

22
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

"ACATLAN"

**USO DE LA PROGRAMACION LINEAL EN LA
CONDUCCION, REGULARIZACION Y
DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N :

JOSE DELFINO ORDOÑEZ LEON
JOSE LUIS VARGAS OLIVARES
MIGUEL ANGEL VILLARRUEL SANCHEZ



ACATLAN, MEX.



1988,

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

	<u>HOJA</u>
INTRODUCCION	1
CAPITULO I. GENERALIDADES	4
1.1 Programación Lineal	4
1.2 La Computación	5
1.3. Conceptos Básicos	8
1.4 Ecuaciones Fundamentales	20
CAPITULO II. ANTECEDENTES	31
2.1 Justificación del Proyecto	31
2.2 Estudios del Proyecto	31
2.2.1 Estudio Socioeconómico	31
2.2.2. Estudio Técnico	34
2.2.3 Estudio Financiero	37
CAPITULO III. CONDUCCION	41
3.1 Introducción	41
3.2 Captación y Obras de Toma	42
3.2.1 Captación de agua de lluvia	42
3.2.2 Captación de aguas subterráneas ...	42
3.2.2.1 Manantiales	42
3.2.2.2 Galerías Filtrantes	42
3.2.2.3 Pozos	43
3.2.3 Captación de aguas superficiales ..	43
3.2.3.1 Arroyos o ríos	44
3.2.4 Obras de Toma	44
3.2.4.1 Elementos de las Obras de -	
Toma	45

	<u>HOJA</u>
3.3 Tipos de Conducciones	48
3.3.1. Conducción por gravedad	48
3.3.1.1 Conducción por medio de - - canales	48
3.3.1.2 Secciones óptimas en canales.	51
3.3.1.3 Diseño hidráulico de canales.	54
3.3.1.4 Diseño hidráulico a tubo - - lleno	61
3.3.1.5 Estructuras y accesorios - - adicionales	67
3.3.2 Conducción por bombeo	70
3.3.2.1 Diámetro económico	77
3.3.2.2 Métodos de solución para - - obtener el diámetro económico.	79
3.3.3. Anclajes de piezas y conexiones	93
 CAPITULO IV. R E G U L A R I Z A C I O N	 101
4.1 Introducción	101
4.2 Predicción de la Población	102
4.2.1 Método Aritmético	102
4.2.2 Método de Malthus	103
4.2.3 Método de Extensión Gráfica	103
4.2.4 Método de Comparación Gráfica	105
4.3 Estudio de Dotación	106
4.3.1 Consumo Doméstico	106
4.3.2 Consumo Público	107
4.3.3 Consumo Industrial	107
4.3.4 Consumo Comercial	107
4.3.5 Fugas y Desperdicios	108
4.4 Variaciones del consumo	108
4.4.1 Gasto medio diario (Q _{md})	108
4.4.2 Gasto Máximo Diario (Q _{MD})	109
4.4.3 Gasto Máximo Horario (Q _{MH})	110

4.5	Clasificación del Tanque de Regularización- y Almacenamiento	111
4.5.1	Tanques Superficiales	112
4.5.2	Tanques Elevados	113
4.6	Diseño del Tanque de Regularización y - - - Almacenamiento	116
4.6.1	Curva masa o Diagrama de Rippl.....	117
4.6.2	Ejemplo Ilustrativo	120
4.6.3	Sección económica para un Tanque - - - Regulador de forma prismática	134
CAPITULO V. D I S T R I B U C I O N		139
5.1	Introducción	139
5.2	Clasificación de Tuberías	139
5.3	Requisitos Generales para el Diseño de la Red.	140
5.4	Redes Cerradas	142
5.5	Diseño del Modelo para una Red Cerrada	144
5.5.1	Carga piezométrica en nudos Frontera..	146
5.5.2	Matriz de Nudos	147
5.5.3	Solución de Matriz de Nudos	149
5.5.4	Pendiente hidráulica	152
5.5.5	Evaluación de Gastos	153
5.5.6	Diámetros	156
5.5.7	Ajuste y Revisión de la Red	158
5.5.8	Verificación de velocidades y cargas- de presión	168
5.6	Redes Abiertas	170
5.7	Diseño de un Modelo para una Red Abierta ..	172
5.7.1	Carga piezométrica en nudos Frontera .	173
5.7.2	Matriz de Nudos	173
5.7.3	Pendiente hidráulica	174
5.7.4	Evaluación de Gastos	174
5.7.5	Diámetros	176
5.7.6	Revisión de la Red Abierta	177
5.7.7	Verificación de velocidades y cargas- de presión	178

	<u>HOJA</u>
5.8 Tuberías y accesorios	178
5.9.Recomendaciones	192

CONCLUSIONES	193
---------------------	------------

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

El hacer una relación entre los conceptos teóricos con los prácticos no es una tarea fácil así, cuando se trata de comprender algún fenómeno natural se tiene la necesidad de idealizarlo y en muchos casos de sistematizarlo. Por eso, tenemos que recurrir al criterio que a fin de cuentas nos da la pauta para -- resolver problemas a los cuales debemos enfrentar.

Como sabemos la hidráulica es una de las ciencias más difíciles de comprender por esto, nos atrevemos a reproducir un -- pensamiento que Galileo planteó en su época:

"Más fácil me ha sido encontrar las leyes que mueven los cuerpos celestes, los que estan a millones de kilómetros, que definir las leyes del movimiento del agua, que corre frente a mis ojos."

El tema que presentamos en esta tesis, tiene como fin ofrecer un análisis más completo de un sistema de agua potable. -- Porque en su forma tradicional y como lo muestra la literatura casi siempre se estudia en forma un tanto aislada. Esto se debe a que cada sección que forma todo sistema hidráulico por más -- sencillo que parezca, tiene material teórico y práctico suficiente para hacerse tan extenso como se quiera. Así pues presentamos un panorama más amplio con bases elementales y algunas -- novedades en los procedimientos de cálculo ayudandonos de la -- programación lineal que en alguna forma le dan nombre a nuestra tesis y de la computación como herramienta ya indispensable en-

en todos los ámbitos.

La secuencia a seguir en el desarrollo de los capítulos es lógico de acuerdo al tema. Iniciando por la definición de cada concepto involucrado, así como de la teoría básica correspondiente. Una vez asimilado lo anterior exponemos las necesidades en la elaboración de un proyecto, haciendo una interrelación -- entre los fenómenos socioeconómicos y técnicos que aparecen -- siempre en un proyecto ingenieril.

La parte medular de nuestra tesis se explica en los capítulos correspondientes a la Conducción, Regularización y Distribución de agua potable. Donde reproduciremos toda la información recopilada tratando de ser claros y precisos pero siempre -- sustentado en la base teórica.

Así esperamos que la elaboración de este trabajo sirva realmente como una guía para realizar un proyecto de agua potable -- y como lo sugerimos en el objetivo de la tesis, se utilice si -- es el caso como modelo para tales fines.

Es importante mencionar que si bien este estudio va enfocado a la Conducción, Regularización y Distribución de agua potable, esto no impide que se puedan retomar algunos puntos y utilizarlos con temas relacionados a la hidráulica. Además y debido al trato sencillo con que manejamos los conceptos servirá, -- al menos así lo esperamos, como un complemento en algunas asignaturas dentro de la carrera de Ingeniería Civil.

El Ingeniero debe tener la capacidad de resolver problemas - con soluciones óptimas en tiempos mínimos para ello debe utilizar todo cuanto este a su alcance, ahora que vivimos en la época de las computadoras la utilizaremos en todo lo que sea posible debido a la ayuda que nos brinda tanto en el ahorro de tiempo como en la precisión de los cálculos.

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 PROGRAMACION LINEAL

La programación lineal a partir de 1950 inicia un fuerte desarrollo, apoyada por una gran variedad de aplicaciones prácticas en economía, administración, ingeniería y otras ramas de gran importancia.

Algunos de los principales problemas han sido establecidos en base a la programación lineal. Como herramienta poderosa se ha utilizado en áreas de aplicación como:

- Problemas de mezclas (Industria petrolera, química y alimenticia).
- Producción e inventarios (Industria petrolera, química, hierro y acero).
- Comunicación (Industria del transporte, aviación, etc.).
- Relaciones interindustriales (análisis económicos).
- Distribución y transporte (Industria petrolera y alimenticia).
- Problemas de tránsito (Industria del transporte, aviación).
- Abastecimiento de agua potable (Ingeniería hidráulica).

Además, la programación lineal ha proporcionado resultados importantes en la matemática teórica y aplicada, dentro de la teoría de redes, análisis combinatorio y álgebra lineal.

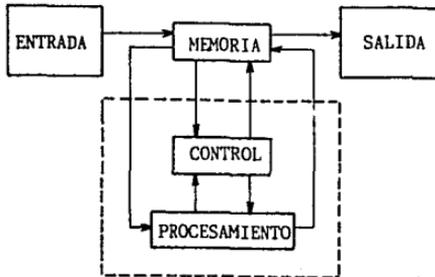
1.2 LA COMPUTACION

La computación hoy en día juega un papel importante en -- todos los ámbitos por ser una herramienta útil en la solución -- de problemas de toda índole. La computadora ofrece una ayuda -- muy valiosa proporcionando resultados cuantitativos para explorar diferentes alternativas lo que permite seleccionar y analizar aquellas que sean mejores.

La computadora es la culminación de dispositivos de cálculo como el ábaco, regla de cálculo, tablas, nomogramas, calculadoras de escritorio, etc.

Con el desarrollo continuo encaminado en hacer más accesibles dichas máquinas, que facilitan su operación y dan resultados más rápidos y precisos, se utilizan ya computadoras de bolsillo que aún con limitaciones en cuanto a capacidad y variedad de funciones, pueden resolver problemas complejos a una velocidad casi inmediata, por lo que su demanda cada día aumenta.

A continuación presentaremos un esquema muy general de las partes integrantes de una computadora.



En la ENTRADA se proporciona información a la computadora -- en diversas formas tales como; tarjetas perforadas (cada vez -- menos usadas), diskett , hasta cintas magnéticas o por lectura- óptica.

En la SALIDA se transmite información de la computadora al- operador por medio de tarjetas perforadas, cintas de papel, cin- ta magnética, impresora, diagramas o pantalla de t.v.

La MEMORIA es el dispositivo para almacenar información - - interna que consiste en las instrucciones del programa y los -- datos sobre los que se ejecutan las instrucciones. Lo usual es- que la memoria sea un arreglo de núcleos magnéticos y/o memoria a base de circuitos integrados de pequeñas dimensiones, dispo- niéndose actualmente de las denominadas memorias monolíticas y- virtuales.

La UNIDAD DE PROCESAMIENTO desarrolla todas las operaciones aritméticas y lógicas. En las operaciones aritméticas su - - función es semejante a los registros de una sumadora y en las - operaciones lógicas se prueba el signo de un número o se compa- ran dos números.

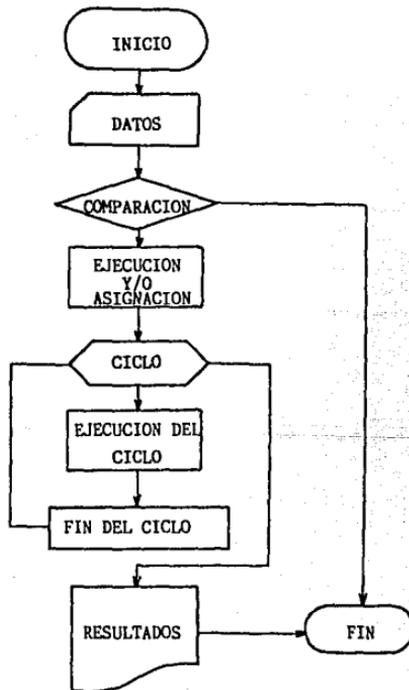
La UNIDAD DE CONTROL tiene el papel de supervisor para toda la máquina. Arregla las instrucciones en la sucesión adecuada y controla que las componentes apropiadas de la máquina realicen las operaciones que especifican las instrucciones. Para máqui- nas semiautomáticas el control es externo.

Las unidades de procesamiento y control constituyen lo que- se denomina, la unidad central del proceso.

DIAGRAMAS DE BLOQUE Y DE FLUJO

El diagrama de bloque es útil en cuanto a la concepción -- global de un programa, del cual puede derivarse el diagrama de flujo, que permite la codificación de instrucciones que la computadora puede ejecutar.

En estos diagramas se utilizan diversos símbolos ó figuras geométricas, cuyo significado se incluye en la figura siguiente:



1.3 CONCEPTOS BASICOS

En esta sección citaremos una selección de conceptos que serán de gran utilidad para comprender los principales fenómenos hidráulicos mencionados en esta obra. Para su fácil manejo se exponen dichos conceptos en forma de manual incluyendo definiciones que por ser fundamentales es necesario describir.

PROPIEDADES DE LOS FLUIDOS

- FLUIDO:

Es una sustancia (líquido o gas) que se deforma continuamente cuando se le sujeta a un esfuerzo cortante.

- MECANICA DE FLUIDOS:

Es la ciencia en la cual los principios fundamentales de la mecánica general se aplican en el estudio del comportamiento de los fluidos, tanto en reposo como en movimiento. Dichos principios son los de la conservación de la materia y de la energía, y las leyes del movimiento de Newton. Debe aclararse que dentro del estudio de fluidos compresibles se aplican también algunas leyes de la termodinámica.

Desde los primeros intentos para llevar agua de un lugar a otro sin emplear recipientes, el hombre se interesó en la mecánica de fluidos. Sin embargo, por siglos sus conocimientos los obtuvo a base de observaciones, tediosos tanteos y empirismo, con soluciones muy restringidas. A partir del siglo XVIII los matemáticos y fisicomatemáticos intentaron dar respuestas analíticas a muchos problemas del movimiento de los fluidos, que lograron gracias a una serie de suposiciones simplificadoras; sin embargo, esto condujo al caso extremo de que los resultados

tuvieran poca identidad con el fenómeno real. La omisión de algunas propiedades de los fluidos -como la viscosidad- dió lugar al llamado flujo ideal, que formó una rama de la mecánica de fluidos la cual hoy en día se conoce como hidrodinámica.

El avance técnico en los últimos años y la ampliación de los campos de interés del hombre en nuevos problemas han dado lugar a la creación de un gran número de ramas de la mecánica de fluidos, a tal grado que resulta difícil definir una convención que establezca los límites de aplicación de cada una de ellas. Sin embargo, el campo de interés de un ingeniero civil restringe el número de temas de esta ciencia principalmente al estudio del movimiento de los líquidos.

De ahí que la hidromecánica se pueda establecer como una rama importante que estudia las leyes del equilibrio y movimiento de los fluidos incompresibles, especialmente los líquidos. Cuando las leyes y principios de la hidromecánica se aplican al estudio del flujo de agua en estructuras que interesan directamente al ingeniero civil, surge entonces la disciplina conocida como hidromecánica técnica o hidráulica.

- DENSIDAD:

La densidad ρ (Rho) de un fluido representa la masa contenida en la unidad de volumen; en los sistemas absoluto y gravitacional sus dimensiones son $[ML^{-3}]$ y $[FT^2L^{-4}]$ respectivamente.

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{\text{masa}}{\text{Volumen}}$$

- PESO ESPECIFICO:

El peso específico γ (Gamma), de un fluido se define como la razón de su peso a su volumen, son sus dimensiones $[FL^{-3}]$ en el sistema gravitacional.

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{\text{Peso}}{\text{Volumen}}$$

La densidad y el peso específico se relacionan mediante la ley $\gamma = \rho g$ donde g designa la aceleración local de la gravedad, que resulta de aplicar la segunda ley de Newton a la unidad de volumen de fluido.

- DENSIDAD RELATIVA:

La densidad relativa δ (Delta) proporciona otra forma de cuantificar la densidad o el peso específico de un líquido se obtiene refiriendolos a los correspondientes al agua, esto es:

$$\delta = \frac{\rho}{\rho_{\text{agua}}} = \frac{\gamma}{\gamma_{\text{agua}}}$$

y no tiene dimensiones.

- VISCOSIDAD:

La viscosidad de un fluido, es una medida de su resistencia al flujo como resultado de la interacción y cohesión de sus moléculas.

La viscosidad dinámica μ (Mu) es función, principalmente de la temperatura y la presión. La viscosidad de los líquidos disminuye con la temperatura y la de los gases aumenta. A menos que la presión resulte muy grande, su influencia sobre la visco

sidad de los líquidos es despreciable y muy pequeña para la de los gases y vapores. Los casos extremos serían el fluido no viscoso ($\mu = 0$) y el elástico con ($\mu = \infty$). Sus dimensiones -- son:

$[ML^{-1}T^{-1}]$ Sistema absoluto

$[FL^{-2}T]$ Sistema gravitacional

Para los cálculos prácticos es más conveniente relacionar -- la viscosidad dinámica del fluido y su densidad, con la fórmula

$$\nu = \frac{\mu}{\rho}$$

donde ν (Nu) es la viscosidad cinemática.

La ventaja de usar esta nueva propiedad es evidente, ya que sus dimensiones son $[L^2T^{-1}]$, esto es, independientes de los -- conceptos de masa y fuerza.

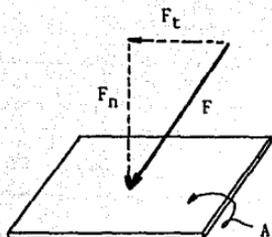
- COMPRESIBILIDAD:

La compresibilidad de un fluido es una medida del cambio -- de volumen (y por lo tanto de su densidad) cuando se somete a -- diversas presiones.

HIDROSTATICA .

- PRESION:

Cuando sobre la superficie de un cuerpo se aplica una fuerza (F), ésta produce sobre aquella una presión (P), que es -- directamente proporcional al valor de la componente perpendicular de la fuerza, F_n , e inversamente proporcional al área (A) -- sobre la cual se aplica.



$$P = \frac{F_n}{A}$$

La componente tangencial (F_t) que actúa sobre la superficie, no produce presión sino traslación del cuerpo, salvo que otra fuerza la anule.

- PRESION EN UN FLUIDO:

La presión es una cantidad útil cuando se trata de fluidos (gases y líquidos) debido a las siguientes propiedades:

- 1) Las fuerzas que ejerce un fluido sobre las paredes de su recipiente, y aquellas que las paredes ejercen sobre el fluido, actúan siempre perpendicularmente a las paredes.
- 2) La fuerza ejercida por la presión en un fluido es la misma en todas las direcciones a una profundidad dada.

- PRESION HIDROSTATICA:

La presión de un fluido en cualquier punto es directamente proporcional a la densidad del fluido y a la profundidad por debajo de la superficie del mismo.

Para comprender lo anterior consideremos una superficie horizontal (A) de un líquido en reposo, a una profundidad (h) medida a partir de la superficie libre del líquido. Todos los

puntos que están en esa superficie soportan la misma presión, -- esta es producida por el peso W de la columna de líquido que -- hay encima de la superficie A .

$$\text{Sabemos que: } P = \frac{W}{A}$$

Si llamamos V al volumen de la columna de líquido, y γ a su peso específico, el peso W es:

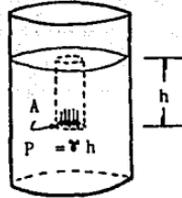
$$W = \gamma \cdot V$$

y como el volumen es $V = A h$, reemplazando en la fórmula de la presión se tiene:

$$P = \frac{\gamma V}{A} = \frac{\gamma A h}{A}$$

obteniéndose la presión hidrostática:

$$P = \gamma h$$



- PRESION ATMOSFERICA:

La capa de aire que rodea la tierra pesa y por lo tanto, -- produce una presión sobre la superficie terrestre. A nivel del mar la presión atmosférica ($P_{atm.}$) equivale a la presión producida por una columna de mercurio de 76 cm. de altura. Esta presión equivale una atmósfera (1 atm.).

A medida que se asciende respecto al nivel del mar la presión atmosférica disminuye.

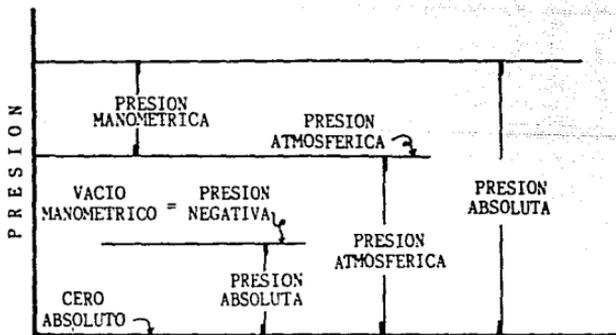
- PRESION ABSOLUTA Y MANOMETRICA:

Cuando la presión se expresa como una diferencia entre su -- valor real y el vacío completo, se le llama presión absoluta, --

esto es, si se mide con respecto al cero absoluto de presión. - Cuando se mide tomando como base la presión atmosférica local, - se le llama presión manométrica. Lo anterior se debe a que prácticamente todos los medidores de presión marcan cero cuando - - están abiertos a la atmósfera, y al medir la presión en un flui do, lo que hacen es registrar la diferencia que tiene la pre— sión en un punto, por encima de la atmosférica.

Si la presión está por debajo de la atmosférica se le designa como un vacío y su valor manométrico es a partir de la atmosférica. Un vacío perfecto corresponde al cero absoluto de presión.

La presión manométrica es positiva cuando está por encima - de la atmosférica y negativa si es un vacío, como se muestra en la siguiente figura.



Relación entre presiones

Observando la figura anterior, suponiendo que $P_{atm.}$ es la presión atmosférica, esto es, si el recipiente está abierto al aire circundante, la presión manométrica es:

$$P_{man.} = P_{abs.} - P_{atm.}$$

en cuyo caso la ecuación puede escribirse:

$$P_{man.} = \gamma h$$

y de la figura se puede ver que:

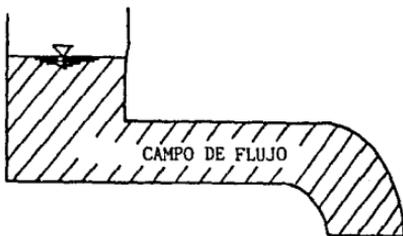
$$P_{abs.} = P_{man.} + P_{atm.}$$

CINEMATICA.

CONCEPTOS TEORICOS DEL FLUJO

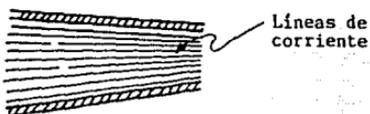
- CAMPO DE FLUJO:

Es toda aquella región o subregión ocupada totalmente por el fluido en movimiento.



- PATRON DE FLUJO:

Es una construcción a base de trazar líneas que nos indiquen la velocidad y dirección del flujo.

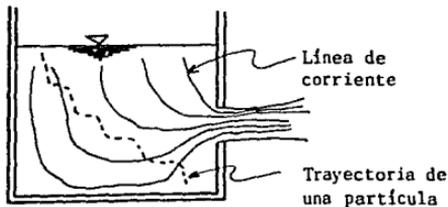


- LÍNEA DE CORRIENTE:

Es aquella línea del campo del flujo tangente a los vectores de velocidad en cada punto.

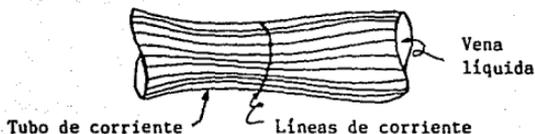
- TRAYECTORIA DE UNA PARTICULA:

Es el camino que recorre la partícula del fluido en su movimiento.



TUBO DE CORRIENTE:

Es un conducto real o imaginario que contiene líneas de corriente.



Al interior de un tubo de corriente se le llama también -- VENA LIQUIDA.

CLASIFICACION DE FLUJOS

VISCOSIDAD { Flujo Turbulento. Las partículas del fluido se --
mueven en forma irregular, gene-
rando un efecto de mezclado.
Flujo Laminar. Las partículas del flujo se mueven-
en forma regular; en forma semejan-
te a capas de fluido desplazándose-
unas sobre otras.

VARIACION DE LA VELOCIDAD CON RESPECTO AL TIEMPO { Permanente $\frac{\partial v}{\partial t} = 0$
No permanente $\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0$
donde $v = f(x, y, z \text{ y } t)$.

VARIACION DE LA
VELOCIDAD A LO
LARGO DE UNA LI
NEA DE CORRIEN-
TE.

Uniforme $\frac{\partial \bar{v}}{\partial s} = 0$

Variado $\frac{\partial \bar{v}}{\partial s} \neq 0$

$S = f(x, y, z)$

donde S; distancia a lo largo de una
línea de corriente.

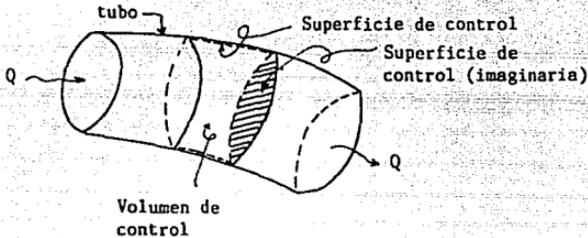
ROTACION DE LAS
PARTICULAS DEL
FLUJO ALREDEDOR
DE UN EJE

Rotacional. Cuando existe esa rotación

Irrotacional. Cuando no existe esa rotación

- VOLUMEN DE CONTROL:

Es un volumen tomado arbitrariamente dentro del campo del flujo que se considera limitado por una superficie real o imaginaria que recibe el nombre de superficie de control, y a través de la cual entra y sale el fluido.



- SISTEMA:

Aquella cantidad de masa constante e identificable del resto del material, que puede cambiar de posición, forma y volumen y cuyas fronteras a diferencia de la superficie de control no permiten el paso de masa a través de ellas.

1.4 ECUACIONES FUNDAMENTALES

En la mecánica de fluidos los métodos de análisis consideran la capacidad de un flujo para transportar materia y el mecanismo por el que cambia sus propiedades de un lugar a otro, -- para lo cual se establece como axioma que en los fluidos se -- satisfagan los principios básicos de la mecánica del medio -- continuo, a saber:

- a) Conservación de la materia (principio de continuidad)
- b) Segunda ley de Newton (impulso y cantidad de movimiento)
- c) Conservación de la energía (primera ley de la termodinámica)
- d) Segunda ley de la termodinámica

El principio de la conservación de la materia o del transporte de masa permite derivar la primera ecuación fundamental o de continuidad, que admite diferentes simplificaciones de acuerdo con el tipo de flujo de que se trate o de las hipótesis que se deseen considerar.

La segunda ley de Newton establece la relación fundamental entre la resultante de las fuerzas que actúan sobre una partícula y la variación en el tiempo de la cantidad de movimiento. De acuerdo con la forma en que se aplique, puede conducir a dos -- ecuaciones: La primera (componente escalar según el flujo) -- llamada de la energía, permite calcular las diferentes transformaciones de la energía mecánica dentro del flujo y las cantidades disipadas en energía calorífica que, en el caso de los -- líquidos, no se aprovecha. La segunda, de tipo vectorial llamada del impulso y cantidad de movimiento, permite determinar --

alguna de las fuerzas que producen el flujo si se conoce el -- cambio en la cantidad de movimiento y las restantes fuerzas.

Al estudiar las leyes generales, la mayoría de las veces el líquido se representa, con el propósito de simplificar el problema, en forma de un medio ideal, absolutamente incompresible y exento de las fuerzas de rozamiento interior. Tal líquido se llama ideal. En la hidráulica se consideran las propiedades de un líquido real. Los líquidos reales son poco compresibles y -- por estas propiedades se aproximan al líquido ideal; no obstante, tienen fuerzas de rozamiento interior que se manifiestan en el movimiento. Es su diferencia básica del líquido ideal.

ECUACION DE CONTINUIDAD

Principio de conservación de la materia.

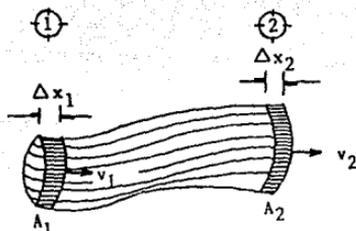
De acuerdo con éste, de la masa de fluido que en la unidad de tiempo entra a un volumen de control, una parte se queda -- almacenada en su interior y el resto sale del volumen.

Matemáticamente es preferible tratar con la cantidad neta -- de masa que sale y que entra, sumadas algebraicamente; así el -- principio de conservación de materia, aplicado a un volumen de control fijo completamente arbitrario dentro del flujo se expres -- sa en la forma siguiente:

$$\left[\begin{array}{l} \text{Cantidad neta de masa que} \\ \text{atraviesa la superficie de} \\ \text{frontera del volumen en la} \\ \text{unidad de tiempo.} \end{array} \right] + \left[\begin{array}{l} \text{Rapidez de variacion} \\ \text{de la masa contenida} \\ \text{en el volumen} \end{array} \right] = 0$$

Este principio se aplica lo mismo a un volumen de control - de tamaño diferencial que a uno finito, de lo cual se deriva la llamada ecuación de continuidad.

ECUACION DE CONTINUIDAD PARA UNA VENA LIQUIDA



En el esquema se representa un fluido ideal que se mueve a través de una tubería de tamaño no uniforme. Las partículas del fluido se mueven a lo largo de las llamadas líneas de corriente, en el flujo de estado permanente. Así en un intervalo pequeño de tiempo Δt , el fluido que está en el extremo izquierdo del tubo se desplaza una distancia $\Delta x_1 = v_1 \Delta t$. Si A_1 es el área de la sección transversal de esta región, entonces la masa contenida en la región sombreada es $\Delta m_1 = \rho_1 A_1 \Delta x_1 = \rho_1 A_1 v_1 \Delta t$. De manera análoga, el fluido que se mueve a través del extremo derecho del tubo en el tiempo t tiene una masa - - - - - $\Delta m_2 = \rho_2 A_2 v_2 \Delta t$. Sin embargo, ya que la masa se conserva, y en virtud de que el flujo es permanente, la masa que cruza A_1 en un tiempo Δt debe ser igual a la masa que cruza A_2 en un tiempo Δt . Por consiguiente, $\Delta m_1 = \Delta m_2$, o sea

$$\rho_1 A_1 v_1 = \rho_2 A_2 v_2$$

Esta ecuación se conoce como ecuación de continuidad.

Puesto que ϕ es constante para el flujo permanente de un fluido incompresible, la última ecuación se reduce a:

$$A_1 v_1 = A_2 v_2 = \text{constante}$$

Es decir, el producto del área y la velocidad del fluido en cualquier punto a lo largo del tubo es una constante. Por lo tanto, la velocidad es mayor en donde el tubo se contrae, y menor en donde se hace más ancho.

EL producto AV se conoce como gasto {Q}.

TEOREMA DE BERNOULLI

(CASO PARTICULAR DE LA ECUACION DE ENERGIA)

La demostración de la ecuación de la energía es bastante compleja. Por lo cual se darán los parámetros esenciales para su comprensión. En base a éstos se decidió analizar el teorema de Bernoulli que es consecuencia de dicha ecuación para interrelacionar los términos de interés.

Si no se incluyen los efectos termodinámicos en el flujo ni la adición o extracción de energía mecánica desde el exterior (bomba o turbina), es posible derivar las ecuaciones del movimiento -aplicables al flujo de líquidos- a partir de la segunda ley de Newton. Para ello es necesario considerar las fuerzas que se oponen al movimiento, las cuales desarrollan un trabajo-mecánico equivalente a la energía disipada al vencer dichas fuerzas.

Si el flujo es permanente la ecuación de la energía es:

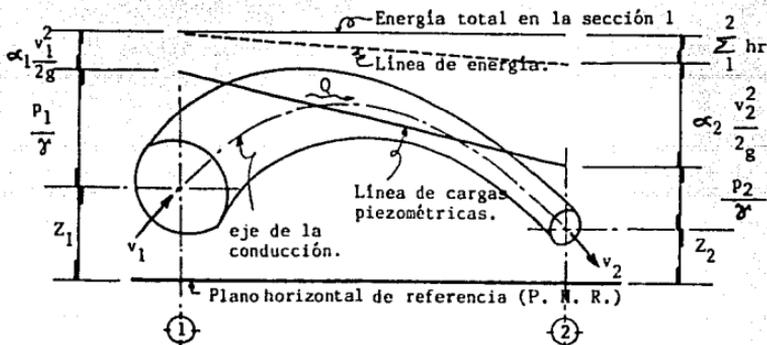
$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + \sum_1^2 h_t$$

El análisis de cada uno de sus términos muestra que corresponden a los de una longitud o carga. El término z medido desde un plano horizontal de referencia, se llama carga de posición; $\frac{p}{\gamma}$ es la carga de presión; $\frac{\alpha v^2}{2g}$ la carga de velocidad y $\sum_1^2 h_t$ la pérdida de carga.

La ecuación establece las relaciones entre las diferentes transformaciones de la energía mecánica del líquido, por unidad de peso del mismo [FLF^{-1}]. La carga de posición es la energía potencial; la carga de presión es la energía correspondiente al trabajo mecánico ejecutado por las fuerzas debidas a la presión; la carga de velocidad es la energía cinética de toda la vena líquida; la pérdida de carga es la energía transformada en otro tipo de energía (transferencia de calor) que, en el caso de los líquidos, no es utilizable en el movimiento.

α es un factor correctivo llamado "coeficiente de Coriolis". Depende del tipo de distribución de velocidades existentes en la sección. En muchas ocasiones α se omite ya que para el régimen turbulento (prácticamente es el único que se le presenta al ingeniero civil) su valor es muy cercano a 1 y el grado de precisión que normalmente se tiene en los demás datos no justifica tanto rigor.

Una interpretación física de cada uno de los términos de la ecuación de energía para una conducción forzada con escurrimiento permanente se muestra en la figura.



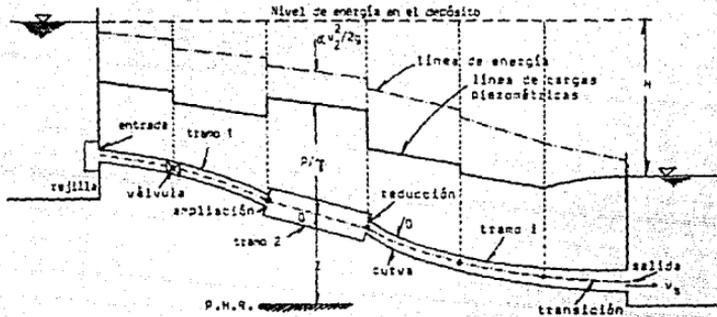
Con este esquema se pueden hacer las siguientes definiciones.

- 1) La línea de energía une los puntos que indican en cada sección la energía de la corriente.
- 2) La línea de cargas piezométricas o gradiente de cargas de presión, une los puntos que marcan en cada sección la suma de las cargas $z + \frac{p}{\gamma}$ por arriba del plano de referencia.

