos Gámez	SISAB
Romel Chavez	Prefectura Santa Cruz
Evel Álvarez	AISA
Víctor Rico	CARE
Humberto Cordero	Consultor
Roger Mattos	Empresa Global
Gery Irusta	SED FMC
Jorge Saba	APSAR
Grover Calicho	PRODASUB - JICA
Manuel Elías	Empresa Misicuni

ELABORACIÓN

AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento Básico
Carlos España	Consultor
Grover Rivera	Consultor
Iván Alvarez	Diseño Gráfico

FINANCIADOR

Agencia Sueca de Cooperación Internacional para el Desarrollo (Asdi)

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 OBJETO

(1) El presente Reglamento tiene por objeto establecer los criterios técnicos mínimos para la selección de fuentes de agua, que se deben cumplir en el diseño de sistemas de agua potable.

1.2 CAMPO DE APLICACIÓN

(1) Este Reglamento se aplica a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de agua potable públicos y/o privados.

(2) Es obligatorio el conocimiento y aplicación del Reglamento de Fuentes de Agua, por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de la obra. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en el presente reglamento, toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO

(1) La elaboración del proyecto de fuentes de agua comprende las siguientes actividades:

- a) Obtener información de las fuentes de abastecimiento.
- b) Efectuar un reconocimiento del terreno para conocer las características hidrogeográficas de la cuenca o hidrogeológicas, condiciones ambientales y sitios de captación.
- c) Realizar análisis hidrológico, estudios hidrológicos o hidrogeológicos, según el caso.
- d) Determinar la cantidad de la fuente mediante aforos o pruebas de bombeo.
- e) Determinar la calidad del agua de la fuente mediante análisis físico, químico y microbiológico.
- f) Para el caso de agua de lluvia, establecer la oferta y demanda de agua, obtener datos de precipitación y superficie de captación.

CAPÍTULO 2

FUENTES DE AGUA SUPERFICIAL

2.1 DEFINICIÓN

(1) Se consideran fuentes de agua superficial a los cursos de agua superficial que son utilizados en abastecimiento público y privado.

2.2. CLASIFICACIÓN

(1) Entre los tipos de fuentes de aguas superficiales se consideran:

a) Cursos de agua natural (ríos, riachuelos, arroyos, quebradas).

(1) Son cuerpos de agua que fluyen permanente o intermitentemente a través de depresiones geomorfológicas naturales y pueden ser:

- i) Cursos de agua de montaña, que se caracterizan por tener pendientes pronunciadas, arrastre intenso de sólidos en forma temporal, tirante bajo y altas velocidades.
- ii) Cursos de agua de llanura, que se caracterizan por tener, pendientes bajas, tirante alto y bajas velocidades.

b) Cuerpos de agua (lagos, lagunas).

(1) Son depresiones geomorfológicas naturales que permiten la acumulación de agua con los aportes de afluentes y/o precipitaciones pluviales y pueden ser:

- i) Cuerpos de agua de montaña, que se caracterizan en general por tener áreas de aporte limitadas, aguas con bajo contenido de agentes contaminantes.
- ii) Cuerpos de agua de llanura, que se caracterizan por tener áreas de aporte mayores a los de montaña.

2.3 INFORMACIÓN NECESARIA

(1) Para el estudio de fuentes superficiales de agua se deben considerar:

a) Cantidad de agua de la fuente, se deben determinar los caudales mínimos en época de estiaje y caudales máximos en crecida (ciclo hidrológico).

i) Para poblaciones menores a 2 000 habitantes la determinación de los caudales de oferta debe considerar por lo menos los siguientes análisis:

- i-1) Realización de aforos, preferentemente en época de estiaje.
- i-2) Recabar referencias históricas del caudal de aguas, con base en información de los habitantes del lugar.
- i-3) Realizar un análisis hidrológico con base en información meteorológica de la estación más cercana.

- ii) Para poblaciones mayores a 2 000 habitantes la determinación de caudales de oferta debe considerar un estudio hidrológico.
- b) Características hidrogeográficas de la cuenca, se debe realizar una descripción de la cuenca con relación a cursos de agua, morfología y otros.
- c) Estudios hidrológicos, se debe obtener datos de precipitación pluvial, escurrimiento superficial, infiltración, evaporación y transpiración.
- d) Calidad del agua de la fuente, se debe establecer la calidad física, química y microbiológicas del agua al menos en dos épocas del año, de acuerdo a lo especificado en el Capítulo 4 de la Norma Técnica de Diseño para Sistemas de Agua Potable.
- e) Condiciones sanitarias y medioambientales de la cuenca, se deben identificar las fuentes de contaminación activas y potenciales que puedan afectar a la fuente de agua.
- f) Posibles sitios de captación, se deben identificar los potenciales sitios de captación.
- g) Análisis de riesgos, en represas deberá considerarse el estudio de análisis de riesgos (geológicos, geotécnicos, sismos, contaminación, efectos de obras de infraestructura y otros).

2.4 CAUDALES REQUERIDOS

(1) De acuerdo con el tipo de fuente los caudales son, con la debida consideración de las pérdidas en las diferentes etapas del sistema, los siguientes:

a) Ríos y arroyos:

(1) El caudal mínimo de captación debe ser igual o mayor a:

- i) El caudal máximo horario cuando no hay tanque de almacenamiento.
- ii) El caudal máximo diario cuando hay planta de tratamiento y/o tanque de almacenamiento.

(2) Para el caso de ríos, el caudal de captación de agua deberá ser como promedio diario menor al 20% del caudal mínimo diario del río para un período mínimo de retorno de 5 años, tal como señala el artículo 48 del Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica de la Ley del Medio Ambiente (Ley N° 1333). Sin embargo, el ingeniero proyectista podrá utilizar un mayor porcentaje del caudal del río, si lo justifica sobre la base de convenios de cesión de caudales y/o argumentos técnicamente justificados ante la autoridad competente.

b) Lagos, lagunas

(1) Debe satisfacer el caudal medio diario, tomando en cuenta el caudal y volúmenes de fluctuación anual.

2.5 MÉTODOS DE AFORO DE CAUDALES

(1) La medición de caudal o aforo de la fuente de agua superficial debe realizarse en diferentes épocas del año (al menos dos veces al año). Un aforo obligatoriamente en época de estiaje y otros aforos complementarios dependiendo del tipo de fuente y el tipo de obra seleccionada.

(2) El ingeniero proyectista debe evaluar la frecuencia y el tipo de aforos complementarios.

(3) Para la realización del aforo pueden utilizarse los siguientes métodos, registrando la fecha de realización del mismo:

2.5.1 Método de área - velocidad

(1) La determinación del caudal se realiza en base a la velocidad de flujo del agua y la sección transversal en el curso superficial.

(2) Para la determinación de la velocidad se debe seleccionar un tramo regular del río de sección uniforme.

(3) La velocidad se determina utilizando un cuerpo flotante y midiendo el tiempo de paso entre dos puntos previamente establecidos, esta operación debe efectuarse al menos tres veces y la velocidad se determina utilizando la siguiente expresión:

$$v = \frac{0,80 * L}{t}$$

Donde: v velocidad media del agua en m/s
 L Distancia entre los puntos en m
 t Tiempo de paso en s

(4) La velocidad de flujo del agua se puede determinar también, utilizando equipos especializados como molinetes u otros.

(5) La sección transversal de curso superficial se determina midiendo la profundidad cada 1/10 el ancho del curso de agua, como mínimo. La sección es igual al promedio de las alturas por el ancho de la sección medida.

$$A = b * \sum \frac{h_1 + h_2 + \dots + h_n}{n}$$

Donde: A Area transversal media en m²
 b Ancho total de la sección en m
 h₁, h₂, h_n Profundidad del nivel de agua en diferentes puntos de la sección en m
 n Número de puntos en la sección

(6) El caudal se determina utilizando la siguiente expresión:

$$Q = v * A$$

Donde: Q Caudal del río en m³/s
 v Velocidad media del agua en m/s
 A Área transversal media en m²

2.5.2 Método del vertedero

(1) Se dispone de una barrera colocada en todo en ancho del curso. En la parte superior de la barrera existe una abertura en forma rectangular o triangular que permite el rebose del agua.

(2) El caudal se determina midiendo la altura de agua en el vertedero.

a) Para vertedero rectangular de pared delgada, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q = 1,838 * L * h^{1,5}$$

Donde: Q Caudal en m³/s
 L Longitud del vertedero en m
 h Altura de agua en el vertedero en m

b) Para vertedero triangular de pared delgada de ángulo recto, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q = 1,4 * h^{2,5}$$

Donde: Q Caudal en m³/s
 h Altura de agua sobre el vertedero en m

(3) El ingeniero proyectista, dependiendo de las condiciones locales podrá utilizar otras formas de medición de caudales, debidamente justificadas.

CAPÍTULO 3

FUENTES DE AGUA SUBTERRANEA

3.1 DEFINICIÓN

(1) Se consideran fuentes de agua subterránea, a aquellos depósitos o reservorios del acuífero subterráneo que son utilizados en abastecimiento público y privado.

3.2 CLASIFICACIÓN

(1) Entre las fuentes de agua subterránea se consideran:

a) Vertientes o manantiales

(1) Son afloramientos naturales de agua provenientes de acuíferos subterráneos. El afloramiento se produce cuando el acuífero intercepta una depresión del terreno, fracturas, grietas o cambios litológicos emergiendo como una o mas venas. Según las características de cada tipo de acuífero, el caudal de la vertiente puede variar entre el período de lluvias y el de estiaje.

b) Agua subsuperficial

(1) Es el agua que se encuentra a poca profundidad del terreno, tiene recarga por infiltración de cuerpos de agua superficial y/o de lluvia.

c) Agua subterránea profunda

(1) Es el agua proveniente de los acuíferos libres, confinados y semiconfinados, que se encuentran a profundidades mayores a los 30 m.

3.3 INFORMACIÓN NECESARIA

(1) Para un estudio de fuente de agua subterránea se debe considerar la siguiente información:

a) Características hidrogeológicas.

b) Capacidad de producción del acuífero.

i) En poblaciones menores a 2 000 habitantes, los estudios de evaluación de las fuentes profundas deben incluir:

i-1) Análisis hidrogeológico.

i-2) Pruebas de bombeo con un caudal igual al doble del caudal requerido para determinar el nivel dinámico estable, definido por medio de bombeo continuo durante 24 horas.

ii) Para poblaciones mayores a 2 000 habitantes, se debe realizar un estudio hidrogeológico.

c) Nivel freático, se debe determinar la profundidad media en la que se encuentra; para casos de agua subsuperficial, en época de lluvia y estiaje.

- d) Calidad del agua, que debe ser determinada mediante análisis físico, químico y microbiológico del agua al menos en dos épocas del año, de acuerdo a lo especificado en el Capítulo 4 de la Norma Técnica de Diseño para Sistemas de Agua Potable y en función del número de pozos.
- i) En sistemas de agua con tecnología apropiada se podrá realizar un solo análisis físico, químico y microbiológico.
- e) Posibles fuentes de contaminación, que debe ser realizado en campo mediante identificación de las potenciales fuentes de contaminación.
- f) Inventario y análisis de pozos existentes en la zona circundante.
- g) Dirección de flujo, que debe ser establecido la dirección de flujo mediante pruebas de campo.
- h) Franja de seguridad, se debe establecer de una franja de seguridad para la explotación racional del agua subterránea.

3.4 CAUDALES REQUERIDOS

(1) Los caudales de captación deben ser iguales o mayores a:

- a) El caudal máximo horario, cuando no hay tanque de almacenamiento
- b) El caudal máximo diario, cuando se dispone de planta de tratamiento y/o tanque de almacenamiento

3.5 MÉTODOS DE AFORO

(1) El aforo de las fuentes de agua subterránea puede ser realizado por uno de los siguientes métodos, registrando la fecha de realización del mismo.

3.5.1 Aforo de vertientes, método volumétrico

(1) Se realiza utilizando un recipiente de volumen conocido y midiendo el tiempo de llenado en segundos. El procedimiento se debe repetir tres veces y se tomará un promedio del tiempo.

(2) El caudal de la vertiente se obtiene con la siguiente expresión:

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

Donde: Q Caudal en l/s
 V Volumen del recipiente en l
 t Tiempo medio de llenado del recipiente en s

(3) El ingeniero proyectista, dependiendo de las condiciones locales podrá utilizar otras formas de medición de caudales, previamente justificadas.

3.5.2 Aforo de pozos excavados de bajo rendimiento, método de recuperación

(1) Para el aforo de pozos excavados de bajo rendimiento se debe agotar el pozo parcialmente, luego se dejan dos marcas a distancia conocida sobre un eje vertical en la pared del pozo y se controla el tiempo de recuperación del pozo entre las dos marcas.

(2) El agotamiento del pozo debe realizarse durante 12 horas, como mínimo.

(3) El caudal de rendimiento del pozo se estima con la siguiente expresión:

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

(4) Para pozos circulares:

$$Q = \frac{(\pi * D^2)}{4} * \frac{(h_1 - h_2)}{t}$$

Donde:	Q	Caudal o rendimiento del pozo en m ³ /s
	V	Volumen entre las dos marcas en m ³
	t	Tiempo de recuperación en s
	D	Diámetro del pozo en m
	h ₁	Profundidad mayor de la marca mas profunda en m
	h ₂	Profundidad menor en m

(5) El ingeniero proyectista, dependiendo de las condiciones locales podrá utilizar otras formas de medición de caudales, previamente justificadas.

3.5.3 Aforo de pozo de alto rendimiento, método prueba de bombeo

(1) Este método se emplea para pozos de sondeo de agua subsuperficial, pozos excavados y pozos profundos de alto rendimiento

(2) La determinación del caudal en pozos de alto rendimiento consiste en el bombeo de agua con una bomba. La bomba se localiza a la profundidad final de diseño. El caudal bombeado debe ser medido. La potencia de la bomba se va aumentando en períodos regulares (normalmente cada hora) verificando el caudal extraído y la profundidad del nivel de agua o nivel de abatimiento.

(3) La prueba de bombeo puede determinarse en uno de los siguientes casos:

- a) Cuando se verifique un caudal estable a una profundidad mayor a la localización de la bomba (regularmente dos metros por encima del nivel de la bomba).
- b) Cuando el agua extraída arrastre partículas de arena. Se tomará entonces como caudal de explotación máximo el registrado antes de ese período de prueba.

(4) La prueba de bombeo debe proporcionar la siguiente información:

- a) Nivel estático inicial del pozo.
- b) Caudal de bombeo para cada período de prueba.
- c) Nivel de abatimiento para cada período de prueba.
- d) Velocidad de recuperación del acuífero.
- e) Curva de abatimiento Caudal versus tiempo.
- f) Determinación de la Transmisibilidad.
- g) Coeficiente de almacenamiento.
- h) Fecha de la prueba.

(5) Las pruebas de bombeo deben realizarse hasta un período de 24 horas, como mínimo, después de alcanzado el nivel máximo dinámico. Sin embargo, cuando el caudal máximo de bombeo esté muy cerca al caudal máximo diario, la prueba de bombeo debe realizarse durante 72 horas mínimo.

(6) Los resultados se dibujarán mostrando la variación el caudal - abatimiento en el punto de explotación.

(7) La prueba de bombeo tendrá una duración mínima de 24 horas, con un caudal mínimo equivalente al doble del caudal requerido para el tamaño de la población.

CAPÍTULO 4 FUENTES DE AGUA DE LLUVIA

4.1 DEFINICIÓN

(1) Son aguas provenientes de la precipitación pluvial que pueden ser utilizados para abastecimiento público y/o privado.

4.2 INFORMACIÓN NECESARIA

(1) Determinación de la demanda, obtenida en base al número de usuarios y a la demanda per cápita (l/had-día).

(2) Determinación de la oferta, obtenida en base al coeficiente de escurrentía, precipitación media y superficie de captación.

(3) Datos de precipitación pluvial, obtenida en base a la información de la estación meteorológica más próxima, que permita determinar la precipitación media anual, temperatura media anual y duración de la época seca.

(4) Tipo de superficie de recolección, en el que se deben identificar las características de las cubiertas de los techos y el tipo de material utilizado, esta información debe ser cuantificada por familia y por comunidad.

(5) El diseño y características de uso del agua de lluvia como fuente de abastecimiento, se describe en el Capítulo 12 de la Norma Boliviana NB 689 y en el Capítulo 4 del Reglamento Técnico de Diseño de Obras de Captación para Sistemas de Agua Potable.

CAPÍTULO 5

RIESGOS SANITARIOS Y PROTECCIÓN DE FUENTES

(1) La calidad de las aguas tiene estrecha relación con los riesgos sanitarios existentes en la zona de captación. La evaluación de riesgo sanitario se debe realizar a partir de una encuesta de la zona de captación que revele las potenciales fuentes de contaminación tanto de las aguas superficiales como de las subterráneas.

(2) Toda zona de captación debe ser protegida, minimizando de ésta manera el riesgo sanitario de contaminación.

(3) Las zonas de protección deben estar delimitadas claramente y dentro de sus límites se deben restringir o prohibir actividades que pueden afectar la calidad del agua. Entre las actividades se incluyen el vertido de desechos tóxicos, la descarga de efluentes indeseables, las perforaciones, la minería, la explotación de canteras y el uso de fertilizantes agrícolas y plaguicidas. El proyectista debe identificar las actividades desarrolladas en la zona y las características de las descargas de efluentes, permitiéndole tomar medidas de protección necesarias.

(4) Se reconocen tres zonas de protección para las aguas subterráneas:

- a) La zona que rodea la fuente más expuesta a un riesgo de contaminación por gérmenes patógenos. Esta zona será una isócrona de 50 días.
- b) La zona que rodea la fuente más expuesta a un riesgo de contaminación química. Su extensión variará y dependerá del tipo de acuífero y de la tasa de extracción, así como de la actividad industrial y agrícola que se desarrolle en la zona.
- c) En toda la zona de captación.

(5) Al planificar la extracción del agua de un acuífero para el consumo humano la distancia mínima de seguridad (DMS) debe fijarse sobre la base del tiempo que tardan los contaminantes en viajar desde su punto de origen hasta los acuíferos de agua de beber, ello dependerá de las condiciones geológicas e hidrogeológicas de la zona, la cantidad de materia fecal que es previsible que se descargue y el número de fuentes de contaminación existentes y planeadas.

(6) Para determinar la DMS para una zona, la información necesaria sobre el suelo y la geología locales se obtendrán mediante perforaciones u otros medios para localizar la capa freática y tomando en cuenta los cambios observables en el suelo y tipo de roca, en especial los cambios de tamaño de los granos, la compacidad, y la situación de las capas saturadas. También se deberá llevar a cabo una prueba de infiltración que indique la permeabilidad de la capa.

(7) Para llevar a cabo una prueba de infiltración se debe realizar una perforación (o más de una) de 10 cm de diámetro y de una profundidad de 3 m.

(8) Se debe llenar de agua la perforación o perforaciones y dejarla durante una noche para que el suelo se sature. Puede ser necesario volver a llenar la perforación varias veces hasta tener la certeza de que el suelo está saturado. Se debe volver a llenar la perforación hasta una profundidad de 30 cm., y medir el descenso del nivel del agua a los 30 y los 90 minutos. La velocidad de infiltración se medirá sobre la base del descenso del nivel de agua durante estos periodos. Para que el cálculo sea más preciso, se debe calcular el volumen de agua que se infiltra y así se obtiene un valor de la tasa de infiltración expresado en m^3/m^2 -hora.

(9) De manera orientativa un valor de 10 m puede considerarse como la DMS absoluta admisible en las zonas de arcilla profunda e impermeable en las que no se abren grietas durante los periodos secos, sin embargo es preferible ante la ausencia de estudios sistemáticos aumentar la DMS a 30 m por lo menos.

(10) Para proyectos de gran importancia concebidos con la captación de aguas subterráneas, se debe establecer la conductividad hidráulica del suelo mediante las relaciones basadas en la ley de Darcy y establecer la Distancia Mínima de Seguridad (DMS) con mayor precisión.

(11) La tasa de movimiento de las aguas subterráneas varía según la permeabilidad del terreno; así puede variar entre fracciones de metro al día en las arcillas, de 1 a 10 al día en arenas, 50 al día en las gravas y ser más altas en las fisuras de las rocas. La DMS para arcillas impermeables puede ser de unos pocos metros, en caso de arenas llegar a los 100 m y en lechos de grava permeable llegar a varios kilómetros.

Reglamento Nacional

NB 689

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE OBRAS DE CAPTACIÓN PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE

Segunda revisión

Diciembre 2004

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	
GENERALIDADES	.55
1.1 OBJETO	.55
1.2 CAMPO DE APLICACIÓN	.55
1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO	.55
CAPÍTULO 2	
OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES	.56
2.1 DEFINICIÓN	.56
2.2 TIPOS DE OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES	.56
2.2.1 Obras de captación directa	.56
2.2.1.1 Canal de derivación	.56
2.2.1.2 Obra de captación lateral	.57
2.2.1.3 Obra de captación de fondo	.57
2.2.1.4 Estaciones de bombeo directo	.57
2.2.2 Obras de captación indirecta	.58
2.3 INFORMACIÓN NECESARIA	.59
2.4 CAPACIDAD DE LAS OBRAS DE CAPTACIÓN	.60
2.4.1 Ríos y arroyos	.60
2.4.2 Lagos, lagunas y embalses	.60
2.5 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN SUPERFICIAL	.60
2.5.1 Boca de toma (Reja)	.60
2.5.2 Tubería - filtro	.61
2.5.3 Lecho filtrante	.62
2.5.4 Conductos y canales	.63
2.5.5 Cámara colectora	.63
2.5.6 Dispositivos de regulación y control	.64
2.5.6.1 Válvulas	.64
2.5.6.2 Compuertas	.64
2.5.6.3 Vertederos y reboses	.64
2.5.7 Dispositivos de medición	.64
2.5.8 Obras de encause y protección	.65
2.6 ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN DE AGUA SUPERFICIAL	.65
2.6.1 Presas de derivación	.65
2.6.2 Presas de almacenamiento o embalse	.67
2.7 ASPECTOS COMPLEMENTARIOS DE DISEÑO	.67
2.7.1 En ríos, riachuelos y arroyos	.67
2.7.2 En lagos, lagunas y embalses	.68
2.7.2.1 Emplazamiento del embalse	.68
2.7.2.2 Capacidad del embalse	.69

CAPÍTULO 3

OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRANEAS	71
3.1 DEFINICIÓN	71
3.2 TIPOS DE OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS	71
3.3 INFORMACIÓN NECESARIA	72
3.4 CAPACIDAD DE LAS OBRAS DE CAPTACIÓN	72
3.5 OBRAS DE CAPTACIÓN DE VERTIENTES O MANANTIALES	72
3.5.1 Tipos de captación de vertientes	73
3.5.2 Requisitos de diseño de la obra de captación	73
3.6 OBRAS DE CAPTACIÓN DE ESTRUCTURA FILTRANTE (GALERÍA FILTRANTE) ..	75
3.6.1 Tipos de galerías filtrantes	75
3.6.1.1 Galería o bóveda de infiltración tipo túnel	75
3.6.1.2 Tubería de infiltración	75
3.6.1.3 Canal de infiltración	76
3.6.2 Requisitos de diseño de las galerías filtrantes	76
3.6.2.1 Ubicación	76
3.6.2.2 Características	77
3.7 OBRAS DE CAPTACIÓN MEDIANTE POZOS SOMEROS	78
3.7.1 Tipos de pozos someros	78
3.7.2 Requisitos de diseño de pozos someros	78
3.7.2.1 Ubicación	79
3.7.2.2 Diámetro	79
3.7.2.3 Profundidad	80
3.7.2.4 Barbacanas	80
3.7.2.5 Sello sanitario	80
3.7.2.6 Cubierta	80
3.8 OBRAS DE CAPTACIÓN MEDIANTE POZOS PROFUNDOS	81

CAPÍTULO 4

OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUA DE LLUVIA	82
4.1 DEFINICIÓN	82
4.2 TIPOS DE OBRAS DE CAPTACIÓN	82
4.2.1 Captación en la superficie del suelo	82
4.2.2 Captación en techos	82
4.3 DISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN	82
4.3.1. Diseño de captación en techos	82
4.3.1.1 Datos de precipitación pluvial	82
4.3.1.2 Tipos de superficies en techos	83
4.3.1.3 Cálculo del volumen para la captación	83
4.3.2 Captación de agua de lluvia en atajados	85

ANEXOS

ANEXO “A”

FIGURAS - OBRAS DE CAPTACIÓN	87
------------------------------------	----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores de un vertedero de Perfil Creager para $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$	66
Tabla 2. Ubicación de pozos respecto a fuentes de contaminación en terrenos comunes	79
Tabla 3. Ubicación de pozos respecto a fuentes de contaminación en terrenos de grava gruesa	79

PARTICIPANTES

Las Instituciones y profesionales que participaron en la revisión y actualización del presente Reglamento fueron los siguientes:

Alvaro Camacho	Director General de Servicios Básicos VSB
Alcides Franco	Director de Area de Normas y Tecnología VSB
Marco Quiroga	Coordinador General PROAT
Enrique Torrico	VSB
Jorge Calderón	VSB
Fradly Torrico	FPS La Paz
Ramiro Iporre	FPS Cochabamba
Eduardo Cuestas	FPS Santa Cruz
Edson Zelada	UNASBVI Cochabamba
Wilma Montesinos	VIPFE
Carlos Gámez	SISAB
Romel Chavez	Prefectura Santa Cruz
Evel Álvarez	AISA
Víctor Rico	CARE
Humberto Cordero	Consultor
Roger Mattos	Empresa Global
Gery Irusta	SED FMC
Jorge Saba	APSAR
Grover Calicho	PRODASUB - JICA
Manuel Elías	Empresa Misicuni

ELABORACIÓN

AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento Básico
Carlos España	Consultor
Grover Rivera	Consultor
Iván Alvarez	Diseño Gráfico

FINANCIADOR

Agencia Sueca de Cooperación Internacional para el Desarrollo (Asdi)

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 OBJETO

(1) El presente Reglamento tiene por objeto establecer los criterios técnicos y condiciones mínimas, que se deben cumplir en el diseño de obras de captación para sistemas de agua potable.

1.2 CAMPO DE APLICACIÓN

(1) Este Reglamento se aplica a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de agua potable públicos y/o privados.

(2) Es obligatorio el conocimiento y aplicación del Reglamento de Diseño de Obras de Captación, por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de la obra. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en el presente reglamento, toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO

(1) La elaboración del proyecto de obras de captación comprende las siguientes actividades:

- a) Seleccionar el tipo de obra de captación a ser considerado.
- b) Determinar el lugar exacto de la obra de captación.
- c) Obtener la información básica y estudios hidrológicos, geotécnicos y geológicos.
- d) Establecer la capacidad de la obra de captación.
- e) Definir y diseñar los elementos constitutivos de la obra de captación.
- f) Considerar aspectos complementarios de diseño.

CAPÍTULO 2

OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES

2.1 DEFINICIÓN

(1) Una captación de agua superficial, es una obra civil, dispositivo o conjunto de ellas que permiten captar agua desde un curso superficial de forma continua, segura y sin detrimento de las condiciones de vida de las especies animal ni vegetal.

2.2 TIPOS DE OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES

(1) Las obras de captación pueden ser:

2.2.1 Obras de captación directa

2.2.1.1 Canal de derivación

(1) Consiste en la construcción de un canal abierto en el margen de un curso superficial hasta una cámara colectora, desarenador o planta de tratamiento. (véase **Figura A.1 de Anexo A**). Es aconsejable su utilización en ríos caudalosos con reducidas variaciones de nivel a lo largo del año hidrológico.

(2) En los casos en que la conformación de la sección transversal del curso así lo requiera, debe proyectarse un muro de encauce transversal, que oriente las aguas hacia la boca de toma en época de estiaje.

(3) El agua debe ser captada a través de un canal provisto de una reja y conducida por gravedad a lo largo de un conducto. Se debe prever la instalación de una compuerta de regulación de caudal. Posteriormente las aguas se deben conducir al desarenador por medio de una canal o tubería y continuar hasta la planta de tratamiento.

(4) El canal de captación debe tener pendiente suficiente para evitar la sedimentación de arena y material de arrastre que ingrese a través de la reja. El canal debe ser dimensionado para conducir la totalidad del caudal captado.

(5) El cálculo del canal debe realizarse como un conducto a superficie libre.

(6) El ancho de la base de fondo debe permitir las operaciones de limpieza mediante herramientas manuales.

(7) Aguas arriba y aguas abajo del canal de captación se debe realizar una obra de protección a lo largo de toda su longitud con un diseño en función de las características geomorfológicas, como medida de protección contra la acción erosiva de la corriente.

(8) La tubería o canal de conducción debe servir de enlace entre la captación y el desarenador.

2.2.1.2 Obra de captación lateral

(1) Es la obra que se construye en uno de los flancos de un curso de agua, de tal forma, que el agua ingrese a una cámara de recolección para su posterior conducción a través de tubería o canal. (véase **Figura A.2 de Anexo A**).

(2) Este tipo de obra debe ser empleado en ríos de caudal limitado y que no produzcan socavación profunda.

(3) La obra de captación debe ubicarse en el tramo del río con mayor estabilidad geológica, debiendo preverse además, en el entorno de la obra de captación, obras de protección para evitar el desgaste natural.

(4) La obra de captación lateral puede emplearse también en presas derivadoras, ubicándose lateralmente a la presa o en cualquier punto del perímetro del vaso de almacenamiento.

(5) La boca de toma debe estar ubicada por debajo del nivel mínimo de las aguas y por encima del posible nivel de embancamiento.

(6) Debe estar constituida de un canal o conducto de entrada provisto de rejilla que impida el paso de material flotante y peces.

(7) Tanto en el caso de escurrimiento por canal como por conducto, a continuación de la obra de toma, las aguas deben ser conducidas hacia una cámara colectora.

(8) El agua del río debe circular por gravedad hacia una cámara desde donde debe ser conducida por bombeo o gravedad a la planta de tratamiento.

(9) Inmediatamente después de las rejas debe instalarse una compuerta estanca, capaz de permitir las operaciones de limpieza y mantenimiento y facilitar el aforo de caudales.

2.2.1.3 Obra de captación de fondo

(1) Es la obra que se construye en posición transversal en el fondo de los cursos de agua y está protegida mediante rejas que permiten el paso del agua. (véase **Figura A.3 de Anexo A**).

(2) Se aconseja su empleo en ríos de poco caudal y gran pendiente. También se pueden utilizar en la cresta de presas derivadoras.

2.2.1.4 Estaciones de bombeo directo

(1) Son estructuras y equipos de bombeo para explotación directa desde un curso de agua.

(2) Se emplean en ríos o lagos donde las variaciones de caudal permitan un tirante mínimo y el arrastre de materiales en el agua no sea perjudicial.

(3) Se pueden presentar tres formas de bombeo directo:

- a) Estación de bombeo fija, cuya localización de equipos de bombeo se realiza en el margen del cuerpo de agua. (véase **Figura A.4 de Anexo A**).
- b) Estación de bombeo flotante, cuando el equipo de bombeo está instalado sobre una plataforma flotante que permite la explotación de agua desde cualquier cuerpo de agua que esté o no sujeto a grandes fluctuaciones de nivel y de trayectoria de agua. (véase **Figura A.5 de Anexo A**).
 - i) Las dimensiones de la estación deben ser adoptadas en función del tamaño y peso del equipo de bombeo.
 - ii) El equipo de bombeo debe ubicarse en una de las márgenes laterales con el filtro ubicado sobre el pontón flotante. La bomba y el motor deben estar ubicados por encima del nivel de aguas máximas, cuidando que al producirse el nivel de aguas mínimas la altura de succión no sobrepase los límites aconsejados.
 - iii) La caseta de bombeo debe estar provista de un dispositivo de ventilación a fin de lograr una aireación del recinto.
 - iv) El pontón flotante debe estar anclado para evitar posibles desplazamientos laterales y a una distancia de la orilla compatible con la sumergencia del filtro. Los anclajes deben estar provistos de guinches para poder cambiar con facilidad la posición del pontón.
 - v) La tubería de succión y la tubería de impulsión deben ser flexibles. La tubería de succión debe ser capaz de resistir sin deformaciones los esfuerzos de succión a que pueda estar sometida.
 - vi) La sumergencia del filtro debe ser adecuada y protegida para evitar el ingreso de desechos flotantes, algas u otros elementos que se encuentren en la superficie del agua, asimismo se debe evitar la succión de agua con alto contenido de sólidos o materia orgánica.
- c) Bomba sumergible, cuando las variaciones de profundidad no son significativas y el arrastre de sólidos en suspensión es mínimo, se podrá instalar una bomba sumergible directamente. (véase **Figura A.6 de Anexo A**).

2.2.2 Obras de captación indirecta

- (1) Lechos filtrantes o prefiltración, constituidos por uno o más tubos perforados (drenes o filtros) introducidos transversal o diagonalmente en el lecho del río y cubiertos con material granular clasificado.
- (2) El agua escurre a través del prefiltro granular hasta los drenes, para luego ser conducida mediante tubería colectora hasta la cámara recolectora lateral. (véase **Figura A.8 de Anexo A**).

(3) Se puede utilizar en cursos de agua donde la socavación es excesiva o cuando se pierda mucha agua a través del lecho del río. Se pueden construir obras subterráneas que permitan elevar el nivel del agua, ubicando los filtros aguas arriba del nivel del embalse.

(4) Este tipo de obra de toma se aconseja en cursos de agua superficial cuya turbiedad en época de lluvias sea menor a 150 UNT.

2.3 INFORMACIÓN NECESARIA

(1) Para el diseño de obras de captación de aguas superficiales, se deben considerar:

a) Datos básicos

- i) Ubicación de las obras públicas y privadas existentes en la zona circundante que puedan afectar o ser afectadas por la obra de captación.
- ii) Localización de posibles fuentes de contaminación (descarga de aguas residuales).
- iii) Localización de estaciones meteorológicas, limnimétricas en la zona del proyecto.
- iv) Tipos de cultivo y bosques en la zona del proyecto y área circundante.
- v) Trabajos topográficos.

b) Estudios hidrológicos

- i) Precipitación pluvial, escurrimiento, infiltración, evaporación, transpiración.
- ii) Estudios climatológicos que comprendan datos sistemáticos de intensidad y dirección de vientos; análisis de datos de temperaturas máximas, medias y mínimas mensuales.
- iii) Características hidrogeográficas de la cuenca, área de recarga y descarga.
- iv) Datos, información o estimación de niveles máximos y mínimos de agua en el lugar de la captación.
- v) Caudales máximos y mínimos en época de crecida y estiaje, respectivamente, durante un ciclo hidrológico.

c) Estudios geotécnicos y geológicos

- i) Estudio de suelos.
- ii) Características químicas de agresividad del suelo para establecer los materiales a emplearse.
- iii) Permeabilidad del suelo y el subsuelo.
- iv) Determinación de cortes transversales geológicos.
- v) Determinación de fallas geológicas en el área circundante al proyecto.

d) Otros

- i) Características físicas, químicas y bacteriológicas del agua para conocer su calidad, al menos en dos épocas del año (crecida y estiaje) tomadas en los posibles lugares de la obra de captación y afluentes de importancia.
- ii) Condiciones sanitarias de la cuenca.
- iii) Ubicación de los posibles sitios de captación.

2.4 CAPACIDAD DE LAS OBRAS DE CAPTACIÓN

2.4.1 Ríos y arroyos

(1) El caudal mínimo captado debe ser igual o mayor al:

a) Caudal máximo horario cuando no hay tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento.

b) Caudal máximo diario cuando hay tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento.

(2) Para el caso de ríos, los caudales de captación de agua deberán ser como promedio diario menores al 20% del caudal mínimo diario del río para un período mínimo de retorno de 5 años, tal como señala el artículo 48 del Reglamento en Materia de Contaminación Hídrica de la Ley del Medio Ambiente (Ley N° 1333). Sin embargo, el ingeniero proyectista podrá utilizar un mayor porcentaje del caudal del río, si lo justifica sobre la base de convenios de cesión de caudales y/o argumentos técnicos justificados ante la Autoridad Competente.

2.4.2 Lagos, lagunas y embalses

(1) Debe satisfacer el consumo medio diario, tomando en cuenta el caudal y volúmenes de fluctuación anual

(2) El caudal de bombeo debe ser estimado en función del número de horas de bombeo y/o el diagrama de masas

2.5 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE UNA OBRA DE CAPTACIÓN SUPERFICIAL

2.5.1 Boca de toma (Reja)

(1) Las rejas de la boca de toma pueden estar ubicadas en el fondo (toma de fondo) o lateralmente (toma lateral) y están constituidas por barras paralelas de diferente sección y espaciamiento.

(2) La reja de la boca de toma empotrada en H°C° o en H°A° debe ser tal que permita el paso de agua a un depósito o canal de conducción y retenga los sólidos flotantes y peces.

(3) Para el cálculo se debe considerar un área efectiva mínima del flujo que pasa a través de las barras de la reja, que debe ser de 1,50 a 2,0 veces el área necesaria para el ingreso del caudal de diseño.

(4) El área total de la reja debe ser calculada considerando el área efectiva mínima del flujo que pasa y el área total de las barras, como se muestra a continuación:

Donde:	A_t	Sección de la boca de toma en m^2
	A_s	Sección total de las barras en m^2
	EI	
	d	Número de barras
	n	Espesor de la barra en m
	t	Longitud de la barra en m
	l	Sección de flujo en m^2
	A_f	

c	Coeficiente de mayoración por efectos de colmatación $c = 1,5 - 2,0$
Q	Caudal de diseño en m^3/s
k	Coeficiente de forma $k = 0,82$ (barras rectangulares) $k = 0,90$ (barras circulares) $k = 0,98$ (barras con curvas parabólicas)
v_a	Velocidad de aproximación en m/s $v_a = 0,60$ m/s a $1,00$ m/s

(5) Para cursos de agua debe considerarse al menos dos rejas con diferente espaciamiento entre barras. La primera reja debe tener entre 2,00 cm a 2,50 cm de espaciamiento entre barras para retener sólidos flotantes de grandes dimensiones y la segunda de 3 mm a 5 mm para retener sólidos en suspensión y peces. En este último caso, la sección efectiva debe ser proporcionada por el fabricante.

(6) La distancia mínima entre rejas debe ser de 0,80 m disponiéndose un canal de limpieza entre rejas.

(7) Las barras de las rejas deben orientarse en forma paralela al flujo de agua para favorecer la limpieza.

(8) La reja debe colocarse en forma vertical o con un ángulo de inclinación de 45° a 60° respecto a la horizontal.

2.5.2 Tubería - filtro

(1) Estas tuberías deben ser empleadas en filtros de toma o para captar agua directamente del curso superficial.

(2) La superficie efectiva de los orificios o ranuras de la tubería - filtro debe permitir el paso de dos veces el caudal de diseño. El ancho de las ranuras debe estar entre 1 mm a 5 mm. El diámetro de los orificios debe ser menor al diámetro de los áridos de mayor tamaño del lecho filtrante.

(3) La longitud de la tubería - filtro debe calcularse en función del área efectiva de paso de agua, el caudal requerido y la velocidad a través de los orificios ó ranuras como se señala a continuación.

$$L = \frac{2 * Q}{A_f * v}$$

Donde:	L	Longitud total de la tubería - filtro en m
	Q	Caudal de diseño en m ³ /s
	v	velocidad del agua a través de los orificios ó ranuras en m/s v = 0,10 m/s a 0,15 m/s para evitar arrastre de partículas
	A _f	Área efectiva de los orificios o ranuras por metro lineal en m ² /m

(4) La profundidad a la cual debe instalarse la tubería - filtro en el lecho del río no debe ser menor a 1 m, y debe ser recubierta con material granular seleccionado. Las tuberías - filtro deben ser protegidas mediante obras de H°A°, mampostería de H°C°, rocas o estructura metálica.

(5) Aguas arriba se deben prever obras adicionales para evitar la socavación de los filtros o para encausar el caudal del río.

(6) Como medida preventiva la tubería - filtro puede ser recubierta con geotextil resistente a la corrosión, cuya área efectiva permita el paso de dos veces el caudal de diseño.

(7) La elección del material de la tubería - filtro, depende de las características físico mecánicas de la tubería y características químicas del agua.

(8) En caso de utilizar ramales en paralelo, la distancia mínima entre ellas debe ser de 1,50 m para la captación de agua y su mantenimiento.

(9) En las tuberías - filtro debe disponerse al menos en uno de sus extremos, de una cámara de inspección y desarenador que permita la limpieza de la misma.

2.5.3 Lecho filtrante

(1) Consisten en mantos de áridos de diferentes diámetros. Se utilizan en la construcción de lechos filtrantes, galerías filtrantes y toma de vertientes.

(2) Para el caso de lechos filtrantes y galerías filtrantes, los áridos deben ser seleccionados de diferentes diámetros, que varían entre 6 mm a 40 mm, los mismos que deben ser colocados en capas concéntricas al menos de 0,20 m. El mayor tamaño debe estar en contacto con la tubería-filtro y gradualmente debe disminuir su tamaño hasta la profundidad de socavación para finalmente recubrirse con el material del lecho del río.

(3) La superficie de filtración debe calcularse prefijando la carrera del filtro (en función de la cantidad de material en suspensión), de tal modo que posibilite un mantenimiento adecuado. Para calcular la pérdida de carga en el filtro se debe asumir una colmatación del 30%.

2.5.4 Conductos y canales

(1) Son obras civiles que permiten el escurrimiento controlado de agua.

(2) El tramo desde la boca de toma hasta la estación de bombeo, desarenador u otra estructura, puede ser realizado mediante conductos y canales abiertos o cerrados de derivación, de alivio y de conducción de agua, cuya sección sea suficiente para satisfacer la demanda de agua.

(3) La memoria de cálculo debe incluir los criterios utilizados, fórmulas, tablas, ábacos así como también el trazado de la línea piezométrica.

(4) En el cálculo de canales debe evitarse al máximo el escurrimiento cercano al crítico. La velocidad de escurrimiento en canales revestidos debe ser igual o mayor a 0,60 m/s para evitar la sedimentación de los sólidos. Dicha velocidad debe estar dada en función del tirante y del tipo de partículas en suspensión.

(5) En caso de adoptarse una sección rectangular o trapezoidal, la base de fondo debe estar entre 1,50 a 2,50 veces la altura del tirante de escurrimiento, esto por razones económicas.

2.5.5 Cámara colectora

(1) Están destinadas a coleccionar aguas y deben estar dispuestas de tal manera que permitan la retención de sólidos y puedan conducir el agua a otra unidad.

(2) Después de la boca de toma o de las tuberías filtro, se deben disponer de cámaras o depósitos colectores que cumplan al menos con dos de las tres funciones siguientes:

a) Retención de sólidos en suspensión y de material de arrastre que haya pasado la reja. Para ello, la cámara colectora debe considerar un volumen adicional de retención de sólidos igual a:

$$V_s = \frac{c * t * Q}{\rho}$$

Donde:	V _s	Volumen de retención de sólidos en m ³
	c	Concentración de sólidos sedimentables en el agua en kg/m ³
	t	Tiempo de retención de sólidos en días t ≤ 30 días
	Q	Caudal captado en m ³ /s
	ρ	Peso específico del material sedimentable en kg/m ³ ρ = 1800 a 2200 kg/m ³

- b) Regulación y control del caudal que ingresa a la tubería o canal de conducción en sistemas por gravedad.
- c) Almacenamiento de agua que debe ser bombeado a una planta de tratamiento o tanque de almacenamiento. Para esto, la cámara se debe diseñar como cámara de bombeo.

2.5.6 Dispositivos de regulación y control

(1) Los dispositivos de regulación y control que pueden considerarse en las obras de captación son:

2.5.6.1 Válvulas

- (1) Deben emplearse para la regulación y control de los caudales en tuberías.
- (2) El material de las válvulas debe ser resistente a la corrosión del agua y estar protegido de agentes externos. Las válvulas deben estar ubicadas en cámaras.

2.5.6.2 Compuertas

- (1) Deben emplearse para la regulación y control de caudales en canales.
- (2) El material de la compuerta debe ser resistente a la corrosión y empuje del agua. Debe ser activado por un mecanismo sencillo que posibilite su operación.
- (3) El tamaño de la compuerta debe ser determinado en función de las dimensiones del canal donde esté localizada.

2.5.6.3 Vertederos y reboses

- (1) Son dispositivos que deben emplearse para el control del nivel del agua en obras de captación y sirven para la eliminación de caudales de excedencia o máximas crecidas.
- (2) Deben emplearse vertederos de excedencias en presas derivadoras y canales o tuberías de rebose en cámaras colectoras.

2.5.7 Dispositivos de medición

- (1) Son dispositivos destinados a la medición de los caudales de captación. Los dispositivos de medición deben ubicarse después de la boca de toma o cámara colectora.
- (2) En tuberías deben utilizarse medidores de caudal (hidrómetros).
- (3) En canales deben utilizarse vertederos rectangulares, triangulares, trapezoidales o circulares.
- (4) Los medidores deben ser accesibles desde la superficie del terreno para facilitar su limpieza.

(5) El proyectista previa justificación técnica y/o económica podrá prescindir del uso de estos dispositivos.

2.5.8 Obras de encause y protección

(1) Estas obras deben permitir encausar y/o proteger el curso del río en una longitud determinada y construirse con espigones de H^oC^o, gaviones u otros.

(2) Deben ejecutarse en ríos que presentan cambios geomorfológicos en su curso y que ponen en riesgo la obra de toma.

(3) Deben ser calculadas para el empuje hidrodinámico del agua. Deben verificarse los cambios de dirección del curso debido a la construcción de éstas obras. Se debe considerar la tensión de corte, erosión y la profundidad de socavación.

2.6 ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN DE AGUA SUPERFICIAL

2.6.1 Presas de derivación

(1) Sus funciones principales son las de retención y elevación del nivel de agua, de manera que permitan captar agua a través de:

- a) Tubería - filtro, en un lecho de filtración construido junto a la presa y aguas arriba.
- b) Tomas de fondo (rejas horizontales), construidas en la parte superior de la presa de derivación.
- c) Tomas laterales, (rejas verticales) construidas a los costados de la presa.

(2) Para el diseño se debe determinar el caudal mínimo de estiaje y el caudal de época de crecidas con una recurrencia de al menos 10 años.

(3) El vertedero de la presa debe calcularse para la derivación del agua excedente, proveyéndose disipadores de energía aguas abajo para amortiguar la caída del agua .

(4) El perfil hidráulico del vertedero de la presa se calculará para el vertido de la lámina de agua a máxima velocidad, cuidando los problemas de cavitación e impacto. Se calculará para un período de retorno de al menos 20 años.

(5) Para un perfil Creager (véase **Figura A.7** de **Anexo A**), en la **Tabla 1** se presenta las coordenadas experimentales “x” e “y” de un vertedero para un caudal de 1 m³/s. Para otros caudales, éstos deben multiplicarse por los valores especificados en la **Tabla 1**.

Tabla 1. Valores de un vertedero de Perfil Creager para $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$

Coordenadas "x" e "y" (m)			
x	y	x	y
0,00	0,126	1,20	0,397
0,10	0,036	1,40	0,565
0,20	0,007	1,70	0,870
0,30	0,000	2,00	1,220
0,40	0,007	2,50	1,960
0,60	0,060	3,00	2,820
0,80	0,142	3,50	3,820
1,00	0,257		

Fuente: Manual de Hidráulica, Azevedo Netto

(6) Para garantizar la estabilidad, la presa de derivación se debe calcular para el peso propio, empuje hidrostático, empuje de suelos, subpresión y fuerza tangencial, en todo el radio hidráulico.

(7) Los coeficientes de seguridad a adoptar son los siguientes:

- a) Al vuelco: mayor o igual de 2,00
- b) Al deslizamiento: mayor o igual de 1,50

(8) Se deben verificar los distintos estados de cargas o solicitaciones a los cuales estará sometida la presa de derivación.

(9) El diseño de la estructura de la presa de derivación se verificará para los siguientes casos:

- a) Presa de derivación en lecho rocoso: amerita la verificación de la longitud de la línea hidráulica, luego de haber diseñado el perfil Creager.
- b) Presa de derivación de lecho granular: amerita el diseño del colchón y el dentellón para máximas crecidas y la respectiva verificación de la longitud de la línea hidráulica.

(10) La presa de derivación debe emplazarse transversalmente a la dirección de la corriente, prolongándose aguas abajo un colchón.

(11) El muro vertedor debe permitir la descarga del agua excedente.

(12) Deben proyectarse compuertas de accionamiento manual o eléctricas necesarias para permitir realizar las operaciones de servicio y mantenimiento.

(13) Las compuertas y los mecanismos de maniobra deben calcularse teniendo en cuenta las cargas máximas a las que se hallarán sometidas. Estos mecanismos de apertura y cierre deben ubicarse a una cota tal que no puedan ser afectados por el nivel de las máximas crecidas para la recurrencia del proyecto.

(14) La captación de las aguas debe realizarse mediante una cámara de toma, a partir de la cual el agua será conducida a través de la tubería de aducción hasta la planta de tratamiento, tanque de almacenamiento o estación de bombeo.

(15) En la salida del agua de la cámara de toma hacia la aducción, se deben proyectar rejas capaces de retener el material de arrastre que transporta la corriente, siguiendo los lineamientos del presente reglamento.

(16) Para la limpieza, el fondo de la cámara de toma debe ser proyectado con una pendiente inclinada hacia la compuerta del canal de limpieza.

2.6.2 Presas de almacenamiento o embalse

(1) Son obras cuyas funciones principales son el almacenamiento y regulación del caudal de un curso superficial.

(2) El proyecto de estas obras requiere un análisis exhaustivo de las condiciones hidrológicas, hidromorfológicas, geológicas, variaciones de temperatura en la cuenca, períodos y volúmenes de lluvia, velocidades de flujo de agua, cantidad de arrastre de sólidos, sedimentos, evaluación de impacto ambiental, estudio de la fauna piscícola, tiempos de acumulación de agua en la cuenca, contaminación de nutrientes, eutrofización y otros.

(3) Para el diseño de las presas se deben realizar diagramas de Ripley o curvas de almacenamiento para diferentes períodos estacionales, considerando caudales mínimos y máximos para un período mínimo de retorno de 50 años, en función a la magnitud de las obras.

(4) La obra de toma debe proyectarse de manera de captar el agua a diferentes niveles del cuerpo de la presa, canales o túneles perimetrales del vaso receptor, tomas flotantes o ancladas y/o grúas portantes.

(5) Las presas deben ser calculadas para las siguientes solicitaciones: peso propio, empuje hidrostático, empuje hidrodinámico, empuje de sedimentos, fuerzas tangenciales o cortantes en los extremos, subpresión, sismos, impacto de cuerpos flotantes, presiones subatmosféricas o cavitación, presiones hidráulicas en el perfil de rebose y disipadores de energía cinética del agua.

(6) En el proyecto de presas debe considerarse el uso de materiales locales disponibles en la zona para lograr una solución más económica.

2.7 ASPECTOS COMPLEMENTARIOS DE DISEÑO

2.7.1 En ríos, riachuelos y arroyos

(1) La obra de toma debe estar ubicada en tramos rectos del curso de agua, para evitar erosión y sedimentación, embanques o azolves.

- (2) La obra de toma debe estar ubicada aguas arriba y a una distancia razonable de descargas de aguas residuales domésticas e industriales u otra fuente potencial de contaminación.
- (3) El suelo de la fundación debe ser estable y sólido aún en época de máximas crecidas.
- (4) Debe ser de fácil acceso para que permita las operaciones de reparación, limpieza y mantenimiento.
- (5) El sitio de la captación debe estar fijado de manera que la corriente no amenace la seguridad de la estructura de captación.
- (6) Las instalaciones deben ofrecer estabilidad, solidez y capacidad para soportar crecidas previstas en el proyecto e incluir dispositivos de descarga o de excedencias.
- (7) Deben reducirse al mínimo las modificaciones del curso de agua como consecuencia del emplazamiento de la obra de captación, considerando la erosión, sedimentos o embanques.
- (8) Las operaciones de limpieza y mantenimiento no deben interferir en lo posible el normal funcionamiento de la captación.
- (9) Las obras de captación deben contar con medios de acceso, protección, colocación de carteles o letreros y cerco para evitar el ingreso de personas ajenas y animales.
- (10) En caso necesario, si la calidad del agua lo exige, debe considerarse el uso de rejillas y/o desarenadores a continuación de la obra de toma.
- (11) Las obras de captación deben ser diseñadas con mecanismos de fácil operación y mínimo mantenimiento.

2.7.2 En lagos, lagunas y embalses

2.7.2.1 Emplazamiento del embalse

- (1) El emplazamiento del embalse debe ser tal que permita retener la máxima cantidad de agua con el mínimo de obras y ubicarse en un sector con mayores ventajas geológicas, topográficas y geotécnicas.
- (2) El emplazamiento debe ser elegido de manera de contar con terrenos adecuados para la fundación de la estructura y que se encuentre lo más próximo posible a la población a servir.
- (3) Para determinar si el terreno es apto para este tipo de estructuras, se deben realizar sondeos y perforaciones de prueba. Debe investigarse la existencia de rocas fisuradas o capas porosas a poca profundidad.

(4) Debe considerarse que, si las márgenes del embalse son acantilados y las aguas son profundas en las orillas, las fluctuaciones de nivel de agua no influyen en su calidad. En cambio, si grandes porciones de agua en las orillas del embalse son poco profundas y quedan al descubierto al descender el nivel del agua y posteriormente quedan nuevamente sumergidas, la calidad del agua se ve afectada por la descomposición de materia vegetal.

(5) En el estudio de la cuenca de aporte debe considerarse el efecto de la presencia de terrenos pantanosos, ya que dan lugar al desarrollo de microorganismos que alteran la calidad del agua del embalse. Tampoco son deseables las áreas montañosas con grandes extensiones de terreno cultivados, pues cuando se producen fuertes precipitaciones su escurrimiento da lugar a aguas muy turbias.

(6) En el estudio de la cuenca de aporte debe considerarse el efecto de la presencia de zonas que tienen alta densidad de habitantes o nuevos trazos de carreteras y vías férreas.

(7) La obra de captación debe ubicarse a una profundidad mayor a 0,30 m por debajo del espejo de agua de manera que no capte agua con sólidos flotantes, algas y plantas acuáticas. En época de estiaje, la distancia entre el fondo del embalse y la cara inferior del filtro debe ser mayor a 0,50 m de manera que no capte agua turbia o con cierto contenido de materia orgánica.

(8) En lagos de gran magnitud se debe tener en cuenta la dirección de los vientos para la localización de la obra de toma, de manera que ésta no esté expuesta a la acción del oleaje.

(9) En lagos profundos las aguas deben captarse a mayores profundidades para conseguir una mejor uniformidad de temperatura y aprovechar al máximo el agua almacenada. La obra de toma debe proyectarse de manera de tener varias entradas situadas a diferentes niveles, con el objeto de captar las aguas más próximas a la superficie. Cada obra debe tener una reja con un espaciamiento entre barras de 3 cm a 5 cm y una válvula para la operación adecuada.

(10) La velocidad de agua en la reja no debe ser mayor a 0,60 m/s.

(11) Deben eliminarse todos los posibles focos de contaminación, adecuando las áreas perimetrales convenientemente, eliminando las viviendas y plantando árboles de hojas perennes. La repoblación forestal reduce la cantidad de barro y fango que sería arrastrado a la hoya de almacenamiento.

(12) Debe protegerse la vertiente y ríos afluentes para evitar contaminación de origen animal o humano y para evitar la erosión.

(13) Debe prohibirse el acceso de excursionistas, nadadores y ganado en la zona de la vertiente y áreas colectoras.

2.7.2.2 Capacidad del embalse

(1) La capacidad del embalse debe ser establecida con base a un estudio de aportes y demandas, para satisfacer la demanda en las distintas épocas del año.

(2) Para determinar la altura del embalse, deben realizarse estudios hidrológicos que permitan establecer la capacidad de almacenamiento, las máximas avenidas y el volumen para satisfacer el caudal requerido.

(3) Se debe estudiar si económicamente es favorable la construcción de más de una presa en lugar de almacenar el volumen total en una sola presa.

CAPÍTULO 3

OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

3.1 DEFINICIÓN

(1) Son estructuras, dispositivos o conjunto de ellas que permiten la explotación racional de un cuerpo o corriente de aguas subterráneas de forma continua, segura y sin detrimento de las condiciones hidrológicas, geológicas y ecológicas en los alrededores o aguas abajo.

