



AGUA POTABLE PARA POBLACIONES RURALES

sistemas de
abastecimiento
por gravedad
sin tratamiento

Roger Agüero Pittman



221-16989

LIBRARY IRC

PO Box 93190, 2509 AD THE HAGUE

Tel.: +31 70 30 689 80

Fax: +31 70 35 899 64

BARCODE:

LO:

16989

Library
IRC International Water
and Sanitation Centre
Tel.: +31 70 30 689 80
Fax: +31 70 35 899 64

AGUA POTABLE PARA POBLACIONES RURALES

sistemas de
abastecimiento
por gravedad
sin tratamiento

Roger Agüero Pittman



La publicación de este libro ha sido posible gracias al apoyo de Manos Unidas de España.

© De esta edición: Asociación Servicios Educativos Rurales (SER)
Jr. Pezet y Monel (antes Tupac Amaru) 1870, Lince.
Lima, 14, Perú. Teléfono: 472-7950. Telefax: 472-7937
Carátula y diagramación: Cecilia Díaz
Foto Carátula: Roger Agüero P.

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar en primer término mi agradecimiento a la Ing. Rosa Miglio Toledo, profesora de Saneamiento Rural de la Universidad Nacional Agraria, por su aporte en la revisión del presente documento. Al Ing. Nicanor Vidalón Quijada, mi especial agradecimiento por su valiosa colaboración para la realización de este libro.

A los pobladores de las diferentes localidades donde SER implementó las obras de abastecimiento de agua potable, gracias a cuyo apoyo se ganó en experiencia.

A Roxana García-Bedoya, Directora de Servicios Educativos Rurales (SER), mi reconocimiento por su apoyo en la revisión del manuscrito así como por su interés y dedicación para la cuidada edición del presente texto. A SER que apoyó esta obra en todos sus aspectos y permitió su publicación.

Muchas personas animaron, y aportaron con sus buenas ideas, en forma directa o indirecta para hacer posible esta publicación. A todas ellas mi sincero agradecimiento, con la seguridad de que el esfuerzo que conjuntamente hemos realizado constituye una valiosa contribución para todo los profesionales y técnicos ligados al trabajo de saneamiento básico rural.

Lima, setiembre de 1997

Roger Agüero Pittman

INDICE

PRESENTACIÓN	5
INTRODUCCIÓN	7
1. ESTUDIO DE CAMPO Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	9
1.1 INFORMACIÓN SOCIAL	
A) Población	9
B) Nivel de organización de la población	10
C) Actividad económica	10
1.2 INFORMACIÓN TÉCNICA	
A) Investigación de la fuente	11
B) Topografía	12
C) Tipo de suelo	16
D) Clima	16
1.3 INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA	17
2. POBLACIÓN DE DISEÑO Y DEMANDA DE AGUA	19
2.1 POBLACIÓN FUTURA	
A) Período de diseño	19
B) Métodos de cálculo	20
2.2 DEMANDA DE AGUA	
A) Factores que afectan el consumo	23
B) Demanda de dotaciones	23
C) Variaciones periódicas	24
3. FUENTES DE ABASTECIMIENTO	27
3.1 TIPOS DE FUENTES DE AGUA	
A) Aguas de lluvia	27
B) Aguas superficiales	27
C) Aguas subterráneas	28
3.2 SELECCION DEL TIPO DE FUENTE	
A) Manantiales	28
3.3 CANTIDAD DE AGUA	
A) Método volumétrico	30
B) Método de velocidad - área	31
3.4 CALIDAD DE AGUA	32
3.5 ASPECTOS LEGALES	36

4.	CAMARA DE CAPTACIÓN	37
4.1	TIPOS DE CAPTACIÓN	37
4.2	DISEÑO HIDRÁULICO Y DIMENSIONAMIENTO	
	A) Captación de un manantial de ladera y concentrado	39
	B) Captación de un manantial de fondo y concentrado	47
4.3	DISEÑO ESTRUCTURAL	50
5.	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	53
5.1	CRITERIOS DE DISEÑO	
	A) Carga disponible	53
	B) Gasto de diseño	53
	C) Clases de tubería	54
	D) Diámetros	55
	E) Estructuras complementarias	55
5.2	LÍNEA DE GRADIENTE HIDRÁULICA	56
5.3	PÉRDIDA DE CARGA	
	A) Pérdida de carga unitaria	57
	B) Pérdida de carga por tramo	59
5.4	PRESION	61
5.5	COMBINACIÓN DE TUBERÍAS	63
5.6	PERFILES EN "U"	71
5.7	DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CÁMARA ROMPE PRESIÓN	72
6.	RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO	77
6.1	CONSIDERACIONES BÁSICAS	
	A) Capacidad del reservorio	77
	B) Tipos de reservorios	78
	C) Ubicación del reservorio	78
6.2	CASETA DE VÁLVULAS	
	A) Tubería de llegada	78
	B) Tubería de salida	79
	C) Tubería de limpia	79
	D) Tubería de rebose	79
	E) By-pass	
6.3	CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL RESERVORIO	80
6.4	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO	
	A) Cálculo de momentos y espesor	82
	B) Distribución de la armadura	87
	C) Chequeo por esfuerzo cortante y adherencia	88
7.	RED DE DISTRIBUCIÓN	93
7.1	CONSIDERACIONES BÁSICAS DE DISEÑO	93
7.2	TIPOS DE REDES	
	A) Sistema abierto o ramificado	94
	B) Sistema cerrado	97
7.3	CONEXIONES DE SERVICIO	114

8.	PRESENTACIÓN DE PLANOS Y EXPEDIENTE TÉCNICO	117
8.1	PLANOS	117
8.2	EXPEDIENTE TÉCNICO	118

ANEXOS

A.	CAPTACIONES ESPECIALES	
1.	Diseño de una captación con instalación de hipoclorador	123
2.	Diseño de una captación en un manantial de fondo y difuso	125
B.	ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERÍA	132
C.	RECOMENDACIONES PARA LA INSTALACIÓN Y PRUEBA HIDRAÚLICA DE TUBERÍAS	134
1.	Instalación de tuberías	134
2.	Prueba hidráulica	135
D.	DESINFECCIÓN DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE	136
E.	HIPOCLORADOR DE FLUJO DIFUSIÓN	138
F.	MORTERO Y CONCRETO	139
1.	Mortero	139
2.	Concreto	140
G.	ENCOFRADOS, RECUBRIMIENTOS Y PRUEBAS DE FUGAS	142
1.	Encofrados	142
2.	Recubrimientos	142
3.	Pruebas de fugas	142
H.	RENDIMIENTO DE PEGAMENTO. PESO DE TUBERÍAS Y CARACTERÍSTICAS DE VARILLAS DE REFUERZO	143
I.	PROGRAMAS EN BASIC	146
J.	FORMATO DE RECOLECCIÓN DE DATOS BÁSICOS PARA LA ELABORACIÓN DE PROYECTOS DE AGUA POTABLE	159
	BIBLIOGRAFÍA	165

PRESENTACION

Me es grato presentar a consideración de las instituciones y profesionales vinculados al desarrollo de programas de abastecimiento de agua potable el libro titulado "Agua potable para poblaciones rurales-Sistemas de abastecimiento por gravedad sin tratamiento", el cual ha sido preparado con gran entusiasmo y dedicación por el ingeniero agrónomo Roger Agüero Pittman.

El autor, excelente profesional egresado de la Universidad Nacional Agraria La Molina ha tenido la capacidad de revisar y sistematizar en este libro la información obtenida de distintas publicaciones y entidades del Perú y del extranjero, así como su experiencia durante varios años en la elaboración y ejecución de proyectos de abastecimiento de agua potable por gravedad en diversas zonas rurales del país, realizada en la institución Servicios Educativos Rurales - SER.

Esta experiencia y las técnicas aplicadas han sido volcadas en esta publicación y son explicadas de manera sencilla y clara para que puedan servir de texto a los estudiantes universitarios, de consulta a los profesionales y de guía a las personas interesadas en efectuar acciones vinculadas con el abastecimiento de agua.

El libro que se presenta cubre todos los aspectos relacionados con el tema, desde la recopilación de la información básica de campo, pasando por el estudio de las fuentes de abastecimiento y culminando con el diseño de cada uno de los componentes de un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad.

Ing. Rosa Miglio T.
Profesora Asociada
Universidad Nacional Agraria

INTRODUCCIÓN

La ampliación significativa del acceso al consumo de agua potable en las zonas rurales de nuestro país es uno de los principales desafíos que debemos enfrentar todas aquellas instituciones que estamos comprometidas en la mejora de la calidad de vida de la mayoría de la población. Sistemas de abastecimiento de agua potable seguros, adecuados y accesibles, conjuntamente con un saneamiento apropiado, permitirán eliminar o disminuir los riesgos de muchas enfermedades de importante incidencia en nuestro país, mejorando sensiblemente la situación general de la salud, así como aminorar la carga de trabajo de las familias, en particular de mujeres y niños.

Buscando responder a estas necesidades, Servicios Educativos Rurales (SER) desde hace más de doce años ha venido implementando como una de sus líneas de trabajo, la ejecución de proyectos de abastecimiento de agua potable en distintas zonas rurales del país. Fruto de esta larga experiencia y de los logros alcanzados es que nos animamos a publicar el presente libro. Su autor es el Ingeniero Roger Agüero Pittman, Coordinador del Área Técnica de SER, quien contó con el apoyo del Ingeniero Nicanor Vidalón Quijada en esta tarea.

Las fuentes de agua que se han considerado en la mayoría de proyectos ejecutados por SER han sido los manantiales ubicados en la parte alta de los centros poblados, buscándose que, por acción de la gravedad, el agua fluya por las tuberías permitiendo a la población satisfacer oportuna y racionalmente la demanda de agua en las condiciones de calidad, cantidad y presión requeridas.

Este tipo de sistema es conocido como abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento (ver Figura), no requiere de la construcción de estructuras complicadas de captación, desarenadores, cámaras de filtro, sistemas adicionales de cloración y equipo de bombeo, por lo que tiene un menor costo tanto en su construcción como para su operación y mantenimiento.

Existen diferentes alternativas y métodos para plantear y diseñar este tipo de sistemas, pero la información al respecto se encuentra dispersa en diversos tipos de publicaciones como revistas, manuales, folletos, etc. El presente trabajo pretende cubrir este vacío y está en ese sentido orientado a los profesionales y estudiantes universitarios, buscando de una manera didáctica que puedan entenderlo y utilizarlo para facilitar su labor.

Este libro desarrolla los diferentes aspectos de este sistema, abarcando en primer término la etapa del estudio de campo y la recopilación de información, la población de diseño y su demanda de agua y las fuentes de abastecimiento; para luego desarrollar con detenimiento cada uno de los componentes del sistema: cámara de captación, línea de conducción, reservorio de almacenamiento, red de distribución; finalizando con las recomendaciones para la presentación de los planos y expedientes técnicos. En los anexos del libro se incluye asimismo información complementaria bastante útil para el diseño de este tipo de proyectos.

El documento presenta de manera concisa, clara y simple, la información y los datos esenciales, incorporando ejemplos con su respectivo procedimiento de cálculo y cuadros resúmenes con la información técnica que el lector generalmente espera encontrar en una obra de este tipo.

8

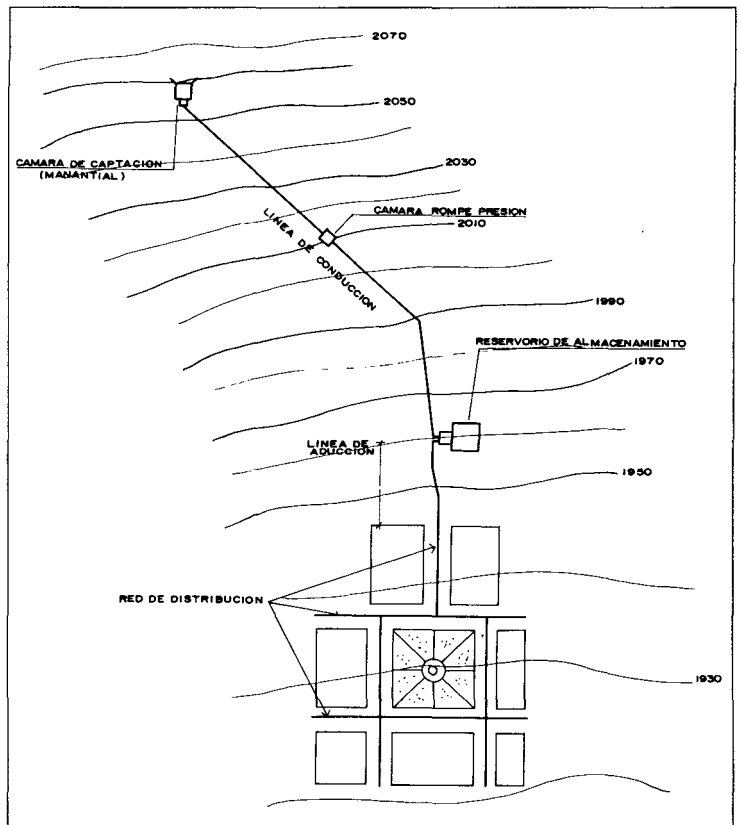
Cámara de captación: Construida en un manantial ubicado en la parte alta del centro poblado, con dimensiones mínimas y de construcción sencilla para proteger adecuadamente el agua contra la contaminación causada por la presencia de agentes externos.

Línea de conducción: Transporta el agua desde la cámara de captación hasta el reservorio de almacenamiento.

Reservorio de almacenamiento: Permitirá satisfacer las máximas demandas de consumo de agua de la población.

Línea de aducción: Transporta el agua desde desde el reservorio de almacenamiento hasta el inicio de la red de distribución.

Red de distribución: Transporta el agua a los diferentes sectores de la población mediante tuberías matrices y secundarias.



Sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento

CAPÍTULO 1

ESTUDIO DE CAMPO Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

La primera acción que debe realizarse a efectos de determinar la factibilidad de un proyecto es la visita a la zona. En ella, buscando la máxima participación de la población, se realizan las actividades de reconocimiento de campo y recopilación de la información básica necesaria para la elaboración de los estudios. Durante su permanencia, el técnico deberá coordinar diversas reuniones a fin de conocer la situación actual de consumo de agua y evaluar la participación comunal, y discutir el proyecto con la mayor cantidad de beneficiarios. Para ello, sin crear falsas expectativas, se debe explicar la importancia del agua potable y el procedimiento de trabajo a seguir para concretar el proyecto.

Se debe solicitar información sobre la población que va a ser atendida, la disponibilidad de materiales locales, la existencia de fuentes de agua y cualquier otra información necesaria para llevar a cabo una investigación completa y obtener resultados precisos con la finalidad de determinar si es factible o no la instalación de un sistema de abastecimiento de agua potable.

1.1 INFORMACIÓN SOCIAL

Para realizar el estudio se consideran tres factores:

A) POBLACIÓN

El factor población es el que determina los requerimientos de agua. Se considera que todas las personas utilizarán el sistema de agua potable a proyectarse siendo necesario por ello empadronar a todos los habitantes, identificar en un croquis (Figura 1.1) la ubicación de locales públicos y el número de viviendas por frente de calle; adicionándose un registro en el que se incluya el nombre del jefe de familia y el número de personas que habitan en cada vivienda.

Para efectos de recoger los datos de población, con el apoyo de las autoridades y/u organizaciones, como por ejemplo el comité pro-agua potable, se realiza un censo cuyo modelo se presenta en el Cuadro 1.1.

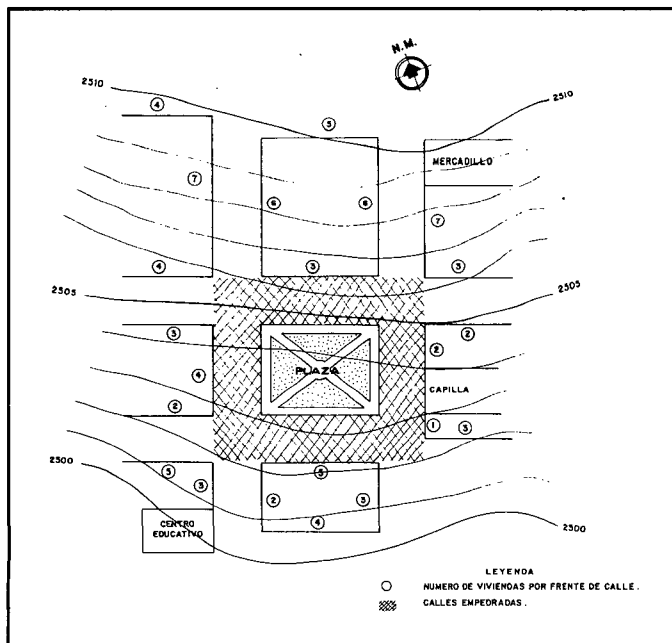


Figura 1.1 : Identificación y recuento de viviendas.

Adicionalmente a esta actividad, se recomienda recopilar información de los censos y encuestas anteriormente realizados y en algunos casos recurrir al municipio a cuya jurisdicción pertenece el centro poblado. Dicha información permitirá obtener registros de nacimientos, defunciones y crecimiento vegetativo de la población.

CUADRO 1.1

Modelo de registro - padrón de habitantes

NÚMERO	NOMBRE DEL JEFE DE FAMILIA	EDAD	L.E.	MIEMBROS POR FAMILIA
1	Julián Osorio G.	56	05675210	6
2	Francisco Lara T.	27	08000907	7
3	Antonia Reyes A.	38	08099761	8
4	Pedro Torres T.	49	08077566	9
5	Pedro Rosales L.	60	08066543	10
6	Juana Carbajal G.	55	08088897	5
	T O T A L			45

10

B) NIVEL DE ORGANIZACIÓN DE LA POBLACIÓN

Para realizar un proyecto de abastecimiento de agua potable es indispensable conocer el entusiasmo, motivación y capacidad de cooperación de la población. Para formarnos una idea del nivel de organización de la población es necesario recopilar información sobre anteriores experiencias de participación de la comunidad en la solución de sus necesidades. Por ejemplo, en la construcción de escuelas, iglesias, caminos, canales de riego, etc. Así como evaluar los patrones de liderazgo, identificando a las personas cuya opinión es respetada y que tengan la capacidad de organizar y estimular la participación de la población.

C) ACTIVIDAD ECONÓMICA

Es importante conocer la ocupación de los habitantes así como la disponibilidad de recursos (valor de la propiedad, agro industrias, etc). Aprovechando la permanencia en la zona de estudio, se recopilará también información sobre los jornales promedio, la mano de obra disponible: maestros de obra, albañiles, peones, etc. Además, se solicitará información sobre la manera en que la población contribuirá en la ejecución de la obra, tanto con aporte económico, material o en mano de obra.

1.2 INFORMACIÓN TÉCNICA

A) INVESTIGACIÓN DE LA FUENTE DE AGUA

Para realizar con éxito esta actividad se debe recopilar información sobre consumo actual, reconocimiento y selección de la fuente.

- Consumo actual

En la mayoría de las poblaciones rurales del país se consume agua proveniente de los ríos, quebradas, canales de regadío y manantiales, que sin protección ni tratamiento adecuado, no ofrecen ninguna garantía y representan más bien focos de contaminación que generan enfermedades y epidemias. A esta situación se suma que en las épocas de sequía disminuye o desaparece el agua y los habitantes se tienen que trasladar a fuentes distantes; tarea generalmente realizada por las mujeres y los niños.

Las enfermedades más comunes derivadas del consumo de agua contaminada son las respiratorias, gastrointestinales y de la piel; siendo necesario investigar y tener una información precisa que permita establecer en qué medida mejoraría la salud de la población con la implementación del proyecto de agua potable.

Es importante conocer de qué fuentes de agua se abastece actualmente la población (ríos, canales, quebradas, manantiales, etc.), examinar los usos que se le dan (consumo humano, riego, etc.), determinar las necesidades promedio de agua por persona; y realizar una descripción que permita conocer la distancia de la fuente al centro poblado, su ubicación (por encima o por debajo del centro poblado), y la calidad y cantidad de agua de la misma.

Esta información permitirá tener una idea para estimar la demanda de la población futura y ver la necesidad o no de implementar un sistema de abastecimiento de agua potable.

- Reconocimiento y selección de la fuente

Los manantiales, ojos de agua o puquios son las fuentes más deseables para los sistemas de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento, por lo que es necesario hacer una investigación sobre los manantiales existentes en la comunidad. Para realizar la selección se deberá visitar todas las fuentes posibles, determinándose la calidad y cantidad de agua en cada una.

Se analiza la calidad considerando que el agua sea inodora, incolora y de sabor agradable. Luego de haber determinado la calidad del agua, necesitamos conocer la cantidad existente en relación a la población que queremos abastecer, es decir, determinar los requerimientos diarios de agua con la finalidad de verificar el caudal mínimo que se requiere captar. Si la fuente no puede cubrir las necesidades diarias de la población se debe buscar otra fuente o plantear un sistema que considere varias fuentes.

Se evalúa la conveniencia de la fuente, según las posibilidades de contaminación, el potencial para la expansión futura, facilidades para construir la captación y la necesidad de proteger la estructura, asimismo se investiga los derechos sobre el agua. Además es importante conocer la distancia y la ubicación de la fuente respecto al centro poblado.

Es necesario hacer participar a los pobladores, de preferencia mayores de edad, en esta tarea, porque conocen por experiencia propia si el agua de una determinada fuente se puede o no tomar y si la cantidad de agua varía según las épocas del año; por tanto deben ser consultados.

La calidad, cantidad, derecho de terceros y ubicación de la fuente se desarrolla en forma detallada en el capítulo sobre fuentes de abastecimiento (Capítulo 3).

B) TOPOGRAFÍA

Esta puede ser plana, accidentada o muy accidentada. Para lograr la información topográfica es necesario realizar actividades que permitan presentar en planos los levantamientos especiales, la franja del trazo de la línea de conducción y aducción y el trazo de la red de distribución. Dicha información es utilizada para realizar los diseños hidráulicos de las partes o componentes del sistema de abastecimiento de agua potable; para determinar la longitud total de la tubería, para establecer la ubicación exacta de las estructuras y para cubicar el volumen de movimiento de tierras. Siendo importante que luego de observar el terreno, se seleccione la ruta más cercana y/o favorable entre el manantial y el poblado, para facilitar la construcción y economizar materiales en la línea de conducción y aducción.

Para el caso de la red de distribución es necesario considerar el área donde se localizan las construcciones (viviendas y locales públicos) y la zona de expansión futura, con la finalidad de considerar los requerimientos de consumo para el último año del periodo de diseño.

Existen diferentes instrumentos para efectuar un estudio topográfico siendo el alfilerómetro, el eclímetro y el teodolito los más utilizados. Discutiremos a continuación el empleo de cada uno de estos instrumentos, enfatizando en el uso del alfilerómetro y del eclímetro, por ser técnicas más sencillas.

- Alfilerómetro

Este instrumento es utilizado para realizar estudios preliminares que posteriormente requieren un replanteo para definir la ubicación precisa de las obras civiles (captación, rompe-presión, reservorio, etc.) y para determinar la ruta definitiva de la línea de conducción y aducción.

Para realizar el levantamiento con el alfilerómetro además de este instrumento se requiere de una wincha o cordel de 20 m., estacas y pintura. Se inicia la medición desde el origen del manantial hasta el centro poblado, de preferencia realizando mediciones cada 20 metros. Se recomienda registrar lecturas de altitud cada 100 metros o en los

puntos que a lo largo de la ruta seleccionada presenten cambios de pendiente, tramos rocosos, terrenos deleznales, etc.

En el centro poblado se medirán las posibles rutas por las que pasará la red de distribución. Además, con el alfilerómetro se registrarán las alturas correspondientes a los puntos extremos y finales de la red de distribución. Se medirán las distancias desde los ramales principales de la red de distribución hacia los domicilios y locales públicos con la finalidad de disponer de la totalidad de la información necesaria para elaborar el croquis.

En la Figura 1.2 se identifican los puntos de registro que se muestran en el Cuadro 1.2.

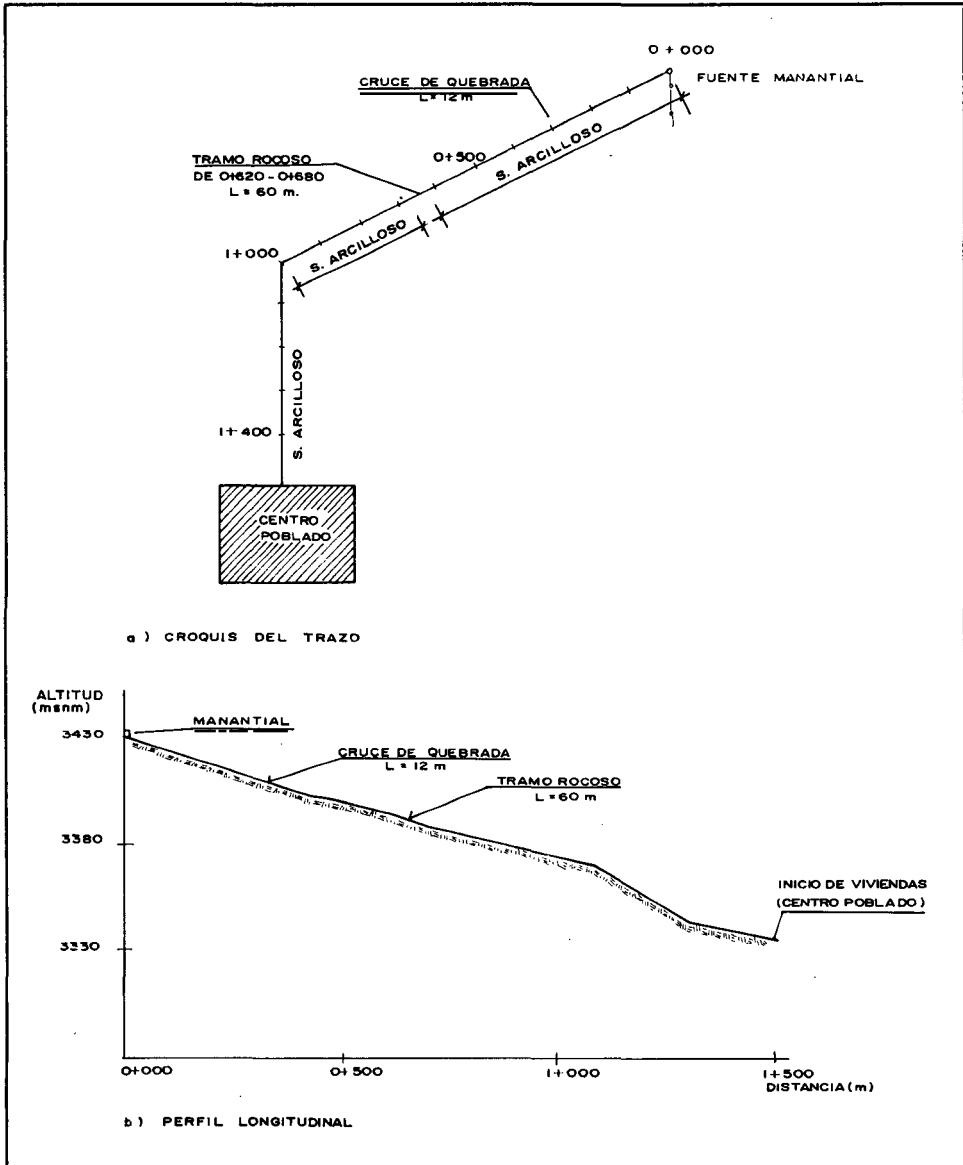


Figura 1.2: Trazo y perfil de la línea de conducción

CUADRO 1.2

Registro de información del trazo de un tramo de la línea de conducción con el altímetro

PROGRESIVA	ALTURA ALTÍMETRO (m.s.n.m.)	OBSERVACIONES
0+000	3,430	manantial de ladera
0+100	3,425	suelo arcilloso
0+200	3,418	"
0+300	3,414	cruce de quebrada (12m.)
0+400	3,408	suelo arcilloso
0+500	3,400	"
0+600	3,397	entre 620 y 680 tramo rocoso
0+700	3,387	suelo arcilloso
0+800	3,383	"
0+900	3,380	"
1+000	3,375	"
1+100	3,370	"
1+200	3,357	"
1+300	3,343	"
1+400	3,340	"
1+500	3,335	"

14

- Eclímetro

Es un instrumento que proporciona resultados aceptables para los levantamientos topográficos de sistemas de agua potable para poblaciones rurales. Además del instrumento es necesaria una libreta de campo, una wincha o cuerda de 20 m., jalón y pintura.

El personal necesario dependerá de las dificultades que se presenten a lo largo de la ruta seleccionada para el trazo de la línea de conducción. Como mínimo se requiere de cinco personas, además de un operador para el instrumento. Dos de ellas para realizar las medidas con la wincha o cordel, dos para la ubicación y pintado de las estacas y una para ubicarse en el punto de referencia donde se realice la lectura.

Al igual que en el caso del altímetro, el trazo de la línea de conducción se inicia desde la fuente de agua ubicándose las estacas considerando distancias definidas (por ejemplo cada 20 m.). Al inicio del tramo se ubica el operador quien visará el nivel de visibilidad en la marca señalada en el jalón objetivo. Esta distancia y el ángulo medido se registran en la libreta de campo, lo que servirá para determinar la altura vertical (ver Figura 1.3).

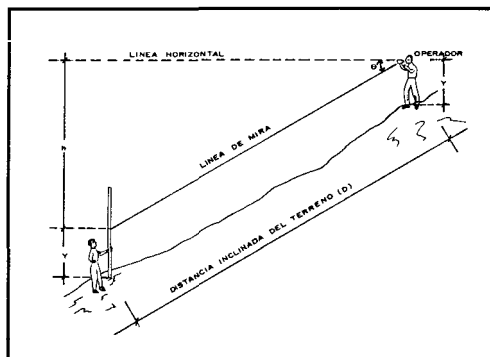


Figura 1.3 : Levantamiento topográfico con eclímetro.

Para proseguir con el levantamiento, el operador ubica su estación en la estaca en la que anteriormente se estacionó el jalón objetivo y realiza la lectura del ángulo vertical considerando una nueva estaca, y así sucesivamente hasta llegar a la última estaca considerada en el trazo.

La distancia vertical (h) será determinada mediante la siguiente relación:

$$h = \text{Sen } \phi \times D$$

Donde:

ϕ = Ángulo medido.

D = Distancia del terreno.

En el Cuadro 1.3 se presenta un ejemplo para el cálculo del trazo de la línea de conducción usando el eclímetro:

CUADRO 1.3

Levantamiento topográfico con eclímetro

ESTACIÓN	PUNTO VISADO	DIST. D (m.)	ÁNG. VERT. ϕ	DESNIVEL h (m.)	COTA (m.s.n.m.)	OBSERVACIONES
0+000					2456.00	manantial
0+000	0+020	20	- 30°	- 10.00	2446.00	suelo
0+020	0+040	20	- 25°	- 8.45	2437.55	arcilloso
0+040	0+050	10	+ 5°	+ 0.87	2438.42	"
0+050	0+070	20	- 8°	- 2.78	2435.64	"
0+070	0+100	30	- 9°	- 4.69	2430.95	suelo arenoso
0+100	0+140	40	- 5°	- 3.49	2427.46	"
0+140	0+165	25	- 6°	- 2.61	2424.85	"
0+165	0+192	27	- 4°	- 1.88	2422.97	"
0+192	0+240	48	- 2°	- 1.68	2421.29	suelo rocoso
0+240	0+320	80	+ 5°	+ 6.97	2428.26	"
0+320	0+360	40	- 3°	- 2.09	2426.17	"

- Teodolito

El equipo mínimo necesario que se considera es un teodolito, un trípode, dos miras, una wincha, una libreta de campo, pintura y estacas. Luego de verificar la perfecta operatividad del instrumento se realizarán las siguientes actividades:

En la zona de la captación se ubicarán puntos sobre un radio de 50 m. alrededor del punto de afloramiento del manantial, con la finalidad de ejecutar las labores de protección contra daños causados por los deslizamientos, inundaciones, huaycos, etc. A lo largo de la ruta que seguirá la línea de conducción y aducción se localizarán los puntos que corresponden a una franja mínima de 100 m. y con ayuda de un croquis se anotará en la libreta de campo los tipos de suelos, lugares donde existan depresiones (quebradas, riachuelos, etc.) y obras de arte (carreteras, puentes, etc.).

En la zona del futuro reservorio, se detallará la mayor cantidad posible de puntos y se tipificará el terreno. En la zona del poblado se anotará en el croquis el número de viviendas por frente de calle (manzana) y se precisarán los lugares donde la población está concentrada como es el caso de la ubicación de los centros educativos, locales comunales, etc.

C) TIPO DE SUELO

Los datos referentes a los tipos de suelos serán necesarios para estimar los costos de excavación. Dichos costos serán diferentes para los suelos arenosos, arcillosos, gravosos, rocosos y otros. Además, es necesario considerar si en la población se han realizado obras de pavimentación y empedrado de las calles, con la finalidad de determinar el costo de rotura y reposición.

Es necesario conocer la resistencia admisible del terreno para considerar las precauciones necesarias en el diseño de las obras civiles.

D) CLIMA

Es importante registrar la información climática que permitirá una adecuada planificación de las actividades y mayor eficiencia en el aspecto constructivo.

Se recomienda registrar las temperaturas máximas y mínimas y, si existe congelación o no ya que dependiendo del tipo de clima se deberán tomar precauciones durante la elaboración del concreto. Para los climas fríos, con temperaturas menores de 4°C, se recomienda usar agua caliente y aún en casos extremos calentar la arena y grava; y proteger el concreto fresco de las heladas, usando encofrados o coberturas aislantes. En climas cálidos con temperaturas mayores a 32°C es preferible vaciar el concreto durante la noche, recomendándose enfriar los agregados y utilizar agua enfriada artificialmente⁽¹⁾.

Finalmente es necesario recopilar la información de los meses con temporadas de lluvia y épocas de estiaje con la finalidad de programar y realizar las actividades de ejecución de las obras en los meses más favorables.

(1) Especificaciones técnicas de las Normas Generales del Ministerio de Salud.

1.3 INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA

Se deberá recopilar información adicional como:

- Nombre completo de la localidad y su ubicación política (departamento, provincia, distrito y caserío).
- Mercados abastecedores de materiales, indicando los costos de materiales, las distancias en kilómetros y tiempo en las diversas vías de comunicación, servicios de transportes tanto de pasajeros como de carga, y costos de transporte por kilo.
- Localizar fuentes de materiales locales de construcción tales como arena, grava, madera, etc.
- Otra información necesaria sobre características particulares de la localidad.

En el Anexo J se presenta un formato de recolección de datos básicos para proyectos de agua potable, cuyo contenido fue elaborado por el Ministerio de Salud.



*Fuente de agua con
riesgo de contaminación.*

CAPÍTULO 2

POBLACIÓN DE DISEÑO Y DEMANDA DE AGUA

Las obras de agua potable no se diseñan para satisfacer sólo una necesidad del momento actual sino que deben prever el crecimiento de la población en un periodo de tiempo prudencial que varía entre 10 y 40 años; siendo necesario estimar cuál será la población futura al final de este periodo. Con la población futura se determina la demanda de agua para el final del periodo de diseño.

La dotación o la demanda per cápita, es la cantidad de agua que requiere cada persona de la población, expresada en litros/habitante/día. Conocida la dotación, es necesario estimar el consumo promedio diario anual, el consumo máximo diario y el consumo máximo horario. El consumo promedio diario anual servirá para el cálculo del volumen del reservorio de almacenamiento y para estimar el consumo máximo diario y horario.

El valor del consumo máximo diario es utilizado para el cálculo hidráulico de la línea de conducción; mientras que el consumo máximo horario, es utilizado para el cálculo hidráulico de la línea de aducción y red de distribución.

En este capítulo se presenta la forma de cálculo de la población futura, la demanda y las variaciones periódicas de consumo.

2.1 POBLACIÓN FUTURA

A) PERIODO DE DISEÑO

En la determinación del tiempo para el cual se considera funcional el sistema, intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para lograr un proyecto económicamente viable. Por lo tanto el periodo de diseño puede definirse como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado o por la existencia física de las instalaciones.

Para determinar el periodo de diseño se consideran factores como: durabilidad o vida útil de las instalaciones, factibilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución, tendencias de crecimiento de la población y posibilidades de financiamiento.

Tomando en consideración los factores señalados se debe establecer para cada caso el periodo de diseño aconsejable. A continuación, se indican algunos rangos de valores asignados para los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua potable para poblaciones rurales:

- Obras de captación : 20 años.
- Conducción : 10 a 20 años.
- Reservorio : 20 años.
- Redes : 10 a 20 años (tubería principal 20 años, secundaria 10 años).

Para todos los componentes, las normas generales para proyectos de abastecimiento de agua potable en el medio rural del Ministerio de Salud recomiendan un periodo de diseño de 20 años.

B) MÉTODOS DE CÁLCULO

Los métodos más utilizados en la estimación de la población futura son:

- Métodos analíticos

Presuponen que el cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva matemática. Es evidente que este ajuste dependerá de las características de los valores de población censada, así como de los intervalos de tiempo en que éstos se han medido.

Dentro de los métodos analíticos tenemos el aritmético, geométrico, de la curva normal, logístico, de la ecuación de segundo grado, el exponencial, de los incrementos y de los mínimos cuadrados.

- Métodos comparativos

Son aquellos que mediante procedimientos gráficos estiman valores de población, ya sea en función de datos censales anteriores de la región o considerando los datos de poblaciones de crecimiento similar a la que se está estudiando.

- Método racional

En este caso para determinar la población, se realiza un estudio socio-económico del lugar considerando el crecimiento vegetativo que es función de los nacimientos, defunciones, inmigraciones, emigraciones y población flotante.

El método más utilizado para el cálculo de la población futura en las zonas rurales es el analítico y con más frecuencia el de crecimiento aritmético. Este método se utiliza para el cálculo de poblaciones bajo la consideración de que éstas van cambiando en la forma de una progresión aritmética y que se encuentran cerca del límite de saturación.

La fórmula de crecimiento aritmético es:

$$Pf = Pa \left(1 + \frac{r t}{1000} \right) \quad (2.1)$$

Donde:

- Pf = Población futura.
- Pa = Población actual.
- r = Coeficiente de crecimiento anual por 1000 habitantes.
- t = Tiempo en años.

Para la aplicación de esta fórmula es necesario conocer el coeficiente de crecimiento (r) pudiéndose presentar 2 casos. En el primer caso, además de contar con los datos recopilados en el estudio de campo, se considera la información censal de periodos anteriores; un ejemplo de cálculo se presenta a continuación:

EJEMPLO:

Datos:

- Población actual Pa₍₁₉₉₁₎ = 468 hab.
- Periodo de diseño (t) = 20 años

CÁLCULOS:

AÑO	Pa (hab.)	t (años)	P Pf-Pa	Pa. t	r P/Pa. t	r. t
1972	244	—	—	—	—	—
1981	334	9	90	2196	0.041	0.37
1991	468	10	134	3340	0.040	0.40
TOTAL	—	19	—	—	—	0.77

$$r = \frac{\text{Total } r \times t}{\text{Total } t} = \frac{0.77}{19} = 0.041$$

$$r = 41 \text{ por cada } 1000 \text{ habitantes } (41\%_{\infty})$$

Con el valor de "r" y reemplazando en la ecuación 2.1, se determina la población futura como se indica a continuación:

$$Pf_{(2011)} = Pa_{(1991)} \times \left(1 + \frac{r \times t}{1000} \right)$$

Reemplazando la información se tiene:

$$Pf_{(2011)} = 468 \times \left(1 + \frac{41 \times 20}{1000} \right) = 852 \text{ hab.}$$

En el segundo caso, cuando no existe información consistente, se considera el valor (r) en base a los coeficientes de crecimiento lineal por departamento que se presentan en el Cuadro 2.1

Ejemplo de aplicación:

Datos:

Población Actual (Pa) = 651 hab.
 Coeficiente de crecimiento (r) = 25 por mil hab.
 (Dpto. de Lima)
 Periodo de diseño (t) = 20 años.

Reemplazando la información en la ecuación 2.1 se obtiene:

$$Pf = 651 \text{ hab.} \left(1 + \frac{25 \times 20}{1000} \right)$$

$$Pf = 977 \text{ hab.}$$

CUADRO 2.1

Coeficiente de crecimiento lineal por departamento (r)

DEPARTAMENTO	CRECIMIENTO ANUAL POR MIL HABITANTES (r)
Tumbes	20
Piura	30
Cajamarca	25
Lambayeque	35
La Libertad	20
Ancash	10
Huánuco	25
Junín	20
Pasco	25
Lima	25
Prov. Const. Callao	20
Ica	32
Huancavelica	10
Ayacucho	10
Cusco	15
Apurímac	15
Arequipa	15
Puno	15
Moquegua	10
Tacna	40
Loreto	10
San Martín	30
Amazonas	40
Madre de Dios	40

Fuente: Ministerio de Salud (1962)

2.2 DEMANDA DE AGUA

A) FACTORES QUE AFECTAN EL CONSUMO

Los principales factores que afectan el consumo de agua son: el tipo de comunidad, factores económicos y sociales, factores climáticos y tamaño de la comunidad.

Independientemente que la población sea rural o urbana, se debe considerar el consumo doméstico, el industrial, el comercial, el público y el consumo por pérdidas.

Las características económicas y sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo de vivienda, siendo importante la variación de consumo por el tipo y tamaño de la construcción.

El consumo de agua varía también en función al clima, de acuerdo a la temperatura y a la distribución de las lluvias; mientras que el consumo per cápita, varía en relación directa al tamaño de la comunidad.

B) DEMANDA DE DOTACIONES

Considerando los factores que determinan la variación de la demanda de consumo de agua en las diferentes localidades rurales; se asignan las dotaciones en base al número de habitantes (Cuadro 2.2) y a las diferentes regiones del país (Cuadro 2.3).

CUADRO 2.2

Dotación por número de habitantes

POBLACIÓN (habitantes)	DOTACIÓN (l/hab./día)
Hasta 500	60
500 - 1000	60 - 80
1000 - 2000	80 - 100

Fuente: Ministerio de Salud (1962)

CUADRO 2.3

Dotación por región

REGIÓN	DOTACIÓN (l/hab./día)
Selva	70
Costa	60
Sierra	50

Fuente: Ministerio de Salud (1984)

C) VARIACIONES PERIÓDICAS

Para suministrar eficientemente agua a la comunidad, es necesario que cada una de las partes que constituyen el sistema satisfaga las necesidades reales de la población; diseñando cada estructura de tal forma que las cifras de consumo y variaciones de las mismas, no desarticulen todo el sistema, sino que permitan un servicio de agua eficiente y continuo.

La variación del consumo está influenciada por diversos factores tales como: tipo de actividad, hábitos de la población, condiciones de clima, etc.

- Consumo promedio diario anual (Qm)

El consumo promedio diario anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del período de diseño, expresada en litros por segundo (l/s) y se determina mediante la siguiente relación:

$$Q_m = \frac{P_f \times \text{dotación (d)}}{86,400 \text{ s/día}} \quad (2.2)$$

Donde:

Qm = Consumo promedio diario (l/s).
Pf = Población futura (hab.).
d = Dotación (l/hab./día).

Con la finalidad de calcular el consumo promedio diario anual (Qm), se presenta el siguiente ejemplo:

EJEMPLO:

Datos:

Población Futura (Pf) = 977 hab.
Dotación (d) = 80 l/hab./día.

Con la población futura y la dotación, estimada en base al número de habitantes (Cuadro 2.2) se obtiene:

$$Q_m = \frac{977 \text{ hab.} \times 80 \text{ l/hab./día}}{86,400 \text{ s/día}}$$

$$Q_m = 0.905 \text{ l/s.}$$

- Consumo máximo diario (Qmd) y horario (Qmh)

El consumo máximo diario se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año; mientras que el consumo máximo horario, se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo (Figura 2.1).

Para el consumo máximo diario (Qmd) se considerará entre el 120% y 150% del consumo promedio diario anual (Qm), recomendándose el valor promedio de 130%.

En el caso del consumo máximo horario (Q_{mh}) se considerará como el 100% del promedio diario (Q_m). Para poblaciones concentradas o cercanas a poblaciones urbanas se recomienda tomar valores no superiores al 150%.

Los coeficientes recomendados y más utilizados son del 130% para el consumo máximo diario (Q_{md}) y del 150%, para el consumo máximo horario (Q_{mh}).

$$\text{Consumo máximo diario (} Q_{md} \text{)} = 1.3 Q_m \text{ (l/s).}$$

$$\text{Consumo máximo horario (} Q_{mh} \text{)} = 1.5 Q_m \text{ (l/s).}$$

Reemplazando la información en el ejemplo anterior, se tiene:

$$Q_{md} = 1.3 \times 0.905 = 1.18 \text{ l/s.}$$

$$Q_{mh} = 1.5 \times 0.905 = 1.36 \text{ l/s.}$$

El consumo máximo diario $Q_{md} = 1.18 \text{ l/s}$ será conducido por la línea de conducción y el consumo máximo horario $Q_{mh} = 1.36 \text{ l/s}$, ingresará mediante la línea de aducción a la red de distribución.

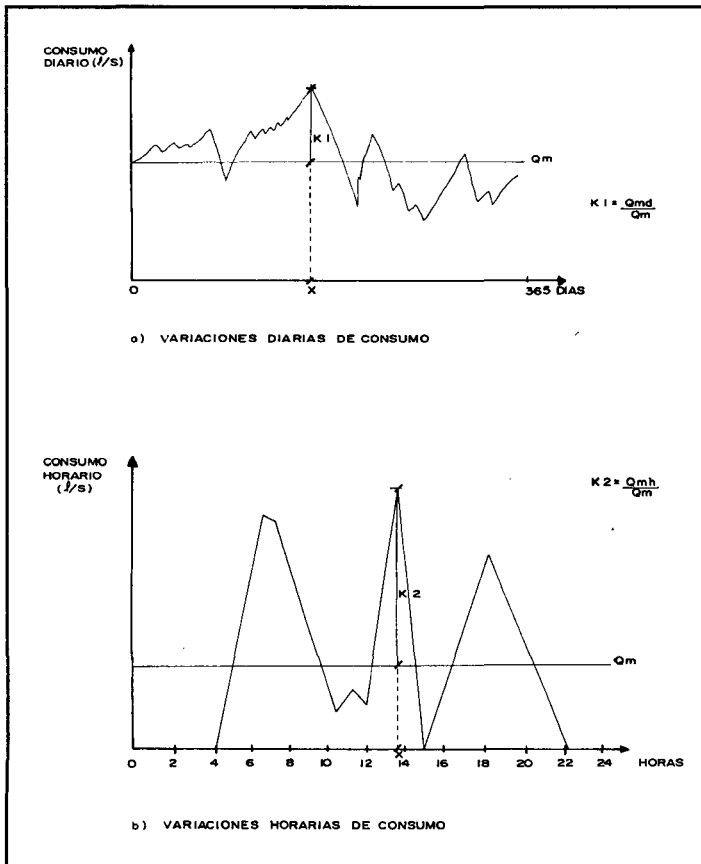


Figura 2.1 : Variaciones de consumo.



