



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

OBRAS DE CAPTACION PARA ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE.

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de

INGENIERO CIVIL

Presenta ;

GERMAN OCTAVIO LOPEZ SALAZAR

MEXICO, D. F.

1993.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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

		PAG.
I.	INTRODUCCION	1
I.1.	BREVES DATOS DE LA CONFORMACION Y EXTENSION DEL TERRITORIO MEXICANO Y POLITICA HIDRAULICA	1
I.2.	GENERALIDADES. CICLO HIDROLOGICO	3
	EVAPORACION	4
	PRECIPITACION	6
	INFILTRACION	10
	AGUA SUBTERRANEA	13
	EVAPOTRANSPIRACION	18
	ESCURRIMIENTO	19
II.	HIDRAULICA DE AGUAS SUPERFICIALES	21
	SECCIONES DE CONTROL	21
	RELACION SECCION-VELOCIDAD	22
	RELACION SECCION-PENDIENTE	28
	HIDROGRAMA	37
III.	HIDRAULICA DE AGUAS SUBTERRANEAS	42
	MOVIMIENTO DEL AGUA SUBTERRANEA	45
	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	47
	ECUACIONES DEL MOVIMIENTO	52
	HIDRAULICA DE POZOS	54
IV.	ACCIONES HIDRAULICAS EN EL MARCO DE DESARROLLO URBANO RELACIONADAS CON EL AGUA	64
	DEMANDA DE AGUA	67
	NORMAS Y CRITERIOS DE CALIDAD DEL AGUA	70
	CONDUCCION POR GRAVEDAD	75
	CONDUCCION POR BOMBEO	82
	REDES DE DISTRIBUCION	89
V.	OBRAS DE CAPTACION	100
V.1.	AGUAS METEORICAS	100
V.2.	AGUAS SUPERFICIALES	103
V.3.	AGUAS SUBTERRANEAS	113
	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS GALERIAS FILTRANTES Y POZOS EXCAVADOS	133
VI.	CONCLUSIONES	138
	BIBLIOGRAFIA	153

I. INTRODUCCION

Uno de los servicios públicos imperativos en la sociedad moderna es un adecuado abastecimiento de agua. Sin el presiado líquido, ni el individuo ni la comunidad podrían subsistir. Por reducido que sea el volumen de agua disponible permitirá cierta forma de vida, por difícil que ésta resulte. Más tan pronto como crecen los conglomerados humanos se hace más serio el problema del abastecimiento de agua. Los sistemas primitivos destinados a satisfacer las necesidades de la familia (agua de pozo o acarreada de manantial o arroyo) ceden el paso a sistemas más modernos y complicados que recurren a la perforación de pozos profundos o al almacenamiento de las aguas de lagos o ríos. En algunos casos el líquido fluye por gravedad, en otros hay que bombearlo para hacerlo llegar a depósitos elevados.

A medida que se han ido perfeccionando los conocimientos científicos han aumentado las exigencias respecto a las propiedades de las aguas potables. Se insiste en que éstas sean agradables al paladar, claras y estén razonablemente libres de sales, de sustancias tóxicas y gérmenes patógenos causantes de diversas enfermedades, entre ellas la fiebre tifoidea, el cólera y la disentería.

Las poblaciones modernas no solo suministran agua para el consumo humano, sino también la que se requiere para usos: doméstico, industrial y servicios públicos, como limpieza de albañales, aseo de calles, combate de incendios, riego de parques y jardines, etc.

I.1. BREVES DATOS DE LA CONFORMACION Y EXTENSION DEL TERRITORIO MEXICANO Y POLITICA HIDRAULICA.

El área total del territorio es de 1'957,183 Km²; está dividida en treinta y un estados y un Distrito Federal, en el cual residen los tres poderes: Ejecutivo, Legislativo y Judicial. Sus límites son: Al Norte colinda con los Estados Unidos, teniendo una longitud de 3,114.7 Km la frontera con dicho país; al Oriente colinda con el Golfo de México y con el Mar de las Antillas o Mar Caribe, estos litorales tienen una longitud de 2,756 Km respectivamente; al Oeste colinda con las aguas del Océano Pacífico y las del Golfo de California, en cada una con una longitud de 3,867 Km y 3,280 Km y al Sur con la República de Guatemala y el Territorio de Belice u Honduras Británicas, siendo la longitud de estas fronteras de 962 Km y 259.2 Km respectivamente.