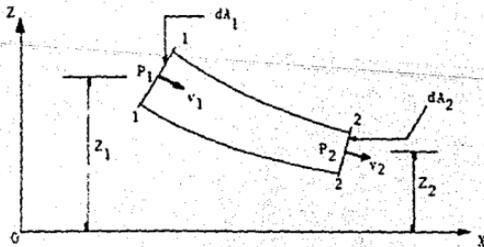
De acuerdo con estas definiciones la línea de cargas piezométricas está separada de la línea de energía, una distancia --

vertical $\propto v^2/2g$, correspondiente a cada sección. Al mismo tiempo se pueden hacer las siguientes generalizaciones:

- 1) La línea de energía no puede ser horizontal o con inclinación ascendente en la dirección del escurrimiento, si el líquido es real y no adquiere energía adicional desde el exterior. La diferencia de nivel de la línea de energía en dos puntos distintos representa la pérdida de carga (h_f).
- 2) La línea de energía y la de carga piezométrica coinciden y quedan al nivel de la superficie libre del agua para un volumen de líquido en reposo.
- 3) En el caso de que la línea de cargas piezométricas quede en algún tramo por debajo del eje de la vena líquida, las presiones locales en ese tramo son menores que la presión cero de referencia (presión atmosférica).
- 4) A diferencia de la línea de energía, el gradiente piezométrico si puede ascender. Esto ocurre para una tubería cuando su diámetro se ensancha.



La ecuación de líquido obtenida por Bernoulli en el año 1738 es la ecuación fundamental de la hidrodinámica. De hecho expresa el principio de conservación de la energía del líquido en movimiento.



Se examina un tubo de corriente del líquido entre las secciones 1-1 y 2-2. En la sección 1-1 la velocidad en todos los puntos es la misma e igual a v_1 , la presión es p_1 . La propia sección está situada a una altura z_1 . Parámetros análogos se muestran para la sección 2-2.

Si el líquido, que se encuentra entre las secciones 1-1 y 2-2, es decir en el tubo de corriente, fuera inmóvil, se aplicaría a éste la ley fundamental de la hidrostática, escribiendo la ecuación:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma}$$

Pero si el líquido se mueve es necesario considerar la energía cinética. La energía cinética de un cuerpo con masa m que se mueve con velocidad v es, como se sabe de la física $E_c = \frac{mv^2}{2}$. Ahora si esta energía se refiere a la unidad de peso, se tendrá:

$$\frac{mv^2}{2W} = \frac{mv^2}{2mg} = \frac{v^2}{2g}$$

Sumando esta energía a las anteriores se llega a:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g}$$

Como las secciones 1-1 y 2-2 están elegidas arbitrariamente, se puede volver a escribir la ecuación obtenida de una manera diferente:

$$Z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{constante}$$

La cual se conoce como ecuación de Bernoulli.

LEY DEL IMPULSO O DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO

Si una partícula de masa m se mueve experimentando un cambio de velocidad representado por el vector $\overline{dv} = \overline{v_2} - \overline{v_1}$. Entonces este fenómeno ha sido provocado por una fuerza F que, en general, es la resultante de un sistema de fuerzas $\overline{F_i}$ que actúan sobre la partícula.

La segunda ley de Newton liga los elementos anteriores con la expresión:

$$\overline{F} = m \frac{d\overline{v}}{dt}$$

de esto se desprende:

$$\overline{F} dt = m d\overline{v}$$

Impulso = Cantidad de movimiento.

La ley del impulso expresada por la ecuación anterior dice que ambos términos deben ser iguales si están referidos a una partícula en movimiento.

Si se piensa ahora en un flujo permanente con un gasto Q y en dos secciones del mismo designadas con los números 1 y 2, la masa que pasa por cualquier sección en un tiempo dt , es:

$$m = \frac{\gamma Q}{g} dt$$

y en forma más específica

$$\sum_{i=1}^n \overline{F}_i = \frac{\gamma Q}{g} (\overline{v_2} - \overline{v_1})$$

En la ecuación de cantidad de movimiento es necesario introducir un coeficiente de corrección β (Coeficiente de Boussinesq) al emplear la velocidad media.

$$\sum_{i=1}^n \bar{F} = \frac{\gamma Q}{g} (\beta_2 \bar{v}_2 - \beta_1 \bar{v}_1)$$

La evaluación del coeficiente β requiere obviamente, el conocimiento previo de la distribución de velocidades en cada sección; en la mayoría de los problemas de hidráulica los escu-rrimientos son turbulentos y es común considerar que $\beta \approx 1$.

CAPITULO II

A N T E C E D E N T E S

2.1 JUSTIFICACION DEL PROYECTO

En este capítulo se establecen las causas que generan la - necesidad de elaborar los estudios de agua potable. Para su - determinación es necesario llevar a cabo un estudio de demandas del servicio, en las zonas de asentamientos humanos ya existentes así como las posibles zonas de asentamiento urbano habitacional, industrial, turístico y/o comercial que esté acorde con el plan de desarrollo en los centros de población.

2.2 ESTUDIOS DEL PROYECTO

Todo proyecto a realizar debe constar de tres aspectos fundamentales los cuales se muestran en el siguiente cuadro:

PROYECTO	{	- Estudio socioeconómico
		- Estudio técnico
		- Estudio financiero

2.2.1 Estudio socioeconómico

El contenido del estudio está enfocado a conocer en la forma más objetiva la situación económica y social que prevalecen en la localidad.

Para establecer una base firme en el desarrollo del proyecto, se persigue como principal finalidad dar a conocer las -- características de la propia ciudad y el municipio a que pertenece, a fin de evaluar su problemática en todos los aspectos de tal forma que se tenga una visión clara para establecer las -- bases y fundamentos de diseño del proyecto y a su vez definir -- estrategias adecuadas para su financiamiento.

A continuación se dan los componentes que integran el estudio socioeconómico.

ESTUDIO	}	- Datos históricos
SOCIOECONOMICO		- Categoría política
(Marco gral. de		- Características físicas de
referencia para		la población
el proyecto)	- Características básicas de	
	la población	

La información se debe integrar desarrollando estos aspectos:

- Datos históricos.

Para los datos históricos del sistema de agua potable se analizará la información disponible de los datos técnicos del sistema de agua potable. Información obtenida en las dependencias oficiales, estatales y locales así como la fecha de fundación o fundadores, razón de la fundación, significado del nombre de la población y acontecimientos históricos importantes.

- Categoría política.

Como su mismo nombre lo indica, esto se refiere a que si la población es capital del Estado, cabecera de municipio, parte del municipio, villa, delegación, ranchería, etc. y el Estado a que pertenece.

- Características físicas de la población.

Estas características están compuestas por:

Ubicación; se refiere en que región de un Estado de la República se encuentra, en que kilometraje de una ruta ó --

que desviación existe para llegar y por qué medios.
Geohidrología de la localidad; se señalan donde se encuentran -
localizados las fuentes de abastecimiento superfi- -
cial y subterráneo de acuerdo a los estudios hidroló-
gicos de la localidad.

Topografía; las actividades fundamentales de la topografía son-
el trazo y el levantamiento de los sitios de interés
donde se alojará el proyecto.

Climatológicos; estos estudios se refieren naturalmente al tipo
de clima, recurriendo a registros de temperatura, --
poniendo atención a las máximas, mínimas y medias. -
También a la dirección de los vientos dominantes, a-
los periodos e intensidad de lluvias.

Clasificación de suelos; dependiendo del proyecto se hará uso -
de la mecánica de suelos, en la medida que lo ameri-
te.

- Características básicas de la población.

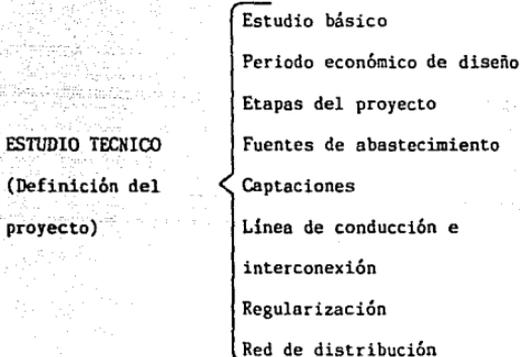
Se define el uso del suelo ya sea comercial, industrial, --
residencial de 1º y 2º nivel, de tipo popular, fraccionamien-
tos, turísticos, etc.

También lo referente a la información estadística de la - -
localidad como son: Censos de población del Estado, Municipio o
ciudad, escolaridad existente e información de la población - -
económicamente activa.

Por último se mencionará la distribución de la población --
por sectores económicos: Sector primario, secundario y terci-
rio.

2.2.2 Estudio técnico

Es aquí donde se integran los datos necesarios para desarrollar el proyecto en su fase técnica, pues dependiendo de éstos el dimensionamiento posterior de cada una de sus partes que lo integran será de vital importancia para la operación eficiente del sistema como lo muestra el esquema siguiente.



Analizando los puntos anteriores tenemos:

Estudio básico.

En éste se determina la población de proyecto, en la cual se evalúa el crecimiento de la población y su evolución hasta el año de alcance del proyecto. Todo esto en base a los datos, elementos disponibles y al proceso que permita pronosticar el crecimiento de la población.

También se determinan los caudales de diseño, evaluando la cantidad de agua necesaria, tanto en la configuración actual -- como la futura, teniendo en cuenta los diversos tipos de consumo.

Período económico de diseño.

El período económico de diseño de las obras de agua potable puede definirse como el tiempo durante el cual éstas servirán eficientemente, en base a su capacidad y en el que el capital invertido en su ejecución se recuperará, incluyendo gastos de operación, conservación, administración y la parte correspondiente a los intereses. Se concluye que el período económico es hacer consecuente los gastos de capital con los probables ingresos del sistema, es decir encontrar un período "n" de años en el cual los ingresos sean mayores que los egresos, o por lo menos que ambos sean iguales.

Etapas del proyecto.

Dentro de la planeación general del sistema se deberán considerar dos o más etapas de construcción del proyecto. La primera para satisfacer las demandas inmediatas y las posteriores -- para completar la demanda futura que se haya previsto en el proyecto.

Fuentes de abastecimiento.

Este punto comprende la localización de la (s) fuente (s) de abastecimiento (superficiales y/o subterráneas) susceptibles de aprovechamiento para el consumo de la población. También se establece el aforamiento de la fuente por medio de dispositivos adecuados. Las muestras representativas obtenidas de la fuente sirven para el análisis en laboratorio. En este análisis se utilizan varias clasificaciones para conocer las características del agua: Físicas, Químicas, Bacteriológicas, Microscópicas y Radiológicas.

Captaciones.

Debe entenderse como obras de captación a la estructura ó estructuras que permiten tomar en las mejores condiciones posibles, el agua de la fuente elegida. En la naturaleza se dispone de aguas atmosféricas, superficiales y subterráneas, las cuales se interrelacionan mediante el ciclo hidrológico.

En cuanto al tipo de captación, éstos pueden ser de dos tipos:

Tomas en aguas superficiales. En ríos y en presas de almacenamiento.

Tomas de aguas subterráneas. Por medio de pozos (profundos ó someros), galerías filtrantes y manantiales.

Línea de conducción e interconexión.

La línea de conducción, es aquella que transporta el caudal obtenido de la fuente de captación a un tanque de regularización ó a la población directamente, ya sea por gravedad o bombeo.

La línea de interconexión es la que une el tanque de regulación con la población por abastecer.

Regularización.

Para el abastecimiento de una zona es necesario tener el control del gastos que se requiere y para ello existen obras de regularización, que son tanques de diferente sección y su capacidad está en función de la ley de demandas de la localidad.

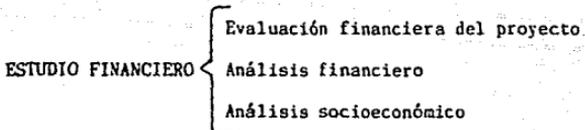
Red de distribución.

La red de distribución tiene la finalidad de proporcionar el agua potable al usuario en cantidad y calidad adecuada con

una presión satisfactoria.

2.2.3 Estudio financiero

Para llevar a cabo un proyecto es necesario establecer cómo será financiado y cómo se estructura la entidad responsable de su ejecución. En síntesis es preciso concebir un organismo -- determinado que cuente efectiva o virtuosamente con los fondos del financiamiento, realice las obras proyectadas y las obras de conexión al público usuario. Se sobreentiende que el personal que se hará cargo de la iniciativa tendrá la capacidad y -- los conocimientos adecuados.



Evaluación financiera del proyecto.

El objetivo de los proyectos de inversión es contribuir al bienestar social.

El análisis beneficio-costos y los demás parámetros de evaluación económica de un proyecto plantean varias consideraciones significativas que deben incluirse. Cada una de ellas debe ser enfocada tomando en cuenta la función objetiva.

Así en base a los estudios realizados se integrará y ordenará el estudio de evaluación financiera, cuyos objetivos generales para presentar a las instituciones financieras serán:

- 1º Justificar técnica, económica y socialmente el proyecto.
- 2º Proporcionar una base para la negociación crediticia entre los organismos operadores demandantes de servicios y las justificaciones de crédito.

3º Además proporcionar una guía precisa para ejercer las inversiones y ejecutar las obras.

También se definirán dos aspectos importantes que están comprendidos en la evaluación financiera del proyecto, y son:

a) Financiamiento del proyecto.

Se deberá estimar la aplicación del proyecto en la localidad para la creación de empleos y para ello es necesario elaborar los controles de la construcción de todo el proyecto.

b) Indicadores de evaluación.

Los estudios analizarán los indicadores necesarios para facilitar la buena ejecución del proyecto, tales como:

- Número de conexiones por instalar.
- Porcentaje de población servida.
- Porcentaje de agua no contabilizada.
- Número de personas por conexión.
- Costo unitario de producción.
- Máxima capacidad de producción.
- Tipos de servicio (doméstico, comercial e industrial).
- Rangos de consumo.

Análisis financiero.

En este punto se explica la situación financiera del organismo operador, así como su evolución subrayando sus principales problemas.

Se deberán describir todas las fuentes de ingresos y la importancia dentro del organismo operador y evaluar la estructura y los niveles de tarifa por los servicios de agua potable.

Se presentará una tabla dando el plan financiero del organismo operador para el período de construcción de la obra. Indicando las participaciones financieras de los usuarios en cuanto a inversión en redes secundarias y costos de conexiones.

Análisis socioeconómico.

Este renglón del estudio de factibilidad pretende justificar el proyecto a través de dos conceptos básicos:

a) Beneficio del proyecto.

Los beneficios económicos y sociales del proyecto serán listados por orden de importancia y relacionados con los objetivos del proyecto descritos anteriormente. Los beneficios posibles incluyen; la población incrementada a servir, el mejoramiento en el suelo de la población, la creación de empleos, mejoramiento en la productividad y en la ecología. Sin embargo, al considerar los beneficios que se deben incluir en este tipo de análisis, hay que distinguir los beneficios directos e indirectos, donde:

- Los beneficios directos son aquellos atribuibles directamente a la inversión.
- Los beneficios indirectos son todos los efectos externos posteriores y anteriores generados por el proyecto.

Ambos beneficios son medidos por las ganancias de las empresas que transportan y comercializan los productos derivados del proyecto.

b) Tasas de retorno.

Podemos definir la tasa de retorno como la tasa de interés -

para la cual el beneficio-costo es igual a la unidad, también -
conocido como tasa de rendimiento interno. Y ésta nos permite -
ver que el proyecto recuperará más rápido la inversión.

CAPITULO III

C O N D U C C I O N

3.1 INTRODUCCION

Se denomina "línea de conducción" a la parte del sistema -- constituida por el conjunto de conductos, obras de arte y accesorios destinados a transportar el agua procedente de la fuente de abastecimiento, desde el lugar de captación hasta el punto -- que puede ser un tanque de regularización, una planta de potabilización o donde principia una línea de alimentación.

Es necesario establecer la jerarquía existente en las líneas de conducción, por lo cual diremos que:

Las líneas principales de conducción son aquellas tuberías-- destinadas a conducir el agua entre las unidades de un sistema-- de agua potable que anteceden a la red de distribución, las -- mismas conectan la captación y toma a la estación de depuración y ésta a los tanques de almacenamiento de un mismo sistema.

Las líneas secundarias de conducción se tienen cuando existen derivaciones de una línea de conducción principal destinadas a conducir el agua hasta otros puntos del sistema.

Las líneas principales y secundarias son elementos importantes de un sistema público de abastecimiento de agua potable, -- debiéndose tomar cuidados especiales en la elaboración del proyecto para la implantación de las obras, por lo que se recomienda un análisis exhaustivo de su trazado en planta y perfil, a -- fin de verificar la correcta colocación de los equipos y accesorios que reditarán mayor eficiencia al sistema.

En función de la calidad del agua conducida, las conducciones principales y secundarias son denominadas; líneas de conduc

ción de agua cruda o líneas de conducción de agua depurada.

3.2 CAPTACION Y OBRAS DE TOMA

Del mismo título de la tesis se desprende que no es propósito de la misma desarrollar los temas de captación y obras de toma, sin embargo por la importancia que representan para la comprensión de los capítulos subsecuentes, se decidió integrarlos describiendo de manera general su funcionamiento.

3.2.1 Captación de agua de lluvia

En aquellos casos en los que no sea posible obtener aguas subterráneas o superficiales de buena calidad, como puede ser el caso de zonas costeras y cuando el régimen de lluvias sea importante, se justificará la captación de agua de lluvia, para lo cual pueden utilizarse si es posible, los techos de las casas o de alguna superficie impermeable para captar el agua y conducirla a sistemas cuya capacidad dependerá del gasto requerido y de registros pluviométricos.

3.2.2 Captación de aguas subterráneas

La captación de aguas subterráneas se realiza por medio de manantiales, galerías filtrantes y pozos.

3.2.2.1 Manantiales

En esta captación debe observarse la forma en que aflora el agua en el manantial, teniéndose tres casos:

- + Manantial tipo ladera con afloramiento de agua freática.
- + Manantial con afloramiento vertical tipo artesiano.
- + Manantial en formaciones rocosas.

3.2.2.2 Galerías filtrantes

Las galerías filtrantes deben proyectarse y construirse - -

paralelamente a la corriente que se utiliza como fuente de abastetecimiento, siendo requisito fundamental su situación a una -- profundidad y distancia adecuada respecto al cauce principal de la corriente, a fin de que el agua que se capte haya sufrido -- una suficiente filtración natural.

3.2.2.3 Pozos

El proyecto de un pozo de producción para abastecimiento de agua potable, debe contar con agua de la mejor calidad y suficiente caudal, para que los costos de operación y mantenimiento sean mínimos. La localización de la perforación y el diseño del pozo se harán teniendo como bases el estudio geohidrológico y -- las recomendaciones proporcionadas por la institución correspondiente.

3.2.3 Captación de aguas superficiales

Los elementos principales que integran la obra de captación son:

- a) Toma o entrada del agua, que puede ser un conducto, orificio o ambos.
- b) Dispositivos para control de excedencias.
- c) Dispositivos que eviten la entrada de cuerpos flotantes -- a la toma y conducción, para lo cual se instala una reja gruesa que puede ser fija y una rejilla fina removible -- hecha de alambre de cobre galvanizado, dejando espacios -- para el paso del agua de 3 a 5 mm.¹³

Resulta útil colocar válvulas de seccionamiento para el control de la entrada del agua a la conducción.

3.2.3.1 Arroyos o ríos

La captación de agua en corrientes superficiales está constituida por una toma directa o por una presa de derivación. La captación deberá quedar situada aguas arriba de la localidad -- por abastecer, procurando aislarla lo más posible de las fuentes de contaminación. La entrada de la toma se sitúa a nivel -- inferior al de aguas mínimas de la corriente y la estructura en un tramo recto.

La velocidad del agua a la entrada de la toma, no será superior a 0.60 m/s.¹³ Debe tenerse en cuenta las características del material en el cauce, la velocidad de la corriente en estiaje y lluvias, para evitar problemas de socavación.

3.2.4 Obras de toma

En general una obra de toma consiste en una estructura de entrada, conductos, mecanismos de regulación y excedencia, con su correspondiente equipo de operación, así como dispositivos -- para disipación de energía.

El diseño de obras de toma varía mucho de acuerdo con las condiciones geológicas y topográficas y dependiendo del tipo de almacenamiento, ya sea subterráneo o superficial, puede ser -- suficiente una obra de toma; pero en grandes ríos o en grandes presas se pueden requerir varias tomas, o bien una toma con -- varios pasajes o conductos.

Los conductos de las obras de toma se localizan a través de las cortinas de concreto, dentro de trincheras, sobre roca sólida, en cimentaciones de cortinas de tierra o enrocamientos contra tierra, en túneles localizados en las márgenes del río, o --

bien donde se encuentra la instalación del equipo para la terminación del pozo.

3.2.4.1 Elementos de las obras de toma

Estructura de entrada; este elemento consiste en un desarenador, rejillas u orificios. Con frecuencia en esta estructura se instalan compuertas de excedencia o de control con el objeto de desaguar los conductos en caso necesario.

Estructuras de transición; éstas se construyen cuando -- requiere cambios la sección transversal del conducto, en algunas ocasiones será necesario construir un canal de acceso con el fin de orientar el flujo del agua hasta el sitio de la toma.

Los mecanismos de regulación y excedencia consisten en -- válvulas o compuertas que se diseñan para la carga máxima y se construyen para ciertas condiciones de operación. Los mecanismos de excedencia se instalan aguas arriba de los de regulación y se conservan abiertos excepto cuando se requieren maniobras -- de inspección, reparación o mantenimiento.

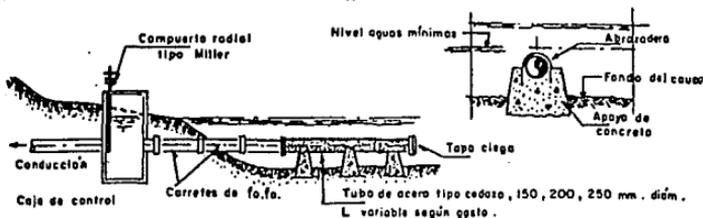
Es conveniente prever una ventilación adecuada en aquellos sitios en que se puedan presentar presiones mayores a las establecidas, siendo necesario dejar escapar el aire comprimido, -- principalmente en los sitios de operación de válvulas y compuertas.

Los mecanismos de excedencia se instalan en el perímetro -- mojado en cortinas de concreto o en la entrada de los conductos en cámaras especiales donde se operan.

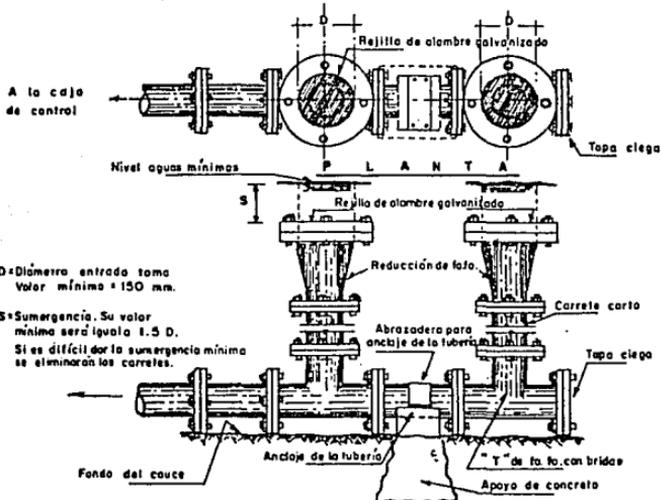
Los conductos en las obras de toma pueden ser túneles o -- tuberías, trabajando a presión o funcionando como canales abiertos

tos.

Todos los elementos de la obra de toma deben planearse para satisfacer las condiciones del sitio determinado. Las elevaciones, pendientes y alineamientos los determinarán las cargas de operación, la capacidad requerida, la localización y la elevación del agua en la descarga.



TOMA DIRECTA TIPO 1.- Arroyos, Ríos y canales



D=Diámetro entrada toma
Valor mínimo = 150 mm.

S=Sumergencia. Su valor
mínimo será igual a 1.5 D.

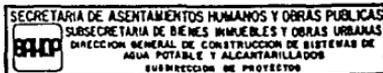
Si es difícil dar la sumergencia mínima
se eliminarán los carretes.

ELEVACION

TOMA DIRECTA TIPO 2.- Para Ríos con régimen de poca variación.

NOTAS:

- 1.- Los tomas 1 y 2, son recomendables para gastos menores a 7 Lp.s.
- 2.- La tubería de acero y las piezas especiales de fo.fo., se protegerán contra la corrosión interior y exterior.



3.3 TIPOS DE CONDUCCIONES.

Existen diversas formas de conducir el agua, las cuales dependen fundamentalmente de la topografía. Se clasifican en:

Conducción por gravedad, bombeo o un sistema mixto.

3.3.1 Conducción por gravedad

Este tipo de conducción depende de las características topográficas que se tengan, es decir debe existir una diferencia de niveles aprovechable, por lo que el sistema puede trabajar como canal o como conducto a tubo lleno.

3.3.1.1 Conducción por medio de canales:

Como ejemplo común tenemos la conducción por canales, que - tienen la característica de presentar una superficie libre a la presión atmosférica.

Los canales son obras hechas por el hombre, se utilizan - - para riego, drenaje, navegación, generación de energía , incluso tuberías como túneles y alcantarillas cuando trabajan - - - parcialmente llenos.

La sección de este tipo de obra depende de la disponibilidad suficiente de agua, clima, topografía, constitución geológica del terreno donde se va a alojar, así como del tipo de cooperación ofrecida por la localidad respecto a la mano de obra.

Su diseño debe contar con la capacidad suficiente para llevar el consumo máximo diario por lo que es necesario conducir - una cantidad mayor en previsión a las pérdidas por infiltración y evaporación.

Debe aprovecharse al máximo la pendiente disponible pero - siempre limitada por la velocidad máxima aceptada evitando la -

erosión. Si se tiene una velocidad mayor que la permitida se establecen saltos espaciados para perder altura. También debe considerarse la velocidad mínima para evitar en gran medida el azolve.

Los canales se diseñan con secciones geométricas regulares, siendo las más comunes la trapecial, rectangular, triangular, circular y secciones mixtas.

A continuación se presentan los elementos hidráulicos que definen un canal:

TIRANTE (Y) Es la distancia de la superficie libre del agua al punto más bajo de la sección, medida verticalmente.

AREA HIDRAULICA (A) Es el área de la sección ocupada por el líquido.

ANCHO DE LA SUPERFICIE LIBRE (B) También se conoce como espejo del agua. Es el ancho de la sección medido a la altura de la superficie libre.

PLANTILLA (b) Cuando el canal es rectangular o trapecial es la base del canal, siendo el ancho de la sección medido en la superficie más baja del agua.

PERIMETRO MOJADO (P) Es el perímetro de la sección transversal del conducto en el que hay contacto del líquido con la pared del agua (no incluye la superficie libre del agua).

DIAMETRO (D) Cuando el canal es circular o semicircular se obtiene de dicha sección.

PENDIENTE DEL CANAL (So) Es la inclinación de la plantilla del

canal por unidad de longitud, en dirección del flujo.

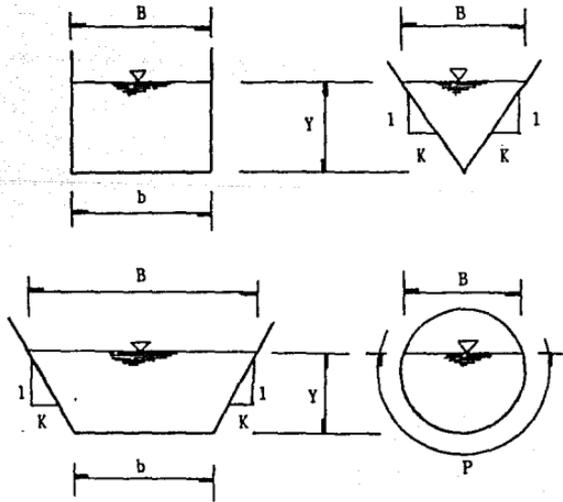
TALUD (K) Cuando el canal es trapecial o triangular, es la inclinación existente en las paredes laterales del canal.

RADIO HIDRAULICO (R_h) Es el cociente del área hidráulica entre el perímetro mojado.

TIRANTE MEDIO (T) Llamado también tirante hidráulico. Es la relación entre el área hidráulica y el ancho de la superficie libre.

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n en la ecuación de Manning) Depende exclusivamente del tipo de material.

En la siguiente figura se muestran algunos de estos datos:



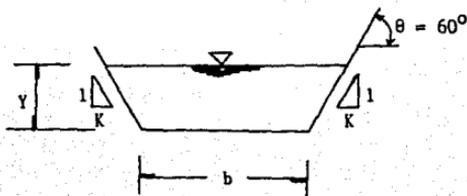
3.3.1.2 Secciones óptimas en canales

Cuando se trata de proyectar un canal óptimo, la condición de gasto máximo se reduce a la de radio hidráulico máximo, puesto que el área, rugosidad y la pendiente son datos. Así para -- que se presente la sección óptima, el perímetro mojado debe ser el mínimo.

Es conveniente aclarar que en realidad, el radio hidráulico no representa radio alguno. Es más bien un parámetro geométrico que indica la eficiencia de la sección transversal; el área es un contribuyente positivo y el perímetro uno negativo al movimiento del agua, ya que mientras esté presente una mayor cantidad de la superficie del fondo, para crear resistencia a la -- fricción, más se retardará el flujo. Por el contrario, mientras mayor sea el área de flujo en comparación con el perímetro, con mayor facilidad fluirá el agua.

De la ecuación para obtener el área transversal del conducto trapecial ésta se minimiza derivando con respecto al tirante y resolviendo se llega a la siguiente expresión para la plantilla.

$$b = 2Y (\sqrt{K^2 + 1} - K)$$



Analizando la sección de máxima eficiencia cuando el talud no está fijo y se desea conocer el ángulo de inclinación del mismo, se considera a "K" como variable y al tirante "Y" constante, obteniéndose la siguiente expresión:

$$K = \frac{1}{\sqrt{3}} = \text{Cot. } \theta$$

de donde: $\theta = 60^\circ$

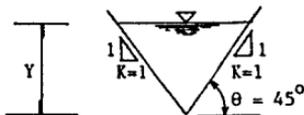
Es decir, la sección buscada es la parte inferior de un hexágono regular.

En forma semejante se determinan las secciones más eficientes para otras figuras geométricas.

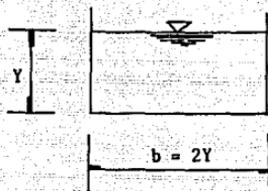
Así, para el círculo la sección más eficiente es un semicírculo.



Para el triángulo es la mitad de un cuadrado apoyado en uno de sus vértices con un talud $K = 1$ y $\theta = 45^\circ$.



En el caso del canal rectangular la sección más eficiente -
es aquella en la cual la plantilla "b" es el doble del tirante -
($b = 2Y$).



3.3.1.3 Diseño hidráulico de canales

Las fórmulas establecidas para flujo, en conductos libres y tuberías a presión se basan en la expresión de Chezy (1768).²

$$v = C \sqrt{R_h S}$$

La cual establece que la velocidad es función del radio -- hidráulico (R_h) y la pendiente (S). Quedando el problema de -- evaluar la constante "C". Chezy sólo dijo que ese valor se -- encuentra entre 30 y 50,² fue hasta un siglo después (1869) -- cuando dos investigadores suizos "Ganguillet y Kutter" obtuvieron una expresión para determinar el valor de "C" en función -- del tipo de material y de otras características del flujo.

La fórmula de Ganguillet y Kutter quedó muy simplificada -- cuando Manning (Irlandés) observó en 1890² que:

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n}$$

Lo que hace que la fórmula de Chezy quede en la forma.

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2}$$

Ecuación conocida en América y en los países de habla Inglesa como "Fórmula de Manning" y en Europa como "Fórmula de -- Strickler".

Durante la proyección de canales de formas geométricas, se presentan diferentes tipos de problemas, que se pueden clasificar en dos principalmente; A) Revisión y B) Diseño.

Caso A1) Se requiere determinar el gasto (Q), velocidad (v), --
para la pendiente establecida y la sección del canal --
ya adoptada.

Caso A2) Cuando se desea determinar la pendiente del canal, --
para un gasto y sección transversal conocidos.

Caso B) Aquí se determinan los elementos que componen el canal;
área transversal, tirante, perímetro mojado, coeficient
te de rugosidad, ya que el gasto y la pendiente del --
canal son datos.

En las paredes laterales de los canales, se obtiene un --
valor de coeficiente de talud, éste se escoge partiendo de la --
condición de estabilidad de los taludes y/o de su revestimien--
to, el coeficiente de rugosidad utilizado en la ecuación de --
Manning, también se elige de antemano.

Para el caso A1) El problema se resuelve utilizando directa
mente la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{2/3} S_o^{1/2}$$

Una vez obtenido el gasto, la velocidad se determina median
te la ecuación de continuidad.

$$v = \frac{Q}{A}$$

Para el caso A2) Se determina la pendiente del canal, a partir de los datos conocidos: Gasto, área transversal, radio hidráulico, velocidad y rugosidad, por lo tanto, aplicando la ecuación de Manning, se tiene:

$$S_o = \left(\frac{v n}{R_h^{2/3}} \right)^2$$

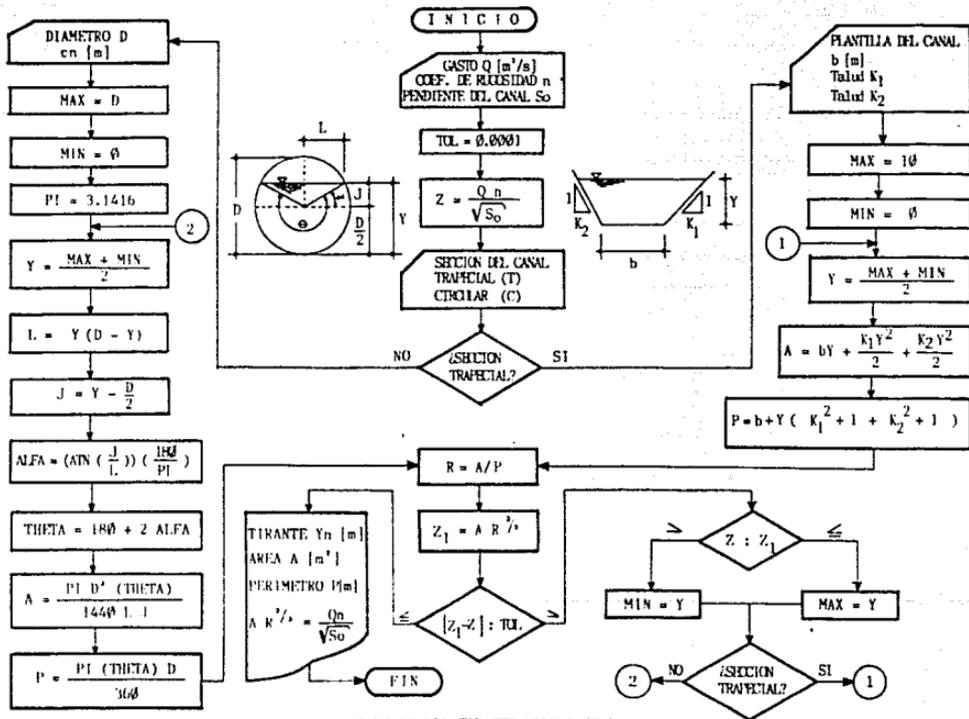
En el caso B) Para obtener la sección transversal del canal, se usa la ecuación de Manning en la forma siguiente:

$$\frac{Q n}{S_o^{1/2}} = A R_h^{2/3}$$

El área transversal del canal, está en función de la sección geométrica elegida (trapezoidal, rectangular, triangular, circular, mixta, etc.)