*Aforo del caudal de agua
(método volumétrico)*

FUENTES DE ABASTECIMIENTO

Las fuentes de agua constituyen el elemento primordial en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable y antes de dar cualquier paso es necesario definir su ubicación, tipo, cantidad y calidad. De acuerdo a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento así como a la topografía del terreno, se consideran dos tipos de sistemas: los de gravedad y los de bombeo.

En los sistemas de agua potable por gravedad, la fuente de agua debe estar ubicada en la parte alta de la población para que el agua fluya a través de tuberías, usando sólo la fuerza de la gravedad. En los sistemas de agua potable por bombeo, la fuente de agua se encuentra localizada en elevaciones inferiores a las poblaciones de consumo, siendo necesario transportar el agua mediante sistemas de bombeo a reservorios de almacenamiento ubicados en elevaciones superiores al centro poblado.

Para el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, es importante seleccionar una fuente adecuada o una combinación de fuentes para abastecer de agua en cantidad suficiente a la población. De acuerdo a la forma de abastecimiento se consideran tres tipos principales de fuente: aguas de lluvia, aguas superficiales y aguas subterráneas.

En el presente capítulo se desarrollan los tipos, selección, cantidad y calidad de fuentes de agua.

3.1 TIPOS DE FUENTES DE AGUA

A) AGUA DE LLUVIA

La captación de agua de lluvia se emplea en aquellos casos en los que no es posible obtener aguas superficiales y subterráneas de buena calidad y cuando el régimen de lluvias sea importante. Para ello se utilizan los techos de las casas o algunas superficies impermeables para captar el agua y conducirla a sistemas cuya capacidad depende del gasto requerido y del régimen pluviométrico. En la Figura 3.1 se muestra la captación del agua de lluvia mediante el techo de una vivienda.

B) AGUAS SUPERFICIALES

Las aguas superficiales están constituidas por los arroyos, ríos, lagos, etc. que discurren natu-

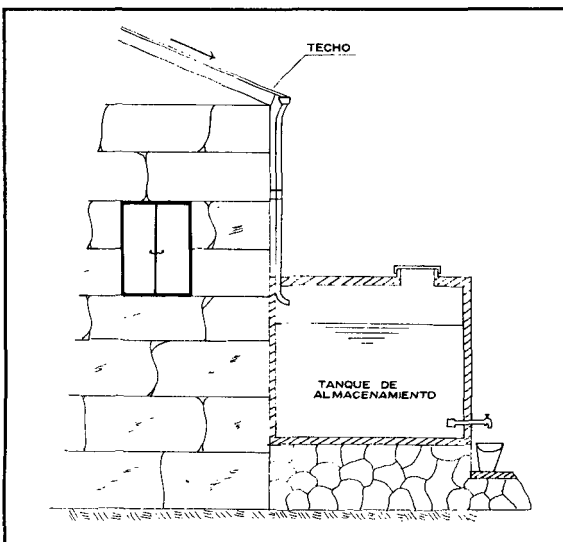


Figura 3.1 : Captación de agua de lluvia

ralmente en la superficie terrestre. Estas fuentes no son tan deseables, especialmente si existen zonas habitadas o de pastoreo animal aguas arriba. Sin embargo a veces no existe otra fuente alternativa en la comunidad, siendo necesario para su utilización, contar con información detallada y completa que permita visualizar su estado sanitario, caudales disponibles y calidad de agua (ver Figura 3.2).

C) AGUAS SUBTERRÁNEAS

Parte de la precipitación en la cuenca se infiltra en el suelo hasta la zona de saturación, formando así las aguas subterráneas. La explotación de éstas dependerá de las características hidrológicas y de la formación geológica del acuífero.

La captación de aguas subterráneas se puede realizar a través de manantiales, galerías filtrantes y pozos (excavados y tubulares). En la Figura 3.3 se observa una de las muchas formas de aprovechamiento del agua subterránea con fines de consumo humano.

3.2 SELECCIÓN DEL TIPO DE FUENTE

En la mayoría de poblaciones rurales de nuestro país, existen dos tipos de fuentes de agua: superficial y subterránea. La primera representada por las quebradas, riachuelos y ríos, que generalmente conduce agua contaminada con la presencia de sedimentos y residuos orgánicos; siendo necesario plantear para su captación un sistema de tratamiento, que implica la construcción de obras civiles como bocatomas, desarenadores, cámaras de filtros e instalación de sistemas de cloración. Plantear dicha alternativa representa un costo elevado y en la mayoría de centros poblados rurales del país esta propuesta no tiene resultados satisfactorios debido principalmente al mantenimiento que requiere el sistema.

La segunda alternativa representada por manantiales localizados en la parte alta de la población, generalmente tiene agua de buena calidad, y es el tipo de fuente considerada en los sistemas de abastecimiento de agua potable por gravedad sin tratamiento. Esta alternativa será desarrollada en el presente capítulo.

A) MANANTIALES

Se puede definir un manantial como un lugar donde se produce un afloramiento natural de agua subterránea. El agua del manantial fluye por lo general a través de una formación de estratos con grava, arena o roca fisurada. En los lugares donde existen estratos impermeables, éstos bloquean el

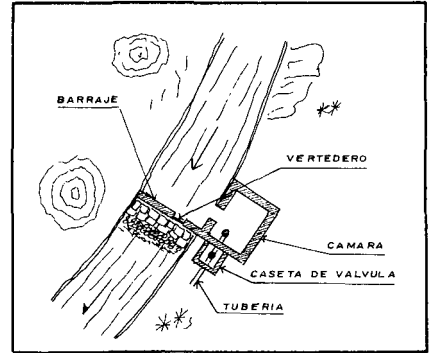


Figura 3.2 : Captación de agua superficial

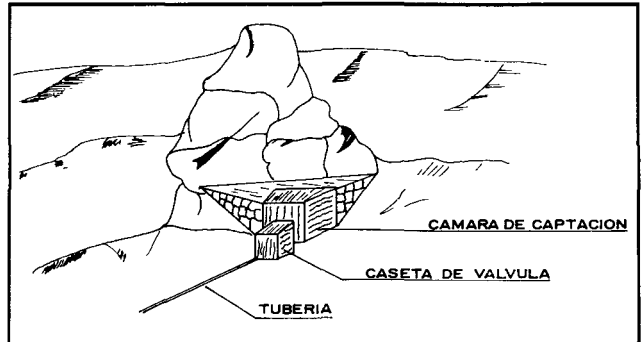


Figura 3.3 : Captación de agua subterránea (manantial)

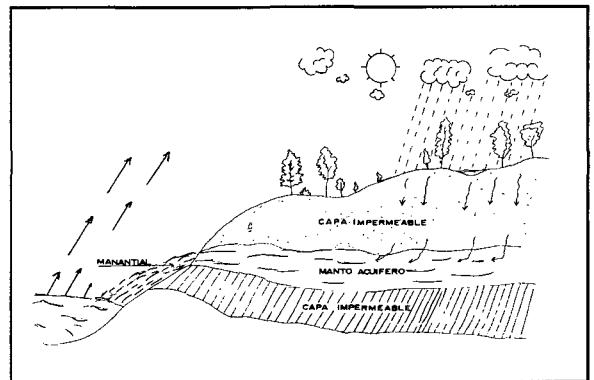


Figura 3.4 : Recarga del manantial

flujo subterráneo del agua y permiten que aflore a la superficie. En la Figura 3.4 se observa el proceso de recarga del manantial.

El agua del manantial es pura y, por lo general, se la puede usar sin tratamiento, a condición de que el manantial esté adecuadamente protegido con una estructura que impida la contaminación del agua. Se debe asegurar que el agua provenga realmente de un acuífero y que no se trate de agua de un arroyo que se ha sumergido a corta distancia.

En el país, el Ministerio de Salud, clasifica los manantiales por su ubicación y su afloramiento. De acuerdo a lo primero, pueden ser de ladera o de fondo; y de acuerdo a lo segundo, de afloramiento concentrado o difuso.

Los manantiales generalmente se localizan en las laderas de las colinas y los valles ribereños. En los de ladera el agua aflora en forma horizontal; mientras que en los de fondo el agua aflora en forma ascendente hacia la superficie. Para ambos casos, si el afloramiento es por un solo punto y sobre un área pequeña, es un manantial concentrado y cuando aflora el agua por varios puntos en un área mayor, es un manantial difuso, tal como puede apreciarse en la Figura 3.5.

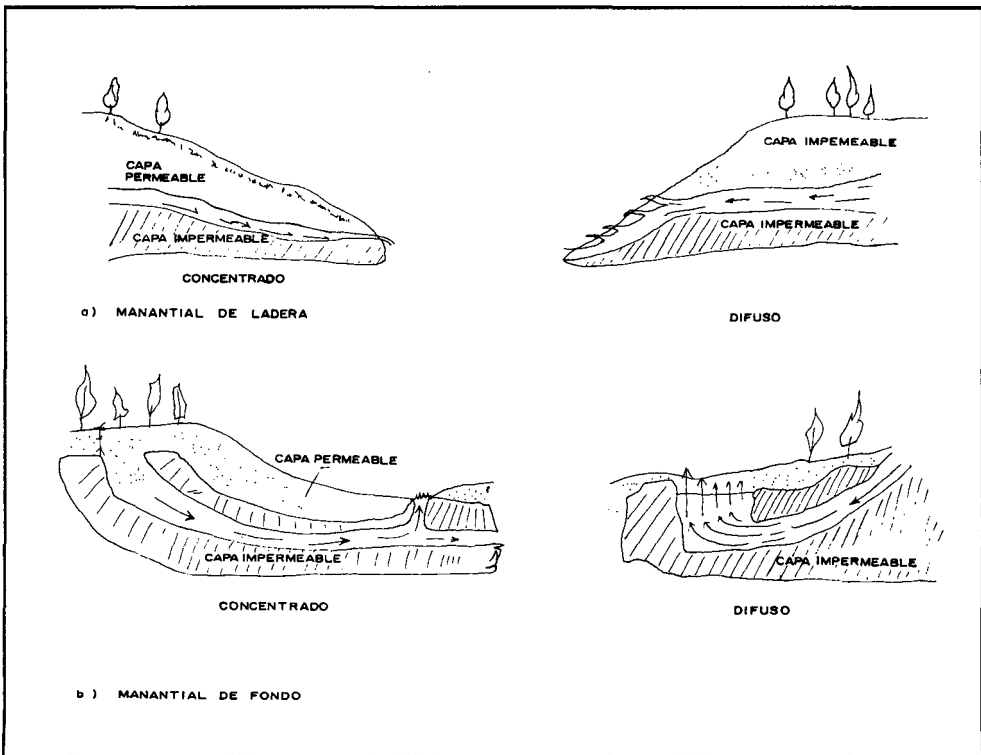


Figura 3.5 : Tipos de manantiales

3.3 CANTIDAD DE AGUA

La mayoría de sistemas de abastecimientos de agua potable en las poblaciones rurales de nuestro país, tiene como fuente los manantiales. La carencia de registros hidrológicos nos obliga a realizar una concienzuda investigación de las fuentes. Lo ideal sería que los aforos se efectuaran en la temporada crítica de rendimientos que corresponde a los meses de estiaje y lluvias, con la finalidad de conocer los caudales mínimos y máximos. El valor del caudal mínimo debe ser mayor que el consumo máximo diario (Q_{md}) con la finalidad de cubrir la demanda de agua de la población futura.

Se recomienda preguntar a los pobladores de mayor edad acerca del comportamiento y las variaciones de caudal que pueden existir en el manantial, ya que ellos conocen con mayor certeza si la fuente de agua se seca o no.

Existen varios métodos para determinar el caudal de agua y los más utilizados en los proyectos de abastecimiento de agua potable en zonas rurales, son los métodos volumétrico y de velocidad-área. El primero es utilizado para calcular caudales hasta un máximo de 10 l/s, y el segundo para caudales mayores a 10 l/s.

A) MÉTODO VOLUMÉTRICO

Para aplicar este método es necesario encauzar el agua generando una corriente del fluido de tal manera que se pueda provocar un chorro (ver Figura 3.6). Dicho método consiste en tomar el tiempo que demora en llenarse un recipiente de volumen conocido. Posteriormente, se divide el volumen en litros entre el tiempo promedio en segundos, obteniéndose el caudal (l/s).

$$Q = V/t$$

donde:

Q = Caudal en l/s.

V = Volumen del recipiente en litros.

t = Tiempo promedio en seg.

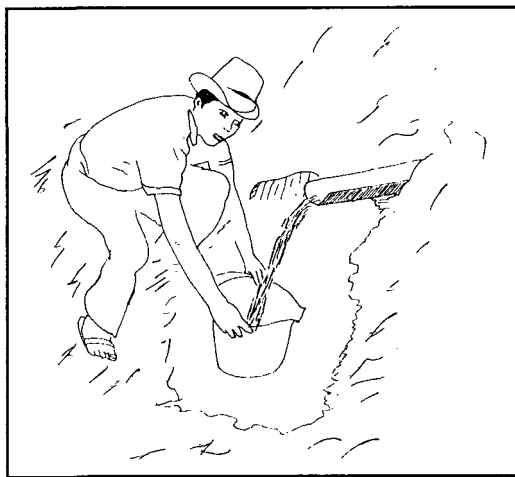


Figura 3.6 : Aforo del agua por el método volumétrico

Con la finalidad de definir el tiempo promedio, se recomienda realizar como mínimo 5 mediciones. Para ilustrar el método se presenta un ejemplo a continuación:

EJEMPLO:

Datos:

Centro Poblado : Shiquish - Ancash
Nombre de la fuente : Shiquishpuquio
Fecha : Setiembre 1989

Nro de Prueba	VOLUMEN (litros)	TIEMPO (seg)
1	10	7
2	10	8
3	10	8
4	10	8
5	10	9
TOTAL	—	40

El tiempo promedio (t) = $40/5 = 8$ seg., resultando un caudal (Q) = 1.25 l/s.

B) MÉTODO DE VELOCIDAD - ÁREA

Con este método se mide la velocidad del agua superficial que discurre del manantial tomando el tiempo que demora un objeto flotante en llegar de un punto a otro en una sección uniforme, habiéndose previamente definido la distancia entre ambos puntos (ver Figura 3.7). Cuando la profundidad del agua es menor a 1 m., la velocidad promedio del flujo se considera el 80% de la velocidad superficial.

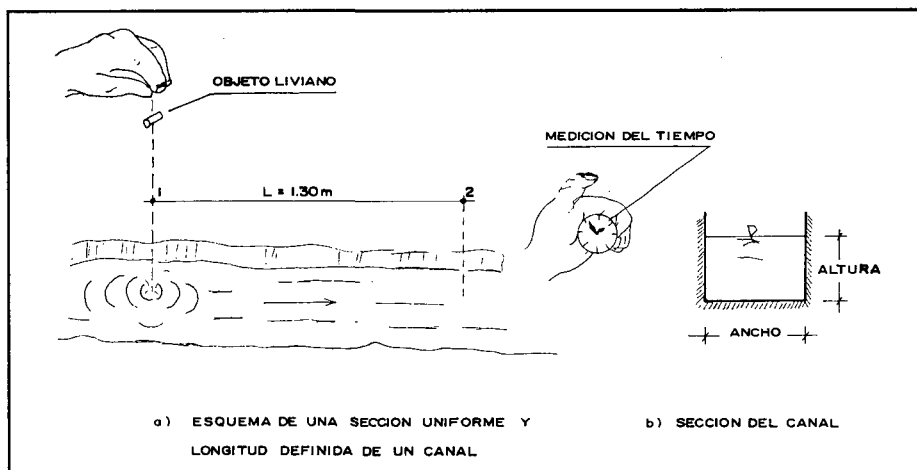


Figura 3.7 : Aforo del agua por el método de velocidad - área

El caudal se determina de la siguiente manera:

$$Q = 800 \times V \times A$$

donde:

Q = Caudal en l/s.

V = Velocidad superficial en m/s.

A = Área de sección transversal en m².

A continuación se presenta un ejemplo de la aplicación de este método:

EJEMPLO:

Datos:

Centro Poblado : Yurayaco - Ancash
Nombre el manantial : Ishancaragra
Fecha : Setiembre 1993

Nro de Prueba	LONG. TRAMO (m)	TIEMPO (seg)
1	1.30	4
2	1.30	4
3	1.30	3
4	1.30	4
5	1.30	5
TOTAL	—	20

El tiempo promedio (t) = $20/5 = 4$ seg.

La velocidad superficial (V) = longitud/tiempo promedio
 $= 1.30/4 = 0.325$ m/s.

El área de la sección transversal (A) = ancho x altura
 $= .4 \times .17 = 0.068$ m².

El valor del caudal resulta:

$Q = 800 \times V \times A = 17.68$ l/s.

Al igual que en el método volumétrico, para determinar el tiempo promedio se recomienda realizar un mínimo de 5 pruebas.

3.4 CALIDAD DE AGUA

El agua potable es aquella que al consumirla no daña el organismo del ser humano ni daña los materiales a ser usados en la construcción del sistema.

Los requerimientos básicos para que el agua sea potable, son⁽¹⁾:

- Estar libre de organismos patógenos causantes de enfermedades.
- No contener compuestos que tengan un efecto adverso, agudo o crónico sobre la salud humana.
- Ser aceptablemente clara (por ejemplo: baja turbidez, poco color, etc.).
- No salina.

(1) Centro Internacional de Agua y Saneamiento. "Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable para Pequeñas Comunidades". Holanda 1988, pp 32.

- Que no contenga compuestos que causen sabor y olor desagradables.
- Que no cause corrosión o incrustaciones en el sistema de abastecimiento de agua, y que no manche la ropa lavada con ella.

En cada país existen reglamentos en los que se consideran los límites de tolerancia en los requisitos que debe satisfacer una fuente. Con la finalidad de conocer la calidad de agua de la fuente que se pretende utilizar se deben realizar los análisis físico, químico y bacteriológico, siendo necesario tomar muestras de agua siguiendo las instrucciones que se dan a continuación.

Toma de muestra para el análisis físico y químico:

- Limpiar el área cercana al manantial eliminando la vegetación y cuerpos extraños, en un radio mayor al afloramiento.
- Ubicar el ojo del manantial y construir un embalse lo más pequeño posible utilizando para el efecto material libre de vegetación y dotarlo, en su salida, de un salto hidráulico para la obtención de la muestra.
- Retirar los cuerpos extraños que se encuentran dentro del embalse.
- Dejar transcurrir un mínimo de 30 minutos entre el paso anterior y la toma de muestra.
- Tomar la muestra en un envase de vidrio de boca ancha.
- Enviar la muestra al laboratorio lo más pronto posible, con tiempo límite de 72 horas.

Toma de muestra para el análisis bacteriológico:

- Utilizar frascos de vidrio esterilizados proporcionados por el laboratorio.
- Si el agua de la muestra contiene cloro, solicitar un frasco para este propósito.
- Durante el muestreo, sujetar el frasco por el fondo, no tocar el cuello ni la tapa.
- Llenar el frasco sin enjuagarlo, dejando un espacio de un tercio (1/3) de aire.
- Tapar y colocar el capuchón de papel.
- Etiquetar con claridad los datos del remitente, localidad, nombre de la fuente, punto de muestreo, el nombre el muestreador y la fecha de muestreo.
- Enviar la muestra al laboratorio a la brevedad posible de acuerdo a las siguientes condiciones:

1 a 6 horas sin refrigeración.

6 a 30 horas con refrigeración.

En los Cuadros 3.1, 3.2 y 3.3 se presentan los rangos tolerables para las características físico-químicos del agua y en el Cuadro 3.4 se indican los requisitos bacteriológicos; de acuerdo a las Normas de la Organización Mundial de la Salud (OMS). Estos valores son los mismos que establece el Ministerio de Salud.

CUADRO 3.1

Sustancias y propiedades químicas que influyen sobre la aceptabilidad del agua para usos domésticos

CONCENTRACIÓN O PROPIEDAD	CONCENTRACIÓN MÁXIMA DESEABLE	CONCENTRACIÓN MÁXIMA ADMISIBLE
SUSTANCIAS	5 unidades	50 unidades
Decolorantes (coloración)		
SUSTANCIAS Olorosas	ninguna	ninguna
SUSTANCIAS QUE DAN SABOR	ninguna	ninguna
MATERIAS EN SUSPENSIÓN (Turbidez)	5 unidades	25 unidades
SÓLIDOS TOTALES	500 mg/l	1500 mg/l
p.H.	7.0 a 8.5	6.5 a 9.2
DETERGENTES ANIÓNICOS	0.2 mg/l	1.0 mg/l
ACEITE MINERAL	0.001 mg/l	0.30 mg/l
COMPUESTOS FENÓLICOS	0.001 mg/l	0.002 mg/l
DUREZA TOTAL	2 m Eq/l (100mg/lCaCO ₃)	10 m Eq/l (500mg/lCaCO ₃)
NITRATOS (NO ₃)	—	45 mg/l
CLORUROS (en Cl)	200 mg/l	600 mg/l
COBRE (en Cu)	0.05 mg/l	1.5 mg/l
CALCIO (en Ca)	75 mg/l	200 mg/l
HIERRO (en Fe)	0.1 mg/l	1.0 mg/l
MAGNESIO (en Mg)	30 mg/l	150 mg/l
MANGANESO (en Mn)	0.05 mg/l	0.5 mg/l
SULFATO (en SO ₄)	200 mg/l	400 mg/l
ZINC (en Zn)	5.0 mg/l	15 mg/l

Fuente: OMS - Ministerio de Salud (1972)

CUADRO 3.2:**Límites provisionales para las sustancias tóxicas en el agua potable**

SUSTANCIA		CON CONCENTRACIÓN MÁXIMA mg/l
ARSÉNICO	(en As)	0.05
CADMIO	(en Cd)	0.01
CIANURO	(en Cn)	0.05
MERCURIO TOTAL	(en Hg)	0.001
PLOMO	(en Pb)	0.1
SELENIO	(en Se)	0.01

Fuente: OMS - Ministerio de Salud (1972)

CUADRO 3.3:**Concentraciones de fluoruros recomendadas para el agua potable**

PROMEDIO ANUAL DE TEMPERATURAS MÁXIMAS DE AIRE EN °C	LÍMITES RECOMENDADOS PARA LOS FLUORUROS (en F) (mg/l)	
	INFERIOR	MÁXIMA
10.0 - 12.0	0.90	1.70
12.1 - 14.6	0.80	1.50
14.7 - 17.6	0.80	1.30
17.7 - 21.4	0.70	1.20
21.5 - 26.2	0.70	1.00
26.3 - 32.6	0.60	0.80

Fuente: OMS - Ministerio de Salud (1972)

CUADRO 3.4:**Normas de calidad bacteriológica aplicables a los abastecimientos de agua potable****1. EL AGUA EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN**

- a. En el curso del año el 95% de las muestras no deben contener ningún germen coliforme en 100 m.l.
- b. Ninguna muestra ha de contener E. Coli en 100 m.l.
- c. Ninguna muestra ha de contener más de 10 gérmenes coliforme por 100 m.l.
- d. En ningún caso han de hallarse gérmenes en 100 m.l. de dos muestras consecutivas

2. AL ENTRAR EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN

AGUA SIN DESINFECTAR.... Ningún agua que entre en la red de distribución debe considerarse satisfactoria si en una muestra de 100 m.l. se halla E-Coli; en ausencia de este puede tolerarse hasta tres gérmenes coliformes en algunas muestras de 100 m.l. de agua no desinfectada.

Fuente: OMS - Ministerio de Salud (1972)

3.5 ASPECTOS LEGALES

La fuente de agua seleccionada puede estar ubicada en la propiedad de una persona o pertenecer a otro pueblo siendo necesario resolver los derechos del agua. A pesar de no ser responsabilidad del investigador, es importante asegurarse que las disputas se resuelvan satisfactoriamente.

El Ministerio de Salud exige para aprobar los proyectos un certificado de la comunidad o de las personas afectadas como una constancia de que la fuente no tiene problema legal.

CAPÍTULO 4

CÁMARA DE CAPTACIÓN

Elegida la fuente de agua e identificada como el primer punto del sistema de agua potable, en el lugar del afloramiento se construye una estructura de captación que permita recolectar el agua, para que luego pueda ser conducida mediante las tuberías de conducción hacia el reservorio de almacenamiento.

El diseño hidráulico y dimensionamiento de la captación dependerá de la topografía de la zona, de la textura del suelo y de la clase de manantial; buscando no alterar la calidad y la temperatura del agua ni modificar la corriente y el caudal natural del manantial, ya que cualquier obstrucción puede tener consecuencias fatales; el agua crea otro cauce y el manantial desaparece.

Es importante que se incorporen características de diseño que permitan desarrollar una estructura de captación que considere un control adecuado del agua, oportunidad de sedimentación, estabilidad estructural, prevención de futura contaminación y facilidad de inspección y operación. Estas características serán consideradas en el desarrollo del presente capítulo, donde además se presentan los tipos, diseño hidráulico y dimensionamiento de las estructuras de captación.

4.1 TIPOS DE CAPTACIÓN

Como la captación depende del tipo de fuente y de la calidad y cantidad de agua, el diseño de cada estructura tendrá características típicas.

Cuando la fuente de agua es un manantial de ladera y concentrado, la captación constará de tres partes: la primera, corresponde a la protección del afloramiento; la segunda, a una cámara húmeda que sirve para regular el gasto a utilizarse; y la tercera, a una cámara seca que sirve para proteger la válvula de control (ver Figura 4.1). El compartimiento de protección de la fuente consta de una losa de concreto que cubre toda la extensión o área adyacente al afloramiento de modo que no exista contacto con el ambiente exterior, quedando así sellado para evitar la contaminación. Junto a la pared de la cámara existe una cantidad de material granular clasificado, que tiene por finalidad evitar el socavamiento del área adyacente a la cámara y de aquietamiento de algún material en suspensión. La cámara húmeda tiene un accesorio (canastilla) de salida y un cono de rebose que sirve para eliminar el exceso de producción de la fuente.

Si se considera como fuente de agua un manantial de fondo y concentrado, la estructura de captación podrá reducirse a una cámara sin fondo que rodee el punto donde el agua brota. Constará de dos partes: la primera, la cámara húmeda que sirve para almacenar el

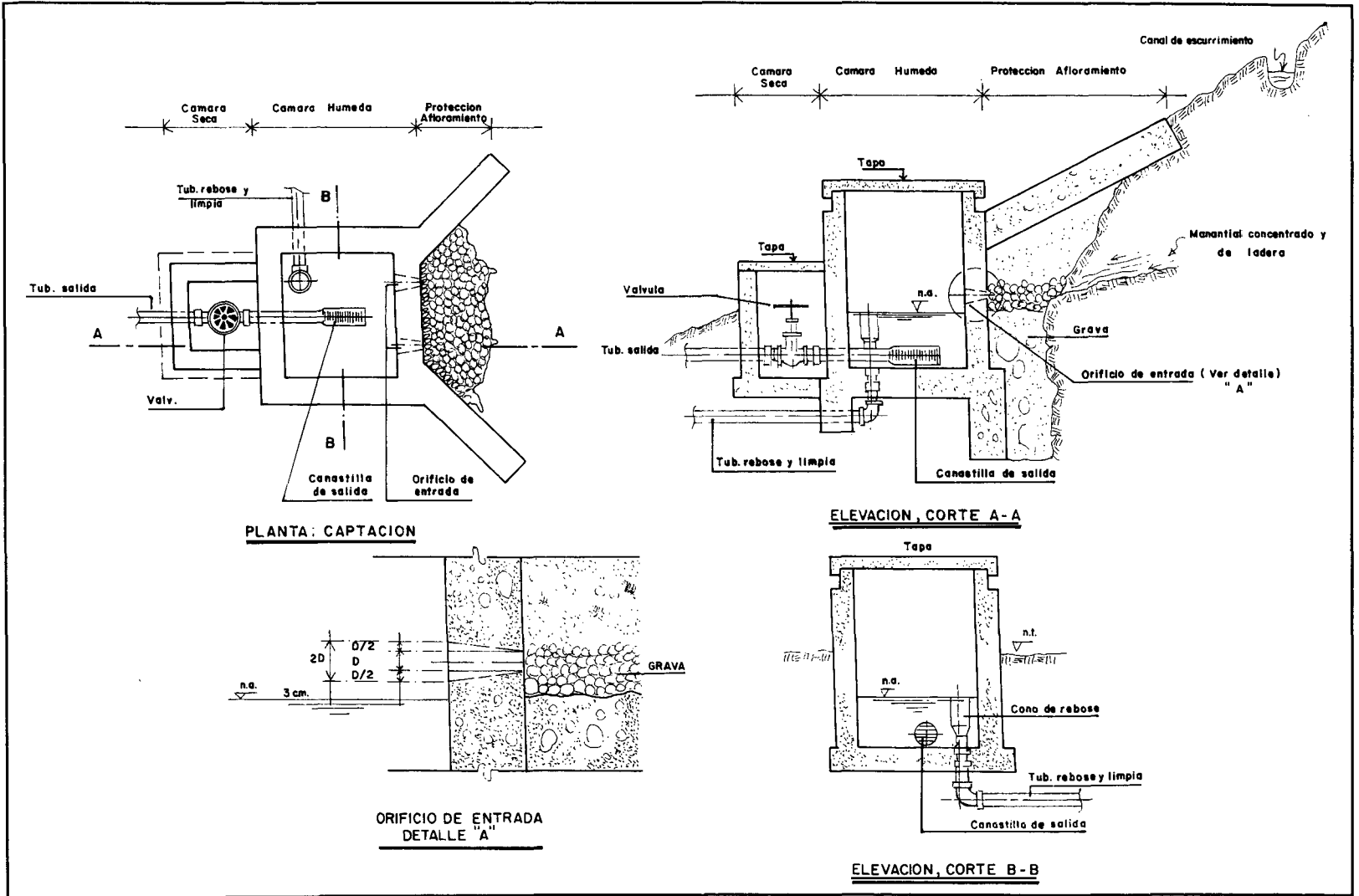


Figura 4.1 : Cámara de captación de un manantial de ladera y concentrado

agua y regular el gasto a utilizarse, y la segunda, una cámara seca que sirve para proteger las válvulas de control de salida y desagüe. La cámara húmeda estará provista de una canastilla de salida y tuberías de rebose y limpia (Figura 4.2).

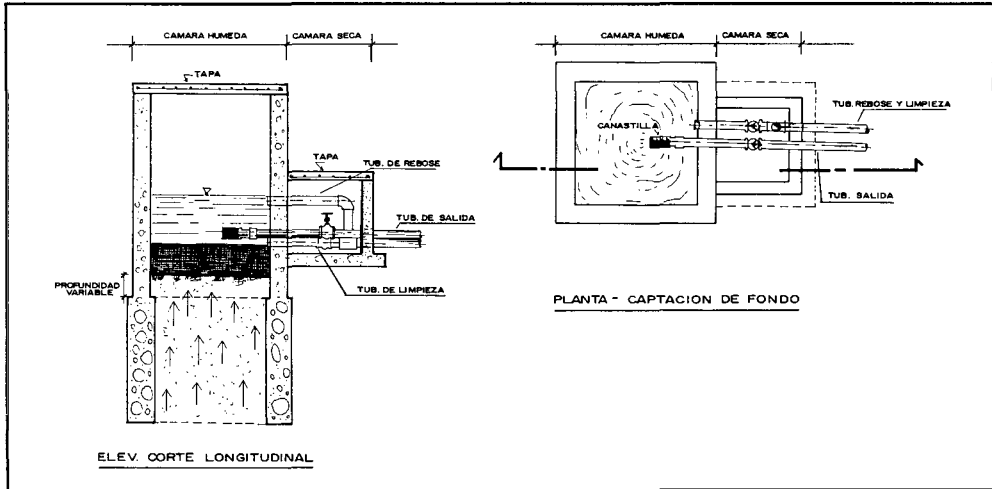


Figura 4.2 : Captación de un manantial de fondo y concentrado

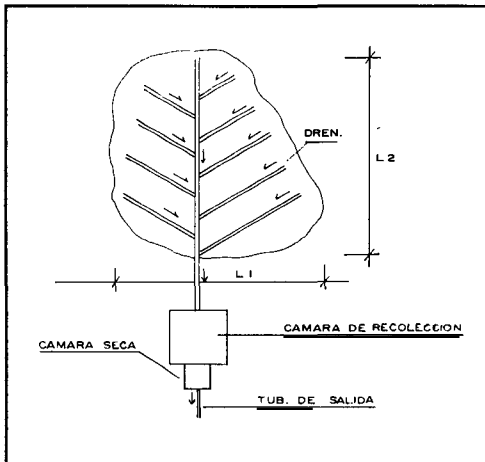


Figura 4.3 : Captación de un manantial de fondo y difuso.

Si existen manantiales cercanos unos a otros, se podrá construir varias cámaras, de las que parten tubos o galerías hacia una cámara de recolección de donde se inicie la línea de conducción. Adyacente a la cámara colectora se considera la construcción de la cámara seca cuya función es la de proteger la válvula de salida de agua. La cámara colectora tiene una canastilla de salida, un cono de rebose y tubería de limpia (Figura 4.3).

4.2 DISEÑO HIDRÁULICO Y DIMENSIONAMIENTO

A) PARA LA CAPTACIÓN DE UN MANANTIAL DE LADERA Y CONCENTRADO

Para el dimensionamiento de la captación es necesario conocer el caudal máximo de la fuente, de modo que el diámetro de los orificios de entrada a la cámara húmeda sea suficiente para captar este caudal o gasto. Conocido el gasto, se puede diseñar el área de orificio en base a una velocidad de entrada no muy alta y al coeficiente de contracción de los orificios.

- Cálculo de la distancia entre el afloramiento y la cámara húmeda

Es necesario conocer la velocidad de pase y la pérdida de carga sobre el orificio de salida. En la Figura 4.4, aplicando la ecuación de Bernoulli entre los puntos 0 y 1, resulta:

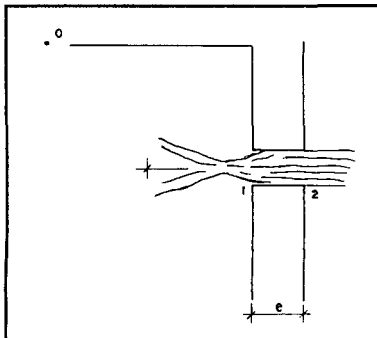


Figura 4.4 : Flujo del agua en un orificio de pared gruesa.

$$\frac{P_o}{\gamma} + h_o + \frac{V_o^2}{2g} = \frac{P_1}{\gamma} + h_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

Considerando los valores de P_o , V_o , P_1 y h_1 igual a cero, se tiene:

$$h_o = \frac{V_1^2}{2g} \quad (4.1)$$

Donde:

h_o = Altura entre el afloramiento y el orificio de entrada (se recomiendan valores de 0.4 a 0.5 m).

V_1 = Velocidad teórica en m/s.

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2).

Mediante la ecuación de continuidad considerando los puntos 1 y 2, se tiene:

$$Q_1 = Q_2 \\ Cd \times A_1 \times V_1 = A_2 \times V_2$$

Siendo $A_1 = A_2$

$$V_1 = \frac{V_2}{Cd} \quad (4.2)$$

Donde:

V_2 = Velocidad de pase (se recomiendan valores menores o iguales a 0.6 m/s).

Cd = coeficiente de descarga en el punto 1 (se asume 0.8).

Reemplazando el valor de V_1 de la ecuación 4.2 en la ecuación 4.1, se tiene:

$$h_o = 1.56 \frac{V_2^2}{2g} \quad (4.3)$$

Para los cálculos, h_o es definida como la carga necesaria sobre el orificio de entrada que permite producir la velocidad de pase.

En la Figura 4.5 se observa:

$$H = H_f + h_o$$

donde H_f es la pérdida de carga que servirá para determinar la distancia entre el afloramiento y la caja de captación (L).

$$H_f = H - h_o \quad (4.4)$$

$$H_f = 0.30 \times L \quad (4.5)$$

$$L = H_f / 0.30$$

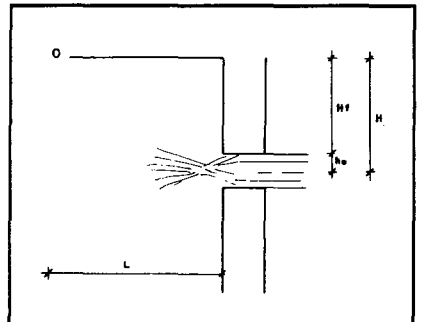


Figura 4.5 : Carga disponible y pérdida de carga

- Ancho de la pantalla (b)

Para determinar el ancho de la pantalla es necesario conocer el diámetro y el número de orificios que permitirán fluir el agua desde la zona de afloramiento hacia la cámara húmeda. Para el cálculo del diámetro de la tubería de entrada (D), se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$Q_{\text{máx.}} = V \times A \times C_d \quad (4.6)$$

$$Q_{\text{máx.}} = A C_d (2 g h)^{1/2} \quad (4.7)$$

Donde:

$Q_{\text{máx.}}$ = Gasto máximo de la fuente en l/s.

V = Velocidad de paso (se asume 0.50 m/s, siendo menor que el valor máximo recomendado de 0.60 m/s.).

A = Área de la tubería en m^2 .

C_d = Coeficiente de descarga (0.6 a 0.8).

g = Aceleración gravitacional (9.81 m/s^2).

h = Carga sobre el centro del orificio (m).

Despejando de la ecuación 4.6 el valor de A resulta:

$$A = \frac{Q_{\text{máx.}}}{C_d \times V} = \frac{\mathbb{Q} D^2}{4} \quad (4.8)$$

Considerando la carga sobre el centro del orificio (ecuación 4.7) el valor de A será:

$$A = \frac{Q_{\text{máx.}}}{C_d \times (2gh)^{1/2}} = \frac{\mathbb{Q} D^2}{4} \quad (4.9)$$

El valor de D será definido mediante : $D = (4 A / \mathbb{Q})^{1/2}$

Número de orificios: se recomienda usar diámetros (D) menores o iguales a 2". Si se obtuvieran diámetros mayores será necesario aumentar el número de orificios (NA), siendo:

$$NA = \frac{\text{Área del diámetro calculado}}{\text{Área del diámetro asumido}} + 1$$

$$NA = (D_1/D_2)^2 + 1 \quad (4.10)$$

Para el cálculo del ancho de la pantalla, se asume que para una buena distribución del agua los orificios se deben ubicar como se muestra en la Figura 4.6.

Siendo: "D" el diámetro de la tubería de entrada
"b" el ancho de la pantalla.

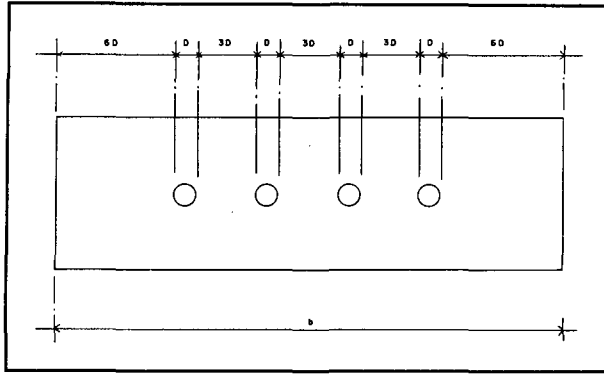


Figura 4.6 : Distribución de los orificios - Pantalla frontal

Conocido el número de orificios y el diámetro de la tubería de entrada, se calcula el ancho de la pantalla (b) mediante la siguiente ecuación:

$$b = 2(6D) + NA D + 3D (NA - 1) \quad (4.11)$$

Donde:

- b = Ancho de la pantalla.
- D = Diámetro del orificio.
- NA = Número de orificios.

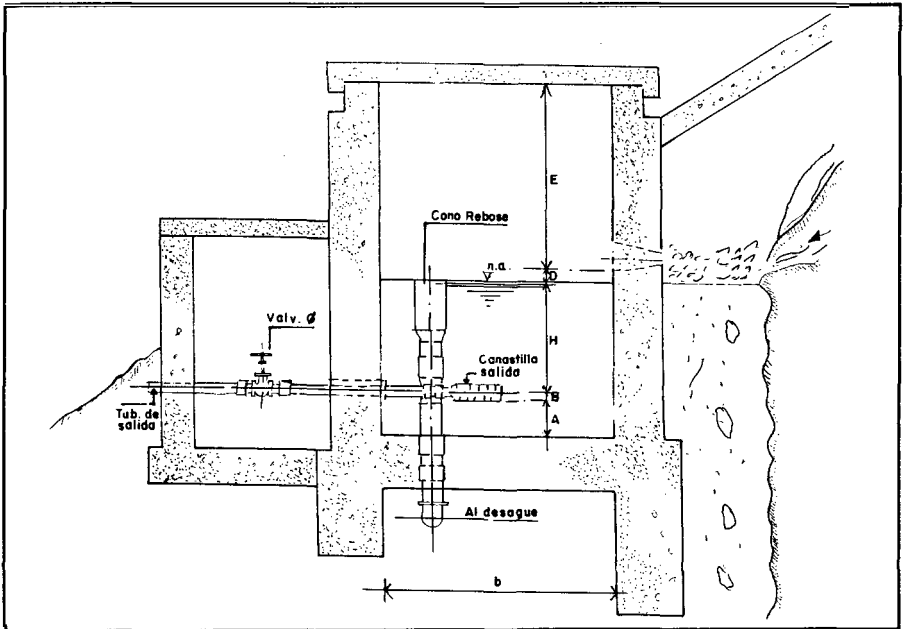


Figura 4.7 : Altura total de la cámara húmeda

- Altura de la cámara húmeda

En base a los elementos identificados en la Figura 4.7, la altura total de la cámara húmeda se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Ht = A + B + H + D + E \quad (4.12)$$

Donde:

- A: Se considera una altura mínima de 10 cm. que permite la sedimentación de la arena.
- B: Se considera la mitad del diámetro de la canastilla de salida.
- H: Altura de agua.
- D: Desnivel mínimo entre el nivel de ingreso del agua de afloramiento y el nivel de agua de la cámara húmeda (mínimo 3 cm.).
- E: Borde libre (de 10 a 30 cms.).

Para determinar la altura de la captación, es necesario conocer la carga requerida para que el gasto de salida de la captación pueda fluir por la tubería de conducción. La carga requerida es determinada mediante la ecuación 4.3.

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

- H = Carga requerida en m.
- V = Velocidad promedio en la salida de la tubería de la línea de conducción en m/s.
- g = Aceleración de la gravedad igual 9.81 m/s².

Se recomienda una altura mínima de H = 30 cm.

- Dimensionamiento de la canastilla

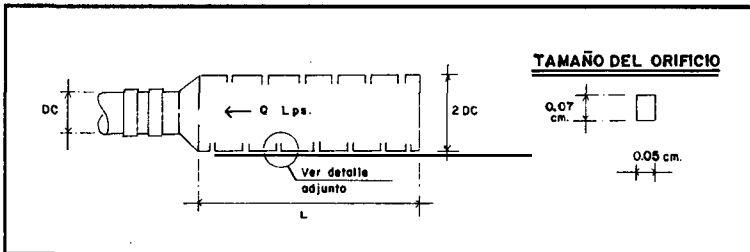


Figura 4.8 : Canastilla de salida

Para el dimensionamiento se considera que el diámetro de la canastilla debe ser 2 veces el diámetro de la tubería de salida a la línea de conducción (Dc) (ver Figura 4.8); que el área total de las ranuras (At) sea el doble del área de la tubería de la línea de conducción; y que la

longitud de la canastilla (L) sea mayor a 3 Dc y menor a 6 Dc.

$$At = 2 Ac$$

4.13

donde:

$$Ac = \frac{\pi Dc^2}{4}$$

Conocidos los valores del área total de ranuras y el área de cada ranura se determina el número de ranuras:

$$N^{\circ} \text{ de ranuras} = \frac{\text{Área total de ranuras}}{\text{Área de ranuras}}$$

- Tubería de rebose y limpieza

En la tubería de rebose y de limpieza se recomiendan pendientes de 1 a 1.5% y considerando el caudal máximo de aforo, se determina el diámetro mediante la ecuación de Hazen y Williams (para $C=140$):

$$D = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{hf^{0.21}} \quad (4.14)$$

donde:

- D = Diámetro en pulg.
- Q = Gasto máximo de la fuente en l/s.
- hf = Pérdida de carga unitaria en m/m.

EJEMPLO:

Datos: Se tiene un manantial de ladera y concentrado cuyo rendimiento es el siguiente:

- Caudal máximo = 1.30 l/s.
- Caudal mínimo = 1.25 l/s.
- Gasto máximo diario = 1.18 l/s.

1. Cálculo de la distancia entre el punto de afloramiento y la cámara húmeda (L).

De la ecuación 4.3 el valor de la velocidad (V) es:

$$V = \left[\frac{2gh}{1.56} \right]^{1/2}$$

Para un valor asumido de $h = 0.40$ m. y considerando la aceleración de la gravedad $g = 9.81$ m/s² se obtiene una velocidad de pase $V = 2.24$ m/s. Dicho valor es mayor que la velocidad máxima recomendada de 0.6 m/s por lo que se asume para el diseño una velocidad de 0.5 m/s.

Mediante la ecuación 4.3 y la velocidad de 0.5 m/s se determina la pérdida de carga en el orificio, resultando $h_o = 0.02$ m. Con el valor de h_o se calcula el valor de H_f mediante la ecuación 4.4, siendo:

$$H_f = H - h_o = 0.40 - 0.02 = 0.38 \text{ m.}$$

El valor de L se define mediante la ecuación 4.5.

$$L = H_f/0.30 = 1.27 \text{ m.}$$

2. Ancho de la pantalla (b)

Cálculo del diámetro de la tubería de entrada (D)

Para determinar el diámetro del orificio se utilizará la ecuación 4.8 donde el valor del área será definida como:

$$A = \frac{Q_{\text{máx}}}{Cd \times V}$$

Considerando un caudal máximo de la fuente ($Q_{\text{máx.}}$) de 1.30 l/s, una velocidad de pase (V) de 0.50 m/s y un coeficiente de descarga (Cd) de 0.8; resulta un área (A) igual a $3.25 \times 10^{-3} \text{ m}^2$.