Geográficamente la República Mexicana está limitada por los

paralelos de Latitud Norte 14°30' (boca del río Suchiate) y el 32°49' (frente a la confluencia de los ríos Colorado y Gila); y por los Meridianos 86°46' y 117°08' al Oeste del Meridiano de Greenwich.

En cuanto a su orografía, el 64% de su superficie está constituida de montañas y el 36% restante lo constituyen tierras llanas apropiadas para el cultivo.

Climatologicamente el 63% del territorio es árido; el 31% es semiárido; el 5% semihúmedo y el 1% restante húmedo.

En materia de agua, el volumen total disponible de las superficiales en todo el territorio es de 410,000 millones de m³/año.

Las demandas previstas al terminar el presente siglo serán de 118,900 millones de m³/año, o sea el 29% del total disponible, cuya distribución de acuerdo a su uso y teniendo en cuenta que para entonces su población será de 100 millones, tendríamos lo siguiente:

En usos rurales y urbanos sirviendo con instalaciones al 90% de la población a razón de 0.5 m³/hab/día

16,425'000,000 m³/año

Demandas en usos industriales a razón de 1.2 m³/hab/día

31,536'000,000 m³/año.

De acuerdo con estas cifras, los principales problemas, que en relación con los recursos hidráulicos, tenemos que abordar en síntesis son:

Incrementar al máximo los rendimientos del uso del agua para todos los fines.

Conducirla desde los lugares donde hay recursos suficientes, hasta donde es mayor la necesidad de ella y conservarla en lo posible en los niveles más altos dentro de las zonas de utilización, en donde se concentra la mayor parte de la población, reduciendo los escurrimientos hacia el mar.

Para lograr esta meta la política hidráulica del Gobierno de México, descansa sobre las siguientes bases:

- 1.- Estudios e investigaciones de amplitud nacional para el mejor conocimiento de nuestros recursos superficiales y subterráneos.
- 2.- Preparación académica de actualización y adiestramiento en el trabajo, de quienes intervienen en los planes para el aprovechamiento óptimo del agua.
- 3.- Educación práctica al usuario para que emplee el agua --

con mayor eficiencia.

- 4.- Distribución racional del agua superficial y subterránea, para que sea usada en donde se obtenga el más alto provecho económico y el mayor beneficio humano.
- 5.- Llevar agua preferentemente a niveles superiores a los - que se ubican los centros poblacionales.
- 6.- Ayuda pecuniaria para recuperarse a muy largos plazos en forma indirecta, a las zonas sin capacidad económica.
- 7.- Estimular la regeneración y usos de las aguas subterráneas.
- 8.- Desalar el agua de mar, cuando el desarrollo y sus consecuentes necesidades de alimentación y producción industrial lo requieran.

Como resultado de la aplicación de esta política, se han emprendido nuevas obras y abierdo campos de actividades, tendientes no solo al aprovechamiento de nuestros ríos en sus propias cuencas, sino a redistribuir el agua disponible, desde las zonas en que abunda, hacia regiones en que sus limitaciones constituyen un freno a los desarrollos en marcha.

I.2.- GENERALIDADES. CICLO HIDROLOGICO

El agua es el líquido más abundante e indispensable que existe en la naturaleza, ningún ser podría vivir sin su presencia, ya sea aisladamente o en grupos, ya que la requiere siempre en forma inevitable, desde las pequeñas cantidades que utiliza directamente en su organismo hasta las grandes masas que favorecen el desarrollo, progreso y supremacía de los conglomerados. Fué considerada por el filósofo Tales de Mileto (640-548 A.C.) como único elemento "PRINCIPIO DE TODAS LAS COSAS"; sin restarle méritos a esta teoría, sabemos que es una sustancia vital sobre la Tierra.

El agua está clasificada dentro del Reino Mineral y como tal se considera móvil. Tiene un alto poder específico, es decir, se requieren cinco veces más calorías para incrementar un grado centígrado de temperatura a un kilogramo de agua, que para hacer lo mismo con uno de tierra seca; se enfría en la misma proporción. Esta peculiaridad es aprovechada por la naturaleza para regular los climas en la tierra y -- permitir a los cuerpos vivos un cambio lento en su temperatura en relación con la del exterior. El agua es uno de los pocos cuerpos que se dilatan al congelarse, permitiendo así que los grandes volúmenes de -- hielo formados en los casquetes polares, esten en contacto directo con

el aire y con los rayos solares para volver al estado líquido; sin esta peculiaridad, el hielo se iría a las profundidades, acumulándose cada vez hasta formar un conjunto sólido. El agua se halla distribuida en todas partes, pudiendo presentarse en los tres estados físicos.