3.2 TIPOS DE OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

(1) Las obras de captación a tomarse en cuenta pueden ser:

a) Captación de vertientes

i) Son obras que protegen los afloramientos naturales de agua subterránea de cualquier tipo de contaminación y permiten el ingreso de agua a los elementos de conducción de agua hacia el tanque de almacenamiento, distribución o planta de tratamiento.

ii) Las obras de captación de vertientes pueden ser:

ii-1) De fondo

ii-2) De ladera o lateral

ii-3) De bofedal

b) Estructura filtrante (Galería filtrante)

i) Es la estructura que permite captar agua subsuperficial a través de la construcción de una bóveda subterránea, mediante la instalación de tuberías de infiltración o la construcción de canales de infiltración, próximos al curso de agua superficial, ya sea en forma transversal o paralela.

ii) Las estructuras filtrantes pueden ser:

ii-1) Tipo galería o bóveda

ii-2) Tubería de infiltración

ii-3) Canal de infiltración

iii) Estas obras, deben ser proyectadas de manera interceptar el flujo natural del agua subsuperficial, para que ingrese, por gravedad, al interior de la estructura o tubería y sea conducida hacia una cámara recolectora en una de las márgenes del río.

iv) Este tipo de obra de captación, a diferencia de las captaciones por filtración vertical en ríos, deben captar las aguas subsuperficiales en las estaciones no lluviosas.

c) Pozos

i) Los pozos son obras que se realizan para captar aguas subsuperficiales y subterráneas.

ii) Los pozos se clasifican en:

ii-1) Pozos someros, captan agua subsuperficial de acuíferos de poca profundidad, hasta los 30 m. Pueden ser:

- Excavados
- Perforados

ii-2) Pozos profundos, captan agua subterránea a profundidades mayores a los 30 m. Pueden ser:

- Perforados manualmente
- Perforados con maquinaria

iii) La perforación manual corresponde a una técnica que utiliza equipos simples para perforar pozos de pequeño diámetro empleando los métodos de rotación y percusión, en terrenos de baja concentración de material granular.

iv) Los pozos perforados con máquina permiten captar aguas subterráneas profundas y requieren equipos de perforación especiales. Las técnicas de perforado podrán ser de percusión, rotación directa o reversa, inyección y otros.

3.3 INFORMACIÓN NECESARIA

(1) Para el diseño de obras de captación de aguas subterráneas se deben considerar:

- a) Información del área de perforación
- b) Estudios geohidrológicos
- c) Otros

3.4 CAPACIDAD DE LAS OBRAS DE CAPTACIÓN

(1) El caudal a captar debe ser igual o mayor al:

- a) Caudal máximo horario cuando no hay tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento
- b) Caudal máximo diario cuando hay tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento

3.5 OBRAS DE CAPTACIÓN DE VERTIENTES O MANANTIALES

(1) Son estructuras, dispositivos o conjunto de ellas que permite la explotación racional de una afloración de agua subterránea de forma continua, segura y sin detrimento de las condiciones hidrogeológicas y ecológicas en los alrededores o aguas abajo.

3.5.1 Tipos de captación de vertientes

- (1) De fondo, cuando se capta agua que emerge en terreno llano (véase **Figura A.9** de **Anexo A**).
- (2) De ladera o lateral, cuando se capta una vertiente que aflora en una superficie tipo plano inclinado con carácter puntual o disperso (véase **Figura A.10** de **Anexo A**).
- (3) De bofedal, cuando el afloramiento de la vertiente se realiza por múltiples venas de agua anegando el terreno y debiendo emplearse un colector para captar la totalidad del agua (véase **Figura A.11** de **Anexo A**).

3.5.2 Requisitos de diseño de la obra de captación

- (1) Para el diseño de captación de vertientes, se debe recabar la información relativa a las características hidrogeológicas de la cuenca especificada en el Reglamento de estudios y parámetros básicos de diseño para sistemas de agua potable.
- (2) El proyecto debe tomar en cuenta la protección de los afloramientos para evitar que se obturen y se contaminen. Esto debe ser realizado a través de la construcción de una cámara que permita la protección sanitaria de la fuente.
- (3) Los manantiales termales no deben ser considerados como fuente de abastecimiento de agua, por presentar un alto contenido de minerales.
- (4) La obra de captación de una vertiente debe contar con los siguientes dispositivos:
 - a) Cámara de captación hermética.
 - b) Criba en la entrada de la tubería de aducción.
 - c) Vertedero de excedencias al nivel de los afloramientos o tubería de rebose.
 - d) Tubería de aducción y válvula de cierre.
 - e) Tubería de limpieza.
 - f) Tubería de ventilación.
 - g) Zanja de coronamiento para interceptar el escurrimiento de aguas pluviales.
 - h) Cerco perimetral de protección para evitar el acceso de animales y personas.
- (5) La obra de captación de vertiente debe cumplir las siguientes condiciones:
 - a) Debe estar realizada de manera de no alterar la calidad del agua, garantizar el libre escurrimiento hacia la cámara de toma y no interferir el régimen hidráulico de la fuente.
 - b) La tubería de salida debe estar ubicada al menos a 0,10 m del fondo de la cámara colectora y deberá disponer de criba o filtro de entrada con orificios de 2 mm a 5 mm. El diámetro debe ser calculado a partir del caudal de diseño.
 - c) Debe contar con un dispositivo de rebose que permita la salida de los caudales de excedencia sin retrocargar el manantial. El dispositivo debe diseñarse como vertedero o tubería. El diámetro debe garantizar la evacuación del caudal máximo de la vertiente.

- d) En el fondo de la cámara de toma se debe disponer de un acumulador de arenas acarreadas por las aguas y facilitar su limpieza periódica.
 - e) Se debe diseñar una tubería de limpieza, al nivel del piso de la cámara colectora. El piso debe tener una pendiente mayor o igual a 1,50% para permitir la limpieza de sedimentos. El diámetro mínimo de la tubería de limpieza debe ser un diámetro comercial mayor al de la tubería de aducción.
 - f) La cámara de toma debe contar con una tubería de ventilación, ubicada en su parte superior. Debe incorporar una malla milimétrica para evitar el ingreso de insectos y animales.
 - g) La cámara debe contar con una tapa sanitaria de 0,60 m x 0,60 m con cierre hermético para evitar ingreso de aguas superficiales, insectos, roedores y todo elemento extraño.
- (6) Las dimensiones de la obra de toma deben ser calculadas en función del caudal de diseño y la capacidad de producción de la vertiente.
- (7) Si la vertiente se presenta como un afloramiento único y localizado, la obra debe ser diseñada construyendo el fondo natural de la vertiente, hasta alcanzar el manto acuífero. A continuación de la cámara de toma se debe ubicar la cámara de válvulas.
- (8) En el caso en que se presenten varios manantiales cercanos unos a otros, la captación debe proyectarse con varias cámaras de toma conectadas a una cámara común.
- (9) Si el afloramiento se presenta a lo largo de una sola línea, bofedales o terrenos anegadizos, se debe captar la cantidad necesaria de agua mediante tubos perforados con orificios o ranuras de 2 mm a 4 mm; instalados dentro de un dren ciego construido con material granular seleccionado de diámetro variable entre 1,00 cm y 8,00 cm, que funcionen como colectores y conduzcan las aguas hacia una cámara colectora.
- (10) La estructura de captación de la vertiente puede ser ejecutada en mampostería de ladrillo gambote, piedra, H°C° o con H°A°, con revestimiento interior impermeabilizante en todas sus paredes de 2 cm de espesor como mínimo, para garantizar la hermeticidad de la misma.
- (11) Los materiales empleados no deben alterar la calidad de las aguas.
- (12) Los conductos dentro la cámara de toma y cámara de válvulas deben ser de PVC, FG u otro material de acuerdo a lo especificado por el Reglamento de tuberías, accesorios y válvulas.
- (13) Las tuberías ubicadas fuera de las cámaras deben seleccionarse en cuanto a clase y material en función de la topografía de la zona, presiones y esfuerzos a que estén sometidos, características químicas del agua y grado de agresividad del suelo.
- (14) En caso de suelos corrosivos deben proyectarse las protecciones adecuadas.

3.6 OBRAS DE CAPTACIÓN DE ESTRUCTURA FILTRANTE (GALERÍA FILTRANTE)

(1) Es la estructura que permite captar agua subsuperficial a través de la construcción de una bóveda subterránea, la instalación de tuberías de infiltración o la construcción de canales de infiltración próximos al curso de agua superficial, ya sea transversal o paralelamente.

3.6.1 Tipos de galerías filtrantes

(1) En función del nivel de aguas subsuperficial, rendimiento del acuífero y capacidad portante del terreno, se deben emplear los siguientes tipos:

3.6.1.1 Galería o bóveda de infiltración tipo túnel

(1) Debe estar construida en H°A° u H°C° cuya resistencia se calculará para el empuje del agua y el material granular del acuífero. Al menos en uno de sus extremos se debe disponer de una cámara de inspección para fines de operación y mantenimiento (véase **Figura A.12** de **Anexo A**).

3.6.1.2 Tubería de infiltración

(1) Puede ser de una o más tuberías filtro instaladas en paralelo o en espina de pez, conectadas a uno o más colectores principales y luego a una cámara colectora de registro (véase **Figura A.13** de **Anexo A**).

(2) La longitud de la tubería de infiltración puede ser calculada en función del caudal unitario, utilizando la siguiente fórmula:

$$L = \frac{Q}{Q_u}$$

$$Q_u = \frac{2 * \pi * k * a}{\ln\left(\frac{2 * a}{r}\right)}$$

Donde:	L	Longitud de la tubería de infiltración en m
	Q	Caudal a captar en l/s
	Q _u	Caudal por unidad de longitud en l/s-m
	k	Coefficiente de permeabilidad en l/s-m ²
	a	Profundidad a la que se encuentra el conducto respecto al nivel de agua en m
	r	Radio del conducto en m

(3) El número de orificios se puede determinar utilizando la siguiente expresión:

$$n = \frac{A}{a}$$

$$A = \frac{Q_u}{v_e * C_c}$$

$$a = \frac{\pi * d^2}{4}$$

Donde:

n	Número de orificios por metro
A	Area de flujo en m ²
a	Area de cada orificio en m ²
Q _u	Caudal unitario en m ³ /s-m
v _e	Velocidad de entrada a los orificios en m/s v _e = 0,05 a 0,10 m/s
C _c	Coefficiente de contracción C _c = 0,55
d	Diámetro del orificio en m

3.6.1.3 Canal de infiltración

(1) El canal de infiltración puede construirse empleando mampostería de piedra, hormigón ciclópeo, bloques de hormigón u otro material inerte que permita la recolección de agua y su conducción a uno de sus extremos (véase **Figura A.14** de **Anexo A**).

3.6.2 Requisitos de diseño de las galerías filtrantes

(1) Para el diseño de galerías filtrantes se debe recabar información relativa a las características hidrogeológicas de la cuenca, datos sobre la disponibilidad de agua subsuperficial para el período de estiaje (período crítico) y el coeficiente de permeabilidad del subsuelo.

(2) Se debe realizar la excavación de pozos de sondeo (calicatas) en el lecho del acuífero para la determinación del rendimiento, analizar el tipo de material del subsuelo y la verificación del nivel más bajo de aguas libres. Para tal efecto, se deben excavar al menos dos pozos de sondeo o calicatas en los posibles extremos de la galería filtrante en las que se verificarán los rendimientos de los pozos ya sea mediante pruebas de bombeo o medición volumétrica.

3.6.2.1 Ubicación

(1) Las galerías filtrantes deben ubicarse en acuíferos que tengan un coeficiente de permeabilidad que permita captar al menos el doble del caudal de diseño y la fuente tenga características químicas aceptables, que la hagan utilizable.

(2) En el lugar elegido para la construcción de la galería, se debe obtener el perfil geológico del terreno a través de pozos de observación y/o sondeos geofísicos, en función de la magnitud del proyecto. Además, se debe obtener la granulometría del lecho para determinar las características del material filtrante.

(3) La capacidad y el coeficiente de permeabilidad del acuífero deben ser determinadas mediante pruebas de bombeo.

(4) El material filtrante debe estar dispuesto de tal manera que las líneas de flujo sean perpendiculares al mismo y dispuestas en capas, con una granulometría tal, que aseguren una adecuada permeabilidad y estabilidad.

3.6.2.2 Características

(1) El material filtrante debe tener una granulometría adecuada en relación a la granulometría del lecho.

(2) El material más fino debe ser mayor o igual al diámetro mínimo de la granulometría del lecho. El material granular de mayor tamaño debe tener un diámetro mayor o igual al tamaño medio de los cantos rodados del curso de agua. La grava y la arena deben colocarse en capas estratificadas de espesores adecuados y concéntricas al tubo o canal, de tal forma que los tamaños vayan disminuyendo de un máximo en el fondo (interior) hasta un mínimo en la parte superior (exterior).

(3) De acuerdo a las características de la corriente superficial o subterránea, la galería filtrante se debe construir en forma transversal o paralela a la misma.

(4) La clave de la galería filtrante debe estar por debajo de la profundidad de socavación. Debe utilizarse una tubería de ventilación en uno de los extremos de la galería.

(5) Si se utilizan galerías filtrantes tipo túnel, en las paredes y cúpula de la bóveda, se deben disponer orificios o barbacanas de 2,00 cm a 5,00 cm construidos al tres bolillo cada 15 cm a 25 cm de separación entre ellas.

(6) Si se utilizan tuberías de infiltración, la tubería colectora debe ubicarse en el fondo de la zanja, su diámetro debe ser determinado en función a las características del escurrimiento del agua, caudal que se requiera captar y de las condiciones de operación y mantenimiento. En ningún caso, el diámetro de la tubería debe ser menor a 100 mm.

(7) La tubería debe ser resistente a la corrosión del agua. El diámetro de los orificios varía de 2,5 cm a 5,0 cm dispuestos al tres bolillo con una separación de 15 cm a 25 cm y las ranuras deben ser de 2 mm a 10 mm. El área total de los orificios o ranuras debe calcularse fijando una velocidad máxima a través de ellos de 0,05 m/s a 0,10 m/s. El coeficiente de entrada por orificio debe ser de 0,55.

(8) La velocidad de escurrimiento en la tubería colectora no debe ser menor a 0,50 m/s para lograr su auto limpieza ni mayor a 1,0 m/s para limitar las pérdidas de carga.

(9) Si se utiliza canales de infiltración, éste debe tener en su parte superior ranuras cuyo tamaño debe estar entre 1 cm a 3 cm de ancho.

(10) Todos los drenes o barbacanas, deben estar por debajo del nivel freático mínimo, siendo éste el correspondiente a un período de estiaje.

(11) Deben preverse accesos por lo menos en los extremos de la galería para efectuar el mantenimiento correspondiente.

(12) Para la inspección de la galería, el pozo colector debe ubicarse en el extremo inferior, a partir del cual se construye la tubería de aducción.

(13) El sistema de captación debe estar provisto de medios o dispositivos que permitan su fácil limpieza y desinfección.

3.7 OBRAS DE CAPTACIÓN MEDIANTE POZOS SOMEROS

(1) Los pozos someros, captan agua subsuperficial y alcanzan profundidades de hasta 30 m.

3.7.1 Tipos de pozos someros

(1) Pueden ser:

- a) Excavados
- b) Perforados

3.7.2 Requisitos de diseño de pozos someros

(1) Los pozos someros deben construirse mediante excavación cuando se vea conveniente explotar las aguas freáticas y/o subsuperficiales ubicadas a profundidades menores a 30 m (véase **Figura A.15 de Anexo A**).

(2) La explotación de los pozos excavados debe realizarse mediante bombas manuales, bombas eólicas, solares, eléctricas y/o accionadas por motores a combustión.

(3) A objeto de lograr estabilidad en las paredes del pozo, éste debe ser de forma circular.

(4) Los pozos excavados deben ser revestidos. El revestimiento puede ser de mampostería seca de ladrillo, piedra, hormigón o anillos prefabricados de hormigón centrifugado con fierro de construcción de 6 mm.

(5) El área de compactación debe acondicionarse de tal manera que garantice el paso del caudal necesario sin provocar derrumbes u otras alteraciones al acuífero.

(6) El fondo del pozo debe tener un filtro con capas de material de dimensiones variables, colocándose el más grueso arriba y el más fino abajo.

3.7.2.1 Ubicación

(1) El pozo debe estar ubicado aguas arriba de cualquier fuente real o potencial de contaminación.

(2) La distancia mínima del pozo a una fuente de contaminación está en función del tipo de subsuelo del área circundante a la obra. En la **Tabla 2**, se presentan las distancias mínimas a la cual deben estar los pozos respecto a las diferentes fuentes de contaminación.

Tabla 2. Ubicación de pozos respecto a fuentes de contaminación en terrenos comunes

Fuente de contaminación	Distancia de seguridad mínima (m)
Tanque séptico	20 a 30
Alcantarilla	20
Pozo absorbente	30 a 40
Campo de infiltración	20 a 30
Corral de granja con buen drenaje	30 a 50

(3) Para terrenos de grava gruesa, calcáreos o roca desintegrada deben aumentarse los valores de la **Tabla 2**, de acuerdo a lo especificado en la **Tabla 3**.

Tabla 3. Ubicación de pozos respecto a fuentes de contaminación en terrenos de grava gruesa

Fuente de contaminación	Distancia de seguridad mínima (m)
Tanque séptico	100
Pozo absorbente	120
Campo de infiltración	100
Corral de granja con buen drenaje	140
Curso de agua descubierto	150

3.7.2.2 Diámetro

(1) El diámetro debe ser fijado de acuerdo con la capacidad de provisión de agua del acuífero y del proceso de construcción previsto.

(2) El diámetro del pozo está en función del método de excavación o perforación adoptado.

(3) Para pozos excavados manualmente, el diámetro efectivo mínimo debe ser de 1,00 m.

(4) En pozos perforados, el diámetro mínimo entubado debe ser de 50 mm.

3.7.2.3 Profundidad

(1) La profundidad que deben alcanzar los pozos debe estar en función de la profundidad y espesor de los acuíferos a explotarse.

(2) La profundidad del pozo debe ser tal que garantice durante todo el año el caudal de extracción previsto. La distancia mínima entre la válvula de pie y el nivel de abatimiento en época de estiaje (sumergencia mínima) debe ser de 0.50 m.

(3) La distancia entre la válvula de pie y el fondo del pozo debe ser de 0,50 m para evitar la succión de sólidos.

(4) La profundidad de los pozos no debe exceder los 30 m, la penetración en la capa acuífera puede alcanzar los 7 m, dependiendo de la formación geológica y la posición del nivel que se vaya a aprovechar.

3.7.2.4 Barbacanas

(1) En pozos con ademe de concreto, la parte ubicada en el estrato permeable debe llevar perforaciones dimensionadas previo estudio granulométrico del acuífero. El diámetro mínimo de las perforaciones, dependiendo de la granulometría, debe estar entre 10 mm a 25 mm, colocados al tres bolillo a distancias de 15 cm a 25 cm.

(2) En pozos con ademe de mampostería de piedra o ladrillo gambote se deben dejar espacios en la zona correspondiente al estrato permeable, de acuerdo a lo especificado en el anterior párrafo.

(3) Las barbacanas pueden proyectarse mediante perforaciones radiales. Dichas perforaciones deben encamisarse inmediatamente después que sean perforadas, utilizando tuberías - filtro. Las perforaciones deben ubicarse al tres bolillo y en un material que cumpla con los requisitos de resistencia y durabilidad necesarios. El sistema debe estar en función de la naturaleza del terreno a atravesar, estabilidad y permeabilidad.

3.7.2.5 Sello sanitario

(1) En los pozos excavados se debe prever siempre la construcción de un sello sanitario que consiste en el hormigonado o impermeabilización de la parte superior del pozo, hasta una profundidad mínima de 3 m, en función de la fuente de contaminación y permeabilidad del material del subsuelo. Asimismo, se debe prever la ejecución de una losa de protección perimetral al pozo, sobre el nivel del terreno. El brocal del pozo debe sobresalir al menos 0,30 m por encima de la losa de protección.

3.7.2.6 Cubierta

(1) En los pozos excavados se debe prever la construcción de una cubierta o tapa, constituida por una losa sanitaria de protección ubicada sobre el nivel del terreno.

(2) La cubierta o tapa del pozo debe construirse en H°A° provista de una tapa sanitaria de inspección con cierre hermético de 0,60 m x 0,60 m.

(3) La unión entre la tubería de succión y la losa de hormigón debe sellarse de manera que no permita infiltraciones.

3.8 OBRAS DE CAPTACIÓN MEDIANTE POZOS PROFUNDOS

(1) Son pozos que captan el agua subterránea a profundidades mayores a 30 m.

(2) Los criterios técnicos para el diseño de pozos profundos, se presentan en el Reglamento Técnico de Diseño de Pozos Profundos para Sistemas de Agua Potable.

CAPÍTULO 4 OBRAS DE CAPTACIÓN DE AGUA DE LLUVIA

4.1 DEFINICIÓN

(1) Son estructuras, dispositivos o conjunto de ellas que permiten la captación de agua de lluvia para consumo humano, interceptando y recolectando el agua en depósitos, tanques de almacenamiento o atajados.

4.2 TIPOS DE OBRAS DE CAPTACIÓN

(1) Entre los tipos de captación de agua de lluvia se pueden considerar:

4.2.1 Captación en la superficie del suelo

(1) Se deben emplear en zonas donde los períodos de lluvia son cortos e intensos, se pueden almacenar grandes cantidades de agua a través de estanques o atajados construidos por debajo del nivel del terreno.

(2) Para evitar la contaminación del agua por parte de los animales, se debe construir un cerco de protección.

(3) En general el agua recolectada por este sistema debe ser tratada y desinfectada antes de ser utilizada para el consumo doméstico.

4.2.2 Captación en techos

(1) Están destinadas principalmente al abastecimiento familiar, se recomienda donde las condiciones de la superficie del techo de la vivienda lo permitan. Se deben emplear en zonas donde los períodos de sequía no son muy largos o en zonas donde existe lluvia durante periodos prolongados.

4.3 DISEÑO DE LA OBRA DE CAPTACIÓN

4.3.1. Diseño de captación en techos

(1) Para el diseño de las obras de captación de agua de lluvia en techos, deben considerarse los siguientes aspectos:

- a) Datos de precipitación pluvial.
- b) Tipos de superficies en techos.
- c) Cálculo del volumen para la captación.

4.3.1.1 Datos de precipitación pluvial

(1) Se debe identificar la mejor fuente de información local sobre precipitaciones pluviales para el período más largo posible.

(2) Esta información se puede obtener de la estación meteorológica más próxima, la misma que permitirá determinar la cantidad de precipitación, duración en épocas secas y la cantidad de agua disponible.

4.3.1.2 Tipos de superficies en techos

(1) Se deben identificar las características de las coberturas de techos y el tipo de material de los mismos (calamina, asbesto, teja, paja, jatata). Esta información se debe cuantificar por familia y por comunidad.

(2) La superficie más recomendable son los techos de calamina galvanizada por su uso difundido en el país, por su economía y por poseer un coeficiente de escorrentía elevado.

(3) Los techos de asbesto - cemento no son recomendables ya que pueden liberar fibras, generando una alta concentración de asbesto en el agua recolectada.

(4) Los techos de paja, palma o jatata no son recomendables debido a la contaminación orgánica que generan y por el color característico que producen en el agua. Esta agua puede ser utilizada para otros fines como uso en sanitarios y brebaje para el ganado.

4.3.1.3 Cálculo del volumen para la captación

a) Determinación de la demanda

(1) La demanda debe ser estimada utilizando la siguiente relación:

$$D_e = 0,365 * n * D$$

Donde: D_e Demanda anual de agua en $m^3/año$
 n Número de usuarios
 D Dotación per cápita en l/hab-d
 $D = 10$ a 20 l/hab-d

b) Determinación de la oferta

(1) La oferta de captación trimestral y anual debe ser estimada utilizando la siguiente relación:

$$V_t = 0,003 * C_e * S * p$$

$$V_a = 0,001 * C_e * S * P$$

Donde: V_t Volumen mensual captado en la superficie del techo en m^3/mes
 V_a Volumen anual captado en la superficie del techo en $m^3/año$

C_e	Coeficiente de escorrentía $C_e = 0,95$ para techo de calamina $C_e = 0,90$ para techo de teja
S	Superficie horizontal del techo en m^2
p	Precipitación mensual media en mm
P	Precipitación anual media en mm

(2) En caso de que la oferta sea menor a la demanda, los usos de la captación de agua de lluvia deben ser priorizados para la bebida y la cocina pudiendo utilizarse otras fuentes alternativas para otros usos.

c) Tanque de almacenamiento

(1) El dimensionamiento debe ser realizado en base a un análisis de la curva de masa y al gráfico de consumos acumulados y de abastecimiento, es decir, comparando la oferta y la demanda de agua.

(2) El volumen del tanque será determinado con la cantidad mayor almacenada durante la estación lluviosa y la última cantidad almacenada durante la época seca.

(3) Los tanques de almacenamiento pueden construirse en mampostería de piedra, ladrillo, ferrocemento u hormigón armado.

(4) El área aladaña al tanque debe tener drenaje pluvial a objeto de facilitar que el agua de lluvia y el agua de rebalse drenen a un lugar alejado del tanque.

(5) No es recomendable que el agua esté almacenada más de un mes en el altiplano y dos semanas en el oriente. En cualquiera de los casos el agua para consumo humano debe hervirse previamente o desinfectarse con una solución de hipoclorito de sodio.

d) Sistema de recolección

(1) Es el sistema de canaletas de calamina galvanizada que deben estar herméticamente selladas o soldadas a objeto de impedir las pérdidas por malas conexiones.

(2) Las canaletas pueden ser de sección circular o cuadrada y estar adecuadas para captar las lluvias intensas sin que rebalsen.

(3) Toda canaleta debe estar instalada con una pendiente mínima de 1%.

(4) Los anclajes de soporte de las canaletas deben estar instalados cada metro con platino de 3/4" asegurados a la estructura del techo.

(5) El diámetro mínimo de la bajante pluvial no debe ser menor a 4" (100 mm).

(6) El sistema de recolección de agua de lluvia debe funcionar de modo que permita desviar las primeras aguas que puedan contaminar el agua del tanque.

4.3.2 Captación de agua de lluvia en atajados

- (1) El agua de lluvia captada en atajados debe necesariamente ser tratada y desinfectada.
- (2) El agua almacenada de la escorrentía sobre terreno natural no es apropiada para consumo humano y resulta difícil y costoso tratarla.
- (3) Debe impermeabilizarse el área de captación y conducir el agua al atajado o reservorio. La impermeabilización del terreno puede ser realizada con membranas sintéticas, empedrado y emboquillado con piedra, piedra pizarra o ladrillo.
- (4) El volumen almacenado se calcula utilizando la siguiente fórmula:

$$V_{at} = 0,001 * C_e * S_i * (P - E)$$

Donde:	V_{at}	Volumen anual almacenado en el atajado en m ³ /año
	C_e	Coeficiente de escorrentía $C_e = 0,90$ para membrana sintética (PVC, hyphalon, etc) $C_e = 0,80$ para zampeado de cualquier material
	S_i	Superficie de aporte en m ²
	P	Precipitación anual media en mm
	E	Evaporación anual media en mm

ANEXO “A”
FIGURAS - OBRAS DE CAPTACIÓN

Reglamento Nacional

NB 689

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE POZOS PROFUNDOS PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE

Segunda revisión

Diciembre 2004

ÍNDICE

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES	103
1.1 OBJETO.....	103
1.2 CAMPO DE APLICACIÓN.....	103
1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO.....	103

CAPÍTULO 2

POZOS PROFUNDOS PARA LA CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS	104
2.1 DEFINICIÓN	104
2.2 TIPOS DE POZOS PROFUNDOS	104
2.2.1 Pozos perforados manualmente, de pequeño diámetro	104
2.2.2 Pozos perforados con maquinaria.....	104
2.3 REQUISITOS DE DISEÑO DE POZOS PROFUNDOS.....	104
2.3.1 Ubicación	105
2.3.2 Distancia entre pozos	105
2.3.3 Diámetro	105
2.3.4 Profundidad	106
2.3.5 Tubo de revestimiento interno	106
2.3.6 Tipo de pozo	108
2.3.7 Longitud de la zona de captación (rejilla o filtro).....	108
2.3.7.1 Acuíferos confinados	108
2.3.7.2 Acuíferos libres	109
2.3.8 Área libre de captación (ingreso)	109
2.3.8.1 Acuíferos que no requieren empaque de grava (prefiltro).....	110
2.3.8.2 Acuíferos que requieren empaque.....	111
2.3.8.3 Diámetro de las rejillas o filtros.....	111
2.3.9 Diseño del empaque (prefiltro).....	111
2.3.10 Abertura del filtro.....	112
2.3.10.1 Caso de capas acuíferas estratificadas.....	112
2.3.11 Selección del material y tipo de filtro	112
2.3.11.1 Grado de mineralización del agua	112
2.3.11.2 Presencia de película bacteriana	113
2.3.11.3 Resistencia estructural del filtro	114
2.3.12 Prueba de bombeo	115
2.3.12.1 Capacidad específica.....	116
2.3.13 Cálculo de caudales.....	116
2.3.14 Prueba de verticalidad	117
2.3.15 Desinfección del pozo.....	117
2.3.16 Sello sanitario	118
2.3.17 Prevención contra la contaminación.....	118

ANEXOS

ANEXO “A”	
FIGURAS - POZOS PROFUNDOS	119

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Relación entre el diámetro del pozo y el caudal de bombeo	105
Tabla 2. Espesores para tubos de revestimiento interno de acero	107
Tabla 3. Materiales de tuberías y filtros para pozos profundos	114
Tabla 4. Coeficiente de permeabilidad (k)	117

PARTICIPANTES

Las Instituciones y profesionales que participaron en la revisión y actualización del presente Reglamento fueron los siguientes:

Alvaro Camacho	Director General de Servicios Básicos VSB
Alcides Franco	Director de Area de Normas y Tecnología VSB
Marco Quiroga	Coordinador General PROAT
Enrique Torrico	VSB
Jorge Calderón	VSB
Fradly Torrico	FPS La Paz
Ramiro Iporre	FPS Cochabamba
Eduardo Cuestas	FPS Santa Cruz
Edson Zelada	UNASBVI Cochabamba
Wilma Montesinos	VIPFE
Carlos Gámez	SISAB
Romel Chavez	Prefectura Santa Cruz
Evel Álvarez	AISA
Víctor Rico	CARE
Humberto Cordero	Consultor
Roger Mattos	Empresa Global
Gery Irusta	SED FMC
Jorge Saba	APSAR
Grover Calicho	PRODASUB - JICA
Manuel Elías	Empresa Misicuni

ELABORACIÓN AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento Básico
Carlos España	Consultor
Grover Rivera	Consultor
Iván Alvarez	Diseño Gráfico

FINANCIADOR
 Agencia Sueca de Cooperación Internacional para el Desarrollo (Asdi)

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 OBJETO

(1) El presente Reglamento tiene por objeto establecer los criterios técnicos y condiciones mínimas, que se deben cumplir en el diseño de pozos profundos para la captación de aguas subterráneas, utilizados para sistemas de agua potable.

1.2 CAMPO DE APLICACIÓN

(1) Este Reglamento se aplica a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de agua potable públicos y/o privados.

(2) Es obligatorio el conocimiento y aplicación del Reglamento Técnico de Diseño de Pozos Profundos para la captación de aguas subterráneas, por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de la obra, sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en el presente reglamento toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO

(1) La elaboración del proyecto de pozos profundos comprende las siguientes actividades:

- a) Ubicar en forma precisa el pozo.
- b) Seleccionar el diámetro útil del pozo.
- c) Determinar la profundidad y tipo de pozo.
- d) Especificar el tipo del tubo de revestimiento interno acero, PVC u otros.
- e) Establecer la posición y longitud de la rejilla de captación.
- f) Analizar la granulometría de formación acuífera.
- g) Verificar la necesidad de un prefiltro.
- h) Determinar la abertura o área útil del filtro.
- i) Establecer las características del material del prefiltro (empaques de grava).
- j) Realizar la prueba de bombeo para establecer el nivel estático y dinámico, cantidad y calidad del agua, velocidad de recuperación del acuífero, transmisibilidad, capacidad específica y radio de influencia.
- k) Realizar la desinfección del pozo.
- l) Determinar la longitud de impermeabilización del pozo (sello sanitario).
- m) Establecer franjas de protección para evitar la contaminación.

CAPÍTULO 2

POZOS PROFUNDOS PARA LA CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

2.1 DEFINICION

(1) Son estructuras, dispositivos o conjuntos de ellos que permite la explotación racional de un cuerpo o corriente de aguas subterráneas mediante pozos profundos, de forma continua, segura y sin detrimento de las condiciones hidrológicas, geológicas y ecológicas en los alrededores o aguas abajo.

2.2 TIPOS DE POZOS PROFUNDOS

(1) De acuerdo a la técnica de construcción se clasifican en:

2.2.1 Pozos perforados manualmente, de pequeño diámetro

(1) Son pozos perforados de pequeño diámetro que deben ser construidos con equipo y herramientas simples, operadas manualmente y explotados mediante bombeo (véase **Figura A. 1 de Anexo A**).

(2) Este tipo de pozos se deben contruir principalmente en terrenos arcillosos, limosos, arenosos e intercalación de los mismos.

2.2.2 Pozos perforados con maquinaria

(1) Consiste en una perforación de pozos de forma tubular practicada mediante la utilización de equipos de perforación a rotación, percusión o mixtos. La explotación de agua se debe efectuar mediante equipos de bombeo eléctricos.

2.3 REQUISITOS DE DISEÑO DE POZOS PROFUNDOS

(1) Los pozos profundos deben ser proyectados con el objeto de posibilitar la obtención de agua en forma continua, duradera y sin alterar su calidad.

(2) El período de funcionamiento diario del pozo debe ser menor o igual a 20 horas.

(3) Durante la perforación de un pozo piloto profundo, se debe llevar un registro sistemático del avance y resultados de la perforación referido al tiempo de perforación por metro, niveles de variaciones de la viscosidad y densidad del fluido, y toma de muestra para determinar el perfil litológico del pozo, para definir conjuntamente el perfilaje eléctrico y el diagrama constructivo.

(4) Concluida la perforación del pozo piloto, se debe correr el perfilaje eléctrico para definir el diseño constructivo del mismo y la profundidad del ensanche para el entubado.

(5) Para el ensanche del pozo se debe tomar en cuenta el diámetro de la tubería a ser instalada, hasta un diámetro tal que asegure un espacio anular entre el entubado y la pared del pozo de 11 cm a 20 cm para la disposición del empaque de grava.

2.3.1 Ubicación

(1) Para la ubicación de los pozos se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- a) El sistema de operación de pozos.
- b) Potencia adicional e incremento de los costos por interferencia de pozos que estén uno cerca del otro.

(2) El sitio para la perforación y la profundidad del pozo debe estar basado en estudios hidrogeológicos y geofísicos de la zona.

(3) La distancia entre el punto de perforación a otras obras o instalaciones debe ser:

- a) 5 m de predios y estructuras en general, excavaciones, galerías y canales.
- b) 15 m aguas arriba, de cámaras sépticas, alcantarillado, unidades de tratamiento de aguas residuales.
- c) 50 m aguas arriba, de pozos ciegos, fosas de aguas residuales, letrinas, líneas de irrigación subsuperficial, lagunas y fosas de oxidación.

2.3.2 Distancia entre pozos

(1) La distancia mínima entre pozos debe estar fijada en función del radio de influencia del pozo, determinada mediante pruebas de bombeo en el pozo de producción y el control de niveles en el pozo de observación, de acuerdo a la profundidad de los mismos.

(2) Los datos de la prueba de bombeo deben ser utilizados también para evaluar la interferencia entre cada uno de los pozos.

(3) La depresión del cono de influencia en un sitio dado, como resultado del bombeo simultáneo de varios pozos, es igual a la suma de las depresiones producidas en el mismo sitio por el bombeo individual de cada uno de los pozos.

(4) Excepcionalmente, cuando no exista información sobre pruebas de bombeo que hayan determinado el radio de influencia en la zona del proyecto, la distancia mínima entre pozos debe ser de al menos 500 m.

2.3.3 Diámetro

(1) El diámetro del pozo debe ser seleccionado en función del caudal de agua requerido, características del acuífero y equipo de perforación a emplearse. Para ello se recomiendan los valores de la **Tabla 1**.

Tabla 1. Relación entre el diámetro del pozo y el caudal de bombeo

Caudal a extraer (m ³ /h)	Diámetro útil (mm)
Hasta 40	150
Hasta 60	200
Hasta 100	250
Hasta 150	300
Hasta 220	350
Hasta 300	400

(2) Para caudales menores a 20 m³/h, el proyectista podrá utilizar un diámetro mínimo de 100 mm.

(3) Los diámetros se basan en bombas de baja velocidad (1800 rpm a 2200 rpm), por lo que el pozo debe ser diseñado tomando en cuenta la curva característica del impulsor para la velocidad que se desee emplear.

(4) El diámetro y profundidad del entubado debe estar acorde con el diámetro final del pozo perforado y de los resultados que se obtengan mediante el registro eléctrico que se hará posteriormente a la perforación del pozo piloto.

(5) El espacio anular mínimo entre la pared del pozo y el entubado debe ser de 0,05 m a cada lado.

(6) Hasta la profundidad donde debe ir dispuesta la bomba, el diámetro del entubado debe tener al menos una holgura de 0,05 m mayor a los tazones de la bomba.

(7) El diámetro del ademe debe definirse en función de la capacidad del equipo de bombeo calculado para garantizar el caudal de explotación programado. Asimismo, debe preverse una holgura adecuada para efectos de instalación, de manera que no se presenten riesgos de atascamiento por diferencias en la verticalidad del pozo.

(8) En pozos profundos, con niveles estáticos y dinámicos altos, el diámetro de la tubería puede reducirse a partir de la máxima profundidad a la que se proyecte colocar la bomba.

(9) Se recomienda que desde la superficie hasta una profundidad no menor a 5 m por debajo del nivel de los impulsores, el diámetro del entubado debe ser al menos 50 mm mayor que el diámetro de los tazones de la bomba.

2.3.4 Profundidad

(1) La profundidad del pozo debe ser tal, que logre penetrar en el acuífero, para captar el caudal requerido, con el objeto de disponer una longitud adecuada de filtro para satisfacer los requerimientos del proyecto.

(2) En acuíferos libres con espesores saturados inferiores a 30 m; el pozo debe penetrar todo el espesor del acuífero, para aprovechar al máximo su capacidad productiva, previendo la colocación del filtro desde el fondo hasta un máximo de la mitad del espesor saturado.

(3) En acuíferos confinados, el pozo debe penetrar todo el espesor del acuífero si el mismo fuera inferior a 30 m; previéndose la colocación del filtro en una extensión del 80% del espesor del acuífero. En acuíferos libres o confinados, con espesores mayores a 30 m; debe realizarse un estudio técnico económico para fijar la posición de entrada de agua en el pozo.

2.3.5 Tubo de revestimiento interno

(1) El tipo de material, el espesor de la pared y las propiedades físicas y químicas de los tubos de revestimiento interno, deben ser especificados tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Resistencia al colapso.
- b) Resistencia a la compresión axial.
- c) Resistencia a esfuerzos mecánicos durante y después de su instalación (resistencia tensional).
- d) Resistencia a la corrosión.
- e) Tipo de junta a utilizar que permita ligazones o uniones seguras (collares para soldar o roscas).

(2) Los tubos de revestimiento deben cumplir las especificaciones establecidas en la Norma Boliviana correspondiente a tuberías.

(3) Para tubos de revestimiento interno de acero se deben considerar los espesores que se presentan en la **Tabla 2**.

Tabla 2. Espesores para tubos de revestimiento interno de acero

Diámetro interno (mm)	Espesor (mm)
150	7,00
200	7,00
250	7,50
300	7,50
350	9,00
400	9,00

(4) Debe considerarse, también, como revestimiento y encamisado de un pozo a la tubería de PVC en toda su longitud, instalándose un filtro en el tramo de captación de agua subterránea con longitud suficiente para permitir la explotación del caudal requerido. El filtro debe construirse en la misma tubería de PVC con orificios o ranuras de 1 mm a 3 mm, horizontales o inclinadas 30°, con separación mínima de 1 cm entre ranura y ranura intercalada.

(5) Antes de instalar la tubería de revestimiento, se debe repasar la perforación del pozo ensanchado, a fin de eliminar cualquier deformación que pudiera haber surgido durante el proceso de ensanchado.

(6) El tubo de revestimiento interno debe estar fijado, sobresaliendo un mínimo de 0,30 m por encima de la losa de protección o sello sanitario del pozo.

(7) A lo largo de la columna de entubación se soldarán centralizadores, separados a 120° entre sí y con una distancia entre 15 a 20 m entre juego y juego. Los centralizadores no deben impedir la colocación del empaque de grava.

(8) La unión de tuberías de diferentes diámetros se debe efectuar por medio de un reductor de acero construido con el material de la misma tubería, el cual debe quedar soldado. En caso de ser de PVC, la reducción debe ser a rosca.

(9) Bajo ningún concepto el entubado se apoyará en el fondo del pozo. Una grampa de soporte apoyará en superficie, para mantener la columna de entubamiento colgado libremente en el pozo.

(10) En la parte superior de la tubería de revestimiento se colocará dos tuberías (piezométrica y engravadora) de 2" de diámetro y de una longitud de 7", con su respectivo tapón. El objetivo de la tubería piezométrica es para realizar la medición de niveles de agua en el pozo y el objetivo de la tubería engravadora para aumentar grava a medida que se vaya acomodando la misma durante la explotación del pozo. Las dos tuberías deben estar diametralmente opuestas y el tramo saliente a la superficie puede tener una inclinación de 30° respecto a la cañería de entubación. (véase **Figura A.2** de **Anexo A**).

2.3.6 Tipo de pozo

- (1) En el diseño, se debe considerar si el acuífero es libre o confinado.
- (2) En el diseño de pozos con acuíferos libres, los abatimientos necesariamente afectan el espesor del acuífero y no tendrá sentido la utilización de áreas de captación en zonas donde no habrá penetración de agua.
- (3) En cambio, en pozos con acuíferos confinados, los abatimientos por extracción de agua no deberán afectar el espesor del acuífero y la totalidad del estrato saturado puede ser utilizada como área de captación.

2.3.7 Longitud de la zona de captación (rejilla o filtro)

- (1) En el diseño del pozo se debe considerar la posición y la longitud de la rejilla de captación de agua.
- (2) Se deben considerar los siguientes casos:

2.3.7.1 Acuíferos confinados

(1) La disminución del área de acercamiento se presenta en un plano horizontal, siempre y cuando el nivel dinámico no descienda más del nivel superior del estrato saturado.

a) Acuíferos confinados homogéneos

- i) El máximo abatimiento disponible debe ser igual a la distancia entre el nivel estático y la parte superior del acuífero.
- ii) La rejilla debe tener una longitud del 70% al 80% del espesor de la capa del acuífero, lo que permite obtener entre el 90% al 95% de la producción total del acuífero.
- iii) Para acuíferos con espesores menores a 8 m se debe instalar la rejilla en un 70% del espesor del acuífero.
- iv) Para acuíferos con espesores entre 8 m a 15 m se debe instalar la rejilla en un 80% del espesor del acuífero.

v) La ubicación de la rejilla debe ser simétrica con respecto al espesor del acuífero.

b) Acuíferos confinados no homogéneos

- i) En estos casos la rejilla debe colocarse en el estrato más permeable, aprovechando la totalidad del estrato saturado de mayor producción.

2.3.7.2 Acuíferos libres

a) Acuíferos libres homogéneos

- i) En el diseño se debe proyectar en lo posible, la extracción del mayor caudal con el menor abatimiento.
- ii) El caudal de explotación del pozo, debe ser tal, que el nivel dinámico se ubique por encima del nivel de la rejilla.
- iii) En el diseño se debe considerar que el abatimiento de la tabla de agua esté entre 2/3 a 1/2 del espesor del acuífero. Por ello, la longitud de la rejilla debe ser entre 1/3 a 1/2 del espesor del acuífero.
- iv) La rejilla debe ir ubicada en la parte intermedia de la zona saturada del acuífero.

b) Acuíferos libres no homogéneos

- i) En este caso se debe aprovechar la parte más permeable del acuífero con el objetivo de lograr el mayor abatimiento. Esto no es siempre posible que se cumpla, pues la condición del bombeo provoca un descenso de nivel que determina su ubicación.

2.3.8 Área libre de captación (ingreso)

- (1) El área libre debe ser ajustada por el diámetro de la rejilla y la abertura de la misma, aplicando la siguiente fórmula:

$$A_L = S_E * L_C$$

Donde: A_L Área libre de captación en m^2
 L_C Longitud de captación en m
 S_E Superficie específica en m^2/m . Proporcionada por el fabricante del filtro está en función del diámetro y tamaño de la abertura

- (2) El diámetro de las aberturas debe ajustarse en función a la granulometría de los materiales del acuífero.

- (3) Deben considerarse los siguientes casos:

- a) Acuíferos que no requieren empaque de grava.
 b) Acuíferos que requieren empaque de grava.

- (4) Deben considerarse dos formas de aprovechamiento:

- a) Instalando una rejilla que retenga un cierto porcentaje de material que permita con el desarrollo la disminución del material fino.

b) Disponiendo en el espacio anular del pozo un prefiltro con un espesor de material granular grueso que haga factible su aprovechamiento e incremente su permeabilidad: empaque artificial de grava seleccionada.

(5) El valor límite para considerar la necesidad de empaque de grava seleccionada debe ser establecido sobre la base del 40% del material retenido.

(6) Si el 40% del material retenido corresponde a tamaños de partículas iguales o mayores a 0,25 mm no se debe considerar el colocado de empaque de grava en el pozo.

2.3.8.1 Acuíferos que no requieren empaque de grava (prefiltro)

(1) Cuando el material granular existente en la formación acuífera, es lo suficientemente grueso o atraviese roca compacta fracturada, no se debe considerar la colocación de empaque de grava (prefiltro) por ser innecesario y antieconómico.

(2) Para la selección de la abertura del filtro, determinada mediante ensayos granulométricos, se debe usar malla determinada por el 85% que pasa (15% retenido) y seleccionar el tamaño comercial inmediatamente inferior.

a) Acuíferos homogéneos

i) En aquellos casos en que la granulometría del acuífero captado en el pozo no requiere empaque artificial de grava seleccionada, las aberturas deben ser tales que retengan el paso entre el 40% a 80% del material del acuífero, de acuerdo al coeficiente de uniformidad del mismo material.

ii) Debe utilizarse una menor abertura cuando las aguas son excesivamente corrosivas, ya que un aumento en el tamaño de las aberturas provocaría un ingreso de materiales finos.

b) Acuíferos no homogéneos

i) En este caso se tiene un rango más amplio para la selección del filtro, ya que un aumento en la abertura no influye en el paso de materiales más finos.

ii) Se deben considerar los siguientes aspectos:

ii-1) La abertura de la malla debe variar de acuerdo a la granulometría de los materiales del acuífero.

ii-2) Si existe una capa de material fino sobre una capa de material grueso, el filtro debe prolongarse 60 cm en el estrato del material más grueso.

ii-3) Cuando el tamaño de la abertura del material más grueso es mayor que el doble de la del fino, debe utilizarse una transición, cuyo tamaño sea el doble de la abertura pequeña y luego prolongarse 60 cm de ésta.

2.3.8.2 Acuíferos que requieren empaque

(1) Los acuíferos que deben llevar empaque, son diferentes a los perforados en forma manual, ya que la zona inmediata a la rejilla se hace más permeable, lo que equivale a un aumento en el diámetro efectivo del pozo, en estos casos es necesario colocar, en el espacio anular, grava seleccionada en función de la granulometría del acuífero.

(2) En acuíferos de arena fina debe emplearse empaque de grava para desarrollar al máximo el rendimiento del mismo.

2.3.8.3 Diámetro de las rejillas o filtros

(1) El diámetro del filtro debe ser igual o menor (caso de pozos telescópicos) al diámetro de la camisa del pozo.

(2) El diámetro de las ranuras o aberturas del filtro, debe ser determinado sobre la base de la velocidad de entrada de agua a través de las mismas.

(3) La velocidad a través de las aberturas debe ser igual o menor a 3,00 cm/s para minimizar tanto las pérdidas por fricción como la relación de incrustación y corrosión. Se admite una velocidad máxima de 5,00 cm/s cuando la extracción de agua sea igual al rendimiento máximo del pozo.

(4) Si las velocidades son menores a 1,50 cm/s debe disminuirse el diámetro de la abertura del filtro.

(5) Para condiciones especiales del material del acuífero se debe consultar al fabricante o proveedor.

(6) Cuando los caudales de bombeo son bajos, el diámetro del filtro debe ser fijado en función del diámetro de la bomba a instalarse. Por debajo del nivel de colocación de la bomba puede reducirse el diámetro del filtro, pero considerando siempre las velocidades de entrada ya mencionadas.

(7) En el diseño de pozos telescópicos, la bomba debe ubicarse encima de la reducción del diámetro del entubado.

2.3.9 Diseño del empaque (prefiltro)

(1) El material utilizado para el empaque, debe ser estable física y químicamente en el agua.

(2) Para el diseño del empaque de grava seleccionada o prefiltro, debe considerarse la relación entre la gradación de la grava y la abertura del filtro a utilizar.

(3) El espesor mínimo del empaque debe ser definido en función al diámetro de los materiales del acuífero. Espesores muy grandes impiden el normal desarrollo del pozo ya que la agitación no alcanza en forma efectiva a los granos de arena del acuífero.

(4) La selección de la abertura del filtro debe ser realizada para retener grava y ésta a su vez para retener el material del acuífero.

(5) Para la selección de la abertura del filtro se debe utilizar el método del U.S. Bureau of Reclamation, que especifica lo siguiente:

- a) Dibujar en papel semilogaritmico la curva de porcentajes que pasa versus abertura.
- b) Determinar el diámetro medio (D50) y multiplicar por 12 y 58.
- c) Graficar los puntos 12 D50 y 58 D50.
- d) Determinar el diámetro de la malla D15 y multiplicar por 12 y 40.
- e) Graficar estos puntos 12 D15 y 40 D15 sobre la horizontal correspondiente al 15% que pasa.
- f) Unir los puntos 12 D50 y 12 D15
- g) Unir los puntos 58 D50 y 40 D15
- h) Estas dos rectas proporcionan los límites de la granulometría de la grava. El tamaño de la grava no debe ser mayor al tamiz N° 12, para ello, se traza una vertical por dicho valor, el polígono hallado limita el tamaño de la grava.
- i) La curva ideal debe estar contenida en este polígono y debe trazarse aproximadamente paralelamente a la del acuífero.

(6) El ingeniero proyectista podrá utilizar otros métodos de diseño o manuales de fabricantes existentes, si lo justifica técnicamente.

2.3.10 Abertura del filtro

(1) La abertura del filtro debe ser tal que permita estabilizar el empaque de grava.

(2) La determinación de la abertura debe ser efectuada en forma similar a la de los pozos perforados manualmente, esto es igual a la mitad de la malla determinada por el D85 (15% retenido) y seleccionar la malla comercial inferior.

2.3.10.1 Caso de capas acuíferas estratificadas

(1) En estos casos las ranuras del filtro deben variarse adoptando los criterios indicados para cada condición, además tomar en cuenta las siguientes condiciones:

- a) Cuando existan capas intercaladas de material fino y grueso, debe prolongarse la longitud del filtro al menos en 60 cm en el estrato mas grueso.
- b) Cuando exista una capa gruesa sobre una fina, la abertura del filtro no debe ser mayor al doble de la más fina. Si las granulometrías existentes así lo imponen, se debe incluir entre ambas una transición que cumpla esta relación con una longitud no menor a 30 cm.

2.3.11 Selección del material y tipo de filtro

2.3.11.1 Grado de mineralización del agua

(1) El grado de agresividad del agua obliga a seleccionar un material con mayor resistencia a esta acción, tomando en cuenta el costo del filtro.

(2) El grado de agresividad se determina mediante el Índice de Langelier, que se muestra a continuación:

$$\text{Índice de Langelier} = \text{pH} - \text{pHs}$$

Donde: pH Potencial de hidrógeno del agua del acuífero
 pHs Potencial de hidrógeno de saturación

(3) Cuando el Índice de Langelier es negativo el agua es corrosiva.

(4) En el grado de corrosión se debe considerar:

- a) La presencia de oxígeno disuelto en concentraciones superiores a 2 mg/l es un indicativo de la corrosividad del agua subterránea.
- b) El contenido de CO₂ en concentraciones superiores a 60 mg/l tiende a aumentar la corrosividad del agua.
- c) Agua con contenido de cloruros en concentraciones superiores a 500 mg/l presenta características corrosivas, siendo mayor a medida que la concentración de cloruros se incrementa.
- d) La presencia de sulfuro de hidrógeno (H₂S) es causa para suponer acción corrosiva.
- e) El grado de mineralización da una idea de la capacidad de conducir corriente eléctrica en el agua (conductividad), lo que a su vez puede ser causa de corrosión de origen eléctrico.
- f) La presencia de sólidos disueltos totales en concentraciones superiores a 1000 mg/l es un indicativo de la corrosividad del agua.

(5) Cuando el Índice de Langelier es positivo, el agua es incrustante por lo que se presentan depósitos de minerales que tienden a obstruir el filtro.

(6) En el grado de incrustación se debe considerar:

- a) Alto contenido de carbonato de calcio o aguas con durezas altas.
- b) Alto contenido de hierro.
- c) Alto contenido de manganeso en presencia de oxígeno disuelto y a pH alto.

(7) En el caso de aguas incrustantes, debe elegirse filtros resistentes a la incrustación ya que su eliminación solo puede hacerse mediante la aplicación de ácidos capaces de destruir dicha incrustación.

2.3.11.2 Presencia de película bacteriana

(1) En el caso de presencia de bacterias no patógenas, como son las bacterias ferruginosas, sulfurosas y magnésicas debe preverse la selección de filtros construidos con material resistente a la corrosión, pues la película biológica formada por el crecimiento de dichas bacterias y la precipitación de hierro disuelto solo puede eliminarse con la acción de agentes

disolventes y desincrustantes como el cloro y el ácido clorhídrico. Se pueden buscar otras alternativas con productos desincrustantes que no sean tóxicos.

2.3.11.3 Resistencia estructural del filtro

(1) Los filtros deben satisfacer adecuadamente las condiciones de solicitud a las que se hallarán sometidas.

(2) Debe considerarse:

- a) Resistencia al colapso.
- b) Resistencia a la compresión axial.
- c) Resistencia a esfuerzos mecánicos durante y después de su instalación (resistencia tensional).
- d) Esfuerzos de tracción, en el caso de filtros intermedios, en las cuales pende una longitud determinada de tubería.
- e) Resistencia a la corrosión.
- f) Tipo de junta a utilizar que permita ligazones o uniones seguras (collares para soldar o roscas).
- g) Las características de fabricación de filtros para pozos y su uso, se presentan en la **Tabla 3**.

Tabla 3. Materiales de tuberías y filtros para pozos profundos

Nombre del material	Análisis	Factor de costo	Uso recomendado
Monel	70% níquel 30% cobre	1.50	Grandes cantidades de cloruro de sodio combinado con oxígeno disuelto, tal como el agua salada. Usualmente no suele instalarse para pozos de agua potable.
Súper níquel	70% cobre 30% níquel	1.20	Casos como el anterior pero con aguas no tan corrosivas.
Everdur	96% cobre 3% silicón 1% manganeso	1.00	Dureza total muy alta, altos contenidos de cloruro de sodio (sin oxígeno disuelto Alto contenido de hierro. Es extremadamente resistente al tratamiento con ácido presente).
Acero inoxidable	74% acero 18% cromo 8% níquel	1.00	Sulfuro de hidrógeno. Oxígeno disuelto. Dióxido de carbono. Bacterias ferruginosas.
Latón cobrizo silícico	83% cobre 15% zinc 1% silicón	0.90	Tiene los mismos usos que el Everdur, pero no es tan bueno ni tan resistente. Se usa en aguas relativamente inactivas.
Hierro Armco	93.84% hierro puro. (doble galvanizado)	0.60	No es resistente a la corrosión. Se usa para pozos de irrigación en zonas donde las aguas son relativamente neutras.
Acero	99.35%/99.72% hierro 0.08%/0.15% carbón 0.20%/0.50% manganeso doble galvanizado	0.50	No es resistente a la corrosión. Se usa en pozos temporales como pozos de prueba o pozos de drenaje. Se usa en el caso de aguas no corrosivas ni incrustantes.
PVC	(de alta resistencia)		100% polivinil de cloruro Resistente a la incrustación y corrosión. Bajo costo.

Fuente: Abastecimiento de agua, Simón Arrocha.

2.3.12 Prueba de bombeo

(1) En las pruebas de bombeo deben utilizarse pozos de prueba, o un pozo permanente con uno o más pozos de observación, que deben estar a una distancia no menor a 15 m del pozo productor, con un diámetro mínimo de 100 mm.

(2) La duración mínima de la prueba de bombeo debe ser de 24 horas. Previa a ésta prueba se debe realizar una prueba escalonada para determinar el caudal óptimo de bombeo para la prueba de larga duración.

(3) Durante la prueba de larga duración, se debe obtener la siguiente información:

- a) Nivel estático inicial de cada pozo.
- b) Caudal de bombeo, medido con espacios de 1, 3, 5, 10, 20, 40, 60 minutos, cada hora, cada 2 horas y cada 3 horas, hasta completar las 24 horas.
- c) Nivel dinámico de bombeo, determinado en correspondencia con los tiempos en que se mide el caudal.
- d) Velocidad de recuperación del acuífero.
- e) Durante la prueba deben tomarse por lo menos dos muestras de agua, una a la mitad del tiempo de bombeo y otra al final para realizar el análisis físico químico y bacteriológico.
- f) Si existen variaciones significativas de la calidad del agua, se deben tomar muestras a intervalos menores, suficientes para indicar dichas variaciones.
- g) Se deben registrar los niveles de descenso del agua en los pozos de observación, con una exactitud de 0,10 m.
- h) Se debe elaborar un gráfico representativo de la variación caudal - abatimiento, para determinar el caudal de explotación y otro abatimiento - tiempo para determinar el coeficiente de transmisibilidad, capacidad específica del pozo, radio de influencia y otros parámetros hidráulicos del pozo.