El diámetro del orificio será definido mediante:

$$D = \left[\frac{4 A}{\pi} \right]^{1/2} = 0.0643 \text{ m.}$$

$$D = 6.43 \text{ cm.} = 2 \frac{1}{2} \text{".}$$

Cálculo del número de orificios (NA)

Como el diámetro calculado de 2 1/2" es mayor que el diámetro máximo recomendado de 2", en el diseño se asume un diámetro de 1 1/2" que será utilizado para determinar el número de orificios (NA).

$$NA = \frac{D^2_{(2 \frac{1}{2} \text{"})}}{D^2_{(1 \frac{1}{2} \text{"})}} + 1$$

$$NA = \frac{(6.35 \text{ cm})^2}{(3.81 \text{ cm})^2} + 1 = 3.78, \text{ asumiéndose } NA = 4$$

Cálculo del ancho de la pantalla (b)

Conocido el diámetro del orificio (D) de 1 1/2" y el número de agujeros (NA) igual a 4, el ancho de la pantalla (b) se determina mediante la ecuación 4.11.

$$b = 2(6D) + NA D + 3D (NA - 1) = 37.5 \text{ pulg}$$

$$b = 95.25 \text{ cm}$$

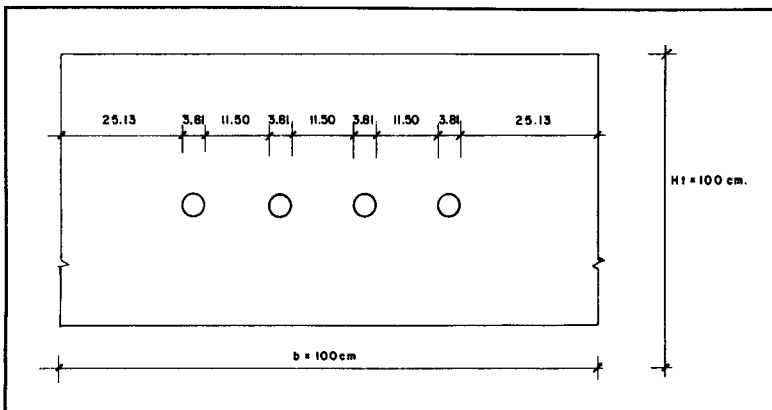


Figura 4.9 : Distribución de orificios en la pantalla - Ejemplo desarrollado

Para el diseño se asume una sección interna de la cámara húmeda de 1 m. por 1 m.

En la Figura 4.9 se presenta la distribución final de los orificios.

3. Altura de la cámara húmeda (Ht)

Para determinar la altura de la cámara húmeda (Ht) se utiliza la ecuación 4.12.

$$Ht = A + B + H + D + E$$

Donde:

$$A = 10 \text{ cm.}$$

$$B = 3.81 \text{ cm. (1 1/2")}$$

$$D = 3 \text{ cm.}$$

$$E = 30 \text{ cm.}$$

El valor de la carga requerida (H) se define mediante la ecuación 4.3.

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g} = 1.56 \frac{Q^2 md}{2g A^2}$$

Donde:

$$Qmd = \text{Gasto máximo diario en m}^3/\text{s (0.00118)}.$$

$$A = \text{Área de la tubería de salida en m}^2 \text{ (0.0011401)}.$$

$$g = \text{Aceleración gravitacional (9.81 m/s}^2\text{)}.$$

Resulta: $H = 0.0852 \text{ m.} = 8.52 \text{ cm.}$

Para facilitar el paso del agua se asume una altura mínima de $H = 30 \text{ cm.}$

Reemplazando los valores identificados, la altura total Ht es 76.81 cm. En el diseño se considera una altura de 1.00 m.

4. Dimensionamiento de la canastilla

El diámetro de la tubería de salida a la línea de conducción (Dc), es de 1 1/2". Para el diseño se estima que el diámetro de la canastilla debe ser 2 veces el "Dc" por consiguiente:

$$D \text{ canastilla} = 2 \times 1.5" = 3".$$

Se recomienda que la longitud de la canastilla (L) sea mayor a 3 Dc. y menor a 6 Dc

$$L = 3 \times 1.5 = 11.43 = 12 \text{ cm.}$$

$$L = 6 \times 1.5 = 22.86 = 23 \text{ cm.}$$

$$L \text{ asumido} = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Ancho de la ranura} = 5 \text{ mm.}$$

$$\text{Largo de la ranura} = 7 \text{ mm.}$$

Siendo el área de la ranura (A_r) = $7 \times 5 = 35 \text{ mm}^2$.

$$A_r = 35 \times 10^{-6} \text{ m}^2.$$

Área total de ranuras (A_t) = 2 A_c , considerado A_c como el área transversal de la tubería de la línea de conducción.

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4} = 1.1401 \times 10^{-3} \text{ m}^2, \text{ para } D_c = 1 \frac{1}{2}'' \\ (0.0381 \text{ m.})$$

$$A_t = 2 A_c = 2.2802 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

El valor de A_t no debe ser mayor al 50% del área lateral de la granada (A_g).

$$A_g = 0.5 \times D_g \times L = 0.02394 \text{ m}^2, \\ \text{para } D_g = 3'' \\ \text{y } L = 0.20 \text{ m.}$$

El número de ranuras resulta:

$$\text{N}^\circ \text{ de ranuras} = \frac{\text{Área total de ranura}}{\text{Área de ranura}} = \frac{2.2802 \times 10^{-3}}{35 \times 10^{-6}}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de ranuras} = 65.$$

5. Rebose y limpieza

El rebose se instala directamente a la tubería de limpia y para realizar la limpieza y evacuar el agua de la cámara húmeda, se levanta la tubería de rebose. La tubería de rebose y limpia tienen el mismo diámetro y se calculan mediante la ecuación 4.14.

$$D = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{hf^{0.21}}$$

Donde:

D = Diámetro en pulg.

Q = Gasto máximo de la fuente (1.30 l/s).

hf = Pérdida de carga unitaria (0.015 m/m).

Resultando:

$$D = 1.89 \text{ Pulg.} = 2 \text{ pulg. y un cono de rebose de } 2 \times 4 \text{ pulg.}$$

B) PARA LA CAPTACIÓN DE UN MANANTIAL DE FONDO Y CONCENTRADO

El ancho de la pantalla se determina en base a las características propias del afloramiento, quedando definido con la condición que pueda captar la totalidad del agua que aflore del sub suelo⁽¹⁾.

(1) En los proyectos ejecutados por SER se han encontrado manantiales en los que se han definido anchos de pantalla de 0.5 a 2.5 m.

Para determinar la altura total de la cámara húmeda (H_t) se consideran los elementos identificados, los cuales se muestran en la Figura 4.10.

$$H_t = A + B + C + H + E$$

4.15

Donde:

A : Altura del filtro de 10 a 20 cm.

B : Se considera una altura mínima de 10 cm.

C : Se considera la mitad del diámetro de la canastilla de salida.

H : Altura de agua.

E : Bordo libre de 10 a 30 cm.

Para determinar la altura de agua requerida (H), el dimensionamiento de la canastilla de salida y cálculo del diámetro de la tubería de rebose y limpia, se utilizan los mismos procedimientos de cálculo en base a las ecuaciones presentadas para el diseño de una captación de un manantial de ladera y concentrado.

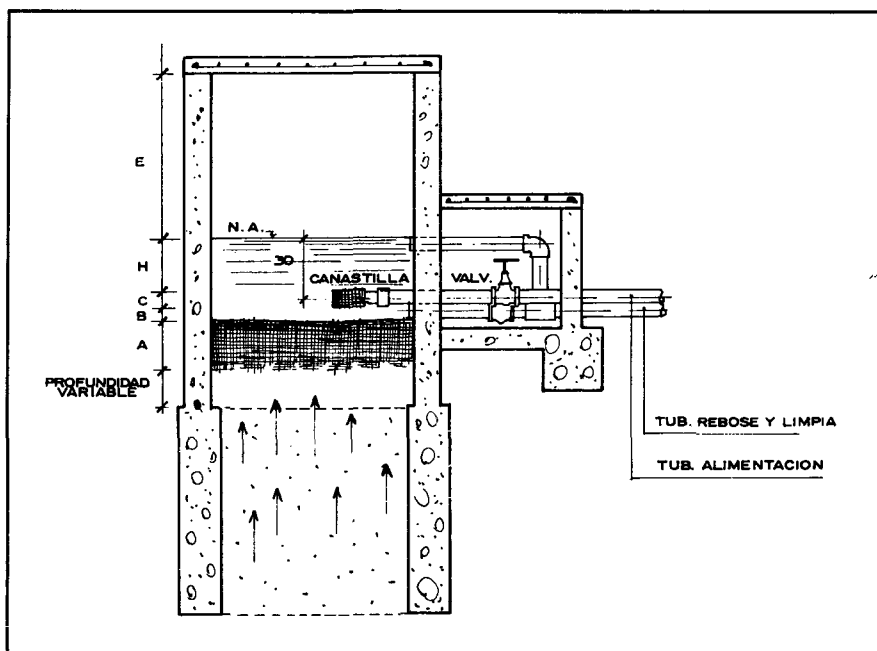


Figura 4.10 : Altura total de la cámara húmeda

EJEMPLO:

Datos: se tiene un manantial de fondo y concentrado cuyo rendimiento es el siguiente:

Caudal máximo = 2.05 l/s.

Caudal mínimo = 1.89 l/s.

Gasto máximo diario = 1.35 l/s.

Ancho de la pantalla = 1.00 m.

1. Altura de la cámara húmeda

Para determinar la altura de la cámara húmeda (H_t) se utiliza la ecuación 4.15.

$$H_t = A + B + C + H + E$$

Donde:

$$A = 20 \text{ cm.}$$

$$B = 10 \text{ cm.}$$

$$C = 5.08 \text{ cm. (2")}$$

$$E = 30 \text{ cm.}$$

El valor de la carga requerida (H) se define mediante la ecuación 4.3.

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g} = 1.56 \frac{Q^2 m d}{2g A^2}$$

Donde:

$$Q_{md} = \text{Gasto máximo diario en m}^3/\text{s (0.00135)}.$$

$$A = \text{Área de la tubería de salida en m}^2 \text{ (0.0020268)}.$$

$$g = \text{Aceleración gravitacional (9.81 m/s}^2\text{)}.$$

$$\text{Resultado: } H = 0.0353 \text{ m.} = 3.53 \text{ cm.}$$

Se asume una altura mínima de $H = 30 \text{ cm.}$

El valor de $H_t = 95.08 \text{ cm.}$, para el diseño se considera una altura de 1.00 m.

2. Dimensionamiento de la canastilla

Longitud de canastilla:

$$L = 3 \times 5.08 = 15.24 = 16 \text{ cm.}$$

$$L = 6 \times 5.08 = 30.48 = 31 \text{ cm.}$$

$$L \text{ asumido} = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Ancho de la ranura} = 5 \text{ mm.}$$

$$\text{Largo de la ranura} = 7 \text{ mm.}$$

$$\text{Siendo el área de la ranura (} A_r \text{)} = 7 \times 5 = 35 \text{ mm}^2$$

$$A_r = 35 \times 10^{-6} \text{ m}^2$$

Area transversal de la tubería de la línea de conducción (A_c):

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4} = 2.02683 \times 10^{-3} \text{ m}^2, \text{ para } D_c = 2" \\ (0.0508 \text{ m.})$$

$$A_t = 2 A_c = 4.05366 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

El número de ranuras resulta:

$$N^{\circ} \text{ de ranuras} = \frac{4.05366 \times 10^{-3}}{35 \times 10^{-6}} = 116.$$

3. Rebose y limpieza

Para el cálculo del diámetro de la tubería de rebose y limpia se utiliza la siguiente ecuación:

$$D = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{hf^{0.21}}$$

Donde:

D = Diámetro en pulg.

Q = Gasto máximo de la fuente (2.05 l/s) para el cálculo del diámetro de la tubería de limpia y rebose.

hf = Pérdida de carga unitaria: Limpia = 0.015 m/m.
Rebose = 0.020 m/m.

Resultando los diámetros de tuberías de limpia de 2.25 pulg. y rebose de 2.12 pulg, por lo que en ambos casos se asume un diámetro de 3 pulg.

4.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el diseño, se considera el muro sometido al empuje de la tierra, es decir, cuando la caja está vacía. Cuando se encuentre llena, el empuje hidrostático tiene un componente en el empuje de la tierra favoreciendo de esta manera la estabilidad del muro.

Las cargas consideradas son: el propio peso, el empuje de la tierra y la sub-presión.

Con la finalidad de garantizar la estabilidad del muro, se debe verificar que la carga unitaria sea igual o menor a la capacidad de carga del terreno; mientras que para garantizar la estabilidad del muro al deslizamiento y al volteo, se deberá verificar un coeficiente de seguridad no menor de 1.6.

EJEMPLO:

En la Figura 4.11, se muestra la información de las dimensiones del muro de la cámara húmeda de una estructura de captación de un manantial de ladera y concentrado.

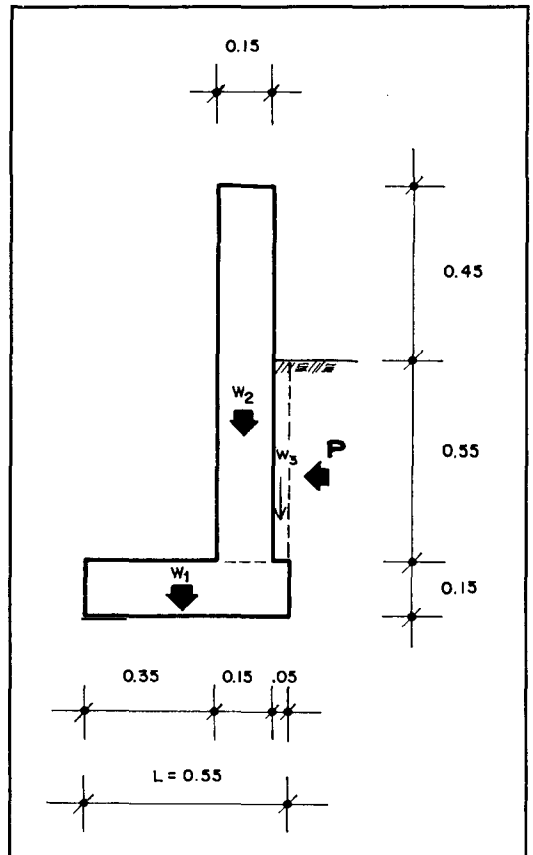


Figura 4.11 : Muro de gravedad

Datos:

- γ_s = Peso específico del suelo (1.92 Tn/m³).
- ϕ = Ángulo de rozamiento interno del suelo (30°).
- u = Coeficiente de fricción (0.42).
- γ_c = Peso específico del concreto (2.4 Tn/m³).
- f'_c = 175 Kg/cm².
- σ_t = 1 Kg/cm².

1. Empuje del suelo sobre el muro (P):

$$P = 1/2 \text{ Cah } \gamma_s h^2$$

El coeficiente de empuje (Cah) es

$$\text{Cah} = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi} = 0.333$$

y la altura del suelo (h) es igual 0.70 m.

Resultando: P = 156.64 Kg.

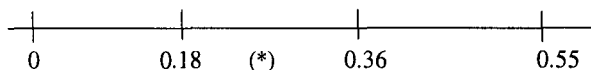
2. Momento de Vuelco (Mo):

$$M_o = P \times Y = 36.55 \text{ Kg-m.}, \text{ considerando } Y = h/3 = 0.233 \text{ m.}$$

3. Momento de Estabilización (Mr) y el peso W:

W		W (Kg.)	X (m.)	Mr = X W (Kg./m.)
W ₁	0.55 x 0.15 x 2.40	198.0	0.275	54.45
W ₂	1.00 x 0.15 x 2.40	360.0	0.425	153.00
W ₃	0.55 x 0.05 x 1.92	52.8	0.525	27.72
W _T	TOTAL	610.8		235.17

$$a = \frac{M_r - M_o}{W_T} = \frac{235.17 - 36.55}{610.80} = 0.325$$



(*) Pasa por el tercio central

4. Chequeo:

Por vuelco:

$$C_{dv} = \frac{M_r}{M_o} = \frac{235.17}{36.55} = 6.43 > 1.6 \text{ bien.}$$

Máxima carga unitaria :

$$P_1 = (4l - 6a) \frac{W_T}{l^2} = 0.05 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_2 = (6a - 2l) \frac{W_T}{l^2} = 0.171 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_2 = 0.171 \text{ Kg/cm}^2 < 1 \text{ Kg/cm}^2 \text{ bien.}$$

Por deslizamiento:

$$\text{Chequeo} = \frac{F}{P} = \frac{256.536}{156.64} = 1.64 > 1.6 \text{ bien.}$$

$$\text{Para } u = 0.42 \text{ y } F = u \times W_T = 256.536 \text{ Kg.}$$

CAPÍTULO 5

LÍNEA DE CONDUCCIÓN

La línea de conducción en un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad es el conjunto de tuberías, válvulas, accesorios, estructuras y obras de arte encargados de la conducción del agua desde la captación hasta el reservorio, aprovechando la carga estática existente. Debe utilizarse al máximo la energía disponible para conducir el gasto deseado, lo que en la mayoría de los casos nos llevará a la selección del diámetro mínimo que permita presiones iguales o menores a la resistencia física que el material de la tubería soporte.

Las tuberías normalmente siguen el perfil del terreno, salvo el caso de que, a lo largo de la ruta por donde se debería realizar la instalación de las tuberías, existan zonas rocosas insalvables, cruces de quebradas, terrenos erosionables, etc. que requieran de estructuras especiales. Para lograr un mejor funcionamiento del sistema, a lo largo de la línea de conducción puede requerirse cámaras rompe presión, válvulas de aire, válvulas de purga, etc. Cada uno de estos elementos precisa de un diseño de acuerdo a características particulares.

Todas estas consideraciones serán desarrolladas en el presente capítulo y servirán para diseñar y definir los diámetros de las tuberías y la ubicación de las cámaras rompe-presión.

5.1 CRITERIOS DE DISEÑO

Definido el perfil de la línea de conducción, es necesario considerar criterios de diseño que permitan el planteamiento final en base a las siguientes consideraciones:

A) CARGA DISPONIBLE

La carga disponible (Figura 5.1) viene representada por la diferencia de elevación entre la obra de captación y el reservorio.

B) GASTO DE DISEÑO

El gasto de diseño es el correspondiente al gasto máximo diario (Q_{md}), el que se estima considerando el caudal medio de la población para el período de diseño seleccionado (Q_m) y el factor K_1 del día de máximo consumo (ver Capítulo 2).

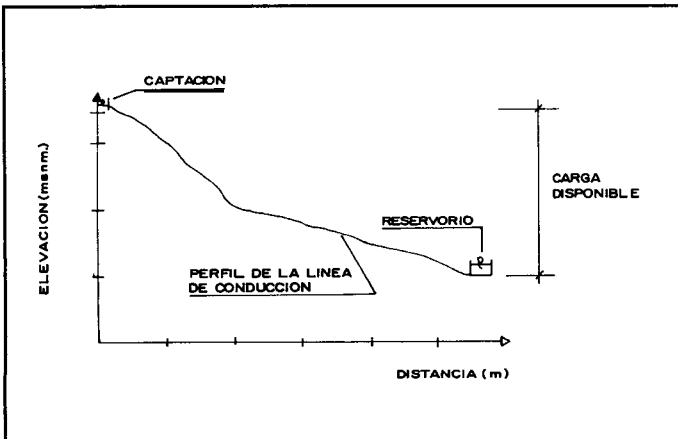


Figura 5.1 : Carga disponible en la línea de conducción

C) CLASES DE TUBERÍA

Las clases de tubería a seleccionarse estarán definidas por las máximas presiones que ocurran en la línea representada por la línea de carga estática. Para la selección se debe considerar una tubería que resista la presión más elevada que pueda producirse, ya que la presión máxima no ocurre bajo condiciones de operación, sino cuando se presenta la presión estática, al cerrar la válvula de control en la tubería.

En la mayoría de los proyectos de abastecimiento de agua potable para poblaciones rurales se utilizan tuberías de PVC. Este material tiene ventajas comparativas con relación a otro tipo de tuberías: es económico, flexible, durable, de poco peso y de fácil transporte e instalación; además, son las tuberías que incluyen diámetros comerciales menores de 2 pulg y que fácilmente se encuentran en el mercado.

En el Cuadro 5.1 y la Figura 5.2, se presentan las clases comerciales de tuberías PVC con sus respectivas cargas de presión.

CUADRO 5.1:

Clase de tuberías PVC y máxima presión de trabajo

CLASE	PRESIÓN MÁXIMA DE PRUEBA (m.)	PRESIÓN MÁXIMA DE TRABAJO (m.)
5	50	35
7.5	75	50
10	105	70
15	150	100

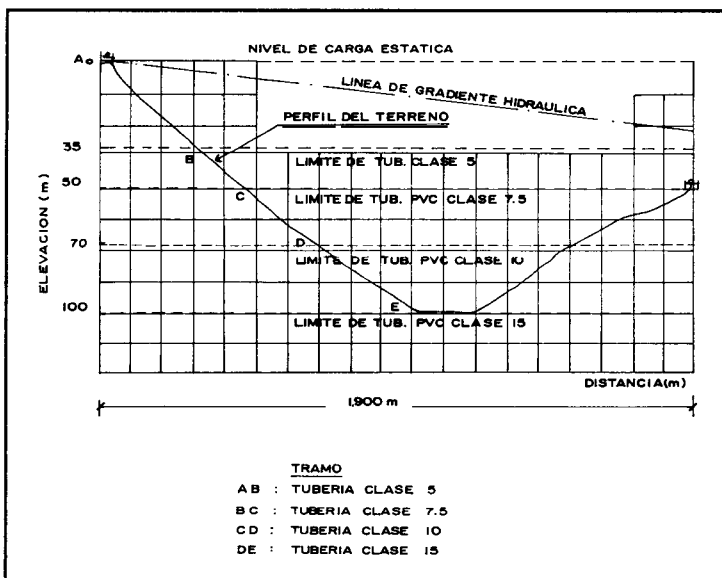


Figura 5.2 : Presiones máximas de trabajo para diferentes clases de tuberías PVC

Cuando las presiones sean mayores a las que soporta la tubería PVC, cuando la naturaleza del terreno haga antieconómica la excavación y donde sea necesaria la construcción de acueductos, se recomienda utilizar tubería de hierro galvanizado.

D) DIÁMETROS

Para determinar los diámetros se consideran diferentes soluciones y se estudian diversas alternativas desde el punto de vista económico. Considerando el máximo desnivel en toda la longitud del tramo, el diámetro seleccionado deberá tener la capacidad de conducir el gasto de diseño con velocidades comprendidas entre 0.6 y 3.0 m/s; y las pérdidas de carga por tramo calculado deben ser menores o iguales a la carga disponible.

E) ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

- Válvulas de aire

El aire acumulado en los puntos altos provoca la reducción del área de flujo del agua, produciendo un aumento de pérdida de carga y una disminución del gasto. Para evitar esta acumulación es necesario instalar válvulas de aire pudiendo ser automáticas o manuales. Debido al costo elevado de las válvulas automáticas, en la mayoría de las líneas de conducción se utilizan válvulas de compuerta con sus respectivos accesorios que requieren ser operadas periódicamente. (ver Figura 5.3).

- Válvulas de purga

Los sedimentos acumulados en los puntos bajos de la línea de conducción con topografía accidentada, provocan la reducción del área de flujo del agua, siendo necesario instalar válvulas de purga que permitan periódicamente la limpieza de tramos de tuberías (ver Figura 5.4).

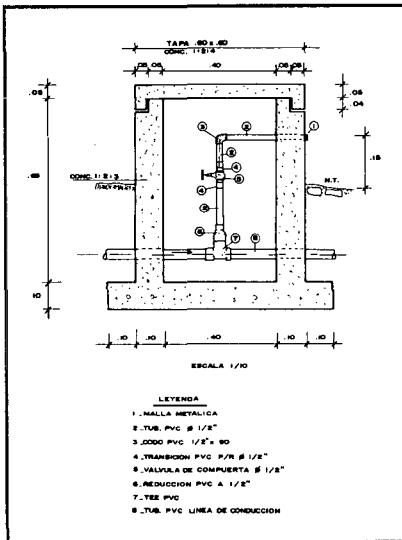


Figura 5.3 : Válvula de aire manual

- Cámaras rompe-presión

Cuando existe mucho desnivel entre la captación y algunos puntos a lo largo de la línea de conducción, pueden generarse presiones superiores a la máxima que puede soportar una tubería. En esta situación, es necesaria la construcción de cámaras rompe-presión que permitan disipar la energía y reducir la presión relativa a cero (presión atmosférica), con la finalidad de evitar daños en la tubería. Estas estructuras permiten utilizar tuberías de menor clase, reduciendo considerablemente los costos en las obras de abastecimiento de agua potable.

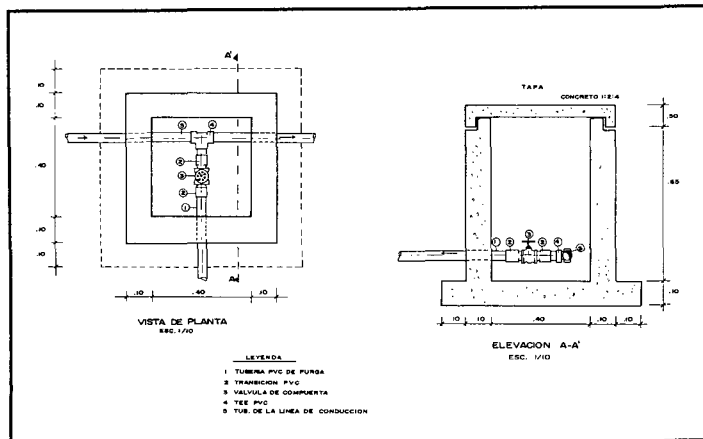


Figura 5.4 : Válvula de purga

En la Figura 5.5 se ilustra la ubicación de las estructuras complementarias de la línea de conducción.

5.2 LÍNEA DE GRADIENTE HIDRÁULICA

La línea de gradiente hidráulica (L.G.H.) indica la presión de agua a lo largo de la tubería bajo condiciones de operación. Cuando se traza la línea de gradiente hidráulica para un caudal que descarga libremente en la atmósfera (como dentro de un tanque), puede resultar que la presión residual en el punto de descarga se vuelva positiva o negativa, como se ilustra en la Figura 5.6.

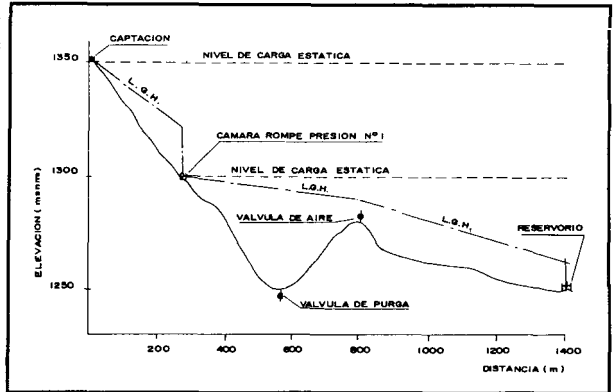


Figura 5.5 : Ubicación de estructuras complementarias

En el Figura 5.6a se observa la presión residual positiva, que indica que hay un exceso de energía gravitacional; quiere decir, que hay energía suficiente para mover el flujo. En la Figura 5.6b se observa la presión residual negativa, que indica que no hay suficiente energía gravitacional para mover la cantidad deseada de agua; motivo suficiente para que la cantidad de agua no fluya. Se puede volver a trazar la L.G.H. usando un menor caudal y/o un diámetro mayor de tubería con la finalidad de tener en toda la longitud de la tubería una carga operativa de agua positiva.

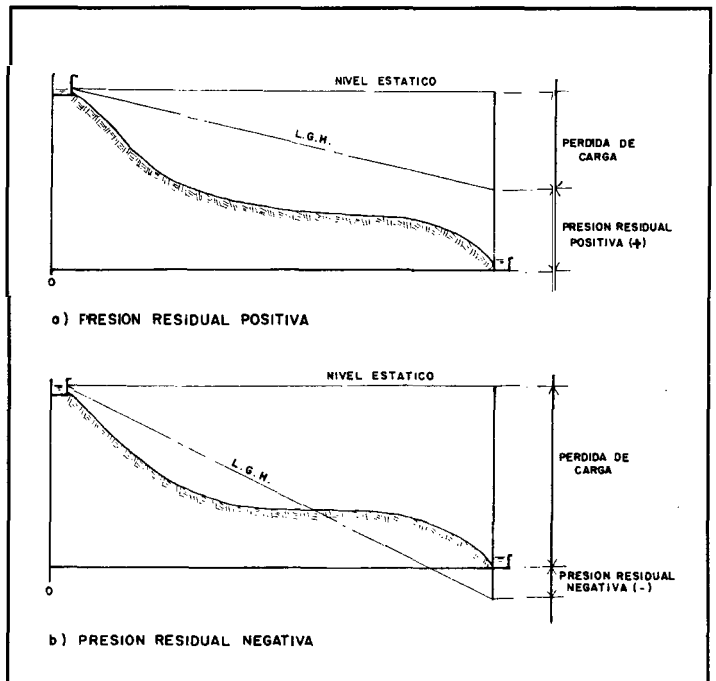


Figura 5.6 : Presiones residuales positivas y negativas

5.3 PÉRDIDA DE CARGA

La pérdida de carga es el gasto de energía necesario para vencer las resistencias que se oponen al movimiento del fluido de un punto a otro en una sección de la tubería.

Las pérdidas de carga pueden ser lineales o de fricción y singulares o locales. Las primeras, son ocasionadas por la fuerza de rozamiento en la superficie de contacto entre el fluido y la tubería; y las segundas son producidas por las deformaciones de flujo, cambio en sus movimientos y velocidad (estrechamientos o ensanchamientos bruscos de la sección, torneó de las válvulas, grifos, compuertas, codos, etc.).

Cuando las pérdidas locales son más del 10% de las pérdidas de fricción, la tubería se denomina corta y el cálculo se realiza considerando la influencia de estas pérdidas locales.

Debido a que en la línea de conducción las pérdidas locales no superan el 10%, para realizar los cálculos hidráulicos solamente se consideran las pérdidas por fricción.

A) PÉRDIDA DE CARGA UNITARIA

Para el cálculo de la pérdida de carga unitaria, pueden utilizarse muchas fórmulas, sin embargo una de las más usadas en conductos a presión, es la de Hazen y Williams. Esta fórmula es válida únicamente para tuberías de flujo turbulento, con comportamiento hidráulico rugoso y con diámetros mayores a 2 pulg.

Las Normas del Ministerio de Salud, para el cálculo hidráulico recomiendan el empleo de la fórmula de Fair-Whipple para diámetros menores a 2 pulg.; sin embargo se puede utilizar la fórmula de Hazen y Williams, con cuya ecuación los fabricantes de nuestro país elaboran sus nomogramas en los que incluyen diámetros menores a 2 pulg. (ver Figura 5.7).

Para los propósitos de diseño se considera:

Ecuación de Hazen y Williams

$$Q = 0.0004264 C D^{2.64} hf^{0.54} \quad (5.1)$$

Donde:

D = Diámetro de la tubería (pulg).

Q = Caudal (l/s).

hf = Pérdida de carga unitaria (m/Km).

C = Coeficiente de Hazen - Williams expresado en (pie)^{1/2}/seg.

En caso de usar:

MATERIAL	C
Fierro fundido	100
Concreto	110
Acero	120
Asbesto Cemento/P.V.C	140

Para una tubería de PVC o asbesto-cemento, donde el valor de C=140; el caudal, la pérdida de carga unitaria y el diámetro quedan definidos como:

$$Q = 2.492 x D^{2.63} x hf^{0.54} \quad (5.2)$$

$$hf = \left(\frac{Q}{2.492 x D^{2.63}} \right)^{1.85} \quad (5.3)$$

$$D = \frac{0.71 x Q^{0.38}}{hf^{0.21}} \quad (5.4)$$

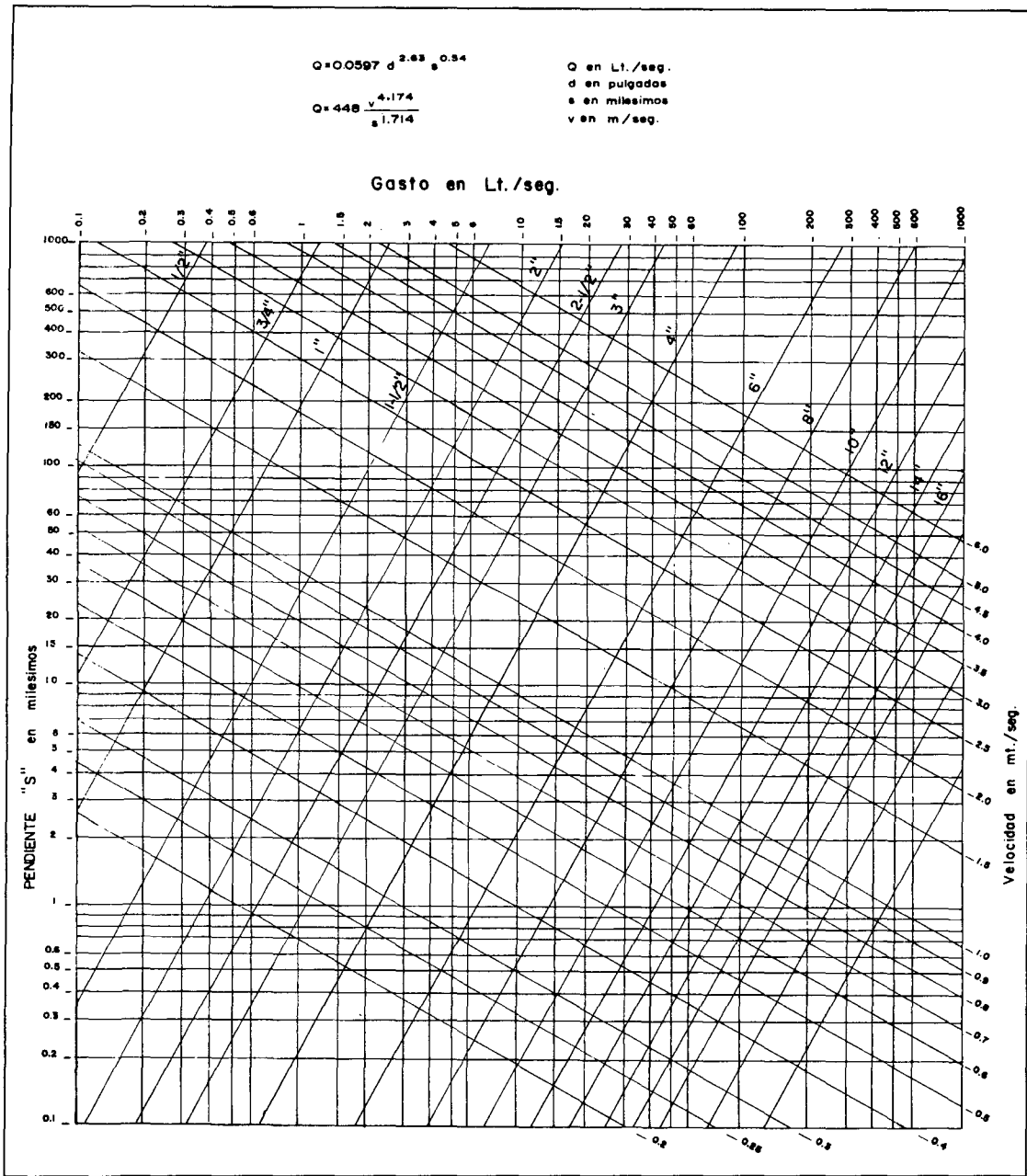


Figura 5.7 : Nomograma para la fórmula de Hazen y Williams (para tubería con C = 140)

Donde:

- Q = Caudal (l/s).
- hf = Pérdida de carga unitaria (m/m).
- D = Diámetro de la tubería (pulg).

Ecuación de Fair-Whipple

Para una tubería donde el valor de C=140, el caudal, la pérdida de carga unitaria y el diámetro quedan definidos como:

$$Q = 2.8639 \times D^{2.71} \times hf^{0.57} \quad (5.5)$$

$$hf = \left(\frac{Q}{2.8639 \times D^{2.71}} \right)^{1.75} \quad (5.6)$$

$$D = \left(\frac{Q}{2.8639 \times hf^{0.57}} \right)^{0.37} \quad (5.7)$$

Donde:

- Q = Caudal en l/s.
- hf = Pérdida de carga unitaria en m/m.
- D = Diámetro en pulg.

B) PÉRDIDA DE CARGA POR TRAMO

La pérdida de carga por tramo (Hf) se define como:

$$Hf = hf \times L \quad (5.8)$$

Siendo L la longitud del tramo de tubería (m).

Para determinar la pérdida de carga por tramo es necesario conocer los valores de carga disponible, el gasto de diseño y la longitud del tramo de tubería. Con dicha información y con el uso de nomogramas o la aplicación de fórmulas se determina el diámetro de tubería. En caso de que el diámetro calculado se encuentre entre los rangos de dos diámetros comerciales se selecciona el rango superior o se desarrolla la combinación de tuberías. Con el diámetro o los diámetros seleccionados se calculan las pérdidas de carga unitaria para finalmente estimar la pérdida de carga por tramo.

EJEMPLO:

Determinar los cálculos hidráulicos de la línea de conducción para la siguiente condición:

Datos:

- Gasto de diseño(Qmd) = 2.1 l/s.
- Longitud de tubería (L) = 380 m.
- Cota captación (cota cap.) = 2500 msnm.
- Cota reservorio(R) = 2450 msnm.

En la Figura 5.8 se presenta un ejemplo cuya información es la siguiente:

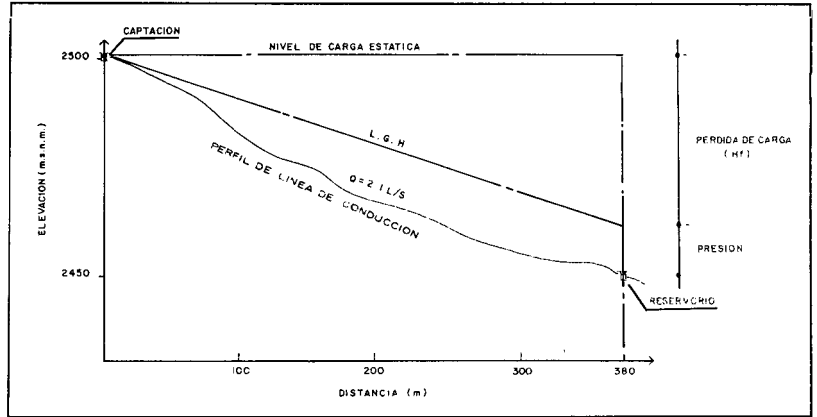


Figura 5.8 : Perfil longitudinal de una línea de conducción

Considerando un solo diámetro de tubería.

Cálculos:

$$\begin{aligned} \text{Carga disponible} &= \text{Cota capt.} - \text{Cota reserv.} \\ &= 2500 - 2450 = 50 \text{ m.} \end{aligned}$$

$$\text{Pérdida de Carga unitaria}(hf) = \frac{\text{Carga disponible}}{L}$$

$$hf = \frac{50}{380} = 0.1316 \text{ (131.6 \%}_{\infty}\text{)}$$

Para determinar el valor del diámetro mediante el uso del nomograma de Hazen-Williams (Figura 5.7), se consideran los valores del gasto de diseño (2.1 l/s) y la pérdida de carga unitaria (131.6 m. por cada 1000 m). Con dicha información resulta un diámetro de tubería comprendida entre 1" y 1 1/2".

Como el diseño considera un solo diámetro, se selecciona el de 1 1/2".

La pérdida de carga unitaria real se estima con la ayuda del nomograma cuyos valores de entrada son el gasto de diseño (2.1 l/s) y el diámetro seleccionado (1 1/2"); resultando el valor de 100‰. Adicionalmente se hace lectura de la velocidad cuyo valor es de 1.9 m/s y se encuentra dentro del rango recomendado.

Conocido el valor de la pérdida de carga unitaria se estiman los valores de pérdida de carga por tramo:

$$\text{Pérdida de carga unitaria}(hf) = 100 \%_{\infty}$$

$$\text{Pérdida de carga en el tramo} (Hf) = \frac{L \times hf}{1000}$$

$$Hf = \frac{380 \times 100}{1000} = 38.00 \text{ m.}$$

60

Para determinar con mayor precisión el valor del diámetro de tubería, se utilizan las ecuaciones de Hazen-Williams y de Fair Whipple. En caso que el resultado no represente un diámetro comercial, al igual que con el uso del nomograma, se selecciona el diámetro mayor.

Considerando los datos del ejemplo y reemplazando en la ecuación 5.4 (Hazen-Williams), se obtiene el valor del diámetro (D):

Reemplazando los valores de Q (2.1 l/s) y hf (0.1316 m/m) se obtiene:

$$D = 1.44'' ; \text{ siendo su valor comercial de } 1 \frac{1}{2}''$$

Con el valor del diámetro comercial de tubería seleccionada de 1 1/2" y el gasto de diseño de 2.1 l/s se estima la pérdida de carga unitaria mediante la ecuación 5.3, resultando:

$$hf = 0.1013 \text{ m/m.}$$

Pérdida de carga en el tramo (Hf) = L x hf

$$Hf = 380 \times 0.1013 = 38.50 \text{ m.}$$

Este valor permite el cálculo de la presión dinámica, como se describe en el siguiente acápite.

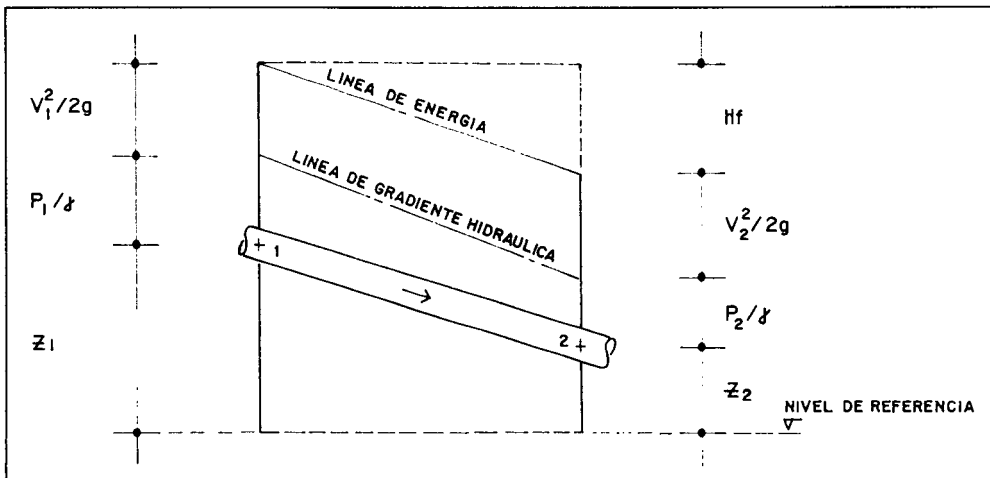


Figura 5.9 : Energías de posición, presión y velocidad

5.4 PRESIÓN

En la línea de conducción, la presión representa la cantidad de energía gravitacional contenida en el agua. En un tramo de tubería que está operando a tubo lleno, podemos plantear la ecuación de Bernoulli:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Hf \quad (5.9)$$

Donde:

Z = Cota del punto respecto a un nivel de referencia arbitraria (m).

P = Altura o carga de presión "P es la presión y γ el peso específico del fluido" (m).

V = Velocidad media del punto considerado (m/s).

H_f = Es la pérdida de carga que se produce en el tramo de 1 a 2 (m).

Se asume que la velocidad es despreciable debido a que la carga de velocidad, considerando las velocidades máximas y mínimas, es de 46 cm. y 18 cm. En base a esta consideración la ecuación 5.9 queda definida como:

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + H_f$$

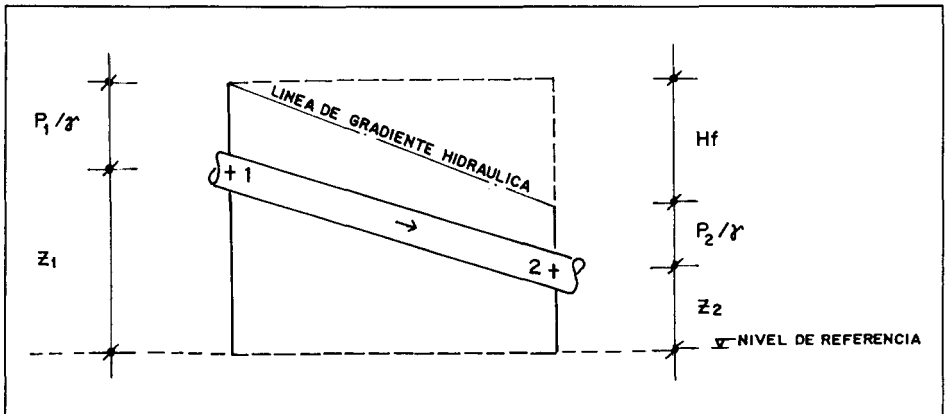


Figura 5.10 : Energías de posición y presión

62

Se recomienda iniciar el diseño desde la cámara de captación. En esta estructura la presión es igual a la presión atmosférica, por lo que la carga de presión se asume como cero. El mismo criterio se aplica cuando se considera en el diseño como punto de partida una cámara rompe presión, resultando al final del tramo:

$$\frac{P_2}{\gamma} = Z_1 - Z_2 - H_f$$

(5.10)

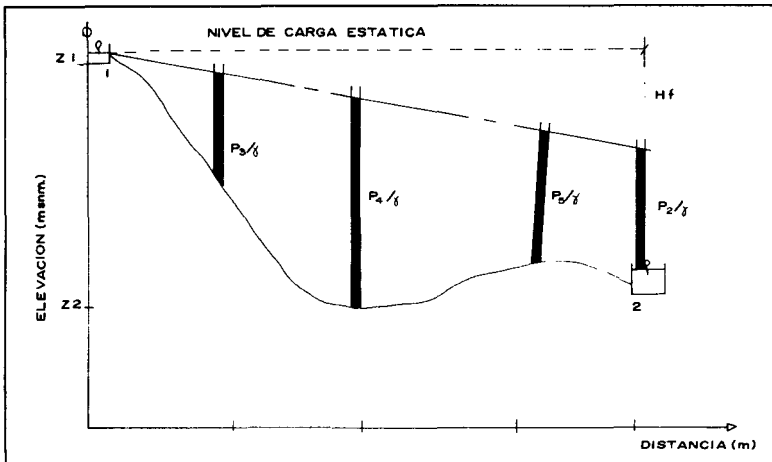


Figura 5.11 : Equilibrio de presiones dinámicas

Utilizando los datos del ejemplo anterior y considerando el valor de $H_f = 38.50$ m., se presenta el cálculo de la cota piezométrica y de la presión al final del tramo (Figura 5.12):

$$\begin{aligned} \text{cota piez.reserv.} &= \text{cota terr.cap.} - H_f \\ \text{cota piez.reserv.} &= 2500.00 - 38.50 = 2461.50 \\ \text{presión final del tramo} &= \text{cota piez.reserv.} - \text{cota reserv.} \\ \text{presión final del tramo} &= 2461.50 - 2450.00 = 11.50 \text{ m.} \end{aligned}$$

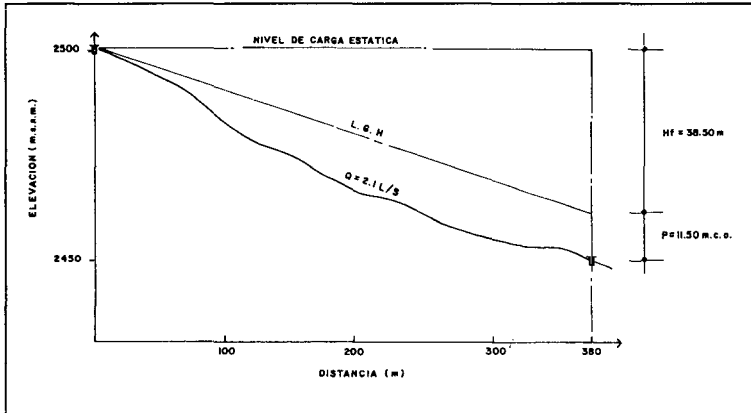


Figura 5.12 : Representación de la presión final, pérdida de carga por tramo y línea de gradiente hidráulica (L.G.H.)