Mediante la energía solar se evapora parte del agua contenida en los océanos, lagos, ríos y cuerpos incluyendo a la misma tierra, esparciéndose en la atmósfera como vapor, para precipitarse después en forma de lluvia por efecto de la gravedad terrestre; este proceso natural se denomina Ciclo Hidrológico.

EL CICLO HIDROLOGICO (Fig. 1).

Cabe preguntar ¿Que importancia tiene estudiar todas y cada una de las fases de este ciclo?

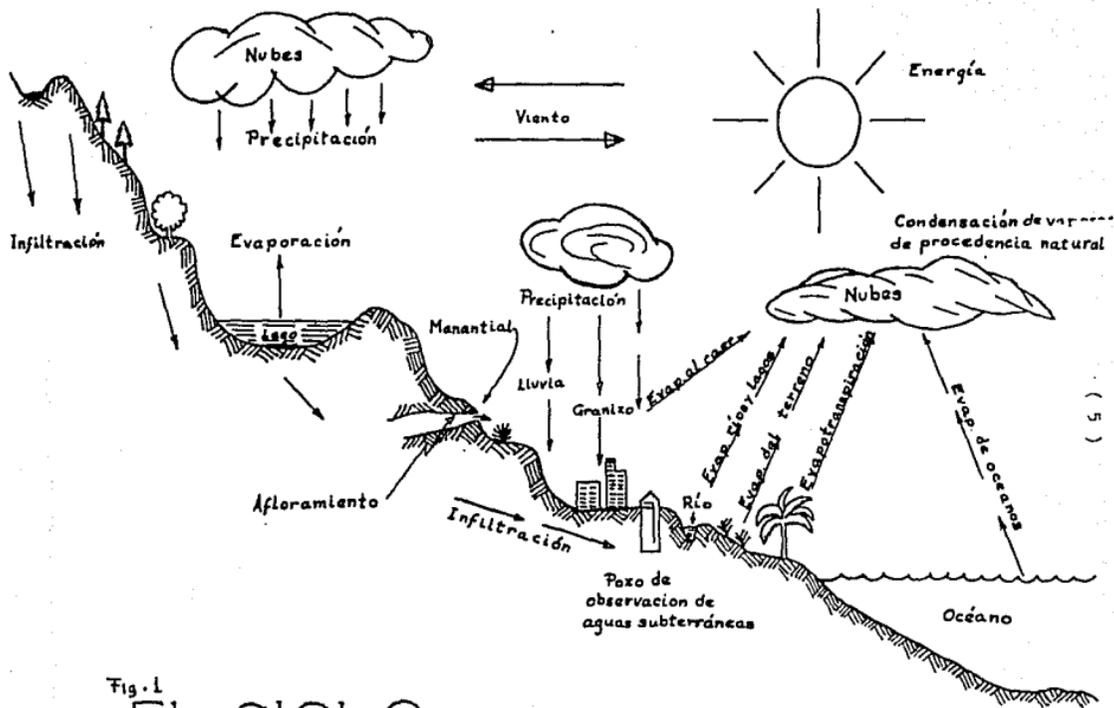
El volumen de agua existente, teóricamente es el mismo desde el inicio de nuestro planeta hasta nuestros días y seguirá siéndolo — así, probablemente por muchos millones de años más. Es mediante el Ciclo Hidrológico que se explica la constante renovación del agua, en — donde se desarrolla la vida y el origen de las fuentes de que se sirve el hombre para su desenvolvimiento cotidiano. Las partes de que consta el Ciclo Hidrológico se explican iniciando con cualquiera de ellas; por comodidad y facilidad para comprenderle, se inicia con la evaporación.

Las fases principales de éste Ciclo son:

EVAPORACION; PRECIPITACION; INFILTRACION; EVAOTRANSPIRACION y ESCURRIMIENTO. Todo se lleva a cabo por medio de la energía solar y la fuerza de gravedad terrestre.

Cuando el agua contenida en los océanos, por efecto del calor solar se evapora, se forman las nubes; los vientos las transportan a los continentes hasta hacerlas chocar contra masas de aire frío que — provocan su condensación y precipitación pluvial. Del agua que cae por efecto de la gravedad, parte se evapora antes de llegar a tocar la superficie terrestre; otra se infiltra a través de los poros del terreno para constituir el agua subterránea y de allí la toman las plantas con sumiendo una parte para su evolución; no se pierde, sino que vuelve a la atmósfera por evapotranspiración o cuando la planta muere. El resto de la lluvia escurre por la superficie de la tierra, formando arroyos y ríos que llevan el agua hasta lagos y lagunas o siguen su curso hasta desembocar al mar, en donde vuelve a evaporarse, cerrando el Ciclo.