Al analizar la parte izquierda de la ecuación el gasto, rugosidad y la pendiente son generalmente conocidos, mientras que el área y el radio hidráulico, están en función de un tirante que cumpla esta igualdad, conocido éste el problema está resuelto. Así en flujo uniforme al tirante obtenido se le llama tirante normal (Y_n).

A continuación se muestra el diagrama de flujo y la codificación en lenguaje BASIC que resuelve dicho problema.



CALCULO DEL TIRANTE NORMAL (Yn)

```
10 REM          PROGRAMA DE TIRANTE NORMAL
20 CLEAR
30 INPUT "D [m3/s]";D:INPUT "COEFICIENTE DE MANNING n";N
40 INPUT "PENDIENTE DEL CANAL So";S
50 TOL=.0001
60 Z=D*N/SQR(S)
70 INPUT "SECCION DEL CANAL, CIRCULAR(C)-TRAPEICIAL(T)";C#
80 IF C#="T" THEN 360
90 INPUT "DIAMETRO DEL CANAL (d)[m]";D:FRINT
100 MAX=D:MIN=0:F1=3.1416
110 Y=(MAX+MIN)/2
120 L=SQR(Y*(D-Y));J=Y-D/2
130 ALFA=4*TN(J/L)+180/PI
140 THETA=180+2*ALFA
150 A=F1*D*(2*THETA/1440+L*J
160 P=F1*THETA*D/360
170 R=A/P
180 Z1=A*R^(2/3)
190 IF ABS(Z1-Z)<=TOL THEN 240
200 IF Z<=Z1 THEN MAX=Y:GOTO 220
210 MIN=Y
220 IF C#="T" THEN 390
230 GOTO 110
240 FRINT "***** RESULTADOS *****"
250 FRINT "
260 FRINT "          Yn          A          P"
270 FRINT "          [m]          [m2]          [m]"
280 FRINT "-----"
290 A#=""
300 FRINT USING A#Y1A1P
310 FRINT "-----"
320 FRINT ""
330 FRINT "***** COMPARACION *****"
340 FRINT "
350 FRINT "          AR^(2/3);Z1;";Z;"=";Z;"Qn/4So":GOTO 430
360 INPUT "PLANTILLA DEL CANAL b[m]";B
370 INPUT "TALUD K1";K1:INPUT "TALUD K2";K2
380 MAX=10:MIN=0
390 Y=(MAX+MIN)/2
400 A=B*Y+K1*Y^2/2+K2*Y^2/2
410 P=B*Y+(SQR(F1*2+1)+SQR(K2*2+1))
420 GOTO 170
430 FRINT : INPUT "DESEA CALCULAR OTRO TIRANTE [SI-NO]";S#
440 IF S#="SI" THEN 20
450 END
```

Ok
RUN
Q [m³/s]? 10
COEFICIENTE DE MANNING n? 0.012
PENDIENTE DEL CANAL So? 0.0003
SECCION DEL CANAL, CIRCULAR(C)-TRAPECIAL(T)? C
DIAMETRO DEL CANAL (d) [m]? 5

RESULTADOS

Yn [m]	A [m ²]	P [m]
1.8915	6.8051	6.6246

COMPARACION

$$AR^{(2/3)} 6.928215 = 6.928204 Qn/Js$$

DESEA CALCULAR OTRO TIRANTE [SI-NO]? SI

Q [m³/s]? 10
COEFICIENTE DE MANNING n? 0.012
PENDIENTE DEL CANAL So? 0.0003
SECCION DEL CANAL, CIRCULAR(C)-TRAPECIAL(T)? T
PLANTILLA DEL CANAL b[m]? 2.5
TALUD K1? 0.5
TALUD K2? 0.5

RESULTADOS

Yn [m]	A [m ²]	P [m]
1.9849	6.9323	6.9385

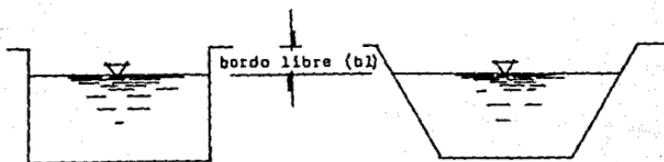
COMPARACION

$$AR^{(2/3)} 6.928266 = 6.928204 Qn/Js$$

DESEA CALCULAR OTRO TIRANTE [SI-NO]?

En los canales existe por diseño una altura mayor en las -- paredes laterales del canal, conocido como bordo libre (bl), -- para prever la conducción de un gasto mayor al establecido.

En canales también se establece que la velocidad mínima es de 0.5 m/s para evitar el asentamiento de partículas arrastradas por el agua y 5.0 m/s para evitar la erosión del material de que está hecho el conducto. Se recomienda la construcción de un canal de concreto ó tubería de acero en casos excepcionales como cruces de carreteras, vías de ferrocarril, arroyos, etc.



3.3.1.4 Diseño hidráulico a tubo lleno

Cuando la tubería trabaja a tubo lleno, el cálculo garantizará que funcione a presión, aprovechando la energía disponible (H) entre el sitio de captación y el final de la conducción, -- para vencer únicamente pérdidas de cargas debidas a la fricción (h_f) en longitudes grandes, sin considerar aquellas pérdidas-- que ocurren debido a la presencia de codos, juntas, válvulas, -- etc. llamadas pérdidas locales (h_l) por ser prácticamente -- despreciables.

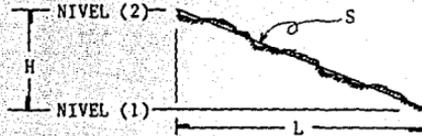
El rango de velocidades estará comprendido entre 0.5 m/s. y 5 m/s.¹³

La selección en cuanto a resistencia del material con que -- está hecho el tubo depende de las presiones, características -- corrosivas o incrustantes del agua, resistencia del suelo, mano de obra, etc.

Generalmente se utilizan tuberías de asbesto cemento, acero galvanizado, polietileno (Pe), poli-cloruro de vinilo (P.V.C.). Las de acero se usan en casos excepcionales como los menciona-- dos en canales.

Se parte del principio de que el diámetro más económico es-- aquel cuya pendiente de su gradiente hidráulico (línea de car-- gas piezométricas) sigue la pendiente topográfica sin clavarse-- en el terreno y sin alejarse demasiado del mismo.

Así, la pendiente topográfica se deriva de la figura siguiente:



por lo tanto la pendiente topográfica es:

$$S = \frac{\text{NIVEL (2)} - \text{NIVEL (1)}}{L} = \frac{H}{L}$$

La pendiente hidráulica a su vez se encuentra basándose en la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{A}{n} S_f^{1/2} R_h^{2/3}$$

Como el área es: $A = \pi D^2/4$, por ser a tubo lleno y el radio hidráulico $R_h = D/4$, tenemos:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4n} S_f^{1/2} (D/4)^{2/3}$$

$$Q = \frac{\pi}{(4)^{5/3}} \frac{D^{8/3}}{n} S_f^{1/2}$$

despejando la pendiente hidráulica, finalmente se llega a:

$$S_f = \frac{10.2936 n^2}{D^{16/3}}$$

$$\text{Considerando } K_c = \frac{10.2936 n^2}{D^{16/3}}$$

La expresión toma la forma:

$$S_f = Kc Q^2$$

Así, con la pendiente topográfica y el gasto se evalúa la constante Kc:

$$Kc = \frac{S_f}{Q^2}$$

El valor de Kc calculado, puede corresponder o no a un diámetro comercial, para lo cual se recurre a las tablas que se muestran a continuación donde ya se tienen tabulados los valores de Kc para diferentes diámetros y condiciones de rugosidad.

DIÁMETRO		n=0.009	n=0.010	n=0.011	n=0.012	n=0.013	n=0.014	n=0.015	n=0.016
In.	m.	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc	Kc
1/2	.013	9553264.60	1798396.33	14318442.15	16953015.50	19931217.48	23138602.52	26575028.64	30240549.83
3/4	.019	1261724.66	1558245.08	1891074.13	2239031.77	2632375.19	3055975.79	3509833.59	3993948.56
1	.025	292631.58	361403.51	438596.49	518298.25	610529.82	708771.93	817543.86	926315.79
1 1/4	.032	77943.93	96261.68	116822.43	138317.76	162616.82	188785.05	216822.43	246728.97
1 1/2	.033	31353.38	38721.80	46992.48	55639.10	65413.53	75939.85	87218.05	99248.12
2	.05	6515.63	8046.88	9765.83	11562.50	13593.75	15781.25	18125.78	20625.00
2 1/2	.064	1944.06	2400.93	2913.75	3449.68	4055.94	4708.62	5407.93	6153.85
3	.073	779.44	962.52	1168.22	1383.18	1626.12	1887.85	2168.22	2467.29
4	.102	161.63	199.61	242.25	286.82	337.21	391.47	449.61	511.63
5	.127	50.24	62.05	75.30	89.16	104.82	121.69	139.76	159.04
6	.152	19.26	23.79	28.87	34.18	40.18	46.65	53.58	60.97
8	.203	4.11	5.07	6.16	7.29	8.57	9.95	11.43	13.00
10	.254	1.24	1.54	1.87	2.21	2.60	3.01	3.46	3.94
12	.305	46854	58350	70225	83146	97753	115	1.30	1.48
14	.356	20593	25432	30664	36543	42963	49877	57284	65185
16	.406	10208	12610	15300	18115	21297	24725	28397	32313
18	.457	05416	06688	08123	09610	11299	13117	15065	17143
20	.508	03088	03815	04630	05481	06444	07481	08593	09778
24	.610	01165	01439	01746	02067	02430	02821	03240	03687
30	.762	00355	00439	00533	00631	00742	00861	00989	01125
36	.914	00135	00166	00202	00239	00281	00326	00375	00426
42	1.067	00059	00073	00088	00105	00123	00143	00164	00187
48	1.219	00029	00036	00043	00051	00061	00070	00081	00092
54	1.372	00015	00019	00023	00027	00032	00037	00043	00049

SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS
 SUBSECRETARÍA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS
 DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADOS
 SUBDIRECCIÓN DE PROTECTORES

Si el valor calculado K_c coincide con uno de la tabla, el diámetro se tendrá como único, por lo cual se pasará directamente a verificar la velocidad. En caso contrario, deberán adoptarse los valores inmediatos superior e inferior que corresponden a otros tantos diámetros.

Con los valores de K_{c1} y K_{c2} para los diámetros uno y dos, se determinan:

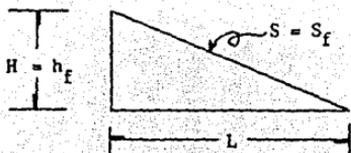
$$S_{f1} = K_{c1} Q^2$$

$$S_{f2} = K_{c2} Q^2$$

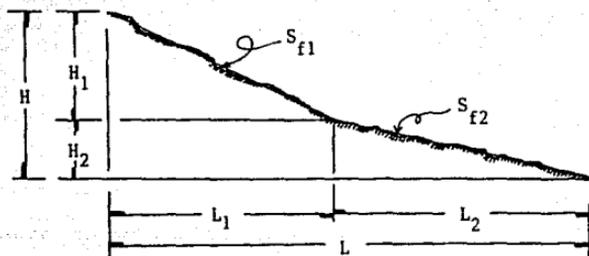
A continuación se aplican las expresiones para definir las longitudes de los diámetros, basándose en el principio de la tubería equivalente el cual se explica en seguida.

Como se mencionó al inicio de este punto, se requiere vencer las pérdidas de carga aprovechando la energía disponible, por esto:

$$h_f = H = S L = S_f L$$



En el caso de dos tuberías, la longitud y las pérdidas --
estarán representadas por la figura de tubería equivalente:



Donde: $L = L_1 + L_2$

$$L_1 = L - L_2$$

$$L_2 = L - L_1$$

$$H = H_1 + H_2$$

$$H = S_{f1} L_1 + S_{f2} L_2$$

Para la longitud L_1 , tenemos:

$$H = S_{f1} L_1 + S_{f2} (L - L_1)$$

$$H = S_{f1} L_1 + S_{f2} L - S_{f2} L_1$$

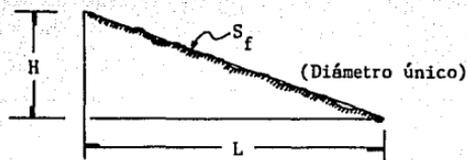
Despejando la longitud L_1 , se llega a:

$$L_1 = \frac{H - S_{f2} L}{S_{f1} - S_{f2}}$$

De manera análoga se demuestra para la longitud L_2 , siendo:

$$L_2 = \frac{H - S_{f1} L}{S_{f2} - S_{f1}}$$

En los casos en que resulte un valor para L_2 , muy pequeño - será preferible uniformizar toda la conducción con un sólo diámetro (el resultante para la longitud L_1).



Una vez definidos el valor del diámetro uno ϕ_1 y diámetro - dos ϕ_2 , deberán verificarse las velocidades de acuerdo a los - valores mínimo y máximo establecido.

Método gráfico:

Este se recomienda cuando el tipo de proyecto requiere gastos pequeños. El análisis se lleva a cabo mediante un planeamiento gráfico que comprende los siguientes pasos:

- 1) Sobre el plano topográfico en el perfil, se traza para una longitud cualquiera (1-100,500,1000 m)¹³, un polígono que represente la pérdida de carga por fricción para diferentes diámetros (a criterio del proyectista). Esto apoyado en las escalas horizontal y vertical a que esté dibujado el propio perfil.
- 2) Con un juego de escuadras, se llevan paralelas a las pendientes de los gradientes hidráulicos resultantes, hasta el perfil, de tal manera que se adopte aquél o aquéllos que se juzgue, siguiendo aproximadamente la pendiente topográfica del terreno.

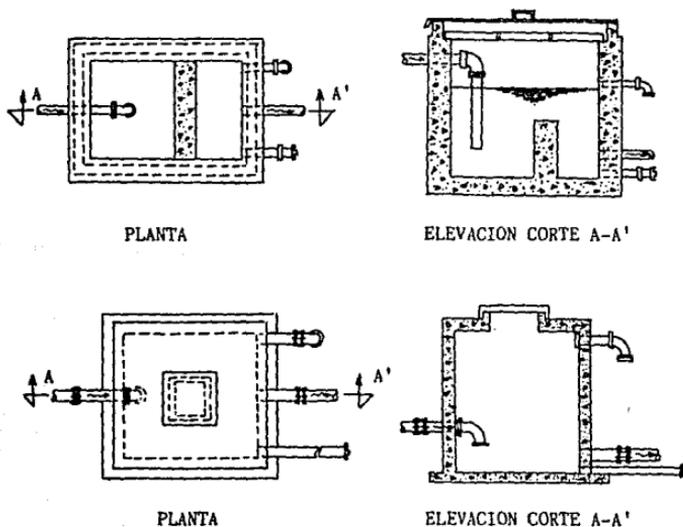
3.3.1.5 Estructuras y Accesorios Adicionales

Como medidas de seguridad del buen funcionamiento y protección se instalan estructuras y accesorios en toda la línea de conducción.

Entre las estructuras se encuentran:

A) Cajas rompedoras de presión;

Estas se construyen cuando las conducciones por gravedad presentan desniveles topográficos fuertes, dichas estructuras ponen en contacto el agua con la atmósfera rompiendo así la presión, con lo cual se consigue al "bajar escalonadamente el agua". Es recomendable colocarlas a cada 50,00 m. de desnivel aproximadamente. A continuación se muestran dos esquemas ilustrativos de cajas rompedoras de presión:



Para los accesorios tenemos:

A) Válvulas de aire.

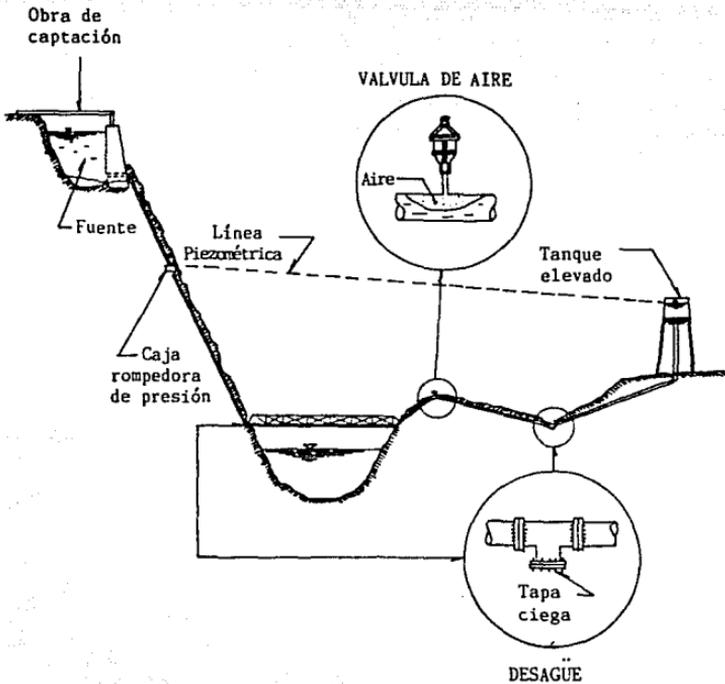
Estas válvulas sirven para eliminar el aire que se acumula - principalmente, en forma más marcada en los puntos altos de la conducción, dado que su proximidad en relación a la línea piezométrica, se acentúa notablemente, teniéndose en consecuencia disminuciones de presión en el interior de los - - - conductos con lo cual existe la tendencia a "desprenderse" - el aire contenido en el agua.

Esto puede afectar la circulación de la misma formando - - burbujas de aire en esos puntos. En los casos de conducciones en los que la topografía es sensiblemente plana, el riesgo anteriormente citado de todas maneras se corre, recomendándose la colocación de estos accesorios a distancias no -- mayores de 2.5 Km.¹³ y, naturalmente en los puntos más altos - del perfil, provocando con las mismas tuberías la formación de la burbuja de aire. Por supuesto cuando la línea topográfica es accidentada, las válvulas deberán localizarse en los sitios más elevados del perfil.

En los casos en los que el gradiente hidráulico coincida -- prácticamente con el perfil del terreno, se recomienda sustituir las válvulas de aire por simples "jarros de aire", los cuales deberán tener una altura sobre el terreno entre - - 1.50 x 2.50¹³ m., según convenga.

B) Desagües.

Tienen la finalidad de drenar las tuberías a través de los puntos bajos de la conducción. El número deberá buscarse que sea el mínimo; el diámetro podrá oscilar entre $1/2$ a $1/3$ de la tubería de conducción.¹³ Se deberán formar invariablemente mediante una T con tapa ciega atornillada.



3.3.2 Conducción por bombeo

Este tipo de conducción es necesario cuando la obra de captación se encuentra topográficamente más abajo, en relación al sitio donde termina la línea, esto indica que existe un desnivel desfavorable el cual es necesario vencer. Por esto, el agua captada se impulsa por bombeo.

La selección del espesor en las paredes para la tubería no solamente depende de la calidad del agua, características del terreno, presión, sino también del fenómeno de la sobrepresión producida por el "Golpe de Ariete". Este fenómeno se presenta como una serie de perturbaciones originadas en un conducto a presión por efecto de cambios más o menos bruscos del gasto y que inducen variaciones violentas de la presión interior en la forma de ondas elásticas que viajan por la tubería.

En términos generales la localización de una línea de conducción debe ajustarse a los siguientes lineamientos:

- * Evitar en lo posible deflexiones tanto en planta como en perfil.
- * Seguir la línea que evite la necesidad de construir puentes, túneles, puentes-canales, etc.
- * Tratar de que la línea se pegue al máximo a la línea piezométrica para hacer que la tubería trabaje con las menores cargas posibles, sin que esto quiera decir que se tenga que seguir una pendiente determinada que obligaría a desarrollar el trazo de la línea.
- * Al existir una altura entre la fuente de abastecimiento y el

tanque o la población y el bombeo es directo, la línea de conducción debe llevarse a esta altura para que la tubería funcione por gravedad y de esta forma tener el menor tramo posible por bombeo, o para trabajar a menor presión si se continua por bombeo.

Mientras menor es el tiempo de bombeo, mayor será el gasto por conducir.

Para un bombeo de 24 hr: Q bombeo = Q por conducir.

Para 20 hr: Q bombeo = 1.20 Q por conducir.

Para 16 hr: Q bombeo = 1.50 Q por conducir.

Para 12 hr: Q bombeo = 2.00 Q por conducir.

Para 8 hr: Q bombeo = 3.00 Q por conducir.

Estos datos, se obtienen de igual forma que para el ejemplo de 8 hr:

$$Q \text{ bombeo} = Q \text{ por conducir} \frac{24 \text{ hr.}}{8 \text{ hr.}} = 3.00 Q \text{ por conducir.}$$

En la conducción por bombeo deberá tenerse un mínimo de dos equipos en operación. En el caso de pozos profundos se contará con una unidad extra. Se llega al caso de utilizar estaciones de rebombeo con el objeto de asegurar un servicio continuo.

Debido a la diversidad en las captaciones no se cuenta con algún método que sirva como patrón para el seleccionamiento - - adecuado de las bombas. Por esta razón a continuación se explican los tipos y datos necesarios para adquirirlas.

Las bombas se agrupan en tres clases principales: Centrifugas, rotatorias y reciprocantes. Esta clasificación se refiere a las diferentes maneras como las bombas manejan el líquido.

- CENTRIFUGA {
 - Voluta
 - Difusor
 - Turbina regenerativa
 - Turbina vertical
 - Flujo mixto
 - Flujo axial (impulsor)

- ROTATORIA {
 - Engrane
 - Alabe
 - Leva y pistón
 - Tornillo
 - Lóbulo
 - Bloque de vaivén

- RECIPRO-
CANTE {
 - Acción directa
 - Potencia (incluyendo manivela y volante)
 - Diafragma
 - Rotatoria-pistón

En el campo de la hidráulica las bombas más comunes son las centrífugas. Su clasificación se basa en la forma como el componente rotatorio (impulsor) imparte energía al agua.

En bombas de turbina o de flujo radial, se le da forma al impulsor a fin de que el agua se mueva hacia afuera en una dirección en ángulo recto con respecto a su eje. Dentro de éstas existen diferentes tipos de carcaza: De voluta, difusor o circular, refiriéndose a la manera en que el agua es recogida y dirigida hacia la tubería de salida después de abandonar el impulsor.

En bombas de flujo mixto, el impulsor hace que el agua se mueva en una dirección tanto axial como radial.

En las bombas de propulsor, el impulsor obliga al agua a tomar una dirección solamente axial.



IMPULSORES TÍPICOS: (1)-Abierto (2)-Semlabierto
(3)-Cerrado de admisión simple (4)-Cerrado de doble admisión
(5)-Abierto (para pulpa de papel) (6)-De flujo axial (hélice) (7)-De flujo mixto

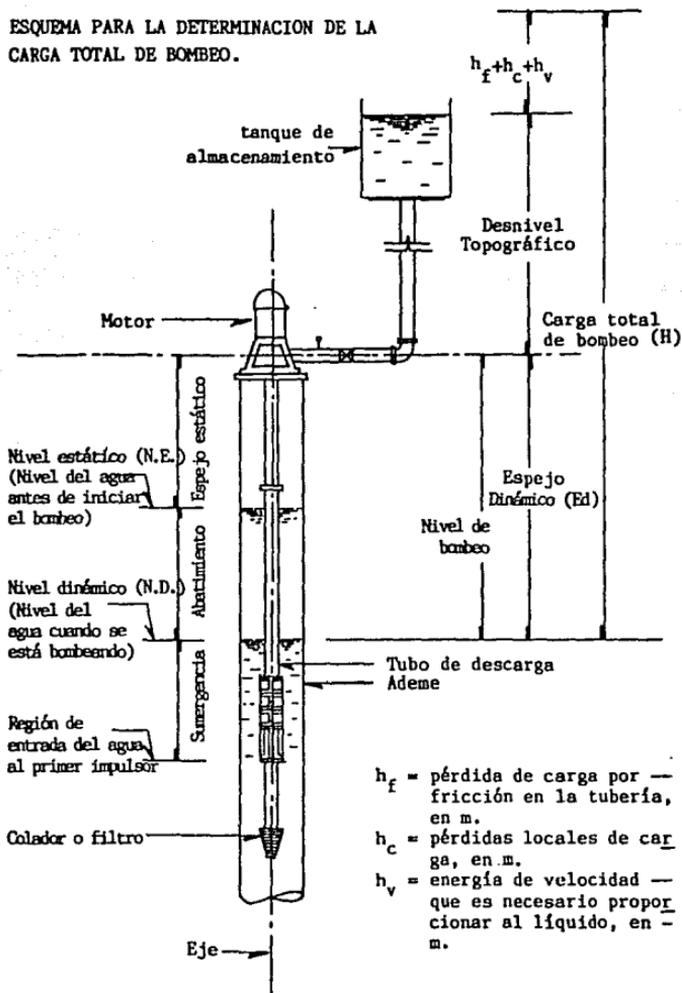
Información necesaria para la adquisición de bombas

- A) Naturaleza del líquido que se va a bombear.
Indicar: Agua potable, aguas residuales, aguas negras, etc.
- B) Caudal necesario.
Litros por segundo que debe proveer la bomba.
- C) Indicar la carga total de bombeo (H), o dar los siguientes-
datos:
- C1) Altura de descarga (desnivel topográfico o altura existente
entre la bomba y el punto más alto de la tubería).
- C2) Longitud total de la tubería de descarga.
- C3) Diámetro de la misma.
- C4) Piezas especiales existentes en la tubería de descarga (vál-
vulas, curvas, etc.).
- C5) Material de la tubería de descarga y estado en que se - - -
encuentra.
- C6) Nivel de bombeo (altura de succión existente entre el nivel
mínimo del agua a elevar y la bomba).
- C7) Longitud total de la tubería de succión.
- C8) Diámetro de la misma.
- C9) Piezas especiales existentes en la tubería de succión (vál-
vulas, curvas, etc.).
- D) Material de la tubería de succión y estado en que se encuen-
tra.
- E) Período de funcionamiento de la bomba, número de horas de -
trabajo por día.
- F) Corriente eléctrica disponible en la localidad.

- Número de fases (monofásica o trifásica).
- Tensión (voltaje).
- Ciclaje (50 o 60 Hertz).

Es recomendable que antes de abordar un problema de bombeo el proyectista se entere de todo lo relativo a las bombas, para lo cual será necesario consultar manuales y catálogos de fabricación para enterarse de lo existente en el mercado.

ESQUEMA PARA LA DETERMINACION DE LA CARGA TOTAL DE BOMBEO.

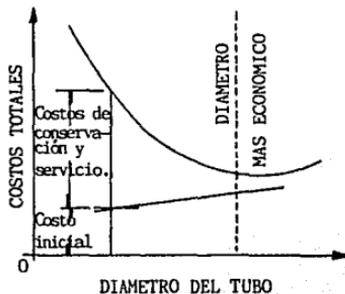


3.3.2.1 Diámetro económico

En la mayoría de los sistemas de tubos es necesario conocer de antemano toda la geometría para proceder a su análisis. La selección del diámetro es la que admite más variantes en la solución, debido a que puede hacerse con base en un mayor número de criterios. Sin embargo, el más importante es el de la economía, tanto en el monto de la inversión inicial en el sistema, como el de conservación y operación.

El diámetro más económico, de cada uno de los tramos componentes del sistema, será aquel para el cual es mínima la suma de los costos de la instalación, conservación y servicios. Los costos de la instalación incluyen los propios en el diseño, conservación e instalación, para la obtención del sistema. Los costos de conservación y servicio incluyen los correspondientes al personal y materiales necesarios para mantener en servicio el sistema, además de los costos de la energía para el mismo, como en el caso de una planta de bombeo.

El diámetro más económico será aquel de mínimo costo total, como se muestra en la figura.¹⁰



Un gasto determinado lo pueden conducir tuberías de diferentes diámetros. Para diámetros pequeños las pérdidas de carga son grandes y por tanto el consumo de energía eléctrica es alto en cambio el costo de la tubería e instalación es menor. Para diámetros grandes el consumo de energía eléctrica es bajo por ser menores las pérdidas de carga, pero el costo de tubería e instalación es mayor, persistiendo siempre la incertidumbre del diámetro conveniente.

Por esto en toda línea de conducción por bombeo se deberá realizar el estudio del diámetro económico. Esto se presenta cuando la suma del costo anual de amortización más el costo anual por consumo de energía eléctrica arroja un costo total de bombeo para operación anual que es menor en comparación con cualquier otro diámetro, menor o mayor que él. Así surge la necesidad de practicar dicho estudio de tres diámetros para que cuando el intermedio cumpla con la condición, se asegure que no habrá otro que pueda ser más económico.

Si al hacer el análisis resulta más económico cualquiera de los diámetros de los extremos (el menor o el mayor), se hará indispensable estudiar un cuarto diámetro, más pequeño o grande según sea el caso, de manera que quede perfectamente demostrado que entre tres tuberías de diámetros consecutivos, el intermedio resulte con el costo total de bombeo para operación más bajo.

$$\left[\begin{array}{l} \text{Costo total de} \\ \text{bombeo para} \\ \text{operación anual} \end{array} \right] = \left[\begin{array}{l} \text{Costo anual de amortización (costo} \\ \text{anual de la mano de obra incluida} \\ \text{la adquisición de la tubería, capi} \\ \text{tal primitivo más intereses.)} \end{array} \right] + \left[\begin{array}{l} \text{Costo anual por consumo} \\ \text{de energía eléctrica o} \\ \text{combustible} \end{array} \right]$$

3.3.2.2 Métodos de solución para obtener el diámetro
económico

Para determinar el diámetro económico, de una tubería por -
bombeo, se presentan dos métodos de solución:

- A) Procedimiento Razonado.
- B) Análisis Simplificado.

A) Procedimiento Razonado.

Este análisis está cimentado en el costo total de bombeo --
para operación anual.

El costo anual de amortización, se obtiene considerando que-
la obra será financiada por una institución bancaria, la --
cual prestará capital a un determinado interés anual de mane-
ra que se recupere el capital invertido en un número "n" de-
años.

El pago de intereses y capital por año, denominado anualidad
se determina mediante la fórmula del interés compuesto:

$$a = r + \frac{r}{(1+r)^n - 1}$$

en donde: a = anualidad.

r = interés anual.

n = número de anualidades (número de años).

A esta anualidad, se le suma el costo anual por consumo de -
energía eléctrica, la cual se determina de acuerdo con la --
potencia:

$$P = \frac{\delta^* Q H}{76 \eta}$$

en donde: P = potencia en H.P.

γ = peso específico del agua en Kg/m³

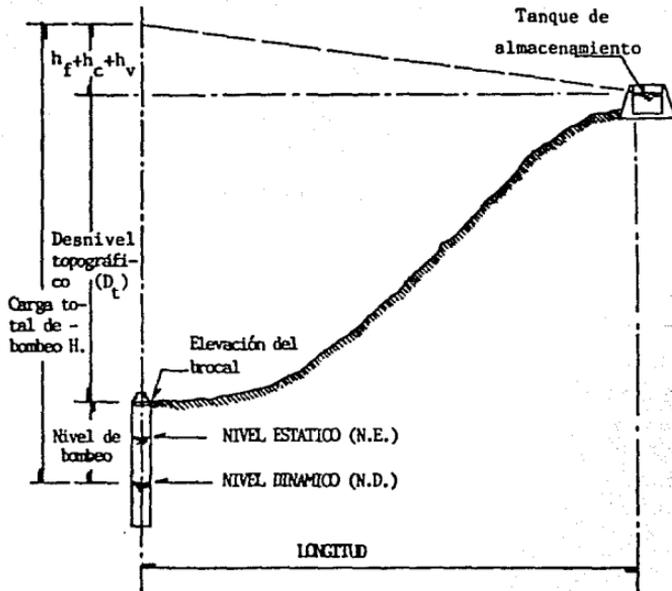
Q = gasto en m³/h

η = eficiencia del equipo de bombeo.

76 = constante para obtener la potencia en H.P.

(1 H.P. = 76 Kg. m /s).

H = La carga total de bombeo, está dada por la suma de la diferencia entre el Nivel Dinámico y la superficie libre del agua en el tanque, - más las pérdidas.



Obtenida la potencia en H.P., se transforma en Kw-hr:

$$1 \text{ H.P.} = 0.7457 \text{ Kw-hr}$$

Como se supone que el bombeo se efectuará durante todo el año (365 días), para tener el consumo anual de energía en Kw-hr se multiplica el número de horas que tiene el año por la potencia en Kw-hr.

Para obtener el costo total del consumo de energía eléctrica se multiplica el consumo de Kw-hr al año por el costo a precios actuales del Kw-hr proporcionado por la Compañía de Luz y Fuerza (C.L.F.) o bien la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.).

Para obtener el diámetro tentativo, se aplica la fórmula de Deput.¹³

$$\phi = 1.5 \sqrt[3]{Q}$$

donde: ϕ = diámetro tentativo en pulgadas.

Q = gasto de conducción en l/s. (este gasto se determina considerando el número de horas de bombeo que se haya definido).

1.5 = se puede considerar un valor constante.

Otra manera de seleccionar el diámetro para una instalación de bombeo, consiste en admitir que en forma aproximada, el costo de un conducto es $c_1 DL$, donde c_1 es el costo por unidad de diámetro (D) y longitud (L). El costo de la instalación es $c_2 P$, en el cual c_2 es el costo por unidad de potencia (H.P.) instalada y P dicha potencia.

El costo total (C), del sistema será:

$$C = c_1 DL + c_2 P$$

Sustituyendo a (P) por su valor y despreciando las pérdidas locales se tiene:

$$C = c_1 DL + c_2 \frac{\gamma Q \left[H + \frac{16 f L Q^2}{2g\pi^2 D^5} \right]}{76 \eta}$$

donde: f = coeficiente de fricción en la ecuación de Darcy Weisbach.

Esta ecuación representa la función objetivo, de la cual — interesa obtener el valor mínimo. Si se aplica el criterio de — máximos y mínimos, al derivar e igualar a cero, resulta:

$$\frac{\partial C}{\partial D} = c_1 L + c_2 \frac{Q}{75} \frac{16f}{2g} \frac{L Q^2}{2} \left(-\frac{5}{D^6} \right) = 0$$

Y la segunda derivada es positiva $\frac{\partial^2 C}{\partial D^2} \geq 0$, lo que resulta una condición de mínimo, a saber.

Despejando el diámetro, tenemos:

$$D = \sqrt[6]{K_1 \frac{c_2 \gamma}{c_1 \eta} f} \sqrt{Q}$$

De esta forma obtenemos la fórmula llamada de Bresse.

$$D = K \sqrt{Q}$$

Esta fórmula es válida cuando la operación de bombeo es -- continua; K es una constante que vale, aproximadamente 1.20.¹⁰

En realidad el hecho de adoptar la fórmula de Bresse equivale a fijar una velocidad media económica:

$$v = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4Q}{\pi K^2 Q} = \frac{4}{\pi K^2}$$

Que para valores de K, entre 1 y 1.5, resultan velocidades -- de 1.28 m/s. a 0.57 m/s.¹⁰

Si la operación es intermitente, se puede usar la fórmula -- empírica de Marquardt:

$$D = \sqrt[4]{\beta} K \sqrt{Q}$$

Donde: K = coeficiente de Bresse.