5.5 COMBINACIÓN DE TUBERÍAS

Cuando se diseña una sección de tubería puede no haber un diámetro único de tubería disponible que dé el factor de pérdida de carga por fricción deseado. En este caso se usará una combinación de diámetros de tuberías.

El método para diseñar la línea de conducción mediante la combinación de tuberías tiene las ventajas de: manipular las pérdidas de carga, conseguir presiones dentro de los rangos admisibles y disminuir considerablemente los costos del proyecto; al emplearse tuberías de menor diámetro y en algunos casos, evita un mayor número de cámaras rompe presión.

La longitud de cada tubería debe ser suficiente como para que la suma de las pérdidas de carga de cada una sea igual a la pérdida de carga total deseada. De la Figura 5.13 se define lo siguiente:

- H_f = Pérdida de carga total deseada (m).
- L = Longitud total de tubería (m).
- X = Longitud de tubería del diámetro menor (m).
- $L-X$ = Longitud de tubería del diámetro mayor (m).
- hf_1 = Pérdida de carga unitaria de la tub. de mayor diámetro.
- hf_2 = Pérdida de carga unitaria de la tub. de menor diámetro.
- $hf_1 \times (L - X)$ = Pérdida de carga del tramo de diámetro mayor (Hf_1).
- $hf_2 \times X$ = Pérdida de carga del tramo de diámetro menor (Hf_2).

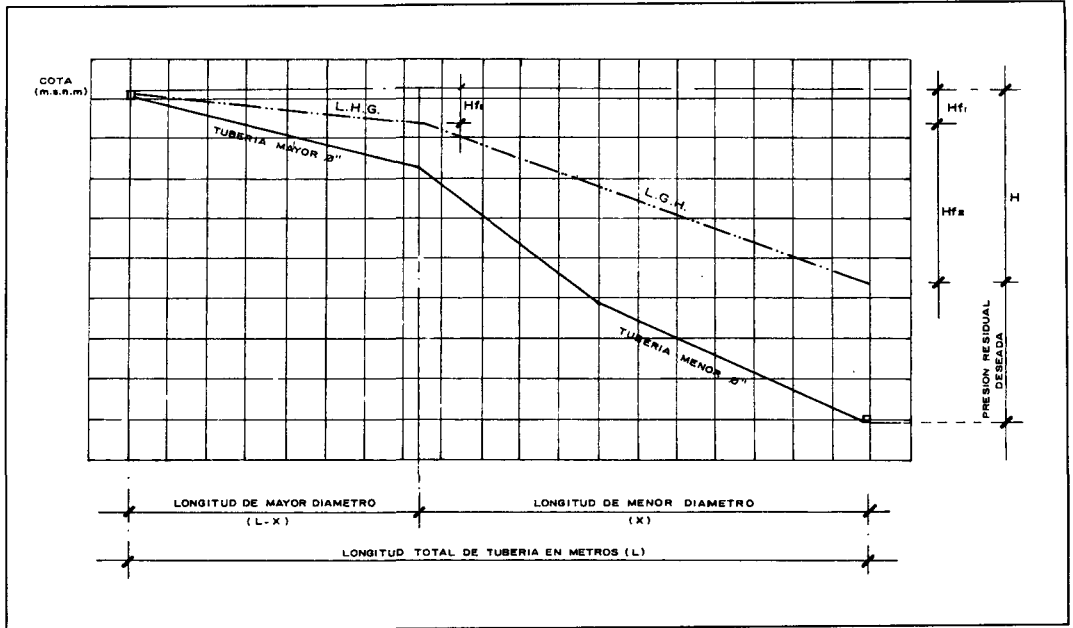


Figura 5.13 : Perfil de la combinación de tuberías

La pérdida de carga total deseada H_f , es la suma de las pérdidas de carga en los dos tramos de tubería.

$$H_f = h_{f2} \times X + h_{f1} \times (L - X) \quad (5.11)$$

Despejando el valor de la longitud de la tubería de diámetro menor (X) resulta:

$$X = \frac{H_f - (h_{f1} \times L)}{h_{f2} - h_{f1}} \quad (5.12)$$

EJEMPLO:

Con la finalidad de mostrar paso a paso el procedimiento de diseño de la línea de conducción, se considera un proyecto desarrollado por SER en la sierra norte del departamento de Lima (Figura 5.14).

Datos:

- Qmd = 1.18 l/s.
- Cota captación = 3506.00 m.s.n.m.
- Cota del reservorio = 3322 m.s.n.m.
- Carga disponible = 184 m.

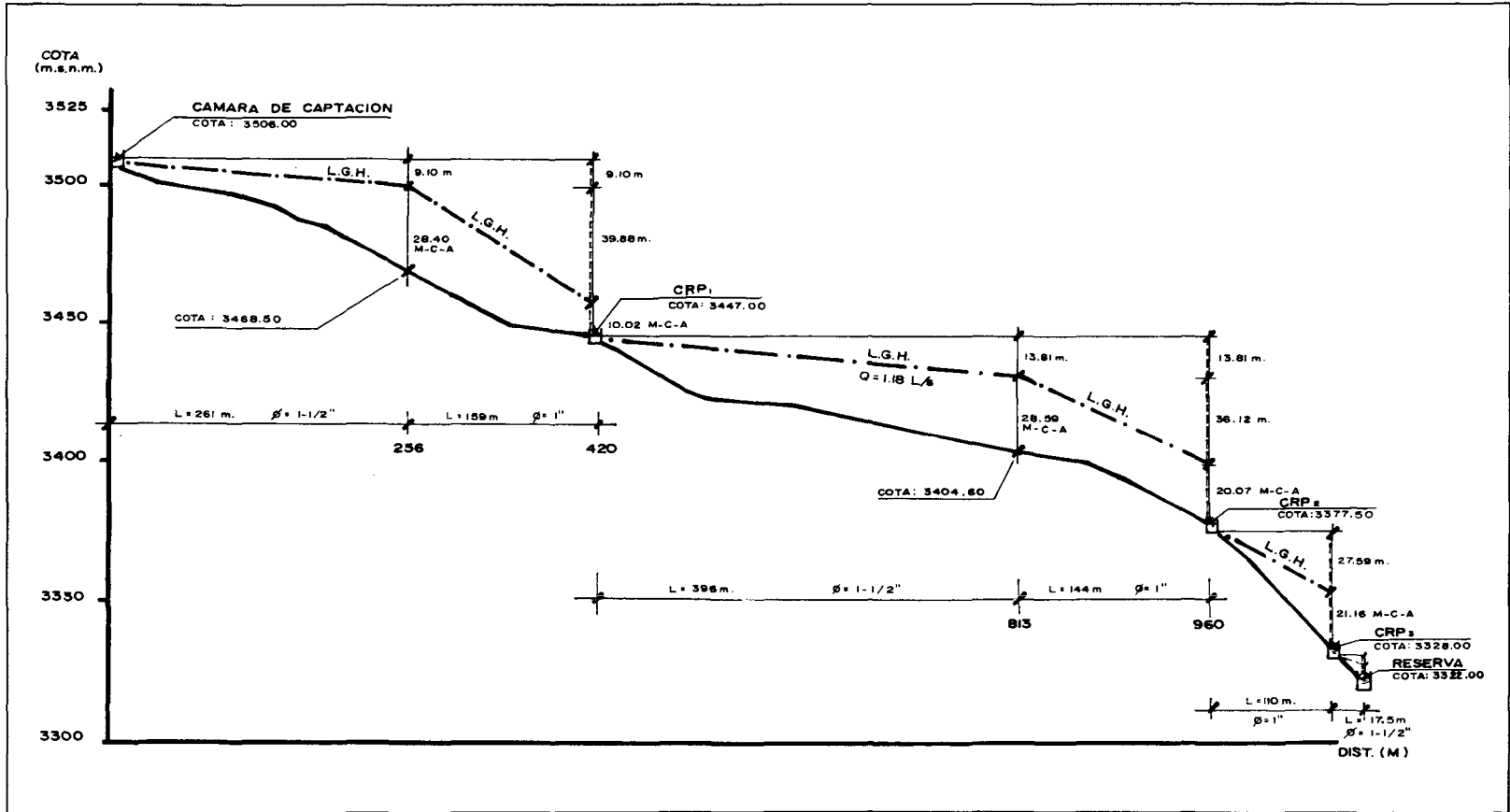


Figura 5.14 : Perfil de la línea de conducción

Análisis preliminar

Para la instalación de la línea de conducción se proyecta el uso de tuberías de PVC, clase 10 y C=140. Los diámetros y longitudes serán definidos mediante cálculos hidráulicos considerando velocidades máximas y mínimas de 3.0 m/s y 0.6 m/s, respectivamente; mientras que para la ubicación de las cámaras rompe presión, se consideran presiones estáticas máximas de 70 m. y presiones dinámicas mínimas de 5 m.

La carga disponible entre la cámara de captación y el reservorio de regulación es de 184 m. Este valor es mayor que la presión máxima de trabajo que soportarían las tuberías PVC, por lo que es necesario plantear la construcción de dos cámaras rompe presión.

Como se puede observar en la Figura 5.15, desde la captación a la rompe presión nro 1 hay 420 m de longitud y 59 m de desnivel. En este tramo si se instalara una tubería de 1", se obtendrían presiones negativas, por consiguiente será necesario utilizar una tubería de mayor diámetro.

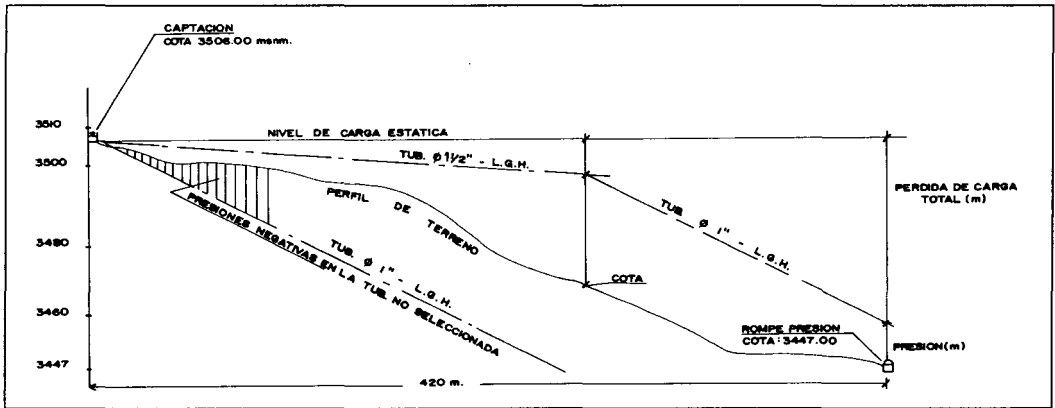


Figura 5.15 : Perfil longitudinal desde la captación a la rompe - presión N° 1

Cálculo preliminar de la pérdida de carga unitaria disponible:

$$hf = \frac{59}{420} \times 1000 = 140 \text{ ‰}$$

En el nomograma de Hazen y Williams (Figura 5.7), con $Q_{md} = 1.18 \text{ l/s}$ y $hf = 140 \text{ ‰}$, se obtiene un diámetro entre 1" y 1 1/2".

En base a esta información, se proyecta realizar una combinación de tuberías considerando una presión residual de 10 m. y diámetros comerciales de 1 y 1 1/2".

El segundo tramo, comprendido entre la rompe presión nro. 1 y la rompe-presión nro. 2 tiene 540 m. de longitud y 69.50 m. de desnivel. Si se considerase una tubería de 1" resultaría una presión negativa, mientras que con tubería de 1 1/2" resulta una presión mayor que la residual deseada (20 m.); por lo que, al igual que en el primer tramo, se realiza una combinación de tuberías adoptando diámetros de 1" y 1 1/2".

La presión residual, como se indica en el ítem 5.2, es la energía necesaria para mover el flujo, pudiendo ser ésta igual o mayor a cero. Las Normas del Ministerio de Salud recomiendan presiones dinámicas mayores de 5 metros y menores de 50 metros, siendo ello motivo más que suficiente para que en el presente ejemplo se asuma arbitrariamente 10 y 20 metros de presión residual para el primer y segundo tramo, respectivamente.

A partir de la rompe presión nro. 2, hay 55.50 m. de desnivel hasta la ubicación del reservorio. A pesar de no ser necesaria, se instalará la cámara rompe presión nro. 3 a un desnivel de 48.75 m. Esta cámara cumplirá la función de suministrar directamente el agua a la línea de aducción y que la población no se perjudique cuando se realice la limpieza o reparación del reservorio.

Se ha identificado como tercero el tramo comprendido entre la rompe presión nro. 2 y la rompe presión nro. 3, y como cuarto al tramo comprendido entre la rompe presión nro. 3 y el reservorio; en este caso, a diferencia de los dos primeros tramos, se proyecta la instalación de tubería de un solo diámetro usándose 1" para el tercer tramo y 1 1/2" para el cuarto tramo (ver Figura 5.14).

La identificación de tramos con sus respectivas longitudes, cotas y desnivel se muestran en el siguiente Cuadro:

CUADRO 5.2:

Identificación de tramos en la línea de conducción

TRAMO	LONGITUD	COTAS		DIFER. DE COTA
		INICIAL	FINAL	
Capt. - CR1	420	3506.00	3447.00	59.00
CR1 - CR2	540	3447.00	3377.50	69.50
CR2 - CR3	110	3377.50	3328.75	48.75
CR3 - Reser.	17.5	3328.75	3322.00	6.75

Procedimiento de cálculo

A fin de presentar el diseño de la tubería, se agruparán los tramos con semejantes requerimientos de cálculo. Para el caso del primer y segundo tramo, se utilizará la combinación de tuberías con diámetros de 1 1/2" y 1".

El procedimiento de cálculo en base al ítem 5.5, considera como conocidos la longitud de tubería, el caudal de diseño y una pérdida de carga por fricción deseada.

Los datos y cálculos se ordenan en forma tabular en el Cuadro 5.3.
 Los valores de cada columna se explican a continuación:

- Columna 1 Identificación del tramo.
- Columna 2 Longitud total del tramo (L) en m.
- Columna 3 Caudal de diseño (Qmd) en l/s.
- Columna 4 Cota inicial del terreno en m.s.n.m.
- Columna 5 Cota final del terreno en m.s.n.m.
- Columna 6 Presión residual deseada (p) en m.
- Columna 7 Pérdida de carga deseada (Hf) en m. Se calcula mediante: Col.4 - Col.5 - Col.6.
- Columna 8 Pérdida de carga unitaria deseada (hf) en m. Se calcula mediante : Col.7/Col.2 (para cada diámetro seleccionado).
- Columna 9 Diámetros considerados en la combinación de tuberías (pulg.). Estos diámetros se eligen en base al valor del diámetro para el coeficiente C=140, obtenido mediante la ecuación:

$$D = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{hf^{0.21}}$$

Por ejemplo; para el primer tramo se tiene:

$$Q = 1.18 \text{ l/s (Col.3).}$$

$$hf = 0.1167 \text{ m/m (Col.8).}$$

Aplicando la fórmula se obtiene un diámetro (D) de 1.16". Este valor se encuentra entre los diámetros comerciales de 1" y 1 1/2", los que serán utilizados para la combinación.

- Columna 10 Velocidad del flujo (V) definida mediante la fórmula:

$$V = 1.9735 \frac{Q}{D^2}$$

Siendo Q el gasto en l/s (Col.3) y D el diámetro en pulg. (Col. 9).

- Columna 11 Pérdida de carga unitaria (hf1 y hf2) en m., calculada para cada diámetro de tubería seleccionada mediante la ecuación:

$$hf = \left(\frac{Q}{2.492 \times D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

Donde:

$$Q = \text{gasto en l/s (Col.3).}$$

$$D = \text{diámetro en pulg (Col.9).}$$

Columna 12 Longitud de tubería:

Para el diámetro mayor es igual a la longitud total (L) menos la longitud de tubería de diámetro menor (X).

Para el diámetro menor es igual a X, siendo:

$$X = \frac{H_f - (h_{f1} \times L)}{h_{f2} - h_{f1}}$$

Con H_f de la Col. 7, L de la Col.2 y h_{f2} y h_{f1} de la Col.11.

Columna 13 Pérdida de carga de la longitud total de tubería (H_{f1} y H_{f2}) considerando cada diámetro, siendo igual al producto de los valores de la Col.11 y 12 ($h_{f1} \times L - X$ y $h_{f2} \times X$).

Columna 14 Cota inicial del terreno (m.s.n.m.). Para el diámetro mayor es igual a la cota inicial del terreno (Col.4); mientras que para el diámetro menor es igual a la cota final del tramo de tubería de diámetro mayor. Este último valor se obtiene en el plano del perfil de terreno (Figura 5.14), entrando con la longitud de tramo de diámetro mayor.

Columna 15 Cota final del terreno (m.s.n.m.), obtenida del plano del perfil del terreno al final de la tubería de diámetro mayor; mientras que para la tubería de diámetro menor, es igual al valor de la cota del terreno (Col.5).

Columna 16 Desnivel del terreno (m), igual a la diferencia de la Col.14 y la Col.15.

Columna 17 Pérdida de carga acumulada (m), igual al valor acumulado de la Col.13.

Columna 18 Cota piezométrica inicial (m.s.n.m.), inicialmente igual al valor de la Col.4 y en el caso de la sección posterior igual a la piezométrica final de la sección anterior.

Columna 19 Cota piezométrica final (m.s.n.m.), igual a la diferencia de la Col.18 y la Col.13.

Columna 20 Altura de presión (P/γ), igual a la diferencia de la Col.19 y la Col.15.

Para el caso del tercer y cuarto tramo, donde se utilizará un sólo diámetro, se considera como conocida la longitud total, el caudal de diseño y el desnivel. El procedimiento de cálculo se ordena en forma tabular en el Cuadro 5.4; la explicación de cada columna es la siguiente:

Columna 1 Identificación del tramo.

Columna 2 Caudal de diseño (Q_{md}) en l/s.

Columna 3 Longitud total del tramo en m.

Columna 4 Cota inicial del terreno en el tramo (m.s.n.m.).

Columna 5 Cota final del terreno en el tramo (m.s.n.m.).

Columna 6 Desnivel del terreno en m. Este valor es igual a la diferencia de la Col.4 y 5.

Columna 7 Pérdida de carga unitaria disponible. Se calcula mediante la relación: Col.6/Col.3.

CUADRO 5.3

Cálculos hidráulicos del 1er y 2do tramo (método de combinación de tuberías)

TRAMO (*)	Longitud total L (m) 2	Caudal Qmd (l/s) 3	COTA DEL TERRENO		Presión residual deseada (m) 6	Pérdida carga deseada Hf (m) 7	Pérdida carga unitaria deseada hf(m) 8	Diámetros considera- dos. D (Pulg.) 9	Velocidad V (m/s) 10	Pérdida de carga unitaria hf1,hf2 (m/m) 11	Longitud (1-X, X) (m) 12	Pérdida de carga tramo Hf1,Hf2 (m) 13	COTA DEL TERRENO		Desnivel del terreno (m) 16	Pérdida de carga acumulada (m) 17	COTA PIEZOMÉTRICA		Presión Final (m) 20
			Inicial (msnm) 4	Final (msnm) 5									Inicial (msnm) 14	Final (msnm) 15			Inicial (msnm) 18	Final (msnm) 19	
Capt - RP N°1	420	1.18	3506.00	3447.00	10.00	49.00	0.1167	1 1/2	1.035	0.034882	261	9.104	3506.00	3468.50	37.50	9.104	3506.00	3496.896	28.40
								1	2.329	0.250823	159	39.881	3468.50	3447.00	21.50	48.985	3496.896	3457.015	10.02
RP N°1- RP N°2	540	1.18	3447.00	3377.50	20.00	49.50	0.0917	1 1/2	1.035	0.034882	396	13.813	3447.00	3404.60	42.40	13.813	3447.00	3433.187	28.59
								1	2.329	0.250823	144	36.119	3404.60	3377.50	27.60	49.932	3433.187	3397.068	20.07

(*) :

CAPT = CAPTACIÓN

RP N°1 = ROMPEPRESIÓN N°1

RP N°2 = ROMPEPRESIÓN N°2

Nota: A partir de la columna 9 se están considerando dos valores para cada columna; el primero para el diámetro mayor y el segundo para el diámetro menor.

Columna 8 Diámetro de tubería (para C=140):

$$D = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{hf^{0.21}}$$

Para el tercer tramo se tiene:

$$Q = 1.18 \text{ l/s (Col.2).}$$

$$hf = 0.4432 \text{ m/m (Col.7).}$$

Se obtiene $D = 0.897''$, valor que se encuentra entre los diámetros comerciales de $3/4''$ y $1''$.

Con fines de diseño se elige el diámetro mayor, para este caso $1''$.

Columna 9 Velocidad de flujo en m/s. Se obtiene con $V=1.9735Q/D^2$ para Q de la Col.2 y D de la Col.8

Columna 10 Pérdida de carga unitaria calculada mediante la ecuación:

$$hf = \left(\frac{Q}{2.492 \times D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

Donde:

Q = Caudal de diseño en l/s (Col.2).

D = Diámetro en pulg (Col.8).

Columna 11 Pérdida de carga del tramo igual al producto de la Col.3 y 10.

Columna 12 Cota piezométrica inicial (m.s.n.m.) igual a valor de la Col.4.

Columna 13 Cota piezométrica final (m.s.n.m.) igual a la diferencia de la Col.12 y la Col.11.

Columna 14 Altura de presión (P/γ) igual a la diferencia de la Col.13 y la Col. 5.

Los valores de velocidad y presión que se muestran en los Cuadros 5.3 y 5.4 cumplen con las recomendaciones de diseño formuladas por el Ministerio de Salud, verificándose en el perfil longitudinal (ver Figura 5.14) que la L.G.H. es positiva a lo largo de la línea de conducción.

5.6 PERFILES EN "U"

En algunas zonas donde la topografía obligue al trazo de la línea de conducción con un perfil longitudinal en forma de "U", las clases de tubería a seleccionarse serán definidas de acuerdo a los rangos de servicio que las condiciones de presión hidrostática le impongan.

EJEMPLO:

Datos:

Qmd	= 1.913 l/s.
Cota rompe presión 1	= 2340 m.s.n.m.
Cota del reservorio	= 2890 m.s.n.m.
Cota parte crítica (punto E)	= 2810 m.s.n.m.

En la Figura 5.16, se observa que la carga máxima ocurre en el punto "E" cuya presión hidrostática será la diferencia entre el nivel máximo de la cámara rompe presión nro. 3 (2940.00 m.s.n.m.) y la elevación de la tubería en el punto E (2810.00 m.s.n.m.). El valor resulta 130.00 m. por lo que se recomienda utilizar diferentes clases de tubería.

De acuerdo a las clases de tubería señaladas en el acápite 5.1c, se puede utilizar tuberías desde la clase 5 hasta la clase 15. La mejor solución consistirá en determinar las longitudes correspondientes a cada clase con la finalidad de aprovechar al máximo la de menor costo hasta alcanzar su presión máxima de trabajo.

Para las condiciones de presión máxima de trabajo desde la cámara rompe presión nro. 3 hasta la progresiva 0+360, se recomienda la clase 5; desde la progresiva 0+360 a la progresiva 0+600, se recomienda la clase 10; y de la progresiva 0+600 a la progresiva 0+900 se recomienda la clase 15. Para la parte más crítica, que comprende el tramo de la progresiva 0+900 a la progresiva 1+200, se recomienda tubería de fierro galvanizado. Finalmente para el tramo ascendente que corresponde desde la parte crítica (E) al reservorio (B1) se proyectan las clases 15 y 10, cuyas longitudes y progresivas se muestran en la Figura 5.16.

En el Cuadro 5.5 se presentan los resultados del cálculo hidráulico del ejemplo propuesto.

Con la finalidad de facilitar el diseño de la línea de conducción, en el Anexo I se presentan programas de cálculo con ejemplos ilustrativos.

5.7 DISEÑO HIDRÁULICO DE LA CÁMARA ROMPE PRESIÓN

En el acápite 5.1e se define la función de la cámara rompe presión para el ejemplo del diseño hidráulico que presenta la Figura 5.17.

En el ejemplo, asumimos que el caudal de diseño ingresará mediante una tubería de 1 1/2" y saldrá por una tubería de 1".

Para determinar la altura de la cámara rompe presión, es necesario conocer la carga requerida (H) para que el gasto de salida pueda fluir. Este valor se determina mediante la ecuación experimental de Bernoulli.

CUADRO 5.4

Cálculos hidráulicos del 3er y 4to tramo

TRAMO (1)	Caudal Qmd (l/s) (2)	Longitud L (m) (3)	COTA DEL TERRENO		Desnivel del terreno (m) (6)	Pérdida de Carga Unit. Disponible hf (m/m) (7)	Diámetro D (pulg.) (8)	Velocidad V (m/s) (9)	Pérdida de Carga Unitaria hf (m/m) (10)	Pérdida de Carga Tramo Hf (m) (11)	COTA PIEZOMÉTRICA		Presión (m) (14)
			Inicial (msnm) (4)	Final (msnm) (5)							Inicial (msnm) (12)	Final (msnm) (13)	
RP N°2 - RP N°3	1.18	110	3377.50	3328.75	48.75	0.443	1	2.329	0.250823	27.591	3377.50	3349.909	21.16
RP N°3 - RESERV	1.18	17.50	3328.75	3322.00	6.75	0.3857	1 1/2	1.035	0.034882	0.610	3328.75	3328.14	6.14

CUADRO 5.5

Cálculos hidráulicos - perfil en "U"

TRAMO	Caudal Qmd (l/s)	Diámetro D (pulg.)	Longitud L (m)	COTA DEL TERRENO		Desnivel del Terreno (m)	Velocidad V (m/s)	Pérdida de Carga Unitaria hf (m/m)	Pérdida de Carga Tramo Hf (m)	Pérdida de Carga Acumulada (m)	COTA PIEZOMÉTRICA		Presión (m)
				Inicial (m.s.n.m)	Final (m.s.n.m)						Inicial (msnm)	Final (msnm)	
A - D	1.913	3	900	2940	2838	102.00	0.419	0.002935	2.6325	2.6325	3940.00	3937.368	99.37
D - D' (*)	1.913	3	1100	2838	2838	0.00	0.419	0.005327	5.8597	8.4922	3937.368	3931.508	93.508
D' - B'	1.913	3	2000	2838	2890	52.00	0.419	0.002935	5.8500	14.3422	3931.508	2925.658	35.658

(*) Tubería de F° G° cuyo valor es de C=100. La pérdida de carga unitaria (hf) determinada mediante la ecuación 5.1.

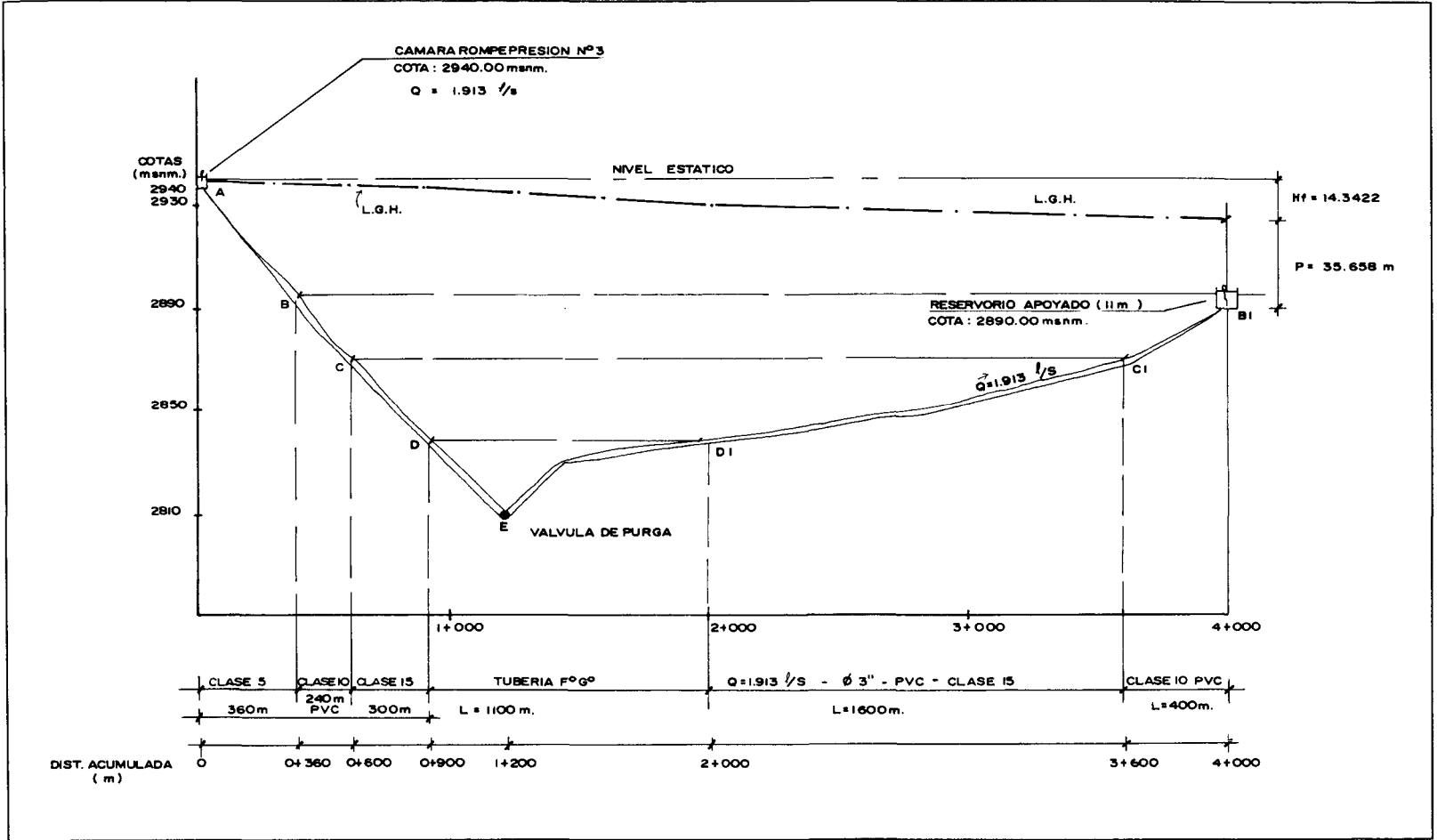


Figura 5.16 : Perfil de un tramo de la línea de conducción

$$H = 1.56 \frac{V^2}{2g}$$

5.13

Donde:

H = Carga de agua (m.).

V = Velocidad del flujo en m/s definida como $1.9735 Q/D^2$, considerando

Q = 1.18 l/s y D = 1".

g = Aceleración gravitacional (9.81 m/s²).

Remplazando los valores en la ecuación 5.13, se tiene:

$$H = 1.56 \frac{(2.33)^2}{2 \times 9.81} = 0.43 \text{ m.}$$

Para el diseño, se asume una altura de H = 0.50 m.

En la Figura 5.17, se identifican las dimensiones que permitirán definir la altura total de la cámara rompe presión (HT).

A. Altura mínima de 10 cm.

H. Carga de agua (50 cm.)

B.L. Bordo libre mínimo 40 cm.

HT. Altura total de la cámara rompe presión.

Resultando:

$$HT = A + H + B.L. = 1.00 \text{ m.}$$

Por facilidad, en el proceso constructivo y en la instalación de accesorios, se considerará una sección interna de 0.60 por 0.60 m.

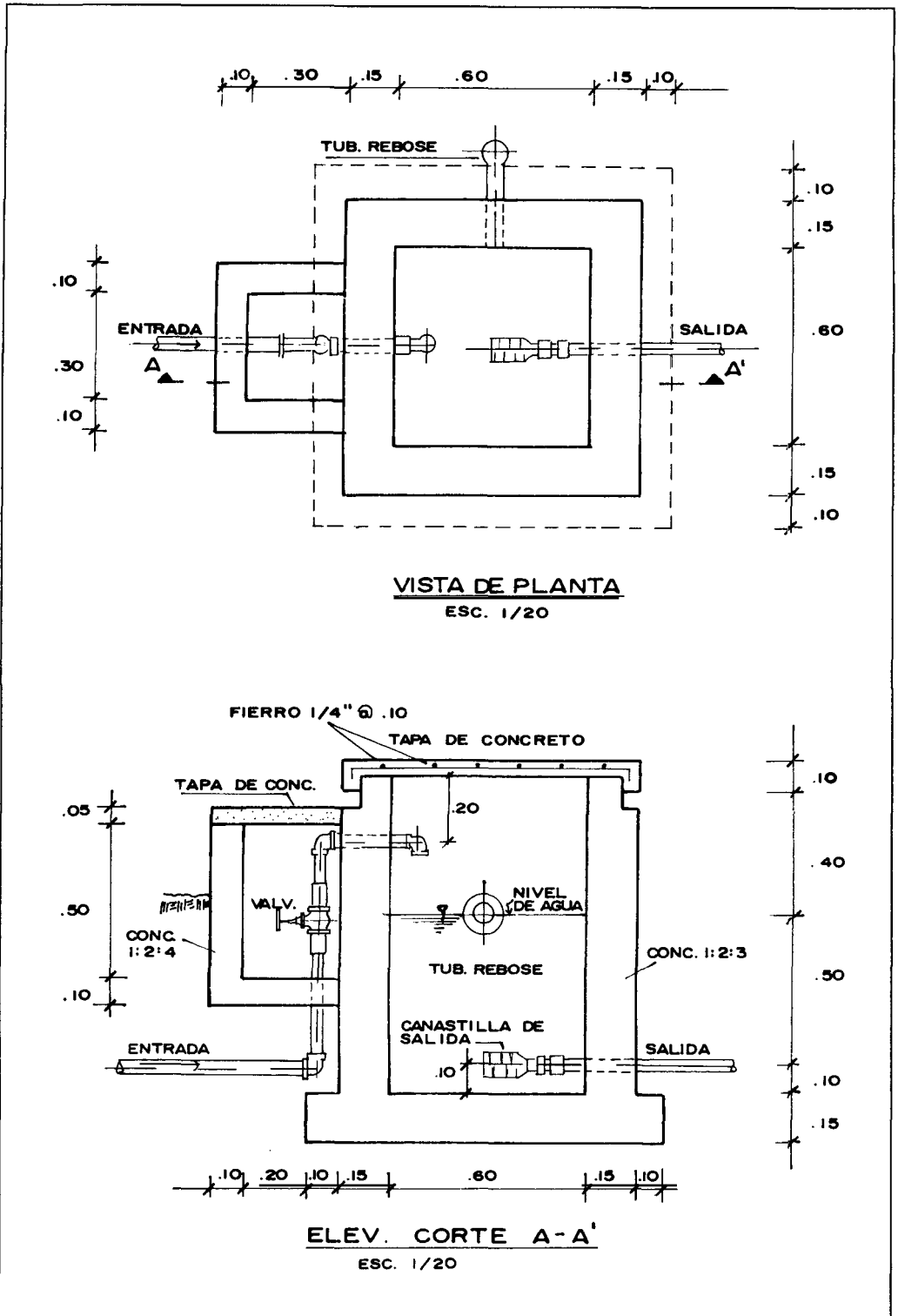


Figura 5.17 : Cámara rompe presión

CAPÍTULO 6

RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO

La importancia del reservorio radica en garantizar el funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente, en función a las necesidades de agua proyectadas y el rendimiento admisible de la fuente.

Un sistema de abastecimiento de agua potable requerirá de un reservorio cuando el rendimiento admisible de la fuente sea menor que el gasto máximo horario (Q_{mh}). En caso que el rendimiento de la fuente sea mayor que el Q_{mh} no se considera el reservorio, y debe asegurarse que el diámetro de la línea de conducción sea suficiente para conducir el gasto máximo horario (Q_{mh}), que permita cubrir los requerimientos de consumo de la población.

En algunos proyectos resulta más económico usar tuberías de menor diámetro en la línea de conducción y construir un reservorio de almacenamiento.

En el desarrollo del capítulo se presentan las consideraciones básicas que permiten definir metodológicamente el diseño hidráulico y además se muestra un ejemplo de cálculo estructural de un reservorio de almacenamiento típico para poblaciones rurales.

6.1 CONSIDERACIONES BÁSICAS

Los aspectos más importantes a considerarse para el diseño son la capacidad, ubicación y tipo de reservorio.

A) CAPACIDAD DEL RESERVORIO

Para determinar la capacidad del reservorio, es necesario considerar la compensación de las variaciones horarias, emergencia para incendios, previsión de reservas para cubrir daños e interrupciones en la línea de conducción y que el reservorio funcione como parte del sistema.

Para el cálculo de la capacidad del reservorio, se considera la compensación de variaciones horarias de consumo y los eventuales desperfectos en la línea de conducción. El reservorio debe permitir que la demanda máxima que se produce en el consumo sea satisfecha a cabalidad, al igual que cualquier variación en el consumo registrada en las 24 horas del día. Ante la eventualidad de que en la línea de conducción puedan ocurrir daños que mantengan una situación de déficit en el suministro de agua mientras se hagan las reparaciones pertinentes, es aconsejable un volumen adicional que dé oportunidad de restablecer la conducción de agua hasta el reservorio.

B) TIPOS DE RESERVORIOS

Los reservorios de almacenamiento pueden ser elevados, apoyados y enterrados. Los elevados, que generalmente tienen forma esférica, cilíndrica y de paralelepípedo, son construídos sobre torres, columnas, pilotes, etc ; los apoyados, que principalmente tienen forma rectangular y circular, son construídos directamente sobre la superficie del suelo; y los enterrados, de forma rectangular, son construídos por debajo de la superficie del suelo (cisternas).

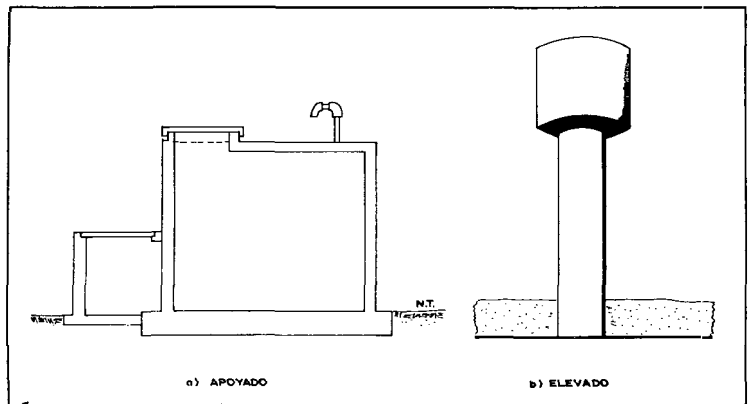


Figura 6.1 : Tipos de reservorios: apoyado y elevado

Para capacidades medianas y pequeñas, como es el caso de los proyectos de abastecimiento de agua potable en poblaciones rurales, resulta tradicional y económica la construcción de un reservorio apoyado de forma cuadrada.

C) UBICACIÓN DEL RESERVORIO

La ubicación está determinada principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener la presión en la red dentro de los límites de servicio, garantizando presiones mínimas en las viviendas más elevadas y presiones máximas en las viviendas más bajas.

De acuerdo a la ubicación, los reservorios pueden ser de cabecera o flotantes. En el primer caso se alimentan directamente de la captación, pudiendo ser por gravedad o bombeo y elevados o apoyados, y alimentan directamente de agua a la población. En el segundo caso, son típicos reguladores de presión, casi siempre son elevados y se caracterizan porque la entrada y la salida del agua se hace por el mismo tubo.

Considerando la topografía del terreno y la ubicación de la fuente de agua, en la mayoría de los proyectos de agua potable en zonas rurales los reservorios de almacenamiento son de cabecera y por gravedad. El reservorio se debe ubicar lo más cerca posible y a una elevación mayor al centro poblado.

6.2 CASETA DE VÁLVULAS

A) TUBERÍA DE LLEGADA

El diámetro está definido por la tubería de conducción, debiendo estar provista de una válvula compuerta de igual diámetro antes de la entrada

al reservorio de almacenamiento; debe proveerse de un by - pass para atender situaciones de emergencia.

B) TUBERÍA DE SALIDA

El diámetro de la tubería de salida será el correspondiente al diámetro de la línea de aducción, y deberá estar provista de una válvula compuerta que permita regular el abastecimiento de agua a la población.

C) TUBERÍA DE LIMPIA

La tubería de limpia deberá tener un diámetro tal que facilite la limpieza del reservorio de almacenamiento en un periodo no mayor de 2 horas. Esta tubería será provista de una válvula compuerta.

D) TUBERÍA DE REBOSE

La tubería de rebose se conectará con descarga libre a la tubería de limpia y no se proveerá de válvula compuerta, permitiéndose la descarga de agua en cualquier momento.

E) BY - PASS

Se instalará una tubería con una conexión directa entre la entrada y la salida, de manera que cuando se cierre la tubería de entrada al reservorio de almacenamiento, el caudal ingrese directamente a la línea de aducción. Esta constará de una válvula compuerta que permita el control del flujo de agua con fines de mantenimiento y limpieza del reservorio.

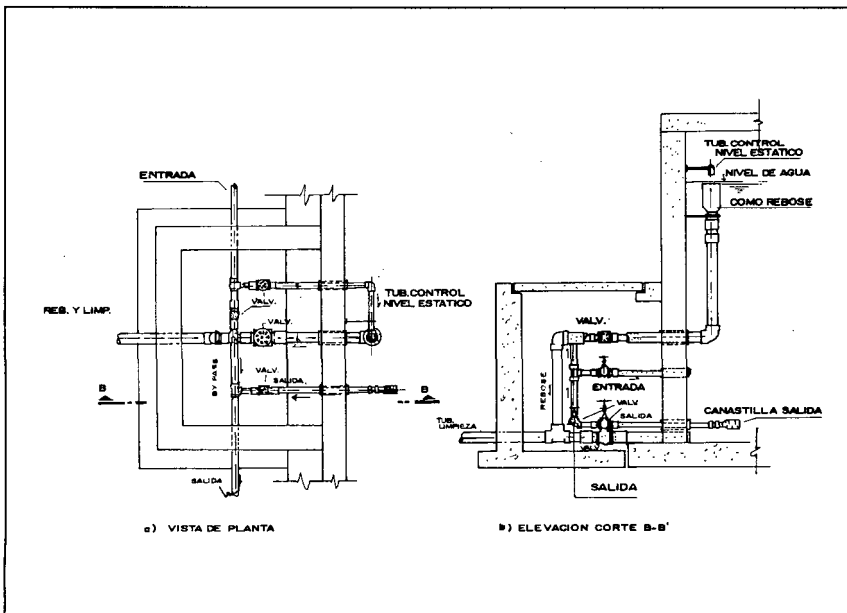


Figura 6.2 : Caseta de válvulas del reservorio

6.3 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL RESERVORIO

Para el cálculo del volumen de almacenamiento se utilizan métodos gráficos y analíticos. Los primeros se basan en la determinación de la "curva de masa" o de "consumo integral", considerando los consumos acumulados; para los métodos analíticos, se debe disponer de los datos de consumo por horas y del caudal disponible de la fuente, que por lo general es equivalente al consumo promedio diario (ver Figura 6.3).

En la mayoría de las poblaciones rurales no se cuenta con información que permita utilizar los métodos mencionados, pero sí podemos estimar el consumo medio diario anual. En base a esta información se calcula el volumen de almacenamiento de acuerdo a las Normas del Ministerio de Salud.

Para los proyectos de agua potable por gravedad, el Ministerio de Salud recomienda una capacidad de regulación del reservorio del 25 al 30% del volumen del consumo promedio diario anual (Q_m).