EVAPORACION. El proceso por el cual el agua se convierte en vapor se llama Evaporación; puede ocurrir directamente de los mares o de otros almacenamientos superficiales, o bien, de árboles y plantas que



(5)

Fig. 1

EL CICLO HIDROLOGICO

interceptan la lluvia. Los factores que más influyen en la evaporación son: la temperatura (del agua y del aire), la velocidad del viento, -- grado de humedad de la atmósfera, la presión barométrica y la calidad del agua.

Hay formas teóricas y métodos directos para medir la cantidad de agua evaporada de una superficie libre de agua; las primeras -- son difíciles de aplicar, necesitando datos obtenidos con aparatos -- costosos, resultando poco prácticos; por lo que se ha adoptado el método de directo, que consiste en medir el agua que se pierde de un tanque -- expuesto en condiciones tales que mediante coeficientes correctivos se presentan la evaporación real. Actualmente existen varios tipos de estos tanques que reciben el nombre de EVAPORIMETROS. El evaporímetro usado oficialmente en las estaciones climatológicas de la República Mexicana, consiste en un recipiente circular de 1.22 m de diámetro y 0.25 m de profundidad, en el que por medio de un tornillo se toma diariamente la lectura de su nivel, reponiendo el agua perdida cuando se haga -- necesario. Este tanque requiere de un coeficiente correctivo de valor cercano a 0.70 para representar la condición de evaporación real. Es -- natural que el coeficiente resulte de reducción puesto que se trata de un volumen de agua pequeño, contenido en un recipiente de lámina y expuesto al exterior sin protección, que incrementa más rápida su temperatura, facilitándose más la evaporación que la ocurrida en un depósito natural de agua en la superficie.

Hay otros tipos que van enterrados, dejando solo al descubierto la superficie libre del agua y pueden ser de sección circular o cuadrada, sus coeficientes varían de 0.8 a 0.9, dependiendo de sus medidas. Para medir la evaporación en lagos u otros almacenamientos, se emplean los de tipo flotante que son tinas de sección cuadrada de 0.90 m por lado, con un coeficiente de 0.80. La evaporación se mide en milímetros de lámina de agua y se puede conocer su variación diaria, mensual e anual, mediante gráficas e curvas para determinado lugar. Debe tomarse en cuenta al efectuar su medición, al agua de lluvia que incrementa en ocasiones el volumen de agua del tanque evaporador.

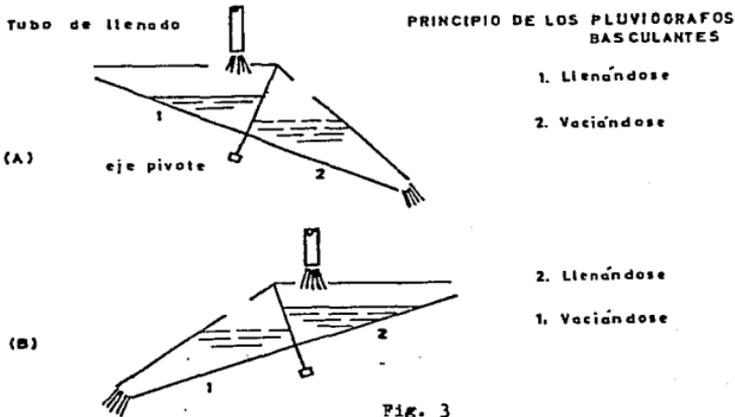
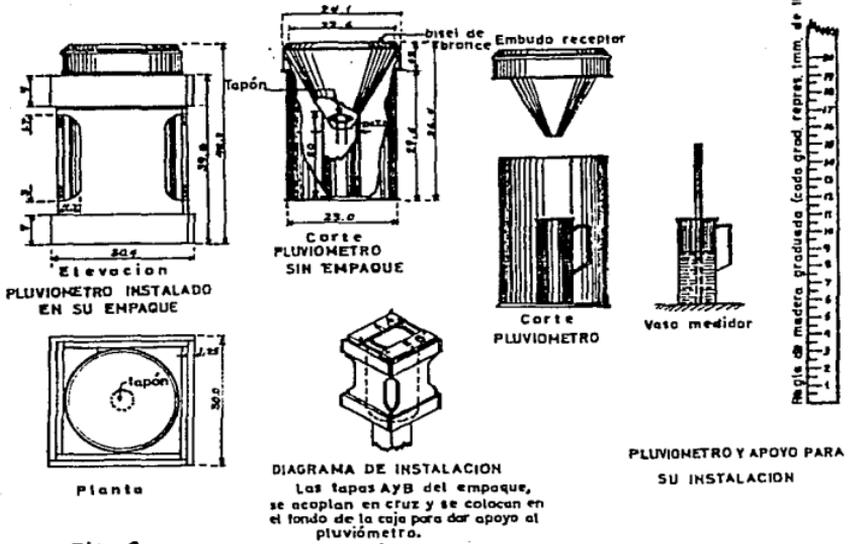
PRECIPITACION. El vapor de agua en la atmósfera forma nubes. Una nube está formada de pequeñas gotitas de agua de 10 a 30 micras de diámetro, espaciadas unas de otras apenas unos milímetros, al precipitarse tienen diámetros entre 0.5 y 2 mm; en consecuencia su volumen será de 100,000 a 1'000,000 de veces mayor que el de las gotas nubesas, indicando que para que ocurra la lluvia, es necesaria la unión de --