(4) La prueba de bombeo para un pozo perforado de gran profundidad, requiere el siguiente material:

- a) Bomba.
- b) Cable sumergible.
- c) Medidor de caudal.
- d) Sonda para medir descenso del nivel de agua.
- e) Cronómetro.
- f) Potenciómetro o generador de energía renovable.
- g) Palanca de cuchillas.
- h) Ademe o trípode de sujeción.
- i) Roldanas.
- j) Cables de acero galvanizado.
- k) Herramientas para sujeción y trabajo con tuberías.
- l) Tuberías de PVC, FG, A°C° y A°Co° (en función de la profundidad).

2.3.12.1 Capacidad específica

(1) La capacidad específica se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$CE = \frac{R}{A}$$

Donde: CE Capacidad Especifica en l/s-m de abatimiento
 R Rendimiento, Producción de agua en l/s
 A Abatimiento en m
 A = Nivel estático – Nivel dinámico

(2) La capacidad específica debe utilizarse para determinar las características del equipo de bombeo.

2.3.13 Cálculo de caudales

(1) Para el cálculo de caudales en condición no equilibrio puede emplearse el método de Jacobs (analítico simplificado) o el método de Thies (gráfico).

(2) Para condición de equilibrio, puede utilizarse la ley de Darcy de la velocidad de flujo en medios porosos y la condición de continuidad, expresada por:

$$v = -k \left(\frac{dy}{dx} \right)$$

$$Q = -k * A \left(\frac{dy}{dx} \right)$$

$$r = \frac{(r_i + r_a)}{2}$$

Donde: v Velocidad de escurrimiento en m/s
 k Coeficiente de permeabilidad en m/s
 Q Caudal en m³/s
 A Área de escurrimiento en m²
 r Radio medio del pozo en m
 r_i Radio del tubo del filtro en m
 r_a Radio del tubo de perforación en m
 dy/dx Pendiente de la curva de abatimiento

(3) De donde se obtiene:

a) Para acuíferos libres

$$A = 2 * \pi * x * y$$

$$Q = k * \pi * m \left[\frac{(H^2 - h^2)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} \right]$$

b) Para acuíferos confinados

$$A = 2 * \pi * m$$

$$Q = - k * \pi * m \left[\frac{(H - h)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} \right]$$

Donde: R Radio del cono de influencia en m
 H Nivel o altura de la superficie freática horizontal (nivel estático) en m
 h Nivel de la superficie de agua en el pozo (nivel dinámico) en m
 m Espesor del acuífero en m
 H – h Abatimiento en m

(4) En la **Tabla 4**, se presentan valores medios del coeficiente de permeabilidad en función del tipo de material permeable.

Tabla 4. Coeficiente de permeabilidad (k)

Material	Coeficiente de permeabilidad k (m/s)
Arena, d = 4mm a 8 mm	0,035
Arena, d = 2 mm a 4 mm	0,025 a 0,030
Arena, d = 1 mm a 6 mm	0,003 a 0,008
Grava, d = 20 mm a 40 mm	0,03
Grava, d = 40 mm a 70 mm	0,035

2.3.14 Prueba de verticalidad

(1) Durante la perforación del pozo piloto, se efectuará la prueba de verticalidad del mismo, cada 50 m, hasta la profundidad correspondiente a la localización de la bomba. Puede utilizarse el método TOTCO o similar, que consiste en introducir en el pozo, un cable en el interior de una tubería con diámetro exterior de 1/2"; en caso de notarse desviación del pozo, debe corregirse la verticalidad.

2.3.15 Desinfección del pozo

(1) El pozo debe ser sometido a un proceso de desinfección. Para ello se debe calcular la cantidad de agua existente en el pozo e introducir una solución de cloro para conseguir una concentración de 50 mg/l a 150 mg/l, dependiendo de análisis bacteriológico, y dejarla durante 24 horas. Finalmente se procede a la limpieza del pozo, extrayendo todo el cloro que fue introducido.

2.3.16 Sello sanitario

- (1) La colocación del sello sanitario comprende: la mezcla de materiales y la instalación.
- (2) El sello sanitario puede ser realizado utilizando lechada de cemento, densidad $1,87 \text{ g/cm}^3$ o en su caso hormigón con una dosificación 1:2:3 (cemento:arena:grava).
- (3) Es posible también utilizar con una mezcla de bentonita, cal y arcilla, utilizando 1/2 bolsa de bentonita, 1 bolsa de cal, 1 m^3 de arcilla y agua en cantidad tal que permita obtener una elasticidad y fluidez para que pueda ser introducido por una tubería hasta la profundidad del sello, en el espacio anular comprendido entre las paredes y el ademe del pozo.

2.3.17 Prevención contra la contaminación

- (1) Se deben prever dispositivos y medidas de protección para que el pozo no se constituya en un vehículo de contaminación de las reservas de agua subterránea.
- (2) Los pozos antiguos u obsoletos deben ser tapados y/o sellados, extrayendo si es posible, la tubería de revestimiento, filtro y demás accesorios del pozo.
- (3) Los tramos arenosos de los pozos abandonados, deben ser sellados con lechada de cemento, densidad $1,87 \text{ g/cm}^3$.

ANEXO A
FIGURAS - POZOS PROFUNDOS

Reglamento Nacional

NB 689

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE ADUCCIONES PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE

Segunda revisión

Diciembre 2004

tÍNDICE

CAPÍTULO 1	
GENERALIDADES	129
1.1 OBJETO	129
1.2 CAMPO DE APLICACIÓN	129
1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO	129
 CAPÍTULO 2	
ADUCCIÓN	130
2.1 DEFINICIÓN	130
2.2 TIPOS DE ADUCCIÓN	130
2.2.1 Aducción por gravedad	130
2.2.2 Aducción por bombeo	130
2.2.3 Aducciones mixtas	130
2.3 SELECCIÓN DEL TIPO DE ADUCCIÓN	131
2.4 CAUDAL DE DISEÑO	131
2.5 UBICACIÓN	131
2.6 TRAZADO	132
 CAPÍTULO 3	
ADUCCIÓN POR GRAVEDAD	133
3.1 DEFINICIÓN	133
3.2 CANALES DE ADUCCIÓN	133
3.3 DISEÑO DE CANALES DE ADUCCIÓN	133
3.3.1 Tipos y formas de canales	133
3.3.2 Tipos de revestimientos	132
3.3.3 Caudal de diseño	132
3.3.4 Velocidades de diseño	132
3.3.5 Pendiente máxima y mínima	136
3.3.5.1 Tensión tangencial crítica de arrastre	136
3.3.6 Diámetro mínimo	137
3.3.7 Cálculo hidráulico y pérdidas de carga	137
3.3.8 Transiciones	140
3.3.9 Obras y dispositivos complementarios	140
3.3.9.1 Disipadores de velocidad	140
3.3.9.2 Dispositivos de derivación	141
3.3.9.3 Cruces de depresiones y elevaciones topográficas	141
3.4 CONDUCTOS A PRESIÓN	141
3.5 DISEÑO DE CONDUCTOS A PRESIÓN	142
3.5.1 Trazado de la aducción	142
3.5.2 Caudal de diseño	142
3.5.3 Determinación de cotas	142
3.5.4 Material y clase de tubería	142
3.5.5 Velocidades de diseño	143
3.5.6 Diámetros mínimos	144

3.5.7 Pendientes	144
3.5.8 Cálculo hidráulico y pérdidas de carga	144
3.5.8.1 Fórmula de Flamant	145
3.5.8.2 Fórmula de Darcy-Weisbach	145
3.5.8.3 Fórmula de Hazen Williams	148
3.5.8.4 Pérdida de carga localizada	149
3.5.9 Presiones máximas y mínimas	150
3.5.10 Tuberías de aducción y accesorios	150
3.5.11 Profundidad de instalación	151
3.5.12 Cámaras y dispositivos de ingreso y salida	151
3.6 GOLPE DE ARIETE	153

CAPÍTULO 4

ADUCCIÓN POR BOMBEO	154
4.1 DEFINICIÓN	154
4.2 TIPOS DE BOMBEO	154
4.2.1 Bombeo en serie	154
4.2.2 Bombeo en paralelo	154
4.2.3 Bombeo por etapas	155
4.3 DISEÑO DE ADUCCIONES POR BOMBEO	155
4.3.1 Caudal de bombeo	155
4.3.2 Número de horas de bombeo	156
4.3.3 Tubería de succión	156
4.3.3.1 Diámetro de la tubería de succión	156
4.3.3.2 Altura de succión	156
4.3.3.3 Sumergencia mínima	157
4.3.4 Diámetro de la tubería de impulsión	157
4.3.5 Altura manométrica total o altura dinámica de bombeo	158
4.3.6 Dimensionamiento	158
4.3.7 Potencia del equipo de bombeo	158
4.3.8 Tuberías de aducción por bombeo	159
4.4 GOLPE DE ARIETE	159
4.4.1 Sistemas por bombeo	160
4.4.1.1 Condiciones normales de operación	160
4.4.1.2 Condiciones de emergencia	160
4.4.2 Sistemas por gravedad	161
4.4.2.1 Condiciones normales de operación	161
4.4.2.2 Condiciones de emergencia	161
4.4.3 Presiones máximas y esfuerzos a ser absorbidos	161
4.4.4 Presiones mínimas	162
4.4.5 Métodos de estudio	163
4.4.5.1 Aducciones por bombeo	163
4.4.5.2 Aducciones por gravedad	164
4.5 ESPECIFICACIONES Y CONTROL DE CALIDAD	165
4.6 PRUEBAS DE PRESIÓN	166

CAPÍTULO 5

DISPOSITIVOS COMPLEMENTARIOS	167
5.1 GENERALIDADES	167
5.2 TIPO Y UBICACIÓN DE VÁLVULAS	167
5.2.1 Válvulas de bloqueo	167
5.2.2 Válvulas de purga y entrada de aire	167
5.2.3 Válvulas de desagüe	168
5.2.4 Columna de ventilación	169
5.2.5 Dispositivo antiarriete	169
5.2.6 Válvula de protección contra golpe de ariete	169
5.2.7 Válvulas reductoras de presión	169
5.3 MATERIALES DE LAS VÁLVULAS	170

CAPÍTULO 6

ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS	171
6.1 ESTACIONES REDUCTORAS DE PRESIÓN	171
6.1.1 Válvulas reguladoras de presión	171
6.1.2 Cámaras rompe presión	171
6.2 ANCLAJES	172
6.3 CÁMARA DIVISORA DE FLUJO	173
6.4 ESTRUCTURAS ESPECIALES	173
6.4.1 Obras de arte	174
6.4.2 Protecciones	174

ANEXOS

ANEXO "A" FIGURAS - ADUCCIONES	175
ANEXO "B" MOVIMIENTO UNIFORMEMENTE VARIABLE, CURVAS DE REMANSO ..	186
ANEXO "C" REDUCCIÓN DE CAUDALES POR EVEJECIMIENTO DE TUBERÍAS ...	192
ANEXO "D" GOLPE DE ARIETE	194
ANEXO "E" VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS DE PRESIÓN	200
ANEXO "F" CALCULO DE LA PRESIÓN MÁXIMA Y MÍNIMA EN BOMBAS	201
ANEXO "G" PROCEDIMIENTO DE ALLIEVI	205
ANEXO "H" SIMBOLOS GRÁFICOS	209

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tipos y formas de canales	134
Tabla 2. Velocidad máxima en canales revestidos (m/s)	135
Tabla 3. Tensión tangencial t_0 (kgf/m ²) para materiales finos no cohesivos	136
Tabla 4. Tensión tangencial t_0 (kgf/m ²) para materiales cohesivos	137
Tabla 5. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning y Kutter para superficies de canales	139
Tabla 6. Valores del coeficiente de Bazin	139
Tabla 7. Velocidades máximas permisibles en tuberías	143
Tabla 8. Coeficiente b de Flamant	145
Tabla 9. Valores el coeficiente k de Colebrook	147
Tabla 10. Coeficiente k_0	147

Tabla 11. Coeficiente k1	.147
Tabla 12. Viscosidad cinemática del agua	.148
Tabla 13. Valores del coeficiente C de Hazen-Williams	.149
Tabla 14. Pérdidas localizadas en longitudes equivalentes (En metros de tubería recta)	.149
Tabla 15. Deflexión máxima en tuberías	.150
Tabla 16. Refuerzo de tuberías	.163

PARTICIPANTES

Las Instituciones y profesionales que participaron en la revisión y actualización del presente Reglamento fueron los siguientes:

Alvaro Camacho	Director General de Servicios Básicos VSB
Alcides Franco	Director de Area de Normas y Tecnología VSB
Marco Quiroga	Coordinador General PROAT
Reynaldo Villalba	VSB
Edwin Laruta	VSB
Marco Gómez	FPS La Paz
Oswaldo Valverde	FPS La Paz
Ramiro Plaza	FPS Santa Cruz
Edson Valda	FIS
Daniel Flores	HAM Vinto
Ronny Vega	ANESAPA
Evel Alvarez	AISA
Juan Carlos Agudo	SAMAPA
José Díaz	IIS-UMSA
Gregorio Carvajal	IIS-UMSA
Franz Choque	ABIS Cochabamba
Juan Carlos Holters	ABIS Santa Cruz
Leocanio Mendoza	CONAM SRL
Rolando Nogales	CONAM SRL
Pedro Lino	CEDEAGRO
Oscar Álvarez	Profesional independiente

ELABORACIÓN

AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento Básico
Carlos España	Consultor
Grover Rivera	Consultor
Iván Alvarez	Diseño Gráfico

FINANCIADOR

Agencia Sueca de Cooperación Internacional para el Desarrollo (Asdi)

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 OBJETO

(1) El presente Reglamento tiene por objeto fijar parámetros y establecer los criterios técnicos y condiciones mínimas, que se deben cumplir en la diseño de aducciones de agua, utilizadas para sistemas de agua potable.

1.2 CAMPO DE APLICACIÓN

(1) Este Reglamento se aplica a nivel nacional para al diseño, ejecución o control de sistemas de agua potable públicos y/o privados.

(2) Es obligatorio el conocimiento y aplicación del Reglamento Técnico de Diseño de Aducciones de Agua, por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de la obra. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en el presente reglamento toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO

(1) La elaboración del proyecto de aducciones comprende las siguientes actividades:

- a) Obtener los datos y estudios básicos de diseño.
- b) Establecer el tipo de aducción.
- c) Definir la directriz de la aducción y trazado.
- d) Establecer la capacidad de la aducción.
- e) Seleccionar el material o tipo de revestimiento.
- f) Establecer los parámetros de diseño.
- g) Realizar el diseño hidráulico mediante fórmulas de cálculo.
- h) Considerar el uso de dispositivos complementarios (válvulas y accesorios, si es el caso).
- i) Considerar el proyecto de obras de arte y estructuras complementarias.

CAPÍTULO 2 ADUCCIÓN

2.1 DEFINICIÓN

(1) Se denomina aducción, al conjunto de tuberías, canales, túneles, dispositivos y obras civiles que permiten el transporte del agua, desde la obra de captación hasta la planta de tratamiento, tanque de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

2.2 TIPOS DE ADUCCIÓN

(1) En el diseño de aducciones, se pueden considerar los siguientes tipos:

2.2.1 Aducción por gravedad

(1) Aducción por conductos y canales a superficie libre, en la que el agua se conduce a una presión igual a la atmosférica, pueden ser túneles, tuberías y canales en general.

(2) Aducción por conductos cerrados a presión, en la que el agua se conduce a presiones superiores a la presión atmosférica, son generalmente tuberías de agua a sección llena.

(3) En lo posible debe utilizarse la aducción por conductos cerrados a presión, debido a las dificultades que presentan los canales en su construcción y mantenimiento, pero fundamentalmente debido a que están más expuestos a contaminación.

(4) Los canales abiertos que crucen zonas pobladas o zonas susceptibles de contaminación deben ser provistos de una cubierta de protección.

2.2.2 Aducción por bombeo

(1) Bombeo en serie, en la que se impulsa el agua con dos o más bombas instaladas en la misma línea de impulsión.

(2) Bombeo en paralelo, en la que se impulsa el agua con dos o mas bombas instaladas en sus respectivas líneas de impulsión.

(3) Bombeo por etapas, en la que se impulsa el agua de un nivel inferior a otro superior en más de una etapa.

2.2.3 Aducciones mixtas

(4) En la que el agua se puede conducir por canales o conductos a superficie libre, conductos a presión por gravedad o por bombeo, en cualquier secuencia y dimensiones. En estos casos, se deben cumplir las condiciones particulares a cada tipo de funcionamiento.

(5) En los puntos de transición de tramos definidos por los diferentes tipos de aducción no deben presentarse pérdidas de agua ni deficiencias en el conportamiento hidráulico.

2.3 SELECCIÓN DEL TIPO DE ADUCCIÓN

(1) Para la selección del tipo de aducción deben considerarse:

- a) Ubicación de la obra de captación respecto al centro poblado.
- b) Topografía de la zona o área de proyecto.
- c) Presiones máximas y mínimas.
- d) Características del suelo.
- e) Fuentes de energía disponibles.

2.4 CAUDAL DE DISEÑO

(1) El caudal de diseño de las obras de aducción depende del sistema de abastecimiento de agua:

- a) Si el sistema es por gravedad y cuenta con un tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento la obra de aducción debe calcularse con el caudal máximo diario.
- b) Si el sistema es por gravedad y no cuenta con un tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento, y la aducción se efectúa directamente a la red, la obra de aducción debe calcularse con el consumo máximo horario.
- c) Si la aducción es por bombeo y el sistema incluye tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento, la aducción debe calcularse en función al caudal máximo diario y el número de horas de bombeo; en cambio si el sistema no incluye tanque de almacenamiento y/o planta de tratamiento y el bombeo es directo a la red, la capacidad de la aducción debe calcularse con el caudal máximo horario.

(2) Cuando se efectúe un bombeo directo desde varios pozos a una línea de impulsión, el caudal de cálculo de ésta, debe ser la suma de los caudales de los pozos concurrentes.

(3) Si la obra de aducción conduce agua cruda que requiere tratamiento, se debe considerar en la capacidad de la aducción el consumo de agua de la planta potabilizadora estimado en un 5% a 10% del caudal máximo diario, de acuerdo a lo especificado en el Reglamento de plantas potabilizadoras de agua.

2.5 UBICACIÓN

(1) Para definir la ubicación de las obras de aducción se requieren:

- a) Planos topográficos.
- b) Estudio de suelos (en caso necesario).
- c) Características de subsuelo (en caso necesario).
- d) Datos geológicos (en caso necesario).
- e) Requerimientos de obras de arte (puentes, sifones, cruces de carreteras, ferrocarriles y otros).
- f) Derechos de propiedad y uso de la tierra.

2.6 TRAZADO

(1) El trazado de la aducción debe realizarse previo reconocimiento en campo del relieve topográfico, reconocimiento geológico y tipo de suelo, en lo posible paralelo a vías públicas y caminos de uso general de la población. Si se deben atravesar predios privados se debe establecer la correspondiente servidumbre.

(2) En el trazado de la aducción se deben considerar además del caudal de diseño, vida útil y análisis económico, los siguientes factores:

- a) Que la conducción sea cerrada (en lo posible a presión).
- b) Que el trazado sea lo más directo posible de la fuente a la planta de tratamiento y/o tanque de almacenamiento o red de distribución.
- c) Que la línea evite, en lo posible, los tramos de difícil construcción o inaccesibles.
- d) Que esté siempre por debajo de la línea piezométrica a fin de evitar zonas de depresión que representan un peligro de aplastamiento de la tubería y posibilidad de cavitación (en tuberías a presión).
- e) Que se eviten presiones superiores a las máximas permisibles que afecten la seguridad de la aducción (en tuberías a presión).
- f) Que en lo posible sean paralelos a los caminos de acceso o vías férreas.
- g) Que la línea evite, en lo posible, zonas de deslizamiento e inundaciones.
- h) Que se eviten tramos de pendiente y contrapendiente que pueden causar bloqueos de aire en la línea.

(3) Deben estudiarse variantes que se aparten de caminos si se presentan ventajas en los recorridos por hondonadas o puntos menos pronunciados o por rodeo de cañadones y de causes profundos, para evitar cruces directos con obras demasiado importantes.

(4) Se debe estudiar variantes para acortar la longitud de aducción (trazados en túnel), o evitar terrenos que tengan aguas freáticas muy superficiales.

(5) Cuando razones topográficas imposibiliten el uso del trazado estudiado para la línea de aducción o no existan caminos de acceso hasta la toma o planta de tratamiento debe estudiarse el trazado de una senda de manera que ésta este habilitada para el paso vehicular durante todo el año.

CAPÍTULO 3 ADUCCIÓN POR GRAVEDAD

3.1 DEFINICIÓN

(1) Se denomina aducción por gravedad al conjunto de tuberías, canales, túneles, dispositivos y obras civiles que permiten el transporte de agua, aprovechando la energía disponible por efecto de la fuerza de gravedad, desde la obra de captación hasta la planta de tratamiento, tanque de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

3.2 CANALES DE ADUCCIÓN

(1) Son acueductos que trabajan a superficie libre, en la que el agua está en contacto directo con la atmósfera, su presión de trabajo es igual a la presión atmosférica. El movimiento de agua se debe netamente a la fuerza de la gravedad sobre la masa de agua.

(2) Los canales o conductos a superficie libre deben localizarse en lo posible, siguiendo las curvas de nivel que permitan una pendiente apropiada a fin de que la velocidad del agua no produzca erosiones o depósitos.

(3) En los canales a cielo abierto deben calcularse la pérdida por evaporación y tomarse en cuenta dichas pérdidas para incrementar la capacidad de conducción.

(4) En el cálculo deben incluirse el cálculo de secciones y de obras de arte requeridas.

(5) El trazado de los canales, en planta, puede estar constituido por tramos rectos, segmentos rectos acompañando una directriz curva o tramos curvos, pero en perfil deben estar preferentemente constituidos por tramos rectos, con pendiente uniforme.

3.3 DISEÑO DE CANALES DE ADUCCIÓN

(1) El diseño de canales debe realizarse considerando las siguientes variables:

- a) Tipo de revestimiento.
- b) Caudal.
- c) Velocidad.
- d) Pendiente máxima y mínima.
- e) Forma del canal o diámetro mínimo.
- f) Cálculo hidráulico y pérdidas de carga.
- g) Transiciones.
- h) Obras y dispositivos complementarios.

3.3.1 Tipos y formas de canales

(1) En la **Tabla 1**, se presenta una clasificación de los canales de acuerdo a su tipo y forma. (véase **Figura A.1** de **Anexo A**).

3.3.2 Tipos de revestimientos

(1) Todos los canales deben ser revestidos y de preferencia recubiertos y enlucidos con cemento.

(2) Los canales pueden ser construidos con:

- a) Hormigón simple.
- b) Hormigón con cascote de ladrillo.
- c) Hormigón ciclópeo.
- d) Prefabricados de hormigón simple.
- e) Ladrillo con hormigón simple.
- f) Mampostería de piedra.
- g) Hormigón armado.
- h) Hormigón inyectado.
- i) Tierra - cemento.

(3) El revestimiento debe ser de material inerte y estar adecuadamente construido para evitar su erosión.

Tabla 1. Tipos y formas de canales

Tipo	Forma
Cerrado (no a presión)	Circulares Elípticas Herradura Otros formas geométricas
Abierto	Trapezoidales Rectangulares Triangulares Semicirculares

(2) La definición del tipo y forma del canal depende de las condiciones técnicas.

3.3.3 Caudal de diseño

(1) El caudal de diseño debe ser establecido según lo especificado en 2.4 del **Capítulo 2**.

3.3.4 Velocidades de diseño

(1) Las velocidades máximas y mínimas en los canales dependen del caudal de escurrimiento, tipo de revestimiento y radio hidráulico. Así mismo, del peligro de erosión que puedan sufrir y la deposición de sedimentos que obstruyan la sección transversal de los mismos.

(2) En la **Tabla 2** se presentan los valores referenciales de velocidades máximas permisibles en canales con revestimiento, para evitar la erosión de la solera y paredes laterales.

(3) Para cumplir con los requerimientos de velocidad máxima y si las condiciones locales lo exigieran, la aducción a superficie libre debe ser diseñada en forma escalonada.

(4) El escalonamiento debe ser obtenido por medio de estructuras que proporcionen caídas verticales o caídas inclinadas.

(5) En una caída vertical el cambio de cota de agua se debe realizar en caída libre.

(6) En una caída de fuerte pendiente (rápida) el agua debe pasar de un régimen fluvial a un régimen torrencial a lo largo del canal inclinado constituido por un material capaz de resistir en forma adecuada las velocidades que se presentan para permitir la concordancia entre los tramos superior e inferior.

(7) Al final de la caída vertical o inclinada debe existir una cámara capaz de absorber la energía cinética que el agua presenta al llegar a ese punto.

(8) La velocidad mínima debe ser de 0,60 m/s, en lo posible se debe mantener un flujo subcrítico, es decir $F < 1$ ($F = N^{\circ}$ de Froude), sin embargo, las velocidades pueden ser menores si el ingeniero proyectista justifica técnicamente en función de la tensión tractiva mínima necesaria a partir del cual se genera la autolimpieza del canal.

Tabla 2. Velocidad máxima en canales revestidos (m/s)

Tipo de revestimiento	Características del material	Profundidad de escurrimiento (m)	
		05	05
Revestimiento de hormigón (agua libre de arenas y piedras)	Hormigón H10 (1)	12,50	13,80
	Hormigón H15 (1)	14,00	15,60
	Hormigón H20 (1)	15,60	17,30
	Hormigón H30 (1)	19,20	21,20
Revestimiento de piedra (agua libre de arena y piedras)	Hormigón H5-H15 (1)	7,40	3,70
	Hormigón H25 (1)	6,30	7,40
	Hormigón H10 (1)	4,30	5,00
Gaviones 0,50 m y mayor	- - -	4,70	5,50
Piedras grandes	- - -	3,00	3,50
Capas de piedra o arcilla (10 a 15 cm)	- - -	2,40	2,80
Suelo apisonado con piedra	Piedra de 15 - 20 cm	2,60	3,00
	Piedra de 20 - 30 cm	3,00	3,60
Capa doble de piedra	Piedra de 15 - 20 cm	3,00	3,50
	Piedra de 20 - 30 cm	3,10	3,70

Fuente: H. Llanusa y C. Viamonte.

(1) Tipo de Hormigón de acuerdo al Código Boliviano del Hormigón (CBH 1987).

3.3.5 Pendiente máxima y mínima

(1) La pendiente máxima permisible en una aducción en conducto libre debe ser aquella para la cual la velocidad del agua no sea superior a lo establecido en la **Tabla 2**.

(2) Asimismo, la pendiente mínima debe ser aquella a la cual la velocidad mínima permita arrastrar una partícula sedimentable.

3.3.5.1 Tensión tangencial crítica de arrastre

(1) Es la tensión que debe ser capaz de provocar el inicio del movimiento del material.

a) Para suelos pulvulentos gruesos de diámetro $d > 2,5$ mm.

i) En el fondo: $\tau_0 = 0,80 * d_{75}$

Donde: τ_0 Tensión tangencial en kgf/m^2
 d_{75} Diámetro para el cual, en la curva de composición granulométrica, corresponde el 75% en peso del diámetro inferior, en cm

ii) En los lados: $\tau'_0 = K * t_0$

$$K = \cos \theta * \left[\frac{(1 - \text{tg}^2 \psi)}{(1 - \text{tg}^2 \theta)} \right]^{1/2}$$

Donde: τ'_0 Tensión tangencial en kgf/m^2
 θ Angulo que forma el lado de la sección con la horizontal
 ψ Angulo de reposo

b) Para suelos pulverulentos finos de diámetro $d_{50} < 5,00$ mm.

i) Los valores de la tensión tangencial crítica se encuentran tabulados en la **Tabla 3**.

Tabla 3. Tensión tangencial τ_0 (kgf/m^2) para materiales finos no cohesivos

Diámetro medio d_{50} (mm)	0,10	0,20	0,50	1,00	2,00	5,00
Agua clara	0,012	0,013	0,015	0,020	0,029	0,068
Agua cruda con sedimentos finos en pequeña cantidad	0,024	0,025	0,027	0,029	0,039	0,081
Agua con sedimentos finos en gran cantidad	0,038	0,038	0,041	0,039	0,054	0,090

c) Para suelos cohesivos

i) Los valores de la tensión tangencial crítica se encuentran tabulados en la **Tabla 4**.

Tabla 4. Tensión tangencial τ_0 (kgf/m²) para materiales cohesivos

Material cohesivo del lecho	Naturaleza del lecho			
	Muy poco compactado con relación de vacíos de 1,20 a 2,00	Poco compactado con relación de vacíos de 1,20 a 1,60	Compactado con relación de vacíos de 0,30 a 0,60	Muy Compactado con relación de vacíos de 0,20 a 0,30
Arcillas arenosas (% de arena inferior a 50%)	0,020	0,077	0,160	0,308
Suelos con grandes cantidades de arcilla	0,015	0,069	0,149	0,275
Arcillas	0,012	0,061	0,137	0,259
Arcillas muy finas	0,010	0,047	0,104	0,173

d) Los valores de τ_0 deben ser multiplicados por 0,90 si la aducción presenta pocas curvas (terreno ligeramente accidentado); por 0,75 si la aducción presenta un número reducido de curvas (terreno medianamente accidentado); y por 0,60 si la aducción presenta muchas curvas (terreno muy accidentado).

3.3.6 Diámetro mínimo

(1) Para canales se sección circular (no presión) a superficie libre el diámetro mínimo a utilizarse debe ser de 100 mm.

3.3.7 Cálculo hidráulico y pérdidas de carga

(1) La cantidad de agua que debe transportar un canal está en función de la velocidad y el área de escurrimiento, de acuerdo a la ecuación de continuidad.

$$Q = v * A$$

Donde: Q Caudal en m³/s
 v Velocidad de escurrimiento de agua en m/s
 A Sección de escurrimiento en m²

(2) La sección debe ser calculada mediante fórmulas geométricas dependiendo del tipo de sección que se adopte.

(3) La velocidad puede ser calculada por una de las siguientes fórmulas:

a) Fórmula de Manning-Strickler:

$$v = \frac{1}{n} * R^{2/3} * I^{1/2}$$

b) Fórmula de Bazin:

$$v = \frac{87 * R * I^{1/2}}{\gamma + R^{1/2}}$$

c) Fórmula de Kutter:

$$v = \frac{23 + \left(\frac{0,00155}{I} + \frac{1}{n} \right) * (R^{1/2} * I^{1/2})}{\left[1 + \left(23 + \frac{0,00155}{I} \right) * \frac{n}{R^{1/2}} \right]}$$

Donde: v Velocidad del agua en m/s
R Radio hidráulico en m

$$R = \frac{A}{P_H}$$

A sección de escurrimiento en m²
P_H Perímetro mojado de agua en m
I Pendiente del canal en el tramo en m/m
n Coeficiente de rugosidad de Manning (ver **Tabla 5**)
g Coeficiente de rugosidad de Bazin (ver **Tabla 6**)

(4) Cuando el trazado en planta de la aducción esté constituido por tramos curvos con un radio de su eje inferior a 20 veces del radio hidráulico, debe dimensionarse el conducto considerando la pérdida de carga que la curva pueda ocasionar.

(5) Cuando el coeficiente de rugosidad no es constante en una sección, debe emplearse la fórmula de Strickler con un coeficiente de rugosidad compuesto.

(6) En los cambios de sección no deben ser permitidos perfiles de agua irregulares, con puntos angulares que produzcan perturbaciones, también deben ser evitados regímenes que se aproximan al crítico para evitar que se produzcan resaltos que perturben el escurrimiento.

Tabla 5. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning y Kutter para superficies de canales

Material de las paredes	Valores de n
Albañilería de piedra bruta	0,020
Albañilería de piedra labrada	0,017
Albañilería de ladrillo sin revestimiento	0,015
Canales de hormigón acabado ordinario	0,014
Canales de hormigón revestimiento liso	0,012
Canales con revestimiento muy liso	0,010
Canales de tierra en buenas condiciones	0,025
Canales irregulares mal conservados	0,040
Conductos de madera cepillada	0,011
Losetas cerámicas	0,013
Tubos de acero soldado	0,011
Tubos de hormigón	0,013
Tubos de hierro fundido	0,012
Tubos de asbesto cemento	0,011
Tubos de ladrillo bien construido	0,013
Arcilla vitrificada o ladrillo corriente	0,015
Zanjas y ríos con algunas piedras y hierbas	0,030
Zanjas y ríos con fondos rugosos y mucha vegetación	0,040

Tabla 6. Valores del coeficiente de Bazin

Material de las paredes	Características de conservación y acabado			
	Muy Bueno	Bueno	Regular	Malo
Losetas cerámicas	0,06	0,22	0,33	0,50
Drenes de barro	0,11	0,17	0,28	0,50
Albañilería de ladrillos y cemento	0,14	0,22	0,33	0,50
Superficies lisas de cemento	0,00	0,06	0,14	0,22
Superficies revestidas con cemento	0,06	0,11	0,22	0,33
Tubos de concreto	0,14	0,22	0,33	0,41
Cajas de madera cepilladas	0,00	0,14	0,22	0,28
Cajas de madera no cepilladas	0,06	0,22	0,28	0,33
Canales revestidos con concreto	0,14	0,28	0,41	1,55
Albañilería de piedra cortada	0,50	0,69	1,05	1,38
Albañilería de piedra bruta	1,05	1,38	1,60	1,75
Albañilería de piedra labrada	0,22	0,28	0,36	0,50
Conductos metálicos lisos	0,06	0,14	0,22	0,33
Conductos de metal corrugado	0,88	1,05	1,21	1,38
Canales de tierra	0,50	0,69	0,88	1,05
Canales de tierra con vegetación y roca	1,05	1,38	1,75	2,10
Canales excavados en roca	1,38	1,75	2,04	2,32
Cursos naturales de agua en buenas condiciones	1,05	1,38	1,75	2,10
Cursos naturales de agua con vegetación, rocas, etc.	1,75	2,42	3,48	4,85

(7) El dimensionamiento del perfil longitudinal de una aducción a superficie libre debe ser realizado para el caso de escurrimiento gradualmente variado de acuerdo a los siguientes criterios:

- a) Cuando durante la operación de la aducción se hace variar el nivel de agua, a fin de obtener una cierta capacidad, suficiente para atender una demanda instantánea (caso de Bombeo) las curvas de remanso deben ser calculadas por el siguiente método aproximado:

$$s_2 - s_1 = \left(\frac{h_0}{l} \right) \left[\phi(\eta_2) - \phi(\eta_1) \right]$$

Donde: $s_2 - s_1$ Distancia entre las secciones 1 y 2
 h_0 Profundidad normal en m
 η Relación entre la profundidad de agua h y h_0
 (esto es $h = h/h_0$)
 $\phi(\eta)$ Se determina de la **Tabla B.1 del Anexo B**

- i) Esta ecuación es válida en el caso que la pendiente “ l ” del lecho es inferior a un décimo de la pendiente crítica l_c
- b) Cuando la condición exigida en “a” no ocurre, las líneas de remanso deben ser obtenidas por el método de las diferencias finitas o por otro método presentado en el **Anexo B**.

3.3.8 Transiciones

(1) Cuando una aducción a superficie libre presenta tramos ligados por sifones de sección circular, la concordancia entre los mismos se hará por medio de una transición.

3.3.9 Obras y dispositivos complementarios

3.3.9.1 Disipadores de velocidad

(1) Si por las características topográficas es necesario controlar la velocidad máxima de escurrimiento, debe preverse de obras que disminuyan la energía cinética del agua, mediante:

- a) Escalonamiento de la base del canal.
 b) Planos inclinados con disipadores de energía.
 c) Cámaras de caída libre.

3.3.9.2 Dispositivos de derivación

(1) Cuando en un conducto libre existe una derivación también en conducto libre, en el punto de derivación debe disponerse elementos capaces de regular el caudal en cualquiera de los dos conductos a partir de dicho punto, más no en ambos simultáneamente.

(2) En puntos escogidos a lo largo de la aducción debe preverse dispositivos derivadores de agua o vertederos con las siguientes finalidades:

- a) Dar salida al exceso de agua en caso de maniobras inconvenientes del dispositivo regulador de caudales.
- b) Dar salida a las aguas cuando no hay el consumo esperado.
- c) Permitir el aislamiento y vaciado de tramos de la aducción para fines de mantenimiento.

(3) El agua de los dispositivos de derivación debe ser captada y conducida a lugares apropiados a través de canales de descarga, proyectados convenientemente de manera que quede asegurada la total estabilidad de la aducción con relación al poder erosivo de las aguas.

(4) Los canales abiertos o con abertura discontinua deben ser protegidos de escurrimientos superficiales, mediante bordes situados por encima del nivel del terreno adyacente. En cualquier caso las aguas indicadas deben ser convenientemente encaminadas, no pudiendo la aducción convertirse en un obstáculo para su paso.

(5) Cuando el conducto libre fuera constituido por un canal abierto en terreno natural, este debe ser impermeable o debe ser impermeabilizado.

(6) Los conductos libres que conduzcan agua tratada deben ser totalmente cerrados y tener paredes impermeables.

3.3.9.3 Cruces de depresiones y elevaciones topográficas

(1) En casos de cruces sobre quebradas, ríos o depresiones naturales de terreno, se podrán utilizar acueductos elevados abiertos o cerrados que permitan la continuidad de flujo del agua. En caso de cruces de grandes luces es conveniente el empleo de tuberías en puente colgante.

(2) Para salvar elevaciones topográficas como lomas, cerros y otros, se construirán túneles. La forma de los túneles y su diseño debe ser realizado con las fórmulas anteriormente señaladas, tomado en cuenta el efecto de las fuerzas tangenciales sobre las paredes del acueducto.

(3) Para el cruce de carreteras se debe prever el cambio de canal a tubería y la profundidad de paso. La tubería a emplearse se calculará para el caudal de agua del canal y la resistencia al paso de vehículos.

3.4 CONDUCTOS A PRESIÓN

(1) Están constituidos generalmente por tuberías que trabajan a una presión superior a la presión atmosférica. La tubería conduce el agua a sección llena.

3.5 DISEÑO DE CONDUCTOS A PRESIÓN

(1) Para el diseño deben considerarse los siguientes elementos:

- a) Trazado de la aducción.
- b) Caudal de diseño.
- c) Determinación de cotas.
- d) Material y clase de tubería.
- e) Velocidad.
- f) Diámetros mínimos.
- g) Pendientes.
- h) Cálculo hidráulico y pérdidas de carga.
- i) Presiones máximas y mínimas.
- j) Tuberías de aducción y accesorios.
- k) Profundidad de instalación.
- l) Cámaras y dispositivos de ingreso y salida.

3.5.1 Trazado de la aducción

(1) Para el trazado de la aducción se deben considerar los aspectos señalados en 2.6 del **Capítulo 2**.

3.5.2 Caudal de diseño

(1) El caudal de diseño debe ser establecido según lo especificado en 2.4 del **Capítulo 2**.

3.5.3 Determinación de cotas

(1) Se deben determinar las cotas del terreno de los siguientes puntos:

- a) Obra de toma.
- b) Pasos de los accidentes topográficos sobre la línea del trazado.
- c) Cambios bruscos de sentido y pendiente.
- d) Tanque de almacenamiento o planta de tratamiento.
- e) Otros puntos relevantes del terreno que determinen el trazado de la tubería.

(2) La diferencia de elevación entre el punto de ingreso de agua y cualquier punto tubería abajo, determinará la presión estática interna en la tubería.

(3) La presión estática entre puntos extremos de la tubería de aducción, determinará el material y las características mecánicas de trabajo de la tubería y la necesidad de colocar válvulas o cámaras rompe presión.

3.5.4 Material y clase de tubería

(1) La elección del material debe ser efectuada con base en:

- a) Las características topográficas.
- b) Calidad del agua.
- c) Tipo de suelo.

- d) Resistencia a la corrosión y agresividad del suelo.
- e) Resistencia a esfuerzos mecánicos producidos por cargas externas e internas.
- f) Características de comportamiento hidráulico (velocidades, presiones, golpe de ariete).
- g) Vida útil del proyecto.
- h) Costos de operación y mantenimiento.
- i) Análisis económico.

(2) Los materiales deben ser elegidos en función de la presión nominal y de trabajo, la cual debe ser proporcionada por el fabricante. El material utilizado debe contar con una certificación de calidad, o en su caso, cuando las certificaciones provengan de otros países, ésta debe ser homologada por el IBNORCA.

(3) Un sistema de aducción puede estar constituido por tramos de diferentes materiales elegidos de acuerdo a su funcionamiento, operación y mantenimiento, condiciones de implementación en el terreno y esfuerzos actuantes.

(4) En los puntos de transición entre tramos de diferentes materiales, deben disponerse elementos especiales destinados a la unión de los tramos, impidiendo pérdidas de agua o generación de esfuerzos o de cualquier fenómeno capaz de perjudicar la aducción.

(5) Para la selección del material de las tuberías empleadas en sistemas de agua potable deben considerarse las ventajas y desventajas especificadas en el Reglamento Técnico de Válvulas, Tuberías y Accesorios para Sistemas de Agua Potable y las especificaciones de la Norma Boliviana correspondiente a Tuberías.

(5) El material de las tuberías debe ser seleccionado de acuerdo a las características que satisfagan las necesidades del proyecto, considerando principalmente los costos iniciales y de mantenimiento así como la seguridad de la tubería.

3.5.5 Velocidades de diseño

(1) La velocidad máxima debe ser considerada en función del tipo de material de la tubería, de acuerdo a la **Tabla 7**.

Tabla 7. Velocidades máximas permisibles en tuberías

Material	Velocidad (m/s)
Tubería revestida de hormigón simple	3,00
Tubería de hormigón centrifugado	3,50
Tubería de asbesto cemento	5,00
Tubería de PVC	5,00
Tubería de hierro fundido	5,00
Tubería acero galvanizado	5,00
Tubería de acero	5,00

(2) En tuberías de impulsión la velocidad no debe ser mayor a 2,00 m/s.

(3) A objeto de mitigar los efectos por golpe de ariete, y en general cuando éste sea inminente, se recomienda que la velocidad máxima no debe superar a 1,50 m/s.

(4) La velocidad mínima en la tubería debe ser establecida en función de la velocidad de autolimpieza. La velocidad mínima recomendada es de 0,30 m/s.

3.5.6 Diámetros mínimos

(1) Para la selección del diámetro de la tubería de aducción deben analizarse las presiones disponibles, las velocidades de escurrimiento y las longitudes de la línea de aducción.

(2) La elección debe estar basada en un estudio comparativo técnico económico mediante las técnicas de optimización que tornen mínima la función costo anual.

3.5.7 Pendientes

(1) Con el objeto de permitir la acumulación del aire en los puntos altos y su eliminación por las válvulas colocadas para tal efecto y facilitar el arrastre de sedimentos hacia los puntos bajos para el desagüe de las tuberías, éstas no deben colocarse en forma horizontal.

(2) Las pendientes mínimas deben ser:

- a) $i = 0,04\%$, cuando el aire circula en el sentido de escurrimiento del agua
- b) $i = 0,10\%$ a $0,15\%$, cuando el aire circula en el sentido contrario al escurrimiento del agua

(3) En este último caso la pendiente no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica de ese tramo.

(4) Cuando se considere necesario uniformar pendientes a costa de mayor excavación a efectos de evitar un gran número de válvulas de aire y cámaras de limpieza, debe realizarse una comparación económica de ambas variantes.

3.5.8 Cálculo hidráulico y pérdidas de carga

(1) Se debe efectuar el estudio hidráulico del escurrimiento para determinar si las tuberías trabajan a presión, lo que dependerá de las características topográficas de la zona y del diámetro del conducto. No se admiten presiones negativas.

(2) Para el cálculo hidráulico y la determinación de pérdidas de carga en tuberías a presión se pueden utilizar las siguientes fórmulas:

- a) Flamant
- b) Darcy Weisbach
- c) Hazen Williams

(3) En el cálculo hidráulico se utiliza el diámetro real. Sin embargo, para efectos del diseño se debe considerar el diámetro nominal de la tubería.

(4) Asimismo, en el cálculo de tuberías deben considerarse las pérdidas localizadas o el efecto de mecanismos y singularidades (válvulas, codos, tees, reducciones, etc.) introducidas en la línea que producen pérdidas de carga adicionales.

(5) Para el cálculo de dichas pérdidas de carga localizadas debe utilizarse el método de la longitud equivalente de tuberías, añadiéndola, a la longitud real del tramo.

(6) El proyectista puede dejar de considerar el cálculo de pérdidas localizadas si los sistemas son por gravedad.

3.5.8.1 Fórmula de Flamant

(1) Se expresa por la ecuación:

$$S_t = \frac{4 * b * v^{7/2}}{D^{3/2}}$$

Donde: S_t Pérdida de carga unitaria en m/m
 b Coeficiente de Flamant (ver **Tabla 8**)
 v Velocidad del agua en m/s
 D Diámetro interno de la tubería en m

Tabla 8. Coeficiente b de Flamant

Material de la tubería	b
Hierro o acero	0,00023
Nuevos metálicos	0,000185
Concreto	0,000185
PVC	0,00140(1)

Fuente: Manual de Hidráulica, Azevedo Netto

(1) Asumido

3.5.8.2 Fórmula de Darcy-Weisbach.

(1) El cálculo de la pérdida de carga distribuida o continua en una tubería o conducto cilíndrico largo se debe efectuar mediante la siguiente fórmula:

$$h_f = \frac{f * L * v^2}{D_H * 2 * g}$$

Donde: h_f Pérdida de carga distribuida o continua en m
 f Coeficiente de pérdida de carga distribuida
 Se obtiene del Diagrama de Moody
 (véase **Figura A.2 de Anexo A**) o las siguientes fórmulas:

a) Escurrimiento laminar ($R < 2000$): $f = \frac{64}{R}$

b) Zona crítica ($2000 < R < 4000$), fórmula de Prandlt-von Karman:

$$\frac{1}{f^{1/2}} = 2 * \log R * f^{1/2} - 0.80$$

c) Escorrimento turbulento ($R > 5000$),
i) fórmula de Colebrook-White

$$\frac{1}{f^{1/2}} = 2 * \log \left(\frac{k}{3,70 * D_H} + \frac{2,51}{R * f^{1/2}} \right)$$

ii) fórmula de Swamme - Jain

$$f = \frac{0,25}{\left[\log \left(\frac{k}{3,71} + \frac{5,74}{R} \right) \right]^2}$$

f Coeficiente de fricción (adimensional)

R Número de Reynolds

$$R = \frac{v * D}{\nu}$$

ν Viscosidad cinemática del agua en cm^2/s

k Rugosidad uniforme equivalente o coeficiente de Colebrook, depende del tipo de material (ver **Tabla 9**)
 $k = \epsilon/D$

ϵ Rugosidad en mm

D Diámetro interno de la tubería en m

L Longitud de la tubería en m

v Velocidad media en la sección en m/s

D_H Diámetro hidráulico en m

g Aceleración de la Gravedad en m/s^2

(2) La **Tabla 9**, presenta la rugosidad uniforme equivalente, teniendo en cuenta su relación y dependencia con los siguientes factores: material y proceso de fabricación de la tubería, naturaleza del líquido que escurre por la tubería y tiempo de servicio de la tubería.

Tabla 9. Valores el coeficiente k de Colebrook

Material	k (mm)
Acero galvanizado	0,13
Acero soldado c/revestimiento	0,05
Asbesto cemento	0,10
Hierro fundido nuevo	1
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	1 – 5
Hierro fundido dúctil c/revestimiento de cemento	0,50
Plástico PVC o Polietileno PEAD	0,01

(3) La pérdida de carga en tuberías a presión que presenten salientes en las juntas de las tuberías, a lo largo del perímetro de la sección, debe ser igual a la suma de la pérdida de carga distribuida, calculada como si las juntas indicadas no existiesen y la pérdida de carga debido a la presencia de la junta, dada por:

$$h_s = n_j * k_s * \left(\frac{v_0^{1/2}}{2 * g} \right)$$

Donde: h_s Pérdida de carga debida a las juntas en m
 n_j Número de juntas
 k_s Coeficiente de pérdida de carga, dado por:

a) Para : $\frac{L_j}{D_0} > 30$: $k_s = k_1$

b) Para : $\frac{L_j}{D_0} < 30$: $k_s = k_0 * k_1$

L_j Distancia de una junta a otra en m
 D_0 Diámetro interno de la tubería en m
 k_s, k_1 Coeficientes que se obtienen de la **Tabla 10** y **Tabla 11**, respectivamente
 v_0 Velocidad en m/s
 g Aceleración de la gravedad en m/s²

Tabla 10. Coeficiente k_0

L_j/D_0	4	8	12	16	20	24	30
k_0	0,30	0,45	0,58	0,68	0,78	0,87	1,00

Tabla 11. Coeficiente k_1

L_j/D_0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10
K_1	0,15	0,35	0,06	0,09	0,13	0,17	0,21	0,26	0,32	0,38

(4) Las pérdidas de carga introducidas por las juntas tipo espiga campana y uniones con anillo de goma o similares deben ser consideradas como despreciables ya que no presentan salientes al interior del tubo.

(5) El coeficiente de viscosidad cinemática del agua debe ser considerado solamente en función de la temperatura de agua al interior de la tubería y para efecto del cálculo del número de Reynolds. Los valores del coeficiente de viscosidad en función de la temperatura se presentan en la **Tabla 12**.

Tabla 12. Viscosidad cinemática del agua

Temperatura (°C)	Peso específico (N/m ³)	Viscosidad cinemática x10 ⁶ (m ² /s)
0	9.806	1.792
5	9.807	1.519
10	9.808	1.308
15	9.798	1.141
20	9.789	1.007
25	9.778	0.897
30	9.764	0.804
35	9.764	0.727
40	9.730	0.661
45	9.711	0.605
50	9.690	0.556
55	9.666	0.513
60	9.642	0.477
65	9.616	0.444
70	9.589	0.415
75	9.560	0.39
80	9.530	0.367
85	9.499	0.347
90	9.466	0.328
95	9.433	0.311
100	9.399	0.296

(6) El envejecimiento de tuberías de hormigón armado, aislados interiormente y de material plástico, pueden considerarse despreciables para el proyecto de aducciones.

(7) En tuberías metálicas, cuando no fuera posible la limpieza periódica y si no fueran pintados interiormente con materiales anticorrosivos, el caudal de diseño para fin de proyecto debe ser multiplicado por un coeficiente de seguridad obtenido del **Anexo C**.

3.5.8.3 Fórmula de Hazen Williams

(1) Es la más empleada por su simplicidad y grado de exactitud, se expresa como:

$$Q = 0,28 * C * D^{2,63} * J^{0,54}$$

Donde:	Q	Caudal en m ³ /s
	C	Coefficiente de Hazen Williams (adimensional)
	D	Diámetro interno de la tubería en m
	J	Pérdida de carga unitaria o gradiente hidráulico en m/m
		$J = h_f / L$
	h_f	Pérdida de carga en m
	L	Longitud de la tubería en m

(2) El coeficiente C es función del material y la antigüedad de la tubería. En la **Tabla 13** se presentan los valores más empleados.

Tabla 13. Valores del coeficiente C de Hazen-Williams

Material	C
Acero galvanizado	125
Acero soldado c/revestimiento	130
Asbesto cemento	120
Hierro fundido nuevo	100
Hierro fundido usado (15 a 20 años)	60 – 100
Hierro fundido dúctil c/revestimiento de cemento	120
Plástico PVC o Polietileno PE	140

Fuente: Manual de Hidráulica, Azevedo Netto.

3.5.8.4 Pérdida de carga localizada

(1) La pérdida de carga localizada producida por accesorio y válvulas instaladas en la tubería a presión debe ser considerada a través de la longitud equivalente, que es, la pérdida de carga producida por una longitud equivalente de tubería rectilínea.

(2) Las pérdidas de carga localizadas de cada accesorio o válvula tiene su longitud equivalente respectiva que depende del material, forma y diámetro. En la **Tabla 14** se presenta las longitudes equivalentes en función del diámetro.

Tabla 14. Pérdidas localizadas en longitudes equivalentes (En metros de tubería recta)

Elemento	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8	10	12	14
Codo 90°															
Radio largo	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3
Radio medio	0.4	0.6	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.8	3.7	4.3	5.5	6.7	7.9	9.5
Radio corto	0.5	0.7	0.8	1.1	1.3	1.7	2.0	2.5	3.4	4.5	4.9	6.4	7.9	9.5	10.5
Codo 45°	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9	1.2	1.5	1.9	2.3	3.0	3.8	4.6	5.3
Curva 90°															
R/D: 1 _	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1.0	1.3	1.6	1.9	2.4	3.0	3.6	4.4
R/D: 1	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.0	1.3	1.6	2.1	2.5	3.3	4.1	4.8	5.4
Curva 45°	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.5	1.8	2.2	2.5
Entrada															
Normal	0.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.6	2.0	2.5	3.5	4.5	5.5	6.2
De borda	0.4	0.5	0.7	0.9	1.0	1.5	1.9	2.2	3.2	4.0	5.0	6.0	7.5	9.0	11.0
Válvula															
Compuerta	0.1	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.4
Globo	4.9	6.7	8.2	11.3	13.4	17.4	21.0	26.0	34.0	45.3	51.0	67.0	85.0	102.0	120.0
Angulo	2.6	3.6	4.6	5.6	6.7	8.5	10.0	13.0	17.0	21.0	26.0	34.0	43.0	51.0	60.0
De pie	3.6	5.6	7.3	10.0	11.6	14.0	17.0	20.0	23.0	31.0	39.0	52.0	65.0	78.0	90.0
Retención															
T. liviano	1.1	1.6	2.1	2.7	3.2	4.2	5.2	6.3	6.4	10.4	12.5	16.0	20.0	24.0	38.0
T. pesado	1.6	2.4	3.2	4.0	4.8	6.4	8.1	9.7	12.9	16.1	19.3	25.0	32.0	38.0	45.0
Tee de paso															
Directo	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3	5.5	6.1	7.3
Latera	1.0	1.4	1.7	2.3	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10.0	13.0	16.0	19.0	22.0
Tee salida															
Bilateral	1.0	1.4	1.7	2.3	2.8	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10.0	13.0	16.0	19.0	22.0
Salida de tubería	0.40	0.5	0.7	0.9	1.0	1.5	1.9	2.2	3.2	4.0	5.0	6.0	7.5	9.0	11.0

Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López Culla (2da. Edición)

3.5.9 Presiones máximas y mínimas

(1) La presión estática máxima de la tubería de aducción no debe ser mayor al 80% de la presión de trabajo especificada por el fabricante, debiendo ser compatibles con las presiones de servicio de los accesorios y válvulas a utilizarse.

(2) Para casos en los que se tiene altas presiones se debe efectuar un análisis comparativo técnico económico entre adoptar el uso de tuberías de alta presión o utilizar estaciones reductoras de presión y tuberías de menor presión. Para el último caso debe verificarse que la presión en el punto más alejado y elevado sea al menos la mínima especificada en el presente reglamento.

(3) La presión mínima recomendable en cualquier punto de la tubería de aducción, en las condiciones más desfavorables de escurrimiento, debe ser de 2 m.c.a., excepto en los puntos inicial y final de la aducción ligados a un tanque o cámara en contacto con la atmósfera.

(4) En los puntos en los cuales se produzca sifonamiento, deberá colocarse purgas de aire.

3.5.10 Tuberías de aducción y accesorios

(1) El tipo de tuberías, de juntas, de materiales y de apoyos debe ser comprobadamente adecuado a la forma de instalación, garantizando la estanqueidad del conducto y su estabilidad y debe ser protegida contra impactos

(2) Las aducciones formadas por segmentos rectos, podrán ser dispuestas en curva, si es necesario, mediante la deflexión de las tuberías en sus juntas, si las mismas son de tipo flexible.

(3) La deflexión cada junta a excepción de las juntas con características especiales, es función del diámetro y no debe ser mayor a lo especificado en la **Tabla 15**.

Tabla 15. Deflexión máxima en tuberías

Diámetro de la tubería (mm)	Deflexiones (grados – minutos)
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'
1000	1° 5'

(4) Los accesorios (uniones, codos, té, reducciones, válvulas, anclajes, etc.), elementos importantes complementarios a la instalación de tuberías, deben ser compatibles entre sí, en lo que se refiere a presiones de trabajo, dimensiones (diámetros, espesores, sistemas de unión) y estabilidad electroquímica si se trata de materiales diferentes.

3.5.11 Profundidad de instalación

(1) La profundidad mínima para el tendido de la tubería de aducción debe ser mayor o igual a 0,60 m sobre la clave de la misma.

(2) En áreas de cultivo, cruce de caminos, líneas de ferrocarril o aeropuertos, la profundidad mínima debe ser de 1,00 m sobre la clave de la tubería. El proyectista debe justificar el uso de valores menores al indicado si éstos cuentan con un sistema de protección.

(3) En el caso de suelos rocosos e inestables, el proyectista debe tomar medidas de protección necesarias como revestimientos de hormigón simple y anclajes.

(4) En zonas con pendiente fuerte se deben adoptar tendidos superficiales siempre y cuando se tenga en cuenta apoyos y anclajes antideslizables.