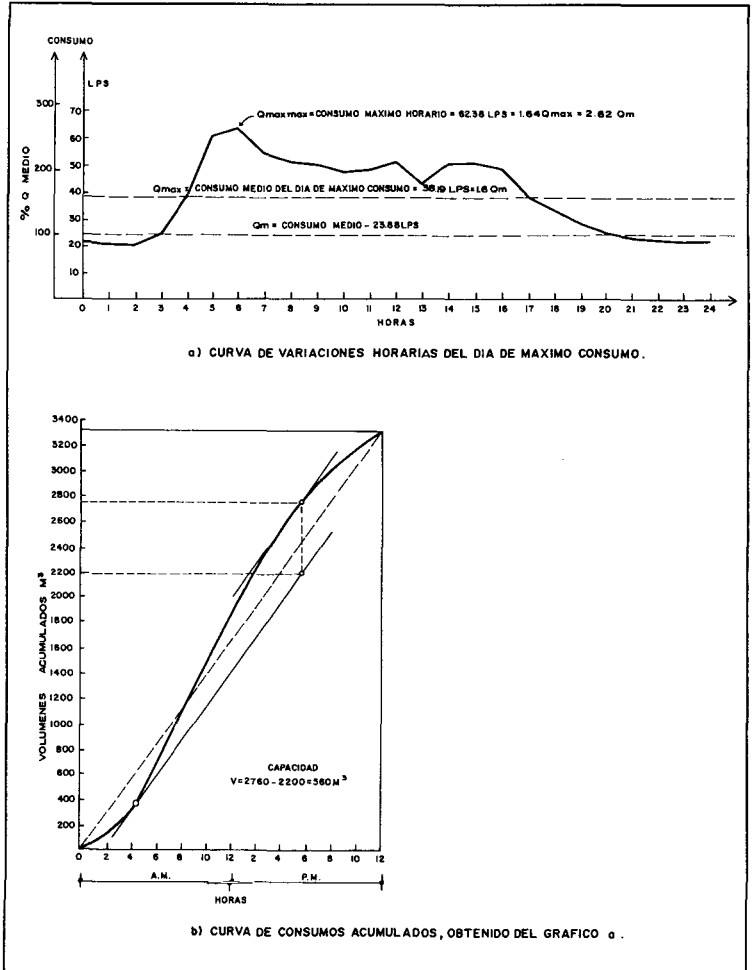


Figura 6.3 : Curva de variaciones horarias y de consumos acumulados

Con la finalidad de presentar el procedimiento de cálculo de la capacidad y del dimensionamiento de un reservorio se desarrolla el siguiente ejemplo:

EJEMPLO:

Datos:

Población futura (P_f) = 977 habitantes
 Dotación = 80 l/hab./día

Resultados:

Consumo promedio anual (Q_m):
 $Q_m = P_f \times \text{Dotación} = 78,160 \text{ litros}$

Volumen del reservorio considerando el 25% de Q_m :
 $V = Q_m \times 0.25 = 19,540 \text{ litros} = 19.54 m^3$

Volumen asumido para el diseño (V) = 20 m³.

Con el valor del volumen (V) se define un reservorio de sección cuadrada cuyas dimensiones son:

Ancho de la pared (b) = 3.70 m.
Altura de agua (h) = 1.48 m.
Bordo libre (B.L.) = 0.30 m.
Altura total (H) = 1.78 m.

Las dimensiones estimadas se muestran en la Figura 6.4.

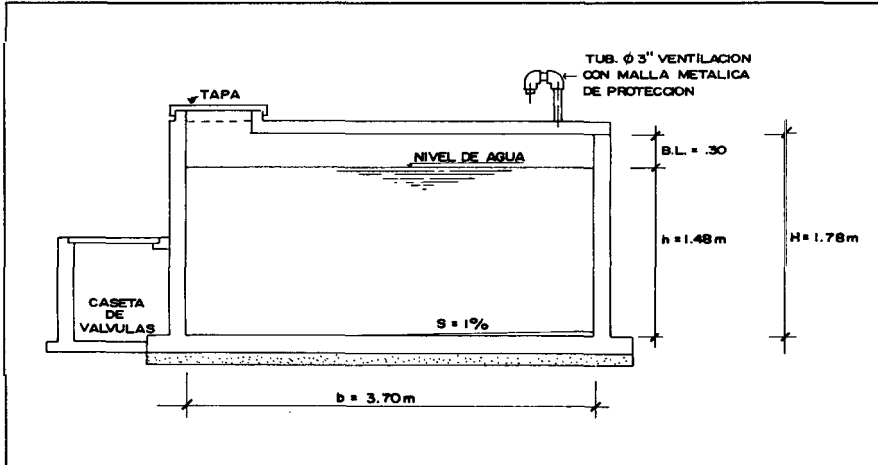


Figura 6.4 : Dimensiones del reservorio apoyado de sección cuadrada

6.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO

Para el diseño estructural de reservorios de pequeñas y medianas capacidades se recomienda utilizar el método de Portland Cement Association (ref. Nro 15 y 19), que determina momentos y fuerzas cortantes como resultado de experiencias sobre modelos de reservorios basados en la teoría de Plates and Shells de Timoshenko, donde se consideran las paredes empotradas entre sí.

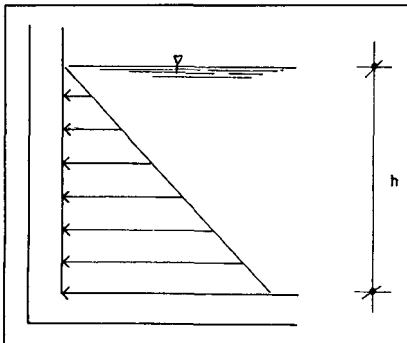


Figura 6.5 : Presión de agua sobre la pared del reservorio

De acuerdo a las condiciones de borde que se fijen existen tres condiciones de selección, que son:

- Tapa articulada y fondo articulado.
- Tapa libre y fondo articulado.
- Tapa libre y fondo empotrado.

En los reservorios apoyados o superficiales, típicos para poblaciones rurales, se utiliza preferentemente la condición que considera la tapa libre y el fondo empotrado. Para este caso y cuando actúa sólo el empuje del agua, la presión en el borde es cero y la presión máxima (P), ocurre en la base (ver Figura 6.5).

$$P = \gamma_a \times h$$

El empuje del agua es:

$$V = \frac{\gamma_a h^2 b}{2}$$

Donde:

- γ_a = Peso específico del agua.
- h = Altura del agua.
- b = Ancho de la pared.

Para el diseño de la losa de cubierta se consideran como cargas actuantes el peso propio y la carga viva estimada; mientras que para el diseño de la losa de fondo, se considera el empuje del agua con el reservorio completamente lleno y los momentos en los extremos producidos por el empotramiento y el peso de la losa y la pared.

EJEMPLO:

Para el diseño estructural de un reservorio de concreto armado de sección cuadrada se considera los resultados obtenidos del ejemplo anterior.

Datos:

Volumen (V)	= 20 m ³ .
Ancho de la pared (b)	= 3.70 m.
Altura de agua (h)	= 1.48 m.
Borde libre (B.L.)	= 0.30 m.
Altura total (H)	= 1.78 m.
Peso específico del agua (γ_a)	= 1000 Kg/m ³ .
Peso específico del terreno (γ_t)	= 1800 Kg/m ³ .
Capacidad de carga del terreno (σ_t)	= 1 Kg/cm ² .

A) CÁLCULO DE MOMENTOS Y ESPESOR (E)

- Paredes

El cálculo se realiza cuando el reservorio se encuentra lleno y sujeto a la presión del agua.

Para el cálculo de los momentos se utilizan los coeficientes (k) que se muestran en el Anexo H (Cuadro H.5) se ingresa mediante la relación del ancho de la pared (b) y la altura de agua (h). Los límites de la relación de b/h son de 0.5 a 3.0.

Siendo:

$$h = 1.48$$
$$b = 3.70$$

Resultado:

$$b/h = 3.7/1.48 = 2.50$$

Para la relación $b/h = 2.50$, se presentan los coeficientes (k) para el cálculo de los momentos, cuya información se muestra en el Cuadro 6.1

CUADRO 6.1:

Coefficientes (k) para el cálculo de momentos de las paredes de reservorios cuadrados - tapa libre y fondo empotrado ⁽¹⁾

b/h	x/h	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
2.50	0	0	+0.027	0	+0.013	0	-0.074
	1/4	+0.012	+0.022	+0.007	+0.013	-0.013	-0.066
	1/2	+0.011	+0.014	+0.008	+0.010	-0.011	-0.053
	3/4	-0.021	-0.001	-0.010	+0.001	-0.005	-0.027
	1	-0.108	-0.022	-0.077	-0.015	0	0

Los momentos se determinan mediante la siguiente fórmula:

$$M = k \times \gamma \times h^3$$

6.1

Conocidos los datos se calcula:

$$\gamma \times h^3 = 1000 \times (1.48)^3$$

$$\gamma \times h^3 = 3242 \text{ Kg}$$

Para $y = 0$ y reemplazando valores de K en la ecuación se tiene:

$$M_{x0} = 0$$

$$M_{x1/4} = 0.012 \times 3242 = + 38.90 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{x1/2} = 0.011 \times 3242 = + 35.66 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{x3/4} = - 0.021 \times 3242 = - 68.08 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{x1} = - 0.108 \times 3242 = - 350.136 \text{ Kg-m.}$$

Siguiendo el mismo procedimiento se calculan los momentos M_x y M_y para los valores de y , cuyos resultados se presentan en el Cuadro 6.2 y en la Figura 6.6.

(1) Información extraída del Cuadro H.5 (Anexo H) de este libro - Referencia: Rivera Feijoo, J. pp. 77.

CUADRO 6.2:

Momentos (kg-m.) debido al empuje del agua

b/h	x/h	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
2.5	0	0	+87.53	0	+42.15	0	-239.91
	1/4	+38.900	+71.32	+ 22.690	+42.15	-42.15	-213.97
	1/2	+35.660	+45.39	+ 25.940	+32.42	-35.66	-171.83
	3/4	-68.080	- 3.24	- 32.420	+ 3.24	-16.21	-87.534
	1	-350.136	-71.32	-249.634	-48.63	0	0

En el Cuadro 6.2, el máximo momento absoluto es $M = 350.136 \text{ Kg-m.}$

El espesor de la pared (e) originado por un momento "M" y el esfuerzo de tracción por flexión (ft) en cualquier punto de la pared (ver Figura 6.7), se determina mediante el método elástico sin agrietamiento, cuyo valor se estima mediante:

$$e = \left[\frac{6M}{ft \times b} \right]^{1/2} \quad (6.2)$$

Donde:

$$ft = 0.85 (f'c)^{1/2} = 11.25 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$M = 350.136 \text{ Kg-m.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

Reemplazando los datos en la ecuación 6.2, se tiene:

$$e = 13.67 \text{ cm.}$$

Para el diseño se asume un espesor: $e = 15 \text{ cm.}$

Losa de cubierta

La losa de cubierta será considerada como una losa armada en dos sentidos y apoyada en sus cuatro lados.

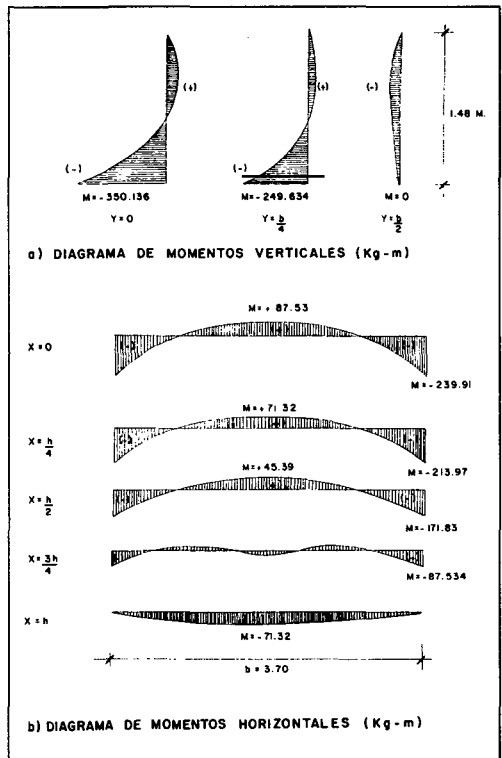


Figura 6.6 : Diagrama de momentos

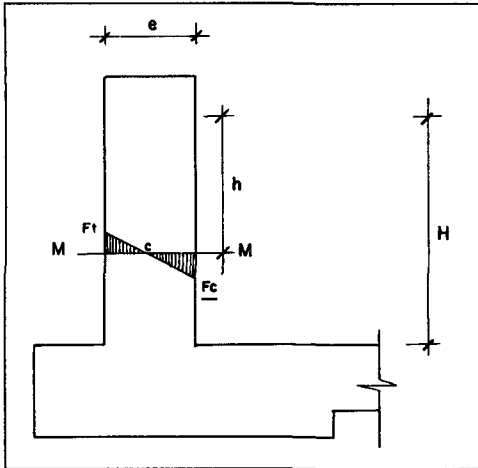


Figura 6.7 : Máximo momento absoluto originado por el empuje del agua

Cálculo del espesor de la losa:

espesor de los apoyos = 0.15 cm.

luz interna = 3.70 m.

$$\text{luz de cálculo (L)} = 3.7 + \frac{2(0.15)}{2}$$

$$L = 3.85 \text{ m.}$$

$$\text{espesor } e = \frac{L}{36} = 0.10 \text{ m.}$$

Según el Reglamento Nacional de Construcciones para losas macizas en dos direcciones, cuando la relación de las dos es igual a la unidad, los momentos flexionantes en las fajas centrales son:

$$M_A = M_B = CWL^2$$

(6.3)

Donde C = 0.036

$$\text{Peso propio} = 0.10 \times 2400 = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = 390 \text{ Kg/m}^2$$

Reemplazando en la ecuación 6.3, se tiene:

$$M_A = M_B = 208.11 \text{ Kg-m.}$$

Conocidos los valores de los momentos, se calcula el espesor útil "d" mediante el método elástico con la siguiente relación:

$$d = \left[\frac{M}{R b} \right]^{1/2}$$

(6.4)

Siendo:

$$M = M_A = M_B = 208.11 \text{ Kg-m.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$R = \frac{1}{2} \times f_s \times j \times k$$

$$n^{(1)} = 10$$

$$k^{(2)} = 0.361$$

$$J = 1 - \frac{k}{3} = 0.879$$

Resultando R = 12.53 y reemplazando los valores en la ecuación 6.4, se obtiene: d = 4.07 cm.

$$(1) n = E_s/E_c = (2.1 \times 10^6)/(W^{1.5} \times 4200 \times (f'c)^{1/2})$$

$$\text{Para } W = 2.4 \text{ Tn/m}^3 \text{ y } f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$(2) k = 1/(1 + f_s/(nfc))$$

$$\text{Para } f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } f_c = 79 \text{ Kg/cm}^2$$

El espesor total (e), considerando un recubrimiento de 2.5 cm., será igual a 6.57 cm; siendo menor que el espesor mínimo encontrado (e = 10 cm.). Para el diseño se considera $d = 10 - 2.5 = 7.50$ cm.

Losa de fondo

Asumiendo el espesor de la losa de fondo igual a 0.15 m. y conocida la altura de agua de 1.48 m., el valor de P será:

$$\begin{array}{rcl} \text{Peso propio del agua} & 1.48 \times 1000 & = 1480 \text{ Kg/m}^2. \\ \text{Peso propio del concreto} & 0.15 \times 2400 & = 360 \text{ Kg/m}^2. \\ \hline W & & = 1840 \text{ Kg/m}^2. \end{array}$$

La losa de fondo será analizada como una placa flexible y no como una placa rígida, debido a que el espesor es pequeño en relación a la longitud; además la consideraremos apoyada en un medio cuya rigidez aumenta con el empotramiento. Dicha placa estará empotrada en los bordes.

Debido a la acción de las cargas verticales actuantes para una luz interna de $L = 3.70$ m., se originan los siguientes momentos:

Momento de empotramiento en los extremos:

$$M = - \frac{W L^2}{192} = - 131.20 \text{ Kg-m.}$$

Momento en el centro:

$$M = \frac{W L^3}{384} = 65.60 \text{ Kg-m.}$$

Para losas planas rectangulares armadas con armaduras en dos direcciones, Timoshenko⁽¹⁾ recomienda los siguientes coeficientes:

$$\begin{array}{rcl} \text{Para un momento en el centro} & & = 0.0513 \\ \text{Para un momento de empotramiento} & & = 0.529 \end{array}$$

Momentos finales:

$$\begin{array}{rcl} \text{Empotramiento (Me)} & = 0.529 \times (- 131.20) & = - 69.4 \text{ Kg-m.} \\ \text{Centro (Mc)} & = 0.0513 \times 65.60 & = 3.36 \text{ Kg-m.} \end{array}$$

Chequeo del espesor:

El espesor se calcula mediante el método elástico sin agrietamiento considerando el máximo momento absoluto ($M = 69.40$ Kg-m) con la siguiente relación:

(1) Referencia: Harry Parker, M.C. pp 172 - 180.

$$e = \left[\frac{6M}{ft b} \right]^{1/2}$$

Siendo: $ft = 0.85 (f'c)^{1/2} = 11.244$ para $f'c=175 \text{ Kg/cm}^2$ resulta $e = 6.08 \text{ cm}$. Dicho valor es menor que el espesor asumido (15 cm.) y considerando el recubrimiento de 4 cm. resulta:

$$d = 11 \text{ cm.}$$

B) DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA

Para determinar el valor del área de acero de la armadura de la pared, de la losa de cubierta y de fondo, se considera la siguiente relación:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad (6.5)$$

Donde:

M = Momento máximo absoluto en Kg-m.

f_s = Fatiga de trabajo en Kg/cm^2 .

j = Relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión.

d = Peralte efectivo en cm.

Con el valor del área acero (A_s) y los datos indicados en el Cuadro 6.3, se calculará el área efectiva de acero que servirá para definir el diámetro y la distribución de armadura.

Los valores y resultados para cada uno de los elementos analizados se muestran en el Cuadro 6.3.

Pared

Para el diseño estructural de la armadura vertical y horizontal de la pared del ejemplo se considera el momento máximo absoluto, por ser una estructura pequeña que dificultaría la distribución de la armadura y porque el ahorro en términos económicos no sería significativo. Para la armadura vertical resulta un momento (M_x) igual a 350.136 kg-m. y para la armadura horizontal el momento (M_y) es igual a 239.91 Kg-m. Dichos valores se observan en el Cuadro 6.2.

Para resistir los momentos originados por la presión del agua y tener una distribución de la armadura se considera $f_s=900\text{Kg/cm}^2$ y $n = 9^{(1)}$

Conocido el espesor de 15 cm. y el recubrimiento de 7.5 cm. se define un peralte efectivo $d = 7.5 \text{ cm}$. El valor de j es igual a 0.85 definido con $k = 0.441$.

(1) Valores recomendados en las Normas Sanitarias de ACI-350

La cuantía mínima se determina mediante la siguiente relación:

$$As \text{ mín.} = 0.0015 b \times e = 2.25 \text{ cm}^2. \quad \text{para } b = 100 \text{ y } e = 15 \text{ cm.}$$

La información adicional, los resultados, la selección del diámetro y la distribución de la armadura se muestran en el Cuadro 6.3.

Losa de cubierta

Para el diseño estructural de armadura se considera el momento en el centro de la losa cuyo valor permitirá definir el área de acero en base a la ecuación 6.5.

Para el cálculo se consideran:

$$M = 208.11 \text{ Kg-m.}$$

$$f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$j = 0.879.$$

$$d = 7.5 \text{ cm.}$$

Los valores de M, f_s , j y d fueron desarrollados en el ítem 6.4a.

La cuantía mínima recomendada es:

$$As \text{ mín.} = 0.0017 b \times e = 1.70 \text{ cm}^2. \quad \text{para: } b = 100 \text{ y } e = 10 \text{ cm.}$$

Los resultados se muestran en el Cuadro 6.3.

Losa de fondo

Como en el caso del cálculo de la armadura de la pared, en la losa de fondo se considera el máximo momento absoluto de 69.40 Kg-m. cuyo valor, al igual que el peralte ($d = 11 \text{ cm.}$), fue determinado en el ítem 6.4a.

Para determinar el área de acero se considera $f_s = 900 \text{ Kg/cm}^2$ y $n = 9$. El valor de j es 0.85 definido por $k = 0.441$.

Se considera una cuantía mínima de:

$$As \text{ mín.} = 0.0017 \times b \times e = 2.55 \text{ cm}^2. \quad \text{para } b = 100 \text{ y } e = 15 \text{ cm.}$$

Los resultados se observan en el Cuadro 6.3.

En todos los casos, cuando el valor de área de acero (A_s) es menor a la cuantía mínima ($A_s \text{ mín.}$), para la distribución de la armadura se utilizará el valor de dicha cuantía.

C) CHEQUEO POR ESFUERZO CORTANTE Y ADHERENCIA

El chequeo por esfuerzo cortante tiene la finalidad de verificar si la estructura requiere estribos o no; y el chequeo por adherencia sirve para verificar si existe una perfecta adhesión entre el concreto y el acero de refuerzo.

A continuación se presenta el chequeo en la pared y losa de cubierta.

Pared

Esfuerzo cortante:

La fuerza cortante total máxima (V), será:

$$V = \frac{\gamma a h^2}{2} \quad (6.6)$$

Reemplazando valores en la ecuación 6.6, resulta:

$$V = 1095.20 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo cortante nominal (v), se calcula mediante:

$$v = \frac{V}{j b d} \quad (6.7)$$

Conocidos los valores y reemplazando $j = 7/8$ en la ecuación 6.7, tenemos:

$$v = 1.67 \text{ Kg/cm}^2.$$

El esfuerzo permisible nominal en el concreto, para muros no excederá a:

$$V_{\text{máx}} = 0.02 f'c = 3.5 \text{ Kg/cm}^2. \text{ para } f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2.$$

Por lo tanto, las dimensiones del muro por corte satisfacen las condiciones de diseño.

Adherencia:

Para elementos sujetos a flexión, el esfuerzo de adherencia en cualquier punto de la sección se calcula mediante:

$$u = \frac{V}{\Sigma_o J d} \quad (6.8)$$

Siendo:

$$\Sigma_o \text{ para } \phi 3/8" @ 11 \text{ cm.} = 27.30$$

$$V = 1095.20 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$u = 6.29 \text{ Kg/cm}^2.$$

El esfuerzo permisible por adherencia (u máx) para $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$, es:

$$u_{\text{máx}} = 0.05 f'c = 8.75 \text{ Kg/cm}^2.$$

Siendo el esfuerzo permisible mayor que el calculado, se satisface la condición de diseño.

CUADRO 6.3

Resumen del cálculo estructural y distribución de armadura

DESCRIPCIÓN	P A R E D		LOSA DE CUBIERTA	LOSA DE FONDO
	VERTICAL	HORIZONTAL		
Momentos "M" (Kg - m.)	350.136	239.91	208.11	69.40
Espesor Útil "d" (cm.)	7.50	7.50	7.50	11.00
fs (Kg/cm ²)	900	900	1400	900
n	9	9	10 ⁽¹⁾	9
fc (Kg/cm ²)	79	79	79	79
$k = \frac{1}{1 + fs/(n fc)}$	0.441	0.441	0.361	0.441
$j = 1 - (k/3)$	0.85	0.85	0.879	0.85
Área de Acero: $As = \frac{100 \times M}{fs \times j \times d}$ (cm ²)	6.10	4.18	2.25	0.82
C	0.0015	0.0015	0.0017	0.0017
b (cm.)	100	100	100	100
e (cm.)	15	15	10	15
Cuantía Mínima: As mín. = C x b x e (cm ²)	2.25	2.25	1.70	2.55
Área Efectiva de As ⁽²⁾ (cm ²)	6.39	4.26	2.84	2.84
Área Efectiva de As mín. ⁽²⁾ (cm ²)	2.84	2.84	2.84	2.84
Distribución (3/8") ⁽³⁾	$\frac{0.71}{6.39} = 0.11 \text{ m.}$	$\frac{0.71}{4.26} = 0.17 \text{ m.}$	$\frac{0.71}{2.84} = 0.25 \text{ m.}$	$\frac{0.71}{2.84} = 0.25 \text{ m.}$

⁽¹⁾ Resultado de: $n = Es/Ec = (2.1 \times 10^6)/(W^{1.5} \times 4200 \times (f'c)^{1/2})$ para $W = 2.4 \text{ Tn/m}^3$ y $F'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$.

⁽²⁾ Se determina considerando el Cuadro H.4 del anexo H.

⁽³⁾ Se calcula considerando el valor mayor del área efectiva, pudiendo ser As ó As mín.

- Losa de Cubierta

Esfuerzo Cortante:

La fuerza cortante máxima (V) es igual a:

$$V = \frac{W S}{3} = 481 \text{ Kg/m.}$$

Donde la luz interna (S) es igual a 3.7 m. y el peso total (W), es igual 390 Kg/m². El esfuerzo cortante unitario (v) se calcula con la siguiente ecuación:

$$v = \frac{V}{b d} = 0.64 \text{ Kg/cm}^2.$$

El máximo esfuerzo cortante unitario (v máx) es:

$$v \text{ máx} = 0.29 (175)^{1/2} = 3.83 \text{ Kg/cm}^2.$$

El valor de v máx. muestra que el diseño es el adecuado.

Adherencia:

$$u = \frac{V}{\Sigma_o J d} = 6.08 \text{ Kg/cm}^2, \text{ para } \Sigma_o = 12$$

Siendo u máx = 0.05 f'c = 8.75 Kg/cm², se satisface la condición de diseño.

CAPÍTULO 7

RED DE DISTRIBUCIÓN

La red de distribución es el conjunto de tuberías de diferentes diámetros, válvulas, grifos y demás accesorios cuyo origen está en el punto de entrada al pueblo (final de la línea de aducción) y que se desarrolla por todas las calles de la población.

Para el diseño de la red de distribución es necesario definir la ubicación tentativa del reservorio de almacenamiento con la finalidad de suministrar el agua en cantidad y presión adecuadas a todos los puntos de la red. Las cantidades de agua se han definido en base a las dotaciones y en el diseño se contempla las condiciones más desfavorables, para lo cual se analizaron las variaciones de consumo considerando en el diseño de la red el consumo máximo horario (Q_{mh}).

Las presiones deben satisfacer las condiciones máximas y mínimas para las diferentes situaciones de análisis que puedan ocurrir. En tal sentido, la red debe mantener presiones de servicio mínimas, que sean capaces de llevar agua al interior de las viviendas (parte alta del pueblo). También en la red deben existir limitaciones de presiones máximas tales que no provoquen daños en las conexiones y que permitan el servicio sin mayores inconvenientes de uso (parte baja).

En el capítulo se presentan las consideraciones básicas de diseño y tipos de redes con algunos detalles específicos de cálculo.

7.1 CONSIDERACIONES BÁSICAS DE DISEÑO

La red de distribución se debe calcular considerando la velocidad y presión del agua en las tuberías.

Se recomiendan valores de velocidad mínima de 0.6 m/s y máxima de 3.0 m/s. Si se tiene velocidades menores que la mínima, se presentarán fenómenos de sedimentación; y con velocidades muy altas, se producirá el deterioro de los accesorios y tuberías.

La presión mínima depende de las necesidades domésticas, y la máxima influye en el mantenimiento de la red, ya que con presiones elevadas se originan pérdidas por fugas y fuertes golpes de ariete. Las Normas Generales del Ministerio de Salud, recomiendan que la presión mínima de servicio en cualquier parte de la red no sea menor de 5 m. y que la presión estática no exceda de 50 m.

En las Normas del Ministerio de Salud se establece que el diámetro mínimo a utilizarse en la red, será aquel que satisfaga las condiciones hidráulicas que garanticen las presiones mínimas de servicio en la red y su capacidad deberá ser tal que pueda absorber en el futuro la instalación de conexiones domiciliarias. El diámetro mínimo recomendado es de 3/4".

Las válvulas, según las Normas mencionadas, se deben ubicar para aislar tramos no mayores de 300 m. o en lugares que garanticen el buen funcionamiento del sistema y permitan interrupciones para realizar las ampliaciones y reparaciones en la red.

En base a estas consideraciones se efectúa el diseño hidráulico, de la red de distribución, siendo la tubería de PVC la más utilizada en los proyectos de agua potable en zonas rurales. Para el cálculo hidráulico, las Normas del Ministerio de Salud recomiendan el empleo de las ecuaciones de Hazen-Williams y Fair-Whipple (ver capítulo 5).

7.2 TIPOS DE REDES

Según la forma de los circuitos, existen dos tipos de sistemas de distribución: el sistema abierto o de ramales abiertos y el sistema de circuito cerrado, conocido como malla, parrilla, etc (Figura 7.1).

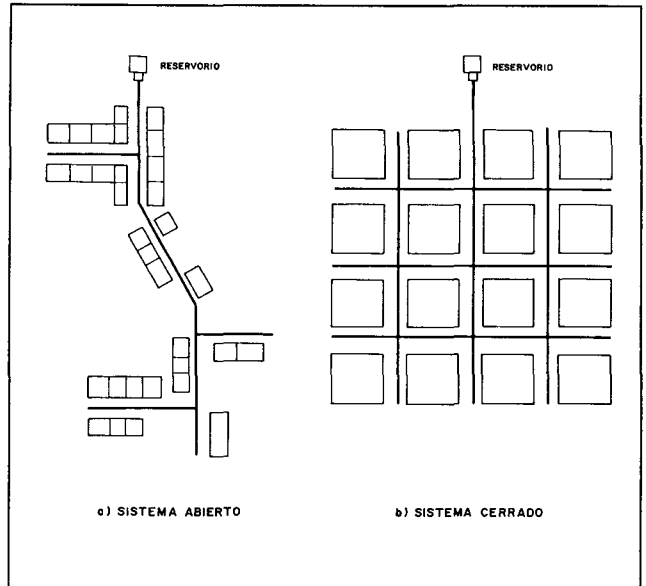


Figura 7.1 : Tipos de redes de distribución

A) SISTEMA ABIERTO O RAMIFICADO

Son redes de distribución que están constituídas por un ramal matriz y una serie de ramificaciones. Es utilizado cuando la topografía dificulta o no permite la interconexión entre ramales y cuando las poblaciones tienen un desarrollo lineal, generalmente a lo largo de un río o camino.

La tubería matriz o principal se instala a lo largo de una calle de la cual se derivan las tuberías secundarias. La desventaja es que el flujo está determinado en un solo sentido, y en caso de sufrir desperfectos puede dejar sin servicio a una parte de la población. El otro inconveniente es que en el extremo de los ramales secundarios se dan los puntos muertos, es decir el agua ya no circula, sino que permanece estática en los tubos originando sabores y olores, especialmente en las zonas donde las casas están más separadas. En los puntos muertos se requiere instalar válvulas de purga con la finalidad de limpiar y evitar la contaminación del agua.

EJEMPLO:

Se desea diseñar la red de distribución para una localidad de una población dispersa de densidad heterogénea, con una población futura de 1,125 habitantes, para un periodo de diseño de 20 años y una dotación de 90 l/hab./día.

Cálculos:

$$\text{Consumo medio (Qm)} = \frac{\text{Pf} \times \text{dot.}}{86,400} = 1.172 \text{ l/s.}$$

$$\text{Consumo máximo horario (Qmh): } 1.5 \text{ Qm} = 1.758 \text{ l/s.}$$

$$\text{Consumo unitario (Q unit.)} = (\text{Qmh})/(\text{población futura}).$$

$$\text{Q unit.} = 0.0015627 \text{ l/s/hab.}$$

Identificados los tramos en la Figura 7.2 y conocidos los valores del gasto unitario (Q unit.) y los habitantes de cada tramo, se determinan los valores del gasto por tramo mediante la siguiente relación:

$$Q_{\text{tramo}} = Q_{\text{unit.}} \times \text{nro de habitantes por tramo}$$

Los resultados se presentan en el Cuadro 7.1

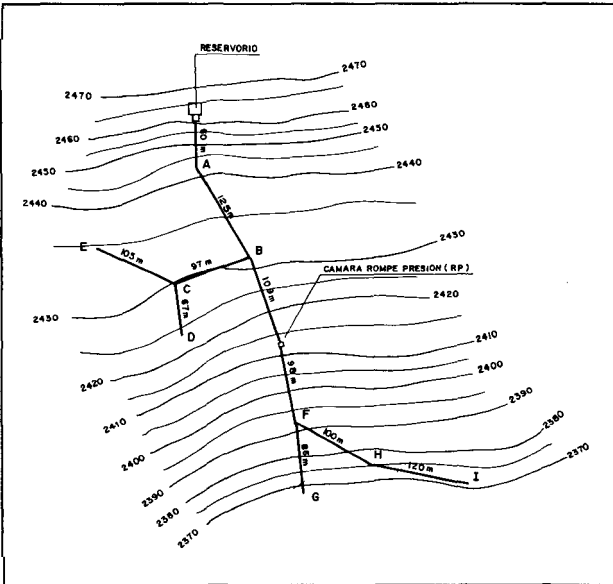


Figura 7.2 : Esquema de red ramificada

CUADRO 7.1

Cálculo de los gastos por tramo

TRAMO	Nro HABITANTES POBLACIÓN FUTURA POR TRAMO	GASTOS POR TRAMO (l/s)
A - B	122	0.191
B - C	161	0.252
C - D	160	0.250
C - E	157	0.245
B - Rp	100	0.156
Rp- F	103	0.161
F - G	119	0.186
F - H	105	0.164
H - I	98	0.153
TOTAL	1,125	1.758

Los resultados del cálculo hidráulico se muestran en el Cuadro 7.2, determinándose los valores de las columnas del modo siguiente:

- Columna 1 Corresponde a la identificación del tramo a calcular.
- Columna 2 Gasto por tramo determinado y detallado en el Cuadro 7.1.
- Columna 3 Gasto de diseño; este gasto se determina en función a los gastos acumulados por tramo, recomendándose iniciar el cálculo por el tramo final.

Ejemplo: Gasto de diseño del tramo Rp-F

$$Q_{\text{diseño}}(\text{Rp-F}) = Q_{\text{tramo}}(\text{F-G} + \text{H-I} + \text{F-H} + \text{Rp-F})$$

$$Q_{\text{diseño}}(\text{Rp-F}) = 0.186 + 0.153 + 0.164 + 0.161 = 0.664$$

- Columna 4 Longitud del tramo en metros.
- Columna 5 Diámetro: se asumirá un diámetro inicial en función a las velocidades límites y al gasto de diseño.
- Columna 6 Velocidad determinada mediante la siguiente relación:

$$V = 1.9735 \frac{Q_{\text{diseño}}}{D^2}$$

Siendo $Q_{\text{diseño}}$ (Col.3) y D (Col.5) en l/s y pulg. respectivamente.

- Columna 7 Pérdida de carga unitaria. Se considera que está trabajando con tubería PVC ($C=140$), por lo que la pérdida de carga es determinada por la relación:

$$hf = \left(\frac{Q}{2.492 \times D^{2.63}} \right)^{1.85}$$

Siendo $Q_{\text{diseño}}$ y D valores que se muestran en las Columnas 3 y 5. El valor de hf será expresado en %.

- Columna 8 Pérdida de carga del tramo. Este valor se obtiene multiplicando la longitud del tramo (Col.4) por la pérdida de carga unitaria (Col.7), siendo:

$$H_f = L \times hf/1000$$

- Columna 9 Para el cálculo de la cota piezométrica inicial se parte del reservorio, considerando la cota del terreno (ver Col.11). Para los tramos siguientes, la cota piezométrica inicial será igual a la cota piezométrica final del tramo anterior.

EJEMPLO:

Cota Piez. (i) del reservorio = 2462 m.s.n.m.
Cota Piez. (f) Tramo(reser -A) = 2457.624 m.s.n.m.
Cota Piez. (i) Tramo (A-B) = 2457.624 m.s.n.m.

Columna 10 Cota piezométrica final es igual a la diferencia de la Columna 9 y 8:

$$\text{Cota Piez. (f)} = \text{Cota Piez. (i)} - H_f$$

EJEMPLO:

Cota Piez. (f) reservorio = 2462 - 4.3757
Cota Piez. (f) reservorio = 2457.624 m.s.n.m.

Columna 11 Cota inicial del terreno en m.s.n.m.

Columna 12 Cota final del terreno en m.s.n.m.

Columna 13 Presión inicial. Se calcula mediante la diferencia entre la columna 9 y 11.

$$P(i) = \text{Cota Piez. (i)} - \text{Cota Inicial del Terreno.}$$

Columna 14 Presión Final. Se calcula mediante la diferencia entre la columna 10 y 12.

$$P(f) = \text{Cota Piez. (f)} - \text{Cota Final del Terreno.}$$

Los valores de las presiones iniciales y finales se encuentran dentro de los límites recomendados por las Normas del Ministerio de Salud (mínimo 5 m. y máximo 50 m.), por lo que se concluye que los diámetros seleccionados son los correctos.

B) Sistema cerrado

Son aquellas redes constituídas por tuberías interconectadas formando mallas. Este tipo de red es el más conveniente y tratará de lograrse mediante la interconexión de tuberías, a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente. En este sistema se eliminan los puntos muertos; si se tiene que realizar reparaciones en los tubos, el área que se queda sin agua se puede reducir a una cuadra, dependiendo de la ubicación de las válvulas. Otra ventaja es que es más económico, los tramos son alimentados por ambos extremos consiguiéndose menores pérdidas de carga y por lo tanto menores diámetros; ofrece más seguridad en caso de incendios, ya que se podría cerrar las válvulas que se necesiten para llevar el agua hacia el lugar del siniestro.

Para el análisis hidráulico de una red de distribución en un sistema cerrado los métodos más utilizados son el de seccionamiento y el de Hardy Cross.

- Método de seccionamiento

Este método está basado en el corte de la red proyectada en varios puntos determinados, de tal manera que el flujo de agua sea en un

CUADRO 7.2

Resumen del cálculo hidráulico de la red de distribución - sistema ramificado

TRAMO (m)	GASTO (l/s)		LONG. (m)	DIÁMETRO (pulg.)	VELOCID. (m/s)	PÉRD. DE CARGA		COTA PIEZOMÉTRICA (m.s.n.m)		COTA DEL TERRENO (m.s.n.m.)		PRESIÓN (m)	
	TRAMO 2	DISEÑO 3				UNIT (‰)	TRAMO (m)	INICIAL 9	FINAL 10	INICIAL 11	FINAL 12	INICIAL 13	FINAL 14
Res- A	—	1.758	60	1 1/2	1.542	72.9288	4.3757	2462.00	2457.624	2462.00	2443.00	0.00	14.62
A - B	0.191	1.758	125	1 1/2	1.542	72.9288	9.1161	2457.624	2448.508	2443.00	2432.00	14.62	16.51
B - C	0.252	0.747	97	1 1/2	0.655	14.9712	1.4522	2448.508	2447.056	2432.00	2430.00	16.51	17.06
C - D	0.250	0.250	67	1	0.493	14.2094	0.9520	2447.056	2446.104	2430.00	2424.00	17.06	22.10
C - E	0.245	0.245	105	1	0.484	13.6881	1.4373	2447.056	2445.619	2430.00	2434.00	17.06	11.62
B - Rp	0.156	0.820	109	1 1/2	0.719	17.7897	1.9391	2448.508	2446.569	2432.00	2412.00	16.51	34.57
Rp - F	0.161	0.664	98	1 1/2	0.582	12.0400	1.1799	2412.00	2410.820	2412.00	2392.00	0.00	18.82
F - G	0.186	0.186	86	1	0.367	8.2221	0.7071	2410.820	2410.113	2392.00	2369.00	18.82	41.11
F - H	0.164	0.317	100	1	0.626	22.0468	2.2047	2410.820	2408.615	2392.00	2385.00	18.82	23.62
H - I	0.153	0.153	120	1	0.302	5.7288	0.6875	2408.615	2407.928	2385.00	2372.00	23.62	35.93

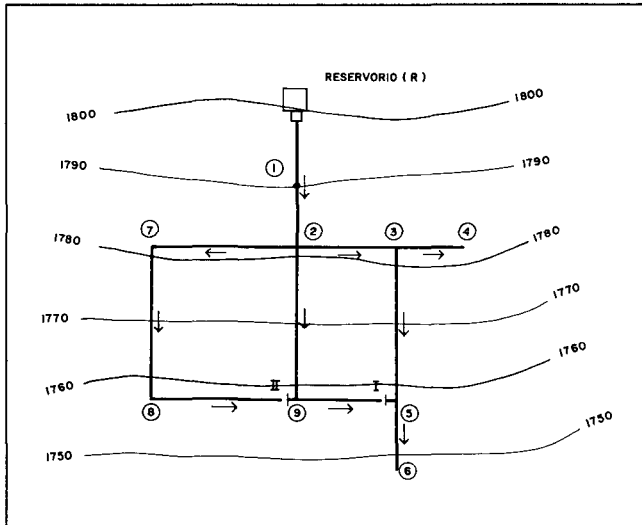


Figura 7.3 : Puntos de seccionamiento en la red de distribución

solo sentido y proveniente de un ramal principal. Consiste en formar anillos o circuitos, los cuales se numeran por tramos; en cada circuito se efectúa un corte o seccionamiento y se calculan los gastos por cada tramo de la red abierta (Figura 7.3).

Para un seccionamiento ideal, las presiones en los puntos de corte deben ser iguales, tolerándose una diferencia máxima de 10% con respecto al valor de las presiones obtenidas para cada nudo. Si esto no se comprueba, se deberá alterar convenientemente el diámetro de algunas tuberías o modificar el seccionamiento adoptado.

Las redes se calculan para una capacidad de distribución igual al consumo máximo horario, el que puede considerarse uniformemente distribuido a lo largo de toda la tubería, o por áreas según la densidad de población.

EJEMPLO:

Se pide diseñar la red de distribución para una población mostrada en la Figura 7.4 y para las siguientes condiciones:

Datos:

Población futura : 977 habitantes.

Dotación : 80 l/hab./día.

$$\text{Consumo medio (Qm)} = \frac{\text{Pf} \times \text{dot.}}{86,400} = 0.905 \text{ l/s.}$$

$$\text{Consumo máximo horario (Qmh): } 1.5 \text{ Qm} = 1.36 \text{ l/s.}$$

Para desarrollar el método de seccionamiento se efectuará 5 cortes en la red: I, II, III, IV y V tal como se puede observar en la Figura 7.5.

Se recomienda iniciar los cálculos desde los extremos de la malla hacia el ingreso de la línea de aducción, donde no existe corte.

Con el criterio de seccionamiento adoptado, los cálculos siguen una secuencia lógica determinándose los valores de las columnas que aparecen en el Cuadro 7.3.

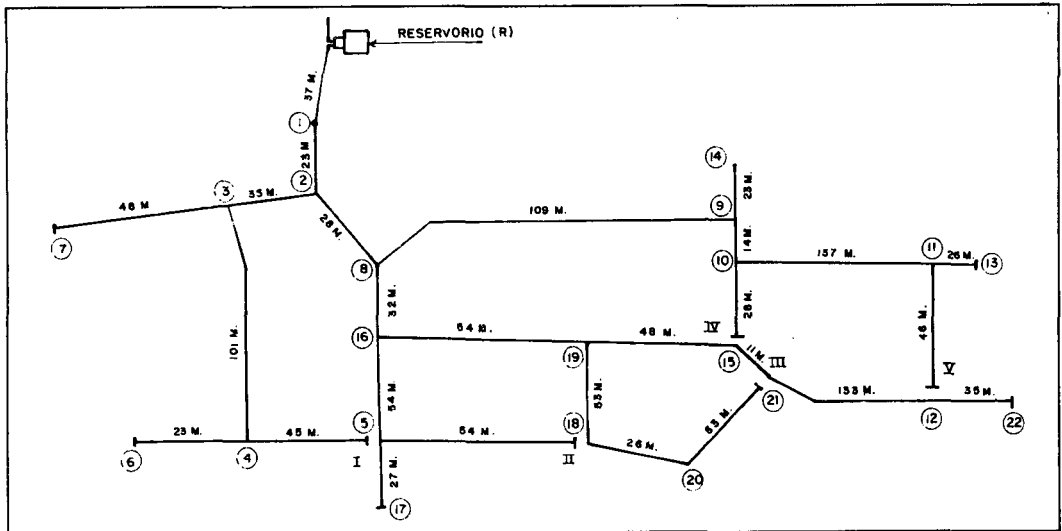


Figura 7.5 : Identificación de los puntos y de los cortes I, II, III, IV y V

Gastos en Marcha (Qm): Col.4.

$$Q_m = Q_{unit} \times L$$

(7.1)

Donde:

Q_m = Gasto en marcha en l/s.

Q_{unit.} = Gasto Unitario en l/s.

L = Longitud del tramo en m.

Siendo una población de densidad homogénea, se determinará un gasto unitario en base a las longitudes de tubería aplicando la siguiente relación:

$$Q_{unit.} = \frac{Q_{mh}}{\text{Long. total real}} \quad \text{(No incluye línea de aducción)}$$

(7.2)

Donde:

Q_{mh} = 1.36 l/s.

Long. total real = 1276 m.

Reemplazando en la ecuación 7.2

$$Q_{unit.} = \frac{1.36}{1276}$$

$$Q_{unit.} = 1.06583 \times 10^{-3} \text{ l/s/m.}$$

Conocidos los valores de Q unit. y la longitud de cada tramo, se determina los valores de Qm.

EJEMPLOS:

Tramo 1-2, Tramo 2-8 y Tramo 2-3.

$$Q_m(1-2) = 23 \times 1.06583 \times 10^{-3} = 0.025 \text{ l/s.}$$

$$Q_m(2-8) = 28 \times 1.06583 \times 10^{-3} = 0.0298 \text{ l/s.}$$

$$Q_m(2-3) = 35 \times 1.06583 \times 10^{-3} = 0.0373 \text{ l/s.}$$

Gasto Inicial (Qi) y Gasto Final (Qf): Col.3 y Col.5

$$Q_i = Q_m + Q_f$$

EJEMPLOS:

Tramo 11-12:

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo: } Q_f = 0$$

$$Q_i = 0.0490 \text{ l/s.}$$

Tramo 11-13:

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo } Q_f = 0$$

$$Q_i = 0.0277 \text{ l/s.}$$

Tramo 10-11:

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo: } Q_f = Q_i(11-12) + Q_i(11-13)$$

$$Q_f = 0.0490 + 0.0277$$

$$Q_f = 0.0767 \text{ l/s.}$$

$$Q_i = 0.1460 + 0.0767$$

$$Q_i = 0.2227 \text{ l/s.}$$

Tramo 10-15:

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo: } Q_f = 0$$

$$Q_i = 0.0298 \text{ l/s.}$$

Tramo 9-10:

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo: } Q_f = Q_i(10-15) + Q_i(10-11)$$

$$Q_f = 0.0298 + 0.2227$$

$$Q_f = 0.2525$$

$$Q_i = 0.0149 + 0.2525$$

$$Q_i = 0.2674 \text{ l/s.}$$

Tramo 9-14:

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo: } Q_f = 0$$

$$Q_i = 0.0245 \text{ l/s.}$$

Tramo 8-9:

$$Q_i = Q_m + Q_f, \text{ siendo: } Q_f = Q_i(9-10) + Q_i(9-14)$$

$$Q_f = 0.2674 + 0.0245$$

$$Q_f = 0.2919$$

$$Q_i = 0.1162 + 0.2919$$

$$Q_i = 0.4081 \text{ l/s.}$$

Gasto Ficticio (Qfi): Col. 6.

Para el cálculo de Qfi, se empleará la siguiente ecuación:

$$Q_{fi} = \frac{Q_{\text{inicial}} + Q_{\text{final}}}{2}$$

Conocidos los valores y reemplazando, como ejemplo se tiene:

Tramo 12-22:

$$Q_{fic} = \frac{0.0373+0}{2} = 0.0197 \text{ l/s.}$$

Tramo 21-12:

$$Q_{fic} = \frac{0.1791+0.0373}{2} = 0.1082 \text{ l/s.}$$

Cota del Terreno : Col.13 y Col.14.