D = diámetro económico en metros.

Q = gasto, en m³/s.

$$\beta = \frac{\text{número de horas diarias de servicio real}}{24}$$

Un criterio más sencillo consiste en especificar la velo cidad más económica en el conducto, de acuerdo con los datos de Richter y que se indican en la tabla siguiente:

Velocidad media más económica en tuberías, en m/s. según Richter.¹⁰

- Tuberías de succión en bombas centrífugas, de acuerdo con la carga de succión, longitud, temperatura del agua (<70°C)	0.5 a 1
- Tuberías de descarga en bombas	1.5 a 2
- Redes de distribución para agua potable e- industrial: Tuberías principales	1.0 a 2
Tuberías laterales	0.5 a 0.7
Tuberías muy largas	1.5 a 3
- Tuberías en instalaciones hidroeléctricas- con turbinas:	
Con inclinación y diámetro pequeño	2.0 a 4
Con inclinación y diámetro grande	3.6 a 8
Horizontales y gran longitud	1.0 a 3

NOTA: Con estos valores de velocidad, se determina el valor de K, recurriendo a la expresión siguiente:

$$K = \sqrt{\frac{4}{\pi v}}$$

Antes de determinar el costo de instalación de la tubería ensayada, se verifica el espesor de la tubería. Este debe resistir no sólo la "carga total de bombeo", sino también la sobrepresión producida por el "golpe de ariete".

N. E. Joukowsky, encontró que la celeridad de la onda elástica del fluido (c_o), es igual a la velocidad de propagación del sonido en el agua (1425 m/s), siendo absolutamente rígidas las paredes de la tubería.²⁰

$$c_o = \sqrt{\frac{E_a}{\rho}} = 1425 \text{ m/s.}$$

donde: E_a = Módulo de elasticidad del agua = $20,670 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

ρ = Densidad del fluido

En las condiciones reales se manifiestan tanto la compresibilidad del líquido como la elasticidad de las paredes del conducto.

Para el caso de paredes elásticas, N. E. Joukowsky obtuvo la fórmula siguiente para determinar la celeridad de la onda elástica del fluido en la tubería (c).²⁰

$$c = \frac{\sqrt{\frac{E_a}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{E_a d}{E_t e}}}$$

siendo: E_t = Módulo de elasticidad de material con que esté fabricado el tubo.

Para Asbesto Cemento (A.C.) $E_t = 328,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Para acero, $E_t = 2'100,000 \text{ kg/cm}^2$.

e = Espesor de la pared en la tubería, en cm.

d = Diámetro interior de la tubería, en cm.

Entonces, sustituyendo $c_0 = 1425$ m/s., resulta:

$$c = \frac{1425 \text{ m/s}}{\sqrt{1 + \frac{E_a d}{E_t e}}}$$

Este valor se relaciona con el aumento de presión, producido por el golpe de ariete, de la siguiente forma:

Variación de presión densidad celeridad de la onda variación
(∂p), en: = (ρ) x elástica del fluido x de veloci-
kg/m². en la tubería (c). dad (∂v).

o bien, expresarla como una variación de la altura de - - -
presión:

Como $\partial p = \gamma' \partial h$, y $\rho = \gamma' / g$.

En el que: γ' = peso específico del fluido.

∂h = variación de la altura de presión, en m.

g = constante de la aceleración, 9.81 m/s².

Sustituyendo y resolviendo se llega a:

$$h_{g.a.} = c \frac{v}{g}$$

donde: $h_{g.a.}$ = sobrepresión producido por golpe de ariete, en m.

v = velocidad de circulación del agua en la tubería,
en m/s.

Empleando el valor de la celeridad de la onda elástica del fluido en la tubería y despejando $h_{g.a.}$ resulta:

$$h_{g.a.} = \frac{1425 \text{ m/s } \frac{v}{g}}{\sqrt{1 + \frac{E_a d}{E_t e}}}$$

Finalmente, se obtiene la expresión para calcular la sobrepresión por golpe de ariete:

$$h_{g.a.} = \frac{145 v}{\sqrt{1 + \frac{E_a d}{E_t e}}}$$

Del valor obtenido por la sobrepresión del golpe de ariete el 80% debe ser absorbido por válvulas aliviadoras de presión y el 20% restante por la propia tubería de conducción¹³, por lo que es importante, seleccionar la clase correspondiente, de manera que la presión total que actúa sobre la tubería (carga normal de operación + el 20% del $h_{g.a.}$)¹³ no sobrepase la presión de - - trabajo de la tubería garantizada por los fabricantes.

Debe entenderse como "carga normal de operación", a la carga promedio diaria de trabajo en la tubería, sin considerar la sobrepresión por "golpe de ariete".

Se considera para fines prácticos, que en la etapa de -- anteproyecto el valor de las pérdidas menores oscilan entre 5 a 10% de las pérdidas por fricción (h_f)¹³.

En el perfil de la conducción se dibujan los gradientes correspondientes a la línea piezométrica de trabajo normal y de presiones totales que incluyen el 20% del golpe de ariete.¹³ Las clases de tuberías se deducen sobre este último -- trazo con relación al perfil del terreno.

El método se simplifica por medio de la tabla siguiente, que presenta la secuela de cálculo en forma práctica, se -- anexa también el diagrama y codificación correspondiente.

CALCULO DEL DIAMETRO ECONOMICO

DIAMETRO NOMINAL	AREA EN m ²	GASTO EN m ³ /DIA	VELOCIDAD EN m/s	LONGITUD DE LA LINEA EN m (L)	(Q ²)	COEF. FRICCION MANNING (n)	CONSTANTE DE MANNING (K)	PERDIDA POR FRICCION EN m	OTRAS PERDIDAS EN m	$h_{f1} + h_{f2} + h_{f3} + \dots$	OH (O en l/s)	76 η %	H.P. = $\frac{OH}{76η}$
mm pulgadas	m ²	(Q)	(V)	(L)	(Q ²)	(n)	(K)	$h_f = K \cdot L \cdot Q^2$	% h _f	$h_{f1} + h_{f2} + h_{f3} + \dots$	(O en l/s)	η = %	H.P. = $\frac{OH}{76η}$

GOLPE DE ARIETE

PRESION DE TRABAJO DE LA TUBERIA EN Kg/cm ²	DIAMETRO NOMINAL EN cm (d)	ESPESES DEL TUBO EN cm (e)	(V) EN m/s	145 V	E ₀ d	E ₁ e	$\frac{E_0 d}{E_1 e}$	$1 - \frac{E_0 d}{E_1 e}$	$\sqrt{1 - \frac{E_0 d}{E_1 e}}$	SOBREPRESION EN m	SOBREPRESION ABSORBIDA POR LAS TUBERIAS EN m	SOBREPRESION ABSORBIDA POR LA TUBERIA EN m	CARGA NORMAL DE OPERACION EN m	PRESION TOTAL 20% H ₂ O EN m

Velocidad max del agua (m/s) Esq. Miquel de elasticidad del agua (20 870 Kg/cm²) Esq. Miquel de elasticidad de los pozos del tubo (asbesto cemento = 328 000 Kg/cm²; acero = 2 100 000 Kg/cm²)

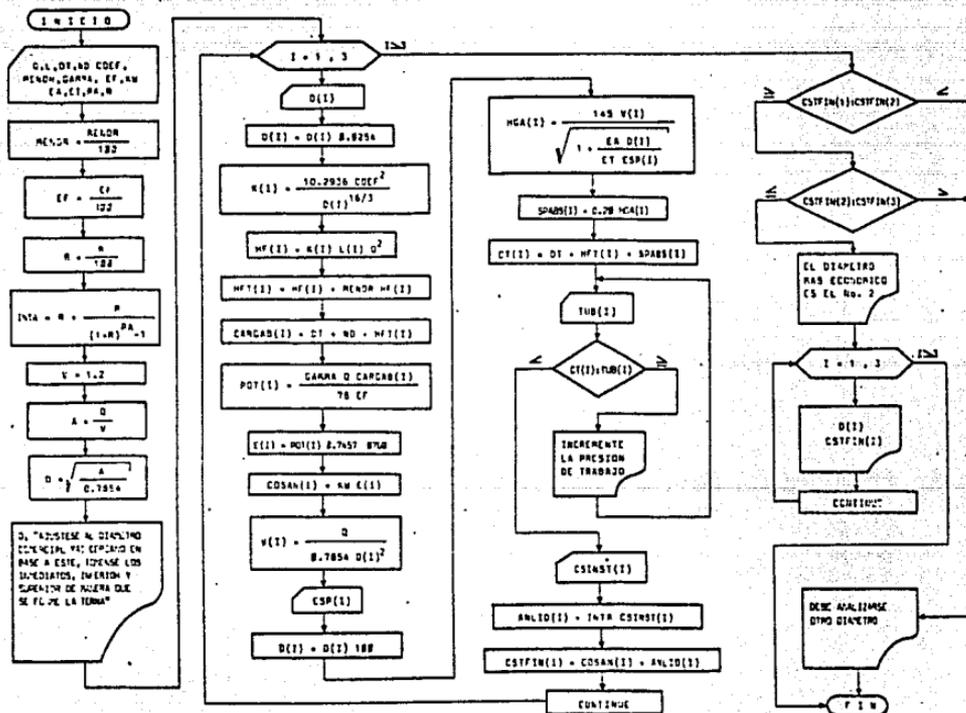
CONCEPTO	Diametro = _____ mm _____" ; Clase _____				Diametro = _____ mm _____" ; Clase _____				Diametro = _____ mm _____" ; Clase _____			
	CANTIDAD	U.	P.U.	IMPORTE \$	CANTIDAD	U.	P.U.	IMPORTE \$	CANTIDAD	U.	P.U.	IMPORTE \$
Escar met. clase I	m ³				m ³				m ³			
Escar met. clase II	m ³				m ³				m ³			
Escar met. clase III	m ³				m ³				m ³			
Pipetas oporionado	m ³				m ³				m ³			
Mst juntas y prueba tuberías	m ³				m ³				m ³			
Revolvo compactado	m ³				m ³				m ³			
Bolleno o voltes	m ³				m ³				m ³			
Atrocenos de concreto 15x90	m ³				m ³				m ³			
Costo de tuberías	m.				m.				m.			
Costo total de conduccion ⑤												

RESUMEN

PRESION DE TRABAJO DE LA TUBERIA EN Kg/cm ²	DIAMETRO NOMINAL EN mm pulgadas	N.P. ①	K.W.B. ②	COSTO POR HORA DE BOMBEO \$ ③	CARGO ANUAL DE BOMBEO \$ ④	COSTO TOTAL DE CONDUCCION POR m. l. ⑤	CARGO ANUAL DE AMORTIZACION Y CONDUCCION (area en % anual) ⑥	COSTO ANUAL DE BOMBEO PARA OPERACION DE 365 DIAS ⑦	
Costo del K.W.B. \$	①-②	10.7457	③-②	\$	④-③	8760	⑤-③	servicio	⑦-④+⑥

NOTA: El diametro mas economico está dado por el menor costo determinado en la columna ⑦

SELECCION DEL DIAMETRO MAS ECONOMICO



```
10 CLS
20 CLEAR
30 DIM D(5),K(5),HF(5),HFT(5),CARGAB(5),POT(5),E(5),COSAN(5),V(5),ESP(5)
40 DIM HGA(5),EF(5),COEF(5),CT(5),TUB(5),ANLID(5),CSTFIN(5)
50 INPUT "GASTO Q EN m3/s":Q:INPUT "LONGITUD L EN m":L
60 INPUT "DESNIVEL TOPOGRAFICO EN m":DT:INPUT "NIVEL DINAMICO EN M":ND
70 INPUT "COEF N DE MANNING":COEF
80 INPUT "PERDIDAS MENORES EN %":MENOR
90 INPUT "PESO ESPECIFICO DEL AGUA EN kg/m3":GAMMA
100 INPUT "EFICIENCIA DEL SISTEMA EN %":EF
110 INPUT "COSTO DEL kW-HR EN $":KW
120 INPUT "MODULO DE ELASTICIDAD DEL AGUA EN kg/cm2":EA
130 INPUT "MODULO ELASTICO DE LA TUBERIA EN kg/cm2":ET
140 INPUT "PERIODO DE AMORTIZACION EN AOS":PA
150 INPUT "INTERES EN %":R
160 MENOR=MENOR/100
170 EF=EF/100
180 R=R/100
190 INTA=R/(1+R)*PA-1)
200 REM SE CONSIDERA UNA VELOCIDAD PROMEDIO DE 1.20 m/s
210 V=1.2:AA=0/V
220 D=SQRT(A/.7854)
230 PRINT
240 PRINT "DIAMETRO TEORICO=";D;" m"
250 PRINT "AJUSTESE AL DIAMETRO COMERCIAL MAS CERCANO EN BASE A ESTE"
260 PRINT "TOMENSE LOS INMEDIATOS, INFERIOR Y SUPERIOR DE MANERA QUE"
270 PRINT "SE FORME LA TERNA"
280 PRINT
290 FOR I=1 TO 3
300 PRINT
310 PRINT "D COMERCIAL (";I;") EN PULGADAS:"
320 INPUT D(I)
330 D(I)=D(I)*.0254:REM CONVIERTE A m
340 K(I)=10.2936*COEF2/D(I)5*(L/5):REM COEFICIENTE Kc DE CONDUCCION
350 HF(I)=K(I)*L*Q:REM PERDIDA POR FRICCION
360 HFT(I)=HF(I)+MENOR*HF(I):REM PERDIDA TOTAL DE CARGA
370 CARGAB(I)=DT+ND+HFT(I):REM CARGA DE BOMBEO
380 POT(I)=GAMMA*Q*CARGAB(I)/76/EF:REM POTENCIA
390 E(I)=POT(I)*.7457*8760:REM CONSUMO DE ENERGIA FOR AAO
400 COSAN(I)=KW*E(I):REM COSTO ANUAL DEL CONSUMO DE ENERGIA
410 V(I)=4*Q/(2.1416*D(I)2):REM VELOCIDAD EN LA TUBERIA
420 INPUT "ESPESOR DE LA TUBERIA EN cm":ESP(I)
430 D(I)=D(I)*100:REM CONVIERTE A cm
440 HGA(I)=145*V(I)*SQRT(1+EA*D(I)/ET/ESP(I)):REM GOLFE DE ARIETE
450 SPABS(I)=.2*HGA(I):REM SOBREPRESION ABSORBIDA POR LA TUBERIA
460 CT(I)=DT+HFT(I)+SPABS(I):REM CARGA TOTAL
470 INPUT "FRESION DE TRABAJO EN m.c.a.":TUB(I)
480 IF CT(I)>TUB(I)THEN PRINT "INCREMENTE LA FRESION DE TRABAJO":GOTO 470
490 INPUT "COSTO DE LA INSTALACION EN $":CSTINST(I)
500 ANLID(I)=INTA*CSTINST(I):REM ANUALIDAD
510 CSTFIN(I)=COSAN(I)+ANLID(I):REM COSTO TOTAL ANUAL DE OPERACION
520 NEXT I
530 IF CSTFIN(1)<CSTFIN(2) THEN 560
540 IF CSTFIN(2)<CSTFIN(3) THEN 560
550 PRINT:PRINT "EL DIAMETRO MAS ECONOMICO ES EL NUMERO 2":GOTO 580
560 PRINT:PRINT "DEBE ANALIZARSE OTRO DIAMETRO"
570 REM INFRESION DE DIAMETROS Y COSTOS
580 PRINT
590 FOR I=1 TO 5
600 D(I)=D(I)/2.54
610 PRINT "D(";I;")=";D(I);"plg";" *";CSTFIN(I)
620 NEXT I
630 END
```

B) Análisis Simplificado

Cuando se trata de conducciones por las cuales circulen -- gastos pequeños (menores a 10 l/s), no es necesario determinar con extrema precisión el diámetro más económico, en -- vista de que la variación entre diámetros consecutivos no -- afecta sustancialmente los costos iniciales de construcción de la obra y de operación al quedar establecida.

Así entonces, basados en la experiencia se determina el diámetro recomendable para este tipo de conducción, de acuerdo a lo siguiente:

- * Buscar un diámetro de acuerdo al gasto por conducir, que -- en principio dé una velocidad comprendida entre 1.0 y -- 1.5 m/s. y además la pérdida de carga por fricción oscile -- entre 2.5 y 4.0 m. por kilómetro.¹³
- * A continuación se procede a determinar el 20% por golpe de ariete, que se suma a la carga normal de operación de la -- tubería, para luego dibujar el perfil de la conducción con sus respectivos gradientes, como lo establecido para el -- "Método Razonado".

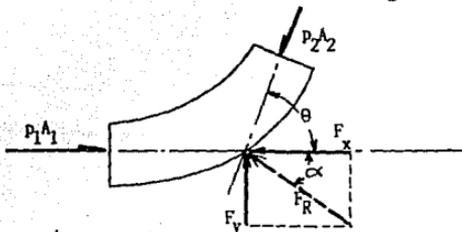
3.3.3 Anclajes de piezas y conexiones

En las tuberías a presión es necesario que los esfuerzos originados en las piezas especiales como: codos, tes, reducciones, tapas, piezas de derivación y tramos de gran inclinación sean absorbidos por anclajes llamados atraques o muertos, contruidos con bloques de mampostería o concreto para evitar su desplazamiento bajo la acción del empuje.

El buen diseño y construcción del anclaje, es de gran importancia, para obtener una tubería que trabaje perfectamente por largo tiempo.

Las fuerzas producidas en los cambios de dirección y - - - sección, se pueden determinar mediante la ley de "Cantidad de Movimiento".

Para una curva como se muestra en la figura.



Las acciones son:

dirección X-X

$$p_1 A_1 - F_x - p_2 A_2 \cos \theta = \frac{\rho}{g} Q (v_2 \cos \theta - v_1)$$

dirección Y-Y

$$F_y - p_2 A_2 \sin \theta = \frac{\rho}{g} Q v_2 \sin \theta$$

Para una curva de sección uniforme:

$$v_1 = v_2 \quad \text{y} \quad p_1 = p_2$$

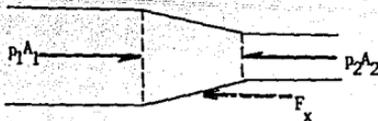
Al terminar el análisis en las direcciones X y Y, se obtiene el valor de la fuerza resultante (F_R), utilizando el teorema de pitágoras:

$$F_R = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

y el ángulo de aplicación (α), de esta fuerza obtenido con respecto a la horizontal.

$$\alpha = \text{ang tan } \frac{F_y}{F_x}$$

Para el caso de una contracción:

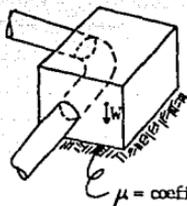


$$p_1 A_1 - F_x - p_2 A_2 = \frac{\rho}{g} Q (v_2 - v_1)$$

En forma semejante, se pueden obtener las expresiones para las demás piezas.

El sentido del flujo, define la colocación del anclaje, -- recordando que a toda acción corresponde una reacción.

El dimensionamiento del anclaje esta en función del peso -
del bloque (W) y el coeficiente de fricción μ .



μ = coeficiente de fricción
entre las superficies -
de contacto.

De esta manera se establece:

$$F_R = \mu W$$

Despejando W:

$$W = \frac{F_R}{\mu}$$

Ahora, para obtener el volumen del anclaje se considera --
(γ_{vol}) el peso volumétrico del material a emplear, por tanto:

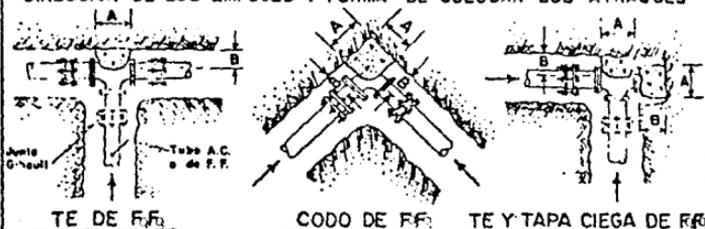
$$\text{Volumen} = \frac{W}{\gamma_{vol}}$$

A continuación se presenta el criterio de dimensionamiento-
de anclajes de concreto en las piezas especiales de fierro --
fundido (Fo. Fo.)

DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES DE CONCRETO PARA LAS PIEZAS ESPECIALES DE FoFo.

Ø NOMINAL DE LA PIEZA		ALTURA	LADO "A"	LADO "B"	VOL. FOR ATRAQUE
MILIMETROS	PULGADAS	cm.	cm.	cm.	m ³
≤ 76	≤ 3"	30	30	30	0.027
102	4"	35	30	30	0.032
152	6"	40	30	30	0.036
203	8"	45	35	35	0.055
254	10"	50	40	35	0.070
305	12"	55	45	35	0.087
356	14"	60	50	35	0.105
406	16"	65	55	40	0.143
457	18"	70	60	40	0.168
508	20"	75	65	45	0.219
610	24"	85	75	50	0.319
762	30"	100	90	55	0.495
914	36"	115	105	60	0.725
1067	42"	130	120	65	1.014
1219	48"	145	130	70	1.320

DIRECCION DE LOS EMPUJES Y FORMA DE COLOCAR LOS ATRAQUES



- 1) - Las piezas especiales deberán estar alineadas y niveladas antes de colocar los atraques. Los codos quedarán perfectamente apoyados al fondo y pared de la zanja.
- 2) - El atraque deberá colocarse en todos los casos, antes de hacer la prueba hidrostática de los tuberíos.
- 3) - Estos atraques se usarán exclusivamente para tuberíos soldados en zanja.

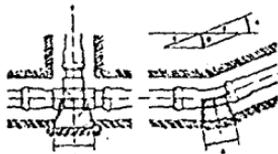
La Asociación Mexicana de Industrias de tuberías plásticas, A. C., propone las tablas para la construcción de anclajes en tuberías de poli-cloruro de vinilo (P.V.C.), así como la forma de colocar los anclajes, válidas para codos de 45° y 90°, tes y terminales:

RESISTENCIA QUE OPONE EL TERRENO (P) A LA INTRODUCCION DEL ATRAQUE

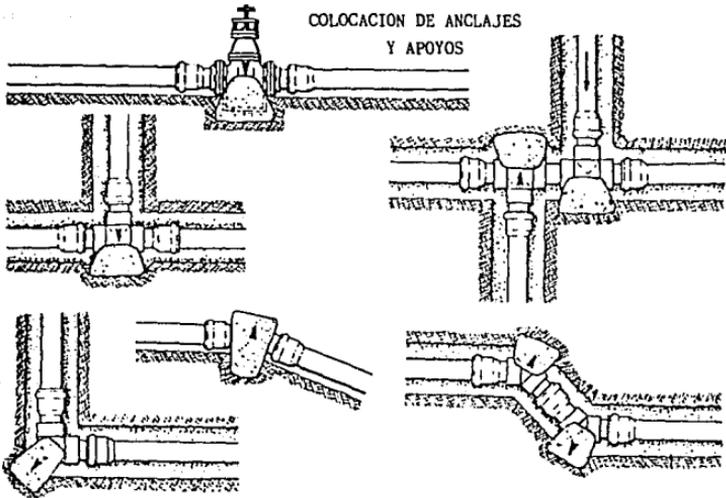
TIPO DE SUELO	P, [Kg/cm ²]
Terreno blando (lodoso, barro suave)	0.4
Terreno rígido (arena)	1.0
Terreno semifirme (arena y grava)	2.0
Terreno duro	4.0
Terreno rocoso	15.0

SUPERFICIE DE APOYO DEL ATRAQUE EN EL TERRENO

Diámetro de la tubería		50	60	75	100	125	150	200	
F 15 Kg/cm ²		468	663	954	1425	2308	3015	5962	
$\alpha = 90^\circ$	R	662	938	1349	2016	3264	4264	8432	
	A (cm ²)	P=1 Kg/cm ²	662	938	1349	2016	3264	4264	8432
		P=2 Kg/cm ²	331	469	645	1008	1632	2132	4216
		P=0.4 Kg/cm ²	1655	2345	3373	5038	8160	10660	21078
$\alpha = 45^\circ$	R	358	507	730	1091	1767	2308	4563	
	A (cm ²)	P=1 Kg/cm ²	358	507	730	1091	1767	2308	4563
		P=2 Kg/cm ²	179	254	365	546	884	1154	2282
		P=0.4 Kg/cm ²	895	1268	1825	2728	4418	5770	11408
$\alpha = 22^\circ$	R	179	253	364	544	881	1151	2275	
	A (cm ²)	P=1 Kg/cm ²	179	253	364	544	881	1151	2275
		P=2 Kg/cm ²	90	127	182	272	441	576	1138
		P=0.4 Kg/cm ²	448	633	910	1300	2303	2878	5688

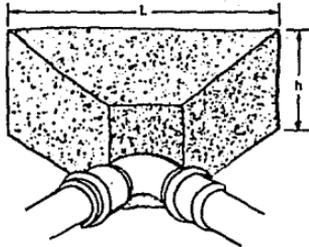


- A = Superficie de apoyo necesario para el atraque, en cm².
- F = Fuerza resultante de la presión interna de 15 kg/cm².
- α = Angulo de deflexión de la conexión.
- P = Resistencia que opone el terreno a la introducción del atraque, en Kg/cm².
- R = Fuerza de empuje.



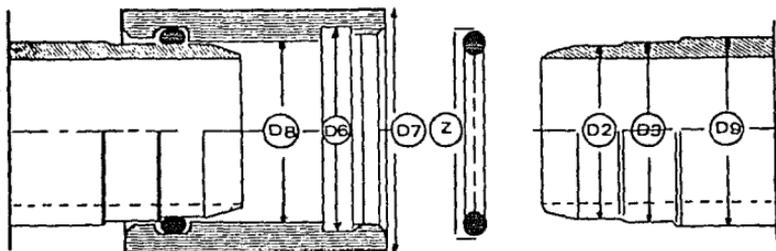
DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES

Diámetro exterior del tubo D	Medidas de los atraques en m.	
	h	L
50-63	0.2	0.4
75-90	0.3	0.5
100-125	0.4	0.6
150	0.4	0.8
200	0.5	0.9



TUBOS

conducción agua potable clase "T" A-C



Esta Tubería diseñada especialmente para CONDUCCION, tiene mejores características en comparación a Tuberías hechas con otros materiales.

La TUBERIA ASBESTOLIT para CONDUCCION, es un producto más de ASBESTOS DE MEXICO y se ofrece con una mayor variedad de clases. Se fabrica en sistema métrico decimal y bajo estricto control de calidad.

Para elegir la clase de trabajo más conveniente, es necesario tomar en cuenta la presión interna y las cargas externas particulares en cada caso, como lo indican las recomendaciones de ASBESTOS DE MEXICO, en el Manual de selección de Tubería para conducción, así como en las curvas de esfuerzo, combinadas que aparecen en la NOM C-12/1981, que podemos proporcionar si se solicitan.

La Junta SUPER SIMPLEX, que se usa desde hace más de veinticinco años para la unión de Tubos ASBESTOLIT, sigue siendo la más práctica y eficiente.

Los procedimientos de instalación de la Tubería ASBESTOLIT para CONDUCCION Clase "T", no difieren de lo establecido para otras Tuberías de Asbesto-Cemento, y las piezas especiales pueden ser de A-C o bien Hierro Fundido.

PESOS EN kg/m

DIAMETRO		T-50	T-70	T-100	T-140	T-200
mm	pulg.					
500	20	65.35	73.87	92.89	139.37	207.23
600	24	92.06	104.32	133.34	202.01	299.34
750	30	144.48	164.92	209.00	313.58	466.26
900	36	208.67	236.25	298.45	456.16	670.02
1000	—	257.99	292.04	371.56	557.47	828.90
1067	42	292.50	332.40	420.90	634.40	939.90
1120	—	321.80	367.57	464.37	700.60	1038.35
1219	48	381.90	431.70	549.60	828.40	1227.86
1250	—	399.93	455.25	576.20	871.05	1270.00
1372	54	483.60	549.00	695.90	1048.80	1555.30
1400	—	502.80	569.50	724.40	1094.70	1666.00
1600	—	658.30	745.50	944.50	1431.00	2112.00

DIMENSIONES EN mm

D	mm pulg.	500 20	600 24	750 30	900 36	1000	1067 42	1120 —	1219 48	1250 —	1372 54	1400 —	1600 —
D ₂	T-50	534	641	802	963	1070	1142	1198	1304	1338	1469	1499	1713
	T-70	538	646	809	971	1080	1152	1209	1316	1349	1482	1512	1728
	T-100	549	660	825	991	1102	1175	1233	1343	1377	1512	1543	1763
	T-140	573	689	862	1035	1150	1227	1288	1402	1438	1578	1611	1841
	T-200	608	730	913	1096	1219	1300	1364	1485	1523	1672	1707	1950
D ₂ = D ₁	T-50	538	645	806	967	1074	1146	1203	1309	1343	1474	1504	1719
	T-70	542	650	813	975	1084	1156	1214	1321	1354	1487	1517	1734
	T-100	553	664	829	995	1106	1179	1238	1348	1382	1517	1548	1769
	T-140	577	693	866	1039	1154	1231	1293	1407	1443	1583	1616	1847
	T-200	612	734	917	1100	1223	1304	1369	1490	1528	1677	1712	1956
D ₄	T-50	558	665	826	987	1094	1166	1226	1332	1366	1497	1527	1745
	T-70	562	670	833	995	1104	1176	1237	1344	1377	1510	1540	1760
	T-100	573	684	849	1015	1126	1199	1261	1371	1405	1540	1571	1795
	T-140	597	713	886	1059	1174	1251	1316	1430	1466	1606	1639	1873
	T-200	632	754	937	1120	1243	1324	1392	1513	1551	1700	1735	1982
D ₇	T-50	600	715	887	1061	1175	1252	1317	1431	1468	1608	1641	1875
	T-70	609	726	903	1078	1196	1274	1340	1456	1492	1636	1669	1907
	T-100	634	756	939	1122	1245	1325	1394	1515	1553	1702	1737	1984
	T-140	689	823	1023	1222	1355	1444	1519	1650	1692	1853	1892	2161
	T-200	773	922	1145	1369	1519	1618	1702	1849	1896	2078	2121	2423
D ₈	T-50	540	647	809	971	1079	1151	1208	1315	1348	1480	1510	1726
	T-70	545	653	817	980	1089	1162	1220	1327	1361	1494	1524	1742
	T-100	556	667	834	1000	1112	1186	1245	1355	1389	1525	1556	1776
	T-140	582	699	873	1048	1164	1242	1304	1419	1455	1597	1630	1863
	T-200	618	742	927	1112	1236	1318	1384	1506	1544	1695	1738	1976

PARA PÉDIDOS ESPECIALES SE PUEDEN FABRICAR CLASES—
T-60; T-85; T-112; T-125; T-160; T-180

CAPITULO IV: R E G U L A R I Z A C I O N

4.1 INTRODUCCION

La regularización es un elemento fundamental en un sistema de agua potable, ya que es la interconexión entre conducción y distribución de dicho sistema. Aunque existen otros componentes básicos como las plantas potabilizadoras, cárcamos de bombeo, etc.

La regularización tiene por objeto transformar un régimen de aportación constante en un régimen de demandas variables. -- Por esto es necesario estimar la población por abastecer así -- como su dotación, enseguida se estudian las variaciones del consumo para definir el volumen por regularizar.

Una vez conocido el volumen se determinan tanto las dimensiones del tanque como su localización tomando en cuenta la -- presión necesaria para que el agua llegue a todos los puntos de la red de distribución. Por lo anterior, los depósitos se -- -- sitúan en lugares naturalmente altos, o en forma artificial.

Es importante mencionar que cuando la conducción es por -- gravedad el gasto mínimo de la fuente es mayor que el gasto -- máximo requerido, la línea de alimentación puede arrancar de -- dicha fuente eliminándose temporalmente la línea de conducción y el tanque de regulación debido a que la fuente funcionará -- como depósito de almacenamiento. Si después de varios años la -- localidad demanda un consumo aproximadamente igual al 66% del -- gasto mínimo aportado por la fuente, ¹ la línea de alimentación -- se transforma en línea de conducción; y se construye el tanque-

en el sitio apropiado, así como un cárcamo y una planta potabilizadora si son requeridos. De esta manera la línea de alimentación transformada en conducción, resultará holgada temporalmente. Por lo cual, habrá que hacer un estudio económico al respecto antes de iniciar las obras y decidir en consecuencia.

4.2 PREDICCIÓN DE LA POBLACION

Para estimar la población de proyecto deberá tomarse en cuenta el período económico de la obra, de acuerdo con la magnitud y características de la localidad por servir.

Para el cálculo de la población existen los siguientes métodos:

4.2.1 Metodo aritmético

Consiste en averiguar los aumentos absolutos que ha tenido la población y determinar una cifra constante para un período fijo y aplicarla en años futuros.

$$P_f = P_a + IN \qquad I = \frac{P_a - P_p}{n}$$

P_f = Población futura; P_a = Población actual.

P_p = Población pasada.

n = Diferencia de tiempo en años entre P_a y P_p

N = Diferencia de tiempo en años entre P_f y P_a

I = Incremento medio anual.

Por lo general este procedimiento proporciona cantidades menores a la realidad. Se aplica como una primera apreciación.

4.2.2 Método de Malthus

$$P_f = P_a \left(1 + \frac{\Delta}{N} \right)^X ; \quad \Delta = \sum_{i=1}^a \left(\frac{P_i - P_{(i-1)}}{P_{(i-1)}} \right)$$

P_f = Población futura.

P_a = Población actual (último censo).

$X = \frac{n}{10}$ Número de periodos decenales para los que se va a calcular la población, contados a partir del último censo.

N = Número de periodos decenales entre el 1er. censo tomado para el cálculo y el último censo registrado.

Δ = Promedio de incrementos relativos medios.

n = Número de años para los que se va a calcular la población, contados a partir del último censo.

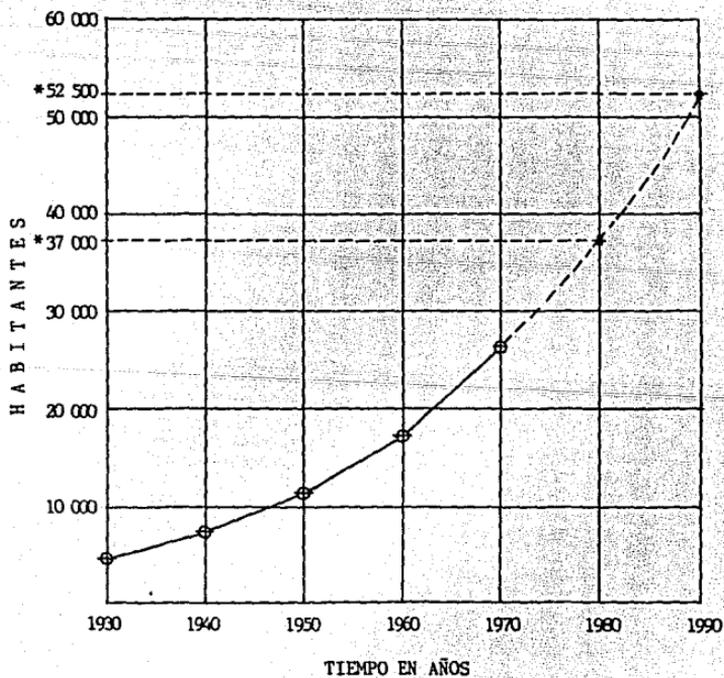
P_i = Población para cualquier censo.