(5) En el caso de tuberías de PVC y PEAD deben necesariamente estar enterrados.

(6) Cuando por la naturaleza del terreno, es necesario colocar la tubería muy próxima a la superficie, deben preverse los elementos de protección que aseguren que la misma no será sometida a esfuerzos o deformaciones que puedan provocar roturas o afectar su funcionamiento normal.

(7) En el caso de tuberías sujetas a submergencia temporaria debe tenerse en cuenta que podrá ocurrir un levantamiento máximo debido a la subpresión, estando la tubería vacía. En este caso debe preverse la colocación de protecciones si las características de la napa freática presentasen condiciones de agresividad.

(8) Debe verificarse que la línea piezométrica de la aducción mediante tubería a presión quede ubicada en las condiciones más desfavorables de escurrimiento previsto por lo menos 2,00 m por encima de la generatriz superior de la tubería y por lo menos 1,00 m por encima de la superficie del terreno.

(9) La anterior condición no debe ser aplicada en los tramos inicial y final de un conducto ligado a un reservorio o cámara en contacto con la atmósfera.

3.5.12 Cámaras y dispositivos de ingreso y salida

(1) Si una tubería a presión se origina en un canal o conducción a superficie libre, debe diseñarse un dispositivo de transición y deben cumplirse los requerimientos del Reglamento Técnico de Diseño de Tanques de Almacenamiento para Sistemas de Agua Potable.

(2) Si se trata de una cámara de entrada, se debe garantizar el ingreso a la tubería a sección llena para evitar el ingreso de aire.

(3) En el perfil longitudinal de entrada, el borde inferior de la boca de ingreso a la tubería debe estar ubicado a una altura H , medida a partir de la superficie del agua del conducto de alimentación, de manera que:

$$H > \left(\frac{D}{\cos \alpha} \right) + 1,10 * \Delta h_v * \Delta h$$

Donde:

H	Altura en m
D	Diámetro de la tubería en m
α	Angulo que la generatriz de la tubería o sifón forma con la horizontal
Δh_v	Diferencia de alturas cinéticas en las secciones de entrada y salida del tramo de transición en m
Δh	Sobrecarga de agua que no debe ser menor a 0,50 m o menor a $1.50 * \frac{v^2}{2 * g}$ ni menor a D (diámetro de la tubería de aducción
v	Velocidad media en la tubería o sifón en m/s

(4) Si el conducto de alimentación fuese descubierto, debe disponerse antes de la entrada a la tubería a presión una rejilla de barras paralelas, con una abertura igual o inferior a 0,10 m.

(5) Si el agua a conducir contiene sólidos en suspensión, debe preverse una rejilla para su remoción, con un espaciamiento entre barras no mayor a la mitad del diámetro de dichos sólidos.

(6) A la salida de las tuberías a presión debe disponerse una válvula con las características adecuadas para permitir la regulación del caudal a los valores deseados.

(7) La válvula de regulación de caudal debe ser dimensionada de modo que no ocurran fenómenos de cavitación para toda la amplitud del caudal a ser regulado.

(8) Para la regulación del caudal y cierre del conducto debe utilizarse una única válvula siempre que cumpla el anterior requisito, además de eso después de haber sido operada para el cierre del conducto su abertura pueda ser realizada a una posición anterior sin necesidad de alivio de caudal.

(9) No se deben utilizar válvulas de compuerta para la regulación de caudales.

(10) Las aducciones con derivaciones para abastecer diferentes tanques de almacenamiento deben ser dimensionadas hidráulicamente para atender las condiciones de abastecimiento más desfavorables que se presenten. Además deben contar con:

- Dispositivo para regulación de caudales en el extremo de salida de cada derivación.
- Dispositivo para interrupción automática o comandada a través de operación centralizada, del abastecimiento al tanque de almacenamiento que alcance su máximo nivel de agua previsto.
- Válvula de cierre de la alimentación a las derivaciones.

(11) Los dispositivos para interrupción automática del abastecimiento deben ser accionados directamente por flotador solamente cuando la presión máxima que pueda actuar sobre ellos, fuera igual o menor a la mitad de trabajo nominal.

3.6 GOLPE DE ARIETE

- (1) El golpe de ariete en tuberías de aducción a presión por gravedad, se presenta cuando el flujo de agua se interrumpe bruscamente en la cota inferior de la tubería.
- (2) La sobrepresión generada por el golpe de ariete sumada a la presión estática debe ser inferior a la capacidad nominal de trabajo de la tubería.
- (3) En 4.4. del **Capítulo 4**, se detalla el cálculo respectivo.

CAPÍTULO 4 ADUCCIÓN POR BOMBEO

4.1 DEFINICIÓN

(1) Se denomina aducción por bombeo al conjunto de elementos estructurales, equipos dispositivos, tuberías y accesorio que permiten el transporte de un volumen determinado de agua mediante bombeo desde la obra de captación, hasta la planta de tratamiento tanque de almacenamiento o directamente a la red de distribución.

4.2 TIPOS DE BOMBEO

4.2.1 Bombeo en serie

(1) Es la acción de impulsar el agua con dos o más bombas instaladas sobre la misma línea de impulsión. Se debe aplicar en los siguientes casos:

- a) Cuando sea necesario aumentar la altura de impulsión.
- b) Cuando por las características de la fuente de energía eléctrica, se debe colocar dos bombas en serie en la misma línea de aducción (véase **Figura A.3 de Anexo A**).

(2) Para el diseño de bombas en serie se debe considerar:

- a) El caudal del sistema debe producir la misma descarga:

$$Q_{\text{sistema}} = Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n$$

- b) La altura manométrica total es igual a la altura manométrica de cada bomba afectada por un coeficiente de rendimiento:

$$H_{\text{sistema}} = \beta (H_1 + H_2 + \dots + H_n)$$

Donde:	Q_{sistema}	Caudal del sistema en l/s
	Q_1, Q_2, Q_n	Caudal de las bombas en l/s
	H_{sistema}	Altura manométrica total en m
	H_1, H_2, H_n	Altura manométrica de cada bomba en m
	β	Coeficiente de rendimiento $\beta = 0,90$ a $0,95$

- c) Las bombas instaladas en serie deben ser idénticas.

4.2.2 Bombeo en paralelo

(1) Es la acción de impulsar el agua instalando más de una línea de impulsión con su respectiva bomba (véase **Figura A.4 de Anexo A**).

(2) Se debe aplicar en los siguientes casos:

- a) Por razones económicas, caudal o energía.

- b) Por condiciones de seguridad.

(3) Para el diseño de las bombas en paralelo se debe considerar:

a) El caudal del sistema debe ser la suma de caudales de cada bomba.

$$Q_{\text{sistema}} = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

b) La altura manométrica del sistema es igual a la altura manométrica de cada bomba.

$$H_{\text{sistema}} = H_1 = H_2 = \dots = H_n$$

c) Pueden instalarse varias bombas trabajando en paralelo.

4.2.3 Bombeo por etapas

(1) Es la acción de impulsar el agua de un nivel inferior a otro superior en más de una etapa (véase **Figura A.5** de **Anexo A**).

(2) Las etapas deben ser los tramos o fracciones de la longitud total de impulsión que se encuentran definidas por cámaras de bombeo y/o tanques de regulación en sus extremos.

(3) Para el diseño de las bombas por etapas se debe considerar:

a) Características topográficas del lugar.

b) Capacidad de la fuente de energía.

c) Caudal de bombeo.

(4) En cada etapa, el bombeo podrá ser en serie o en paralelo, dependiendo de las consideraciones señaladas en 4.2.1 y 4.2.2.

(5) Debe realizarse un balance total de masas para garantizar que el tanque y/o cámaras de bombeo no queden vacíos en ningún momento. Para los proyectos de bombeo en etapas, es recomendable la automatización del sistema.

4.3 DISEÑO DE ADUCCIONES POR BOMBEO

4.3.1 Caudal de bombeo

(1) El caudal de bombeo, se debe determinar bajo los siguientes criterios:

a) Si el sistema tiene tanque de almacenamiento, el caudal de bombeo deberá estimarse en función del caudal máximo diario y el número de horas de bombeo.

b) Si el bombeo se realiza directamente a la red de distribución, el caudal de bombeo debe ser igual al caudal máximo horario.

(2) La determinación del caudal de bombeo, dependerá del rendimiento de la fuente y las limitaciones de energía.

(3) En forma general, el caudal de bombeo se debe estimar mediante la siguiente expresión:

$$Q_b = Q_{\text{max.d}} * \frac{24}{N}$$

Donde: Q_b Caudal de bombeo en l/s
 $Q_{\text{max.d}}$ Consumo máximo diario en l/s
 N Número de horas de bombeo

4.3.2 Número de horas de bombeo

(1) El número de horas de bombeo y el número de operaciones (arranques) en un día, dependerá de los siguientes factores:

- a) Rendimiento de la fuente.
- b) Consumo de agua.
- c) Limitaciones de energía.
- d) Costo.

(2) Por razones económicas y operativas, se aconseja que el período de bombeo en un día debe ser menor a 12 horas, que podrán ser distribuidas en una o mas operaciones (arranques) de bombeo diarios.

(3) Deberán realizarse los cálculos necesarios para determinar las variaciones de consumo y volúmenes de bombeo para los 5, 10, 15, y 20 años del período de funcionamiento del proyecto.

4.3.3 Tubería de succión

(1) El empleo de la tubería de succión, solo se realizará cuando se utilicen bombas centrífugas y axiales con motores externos no sumergibles.

4.3.3.1 Diámetro de la tubería de succión

(1) Para el diseño deben considerarse los siguientes criterios:

- a) El diámetro de la tubería de succión debe ser un diámetro comercial mayor que el diámetro de impulsión. Las bombas vienen diseñadas para el diámetro de succión recomendado.
- b) La velocidad en la tubería de succión debe estar entre 0,60 m/s y 0,90 m/s.
- c) El diámetro de la tubería de succión puede calcularse con la siguiente expresión:

$$d = 1,1284 * \sqrt{\frac{Q_b}{v}}$$

Donde: d Diámetro de la tubería de succión en m
 Q_b Caudal de bombeo en m³/s
 v Velocidad media de succión en m/s

4.3.3.2 Altura de succión

(1) La altura de succión debe ser tal que evite el riesgo de cavitación en las bombas por presión de succión.

(2) Para determinar la altura de succión se debe considerar la Carga Neta Positiva de Succión (CNPS), que se especifica en el Reglamento Técnico de Estaciones de Bombeo para Sistemas de Agua Potable.

4.3.3.3 Sumergencia mínima

(1) Cuando se emplean bombas centrífugas de eje horizontal, la sumergencia mínima no debe ser menor que la establecida en el Reglamento Técnico de Estaciones de Bombeo para Sistemas de Agua Potable.

4.3.4 Diámetro de la tubería de impulsión

(1) Para el cálculo del diámetro económico en instalaciones que son operadas continuamente, debe emplearse la fórmula de Bresse:

$$D = k * \sqrt{Q_b}$$

Donde: D Diámetro económico en m
 k Coeficiente
 k = 1,00 a 4,40
 Q_b Caudal de bombeo en m³/s

(2) Para el cálculo del diámetro económico en instalaciones que no son operadas continuamente, debe emplearse la siguiente fórmula:

$$D = 1.30 * X^{1/4} * \sqrt{Q_b}$$

Donde: D Diámetro económico en m
 $X = \frac{\text{N}^\circ \text{ de horas de bombeo}}{24}$
 Q_b Caudal de bombeo en m³/s

(3) En el diseño y cálculo de tuberías de impulsión se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- a) El diámetro de la tubería de impulsión, para distancias largas, debe ser elegido sobre la base de una evaluación económica que compare diámetros, potencia del motor, consumo de energía y costos.
- b) El diámetro de la tubería de impulsión, para distancias cortas, puede determinarse en base a la velocidad, que deberá estar entre un rango de 1,50 m/s a 2,0 m/s.
- c) La tubería de impulsión no debe ser diseñada con cambios bruscos de dirección de flujo.
- d) Deben instalarse los dispositivos necesarios para evitar el contraflujo del agua, cuando la bomba deja de trabajar o en caso de que exista falla eléctrica .
- e) Debe considerarse el fenómeno de golpe de ariete y en consecuencia dotar al sistema de dispositivos que aseguren los riesgos debidos a este efecto.

- f) A la salida de la bomba debe proyectarse una válvula de retención y una de compuerta. Se debe considerar la instalación de uniones flexibles de acuerdo a la importancia del sistema, a fin de mitigar los efectos de vibración.
- g) En todo cambio de dirección deben considerarse elementos de anclaje y sujeción para la tubería.

4.3.5 Altura manométrica total o altura dinámica de bombeo

(1) La altura manométrica total es la que debe vencer la bomba para impulsar un volumen de agua.

(2) Deben considerarse los siguientes casos:

a) Bombeo con bombas no sumergibles (véase **Figura A.6 de Anexo A**):

$$H_b = h_s + h_i + \Delta h_s + \Delta h_i$$

b) Bombeo con bombas sumergibles (véase **Figura A.7 de Anexo A**):

$$H_b = h_i + \Delta h_i$$

Donde:	H_b	Altura total de bombeo en m
	h_s	Altura geométrica de succión en m
	h_i	Altura geométrica de impulsión en m
	Δh_s	Altura de pérdida de carga en la tubería de succión en m
	Δh_i	Altura de pérdida de carga en la tubería de impulsión en m

(3) El proyectista por seguridad podrá incrementar la altura de pérdida de carga en las tuberías, en función a la edad de las mismas, considerar la altura de carga por velocidad ($v^2/2g$) y/o adoptar una altura de presión mínima de llegada.

4.3.6 Dimensionamiento

(1) Para el dimensionamiento de las tuberías deben considerarse todos los aspectos señalados en 3.5 del Capítulo 3 para tuberías a presión.

4.3.7 Potencia del equipo de bombeo

(1) La potencia de la bomba y el motor debe ser diseñada con la siguiente fórmula:

$$P_b = \frac{Q_b * H_b}{75 * \eta}$$

Donde:	P_b	Potencia en CV (prácticamente HP) 1 CV = 0,986 HP
	Q_b	Caudal de bombeo en l/s
	H_b	Altura manométrica total en m
	η	Eficiencia del sistema de bombeo $\eta = \eta_{\text{motor}} * \eta_{\text{bomba}}$

(2) Debe consultarse al proveedor o fabricante, sobre las curvas características de cada bomba y motor para conocer sus capacidades y rendimientos reales.

(3) La bomba seleccionada debe impulsar el volumen de agua para la altura dinámica deseada, con una eficiencia mayor a 70%.

(4) Debe considerarse la tensión y los ciclos de energía eléctrica de la red pública, particularmente deben verificarse la capacidad de los transformadores.

4.3.8 Tuberías de aducción por bombeo

(1) Las tuberías de aducción por bombeo no deben interceptar la línea piezométrica en las condiciones normales de funcionamiento con caudal mínimo.

(2) Cuando las condiciones topográficas llevan a una inflexión de la línea piezométrica, a partir del punto de inflexión el escurrimiento debe ser por gravedad.

(3) En el punto en que un conducto forzado por bombeo se transforme en un conducto forzado por gravedad, en el caso de ausencia de otros medios para garantizar el perfecto funcionamiento de la aducción, debe preverse un tanque con vertedor y conducto, dimensionados para el caudal de bombeo.

4.4 GOLPE DE ARIETE

(1) El análisis de golpe de ariete debe realizarse en:

a) Proyectos de nuevas aducciones por bombeo.

b) Proyecto de nuevas aducciones por gravedad.

c) En instalaciones existentes en las que se verifique ampliaciones debidas a un aumento de caudal, instalación de nuevas bombas, construcción de nuevos tanques de almacenamiento o variaciones de presión en cualquier sección de la aducción.

d) En las instalaciones existentes cuando hay cambio de las condiciones de operación normal y de emergencia.

e) En instalaciones existentes que van a ser incorporadas a un nuevo sistema aún cuando no sufran modificaciones de cualquier naturaleza.

(2) El análisis del golpe de ariete debe ser realizado estudiando diversos dispositivos de control a fin de seleccionar aquel que ofrezca la mayor protección posible a menor costo.

(3) Los dispositivos a considerar para el control del golpe de ariete son: válvulas de retención, válvulas con una o dos velocidades de cierre, válvulas de alivio, cámara de aire bajo presión, ventosas de doble efecto, tanque de compensación unidireccionales, chimeneas de equilibrio, volante y rotación en sentido inverso de las bombas centrífugas con cierre lento de válvulas.

(4) El análisis del golpe de ariete debe ser hecho para las condiciones normales de operación y también para las condiciones de emergencia posibles.

4.4.1 Sistemas por bombeo

4.4.1.1 Condiciones normales de operación

(1) Se consideran condiciones normales de operación a las siguientes:

- a) Las interrupciones de energía eléctrica en los motores que accionan las bombas, cuando ocurren con frecuencia inferior a dos veces por año.
- b) Perfecto funcionamiento de los dispositivos de control del golpe de ariete, en los siguientes casos:
 - i) Las válvulas de retención se cierran instantáneamente cuando ocurre una inversión en el sentido de escurrimiento.
 - ii) En las chimeneas de equilibrio el máximo nivel de agua no alcanza el tope de la chimenea, a menos que un vertedor esté previsto y el mínimo nivel de agua no favorece la entrada de aire en la canalización por el fondo de la chimenea.
 - iii) En los reservorios de aire comprimido el volumen mínimo de aire, para el cual el compresor de aire comienza a operar, es suficiente para el control del golpe de ariete.
- c) Cuando existe válvula de bloqueo de escurrimiento y ésta está cerrada, la carcasa de las bombas y el tramo comprendido entre una bomba y una válvula, están sometidos a carga para la cual corresponde, en la curva característica de la bomba, un caudal nulo. Si una válvula de bloqueo es de abertura rápida, la carga arriba referida se transmite íntegramente a lo largo de 1/3 de la aducción de bombeo en el instante en que se da partida a la bomba.
- d) En el instante en que se da una interrupción de energía eléctrica las bombas están funcionando con cargas manométricas comprendidas en el intervalo de cargas específicas para la instalación.

4.4.1.2 Condiciones de emergencia

- (1) Se consideran condiciones de emergencia a las que resultan del funcionamiento inadecuado de los dispositivos de control del golpe de ariete, como las siguientes:
 - a) Si el dispositivo de control es del tipo válvula de alivio, una de esas válvulas debe ser admitida inoperante.
 - b) Cuando el dispositivo utilizado para impedir el escurrimiento en sentido inverso, fuera constituido por válvulas de retención, una de esas válvulas deberá cerrar en el instante en que no ocurra el máximo caudal inverso.
 - c) Cuando hay tanques de compensación unidireccional previstos como dispositivos de control de golpe de ariete, este tanque debe permitir el volumen mínimo de aire en el momento en que ocurra la partida de las bombas.
 - d) Las ventosas en la instalación deben ser consideradas todas inoperantes.

4.4.2 Sistemas por gravedad

4.4.2.1 Condiciones normales de operación

- (1) Las condiciones normales de operación son las siguientes:
- a) Operación de la instalación para los niveles de agua en los tanques de almacenamiento variando entre los mínimos y máximos conforme se especifica en el proyecto.
 - b) Funcionamiento de los dispositivos de control de golpe de ariete y de los dispositivos de cierre gradual de acuerdo a las condiciones de diseño.

4.4.2.2 Condiciones de emergencia

- (1) Las condiciones de emergencia son las siguientes:
- a) Seccionamiento del escurrimiento por medio de dispositivos de cierre de emergencia
 - b) Funcionamiento inadecuado de los dispositivos de cierre gradual y de dispositivos de control de golpe de ariete.
 - c) Ruptura en, por lo menos, una sección de cota geométrica.

4.4.3 Presiones máximas y esfuerzos a ser absorbidos

- (1) En los dispositivos instalados para el control del golpe de ariete las presiones internas máximas no deben exceder:
- a) En condiciones normales de operación, al valor de la presión admisible adoptada para cada material y para cada clase de tubería y de conexiones, tipos de juntas y para diversos equipamientos (bombas, válvulas, etc.) previstos en la instalación.
 - b) En condiciones de operación de emergencia, en 1,50 veces la presión admisible obtenida para cada material y para cada caso de tubería y de conexiones, tipo de juntas y para los diversos equipamientos de la instalación.
 - c) En condiciones normales y de emergencia, las presiones utilizadas para el cálculo de empujes aplicados a las estructuras de anclaje de las tuberías, conexiones y equipamientos.
 - d) La presión admisible se refiere, en el caso de los materiales metálicos a la presión que produce la máxima tensión de tracción de 0,50 veces la tensión de fluencia o la tensión límite de resistencia de los materiales de los que están hechos las tuberías, las conexiones y los equipamientos. En los demás casos, es la presión de ensayo hidráulico de las tuberías, dividida por un coeficiente de rugosidad no inferior a 2,5.
 - e) En ningún caso la presión de ensayo hidráulico podrá superar la presión dada por la fórmula:

$$\sigma = \frac{p * R}{e}$$

Donde:	σ	Tensión de rotura
	p	Presión de ensayo hidráulico
	R	Radio interno
	e	Espesor de la pared del tubo

(2) En las instalaciones proyectadas sin dispositivos de control, los esfuerzos originados del fenómeno del golpe de ariete no podrán ser absorbidos por el material del que estén hechos los tubos y conexiones, por las juntas, por los anclajes y por los equipamientos de la instalación a menos que se verifiquen las siguientes condiciones:

- Las presiones internas máximas debidas al escurrimiento en régimen permanente, sean inferiores a las presiones de servicio especificadas para cada material y clase de tubo, conexiones, equipamiento y tipo de juntas.
- No existen condiciones de operación de emergencia.
- La presión interna máxima no excede 4/3 la presión de servicio en caso de ocurrencia intermitente de golpe de ariete, y muy raramente podrán pasar dos ocurrencias por año.
- En todos los casos arriba citados, deben estar justificados el costo mínimo y la seguridad con relación a los que se obtienen dotando a la instalación de dispositivos de control, y seguridad.

4.4.4 Presiones mínimas

(1) En las aducciones de las tuberías flexibles, la presión mínima debida al golpe de ariete no debe alcanzar valores inferiores a la presión atmosférica.

- En el caso en que el material flexible es acero se debe admitir, a falta de otros recursos, la ocurrencia de una presión interna por debajo de la presión atmosférica, si se dimensiona adecuadamente el espesor "e" de la pared del tubo para evitar posibles achatamientos (colapso).
- Para el dimensionamiento indicado se debe utilizar la fórmula de Stewart:

$$p_2 - p_1 = 3529060 * \left(\frac{e}{D}\right)^3$$

Donde:	p_2	Presión externa (kgf/cm ²)
	p_1	Presión interna (kgf/cm ²)

- Se debe reforzar la tubería con cantoneras circulares de hierro, colocadas a determinada distancia a lo largo de la tubería (según Allievi), de acuerdo a lo especificado en la **Tabla 16**.

Tabla 16. Refuerzo de tuberías

Diámetro (mm)	1,00	1,20	2,00
Espesor (mm)	4	5	6
Cantoneras (mm)	40x40x4	50x60x5	60x80x6
Espaciamiento (m)	1,00	1,20	1,40

4.4.5 Métodos de estudio

4.4.5.1 Aducciones por bombeo

(1) En aducciones por bombeo el estudio del golpe de ariete debe ser realizado por el método de las características, por vía numérica o gráfica o, cuando fuera el caso, por el método expuesto en el **Anexo D** o el método expuesto en el **Anexo F**, siempre que se presenten parcial o totalmente las siguientes condiciones:

- a) Separación de la columna en las secciones del perfil de la aducción de cotas más elevadas cuya ocurrencia debe ser verificada por el criterio del Anexo F.
- b) Longitud de aducción inferior a 20 veces la carga total media de la sección de salida de las bombas.
- c) Velocidad media máxima en las secciones de la aducción, superior a 1,00 m/s.
- d) Posible falla de cierre de las válvulas a la salida de las bombas.
- e) Las presiones actuantes exceden los 2/3 de la presión admisible especificada para cada clase de tuberías y conexiones.
- f) Tiempo para alcanzar el inicio de reversión de la bomba, menor que el tiempo de ida y vuelta de la onda de presión a lo largo de la aducción.
- g) Tiempo de cierre de la válvula de retención menor que el tiempo de ida y vuelta de la onda de presión a lo largo de la aducción.
- h) Tiempo de cierre de válvulas automáticas menor a 5 segundos.

(2) En aducciones por bombeo en las que el golpe de ariete es debido a la interrupción de la energía eléctrica se admite la evaluación, en primera aproximación, de las máximas y mínimas presiones, por el método de propagación de las ondas de presión (**Anexo D**), adoptándose un caudal igual a 105% del caudal máximo de proyecto con las siguientes hipótesis para la aplicabilidad del método:

- a) Parada de las bombas por interrupción de la energía eléctrica.
- b) Tubería de succión corta (longitud no superior a 50 m).
- c) Las máximas reducciones y elevaciones de presión son válidas para la válvula en la sección de salida de las bombas mantenida completamente abierta.
- d) El cálculo de la máxima reducción de presión permanece también válido para la válvula en la sección de salida de las válvulas cerrando lentamente.

- e) Cuando la válvula en la salida de las bombas es del tipo que cierra instantáneamente se calcula solamente la máxima reducción de presión.
 - f) Las pérdidas de carga total y singulares son del orden del 5% de la altura geométrica z_g .
 - g) En el caso de diversas bombas operando en paralelo, éstas deben presentar el mismo tiempo de arranque y desligamiento simultáneo.
- (3) En las instalaciones elevadoras en las que:
- a) La tubería de succión es corta.
 - b) La pérdida de carga a lo largo de la tubería de impulsión puede ser despreciada para efecto del golpe.
 - c) Las bombas son centrífugas y están equipadas con válvulas de retención en las secciones de salida.
 - d) La paralización de las bombas ocurre por la interrupción de la energía eléctrica. El cálculo del golpe de ariete debe ser efectuado por el método indicado en el **Anexo F**, excepto en los siguientes puntos:
 - i) El método de cálculo del **Anexo F** no es válido si las líneas piezométricas (**Figura F.1 del Anexo F**) trazadas con las cargas piezométricas mínimas obtenidas antes y después de anularse el caudal en las bombas, determina presiones inferiores a las presiones atmosféricas en las secciones de tubería de impulsión donde hubiera válvulas ventosas o inferiores a la presión de vapor del líquido a temperatura a la que está ocurriendo en las secciones sin válvulas ventosas.
 - ii) El método de cálculo del **Anexo F** debe ser determinado para ver si hay ocurrencia de separación de columna, lo mismo que, cuando en la salida de las bombas están previstos equipamientos anti-golpe distintos de las válvulas de retención desde que sea trazada una línea piezométrica con una carga mínima obtenida antes de anular en caudal en las bombas.

4.4.5.2 Aducciones por gravedad

- (1) En las aducciones a gravedad, el estudio del golpe de ariete debe ser realizado por el método de las características, por vía numérica o gráfica, o cuando fuera el caso, por el método especificado en el **Anexo G**, siempre que se presenten parcial o totalmente las siguientes condiciones:
- a) Separación de la columna en las secciones del perfil de la aducción de cotas más elevadas, en el caso de posibles rupturas o durante maniobras de válvulas de operaciones de emergencia.
 - b) Necesidad de alivio del tiempo mínimo de cierre de válvula para interrupción del escurrimiento para las operaciones de emergencia y normales.
 - c) Maniobra de válvula de regulación de caudal con grandes variaciones de velocidad con relación al tiempo.

- d) Accionamiento y paralización de las bombas conectadas a la aducción.
- e) Las presiones internas actuantes exceden los 2/3 de la presión admisible especificada para cada clase de tubería y conexiones.
- f) Elevación de presión en cualquier sección de la aducción por medios mecánicos elevadores de presión.

(2) Las aducciones por gravedad en las que el golpe de ariete fuera debido a la maniobra de la válvula en la extremidad de ajuste de la tubería con velocidad de cierre o de abertura uniformes, se admiten una evaluación de las diversas variables que intervienen, en primera aproximación, empleando el método presentado en el **Anexo G**, con la siguiente limitación:

- a) La aducción no posee bifurcaciones pudiendo estar constituida por tramos de secciones diferentes, caso en el que la aceleración y velocidad media equivalente se calculan por:

$$\frac{L}{a} = \frac{L_1}{a_1} + \frac{L_2}{a_2} + \dots + \frac{L_n}{a_n}$$

$$v * L = v_1 * L_1 + v_2 * L_2 + \dots + v_n * L_n$$

Donde:

L	Longitud total de la aducción en m
v	Velocidad media en m/s
a	Aceleración en m/s ²
L ₁	Longitud correspondiente al i-ésimo tramo en m
V ₁	Velocidad correspondiente al i-ésimo tramo en m/s
a ₁	Aceleración correspondiente al i-ésimo tramo en m/s ²

- b) Si la aducción es de diámetro constante y h es el valor de variación de la presión (m.c.a.), en la extremidad inferior, la carga piezométrica a ser considerada para el cálculo en la sección de abscisa x con relación a la extremidad superior, esta dada por:

$$H = H_0 + \frac{h * (L - x)}{L}$$

Donde:

H	Altura piezométrica de la posición x de la aducción en m
H ₀	Altura piezométrica en la posición inicial de la aducción en m
h	Variación de la presión en m
x	Longitud parcial de la tubería en el punto x en m
L	Longitud total de la aducción en m

- c) Si la aducción es de diámetro constante y admite bifurcación debe aplicarse lo anteriormente descrito a cada uno de los conductos, debiéndose tomar solamente en una bifurcación las máximas variaciones de presión de entre las máximas variaciones presentadas en cada conducto que se une en la bifurcación.

4.5 ESPECIFICACIONES Y CONTROL DE CALIDAD

- (1) Las especificaciones técnicas de las tuberías y accesorios deben cumplir los requerimientos de la Norma Boliviana correspondiente (NB 513, NB 645, NB 646, NB 708, NB 788 y NB 1069).

(2) Asimismo, los proveedores deben presentar la certificación de control de calidad otorgado por el Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (IBNORCA) y la certificación de su utilización en trabajos exitosos y de importancia.

(3) Si los proveedores presentasen certificados otorgados en el exterior, estos deben ser homologados en nuestro país.

4.6 PRUEBAS DE PRESIÓN

(1) El proyecto de una tubería de aducción por gravedad o por bombeo, debe contemplar las especificaciones relativas a las pruebas hidráulicas necesarias para la verificación del tendido de las tuberías, de la estanqueidad de las mismas y de sus correspondientes uniones.

(2) Las especificaciones deben detallar el procedimiento a seguir durante las pruebas o las normas a las cuales se sujetarán las mismas, las presiones a las que se someterá la aducción y el tiempo de duración de las mismas.

CAPÍTULO 5 DISPOSITIVOS COMPLEMENTARIOS

5.1 GENERALIDADES

(1) A efecto del correcto funcionamiento de las conducciones, se deben instalar en su recorrido diversos elementos según las necesidades de cada caso.

5.2 TIPO Y UBICACIÓN DE VÁLVULAS

(1) Las válvulas que serán utilizadas en la construcción de la aducción ya sea por gravedad o por bombeo, responderán a diferentes necesidades del proyecto específico.

5.2.1 Válvulas de bloqueo

(1) Deben utilizarse para aislar distintos tramos de tubería a fin de realizar reparaciones o trabajos especiales.

(2) El tipo de válvula debe ser elegido sobre la base del propósito buscado y al diámetro de la tubería donde será instalada. Dentro de este tipo de válvulas están: las válvulas de compuerta, mariposa y esfera.

5.2.2. Válvulas de purga y entrada de aire

(1) En los puntos altos de la línea de aducción, mediante tubería a presión, deben instalarse válvulas de purga de aire a efectos de facilitar la salida del aire, que eventualmente se acumula en la conducción durante su funcionamiento o bien cuando se proceda a su llenado. Dichos dispositivos deben permitir la entrada automática de aire durante las operaciones de descarga de la tubería o cuando la descarga de agua fuera provocada por rotura, maniobras o paralización de la aducción (ver **Figura A.8 de Anexo A**).

(2) Se debe adoptar un dispositivo único para atender la entrada y salida de aire, siempre y cuando éste sea capaz de atender ambas funciones.

(3) Cuando haya un tanque instalado en una cota de elevación mas baja que los probables sitios de bolsones de aire y que estos se encuentren por lo menos 10 m por debajo del nivel dinámico, se puede evitar la instalación de la válvula de purga de aire.

(4) Dependiendo del costo y en caso de no disponer de válvulas purgadoras de aire, se podrá considerar la instalación de otras válvulas como las de control.

(5) Estas válvulas se deben instalar sobre una derivación de la tubería, instalada sobre la generatriz superior.

(6) El diámetro de la ventosa depende de la tubería sobre la que se instale, siendo la relación de diámetros aconsejables de 1/4 a 1/6.

(7) El diámetro mínimo de las ventosas debe ser:

- i) Para tuberías con $DN \leq 100$ mm: 50 mm
- ii) Para tuberías con $DN > 100$ mm: 75 mm

(8) Toda válvula debe estar protegida con una cámara de inspección accesible, con su respectivo drenaje.

(9) Los dispositivos de entrada de aire deben estar localizados de modo de no introducir en la tubería, agua extraña al sistema. En el caso de aducción con conducción de agua potable, los dispositivos previstos deben ser instalados de manera que sus aberturas se sitúen por lo menos un metro por encima del nivel máximo de agua que se pudiese acumular en el sitio.

(10) Se deben disponer puntos intermedios para entrada de aire en la tubería cuando la línea piezométrica corresponde a la descarga de un tramo de conducto durante operaciones de mantenimiento y/o reparación, se sitúe por debajo de éste, de forma tal que cause problemas de discontinuidad en la columna líquida o problemas de colapso del conducto.

(11) El tiempo máximo para la descarga de cualquier tramo de tubería a presión no debe ser superior a 30 minutos. El tiempo mínimo de descarga debe determinarse en función a las condiciones propias de la tubería. El tiempo mínimo para el llenado de la parte del conducto afectada por la descarga no debe ser mayor a 60 minutos.

(12) Para cumplir los requisitos anteriores, debe ser necesario instalar válvulas de bloqueo intermedias a lo largo de la aducción y preferiblemente en sus tramos ascendentes destinados a paralizar el flujo de agua.

(13) Como dispositivos automáticos para la entrada y salida de aire pueden utilizarse:

- a) Ventosas simples, para la descarga de aire acumulado durante el proceso normal de la aducción.
- b) Ventosas de doble efecto para la descarga de aire acumulado durante el llenado del proceso normal de aducción y para la entrada de aire en las operaciones de descarga de agua.
- c) Válvulas de retención para la entrada de aire durante las operaciones de descarga de agua.
- d) Tubos verticales cuando su extremidad superior pueda situarse por encima de la línea piezométrica máxima, para la entrada de aire.

(14) Será necesario adoptar un paso lateral (by pass) interligando ambos lados de la válvula intermedia; éste paso debe estar dotado de una válvula propia para cierre, cuando:

- a) La válvula intermedia se localice en tramos descendentes de la aducción y su abertura no pueda ser realizada sin causar perjuicios a su estructura.
- b) La válvula intermedia fuera del tipo compuerta y la presión en el punto en que estuviese instalada, provoque un empuje superior a 20 kN.

5.2.3 Válvulas de desagüe

(1) En los puntos bajos de la tubería de aducción deben instalarse válvulas de limpieza o de desagüe.

(2) En lugares donde la aducción presenta un sifón invertido con ángulos mayores a 25° con la horizontal se deben colocar válvulas de limpieza y purga de lodos.

(3) La válvula debe permitir la descarga de toda el agua contenida en la tubería.

(4) La instalación de válvulas de limpieza debe ser realizada a través de una tubería que tenga, en principio, el mismo diámetro de la aducción, pudiendo luego ser disminuido a través de una reducción excéntrica, de manera que se permita la total evacuación hasta un punto de descarga alejado del trazado.

(5) El diámetro de la tubería de desagüe debe estar entre $D/4$ a $D/3$ (D = diámetro de la tubería principal), con un mínimo de 75 mm para tuberías mayores a 100 mm. Para diámetros menores a 100 mm se debe adoptar el mismo diámetro de la tubería principal.

(6) Cada válvula debe estar protegida con una cámara de inspección accesible con su respectivo drenaje.

(7) El dimensionamiento de la descarga debe hacerse sobre la base de:

a) La obtención de una velocidad mínima compatible con la remoción del material sedimentado en su interior, durante por lo menos el primer minuto de descarga.

b) El tiempo máximo para su realización sea impuesta por las condiciones de operación.

c) El caudal máximo permitido por el receptor del agua de la descarga.

5.2.4 Columna de ventilación

(1) Cumple la misma función que la válvula de aire y debe utilizarse cuando las presiones de trabajo de la tubería de aducción son menores a 4 m.c.a. La ventaja respecto a las anteriores es que no requiere mantenimiento.

5.2.5 Dispositivo antiariete

(1) Si bien la eliminación total del golpe de ariete no es posible, estos dispositivos deben limitar las sub y sobre presiones a valores compatibles con la resistencia de la tubería y dispositivos de cierre. Comúnmente se utilizan: los volantes para aumentar la inercia, tanques de aire, chimeneas de equilibrio o tanques de agua.

5.2.6 Válvula de protección contra golpe de ariete

(1) Este tipo de válvulas deben instalarse en tuberías de aducción por bombeo sometidas a riesgo de golpe de ariete, sobre la línea de impulsión, para la protección de las bombas y tuberías correspondientes.

5.2.7 Válvulas reductoras de presión

(1) Estas válvulas reducen automáticamente la presión de agua debajo de las mismas, hasta un valor prefijado, admisible para las instalaciones agua abajo.

5.3 MATERIALES DE LAS VÁLVULAS

(1) Los materiales de los que se hallan constituidas las válvulas, tanto en el cuerpo como en los mecanismos de cierre, deben cumplir con las especificaciones técnicas reconocidas internacionalmente, en función a las características del agua (grado de agresividad y otros) así como de las presiones de servicio requeridas.

(2) Los criterios y condiciones mínimas de diseño, deben cumplir lo establecido en el Reglamento Técnico de Diseño de Válvulas, Tuberías y Accesorios para Sistemas de Agua Potable.

CAPÍTULO 6 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

6.1 ESTACIONES REDUCTORAS DE PRESIÓN

(1) Con el objetivo de reducir la altura de presión hasta un valor menor y establecer un nuevo nivel estático, debe emplearse una estación reductora de presión.

(2) Una estación reductora de presión debe emplearse también cuando la calidad de las tuberías, válvulas y accesorios de la tubería de aducción no permite soportar altas presiones, así como para mantener las presiones máximas de servicio en una red de distribución dentro de los límites permisibles de presión.

(3) Las estaciones reductoras de presión deben estar basadas en el uso de válvulas reductoras de presión o en el uso de cámaras rompe presión que permitan igualar la presión atmosférica correspondiente.

6.1.1 Válvulas reguladoras de presión

(1) Las válvulas reductoras de presión deben instalarse en la bifurcación de una línea, para permitir el funcionamiento de la instalación en caso de avería y/o mantenimiento de una de ellas, con las correspondientes válvulas de cierre, filtros manómetros, etc.

(2) Las válvulas reguladoras de presión deben estar dispuestas en cámaras que brinden un acceso adecuado para las labores de montaje, operación y mantenimiento.

6.1.2 Cámaras rompe presión

(1) Las cámaras rompe presión deben construirse para evitar presiones elevadas, superiores a la capacidad de trabajo de las tuberías y accesorios.

(2) Las cámaras rompe presión permiten que la línea piezométrica en la línea de aducción disminuya a un valor igual a la presión atmosférica.

(3) Para la localización de las cámaras rompe presión se deben seguir los siguientes criterios:

- a) Mantener la carga máxima estática de acuerdo a la presión de trabajo del material utilizado (tuberías y accesorios)
- b) En lugares accesibles con condiciones de suelo adecuados para la construcción
- c) Las condiciones que deben tomarse en cuenta para el diseño son (ver **Figura A.9 de Anexo A**):
 - i) Debe estar constituida por dos cámaras interconectadas por un vertedero sumergido. La primera cámara de disipación de energía debe ser igual a 2/3 de la longitud total de la cámara rompe presión.
 - ii) Las dimensiones de las cámaras deben ser calculadas para un tiempo de retención de 5 a 10 minutos.

- iii) La profundidad de agua respecto a la tubería de salida, debe determinarse en función a las pérdidas de carga, garantizando una abertura necesaria que permita la circulación del caudal de diseño.
- iv) El ingreso a la cámara se debe realizar mediante un chorro sumergido multidireccional.
- v) Debe instalarse una válvula a la salida y otra de limpieza. Asimismo debe instalarse una tubería de rebose y otra de ventilación para evitar presiones negativas.

6.2 ANCLAJES

(1) Las tuberías de aducción deben contar con anclajes de seguridad cuando:

- a) Están expuestas a la intemperie y requieren estar apoyadas en soportes o adosadas a formaciones naturales de roca.
- b) Se presentan cambios de dirección horizontales o verticales en tramos enterrados o expuestos.
- c) Existe una disminución de diámetro o de dispositivos para el cierre o reducción del flujo de conductos discontinuos.
- d) Las tuberías son colocadas en pendientes mayores a 60° respecto a la horizontal.

(2) En la **Figura A.10** de **Anexo A**, se presentan los anclajes más comunes para curvas horizontales y verticales, té y terminaciones de tuberías.

(3) Para el cálculo se debe tomar en cuenta el efecto equilibrante del terreno siempre y cuando se tenga certeza de su permanencia. Para efectos de estabilidad el empuje pasivo del terreno adyacente debe considerarse hasta un valor máximo de 1,00 kgf/cm².

(4) La resultante para curvas horizontales y verticales se calcula con la siguiente fórmula práctica:

$$F = 2 * \pi * p * R^2 * \text{sen} (\alpha/2)$$

Donde:	F	Fuerza o empuje resultante en kg
	p	Presión interna en m
	R	Radio de la tubería que transporta el líquido en m
	α	Angulo de curva en grados

(5) Para tees y terminaciones de tuberías:

$$F = \pi * p * R^2$$

(6) La fuerza F debe ser resistida por el peso total del anclaje cuando éste es superficial o por la resistencia del terreno cuando la tubería esta enterrada.

(7) Cuando el anclaje esta en enterrado la superficie de contacto es:

$$A \geq \frac{F}{\sigma}$$

Donde:	A	Superficie de contacto en m ²
	F	Fuerza resultante en kg
	σ	Resistencia del suelo en kg/m ² (véase Tabla 1 Reglamento de Tanques de Almacenamiento para Sistemas de Agua Potable).

(8) Los anclajes deben ser metálicos o de hormigón armado, simple o ciclópeo. Asimismo, deben contar con el cálculo estructural y análisis de costos.

6.3 CÁMARA DIVISORA DE FLUJO

(1) La cámara divisora de flujo divide el flujo en canales por gravedad, en dos o más partes, destinadas a diferentes usos o tanques de almacenamiento.

(2) La cámara divisora debe emplearse en los siguientes casos:

- a) Cuando el proyecto considere mas de un tanque de almacenamiento.
- b) Cuando existan diferentes usos del agua.

6.4 ESTRUCTURAS ESPECIALES

(1) Cuando la tubería de aducción cruce carreteras, vías férreas, ríos, arroyos u otro tipo de obstáculos se deben proyectar estructuras especiales como puetes, pasos colgantes u otros, que garanticen la seguridad de la misma.

(2) Las estructuras especiales deben ser metálicas, de madera u hormigón armado simple o ciclópeo. Asimismo, deben contar con el cálculo estructural y análisis de costos respectivo.

(3) En el paso de la tubería de aducción por fondos de valle u otras zonas por donde puedan escurrir aguas de lluvia, siendo el conducto elevado, debe dejarse una sección libre suficiente para permitir el paso del caudal máximo correspondiente a una lluvia máxima con un período de recurrencia de 20 años y deben preverse apoyos protegidos contra la erosión.

(4) Para el dimensionamiento de las estructuras de las tuberías deben considerarse los siguientes esfuerzos combinados o separados:

- a) Presiones internas.
- b) Cargas externas.
- c) Peso propio y peso del agua transportada.
- d) Esfuerzos producidos por el cambio de dirección, de contracciones y de dispositivos para el cierre de los conductos.
- e) Esfuerzos resultantes de las variaciones de temperatura.

(5) Las cargas externas que actúan sobre conductos enterrados deben ser determinadas según las normas propias o, a falta de éstas, las especificaciones de los fabricantes de la tubería.

(6) Los esfuerzos en la instalación de tuberías sobre apoyos discontinuos deben ser resultantes del peso propio del conducto, peso del agua contenida en el conducto, cargas externas presentes y, donde sea aplicable, variaciones de temperatura.

(7) Las fundaciones de los conductos deben soportar la carga externa incrementada por su peso propio y del agua contenida en el conducto, asimismo, deben soportar:

- a) La carga soportante de las estructuras existentes entre las fundaciones y el conducto.
- b) Los esfuerzos resultantes de la resistencia al deslizamiento longitudinal presentada por los apoyos del conducto que se localicen sobre la fundación.

6.4.1 Obras de arte

(1) El paso de la tubería de aducción por fondos de valle u otras zonas por donde pueda escurrir aguas de lluvia, siendo el conducto enterrado, debe ser realizado previendo obras contra la erosión, para impedir que el conducto sea descubierto.

(2) Las obras de arte tales como sifones, cruces de carreteras, vías férreas o para salvar pasos de ríos, quebradas o depresiones del terreno, deben proyectarse de tal forma que garanticen la durabilidad, permanencia y buen funcionamiento de las obras.

(3) En caso de atravesar vías de ferrocarril, rutas nacionales o provinciales, se deben acompañar los detalles de obra de acuerdo con lo exigido por los organismos afectados.

6.4.2 Protecciones

(1) Se refiere a la instalación de la aducción al interior de un conducto mayor, destinado a su protección contra acciones exteriores o destinada a proteger la faja atravesada contra la ruptura de la aducción. El conducto mayor debe tener una sección suficiente para permitir la realización de trabajos de mantenimiento de la aducción colocada en su interior; el conjunto debe permitir el retiro de la aducción instalada al interior de la tubería de protección sin que sea necesario proceder a cortes o demoliciones y sin perjudicar la estructura del revestimiento externo de la aducción.

(2) La protección de conductos no enterrados debe ser obligatoria, cuando éstos atraviesan zonas o lugares donde puedan estar sujetos a averías de cualquier naturaleza, provocadas por agentes reales o potenciales.

**ANEXO “A”
FIGURAS - ADUCCIONES**

**ANEXO “B”
MOVIMIENTO UNIFORMEMENTE VARIABLE, CURVAS DE
REMANSO**

**ANEXO “C”
REDUCCIÓN DE CAUDALES POR EVEJECIMIENTO DE
TUBERÍAS**

**ANEXO “D”
GOLPE DE ARIETE**

**ANEXO “E”
VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS DE
PRESIÓN**

**ANEXO “F”
CALCULO DE LA PRESIÓN MÁXIMA Y MÍNIMA
EN BOMBAS**

**ANEXO “G”
PROCEDIMIENTO DE ALLIEVI**

**ANEXO “H”
SIMBOLOS GRÁFICOS**

ANEXO B
MOVIMIENTO UNIFORMEMENTE VARIABLE, CURVAS DE REMANSO

(1). Se determina “ η ” de la **Tala B.3**

(2). Se calcula la profundidad normal h_o y la pendiente crítica I_c con el empleo de las siguientes fórmulas:

$$Q = C * S * (R * I)^{1/2}$$

$$\frac{Q}{g^{1/2}} = S * \left(\frac{S}{L}\right)^{1/2}$$

Donde: L Longitud de la sección en superficie libre en m

(3). Se calcula los parámetros:

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_2} \quad \eta_2 = \frac{h_2}{h_o} \quad \beta = \frac{I}{I_c}$$

Donde: h_1 y h_2 son profundidades conocidas en las secciones 1-1 y 2-2 de la aducción

(4). Se deduce $B(\eta)$ mediante la **Tabla B.2**

(5). La distancia entre las dos secciones es:

$$\Delta_s = s_2 - s_1 = \frac{h_o}{I} \{(\eta_2 - \eta_1) - (1 - \beta) * [(B(\eta_2) - B(\eta_1))]\}$$

Tabla B.1 Curvas de remanso – Valores de ϕ (η)

η	N=2,80	n=3,00	N=3,20	n=3,40	n=3,60	n=3,80	n=4,00	n=4,20
1,001	1,398	1,183	1,007	0,855	0,724	0,609	0,507	0,416
005	0,813	0,644	0,501	379	274	183	102	031
1,010	0,562	0,409	0,281	0,172	0,079	+ 0,003	+ 0,074	+ 0,137
1,015	0,413	0,271	0,151	0,050	+ 0,037	0,113	0,179	0,237
1,02	0,307	0,171	0,058	+ 0,038	0,120	0,192	0,254	0,309
1,03	0,156	0,030	+ 0,075	0,164	0,240	0,305	0,362	0,412
1,04	0,046	+ 0,073	0,172	0,255	0,326	0,387	0,440	0,486
1,05	+ 0,040	0,154	0,248	0,327	0,394	0,452	0,502	0,546
06	112	222	312	388	452	507	554	596
07	174	280	367	440	501	554	599	639
08	229	331	415	485	545	595	639	677
09	278	377	459	527	584	633	675	711
1,10	0,323	0,419	0,499	0,564	0,620	0,667	0,708	0,743
11	364	458	535	599	653	699	738	772
12	402	494	569	632	684	728	766	799
13	438	528	601	662	713	756	793	825
14	471	559	631	690	740	782	818	849
1,15	0,503	0,589	0,660	0,718	0,766	0,807	0,842	0,872
16	533	618	687	743	791	831	865	894
17	562	645	712	768	814	853	887	915
18	589	671	737	792	837	875	908	936
19	616	696	761	815	859	896	928	955
1,20	0,641	0,720	0,784	0,837	0,880	0,917	0,948	0,974
22	689	766	828	879	921	956	985	1,011
24	735	809	869	918	959	992	1,021	045
26	778	850	909	956	995	1,027	055	078
28	819	889	946	992	1,030	061	087	110
1,30	0,858	0,927	0,982	1,026	1,063	1,093	1,119	1,140
32	896	963	1,016	060	095	124	149	170
34	932	998	0,50	092	126	155	178	198
36	967	1,031	0,82	123	156	184	207	226
38	1,002	064	114	154	186	213	235	253
1,40	1,035	1,096	1,144	1,183	1,215	1,241	1,262	1,280
42	0,67	127	174	212	243	268	289	306
44	0,99	158	204	241	271	295	315	332
46	130	187	233	259	298	321	341	357
48	160	217	261	296	324	347	367	382
1,50	1,190	1,245	1,289	1,323	1,351	1,373	1,392	1,407
55	262	315	356	389	415	436	453	467
60	331	382	421	452	477	497	513	526
65	399	447	485	514	537	556	571	583
70	464	511	547	575	597	614	628	640
1,75	1,538	1,573	1,607	1,634	1,655	1,671	1,685	1,696
80	591	634	667	692	712	728	740	751
85	652	694	725	750	768	783	795	805
90	712	753	783	806	824	838	850	859
95	772	811	840	862	880	893	904	912
2,00	831	868	896	918	934	947	957	965
1	946	981	2,008	2,027	2,042	2,054	2,063	2,070
2	2,059	2,093	117	135	149	160	168	175
3	171	202	225	242	255	265	272	278
4	281	311	332	348	360	369	376	381
2,50	2,390	2,418	2,438	2,453	2,464	2,472	2,478	2,438
6	498	524	543	557	567	575	581	585
7	605	630	648	661	671	678	683	687
8	711	735	752	764	773	780	785	788
9	817	840	856	865	876	882	886	890

Tabla B.1 Curvas de remanso – Valores de $\phi(\eta)$

η	N=2,80	n=3,00	N=3,20	n=3,40	n=3,60	n=3,80	n=4,00	n=4,20
3,0	2,922	2,944	2,959	2,970	2,978	2,983	2,988	2,991
5	3,441	3,459	3,471	3,479	3,485	3,489	3,492	3,494
4,0	954	969	978	985	990	993	995	996
5	4,463	4,475	4,483	4,489	4,492	4,495	4,496	4,497
5,0	4,969	4,980	4,987	4,991	4,994	4,996	4,997	4,998
6,0	5,978	5,986	5,991	5,994	5,996	5,998	5,998	5,999
7,0	6,983	6,990	6,994	6,996	6,998	6,998	6,999	6,999
8,0	7,987	7,992	7,995	7,997	7,998	7,999	7,999	
9,0	8,989	8,994	8,996	8,998	8,999	8,999		
10,0	9,991	9,995	9,997	9,998	9,999	9,999		

Tabla B.2 Curvas de remanso – método de Bakhmeteff - Valores de B(η)

$\eta > 1$											
η	N=2,80	n=3,00	N=3,20	n=3,40	n=3,60	n=3,80	n=4,00	n=4,20	n=4,40	n=5,00	n=5,40
1,001	2.399	2,184	2,008	1,856	1,725	1,610	1,508	1,417	1,264	1,138	1,033
005	1,818	1,649	1,506	384	279	188	107	036	0,915	0,817	0737
010	572	419	291	182	089	007	0,936	1,873	766	681	610
015	428	286	166	065	0,978	0,902	836	778	680	602	537
020	327	191	078	0,982	900	828	766	711	620	546	486
1,03	1,186	1,060	0,955	0,866	0,790	0,725	0,668	0,618	0,535	0,469	0,415
04	086	0,967	868	785	714	653	600	554	477	415	365
05	010	896	802	723	656	598	548	504	432	374	328
06	0,948	838	748	672	608	553	506	464	396	342	298
07	896	790	703	630	569	516	471	431	366	315	273
1,08	0,851	0,749	0,665	0,595	0,535	0,485	0,441	0,403	0,341	0,292	0,252
09	812	713	631	563	506	457	415	379	319	272	234
10	777	681	601	536	480	433	392	357	299	254	218
11	746	652	575	511	457	411	372	338	282	239	204
12	718	626	551	488	436	392	354	321	267	225	192
1,13	0,792	0,602	0,529	0,468	0,417	0,374	0,337	0,305	0,253	0,212	0,181
14	669	581	509	450	400	358	322	291	240	201	170
15	647	561	490	432	384	343	308	278	229	191	161
16	627	542	473	417	369	329	295	266	218	181	153
17	608	525	458	402	356	317	283	255	208	173	145
1,18	0,591	0,509	0,443	0,388	0,343	0,305	0,272	0,244	0,199	0,165	0,138
19	574	494	429	375	331	294	262	235	191	157	131
20	559	480	416	363	320	283	252	226	183	150	125
22	531	454	392	341	299	264	235	209	168	138	114
24	505	431	371	322	281	248	219	195	156	127	104
1,26	0,482	0,410	0,351	0,304	0,265	0,233	0,205	0,182	0,145	0,117	0,095
28	461	391	334	288	250	219	193	170	135	108	088
30	442	373	318	274	237	207	181	160	126	100	081
32	424	357	304	260	225	196	171	150	118	093	075
34	408	342	290	248	214	185	162	142	110	087	069
1,36	0,393	0,329	0,278	0,237	0,204	0,176	0,153	0,134	0,103	0,081	0,064
38	378	316	266	226	194	167	145	127	097	076	060
40	365	304	256	217	185	159	138	120	092	071	056
42	353	293	246	208	177	152	131	114	087	067	052
44	341	282	236	199	169	145	125	108	082	063	049
1,46	0,330	0,273	0,227	0,191	0,162	0,139	0,119	0,103	0,077	0,059	0,046
48	320	263	219	184	156	133	113	098	073	056	043
50	310	255	211	177	149	127	108	093	069	053	040
55	288	235	194	161	135	114	097	083	061	046	035
60	269	218	179	148	123	103	087	074	054	040	030
1,65	0,251	0,203	0,165	0,136	0,113	0,094	0,079	0,067	0,048	0,035	0,026
70	236	189	153	125	103	086	072	060	043	031	023
75	212	177	143	116	095	079	065	054	038	027	020
80	209	166	133	108	088	072	060	049	034	024	017
85	198	156	125	100	082	067	055	045	031	022	015

**Tabla B.2 Curvas de remanso – método de Bakhmeteff - Valores de B(η)
(Continuación)**

$\eta > 1$											
η	N=2,80	n=3,00	N=3,20	n=3,40	n=3,60	n=3,80	n=4,00	n=4,20	n=4,40	n=5,00	n=5,40
1,85	0,198	0,156	0,125	0,100	0,082	0,067	0,055	0,045	0,031	0,022	0,015
1,90	188	147	117	094	076	062	050	041	028	020	014
1,95	178	139	110	088	070	057	046	038	026	018	012
2,00	169	132	104	082	066	053	043	035	023	016	011
2,10	154	119	092	073	058	046	037	030	019	013	009
2,2	0,141	0,107	0,083	0,065	0,051	0,040	0,032	0,025	0,016	0,011	0,007
2,3	129	098	075	058	046	035	028	022	014	009	006
2,4	119	089	068	052	040	031	024	019	012	008	005
2,5	110	082	062	047	036	028	022	017	010	006	004
2,6	102	076	057	043	033	025	019	015	009	005	003
2,7	0,095	0,070	0,052	0,039	0,029	0,022	0,017	0,013	0,008	0,005	0,003
2,8	089	065	048	036	027	020	015	012	007	004	002
2,9	083	060	044	033	024	018	014	010	006	004	002
3,0	078	056	041	030	022	017	012	009	005	003	002
3,5	059	041	029	021	015	011	008	006	003	002	001
4,0	0,046	0,031	0,022	0,015	0,010	0,007	0,005	0,004	0,002	0,001	
4,5	037	025	017	011	008	005	004	003	001	001	
5,0	031	020	013	009	006	004	003	002	001	000	
6,0	022	014	009	006	004	002	002	001	000		
7,0	017	010	006	004	002	002	001	001			
8,0	0,013	0,008	0,005	0,003	0,002	0,001	0,001				
9,0	011	006	004	002	001	001	000				
10,0	009	005	003	002	001	001	000				
20,0	003	002	001	001	000	000	000				