Las cotas del terreno se obtienen del plano topográfico de la red de distribución (ver Figura 7.4), considerando la cota inicial al comienzo del tramo y la cota final al concluir éste.

Diámetros de Tubería (D) y Velocidad (V): Col.7 y Col.8.

Se seleccionan tentativamente diámetros de 1 1/2" y 1" en función a la distribución de ramales troncales y secundarios. Con estos diámetros y los gastos ficticios se determinan las velocidades en m/s para cada tramo, aplicando la relación:

$$V = 1.9735 \frac{Q_{fi}}{D^2}$$

Pérdida de Carga Unitaria (hf) y Pérdida de Carga por Tramo (Hf): Col.9 y Col.10.

Conocidos los valores del caudal ficticio (Qfi) y diámetro (D) de tubería para cada tramo, se calcula la pérdida de carga unitaria (hf) utilizando la ecuación de Hazen y Williams (ecuación. 5.3 - Capítulo 5).

EJEMPLO:

Tramo 12-22:

$$\begin{aligned} Q_{fi} &= 0.0187 \text{ l/s.} \\ D &= 1" \\ C &= 140 \end{aligned}$$

Reemplazando los valores se tiene:

$$hf = 0.1173 \text{ ‰}$$

La pérdida de carga por tramo (H_f) será igual a:

$$H_f = \text{Longitud del tramo} \times h_f$$

Para el tramo 12-22:

$$H_f = \frac{35 \times 0.1173}{1000} = 0.0041 \text{ m.}$$

Cotas Piezométricas inicial y final: Col.11 y Col.12.

Para el cálculo de las cotas piezométricas de la red, se empieza por analizar el tramo de la línea de aducción.

La línea de aducción es el tramo comprendido entre el reservorio de almacenamiento y el inicio de la red de distribución (R-1). Se diseña considerando el gasto o consumo máximo horario (Q_{mh}).

$$Q_{mh} = 1.36 \text{ l/s.}$$

Cota del fondo del reservorio: 3321.20 m.s.n.m.

Se asume como Cota Piezométrica Inicial (Cota Piez.(i)) la cota de fondo del reservorio.

$$\text{Diámetro seleccionado (D)} = 1 \frac{1}{2}''$$

La cota piezométrica final (Cota Piez. (f)) para este tramo, se calcula como sigue:

$$\text{Cota Piez. (f)} = \text{Cota Piez (i)} - H_f (R-1)$$

Donde:

$$H_f = h_f \times L$$

Considerando $L = 37 \text{ m.}$, el valor de h_f que es determinado con la ecuación de Hazen y Williams resulta 45.36 ‰.

Se tiene:

$$H_f = 0.04536 \times 37$$

$$H_f = 1.6783 \text{ m.}$$

Por lo tanto:

$$\text{Cota Piez. (f)} = 3321.20 - 1.6783$$

$$\text{Cota Piez. (f)} = 3319.522 \text{ m.s.n.m.}$$

A partir de este resultado se procede a calcular las cotas piezométricas en los diferentes tramos de la red.

EJEMPLOS:

Tramo 1 - 2 :

$$\text{Cota Piez. (i)} = \text{Cota Piez. (f) (R-1)}$$

$$\text{Cota Piez. (i)} = 3319.522$$

$$\text{Cota Piez. (f)} = \text{Cota Piez. (i)} - H_f(1-2)$$

$$\text{Cota Piez. (f)} = 3319.522 - 1.0259$$

$$\text{Cota Piez. (f)} = 3318.496 \text{ m.s.n.m.}$$

Tramo 2 - 8:

$$\text{Cota Piez. (i)} = \text{Cota Piez. (f) (1-2)}$$

$$\text{Cota Piez. (i)} = 3318.496$$

$$\text{Cota Piez. (f)} = \text{Cota Piez. (i)} - H_f(2-8)$$

$$\text{Cota Piez. (f)} = 3318.496 - 0.7895$$

$$\text{Cota Piez. (f)} = 3317.706 \text{ m.s.n.m.}$$

Presiones: Col.15 y Col.16.

Por Tramo

La presión en cualquier punto de la red será igual a la diferencia entre la cota piezométrica y la cota del terreno.

$$\text{Presión (i)} = \text{Cota Piez. (i)} - \text{Cota terreno (i)}$$

$$\text{Presión (f)} = \text{Cota Piez. (f)} - \text{Cota terreno (f)}$$

EJEMPLOS:

Tramo R - 1:

$$\text{Presión (i)} = 3321.20 - 3321.20 = 0$$

$$\text{Presión (f)} = 3319.522 - 3308.50 = 11.02 \text{ m.}$$

Tramo 1 -2:

$$\text{Presión (i)} = 3319.522 - 3308.50 = 11.02 \text{ m.}$$

$$\text{Presión (f)} = 3318.496 - 3303.60 = 14.90 \text{ m.}$$

En el Cuadro 7.3 se observa que las presiones son mayores que la presión mínima de 5 m y menores que la presión máxima de 50m.

A pesar de estar dentro de los rangos establecidos, el método de seccionamiento contempla el chequeo de la diferencia de presión en los puntos de seccionamiento.

CUADRO 7.3

Resumen del cálculo hidráulico de la red de distribución - método de seccionamiento

TRAMO (m)	L (m)	GASTO (l/s)				D (Pulg)	V (m/seg)	hf (%∞)	H (m)	COTA PIEZOMÉTRICA		COTA TERRENO		PRESIONES	
		INICIAL	MARCHA	FINAL	FICTICIO					INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
		QI	QM	QF	QFic.					(i)	(f)	(i)	(f)	(i)	(f)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
12-22	35.00	0.0373	0.0373	0.00	0.0187	1	0.037	0.1173	0.0041	3314.340	3314.336	3272.80	3273.30	41.54	41.04
21-12	133.00	0.1791	0.1418	0.0373	0.1082	1	0.214	3.0179	0.4014	3314.741	3314.340	3284.80	3272.80	29.94	41.54
15-21	11.00	0.1908	0.0117	0.1791	0.1850	1	0.365	8.1406	0.0895	3314.831	3314.741	3286.30	3284.80	28.53	29.94
20-21	63.00	0.0671	0.0671	0.00	0.0336	1	0.0663	0.3468	0.0219	3315.104	3315.082	3285.60	3284.80	29.50	30.28
18-20	26.00	0.0948	0.0277	0.0671	0.0810	1	0.160	1.7664	0.0459	3315.150	3315.104	3286.70	3285.60	28.45	29.50
19-18	53.00	0.1513	0.0565	0.0948	0.1231	1	0.243	3.8315	0.2031	3315.353	3315.150	3288.90	3286.70	26.45	28.45
19-15	48.00	0.242	0.0512	0.1908	0.2164	1	0.427	10.8796	0.5222	3315.353	3314.831	3288.90	3286.30	26.45	28.53
5-18	54.00	0.0576	0.0576	0.00	0.0288	1	0.0568	0.2608	0.0141	3317.192	3317.178	3288.85	3286.70	28.34	30.48
5-17	27.00	0.0288	0.0288	0.00	0.0144	1	0.0284	0.0723	0.0020	3317.192	3317.190	3288.85	3286.90	28.34	30.29
16-5	54.00	0.1439	0.0575	0.0864	0.1152	1	0.227	3.3890	0.1830	3317.375	3317.192	3296.40	3288.85	20.98	28.34
16-19	54.00	0.4508	0.0575	0.3933	0.4221	1	0.833	37.4459	2.0221	3317.375	3315.353	3296.40	3288.90	20.98	26.45
11-12	46.00	0.0490	0.0490	0.00	0.0245	1	0.0483	0.1933	0.0089	3313.852	3313.843	3288.00	3272.80	25.85	41.04
11-13	26.00	0.0277	0.0277	0.00	0.0139	1	0.0274	0.0678	0.0018	3313.852	3313.850	3288.00	3286.70	25.85	27.15
10-11	137.00	0.2227	0.1460	0.0767	0.1497	1	0.2954	5.5023	0.7538	3314.606	3313.852	3292.00	3288.00	22.61	25.85
10-15	28.00	0.0298	0.0298	0.00	0.0149	1	0.0290	0.0771	0.0022	3314.606	3314.604	3292.00	3286.30	22.61	28.30
9-10	14.00	0.2674	0.0149	0.2525	0.2600	1	0.513	15.2782	0.2139	3314.820	3314.606	3295.50	3292.00	19.32	22.61
9-14	23.00	0.0245	0.0245	0.00	0.0123	1	0.0243	0.0540	0.0012	3314.820	3314.819	3295.50	3300.00	19.32	14.82
8-9	109.00	0.4081	0.1162	0.2919	0.3500	1	0.691	26.4796	2.8863	3317.706	3314.820	3299.20	3295.50	18.51	19.32
8-16	32.00	0.6288	0.0341	0.5947	0.6117	11/2	0.537	10.3445	0.3310	3317.706	3317.375	3299.20	3296.40	18.51	20.98
4-5	45.00	0.0480	0.0480	0.00	0.0240	1	0.047	0.1861	0.0084	3317.592	3317.583	3291.40	3288.85	26.19	28.73
4-6	23.00	0.0245	0.0245	0.00	0.0123	1	0.0243	0.0540	0.0012	3317.592	3317.591	3291.40	3292.00	26.19	25.59
3-4	101.00	0.1802	0.1077	0.0725	0.1264	1	0.249	4.0236	0.4064	3317.998	3317.592	3303.40	3291.40	14.60	26.19
3-7	48.00	0.512	0.0512	0.00	0.0256	1	0.051	0.2097	0.0101	3317.998	3317.988	3303.40	3302.80	14.60	15.19
2-3	35.00	0.2687	0.0373	0.2314	0.2501	1	0.494	14.2199	0.4977	3318.496	3317.998	3303.60	3303.40	14.90	14.60
2-8	28.00	1.0667	0.0298	1.0369	1.0518	11/2	0.923	28.1962	0.7895	3318.496	3317.706	3303.60	3299.20	14.90	18.51
1-2	23.00	1.3599	0.0245	1.3354	1.3477	11/2	1.182	44.6027	1.0259	3319.522	3318.496	3308.50	3303.60	11.02	14.90
R - 1	37.00	1.36	—	1.36	1.36	11/2	1.193	45.3588	1.6783	3321.20	3319.522	3321.20	3308.50	0	11.02

Chequeo de la presión

Para el chequeo de la presión es necesario calcular las presiones máximas y mínimas, el valor medio, la máxima diferencia y el porcentaje del valor medio.

Los resultados se tabulan en el Cuadro 7.4.

Presiones máximas y mínimas:

Para evaluar la diferencia de presión se requiere de los valores de presiones máximas y mínimas en los puntos de seccionamiento.

EJEMPLO:

En el punto de seccionamiento I, las presiones concurrentes son:

En el tramo 4 - 5 : la presión (f) = 28.73 m.

En el tramo 16 - 5: la presión (f) = 28.34 m.

Presión máxima = 28.73 m.

Presión mínima = 28.34 m.

Valor medio (Vm):

El valor medio se determina calculando el promedio entre la presión máxima y mínima.

$$\text{Valor Medio (Vm)} = \frac{\text{Presión Máxima} + \text{Presión Mínima}}{2}$$

EJEMPLO:

El Valor Medio en el punto de seccionamiento I es:

$$Vm (I) = \frac{28.73+28.34}{2} = 28.535$$

Máxima diferencia (Md):

La máxima diferencia se halla restando la presión máxima menos la presión mínima.

$$Md = \text{Presión Máxima} - \text{Presión Mínima.}$$

EJEMPLO:

La máxima diferencia en el punto de seccionamiento I es:

$$Md (I) = 28.73 - 28.34 = 0.39 \text{ m.}$$

porcentaje del valor medio (%):

El porcentaje del Valor Medio se determina mediante la relación de la máxima diferencia (Md) y el valor medio (Vm), expresado en porcentaje.

$$\% = \frac{Md \times 100}{Vm}$$

EJEMPLO:

El porcentaje del valor medio (%) en el punto de seccionamiento I es:

$$\% (I) = \frac{0.39 \times 100}{28.535} = 1.37 \%$$

En el Cuadro 7.4 se comprueba que el porcentaje del valor medio en cada punto de seccionamiento, es menor al 10% y que con los diámetros de tuberías seleccionados se podrá distribuir el caudal máximo horario dentro de la red.

CUADRO 7.4

Chequeo de presión en los puntos de seccionamiento

PUNTOS SECCIONADOS	PRESIÓN CALC. (m)		VALOR MEDIO (m)	MÁXIMA DIFERENCIA (m)	PORCENTAJE DEL VALOR MEDIO (%)
	Máxima	Mínima			
I	28.73	28.34	28.535	0.39	1.37
II	30.48	28.45	29.465	2.03	6.89
III	30.28	29.94	30.110	0.34	1.13
IV	28.53	28.30	28.415	0.23	0.81
V	41.54	41.04	41.290	0.50	1.21

108

- Método de Hardy Cross

Es un método de tanteos o aproximaciones sucesivas, en el cual se supone una distribución de caudales y se calcula el error en la pérdida de carga de cada circuito.

En cualquier malla de tuberías se deben satisfacer cuatro condiciones:

- La suma algebraica de las pérdidas de carga alrededor de un circuito debe ser cero (Figura 7.6).
- La cantidad de flujo que entra en un nudo debe ser igual a la cantidad de flujo que sale de ese nudo (Figura 7.7).
- El caudal que ingresa a la red debe ser igual al caudal que sale de ella (ver Figura 7.7).

$$Q = Q_6 + Q_8$$

- Los caudales asignados deben ocasionar velocidades adecuadas a la especificación reglamentaria.

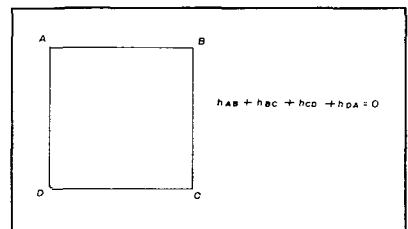


Figura 7.6 : Pérdida de carga en un circuito

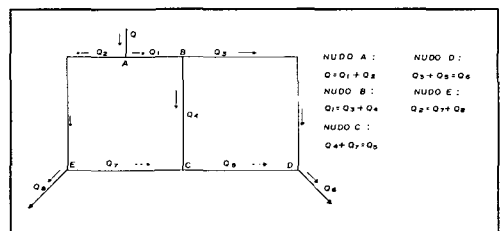


Figura 7.7 : Distribución de gastos en una malla

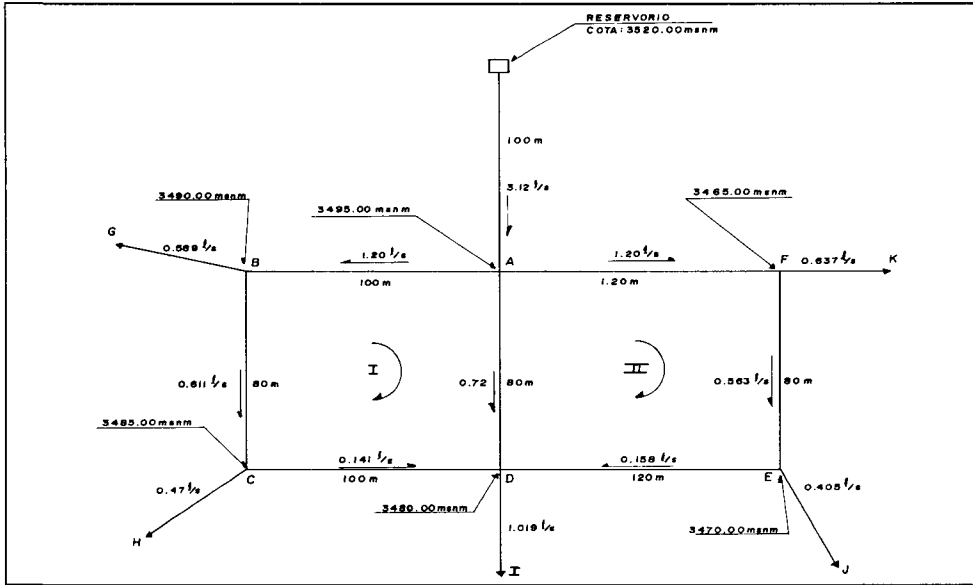


Figura 7.8 : Distribución inicial de gastos y sentido asumido de flujo

Este método comúnmente es aplicado adoptando aproximaciones sucesivas de los valores de caudales, modalidad que será desarrollada en el ejemplo que considera la red de la Figura 7.8. y los datos siguientes:

EJEMPLO:

Población actual (Pa) = 1264 hab.
 Población futura (Pf) = 1795 hab.
 Dotación (d) = 100 l/s.
 Q_m = 2.08 l/s.
 Q_{mh} = 1.5 Q_m = 3.12 l/s.

Densidad: 60 hab./Ha para el cálculo de la población por tramo - área actual y 50 hab./Ha para el cálculo de la población por tramo - área futura.

Se determina el gasto máximo horario por cada tramo, para lo cual es necesario conocer el factor de gasto. Este valor se obtiene mediante la siguiente relación:

$$\text{Factor de gasto} = \frac{Q_{mh}}{\text{gasto unitario}} = \frac{Q_{mh}}{\text{Nro hab.}} = \frac{Q_{mh}}{\text{Pobla.Fut.}}$$

$$\text{Factor de gasto} = 0.001738 \text{ l/s/hab.}$$

El producto del factor de gasto (gasto unitario) por la población de cada tramo permite determinar el gasto máximo horario por tramo.

$$\text{Tramo AB : } Q_{mhAB} = \text{Nro hab. AB} \times \text{Factor de gasto} = 0.292 \text{ l/s.}$$

En el Cuadro 7.5 se presentan los datos de población por tramo y se calcula el gasto máximo horario para cada tramo.

CUADRO 7.5

Cálculo de gasto por tramo

RAMAL O TRAMO	ÁREA ACTUAL (has)	ÁREA FUTURA (has)	CANTIDAD DE HABITANTES		Nro TOTAL DE HABITANTES	Q _{máx.hor.} TRAMO (l/s)
			ACTUAL	FUTURA		
A - B	2.80	--	168	--	168	0.292
B - C	1.80	--	108	--	108	0.188
C - D	2.40	--	144	--	144	0.250
D - E	3.29	0.15	197	8	205	0.356
E - F	1.92	--	115	--	115	0.200
A - F	1.55	3.05	93	153	246	0.428
B - G	1.10	2.10	66	105	171	0.297
C - H	1.20	1.80	72	90	162	0.282
D - I	1.08	1.20	65	60	125	0.217
E - J	1.05	1.10	63	55	118	0.205
F - K	1.00	1.20	60	60	120	0.209
A - D	1.89	--	113	--	113	0.196
TOTAL	21.08	10.60	1,264	531	1,795	3.120

Gasto de Diseño:

$$\begin{aligned}
 BG &= Q_{mh-tramo} (AB+BG) &&= 0.589 \text{ l/s.} \\
 CH &= Q_{mh-tramo} (BC+CH) &&= 0.470 \text{ l/s.} \\
 DI &= Q_{mh-tramo} (CD+AD+ED+DI) &&= 1.019 \text{ l/s.} \\
 EJ &= Q_{mh-tramo} (FE+EJ) &&= 0.405 \text{ l/s.} \\
 FK &= Q_{mh-tramo} (AF+FK) &&= 0.637 \text{ l/s.}
 \end{aligned}$$

En este ejemplo se considera el uso de tuberías PVC, que tiene un coeficiente de rugosidad de 140.

Para el cálculo se sigue el siguiente procedimiento:

- Se asigna inicialmente la distribución de caudales para el sistema considerado en la Figura 7.8, donde el gasto máximo horario (Q_{mh}) será distribuido en los tramos adoptándose un signo de acuerdo al sentido de flujo: positivo al que sigue el sentido horario y negativo en el sentido contrario.
- Para cada tramo considerado se determina la pérdida de carga mediante la fórmula 5.3 (capítulo 5).
- Con las pérdidas de carga por tramo (H_f) se determina la pérdida de carga total(ΣH_f) en cada circuito cerrado considerando el signo adoptado por el sentido de flujo establecido, ejemplo (Col. 6):

$$\Sigma H_f = - 3.58 - 5.92 - 0.49 + 1.11 = - 8.88$$

- Con las pérdidas de carga por cada tramo, se determina las razones de éstas considerando el caudal en cada caso, ejemplo (Col. 7):

$$\text{Tramo AB: } H_f/Q_1 = - 3.58 / - 1.20 = 2.98$$

- La corrección o ajuste del caudal en cada circuito (Col. 8) será determinada mediante la siguiente relación:

$$\text{Var. } Q = - \frac{\Sigma Hf}{n \Sigma (Hf/Q_1)}$$

Para $n=1.85$, ejemplo para el circuito I:

$$\text{Var. } Q_1 = - \frac{- 8.88}{1.85 \times 17.69} = 0.27$$

En el caso del tramo común, se considera la corrección correspondiente a cada circuito con el signo opuesto al circuito adjunto considerado, ejemplo:

Circuito I, Tramo AD :

$$Q_1 = 0.27 - (- 0.26) = 0.27 + 0.26$$

Circuito II, Tramo AD :

$$Q_1 = - 0.26 - (0.27) = - 0.26 - 0.27$$

- Se determinan los nuevos valores de los caudales (Col.9), ejemplo:

Circuito I, Tramo AB:

$$Q_2 = Q_1 + 0.27 = - 1.20 + 0.27 = - 0.93$$

Circuito I, Tramo AD:

$$Q_2 = Q_1 + 0.27 + 0.26 = 0.72 + 0.53 = 1.25$$

Circuito II, Tramo AD:

$$Q_2 = Q_1 - 0.27 - 0.26 = - 0.72 - 0.53 = - 1.25$$

Circuito II, Tramo DE:

$$Q_2 = Q_1 + 0.27 = 0.158 - 0.26 = - 0.102$$

- Considerando los nuevos caudales, se procede a calcular la pérdida de carga por tramo hasta obtener una aproximación necesaria de los caudales de diseño en los tramos considerados de los dos circuitos. En el ejemplo se desarrollan tres iteraciones, pues con ellas se logra una variación de corrección o de ajuste muy pequeña.

Los valores finales de caudales se muestra en el Cuadro 7.6 (Col.19) y la Figura 7.9.

Finalmente en el Cuadro 7.7 se presenta el cálculo de las presiones en todos los puntos de la red, cuyos resultados se determinan siguiendo el procedimiento descrito para el sistema ramificado (Cuadro 7.2). Los valores cumplen con los requisitos de presión mínima y máxima recomendados por el Ministerio de Salud.

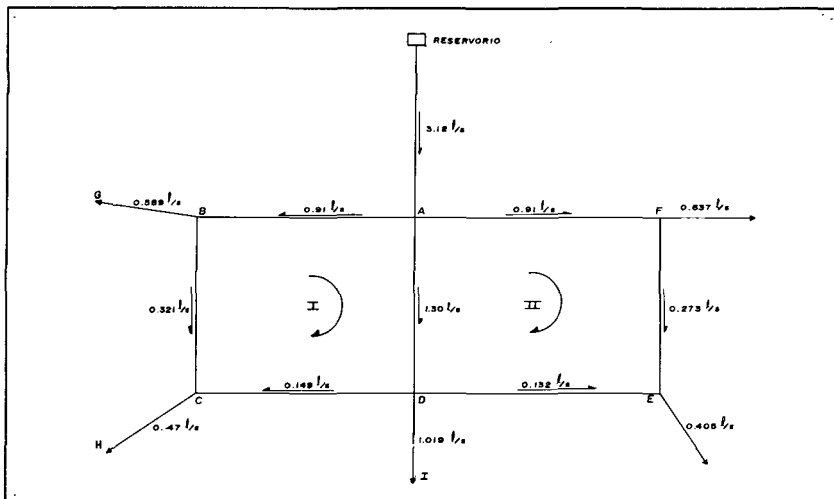


Figura 7.9 : Distribución final de gastos y sentido definitivo de flujo

CUADRO 7.6

Distribución de caudales - Método de Hardy Cross

CIRCUITO	TRAMO	LONGITUD (m.)	DIÁMETRO (pulg.)	Q_1 (l/s)	Hf_1	Hf_1/Q_1	Var. Q_1	Q_2	Hf_2
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	AB	100	11/2	-1.200	-3.580	2.980	0.27	-0.930	-2.24
	BC	80	1	-0.611	-5.920	9.690	0.27	-0.341	-2.01
	CD	100	1	-0.141	-0.490	3.480	0.27	0.129	0.42
	AD	80	11/2	0.720	1.110	1.540	0.27+0.26	1.250	3.09
					-8.880	17.690			-0.74
II	AD	80	11/2	-0.720	-1.110	1.540	-0.26-0.27	-1.250	-3.09
	DE	120	1	0.158	0.730	4.620	-0.26	-0.102	-0.32
	EF	80	1	0.563	5.090	9.040	-0.26	0.303	1.62
	AF	120	11/2	1.200	4.300	3.580	-0.26	0.940	2.74
				9.010	18.780				0.95

CIRCUITO	TRAMO	Hf_2/Q_2	Var. Q_2	Q_3	Hf_3	Hf_3/Q_3	Var. Q_3	Q_4
11	12	13	14	15	16	17	18	19
I	AB	2.41	0.03	-0.900	-2.10	2.33	-0.01	-0.910
	BC	5.89	0.03	-0.311	-1.70	5.47	-0.01	-0.321
	CD	3.26	0.03	0.159	0.61	3.84	-0.01	0.149
	AD	2.47	0.03+0.04	1.320	3.42	2.59	-0.01-0.01	1.300
		14.03			0.23	14.23		
II	AD	2.47	-0.04-0.03	-1.320	-3.42	2.59	0.01+0.01	-1.300
	DE	3.14	-0.04	-0.142	-0.60	4.23	0.01	-0.132
	EF	5.35	-0.04	0.263	1.25	4.75	0.01	0.273
	AF	2.91	-0.04	-0.900	2.52	2.80	0.01	0.910
		13.87			-0.25	14.37		

CUADRO 7.7

Resumen del cálculo hidráulico de la red de distribución - Método de Hardy Cross

TRAMO (m)	GASTO (l/s)		LONG. (m)	DIÁMETRO (pulg.)	VELOCID. (m/s)	PÉRD. DE CARGA		COTA PIEZOMÉTRICA (m.s.n.m)		COTA DEL TERRENO (m.s.n.m.)		PRESIÓN (m)	
	TRAMO 2	DISEÑO 3				UNITAR. ($\%$) 7	TRAMO (m) 8	INICIAL 9	FINAL 10	INICIAL 11	FINAL 12	INICIAL 13	FINAL 14
Res-A	--	3.120	100	2	1.539	51.9889	5.1989	3520.00	3514.80	3520.00	3495.00	0.00	19.80
AB	--	0.910	100	1 1/2	0.798	21.5695	2.1570	3514.80	3512.64	3495.00	3490.00	19.80	22.64
BC	--	0.321	80	1	0.633	22.5642	1.8051	3512.64	3510.84	3490.00	3485.00	22.64	25.84
DC	--	0.149	100	1	0.294	5.4548	0.5455	3511.46	3510.92	3480.00	3485.00	31.46	25.92
AD	--	1.300	80	1 1/2	1.140	41.7262	3.3381	3514.80	3511.46	3495.00	3480.00	19.80	31.46
DE	--	0.132	120	1	0.261	4.3596	0.5232	3511.46	3510.94	3480.00	3470.00	31.46	40.94
FE	--	0.273	80	1	0.539	16.7220	1.3378	3512.21	3510.88	3465.00	3470.00	47.40	40.88
AF	--	0.910	120	1 1/2	0.798	21.5695	2.5883	3514.80	3512.21	3495.00	3465.00	19.80	47.21

7.3 CONEXIONES DE SERVICIO

En las poblaciones rurales del país existen sistemas de abastecimiento de agua potable que consideran ya sea piletas públicas o conexiones domiciliarias. En el primer caso, con la finalidad de limitar la distancia que tendrán que recorrer los usuarios se deben ubicar las piletas en puntos estratégicos dentro del área del centro poblado. En el segundo caso, las conexiones domiciliarias, que culminan en una piletta (ver Figuras 7.10 y 7.11), son las tuberías de servicio de agua que se instalan a partir de la tubería matriz hasta el interior de cada vivienda.

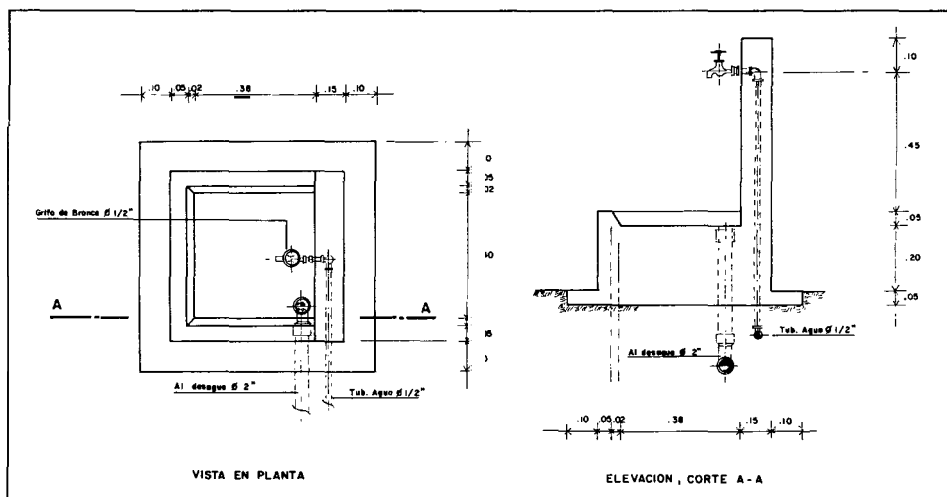


Figura 7.10 : Pileta domiciliaria

Debe tenerse en cuenta que las piletas públicas se encuentran expuestas a los daños que pueden ser causados por animales, niños y generalmente por personas ajenas a la comunidad; además, al no tener un cuidado y mantenimiento adecuado, son fácilmente deterioradas afectando el normal funcionamiento del sistema. Frente a este problema y con la finalidad de garantizar la vida útil de las obras, muchos organismos que trabajan en la implementación de proyectos de agua potable consideran como alternativa la instalación de conexiones domiciliarias, permitiéndose con ello que:

- La familia preste mayor atención a su cuidado ya que al encontrarse la pileta dentro de su vivienda la considera de su propiedad.
- Se facilite el acceso de todos los miembros de la familia, evitando que tengan que recorrer largas distancias para acarrear el agua.

Para la instalación de las conexiones domiciliarias se utiliza, tuberías de $1/2''$; se considera también la construcción de una pileta que estará ubicada en el patio de cada vivienda, incluyendo los accesorios necesarios para su instalación.

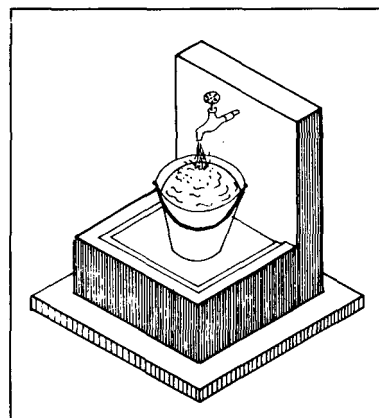


Figura 7.11 : Vista isométrica de pileta domiciliaria

Todos los detalles de la conexiones domiciliarias se presentan en la Figura 7.12.

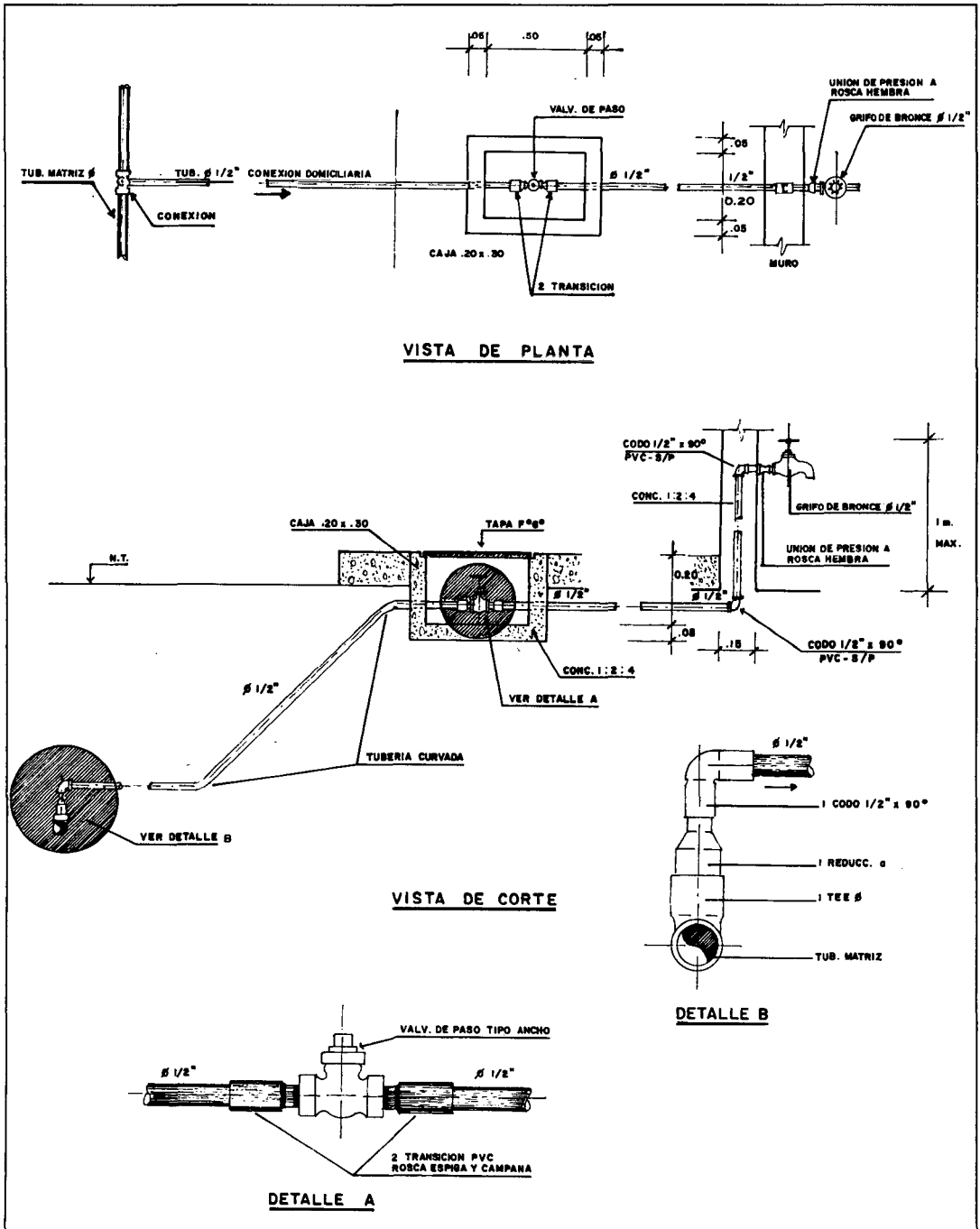
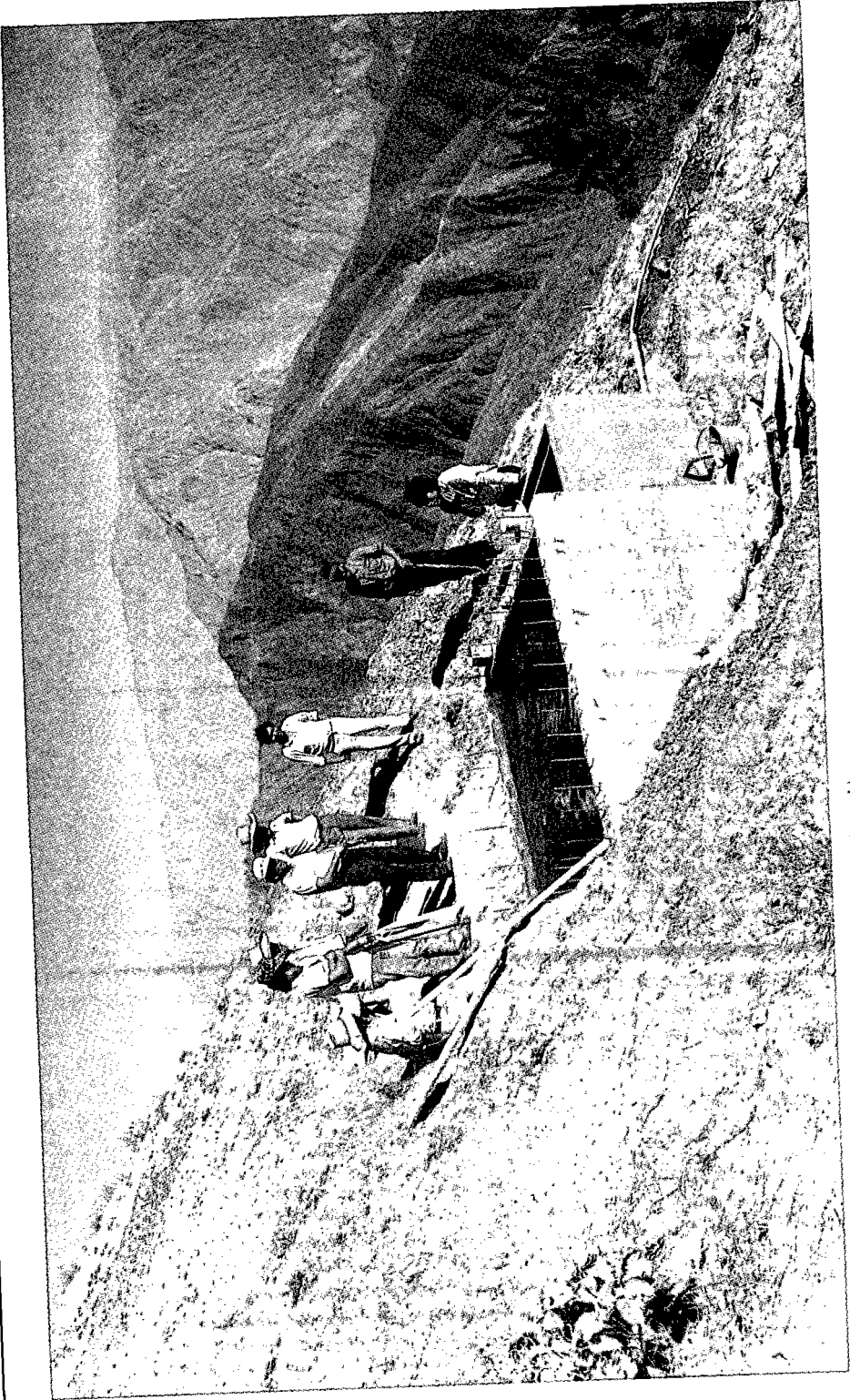


Figura 7.12 : Conexión domiciliaria



Construyendo un reservorio de almacenamiento (Pílcash, Macate, Ancash).

CAPÍTULO 8

PRESENTACIÓN DE PLANOS Y EXPEDIENTE TÉCNICO

8.1 PLANOS

Todos los planos deben dibujarse de manera que se pueda interpretar fácilmente las condiciones topográficas que presenta el terreno, mostrando con claridad todos los detalles requeridos para su comprensión y para la ejecución de las obras. Se deben dibujar utilizando escalas gráficas recomendadas con sus respectivas indicaciones numéricas, así como indicando el sentido de orientación del norte magnético.

En la línea de conducción se pueden dibujar de acuerdo a las siguientes escalas:

Planta: escalas 1:1000 a 1:5000 (1:2000 más frecuente)

Perfil: escalas 1:100 a 1:500 (1:200 más frecuente)

Para el trazo del perfil se recomienda que la variación entre la escala horizontal y la vertical sea de preferencia de 10 veces. Si la escala horizontal es de 1:2000, la vertical deberá ser 1:200, con el objeto de dar oportunidad a que se aprecien mejor todos los cambios que tiene el terreno (lomas y valles). Además del perfil, se debe hacer el plano de planta en una escala que por lo general es 1/2000, en el que se debe mostrar una franja de terreno considerando un ancho mínimo de 100 m. Los cruces con vías de ferrocarril, carreteras, arroyos, zonas rocosas, etc., deberán detallarse con la finalidad de prevenir y proyectar la construcción de obras civiles, obras de arte, etc.

Las redes de distribución deben presentarse en planos de escala 1:2000, invariablemente deberán contener todos los datos establecidos para las redes, es decir, las líneas principales (de alimentación, circuito y/o ramales abiertos) y de relleno; también el seccionamiento establecido mediante válvulas, el nombre de las calles, la longitud de tubería de esquina a esquina, los terminales de tuberías y pasos a desnivel. En puntos estratégicos se anotará la cota del terreno en metros y la carga disponible en metros de columna de agua. Igualmente en la franja vertical al lado derecho, se resumirán:

- Cuadro de datos básicos del proyecto.
- Cantidad de tuberías (indicando diámetros, clases, longitudes).
- Signos convencionales.
- Notas generales que aclaren aspectos sobre la concepción del proyecto, consideraciones importantes para la ejecución de las obras y para la operación de las mismas.

El detalle de cruceros, siempre que sea posible, deberá figurar en los propios planos de las líneas de conducción y red de distribución, respectivamente. En caso contrario, por falta de espacio, se podrán presentar por separado. Siempre deberá anexarse el listado de piezas especiales y válvulas.

En el caso de los reservorios de almacenamiento, al igual que en la captación y otras estructuras proyectadas, se deberán presentar plantas, elevaciones y cortes con las indicaciones necesarias sobre sus dimensiones y armados. Se recomienda el empleo de escalas de 1:10 y 1:20.

8.2 EXPEDIENTE TÉCNICO

Debe incluir lo siguiente:

- a) Memoria descriptiva: donde se indicarán los aspectos generales de la zona y lineamientos base para la concepción y ejecución del proyecto, con descripción somera pero clara de cada una de las partes que lo integran.
- b) Cálculo de la población futura: que servirá para estimar los requerimientos de consumo.
- c) Cálculo de la dotación, consumo promedio diario anual y consumo máximo diario y horario.
- d) Información de la investigación de las fuentes y selección de la fuente de agua, indicando su producción mínima y máxima y sus condiciones de calidad, la que debe encontrarse dentro de los rangos admitidos por la OMS.
- e) Descripción de las estructuras proyectadas:
 - Captación.
 - Línea de conducción.
 - Reservorio.
 - Línea de aducción.
 - Red de distribución.
 - Conexiones domiciliarias o piletas públicas.

Para cada una, según sea el caso, se deberá indicar su ubicación, capacidad, dimensiones, longitudes y diámetros de tuberías, material a utilizarse, etc.

- f) Desinfección y cloración:

Se deberá indicar el tipo de clorador y el lugar de instalación para asegurar la calidad bacteriológica del agua.

- g) Metrado y presupuesto:

Junto con las estructuras proyectadas en el sistema de abastecimiento de agua potable, se deberá presentar el presupuesto

o costo del proyecto. Para tal fin es necesario analizar los costos unitarios y los metrados.

Para obtener el costo del proyecto será necesario conocer el metrado de movimiento de tierras y obras civiles. El movimiento de tierras debe considerar los volúmenes de tierra que han de removerse para la ejecución de las obras. En las actividades de excavación y relleno de zanjas y en el lugar donde se va construir las obras civiles, es necesario conocer la topografía y el tipo de suelo.

Para el presupuesto deberán considerarse los costos de las diferentes partidas que lo componen. Los costos unitarios consideran los precios de los materiales vigentes a la fecha del estudio en la ciudad más cercana al proyecto o en los lugares de abastecimiento que sean más favorables económicamente (incluido el flete); mientras que para la mano de obra, se consideran jornales básicos otorgados por CAPECO y/o instituciones gubernamentales como por ejemplo FONCODES, INADE, etc.

El presupuesto final constará del costo directo que incluye la mano de obra y materiales; y gastos generales que incluyen administración, ingeniería e imprevistos.

- h) Los planos deben resaltar las diferentes partes del sistema como: cámara de captación, línea de conducción, reservorio de almacenamiento, línea de aducción y red de distribución. Adicionalmente todos aquellos planos tipo que se estime convenientes, tales como: cámaras rompe presión, cajas para válvulas, zanjas, dados de concreto, etc.
- i) Las especificaciones técnicas deberán ser claras y precisas, indicándose el procedimiento de construcción de cada una de las partes del sistema y una descripción de ellas, tales como espesores, materiales, etc.

ANEXOS



A. CAPTACIONES ESPECIALES

1. DISEÑO DE UNA CAPTACIÓN CON INSTALACIÓN DE HIPOCLORADOR

En el diseño es necesario considerar dos cámaras, una para recolectar el caudal máximo de la fuente y la otra para almacenar y clorar el agua que será conducida por la línea de conducción. En esta última se instala el hipoclorador.

Con la finalidad de regular el caudal que se requiera para abastecer a la población, en el muro común a las dos cámaras se considera un vertedero triangular de 90°. Dicho vertedero, que generalmente se construye en placas metálicas, permitirá medir la carga correspondiente al caudal necesario.

Para ilustrar el procedimiento de diseño hidráulico de este tipo de estructura se presenta el siguiente ejemplo:

Datos:

Fuente de agua: Manantial de ladera y concentrado

$Q_{\text{máx.}} = 5 \text{ l/s.}$

$Q_{\text{mín.}} = 3 \text{ l/s.}$

$Q_{\text{md}} = 1.81 \text{ l/s.}$

CÁLCULO DE LA DISTANCIA ENTRE EL AFLORAMIENTO Y LA CÁMARA HÚMEDA(L)

Para $h=0.40 \text{ m.}$ y considerando el mismo criterio desarrollado en el capítulo 4 (ejemplo: captación de un manantial de ladera y concentrado) resulta el valor de $L=1.27 \text{ m.}$

ANCHO DE LA PANTALLA (B)

Cálculo del orificio único de entrada(D)

Para determinar el diámetro del orificio único (D) se utiliza la siguiente relación (ver capítulo 4 -ecuación 4.8):

$$A = \frac{Q_{\text{máx.}}}{C_d \times V} = \frac{\pi D^2}{4}$$

Donde:

$Q_{\text{máx.}} = 0.005 \text{ m}^3/\text{s.}$

$C_d = 0.8$

$V = 0.5 \text{ m/s.}$

Reemplazando los valores y despejando "D" resulta:

$$D_1 = 0.1262\text{m.}(4.97\text{pulg.}).$$

Para el cálculo se considera un diámetro $D_1 = 5$ pulg.