las gotas en estado de condensación y que cese el estado de equilibrio en que estaba la nube. Este solo acontece, cuando la nube es atravesada por gotas de diámetro mayor o por partículas extrañas, inclusive -- cristales de hielo con características de polaridad electrostática diferente al de la masa estable; o también cuando se exponen a un descenso brusco de temperatura.

Aparatos para su medición. Se han desarrollado gran variedad de instrumentos y técnicas para recoger información de las diversas fases de la precipitación. Las más importantes son los instrumentos para medir la cantidad e intensidad de precipitación en una zona determinada. Todas las formas de precipitación se miden basándose en la altura del agua que se acumularía en una superficie horizontal, si la precipitación permaneciese donde cayó; esta se mide en milímetros en aparatos denominados pluviómetros. Existen diversos tipos de pluviómetros pero todos ellos constan de un embudo y de un recipiente que almacena el agua captada por aquél. Se lleva un registro de las lecturas diarias, -- que se hacen introduciendo una regla graduada para tal fin. Para tener lecturas en cualquier momento, se emplean los pluviógrafos, los cuales son simples pluviómetros con sistema automático de registro. Existen tres tipos de pluviógrafos según el modo de operar (figs. 2 y 3):

1.- Pluviógrafo de balanza o pesada. Estos aparatos llevan un resorte debajo del receptáculo que es susceptible al incremento en peso del agua que va recibiendo; este movimiento vertical, es registrado mediante una aguja que traza una gráfica en un tambor montado sobre un mecanismo de relojería, que le hace girar una vuelta en un día e una vuelta cada semana, etc., según el tiempo y el personal de que se disponga para su control y vigilancia. El tipo de gráfica resultante es descendente y la pendiente será un reflejo de la intensidad, o sea la cantidad de lluvia caída en un determinado tiempo. En caso de que la lluvia llegue a llenar el recipiente, éste se vacía rápidamente mediante un sifón; esta operación se registra con una línea vertical ascendente en la gráfica y por ella se puede saber cuantos milímetros se deben acumular, para tomarlos en cuenta.

2.- Pluviógrafos basculantes. Constan de un par de pequeños receptáculos con sección triangular que giran sobre su eje de unión que se van alternando para recibir el agua recolectada por el embudo. La operación se lleva a cabo cuando uno de los recipientes al irse llenando -- por la forma de colocación en que se halla, cambia su centro de gravedad hasta que vence el peso del recipiente vacío, iniciándose la mis



ma operación con el otro receptáculo; en el tipo eléctrico se aprovecha el balanceo para cerrar circuitos eléctricos que hacen saltar la aguja registradora, dando por resultado una gráfica escalonada.

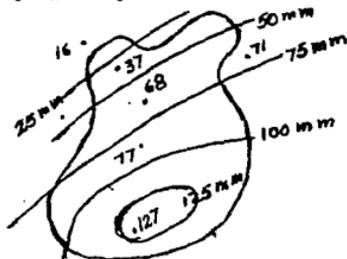
En el tipo mecánico se vaía el agua a recipientes que registran la cantidad acumulada; en forma automática, cuando la aguja llega a su límite superior, se regresa para iniciar su cometido sobre el tambor giratorio.