4.2.3 Método de extensión gráfica

Con los datos censales disponibles se forma una gráfica de coordenadas en donde, las ordenadas representan el número de habitantes y las abscisas los años, en seguida se extiende la gráfica, ya sea determinando la ecuación de la curva o a criterio del ingeniero. Para esto se muestra el siguiente ejemplo:

DATOS GENERALES

Años	Habitantes
1930	4 506
1940	7 358
1950	11 390
1960	17 212
1970	26 179



Sin embargo, en gran número de casos la curva media se asemeja a una curva logarítmica y su ecuación estará dada por:

$Y = AX^B$ que al tomar logaritmos queda:

$$\text{Log } Y = B \text{ Log } X + \text{Log } A$$

Esta última expresión se asemeja a la ecuación de una recta quedando $Y = BX = A$

Por lo tanto si se emplea papel logarítmico para graficar los valores, se obtiene un trazo semejante a una recta.

4.2.4 Método de comparación gráfica

Se compara la población en estudio con otras que hayan presentado características semejantes y que exceden en muchos años a dicha población. Se dibujan las gráficas de todas estas poblaciones y se marcan en ellas el punto que corresponde a la población igual a la que actualmente tiene la que se estudia; luego se superponen las curvas haciéndolas coincidir en dicho punto y se traza una curva media entre las ramas posteriores; dicha curva representará el crecimiento probable de la localidad.

La comparación entre la población futura o de proyecto y la población real que se tenga al final del período en el proyecto es de vital importancia, dado que se pueden presentar los - - - siguientes casos:

- 1.- Población Proyecto = Población Real.- En este caso las condiciones impuestas para la obra, tales como financiamiento, efectividad del servicio, etc., resultan satisfactorias.
- 2.- Población Proyecto < Población Real. En éste, el período de diseño se acorta, teniéndose necesidad de efectuar - - -

ampliaciones para satisfacer las necesidades que se plantean; lo que significa que antes de terminar de pagar las -- obras fijadas para el proyecto, (considerando la población de proyecto) habrá que hacer otras inversiones en obras de ampliación.

- 3.- Población de Proyecto > Población Real. Aquí, el período de diseño se alarga, teniéndose que reparar o reponer estructuras y equipo cuya vida útil se termina. La amortización del capital acreditado para las obras sufre retrasos a menos -- que se haga pagar al consumidor un mayor precio por el servicio.

4.3 ESTUDIO DE DOTACION

Las necesidades expresadas por las comunidades tienen un -- carácter de prioridad, por ello una vez que la población de proyecto ha sido establecida es necesario realizar como paso inmediato el estudio de la dotación.

Se entiende por dotación el volumen que consumirá en promedio anual una población en función del número de litros que se asigna por habitante y por día (l/hab/día), incluyendo la destinada para beber, alimentos, aseo y usos municipales e industriales.

La dotación se fija de acuerdo con el criterio del técnico, al que generalmente lo norma o guía la comparación con otra -- población, ya sea por el clima o por el grado de desarrollo.

4.3.1. Consumo doméstico

EL consumo doméstico varía según los hábitos higiénicos de-

la población, nivel de vida, grado de desarrollo, abundancia y calidad del agua disponible, condiciones climáticas, usos y - - costumbres, etc.

4.3.2 Consumo público

Este consumo se refiere al de los edificios e instalaciones públicas tales como: escuelas, mercados, hospitales, cuarteles, rastros, hidrantes, riego de calles, prados, jardines, servicios contra incendio, lavado de redes de alcantarillado, etc. - Este consumo es variable pero en nuestro país puede estimarse entre el 20 y el 30¹ del consumo doméstico. El consumo público normalmente es excesivo debido a descuidos, pues el desperdicio en tales usos públicos se debe a daños en tuberías y accesorios.

4.3.3 Consumo industrial

Depende del grado de industrialización y del tipo de industrias, grandes o pequeñas. Las zonas industriales en muchos casos conducen a un desarrollo urbanístico que trae como consecuencia un aumento en el consumo del agua. La cantidad disponible, precio y calidad, así como la profundidad de los mantos acuíferos que pueden ser explotados, son factores que influyen en el consumo industrial del agua. En gral. las industrias de cierta magnitud se abastecen en forma particular de sus propios sistemas, sin gravitar sobre el sistema general de la población.

4.3.4. Consumo comercial

Depende del tipo y cantidad de comercio, tanto en la localidad como en la región. Al igual que en las industrias, cuando existe mayor concentración, se demanda una mayor cantidad de agua.

4.3.5 Fugas y desperdicios

Aunque las fugas y los desperdicios no constituyen un consumo, es un factor que debe ser considerado, pues es común encontrar filtraciones o fugas permanentes debido a desperfectos en las instalaciones. Estas pérdidas aunadas al mal uso del consumo público así como el irracional uso doméstico, conducen a - - agravar el consumo general de agua. Las fugas y desperdicios - - que se presentan en todas las partes del sistema constituyen un porcentaje importante del consumo total. Estas pérdidas giran - alrededor del 35% de la suma en los consumos antes citados.¹

4.4 VARIACIONES DEL CONSUMO

Un sistema es eficiente cuando en su capacidad está prevista la máxima demanda de una localidad. Para diseñar las diferentes partes de un sistema se necesitan conocer las variaciones - mensuales, diarias y horarias del consumo. Interesan las demandas medias, las máximas diarias y las máximas horarias. Estas - demandas que representan el volumen de agua en unidad de tiempo se llaman "gastos". Así tenemos el "gasto medio diario", el - - "gasto máximo diario" y el "gasto máximo horario".

4.4.1. Gasto medio diario (Q_{md})

Las estadísticas demuestran que hay días del año con consumos menores y otros con consumos mayores en relación al consumo promedio diario.

Q_{md} es el resultado de multiplicar la dotación por el número de habitantes.

$$Q_{md} = \frac{D}{86\ 400} h$$

D = Dotación en l/hab/día

h = Número de habitantes

86 400 = Un día en segundos

Qmd = Gasto medio diario, en l/s.

Así pues, si el caudal necesitado por la población en un día se multiplica por los días de un año resulta el gasto medio anual (Qma). Se concluye entonces, que el gasto anual es igual al gasto medio diario incrementado 365 veces.

$Qma = 365 Qmd$

Qma se expresa en l/s.

4.4.2. Gasto máximo diario (QMD)

El consumo medio anual sufre variaciones, pues hay días que por la actividad, la temperatura y otras causas, se demanda un consumo mayor que el medio anual; este consumo fluctúa entre 120 y 180%, pero en poblados pequeños llega a 200%¹.

En general en la República Mexicana el máximo consumo se registra entre Mayo y Junio. Al máximo consumo diario se le llama gasto máximo diario. Para obtener este gasto se recurre al gasto medio anual, el cual se afecta por un coeficiente, quedando:

$QMD = Qma \times \text{Coeficiente de variación diaria (Cd)}$

QMD se expresa en, l/s.

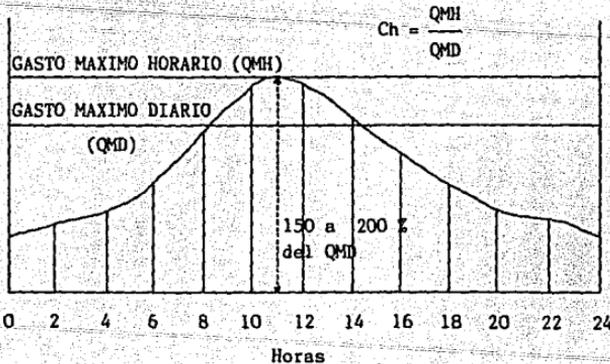
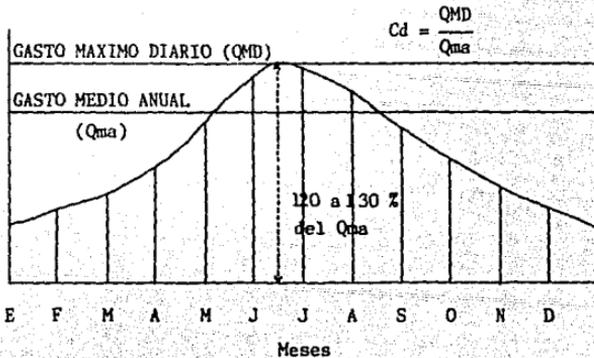
Las fuentes de abastecimiento debe aportar como mínimo el gasto máximo diario. Con éste se calcula la línea de conducción y la capacidad del tanque de regulación.

4.4.3 Gasto máximo horario (QMH)

El gasto máximo diario sufre variaciones con las distintas horas del día. Interesa conocer la hora en la que se requiere mayor gasto para el día de mayor consumo. Se ha observado que en las horas de mayor actividad se alcanza hasta un 150% del -- gasto máximo diario.¹ Tomando al porcentaje como un coeficiente:
 $QMH = QMD \times \text{coeficiente de variación horaria (Ch)}$

QMH se expresa en l/s.

GRAFICAS DE VARIACIONES EN EL CONSUMO

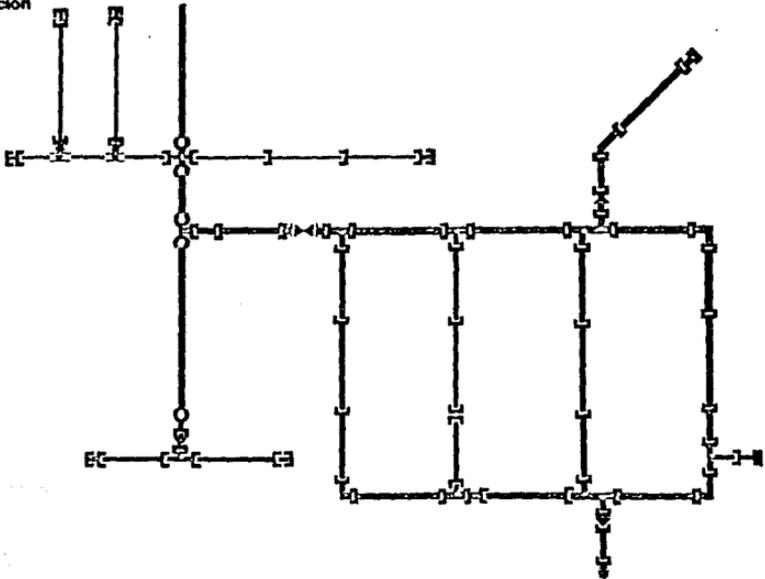


4.5 CLASIFICACION DEL TANQUE DE REGULARIZACION Y ALMACENAMIENTO

Por la ubicación del tanque respecto a la red de distribución este es de "alimentación" o de "excedencias". El primero recibe de la línea de conducción el gasto máximo diario (QMD) y luego distribuye a la red el gasto máximo horario (QMH). El de excedencias se ubica dentro o después de la red y recibe de ella el agua que la población no consume en las horas de baja demanda, para aportar en las horas de mayor consumo el gasto que ha sido almacenado, auxiliando así a la línea de alimentación.

La mejor localización del tanque de excedencias es la zona extrema, opuesta al sitio de la red, pues con esto se distribuyen mejor las presiones durante la demanda máxima, debido a que se suministra el agua en dos direcciones contrarias.

Tanque de Regularización



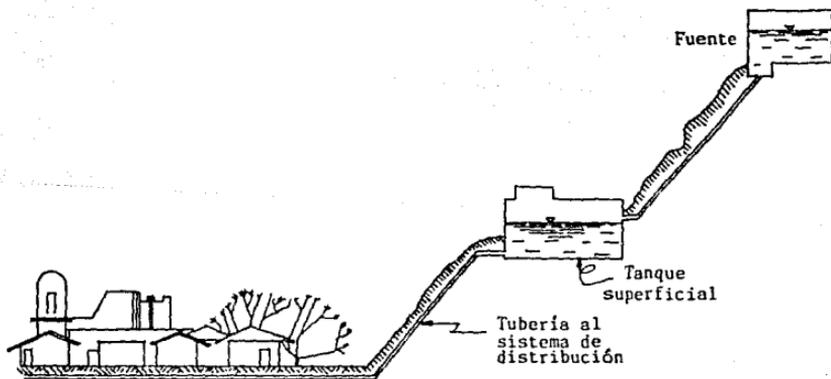
Por el material con que se construyen estos son, de concreto armado, metálicos o de mampostería y de acuerdo a su posición con respecto al nivel del suelo se clasifican en:

- Tanques superficiales.
- Tanques elevados.

4.5.1 Tanques superficiales

Estos tanques se sitúan en una elevación natural próxima a la zona por abastecer, se recomienda que la diferencia entre el nivel de piso del tanque y los puntos más altos y bajos de la red de distribución, sea de 15 a 45 metros respectivamente.¹⁴

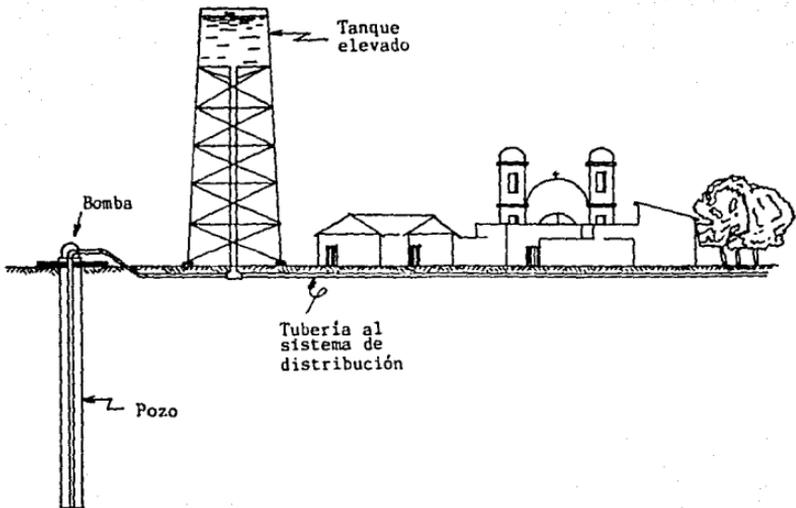
La estructuración del tanque se efectúa básicamente de acuerdo a las características del terreno tirante máximo, capacidad y tipo de tanque por construir.



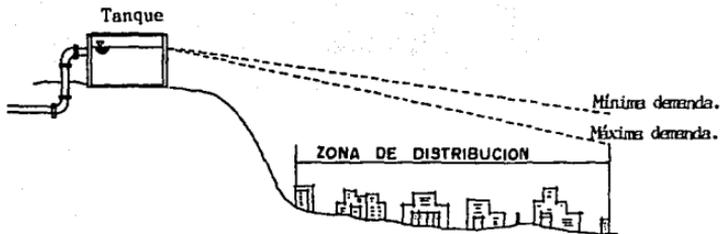
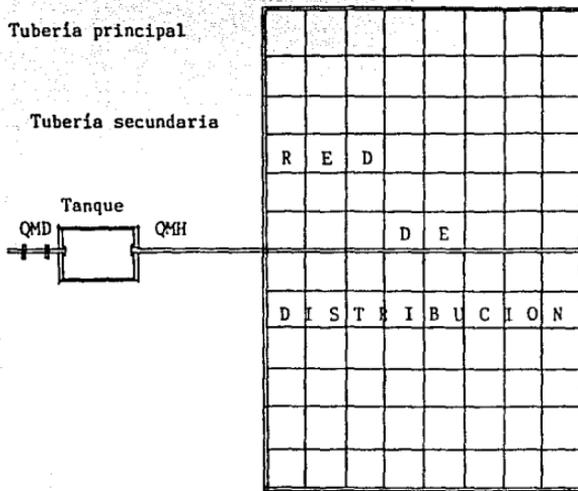
4.5.2 Tanques elevados

Cuando no se cuenta con una elevación natural adecuada, --
cercana a la zona por abastecer, se justifica la instalación
de un tanque elevado.

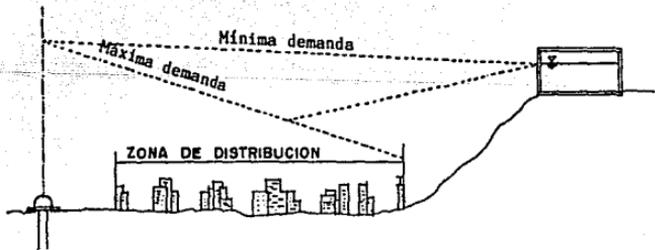
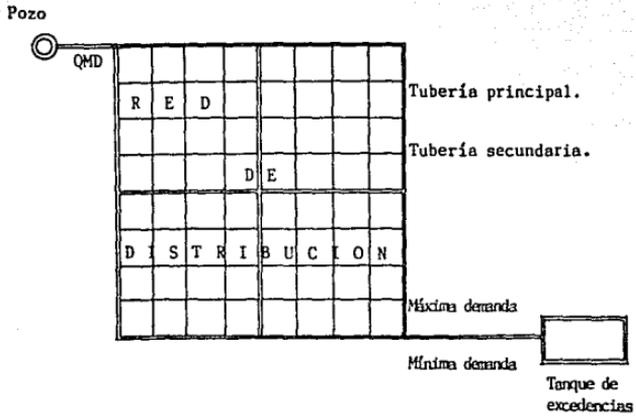
La altura de la torre generalmente oscila entre 10 y 20 m. ¹⁴ --
según los requerimientos que el proyecto demande.



SISTEMA POR GRAVEDAD



SISTEMA POR BOMBEO CON EXCEDENCIAS AL TANQUE



4.6 DISEÑO DEL TANQUE DE REGULARIZACIÓN Y ALMACENAMIENTO

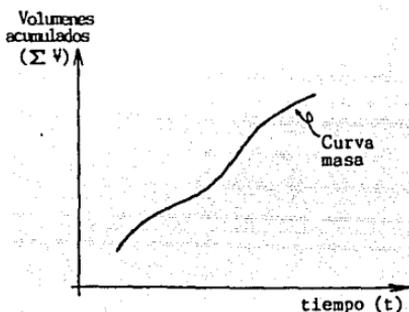
Estas estructuras almacenan el agua que no se consume en -- las horas de demanda mínima (es decir, cuando el consumo es -- menor que el gasto que aporta la fuente), para aprovecharla -- después en las horas de máxima demanda (cuando el consumo es -- mayor que el gasto aportado por la fuente).

El objeto del tanque de almacenamiento es disponer, además del volumen de regularización, de un volumen adicional como -- reserva, en previsión de incendios o suspensiones que puedan -- presentarse por contaminación de la fuente o por reparación de la línea de conducción o de la obra de captación. Salvo que sea para combatir incendios por requerirlo así la población, no se recomienda en nuestro medio el empleo del tanque de almacena-- miento para otros usos, pues si se dispusiera de una reserva de un día, como algunas veces se aconseja se requeriría un volumen del 600% del volumen de regularización,¹ lo cual demandaría una fuerte inversión que muy probablemente no se justificaría y si-- daría lugar a pensar en otra fuente de abastecimiento como -- reserva en todo caso.

Para diseñar el tanque regulador existen dos métodos, gráfi co y analítico (resueltos en función de volúmenes y/o porcenta-- jes). Estos se desarrollan paralelamente ya que al interrelacio-- narlos, se obtiene la mejor solución. A continuación se expli-- can las bases para ejemplificar dichos métodos.

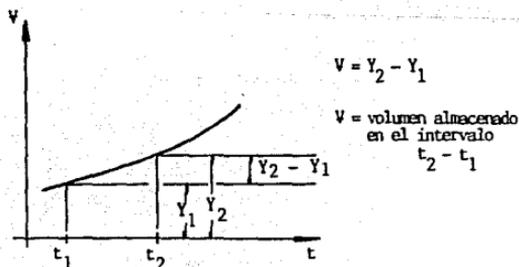
4.6.1 Curva masa o diagrama de Rippl

Se denomina diagrama de Rippl o curva masa a la representación gráfica, en un sistema de ejes coordenados, del comportamiento de los volúmenes aportados y acumulados en relación con el tiempo.

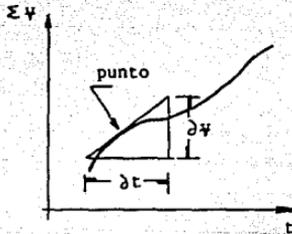


- Características de la curva masa:

- La diferencia de ordenadas, correspondientes a dos diferentes tiempos mide el volumen almacenado en ese intervalo.



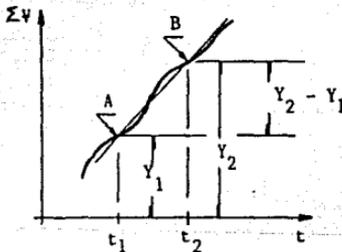
- b) La pendiente de la tangente en un punto de la curva mide el-gasto en ese punto.



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

Observando la gráfica se deduce que no puede haber pendientes negativas. El valor mínimo es cero.

- c) Al unir dos puntos de la curva masa por medio de una recta, se obtiene el gasto medio ocurrido en el intervalo.



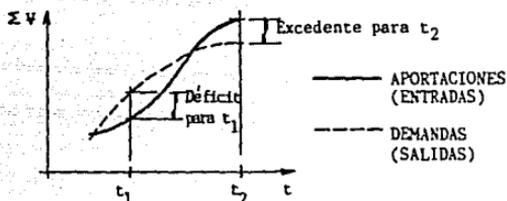
Gasto medio (Q_m)

$$Q_m = \frac{\text{volumen acumulado}}{t_2 - t_1} = \frac{Y_2 - Y_1}{t_2 - t_1}$$

En forma similar se puede graficar un diagrama representativo para un cierto régimen de demandas.

También, se combinan los diagramas masa para el cálculo de almacenamientos que funcionen bajo un régimen de entradas -- (aportaciones) y salidas (demandas) simultáneamente.

En un diagrama combinado de aportaciones y demandas, la diferencia de ordenadas entre las dos curvas para un tiempo dado, representa el excedente (E) o el déficit (D) de volumen para el tiempo considerado, como se muestra enseguida:



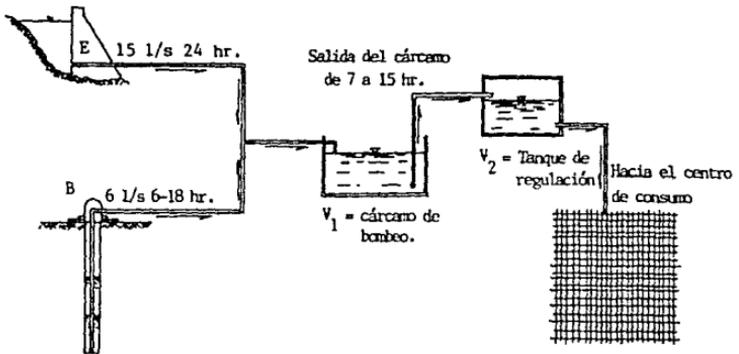
Es común que los tanques se construyan para absorber las variaciones diarias. Los diagramas tienen la particularidad de que sus ordenadas máximas volúmenes acumulados máximos) tanto de entradas como de salidas son iguales, es decir, la cantidad de agua almacenada es igual a la cantidad de agua extraída durante el período de tiempo considerado.

Como ya se mencionó, la capacidad del tanque depende del régimen de aportación y de la ley de demandas en la localidad. El régimen de aportaciones es constante ya sea durante las 24 hr. del día o parte de él. El régimen o la ley de demandas es variable siempre. Tratándose de un día, es preciso conocer las variaciones horarias, tanto de las entradas como de las salidas.

Refiriéndonos a un sistema cartesiano, en el eje de las ordenadas se representan unidades de volumen o porcentajes de volumen medio horario como se ilustra en el siguiente ejemplo.

4.6.2 Ejemplo ilustrativo

Una determinada población requiere un abastecimiento de $1555.2 \text{ m}^3/\text{día}$. Se proyecta instalar un sistema constituido por un cárcamo de bombeo y un tanque regulador, el cárcamo es alimentado por dos fuentes que operan en los períodos indicados. Se desea obtener el volumen mínimo del cárcamo y el del tanque regulador.



CALCULO DEL VOLUMEN MINIMO PARA EL CARCAMO DE BOMBEO (V_1)

Volumen proporcionado por el pozo (B), en un día:

$$V_B = \frac{(6 \frac{1}{s} \times 12 \text{ hr}) \times 60 \frac{\text{min}}{\text{hr}} \times 60 \frac{\text{s}}{\text{min}}}{1000 \frac{1}{\text{m}^3}} = 259.2 \text{ m}^3$$

Volumen proporcionado por el embalse (E), en un día:

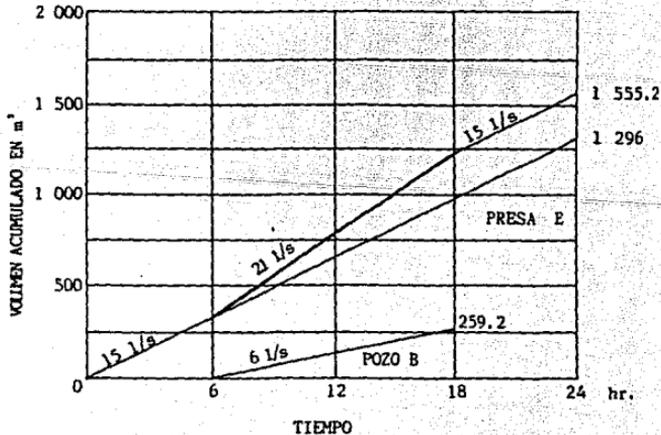
$$V_E = \frac{(15 \frac{1}{s} \times 24 \text{ hr}) \times 60 \frac{\text{min}}{\text{hr}} \times 60 \frac{\text{s}}{\text{min}}}{1000 \frac{1}{\text{m}^3}} = 1296 \text{ m}^3$$

NOTA: DE ACUERDO A ESTE ANALISIS DE UNIDADES, SU MANEJO SE DARA POR HECHO PARA LOS CALCULOS SUBSECUENTES, APARECIENDO - SOLO EL VALOR NUMERICO INVOLUCRADO EN LAS EXPRESIONES.

Volumen total acumulado (B) + (E), por día:

$$V_B + V_E = 259.2 + 1296 = 1555.2 \text{ m}^3$$

El diagrama de entradas es:



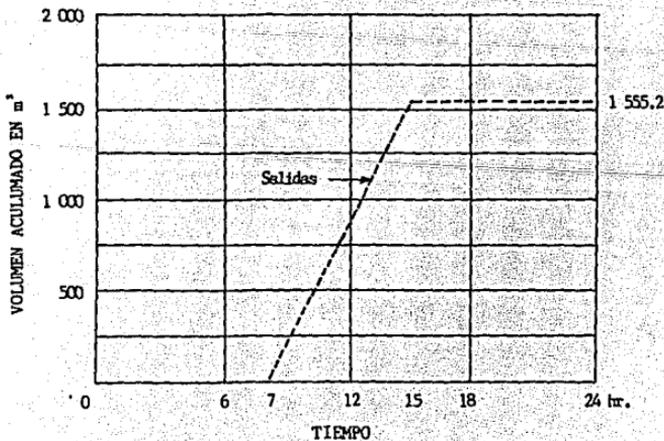
Como se observó en el diagrama anterior, la pendiente para el depósito de la presa (E) es equivalente a:

$$Q_E = 15 \text{ l/s las 24 hr.}$$

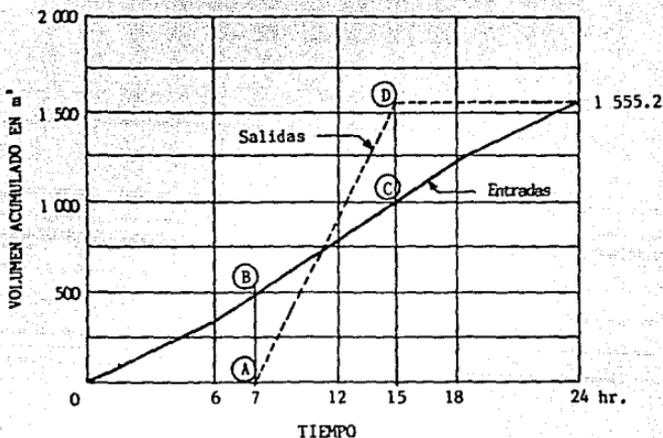
Así la pendiente del diagrama para el pozo (B) es:

$$Q_B = 6 \text{ l/s de 6 a 18 hr.}$$

De la misma manera el diagrama de salidas es:



Al hacer la combinación de estos diagramas resulta:



Analizando los intervalos de interés, se nota que si el --
 cárcamo comienza a llenarse desde las 0 hr. hasta las 7 hr. --
 tendrá almacenado un $V_{AB} = 399.6 \text{ m}^3$, es decir:

Entradas:

$$\text{Presa} \quad \frac{(15 \times 7) \times 60 \times 60}{1000} = 378 \text{ m}^3$$

$$\text{Pozo} \quad \frac{(6 \times 1) \times 60 \times 60}{1000} = 21.6 \text{ m}^3$$

$$V_{AB} = 399.6 \text{ m}^3$$

Salidas:

$$0 \text{ m}^3 \dots \text{el volumen máximo excedente} = 399.6 - 0 = 399.6 \text{ m}^3$$

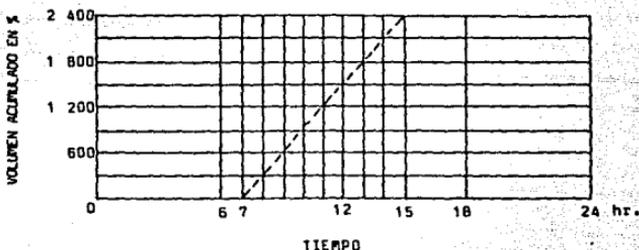
Para resolver el mismo problema en base a porcentajes del -
gasto máximo diario, se procede de la siguiente manera:

El total de agua que debe salir en % durante las 24 horas,-
se obtiene considerando el 100% para cada hora:

$$24 \times 100 = 2400\%$$

Para nuestro ejemplo, por cada hora efectiva de salida, se-
tiene:

$$\frac{2400}{\text{Horas de salida}} = \frac{2400}{8} = 300\%$$



Por lo que respecta a las entradas resulta:

$$\text{Volumen medio horario} = \frac{\text{Volumen aportado por día}}{24} = \frac{1555.2 \text{ m}^3}{24}$$

$$\text{Volumen medio horario} = 64.8 \text{ m}^3.$$

Para los intervalos de 0:00 a 6:00 horas y de 18:00 a 24:00
horas, entrará en cada hora:

$$\frac{15 \times 3600}{1000} = 54 \text{ m}^3$$

A partir de este momento se inicia la extracción con un - -
gasto que supera al de llenado, abatiéndose el nivel del agua -
hasta el vacío total, el cual ocurre en el cruce de los dos - -
diagramas. Para cubrir estas demandas se requiere un volumen de
reserva que cubra el máximo déficit $V_{CD} = 550.8 \text{ m}^3$, que ocurri-
rá a las 15:00 horas.

De 0:00 a 15:00 horas.

Entradas:

$$\text{presa } \frac{(15 \times 15) \times 60 \times 60}{1000} = 810 \text{ m}^3$$

$$810 + 194.4 = 1004.4 \text{ m}^3$$

$$\text{pozo } \frac{(6 \times 9) \times 60 \times 60}{1000} = 194.4 \text{ m}^3$$

salidas:

$$1555.2 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen máximo deficitario } V_{CD} = 1555.2 - 1004.4 = 550.8 \text{ m}^3$$

Por consiguiente el volumen necesario para el cárcamo (V), -
será:

$$V_1 = (\text{Volumen máximo excedente} + \text{volumen máximo deficitario})$$

$$V_1 = (V_{AB} + V_{CD}) = (399.6 \text{ m}^3 + 550.8 \text{ m}^3) = 950.4 \text{ m}^3.$$

Este volumen permanecerá en el depósito de las 15:00 horas-
hasta las 7:00 horas de la mañana siguiente, además del llenado
de 0:00 horas a 7:00 horas.

En relación de porcentajes:

$$\frac{100}{64.8} = \frac{X}{54} \quad \text{Donde } X = \frac{54 \times (100)}{64.8} = 83.3\%$$

Para el intervalo de 6:00 a 18:00 horas entrará cada hora:

$$\frac{(15 + 6) \times 3600}{1000} = 75.6 \text{ m}^3$$

Expresado en porcentaje:

$$\frac{100}{64.8} = \frac{X}{75.6} \quad X = \frac{75.6 \times 100}{64.8} = 116.7\%$$

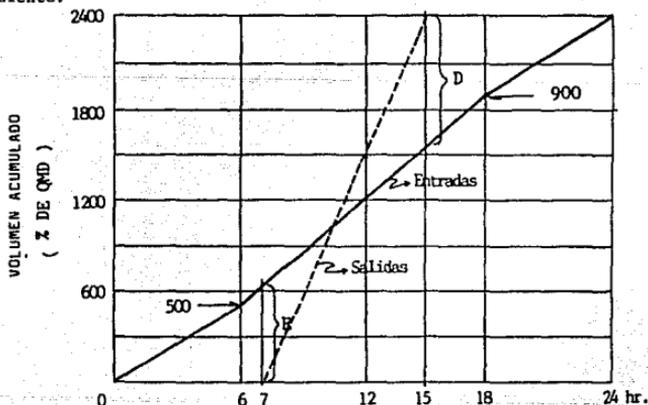
Comprobando:

$$\text{De } 0 - 6 \text{ hr } 83.3 (6) = 499.8$$

$$\text{De } 6 - 18 \text{ hr } 116.7 (12) = 1400.4$$

$$\text{De } 18 - 24 \text{ hr } 83.3 (6) = 499.8$$
$$\hline 2400 \%$$

La determinación del volumen de máximo excedente (E), así como el de máximo déficit (D), es consecuencia de la tabla siguiente:



Como se aprecia el máximo excedente (E), se presenta a las-
7:00 hr.

ENTRADAS:

$$\text{De 0 a 6 hr. } 83.33 \times 6 = 500$$

$$\text{De 6 a 7 hr. } 116.7 \times 1 = \frac{116.7}{616.7 \%}$$

SALIDAS:

$$\text{A las 7 hr. } = 0 \%$$

$$\therefore E = 616.7 - 0 = 616.7 \%$$

El máximo déficit (D), ocurre a las 15:00 horas.

ENTRADAS:

$$\text{De 0 a 6 hr. } 83.33 \times 6 = 500$$

$$\text{De 6 a 15 hr. } 116.7 \times 9 = \frac{1050}{1550 \%}$$

SALIDAS:

$$\text{A las 15 hr. } = 2400 \%$$

$$\therefore D = 2400 \% - 1550 = 850 \%$$

Así el volumen del cárcamo es:

$$\Psi = V_{mh} \left[\frac{\text{Máx. \% excedente (E)} + \text{Máx. \% déficit (D)}}{100} \right]$$

$$\Psi = 64.8 \left(\frac{616.7 + 850}{100} \right) = 950.4 \text{ m}^3$$

" V_{mh} = Volumen medio horario.