$\eta < 1$											
η	N=2,80	n=3,00	N=3,20	n=3,40	n=3,60	n=3,80	n=4,00	n=4,20	n=4,40	n=5,00	n=5,40
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
02	020	020	020	020	020	020	020	020	020	020	020
04	040	040	040	040	040	040	040	040	040	040	040
06	060	060	060	060	060	060	060	060	060	060	060
08	080	080	080	080	080	080	080	080	080	080	080
0,10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100
12	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120
14	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
16	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160
18	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180
0,20	0,201	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200
22	221	221	220	220	220	220	220	220	220	220	220
24	241	241	240	240	240	240	240	240	240	240	240
26	262	261	261	261	261	260	260	260	260	260	260
28	282	282	282	281	281	280	280	280	280	280	280

**Tabla B.2 Curvas de remanso – método de Bakhmeteff - Valores de b(h)
(Continuación)**

$\eta < 1$											
η	N=2,80	n=3,00	N=3,20	n=3,40	n=3,60	n=3,80	n=4,00	n=4,20	n=4,40	n=5,00	n=5,40
0,28	0,282	0,282	0,281	0,281	0,281	0,28	0,280	0,280	0,280	0,280	0,280
30	303	302	302	301	301	301	300	300	300	300	300
32	324	323	322	322	321	321	321	321	320	320	320
34	344	343	343	342	342	341	341	341	340	340	340
36	366	364	363	363	362	362	361	361	361	360	360
0,38	0,387	0,385	0,384	0,383	0,383	0,382	0,382	0,381	0,381	0,381	0,380
40	408	407	405	404	403	403	402	402	401	401	400
42	430	428	426	425	424	423	423	422	421	421	421
44	452	450	448	446	445	444	443	443	442	441	441
46	475	472	470	468	466	465	464	463	462	462	461
0,48	0,497	0,494	0,492	0,489	0,488	0,486	0,485	0,484	0,483	0,482	0,481
50	521	517	514	511	509	508	506	505	504	503	502
52	524	540	536	534	531	529	528	527	525	523	522
54	568	563	559	556	554	551	550	548	546	544	543
56	593	587	583	579	576	574	572	570	567	565	564
0,58	0,618	0,612	0,607	0,603	0,599	0,596	0,594	0,592	0,589	0,587	0,585
60	644	637	631	627	623	620	617	614	611	608	606
61	657	650	644	639	635	631	628	626	622	619	617
62	671	663	657	651	647	643	640	637	633	630	628
63	684	676	669	664	659	655	652	649	644	641	638
0,64	0,698	0,690	0,683	0,677	0,672	0,667	0,664	0,661	0,656	0,652	0,649
65	712	703	696	689	684	680	676	673	667	663	660
66	727	717	709	703	697	692	688	685	679	675	672
67	742	731	723	716	710	705	701	697	691	686	683
68	757	746	737	729	723	718	713	709	703	689	694
0,69	0,772	0,761	0,751	0,743	0,737	0,731	0,726	0,722	0,715	0,710	0,706
70	787	776	766	757	750	744	739	735	727	722	717
71	804	791	781	772	764	758	752	748	740	734	729
72	820	807	796	786	779	772	766	761	752	746	741
73	837	823	811	802	793	786	780	774	765	759	753
0,74	0,854	0,840	0,827	0,817	0,808	0,800	0,794	0,788	0,779	0,771	0,766
75	872	857	844	833	823	815	808	802	792	784	778
76	890	874	861	849	839	830	823	817	806	798	791
77	909	892	878	866	855	846	838	831	820	811	804
78	929	911	896	883	872	862	854	847	834	825	817
0,79	0,949	0,930	0,914	0,901	0,889	0,879	0,870	0,862	0,849	0,839	0,831
80	970	950	934	919	907	896	887	878	865	854	845
81	992	971	954	938	925	914	904	895	881	869	860
82	1,015	993	974	958	945	932	922	913	897	885	857
83	039	1,016	996	979	965	952	940	931	914	901	890
0,84	1,064	1,040	1,019	1,001	0,985	0,972	0,960	0,949	0,932	0,918	0,906
85	091	065	043	024	1,007	993	980	960	950	935	923
86	119	092	068	048	031	1,015	1,002	990	970	954	940
87	149	120	095	074	055	039	025	1,012	990	933	959
88	181	151	124	101	081	064	049	035	1,012	994	978

**Tabla B.2 Curvas de remanso – método de Bakhmeteff - Valores de $B(\eta)$
(Continuación)**

$\eta < 1$											
η	N=2,80	n=3,00	N=3,20	n=3,40	n=3,60	n=3,80	n=4,00	n=4,20	n=4,40	n=5,00	n=5,40
0,88	1,181	1,151	1,124	1,101	1,081	1,064	1,049	1,035	1,012	0,994	0,978
0,89	1,216	1,183	1,155	1,131	1,110	1,091	1,075	1,060	1,035	1,015	0,999
90	253	218	189	163	140	120	103	087	060	039	1,021
91	294	257	225	197	173	152	133	116	088	064	045
92	340	300	266	236	210	187	166	148	1,17	092	072
93	391	348	311	279	251	226	204	184	1,51	123	1,01
0,94	1,449	1,403	1,363	1,328	1,297	1,270	1,246	1,225	1,188	1,158	1,134
95	518	467	423	385	352	322	296	272	232	199	172
96	601	545	497	454	417	385	355	329	285	248	217
97	707	644	590	543	501	464	431	402	351	310	275
0,975	773	707	649	598	554	514	479	407	393	348	311
0,980	1,855	1,783	1,720	1,666	1,617	1,577	1,536	1,502	1,443	1,395	1,354
985	559	880	812	752	689	652	610	573	508	454	409
990	2,106	2,17	940	873	814	761	714	671	598	537	487
995	355	150	2,195	2,079	2,008	295	889	838	751	687	617
999	931	788	663	554	457	2,370	2,293	2,223	2,102	2,002	917

Tabla B.3 Valores del exponente hidráulico η

- h Altura de agua
 l Longitud del fondo en secciones trapezoidales
 D Diámetro, en secciones circulares

h/l ó h/Δ	Forma de la sección							
	Rectangular	Trapezoidal con taludes inclinados (horz./vert.) de						Circular
		1/2	1/1	1,5/1	2/1	2,5/1	3/1	
0,000 – 0,020	3,4							4,3
0,02 – 0,03	3,4	3,3	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	4,3
0,03 – 0,04	3,3	3,3	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	4,3
0,04 – 0,05	3,2	3,3	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	4,3
0,05 – 0,06	3,2	3,3	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	4,3
0,06 – 0,08	3,2	3,3	3,4	3,5	3,5	3,5	3,5	4,2
0,08 – 0,10	3,1	3,3	3,4	3,5	3,5	3,5	3,5	4,2
0,10 – 0,15	3,0	3,3	3,4	3,5	3,6	3,6	3,6	4,2
0,15 – 0,20	2,9	3,3	3,4	3,6	3,7	3,7	3,7	4,0
0,2 – 0,3	2,8	3,3	3,5	3,7	3,8	3,8	3,8	3,8
0,3 – 0,4	2,8	3,3	3,5	3,8	3,9	3,9	3,9	3,6
0,4 – 0,5	2,8	3,3	3,6	3,9	4,0	4,0	4,0	3,3
0,5 – 0,6	2,7	3,3	3,7	4,0	4,1	4,1	4,1	(1)
0,6 – 0,8	2,6	3,4	3,8	4,1	4,2	4,2	4,2	
0,8 – 1,0	2,5	3,4	3,9	4,3	4,4	4,4	4,4	
1,0 – 1,5	2,4	3,6	4,2	4,4	4,6	4,6	4,6	
1,5 – 2,0	2,3	3,9	4,4	4,6	4,8	4,8	4,8	
2 – 3	2,2	4,1	4,5	4,7	5,0	5,0	5,0	
3 – 4	2,2	4,4	4,6	4,9	5,2	5,2	5,2	
4 – 5	2,2	4,5	4,7	5,0	5,4	5,4	5,4	
5 – 6	2,2	4,5	4,8					
6 – 8	2,2	4,6	4,9					
8 – 10	2,2	4,7	5,0					

ANEXO C

REDUCCIÓN DE CAUDALES POR ENVEJECIMIENTO DE TUBERÍAS

(1) La reducción de caudales por envejecimiento de tuberías se determina utilizando la **Figura C.1**, en los siguientes casos

- 1: Casos extremos de aguas poco agresivas. Pequeños nódulos.
- 2: Agua filtrada no aireada y prácticamente no corrosiva. Leve incrustación general.
- 3: Agua de pozo o agua dura con pequeña acción corrosiva. Mayores incrustaciones, con nódulos hasta cerca de 12 mm de altura.
- 4: Agua de regiones pantanosas con vestigios de hierro y con materia orgánica levemente ácida. Grandes incrustaciones, hasta cerca de 25 mm de altura.
- 5: Agua ácida de rocas graníticas, incrustaciones excesivas y tuberculizaciones.
- 6: Agua extremadamente corrosiva, pequeños conductos para agua dulce, levemente ácida.
- 7: Casos extremos de aguas muy agresivas.

ANEXO D

GOLPE DE ARIETE (Figura D.1)

D.1 Simbología, unidades y fórmulas

- (1) Sistema de unidades técnico métrico (m, kgf, s) y la frecuencia en r.p.m.
- (2) El sub índice "o" indica variables del proyecto
- (3) H: Carga manométrica
- (4) Q: Caudal
- (5) n: Frecuencia
- (6) M: Momento aplicado al rotor de la bomba
- (7) $\frac{G * D^2}{4 * g}$: Momento polar de inercia de las piezas que giran en el interior de la bomba
- (8) C_o : Velocidad media del agua en la canalización con todas las bombas en operación normal

$$C_o = \frac{\sum L_i * C_i}{\sum L_i}$$

- (9) L_i : Longitud de cada tramo de la aducción de diámetro uniforme
- (10) L: Longitud total de la aducción (= $\sum L_i$)
- (11) C_i : Velocidad media en los tramos de la canalización
- (12) ΔC : Variación de la velocidad ($\approx (\frac{g}{a}) \Delta h$, en particular $\Delta C_o = (\frac{g}{a}) H_o$)
- (13) a: Velocidad de propagación de la onda de Presión (véase **Anexo E**)
- (14) T_a : Tiempo de arranque de una bomba

$$T_a = 0,00267 \frac{G * D^2 * n_o}{M_o}$$

- (15) T_r : Tiempo de reflexión (tiempo que una onda de presión necesita para recorrer, ida y vuelta, la tubería de impulsión)

$$T_r = \frac{2 * L}{a}$$

- (16) K_p : Constante de la bomba

$$K_p = \frac{1}{2 * T_a}$$

(17) K_L : Constante de canalización

$$K_L = \frac{C_o}{\Delta C_o}$$

(18) e : Distancia a la sección E de la aducción, calculada a partir del tanque superior

(19) E: Sección genérica de la canalización

(20) P: Sección a la salida de las bombas

(21) $\left(\frac{\Delta H^-}{H_o}\right)_P$ Máxima caída de presión, en la sección P, ocasionada por la primera onda de presión en el instante $\Delta t_p = T_r$

$$\left(\frac{\Delta H^-}{H_o}\right)_P = F_{1P} * K_L$$

Donde: F_{1P} es obtenido de la **Figura D.2** en función de $K_P \Delta t_p$ y K_L , siendo $\Delta t_p = T_r$

(22) $\left(\frac{\Delta H^-}{H_o}\right)_E$ Máxima caída de presión, en la sección E, ocasionada por la primera onda de presión $t = \frac{L + e}{e}$

$$\left(\frac{\Delta H^-}{H_o}\right)_E = F_{1E} * K_L$$

Donde: F_{1E} es obtenido de la **Figura D.2** en función de $K_P \Delta t_E$ y K_L , siendo $K_P \Delta t_E = 2 * e/a$

(23) $\left(\frac{\Delta H^- \max}{H_o}\right)_{P,E}$ Son los valores máximos de caída de presión en P o E

$$\left(\frac{\Delta H^- \max}{H_o}\right)_{P,E} = F_2 * \left(\frac{\Delta H^-}{H_o}\right)_{P,E} = F_2 * F_{1P,E} * K_L$$

Donde: F_2 es obtenido de la **Figura D.3** en función de $K_P T_r$ y K_L ,

(24) $\left(\frac{\Delta H^+ \max}{H_0}\right)_{P,E}$ Son los valores máximos de caída de presión en P o E

$$\left(\frac{\Delta H^+ \max}{H_0}\right)_{P,E} = F_3 * \left(\frac{\Delta H^- \max}{H_0}\right)_{P,E} = F_2 * F_3 * F_{1P,E} * K_L$$

Donde: F_3 es obtenido de la **Figura D.4** en función de K_p , T_r y K_L ,

(25) Z_g : Altura geométrica de impulsión

(26) $(\Delta H^- \max)_{P,E}$: Es la máxima caída de presión en las secciones P o E

$$(\Delta H^- \max)_{P,E} = - \left(\frac{\Delta H^- \max}{H_0}\right)_{P,E} * H_0 + (Z_g)_{P,E}$$

(27) $(\Delta H^+ \max)_{P,E}$: Es la máxima elevación de presión en las secciones P o E

$$(\Delta H^+ \max)_{P,E} = \left(\frac{\Delta H^+ \max}{H_0}\right)_{P,E} * H_0 + (Z_g)_{P,E}$$

ANEXO E VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS DE PRESIÓN

(1) La velocidad de propagación de la onda de presión, puede ser evaluada por la siguiente ecuación:

$$a = \frac{(K / \rho)^{1/2}}{\left[1 + \frac{K * (D * c)}{E * e} \right]^{1/2}}$$

Donde: K = Módulo de elasticidad volumétrico del agua (aprox. = $2,10 \cdot 10^8$ kgf/m²)
E = Módulo de elasticidad del material del que está fabricada la tubería, siendo para:

Asbesto cemento	E = $0,30 \cdot 10^{10}$ kgf/m ²
Acero	E = $2,10 \cdot 10^{10}$ kgf/m ²
Hormigón	E = $0,20 \cdot 10^{10}$ kgf/m ²
Fierro fundido	E = $1,20 \cdot 10^{10}$ kgf/m ²
Fierro fundido nodular	E = $1,70 \cdot 10^{10}$ kgf/m ²
Poliéster	E = $0,18 \cdot 10^{10}$ kgf/m ²

ρ = Masa específica del agua (aprox. = $102 \frac{\text{kgf-s}^2}{\text{m}^4}$)

e = Espesor de la pared del tubo

D = Diámetro interno del tubo

c = 5/4 - μ (Conducto anclado contra el movimiento longitudinal en la extremidad superior y libre en la inferior)

c = 1 - μ^2 (Conducto anclado, sin movimiento longitudinal en toda su extensión)

c = 1 - $\mu/$ (Conducto con junta de dilatación entre anclajes a lo largo de toda su extensión)

μ = Coeficiente de Poisson (aprox. = 0,30)

ANEXO F

CALCULO DE LA PRESIÓN MÁXIMA Y MÍNIMA EN LA SALIDA DE BOMBAS, EQUIPADAS CON VÁLVULAS DE RETENCIÓN, CUANDO OCURRE INTERRUPCIÓN DE ENERGIA ELECTRICA. VERIFICACIÓN DE LA OCURRENCIA DE FENÓMENO DE ROTURA DE COLUMNA

F.1 CASO 1: PÉRDIDA DE CARGA INFERIOR AL 5% DE LA CARGA MANOMÉTRICA INICIAL

(1) Representar la curva característica de la bomba $H_m(N, Q)$ por una ecuación del tipo:

$$H_m(N_o, Q_{bo}) = AN_o^2 + BN_oQ_{bo} + CQ_{bo}^2$$

Donde: H_m Altura manométrica de la bomba
 N_o Frecuencia del rotor en rps
 Q_{bo} Caudal de la bomba en el instante $T \leq 0$

(2) Calcular $DT = L/a$

Donde: L Longitud de la tubería de impulsión
 a Velocidad calculada según el **Anexo E**

(3) En cuanto el caudal de la bomba en el instante T , fuera tal que $Q_{b(T)} > 0$, ejecutar los siguientes cálculos para cada instante $T = 0, 2 * DT, 4 * DT, \dots$

a)

$$\frac{N}{N_{(T)}} = 1 + \left(\frac{W_o * g}{\omega_o^2 * I^*} \right) T, \text{ con } I^* = G * r^2$$

Donde: $N_{(T)}$ Frecuencia del rotor en rps en el instante T
 W_o Potencia transmitida al eje de la bomba en el instante $T = 0$
 ω_o Velocidad angular de la bomba en el instante $T = 0$
 I^* Momento polar de inercia de grupo motor-bomba en $\text{kgf} * \text{m}^2$
 g Aceleración de la gravedad
 r Radio de giro
 G Peso de la masa giratoria

b)

$$\pi_{(s,T)} = 2 * \alpha_{(s)} * Z_G - [\alpha_{(s)} * H_{(s,T - 2 * DT)} + n * Q_{b(T - 2 * DT)}]$$

Donde: $H_{(s,T - 2 * DT)}$ Carga piezométrica en la sección s-s de la salida de la bomba en el instante $T - 2 * DT$

c)

$$Q_{b(T)} = \frac{1}{2 * C} \left(BN_{(T)} - \frac{n}{\alpha_{(s)}} \right) + \frac{1}{2} \left[\frac{1}{C^2} \left(BN_{(T)} - \frac{n}{\alpha_{(s)}} \right)^2 - \frac{4}{C} \left(AN_{(T)}^2 + H_E - \frac{\xi_{(s,T)}}{\alpha_{(s)}} \right) \right]^{1/2}$$

d)

$$H_{(s,T)} = \frac{\xi_{(s,T)} + n * Q_{b(T)}}{\alpha_{(s)}}$$

 Donde: Véase **Figura F.1**
 $Q_{b(T)}$ Caudal de la bomba en el instante T

n Número de bombas en paralelo

 $\alpha_{(s)}$ $g * S_{(s)} / a$
 $S_{(s)}$ Área de la sección transversal de la tubería de impulsión en la salida s-s de los n grupos motor-bomba

 Z_G Diferencia de cota de los niveles superior e inferior

 $H_{(s,T)}$ Carga piezométrica en la salida s-s de los n grupos motor-bomba en el instante T

(4) Cuando $Q_{b(T)} \leq 0$, hacer $Q_{b(T)} = 0$ y el cálculo es desarrollado para los instantes siguientes con las ecuaciones 1.3. b y 1.3.d

F.2 CASO 2: CON PÉRDIDA DE CARGA SUPERIOR AL 5% DE LA CARGA MANOMÉTRICA INICIAL

2.1 Cálculos preliminares

a) Ecuación de la curva característica de la bomba, de tipo (idéntico al numeral 1.1):

$$H_m(N_o, Q_{bo}) = AN_o^2 + BN_o Q_{bo} + CQ_{bo}^2$$

b) Tiempo de recorrido de la onda de presión, desde las bombas hasta la extremidad de aguas debajo de la aducción.

$$DT = \frac{L}{a} \quad (\text{Idéntico al numeral 1.2})$$

c) Constantes:

$$\alpha = g * S/a \quad (\text{Idéntico al numeral 1.3d})$$

$$f = 2gS^2D * \Delta H / (LQ_o^2)$$

$$\beta = fDT / (2SD)$$

2.2 Formulario

a)

$$Q_{(R,T-DT)} = \alpha_{(s)} \left[H_{(s,T-2DT)} - Z \right] + \left[1 - n f D T / 2 S D \left| Q_{b(T-2DT)} \right| \right] n Q_{b(T-2DT)}$$

b)

$$\pi_{(s,T)} = 2\alpha_{(s)} Z - \left[\alpha_{(s)} H_{(s,T-2DT)} + n Q_{b(T-2DT)} \right]$$

$$+ fDT/2SD \left[\left| Q_{(R,T-DT)} \right| Q_{(R,T-DT)} + n^2 \left| Q_{b(T-DT)} \right| Q_{b(T-2DT)} \right]$$

c) Idéntico al numeral 1.3.a

d) Idéntico al numeral 1.3.c

e) Idéntico al numeral 1.3.d

Nota: Cuando resultara $Q_b(T) \leq 0$, adoptar en las fórmulas arriba indicadas $Q_b(T) = 0$

Las nuevas variables que aparecen en este caso 2, admiten los siguientes significados:

Donde :	f	Coefficiente de pérdida de carga distribuida
	D	Diámetro de la aducción
	Q_o	Caudal en la sección de la aducción en $T \leq 0$
	ΔH	Pérdida de carga en la aducción de impulsión en $T \leq 0$
	$Q_{(R,T-DT)}$	Caudal en la sección extrema de aguas debajo de la aducción en el instante T-DT

ANEXO G

PROCEDIMIENTO DE ALLIEVI PARA EL CÁLCULO DEL GOLPE DE ARIETE EN ADUCCIONES POR GRAVEDAD

G.1 CASO DE CIERRE DE VÁLVULAS

1.1 Variables.

Las variables utilizadas para obedecer la máxima presión debida al golpe de ariete cuando se cierra una válvula, con cualquier velocidad uniforme, se obtendrán de la **Figura. G.1**

1.1.1 Características de la tubería.

$$\rho = \frac{a * V_0}{2g * H_0}$$

Donde:	g	Aceleración de la gravedad (9,81 m/s ²)
	H ₀	Altura geométrica entre el extremo inferior de la tubería (en metros) y el nivel de agua en el reservorio en la extremidad de montante de la tubería.
	a	Velocidad de propagación dela onda de presión (ver Anexo E)
	V ₀	Velocidad media en la sección de la tubería antes del inicio de la maniobra de cierre de válvula

1.1.2. Tiempo de cierre de válvula

$$\theta = \frac{a * T}{2L} = \frac{T}{\mu}$$

Donde:	L	Es la longitud de la canalización
	μ	Es el tiempo crítico, y es, el tiempo necesario para que una onda de presión pueda recorrer la tubería en una ida y una vuelta (2L/a)

1.1.3. Tiempo S

Es el tiempo medido en unidades μ, que transcurre desde el inicio de las maniobras de cierre de válvula hasta el instante en que se produce la máxima presión. Estas curvas indican si un cierre parcial puede producir o no un mayor golpe de ariete que el de aquel que se presentaría al final del cierre, siendo éste completo.

1.1.4 Variable ξ₂

Es la relación entre la presión máxima debida al golpe en la extremidad inferior de aguas abajo y la presión estática debida a la altura geométrica H₀:

$$\xi^2 = \frac{(H_0 + h)}{h}$$

Donde: h sobre elevación de presión en m.c.a.

1.2 Procedimiento

1.2.1 Cálculo del tiempo mínimo de maniobra T para que la sobre elevación de presión “h”no sobre pase un valor dado

Se calcula el valor de ξ^2 y la constante de la tubería ρ^2 . De la **Figura G.1** se obtiene, en función de este par de valores, el tiempo S y

$$\theta = \theta(\xi^2, \rho)$$

Con “L” y “a” conocidos se tendrá el tiempo buscado “T”

$$T = (2L/a) * \theta$$

Nota: Para el caso de cierre parcial en la fórmula $\theta = T/\mu$ debe ser tomado como el tiempo necesario para cerrar la válvula completamente con la misma velocidad de cierre parcial. Si hasta entonces, el valor leído de S en términos de μ da un tiempo menor para producirse la máxima presión que el tiempo real de maniobra en términos de μ , la misma máxima presión debe ser alcanzada si el cierre fuese parcial. Si el tiempo de cierre es menor que el indicado por S, la máxima presión dada por la **Figura G.1** no será alcanzada para este cierre parcial.

1.2.2 Cálculo de la máxima presión para un tiempo dado de cierre.

Con la característica ρ de la tubería y el tiempo $\theta = T/\mu$, se obtiene de la **Figura G.1** el valor de ξ^2 con lo que se evalúa el valor de h.

G.2 CASO DE ABERTURA

El diagrama de la **Figura G.2** pone en evidencia las variables a ser utilizadas para la evaluación del efecto del golpe de ariete en caso de abertura de la válvula. Estas variables son las mismas indicadas anteriormente.

Reglamento Nacional

NB 689

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

**REGLAMENTO TÉCNICO
BEO PARA
SISTEMAS DE AGUA POTABLE**

Segunda revisión

Diciembre 2004

ÍNDICE

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES	215
1.1 OBJETO.....	215
1.2 CAMPO DE APLICACIÓN.....	215
1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO.....	215

CAPÍTULO 2

ESTACIONES DE BOMBEO	216
2.1 DEFINICIÓN.....	216
2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.....	216
2.3 ELEMENTOS DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO.....	217
2.4 UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN ELEVADORA.....	217
2.5 CAPACIDAD DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO.....	217
2.5.1 Determinación del caudal de proyecto.....	217
2.5.2 Número de horas de bombeo.....	218
2.5.3 Tuberías de distribución.....	218
2.6 CRITERIOS DE DISEÑO.....	219
2.6.1 Carga neta positiva de succión (CNPS).....	219
2.6.2 Sumergencia mínima.....	221
2.7 DISEÑO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.....	221
2.7.1 Altura manométrica total.....	221
2.7.2 Potencia del equipo de bombeo.....	222
2.7.3 Selección de la bomba de agua.....	223
2.7.3.1 Condiciones generales.....	223
2.7.3.2 Tipo de bomba.....	223
2.7.3.3 Características electromecánicas de las bombas.....	224
2.7.4 Número de bombas a instalar.....	225
2.7.5 Cámara de bombeo.....	226
2.7.6 Caseta de bombeo.....	229
2.7.6.1 Dimensionamiento.....	229
2.7.6.2 Otras consideraciones.....	230
2.8 TUBERÍAS Y ACCESORIOS DE SUCCIÓN Y DE IMPULSIÓN.....	230
2.8.1 Dimensionamiento.....	230
2.8.2 Disposición.....	232
2.8.2.1 Elementos adyacentes a la bomba.....	233
2.8.2.2 Tuberías internas.....	233
2.8.2.3 Registros y válvulas.....	233
2.8.3 Otras consideraciones de diseño.....	234
2.8.3.1 Tuberías y accesorios de succión.....	234
2.8.3.2 Tuberías de impulsión.....	235
2.9 ESTUDIO DE LOS EFECTOS TRANSIENTES HIDRÁULICOS Y SELECCIÓN DE DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN DEL SISTEMA.....	236
2.10 FUENTE DE ENERGÍA.....	236
2.10.1 Generador de emergencia.....	236
2.11 SISTEMAS DE MEDICIÓN, OPERACIÓN Y CONTROL.....	236
2.11.1 Sistema de medición.....	236
2.11.2 Sistema de operación y control.....	237
2.12 SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS DE MOVIMIENTO Y SERVICIO.....	237
2.13 PROYECTOS COMPLEMENTARIOS.....	237

2.13.1 Iluminación.....	237
2.13.2 Ventilación y acústica	237
2.13.3 Instalaciones hidráulicas sanitarias	238
2.13.4 Sistema de aguas de servicio	238
2.13.5 Sistema de combate de incendios	238
2.13.6 Acceso y escaleras.....	238
2.13.7 Protección contra rayos.....	238

ANEXOS

ANEXO “A”	
FIGURAS - ESTACIONES DE BOMBEO.....	239

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Presión atmosférica	219
Tabla 2. Densidad y presión de vapor del agua	220
Tabla 3. Tipos de bombas eléctricas recomendadas por tipo de fuente	224
Tabla 4. Velocidades máximas en tuberías de succión.....	231
Tabla 5. Velocidad mínima en tuberías de succión	231
Tabla 6. Valores aproximados de k (pérdidas de carga locales).....	232

PARTICIPANTES

Las Instituciones y profesionales que participaron en la revisión y actualización del presente Reglamento fueron los siguientes:

Alvaro Camacho	Director General de Servicios Básicos VSB
Alcides Franco	Director de Area de Normas y Tecnología VSB
Marco Quiroga	Coordinador General PROAT
Reynaldo Villalba	VSB
Enrique Torrico	VSB
Susana Jaramillo	VSB
Marco Reyes	FPS La Paz
Ramiro Plaza	FPS Santa Cruz
Marco Ocampo	UNASBVI Potosí
Juan Carlos Guzmán	HAM Cochabamba
Carlos Guardia	SEMAPA
José Díaz	IIS-UMSA
Gregorio Carvajal	IIS-UMSA
Juan Carlos Holters	ABIS Santa Cruz
Oscar Álvarez	Consultor independiente

ELABORACIÓN

AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento Básico
Carlos España	Consultor
Grover Rivera	Consultor
Iván Alvarez	Diseño Gráfico

FINANCIADOR

Agencia Sueca de Cooperación Internacional para el Desarrollo (Asdi)

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 OBJETO

(1) El presente Reglamento tiene por objeto fijar parámetros, establecer criterios técnicos y condiciones mínimas que se deben cumplir en el diseño de estaciones de bombeo, que se utilizan para sistemas de agua potable.

1.2 CAMPO DE APLICACIÓN

(2) Este Reglamento se aplica a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de agua potable públicos y/o privados.

(3) Es obligatorio el conocimiento y aplicación del Reglamento Técnico de Diseño de Estaciones de Bombeo, por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de la obra. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en el presente reglamento toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO

(1) La elaboración del proyecto de estaciones de bombeo comprende las siguientes actividades:

- a) Obtener los datos y estudios básicos de diseño.
- b) Seleccionar el tipo de bombeo.
- c) Definir la ubicación de la estación de bombeo.
- d) Establecer la capacidad de la estación de bombeo.
- e) Establecer la fuente de energía.
- f) Establecer los criterios de diseño.
- g) Diseñar los componentes de la estación de bombeo.
- h) Dimensionar las tuberías de succión e impulsión y calcular las pérdidas de carga.
- i) Determinar la potencia y la capacidad del equipo de bombeo.
- j) Seleccionar el equipo de bombeo.
- k) Determinar el número de bombas.
- l) Dimensionar la cámara de bombeo.
- m) Diseño de la caseta de bombeo.
- n) Considerar otros aspectos de diseño.
- o) Desarrollar la forma de operación y mantenimiento.
- p) Considerar instalaciones complementarias.

CAPÍTULO 2 ESTACIONES DE BOMBEO

2.1 DEFINICIÓN

(1) Las estaciones de bombeo son un conjunto de estructuras civiles, dispositivos, tuberías, accesorios, motores y bombas que permiten elevar el agua de un nivel inferior a otro superior.

2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO

(1) Las estaciones de bombeo pueden ser:

- a) Fijas, cuando la bomba se localiza en un punto estable y no es cambiada de posición durante su período de vida. (véase **Figura A.4 de Anexo A** del Reglamento Técnico de Obras de Captación para Sistemas de Agua Potable).
- b) Flotantes, cuando los elementos de bombeo se localizan sobre una plataforma flotante. Se emplea sobre cuerpos de agua que sufren cambios significativos de nivel. (véase **Figura A.5 de Anexo A** del Reglamento Técnico de Obras de Captación para Sistemas de Agua Potable).
- c) Móviles, cuando las bombas son localizadas sobre soportes o plataformas que permiten su cambio de posición accionadas por elementos motrices. (véase **Figura A.1 de Anexo A**)

2.3 ELEMENTOS DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO

(1) Una estación de bombeo (véase **Figura A.2 de Anexo A**) puede estar constituida por diferentes componentes, los mismos que pueden variar, dependiendo de las condiciones particulares de cada proyecto.

- a) Caseta de bombeo, construcción civil que aloja las partes del sistema de bombeo, tableros de control o generadores de energía.
- b) Cámara de bombeo, constituye el depósito que aloja los dispositivos de succión o la bomba sumergible.
- c) Tubería de succión, si la bomba no es sumergible.
- d) Bombas, las bombas podrán ser sumergibles o no sumergibles.
- e) Válvulas de regulación y control, instaladas antes de la bomba, cuando ésta no sea sumergible, y después de cualquier tipo de bomba para evitar golpes de ariete, permitir la purga de todos en línea y el mantenimiento de los equipos.
- f) Interruptores de máximo y mínimo nivel, consisten en dispositivos para la determinación del nivel de agua. Permiten encender o cortar el bombeo.
- g) Tableros de protección y control eléctrico, son lugares donde se alojan los dispositivos eléctricos que permiten la operación, control y protección de los equipos de bombeo.
- h) Equipo de montaje y mantenimiento, se emplean para el mantenimiento y refacción de la bomba y/o las tuberías.
- i) Equipo para comunicaciones, en caso de inaccesibilidad al lugar o por la importancia de la obra.

- j) Sistema de ventilación, podrá ser natural o forzada (artificial) la primera se logra construyendo celosías o ventanas en las paredes de la caseta de bombeo y la segunda mediante equipos de ventilación eléctricos.
- k) Instalaciones para personal de operación, cuando se crea conveniente deberá preverse los espacios necesarios para albergar personal.
- l) Cerco de protección, para dar protección a la caseta de bombeo y sus partes.

(2) En el proyecto de estaciones de bombeo de agua para abastecimiento público, se debe considerar lo siguiente:

- a) La concepción básica del sistema de abastecimiento.
- b) El inventario de las instalaciones existentes, si las hubiese.
- c) Una relación de las características hidráulicas y morfológicas del sistema en el que la estación de bombeo de agua estuviera incorporado.
- d) Las características físico-químicas del agua a ser bombeada.

2.4 UBICACIÓN DE LA ESTACIÓN ELEVADORA

(1) En la selección del sitio para la estación de bombeo, se deben considerar los siguientes aspectos:

- a) Fácil acceso en las etapas de construcción, operación y mantenimiento.
- b) Protección de la calidad del agua de fuentes de contaminación.
- c) Nivel de crecidas y/o áreas de inundación.
- d) Eficiencia hidráulica del sistema de impulsión o distribución.
- e) Peligro de interrupción del servicio por incendio, inundación u otros factores.
- f) Disponibilidad de energía eléctrica, de combustión u otro tipo.
- g) Topografía del terreno.
- h) Características de los suelos.

2.5 CAPACIDAD DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO

2.5.1 Determinación del caudal de proyecto

(1) Los caudales deben ser determinados a partir de la concepción básica del sistema de abastecimiento, de las etapas para la implementación de las obras y del régimen de operación previsto para las estaciones elevadoras.

(2) El caudal de bombeo debe ser definido en función de la fuente.

(3) Se deben considerar los siguientes criterios:

- a) Cuando el sistema de abastecimiento de agua incluye tanque de almacenamiento posterior a la estación de bombeo la capacidad de la tubería de succión (si corresponde), equipo de bombeo y tubería de impulsión deben ser calculadas con base en el caudal máximo diario y el número de horas de bombeo.

$$Q_b = Q_{\text{max.d}} * \frac{24}{N}$$

Donde: Q_b Caudal de bombeo en l/s
 $Q_{\text{max.d}}$ Caudal máximo diario en l/s
 N Número de horas de bombeo

b) Cuando el sistema de abastecimiento de agua no incluye tanque de almacenamiento posterior a la estación de bombeo la capacidad de la tubería de impulsión y equipo de bombeo debe ser calculada con base al caudal máximo horario y las pérdidas en la red de distribución.

2.5.2 Número de horas de bombeo

(1) El número de horas de bombeo y el número de arranques en un día, dependen de los siguientes factores:

- a) Rendimiento de la fuente.
- b) Consumo de agua.
- c) Disponibilidad de energía.
- d) Costo.

(2) Por razones económicas y operativas, se aconseja que el período de bombeo en un día sea menor a 12 horas, que podrán ser distribuidas en una o más operaciones (arranques) de bombeo diarios.

(3) Deben realizarse los cálculos necesarios para determinar las variaciones de consumo y volúmenes de bombeo para los años 5, 10, 15 y 20 del período de diseño del proyecto.

2.5.3 Tuberías de distribución

(1) Si el bombeo es directo a la red de distribución, las tuberías de distribución deben calcularse con base en el caudal máximo horario, proveyéndose la disposición de dos o más unidades de bombeo para funcionamiento en paralelo.

(2) Si el bombeo se realiza a un tanque de almacenamiento, o a través de la red, la tubería de distribución debe calcularse con base en el caudal máximo diario, a las horas de bombeo y a la curva de consumos probables.

(4) Los sistemas de distribución directos de la estación de bombeo a la red de distribución solo serán considerados si:

- a) La calidad del agua es potable.
- b) Se dispone de un generador eléctrico para casos de emergencias.
- c) Se implementa un sistema de desinfección.

2.6 CRITERIOS DE DISEÑO

2.6.1 Carga Neta Positiva de Succión (CNPS)

(1) La CNPS disponible y requerida son los parámetros de control de la cavitación.

(2) La cavitación se presenta cuando la presión en la succión está cercana a la presión de vapor del fluido y se caracteriza por la formación de espacios vacíos en puntos donde la presión desciende por debajo de la tensión de vapor del líquido bombeado y son llenados por la vaporización del mismo. Las burbujas de vapor así formadas son arrastradas por la corriente hacia zonas de mayor presión, donde al destruirse por condensación violenta, produce una marcha inestable de la bomba, con caída de caudal y de rendimiento, acompañado de ruidos y vibraciones. La súbita interrupción del líquido en los vacíos dejados por las burbujas de vapor al desaparecer en las zonas de mayor presión de la bomba, provoca un impacto (implosión) que origina la destrucción rápida de los materiales, arrancando partículas del mismo y produciendo el efecto de erosión.

(3) La CNPS disponible es función del diseño del bombeo y representa la diferencia entre la altura absoluta y la presión de vapor del líquido y se representa por:

$$CNPS_{\text{disponible}} = H_{\text{atm}} - (H_{\text{vap}} + H_s + \Delta H_s)$$

Donde: CNPS_{disponible} Carga neta positiva de succión disponible
 H_{atm} Presión atmosférica en m (véase **Tabla 1**)
 H_{vap} Presión de vapor en m (véase **Tabla 2**)
 H_s Altura estática de succión en m
 ΔH_s Pérdida de carga por fricción de accesorios y tubería en m

Tabla 1. Presión atmosférica

Altura sobre el nivel del mar (m)	Presión atmosférica (m.c.a.)
0	10,3
500	9,7
1 000	9,1
1 500	8,6
2 000	8,1
2 500	7,6
3 000	7,1
3 500	6,7
4 000	6,3
4 500	5,9
5 000	5,5
5 500	5,2
6 000	4,9

4) La CNPS requerida es función del diseño de la bomba y viene dado por el fabricante. Es la carga exigida por la bomba para aspirar el fluido, representa la mínima diferencia requerida entre la presión de succión y la presión de vapor a una capacidad dada, sin que se corran riesgos de cavitación.

(5) Para evitar el riesgo de cavitación por presión de succión, se debe cumplir que:

$$\text{CNPS}_{\text{disponible}} > \text{CNPS}_{\text{requerida}}$$

(6) Otra de las causas de cavitación en bombas son las excesivas revoluciones del rotor. En este caso se debe verificar que la velocidad específica de operación no sobrepase la máxima dada por el fabricante.

(7) Entre los materiales que mejor resisten el ataque de cavitación se encuentran los aceros inoxidable

Tabla 2. Densidad y presión de vapor del agua

Temperatura (°C)	Densidad (kg/m ³)	Presión de vapor H _{vap} (m)
0	999,90	0,06
5	1000,00	0,09
10	999,70	0,12
15	999,10	0,17
20	999,20	0,25
25	999,10	0,33
30	995,70	0,44
35	994,10	0,58
40	992,20	0,76
45	990,20	0,98
50	988,10	1,25
55	985,70	1,61
60	983,20	2,03
65	980,60	2,56
70	977,80	3,20
75	974,90	3,96
80	971,80	4,85
85	968,60	5,93
90	965,30	7,18
95	961,90	8,62
100	958,40	10,33

2.6.2 Sumergencia mínima

(1) Cuando se emplean bombas centrífugas de eje horizontal se debe verificar la sumergencia, esto es el desnivel entre el nivel mínimo de agua en el cárcamo y la parte superior del colador o criba.

(2) Se debe considerar el mayor valor que resulte de las siguientes alternativas:

a) Para impedir el ingreso de aire:

$$S = 2,5 * D + 0,10$$

b) Condición hidráulica:

$$S > 2,5 * \left(\frac{v^2}{2 * g} \right) + 0,20$$

Donde:	S	Sumergencia mínima en m
	D	Diámetro en la tubería de succión en m
	v	Velocidad del agua en m/s
	g	Aceleración de la gravedad en m/s ²

2.7 DISEÑO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO

(1) Para el diseño de las estaciones de bombeo se deben tomar en cuenta:

2.7.1 Altura manométrica total

(1) Se deben considerar los siguientes casos:

a) Bombeo con bombas no sumergibles:

$$H_b = h_s + h_i + \Delta h_s + \Delta h_i$$

b) Bombeo con bombas sumergibles:

$$H_b = h_i + \Delta h_i$$

Donde:	H _b	Altura total de bombeo en m
	h _s	Altura geométrica de succión en m
	h _i	Altura geométrica de impulsión en m
	Δh _s	Altura de pérdida de carga en la tubería de succión en m
	Δh _i	Altura de pérdida de carga en la tubería de impulsión en m

(2) El proyectista por seguridad podrá incrementar la altura de pérdida de carga en las tuberías, en función a la edad de las mismas, considerar la altura de carga por velocidad ($v^2/2g$) y/o adoptar una altura de presión mínima de llegada.

- c) Pérdida de carga longitudinal, por el rozamiento con las paredes de la tubería.
- d) Pérdida de carga localizada, por el rozamiento con accesorios y válvulas.
- e) Pérdida de carga por fricción, que debe ser calculada mediante la ecuación de Darcy Weisbach o Hazen Williams considerando la longitud de la tubería y la longitud equivalente para válvulas y accesorios, siguiendo lo especificado en el Reglamento Técnico de Diseño de Aducciones para Sistemas de Agua Potable.
- f) Longitud equivalente, representa la pérdida por rozamiento que producen accesorios y válvulas instaladas en la tubería que equivalen o asemejan a la pérdida de carga en una tubería rectilínea.
- g) Pérdida de carga localizada de cada accesorio o válvula tiene su longitud equivalente que depende del material, forma y diámetro. En la Tabla 14, del Reglamento Técnico de Diseño de Aducciones de Agua para Sistemas de Agua Potable, se presentan las longitudes equivalentes en accesorios y válvulas.

2.7.2 Potencia del equipo de bombeo

(1) La potencia de la bomba y el motor debe ser diseñada con la siguiente fórmula:

$$P_b = \frac{Q_b * H_b}{75 * \eta}$$

Donde:	P_b	Potencia de la bomba y el motor en CV (Prácticamente HP) 1 CV = 0,986 HP
	Q_b	Caudal de bombeo en l/s
	H_b	Altura manométrica total en m
	η	Eficiencia del sistema de bombeo $\eta = \eta_{motor} * \eta_{bomba}$

(2) Debe consultarse al proveedor o fabricante, sobre las curvas características de cada bomba y motor para conocer sus capacidades y rendimientos reales.

(3) La bomba seleccionada debe impulsar el volumen de agua para la altura dinámica deseada, con una eficiencia mayor a 70%.

(4) Debe considerarse la tensión y los ciclos de energía eléctrica de la red pública, particularmente debe verificarse la capacidad de los transformadores.

2.7.3 Selección de la bomba de agua

(1) En la selección de las bombas se deben considerar los siguientes factores:

2.7.3.1 Condiciones generales

(1) Características del proyecto

- a) Caudal de bombeo (diseño).
- b) Altura manométrica.
- c) Calidad del agua.
- d) Tipo de energía (eléctrica, eólica, fotovoltaica, etc.).
- e) Disponibilidad y tipo de combustible cuando se requiere de generador propio.
- f) Disponibilidad de bombas en el mercado.
- g) Etapas del proyecto.
- h) Operación en serie o en paralelo.
- i) Número de unidades.
- j) Eje horizontal o vertical.
- k) Normalización de equipos con los de otras estaciones elevadoras existentes.
- l) Economía y facilidad de operación y mantenimiento, tomando en cuenta también las unidades en la montante y aguas abajo.

(2) Características de la bomba

- a) Potencia.
- b) Voltaje y amperaje necesarios.
- c) Curvas características de comportamiento de la bomba (altura dinámica versus caudal, eficiencia versus caudal y potencia versus caudal).
- d) La CNPS requerida por las bombas de modo que en todos los puntos de operación, la CNPS disponible, supere el requerido en un mínimo de 0,30 m.
- e) Calidad del agua referida al pH, corrosión y abrasión (los impulsores y cuerpo de la bomba deberán resistir la calidad del agua a ser bombeada).
- f) Tipo y material de los impulsores.
- g) Dimensiones.
- h) Los puntos de operación de las bombas en las diversas situaciones posibles deben estar situados en la faja de operación adecuada para aquella bomba específica.
- i) Número de conjuntos de reserva compatible con las condiciones operacionales, con previsión de como mínimo un conjunto.

2.7.3.2 Tipo de bomba

(1) En la **Tabla 3** se presentan las posibles alternativas de empleo de bombas respecto al tipo de fuente.

Tabla 3. Tipos de bombas eléctricas recomendadas por tipo de fuente

Tipo de fuente	Tipo de bomba recomendado
Pozo profundo	Bomba centrífuga vertical, sumergible (cilíndrica, angosta) Bomba axial vertical sumergible (cilíndrica, angosta) Bomba neumática o jet
Pozo excavado y cámara de bombeo	Bomba centrífuga vertical sumergible Bomba axial vertical sumergible Si $h_s < 4$ m (h_s = altura de succión) - Bomba centrífuga horizontal, no sumergible - Bomba centrífuga vertical, no sumergible
Cuerpo de agua superficial	Bomba centrífuga vertical, sumergible (cuerpo chato) Bomba centrífuga horizontal (sobre plataforma flotante o móvil) Bomba axial horizontal (sobre plataforma flotante o móvil)

(2) Para la selección definitiva deben considerarse las condiciones locales de instalación de la bomba.

2.7.3.3 Características electromecánicas de las bombas

a) Materiales de construcción de las bombas

1) Los materiales de las bombas se seleccionarán en función de las propiedades del agua con la cual tendrán contacto.

2) Las características del agua a tomar en cuenta son:

- i) Temperaturas (máximas y mínimas).
- ii) Presión máxima.
- iii) Conductividad.
- iv) Corrosión.
- v) Condiciones de cavitación (CNPS).
- vi) Característica del material en suspensión que provoca la abrasión.

3) Los materiales comúnmente empleados son:

- i) Hierro: tiene buena resistencia a la abrasión y presión, es empleado para los cuerpos, bases e impulsores de las bombas.
- ii) Bronce: tiene una buena resistencia a la corrosión, pero muy poca a la abrasión.
- iii) Acero: tiene buena resistencia a las temperaturas y presiones altas.

b) Características eléctricas de los motores de las bombas

a) Los motores eléctricos de las bombas funcionan con diferentes tensiones, corrientes y número de fases; éstos factores determinan la potencia efectiva de la bomba.

2) Los datos eléctricos deben ser proporcionados por el fabricante o importador.

c) Máquinas de potencia

1) En caso de no existir energía eléctrica y dependiendo de las condiciones locales y los costos de operación y mantenimiento se deben considerar:

- i) Generadores a gasolina.
- ii) Generadores a diesel (motores a diesel).
- iii) Generadores a gas (turbinas).
- iv) Generadores en base a paneles solares.
- v) Turbinas eólicas.

2) Deben preferirse en general los motores eléctricos (CA) por su mejor rendimiento y costos bajos de operación y mantenimiento.

d) Posición e instalación de las bombas

1) Las bombas centrífugas corrientes pueden instalarse en pozo húmedo o pozo seco, en posición horizontal o vertical.

2) Las bombas de eje horizontal son instaladas con el grupo motor-bomba en pozo o ambiente seco, debiendo reducirse en lo posible la altura de succión.

3) En los pozos perforados, pueden emplearse las bombas tipo turbina (conjunto motor-bomba separado), o las de tipo sumergibles (conjunto motor-bomba compacto).

4) En los casos de captaciones de corrientes superficiales con grandes variaciones de nivel, se recomienda la instalación de tomas flotantes con bombas sumergibles del tipo compacto motor-bomba.

2.7.4 Número de bombas a instalar

(1) El número de bombas a instalar es función de:

a) Potencia del equipo de bombeo, establecida de acuerdo a 2.7.2

b) Población del proyecto

(2) Las unidades de bombeo se especificarán por lo menos para dos etapas, de acuerdo con la duración esperada de los equipos y el período total de diseño de la estación de bombeo.

(3) El número de unidades de bombeo a instalar debe proveerse de la siguiente manera:

a) Para poblaciones menores a 2 000 habitantes, puede utilizarse una sola unidad con una capacidad de bombeo suficiente para cubrir el 100% de la capacidad requerida más una de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente.

- b) Para poblaciones de 2 000 a 5 000 habitantes debe utilizarse, previo análisis técnico-económico, una de las siguientes alternativas:
- i) Una sola unidad con capacidad de bombeo mayor al 100% más una de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente o,
 - ii) Dos unidades con capacidad de bombeo mayor o igual al 50% cada una, más una de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente.
- c) Para poblaciones de 5 000 a 20 000 habitantes se usarán dos equipos, cada uno con una capacidad de bombeo mayor o igual al 50% del total, más uno de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente. Cuando la fuente de energía para los equipos de bombeo sea eléctrica, se debe disponer además de un grupo electrógeno con capacidad para el 50% de los equipos de bombeo.
- d) Para poblaciones de más de 20 000 habitantes se debe contar con un mínimo de tres unidades de bombeo, cada uno con capacidad de bombeo mayor o igual al 50% del total, más uno de reserva de la misma capacidad que funcione alternadamente. Cuando la fuente de energía para los equipos de bombeo sea eléctrica, se debe disponer además de un grupo electrógeno con capacidad para el 50% de los equipos de bombeo.

2.7.5 Cámara de bombeo

(1) Debe utilizarse cuando la instalación impulsora se encuentra en un sitio distinto a un pozo perforado o excavado.

(2) En el diseño de la cámara de una estación de bombeo deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

a) Consideraciones generales

i) Caudal de bombeo, según lo indicado en 2.5.

ii) La entrada de agua a la cámara debe ser diseñada de modo que se eviten vórtices o turbulencias.

iii) En general deben evitarse los siguientes aspectos geométricos que pueden conducir a un mal diseño:

iii-1) Cambios bruscos en la dirección del flujo.

iii-2) Pozos rápidamente divergentes.

iii-3) Pendientes pronunciadas.

iii-4) Distribución asimétrica de flujo en el pozo.

iii-5) Entrada de agua al pozo por debajo del nivel de la tubería de succión

iv) Deben proveerse dispositivos de desagüe, rebose y limpieza del pozo.

v) En función de la calidad del agua y a fin de no dañar el funcionamiento de las bombas debe preverse, rejillas de protección y/o tanques desarenadores o de sedimentación, a ser dispuestos en forma previa a la propia estación.

b) Tipo de cámara de bombeo

- i) Se debe emplear una cámara de bombeo con almacenamiento cuando el rendimiento de la fuente no sea suficiente para suministrar el caudal de bombeo.
 - ii) Se debe emplear una cámara de bombeo sin almacenamiento cuando la fuente de provisión de agua tenga una capacidad mayor o igual al caudal de bombeo.
- c) Dimensionamiento de la cámara. El dimensionamiento de la cámara de bombeo con almacenamiento debe ser realizado utilizando:
- i) Balance o diagrama de masas, considerando el caudal mínimo de la fuente de agua y el caudal de bombeo. El volumen de almacenamiento por bombeo se calcula sumando las dos ordenadas opuestas máximas durante el período de un día.

$$V_a = 0,01 * V_f * [(a) + (d)]$$

Donde: V_a Volumen de almacenamiento para bombeo en m³
 V_f Volumen diario acumulado de la fuente, determinado a partir del caudal de estiaje en m³
 (a) y (d) Son las ordenadas opuestas máximas para el período de un día de bombeo en %

- ii) Considerando los períodos de no bombeo. El volumen de la cámara de bombeo podrá calcularse también considerando el volumen que se requiere para almacenar el caudal máximo diario, para el período mas largo de descanso de las bombas, mediante la siguiente relación:

$$V_a = Q_{\text{max.d}} * T$$

Donde: V_a Volumen de almacenamiento para bombeo en m³
 $Q_{\text{max.d}}$ Caudal máximo diario en m³
 T Tiempo más largo de descanso de las bombas en s.

- d) Debe cuidarse de mantener el nivel de agua sobre la bomba o tubería de succión para evitar la generación de vórtices, de acuerdo a lo especificado en 2.6.3.

(3) En el dimensionamiento de la cámara de bombeo sin almacenamiento deben considerarse los siguientes criterios (véase **Figura A.3 de Anexo A**):

- a) La sumergencia mínima será fijada mayor a 1,5*d (d = diámetro de la tubería de succión) y no inferior a 0,50 m, véase también 2.6.3.
- b) La holgura comprendida entre el fondo del pozo y la sección de entrada de la canalización de succión será fijada en un valor comprendido entre 0,5*d y 1,5*d.

- c) En los pozos con deflectores la distancia entre el eje de la canalización y las paredes adyacentes será fijada como mínimo en $1,5*d$.
 - d) En los pozos sin deflectores, la distancia entre el eje de la canalización y las paredes adyacentes laterales será como mínimo de $1,5*d$ y la distancia entre el eje de la canalización y la pared de fondo será del orden de $1,1*d$ a $1,2*d$.
 - e) Cuando las bombas sean dispuestas ortogonalmente a la dirección de la corriente líquida, los cantos de las paredes que limitan cada bomba, formarán ángulos de 45° con relación a cada una de las paredes y los catetos serán fijados en $0,5*d$ para los pozos con deflectores y en $0,75$ para los pozos sin deflectores.
 - f) Las cortinas que separan una bomba de otra, en un conjunto de bombas dispuestas ortogonalmente a la corriente líquida, tendrán una dimensión mayor a $3*d$ en la dirección de la corriente, a partir del eje de la canalización.
 - g) La forma de los bordes de ataque de las cortinas y de los deflectores será redondeada, permitiéndose la forma circular para las cortinas y la forma ovoidal para los deflectores.
 - h) El escurrimiento en la entrada del pozo será regular, sin dislocamientos y zonas de velocidades elevadas. La velocidad de aproximación del agua a la sección de entrada en la cámara de succión no excederá de $0,6$ m/s.
- (4) Sin perjuicio de las formas y dimensiones establecidas anteriormente, el pozo de succión y la cámara de succión deben contar con:
- a) Holguras necesarias para el montaje y desmontaje de los equipos e instalaciones complementarias y circulación del personal de operación y mantenimiento.
 - b) Disponibilidad de espacio físico, cuando fuera el caso, para la instalación de las bombas sumergibles.
- (5) Las cámaras de succión y los pozos de succión pueden presentar formas y dimensiones distintas de las recomendadas, siempre que fueran ampliamente justificados, en vista a las prescripciones establecidas en 2.7.5, párrafo 4.
- a) En primera aproximación y como alternativa de las disposiciones, formas y dimensiones establecidas, la cámara de succión o el pozo de succión podrá tener la forma, y las dimensiones constantes establecidas en el **Anexo B** y la **Figura A.4** del **Anexo A**, siempre que sean reconocidas como aceptables por el fabricante de las bombas.
 - b) El proceso de dimensionamiento constante del **Anexo B**, es recomendado para pozos con una única bomba y es también recomendado para grupos de bombas, empero con las consideraciones adicionales siguientes: baja velocidad de aproximación, del orden de $0,30$ m/s, y trayectorias rigurosamente rectilíneas a partir de la sección de entrada del pozo.

- c) Las formas y dimensiones y los arreglos indicados en la **Figura A.4 del Anexo A** deben ser adoptadas, siempre que se apliquen todas las restricciones, dimensiones mínimas y formas establecidas en 2.7.5, párrafo 3.
- d) La concordancia entre los fondos del canal de llegada y del pozo, donde están situadas las canalizaciones de succión, no podrá ser hecha con bordes vivos. Cuando el fondo del canal se halla en cota superior a la del pozo, la concordancia debe ser hecha mediante plano inclinado con relación a la horizontal con un ángulo no superior a 45° (véase **Figura A.5 de Anexo A**).
- (6) No deben ser admitidas las forma y los arreglos indicados en la **Figura A. 6 de Anexo A**.