Cálculo del Número de orificios(NA)

El número de orificios se determina mediante la siguiente relación (ver capítulo 4 - ecuación 4.10):

$$NA = (D_1/D_2)^2 + 1$$

Siendo $D_2 = 1.5$ pulg. se obtiene $NA = 12$

Para el cálculo del ancho de la pantalla(b), se asume una distribución de orificios en dos filas(ver Figura A.1). Para cada fila se utiliza la siguiente relación (ver capítulo 4 - ecuación 4.11):

$$b = 2(6D) + NAD + 3D(NA - 1)$$

Siendo $D = 3.81$ cm. y $NA = 6$, el valor de "b" resulta igual a 125.73 cm.

CÁLCULO DEL VERTEDERO

La altura de agua (H) se calcula mediante la fórmula de Thomson:

$$Q = 1.4 H^{2.5}$$

Donde Q es el caudal en m^3/s y H es la carga en m.

Despejando "H" se tiene:

$$H = (Q/1.4)^{1/2.5}$$

Cuando $Q = 0.00181 m^3/s$ resulta un valor de H de 7 cm.

CÁLCULO DE TUBERÍA DE DESAGÜE

Para determinar el diámetro de la tubería de desagüe, se asume una pendiente de $S = 20\%$ ($hf=0.02$) y un caudal de desagüe $Q_{Desagüe}$ ($Q_{máx.} - Q_{md}$) = 3.19 l/s.

El valor del diámetro es definido con la ecuación (para $C=140$):

$$D = \frac{0.71 \times Q^{0.38}}{hf^{0.21}}$$

Resultando el valor de $D = 2.51$ pulg., por lo que se selecciona el diámetro comercial de 3 pulg.

El cono de rebose será de 3" x 4".

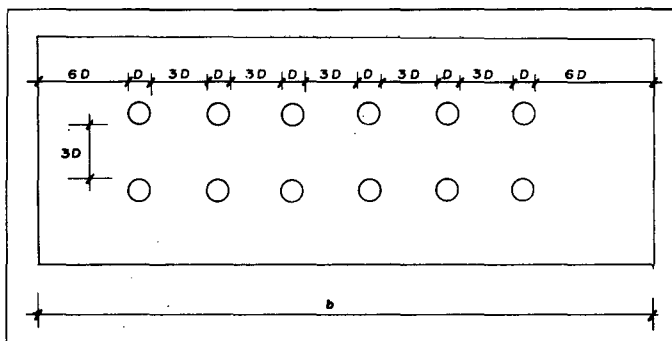


Figura A.1 : Distribución de orificios

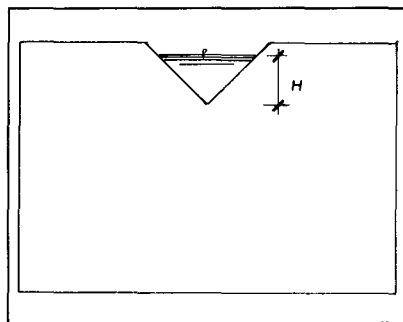


Figura A.2 : Vertedero triangular

El diámetro de la tubería de limpia, cuyo cálculo es similar al de rebose, considera $h_f=0.01$ y $Q_{m\acute{a}x.}$ de 5 l/s; resultando un diámetro seleccionado de 3 pulg.

CÁLCULO DE LA CARGA DE AGUA(h)

La carga de agua (h) se determina para las condiciones de gasto y diámetro de salida hacia la línea de conducción. Para $Q_{md} = 1.81$ l/s y el diámetro de salida $D=1.5$ pulg(0.0381m), se determina la velocidad de salida mediante la siguiente relación:

$$V = Q_{md}/A$$

Donde: $A=\pi D^2/4 = 0.0011$ m², obteniéndose el valor de $V = 1.6455$ m/s. Dicho valor se reemplaza en la ecuación siguiente:

$$h = 1.56 V^2/2g$$

Resultando el valor de $h = 0.2153$ m., y pudiéndose asumir 0.30 m. en el diseño.

En base a los resultados obtenidos se presenta la Figura A.3.

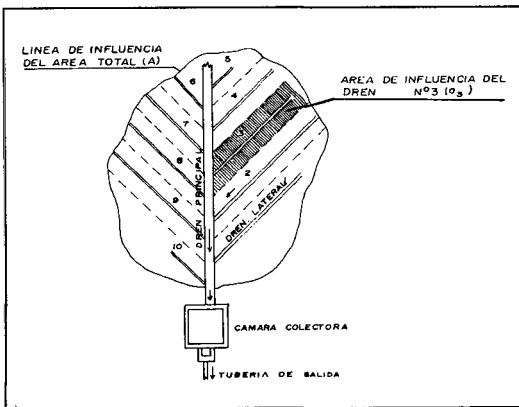


Figura A.4 : Captación en un manantial de fondo y difuso

2. DISEÑO DE UNA CAPTACIÓN EN UN MANANTIAL DE FONDO Y DIFUSO

Para recolectar el agua de un manantial de fondo y difuso es necesario instalar un dren principal y drenes laterales. Dichos drenes pueden cubrir una parte o la totalidad del área del manantial, pudiendo definirse en función al gasto necesario a conducirse por la línea de conducción (ver Figura A.4).

Es necesario conocer las alturas promedio de las láminas de agua en el afloramiento, con el fin de adoptar pendientes de drenaje sin que alteren el comportamiento hidráulico natural del afloramiento. Se deben definir

los posibles puntos de afloramiento natural y seleccionar aquellos que presenten mejores condiciones de flujo, con velocidad permanente mayor de 0.6 m/s .

A continuación se presenta el procedimiento de cálculo del dren principal y drenes secundarios.

DREN PRINCIPAL

El diámetro del dren principal se calcula en base a las siguientes condiciones de diseño:

- El caudal máximo de la fuente ($Q_{M\acute{a}x.}$) cuyo valor debe ser igual o mayor al consumo máximo diario (Q_{md}). Este valor sirve para diseñar el dren.

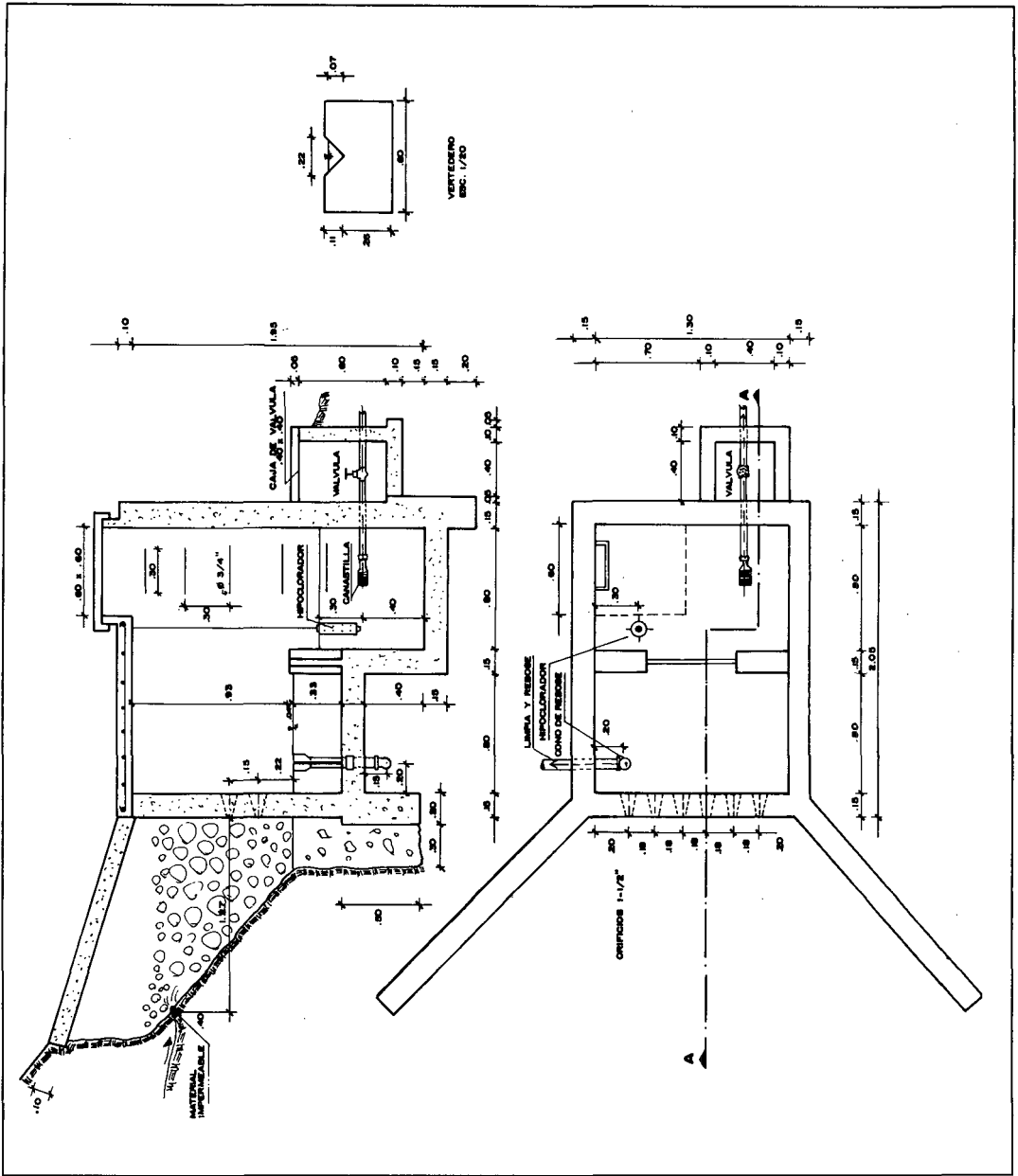


Figura A.3 : Captación con instalación de hipoclorador

- La pendiente (Sp), que considera la pendiente natural de drenaje.

$$Sp = \frac{C_a - C_b}{L_{ab}}$$

Donde:

C_a = Cota inicial.

C_b = Cota final.

L_{ab} = Longitud de la tubería.

- El conducto debe ser circular y funciona parcialmente lleno, sin orificios y con juntas selladas.
- La velocidad debe ser mayor a 0.6 m/s y menor a 1 m/s. y el tirante de agua (Y) debe estar comprendido entre los rangos de 0.2D y 0.75D. Se considera a "D" como el diámetro del dren principal.
- Para estimar el valor del diámetro(D) se utiliza la fórmula de Manning expresada de la siguiente manera:

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

Donde:

Q = Caudal máximo de la fuente (m³/s).

n = Coeficiente de rugosidad.

R = Radio hidráulico (m).

S = Pendiente del dren (m/m).

A = Área mojada de la sección transversal (m²).

DRENES LATERALES

Para el diseño hidráulico de los drenes laterales se recomienda el siguiente procedimiento:

- Determinar el área de influencia total de los drenes laterales (At)
- Hallar el área de influencia de cada dren (a)
- Estimar el caudal unitario (q) mediante la relación entre el caudal máximo de la fuente (Qmáx) y el área de influencia total (At):

$$q = \frac{Q_{máx}}{A_t}, \text{ obteniéndose "q" en l/s-m}^2$$

- Estimar el caudal de drenaje de cada dren (Q), mediante el producto del área de influencia (a) y el caudal unitario (q):

$$Q = a \times q$$

La información necesaria y el cálculo del caudal de drenaje de cada dren se presenta en el siguiente cuadro:

Dren (m)	L	Cotas(msnm)		S (m/m)	a (m ²)	q (l/s-m ²)	Q = axq (l/s)
		Inicial	Final				
1	L ₁	C _{i1}	C _{f1}	S ₁	a ₁	q	Q ₁
2	L ₂	C _{i2}	C _{f2}	S ₂	a ₂	q	Q ₂
3	L ₃	C _{i3}	C _{f3}	S ₃	a ₃	q	Q ₃
4	L ₄	C _{i4}	C _{f4}	S ₄	a ₄	q	Q ₄
.
.
n	L _n	C _{in}	C _{fn}	S _n	a _n	q	Q _n
TOTAL	—	—	—	—	At	—	Q _{máx.}

- Cálculo del diámetro

Conocidos los valores de los caudales y pendientes de cada dren lateral, se determina el diámetro de la tubería mediante la aplicación de la fórmula de Manning cuyo procedimiento es similar al cálculo del dren principal.

El diámetro mínimo de los drenes laterales será de 2 pulg.

- Cálculo del número de orificios (N)

Para permitir la entrada de agua a la tubería del dren lateral, el número de orificios por cada metro se estima mediante la siguiente relación:

$$N = 2 \left(\frac{100}{x} + 1 \right)$$

Donde "x" es el espaciamiento entre orificios; recomendándose 20 cm para caudales menores a 10 l/s y 10 cm, para caudales mayores a 10 l/s.

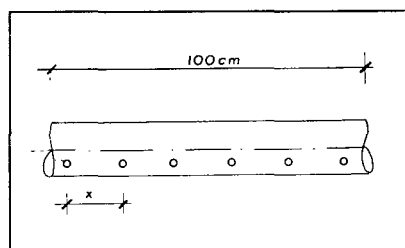


Figura A.5 : Espaciamiento entre orificios

- Cálculo del diámetro del orificio (D_o)

Para estimar el diámetro del orificio (D_o) es necesario conocer el caudal de entrada (Q_o) calculado en función al caudal unitario por metro (q_u) y al número de orificios (N).

q_u = Q_n/L_n, donde Q_n es el caudal y L_n es la longitud del dren lateral.

El caudal por cada orificio (Q_o) se define como:

$$Q_o = q_o/N$$

El diámetro del orificio de entrada (D_o), se determina utilizando la siguiente ecuación (ver capítulo 4 - ecuación. 4.9):

$$A = \frac{Q_o}{Cd \times (2gh_o)^{1/2}} = \frac{\pi \times D_o^2}{4}$$

Donde:

$$Cd = 0.62.$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2.$$

$$h_o = \text{Carga de agua sobre el centro del orificio.}$$

Con el valor de D_o se selecciona el diámetro comercial de 1/4", 3/8", 1/2" y 3/4"; recomendándose que el diámetro de la grava sea mayor que el diámetro del orificio.

EJEMPLO:

Datos:

Fuente: Manantial de fondo y difuso.

$Q_{\text{máx.}} = 10 \text{ l/s.}$

$S = 0.010 \text{ m/m}$ (pendiente del dren principal).

$n = 0.013^{(1)}$, para tuberías PVC en condición crítica.

Dren n° 3

$Q_3 = 1.5 \text{ l/s.}$

$C_{13} = 2329.00$

$C_{r3} = 2328.80$

$L_3 = 20.00 \text{ m.}$

- Cálculo del diámetro de la tubería del dren principal

De la fórmula de Manning se despejan los valores conocidos de Q , n y S resultando la siguiente relación:

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

En el cuadro A.1 se presenta las relaciones de área y radio hidráulico para conductos parcialmente llenos. Dichas relaciones nos permiten calcular el diámetro de la tubería.

(1) Referencia: Hidráulica de canales - Villón Bejar M. - pp.30

En el ejemplo se considera la relación $y/D = 0.75$ y con el cuadro A.1 se obtienen las siguientes relaciones:

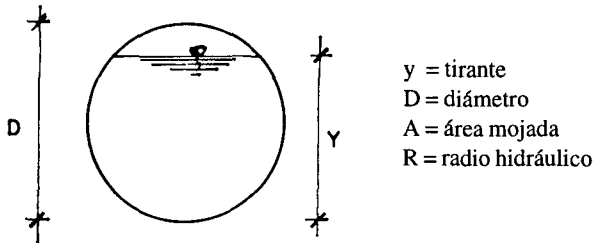
$$A/D^2 = 0.6318 ; A = 0.6318D^2(m^2)$$

$$R/D = 0.3017 ; R = 0.3017D$$

Reemplazando los valores de $Q_{\text{máx.}}(m^3/s)$, n , S , A y R resulta un "D" = 0.1326m.(5.22pulg.), seleccionándose un diámetro comercial de 6 pulg.

CUADRO A.1

Área, perímetro mojado y radio hidráulico en conductos circulares parcialmente llenos⁽¹⁾



y/D	A/D ²	R/D	y/D	A/D ²	R/D
.01	0.0013	0.0066	.55	0.4426	0.2649
.05	0.0147	0.0326	.60	0.4920	0.2776
.10	0.0409	0.0635	.65	0.5404	0.2881
.15	0.0739	0.0929	.70	0.5872	0.2962
.20	0.1118	0.1206	.75	0.6318	0.3017
.25	0.1535	0.1466	.80	0.6736	0.3042
.30	0.1982	0.1709	.85	0.7115	0.3033
.35	0.2450	0.1935	.90	0.7445	0.2980
.40	0.2934	0.2142	.95	0.7707	0.2864
.45	0.3428	0.2331	1.00	0.7854	0.2500
.50	0.2937	0.2500			

- Cálculo de los drenes laterales

En el ejemplo se considera el dren n°3

$$S = \frac{C_{13} - C_{12}}{L_3} = 0.01 \text{ m/m}$$

Para el cálculo del diámetro de tubería del dren se asume $y/D = 0.50$, obteniéndose:

(1) Referencia: Hidráulica de los Canales Abiertos - Ven Te Chow - pp. 580 - 2da edición - México

$$A/D^2 = 0.3927 \quad ; \quad A = 0.3927D^2$$

$$R/D = 0.2500 \quad ; \quad R = 0.2500D$$

Reemplazando valores en la ecuación de Manning y despejando D resulta 0.0817 m. (3.22 pulg.). Se selecciona el diámetro comercial de 4 pulg.

Número de orificios(N):

para $x=20$ cm. y mediante la siguiente relación se obtiene el valor de N por metro.

$$N = 2(100/x + 1) = 12 \text{ orificios por metro de tubería}$$

El caudal unitario por cada metro (q_u) = Q_3/L_3

$$q_u = 1.5/20 = 0.075 \text{ l/s-m.}$$

El caudal por orificio (Q_o) = q_u/N

$$Q_o = 0.075/12 = 0.0063 \text{ l/s.}$$

El diámetro del orificio se determina despejando D_o de la siguiente relación:

$$A = \frac{Q_o}{C_d \times (2gh_o)^{1/2}} = \frac{\pi \times D_o^2}{4}$$

Donde:

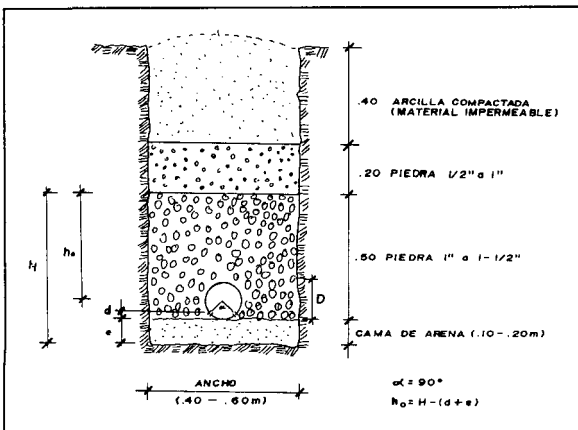
$$Q_o = 0.0000063 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$C_d = 0.61$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2.$$

$$h_o = 0.30 \text{ m.}$$

Resultando $D_o = 0.002328\text{m.}$, se selecciona el diámetro de 1/4 pulg.



El detalle del corte transversal de un dren lateral se presenta en la Figura A.6.

La profundidad a la que deberán colocarse las tuberías será la que capte la máxima cantidad de agua en las mejores condiciones de protección sanitaria. El medio filtrante será constituido por capas estratificadas de grava y arena, de espesores adecuados y teniendo en cuenta la granulometría de la formación productiva y las características del agua.

Como medio de protección sanitaria se usará una capa impermeable en la superficie.

Figura A.6 : Dren lateral

B. ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERÍA

Como parte de una propuesta de tecnología apropiada, en la construcción de las obras en los proyectos de abastecimiento de agua potable, se debe tratar de utilizar material y mano de obra local. Dicha propuesta permite reducir costos y, al ser utilizada en la construcción de pequeñas estructuras, motiva la participación, ya que en algunos casos hay pobladores con cierta experiencia en la construcción de sus viviendas (cimientos y paredes), muros en sus chacras, etc. En ese sentido, se debe evaluar lo más conveniente, considerando el tipo de estructura y material a utilizarse.

En las zonas alejadas, de difícil acceso y donde los mercados de abastecimiento de materiales se encuentran a largas distancias, es importante verificar la existencia de materiales locales, principalmente piedra. Previamente evaluados, serán utilizados para la construcción de: cámara de captación, cámara rompe presión, pequeños reservorios de almacenamiento, cajas de válvulas, etc.

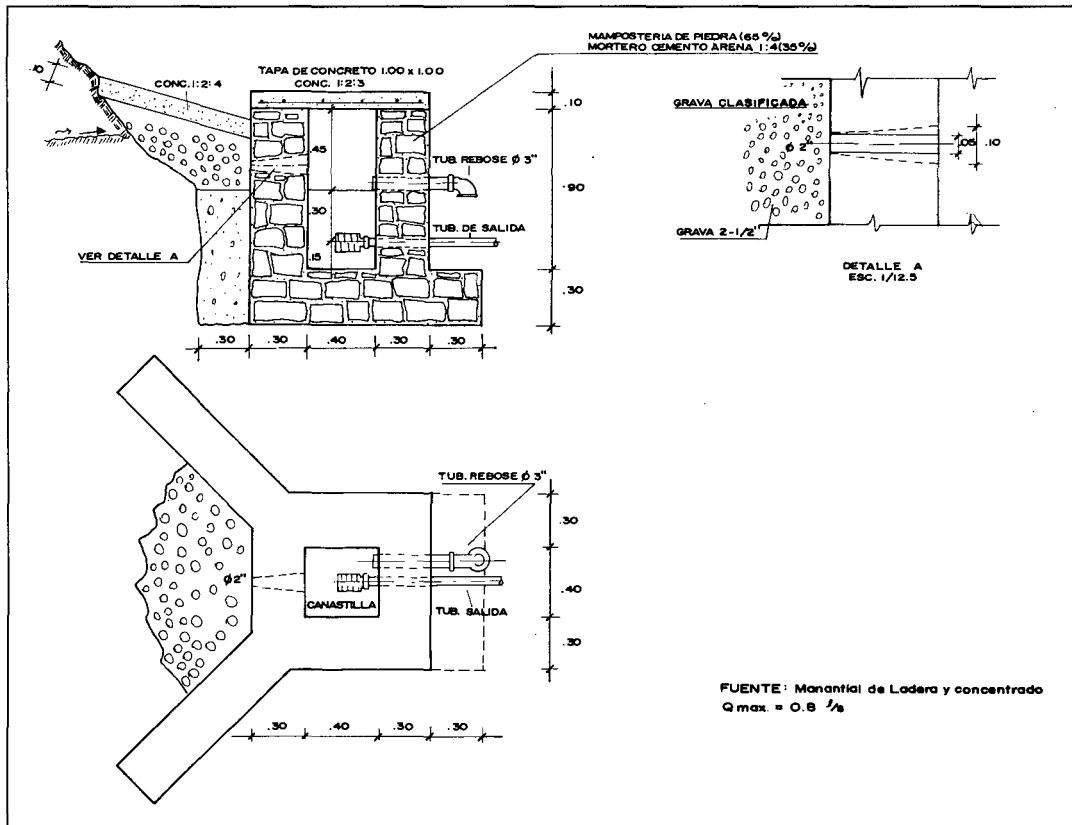


Figura B.1 : Cámara de captación de mampostería

En las figuras B.1 y B.2, se presenta el diseño de una cámara de captación y de un reservorio de almacenamiento de albañilería de piedra, calculados como muros de gravedad. Para los muros se considera un factor de seguridad contra volcadura y deslizamiento de 1.6, una carga máxima del suelo de 1 Kg/cm² y un peso específico (albañilería de piedra) de 2,450 Kg/m³.

La mampostería de piedra está constituida por un 65% de piedra y un 35% de mortero (cemento:arena - 1:4).

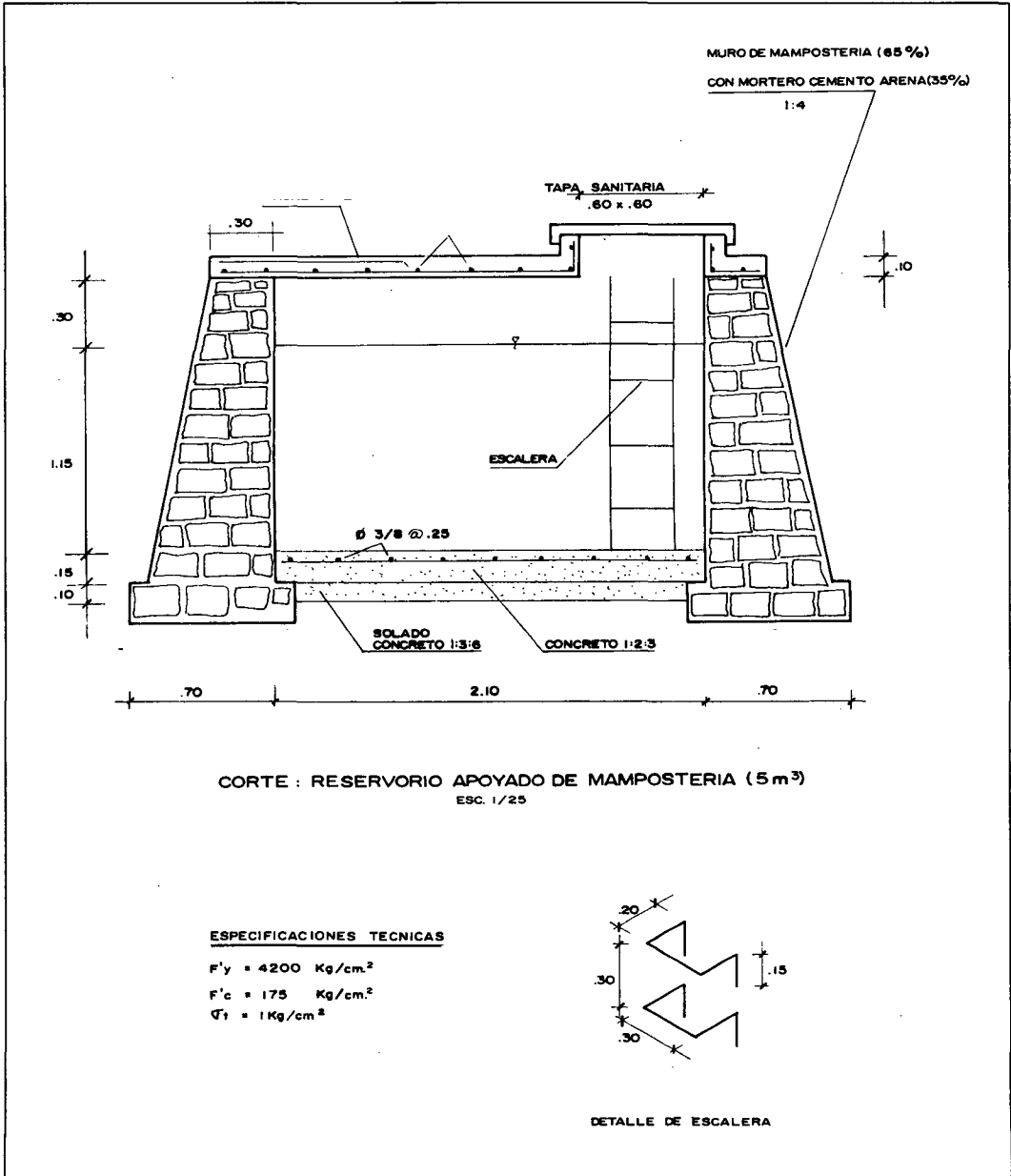


Figura B.2 : Reservorio apoyado de mampostería

C. RECOMENDACIONES PARA LA INSTALACIÓN Y PRUEBA HIDRÁULICA DE TUBERÍAS

1. INSTALACIÓN DE TUBERÍAS

a) Para la unión de tubos PVC, se tendrá en cuenta las siguientes recomendaciones:

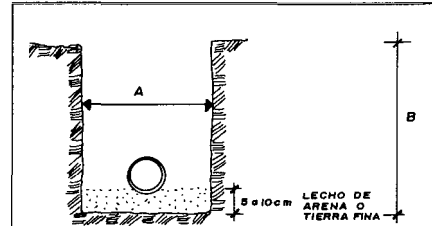
- Limpiar cuidadosamente las paredes del interior de la campana y la punta del tubo a embonar.
- Fijar el interior de las paredes de la campana y la punta del tubo a embonar. Quitar el brillo con lija.
- Marcar la punta del tubo a la misma profundidad de la campana.
- Aplicar pegamento en las paredes del interior de la campana.
- Aplicar pegamento en la punta marcada del tubo a embonar.
- Introducir la punta a embonar dentro de la campana, revisando siempre que ingrese hasta la marca.

b) Para la instalación de tubos PVC dentro de la zanja, se tendrán en cuenta las siguientes recomendaciones (ver fig. C.1 y C.2):

- En lo posible las tuberías deben ser colocadas en línea recta adecuándose a la topografía del terreno si éste no es plano.
- Requisitos de zanja y colocación de tuberías:
- Para ejecutar el empalme, profundizar la zona por debajo del mismo, en una longitud igual a 3 veces la longitud de la campana.
- La campana debe colocarse en sentido opuesto al flujo.
- La tubería PVC debe estar enterrada a una profundidad adecuada, debidamente protegida contra el sol y los golpes.

c) Las recomendaciones para el relleno y apisonado de zanjas son las siguientes (ver fig. C.3):

- Primero se debe poner el lecho o soporte de la tubería. El material usado tiene que ser escogido, de calidad adecuada y libre de piedras.
- El relleno y apisonado inicialmente comprende el material que se echa en el fondo de la zanja hasta una altura de 30 cm. por encima de la tubería. El material empleado debe colocarse en



DIAMETRO (PULGAD)	1 - 2 (*)	3 - 4	6 - 8
ANCHO A min. (cm)	25	46	50
PROFUN. B min. (cm)	50	70	80

(*) EN LA PRACTICA :
 A = 40 cm. (ancho-campana)
 B = 60 cm.

Figura C.1 : Requisitos de zanja

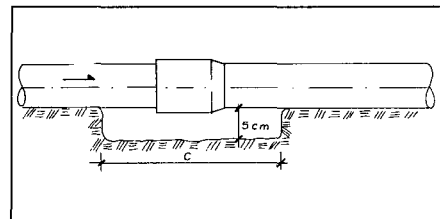


Figura C.2 : Colocación de tuberías

capas de 10 cm. con el debido contenido de humedad y luego apisonarlo para lograr la compactación necesaria.

- El resto del relleno se puede hacer sin apisonar, usando material sin escoger y de calidad aceptable. El relleno final debe llegar hasta el nivel natural del terreno, dejando descubiertas las uniones para comprobar su impermeabilidad, durante la prueba hidráulica.

2. PRUEBA HIDRÁULICA

Una vez instalada la tubería se someterá a una prueba de presión hidrostática igual a una vez y media la presión de trabajo indicada para la clase de tubería instalada. Se recomienda hacer pruebas de presión a medida que la obra progresa, por tramos no mayores de 300 a 400 metros.

Antes de efectuarse la prueba de presión, la tubería debe llenarse de agua con la finalidad de expulsar el aire acumulado mediante dispositivos de purgas de aire instalados en los puntos de mayor cota. Luego todos los tubos expuestos, accesorios y válvulas, serán examinados cuidadosamente durante la prueba y si muestran filtraciones visibles, serán removidos y reemplazados.

Es importante realizar cuantas veces sea posible la prueba hidráulica, manteniendo la presión de prueba durante 20 minutos, hasta comprobar el perfecto funcionamiento del sistema.

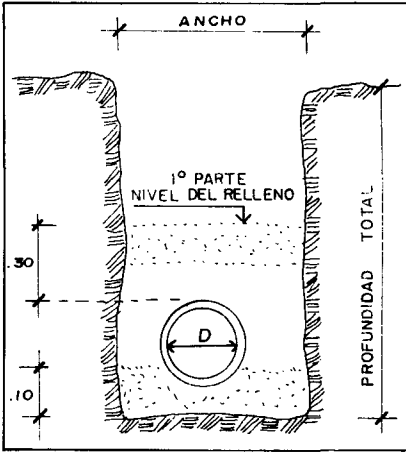


Figura C.3 : Relleno de zanja

D. DESINFECCIÓN DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE

Esta actividad tiene por finalidad asegurar la calidad sanitaria del agua y/o de las instalaciones como: la captación, tuberías, reservorio de almacenamiento, etc.

Los elementos desinfectantes más utilizados son: hipoclorito de calcio, cloro gasificado y HTH; el primero de ellos se utiliza con mayor frecuencia y tiene una concentración de cloro que varía entre 30 y 70 %.

Procedimiento de desinfección:

Inicialmente se determina el volumen de la instalación a desinfectar y se calcula el peso del desinfectante a usar, en función de la concentración del compuesto y del volumen determinado anteriormente. Luego de diluir el compuesto en una pequeña cantidad de agua y con una parte de esta solución, se debe restregar paredes y fondo de la instalación que previamente fue lavada con agua corriente.

Culminado este proceso, se debe llenar con agua la instalación y añadir la solución restante dentro del tanque para obtener la concentración de desinfectante deseada. Mantener la instalación con el desinfectante por el tiempo necesario y desaguar y lavar hasta no percibir olor a desinfectante, para finalmente poner en marcha la instalación.

En el cuadro de la siguiente página se presenta la concentración del compuesto (C), peso del hipoclorito de calcio (P), cantidad mínima de agua para diluir el hipoclorito de calcio (V) y el tiempo de retención (T) para las diferentes clases de instalaciones de sistemas de abastecimiento de agua potable.

CUADRO D.1

Cantidad de cloro (hipoclorito) requerida en la desinfección de instalaciones de agua

DESCRIPCIÓN	C (ppm)	P (Kg)	V (litros)	T (horas)
Captación	150 - 200	0.8 por m ³	65	2 - 4
Buzón de reunión	150 - 200	0.8 por m ³	65	2 - 4
Reservorios				
Hasta: 5m ³	50	0.83	65	4
10m ³	50	1.70	135	4
15m ³	50	2.50	200	4
20m ³	50	3.30	264	4
25m ³	50	4.20	336	4
30m ³	50	5.00	400	4
40m ³	50	6.60	520	4
50m ³	50	8.30	664	4
Más de 50m ³	50	*		4
Tuberías	50	*		4
Pozos	50	*		4

Fuente: Manual de operación y mantenimiento - Ministerio de Salud.

* Para mayores volúmenes y en general cuando se desee conocer el peso requerido de cloro para cualquier instalación, puede aplicarse la siguiente fórmula:

$$P = \frac{C \times V}{(\% \text{ Cloro}) \times 10}$$

Donde:

P = Peso requerido de hipoclorito en gramos.

C = Concentración aplicada (mg/l ó ppm), valores recomendados de 50 a 200.

V = Volumen de la instalación a desinfectarse en litros
% de Cloro (hipoclorito) = Porcentaje de cloro libre en el producto.

E. HIPOCLORADOR DE FLUJO DIFUSIÓN

Realizada la desinfección del sistema de agua potable, se procede a clorar el agua. Con mayor frecuencia se utilizan los hipocloradores de flujo difusión, que son unidades relativamente sencillas de PVC y diseñadas para ser ubicadas en recipientes donde el flujo es constante, de preferencia en los reservorios.

Cada hipoclorador está diseñado para entregar un promedio de 40 a 50 gramos por día con un gasto constante de un litro por segundo, es decir, permite una concentración de 0.5 ppm.

Se instalará un hipoclorador por cada l/s que ingrese a la unidad a ser tratada.

Procedimiento:

- Cargar el hipoclorador con cloro en su forma de hipoclorito de calcio al 30%.
- Colocar en posición vertical el hipoclorador; remover la tapa de ingreso, y llenar el espacio con aproximadamente 2 Kg de hipoclorito (sólido); apisonar con una varilla hasta el borde superior y volver a tapar.
- Ubicar el hipoclorador colgándolo en posición vertical mediante una cuerda y totalmente sumergido dentro de la instalación (ver Figura A.3 anexo A).
- Cuando al medir el cloro residual del agua por medio del comparador, se tenga un valor menor de 0.2 mg/l, se debe renovar el cloro del hipoclorador; en caso que no se tuviera comparador se debe renovar el cloro cada 20 días.

Con el comparador de cloro artesanal de DISABAR-CEPIS⁽¹⁾, se determina el cloro residual utilizando las pastillas DPD-1. El procedimiento se basa en llenar el tubo de vidrio con la muestra de agua, agregar una pastilla DPD-1 y ver el color que ha tomado. Luego de 60 seg. comparar el color producido con la escala de valores y obtener el cloro residual de la muestra.

(1) Manual de operación y mantenimiento - Ministerio de Salud (DISABAR) - pp. 44-45 - Lima, 1989.

F. MORTERO Y CONCRETO

1. MORTERO

El mortero de cemento se usa en la albañilería para la construcción de paredes y para el enlucido. La lechada de cemento se usa para encementar las varillas de hierro y para embeber las tuberías de hierro galvanizado en la albañilería.

Las mezclas típicas de las proporciones de cemento y arena se presentan a continuación:

Tipo de mortero	Cemento:arena
Mampostería corriente	1:4
Primera capa de enlucido	1:4
Enlucido áspero (2da capa)	1:3
Enlucido final (3ra capa)	1:2
Lechada de cemento	1:1 - 1:1 1/2

Volumen de mortero: el volumen total de mortero es igual al volumen total de arena en la mezcla. Ejemplo, una mezcla 1:4 requiere 100% de arena y 25% de cemento.

A continuación se presentan las cantidades para preparar 1 m³ de mortero para diferentes tipos de mezclas:

mortero	arena (m ³)	cemento (m ³)
1:4	1.00	0.25
1:3	1.00	0.33
1:2	1.00	0.50
1:1 1/2	1.00	0.67
1:1	1.00	1.00

Para mampostería de piedra el volumen total de la mampostería es aproximadamente 35% de mortero y 65% de piedra.

Para enlucidos, las mezclas volumétricas de mortero por m² se presentan a continuación:

CUADRO F.1

Enlucidos: mezclas volumétricas por m²

Cemento-Arena

Incluye 5% de desperdicios

MORTERO	ESPESOR: 1 cm.		ESPESOR: 2 cm.		ESPESOR: 2.5 cm.	
	cemento (bolsa)	arena (m ³)	cemento (bolsa)	arena (m ³)	cemento (bolsa)	arena (m ³)
1:1	0.222	0.006	0.444	0.012	0.555	0.015
1:2	0.160	0.008	0.320	0.016	0.400	0.020
1:3	0.123	0.009	0.246	0.018	0.308	0.023
1:4	0.101	0.009	0.202	0.018	0.253	0.023
1:5	0.085	0.010	0.170	0.020	0.213	0.025
1:6	0.074	0.011	0.148	0.022	0.183	0.028

Fuente: Ministerio de Salud

2. CONCRETO

El concreto se usa para el vaciado de losas de piso y de techo y muros.

En el cuadro F.2 se presentan los coeficientes de aporte por m³.

CUADRO F.2

Coeficientes de aporte de 1 m³ de concreto (mezcla volumétrica)

Proporción:
Cemento:Arena:Piedra
5% desperdic. por m³

Cemento: bolsa 42.5 Kg.
Arena: gruesa
Piedra: triturada

f'c	PROPORCION C - A - P	CEMENTO Bolsas	ARENA m ³	PIEDRA m ³	AGUA	
					GAL/SACO	LTS/SACO
210	1 : 2 : 2	10.0	0.55	0.55	6.00	22.72
175	1 : 2 : 3	9.0	0.48	0.72	6.75	25.55
140	1 : 2 : 4	7.88	0.47	0.83	7.50	28.40
	1 : 3 : 6	6.0	0.46	0.95	7.48	28.33
	1 : 4 : 8	4.5	0.46	1.00	9.98	37.78
	1 : 6 : 12	3.0	0.45	1.00	14.97	56.67

Fuente: Ministerio de Salud

CUADRO F.3**Coeficientes de aporte por bolsa de cemento (mezcla volumétrica)**

f'c	PROPORCION C - A - P	CEMENTO Bolsa	ARENA Latas	PIEDRA Latas	AGUA Latas
210	1 : 2 : 2	1	1.94	1.94	0.80
175	1 : 2 : 3	1	1.88	2.82	0.89
140	1 : 2 : 4	1	2.10	3.71	0.99
	1 : 3 : 6	1	2.70	5.57	0.99
	1 : 4 : 8	1	3.60	7.82	1.32
	1 : 6 : 12	1	5.28	11.74	1.98

Fuente: Ministerio de Salud

G. ENCOFRADOS, RECUBRIMIENTOS Y PRUEBAS DE FUGAS

1. ENCOFRADOS

Los encofrados serán prácticamente indeformables y estancos. Los plazos para desencofrado, usando cemento Portland, serán los siguientes:

- Muros : 3 días
- Losa de cubierta : 21 días

Estos plazos podrán ser disminuídos, con resistencias análogas, empleando aceleradores de fragua y a criterio del inspector.

2. RECUBRIMIENTOS

Se respetarán los siguientes recubrimientos en las estructuras:

- Losas de fondo : 3.5 cm.
- Muros : 3.5 cm.
- Losa de cubierta : 2.5 cm.
- Columnas : 2.5 cm.
- Vigas o dinteles : 2.5 cm.

3. PRUEBAS DE FUGAS

Las pruebas de fugas para las estructuras (reservorios, cámaras de reunión, etc.) que hayan sido diseñadas para contener agua, deberán hacerse según se indica a continuación:

- Llenar la estructura con agua hasta la altura de rebose observando el nivel de la superficie del agua las 24 horas siguientes. La inspección de fugas será hecha en la superficie exterior de la estructura, especialmente en las áreas cercanas a las juntas de construcción y empalmes de tuberías.
- Para aceptar la prueba se establecen los siguientes límites: no mostrar fugas visibles y que la superficie del agua no baje más de 1.5 cm. durante la prueba de 24 horas.
- Si la fuga excede el límite permitido, la estructura será reparada donde exista la fuga, impermeabilizando el interior o por otros métodos aprobados por el inspector.
- Las pruebas de fuga de las tuberías en el interior, exterior y rebose de las estructuras, serán hechas al mismo tiempo que las de las estructuras. En las tuberías no se permitirá las fugas.

H. RENDIMIENTO DE PEGAMENTO, PESO DE TUBERÍAS Y CARACTERÍSTICAS DE LAS VARILLAS DE REFUERZO

Como parte de una información complementaria, se presentan los rendimientos de pegamento para PVC y pesos de tuberías PVC, F°G° y bronce. Adicionalmente, se incorpora información sobre las características de las varillas de refuerzo, alambres de acero, clavos y sobre los valores de los coeficientes (K) para el cálculo de los momentos (tapa libre y fondo empotrado).

CUADRO H.1

Rendimiento de pegamento

Rendimiento de 1/4 galón de pegamento para PVC en:
(Incluye 10% desperdicios)

ELEMENTO	RENDIMIENTO
Conexiones Domiciliarias	45 Conex.
Tubería: 1/2"	450 Uniones
3/4"	250 Uniones
1"	190 Uniones
1-1/4"	130 Uniones
1-1/2"	90 Uniones
2"	50 Uniones
2-1/2"	40 Uniones
3"	35 Uniones
4"	30 Uniones
6"	20 Uniones
8"	10 Uniones

Fuente: Ministerio de Salud

CUADRO H.2

Peso de tuberías PVC (Kg/ml.)