Con objeto de generalizar la secuela de cálculo para cualquier régimen de demandas y de aportaciones, éstas, se tabulan de la siguiente manera:

EN FUNCION DE VOLUMENES

HORA	ENTRADA	SALIDAS	DIFERENCIA	DIFERENCIA ACUMULADA
0 - 1	+ 54		+ 54	+ 54
1 - 2	+ 54		+ 54	+ 108
2 - 3	+ 54		+ 54	+ 162
3 - 4	+ 54		+ 54	+ 216
4 - 5	+ 54		+ 54	+ 270
5 - 6	+ 54		+ 54	+ 324
6 - 7	+ 75.6		+ 75.6	+ 399.6 *
7 - 8	+ 75.6	- 194.4	- 118.8	+ 280.8
8 - 9	+ 75.6	- 194.4	- 118.8	+ 162.0
9 - 10	+ 75.6	- 194.4	- 118.8	+ 43.2
10 - 11	+ 75.6	- 194.4	- 118.8	- 75.6
11 - 12	+ 75.6	- 194.4	- 118.8	- 155.4
12 - 13	+ 75.6	- 194.4	- 118.8	- 313.2
13 - 14	+ 75.6	- 194.4	- 118.8	- 432
14 - 15	+ 75.6	- 194.4	- 118.8	- 550.8 **
15 - 16	+ 75.6		+ 75.6	- 475.2
16 - 17	+ 75.6		+ 75.6	- 399.6
17 - 18	+ 75.6		+ 75.6	- 324.0
18 - 19	+ 54		+ 54	- 270.0
19 - 20	+ 54		+ 54	- 216.0
20 - 21	+ 54		+ 54	- 162.0
21 - 22	+ 54		+ 54	- 108.0
22 - 23	+ 54		+ 54	- 54.0
23 - 24	+ 54		+ 54	- 0.0

* MAXIMO EXCEDENTE (E).

** MAXIMO DEFICIT (D).

VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DEL CARCAMO

$$V_1 = 399.6 + 550.8 = 950.40 \text{ m}^3$$

EN FUNCION DE PORCENTAJES

HORA	ENTRADAS	SALIDAS	DIFERENCIA	DIFERENCIA ACUMULADA
0 - 1	+ 83.3		+ 83.3	+ 83.3
1 - 2	+ 83.3		+ 83.3	+ 166.6
2 - 3	+ 83.3		+ 83.3	+ 249.9
3 - 4	+ 83.3		+ 83.3	+ 333.2
4 - 5	+ 83.3		+ 83.3	+ 416.5
5 - 6	+ 83.3		+ 83.6	+ 499.8
6 - 7	+ 116.7		+ 116.7	+ 616.5 *
7 - 8	+ 116.7	- 300	- 183.3	+ 433.2
8 - 9	+ 116.7	- 300	- 183.3	+ 249.9
9 - 10	+ 116.7	- 300	- 183.3	+ 66.6
10 - 11	+ 116.7	- 300	- 183.3	- 116.7
11 - 12	+ 116.7	- 300	- 183.3	- 300.0
12 - 13	+ 116.7	- 300	- 183.3	- 483.3
13 - 14	+ 116.7	- 300	- 183.3	- 666.6
14 - 15	+ 116.7	- 300	- 183.3	- 849.9 **
15 - 16	+ 116.7		+ 116.7	- 733.2
16 - 17	+ 116.7		+ 116.7	- 616.5
17 - 18	+ 116.7		+ 116.7	- 499.8
18 - 19	+ 83.3		+ 83.3	- 416.5
19 - 20	+ 83.3		+ 83.3	- 333.2
20 - 21	+ 83.3		+ 83.3	- 249.9
21 - 22	+ 83.3		+ 83.3	- 166.6
22 - 23	+ 83.3		+ 83.3	- 83.0
23 - 24	+ 83.3		+ 83.3	- 0.0

* MAXIMO EXCEDENTE (E).

** MAXIMO DEFICIT (D).

$$V_1 = 64.8 \left(\frac{616.5 + 849.9}{100} \right)$$

$$V_1 = 64.8 \times 14.644 = 950.23 \text{ m}^3$$

Para determinar la capacidad de tanque regulador, se utiliza cualquiera de los procedimientos indicados para el cárcamo - de bombeo. Tomando en cuenta que las salidas del cárcamo se convierten en aportaciones para el tanque y las demandas se obtienen directamente del centro de consumo.

EN FUNCION DE PORCENTAJES

HORA	APORTACION	DEMANDA	DIFERENCIA	DIFERENCIA ACUMULADA
0 - 1		- 40	- 40	- 40
1 - 2		- 40	- 40	- 80
2 - 3		- 40	- 40	- 120
3 - 4		- 40	- 40	- 160
4 - 5		- 60	- 60	- 220
5 - 6		- 60	- 60	- 280
6 - 7		- 110	- 110	- 390 **
7 - 8	+ 300	- 110	+ 190	- 200
8 - 9	+ 300	- 145	+ 155	- 45
9 - 10	+ 300	- 145	+ 155	+ 110
10 - 11	+ 300	- 140	+ 160	+ 270
11 - 12	+ 300	- 140	+ 160	+ 430
12 - 13	+ 300	- 145	+ 155	+ 585
13 - 14	+ 300	- 145	+ 155	+ 740
14 - 15	+ 300	- 130	+ 270	+ 910 *
15 - 16		- 130	- 130	+ 780
16 - 17		- 140	- 140	+ 640
17 - 18		- 140	- 140	+ 500
18 - 19		- 115	- 115	+ 385
19 - 20		- 115	- 115	+ 270
20 - 21		- 75	- 75	+ 195
21 - 22		- 75	- 75	+ 120
22 - 23		- 60	- 60	+ 60
23 - 24		- 60	- 60	+ 0

* MAXIMO EXCEDENTE (E).

** MAXIMO DEFICIT (D).

$$V_2 = 64.8 \left(\frac{390 + 910}{100} \right) \quad V_2 = 842.4 \text{ m}^3$$

Del ejemplo anterior se desprende que el volumen es función de los gastos de aportación y demanda, así como de su comportamiento dentro del intervalo de tiempo considerado.

Para un caso particular, es decir, considerando un régimen permanente de demandas, se puede determinar el volumen de almacenamiento para diferentes regímenes de aportación.

En la tabla siguiente, se ha considerado que las aportaciones son:

- 1er. caso: 24 horas continuas.
- 2º. caso: 20 horas diarias, continuas de 4 a 24 horas.
- 3er. caso: 16 horas diarias, continuas de 6 a 22 horas.
- 4º. caso: 12 horas diarias, continuas de 6 a 18 horas.
- 5º. caso: 8 horas diarias, continuas de 6 a 14 horas.

Concentrando la información se tiene:

$$V = V_{mh} \left[\frac{D\% + E\%}{100} \right]$$

Si se expresa el V_{mh} en función del gasto (Q):

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

Donde: t = tiempo

$$V = Qt$$

$$V = Qt \left[\frac{D\% + E\%}{100} \right]$$

Luego se convierte a las unidades correspondientes:

$$V = Q \left[\frac{1}{s} \right] t [\text{hr}] \frac{\frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ hr}}}{\frac{1000 \text{ l}}{1 \text{ m}^3}} \left[\frac{D\% + E\%}{100} \right]$$

Si se considera que el gasto (Q), es el máximo diario (QMD)
entonces el volumen total es:

$$V = 3.6 \text{ QMD} \left[\frac{D + E}{100} \right]$$

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE REGULARIZACION PARA DIFERENTES PERIODOS DE BOMBEO¹

HORAS	DEMANDA EN %	PARA 24 HR.			PARA 20 HR.			PARA 16 HR.			PARA 12 HR.			PARA 8 HR.		
		A	DIF.	DIF. A	A	DIF.	DIF. A	A	DIF.	DIF. A	A	DIF.	DIF. A	A	DIF.	DIF. A
		%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0 - 1	45	100	+ 55	+ 55	0	- 45	- 45	0	- 45	- 45	0	- 45	- 45	0	- 45	- 45
1 - 2	45	100	+ 55	+ 110	0	- 45	- 90	0	- 45	- 90	0	- 45	- 90	0	- 45	- 90
2 - 3	45	100	+ 55	+ 165	0	- 45	- 135	0	- 45	- 135	0	- 45	- 135	0	- 45	- 135
3 - 4	45	100	+ 55	+ 220	0	- 45	- 180	0	- 45	- 180	0	- 45	- 180	0	- 45	- 180
4 - 5	45	100	+ 55	+ 275	120	+ 75	- 105	0	- 45	- 225	0	- 45	- 225	0	- 45	- 225
5 - 6	60	100	+ 40	+ 315	120	+ 60	- 45	0	- 60	- 285**	0	- 60	- 285**	0	- 60	- 285**
6 - 7	90	100	+ 10	+ 325*	120	+ 30	- 15	150	+ 60	- 225	200	+ 110	- 175	300	+ 210	- 75
7 - 8	135	100	- 35	+ 290	120	- 15	- 30	150	+ 15	- 210	200	+ 65	- 110	300	+ 165	+ 90
8 - 9	150	100	- 50	+ 240	120	- 30	- 60	150	0	- 210	200	+ 50	- 60	300	+ 150	+ 240
9 - 10	150	100	- 50	+ 190	120	- 30	- 90	150	0	- 210	200	+ 50	- 10	300	+ 150	+ 300
10 - 11	150	100	- 50	+ 140	120	- 30	- 120	150	0	- 210	200	+ 50	+ 40	300	+ 150	+ 540
11 - 12	140	100	- 40	+ 100	120	- 20	- 140	150	+ 10	- 200	200	+ 60	+ 100	300	+ 160	+ 700
12 - 13	120	100	- 20	+ 80	120	0	- 140	150	+ 30	- 170	200	+ 80	+ 180	300	+ 180	+ 880
13 - 14	140	100	- 40	+ 40	120	- 20	- 160	150	+ 10	- 160	200	+ 60	+ 240	300	+ 160	+ 1040*
14 - 15	140	100	- 40	0	120	- 20	- 180	150	+ 10	- 150	200	+ 60	+ 300	0	- 140	+ 900
15 - 16	130	100	- 30	- 30	120	- 10	- 190	150	+ 20	- 130	200	+ 70	+ 370	0	- 130	+ 770
16 - 17	130	100	- 30	- 60	120	- 10	- 200**	150	+ 20	- 110	200	+ 70	+ 440	0	- 130	+ 640
17 - 18	120	100	- 20	- 80**	120	0	- 200	150	+ 30	- 80	200	+ 80	+ 520*	0	- 120	+ 520
18 - 19	100	100	0	- 80	120	+ 20	- 180	150	+ 50	- 30	0	- 100	+ 420	0	- 100	+ 420
19 - 20	100	100	0	- 80	120	+ 20	- 160	150	+ 50	+ 20	0	- 100	+ 320	0	- 100	+ 320
20 - 21	90	100	+ 10	- 70	120	+ 30	- 130	150	+ 60	+ 80	0	- 90	+ 230	0	- 90	+ 230
21 - 22	90	100	+ 10	- 60	120	+ 30	- 100	150	+ 60	+ 140*	0	- 90	+ 140	0	- 90	+ 140
22 - 23	80	100	+ 20	- 40	120	+ 40	- 60	0	- 80	+ 60	0	- 80	+ 60	0	- 80	+ 60
23 - 24	60	100	+ 40	0	120	+ 60	0	0	- 60	0	0	- 60	0	0	- 60	0

A = AFORTACION EN %.
 DIF. = DIFERENCIA ENTRE LA AFORTACION (+) Y LA DEMANDA (-), EN %.
 DIF. A = DIFERENCIA ACUMULADA EN %.

* MAXIMO EXCEDENTE (E).
 ** MAXIMO DEFICIT (D).

CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE REGULARIZACION PARA DIFERENTES PERIODOS DE BOMBEO¹

HORAS	DEMANDA EN %	PARA 24 HR.			PARA 20 HR.			PARA 16 HR.			PARA 12 HR.			PARA 8 HR.		
		A	DIF.	DIF. A	A	DIF.	DIF. A	A	DIF.	DIF. A	A	DIF.	DIF. A	A	DIF.	DIF. A
		%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
0 - 1	45	100	+ 55	+ 55	0	- 45	- 45	0	- 45	- 45	0	- 45	- 45	0	- 45	- 45
1 - 2	45	100	+ 55	+ 110	0	- 45	- 90	0	- 45	- 90	0	- 45	- 90	0	- 45	- 90
2 - 3	45	100	+ 55	+ 165	0	- 45	- 135	0	- 45	- 135	0	- 45	- 135	0	- 45	- 135
3 - 4	45	100	+ 55	+ 220	0	- 45	- 180	0	- 45	- 180	0	- 45	- 180	0	- 45	- 180
4 - 5	45	100	+ 55	+ 275	120	+ 75	- 105	0	- 45	- 225	0	- 45	- 225	0	- 45	- 225
5 - 6	60	100	+ 40	+ 315	120	+ 60	- 45	0	- 60	- 285**	0	- 60	- 285**	0	- 60	- 285**
6 - 7	90	100	+ 10	+ 325*	120	+ 30	- 15	150	+ 60	- 225	200	+ 110	- 175	300	+ 210	- 75
7 - 8	135	100	- 35	+ 290	120	- 15	- 30	150	+ 15	- 210	200	+ 65	- 110	300	+ 165	+ 90
8 - 9	150	100	- 50	+ 240	120	- 30	- 60	150	0	- 210	200	+ 50	- 60	300	+ 150	+ 240
9 - 10	150	100	- 50	+ 190	120	- 30	- 90	150	0	- 210	200	+ 50	- 10	300	+ 150	+ 390
10 - 11	150	100	- 50	+ 140	120	- 30	- 120	150	0	- 210	200	+ 50	+ 40	300	+ 150	+ 540
11 - 12	140	100	- 40	+ 100	120	- 20	- 140	150	+ 10	- 200	200	+ 60	+ 100	300	+ 160	+ 700
12 - 13	120	100	- 30	+ 80	120	0	- 140	150	+ 30	- 170	200	+ 80	+ 180	300	+ 180	+ 880
13 - 14	140	100	- 40	+ 40	120	- 20	- 160	150	+ 10	- 160	200	+ 60	+ 240	300	+ 160	+ 1040*
14 - 15	140	100	- 40	0	120	- 30	- 180	150	+ 10	- 150	200	+ 60	+ 300	0	- 140	+ 900
15 - 16	130	100	- 30	- 30	120	- 10	- 190	150	+ 20	- 130	200	+ 70	+ 370	0	- 130	+ 770
16 - 17	130	100	- 30	- 60	120	- 10	- 200**	150	+ 20	- 110	200	+ 70	+ 440	0	- 130	+ 640
17 - 18	120	100	- 20	- 80**	120	0	- 200	150	+ 30	- 80	200	+ 80	+ 530*	0	- 120	+ 530
18 - 19	100	100	0	- 90	120	+ 20	- 180	150	+ 50	- 30	0	- 100	+ 420	0	- 100	+ 420
19 - 20	100	100	0	- 80	120	+ 20	- 160	150	+ 50	+ 20	0	- 100	+ 320	0	- 100	+ 320
20 - 21	90	100	+ 10	- 70	120	+ 30	- 130	150	+ 60	+ 80	0	- 90	+ 230	0	- 90	+ 230
21 - 22	90	100	+ 10	- 60	120	+ 30	- 100	150	+ 60	+ 140*	0	- 90	+ 140	0	- 90	+ 140
22 - 23	80	100	+ 20	- 40	120	+ 40	- 60	0	- 80	+ 60	0	- 80	+ 60	0	- 80	+ 60
23 - 24	60	100	+ 40	0	120	+ 60	0	0	- 60	0	0	- 60	0	0	- 60	0

A = APORTACION EN %.

DIF. = DIFERENCIA ENTRE LA APORTACION (+) Y LA DEMANDA (-), EN %.

DIF. A = DIFERENCIA ACUMULADA EN %.

* MAXIMO EXCEDENTE (E).

** MAXIMO DEFICIT (D).

Finalmente, para un cierto QMD, en l/s se obtiene un volumen que es función del periodo de bombeo.

$$\text{Bombeo 24 hr: } V = QMD \times 3.6 (3.25 + 0.80) = QMD \times 3.6 \times 4.05 = 14.58 \times QMD$$

$$\text{Bombeo 20 hr: } V = QMD \times 3.6 (2.00 + 0.00) = QMD \times 3.6 \times 2.00 = 7.20 \times QMD$$

$$\text{Bombeo 16 hr: } V = QMD \times 3.6 (2.85 + 1.40) = QMD \times 3.6 \times 4.25 = 15.30 \times QMD$$

$$\text{Bombeo 12 hr: } V = QMD \times 3.6 (2.85 + 5.20) = QMD \times 3.6 \times 8.05 = 28.98 \times QMD$$

$$\text{Bombeo 8 hr: } V = QMD \times 3.6 (2.85 + 10.40) = QMD \times 3.6 \times 13.25 = 47.70 \times QMD$$

4.6.3 Sección económica para un tanque regulador de forma prismática

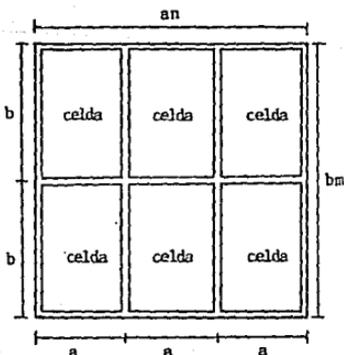
En los problemas de diseño, cuando se tiene un volumen por almacenar es conveniente fijar los parámetros del área y proponer la altura (tirante "Y") que cumpla con dicho volumen:

a) Superficie del tanque (S)

$$S = \frac{\text{volumen que se va almacenar (V)}}{\text{espesor de lámina (Y)}}$$

también de la fig.

$$S = (an) (bm)$$



donde:

a y b largo y ancho de cada celda respectivamente siendo las variables a minimizar para que el tanque sea económico.

n = número de celdas por hilera.

m = número de hileras.

nm = número de total de celdas.

De la figura:

$$n = 3$$

$$m = 2$$

Es importante mencionar que este análisis deja fuera al -- proceso constructivo y sólo incluye la cantidad de material. -- Así para una superficie dada, el perímetro mínimo representa el diseño más económico.

b) Perímetro del tanque (P).

El perímetro expresado en su forma general para el tipo- de tanques mostrado en la figura anterior es:

$$P = an(m + 1) + bm(n + 1)$$

c) Aplicando el criterio de máximos y mínimos se tiene:

$$S = (an)(bm)$$

$$bm = \frac{S}{an}$$

sustituyendo (bm) en la expresión del perímetro

$$P = an(m + 1) + \frac{S}{an}(n + 1)$$

Derivando con respecto a la variable (a) queda:

$$\frac{dp}{da} = n(m + 1) - \frac{S(n + 1)}{a^2 n}$$

La segunda derivada es positiva $\frac{d^2p}{da^2}$, lo cual garantiza que es un mínimo, igualando a cero y despejando (a).

$$an(m + 1) - \frac{S}{an}(n + 1) = 0$$

$$an(m + 1) = \frac{S}{an}(n + 1)$$

$$a' = \frac{S(n+1)}{n^2(m+1)}$$

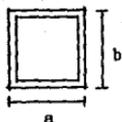
$$a = \sqrt{\frac{S(n+1)}{n^2(m+1)}}$$

De manera análoga encontramos que para (b) la expresión es:

$$b = \sqrt{\frac{S(m+1)}{m^2(n+1)}}$$

d) Casos comunes:

tanque de una sola celda



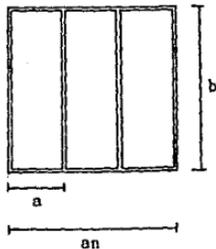
$$n = 1$$

$$m = 1$$

$$a = \sqrt{S}$$

$$b = \sqrt{S}$$

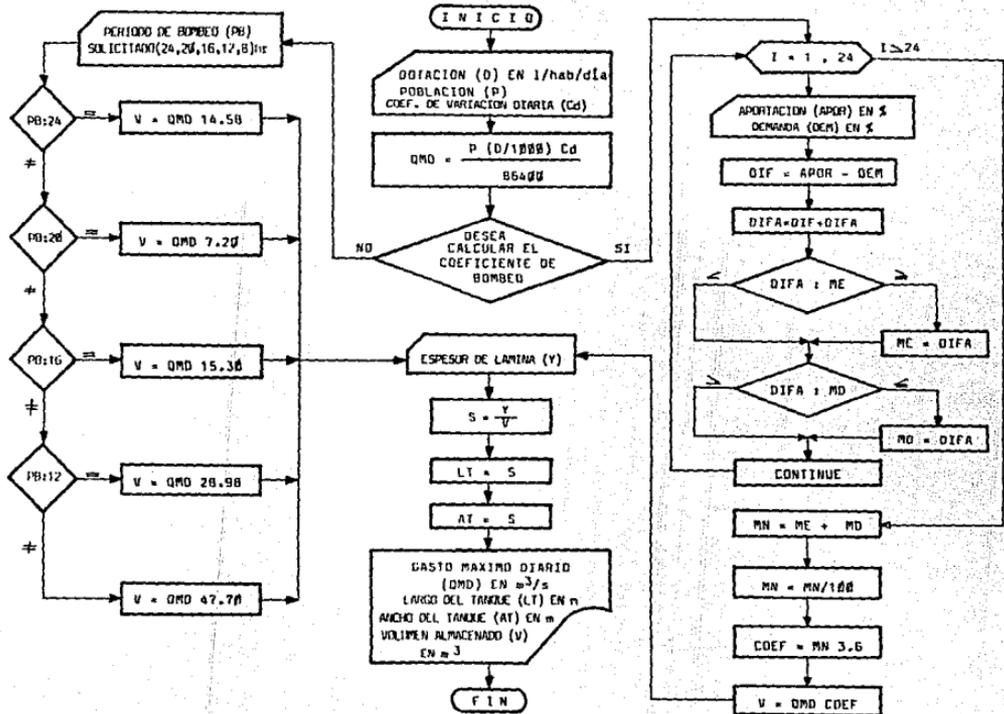
tanque con varias celdas y una sola hilera.¹⁷



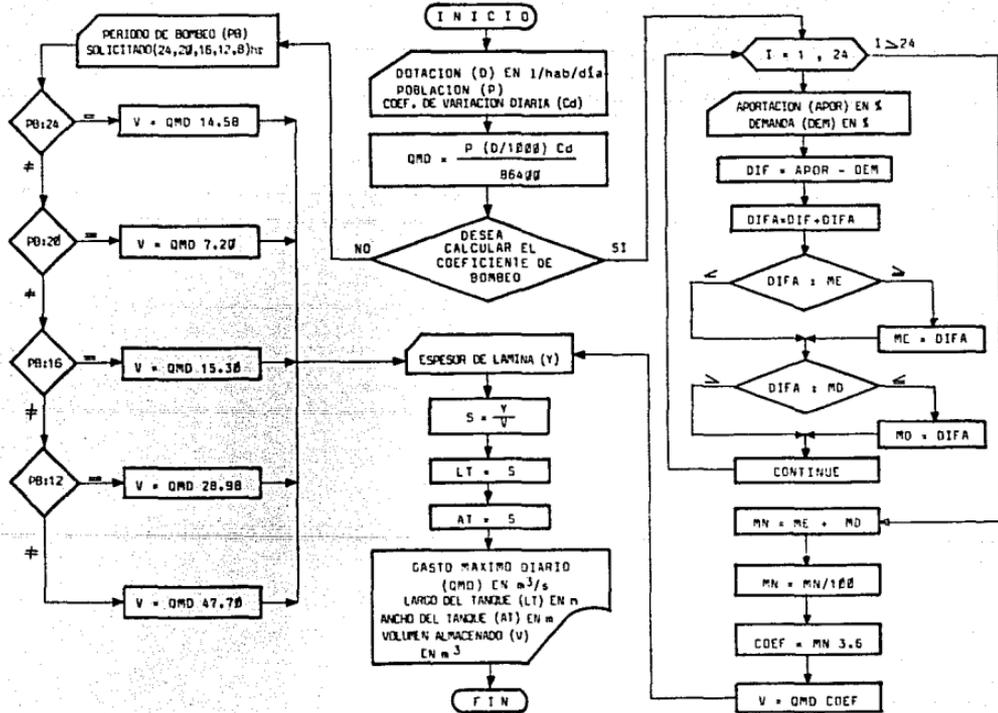
$$a = \frac{\sqrt{2S(n+1)}}{2n}$$

$$b = \sqrt{\frac{2S}{(n+1)}}$$

DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE REGULADOR



DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE REGULADOR



CAPITULO V: D I S T R I B U C I O N

5.1. INTRODUCCION

En este capítulo la programación lineal tiene su mayor aplicación. En base a ésta, se propone un modelo cuyo objetivo es el diseño económico y funcional.

La distribución es la culminación de todo el sistema, - - - consiste en un conjunto de obras, equipos y servicios destinados al abastecimiento de agua potable de una comunidad.

Es necesario entregar el agua al consumidor en forma continua con la cantidad adecuada y una presión satisfactoria. Esto se efectúa a través de hidrantes para toma pública, o bien, - - - como sucede en la mayoría de los casos por medio de tomas domiciliarias.

Con el fin de tener un panorama que permita elegir una solución real, se presentan algunos tipos de tuberías y accesorios manejados en el mercado nacional.

Finalmente se dan algunas recomendaciones para el correcto funcionamiento de la red.

5.2 CLASIFICACION DE TUBERIAS

Cuando el trazo de las calles forme una malla que permita - instalar circuitos, éstos se localizan en las calles más densamente pobladas. Si la disposición de la población es tal que no permita formar circuitos como en el caso de poblaciones alargadas la tubería principal queda en línea abierta.

Los conductos que forman la red de distribución se clasifican en:

Líneas de alimentación, tuberías principales o troncales, - líneas abiertas y líneas secundarias o de relleno.

Las líneas de alimentación son tuberías sin servicio en - ruta (es decir, no cuentan con inserciones para tomas domicilia - rias o conexiones para otras tuberías), suministran el agua a - la red partiendo de un tanque, fuente o línea de conducción. - Terminan en el nudo donde se hace la primera derivación de la - red.

Las líneas principales o troncales, siguen en importancia - en cuanto al gasto que por ellas circula, sirven para formar -- los circuitos. Estas tuberías se localizan a distancias unas de - otras, entre 400 y 700 metros.¹⁴ A estas líneas se conectan las - líneas abiertas y las líneas secundarias o de relleno.

Las líneas de red abierta, son tuberías que no forman - - circuitos; alimentan a zonas muy pequeñas o zonas aisladas.

Las líneas secundarias o de relleno son tuberías que van -- conectadas a los circuitos y entre ellas mismas conformando la - red que distribuirá el gasto por las diferentes calles compren - didas dentro del circuito.

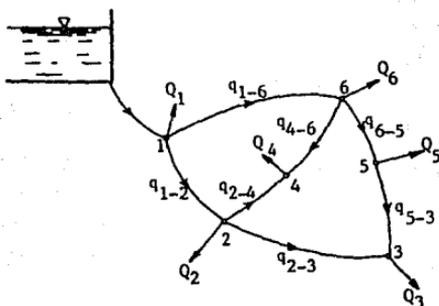
5.3 REQUISITOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE LA RED

A) Características topográficas del lugar. Cotas del terre - no (carga de posición Z) obtenidas de las curvas de - -- nivel. Para que el modelo funcione es necesario que - -- estas cargas sean más o menos uniforme.

- B) Nudos. Son puntos terminales, donde concurren dos o más tuberías principales, o bien donde exista cambio de diámetro o rugosidad en los cuales interesa conocer su carga disponible.
- C) Tramos de la red. Son componentes del circuito limitados por nudos.
- D) Coeficiente de fricción. Los fabricantes de tuberías -- proporcionan en sus manuales los valores de dicho coeficiente, de acuerdo al material empleado. Para el análisis del modelo se utiliza el coeficiente de fricción de Manning (n).
- E) Gasto requerido. Para el diseño de la red se utiliza el gasto máximo horario (Q_{MH}).
- F) Demandas. Las salidas en los nudos se obtienen reuniendo en grupos la demanda de cada usuario. Con la densidad de población y la dotación se procede a acumular gastos por áreas, asignadas a cada nudo.
- G) Cargas de presión. Máxima ($P/\gamma_{\text{máx.}}$) y mínima ($P/\gamma_{\text{mín.}}$) permisibles. Estas quedarán definidas por la magnitud -- del proyecto.

5.4 REDES CERRADAS

Se conoce como red cerrada aquella en la cual los conductos que la componen se cierran formando circuitos.



EJEMPLO DE RED CERRADA

Las ecuaciones que rigen este tipo de red son: La de nudo y pérdida de energía.

a) Ecuación de nudo. Por razones de continuidad en cada nudo de la red se debe satisfacer que:

$$\sum_{j \in i} Q_{ij} + Q_i = 0 \quad \text{para } i = 1, \dots, r$$

Donde: Q_{ij} = gasto que va del nudo j al nudo i (negativo si llega al nudo y positivo si sale).

Q_i = gasto que sale o entra al nudo i (con la misma convención de signos).

r = número de nudos existentes en la red.

El símbolo $j \in i$ se lee "para todos los nudos j conectados al

nudo i a través de un tubo.

- b) Ecuación de pérdida de energía. La pérdida por fricción en cada tramo se obtiene mediante expresiones establecidas por diversos autores, las más usuales son:

Darcy-Weisbach.

$$h_f = \frac{f}{12.1026 D^5} L Q^2$$

Manning.

$$h_f = \frac{10.2936 n^2}{D^{16/3}} L Q^2$$

Hazen-Williams.

$$h_f = \frac{10.6258}{C^{1.85} D^{4.87}} L Q^{1.85}$$

Donde: f, n, C = coeficiente de fricción, correspondiente a cada autor.

h_f = pérdida por fricción en cada tramo.

D = diámetro de la tubería.

L = longitud en cada tramo.

Q = gasto requerido por tramo.

Se acostumbra manejar las expresiones anteriores en la forma general $h_f = K_d Q^m$. Aquí K_d agrupa el coeficiente de fricción, el diámetro, la longitud y un valor constante. La K_d utilizada en el tema de distribución engloba también a L , diferenciándose de la K_c usada en conducción. Esto es por conveniencia. En la tabla siguiente se aprecia el valor de K_d y el de m , asignados a los autores ya citados.

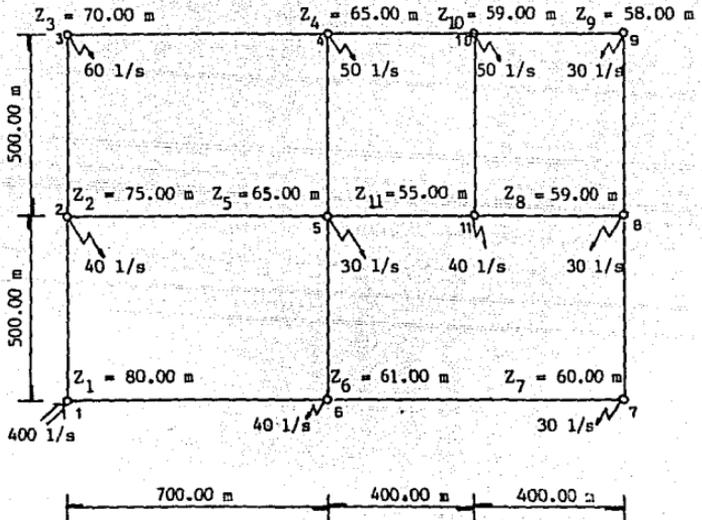
A U T O R	K_d	m
DARCY-WEISBACH	$\frac{f L}{12.1026 D^5}$	2
MANNING	$\frac{10.2936 n^2 L}{D^{16/3}}$	2
HAZEN-WILLIAMS	$\frac{10.6258 L}{C^{1.85} D^{4.87}}$	1.85

5.5 DISEÑO DEL MODELO PARA UNA RED CERRADA

Para llevar a cabo el diseño es necesario explicar los términos involucrados, haciendo un desglose de cada uno de ellos.

- Nudo frontera. Es aquel donde se alimenta a la red y el nudo más alejado a éste.
- Cargas de presión. La carga piezométrica está constituida por $(Z + P/\gamma)$. El valor de Z es la cota del terreno, mientras que P/γ está condicionada según los valores mínimo $(\frac{P}{\gamma}_{\min})$ y máximo $(\frac{P}{\gamma}_{\max})$ establecidos -

Enseguida se presenta un ejemplo con el fin de explicar el procedimiento:



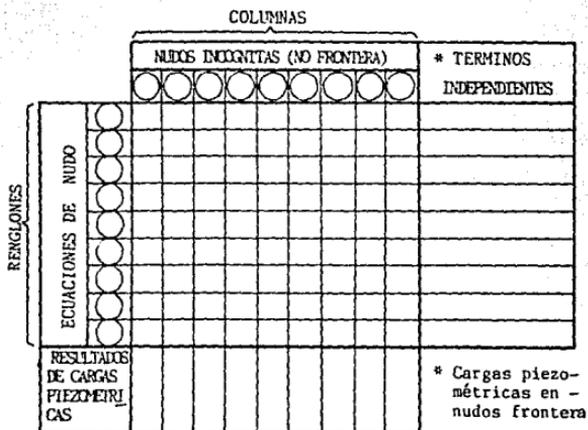
5.5.1 Carga piezométrica en nudos frontera

Para el ejemplo se proponen en los nudos frontera (1 y 9) - los valores mostrados.

NUDO FRONTERA	Z	P/γ	$Z + P/\gamma$
ALIMENTACION (1)	80	20	100
MAS ALEJADO (9)	58	15	73

5.5.2. Matriz de nudos

Una vez establecidas las cargas piezométricas en los nudos-frontera se procede a la formación de la matriz. A continuación se explican los elementos que conforman dicha matriz:



Las cargas piezométricas de los nudos frontera corresponden a los términos independientes.

En las columnas y renglones de la matriz se ubica la numeración de todos los nudos exceptuando los frontera.

La matriz se completa por renglón, haciendo un análisis por cada uno de los nudos no frontera. Es decir, por cada nudo -- anotado en la columna:

- 1º) Se cuenta el número de nudos que concurren a él, registrando el valor en la intersección correspondiente.
- 2º) Se revisa cada nudo contiguo. Si alguno es nudo frontera

ra se marca su carga piezométrica en la columna de -- términos independientes. En caso contrario, se escriben menos uno (-1) en la columna de ese nudo contiguo.

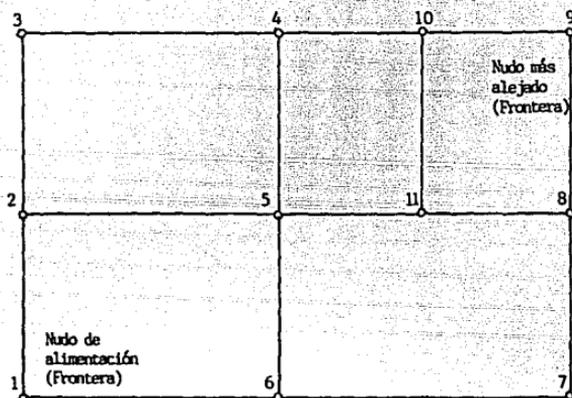
3º) Los espacios restantes se marcan con ceros.