2.7.6 Caseta de bombeo

2.7.6.1 Dimensionamiento

- (1) El dimensionamiento de la caseta de bombeo debe ser adecuado para albergar el total de los equipos necesarios para la elevación del agua. Cuando fuese necesario, la caseta albergará los dispositivos de maniobra y desinfección.
- (2) Debe permitir facilidad de movimientos, mantenimiento, montaje, desmontaje, entrada y salida de los equipos.
- (3) El dimensionamiento de la caseta dependerá del tipo de bomba que se emplee. Los casos más comunes son:
- a) Cuando se emplean bombas estacionarias no sumergibles: estarán albergadas en la caseta de bombeo, junto con los motores, generadores, tableros, circuitos y válvulas de accionamiento necesarias.
- b) Cuando se empleen bombas sumergibles: la caseta de bombeo servirá para alojar los circuitos y tablero de control, eventualmente el generador y válvulas de accionamiento de la línea de impulsión.
- (4) Las dimensiones de la sala de bombas deben permitir igualmente facilidad de movimiento, mantenimiento, montaje, desmontaje, entrada y salida de los equipamientos y además abrigar, cuando fuere el caso, los dispositivos de servicio para maniobra y movilización de las unidades instaladas.
- Se debe considerar:
- a) El espacio libre para la circulación en torno a cada bomba, debe preverse de preferencia con un valor mayor a 1.50 m, pero no menor a 1.0 m. En el caso de bombas de escurrimiento axial, la distancia mínima es de tres diámetros de la bomba.
- b) Todos los accesos a la sala de bombas deben situarse a un mínimo de 1.0 m por encima de nivel máximo del pozo de succión, si fuera el caso.

c) Cuando la sobre elevación del piso de la sala de bombas fuera menor que 1.0 m con relación al nivel máximo de agua en el pozo de succión, el asentamiento de la misma debe ser hecho como para una instalación sujeta a inundación.

d) En el caso que el piso de la sala de bombas se localizase por debajo del nivel máximo de agua en el pozo de succión, deben ser previstas bombas de drenaje.

(5) La superficie de la sala de bombas debe ser establecida tomando en cuenta el tamaño del pozo de succión, y las dimensiones complementarias deben ser estudiadas a fin de posibilitar una buena distribución, minimizando la construcción civil.

(6) La disposición de los grupos moto-bombas, siendo éstas del tipo horizontal, debe obedecer, tanto como sea posible, las disposiciones en zig-zag o en diagonal (véase **Figura A.7 de Anexo A**).

(7) Las bombas del tipo mixto deben ser dispuestas conforme se recomienda en el esquema de la **Figura A.8 de Anexo A**.

(8) Las bombas verticales, de escurrimiento axial y mixto, deben ser dispuestas, en cuanto sea posible, según se indica en el esquema de la **Figura A.9 de Anexo A**.

2.7.6.2 Otras consideraciones

(1) Existen variantes a las estaciones de bombeo convencionales, cuando se emplea generación de energía eléctrica, solar o eólica.

(2) Las estaciones con energía solar, requieren estructuras para el soporte de los paneles solares. Así también espacio protegido para los acumuladores y tableros de control.

(3) Las estaciones de bombeo eólicas requieren una estructura especial para soportar las hélices del rotor o turbina. Deberá preverse un espacio protegido para los acumuladores y tableros de control, cumpliendo las especificaciones del proveedor.

2.8 TUBERÍAS Y ACCESORIOS DE SUCCIÓN Y DE IMPULSIÓN

2.8.1 Dimensionamiento

(1) El dimensionamiento de las tuberías de succión y de impulsión debe ser realizada de acuerdo a lo establecido en 2.8.3 del presente reglamento, siguiendo los parámetros hidráulicos pre-establecidos y más aún observándose, salvo justificación, los siguientes criterios de velocidad:

a) En tuberías de succión, las velocidades no podrán exceder los valores presentados en la **Tabla 4**.

Tabla 4. Velocidades máximas en tuberías de succión

Diámetro (mm)	Velocidad (m/s)
50	0,75
75	1,10
100	1,30
150	1,45
200	1,60
250	1,60
300	1,70
400 o mayor	1,80

b) En tuberías de succión, la velocidad mínima debe ser limitada a los valores presentados en la **Tabla 5**:

Tabla 5. Velocidad mínima en tuberías de succión

Tipo de material transportado	Velocidad (m/s)
Materia orgánica	0,30
Suspensiones finas (arcillas)	0,30
Arena fina	0,45

- c) En el barrilete, la velocidad máxima admisible es de 2,6 m/s y la velocidad mínima es 0,60 m/s.
- d) El cálculo de la pérdida de carga distribuida a lo largo de la tubería de succión, de colector y de barrilete, obedecerá al criterio general establecido en el “Reglamento Técnico de Diseño de Aducciones para Sistemas de Agua Potable”.
- e) Para el cálculo de las pérdidas de carga localizadas en tuberías de succión o impulsión, se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$h_s = K_s \frac{v^2}{2 * g}$$

- Donde:
- h_s Pérdida de carga en m
 - K_s Coeficiente de pérdida de carga singular adimensional (véase **Tabla 6**)
 - v Velocidad media en la sección en m/s
 - g Aceleración de la gravedad en m/s²

f) Para piezas o accesorios comunes, se utilizarán los coeficientes de pérdida de carga especificados en la **Tabla 6**.

Tabla 6. Valores aproximados de k (pérdidas de carga locales)

PIEZA O ACCESORIO	K_s
Ampliación gradual	0,30*
Boquillas	2,75
Compuerta abierta	1,00
Controlador de caudal	2,50
Codo de 90°	0,90
Codo de 45°	0,40
Rejilla	0,75
Curva de 90°	0,40
Curva de 45°	0,20
Curva de 22°30'	0,10
Entrada normal en tubo	0,50
Entrada de borda	1,00
Existencia de pequeña derivación	0,03
Confluencia	0,40
Medidor Venturi	2,50**
Reducción gradual	0,15*
Válvula de ángulo abierta	5,00
Válvula compuerta abierta	0,20
Válvula tipo globo abierta	10,00
Salida de tubo	1,00
T, pasaje directo	0,60
T, salida de lado	1,30
T, salida bilateral	1,80
Válvula de pie	1,75
Válvula de retención	2,50

* Con base en la velocidad mayor (sección menor)

** Relativa a la velocidad en la tubería

Fuente: Manual de hidráulica, Azevedo Netto

2.8.2 Disposición

(1) La disposición de las tuberías internas y selección de los demás elementos hidráulicos complementarios, deben obedecer a las siguientes recomendaciones:

2.8.2.1 Elementos adyacentes a la bomba

- (1) Cuando la bomba opera ahogada (bajo carga positiva), se debe instalar una válvula en la tubería de succión.
- (2) Solamente en casos técnicamente justificados, las instalaciones de bombeo podrán prescindir del registro y válvula de retención en la tubería de impulsión.
- (3) La disposición de los elementos conectados a la bomba debe ser hecha para permitir que su montaje o desmontaje se haga sin transmisión de esfuerzos a las piezas adyacentes y a la estructura de la casa de bombas. Las conexiones deben ser colocadas de modo de evitar estrangulamientos o alargamientos bruscos.
- (4) La tubería de succión debe ser lo más corta posible, siempre ascendente hasta alcanzar la bomba, evitándose al máximo las piezas especiales.
- (5) En las instalaciones normalmente ahogadas, cuando el volumen de agua retenido en las bombas, posible de un eventual desagüe, fuera superior a 100 litros, debe preverse una tubería de drenaje de las bombas, de forma tal que cada unidad pueda ser desaguada separadamente.

2.8.2.2 Tuberías internas

- (1) Las tuberías deben ser dispuestas de manera que haya espacio para inspección, reparaciones, mantenimiento de registros y otras piezas y para permitir el montaje y desmontaje con un mínimo de perturbación al sistema.
- (2) En los casos en los que se vuelve poco práctico contar con una flexibilidad de la tubería, deben preverse disposiciones que permitan el montaje y desmontaje, sin transmisión de esfuerzos a las piezas adyacentes.
- (3) Las tuberías de impulsión proyectadas en forma de sifón con la boca de salida sumergida y que no disponen de válvulas de retención, deben disponer en su tramo elevado, de un dispositivo rompe sifón.
- (4) El paso de paredes de compartimientos unidos, debe tener cierres para evitar infiltración y fugas.
- (5) Todos los tipos de pasos de pared con tuberías deben ser detallados y justificados en el proyecto.

2.8.2.3 Registros y válvulas

- (1) Cuando el diámetro nominal sea mayor a 500 mm, los registros y válvulas deben ser de accionamiento mecanizado y tener indicación clara de cuando estuvieran abiertos o cerrados. En el caso de accionamiento manual los registros y válvulas deben poseer dispositivos que permitan su accionamiento mediante la aplicación de un esfuerzo tangencial máximo de 20 kgf en el volante.

(2) Para todo diámetro, los registros deben ser instalados en lugares accesibles al operador y deben contar con dispositivos que faciliten su manipulación.

(3) Para la instalación de compuertas deben observarse los siguientes requisitos:

- a) Serán de fierro fundido, con los componentes sujetos a desgaste, de bronce o acero inoxidable.
- b) Las compuertas de plancha de acero, deben tener revestimiento anticorrosivo.
- c) Serán instaladas de manera que se facilite la operación, acceso, montaje y desmontaje.
- d) Deben ser seleccionadas para resistir la mayor presión que pueda ocurrir tomando en cuenta el empuje actuante en el sentido de comprimir la compuerta contra el compartimiento o en el sentido de dislocar la compuerta del compartimiento.
- e) Tratándose de accionamiento manual, las compuertas deben poseer dispositivos que permitan su accionamiento mediante la aplicación de un esfuerzo tangencial máximo de 20 kgf en el volante.
- f) Las compuertas mayores podrán ser mecanizadas, motorizadas o dotadas de cilindros hidráulicos (a presión de aceite).

2.8.3 Otras consideraciones de diseño.

2.8.3.1 Tuberías y accesorios de succión

(1) En el diseño y cálculo de tubería de succión se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- a) La CNPS disponible debe ser como mínimo 0,30 m mayor a la CNPS requerida, para evitar el fenómeno de cavitación.
- b) El área libre de los orificios de la criba debe ser 2 a 4 veces la sección de la tubería de succión.
- c) Cuando el diámetro de la tubería de succión es mayor que el de admisión de la bomba, la conexión debe realizarse por medio de una reducción excéntrica con su parte superior horizontal a fin de evitar la formación de bolsas de aire.
- d) En tuberías de succión verticales, las reducciones serán concéntricas.
- e) El diámetro de la tubería de succión debe ser mayor que el diámetro de la tubería de impulsión por lo menos en un diámetro nominal.
- f) En una tubería de succión con presión positiva debe instalarse una válvula de compuerta.
- g) En una tubería de succión que no trabaje con presión positiva debe instalarse una válvula de retención en su extremo inferior para evitar el cebado.

(2) Las tuberías de succión deben ser consideradas cuando se utilicen bombas centrífugas y axiales con motores externos no sumergibles.

(3) El diámetro interno de la tubería de succión puede calcularse con la siguiente expresión:

$$d = 1,1284 * \sqrt{\frac{Q}{v}}$$

Donde:	d	Diámetro interno de la tubería de succión en m
	Q	Caudal de bombeo en m ³ /s
	v	Velocidad media de succión en m/s

2.8.3.2 Tuberías de impulsión

(1) En el diseño y cálculo de tuberías de impulsión se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Dotar al sistema de los dispositivos que aseguren los riesgos debido al fenómeno del golpe de ariete.
- A la salida de la bomba debe proyectarse una válvula de retención y una de compuerta. Asimismo, debe considerarse la instalación de uniones flexibles para mitigar los efectos de vibración.
- La selección del diámetro de la tubería de impulsión debe basarse en un estudio comparativo técnico económico entre diferentes alternativas.
- En todo cambio de dirección debe considerarse elementos de anclaje y sujeción.

(2) El diámetro de la tubería de impulsión, para distancias cortas, debe calcularse para una velocidad que este entre 1,50 a 2,00 m/s.

(3) Para el cálculo del diámetro económico en instalaciones que son operadas continuamente, debe emplearse la fórmula de Bresse:

$$D = k * \sqrt{Q}$$

Donde:	D	Diámetro económico en m
	k	Coficiente k = 1,00 a 4,40
	Q	Caudal de bombeo en m ³ /s

(4) Para el cálculo del diámetro económico en instalaciones que no son operadas continuamente, debe emplearse la siguiente fórmula:

$$D = 1,30 * X^4 * \sqrt{Q}$$

Donde:	D	Diámetro económico en m
	X	$X = \frac{\text{Nº de horas de bombeo}}{24}$
	Q	Caudal de bombeo en m ³ /s

(5) El diámetro de la tubería de impulsión, para distancias largas, debe ser elegido sobre la base de una evaluación económica que compare diámetros, potencia del motor, consumo de energía y costos.

(6) La tubería de impulsión no debe ser diseñada con cambios bruscos de dirección de flujo.

(7) Deben instalarse los dispositivos necesarios para evitar el contraflujo del agua, cuando la bomba deja de trabajar o en caso de que exista falla eléctrica.

2.9 ESTUDIO DE LOS EFECTOS TRANSIENTES HIDRÁULICOS Y SELECCIÓN DE DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN DEL SISTEMA

(1) El cálculo en régimen transitorio será hecho de acuerdo con lo prescrito en el Reglamento de Proyectos de Sistemas de Aducción de Agua para abastecimiento público.

(2) En las condiciones normales de operación, la máxima presión admisible es la que genera tensiones en las piezas móviles y fijas de la bomba, no superiores a las tensiones admisibles recomendadas por el fabricante de las bombas.

(3) En las condiciones de operación de emergencia, la máxima presión admisible es la que genera tensiones, en las piezas móviles y fijas de la bomba, no superiores a 1,5 veces las tensiones admisibles recomendadas por el fabricante de las bombas.

2.10 FUENTE DE ENERGÍA

(1) En la elaboración del proyecto, en cuanto a suministro de energía se refiere, deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) Estudiar cuidadosamente las alternativas para determinar la fuente de energía más económica y eficiente para el funcionamiento de las bombas.
- b) Que sea posible suministrar suficiente energía para operar las bombas a su máxima capacidad en caso de emergencia.
- c) Cuando la necesidad técnico - económica lo justifique, se proveerá una fuente de energía de emergencia (grupo electrógeno).

2.10.1 Generador de emergencia

(1) Debe(n) ser previsto(s) generador(es) de emergencia y ser dimensionado(s) de acuerdo con las necesidades, para accionar sistemas auxiliares que aseguren un trabajo ininterrumpido.

2.11 SISTEMAS DE MEDICIÓN, OPERACIÓN Y CONTROL

2.11.1 Sistema de medición

(1) Se debe incluir un sistema de medición de caudal. Sin embargo, en poblaciones menores a 2 000 habitantes, se puede prescindir su implementación previa justificación técnica y económica.

(2) El sistema de medición en instalaciones de importancia transmitirá a un receptor ubicado en el panel de comando, señales que interpretadas proporcionen indicación instantánea del caudal, registro e incluso localización a lo largo del tiempo.

2.11.2 Sistema de operación y control

(1) Los dispositivos de operación, control y alarma deben proporcionar, cuando se justifique, no sólo la indicación visual y sonora de la condición potencial de peligro, sino también, en situación más crítica, la interrupción del funcionamiento del sistema.

(2) En los sistemas de bombeo para poblaciones mayores a 2 000 habitantes, debe preverse la instalación de manómetros en la tubería de impulsión y manómetro vacuómetro o manovacúmetro en la tubería de succión.

2.12 SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS DE MOVIMIENTO Y SERVICIO

(1) En la selección de los equipos de movilización debe considerarse:

- a) La capacidad de carga que debe atender al elemento de mayor peso que pueda ser transportado aisladamente.
- b) La ubicación de los equipos debe ser estudiada de manera tal que permita el retiro adecuado, movilización o reposición de las piezas constituyentes de la estación elevadora.

(2) Para la instalación de equipos de movilización y servicio se hará una previsión adecuada de:

- a) Vigas, para la instalación de puentes rodantes, monovías, apoyos para poleas, o manutención o remoción de bombas, motores o cualquier otra pieza de equipamiento pesado, o ya sea dejar paso libre para los pórticos cuando fuera el caso.
- b) Aberturas, en el piso, o en otros lugares que permitan libre movimiento del mayor elemento instalado.

2.13 PROYECTOS COMPLEMENTARIOS

En estaciones de bombeo para poblaciones mayores a 2 000 habitantes se deben considerar los siguientes aspectos complementarios. Sin embargo el proyectista puede desestimar la necesidad de alguno(s) ellos si lo justifica técnicamente.

2.13.1 Iluminación

(1) La iluminación de la estación debe ser adecuada, por luz natural o artificial, la iluminación artificial debe obedecer las normas correspondientes, evitándose que las fuentes luminosas provoquen ilusiones ópticas.

2.13.2 Ventilación y acústica

(1) La ventilación del inmueble será provista por medio de ventanas, puertas, extractores, ventiladores u otros medios. Se debe considerar:

- a) Todas las salas, compartimientos, pozos y otros recintos cerrados por debajo del nivel del terreno y que sean visitables y donde pueda presentarse atmósfera perjudicial, deben tener ventilación forzada, promoviendo, un mínimo de 6 cambios completos de aire por hora, cuando fuera continua y 30 cuando fuese intermitente.

b) Los controles de ventilación forzada podrán ser accionados manualmente de afuera de comportamiento o automáticamente cuando se abra la puerta de acceso o ya sea mediante sensores que registren concentraciones de gases en la atmósfera.

(2) Siempre que pueda producirse incomodidad a la vecindad, provocada por los ruidos inherentes a las actividades de la estación elevadora, debe efectuarse el estudio de aislamiento acústico de los ambientes.

2.13.3 Instalaciones hidráulicas sanitarias

(1) En las instalaciones hidráulicas sanitarias deben observarse los siguientes aspectos:

a) Se preverá un tanque de agua con capacidad suficiente para satisfacer las necesidades de agua potable de la estación, con alimentación directa de la red externa o a través de fuente especial.

b) Los desagües y aguas servidas de la estación deben ser recolectados por un sistema previsto y dimensionado adecuadamente y que conduzca a un destino seguro desde el punto de vista sanitario.

(2) Para el drenaje de pisos serán provistos uno o más pozos de drenaje, hacia los cuales las aguas de lavado o de vaciado deben ser conducidas a través de canaletas o de pendientes suaves en los pisos de la estación elevadora.

(3) Cuando el desagüe por gravedad no fuera posible, dichos pozos serán equipados con bombas adecuadas para desagüe, accionadas automáticamente por dispositivos que detecten el nivel del líquido en el pozo.

2.13.4 Sistema de aguas de servicio

(1) El sistema de aguas de servicio debe ser proyectado completamente independiente del sistema de agua potable.

(2) Está expresamente prohibido efectuar cualquier interligazón entre los sistemas de agua de servicio y agua potable.

2.13.5 Sistema de combate de incendios

(1) En cuanto al sistema de combate de incendios, deben ser previstos de extinguidores convenientemente ubicados en lugares de fácil acceso y cerca de donde puedan ocurrir inicios de incendio.

2.13.6 Acceso y escaleras

(1) Deben preverse entre los diferentes pisos, escaleras seguras y apropiadas y a falta de espacio, escaleras metálicas de borde con barandilla, peldaños amplios, con piso antideslizante. La inspección de los compartimientos de difícil acceso debe ser hecha a través de escaleras portátiles seguras e instaladas a tiempo de la inspección.

2.13.7 Protección contra rayos

(1) Se considerará la utilización de pararrayos en las estaciones de bombeo.

ANEXO “A”
FIGURAS - ESTACIONES DE BOMBEO

Reglamento Nacional

NB 689

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE TANQUES DE ALMACENAMIENTO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE

Segunda revisión

Diciembre 2004

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	
GENERALIDADES	253
1.1 OBJETO.....	253
1.2 CAMPO DE APLICACIÓN.....	253
1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO.....	253
CAPÍTULO 2	
TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE AGUA	254
2.1 DEFINICIÓN.....	254
2.2 TIPOS DE TANQUES.....	254
2.2.1 Considerando la ubicación sobre el terreno.....	254
2.2.1.1 Tanques superficiales.....	254
2.2.1.2 Tanques elevados.....	254
2.2.2 Considerando el tipo de alimentación.....	254
2.2.2.1 Tanques de cabecera (regulación).....	254
2.2.2.2 Tanques de compensación (cola).....	254
2.3 INFORMACIÓN NECESARIA.....	255
2.4 CAPACIDAD DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO.....	255
2.4.1 Volumen de regulación.....	255
2.4.2 Volumen contra incendios.....	257
2.4.3 Volumen de reserva.....	257
2.4.4 Reducción de la capacidad del tanque.....	258
2.5 COTAS O NIVELES DE INSTALACIÓN.....	258
2.6 REQUERIMIENTO DE DISEÑO.....	259
2.6.1 Profundidad.....	259
2.6.2 Distancia a otros servicios.....	259
2.6.3 Emplazamiento.....	259
2.6.4 Sistema de drenaje inferior.....	260
2.6.5 Número de unidades.....	260
CAPÍTULO 3	
ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	262
3.1 GENERALIDADES.....	262
3.2 ACCESORIOS.....	263
3.2.1 Tubería de entrada.....	263
3.2.2 Tubería de paso directo (by-pass).....	263
3.2.3 Tubería de salida.....	263
3.2.3.1 Diámetro de salida y accesorios.....	264
3.2.3.2 Ubicación de la tubería de salida.....	264
3.2.4 Tubería de rebose.....	265
3.2.5 Tubería de limpieza.....	266
3.2.6 Coladores.....	267
3.3 ASPECTOS COMPLEMENTARIOS.....	267
3.3.1 Altura de revancha.....	267
3.3.2 Revestimiento interior.....	267
3.3.3 Protecciones.....	267
3.3.4 Cubierta.....	267
3.3.5 Descargas de agua.....	268
3.3.6 Facilidades para mantenimiento.....	268

3.3.7 Previsiones contra roturas	268
3.3.8 Limitadores de nivel.....	268
3.3.9 Ventilación	268
3.3.10 Acceso de inspección	269
3.3.11 Indicador de nivel.....	269
3.3.12 Medidor de caudal	269
3.3.13 Protección contra la luz natural	270
3.3.14 Cerco de protección	270
3.3.15 Escaleras de acceso	270
3.3.16 Escaleras interiores	270
3.3.17 Señalización	270

ANEXOS

ANEXO “A”	
ANEXOS - TANQUES DE ALMACENAMIENTO	271

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Presiones admisibles por tipo de suelo	162
---	-----

PARTICIPANTES

Las Instituciones y profesionales que participaron en la revisión y actualización del presente Reglamento fueron los siguientes:

Alvaro Camacho	Director General de Servicios Básicos VSB
Alcides Franco	Director de Area de Normas y Tecnología VSB
Marco Quiroga	Coordinador General PROAT
Reynaldo Villalba	VSB
Enrique Torrico	VSB
Susana Jaramillo	VSB
Marco Reyes	FPS La Paz
Ramiro Plaza	FPS Santa Cruz
Marco Ocampo	UNASBVI Potosí
Juan Carlos Guzmán	HAM Cochabamba
Carlos Guardia	SEMAPA
José Díaz	IIS-UMSA
Gregorio Carvajal	IIS-UMSA
Juan Carlos Holters	ABIS Santa Cruz
Oscar Álvarez	Consultor independiente

ELABORACIÓN

AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento Básico
Carlos España	Consultor
Grover Rivera	Consultor
Iván Alvarez	Diseño Gráfico

FINANCIADOR

Agencia Sueca de Cooperación Internacional para el Desarrollo (Asdi)

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 OBJETO

(1) El presente Reglamento tiene por objeto, establecer los criterios técnicos y condiciones mínimas, que se deben cumplir en el diseño de tanques de almacenamiento de agua, que se utilizan para sistemas de agua potable.

1.2 CAMPO DE APLICACIÓN

(2) Este Reglamento se aplica a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de agua potable públicos y/o privados.

(3) Es obligatorio el conocimiento y aplicación del Reglamento Técnico de Diseño de Tanques de Almacenamiento de Agua, por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de la obra. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en el presente reglamento toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO

(1) La elaboración del proyecto de tanques de almacenamiento de agua comprende las siguientes actividades:

- a) Obtener los datos y estudios básicos de diseño.
- b) Establecer el tipo y ubicación del tanque.
- c) Determinar la capacidad del tanque.
- d) Establecer la forma, dimensiones, número y emplazamiento del tanque.
- e) Establecer los niveles de instalación.
- f) Seleccionar el material del tanque.
- g) Localizar los dispositivos del tanque.
- h) Diseñar los accesorios y obras complementarias.

CAPÍTULO 2

TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE AGUA

2.1 DEFINICIÓN

(1) Los tanques de almacenamiento son estructuras civiles destinadas al almacenamiento de agua. Tienen como función mantener un volumen adicional como reserva y garantizar las presiones de servicio en la red de distribución para satisfacer la demanda de agua.

2.2 TIPOS DE TANQUES

2.2.1 Considerando la ubicación sobre el terreno

2.2.1.1 Tanques superficiales

(1) Se asientan directamente sobre el terreno, pueden ser superficiales o semienterrados dependiendo de las condiciones del terreno y su forma constructiva.

(2) Deben ser utilizados cuando la topografía del terreno permita una ubicación tal que garantice la presión mínima en todos los puntos de la red de distribución.

(3) Los tanques superficiales pueden construirse en hormigón armado, hormigón simple, hormigón ciclópeo, ferrocemento, mampostería y otros.

2.2.1.2 Tanques elevados

(1) Se encuentran por encima del nivel del terreno natural y soportado por una estructura.

(2) La altura a la cual se encuentra el tanque elevado debe ser tal que garantice la presión mínima en el punto más desfavorable de la red de distribución, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento Técnico de Redes de Distribución para Sistemas de Agua Potable.

(3) Los tanques elevados pueden construirse de acero, hormigón armado, pretensado, postensado, ferrocemento, fibra de vidrio y otros.

2.2.2 Considerando el tipo de alimentación

2.2.2.1 Tanques de cabecera (regulación)

(1) Se alimentan directamente de la fuente o planta de tratamiento mediante gravedad o bombeo (véase **Figura A.1** de **Anexo A**).

2.2.2.2 Tanques de compensación (cola)

(1) Se ubican en la parte mas alejada de la red de distribución con relación a la obra de captación o planta de tratamiento, se alimentan por gravedad o por bombeo. Almacenan agua en las horas de menor consumo y auxilian al abastecimiento de la red de distribución en las horas de mayor consumo (véase **Figura A.1** de **Anexo A**).

2.3 INFORMACIÓN NECESARIA

(1) La elaboración del proyecto de tanques de almacenamiento requiere disponer de la siguiente información:

- a) La concepción básica del sistema de abastecimiento de agua.
- b) La reserva total necesaria para cada zona de presión.
- c) Localización en planta.
- d) Número de unidades y definición de las etapas de ejecución.
- e) Cota de los niveles de agua.
- f) Estudio de suelos del área de emplazamiento.

2.4 CAPACIDAD DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

(1) En todo el sistema de agua potable debe disponerse de un volumen de agua almacenado, para efectuar la regulación entre la producción de agua y la extracción para el consumo, esencialmente variable. Este volumen de agua almacenado se proyectará considerando que, simultáneamente a la regulación para hacer frente a la demanda, debe lograrse el diseño más económico del sistema de distribución y mantener una reserva prudencial para los casos de interrupción de las líneas de energía o fuentes de abastecimiento.

(2) La capacidad del tanque de almacenamiento debe ser igual al volumen que resulte mayor de las siguientes consideraciones:

- a) Volumen de regulación.
- b) Volumen contra incendios.
- c) Volumen de reserva.

(3) El Ingeniero proyectista deberá justificar las consideraciones realizadas para el cálculo del volumen total.

2.4.1 Volumen de regulación

(1) El volumen de almacenamiento previsto como regulación está destinado a proveer:

- a) Suministro de agua en las horas de demanda máxima.
- b) Presiones adecuadas en la red de distribución.

(2) El volumen de regulación debe ser suficiente para compensar las variaciones de caudal que se presentan entre el caudal de alimentación y el caudal de consumo en cada instante.

(3) Para cada zona de presión debe corresponder un volumen de almacenamiento en uno o más tanques interconectados.

(4) El volumen almacenado correspondiente a una zona de presión, puede estar incluido en tanques correspondientes a otras zonas de presión, cuando:

- a) Se haya demostrado que esa solución es la más económica para el sistema de distribución. Proveyendo la instalación de válvulas reductoras de presión al pasar a otra zona de presión.

b) Las obras mínimas necesarias para atender a una etapa de construcción permitiesen esa condición de funcionamiento temporal.

(5) El cálculo del volumen puede ser realizado de dos formas:

a) Determinación mediante curvas de consumo

i) De existir datos suficientes para permitir el trazado de la curva de variación del consumo diario, el volumen a ser almacenado necesario para la atención de esas variaciones, debe ser determinado por métodos analíticos o gráficos sobre la base de las curvas de demanda correspondientes de cada población o zona abastecida y el régimen previsto de alimentación de los tanques.

ii) Los datos a los que se refiere el párrafo anterior deben ser datos de la comunidad en estudio o de una comunidad que presente características semejantes en términos de desenvolvimiento socio-económico, hábitos de la población, clima y aspectos técnicos del sistema.

iii) En el método analítico o gráfico deben tomarse en cuenta las características del sistema: gravedad, bombeo, tipo de funcionamiento, continuo o discontinuo, número de horas de bombeo, etc.

iv) En la **Figura A.2** y **Figura A.3** del **Anexo A**, se presentan las curvas características de variaciones horarias y de consumos acumulados, respectivamente, para una población específica.

v) El volumen total de regulación se halla trazando las curvas de suministro del sistema y la curva de consumos acumulados. Dibujando la tangente a la curva de masas y sumando los valores por exceso y defecto se estima el volumen requerido para el sistema (véase **Figura A.4** de **Anexo A**).

b) Determinación mediante coeficientes empíricos

(1) Al no existir los datos referidos, el volumen mínimo de almacenamiento, necesario para compensar la variación diaria del consumo, debe ser determinado de acuerdo con los siguientes criterios:

a) Para sistemas por gravedad, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15% a 30% del consumo máximo diario.

b) Para sistemas por bombeo, el volumen del tanque de regulación debe estar entre el 15% a 25% del consumo máximo diario, dependiendo del número y duración de las horas de bombeo, así como de los horarios en los que se realicen dichos bombeos.

(2) En el volumen de un tanque debe preverse también una altura de revancha, o altura libre por encima del nivel máximo de aguas, a fin de contar con un espacio de aire ventilado, dicho espacio debe ser igual o mayor a 0,20 m.

(3) Para cualquiera de los casos el volumen debe ser determinado utilizando la siguiente expresión:

$$V_r = C * Q_{\text{máx.d}} * t$$

Donde:	V_r	Volumen de regulación en m ³
	C	Coeficiente de regulación Sistemas a gravedad 0,15 a 0,30 Sistemas por bombeo 0,15 a 0,25
	$Q_{\text{máx.d}}$	Caudal máximo diario en m ³ /d
	t	Tiempo en días t = 1 día como mínimo

4) El proyectista podrá utilizar tiempos mayores a un día, si los justifica técnicamente.

2.4.2 Volumen contra incendios

(1) Este volumen está destinado a garantizar un abastecimiento de emergencia para combatir incendios.

(2) El volumen destinado para combatir incendios, debe ser establecido de acuerdo con la entidad que tiene a su cargo la mitigación de incendios, atendiendo a las condiciones de capacidad económica, las condiciones disponibles de protección contra incendios y las necesidades de esa protección.

(3) El volumen contra incendios, debe ser determinado en función de la importancia, densidad de la zona a servir y el tiempo de duración del incendio.

(4) Se debe considerar los siguientes casos:

- Para zonas con densidades poblacionales menores a 100 hab/ha, considerar un caudal contra incendio (Q_i) en la red de distribución de 10 l/s.
- Para zonas con densidades poblacionales comprendidas entre 100 hab/ha a 300 hab/ha, considerar un caudal contra incendio (Q_i) en la red de distribución de 16 l/s.
- Para zonas con densidades poblacionales mayores a 300 hab/ha a, considerar un caudal contra incendio (Q_i) en la red de distribución de 32 l/s.

(5) El volumen de almacenamiento para atender la demanda contra incendios debe calcularse para un tiempo de duración del incendio entre 2 horas y 4 horas, a través de la siguientes expresión:

$$V_i = 3.6 * Q_i * t$$

Donde:	V_i	Volumen para lucha contra incendios en m ³
	Q_i	Caudal para lucha contra incendio en l/s
	t	Tiempo de duración del incendio en horas

2.4.3 Volumen de reserva

(1) Este volumen, prevé el abastecimiento de agua durante las interrupciones accidentales

de funcionamiento de los componentes del sistema situados antes del tanque de almacenamiento, o durante períodos de reparaciones y mantenimiento de obras de captación, conducción, tratamiento y/o en casos de falla en el sistema de bombeo.

(2) Como aguas arriba del tanque hay una serie de obras más o menos expuestas a interrupción, es evidente que durante ese lapso debe disponerse de una reserva de agua en los tanques de almacenamiento; para ello se recomienda considerar un volumen equivalente a 4 horas de consumo correspondiente al caudal máximo diario.

$$V_{re} = 3,6 * Q_{m\acute{a}x.d} * t$$

Donde: V_{re} Volumen de reserva en m³
 $Q_{m\acute{a}x.d}$ Caudal máximo diario en l/s
 t Tiempo en horas

2.4.4 Reducción de la capacidad del tanque

(1) Podrán proyectarse tanques de almacenamiento con volúmenes diferentes a los consignados en los numerales anteriores, siempre que se den las razones técnico-económicas correspondientes que justifiquen los volúmenes adoptados.

(2) En especial, en el caso de conducciones de poca longitud que cuente con dos fuentes independientes entre sí, debe disminuirse o distribuirse el volumen de almacenamiento, de acuerdo con lo que a continuación se indica:

- i) En el caso de fuente subterránea se debe reducir el volumen de almacenamiento elevado, pues se considera que el acuífero cumple las funciones de reserva. El depósito elevado debe cumplir con la función de regulación entre los caudales afluentes y efluentes, más una pequeña reserva para emergencias.
- ii) Para los casos en que la captación sea superficial se debe distribuir el volumen de almacenamiento entre cisterna y tanque elevado cuya función será similar a la mencionada.

(3) En todos los casos se debe calcular el régimen de bombeo y determinar la conveniencia económica de la solución propuesta.

2.5 COTAS O NIVELES DE INSTALACIÓN

(1) La ubicación y nivel de los tanques de almacenamiento deben ser fijados de manera tal de garantizar que las presiones dinámicas mínimas en la red de distribución se hallen dentro de los límites establecidos en el Reglamento de Redes de Distribución para Sistemas de Agua Potable.

(2) Las presiones estáticas y dinámicas en la red deben estar referidas: la primera al nivel de agua máximo y la segunda al nivel de agua mínimo de los tanques de distribución.

(3) Cuando una zona de emplazamiento para un tanque de almacenamiento no presente cota suficiente para garantizar las condiciones de presión necesarias para el funcionamiento de la red, la distribución debe ser realizada a partir de un tanque elevado.

2.6 REQUERIMIENTO DE DISEÑO

(1) No debe haber limitación en cuanto a la elección de las formas y métodos de construcción, de acuerdo a los casos particulares y modalidades regionales. Se debe exigir, en cambio, seguridad, durabilidad y el cumplimiento de las condiciones sanitarias requeridas para las reservas de agua potable.

(2) La forma del tanque debe proporcionar máxima economía global en términos de fundación, estructura, utilización de área donde el tanque será ubicado, equipos de operación y control e interligazón entre unidades.

(3) La entidad o cliente podrá solicitar, cuando el proyecto implique soluciones no usuales o de difícil materialización, un estudio económico, la comparación con otras soluciones posibles y la garantía de que se cuenta con personal técnico o empresas suficientemente capacitadas para materializar el proyecto.

(4) La implementación del tanque debe obedecer los criterios que se describen a continuación.

2.6.1 Profundidad

(1) El fondo del tanque de almacenamiento debe ubicarse por lo menos 0,50 m por encima del nivel de agua máximo de la napa freática o de la cota de inundación máxima.

(2) Cuando fuera necesario, el nivel de agua de la napa freática, puede ser disminuido mediante drenaje y descarga natural a un sitio donde el nivel de agua no sobrepase la cota para la cual la napa debe ser disminuida. El drenaje, circundará externamente el perímetro del fondo del tanque de almacenamiento a una distancia mínima de 2 m de las paredes del mismo. El terreno circundante debe rellenarse con material permeable.

2.6.2 Distancia a otros servicios

(1) La distancia mínima entre un tanque de almacenamiento enterrado o semienterrado y una tubería de alcantarillado, debe ser mayor a 30 m cuando el terreno fuera impermeable. Cuando el terreno fuera permeable, la distancia mínima será de 45 m.

(2) Las distancias podrán ser reducidas a la mitad si fuera instalado un sistema de drenaje circundante como fuera indicado en 2.6.1.

2.6.3 Emplazamiento

(1) En general, razones económicas llevan a fijar como criterios recomendables para la ubicación de los tanques los siguientes:

- a) Proximidad de la fuente de abastecimiento o de la planta de tratamiento.
- b) Dentro o en las cercanías de la zona de mayores consumos.
- c) En las zonas altas de la localidad.

(2) El o los tanques de almacenamiento deben localizarse lo más cerca posible de la red de distribución teniendo en cuenta la topografía de la población y el mantenimiento de presiones adecuadas en la misma.

(3) El área para el emplazamiento del tanque no debe situarse en lugares que constituyan escurrimiento natural de aguas de lluvia.

(4) Siempre que se presente el paso de aguas de lluvia junto al área del tanque, deben tomarse cuidados especiales para evitar que dicha agua pueda penetrar al interior del área indicada.

(5) De preferencia los tanques elevados, conviene situarlos en una zona opuesta al punto de alimentación de la red, consiguiéndose de éste modo una mejor disponibilidad de presiones, trabajando de ésta manera como tanque de compensación.

2.6.4 Sistema de drenaje inferior

(1) Por debajo del fondo del tanque de almacenamiento debe construirse un sistema de drenaje destinado a captar fugas a través de su fondo y de otras partes de su estructura no expuesta.

(2) El sistema de drenaje debe ser subdividido de modo que cada subdivisión corresponda a un área máxima de 500 m² de fondo de tanque.

(3) El sistema de drenaje descargará libremente en una o más cámaras de inspección, donde sea posible visualizar la ocurrencia de fugas.

(4) Cuando el sistema de drenaje fuera dividido en áreas, éstas serán bien definidas y la descarga correspondiente a cada área se hará independientemente en las cámaras colectoras.

(5) El sistema de drenaje debe estar constituido por una tubería colectora principal a la cual podrán unirse tuberías colectoras secundarias, haciéndose en éste caso una conexión entre ambas mediante la utilización de piezas especiales como tees o uniones o mediante cámaras.

(6) Los tubos del sistema de drenaje debe estar envueltos por grava de granulometría descendente en el sentido del centro a la periferia.

(7) Cuando la fundación del tanque fuera directa sobre el terreno, deben adoptarse medios para evitar que el agua proveniente de las fugas cause erosión en el terreno y perjudique la fundación del tanque.

(8) El sistema de drenaje instalado por debajo del fondo debe ser independiente del sistema de drenaje del terreno establecido en 2.6.1.

(9) Las aguas provenientes del sistema de drenaje deben ser descargadas por gravedad o mediante bombeo. La descarga debe ser de tal manera que impida un reflujos de las aguas de cualquier origen al interior del sistema de drenaje.

2.6.5 Número de unidades

(1) El almacenamiento total correspondiente a cada zona de presión, debe ser subdividido en por lo menos dos unidades independientes, situadas próximas o adyacentes entre si.

(2) Cuando el volumen del tanque de almacenamiento sea superior a 50 m³, se debe considerar el uso de dos o más tanques de manera que se faciliten las tareas de operación y mantenimiento.

CAPÍTULO 3 ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

3.1 GENERALIDADES

(1) Los tanques deben construirse donde las condiciones del suelo sean favorables. Se ubicarán en terrenos firmes, alejados de zonas de deslizamiento, fallas geológicas, drenajes de agua y focos de contaminación.

(2) En la **Tabla 1**, se presentan valores referenciales de las presiones admisibles por tipo de suelo.

Tabla 1. Presiones admisibles por tipo de suelo

Tipo de suelo	Presión admisible (kg/cm ²)
Terreno aluvial	0,50
Arcilla suave	1,00
Arcilla firme	2,00
Arcilla dura	4,00
Arena y arcilla compactas	2,00
Suelos sueltos de arena y arcillas	1,00
Arena fina suelta, suelos de arena, limo inorgánico, semicompactos	2,00
Grava compactada, formaciones de grava, cantos gruesos	10,00
Grava arenosa compacta	10,00
Roca blanda	8,00
Roca de dureza media	40,00
Roca dura, sana	60,00

(3) Las características del suelo de fundación deben ser obtenidas mediante análisis de suelos, según lo establecido en el Reglamento de Estudios y Parámetros de Diseño para Sistemas de Agua Potable.

(4) El nivel de fundación debe determinarse en función de la capacidad portante del suelo y el nivel freático del mismo.

(5) Los tanques de almacenamiento deben contar con cerco de protección cuya altura mínima de ser de 1.50 m.

(6) Para el diseño de tanques se debe considerar la disponibilidad de materiales del lugar (cemento, piedra, arena, grava, ladrillo, etc.) y mano de obra.

(7) Los tanques de almacenamiento pueden ser construidos de los siguientes materiales.

- a) Ferrocemento
- b) Hormigón armado
- c) Hormigón ciclópeo
- d) Mampostería de piedra o ladrillo
- e) Metálicos
- f) Fibra de vidrio
- g) Otros

(8) Todo tanque debe contar con un cálculo estructural (incluida la fundación) y ser diseñado para las diversas condiciones de carga: tanque lleno, vacío, empuje de tierras y verificarse los esfuerzos de tracción, corte, flexión y torsión. Asimismo, se debe garantizar la estanqueidad de la estructura.

(9) El fondo del tanque debe tener una pendiente mínima del 1% hacia la tubería de limpieza.

(10) En terrenos con presencia de agua o nivel freático alto, debe diseñarse un sistema de drenaje que proteja la estabilidad de la estructura.

3.2 ACCESORIOS

3.2.1 Tubería de entrada

(1) La entrada de agua en cada una de las unidades, cuando tienen salida independiente, debe ser dimensionada para un caudal máximo que alimenta al conjunto de tanques de almacenamiento, dividida por el número de unidades menos una, tomando en cuenta que por razones de mantenimiento una de las unidades esté fuera de servicio.

(2) El dimensionamiento de la tubería de entrada debe ser realizada de modo que la velocidad sea como máximo al doble de la velocidad en la tubería que alimenta los tanques de almacenamiento y no sobrepase una pérdida de carga de 1,0 m.

(3) La entrada de agua debe ser dotada de un sistema de cierre mediante válvula y será maniobrada mediante dispositivo situado en la parte externa del tanque.

(4) La distancia entre la generatriz inferior de la tubería de ingreso y la generatriz superior de la tubería de rebose no debe ser inferior a 0,05 m (véase **Figura A.5** de **Anexo A**).

(5) Cuando la entrada de agua se efectúa por encima del nivel mínimo de agua del tanque, deben tomarse las previsiones para absorber o evitar el impacto de la caída de agua hasta el fondo del tanque vacío.

(6) Cuando la entrada de agua se efectúa por debajo del nivel máximo de agua del tanque, la línea de aducción debe ser dotada de un dispositivo destinado a impedir la pérdida de agua almacenada en el caso de producirse una rotura en la tubería de alimentación.

3.2.2 Tubería de paso directo (by-pass)

(1) En tanques de un solo compartimiento, debe colocarse un paso directo (by-pass) que permita mantener el servicio mientras se efectúa el lavado o la reparación del tanque, con la debida consideración de la sobre presión que pueda presentarse, en caso que el tanque trabaje como cámara rompe presión.

(2) Se debe considerar el uso de by pass cuando el volumen del tanque de almacenamiento sea mayor a 50 m³. Para volúmenes menores, el proyectista justificará la necesidad del by-pass.

(3) La tubería de paso directo estará provista de válvula compuerta.

3.2.3 Tubería de salida

3.2.3.1 Diámetro de salida y accesorios

- (1) El diámetro de la tubería de salida debe estar en función de la tubería matriz de distribución o tubería de conducción, determinada por cálculo.
- (2) La tubería de salida debe ser calculada de modo que la velocidad máxima a través de los elementos que la constituyen no sobrepase 1,5 veces la velocidad en la tubería que sigue a la misma y no debe sobrepasar una pérdida de carga de 0,50 m.
- (3) La tubería de salida de agua debe ser dotada de un sistema de cierre mediante una válvula compuerta, que debe ser maniobrada por medio de un dispositivo situado en la parte externa del tanque.
- (4) El diámetro de la tubería de salida será correspondiente al diámetro de la tubería de distribución o tubería de conducción.

3.2.3.2 Ubicación de la tubería de salida

- (1) La tubería de salida de agua debe ser emplazada de manera de impedir la formación de vórtices, cuando el agua hubiera llegado al nivel mínimo útil.
- (2) De no existir junto a la salida un dispositivo capaz de evitar la formación de vórtices, cuyo funcionamiento ha tenido que ser comprobado, deben ser exigidas las siguientes alturas de agua sobre la salida:
 - a) En una tubería de salida situada en un plano horizontal, la altura de agua debe ser igual a 3 veces el mayor diámetro de la tubería.
 - b) En una tubería de salida situada en un plano inclinado, formando un ángulo máximo 45° con un plano horizontal, la altura de agua medida al centro de la tubería debe ser igual a 3 veces la mayor dimensión de la tubería.
 - c) En una tubería de salida situada en un plano inclinado, que forma con un plano horizontal un ángulo mayor que 45° , la altura de agua medida a la parte más alta de tubería debe ser igual a 2 veces la dimensión de la tubería definida por la parte alta.
- (3) Para garantizar la altura mínima prevista anteriormente, la salida podrá localizarse en un pozo formado en el fondo del tanque.
- (4) El pozo tendrá en planta un área correspondiente a 10 veces el área de la abertura de salida, debe presentar una relación entre sus lados, inferior a 1,5 y debe presentar un perímetro no coincidente con las paredes, por lo menos igual a 2 veces la raíz cuadrada de su área.
- (5) El borde del pozo debe situarse por lo menos 10 cm por debajo del fondo del tanque.
- (6) La velocidad máxima del agua en la sección de salida debe ser menor a 0,60 m/s.
- (7) De presentarse una reducción de sección después de la salida, el ángulo de inclinación de las paredes de la reducción con relación a la normal al eje de la salida no debe ser mayor a 10° .

(8) La tubería de salida debe estar ubicada a una altura mínima de 1/3 a 1/2 del diámetro (D) de la misma, entre la parte inferior de la tubería o criba (colador) y el fondo del pozo, con un mínimo de 0,10 m.

(9) La distancia horizontal entre el colador de salida y la pared más próxima del tanque debe ser como mínimo igual a D/2, con un mínimo de 0,10 m.

3.2.4 Tubería de rebose

(1) La tubería de rebose debe ser dimensionada para posibilitar la descarga del caudal máximo diario que podrá alimentar al tanque.

(2) Para el cálculo debe emplearse la fórmula general de orificios:

$$Q = C_d * A * \sqrt{2 * g * h}$$

Donde:	Q	Caudal máximo diario o caudal de bombeo en m ³ /s
	C _d	Coeficiente de contracción C _d = 0.60
	A	Área del orificio de desagüe en m ²
	g	Aceleración de la gravedad en m/s ²
	h	Carga hidráulica sobre la tubería de desagüe en m

(3) El diámetro de la tubería de rebose no debe ser inferior al diámetro de la tubería de ingreso.

(4) La tubería de rebose debe descargar libremente en una cámara situada tan próxima cuanto sea posible del tanque y debe presentar un tramo final recto.

(5) El tramo recto final debe ser dispuesto de manera de presentar una separación mínima de 0,50 m de cualquier superficie o elemento exterior.

(6) El nivel máximo de agua en el tanque se debe ubicar por lo menos 1,0 m por encima del borde superior de la cámara destinada a recibir el rebose.

(7) La cámara destinada a recibir el rebose debe ser protegida, a la altura de su borde, por una rejilla con un espacio máximo de 10 cm.

(8) El emplazamiento de la cámara debe permita el escurrimiento del agua para evitar que el agua vaya a salir por los bordes, de la misma.

(9) Las paredes del tanque deben tener una altura total por lo menos 0,30 m mayor que la altura alcanzada por el agua en rebose, debiendo ser dimensionadas para soportar dicha condición.

(10) La tubería de rebose se conectará con descarga libre a la tubería de limpieza, permitiendo la descarga en cualquier momento, para lo cual no se proveerá de válvula.

(11) El diámetro de la tubería de rebose debe estar determinado por la altura de la cámara de aire (o altura de revancha) en el tanque o por un caudal mayor o igual al caudal de llegada, evitándose cualquier presión sobre la tapa del tanque.

3.2.5 Tubería de limpieza

(1) Todo tanque de almacenamiento debe estar provisto de una tubería de limpieza.

(2) La limpieza del tanque será realizada a través de una tubería de descarga de fondo situada por debajo de su nivel mínimo.

(3) Los tanques con capacidad mayor a 50 m³ deben contar con una cámara de limpieza ubicada por debajo del nivel de piso y que permita drenar toda el agua del tanque. El volumen de dicha cámara no será considerado en el cálculo del volumen útil del tanque.

(4) La tubería de limpieza se debe disponer en el fondo del tanque de almacenamiento o de la cámara de limpieza indicada.

(5) El fondo del tanque debe contar con una pendiente no menor al 1% hacia la tubería de limpieza.

(6) Debe proveerse una tubería cuyo diámetro debe ser tal que facilite el vaciado del tanque en un período no mayor a 4 horas.

(7) Para el cálculo del área del orificio de la tubería de limpieza debe utilizarse la fórmula siguiente:

$$A_0 = \frac{2 * S * \sqrt{h}}{C_d * T * \sqrt{2g}}$$

Donde:	T	Tiempo de vaciado en segundos
	S	Área superficial del tanque en m ²
	h	Carga hidráulica sobre la tubería en m
	C _d	Coeficiente de contracción C _d = 0,60 a 0,65
	A ₀	Área del orificio de desagüe en m ²
	g	Aceleración de la gravedad en m/s ²

(8) La tubería de limpieza no debe tener una sección menor a 0,015 m².

(9) La tubería de limpieza debe estar provista de válvula compuerta.

(10) La tubería de limpieza no debe descargar en forma directa al alcantarillado sanitario, para lo cual deben tomarse las provisiones necesarias para evitar contaminaciones, preferentemente se debe descargar al alcantarillado pluvial.

3.2.6 Coladores

(1) Las aberturas de salida de agua del tanque así como la descarga de fondo, deben ser protegidas con colador o con una rejilla con abertura máxima igual a 5 cm y con un área abierta total 50% mayor que la abertura protegida.

3.3 ASPECTOS COMPLEMENTARIOS

3.3.1 Altura de revancha

El tanque de almacenamiento debe estar provisto de una altura de revancha o altura libre por encima del nivel máximo de aguas, a fin de contar con un espacio de aire ventilado. La altura de revancha no debe ser menor a 0,20 m.

3.3.2 Revestimiento interior

(1) El fondo y las paredes del tanque, deben ser impermeables, independientemente de cualquier tratamiento especial, como pintura o revestimiento.

(2) Cuando se pretenda proceder con el pintado o revestimiento del fondo o de las paredes, debe verificarse mediante ensayo adecuado que aquellas partes sean ya impermeables. Solamente después se procederá con el pintado o revestimiento.

3.3.3 Protecciones

(1) Todas las áreas que existieran al interior del tanque y situadas por debajo del nivel mínimo de agua, cuya profundidad fuera superior a 1,00 m, deben ser protegidas con una rejilla constituida de material a prueba de corrosión, con aberturas menores a 0,01 m²

3.3.4 Cubierta

(1) La cubierta del tanque, será impermeable y continua, se considerará continua a aquella constituida por elementos unidos por juntas flexibles empotrados en los elementos que conforman la cubierta.

(2) Además de la impermeabilidad intrínseca de la cubierta, su superficie superior, debe ser revestida con capas de materia asfáltica o de otro material impermeabilizante que sea capaz de adherirse a la cubierta.

(3) La cubierta debe tener una pendiente mínima del 2%.

(4) La cubierta del tanque, no podrá ser usada para la formación de jardines y ninguna otra finalidad que permita la presencia de personal sobre la misma, a menos que sobre la impermeabilización se constituya una capa de drenaje con escurrimiento natural y ésta sea cubierta por una capa impermeable que a su vez esté protegida. Por encima de ésta protección será permitido el uso del área.

(5) Las aguas que se precipitaran sobre la cubierta deben escurrirse naturalmente por su superficie hasta su periferia, sin la formación de pozas.

3.3.5 Descargas de agua

(1) Las descargas de agua provenientes de uno o más tanques deben ser conducidas hasta un curso receptor mediante un conducto dimensionado para un caudal por lo menos igual al máximo caudal conducido hasta los tanques.

(2) Cuando un conducto fuera utilizado como galería de aguas pluviales, su dimensionamiento debe considerar una ocurrencia simultánea de la máxima descarga de los tanques y de una lluvia crítica con período de recurrencia de 50 años.

(3) El curso de agua escogido para recibir las descargas, debe tener la capacidad para ello, debiendo ser analizada la influencia del caudal descargado en su escurrimiento.

3.3.6 Facilidades para mantenimiento

(1) Los dispositivos para el cierre de las tuberías de entrada y salida o de descarga de fondo, deben ser instalados de tal manera que puedan ser reparados aún cuando el tanque se encuentre lleno de agua, de modo que su remoción pueda ser hecha sin que sea necesario cortar o destruir parte de las instalaciones.

3.3.7 Previsiones contra rupturas

(2) Cuando las tuberías de entrada, salida o limpieza fueran instaladas por debajo del fondo del tanque, deben ser previstos dispositivos para impedir la ruptura de las mismas y para no perjudicar la fundación del tanque.

3.3.8 Limitadores de nivel

(1) En tanques elevados, debe disponerse de un dispositivo limitador del nivel máximo de agua, destinado a impedir la pérdida de agua a través del rebosadero.

(2) En los casos de tanques abastecidos por aducciones por gravedad, los dispositivos limitadores de nivel, podrán estar constituidos por válvulas que se cierren cuando el agua haya alcanzado el nivel máximo útil.

(3) En los casos de aducción por bombeo para un tanque o un conjunto de tanques que presenten los niveles máximos útiles en una misma cota, el dispositivo limitador de nivel debe ser constituido por un sistema que interrumpa el abastecimiento de energía a las bombas cuando el nivel de líquido coincida con el máximo nivel útil previsto en el proyecto.

(4) En los casos de tanques ubicados en diferentes posiciones y abastecidos por aducción por bombeo debe ser previsto un sistema automático de cierre mediante válvulas comandadas por el nivel de agua y de interrupción de la alimentación de energía. En éste caso la interrupción de la alimentación de energía solamente se producirá cuando todos los tanques estuviesen llenos.

3.3.9 Ventilación

(1) Los tanques deben contar con dispositivos para ventilación, que permitan la entrada y salida de aire de su interior.

(2) En el caso de tanques de pequeña capacidad, la ventilación debe realizarse a través de tubos verticales que terminen en curvas de 180° o dispondrá en su parte superior de una cobertura que impida la entrada de polvo y agua de lluvia.

(3) Para casos de tanques de gran capacidad la ventilación debe ser efectuada a través de cámaras de ventilación, con cubierta adecuada, dotadas de orificios laterales debidamente protegidos.

(4) Los orificios o tuberías para ventilación deben ser protegidos con malla milimétrica para evitar la penetración de insectos y pequeños animales.

(5) La ventilación debe ser dimensionada para un caudal de aire igual al máximo caudal de abastecimiento de agua a la red de distribución.

3.3.10 Acceso de inspección

(1) Cada tanque debe contar por lo menos con una abertura para inspección ubicada en su cubierta, con una dimensión mínima igual a 0,60 m x 0,60 m o igual a la necesaria para posibilitar el paso de equipos o dispositivos previstos en su interior.

(2) Las aberturas de inspección deben quedar situadas junto a una de las paredes verticales y de preferencia en la misma vertical del área donde se situasen: la tubería de ingreso o los equipos o dispositivos existentes en el interior del tanque.

(3) Los bordes de las aberturas para inspección deben situarse por lo menos 5 cm más alto de la superficie de cubierta del tanque.

(4) Las aberturas para inspección deben ser cerradas con una sola tapa, que tendrá un dispositivo de seguridad con llave o candado y debe tener una forma tal que impida la entrada de agua a través de sus juntas.

3.3.11 Indicador de nivel

(1) Los tanques deben ser dotados de un dispositivo indicador de la posición del nivel de agua.

(2) No deben ser empleados dispositivos que sean capaces de dañar la calidad del agua.

3.3.12 Medidor de caudal

(1) Se debe colocar un medidor registrador de caudal en la tubería de salida del tanque, que permita determinar los volúmenes suministrados en forma diaria, así como las variaciones de los caudales.

(2) El medidor de caudal debe ser considerado para poblaciones superiores a 10 000 habitantes. Para poblaciones menores el proyectista debe justificar su uso.

3.3.13 Protección contra la luz natural

- (1) No será permitida la entrada de luz natural al interior del tanque de forma permanente a fin de evitar la formación de algas en el interior del mismo.
- (2) Cuando fuera necesario iluminar el interior de un tanque, la iluminación debe ser hecha mediante luminarias eléctricas, a prueba de agua y humedad, que serán conectadas a través de cables a tomas existentes en la parte exterior del tanque, con interruptor operable del exterior.
- (3) Se dispondrá de iluminación externa cuando corresponda.