DIÁMETRO DE TUBERÍA (pulg.)	C L A S E		
	5	7.5	10
Tubería: 1/2		0.125	
1		0.350	
1-1/2		0.500	0.660
2	0.460	0.682	0.854
3	0.933	1.266	1.600
4	1.690	2.366	2.898
6	3.936	5.740	7.298
8	6.098	8.576	11.054

Fuente: Ministerio de Salud

CUADRO H.3

Peso de tubería y accesorios de F°G° y Bronce (Kg)

ELEMENTO	DIÁMETRO (pulg.)				
	1"	2"	3"	4"	5"
Tubo (6.40 m.)	15	31	57	84	
Codo 90°	0.50	1.00	2.00	4.00	
Cruz	0.60	1.50	4.00		
Unión Simple	0.20	0.50	1.00	2.00	5.00
Unión Universal	0.35	0.80	1.40	3.00	8.00
Tee		1.00	4.50	5.00	16.00
Válvula compuerta (bronce)	0.50	1.50	4.00	6.00	

Fuente: Ministerio de Salud

CUADRO H.4

Características de las varillas de refuerzo

N°	DIÁMETRO		PERÍ MET. cm.	PESO		ÁREA EN cm² SEGÚN NÚMERO DE BARRAS									
	Pulg.	cm.		kg/ml.	kg/Var.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	1/4	0.635	2	0.25	2.25	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20
3	3/8	0.953	3	0.58	5.22	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.10
4	1/2	1.270	4	1.02	9.18	1.29	2.58	3.87	5.16	6.45	7.74	9.03	10.32	11.61	12.90
5	5/8	1.587	5	1.60	14.40	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00	20.00
6	3/4	1.905	6	2.26	20.34	2.84	5.68	8.52	11.36	14.20	17.04	19.88	22.72	25.56	28.40
8	1	2.540	8	4.04	36.36	5.10	10.20	15.30	20.40	25.50	30.60	35.70	40.80	45.90	51.00
11	1-3/8	3.581	11.2	7.95	71.55	10.06	20.12	30.18	40.24	50.30	60.36	70.42	80.48	90.54	100.60

Alambres de Acero

GAGE A.S.Y.W.	DIÁMETRO		ÁREA mm²	PESO Kg/m.
	Pulg.	mm		
4	0.2253	5.7	25.7	0.202
8	0.1620	4.1	13.3	0.105
10	0.1350	3.4	9.2	0.072
12	0.1055	2.7	5.6	0.044
14	0.0800	2.0	3.2	0.025
16	0.0625	1.6	2.0	0.016

Clavos con Cabeza

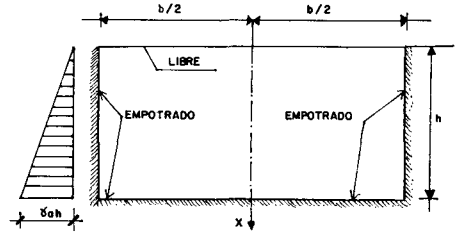
CANTIDAD DE CLAVOS CON CABEZA POR KG.	
2" x 13 BWG	582 Unidades
2-1/2" x 11 BWG	212 Unidades
2-1/2" x 10 BWG	216 Unidades
3" x 10 BWG	180 Unidades
3-1/2" x 9 BWG	198 Unidades
4" x 8 BWG	294 Unidades

Fuente: Ministerio de Salud

CUADRO H.5

Valores de los coeficientes (K) para el cálculo de momentos - tapa libre y fondo empotrado

b/h	x/h	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		Mx	My	Mx	My	Mx	My
3.00	0	0	+0.25	0	+0.14	0	-0.82
	1/4	+0.10	+0.19	+0.07	+0.13	-0.14	-0.71
	1/2	+0.05	+0.10	+0.08	+0.10	-0.11	-0.55
	3/4	-0.33	-0.04	-0.18	-0.00	-0.06	-0.28
	1	-0.126	-0.25	-0.092	-0.18	0	0
2.50	0	0	+0.27	0	+0.13	0	-0.74
	1/4	+0.12	+0.22	+0.07	+0.13	-0.13	-0.66
	1/2	+0.11	+0.14	+0.08	+0.10	-0.11	-0.53
	3/4	-0.21	-0.01	-0.10	+0.01	-0.05	-0.27
	1	-0.108	-0.22	-0.077	-0.15	0	0
2.00	0	0	+0.27	0	+0.09	0	-0.60
	1/4	+0.13	+0.23	+0.06	+0.10	-0.12	-0.59
	1/2	+0.15	+0.16	+0.10	+0.10	-0.10	-0.49
	3/4	-0.08	+0.03	-0.02	+0.03	-0.05	-0.27
	1	-0.086	-0.17	-0.059	-0.12	0	0
1.75	0	0	+0.25	0	+0.07	0	-0.50
	1/4	+0.12	+0.22	+0.05	+0.08	-0.10	-0.52
	1/2	+0.16	+0.16	+0.10	+0.09	-0.09	-0.46
	3/4	-0.02	+0.05	+0.01	+0.04	-0.05	-0.27
	1	-0.074	-0.15	-0.050	-0.10	0	0
1.50	0	0	+0.21	0	+0.05	0	-0.40
	1/4	+0.08	+0.20	+0.04	+0.07	-0.09	-0.44
	1/2	+0.16	+0.16	+0.10	+0.08	-0.08	-0.42
	3/4	+0.03	+0.06	+0.03	+0.04	-0.05	-0.26
	1	-0.060	-0.12	-0.041	-0.08	0	0
1.25	0	0	+0.15	0	+0.03	0	-0.29
	1/4	+0.05	+0.15	+0.02	+0.05	-0.07	-0.34
	1/2	+0.14	+0.15	+0.08	+0.07	-0.07	-0.37
	3/4	+0.06	+0.07	+0.05	+0.05	-0.05	-0.24
	1	-0.047	-0.09	-0.031	-0.06	0	0
1.00	0	0	+0.09	0	+0.02	0	-0.18
	1/4	+0.02	+0.11	+0.00	+0.03	-0.05	-0.23
	1/2	+0.09	+0.13	+0.05	+0.05	-0.06	-0.29
	3/4	+0.08	+0.08	+0.05	+0.04	-0.04	-0.20
	1	-0.035	-0.07	-0.022	-0.05	0	0
0.75	0	0	+0.04	0	+0.01	0	-0.07
	1/4	+0.01	+0.08	-0.00	+0.02	-0.02	-0.11
	1/2	+0.05	+0.10	+0.02	+0.03	-0.03	-0.17
	3/4	+0.07	+0.07	+0.03	+0.03	-0.03	-0.13
	1	-0.024	-0.05	-0.015	-0.03	0	0
0.50	0	0	+0.01	0	+0.00	0	-0.02
	1/4	+0.00	+0.05	-0.00	+0.01	-0.01	-0.04
	1/2	+0.02	+0.06	+0.01	+0.01	-0.02	-0.09
	3/4	+0.04	+0.06	+0.01	+0.01	-0.01	-0.07
	1	-0.015	-0.03	-0.008	-0.02	0	0



$$M = K \gamma_a h^3$$

I. PROGRAMAS EN BASIC

Los programas que se presentan a continuación han sido diseñados en lenguaje BASIC y preparados para una computadora personal Casio Fx-850.

PROGRAMA 1: Diseñado para definir la población futura (Pf), los consumos: promedio (Qm), máximo diario (Qmd), máximo horario (Qmh) y la capacidad (C) y tiempo de llenado del reservorio.

- ```
10 PRINT "CÁLCULO Pf, Qm, Qmd, Qmh, CAPACIDAD Y
TIEMPO LLENADO RESERVORIO"

20 INPUT "Pob.Act.(Pa)=";P;"DOTACIÓN (D)=";D;"TIEMPO
DIS. (t)=";F;"COEF. CRECIMIENTO (r)=";T

25 INPUT "COEF. CONSUMO MÁXIMO DIARIO K1=";V,
"COEF. CONSUMO MÁXIMO HORARIO K2=";U,
"COEF.CÁLCULO CAPACIDAD RESERVORIO K3=";S

40 Z = INT (P * (1 + (T * F) / 1000)) + 1 : L = Z * D /
86400:W=V*L:G=U*L:H=INT(Z*D*S/1000)

60 PRINT
"POB.FUT.(Pf)=";Z;"Qm=";L;"Qmd=";W;"Qmh=";G;"CAPAC.
RESERV.(C)=";H

80 PRINT "TIEMPO LLENADO RESERV.=";Dms$(H*1000/
(3600*W)):GOTO 10
```

## EJEMPLO:

Datos:

|                           |                         |
|---------------------------|-------------------------|
| Población Actual (Pa)     | = 780 hab.              |
| Dotación (D)              | = 80 l/hab./día         |
| Tiempo de diseño (t)      | = 20 años.              |
| Coficiente de crecimiento | = 20 por cada 1000 hab. |
| K <sub>1</sub>            | = 1.3 (130%)            |
| K <sub>2</sub>            | = 1.5 (150%)            |
| K <sub>3</sub>            | = 0.25 (25%)            |

Resultados:

|                                  |                       |
|----------------------------------|-----------------------|
| Población Futura (Pf)            | = 1093 hab.           |
| Consumo Promedio (Qm)            | = 1.012 l/s.          |
| Consumo máximo diario (Qmd)      | = 1.316 l/s.          |
| Consumo máximo Horario (Qmh)     | = 1.518 l/s.          |
| Capacidad del reservorio (C)     | = 21 m <sup>3</sup> . |
| Tiempo de llenado del reservorio | = 4 hr 26' 1.71"      |

**PROGRAMA 2: Diseñado para determinar el cálculo hidráulico de tuberías PVC en tramos con diámetro único.**

```
1 PRINT "CALCULO TUBERIAS - DIAMETRO UNICO"
5 CLEAR: K=1: INPUT "NUMERO DE TRAMOS=";H
9 PRINT "CAUDAL(“;K;”)=";:INPUT Q:PRINT "LONGITUD
TUB.(“; K;”)=";:INPUT L
10 PRINT "COTA INIC.TERR.(“;K;”) =";:INPUT I: PRINT
"COTA FINAL TERR.(“;K;”)=";:INPUT T
25 U=(I-T)/L : IF U<=0 THEN 33
27 O=0.71*Q^0.38/U^0.21 :PRINT "DIAMETRO CALC.(“;K
;”)="; ROUND(O,-4):D=O
29 GOSUB 200: PRINT "DIAMETRO COMERCIAL
DEFINIDO(“ ;K;”)=" ;D
30 INPUT "DESEA CONSIDERAR OTRO DIAMETRO
COMERCIAL:S/N";A$
31 IF A$="S" THEN PRINT "DIAM.(“;K;”)=";:INPUT D:GOTO
34
32 GOTO 34
33 PRINT "DIAM.(“;K;”)=";:INPUT D
34 A=I-T:S=(Q/(2.492*D^2.63))^1.85
40 V=1.9735*Q/D^2 : F=S*L
80 G=F : Z=Z+G : M=M+1
88 PRINT "DESNIVEL DEL TERRENO(“;K;”)="; ABS(I-T)
89 PRINT "VELOC.(“;K;”)=";ROUND (V,-4), "PERD. CARGA
UNIT. (”;K;”)=";ROUND (S,-8)
91 PRINT "PERD. CARGA TRAMO(“;K;”)=";ROUND (F,-5)
93 PRINT "PERD. CARGA ACUMUL.(“;K;”)=";ROUND (Z,-5)
100 IF M<>1 THEN 130
120 W=I : E=W-G : Y=E-T : GOTO 140
130 W=E : E=W-F : Y=E-T
140 PRINT "COTA PIEZ.INIC.(“;K;”)="; ROUND (W,-4),
```



```
 "COTA PIEZ. FINAL("";K;"")=";ROUND (E,-4)
150 PRINT "PRESION ("";K;"")="; ROUND (Y,-2)

160 IF H<>K THEN K=K+1:GOTO 9

170 PRINT ".....!FINAL CALCULO!": END

200 IF D<=0.5 THEN 300

210 IF (D>0.5) AND (D<=0.75) THEN 310

220 IF (D>0.75) AND (D<=1) THEN 320

230 IF (D>1) AND (D<=1.5) THEN 330

240 IF (D>1.5) AND (D<=2) THEN 340

250 IF (D>2) AND (D<=2.5) THEN 350

260 IF (D>2.5) AND (D<=3) THEN 360

270 IF (D>3) AND (D<=4) THEN 370

280 IF (D>4) AND (D<=6) THEN 380

290 IF (D>6) AND (D<=8) THEN 390

295 PRINT "ELEGIR OTRO DIAMETRO" : END

300 D=0.5 : GOTO 400

310 D=0.75 : GOTO 400

320 D=1 : GOTO 400

330 D=1.5 : GOTO 400

340 D=2 : GOTO 400

350 D=2.5 : GOTO 400

360 D=3 : GOTO 400

370 D=4 : GOTO 400

380 D=6 : GOTO 400

390 D=8 : GOTO 400

400 RETURN
```

## PROCESO OPERATIVO

1. Inicialmente se debe introducir la información del número de tramos (H).
2. Introducir los valores de caudal (Q), longitud (L), Cota inic. terr. (I) y Cota final terr. (F).
3. Al terminar de introducir los datos respectivos se imprimirá en pantalla el valor del diámetro calculado, el cual se aproximará al valor inmediato superior para definir el diámetro comercial. Si se quisiera utilizar otro diámetro diferente al comercial, se introduce la sentencia "S"; en caso contrario se introduce la sentencia "N".
4. Con el valor del diámetro (D) y considerando la información del punto 2, se imprimirá en la pantalla el desnivel del terreno ABS(I-T), velocidad (V), pérdida de carga unitaria (S), pérdida de carga por tramo (F) y pérdida de carga acumulada (Z). Además la cota piezométrica inicial (W) y final (E) y la presión (Y).
5. Si el número de tramos (H) es mayor que 1, el proceso se repetirá cuantas veces sea definido el valor de H:

Si H es 1 , resulta una iteración.

Si H es 2, resulta dos iteraciones.

. . . .  
. . . .  
. . . .

Si H es "n" , resulta "n" iteraciones.

### EJEMPLO:

Se dispone del perfil de un tramo de la línea de conducción de un sistema de abastecimiento de agua potable. Considerando la información que se muestra en la Figura I.1 determinar las pérdidas de carga, cotas piezométricas y presión en el punto B.

Datos:

Número de tramos (H) = 1.  
Caudal (Q) = 1 l/s.  
Longitud (L) = 100 m.  
Cota. inic. terr. = 1050 m.s.n.m.  
Cota. final. terr. = 1000 m.s.n.m.

Resultados:

- a) Cuando se considera el diámetro comercial definido por el programa.

Diámetro calculado ( $\phi$ ) = 0.821 Pulg.  
Diámetro comercial definido (D) = 1 Pulg.  
Considerar otro diámetro ? N  
Desnivel del terreno (ABS(I-T)) = 50 m.

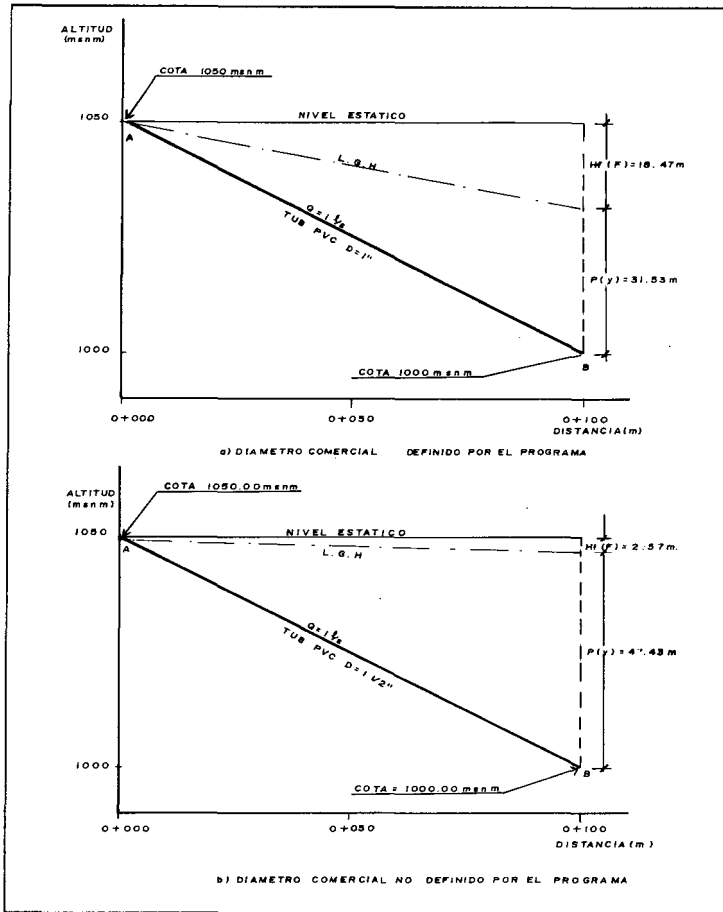


Figura I.1 : Perfil del terreno de un tramo

|                           |                     |
|---------------------------|---------------------|
| Velocidad (V)             | = 1.974 m/s.        |
| Pérd. carga unitaria (S)  | = 0.1846657 m/m.    |
| Pérd. carga tramo (F)     | = 18.4666 m.        |
| Pérd. carga acumulada (Z) | = 18.4666 m.        |
| Cota piez. inicial (W)    | = 1050 m.s.n.m.     |
| Cota piez. final (E)      | = 1031.533 m.s.n.m. |
| Presión (Y)               | = 31.53 m.          |

- b) Cuando no se considera el diámetro comercial definido por el programa.

|                                 |                     |
|---------------------------------|---------------------|
| Diámetro calculado ( $\phi$ )   | = 0.821 Pulg.       |
| Diámetro comercial definido (D) | = 1 Pulg.           |
| Considerar otro diámetro ? S    |                     |
| Ingresar Diámetro (D)           | = 1.5 Pulg.         |
| Desnivel del terreno (ABS(I-T)) | = 50 m.             |
| Velocidad (V)                   | = 0.877 m/s         |
| Pérd. carga unitaria (S)        | = 0.0256811 m/m.    |
| Pérd. carga tramo (F)           | = 2.5681 m.         |
| Pérd. carga acumulada (Z)       | = 2.5681 m.         |
| Cota piez. inicial (W)          | = 1050 m.s.n.m.     |
| Cota piez. final (E)            | = 1047.432 m.s.n.m. |
| Presión (Y)                     | = 47.43 m.          |

## EJEMPLO:

Considerando el trazo del perfil de la línea de conducción indicada en la Figura I.2, determinar las pérdidas de carga, cotas piezométricas y presión en el punto C.

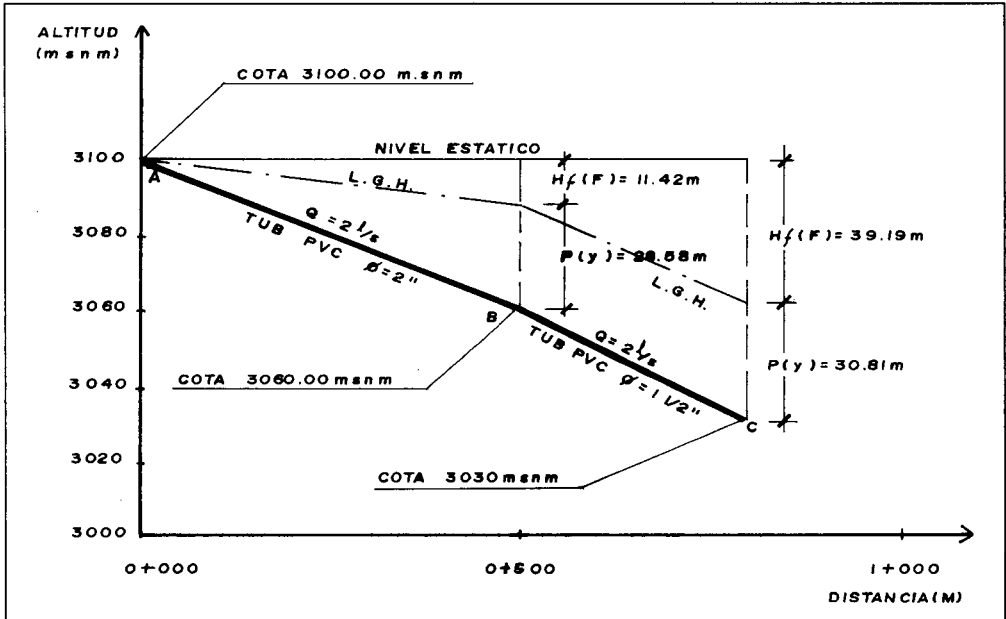


Figura I.2 : Perfil del terreno de dos tramos

Datos :

|                      |                 |
|----------------------|-----------------|
| Número de tramos (H) | = 2.            |
| Tramo A-B            |                 |
| Caudal (Q)           | = 2 l/s.        |
| Longitud (L)         | = 500 m.        |
| Cota. inic. terr.    | = 3100 m.s.n.m. |
| Cota. final. terr.   | = 3060 m.s.n.m. |
| Tramo B-C            |                 |
| Caudal (Q)           | = 2 l/s.        |
| Longitud (L)         | = 300 m.        |
| Cota. inic. terr.    | = 3060 m.s.n.m. |
| Cota. final. terr.   | = 3030 m.s.n.m. |

Resultados:

|                                 |                     |
|---------------------------------|---------------------|
| Tramo A-B:                      |                     |
| Diámetro calculado ( $\phi$ )   | = 1.570 Pulg.       |
| Diámetro comercial definido (D) | = 2 Pulg.           |
| Considerar otro diámetro ? N    |                     |
| Desnivel del terreno (ABS(I-T)) | = 40 m.             |
| Velocidad (V)                   | = 0.987 m/s.        |
| Pérd. carga unitaria (S)        | = 0.0228365 m/m.    |
| Pérd. carga tramo (F)           | = 11.4183 m.        |
| Pérd. carga acumulada (Z)       | = 11.4183 m.        |
| Cota piez. inicial (W)          | = 3100 m.s.n.m.     |
| Cota piez. final (E)            | = 3088.582 m.s.n.m. |
| Presión (Y)                     | = 28.58 m.          |

Tramo B-C:  
 Diámetro calculado ( $\phi$ ) = 1.499 pulg.  
 Diámetro comercial definido (D) = 1.5 Pulg.  
 Considerar otro diámetro ? N  
 Desnivel del terreno (ABS(I-T)) = 30 m.  
 Velocidad (V) = 1.754 m/s.  
 Pérd. carga unitaria (S) = 0.0925805 m/m.  
 Pérd. carga tramo (F) = 27.7742 m.  
 Pérd. carga acumulada (Z) = 39.1924 m.  
 Cota piez. inicial (W) = 3088.582 m.s.n.m.  
 Cota piez. final (E) = 3060.808 m.s.n.m.  
 Presión (Y) = 30.81 m.

### EJEMPLO:

Con la información contenida en la Figura I.3 en que se contempla tres tramos de tuberías, determinar las pérdidas de carga, cotas piezométricas y presión al final de cada tramo.

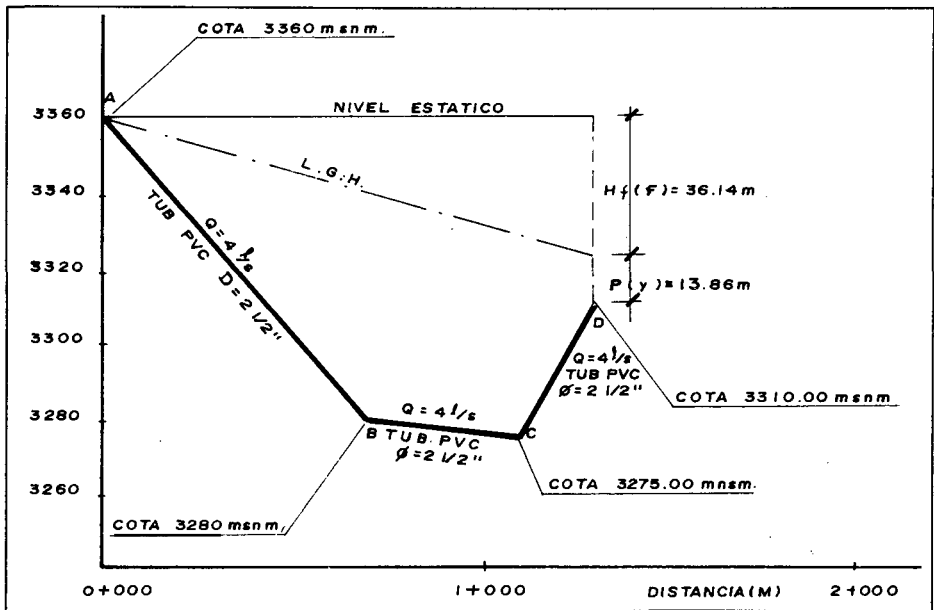


Figura I.3 : Perfil del terreno de tres tramos

Datos:

Tramo A-B  
 Caudal (Q) = 4 l/s.  
 Longitud (L) = 700 m.  
 Cota. inic. terr. = 3360 m.s.n.m.  
 Cota. final. terr. = 3280 m.s.n.m.

Tramo B-C  
 Caudal (Q) = 4 l/s.  
 Longitud (L) = 400 m.  
 Cota. inic. terr. = 3280 m.s.n.m.  
 Cota. final. terr. = 3275 m.s.n.m.

Tramo C-D  
 Caudal (Q) = 4 l/s.  
 Longitud (L) = 200 m.  
 Cota. inic. terr. = 3275 m.s.n.m.  
 Cota. final. terr. = 3310 m.s.n.m.

Resultados:

a) Considerando un sólo tramo desde A a D:

Ingresar número de tramos (H) = 1  
 Ingresar los datos que corresponden

Tramo A-D:

Diámetro calculado ( $\phi$ ) = 2.383 Pulg.  
 Diámetro comercial definido (D) = 2.5 Pulg.  
 Considerar otro diámetro ? N  
 Desnivel del terreno (ABS(I-T)) = 50 m.  
 Velocidad (V) = 1.263 m/s.  
 Pérd. carga unitaria (S) = 0.0277984 m/m.  
 Pérd. carga tramo (F) = 36.1379 m.  
 Pérd. carga acumulada (Z) = 36.1379 m.  
 Cota piez. inicial (W) = 3360 m.s.n.m.  
 Cota piez. final (E) = 3323.862 m.s.n.m.  
 Presión (Y) = 13.86 m.

b) Considerando tres tramos:

Ingresar número de tramos (H) = 3  
 Ingresar los datos que corresponden

Tramo A-B:

Diámetro calculado ( $\phi$ ) = 1.896 pulg.  
 Diámetro comercial definido (D) = 2 Pulg.  
 Considerar otro diámetro ? S  
 Ingresar diámetro (D) = 2.5 pulg.  
 Desnivel del terreno (ABS(I-T)) = 80 m.  
 Velocidad (V) = 1.263 m/s.  
 Pérd. carga unitaria (S) = 0.0277984 m/m.  
 Pérd. carga tramo (F) = 19.4589 m.  
 Pérd. carga acumulada (Z) = 19.4589 m.  
 Cota piez. inicial (W) = 3360 m.s.n.m.  
 Cota piez. final (E) = 3340.541 m.s.n.m.  
 Presión (Y) = 60.54 m.

Tramo B-C:

Diámetro calculado ( $\phi$ ) = 3.018 pulg.  
 Diámetro comercial definido (D) = 4 Pulg.  
 Considerar otro diámetro ? S  
 Ingresar diámetro (D) = 2.5 pulg.  
 Desnivel del terreno (ABS(I-T)) = 5 m.  
 Velocidad (V) = 1.263 m/s.  
 Pérd. carga unitaria (S) = 0.0277984 m/m.  
 Pérd. carga tramo (F) = 11.1194 m.  
 Pérd. carga acumulada (Z) = 30.5783 m.  
 Cota piez. inicial (W) = 3340.541 m.s.n.m.  
 Cota piez. final (E) = 3329.422 m.s.n.m.  
 Presión (Y) = 54.42 m.

|                                 |                     |
|---------------------------------|---------------------|
| Tramo C-D <sup>(1)</sup> :      |                     |
| Ingresar Diámetro (D)           | = 2.5 pulg.         |
| Desnivel del terreno (ABS(I-T)) | = 35 m.             |
| Velocidad (V)                   | = 1.263 m/s.        |
| Pérd. carga unitaria (S)        | = 0.0277984 m/m.    |
| Perd. carga tramo (F)           | = 5.5597 m.         |
| Perd. carga acumulada (Z)       | = 36.1379 m.        |
| Cota piez. inicial (W)          | = 3329.422 m.s.n.m. |
| Cota piez. final (E)            | = 3323.862 m.s.n.m. |
| Presión (Y)                     | = 13.86 m.          |

Se ha comprobado que considerando cualquiera de los casos (a ó b), el valor de la presión resulta el mismo.

**PROGRAMA 3: Diseñado para la combinación de tuberías PVC considerando al final del tramo una presión disponible deseada.**

```

1 PRINT "COMBINACION DE TUBERIAS"
5 M= 0:V= 0:M1= 0:M2=1
8 INPUT "CAUDAL =";Q
10 INPUT "LONGITUD TUB."; L,"COTA INIC.TERR.";I,
 "COTA FINAL TERR."; T
11 INPUT "PRESION DISP. DESEADA="; Z: U=(I-T-Z)/L : O=(
 0.71*Q^0.38)/U^0.21:PRINT "DIAM. CALC ="; ROUND(O,
 4)
14 IF (O>0.5) AND (O<=0.75) THEN 24
15 IF (O>0.75) AND (O<=1) THEN 25
16 IF (O>1) AND (O<=1.5) THEN 26
17 IF (O>1.5) AND (O<=2) THEN 27
18 IF (D>2) AND (O<=2.5) THEN 28
19 IF (O>2.5) AND (O<=3) THEN 29
20 IF (O>3) AND (O<=4) THEN 30
21 IF (O>4) AND (O<=6) THEN 31
22 IF (O>6) AND (O<=8) THEN 32

```

<sup>(1)</sup> Cuando la diferencia de la cota inicial y final del terreno es negativa, directamente se considera la información del diámetro comercial

```

23 PRINT "ELEGIR OTRO DIAMETRO" : END

24 N=0.5:Y=0.75:PRINT "DIAM. MAYOR=";Y, "DIAM.
MENOR=";N : GOTO 120

25 N=0.75:Y=1:PRINT "DIAM. MAYOR=";Y, "DIAM.
MENOR=";N : GOTO 120

26 N=1:Y=1.5:PRINT "DIAM. MAYOR=";Y, "DIAM.
MENOR=";N : GOTO 120

27 N=1.5:Y=2:PRINT "DIAM. MAYOR=";Y, "DIAM.
MENOR=";N : GOTO 120

28 N=2:Y=2.5:PRINT "DIAM. MAYOR=";Y, "DIAM.
MENOR=";N : GOTO 120

29 N=2.5:Y=3:PRINT "DIAM. MAYOR=";Y, "DIAM.
MENOR=";N : GOTO 120

30 N=3:Y=4:PRINT "DIAM. MAYOR=";Y, "DIAM.
MENOR=";N : GOTO 120

31 N=4:Y=6:PRINT "DIAM. MAYOR=";Y, "DIAM.
MENOR=";N : GOTO 120

32 N=6:Y=8:PRINT "DIAM. MAYOR=";Y, "DIAM.
MENOR=";N

120 A=I-T:H=A-Z:D=Y:GOSUB 500 : K=S : P=C

130 D=N : GOSUB 500 : J=S : B=C

140 X=INT((H-K*L)/(J-K))

150 PRINT "LONG.TUB.DIAM.MAYOR (0-1)=";L-
X,"LONG.TUB.DIAM. MENOR (1-2)=";X

160 INPUT "COTA TERR.FINAL TUB.MAYOR O
INIC.TUB.MENOR=";G

170 A=I-G : L=L-X: GOSUB 600: A=G-T : L=X : K=J : P=B : M1
=M1+1 : M2=M2+1 : GOSUB 600

180 PRINT " !FINAL CALCULO!.." : END

500 C=1.9735*Q/D^2:S=(Q/(2.492*D^2.63))^1.85:RETURN

600 F=K*L : R=F : V=V+R : M=M+1

640 PRINT "DESNIVEL TERRENO(";M1;"-";M2;"")=";ABS(A)
:PRINT "VELOCIDAD(";M1;"-";M2;"")=";ROUND (P,-4)

```



```

650 PRINT "PERD.CARGA UNIT.(";M1;";";M2;")=";ROUND
(K,-8)

660 PRINT "PERD.CARGA TRAMO(";M1;";";M2;")=";ROUND (F,-4)

680 PRINT "PERD.CARGA ACUM.(";M1;";";M2;")=";ROUND
(V,-4)

690 IF M<>1 THEN 710

700 W=I : E=W-F : Y=E-G : GOTO 720

710 W=E : E=E-R : Y=E-T

720 PRINT "COTA PIEZ.INIC.(";M1;";";M2;")="; ROUND (W,-
4)

730 PRINT "COTA PIEZ.FINAL(";M1;";";M2;")="; ROUND (E,-
4)

740 PRINT "PRESION(";M1;";";M2;")="; ROUND (Y,-3):RETURN

```

## PROCESO OPERATIVO

1. Introducir los valores de caudal (Q), longitud (L), Cota inic. terr. (I), Cota final terr. (F) y presión disponible deseada (Z).
2. Con los datos respectivos se imprimirá en pantalla el valor del diámetro calculado que servirá para definir los diámetros de tuberías que serán utilizados en la combinación. Los diámetros comerciales elegidos serán considerados según los valores inmediatos inferior y superior del diámetro calculado.
3. Se imprimirán los valores de las longitudes de tuberías de diámetro mayor (L-X) y diámetro menor (X); y con la información del plano del perfil (dato adicional), se introduce la cota del terreno final de la tubería mayor o inicial de la tubería menor (G).
4. Para cada diámetro de tubería se imprimirá en la pantalla el desnivel del terreno ABS(A), la velocidad (P), las pérdidas de carga: unitaria (K), por tramo (F) y acumulada (V). Además la cota piezométrica inicial (W) y final (E) y la presión (Y)

## EJEMPLO:

Con la información mostrada en la figura I.4 y considerando una presión disponible deseada de 20 m. en el punto C, determinar la longitud de cada diámetro utilizado en la combinación de tuberías y las pérdidas de carga, cotas piezométricas y presión al final de cada tramo.

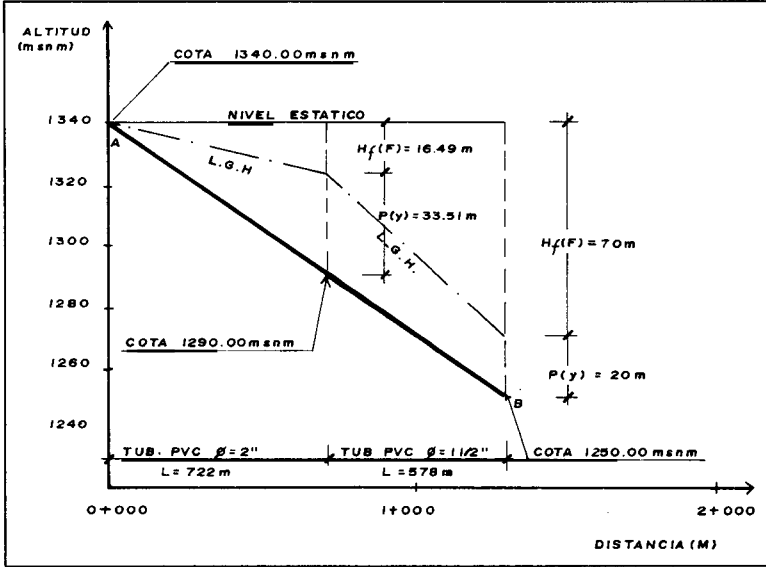


Figura I.4 : Perfil de terreno - Combinación de tuberías

Datos:

|                                |                 |
|--------------------------------|-----------------|
| Caudal (Q)                     | = 2 l/s.        |
| Longitud (L)                   | = 1300 m.       |
| Cota. inic. terr.              | = 1340 m.s.n.m. |
| Cota. final. terr.             | = 1250 m.s.n.m. |
| Presión disponible deseada (Z) | = 20 m.         |

Resultados:

|                                                      |                 |
|------------------------------------------------------|-----------------|
| Diámetro calculado ( $\phi$ )                        | = 1.707 m.      |
| Diámetro mayor (Y)                                   | = 2 pulg.       |
| Diámetro menor (N)                                   | = 1.5 pulg.     |
| Long.tub.diám.mayor (L-X)                            | = 722 m.        |
| Long.tub.diám.menor X                                | = 578 m.        |
| Ingresar cota terr.final tub.mayor o inic.tub. menor | = 1290 m.s.n.m. |

a)

|                                 |                     |
|---------------------------------|---------------------|
| Tubería diámetro mayor:         |                     |
| Desnivel del terreno (ABS(I-T)) | = 50 m.             |
| Velocidad (V)                   | = 0.987 m/s.        |
| Pérd. carga unitaria (S)        | = 0.0228365 m/m.    |
| Pérd. carga tramo (F)           | = 16.488 m.         |
| Pérd. carga acumulada (Z)       | = 16.488 m.         |
| Cota piez. inicial (W)          | = 1340 m.s.n.m.     |
| Cota piez. final (E)            | = 1323.512 m.s.n.m. |
| Presión (Y)                     | = 33.51 m.          |

- b) Tubería diámetro menor:
- |                                 |                     |
|---------------------------------|---------------------|
| Desnivel del terreno (ABS(I-T)) | = 40 m.             |
| Velocidad (V)                   | = 1.754 m/s.        |
| Pérd. carga unitaria (S)        | = 0.0925805 m/m.    |
| Pérd. carga tramo (F)           | = 53.512 m.         |
| Pérd. carga acumulada (Z)       | = 70 m.             |
| Cota piez. inicial (W)          | = 1323.512 m.s.n.m. |
| Cota piez. final (E)            | = 1270 m.s.n.m.     |
| Presión (Y)                     | = 20 m.             |

# J. FORMATO DE RECOLECCIÓN DE DATOS BASICOS PARA LA ELABORACIÓN DE PROYECTOS DE AGUA POTABLE <sup>(1)</sup>

Fecha: \_\_\_\_\_

## 1.00 DATOS GENERALES

Redactado por: \_\_\_\_\_

Localidad: \_\_\_\_\_

Departamento: \_\_\_\_\_

Provincia: \_\_\_\_\_

Distrito: \_\_\_\_\_

Altura SNM: \_\_\_\_\_

Vías de comunicación con la capital de la Provincia y Departamento (indicar distancias, tiempo, itinerario, época transitable y costo de transporte).

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

## 2.00 CLIMA:

Cálido \_\_\_\_\_ Templado \_\_\_\_\_ Frío \_\_\_\_\_

Temperatura: Máxima \_\_\_\_\_ Mínima \_\_\_\_\_

Hay congelación? \_\_\_\_\_ Indique época del año \_\_\_\_\_

Régimen de lluvias: de \_\_\_\_\_ a \_\_\_\_\_ Precipitación anual \_\_\_\_\_

Intensidad mm/hora \_\_\_\_\_

## 3.00 TOPOGRAFIA:

Plana \_\_\_\_\_ Accidentada \_\_\_\_\_ Muy accidentada \_\_\_\_\_

Tipo de suelo: Arenoso \_\_\_\_\_ Arcilloso \_\_\_\_\_ Grava \_\_\_\_\_

Roca \_\_\_\_\_ Otros \_\_\_\_\_

Resistencia admisible del terreno \_\_\_\_\_ Kg/cm<sup>2</sup>

Calles pavimentadas? \_\_\_\_\_ Empedradas \_\_\_\_\_

Profundidad de napa acuífera \_\_\_\_\_

Existen zonas inundables: \_\_\_\_\_ Época \_\_\_\_\_

Área Urbana \_\_\_\_\_ Ha.

Zona de expansión futura \_\_\_\_\_

(1) Formato elaborado por el Ministerio de Salud

## 4.00 POBLACIÓN:

### 4.10 Censos o encuestas realizados:

| AÑO   | POBLACIÓN | OBSERVACIONES |
|-------|-----------|---------------|
| _____ | _____     | _____         |
| _____ | _____     | _____         |
| _____ | _____     | _____         |
| _____ | _____     | _____         |

### 4.20 Datos proporcionados por el Municipio del lugar:

| AÑO   | NACIMIENTOS | DEFUNCIONES | CREC.VEGETATIVO |
|-------|-------------|-------------|-----------------|
| _____ | _____       | _____       | _____           |
| _____ | _____       | _____       | _____           |
| _____ | _____       | _____       | _____           |
| _____ | _____       | _____       | _____           |

### 4.30 Enfermedades predominantes:

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

## 5.00 ECONOMÍA:

### 5.10 Comentario:

Economía y ocupación: Agrícola \_\_\_\_\_ Ganadera \_\_\_\_\_ Industria \_\_\_\_\_

Otros:

Producción principal : \_\_\_\_\_

Salarios mínimos : \_\_\_\_\_

### 5.20 Viviendas:

Número de viviendas : \_\_\_\_\_

Tipo de construcción:

Porcentaje aprox.

Costo promedio aprox.

Ladrillo

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

|                   |       |       |
|-------------------|-------|-------|
| Adobe             | _____ | _____ |
| Piedra            | _____ | _____ |
| Madera            | _____ | _____ |
| Caña              | _____ | _____ |
| Otros             | _____ | _____ |
| Valor del terreno | _____ |       |

**5.30 Costos de materiales en la localidad:**

| MATERIALES                 | COSTO | OBSERVACIONES |
|----------------------------|-------|---------------|
| Cemento (bolsa)            | _____ | _____         |
| Piedra (m <sup>3</sup> )   | _____ | _____         |
| Arena (m <sup>3</sup> )    | _____ | _____         |
| Cal (bolsa)                | _____ | _____         |
| Madera (pie <sup>2</sup> ) | _____ | _____         |

**5.40 Jornales:**

Existe Seguro Social del Obrero? \_\_\_\_\_

Maestro de obra \_\_\_\_\_

Albañiles \_\_\_\_\_

Carpinteros \_\_\_\_\_

Gasfiteros \_\_\_\_\_

Ayudantes \_\_\_\_\_

Peones \_\_\_\_\_

Facilidad de mano de obra, disponibilidad, época, etc. \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

Época recomendable para la construcción \_\_\_\_\_

Otras facilidades \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

## 6.00 SERVICIOS PÚBLICOS:

Escuelas \_\_\_\_\_ Población escolar \_\_\_\_\_ Varones \_\_\_\_\_ Mujeres \_\_\_\_\_

Postas: Médica \_\_\_\_\_ Sanitaria \_\_\_\_\_

Hospital \_\_\_\_\_ Número de camas \_\_\_\_\_

Iglesia \_\_\_\_\_ Capilla \_\_\_\_\_

Correos \_\_\_\_\_ Telégrafos \_\_\_\_\_ Radio \_\_\_\_\_ Telf. \_\_\_\_\_

Bancos \_\_\_\_\_

Locales para almacén, etc. \_\_\_\_\_

Servicio eléctrico, posibilidades de utilización, etc. (voltaje, hora de funcionamiento, costo por Kw, etc.):

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

## 7.00 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA:

7.10 Indique cómo funciona el abastecimiento de agua actualmente:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

7.20 Señale qué esfuerzos ha realizado la población en forma particular (como construcción de pozos, reservorios, otras instalaciones, ya sean individuales o colectivas) y hacer una apreciación del monto invertido, indicando sí los fondos aportados han provenido del Estado, de la comunidad, etc.:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

7.30 Si la población paga su provisión de agua, señale cuánto gasta mensualmente o de lo contrario que esfuerzo realiza (indicar costo de volumen):

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

7.40 Indique la actitud de la gente ante el problema y cuánto considera que la población podría aportar:

---

---

7.50 Enlace: \_\_\_\_\_

Persona que puede proporcionar información adicional

---

---

### 9.00 MANANTIAL ESTUDIADO:

Por: \_\_\_\_\_

Fecha: \_\_\_\_\_

Nombre: \_\_\_\_\_ Distancia a la población \_\_\_\_\_

Origen de la fuente: \_\_\_\_\_

Aforos: (indicar fecha, método seguido e información obtenida sobre mínimos caudales).

---

---

---

---

Tipo de Manantial: De fondo \_\_\_\_\_ De ladera \_\_\_\_\_ Otros \_\_\_\_\_

Tipo de Afloramiento: Concentrado \_\_\_\_\_ Difuso \_\_\_\_\_

Calidad del terreno: \_\_\_\_\_

Observaciones: \_\_\_\_\_





*Excavación de zanja  
(Uramaza, Cajatambo,  
Lima).*

# BIBLIOGRAFÍA

1. AGÜERO PITTMAN, Roger E.  
"Estudio de Abastecimiento de Agua Potable para la Comunidad Campesina de San Francisco de Uramaza, Cajatambo - Lima".  
Tesis U.N.A. 1993. 166 págs.
2. AGÜERO P. Roger, CERRÓN A. William, VIDALÓN Q. Nicanor  
"Agua limpia para todos: abastecimiento de agua potable por gravedad; información básica"  
Servicios Educativos Rurales (SER), Lima 1993. 24 págs.
3. AGÜERO P. Roger, TÁVARA Gerardo, VIDALÓN Q. Nicanor  
"Cómo organizarnos para mantener nuestro sistema de agua potable"  
Servicios Educativos Rurales (SER), Lima 1996. 39 págs.
4. APAZA HERRERA  
"Redes de Abastecimiento de Agua Potable"  
Edit. Servilaser, Lima, 1989. 72 págs.
5. AZEVEDO NETTO J.M. - ACOSTA A., Guillermo.  
"Manual de Hidráulica"  
Edit. Harla S.A., México 1975, 6ta. Edición. 454 págs.
6. CENTRO INTERNACIONAL DE AGUA Y SANEAMIENTO - CIR  
"Sistemas de Abastecimiento de Agua para pequeñas Comunidades"  
Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) Lima 1988. 384 págs.
7. ESQUIVEL ESCOBAR, Néstor  
"Reservorio de Concreto para Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable en Medio Rural".  
Lima Tesis UNI 1975.
8. HARRY PARKER, M.C.  
"Diseño Simplificado de Concreto Reforzado"  
Edit. Limusa - Wiley, S.A., México 1971, 1era. edición. 318 págs.
9. JORDAN JR., Thomas D.  
"Sistema de Agua Potable por Gravedad para Poblaciones Rurales".  
Tecnología Intermedia (I.T.D.G.), Lima 1988. 292 págs.
10. L.C. URQUHART, C.E. O'ROURKE, G. WINTER  
"Proyecto y Dimensionamiento de las Obras de Hormigón"  
Edit. Reverté, S.A. Barcelona - Buenos Aires - México 1962.  
637 págs.
11. MINISTERIO DE SALUD  
"Manual de Operación y Mantenimiento de Sistemas de Agua Potable y Letrinas en el Medio Rural"  
División de Saneamiento Básico Rural.  
Lima 1989. 65 págs.

12. MINISTERIO DE SALUD  
"Normas Generales para Proyectos de Abastecimiento de Agua Potable"  
Programa Nacional de Ingeniería Sanitaria,  
Plan de Saneamiento Básico Rural. Lima, 1962. 26 págs.
13. MINISTERIO DE SALUD  
"Normas de Diseño para proyectos de Abastecimiento de Agua Potable para Pobladores Rurales"  
División de Saneamiento Básico Rural (DISABAR).  
Lima, 1984. 17 págs.
14. OROSCO TORRES, F.  
"Abastecimiento de Agua Potable al P.P.JJ. Julio C. Tello de Lurín".  
Tesis UNA, 1974. 218 págs.
15. RIVERA FEIJOO, Julio  
"Análisis y Diseño de Reservorios de Concreto Armado"  
American Concrete Institute.  
Capítulo de Estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería.  
Lima, 1991. 118 págs.
16. SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS  
"Instructivo para Estudio y Proyecto de Abastecimiento de Agua Potable".  
México, 1980. 115 págs.
17. SERVICIOS MÚLTIPLES DE TECNOLOGÍAS APROPIADAS  
"Manual Técnico de Aprovechamiento Rural de Agua"  
Edit. Papiro La Paz, Bolivia 1983. 134 págs.
18. SETO MIYAMOTO, Susana  
"Estudio y Diseño para el Mejoramiento de Abastecimiento de Agua en la Localidad de Santa Eulalia" Tesis U.N.A, 1978. 74 págs.
19. SIMÓN AROCHA, R  
"Abastecimiento de Agua"  
Edit. Vega S.R.L.
20. TRUEBA CORONEL, Samuel  
"Hidráulica"  
Edit. Continental S.A., México 1984, 12va.edición. 454 págs.
21. UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS  
"Diseño de Abastecimiento de Agua para Comunidades Rurales",  
La Paz; Bolivia 1966. 292 págs.
22. UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
"Abastecimiento de Agua Potable"  
Organismo de Proyección y Extensión Universitaria en Ingeniería Sanitaria. Lima, 1991. 138 págs.

23. VEN TE CHOW  
"Hidráulica de los Canales Abiertos"  
Edit. Diana. México, 1982, 1ra edición. 633 págs.
24. VIERENDEL  
"Abastecimiento de Agua Potable y Alcantarillado"  
Lima. 1990. 129 págs.
25. VILLÓN BEJAR, Máximo  
"Hidráulica de Canales"  
Instituto Tecnológico de Costa Rica Departamento de Ingeniería Agrícola. Cartago 1981, 1ra edición. 190 págs.
26. WENDOR CHEREQUE MORÁN  
"Manual de Piscinas, Planteamiento y Diseño"  
Lima 1988. 186 págs.

SE TERMINÓ DE IMPRIMIR EN LOS TALLERES DE  
**TAREA ASOCIACIÓN GRÁFICA EDUCATIVA**  
PSJE. MARÍA AUXILIADORA 156 - BREÑA  
TELÉF. 424-8104 / TELEFAX: 424-1582  
SEPTIEMBRE DE 1997.  
LIMA - PERÚ