Para entender la mecánica del procedimiento, se analizan -- los nudos 2 y 5.

		NUDOS INCOGNITAS (NO FRONTERA)									TERMINOS INDEPENDIENTES
		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(10)	(11)	
ECUACIONES DE NUDO	(2)	3	-1		-1						100
	(3)										
	(4)										
	(5)	-1		-1	4	-1				-1	
	(6)										
	(7)										
	(8)										
	(10)										
	(11)										
	RESULTADOS DE CARGAS PIEZOMETRICAS										

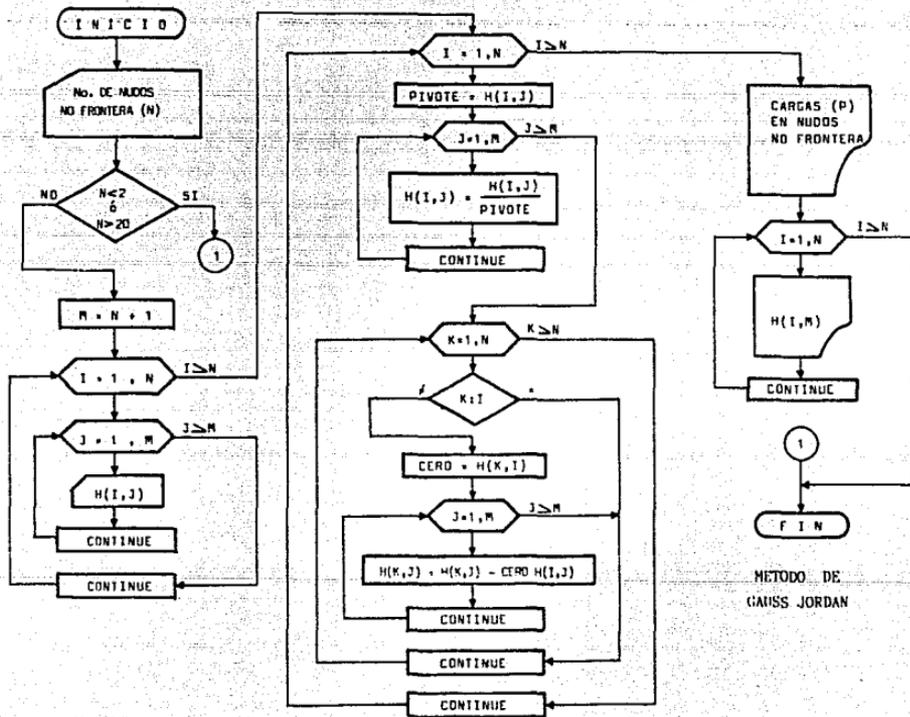
Nudo 2. A él llegan 3 nudos (1,3,5), el 1 es frontera, por lo cual su carga piezométrica (100) se ubica en la columna de -- términos independientes; el 3 es nudo no frontera, por lo que -- se anota un (-1) en su columna, lo mismo ocurre para el nudo 5.

Nudo 5. A éste concurren 4 nudos (2,4,6,11), todos ellos -- nudos no frontera, por lo tanto se ubican sendos (-1).



5.5.3 Solución de la matriz de nudos

Una vez establecida la matriz, ésta se resuelve. En este -- caso se emplea el método propuesto por Gauss-Jordan, el cual -- tiene la particularidad de resolver sistemas de ecuaciones -- lineales con los elementos diagonales pesados con respecto al -- resto. Enseguida se presenta el diagrama de flujo así como la -- codificación aplicada al ejemplo.



METODO DE
GAUSS JORDAN

```
10 CLEAR
20 INPUT "No. de Nudos no frontera";N
30 IF N < 2 OR N > 20 THEN 290
40 M=N+1
50 FOR I=1 TO N
60   FOR J=1 TO M
70     READ H(I,J)
80   NEXT J
90 NEXT I
100 FOR I=1 TO N
110   PIVOTE=H(I,1)
120   FOR J=1 TO M
130     H(I,J)=H(I,J)/PIVOTE
140   NEXT J
150   FOR I=1 TO N
160     IF I=I THEN 210
170     CERO=H(K,I)
180     FOR J=1 TO M
190       H(K,J)=H(K,J)-CERO*H(I,J)
200     NEXT J
210   NEXT K
220 NEXT I
230 PRINT
240 PRINT "CARGAS PIEZOMETRICAS EN NUDDOS NO FRONTERA"
250 PRINT
260 FOR I=1 TO N
261 READ A
270 PRINT "          h(";A;")=";";PRINT USING "###.####";H(I,M);PRINT " m"
280 NEXT I
290 END
300 DATA 3, -1,0, -1,0,0,0,0,0,0,100
310 DATA -1,2,-1,0,0,0,0,0,0,0,0
320 DATA 0,-1,3,-1,0,0,0,-1,0,0,0
330 DATA -1,0,-1,3,-1,0,0,0,-1,0,0
340 DATA 0,0,0,-1,3,-1,0,0,0,0,100
350 DATA 0,0,0,0,-1,2,-1,0,0,0,0
360 DATA 0,0,0,0,0,-1,3,0,-1,7,3
370 DATA 0,0,-1,0,0,0,0,3,-1,7,3
380 DATA 0,0,0,-1,0,0,-1,3,0,1,3,0
390 DATA 2,3,4,5,6,7,8,10,11
```

```
Ok
RUN
No. de Nudos no frontera? 9
```

CARGAS PIEZOMETRICAS EN NUDDOS NO FRONTERA

```
h( 2 ) = 92.6484 m
h( 3 ) = 89.4253 m
h( 4 ) = 86.2021 m
h( 5 ) = 88.4800 m
h( 6 ) = 91.5684 m
h( 7 ) = 86.2733 m
h( 8 ) = 89.8821 m
h( 10 ) = 89.7011 m
h( 11 ) = 83.4211 m
```

Ok

		NUDOS INCOGNITAS (NO FRONTERA)									TERMINOS INDEPENDIENTES
		2	3	4	5	6	7	8	10	11	
ECUACIONES DE NUDO	(2)	3	-1	0	-1	0	0	0	0	0	100
	(3)	-1	2	-1	0	0	0	0	0	0	0
	(4)	0	-1	3	-1	0	0	0	-1	0	0
	(5)	-1	0	-1	4	-1	0	0	0	-1	0
	(6)	0	0	0	-1	3	-1	0	0	0	100
	(7)	0	0	0	0	-1	2	-1	0	0	0
	(8)	0	0	0	0	0	-1	3	0	-1	73
	(10)	0	0	-1	0	0	0	0	3	-1	73
	(11)	0	0	0	-1	0	0	-1	-1	3	0
	RESULTADOS DE CARGAS PIEZOMETRICAS		92.6484	89.4653	86.2821	88.4800	91.5684	86.2253	80.8821	80.9011	83.4211

Como se aprecia en la tabla todos los valores de cargas - - piezométricas evaluados están comprendidos en un rango definido por los nudos frontera.

5.5.4 Pendiente hidráulica

Con los resultados obtenidos de las cargas piezométricas, se evalúan las pendientes hidráulicas de cada tramo, definidas por la ecuación:

$$S_{fij} = \frac{|h_i - h_j|}{L_{ij}}$$

Donde:

S_{fij} = Pendiente hidráulica en el tramo ij.

h_i = Carga piezométrica en el nudo i.

h_j = Carga piezométrica en el nudo j.

L_{ij} = Longitud del tramo ij.

Aplicando la expresión anterior al tramo 1-2 del ejemplo -
resulta:

$$S_{f\ 1-2} = \frac{|100.00 - 92.6484|}{500.00} = 0.0147$$

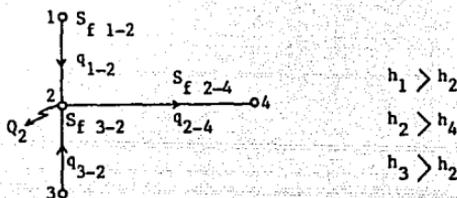
Igualmente se procede con las pendientes de los tramos --
restantes.

5.5.5 Evaluación de gastos

La dirección de los gastos, depende de la magnitud de las -
cargas piezométricas. Esto es, el gasto en cada tramo fluye de-
la carga piezométrica mayor a la menor.

La distribución se efectúa en forma proporcional a las --
pendientes hidráulicas ya evaluadas . La condición para reali-
zarla es que se conozcan los gastos que salen de cada nudo.

Para ilustrar esto se recurre a un caso general con las — características mostradas:



Pendientes:

$S_f 1-2$, $S_f 2-4$, $S_f 3-2$

Gastos conocidos:

Q_2 gasto de salida en el nudo 2.

q_{2-4} gasto en el tramo 2-4 (sale del nudo 2)

Gastos a evaluar:

q_{1-2} gasto en el tramo 1-2 (llega al nudo 2)

q_{3-2} gasto en el tramo 3-2 (llega al nudo 2)

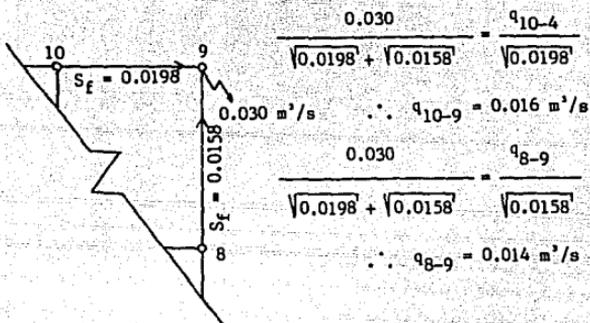
La distribución proporcional se establece con la expresión:

$$\frac{Q_2 + q_{2-4}}{\sqrt{S_f 1-2} + \sqrt{S_f 3-2}} = \frac{q_{1-2}}{\sqrt{S_f 1-2}} = \frac{q_{3-2}}{\sqrt{S_f 3-2}}$$

Esta es consecuencia de la ecuación de continuidad. Notese que las pendientes corresponden a los gastos desconocidos.

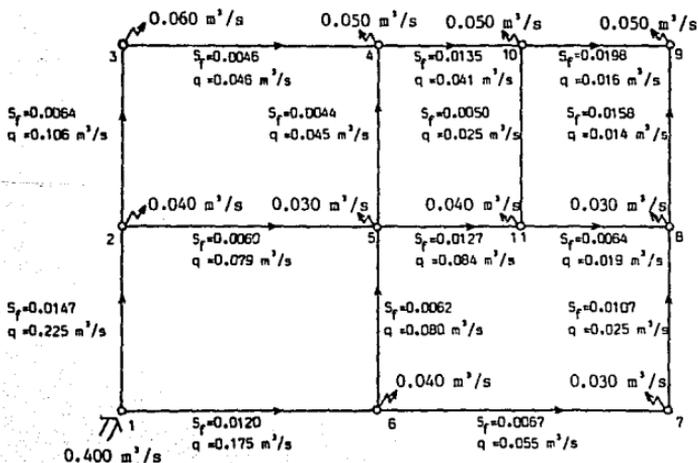
La distribución siempre se inicia en donde se conocen todos los gastos de salida. Esto ocurre para el nudo frontera que se encuentra más alejado con respecto al nudo de alimentación.

Para la red del ejemplo es el nudo (9)



Este proceso se efectúa por cada nudo hasta llegar al de alimentación.

En el esquema aparecen todas las pendientes y gastos de la red.



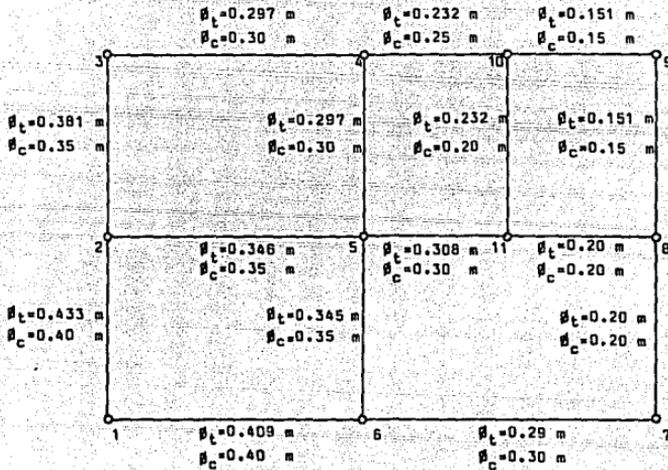
5.5.6 Diámetros

El diámetro en los tramos de la red se encuentra despejando dicha variable de la ecuación de pérdida. Así para los autores mencionados se tiene:

AUTOR	DIAMETRO
Darcy Weisbach	$\left[\frac{f}{12.1026 S_f} Q^2 \right]^{1/5}$
Manning	$\left[\frac{10.2936 n^2}{S_f} Q^2 \right]^{3/16}$
Hazen Williams	$\left[\frac{10.6258}{C^{1.85} S_f} Q^{1.85} \right]^{1/4.87}$

Estos diámetros son teóricos. Por esta razón deben ajustarse a un diámetro comercial inmediato superior o bien a criterio del proyectista. Sin olvidar que la red debe ser telescópica.

Los diámetros comerciales adoptados en base a los teóricos para el ejemplo son:



β_t = DIAMETRO TEORICO.

β_c = DIAMETRO COMERCIAL.

5.5.7 Ajuste y revisión de la red

Hasta ahora se conocen los gastos que entran o salen de la red; así como la longitud, diámetro y rugosidad de los tubos, quedando por determinar los gastos que circulan en los tramos de la red y las cargas de presión en los nudos de la misma.

Para esto la red se equilibra con algún método. En este caso se emplea un proceso iterativo propuesto por Hardy Cross.

Su empleo comprende lo siguiente:

- a) Se admite en principio una cierta distribución de gastos para el sistema en estudio. En nuestro ejemplo son los gastos evaluados en forma proporcional a las pendientes (vease 5.5.5 Evaluación de gastos).
- b) Se calcula para cada tubería la pérdida de carga h_f , tomando en consideración el coeficiente de fricción. Esta pérdida de carga a lo largo de una tubería se expresa por:

$$h_f = K_d Q^m \quad (\text{Vease 5.4 b. Ecuación de Pérdida de Energía})$$

- c) Se determina la pérdida de carga total en cada circuito.

$$\sum h_f = \sum K_d Q^m$$

- d) También se obtiene por cada circuito.

$$\sum K_d Q^{m-1}$$

e) Se calcula el factor de corrección ΔQ por circuito --
mediante la expresión.

$$\Delta Q = \frac{- \sum k_d Q^m}{\sum k_d m Q^{m-1}}$$

Los gastos propuestos se ajustan sumando a ellos este --
factor que se obtiene mediante el siguiente razonamien--
to.

Si la distribución de gastos fuese exacta desde el -- --
comienzo, la corrección que debe hacerse en cada circui--
to será nula.

En caso contrario, el gasto debe corregirse en el circui--
to, es decir:

$$Q = Q_0 + \Delta Q$$

Donde: Q_0 es el gasto adoptado inicialmente.

El recorrido completo en cada circuito (partiendo y --
llegando al mismo nudo) implica que:

$$\sum h_f = \sum k_d Q^m = 0$$

Sustituyendo en ésta la expresión anterior del gasto.

$$\sum k_d (Q_0 + \Delta Q)^m$$

Desarrollando el binomio queda:

$$\sum k_d (Q_0^m + m Q_0^{m-1} \Delta Q + \frac{m(m-1)}{1 \cdot 2} Q_0^{m-2} \Delta Q^2 + \dots)$$

Siendo pequeño el valor ΔQ , comparando con Q_0 , todos los términos que contengan ΔQ elevados a una potencia igual o superior a 2 serán despreciados. Se obtiene entonces:

$$\sum k_d (Q_0^m + m Q_0^{m-1} \Delta Q) = 0$$

de donde:

$$\Delta Q = - \frac{\sum k_d Q_0^m}{\sum m k_d Q_0^{m-1}}$$

o bien:

$$\Delta Q = - \frac{\sum (k_d Q_0^{m-1} Q_0)}{m \sum k_d Q_0^{m-1}}$$

Donde el gasto Q_0 y la corrección ΔQ son positivos - - - cuando su sentido coincide con el de recorrido del - - - circuito en el sentido de las manecillas del reloj, o -- negativo en caso contrario. Esto para facilitar el cálculo.

- f) Se calculan nuevamente las pérdidas de carga en cada - - circuito y se determina la nueva corrección (ΔQ) para - los nuevos gastos.

g) Se repite el proceso hasta que sea obtenida la precisión deseada.

La rapidez en la convergencia del método es muy diversa y depende, tanto de la estimación de los valores iniciales como del tipo y tamaño de la red, pero especialmente del número de tramos que se unen en cada nudo. Mientras que en redes pequeñas se alcanza una buena aproximación con tres o cuatro iteraciones, en redes grandes se suelen necesitar de treinta a cincuenta. La computadora -- hace rápidamente el cálculo y ello nos facilita un -- ahorro considerable de tiempo. Por esto se integra el -- diagrama de flujo y su codificación aplicada al ejemplo.

VARIABLES EMPLEADAS EN EL PROGRAMA DE HARDY CROSS

- NCRED = NUMERO DE CIRCUITOS DE LA RED
- NTUB = NUMERO TOTAL DE TUBOS EN LA RED
- NMAX = NUMERO MAXIMO DE TRAMOS EN UN CIRCUITO
- EPS = EPSILON ES EL ERROR ACEPTABLE
- L = INDICE DE CIRCUITOS
- K = NUMERO DE TUBOS EN UN CIRCUITO, ESTE VALOR ES DE J(L)
- ID(L,K) = INDICE, ESTE INCLUYE EL NUMERO DE TUBOS EN CADA - CIRCUITO, DESDE UNO HASTA EL NUMERO DE TUBOS EN - DICHO CIRCUITO RESPETANDO EL ESQUEMA ORIGINAL DE - NUMERACION EN LOS TUBOS
- D(I) = ES EL DIAMETRO DEL TUBO EN METROS
- Q(I) = GASTO QUE CIRCULA EN EL TUBO I EN m³/s
- L(I) = ES LA LONGITUD DEL TUBO EN METROS
- S(I) = PENDIENTE HIDRAULICA. ES LA COMPUTADA USANDO LA - FORMULA PARA TUBERIAS DE MANNING

$$S = \frac{10.2936 n^3 Q^2}{D^{16/3}}$$

DONDE n ES EL COEFICIENTE DE FRICCIÓN. SI n DIFIERE PARA TUBOS INDIVIDUALES UN CAMBIO PROGRAMADO PARA LEER LOS VALORES EN UNA INSTRUCCION DATA SERA SUFICIENTE

- H(I) = PERDIDA DE CARGA EN CADA TUBERIA EN METROS
- RHQ(I) = ES LA RELACION H/Q
- SRHQ(L) = SUMA DE LAS RELACIONES H/Q
- SUMH(L) = SUMA DE LAS PERDIDAS DE CARGA

DELTA(L) = CORRECCION DE GASTO PARA SER APLICADA A CADA --
CIRCUITO

$$\text{DELTA(L)} = - \frac{\text{SUMH(L)}}{2 \text{SRHQ(L)}}$$

SDELTA = ES LA SUMA DE LOS VALORES ABSOLUTOS DE DELTA(L) -
OBTENIDOS PARA CADA CIRCUITO. ESTE VALOR SE
COMPARA CONTRA EPSILON (EPS), SI EL VALOR SDELTA
ES MENOR QUE EPS EL COMPUTO SE DETIENE Y SE
MUESTRAN LOS RESULTADOS. SI SDELTA ES MAYOR
QUE EPS SE REALIZA OTRA ITERACION PARA TODA
LA RED.


```
10 REM          PROGRAMA DE HARDY CROSS
20 REM          CADA UNO DE LOS TRAMOS EN LOS CIRCUITOS DE LA RED SE IDENTIFICA
30 REM          CON UN NUMERO. ESTO ES, NO SE SIGUE CON LA NOMENCLATURA DE L11
40 REM          EMPLEADA EN LA TEORIA.
50 CLEAR "NUMERO DE CIRCUITOS DE LA RED":NCRCD
60 INPUT "NUMERO TOTAL DE TUBOS EN LA RED":NTUB
70 INPUT "NUMERO MAXIMO DE TRAMOS EN UN CIRCUITO":NMAX
80 DIM Q(NTUB),D(NTUB),L(NTUB),S(NTUB),RHO(NTUB),H(NTUB),SQ(NTUB)
100 DIM SRHO(NCRCD),SUMH(NCRCD),DELTA(NCRCD),J(NCRCD),ID(NCRCD,NMAX)
110 DIM A(NTUB),V(NTUB)
120 INPUT "COEFICIENTE DE FRICCION":N
130 SPS=.00001
140 REM 150-170 LEE EL NUMERO DE TRAMOS POR CIRCUITO
150 FOR L=1 TO NCRCD
160 READ J(L)
170 NEXT L
180 REM 200-230 LEE DIAMETROS, GASTOS Y LONGITUDES DE TODOS LOS TRAMOS
190 REM DE LA RED DE ACUERDO A LA NUMERACION ORIGINAL DE TUBOS
200 FOR I=1 TO NTUB
210 READ D(I),Q(I),L(I)
220 NEXT I
230 REM 240-310 LEE LA NUMERACION DE LOS TUBOS POR CIRCUITO. SI UN TRAMO YA
240 REM HA SIDO ANOTADO PARA UN CIRCUITO ANTERIOR, DICHO TRAMO
250 REM APARECE CON SIGNO NEGATIVO PARA EL SIGUIENTE CIRCUITO
260 FOR L=1 TO NCRCD
270 M=J(L)
280 FOR Y=1 TO M
290 READ ID(L,Y)
300 NEXT Y
310 NEXT L
320 SDELTA=0:REM LA SUMA DE DELTA O SE INICIA EN CERO
330 FOR L=1 TO NCRCD:REM INICIA LA ITERACION EN TODOS LOS CIRCUITOS
340 SUMH(L)=0:SRHO(L)=0:REM INICIA SUMA DE PERDIDAS Y RELACIONES EN CERO
350 M=J(L):REM SIGNA A M EL NUMERO DE TRAMOS DEL CIRCUITO EN ESTUDIO
360 FOR I=1 TO M:REM COMIENZA LA ITERACION DEL CIRCUITO EN ESTUDIO
370 I=ABS(ID(L,I))
380 SQ(I)=ABS(Q(I))
390 S(I)=3.1415926*N 2*SQ(I) 2/D(I) 5/3
400 H(I)=S(I)*L(I)
410 RHO(I)=H(I)/SQ(I)
420 SRHO(L)=SRHO(L)+RHO(I)
430 IF ID(L,I) 0 THEN H(I)=-H(I)
440 IF Q(I) 0 THEN H(I)=H(I)
450 SUMH(L)=SUMH(L)+H(I)
460 GOTO 480
470 SUMH(L)=SUMH(L)-H(I)
480 H(I)=ABS(H(I))
490 NEXT I
500 DELTA(L)=SUMH(L)/(2+SRHO(L)):REM ENCUENTRA DELTA PARA EL CIRCUITO
510 ANALIZADO
520 FOR K=1 TO M
530 I=ABS(ID(L,K))
540 IF ID(L,K) 0 THEN S70
550 O(I)=Q(I)-DELTA(L)
560 GOTO 580
570 C(I)=Q(I)+DELTA(L)
580 NEXT K
590 SDELTA=DELTA+ABS(DELTA(L))
600 NEXT L
```

```

610 DIF=SDELTA-EPS:REM EVALUA LA DIFERENCIA DE LA SUMA DE DELTAO CONTRA
620 EPSILON, EL PROGRAMA LLEGA A LOS RESULTADOS DESEADOS
630 SI LA DIFERENCIA ES NEGATIVA, EN CASO CONTRARIO EL
640 PROGRAMA RETORNA A LA LINEA 320.
650 LFRINT "DIF=";USING "###.#####";DIF
660 IF DIF>0 THEN 320
670 REM IMPRIME EL ENCABEZADO DEL CUADRO DE VALORES
680
690 LFRINT "
700 LFRINT "===== TABLA DE VALORES=====";
710 LFRINT " TRAMO GASTO PENDIENTE PERDIDA VEL LONGITUD";
720 LFRINT " No. (m3/s) hf(m) (m/s) (m)";
730 LFRINT "=====";
740 LFRINT
750 REM IMPRIME EL No DE TRAMO, SU GASTO, PENDIENTE, PERDIDA, VELOCIDAD
760 Y LONGITUD.
770 FOR I=1 TO NTUB
780 REM ENCUENTRA LAS VELOCIDADES EN LOS TRAMOS DE LA RED
790 APLICANDO LA ECUACION DE CONTINUIDAD.
800 A(I)=3.1416*D(I)/2.4
810 V(I)=SQ(I)/A(I)
820 LFRINT USING "### ##.##### ##.##### ##.##### ";I,Q(I),S(I),H(I);
830 LFRINT USING "###.##### #####";V(I),L(I)
840 NEXT I
850 END
860 DATA 4,4,4,5,4
870 DATA 0.40,0.125,500,0.35,0.079,700,0.35,-0.080,500,0.40,-0.175,700
880 DATA 0.75,0.100,500,0.20,0.048,700,0.30,-0.045,500
890 DATA 0.25,0.041,400,0.20,-0.025,500,0.30,-0.084,400
900 DATA 0.20,0.019,400,0.20,-0.025,500,0.30,-0.055,800
910 DATA 0.15,0.016,400,0.15,-0.014,500
920 DATA 1,2,3,4
930 DATA 5,2,3,2
940 DATA -7,8,4,10
950 DATA -3,-10,11,12,13
960 DATA -9,14,15,-11

```

```

01.
RUN
NUMERO DE CIRCUITOS DE LA RED? 5
NUMERO TOTAL DE TUBOS EN LA RED? 15
NUMERO MAXIMO DE TRAMOS EN UN CIRCUITO? 5
COEFICIENTE DE FRICCION? 0.01

```

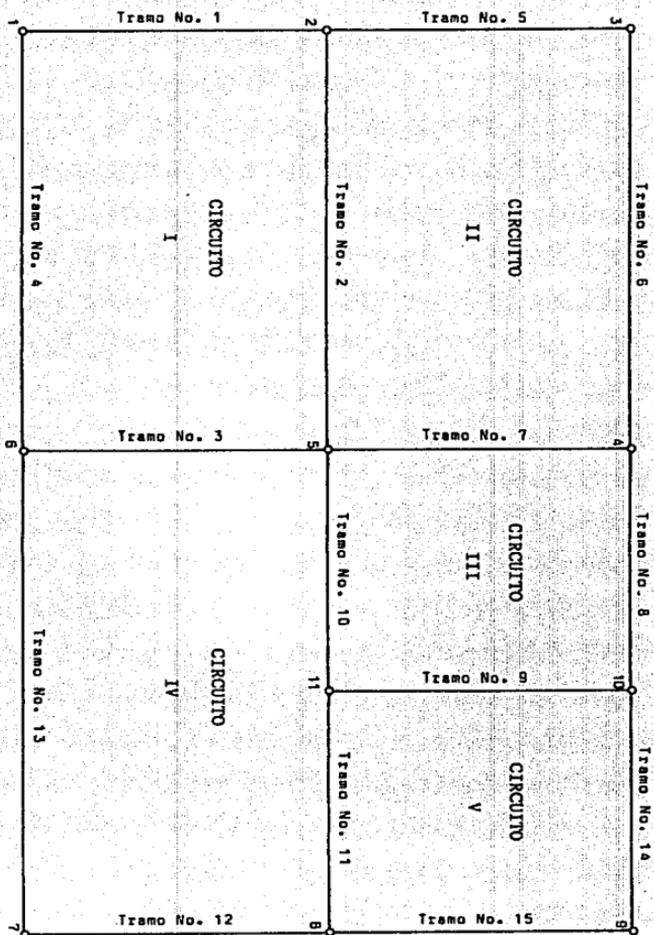
```

DIF= 0.020662
DIF= 0.003740
DIF= 0.000355
DIF= 0.000024
DIF=-0.000007

```

TABLA DE VALORES

TRAMO No.	GASTO (m3/s)	PENDIENTE	PERDIDA hf(m)	VEL (m/s)	LONGITUD (m)
1	0.216205	0.006577	3.18868	1.72049	500
2	0.075777	0.001577	1.11790	0.78765	700
3	-0.088150	0.002161	1.08048	0.91621	500
4	-0.182775	0.004804	3.22817	1.46280	700
5	0.100420	0.002805	1.40236	1.04380	500
6	0.040420	0.001034	0.72387	0.57190	700
7	-0.056450	0.002017	1.00840	0.79868	500
8	0.046580	0.003676	1.47100	0.95250	400
9	-0.016680	0.001571	0.96028	0.59478	500
10	-0.074713	0.002786	1.51918	1.05601	400
11	0.018787	0.001941	0.77658	0.59801	400
12	-0.025045	0.000918	1.80887	0.61622	500
13	-0.055045	0.001959	1.58748	0.78770	800
14	0.015508	0.000163	2.42210	0.88045	400
15	-0.014432	0.000314	2.65697	0.81670	500



5.5.8 Verificación de velocidades y cargas de presión

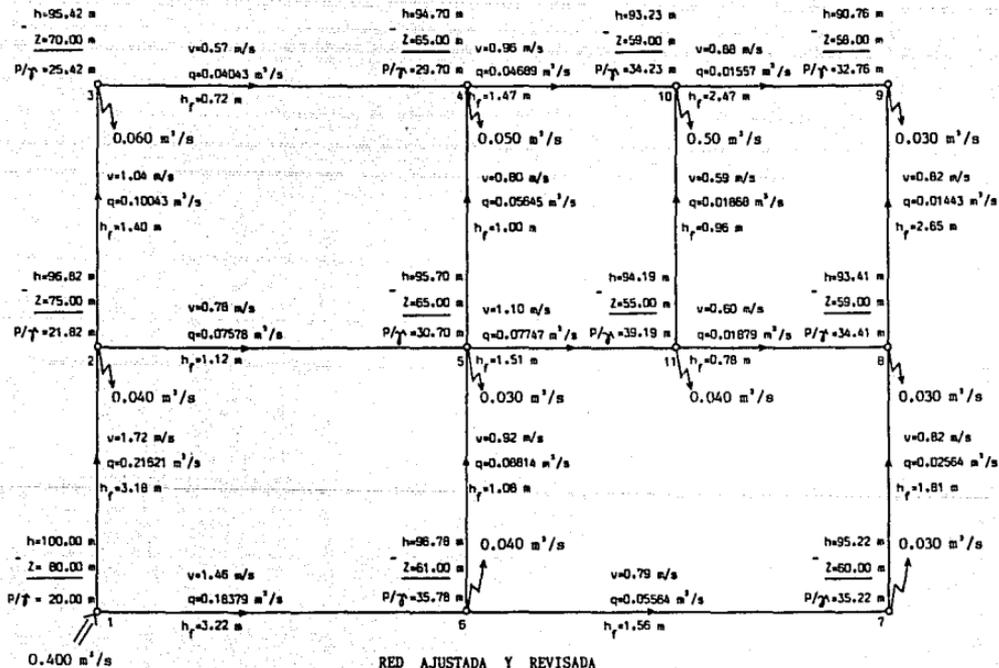
Las velocidades evaluadas en el programa deberán estar -- comprendidas en el rango de velocidad mínimo (0.5 m/s) y máximo (5 m/s) establecidos en el capítulo de conducción ¹³ (vease -- 3.1.1.4).

Una vez calculados los diámetros y los gastos de cada tramo, se obtienen las cargas de presión por nudo, a partir de las pérdidas, siguiendo este procedimiento:

- a) Se inicia con el valor de la carga piezométrica en el nudo de alimentación (nudo frontera).
- b) Siguiendo el sentido de los gastos, por cada tramo se resta la pérdida (h_f) para obtener la carga piezométrica en el nudo adyacente. Este inciso se repite las veces que sea necesario hasta llegar al nudo frontera más alejado.
- c) Se encuentra la carga de presión (P/γ) en cada nudo restando la cota de terreno (Z) de la carga piezométrica ($Z + P/\gamma$).

Al igual que las velocidades, estas cargas de presión estarán dentro de rango establecido por P/γ min. y P/γ máx.

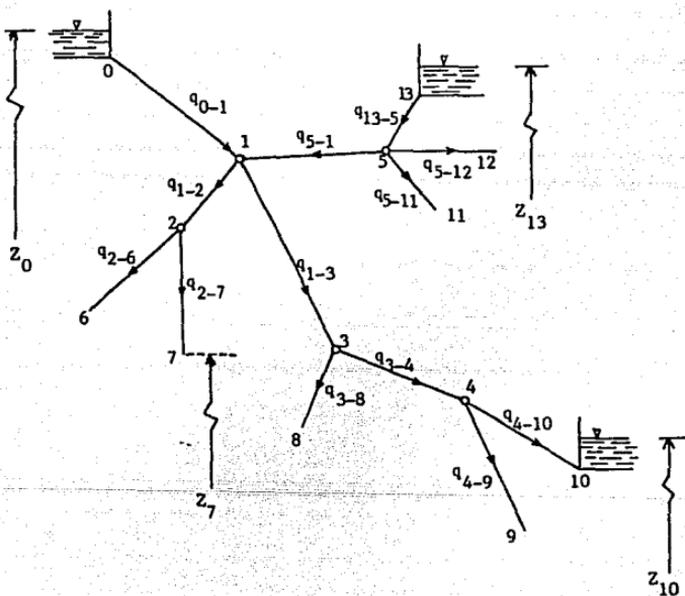
Por último si la velocidad en algún tramo o la carga de presión en un nudo no cumple las especificaciones marcadas, se cambia el diámetro del tramo en cuestión, ajustandolo según se requiera. Luego, la red nuevamente se somete a revisión, hasta que los resultados sean satisfactorios.



5.6 REDES ABIERTAS

Una red es abierta cuando los tubos que la componen se ramifican sucesivamente, sin intersectarse después para formar circuitos. Los extremos finales de las ramificaciones terminan en un recipiente o bien descargan libremente a la atmósfera.

Un ejemplo de red abierta se esquematiza en la figura:



EJEMPLO DE RED ABIERTA

De acuerdo con los niveles de los distintos recipientes y la longitud de los tubos, se debe conocer o suponer la dirección del gasto en los diversos tramos.

Si en la figura se aplica la ecuación de energía entre el recipiente superior y los extremos de los tubos, resulta:

$$Z_0 - (Z_j + v_j^2/2g) = \sum_{i=0}^j h_f$$

Donde (Z_j) es el nivel de la superficie libre del agua si el tubo descarga a un recipiente o bien el nivel del centro de gravedad de la sección final, si el tubo descarga a la atmósfera; el subíndice j corresponde a las características hidráulicas en el punto j . El término $\sum_{i=0}^j h_f$ es la suma de las pérdidas de energía de los tubos que se encuentran en el recorrido, desde el punto 0 hasta el extremo j ; toma signo positivo para h_f en aquellos elementos en que la dirección del gasto coincide con la dirección del recorrido y negativo en caso contrario.