3.3.14 Cerco de Protección

- (1) Los tanques de almacenamiento deben estar protegidos mediante un cerco o muro con una altura y resistencia necesarias, para evitar el acceso directo de personas no autorizadas o animales.

3.3.15 Escaleras de acceso

- (1) Los tanques elevados deben contar con escaleras de acceso provistas con jaula de protección. La escalera permitirá el acceso hasta la losa de cubierta del tanque.
- (2) Desde el punto de llegada de la escalera en la parte superior del tanque hasta la abertura de inspección debe existir una protección que limitará la parte en que esté permitido el tránsito sin necesidad de utilización de dispositivos especiales para seguridad personal.
- (3) El inicio de la escalera debe hacerse de tal manera que impida el acceso de personas no autorizadas.
- (4) El tanque elevado, debe contar con una escalera permanente instalada en su interior.
- (5) La parte superior del tanque elevado debe contar con un barandado de protección.

3.3.16 Escaleras interiores

- (1) Se proveerán escaleras interiores en caso que la altura del tanque exceda de 1,2 m, con las protecciones necesarias.
- (2) Las escaleras en el interior de los tanques, deben tener las siguientes características:
 - a) Serán verticales y formadas por dos largueros que sustenten los peldaños espaciados 0,30 m como máximo.
 - b) Los largueros se apoyarán en el fondo y se sujetarán a la losa de cubierta junto a una abertura de inspección.
 - c) Serán construidas de material resistente a la corrosión, como el aluminio u otros.

3.3.17 Señalización

- (1) En la parte superior del tanque elevado deben ser instaladas luces de señalización de obstáculo elevado, conforme a las reglas del Ministerio de Aeronáutica.
- (2) En caso necesario se debe considerar también la instalación de pararrayos.

ANEXO “A”
FIGURAS - TANQUES DE ALMACENAMIENTO

Reglamento Nacional

NB 689

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

REGLAMENTO TÉCNICO DE DISEÑO DE REDES DE DISTRIBUCIÓN PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE

Segunda revisión

Diciembre 2004

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	
GENERALIDADES	283
1.1 OBJETO.....	283
1.2 CAMPO DE APLICACIÓN.....	283
1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO	283
CAPÍTULO 2	
RED DE DISTRIBUCIÓN	284
2.1. DEFINICIÓN	284
2.2 TIPOS DE REDES.....	284
2.2.1 Red abierta o ramificada	284
2.2.2 Red cerrada o anillada	284
2.2.3 Red mixta o combinada.....	284
2.3. FORMAS DE DISTRIBUCIÓN	284
2.3.1 Distribución por gravedad.....	284
2.3.2 Distribución por bombeo directo a la red	284
2.4 INFORMACIÓN NECESARIA	285
2.5 CAUDALES DE DISEÑO	285
2.5.1 Determinación de caudales por nudo.....	286
2.5.2 Determinación de caudales en redes cerradas.....	286
2.5.2.1 Método de área unitaria.....	286
2.5.2.2 Método de densidad poblacional.....	286
2.5.2.3 Método de longitud unitaria	287
2.5.2.4 Método de la repartición media	287
2.5.2.5 Método del número de familias	287
2.5.3 Determinación de caudales en redes abiertas	287
2.5.4 Caudal en piletas públicas.....	289
2.6 ÁREA DEL PROYECTO	289
2.7 DELIMITACIÓN DE ZONAS DE PRESIÓN.....	289
2.8 TRAZADO DE LA RED.....	289
2.9 PRESIONES DE SERVICIO.....	289
2.10 VELOCIDADES	291
2.11 DIÁMETROS MÍNIMOS.....	291
2.12 ANÁLISIS HIDRÁULICO.....	291
2.12.1 Diseño hidráulico en redes abiertas	292
2.12.2 Diseño hidráulico de redes cerradas.....	292
2.13 UBICACIÓN DE TUBERIAS.....	294
2.14 ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN.....	295
2.15 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS.....	295

CAPÍTULO 3

TUBERÍAS DE DISTRIBUCIÓN	296
3.1 GENERALIDADES	296
3.2 MATERIALES	296
3.3 ACCESORIOS	297
3.4 ESPECIFICACIONES Y CONTROL DE CALIDAD	297
3.5 PENDIENTES	297
3.6 CÁLCULO HIDRÁULICO Y PÉRDIDAS DE CARGA.....	297
3.7 PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN.....	298

CAPÍTULO 4

DISPOSITIVOS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS	300
4.1 TIPO Y UBICACIÓN DE VÁLVULAS.....	300
4.1.1 Válvulas de control o bloque	300
4.1.2 Válvulas de purga de aire o ventosa.....	300
4.1.3 Válvulas de limpieza o desagüe.....	300
4.1.4 Válvulas de retención	301
4.1.5 Válvulas reductoras de presión	301
4.2 MATERIALES DE LAS VÁLVULAS.....	301
4.3 HIDRANTES	301
4.4 CÁMARA DE VÁLVULAS	301
4.5 MEDIDORES	301
4.6 ESTACIONES REDUCTORAS DE PRESIÓN	302
4.6.1 Válvulas reguladoras de presión	302
4.6.2 Cámaras rompe presión	302
4.7 ANCLAJES	303
4.8 ESTRUCTURAS ESPECIALES	303
4.8.1 Obras de arte.....	304

CAPÍTULO 5

CONEXIONES DOMICILIARIAS	305
5.1 GENERALIDADES	305
5.2 COMPONENTES MÍNIMOS.....	305

CAPÍTULO 6

DISTRIBUCIÓN MEDIANTE PILETAS PÚBLICAS	306
6.1 GENERALIDADES	306
6.2 UBICACIÓN.....	306
6.3 COMPONENTES.....	306
6.3.1 Plataforma	306
6.3.2 Estructura de apoyo	306
6.3.3 Tubería de servicio	307
6.3.4 Válvula y medidor	307
6.4 Capacidad de la descarga.....	307

ANEXOS

ANEXO "A"

FIGURAS - REDES DE DISTRIBUCIÓN	309
---------------------------------------	-----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores del coeficiente K de simultaneidad	288
Tabla 2. Deflexión máxima en tuberías	296
Tabla 3. Profundidad y ancho de zanja	298

PARTICIPANTES

Las Instituciones y profesionales que participaron en la revisión y actualización del presente Reglamento fueron los siguientes:

Alvaro Camacho	Director General de Servicios Básicos VSB
Alcides Franco	Director de Area de Normas y Tecnología VSB
Marco Quiroga	Coordinador General PROAT
Reynaldo Villalba	VSB
Susana Jaramillo	VSB
Fradly Torrico	FPS La Paz
Mario Arnez	FPS Cochabamba
Percy Soria Galvarro	UNASBVI Potosí
Jhony Perez	HAM Vinto
Mario Severich	HAM Colcapirhua
Rolando de Chazal	SAGUAPAC
Fernando Trigo	SAGUAPAC
José Díaz	IIS-UMSA
Gregorio Carvajal	IIS-UMSA
Edwin Astorga	IIS-UMSA
Adolfo Mantilla	SED FMC
Heinar Azurduy	PROHISABA
Marcelo Encalada	Fundación SODIS
José Antonio Zuleta	UNICEF
Orlando Ortuño	DA SOC
Rolando Montenegro	COSPHUL

ELABORACIÓN

AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento Básico
Carlos España	Consultor
Grover Rivera	Consultor
Iván Alvarez	Diseño Gráfico

FINANCIADOR

Agencia Sueca de Cooperación Internacional para el Desarrollo (Asdi)

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 OBJETO

(1) El presente Reglamento tiene por objeto, fijar parámetros, establecer criterios técnicos y condiciones mínimas, que se deben cumplir en el diseño de redes de distribución de agua, que se utilizan para sistemas de agua potable.

1.2 CAMPO DE APLICACIÓN

(1) Este Reglamento se aplica a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de agua potable públicos y/o privados.

(2) Es obligatorio el conocimiento y aplicación del Reglamento Técnico de Diseño de Redes de Distribución, por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de la obra. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en el presente reglamento toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

1.3 ACTIVIDADES NECESARIAS PARA EL DESARROLLO DEL PROYECTO

(1) La elaboración del proyecto de redes de distribución comprende las siguientes actividades:

- a) Obtener los datos y estudios básicos de diseño.
- b) Establecer el tipo de red y forma de distribución.
- c) Definir los caudales de diseño.
- d) Delimitar el área de proyecto actual y futura.
- e) Delimitar las zonas de presión.
- f) Seleccionar el material de la tubería.
- g) Fijar las presiones, velocidades y diámetros mínimos y máximos.
- h) Analizar el sistema de distribución existente (diámetros, longitudes, presiones de trabajo, estados físicos de los materiales, etc.) con el objetivo de su aprovechamiento.
- i) Diseñar las tuberías principales y secundarias de la red (trazado de la red).
- j) Dimensionar las tuberías de la red.
- k) Ubicar y dimensionar los equipos accesorios destinados al funcionamiento y a la operación de la red de distribución (válvulas, hidrantes, medidores y estaciones reductoras de presión).
- l) Definir las etapas de ejecución de la red de distribución.
- m) Diseñar los detalles constructivos (anclajes, cámaras y estructuras especiales).

CAPÍTULO 2 RED DE DISTRIBUCIÓN

2.1. DEFINICIÓN

(1) La red de distribución es un conjunto de tuberías, accesorios y dispositivos que permiten el suministro de agua a los consumidores de forma constante, con presión apropiada, en cantidad suficiente y calidad adecuada para satisfacer sus necesidades domésticas, comerciales, industriales y otros usos.

2.2 TIPOS DE REDES

2.2.1 Red abierta o ramificada

(1) La red está constituida por tuberías que tienen la forma ramificada a partir de una línea principal.

(2) La red abierta puede aplicarse en poblaciones semidispersas y dispersas o cuando por razones topográficas o de conformación de la población no es posible un sistema cerrado.

2.2.2 Red cerrada o anillada

(1) La red está constituida por tuberías que tienen la forma de circuitos cerrados o anillos.

(2) La red cerrada puede aplicarse en poblaciones concentradas y semiconcentradas mediante redes totalmente interconectadas o redes parcialmente interconectadas.

(3) La red puede estar compuesta por una red de tuberías principales y una red de tuberías secundarias.

2.2.3 Red mixta o combinada

(1) De acuerdo a las características topográficas y distribución de la población, pueden aplicarse en forma combinada redes cerradas y redes abiertas.

2.3. FORMAS DE DISTRIBUCIÓN

2.3.1 Distribución por gravedad

(1) La distribución por gravedad se aplica cuando la obra de captación y/o tanque de almacenamiento se encuentra en un nivel superior a la red de distribución y se garantice presión suficiente en toda la red (véase **Figura A.1** de **Anexo A**).

2.3.2 Distribución por bombeo directo a la red

(1) La distribución por bombeo puede aplicarse cuando la ubicación de la obra de captación o tanque de almacenamiento no garantiza presión suficiente en toda la red, por lo que es necesario utilizar dispositivos y equipos que impulsen el agua a través de la red (véase **Figura A.2** de **Anexo A**).

(2) Con la finalidad de proporcionar un servicio continuo, debe incluirse un sistema de suministro de energía de emergencia.

2.4 INFORMACIÓN NECESARIA

(1) Para el diseño de redes de distribución de agua potable se requiere:

- a) La concepción básica del sistema de abastecimiento de agua.
- b) Trabajos topográficos de la localidad y sus áreas de expansión, que incluya:
 - i) Perímetro urbano de la ciudad.
 - ii) Áreas de expansión previstas en el plan regulador.
 - iii) Áreas cuyo desarrollo es evidente y no están previstas en el plan regulador.
 - iv) Áreas en las que está prohibida la ejecución de obras de abastecimiento (parques urbanos, reservas forestales, etc.).
 - v) Vías de ferrocarril y vehiculares existentes y proyectadas.
 - vi) Cursos de agua con sus obras de canalización previstas y proyectadas.
 - vii) Puentes, viaductos y otros pasos de cursos de agua, vías públicas y calles.
- c) Urbanizaciones existentes, tipo de pavimentos existentes y futuros.
- d) Relevamiento de las partes del sistema de distribución existente, debidamente localizados en planos topográficos.
- e) información de componentes de sistemas existentes y otros.

2.5 CAUDALES DISEÑO

(1) La red de distribución debe calcularse para el caudal máximo horario o para el caudal máximo diario más la demanda contra incendios, utilizando para el diseño el mayor valor resultante.

(2) El diseño de la red de tuberías principales debe considerar las distintas etapas del proyecto así como los caudales calculados para cada una de las mismas.

(3) Para el cálculo de la red de distribución se debe considerar la zona actual y futura con sus densidades actuales y aquellas consideradas en los planes reguladores urbanos o establecidas por el proyectista sobre la base de información local.

(4) Para la definición de áreas específicas se deben considerar los siguientes tipos de ocupación de suelo:

- a) Áreas residenciales
- b) Áreas comerciales
- c) Áreas industriales
- d) Áreas mixtas

(5) Para la definición de los caudales de distribución se debe tomar en cuenta: los consumidores y los puntos significativos para la lucha contra incendios (en caso necesario).

(6) En áreas con desarrollo no planificado se deben fijar consumos globales a ser atendidos a partir de derivaciones previstas en el sistema de distribución.

(7) La estimación de los consumos debe ser realizada:

- a) Mediante el análisis de los datos de medición, en poblaciones con sistema de abastecimiento de agua con consumo medido.
- b) Mediante datos de poblaciones próximas considerando el grado de semejanza de las condiciones socioeconómicas, en poblaciones que no dispongan de datos de consumo.

2.5.1 Determinación de caudales por nudo

(1) La determinación de caudales en redes abiertas (véase **Figura A.3 de Anexo A**) y en redes cerradas (véase **Figura A.4 de Anexo A**), debe ser realizada como sigue:

2.5.2 Determinación de caudales en redes cerradas

(1) En redes cerradas la determinación de caudales en los nudos de la red principal se realizará por uno de los siguientes métodos:

2.5.2.1 Método de área unitaria

(1) El caudal en el nudo es:

$$Q_i = Q_u * A_i$$

Donde: Q_i Caudal en el nudo "i" en l/s
 Q_u Caudal unitario superficial en l/s-ha

$$Q_u = \frac{Q_t}{A_t}$$

Q_t Caudal máximo horario en l/s
 A_t Superficie total del proyecto en ha
 A_i Área de influencia del nudo "i" en ha

2.5.2.2 Método de densidad poblacional

(1) El caudal en el nudo es:

$$Q_i = Q_p * P_i$$

Donde: Q_i Caudal en el nudo "i" en l/s
 Q_p Caudal unitario poblacional en l/s-hab

$$Q_p = \frac{Q_t}{P_t}$$

Q_t Caudal máximo horario en l/s
 P_t Población total del proyecto en hab
 P_i Población de área de influencia del nudo "i" en hab

2.5.2.3 Método de longitud unitaria

(1) El caudal en el nudo es:

$$Q_i = Q_u * L_i$$

Donde: Q_i Caudal en el tramo "i" en l/s
 Q_u Caudal unitario por metro lineal de tubería en l/s-m

$$Q_u = \frac{Q_t}{L_t}$$

Q_t Caudal máximo horario en l/s
 L_t Longitud total de tubería en m
 L_i Longitud el tramo "i" en m

2.5.2.4 Método de la repartición media

(1) El caudal por nudo debe determinarse utilizando los caudales de los tramos adyacentes.

(2) El caudal de tramos adyacentes debe determinarse con el caudal por tramo, repartiéndolos en partes iguales a los nudos de sus extremos.

(3) El caudal en cada tramo debe determinarse por el método de la longitud unitaria.

2.5.2.5 Método del número de familias

(1) El caudal en el nudo es:

$$Q_n = Q_u * N_{fn}$$

Donde: Q_n Caudal en el nudo "n" en l/s
 Q_u Caudal unitario en l/s-familia

$$Q_u = \frac{Q_t}{N_f}$$

Q_t Caudal máximo horario en l/s
 N_f Número total de familias
 N_{fn} Número de familias en el área de influencia del nudo "n".

2.5.3 Determinación de caudales en redes abiertas

(1) Para la determinación de caudales en redes abiertas debe considerarse el número de conexiones:

a) Para redes con más de 30 conexiones debe aplicarse uno de los métodos para redes cerradas.

b) Para redes con menos de 30 conexiones debe determinarse el caudal por ramal, utilizando el método probabilístico o de simultaneidad, basado en el coeficiente de simultaneidad y el número de grifos.

l) El caudal por ramal es:

$$Q_{\text{ramal}} = K * \sum Q_g$$

Donde: Q_{ramal} Caudal de cada ramal en l/s
 K Coeficiente de simultaneidad
 $K \geq 0,20$ (véase **Tabla 1**)

$$K = \frac{1}{\sqrt{(x-1)}}$$

x número total de grifos en el área que abastece cada ramal

$x \geq 2$

Q_g Caudal por grifo en l/s
 $Q_g \geq 0,10$

Tabla 1. Valores del coeficiente K de simultaneidad

N° de grifos	K	N° de grifos	K
2	1,00	17	0,25
3	0,71	18	0,40
4	0,58	19	0,40
5	0,50	20	0,30
6	0,45	21	0,20
7	0,41	22	0,20
8	0,38	23	0,10
9	0,35	24	0,10
10	0,33	25	0,20
11	0,32	26	0,20
12	0,30	27	0,20
13	0,29	28	0,20
14	0,28	29	0,20
15	0,27	30	0,20
16	0,26	-	-

2.5.4 Caudal en piletas públicas.

(1) En el caso de piletas públicas el caudal debe ser calculado con la siguiente expresión:

$$Q_{pp} = N * \frac{D_c}{24} * C_p * F_u * \frac{1}{E_f}$$

Donde:	Q_{pp}	Caudal máximo probable por pileta pública en l/h
	N	Población a servir por pileta. Un grifo debe abastecer a un número máximo de 5 familias (25 personas). Considerando que una pileta puede estar constituida por dos grifos $N = 50$ personas.
	D_c	Dotación promedio por habitante en l/hab-día
	C_p	Porcentaje de pérdidas por desperdicio Estas pérdidas son generadas por los usuarios durante los procesos de recolección de agua (manipuleo de recipientes, llenado de los mismos, etc). El coeficiente C_p varía entre 1,10 y 1,40.
	E_f	Eficiencia del sistema considerando la calidad de los materiales y accesorios. E_f varía entre 0,7 y 0,9
	F_u	Factor de uso, definido como $F_u = 24/t$. Depende de las costumbres locales, horas de trabajo, condiciones climatológicas, etc. Se valúa en función al tiempo real de horas de servicio (t) y puede variar entre 2 a 12 horas.

(2) En ningún caso, el caudal por pileta pública y conexión domiciliaria debe ser menor a 0,10 l/s.

2.6 ÁREA DEL PROYECTO

(1) El área del proyecto debe comprender la población de proyecto y las áreas industriales y comerciales, presentes y resultantes de la expansión futura.

(2) A falta de un plan regulador las áreas de expansión deben ser aquellas que presenten un desarrollo promisor relacionado con factores que estimulen el crecimiento de la región.

(3) El área de proyecto debe ser definida mediante la interrelación de caminos, calles, ríos y otros accidentes geográficos y demarcada en planos cuya escala permita mostrar los accidentes geográficos utilizados para la demarcación.

2.7 DELIMITACIÓN DE ZONAS DE PRESIÓN

(1) La red debe ser subdividida en tantas zonas de presión como fueran necesarias para atender las características topográficas y las condiciones de presión especificadas en el punto 2.9 del presente Reglamento (véase **Figura A.5** y **Figura A.6** de **Anexo A**).

(2) Las presiones estáticas y dinámicas deben estar referidas al nivel de agua máximo y al nivel de agua mínimo del tanque de almacenamiento, respectivamente.

(3) Las presiones en la red de distribución deben estar condicionadas por la ubicación del tanque de almacenamiento.

(4) Áreas ubicadas en zonas altas que requieran mayores presiones deben tener sistemas separados de presión manteniéndose las presiones por medio de bombeo y tanques elevados.

2.8 TRAZADO DE LA RED

(1) Preferentemente deben proyectarse redes cerradas cuando las posibilidades técnicas y económicas lo permitan. La forma y longitud de las mismas debe ceñirse a las características topográficas de la localidad, densidad poblacional y ubicación del tanque de almacenamiento. Se debe contemplar el desarrollo de la localidad para prever las futuras ampliaciones.

(2) La red abierta solo debe aplicarse en poblaciones dispersas y/o nucleadas que presentan desarrollo a lo largo de las vías de acceso a la población, donde los tramos de tuberías para cerrar circuitos resulten muy largos o de escasa utilización.

(3) La red mixta debe ser aplicada en poblaciones nucleadas y que además presentan un desarrollo a lo largo de las vías de acceso.

2.9 PRESIONES DE SERVICIO

(1) Durante el período de la demanda máxima horaria, la presión dinámica mínima en cualquier punto de la red no debe ser menor a:

a) Poblaciones iguales o menores a 2 000 habitantes	5,00 m.c.a.
b) Poblaciones entre 2 001 y 10 000 habitantes	10,00 m.c.a.
c) Poblaciones mayores a 10 000 habitantes	13,00 m.c.a.

(2) Las presiones arriba mencionadas podrán incrementarse observando disposiciones municipales o locales de políticas de desarrollo urbano y según las características técnicas del sistema de distribución.

(3) En el caso de sistemas con tanques de almacenamiento, las presiones deben estar referidas al nivel de agua considerando el nivel de agua mínimo del tanque de almacenamiento.

(4) Las zonas ubicadas en terrenos altos que requieran mayores presiones deben contar con sistemas separados de presión por medio de bombas y/o tanques elevados.

(5) La presión estática máxima en la red, no debe ser superior a los 70 m.c.a. La presión debe estar referida al nivel máximo de agua.

(6) La presión estática máxima permitida en tuberías de distribución será de 50 m.c.a.

(7) Partes de una misma zona de presión podrán presentar presiones estáticas superiores a la máxima y presiones dinámicas inferiores a la mínima, fijadas anteriormente siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

a) El área abastecida con presión estática superior a 50 m.c.a. podrá corresponder hasta el 10% del área de la zona de presión, siempre que no se sobrepase una presión de 60 m.c.a, y hasta el 5% del área de la zona de presión, siempre que no se sobrepase una presión de 70 m.c.a.

b) En Poblaciones de 2 000 a 10 000 habitantes, el área abastecida con presión dinámica inferior a 10 m.c.a. podrá corresponder hasta el 10% del área de la zona de presión, siempre que la presión mínima sea superior a 8 m.c.a., y hasta el 5% del área de la zona de presión, siempre que la presión mínima sea superior a 6 m.c.a.

(8) Cuando la presión sobrepase los límites establecidos máximos se debe dividir la red en zonas que trabajen con diferentes líneas piezométricas, mediante válvulas reguladoras de presión, cámaras rompe presión y/o la instalación de tanques paralelos.

2.10 VELOCIDADES

(1) La velocidad mínima en la red de distribución en ningún caso debe ser menor a 0,30 m/s para garantizar la autolimpieza del sistema.

(2) Para poblaciones pequeñas, se aceptarán velocidades menores, solamente en ramales secundarios.

(3) La velocidad máxima en la red de distribución no debe ser mayor a 2,00 m/s.

(4) A fin de que no se produzcan pérdidas de carga excesivas, debe aplicarse la fórmula de Mougny para la determinación de velocidades ideales para cada diámetro. Dicha fórmula es aplicable a presiones en la red de distribución de 20 m.c.a. y 50 m.c.a. y está dada por:

$$V = 1,5 * (D + 0,05)^{0,05}$$

Donde: v Velocidad en m/s
D Diámetro de la tubería en m

2.11 DIÁMETROS MÍNIMOS

(1) Los diámetros mínimos de las tuberías principales para redes cerradas deben ser:

- a) En poblaciones menores a 2 000 habitantes 1"
- b) En poblaciones de 2 001 a 20 000 habitantes 1 1/2"
- c) En poblaciones mayores a 20 000 habitantes 2"

(2) En redes abiertas, el diámetro mínimo de la tubería principal debe ser de 1", aceptándose, en poblaciones menores a 2 000 habitantes, un diámetro de 3/4" para ramales.

2.12 ANÁLISIS HIDRÁULICO

(1) El diseño hidráulico de las redes, puede ser realizado por una de las siguientes fórmulas: Flamant, Darcy Weisbach, Hazen Williams u otros justificados técnicamente.

(2) Siempre y cuando las posibilidades técnicas y económicas lo permitan, deben diseñarse redes cerradas.

2.12.1 Diseño hidráulico en redes abiertas

(1) En el dimensionamiento de las tuberías de redes abiertas deben considerarse los siguientes aspectos:

- a) La distribución del caudal es uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo.
- b) La pérdida de carga en el ramal debe ser determinada para el caudal del tramo.
- c) Los caudales puntuales (escuelas, hospitales, etc.) deben ser considerados como un nudo.

(2) Para el cálculo de ramales debe considerarse un caudal mínimo de 0,10 l/s.

2.12.2 Diseño hidráulico de redes cerradas

(1) Para el dimensionamiento de las tuberías de redes cerradas se deben considerar los siguientes aspectos:

- a) El caudal total que llega al nudo debe ser igual al caudal que sale del mismo.
- b) La pérdida de carga entre dos puntos por cualquier camino es siempre la misma.

(2) En las redes cerradas se podrán considerar los siguientes errores máximos:

- a) 0,10 m.c.a. de pérdida de presión como máximo en cada malla y/o simultáneamente debe cumplirse en todas las mallas.
- b) 0,10 l/s como máximo en cada malla y/o simultáneamente en todas las mallas.

(3) Las redes cerradas no deben tener anillos mayores a 1 km por lado.

(4) Preferentemente las pérdidas de carga en tuberías principales y secundarias deben estar alrededor de 10 m/km.

(5) Para el análisis hidráulico de una red de distribución cerrada pueden utilizarse uno de los siguientes métodos:

- a) Método de Hardy Cross.
- b) Método de Newton-Raphson.
- c) Método matricial.
- d) Otros métodos equivalentes.

a) Método de Hardy-Cross

- i) Es un método de aproximaciones sucesivas por el cual se realizan correcciones sistemáticas a los caudales originalmente asumidos (caudales de tránsito por las tuberías) hasta que la red se encuentre balanceada.
- ii) Cuando se emplee la fórmula de Hazen-Williams para el cálculo de pérdidas de carga en las tuberías, el factor de corrección del caudal para cada malla está dado por:

$$q = \frac{\sum_j}{1,85 * \sum \alpha * L * Q^{0,85}}$$

Donde:

q	Variación de caudal en m ³ /s
J	Pérdida de carga en m/m
L	Longitud de la tubería en m
Q	Caudal que pasa por la tubería en m ³ /s
α	Coefficiente de Coriolis (aproximadamente = 1)
	$\alpha = \frac{1}{0,2788 * C * D^{2,63}}$
C	Coefficiente de rugosidad de la tubería de Hazen-Williams
D	Diámetro de la tubería en m

b) Método de Newton-Raphson

i) Para resolver el sistema de ecuaciones no lineales se puede utilizar la siguiente expresión:

$$Q^{k+1} = \alpha^k (h_s^{k+1} - h_i^{k+1}) + \frac{1}{2} Q^k$$

Donde:

Q	Caudal en l/s
h _s , h _i	Elevación respecto al plano horizontal de referencia para los puntos “s” e “i”, respectivamente en m
α	Coefficiente de Coriolis (aproximadamente = 1)

$$\alpha^k = \frac{1}{2 * C * Q^k}$$

k = Número de iteración

(6) La rugosidad uniforme equivalente toma en cuenta su dependencia con relación a los materiales de la tubería, y tiempo de servicio de las tuberías. Además deben tomarse en cuenta los siguientes factores:

- a) El número de conexiones existentes en la red.
- b) Sedimentación de partículas en diferentes sectores de la red.
- c) Cambio del sentido de escurrimiento en tramos de la red en circuito cerrado.

(7) Para redes ramificadas y en circuitos cerrados la rugosidad uniforme equivalente no debe ser menor a 10⁻³ m para redes nuevas y 3 * 10⁻³ para redes existentes.

(8) Cada punto singular debe corresponder a una parte del área a ser abastecida por la red de distribución.

2.13 UBICACIÓN DE TUBERÍAS

- (1) En poblaciones dispersas no urbanizadas, la red de distribución debe ubicarse, en lo posible, lo más próxima a las viviendas para facilitar la conexión.
- (2) En redes cerradas las tuberías de la red de distribución pueden ubicarse en los costados Sur y Este de las calles a 1,00 m del cordón de la acera o a un tercio de la calzada.
- (3) Debe colocarse doble tubería en una calle, cuando:
 - a) El ancho de la vía es mayor a 18 m.
 - b) Existe intenso tráfico de vehículos de alto tonelaje.
 - c) El costo de reposición de pavimento de las conexiones domiciliarias fuese más caro que la construcción de red doble.
- (4) La separación entre tuberías de agua potable y alcantarillado debe ser de 1,50 m en planta, debiendo colocarse la tubería de agua potable a 0,30 m como mínimo por encima de la del alcantarillado.
- (5) Las tuberías principales deben ser ubicadas en vías existentes, próximas a las áreas donde debe ser previsto el abastecimiento de agua para lucha contra incendios, y tan próximo como sea posible a consumidores especiales.
- (6) Si es necesaria la instalación de tuberías principales en nuevas vías, la institución responsable debe ser la encargada de posibilitar la apertura de las mismas.
- (7) Las tuberías principales deben formar circuitos cerrados siempre que:
 - a) El área a ser atendida fuera superior a 1 km²
 - b) La distancia media entre dos tuberías dispuestas según un trazado paralelo fuera igual a 250 m.
 - c) La distancia media entre las tuberías que se localizan junto a la periferie del área abastecible y/o el perímetro del área abastecible fuera igual o superior a 150 m.
 - d) Fueran así exigidas por la entidad contratante.
 - e) Se pretenda una mayor seguridad de continuidad en el abastecimiento.
 - f) El caudal máximo previsto para abastecer el área contenida en el circuito cerrado fuese igual o mayor a 25 l/s.
- (8) La longitud máxima de las tuberías secundarias debe ser de 300 m cuando son alimentadas por un solo extremo y de 600 m cuando son alimentadas por dos extremos.
- (9) Las tuberías secundarias podrán formar una red en malla, mediante la unión de las mismas en los puntos de cruce, o podrán ser independientes entre sí, sin unión en los puntos de cruce, cuando su alimentación fuera prevista a través de ambas extremidades.
- (10) Las tuberías principales con diámetro superior a 400 mm no serán utilizadas para la inserción de conexiones domiciliarias.
- (11) A lo largo de los tramos con diámetro superior a 400 mm debe instalarse una tubería secundaria con diámetro igual al mínimo previsto en el punto 2.11 del presente reglamento, la que servirá como tubería distribuidora.

2.14 ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN

(1) El proyecto elaborado de acuerdo al período de diseño establecido debe permitir la construcción de la red por etapas.

(2) Deben definirse obras mínimas que corresponden a cada etapa a fin que la red satisfaga las condiciones para las cuales fue prevista.

(3) No deben ser consideradas etapas de construcción las obras de expansión de la red que son ejecutadas en forma continua durante el periodo de la validez del proyecto con el fin de atender el incremento gradual de la población abastecida.

2.15 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS

(1) Debe definirse la posición de todos los tramos de la red tomando en cuenta las condiciones particulares de las vías donde los tramos son instalados.

(2) Cuando existan obstáculos que interfieren la construcción de la red, deben estudiarse las formas para salvar las interferencias presentando detalles de la solución adoptada.

(3) Deben presentarse todos los detalles constructivos del cruce de avenidas, ríos y valles cuando éstos no fuesen enterrados.

CAPÍTULO 3 TUBERÍAS DE DISTRIBUCIÓN

3.1 GENERALIDADES

- (1) El tipo de tuberías de distribución, materiales, juntas, y apoyos deben ser adecuados a la forma de instalación, garantizando la estanqueidad del conducto y su estabilidad.
- (2) Se deben aceptar deflexiones en las juntas de las tuberías, cuando las tuberías formadas por segmentos rectos son flexibles.
- (3) La deflexión de cada junta a excepción de las juntas con características especiales, es función del diámetro y no debe ser mayor a lo especificado en la **Tabla 2**.

Tabla 2. Deflexión máxima en tuberías

Diámetro de la tubería (mm)	Deflexiones (grados – minutos)
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'
1000	1° 5'

3.2 MATERIALES

- (1) La elección del material debe ser realizada sobre la base de las características topográficas y agresividad del suelo al material de la red, velocidades de escurrimiento, presiones máximas y mínimas que se deseen lograr, análisis económico, costos de mantenimiento y todos los aspectos especificados en la Norma correspondiente.
- (2) El sistema de distribución puede estar constituido por tramos de diferente tipo de materiales, elegidos de acuerdo a su funcionamiento, operación y mantenimiento, condiciones de implementación en el terreno y esfuerzos actuantes.
- (3) En la transición de los tramos de diferentes materiales debe disponerse elementos especiales destinados a posibilitar la unión de los tramos, impidiendo pérdidas de carga o generación de esfuerzos o cualquier fenómeno capaz de perjudicar el sistema.
- (4) Para tuberías de distribución pueden utilizarse en FF, FFD, FG, PVC o PEAD de acuerdo a las características particulares de cada proyecto y de los factores económicos.

(5) Las ventajas y desventajas de los diferentes tipos de materiales utilizados en tuberías de distribución a presión se especifican en el Reglamento Técnico de Válvulas, Tuberías y Accesorios para Sistemas de Agua Potable.

(6) La elección del material de la tubería debe ser realizada de acuerdo a lo especificado en el Reglamento Técnico de Válvulas, Tuberías y Accesorios para Sistemas de Agua Potable.

3.3 ACCESORIOS

(1) Los accesorios (uniones, codos, tees, reducciones, válvulas, anclajes, etc.), elementos importantes complementarios a la instalación de tuberías, deben ser compatibles entre sí, en lo que se refiere a presiones de trabajo, dimensiones (diámetros, espesores, sistemas de unión) y estabilidad electroquímica si se trata de materiales diferentes.

3.4 ESPECIFICACIONES Y CONTROL DE CALIDAD

(1) Las especificaciones técnicas de las tuberías de distribución y accesorios deben cumplir los requerimientos de la Norma Boliviana correspondiente.

(2) Asimismo, los proveedores deben presentar la certificación de control de calidad otorgado por el Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (IBNORCA) y la certificación de su utilización en trabajos exitosos y de importancia.

3.5 PENDIENTES

(1) Con el objeto de permitir la acumulación del aire en los puntos altos y su eliminación por las válvulas ventosa y facilitar el arrastre de sedimentos hacia los puntos bajos para el desagüe de las tuberías, éstas no deben colocarse en forma horizontal.

(2) Las pendientes mínimas deben ser:

a) $i = 0,04\%$, cuando el aire circula en el sentido de escurrimiento del agua.

b) $i = 0,10\%$ a $0,15\%$, cuando el aire circula en el sentido contrario al escurrimiento del agua.

(3) En este último caso la pendiente de la tubería no debe ser menor que la pendiente de la línea piezométrica de ese tramo.

(4) Cuando se considere necesario uniformar pendientes a costa de mayor excavación a efectos de evitar un gran número de válvulas de aire y cámaras de limpieza, debe realizarse una comparación económica de ambas variantes.

3.6 CÁLCULO HIDRÁULICO Y PÉRDIDAS DE CARGA

(1) Se debe efectuar el estudio hidráulico del escurrimiento para determinar si las tuberías trabajan como canal o a presión, lo que dependerá de las características topográficas de la zona y del diámetro del conducto. No se admiten presiones negativas.

(2) Para el cálculo hidráulico y la determinación de pérdidas de carga en tuberías a presión se pueden utilizar las fórmulas, que se detallan en el Capítulo 3.5.8, del Reglamento Técnico de Aducciones de Agua para Sistemas de Agua Potable.

3.7 PROFUNDIDAD DE INSTALACIÓN

(1) En todos los casos las tuberías de distribución deben ser enterradas, independientemente del material utilizado a excepción de las estructuras especiales.

(2) La profundidad mínima a la cual debe instalarse la tubería de la red de distribución debe ser 0,80 m medida desde la rasante del terreno hasta la clave de la tubería. En aquellos casos en que exista o se prevea volumen alto de tráfico o tráfico de vehículos de alto tonelaje, la profundidad mínima deberá ser de 1,00 m desde la clave de la tubería.

(3) Cuando las tuberías pasen por debajo de carreteras o vías férreas o tengan que cruzar ríos o arroyos se deben proyectar estructuras especiales y obras de protección que garanticen la seguridad de la tubería.

(4) En área rural la profundidad mínima de la tubería debe ser 0,60 m, medida desde la rasante del terreno hasta la clave de la tubería.

(5) La profundidad a la cual debe instalarse la tubería de la red de distribución debe ser realizada de acuerdo a lo especificado en la **Tabla 3**.

Tabla 3. Profundidad y ancho de zanja

	Ancho de zanja (m) (1)	Ancho de Zanja (m)		Recomendación
		$\phi = 12,7$ a 76 mm (2)	$\phi = 100$ a 200 mm (2)	
Calles área rural	0,60	0,40	0,50	En lugares donde la temperatura del ambiente es menor a 5°C debe incrementarse a profundidad según la cota del nivel freático
Áreas de cultivo y calles con tráfico liviano	0,80	0,60	0,70	
Calles con tráfico pesado	1,00	0,60	0,70	

(1) Profundidad medida desde la clave de la tubería

(2) El diámetro de la tubería corresponde a diámetro nominal

(6) En el caso de suelos rocosos e inestables, el ingeniero proyectista debe establecer las medidas de protección necesarias (revestimiento de hormigón simple, anclajes de hormigón y otros).

(7) Cuando por la naturaleza del terreno, es necesario colocar la tubería muy próxima a la superficie, deben preverse los elementos de protección que aseguren que la misma no será sometida a esfuerzos o deformaciones que puedan provocar roturas o afectar su funcionamiento normal.

CAPÍTULO 4 DISPOSITIVOS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS

4.1 TIPO Y UBICACIÓN DE VÁLVULAS

(1) La red de distribución debe estar provista de válvulas destinadas a interrumpir, controlar o regular el flujo de agua en la tubería. Para ello se deben considerar los diferentes tipos de válvulas:

4.1.1 Válvulas de control o bloque

(1) Deben utilizarse para aislar tramos o zonas de abastecimiento, en las intersecciones de redes principales cuyo desarrollo no debe sobrepasar:

- a) 1500 m en poblaciones menores y de baja densidad (menor a 250 hab/ha).
- b) 800 m en poblaciones con densidad mayor a 250 hab/ha.

(3) Debe colocarse una válvula en los puntos en que exista un ramal de derivación importante.

(4) Deben ser elegidas sobre la base del propósito buscado y al diámetro de la tubería donde serán instaladas.

(5) En poblaciones rurales menores a 2 000 habitantes puede proveerse solo una válvula de entrada a la red de distribución, excepto en los casos en las que se tenga, que definir área de consumo o zona de presión diferenciada.

(6) En este grupo de válvulas están: Válvulas de compuerta, de mariposa y de esfera.

4.1.2 Válvulas de purga de aire o ventosa

(1) El uso de válvulas de purga de aire o ventosa debe seguir lo especificado en Capítulo 5 del Reglamento Técnico de Diseño de Aducciones para Sistemas de Agua Potable.

4.1.3 Válvulas de limpieza o desagüe

(1) Deben utilizarse en los puntos bajos de la red. En los puntos terminales más bajos deben disponerse de válvula de purga. El número de las mismas debe ser definida por el proyectista de acuerdo a las características topográficas del terreno.

(2) La descarga debe permitir la eliminación de toda el agua contenida en la tubería.

(3) La instalación debe realizarse a través de una tubería que tenga el mismo diámetro de la tubería de distribución, pudiendo disminuir a través de una reducción excéntrica de manera que se permita la total evacuación hasta el punto de descarga alejado del trazado.

(4) El diámetro de la tubería debe estar entre 1/3 al diámetro de la tubería principal, con un mínimo de 75 mm para tuberías mayores a 100 mm. Para dimensiones menores se debe adoptar el mismo diámetro de la tubería principal.

(5) Donde existan válvulas de purga deben diseñarse obras necesarias para su adecuado desagüe.

4.1.4 Válvulas de retención

(1) Deben colocarse en las tuberías de distribución por bombeo (líneas de impulsión) a efecto de evitar el retroceso del agua, con el consiguiente vaciado del conducto y posibles daños a las bombas.

4.1.5 Válvulas reductoras de presión

(1) Estas válvulas reducen automáticamente la presión de agua debajo de la misma, hasta un valor prefijado admisible para instalaciones aguas abajo. Deben utilizarse en función a los requerimientos de la red de distribución para cumplir con lo establecido en el punto 2.9.

4.2 MATERIALES DE LAS VÁLVULAS

(1) Los materiales de los que se hallan constituidos las válvulas (cuerpo y mecanismos de cierre) deben cumplir con las especificaciones técnicas establecidas en el Reglamento Técnico de Válvulas, Tuberías y Accesorios para Sistemas de Agua Potable, en función de las características del agua (grado de agresividad) y de las presiones de servicio requeridas.

4.3 HIDRANTES

(1) Los hidrantes para combatir incendios deben instalarse en tuberías de un diámetro mínimo de 75 mm. Deben ubicarse de acuerdo a un estudio específico, con preferencia en lugares próximos a establecimientos públicos e industriales vulnerables a los incendios, a una distancia entre ellos no mayor a 500 m, para poblaciones de 10 000 habitantes a 100 000 habitantes y no mayor a 1 000 m, para poblaciones mayores a 100 000 habitantes.

(2) Deben ubicarse en puntos estratégicos, esquinas o intersección de calles y sobre la acera, acordados con el municipio y el cuerpo de bomberos, y estar provisto de una señalización en la que se incluya el diámetro de la tubería a la cual esta conectado el hidrante y la distancia respecto a la señalización.

(3) Cada hidrante debe llevar su propia válvula para aislarlo de la red.

4.4 CÁMARA DE VÁLVULAS

(1) Todas las válvulas deben contar con una cámara para fines de protección, operación y mantenimiento.

(2) Las dimensiones de la cámara deberán permitir la operación de herramientas y otros dispositivos alojados dentro de la misma.

4.5 MEDIDORES

(1) Se distinguen los medidores domiciliarios o micromedidores y los medidores de alto caudal o macromedidores.

(2) Los micromedidores se deben utilizar en los siguientes casos:

- a) Cuando el sistema de abastecimiento es mediante bombeo
- b) Cuando existan limitaciones de la fuente de agua
- c) En los lugares donde exista uso del agua para otros fines como son la ganadería, agricultura e industria.

- d) Cuando no exista presencia de sólidos suspendidos.
- e) Cuando la población beneficiaria tiene capacidad para la operación y mantenimiento de los medidores.

(3) La instalación de macromedidores debe considerarse en poblaciones mayores a 2000 habitantes a fin de disponer de datos de control para evaluar consumos y pérdidas en la red.

(4) Los puntos de medición del caudal entregado deben estar situados aguas abajo de las plantas de tratamiento de agua y aguas arriba de cualquier salida a los usuarios.

(5) Los macromedidores deben estar ubicados aguas arriba de los tanques de distribución teniendo en cuenta la necesidad de contabilizar el rebosamiento de los mismos y también para utilizarlos en las operaciones de rutina del sistema de abastecimiento de agua.

(6) En el caso de redes correspondientes a zonas de abastecimiento bien diferenciadas y que puedan aislarse por medio de una o dos tuberías de alimentación, debe estudiarse la posibilidad de instalar sistemas de macromedición en las tuberías indicadas.

4.6 ESTACIONES REDUCTORAS DE PRESIÓN

(1) Las válvulas reductoras de presión se deben utilizar con el fin de reducir la altura de presión hasta un valor menor y establecer un nuevo nivel estático.

(2) Deben emplearse cuando la calidad de las tuberías, válvulas y accesorios no permiten soportar altas presiones.

(3) Deben emplearse para mantener las presiones máximas de servicio en una red de distribución dentro de los límites admisibles de presión.

(4) Las estaciones reductoras de presión se basan en el uso de válvulas reductoras de presión y cámaras rompe presión que alcanzan igualar la presión atmosférica correspondiente.

4.6.1 Válvulas reguladoras de presión

(1) Producen una pérdida de carga predeterminada para controlar la presión manteniéndola constante, independientemente del caudal que pasa a través de ella.

(2) Deben ser instaladas en una bifurcación de la línea, para permitir el funcionamiento de la instalación en caso de avería y/o mantenimiento de una de ellas, con la correspondiente válvula de cierre, filtros, manómetros, etc.

(3) Deben ser dispuestas en cámaras de inspección que brinden un acceso adecuado para las actividades de montaje, operación y mantenimiento.

4.6.2 Cámaras rompe presión

(1) Para la construcción de cámaras rompe presión en redes de distribución debe preverse la instalación de un flotador o regulador de nivel de aguas para el cierre automático, una vez que se encuentre llena la cámara y para periodos de ausencia de flujo.

(2) Las cámaras rompe presión deben cumplir también las especificaciones del Reglamento Técnico de Diseño para Sistemas de Aducción, destinados a abastecimientos de agua potable.

4.7 ANCLAJES

(1) Son dispositivos de seguridad que deben ser de hormigón ciclópeo, armado o simple. De manera de garantizar su inamovilidad.

(2) Deben emplearse en los siguientes casos:

- a) En todo cambio de dirección (codos) horizontales y verticales de tramos enterrados y expuestos, cuando el cálculo estructural lo exige.
- b) En puntos de disminución de diámetro, dispositivos para el cierre o reducción del flujo de conductos discontinuos.

(3) Para el cálculo de los anclajes debe tomarse en cuenta el efecto equilibrante del terreno siempre y cuando se tenga plena certeza de su permanencia. Para efectos de estabilidad del empuje pasivo del terreno adyacente se debe considerar hasta un máximo de 1,00 N/cm².

4.8 ESTRUCTURAS ESPECIALES

(1) Cuando las tuberías de distribución crucen carreteras, vías férreas, ríos o arroyos, u otros obstáculos naturales se deben proyectar estructuras especiales que garanticen la seguridad de la tubería. Deben ser concebidas para absorber las cargas y otros esfuerzos resultantes de la colocación de la tubería.

(2) Estas estructuras deben ser metálicas, de madera, de hormigón (simple, ciclópeo o armado) u otros y conformar puentes, pasos colgantes y otros.

(3) Toda la estructura especial debe contar con el respectivo cálculo estructural y análisis de costos.

(4) Para el dimensionamiento de las estructuras de las tuberías deben considerarse los siguientes esfuerzos combinados o separados:

- a) Presiones internas.
- b) Cargas externas.
- c) Peso propio y peso del agua transportada.
- d) Esfuerzos producidos por el cambio de dirección, de contracciones y de dispositivos para el cierre de los conductos.
- e) Esfuerzos resultantes de las variaciones de temperatura.

(5) Las cargas externas que actúan sobre conductos enterrados deben ser determinadas según las normas propias o, a falta de estas, las especificaciones de los fabricantes de la tubería.

(6) Los esfuerzos en la instalación de tuberías sobre apoyos discontinuos deben ser resultantes del peso propio del conducto, peso del agua contenida en el conducto, cargas externas presentes y, donde sea aplicable, variaciones de temperatura.

4.8.1 Obras de arte

(1) Las obras de arte tales como sifones, cruces de carreteras, vías férreas o estructuras para salvar pasos de ríos, quebradas o depresiones del terreno, deben proyectarse de forma que garanticen la durabilidad, permanencia y buen funcionamiento de las obras.

(2) En caso de atravesar vías de ferrocarril, rutas nacionales o provinciales, se deben acompañar los detalles de obra de acuerdo con lo exigido por los organismos afectados.

CAPÍTULO 5

CONEXIONES DOMICILIARIAS

5.1 GENERALIDADES

- (1) El proyecto de redes de distribución debe incluir también las conexiones domiciliarias tipo (véase **Figura A.7** de **Anexo A**), acorde a las características urbanas de la población.
- (2) Para diseño y dimensionamiento deben considerarse los distintos tipos de usuarios y las presiones disponibles en la red.
- (3) Debe tenerse en cuenta la disponibilidad de materiales locales.
- (4) El diseño y elección de los tipos de conexión deben tratar de lograr el uso del número de piezas especiales, garantizando la posibilidad de operación y mantenimiento adecuados.
- (5) En caso de preverse la colocación de medidores, debe tenerse en cuenta la pérdida de carga considerando el caudal real de la conexión domiciliaria y la curva pérdida de carga - caudal del medidor.

5.2 COMPONENTES MÍNIMOS

- a) Sistema de conexión a la tubería de distribución.
- b) Tubería de conexión.
- c) Válvula de cierre antes y después del medidor.
- d) Medidor de caudales.
- e) Accesorios y piezas de unión que posibiliten y faciliten su instalación.
- f) Caja de protección del sistema de medición y control con su cierre correspondiente.

CAPÍTULO 6

DISTRIBUCIÓN MEDIANTE PILETAS PÚBLICAS

6.1 GENERALIDADES

(1) En la distribución y diseño de las piletas públicas se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Trazado del esquema de la red.
- b) Ubicación de las piletas públicas.

(2) El diseño de la piletta pública debe ceñirse a las costumbres y circunstancias locales tales como la disponibilidad de material y equipo.

6.2 UBICACIÓN

(1) Las piletas públicas deben estar ubicadas lo más cerca al mayor número posible de viviendas. Deben ser fácilmente accesibles a los usuarios y estar protegidas del tráfico vehicular.

(2) La distancia a la vivienda más lejana no debe exceder los 200 m.

6.3 COMPONENTES

(1) La piletta pública debe estar compuesta de los siguientes elementos:

6.3.1 Plataforma

(1) La plataforma debe construirse con materiales resistentes e impermeables hormigón o mampostería. Debe elevarse por lo menos 0,10 m por encima del nivel del suelo y asegurar un desagüe óptimo y una pendiente en dirección opuesta a los grifos.

(2) La pendiente de la plataforma debe estar comprendida entre 2% a 5%.

(3) Las aguas residuales deben ser sanitariamente dispuestas o reutilizadas en irrigación, bebida de ganado o piscicultura.

6.3.2 Estructura de apoyo

(1) La estructura de apoyo debe ser construida de forma resistente y sólida. La tubería debe ser insertada en una columna de ladrillo o de hormigón de 0,03 m² como mínimo. La estructura de apoyo debe extenderse 0,10 m por encima de los grifos para su protección.

(2) De acuerdo a las costumbres de la población se puede construir una o varias bases elevadas para la colocación de baldes y recipientes.

(3) Con el propósito de reducir las pérdidas de agua, la distancia entre el grifo y el borde del recipiente más usual, debe ser como máximo 0,30 m.

6.3.3 Tubería de servicio

- (1) La tubería de servicio o de abastecimiento de agua debe ser de FG o PVC, sin embargo las tuberías de PVC se utilizarán solo en aquellos lugares donde van a estar cubiertas.
- (2) El diámetro de la tubería de alimentación depende de la capacidad de descarga necesaria, del tipo y número de grifos que tenga la pileta pública y de la presión disponible del agua. Debe estar entre 1/2" a 1".
- (3) La tubería de servicio debe seguir la ruta más directa.

6.3.4 Válvula y medidor

- (1) La válvula principal o llave de paso debe instalarse en un punto que pueda protegerse mediante chapa o candado.
- (2) Los medidores de agua podrán dar información muy importante para los caudales sobre el consumo y desperdicio de agua, para los cálculos de consumo futuro. Dicha información debe servir también para establecer el pago justo que se debe efectuar por el agua utilizada.
- (3) Los medidores deben utilizarse cuando sirvan a un propósito definido y se disponga del personal capacitado para el mantenimiento regular de un taller.
- (4) Cada medidor debe estar colocado en una caja que pueda ser cerrada con llave.

6.4 Capacidad de la descarga

- (1) La capacidad de la descarga debe ser estimada de acuerdo a lo especificado en el presente reglamento.
 - a) Población de diseño, debe ser estimada sobre la base de datos estadísticos y a los índices de crecimiento propios de la zona para el año horizonte del proyecto.
 - b) Demanda per cápita, debe fluctuar entre 20 y 60 l/hab-d. Para establecer una cifra exacta se deben estudiar las costumbres locales. Deben preverse los incrementos futuros de las demandas.
 - c) Factor de demanda, considera la mayor demanda a determinadas horas del día y está dada por la relación entre la demanda máxima y la demanda promedio. El sistema debe tener la capacidad de satisfacer dicha demanda máxima. Este factor debe ser tomado entre 2 y 3 y debe ser fijado previo análisis; ya que el mismo ejerce una influencia considerable sobre la capacidad de descarga máxima.
 - d) Número de piletas públicas, se calcula basándose en la distancia máxima de camino a pie hasta la pileta pública y el número máximo de usuarios por grifo. La distancia máxima de camino a pie no debe ser mayor a 200 m. En áreas escasamente pobladas esta distancia puede incrementarse a 500 m. El número máximo de usuarios por pileta pública debe estar entre 100 a 250 habitantes y en ningún caso superior a 350 habitantes.

- e) Factor de desperdicio, es la relación de la cantidad de agua que los usuarios sacan en realidad y la cantidad de agua que sale del grifo. Este factor depende de la forma en que son llenados, del tipo y condición de los grifos, de la altura de ubicación de éstos, de la presión de agua y del grado de supervisión de la pileta pública durante su uso. El factor de desperdicio debe estar comprendido entre 0,10 a 0,30.
 - f) Factor de eficiencia, toma en cuenta el rendimiento de un grifo y se basa en la descarga continua de un grifo completamente abierto a una presión de 10 m.c.a. En la práctica el grifo no estará completamente abierto y la presión no será exactamente igual a 10 m.c.a.
- (2) El tipo de grifo determina el factor de eficiencia: para una válvula de globo es 1,00, para un grifo común de tornillo de 0,8 a 0,9 y para un grifo a presión 0,70.

**ANEXO “A”
FIGURAS - REDES DE DISTRIBUCIÓN**

**ANEXO “B”
SIMBOLOS GRÁFICOS**

Reglamento Nacional

NB 689

**MINISTERIO DE SERVICIOS Y OBRAS PÚBLICAS
VICEMINISTERIO DE SERVICIOS BÁSICOS**

**REGLAMENTO TÉCNICO DE VÁLVULAS,
TUBERÍAS Y ACCESORIOS PARA
SISTEMAS DE AGUA POTABLE**

Segunda revisión

Diciembre 2004

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	
GENERALIDADES	323
1.1 OBJETO	323
1.2 CAMPO DE APLICACIÓN	323
CAPÍTULO 2	
VÁLVULAS	324
2.1 DEFINICIÓN	324
2.2 GENERALIDADES	324
2.3 ESPECIFICACIÓN DE VÁLVULAS	324
2.4 CLASIFICACIÓN	324
2.4.1 Válvulas de bloqueo	324
2.4.1.1 Válvulas de compuerta	325
2.4.1.2 Válvulas mariposa	325
2.4.1.3 Válvulas aguja	325
2.4.1.4 Válvulas de esfera o de bola	325
2.4.2 Válvulas de estrangulamiento	325
2.4.2.1 Válvulas de globo	326
2.4.2.2 Válvulas de aguja	326
2.4.2.3 Válvulas en Y	326
2.4.2.4 Válvulas de ángulo	326
2.4.2.5 Válvulas de mariposa	326
2.4.3 Válvula de retención (check)	326
2.4.3.1 Válvulas de pie	327
2.4.4 Válvulas de regulación y control	327
2.4.4.1 Válvulas de flotador	327
2.4.4.2 Válvulas reductoras de presión	327
2.4.4.3 Válvulas limitadoras de caudal	328
2.4.4.4 Válvula de control	328
2.4.5 Válvulas de protección	328
2.4.5.1 Válvulas de alivio (o desahogo) de presión	328
2.4.5.2 Válvula de protección contra golpe de ariete	329
2.4.5.3 Válvula de aire (ventosa)	329
2.4.6 Otros tipos de válvulas	329
2.4.7 Caída de presión en válvulas	330
CAPÍTULO 3	
TUBERÍAS Y ACCESORIOS	332
3.1 DEFINICIÓN	332
3.2 SELECCIÓN DEL MATERIAL	332
3.3 ESPECIFICACIONES Y CONTROL DE CALIDAD	333

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Tipos de válvulas más empleadas330
Tabla 2. Ventajas y desventajas de las tuberías para el abastecimiento de agua potable332

PARTICIPANTES

Las Instituciones y profesionales que participaron en la revisión y actualización del presente Reglamento fueron los siguientes:

Alvaro Camacho	Director General de Servicios Básicos VSB
Alcides Franco	Director de Area de Normas y Tecnología VSB
Marco Quiroga	Coordinador General PROAT
Enrique Torrico	VSB
Susana Jaramillo	VSB
Marco Reyes	FPS La Paz
Marco Ocampo	UNASBVI Potosí
Juan Carlos Guzmán	HAM Cochabamba
Rolando de Chazal	SAGUAPAC
Fernando Trigo	SAGUAPAC
Carlos Guardia	SEMAPA
José Díaz	IIS-UMSA
Orlando Ortuño	DASOC
Rolando Montenegro	COSPHUL

ELABORACIÓN

AGUILAR & ASOCIADOS S.R.L.

Humberto Cáceres	Gerente de Saneamiento Básico
Carlos España V.	Consultor
Grover Rivera B.	Consultor
Iván Alvarez	Diseño Gráfico

FINANCIADOR

Agencia Sueca de Cooperación Internacional para el Desarrollo (Asdi)

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 OBJETO

(1) El presente Reglamento tiene por objeto, establecer los criterios técnicos y condiciones mínimas, que se deben cumplir para el uso de válvulas, tuberías y accesorios, que se utilizan para el diseño de sistemas de agua potable.

1.2 CAMPO DE APLICACIÓN

(1) Este Reglamento se aplica a nivel nacional para el diseño, ejecución o control de sistemas de agua potable públicos y/o privados.

(2) Es obligatorio el conocimiento y aplicación del Reglamento de Válvulas, Tuberías y Accesorios, por el proyectista, ejecutor, supervisor y fiscalizador de la obra. Sin embargo, se podrán aplicar criterios de diseño, constructivos y métodos de control no especificados en el presente reglamento toda vez que se justifiquen técnicamente ante la Autoridad Competente.

CAPÍTULO 2 VÁLVULAS

2.1 DEFINICIÓN

(1) Las válvulas son dispositivos mecánicos destinados a interrumpir, controlar o regular el movimiento de un fluido dentro de una conducción a presión.

2.2 GENERALIDADES

(1) Las válvulas serán utilizadas en obras de toma, aducción, tuberías de succión e impulsión y en redes de distribución.

(2) Las válvulas deben ser utilizadas para aislar equipos, instrumentos y componentes de la tubería (coladores, filtros, entre otros.) o de un sistema (de tratamiento, aducción, almacenamiento, distribución).

(3) Los materiales de los que se hallan constituidas las válvulas, tanto en el cuerpo como en los mecanismos de cierre, deben cumplir con Normas Nacionales y especificaciones técnicas reconocidas internacionalmente, en función de las características del agua (grado de agresividad), así como de las presiones de servicio requeridas.

2.3 ESPECIFICACIÓN DE VÁLVULAS

(1) Al efectuar la selección de válvulas se debe especificar la siguiente información:

- a) Tipo de válvulas, tamaños, fabricantes y número de modelos de fabricantes.
- b) Capacidades de presión y temperatura de trabajo. de las válvulas.
- c) Materiales de fabricación.
- d) Tipo de juntas de unión.
- e) Material para empaquetaduras y juntas.
- f) Material de las garniciones de la válvula, que incluyen el vástago, anillo de asiento y disco.
- g) Servicio técnico recomendado por el fabricante.

2.4 CLASIFICACIÓN

(1) Las válvulas, por el tipo de función, se clasifican en:

- a) Válvulas de bloqueo.
- b) Válvulas de estrangulamiento.
- c) Válvulas de retención.
- d) Válvulas de regulación y control.
- e) Válvulas de protección.
- f) Otras no especificadas en el presente Reglamento.

2.4.1 Válvulas de bloqueo

(1) Permiten aislar parte de un sistema o elemento. En este tipo de válvulas se pueden mencionar los siguientes tipos: las válvulas de compuerta, mariposa, aguja y esfera.

(2) Son válvulas de control que deben ser ubicadas de modo que permitan el aislamiento de cierta parte de la línea de aducción y circuitos de la red, a fin de permitir reparaciones y ajustes de las tuberías.

(3) Para el caso de válvulas de gran diámetro (> 400 mm) es aconsejable prever una tubería by-pass de menor diámetro, para permitir equilibrar las presiones y facilitar su accionamiento. La tubería by-pass debe estar dotada también de una válvula de compuerta.

(4) Dependiendo del tamaño de las tuberías donde serán instaladas, se pueden utilizar válvulas de compuerta o válvulas de mariposa.

(5) Las características principales y los usos más comunes de los diversos tipos de válvulas para servicio de bloqueo o cierre son:

2.4.1.1 Válvulas de compuerta

(1) Se deben utilizar exclusivamente como válvulas de bloqueo (cerrada) o abierta (al 100%), cuando se prevé accionamiento poco frecuente. Totalmente abierta presenta resistencia mínima al fluido de la tubería, generando una mínima pérdida de carga.

(2) Se recomienda utilizarla en la aducción o en la red principal, ya sea como válvulas de bloqueo o purga (drenaje).

2.4.1.2 Válvulas mariposa

(1) Su uso principal es para cierre y estrangulación de grandes volúmenes de gases y líquidos a baja presión. Su diseño de disco abierto, rectilíneo, evita cualquier acumulación de sólidos; la caída de presión es muy pequeña.

(2) Se aconseja usarla como válvula de bloqueo en la red principal y/o aducción, para casos de diámetros mayores. No debe usarse como válvula reguladora de caudal, ya que presenta tendencias a la cavitación.

2.4.1.3 Válvulas aguja

(1) Se logra un cierre hermético. Deben estar abiertas o cerradas del todo. Se emplean como válvulas de bloqueo en plantas. No es recomendable su empleo en tuberías de aducción y/o redes de distribución.

2.4.1.4 Válvulas de esfera o de bola

(1) Se utilizan para líquidos viscosos y pastas aguadas (lodos provenientes del tratamiento). Se utiliza totalmente abierta o cerrada. Completamente abiertas no presentan obstrucción al flujo.

(2) Se emplean como válvulas de bloqueo en las instalaciones de la planta de tratamiento. No se recomienda su empleo en tuberías de aducción y/o redes de distribución.

2.4.2 Válvulas de estrangulamiento

(1) Permiten modificar el caudal de determinadas partes del sistema, constituyen también válvulas de regulación. En éste tipo de válvulas se pueden señalar las válvulas tipo globo, que normalmente son comerciales en diámetros pequeños.

(2) Las características principales y los usos más comunes de los diversos tipos de válvulas para servicio de estrangulamientos son descritos a continuación:

2.4.2.1 Válvulas de globo

(1) Son de cierre positivo y para uso poco frecuente. El asiento suele ser paralelo al sentido del flujo; produce resistencia y caída de presión considerables.

2.4.2.2 Válvulas de aguja

(1) Estas válvulas son básicamente válvulas de globo que tienen un macho cónico similar a una aguja, que ajusta con precisión en su asiento. Se puede tener estrangulación exacta de volúmenes pequeños debido a que el orificio formado entre el macho cónico y el asiento cónico se puede variar a intervalos pequeños y precisos.

2.4.2.3 Válvulas en Y

(1) Son válvulas de globo que permiten el paso rectilíneo y sin obturación al igual que las válvulas de compuerta. La ventaja es una menor caída de presión en esta válvula que en la globo convencional.

2.4.2.4 Válvulas de ángulo

(1) Son en esencia, iguales que las válvulas de globo. La diferencia principal es que el flujo del fluido en la válvula de ángulo hace un giro de 90°.

2.4.2.5 Válvulas de mariposa

(1) Su uso principal es para cierre y estrangulación de grandes volúmenes de gases y líquidos a baja presión (desde 10 atm. hasta el vacío). Su diseño de disco abierto, rectilíneo evita acumulación de sólidos no adherentes y produce poca caída de presión.

2.4.3 Válvula de retención (check)

(1) Permiten el flujo en un solo sentido.

(2) Son válvulas que no permiten el flujo inverso, actúan en forma automática ante los cambios de presión para evitar que se invierta el flujo. El cierre se logra mediante el peso del mecanismo de retención o por la contrapresión cuando se invierte el flujo.

(3) Las válvulas de retención están disponibles en los tipos de bisagra, disco inclinable y de bola.

a) Las válvulas de bisagra (o clapeta) se utilizan para bajas presiones de líquidos con reflujos poco frecuentes. Si tienen cierre manual, se pueden emplear en el lado de descarga de las válvulas de desahogo de presión. Esta válvula funciona por gravedad, aspecto que se debe tener en cuenta para instalarla. Por lo general, la válvula se instala en posición horizontal, pero también se puede instalar en tuberías verticales con flujo ascendente.

b) La válvula de retención de disco inclinable. Es similar a la de bisagra. Presenta baja resistencia al flujo debido a su diseño rectilíneo. Esta válvula de retención tiene poca caída de presión a baja velocidad y mayor caída de presión a alta velocidad.

c) Las válvulas de retención de bola. Utilizan una bola o balón de libre rotación. En general se limitarán a diámetros pequeños y para servicio con materiales viscosos o que producen depósitos. Estas válvulas se pueden utilizar en una tubería horizontal o en una vertical con flujo ascendente.

(4) Las válvulas de retención deben ser instaladas en las estaciones de bombeo:

a) En tuberías de succión de instalación vertical, a continuación del colador de succión antes de la bomba (válvula de pie) para impedir que se vacíe la tubería de succión.

b) Después de la bomba para disminuir el golpe de ariete sobre la misma.

(5) Pueden ser instaladas también en tuberías de desagüe a fin de evitar el flujo inverso.

(6) Su instalación es recomendable en las válvulas de acometida de industrias, para evitar la contaminación de la red, que podrían succionarse por presión negativa.

2.4.3.1 Válvulas de pie

(1) Son válvulas de retención especiales. Esta válvula es para flujo ascendente y se conecta en la parte inferior de la tubería de succión.

(2) Como ventaja del uso de una válvula de pie, es que impide la pérdida de succión en la bomba, manteniendo el cebado de la misma. Al no haber flujo inverso, se impide la contaminación en el reservorio o cámara.

(3) Como desventaja se puede señalar que, aumenta resistencia (pérdida de carga) en la succión de la bomba y reduce la carga neta positiva de succión disponible (CNPS).

(4) Las válvulas de pie suelen incorporar coladeras para impedir la entrada de cuerpos extraños.

2.4.4 Válvulas de regulación y control

(1) Permiten modificar el caudal o presión de determinadas partes del sistema. Entre éstas se hallan las válvulas de flotador, las válvulas limitadoras de caudal, las válvulas reguladoras o reductoras de presión, éstas últimas pueden ser clasificadas también como válvulas de protección.

2.4.4.1 Válvulas de flotador

(1) Este tipo de válvulas regula la entrada de agua, hasta que ésta ha alcanzado un nivel máximo deseado para que la válvula se cierre completamente. Su uso es imprescindible en los tanques de almacenamiento.

(2) Este tipo de válvulas necesariamente debe ser complementada con una válvula de bloqueo tipo compuerta.

2.4.4.2 Válvulas reductoras de presión

(1) Estas válvulas reducen automáticamente la presión aguas abajo de las mismas, hasta un valor prefijado, admisible para la red aguas abajo.

(2) Estas válvulas se colocarán en las conducciones que suministran a las zonas bajas de una población y en las conexiones entre anillos superiores e inferiores para reducir el nivel piezométrico hasta un valor admisible para la red inferior. De ser necesario, se instalarán en serie varias válvulas.

(3) Es recomendable el uso de válvulas reductoras de presión instaladas en una bifurcación de la línea, para permitir el funcionamiento de la instalación en caso de avería y/o mantenimiento de una de ellas, con las correspondientes válvulas de cierre, filtros, manómetros, etc.

(4) Las válvulas reductoras de presión deberán ser dispuestas en cámaras que brinden un acceso adecuado para las labores de montaje, operación y mantenimiento.

2.4.4.3 Válvulas limitadoras de caudal

(1) Son válvulas cuyo dispositivo de regulación permite entregar un caudal uniforme, para un cierto rango de presión en la red.

2.4.4.4 Válvula de control

(1) Válvula que regula el flujo o la presión de un fluido que influye en algún proceso controlado. Suelen funcionar con señales remotas desde accionadores eléctricos, neumáticos, electro-hidráulicos, etc.

2.4.5 Válvulas de protección

(1) Se destinan a usos específicos como ser; evacuación o ingreso de gases, protección contra golpe de ariete, etc. Dentro de éste tipo se pueden señalar: válvulas de alivio, ventosas, válvulas de entrada y purga de aire, válvulas antigolpe de ariete. Algunas de éstas válvulas pueden ser clasificadas también como válvulas de regulación.

2.4.5.1 Válvulas de alivio (o desahogo) de presión

(1) Se requiere el alivio, desahogo o descarga de la presión siempre que la presión de diseño de un sistema exceda a la que se puede controlar. La válvula de alivio de presión, debido a su sencillez y funcionamiento automático es la más confiable para producir el cierre cuando ocurre una sobrepresión. La presión de diseño del sistema que se va proteger con la válvula de alivio determinará la presión de graduación para ésta.

(2) Las válvulas de alivio se emplean en tuberías de impulsión y equipos sometidos a presión (tanques hidroneumáticos, acumuladores de presión, calderas, intercambiadores de presión y otros). Estas válvulas se abren automáticamente cuando la presión interna alcanza un valor establecido, liberando fluido hasta disminuir la presión a condiciones normales.

(3) Su aplicación debe limitarse a tuberías de pequeña extensión, debido a su sistema de cierre que puede generar golpe de ariete.

a) Válvulas de alivio (desahogo). Es una válvula automática para alivio (desahogo) que funciona con la presión estática en el lado de corriente arriba. La válvula se abre en proporción al aumento de la presión de apertura y su empleo principal es con líquidos.

- b) Válvula de seguridad. Es para alivio (desahogo) automático de la presión y la acciona la presión estática en el lado de corriente arriba. La válvula se abre o dispara con gran rapidez y se utiliza principalmente en servicio de vapor de agua y gases o vapores.
- c) Válvulas de seguridad convencional. Es una válvula de seguridad que tiene descarga hacia un desagüe. La contrapresión influye en la presión de graduación, presión de cierre y capacidad de la válvula.
- d) Válvula de alivio (desahogo) equilibrada. Esta válvula tiene descarga a la atmósfera. Los efectos de contrapresión en su funcionamiento son mínimos.
- e) Purga. Es la diferencia entre la presión de graduación y la de cierre de una válvula de seguridad, expresada como porcentaje de la presión de graduación, o en unidades de presión (din/cm², Kg/cm², PSI).

2.4.5.2 Válvula de protección contra golpe de ariete

(1) Este tipo de válvula debe ser instalada en las estaciones de bombeo sometidas a éste riesgo, sobre la línea de impulsión, para proteger las bombas. Su funcionamiento es similar a la válvula de alivio con la diferencia de que el cierre es lento.

2.4.5.3 Válvula de aire (ventosa)

(1) Este tipo de válvulas se instalará en los puntos altos de una tubería de aducción y en cambios de pendiente importantes de la línea, para permitir la salida del aire al exterior en forma automática. La ventosa se colocará en la generatriz superior de la tubería.

(2) Las válvulas de aire pueden ser de simple y doble efecto. Las de simple efecto dejan sólo salir aire; las de doble efecto permiten la purga y entrada de aire, de éste modo servirán también para cuando se vacíe la tubería, permitiendo el ingreso de aire y evitar el aplastamiento.

(3) El diámetro de la ventosa dependerá de la tubería sobre la que se instale, siendo la relación de diámetros aconsejables de 1/4 a 1/6 menor. La ventosa debe estar aislada de la tubería a servir por medio de una válvula de cierre, para facilitar las labores de mantenimiento.

(4) En sistemas correspondientes a poblaciones menores, los diámetros de la válvula del aire y de la válvula de cierre podrán ser iguales al diámetro de la tubería misma.

(5) Estas válvulas irán dispuestas dentro de una cámara de inspección, con tapa o ventanas provistas de orificios de ventilación al aire libre.

2.4.6 Otros tipos de válvulas

(1) Para el manejo de aguas con sólidos gruesos o finos hay tipos especiales de válvulas. Los tipos más comunes son en ángulo, fondo plano, macho, bola y diafragma y válvulas de opresión o compresión.

(2) Están diseñadas para mínima resistencia al flujo y, con frecuencia, están revestidas con aleaciones especiales para darles resistencia a la corrosión o a la abrasión.

2.4.7 Caída de presión en válvulas

(1) Para calcular la caída de presión en una válvula de bloqueo, el procedimiento usual es utilizar una longitud equivalente de tubo, según lo especificado por el fabricante.

(2) Normalmente no se efectúan cálculos de la caída de presión en las válvulas individuales, por que los datos de los fabricantes han estado en uso desde hace muchos años.

(3) Los tipos de válvulas mas empleados se encuentran en la **Tabla 1**.

Tabla 1. Tipos de válvulas más empleadas

Nombre de la válvula	Materiales de fabricación	Descripción y condiciones de uso
Válvula compuerta	Bronce, Fierro Fundido	Empleadas para abrir o cerrar por completo el paso de un fluido. El elemento móvil está constituido por un disco o cuña que se desplaza paralelamente al orificio de la válvula, a través de un eje o vástago el mismo que puede ser fijo o deslizante
Válvula mariposa	Bronce, Fierro Fundido	Se debe usar exclusivamente como válvulas de bloqueo, o abertura (100%) generando una mínima pérdida de carga. Se recomienda usarla en la red principal o aducción, ya sea como válvulas de bloqueo o purga (drenaje). Está constituida por un elemento móvil que consta de un disco que gira alrededor de un eje a través del cual se transmiten los movimientos de cierre y purga.
Válvula de esfera	Bronce, PVC	En algunas ocasiones se usa como válvula reguladora de caudal, pero ésta práctica no es aconsejable por la tendencia a cavitación que tiene esta válvula. Se aconseja usarla solo como bloqueo en la red principal o aducción. El elemento móvil es una esfera con una abertura diametral del mismo calibre de la tubería donde está instalada. En posición abierta minimiza las pérdidas de carga. Son empleadas como válvulas de bloqueo en instalaciones de plantas de tratamiento. No se aconseja su empleo en la red de distribución.
Válvula globo	Bronce, diferentes aleaciones	En éstas válvulas el cierre se lleva a cabo mediante un tapón que se ajusta sobre un asiento cuyo orificio está en posición paralela al sentido de flujo. En sus diversas posiciones de abertura genera altas pérdidas de carga. Son usadas para regulación y control, existiendo una variedad de las mismas. Se emplean fundamentalmente en las conexiones domiciliarias.
Válvula de retención check	Bronce, Fierro Fundido, Fierro Galvanizado	Permiten el paso del fluido en un solo sentido, cerrándose automáticamente por diferencia de presiones creada en el propio fluido, si hubiera tendencia a la reversión de flujo. Se emplean en los sistemas de bombeo, después de la descarga de cada bomba y a veces en la extremidad inferior de la tubería de succión.

Tabla 1. Tipos de válvulas más empleadas (continuación)

Nombre de la válvula	Materiales de fabricación	Descripción y condiciones de uso
Válvula de alivio	Fierro Fundido	Estas válvulas se abren automáticamente cuando la presión interna alcanza un valor preestablecido, liberando fluido hasta la disminución de la presión a condiciones normales, en éste punto, la válvula se cierra por la acción de un resorte. Se emplean en las líneas de impulsión. Su aplicación se limita a tuberías de pequeña extensión, debido a su sistema de cierre que puede generar un golpe de ariete.
Válvula antigolpe de ariete	Bronce, Fierro Fundido	Funcionan en forma similar a las válvulas de alivio, con la diferencia de que el cierre es lento debido a su sistema de amortiguación. Su uso esta extendido en las líneas de impulsión.
Válvula de purga de aire	Fierro Galvanizado, diferentes aleaciones	Poseen una cámara con un flotador esférico que obtura un orificio localizado en la parte superior. Se instalan en las partes altas de los sistemas de aducción a presión o zonas de red elevadas. Existen válvulas denominadas de triple efecto que constan de dos cámaras con sendos flotadores. Estas válvulas además de expulsar aire de las tuberías, permiten la entrada y salida de cantidades considerables de aire en situaciones de vaciado y llenado de las tuberías principales (aducción, impulsión)
Válvula de pie	Bronce, Fierro Galvanizado	Llamadas también válvulas de succión, son instaladas en la extremidad inferior de las tuberías de succión a objeto de mantener la bomba continuamente cebada. Generalmente están unidas a una rejilla o criba de protección.
Válvula flotador	Bronce, Bronce-PVC, aluminio-PVC	Constan de un flotador unido a una válvula de ingreso a través de un brazo móvil. Estas válvulas mantienen un predeterminado nivel en tanques y reservorios. Se abren cuando baja el nivel establecido y se cierran progresivamente conforme el nivel de agua retorna a su máxima posición. Para su empleo se deben tomar muy en cuenta las presiones de servicio a las que va a trabajar la válvula.
Válvula reguladora de presión	Fierro Fundido, diferente aleaciones	Similares a las válvulas de alivio, poseen un mecanismo amortiguador que permite disminuir la presión en la tubería a una presión establecida. Su empleo se realiza en redes de distribución y líneas de aducción por gravedad para disminuir las sobrepresiones de trabajo.

CAPÍTULO 3 TUBERÍAS Y ACCESORIOS

3.1 DEFINICIÓN

(1) Son dispositivos que permiten el transporte de agua de un punto a otro, en su diseño se debe tomar en cuenta la cantidad, calidad y presión de agua a conducir con el máximo de economía y en el momento deseado.

3.2 SELECCIÓN DEL MATERIAL

(1) El material de las tuberías debe elegirse de acuerdo a las características que satisfagan las necesidades del proyecto y considerando los costos inicial y de mantenimiento así como la seguridad de la tubería.

(2) En la selección del material de las tuberías y accesorios deben tenerse en cuenta los siguientes factores:

- a) Resistencia contra la corrosión y agresividad del suelo.
- b) Resistencia a esfuerzos mecánicos producidos por las cargas tanto externas como internas.
- c) Características del comportamiento hidráulico del proyecto (presión de trabajo, golpe de ariete).
- d) Condiciones de instalación adecuadas al terreno.
- e) Condiciones económicas.
- f) Resistencia contra la corrosión e incrustación debido a la calidad del agua.
- g) Vida útil de acuerdo a la previsión del proyecto.

(3) En la **Tabla 2**, se presentan las ventajas y desventajas de los distintos materiales empleados en los sistemas de abastecimiento de agua potable.

Tabla 2. Ventajas y desventajas de las tuberías para el abastecimiento de agua potable

Material	Diámetro comercial (mm)	Presión de trabajo por tipo de tubería (m.c.a.)	Ventajas	Desventajas
Fierro Dúctil (FD)	100 a 600 o mas a pedido	< de 300	Buena resistencia a carga exterior. Muy buena resistencia a la corrosión. Mas liviana que el FF.	Poca elasticidad (pero mayor que el FF). Frágil (menos que el FF). Costo elevado.
Asbesto -Cemento (AC)	24.5 a 600	< 150	Buena resistencia a la corrosión. Liviana y de fácil manipuleo. No sujeta a electrólisis. Mínima carga por fricción.	Se deteriora en suelos ácidos. Baja resistencia a la flexión. Frágil.
Acero (2)	Desde 50 a pedido	Dependerá del espesor y las condiciones de fabricación comercialmente se tiene de 160 a 600 mm	Alta resistencia a la tracción. Adaptable a zonas donde puede haber asentamiento.	Baja resistencia a la corrosión. Costo elevado. Esta sujeta a electrólisis . Corrosión extrema en suelos ácidos o alcalinos.

Tabla 2. Ventajas y desventajas de las tuberías para el abastecimiento de agua potable (continuación)

Material	Diámetro comercial mm	Presión de trabajo por tipo de tubería (m.c.a.)	Ventajas	Desventajas
Policloruro vinil (PVC) (1)	12.5 a 250	SDR-32.5 = 87,4 (3) SDR-26 = 112,5 SDR-21 = 140,6 Clase 6 = 60 Clase 9 = 60 Clase 12 = 120 Clase 15 = 150 Esquema 40 = variable Esquema 80 = variable (diferentes presiones y espesores a pedido)	Excelente resistencia a la corrosión. Liviana y de fácil manipuleo.	Solo puede funcionar hasta temperatura de 50°C Baja resistencia a la flexión. Puede perforarse. No sujeta a electrólisis. Mínima carga por fricción. Bajo costo dependiendo del tipo de tubería.
Polietileno (PE) (1)	12.5 a 100	PE grado 33 = variable Densidad 0,93 a 0,94 = variable	Excelente resistencia a la corrosión. Liviana y de fácil manipuleo Bajo costo. Menor número de juntas. No sujeta a electrólisis. Mínima carga por fricción.	Solo puede funcionar hasta temperatura 50°C. Puede perforarse o rasgarse. No resiste alta presión. Se hace quebradizo con el sol.
Fierro Galvanizado (FG)	12.5 a 150	< de 400	Buena resistencia a carga exterior .	Poca elasticidad. Precio elevado.
Fierro Fundido (FF)	100 a 600 o mayores a pedido	< de 400	Buena resistencia a carga exterior. Admite presiones elevadas.	Peso elevado. Muy buena resistencia a la corrosión. Frágil. Poca elasticidad. Costo elevado.

(1) Las tuberías de PVC y Polietileno tienen diferentes capacidades de trabajo dependiendo de las normas de fabricación

(2) La utilización de esta tubería, debe justificarse técnico-económicamente.

(3) Las normas SDR (Standard Dimensional Rate), también conocidas como RDIE (Relación Dimensional Estándar)

(4) Para la selección del material de las tuberías empleadas en sistemas de agua potable debe considerarse todo lo especificado en la Norma Boliviana correspondiente.

3.3 ESPECIFICACIONES Y CONTROL DE CALIDAD

(1) Las especificaciones técnicas de las tuberías y accesorios a utilizarse deben cumplir con los requerimientos de la Norma Boliviana correspondiente.

(2) Los fabricantes deben presentar una certificación de control de calidad otorgado por el Instituto Boliviano de Normalización y Calidad (IBNORCA).

(3) Las tuberías y accesorio que tengan un certificado de control de calidad del exterior del país, deben ser homologados en nuestro país.

(4) Las tuberías y accesorios deben ser compatibles entre sí en lo que se refiere a:

- a) Presiones de trabajo.
- b) Dimensiones (diámetros, espesores, sistema de unión).
- c) Estabilidad electroquímica si se trata de materiales diferentes.

**GLOSARIO DE TÉRMINOS,
NOMENCLATURA
Y REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

GLOSARIO

Abatimiento. Diferencia entre el nivel estático y el nivel dinámico, que es función y consecuencia del proceso de bombeo.

Ablandamiento del agua. Proceso de tratamiento aplicado a las aguas con exceso de sales de calcio y magnesio. Se refiere a la remoción de dureza carbonácea y no carbonácea.

Acuífero. Estructura geológica estratigráfica sedimentaria, cuyo volumen de poros está ocupado por agua en movimiento o estática.

Acuífero confinado. Acuífero comprendido entre dos capas impermeables, estando el agua contenida en él sometida a presión mayor a la atmosférica.

Acuífero libre. Acuífero cuya superficie libre del agua se encuentra a presión atmosférica.

Aducción. Conjunto de tuberías, canales, túneles, dispositivos y obras civiles que permiten el transporte de agua desde la obra de captación hasta la planta de tratamiento y/o tanque de almacenamiento o directamente a la red.

Agua cruda. Agua superficial, subterránea o pluvial en estado natural.

Agua potable. Agua que por su calidad física, química radiológica y microbiológica es apta para el consumo humano y cumple con las normas de calidad de agua.

Agua freática. Agua subterránea más cercana a la superficie del suelo.

Aireación. Proceso por el cual que se produce un contacto entre el aire y el agua a objeto de oxigenarla y/o remocionar gases y sustancias volátiles.

Almacenamiento total. Volumen correspondiente a la capacidad de todos los tanques de distribución. Puede referirse a los tanques de almacenamiento de una única zona de presión o a los tanques de almacenamiento de todo el sistema de distribución.

Área específica. En un sistema de distribución, es el área cuyas características de ocupación se tornan distintas de las áreas vecinas, en términos de concentración demográfica y de la categoría de consumidores presentes.

Azolve. Lodo o sedimento que obstruye un conducto de agua.

Barrera múltiple. Inclusión de una o más etapas al tratamiento de las aguas. Estas etapas juntas remueven progresivamente los contaminantes para producir agua de uso y consumo humano. También conocido como “múltiples etapas de tratamiento”.

Bocas de desagüe. Dispositivos que sirven para el drenaje de las aguas.

Bomba manual. Dispositivo mecánico, destinado a extraer agua de un nivel inferior a otro superior accionados por la fuerza física humana.

Bomba eólica. Dispositivo mecánico destinado a extraer agua de un nivel inferior a otro superior accionados por la fuerza eólica (viento).

Bomba solar. Dispositivo electromecánico que utiliza la energía solar para su funcionamiento, permitiendo extraer agua de pozos perforados y excavados. La energía eléctrica necesaria para su funcionamiento es generada por los paneles fotovoltaicos.

Bomba de ariete hidráulico. Dispositivo mecánico que permite elevar agua aprovechando la energía hidráulica del golpe de ariete.

Calidad del agua. Se expresa mediante la caracterización de los elementos y compuestos presentes, en solución o en suspensión, que desvirtúan la composición original.

Cámara de bombeo. Depósito de agua, destinado a alojar el dispositivo de succión del equipo de bombeo. Se denomina también cárcamo de bombeo.

Capacidad de la instalación. Capacidad que presenta o se asigna a una instalación sobre la base de su infraestructura y recursos disponibles.

Capacidad de almacenamiento. Volumen de agua que puede ser almacenado en un tanque.

Capacidad específica. Relación entre el caudal extraído de un pozo y la profundidad o longitud de abatimiento, para un tiempo determinado, expresado en l/s-m.

Captación. Estructura o conjunto de estructuras necesarias para obtener el agua de la fuente.

Categoría de consumidor. Clasificación del consumidor o usuario de acuerdo con la actividad y uso que hace del agua y con la cantidad de agua consumida en una unidad de tiempo.

Cámara de lodos. Compartimiento diseñado en forma y tamaño tal, que permita la acumulación y posterior extracción de lodos de las plantas potabilizadoras de agua.

Cámaras de lodos continuas. Receptáculos de lodos, dispuestos a lo largo de la zona de sedimentación, dispuestos de forma continua.

Cámaras de lodos separadas. Receptáculos de lodo, dispuestos a lo largo y ancho de la zona de sedimentación, dispuestos en forma separada, presentando una forma troncocónica invertida.

Caudal máximo diario. Consumo máximo durante 24 horas observado en el período de un año sin tener en cuenta los gastos que se hayan presentado por razones de incendio, pérdidas, accidentes y fuerza mayor.

Caudal máximo horario. Consumo máximo obtenido durante una hora en el período de un año sin tener en cuenta los gastos que se hayan presentado por razones de incendio, pérdidas, etc.

Caudal medio diario. Consumo durante 24 horas, obtenido como promedio de los consumos diarios en el período de un año.

Cementación. Proceso que consiste en cubrir la superficie de un tubo con revestimiento de mortero o pasta de cemento a fin de proteger el tubo contra la corrosión.

Ciclo hidrológico. Sucesión de estados físicos de las aguas naturales: evaporación, condensación, precipitación pluvial, escorrentía superficial, infiltración subterránea, depósito en cuerpos superficiales y nuevamente evaporación.

Coagulación. Reacción y mecanismo físico - químico que produce la agrupación de partículas, mediante la desestabilización de las partículas y el contacto físico entre ellas.

Coefficiente de almacenamiento de un acuífero. Corresponde a la relación entre el volumen de agua drenado por área unitaria, cuando la presión estática desciende una unidad.

Coefficiente de permeabilidad. Volumen de agua que pasa en una unidad de tiempo a través de una sección del material de área unitaria con un gradiente hidráulico unitario.

Coefficiente de transmisión o transmisibilidad. Es igual al coeficiente de permeabilidad multiplicado por el espesor del acuífero.

Coliformes Termorresistentes. Grupo de bacterias que fermenta la lactosa a 44°C – 45 °C, comprendiendo el género *Escherichia* y en menor grado especies de *Klebsiella*, *Enterobacter* y *Citrobacter*. Los termorresistentes distintos de *E. coli* pueden proceder de aguas orgánicamente enriquecidas (efluentes industriales, materiales vegetales y suelos en descomposición).

Coliformes Totales. Indicador microbiano de la calidad del agua de bebida. Se denominan: "organismos coliformes" (total de coliformes) siendo bacterias Gram –negativas que pueden desarrollarse en presencia de sales biliares u otros agentes tensoactivos, fermentando la lactosa a 35 °C – 37 °C, produciendo gas y aldehído en un plazo de 24 a 48 horas.

Compatibilidad medio ambiental. Empatía existente entre una instalación de tratamiento, su medio ambiente y otras instalaciones que están interrelacionadas.

Conexión domiciliaria. Conjunto de tuberías y accesorios que permiten la conducción del agua desde la red de distribución hasta el límite de propiedad del beneficiario.

Consumo en la red. Cantidad de agua del sistema de distribución utilizada en una unidad de tiempo.

Cribado o cernido. Proceso mediante el cual se retienen sólidos gruesos en rejillas o cribas. Se denomina también desbaste.

Desinfección. Proceso que permite la inactivación de microorganismos patógenos y no patógenos a través de la adición de sustancias desinfectantes (oxidantes), agentes físicos como el calor y la radiación.

Dotación. Cantidad de agua que se asigna a un habitante para su consumo por día, expresado en (l/h - d).

Escherichia coli. Pertenece a la familia de las enterobacteriáceas. Se desarrolla a 44°C – 45 °C en medios complejos, fermenta la lactosa y el manitol liberando ácido y gas; produce indol a partir del triptófano. Algunas cepas pueden desarrollarse a 37 °C pero no a 44 °C – 45 °C y algunas no liberan gas. La Escherichia coli se encuentra en las heces fecales de origen humano y animal. Se halla en aguas residuales, los efluentes tratados y todas las aguas y suelos que hayan sufrido una contaminación fecal reciente.

Estación de bombeo. Conjunto de estructuras, instalaciones y equipos que permiten elevar el agua de un nivel inferior a otro superior, haciendo uso de equipos de bombeo.

Estiaje. Época o periodo del año en el que las precipitaciones pluviales son nulas o mínimas.

Fiabilidad. Grado de confiabilidad que se tenga a un proceso de tratamiento, dándole calidad de “esencialmente seguro y a prueba de fallos”.

Filtración. Proceso físico de separación de materia en suspensión presente en el agua a través de un medio granular.

Filtro o criba. Dispositivo en forma tubular colocado en formaciones acuíferas no consolidadas, para permitir la entrada de agua a un pozo en condiciones favorables.

Flexibilidad del proceso. Grado de acomodamiento a cambios de orden operacional, mantenimiento y administrativo, debidas a fluctuaciones cualitativas y cuantitativas en la materia prima (agua a tratar).

Floculación. Proceso físico en el que se producen contactos interparticulares, para formar posteriormente masas mayores denominadas flocúlos.

Flotación. Ascenso de sólidos en suspensión contenidos en el agua, utilizando un agente de flotación (burbujas de aire).

Fuente de abastecimiento de agua. Depósitos o cursos naturales de agua, superficiales o subterráneos.

Galería filtrante. Conducto horizontal construido en un medio permeable, para interceptar y recolectar agua subterránea que fluye por gravedad.

Gestión de residuos de plantas. Manejo, almacenamiento, transporte y disposición final de los residuos sólidos, líquidos y al control de los residuos gaseosos generados en una planta potabilizadora de agua.

Golpe de ariete. Fenómeno oscilatorio causado por el cierre rápido de válvulas o, por el paro repentino del sistema de bombeo, que da lugar a la transformación de la energía cinética del líquido en energía elástica almacenada tanto en el agua como en la tubería, provocando sobrepresiones y subpresiones, que pueden originar la ruptura de la tubería.

Inviabilización. Evitar su desarrollo; no dar viabilidad al crecimiento; aplicable al campo microbiológico (bacteriológico).

Isócrona de 50 días. Zona dentro la cual los gérmenes patógenos llegarían a la fuente de agua en 50 días o menos.

Lixiviado. Líquido de características físico – químicas y microbiológicas específicas proveniente de la deshidratación de los lodos.

Lodo. Residuo semisólido o líquido proveniente del proceso de tratamiento de las aguas, formado a partir de los residuos sólidos suspendidos, coloidales y disueltos remocionados y acumulados en las unidades de tratamiento y que requieren ser tratados, transportados y dispuestos adecuadamente.

Manantial. Afloramiento de agua subterránea que aparece en la superficie en forma de corriente debido a la presencia de algún tipo de singularidades ya sea de la topografía del terreno o de las condiciones del subsuelo.

Nivel dinámico. Distancia medida desde la superficie del terreno hasta el nivel de agua en el pozo producido por el bombeo.

Nivel estático. Distancia desde la superficie del terreno hasta el nivel de agua en el pozo, no afectado por el bombeo.

Nivel freático. Nivel de agua subterránea libre más cercano a la superficie del suelo.

Nivel máximo útil. Mayor nivel que podrá ser alcanzado en el reservorio, controlado, por condiciones de operación que evitarán la pérdida de agua a través del rebosadero.

Nivel máximo. Nivel fijado por el dispositivo de rebose.

Nivel medio. Nivel correspondiente a la media aritmética de las cotas relativas a los niveles máximo útil y mínimo útil.

Nivel mínimo útil. Es el menor nivel de agua que permitirá abastecer agua a la red de distribución durante las ocasiones en que el consumo es máximo.

Obra de captación. Estructura o conjunto de estructuras necesarias para obtener agua de una fuente.

Pasta. Estado intermedio entre la fase líquida y sólida producto de la deshidratación parcial de los lodos; se conoce también con el nombre de “cake”, queque o torta.

Permeabilidad. Permeabilidad de un material o coeficiente de permeabilidad, es el volumen de agua que pasa en una unidad de tiempo, a través de una sección del material de área unitaria con un gradiente hidráulico unitario.

Pileta pública. Infraestructura civil y accesorios localizados en lugar público, que permiten la distribución del agua a los usuarios o consumidores con fines domésticos.

Planta de Tratamiento. Conjunto de obras civiles, instalaciones y equipos convenientemente dispuestos para llevar a cabo procesos y operaciones unitarias que permitan obtener aguas de calidad aptas para consumo y uso humano. Se denomina también Planta potabilizadora de agua.

Porosidad. Medida del contenido de vacíos o intersticios en un medio, dada por la relación porcentual entre el espacio vacío y el volumen total.

Pozo artesiano. Pozo que capta agua de un acuífero combinado, donde el nivel estático del pozo se eleva por encima del nivel superior del acuífero en la ubicación del pozo.

Pozo freático. Pozo que capta el agua de un acuífero libre.

Pozo profundo. Pozo excavado mecánicamente y luego entubado, del que se extrae agua en forma mecánica desde cualquier profundidad.

Pozo somero. Pozo de agua generalmente excavado a mano, que sirve para obtener agua del nivel freático principalmente para uso doméstico.

Prefiltro o empaque de grava. Capa de material granular (arena, gravilla o grava) colocada entre el filtro y la formación acuífera.

Presión de servicio. Presión requerida para que el agua llegue al punto más desfavorable del sistema.

Presión de rotura. Presión interna a la cual una tubería falla o se rompe.

Presión dinámica. Diferencia entre la presión estática y las pérdidas de carga producidas en el tramo respectivo, en el momento de flujo máximo.

Presión estática. Presión en un punto de la aducción o red considerando la ausencia de flujo en la misma o consumo nulo en la red.

Presión nominal. Presión interna máxima a la que puede estar sometida una tubería en las condiciones de apoyo y relleno establecidas en el proyecto.

Proceso oligodinámico. Proceso por el cual se manifiesta la acción desinfectante de un metal (plata iónica) debido a la "fuerza de cantidades diminutas".

Rebosadero. Dispositivo destinado a impedir que el nivel de agua en el reservorio sobrepase una cota predeterminada, descargando el eventual exceso a un destino conveniente.

Recarbonatación. Proceso de aplicación de dióxido de carbono para bajar el pH del agua.

Red de distribución. Conjunto de tuberías, accesorios y dispositivos que permiten la entrega del agua a los consumidores en forma constante con presión apropiada y en cantidad suficiente para satisfacer sus necesidades.

Residuos de plantas. Productos provenientes de uno o varios procesos de tratamiento de las aguas conocidos como lodos (sólidos en agua), salmueras o concentrados (fase líquida con sólidos disueltos) y gaseosos (gases y polvos).

Residuos gaseosos. Corresponde a todo residuo gaseoso generado en una planta potabilizadora de agua, producto de los procesos o de las acciones de operación y mantenimiento.

Residuos líquidos. Corresponde a todo residuo líquido generado en una planta potabilizadora de agua, producto de los procesos o de las acciones de operación y mantenimiento.

Sedimentación. Proceso físico de remoción de partículas presentes en el agua a tratar, considerando que las mismas tienen un peso específico mayor al del agua.

Sistema de agua potable. Conjunto de estructuras, equipos, accesorios e instalaciones que tiene por objeto transformar la calidad del agua y transportarla desde la fuente de abastecimiento hasta los puntos de consumo, en condiciones adecuadas de calidad, cantidad y presión.

Sistema de tratamiento. Denominado también como tren de tratamiento o simplemente tratamiento; es el conjunto de unidades de tratamiento dispuestas de forma tal que, son capaces de transformar el agua cruda en agua potable.

Tanque de almacenamiento. Depósito situado generalmente entre la captación y la red de distribución destinado a almacenar agua y/o mantener presiones adecuadas en la red de distribución.

Tanque de compensación. Depósito cuya posición relativa es tal que puede abastecer o recibir agua, y de la red de distribución.

Tanque de distribución. Componente del sistema de distribución de agua destinado a: regular las diferencias que se producen en un día entre el volumen de abastecimiento y el consumo, asegura el abastecimiento continuo durante períodos cortos de desabastecimiento y proporcionar presión al sistema de distribución.

Tanque de regulación. Depósito situado generalmente entre la captación y la red de distribución, destinado a almacenar el agua para compensar las variaciones de consumo.

Tanque elevado. Depósito cuya cota de fondo es superior a la cota del terreno donde se halla ubicado.

Tanque enterrado. Depósito que se sitúa enteramente en una cota inferior a la del terreno en el que está localizado.

Tanque intermedio. Depósito cuya posición relativa es tal que recibe o abastece agua a una red de distribución y alimenta siempre a otra red de distribución.

Tanque semienterrado. Depósito que presenta por lo menos un tercio de su altura total situada por debajo del nivel de terreno donde se encuentra localizado.

Tecnología alternativa. Solución técnica que permite la dotación de agua de consumo a través de instrumentos, mecanismos, construcciones y/o procedimientos simples, de bajo costo y rápida implementación. Se denomina también Tecnología Apropiada.

Tratamiento con Tecnología Apropiada. Tratamiento que evita o minimiza el uso de sustancias químicas, a objeto de garantizar sostenibilidad en la operación y mantenimiento, considerando las limitadas capacidades técnico – económicas locales. Denominado también sistema de tratamiento de tecnología apropiada.

Tratamiento convencional. Tratamiento que incluye la adición de compuestos químicos que favorecen el tratamiento, produciendo remociones de elementos y compuestos presentes en el agua. Consta de unidades de mezcla rápida, floculación, sedimentación, filtración y desinfección. Se denomina también sistema convencional.

Tren de tratamiento. Conjunto de unidades de tratamiento dispuestas convenientemente que logran la depuración del agua cruda.

Tubería de conducción. Tubería comprendida entre la planta de tratamiento y/o el tanque de regulación y la red de distribución.

Tubería de entrada. Tubería que conduce el agua hacia el interior de un tanque de almacenamiento.

Tubería de impulsión. Tubería comprendida entre la salida de la bomba y el tanque de almacenamiento o red de distribución.

Tubería de limpieza. Tubería dispuesta de manera tal que permite el desagüe total y la limpieza del interior del tanque.

Tubería de salida. Tubería que conduce el agua del interior del tanque de almacenamiento hacia el sistema de alimentación o distribución.

Tubería de succión. Tubería comprendida entre la criba y la entrada a la bomba.

Tubo de revestimiento externo. Tubo de material resistente, utilizado en la etapa de perforación de un pozo.

Tubo de revestimiento interno. Tubo de material resistente utilizado para permanecer definitivamente en el pozo estableciendo una ligazón entre el filtro y la superficie.

Unidad de tratamiento. Estructura, equipos o accesorios necesarios para realizar un proceso físico - químico o biológico para la depuración del agua cruda.

Vertedero. Dispositivo que permite el rebosamiento de una cantidad determinada de agua.

Zona de lodos. Zona en la que se acumulan los lodos y de la cual son retirados, a una unidad de tratamiento particular.

NOMENCLATURA

APHA: American Public Health Association.

ASTM: American Society for Testing and Material Standards.

AWWA: American Water Works Association.

AYNI: Prototipo de Bomba Manual.

BM: Bench Mark.

BOMPO: Bomba de Operación y Mantenimiento a nivel de Poblado.

BSI: The British Standards Institution.

°C: Grados Celsius.

CaCO₃: Carbonato de calcio.

CA: Corriente Alterna.

CBH: Código Boliviano del Hormigón.

CEN: Comunidad Europea de Normalización.

CEPIS: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente.

CNPS: Carga Neta Positiva de Succión , en inglés NPSH: Net Positive Suction Head.

CINARA: Centro Internacional de Abastecimiento y Remoción de Aguas; Universidad del Valle, Cali - Colombia.

CPISA: Coordinación de Post Grado en Ingeniería Sanitaria y Ambiental.

cm: centímetro.

CV : Caballo Vapor.

DANT : Dirección de Área de Normas y Tecnología.

DBO₅: Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días).

DIN: Deutches Institut für Normung.

DINASBA: Ex - Dirección Nacional de Saneamiento Básico.

DMS: Distancia Mínima de Seguridad.

DQO: Demanda Química de Oxígeno.

FD: Filtración Directa.

F.D.A.: Filtración Directa Ascendente.

F.D.D.: Filtración Directa Descendente.

F.D.A.D.: Filtración Directa Ascendente Descendente.

FF: Fierro Fundido.

FFD: Fierro Fundido Dúctil.

FG: Fierro Galvanizado.

FG: Filtración Gruesa.

FGA: Filtración Gruesa Ascendente.

FGAC: Filtración Gruesa Ascendente en Capas.

FGAS: Filtración Gruesa Ascendente en Serie.

FGD: Filtración Gruesa Descendente.

FGDi: Filtración Gruesa Dinámica.

FGDS: Filtración Gruesa de Flujo Descendente en Serie.

FGH: Filtración Gruesa Horizontal.

FiME: Filtración en Múltiples Etapas.

FLA: Filtración Lenta en Arena.

FLEXI-OPS: Prototipo de Bomba Manual.

G: Gradiente de velocidad.

GPS: Global Position System (Sistema de Posicionamiento Global).

hab/ha: habitantes por hectárea.

H°A°: Hormigón Armado.

HP : Caballo fuerza.

IBNORCA: Instituto Boliviano de Normalización y Calidad.

IGM: Instituto Geográfico Militar.

IHE-Delft: International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering – Delft, The Netherlands.

INE: Instituto Nacional de Estadística.

IRC: International Research Center.

ISO: International Organization for Standardization.

km: kilómetro.

l/s: litro por segundo.

l/hab-d: Litros por habitante día

m: metros.

m.c.a.: metro columna de agua.

m.s.n.m.: metro sobre el nivel de mar.

m/s: metro por segundo.

max: máximo.

med: medio.

mg/l: miligramo por litro.

mg/m³: miligramo por metro cúbico.

ml/l: mililitro por litro.

mm: milímetro.

NB: Norma Boliviana.

NB-512: Norma Boliviana – 512: Agua Potable Requisitos.

NB-647: Norma Boliviana – 647: Productos químicos para uso Industrial; cal viva y cal hidratada.

NB-648: Norma Boliviana – 648: Productos químicos para uso Industrial; cloro líquido.

NB-650: Norma Boliviana – 650: Productos químicos para uso Industrial; sulfato de aluminio.

N/cm²: Newton por centímetro cuadrado.

NMP/100 ml: Número más probable por cada 100 mililitros.

OD: Oxígeno Disuelto.

OMS: Organización Mundial de la Salud.

OPS: Organización Panamericana de la Salud.

pH: Potencial de Hidrógeno.

PE: Polietileno.

PEAD: Polietileno de Alta Densidad.

PET: Tereftalato de Polietileno.

PROAT: Programa de Asistencia Técnica.

PSAD: Provisional South America Data.

PVC: Polivinilo de Cloruro.

PVCU: Polivinilo de Cloruro no plastificado.

SEDAPAL: Servicio de Agua Potable y Alcantarillado, Lima-Perú.

SODIS: Desinfección solar (del Inglés Solar Disinfection)

THMs: Trihalometanos.

UC: Unidades de Color.

U.C.V.: Unidad de Color Verdadero.

UFC/100 ml: Unidades Formadoras de Colonia por 100 mililitros.

UT = UTN = UNT: Unidad de Turbiedad; Unidad de Turbiedad Nefelométrica; Unidad Nefelométrica de Turbiedad.

UMSA: Universidad Mayor de San Andrés, La Paz - Bolivia.

UTM: Universal Transverse Mercator.

UV: Ultra Violeta.

VSF: Viceministerio de Servicios Básicos.

WHO: World Health Organization.

WPCF: Water Pollution Control Federation.

YAKU: Prototipo de Bomba Manual.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Advanced Water Treatment; W.J. Masschelein, IHE - Delft (1992), The Netherlands.
- Calidad y tratamiento del Agua, Manual de suministros de Agua Comunitaria; American Water Works Association AWWA, Mc Graw Hill (2002).
- Calidad del Agua, Romero Jairo, 2ª Edición Alfa-Omega (1999), México D.F.
- Compendio de Normas sobre Saneamiento; Normas Técnicas, Volumen II, Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento (1995), Lima-Perú.
- Desinfección del agua, Cáceres Oscar (1990), Lima-Perú.
- Diseño de acueductos y alcantarillados, R. A. López Cualla, 2da edición, Alfa Omega (1998), México D.F.
- El agua, calidad y tratamiento para consumo humano; Criterios de diseño, tomo V, CEPIS (1995), Lima-Perú.
- El agua, calidad y tratamiento para consumo humano; Criterios de selección tomo I y II, CEPIS (1995), Lima-Perú.
- El agua, calidad y tratamiento para consumo humano; Teoría, tomo III, CEPIS (1995), Lima-Perú.
- El agua, calidad y tratamiento para consumo humano; Teoría, Operación y Mantenimiento tomo IV, CEPIS (1995), Lima-Perú.
- Elaboración de proyectos de sistemas de abastecimiento de agua: Asociación Brasileira de Normas Técnicas (1977), Brasil.
- Especificaciones Técnicas para la Ejecución de Obras de SEDAPAL, Servicio de Agua Potable y Alcantarillado (1999), Lima-Perú.
- Filtración gruesa horizontal, Wegelin Martín, CEPIS (1994), Lima-Perú.
- Filtración en Múltiples Etapas; Tecnología innovativa para el Tratamiento de Agua; Galvis G., Latorre J., Visscher J.T. (1999), Cali-Colombia.
- Guías para la calidad del agua potable; Volumen 3 – Recomendaciones, OMS (1995), Ginebra-Suiza.
- Guidelines for Drinking - Water Quality; Volume 2, Health criteria and other supporting information WHO (1996) - Ginebra-Suiza.
- Hidráulica de los canales abiertos; Ven Te Chow (1983).
- La filtración Gruesa en el Tratamiento de Agua de Fuentes Superficiales; Wegelin M, Galvis G. Latorre, Sandez, CINARA (1998), Cali –Colombia.
- Manual de Hidráulica, J. M. de Azevedo Netto, Guillermo Acosta (1973), Sao Paulo, Brasil.

Manual de plantas de tratamiento de agua potable, Peñaranda Waldo; Universidad Mayor de San Andrés (1984), La Paz-Bolivia.

Manual del Agua; Degremont G (1973), Francia.

Ponderación de los riesgos microbiológicos contra los riesgos de sub productos de desinfección, Craun Gunther –Castro Rosario (1995), Washington-USA.

Potabilización del agua. Romero Jairo, 2ª Edición Alfa-Omega (1999), México D.F.

Procesos Unitarios: Sedimentación Teoría y Taller; Díaz José, España Carlos, IHE – Delft, CPISA, Universidad Mayor de San Andrés (2002), La Paz-Bolivia.

Procesos Unitarios: Aireación y Transferencia de gases. Pöepel H.J.; España C., IHE-Delft, CPISA, Universidad Mayor de San Andrés (2002), La Paz-Bolivia.

Purificación del Agua; Romero Jairo; Editorial: Escuela Colombiana de Ingeniería Colombia (2000), México D.F.

Rapid Filtration; Huisman L., IHE- Delft (1992), The Netherlands.

Reglamentación de la Ley del Medio Ambiente, Ministerio de Desarrollo Sostenible y Medio Ambiente (1996), La Paz-Bolivia.

Reglamentos Técnicos de Diseño para Unidades de Tratamiento no Mecanizadas para Sistemas de Agua Potable y Aguas Residuales, Ministerio de Desarrollo Humano – DINASBA (1996), La Paz-Bolivia.

Reglamentos técnicos para diseño de sistemas de agua potable para poblaciones menores a 5000 hab., Ministerio de Desarrollo Humano – DINASBA (1996), La Paz-Bolivia.

Servicios Sostenibles de Agua y Saneamiento; Marco Conceptual; Universidad del Valle – Círculo – Ministerio de Desarrollo Económico (1998), Cali-Colombia.

Slow Sand Filtration; Huisman L., IHE- Delft (1992), The Netherlands.

Sludge Treatment and Disposal; H.M.M. Koppers, IHE-Delft (1992), The Netherlands.

Sludge Treatment; Veenstra S; IHE- Delft (1992) (1999), The Netherlands.

Teoría y práctica de la purificación del agua. Tomos I – II, Arboleda Jorge (2000), Mc Graw Hill – ACODAL.

Water Treatment Processes and Plants; Introduction and Designs Aspects; J.P. Buiteman, IHE – Delft (1992), The Netherlands.

Water Treatment; J.C. Schippers, IHE – Delft (1992), The Netherlands.

Water Quality; L. Huisman, IHE- Delft (1992), The Netherlands.

Water Quality of Lakes and Rivers; G. Oskam, IHE- Delft (1992), The Netherlands.

AGRADECIMIENTO

El Ministerio de Servicios y Obras Públicas, a través del Viceministerio de Servicios Básicos, expresa su agradecimiento a todas las instituciones y profesionales que de manera desinteresada hicieron posible la actualización de los presentes Reglamentos, en forma especial se agradece a:

Arq. Jorge Carrasco
DIRECTOR EJECUTIVO - FPS

Dr. Alfonso Garcia
PRESIDENTE EJECUTIVO - FNDR

Ing. Johnny Cuellar
SUPERINTENDENTE DE SANEAMIENTO BASICO – SISAB

Ing. Ronny Vega
GERENTE GENERAL - ANESAPA

Lic. Kory Eguino
DIRECTORA EJECUTIVA - IBNORCA

Sr. Torsten Wetterblad
CONSEJERO JEFE DE COOPERACION – EMBAJADA DE SUECIA

Lic. Isabel Ascarrunz
OFICIAL DE PROGRAMAS - Asdi

VSB: Viceministerio de Servicios Básicos

El VSB, creado por Decreto Supremo N° 25055, Decreto Reglamentario de la Ley N° 1788 “Ley de Organización del Poder Ejecutivo (LOPE), del 16 de septiembre de 1997, con el propósito de promover el mejoramiento de la calidad de vida de la población boliviana a través de la dotación de servicios sostenibles de agua potable y saneamiento y gestión de residuos sólidos. El VSB tiene las siguientes funciones y atribuciones:

- Formular, ejecutar y controlar políticas y normas sectoriales destinadas al desarrollo e instalación de los servicios básicos para mejorar las coberturas mediante planes y programas de inversión, compatibilizando las necesidades y prioridades regionales.
- Promover y proponer la discusión de normas de diseño y uso de tecnología apropiada, para alcanzar mayor cobertura en los servicios, controlando su aplicación y apoyando la investigación tecnológica.
- Efectuar el seguimiento al cumplimiento de los programas de saneamiento básico, en el marco del Plan Sectorial correspondiente.
- Mantener un sistema de información sectorial actualizando a nivel nacional y departamental.
- Diseñar y realizar programas de capacitación y formación de recursos humanos, en administración, operación, mantenimiento, educación sanitaria y participación comunitaria.
- Elaborar programas de desarrollo institucional supervisando su ejecución y apoyando su aplicación en el Sector.
- Velar por el cumplimiento de la política tarifaria en los servicios de saneamiento básico.

Revisión

Los presentes Reglamentos están sujetos a ser revisados periódicamente, con el objeto de que respondan permanentemente a las necesidades y exigencias del Sector.

Características de aplicación

Estos Reglamentos se constituyen en instrumentos de ordenamiento tecnológico, orientadas a aplicar criterios de calidad, su utilización es de carácter obligatorio y un compromiso concienzudo y de responsabilidad de las instituciones y profesionales que trabajan en el Sector.

Información sobre Normas y Reglamentos Técnicos

El VSB ha habilitado en su página WEB (www.sias.gov.bo) un espacio de “Normas Técnicas”, donde se encuentran en formato pdf las distintas normas y reglamentos técnicos del Sector.

Derechos de Propiedad

Documento del Ministerio de Servicios y Obras Públicas de la República de Bolivia. Se autoriza la reproducción parcial o total, haciendo referencia a la fuente.

Ministerio de Servicios y Obras Públicas
Viceministerio de Servicios Básicos
Av. Mariscal Santa Cruz, Edif. Centro de Comunicaciones, piso 14
Tel: 231 3292 – 231 1010
www.sias.gov.bo
La Paz – Bolivia