Además en cada nudo la condición de gastos satisface la ecuación de continuidad.

$$\sum Q = 0$$

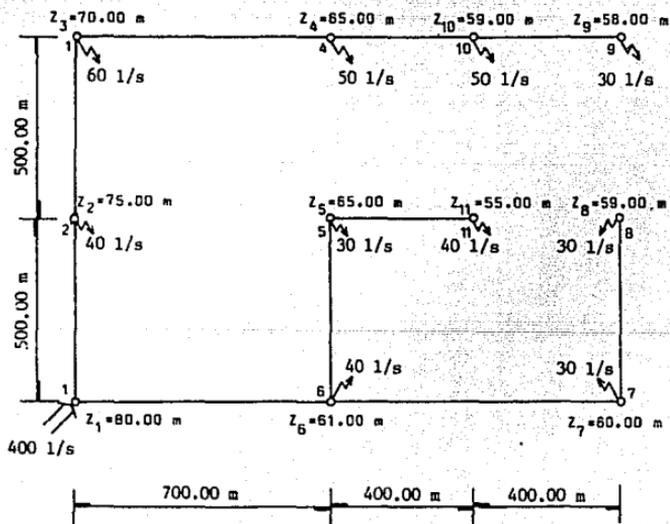
Y se establece como convención que los gastos que lleguen al nudo tengan signo negativo; y positivo los que salgan del nudo.

5.7 DISEÑO DE UN MODELO PARA UNA RED ABIERTA

El diseño de una red abierta, se realiza aplicando el mismo procedimiento empleado para red cerrada, con la diferencia que implica el considerar a los nudos terminales como nudos frontera.

Debe procurarse la funcionalidad de la red debido a las molestias que puede ocasionar la interrupción del servicio en una parte ella, bien sea por mantenimiento o reparación.

A continuación se examina un ejemplo:



5.7.1 Carga piezométrica en nudos frontera

Los nudos frontera en este caso corresponden al 1,8,9 y 11- sus cargas piezométricas se muestran en la tabla.

NUDO FRONTERA	Z	P/γ	Z + P/γ
ALIMENTACION (1)	80	20	100
TERMINAL (8)	59	15	74
TERMINAL (9)	58	15	73
TERMINAL (11)	55	15	70

5.7.2 Matriz de nudos

		NUDOS INCOGNITAS							TERMINOS INDEPENDIENTES
		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(10)	
EQUACIONES DE NUDO	(2)	2	-1	0	0	0	0	0	100
	(3)	-1	2	-1	0	0	0	0	0
	(4)	0	-1	2	0	0	0	-1	0
	(5)	0	0	0	2	-1	0	0	70
	(6)	0	0	0	-1	3	-1	0	100
	(7)	0	0	0	0	-1	2	0	74
	(10)	0	0	-1	0	0	0	2	73
RESULTADOS DE CARGAS PIEZOMETRICAS		94.60	89.20	83.80	78.00	86.00	80.00	78.40	

5.7.3 Pendiente hidráulica

Se evalúan las pendientes de todos los tramos con la expresión ya conocida para red cerrada (vease 5.5.4).

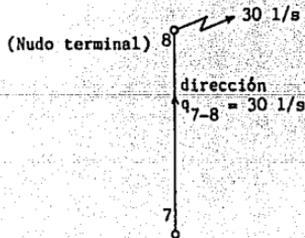
$$S_{fij} = \frac{h_i - h_j}{L_{ij}}$$

5.7.4 Evaluación de gastos

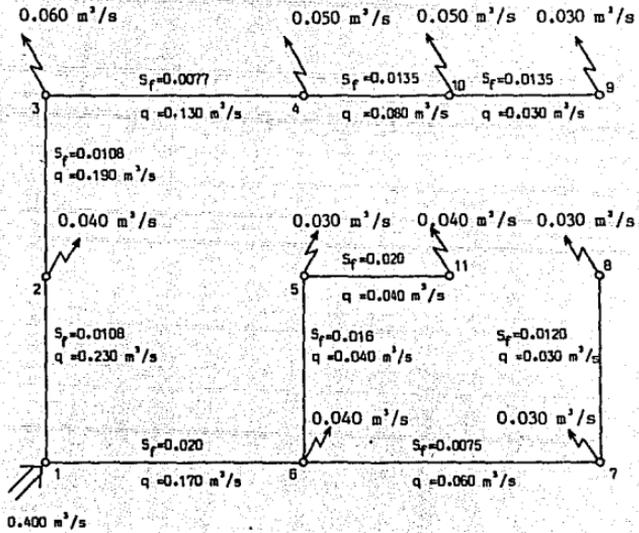
La dirección de los gastos en los tramos de la red, quedan definidos automáticamente por los caudales de salida en los nudos, es decir, a partir de los nudos frontera (terminales) los gastos, se acumulan por tramos, respetando la ecuación de continuidad en cada nudo.

Es importante subrayar que los gastos no se distribuyen proporcionalmente como ocurrió para red cerrada.

Como ejemplo se analiza el tramo 7-8. El nudo 7 tiene una demanda de 30 l/s por lo cual en este tramo queda obligado dicho gasto.



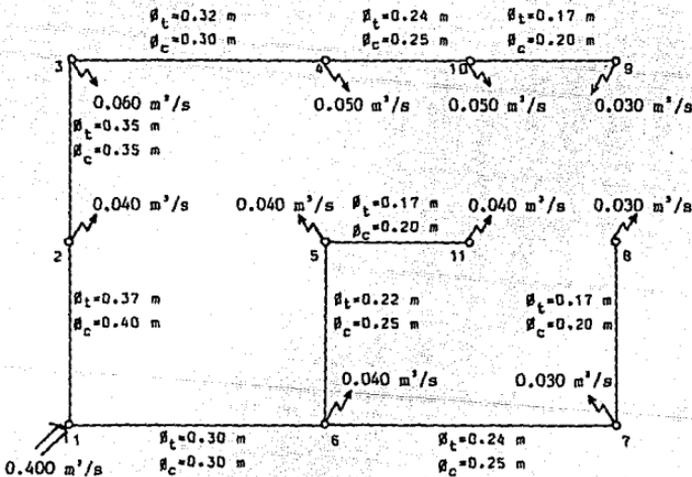
En el esquema siguiente aparecen las pendientes y gastos de la red.



5.7.5 Diámetros

Con los gastos y las pendientes de cada uno de los tramos se obtienen los diámetros teóricos con la expresión del autor correspondiente (vease 5.5.6). Estos se comparan con diámetros comerciales, ajustando el diámetro comercial inmediato superior al calculado. Recordando que la red tiene que ser telescópica.

Los diámetros comerciales adoptados en base a los teóricos del ejemplo son:



β_t = DIAMETRO TEORICO.

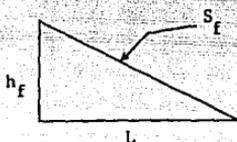
β_c = DIAMETRO COMERCIAL.

5.7.6 Revisión de la red abierta

La revisión en este caso es directa, esto es, no se recurre a ningún método iterativo como para el caso de la red cerrada.

Con las características de la tubería y el gasto en cada tramo se encuentran las pendientes hidráulicas (S_f) reales y en base a éstas las pérdidas (h_f).

$$h_f = S_f \times L$$

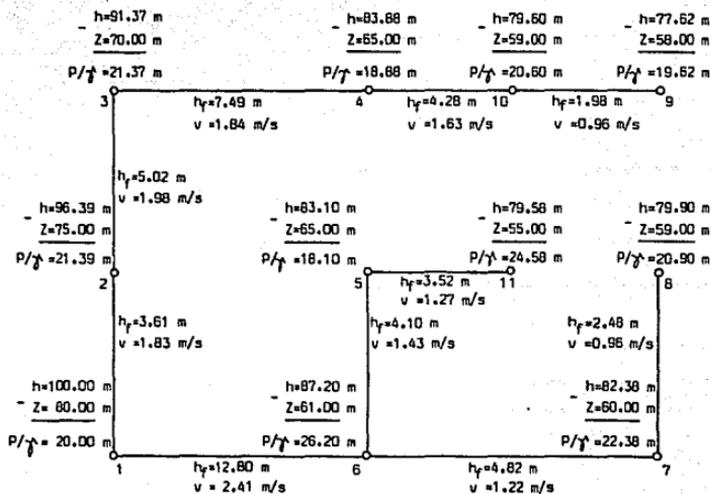


A la carga piezométrica del nudo de alimentación se le resta consecutivamente la pérdida de cada tramo, hasta llegar a los nudos terminales (nudos frontera). Con esto se obtiene la carga piezométrica en todos los nudos.

A esta última se le resta su carga de posición determinando de esta forma la carga de presión (P/γ) en cada uno de los nudos.

La evaluación de velocidades, se realiza utilizando la ecuación de continuidad ya que el gasto, el diámetro y en consecuencia el área son conocidos en todos los tramos de la red.

Aplicando lo anterior a la red del ejemplo, resulta:



Z = CARGA DE POSICION.

P/γ = CARGA DE PRESION.

h = CARGA PIEZOMETRICA

(Z + P/γ)

5.7.7. Verificación de velocidades y cargas de presión

Los límites para los valores de velocidad y carga de presión, deben cumplir con lo especificado para red cerrada.

5.8. Tuberías y accesorios.

Las tuberías de circuito generalmente son de asbesto-cemento clase a-5 y ocasionalmente A-7 y los diámetros van desde ---

150 mm. (6") hasta 600 mm. (24").¹

Para la justificación de estos diámetros se deberá considerar la densidad de población del área por servir. Excepcionalmente se usan tuberías de acero o de concreto reforzado en los circuitos.

Las tuberías de relleno pueden ser de asbesto-cemento, generalmente clase A-5 de 60 a 75 mm (2 1/2" y 3") o de plástico -- rígido clase RD26 con diámetro de 50 y 60 mm. (2" y 2 1/2") y -- en poblaciones rurales de 50 mm. (2").¹ Empleandose fierro galvanizado, en casos excepcionales.

Accesorios; Pueden considerarse como tales los siguientes: -- válvulas de seccionamiento; válvulas reductoras de presión; -- cajas para operación de válvulas y en casos especiales hidrantes contra incendio.

De acuerdo con el uso del suelo (comercial, residencial, -- popular, etc.) se deben distribuir convenientemente las válvulas de seccionamiento de manera que permitan encauzar el flujo, en casos especiales, hacia determinados sitios o bien aislar -- zonas de red con una interrupción mínima de servicio o para -- hacer reparaciones, conexiones de tomas, etc. Su número será el mínimo posible. Se recomienda dejar como previsión, preparaciones para conexiones de válvulas situadas convenientemente, para que, en caso de requerirlo la operación del sistema, se instalen nuevas válvulas o se cambien de sitio las existentes.

Las válvulas de seccionamiento se instalan sobre las tuberías de circuito a distancia de 400 a 600 m.¹ se instalan --

también sobre las tuberías de relleno en los puntos en que --
estas tuberías se derivan de las de circuito.

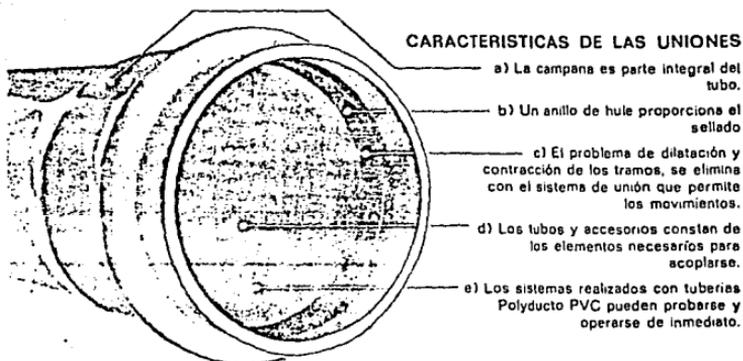
Definidos los diámetros, localizadas las válvulas y demás --
accesorios, numerados todos los cruceros y delimitada la zona --
de construcción inmediata y de construcción futura se procede a
elaborar el diseño de las uniones de las tuberías entre sí y --
con sus accesorios. Al diseño de estas uniones se le conoce con
el nombre de "cruceos". Estas uniones se logran empleando --
piezas llamadas "especiales": Cruces, Tes, Codos, Reducciones, --
Extremidades, Juntas Universales, Juntas Gibault, Tapas ciegas,
Empaques de plomo, Tornillos.

A continuación se muestran algunos tipos de tuberías y acce
sorios proporcionados por fabricantes.

TUBERIA HIDRAULICA

pvc

sistema metrico para conduccion
de agua potable

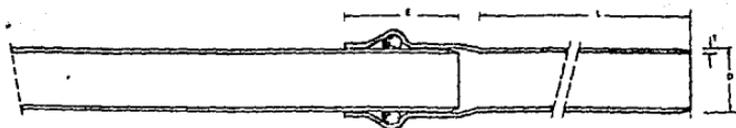


CARACTERISTICAS DE CALIDAD

La tubería Polyducto PVC registra los más altos coeficientes de resistencia y durabilidad, en las pruebas de laboratorio y campo.

La tubería hidráulica Polyducto P.V.C. con campana, hace posibles ahorros hasta de un 50% en instalación. POLYDUCTO es un marca registrada por Asbestos de Mexico, S. A. y su filial Polyducto del Bajío, S. A., exclusivamente para sus tuberías termoplásticas.

Las tuberías POLYDUCTO reúnen las características de calidad constante que distinguen a los productos de estas empresas mexicanas que gozan de prestigio internacional.



Dim. mm. (Pulg.)	Long. mm. (Pulg.)	Ø mm. (Pulg.)	Tolerancia mm. (Pulg.)	Espesor mm. (Pulg.)	Peso kg./m. (Libras/pie)	Long. mm. (Pulg.)
50	15	50 Ø	+0.2	1.8 ± 0.1	0.625	60
55	25	55 Ø	+0.2	2.4 ± 0.1	0.794	100
60	7	60 Ø	+0.3	7.0 ± 0.4	0.878	100
80	10	80 Ø	+0.5	28.4 ± 0.5	1.142	120
100	7	100 Ø	+0.3	2.8 ± 0.4	1.212	114
100	10	100 Ø	+0.3	3.5 ± 0.4	1.225	114
125	7	125 Ø	+0.3	3.1 ± 0.4	1.913	128
125	10	125 Ø	+0.3	4.4 ± 0.3	2.600	128
180	8	180 Ø	+0.3	2.8 ± 0.3	3.140	130
180	10	180 Ø	+0.3	3.8 ± 0.3	3.704	130
180	14	180 Ø	+0.3	5.8 ± 0.3	4.300	130
230	8	230 Ø	+0.4	3.5 ± 0.3	3.644	130
230	10	230 Ø	+0.4	4.9 ± 0.3	4.620	130
230	14	230 Ø	+0.4	8.1 ± 0.3	5.313	130

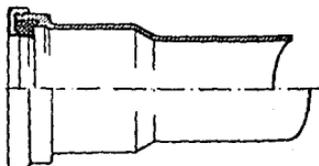
L-TRAMOS DE 8 m. NOMINA DGN 8-77-776

la junta hermética

El diseño de las juntas de los accesorios es un avance mundial y garantiza uniones herméticas y flexibles.

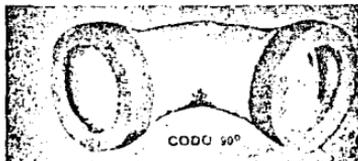
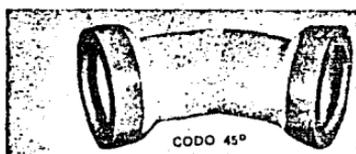
La ventaja más sobresaliente de esta unión es que el sello de hule (de sección especial) va dentro de la pieza sujeto por un retén montado previamente por el fabricante.

El usuario sólo tiene que lubricar, la espiga y enchufar el accesorio, sin riesgo de fallas en el montaje.



ACCESORIOS

La línea de accesorios monolíticos Polyducto, es simple y cubre las necesidades para las derivaciones y cruceros más comunes.



TUBOS

distribucion agua potable clase A

A-C

CARACTERISTICAS GENERALES:

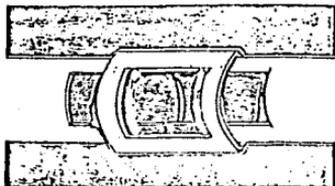
Los tubos y cople ASBESTOLIT se fabrican a partir de una mezcla íntima y homogénea de cemento portland, fibras de asbesto, sílice y agua, por medio del proceso llamado "MAZZA", mismo que consiste en ir enrollando en un "mandrill" de acero, capas de 0.25 mm de espesor a una cierta presión, ésta asegura una estructura multilaminar que da como resultado final un producto denso, homogéneo y extraordinariamente resistente.

PROPIEDADES:

- 1.- Bajo coeficiente de rugosidad. $n=0.010$
- 2.- Inmune a la tuberculización y alta resistencia a la corrosión, así como a los ataques químicos.
- 3.- Ligereza.
- 4.- Juntas flexibles y herméticas.

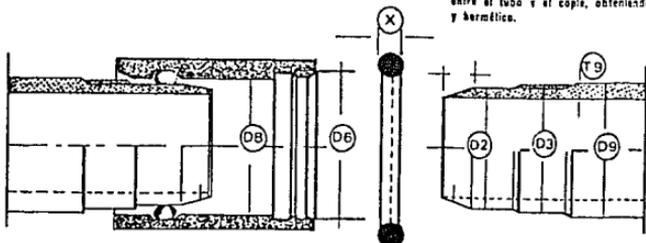
VENTAJAS:

- 1.- Capacidad de conducción perdurable.
- 2.- Cero costo de mantenimiento.
- 3.- Bajo costo de instalación, debido a su menor peso.
- 4.- Permite deflexiones de hasta 5° por cople, reduciendo la cantidad de piezas especiales.



UNION

La unión de los tubos y cople ASBESTOLIT — se realiza por medio de la junta SUPER-SIMPLEX; consta de un cople del mismo material ranurado — y dos anillos de hule. Al efectuar el montaje, los anillos quedan comprimidos — entre el tubo y el cople, obteniendo así un cierre rápido y hermético.



Las especificaciones de la norma NOM C-12-2, 1982 los diámetro de 500 mm a 2000mm, considera tubos para "CONDUCCION", clase "T". Ver catálogo Tubos CONDUCCION.

DIAMETRO mm pulg.		PESOS EN kg/m			
		A-5	A-7	A-10	A-14
75	3	6.0	7.0	7.9	9.9
100	4	7.7	8.4	10.0	12.5
150	6	12.1	13.8	17.2	22.4
200	8	17.3	20.9	26.0	35.2
250	10	26.7	31.2	35.8	49.8
300	12	31.8	38.1	51.0	71.3
356	14	39.8	53.5	75.4	99.5
406	16	50.7	67.7	95.5	127.5
457	18	63.1	83.7	118.2	159.3

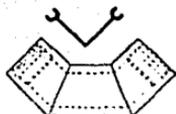
DIAMETROS

mm pulg.	75 3	100 4	150 6	200 8	250 10	300 12	356 14	406 16	457 18
A-5	92	116	167	219	276	326	384	438	493
A-7	95	118	170	224	281	332	395	450	506
A-10	98	122	176	231	286	344	412	469	527
A-14	104	128	185	243	301	362	430	490	551
A-5	96	120	171	223	280	330	388	442	497
A-7	99	122	174	228	285	336	399	454	510
A-10	102	126	180	235	290	348	416	473	531
A-14	108	132	189	247	305	366	434	494	555
A-5	111	135	186	238	295	345	408	462	517
A-7	114	137	189	243	300	351	419	474	530
A-10	117	141	195	250	305	363	436	493	551
A-14	123	147	204	262	320	381	454	514	575
A-5	131	155	208	262	325	373	438	496	555
A-7	137	160	214	272	335	387	460	519	581
A-10	142	168	226	287	345	411	497	560	624
A-14	150	176	241	307	375	447	525	595	666
A-5	98	122	173	225	282	332	390	444	499
A-7	101	124	176	230	287	338	401	456	512
A-10	104	128	182	237	292	350	418	475	533
A-14	110	134	191	249	307	368	436	496	557

DIAMETROS:

Las tuberías ASBESTOLIT para distribución clase "A" se fabrican en diámetros que van de 75 mm (3") hasta 450 mm (18"), según la norma NOM C-12-2.1982 pudiendo fabricar diámetros de hasta 900 mm (36"), para presiones de trabajo de 5, 7, 10 y 14 kg/cm², con un factor de seguridad de 4 veces la presión de trabajo.

accesorios



Codo de 90°



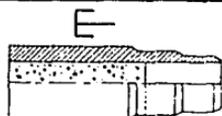
Codo de 22 1/2°



Codo de 45°



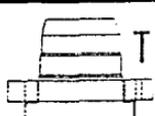
Tapón Tipo Cople



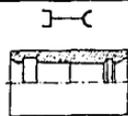
Tapón Tipo Tubo



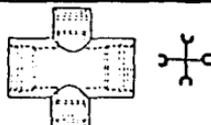
Reducción M-H



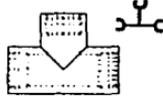
Extremidad



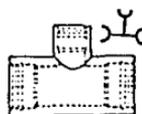
Adaptador a PVC



Rama Reduccion
Doble de 90°



Rama Reduccion
Simple de 90°



Rama Reduccion
Simple de 90°



Transicion Asbestolit
Clase a Clase



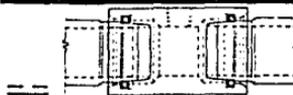
ASBESTOLIT



Adaptador
Use Abrazadera Sencilla



Cople de Expansión



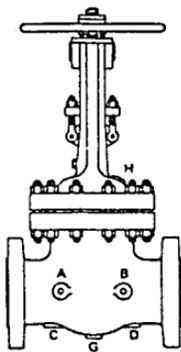
Cople T

FACTORES A CONSIDERAR AL SELECCIONAR UNA VALVULA

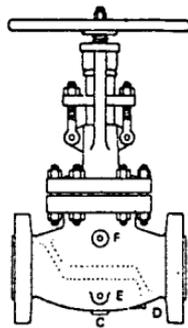
FACTOR	VARIANTES	CONSIDERACIONES
TIPO DE SERVICIO	Cierre o permita el flujo. Regular flujo. Cambiar dirección de flujo. Evitar vibraciones de flujo.	Tipo de fluido. Corrosión. Temperatura. Velocidad de flujo. Dirección del flujo.
II NATURALEZA DEL FLUIDO	Aceite, vapores de aceite, gas, agua, vapor de agua, compuestos químicos, productos alimenticios, etc.	Acción corrosiva, acción erosiva, peligro de explosividad, inflamabilidad, etc.), densidad, contaminación con otros productos, etc.
TEMPERATURA DEL FLUIDO	Máxima. Mínima. Bajo cero (criogénica).	Efecto de la temperatura sobre el fluido. Efecto de la temperatura sobre el material de la válvula. Efecto de la temperatura sobre el medio de transmisión.
IV PRESION DEL FLUIDO	Máxima. Vacío.	Resistencia de los materiales. Efecto de la temperatura sobre la presión de trabajo. Estabilidad de golpe de ariete.
TAMANO DE LA VALVULA	Paso completo. Paso completo y restringido. Paso restringido. Venturi.	Cantidad de fluido. Paso de movimiento. Distancia entre extremos.

FACTOR	VARIANTES	CONSIDERACIONES
CONTROLES A LA SUCUBERZA	<p>En el tipo de válvula</p> <p>En el tipo de material</p> <p>En el tipo de proceso</p> <p>En el tipo de aplicación</p> <p>En el tipo de instalación</p>	<p>Atención a los requisitos de presión de servicio</p> <p>Presión de diseño</p> <p>Temperatura de servicio</p> <p>Temperatura de diseño</p> <p>Medio ambiente</p>
VII COLOCACION DE LA VALVULA	<p>En el piso</p> <p>Elevada</p> <p>Bajo el agua</p> <p>En espacio limitado</p> <p>En lugar remoto</p> <p>En cantiliver</p>	<p>Condiciones de Temperatura y corrosividad del medio ambiente</p> <p>Poseibilidad de operación de la Válvula (apertura, cierre, etc., y escape de fluido, los operadores etc.)</p> <p>Dimensiones de la válvula, salidas para lubricación, dren, etc., etc.</p>
OPERACION DE LA VALVULA	<p>Manual</p> <p>Automático</p> <p>Operación de emergencia</p> <p>Operación de mantenimiento</p> <p>Operación de emergencia</p> <p>Operación de emergencia</p>	<p>Facilidad de operación</p> <p>Presión de operación</p> <p>Limitación de operación</p> <p>Operación de emergencia</p> <p>Operación de emergencia</p> <p>Operación de emergencia</p>
IX NORMAS	<p>Servicio en Refinerías</p> <p>Servicio contra incendio</p> <p>Servicio en calderas</p> <p>Servicio en producción de hidrocarburos</p> <p>Servicio en plantas Químicas</p>	<p>Diseño de la válvula</p> <p>Seguridad</p> <p>Intercomunicación</p> <p>Reglamentos</p>
CCSIO	<p>Tipo de la válvula</p> <p>Materiales</p> <p>Operación</p> <p>Instalación</p> <p>Adaptaciones especiales</p>	<p>Costo inicial</p> <p>Costo de operación</p> <p>Costo de mantenimiento</p> <p>Costo de instalación</p> <p>Costo de desmantelamiento</p>

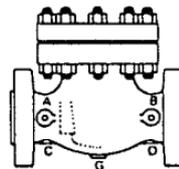
VALVULA DE
COMPUERTA



VALVULA DE
GLOBO



VALVULA DE
RETENCION



DIMENSIONES DE LAS VALVULAS DE COMPUERTA DE 300 LIBRAS												
	2" 50 mm	3" 76 mm	4" 101 mm	6" 152 mm	8" 203 mm	10" 254 mm	12" 304 mm	14" 355 mm	16" 406 mm	18" 457 mm	20" 508 mm	24" 609 mm
A	8 1/2	11 7/8	12 5/8	15 7/8	16 1/2	18 1/2	19 3/4	20 3/4	23	25 1/2	27 1/2	29 1/2
B	2	3	4	6	8	10	12	13 1/4	15 1/4	17	19	23
C	3 3/8	5 1/4	6 3/16	8 3/2	10 5/8	12 3/4	15 1/2	18 1/4	20 1/2	21 1/2	23 1/2	25 1/4
D	5	6 5/8	7 7/8	10 5/8	13	15 1/4	17 3/4	20 1/4	22 1/2	24 3/4	27	32
E	6 1/2	8 1/4	10 1/2	12 1/2	15 1/2	17 3/2	20 1/2	22 1/2	25 1/2	28 1/2	30 1/2	32 1/2
F	7/8	1 1/8	1 1/4	1 7/16	1 5/8	1 7/8	2	2 1/8	2 1/4	2 3/8	2 1/2	2 3/4
G	2 7/16	3 1/16	3 1/16	3 1/16	3 1/16	3 1/16	3 1/16	3 1/16	3 1/16	3 1/16	3 1/16	3 1/16
J	8	8	12	16	18	20	20	26	28	28	30	34

DIMENSIONES DE LAS VALVULAS DE GLOBO DE 300 LIBRAS							
	2" 50 mm	3" 76 mm	4" 101 mm	6" 152 mm	8" 203 mm	10" 254 mm	12" 304 mm
A	10 1/2	12 1/2	14 1/2	17 1/2	19 1/2	21 1/2	23 1/2
B	7/8	1 1/8	1 1/4	1 7/16	1 5/8	1 7/8	2
C	2 1/2	3 1/8	3 1/8	3 1/8	3 1/8	3 1/8	3 1/8
D	2	3	4	6	8	10	12
E	6 1/2	8 1/4	10 1/2	12 1/2	15	17 1/2	20 1/2
F	6 1/2	8 1/4	10	12 1/2	15	17 1/2	20 1/2
H	2 7/8	3 1/8	3 1/8	3 1/8	3 1/8	3 1/8	3 1/8

DIMENSIONES DE LAS VALVULAS DE RETENCION							
	2" 50 mm	3" 76 mm	4" 101 mm	6" 152 mm	8" 203 mm	10" 254 mm	12" 304 mm
A	11 1/4	13 1/4	15 1/4	18 1/4	20 1/4	22 1/4	24 1/4
B	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2 1/8	2 7/16	2 3/4	2 7/8
C	2 1/4	2 3/4	3 1/4	4 1/4	5 1/4	6 1/4	7 1/4
D	2	3	4	6	7 7/8	9 3/4	11 3/4
E	6 1/2	8 1/4	10 1/2	12 1/2	15	17 1/2	20 1/2
F	6 1/2	8 1/4	10 3/4	14	16 1/2	20	22

5.9 RECOMENDACIONES

Cuando una tubería nueva se llena por primera vez, se abren los accesorios para que el aire pueda escapar libremente; ese llenado se hace lentamente y para los sistemas grandes puede -- necesitar varios días. Cuando no se saca el aire del sistema en forma adecuada, pueden desarrollarse presiones excesivas.

Las fugas de los sistemas de distribución varían con el -- cuidado que se tenga en su construcción, edad y condición del -- sistema. La prueba para fugas se hace cerrando un tramo de -- tubería entre válvulas así como todas las conexiones para servi -- cio. Se introduce el agua por una entrada especial y se mantiene una presión normal de trabajo durante un mínimo de 12 horas -- mientras se miden las fugas. En un sistema en operación, la -- pérdida total se estima por la diferencia que hay entre la -- -- entrada medida al sistema y las entregas medidas a los consumidores.

Al construir un sistema de distribución, es conveniente -- -- anotar la localización de todas las tuberías, válvulas y acceso -- rios en plano, ya que esta información es muy útil en caso de -- hacer reparaciones y/o modificaciones.

Mientras se instala una tubería, hay posibilidad de contami -- nación. Por lo tanto, es necesario desinfectar un sistema -- -- nuevo, o uno ya construido después de hacerle reparaciones o -- -- adiciones.

CONCLUSIONES

El presente trabajo cumple todos los objetivos planteados porque se cubren los temas más importantes correspondientes a un sistema de agua potable. Todo esto se logró gracias a la investigación y recopilación de información técnica y socioeconómico, incluyendo manuales que contribuyeron en gran medida, así como del tiempo invertido en la creación de programas de computadora para lograr mayor eficiencia.

Si bien todo modelo implica restricciones, el propuesto -- aquí -- subrayando el análisis estático empleado en el tema de distribución -- resuelve las exigencias mínimas necesarias ofrecidas por un sistema de agua potable. Abarcando desde el uso -- tradicional de los conceptos básicos empleados en la hidráulica hasta los modernos sistemas de computación, apoyados esta vez -- por la programación lineal, cuya finalidad consiste en el uso -- eficiente de recursos limitados para alcanzar objetivos deseados.

El estudio conjunto de los temas de conducción, regularización y distribución permite evaluar todos los factores que giran en torno a proyectos de esta naturaleza.

El procedimiento que aquí se presenta no pretende ser el mejor camino para resolver el problema de diseño de redes de agua potable. Sin embargo, se persigue despertar interés y ayudar a profundizar más en su estudio, para encontrar nuevas -- alternativas y lograr obtener soluciones económicas y funcionales.

les a problemas cada vez más complejos. Porque de todos es conocido que las soluciones que hasta hoy se han ofrecido, son, sin lugar a dudas, las más económicas (o por lo menos debieran serlo).

Sin embargo existen múltiples estudios enfocados a mejorar el diseño u obra de sistemas de agua potable, pero por diversas razones no se han aplicado. Aún cuando en México, se reconoce, que existen muchos cientos de poblaciones que carecen y por tanto demandan los servicios de agua potable.

BIBLIOGRAFIA

1. Abastecimiento de Agua Potable y Disposición y Eliminación de Excretas. Pedro López Alegría. México, Instituto Politécnico Nacional, 1985.
2. Apuntes de Hidráulica II. Humberto Gardea Villegas. México, U.N.A.M., Facultad de Ingeniería, 1984.
3. Apuntes de Mecánica de fluidos. Roberto A. Castro Flores, - Raúl León Ventura. México, U.N.A.M., Facultad de Ingeniería, 1985.
4. Ciencias Físicas. Artur Beiser, traducc. Alberto Villegas - Betancourt. México, Ed. McGraw-Hill, 1976.
5. Estudios integrados para la ejecución de proyectos de abastecimiento de Agua Potable. Ing. Jaime Alfredo Flores Viveros, tesis profesional . México, U.N.A.M., 1983.
6. Física. Raymond A. Serway, traducc. Ing. José H. Pérez Castellanos. México, Ed. Interamericana, 1985.
7. Física. Alberto P. Maiztegui, Jorge A. Sabato. 9ª ed., - - Argentina, Ed. Kapelusz, 1973.
8. Guía general para la elaboración de Proyectos de Ingeniería de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado. Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas. México, U.N.A.M., - Facultad de Ingeniería, 1979.
9. Hidráulica. Samuel Trueba Coronel. 18ª ed., México, Ed. - - C.E.C.S.A., 1980.

10. Hidráulica General. Gilberto Sotelo Avila. 6ª ed., México, Ed. Limusa, 1982.
11. Hidráulica Práctica. Andrew L. Simon, traducc. Carlos A. -- García Ferrer. México, Ed. Limusa, 1986.
12. Hidráulica y Máquinas Hidráulicas. M. N. Pashkov, F. M. Dolqachev, traducc. V. A. Merchevski. URSS, 1985.
13. Instructivo para Estudio y Proyecto de Abastecimiento de -- Agua Potable. U.N.A.M., Facultad de Ingeniería. México, 1985.
14. Manual de Normas de Proyectos para Obras de Aprovechamiento de Agua Potable en localidades Urbanas de la República -- Mexicana. U.N.A.M., Facultad de Ingeniería. México, 1985.
15. Manual de Diseño de Obras Civiles. C. F. E., tomo II. México, 1969.
16. Manual de Hidráulica. J. M. Azevedo Netto, traducc. Guillermo Acosta Alvarez. 6ª ed., México, Ed. Harla, 1975.
17. Manual de Instalaciones. Sergio Zepeda C. México, Ed. Limusa, 1986.
18. Manual de Saneamiento. Dirección de Ingeniería Sanitaria -- S.S.A.. 4ª ed., México, Ed. Limusa, 1984.
19. Manual para elaborar trabajos de Investigación Documental. Guillermina Baena Paz. México, Ed. Editores Mexicanos Unidos, 1981.
20. Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas. Claudio Mataix. 6ª ed., México, Ed. Harla, 1979.

21. Métodos Numéricos. Rodolfo Luthe, Antonio Olivera. 2ª ed., - México, Ed. Limusa, 1981.
22. Notas de Ingeniería Sanitaria. Ing. Fernando Cruz Rodríguez.
23. Notas de Mecánica de Fluidos. Ing. Alfredo Bueno Contreras.
24. Obras Hidráulicas. Fco. Torres Herrera. México, Ed. Limusa, 1980.
25. Programación Lineal. Saúl I. Gass, traducc. José Rosendo -- Sánchez Palma. 3ª ed., México, Ed. C.E.C.S.A., 1981.
26. Proyectos de Plantas de Bombeo. Secretaría de Recursos - -- Hidráulicos. México, 1976.
27. Tesis Profesionales. Angeles Mendencia Alatorre. 17ª ed., - México, Ed. Porrúa, 1985.