3.- Pluviógrafos de flotador. Son de los más comunes, registran el movimiento ascendente de un flotador colocado en el tanque receptor. --- Cuentan también con un sifón para vaciarse cuando llegan a su máximo, --- con lo cual permiten la continuidad en el registro.

Requisitos que deben llenarse para el buen uso de los pluviógrafos. Para obtener lecturas confiables de pluviógrafos o pluviómetros se deben tomar en cuenta ciertas requisites durante su instalación, como son:

- a) Que no queden cerca de paredes u otros objetos que formen corrientes de aire y modifiquen la cantidad de lluvia sobre el aparato. Para evitar éste se requiere que estén por lo menos 15 m alejados de cualquier obstáculo.
- b) Colocarlos a una distancia mínima de 0.75m del suelo para evitar que por rebote o por corrientes de aire, la lluvia que ya pase fuera del cono de recepción se registre como nueva.

Con los datos obtenidos en las estaciones pluviométricas, -- distribuidas estratégicamente en las zonas donde se realizan estos estudios se forman las cartas en donde por medio de curvas se unen los puntos de igual precipitación; estas curvas reciben el nombre de isoyetas. La precipitación de una zona se calcula multiplicando la precipitación media entre isoyetas sucesivas (se toma la media de los valores consecutivos) por el área entre isoyetas, sumando dichos productos y dividiendo por el área total: Ejemplo del cálculo de la altura media de precipitación por el método de las isoyetas.



Isocoyeta (mm)	Area comprendida. (Km ²)	Area Neta (Km ²)	Precipitación Media (mm)	Volumen de Precipitación. (Col 3 x Col 4)
125	34	34	135	4,590
100	234	200	112	22,400
75	535	301	87	26,187
50	1,045	510	62	31,620
25	1,545	500	37	18,500
25	1,628	83	20	1,660

T=104,957

$$Hm = \frac{104,957}{1,628} = 64.5 \text{ mm.}$$

INFILTRACION.

Infiltración es el proceso por el cual el agua penetra en los estratos de la superficie del suelo y se mueve hacia el manto freático. El agua primero satisface la deficiencia de humedad del suelo y, después, cualquier exceso pasa a formar parte del agua subterránea. La cantidad máxima de agua que puede absorber un suelo en determinadas condiciones se llama capacidad de infiltración. Durante una tormenta solo se satisface la capacidad de infiltración mientras ocurre la lluvia en exceso. Antes o después de la lluvia en exceso, la capacidad de infiltración estará ligada a la intensidad que tenga la lluvia.

La infiltración puede considerarse como una secuencia de tres pasos que son: entrada en la superficie, transmisión a través del suelo, y agotamiento de la capacidad de almacenaje del suelo. Además de estos factores, se deben de tomar en cuenta el medio permeable y el flujo.

Entrada a la superficie. La superficie del suelo puede obstruirse por el lavado de finos y el impacto de las gotas de agua, lo cual evita o retarda la entrada del agua dentro del suelo; por este hecho, un suelo con una buena red de drenaje puede tener baja capacidad de infiltración. Teniendo la vegetación una influencia importante en este aspecto.

Transmisión a través del suelo. La rapidez con que el agua penetra en un suelo depende de su capacidad de transmisión, la cual varía para los diferentes horizontes del perfil del suelo; una vez --

que este se ha saturado, la capacidad de infiltración está limitada - por la menor transmisión del agua infiltrada que tenga el suelo.

Si la entrada del agua en la superficie del suelo es menor que la transmisión más baja de cualquier horizonte del suelo, la infiltración quedará supeditada.

Agotamiento de la capacidad de almacenaje del suelo. El almacenaje disponible en cualquier horizonte depende de su porosidad, - espesor y contenido de humedad. La naturaleza y magnitud de la porosidad del horizonte del suelo depende de su textura, estructura, contenido de materia orgánica, penetración de las raíces y muchos otros -- factores.

La infiltración que ocurre en el inicio de la tormenta está controlada por el volumen, tamaño y continuidad de los poros no capilares, ya que proporcionan fáciles trayectorias para el movimiento -- del agua. La capacidad de almacenaje afecta directamente a la cantidad de infiltración durante la tormenta. Cuando esta última cantidad está controlada por su transmisión a través de los estratos del suelo, esta irá disminuyendo conforme se agote el almacenaje de los estratos superiores al estrato que tiene la menor transmisión.

Características del medio permeable. Para el suelo, la capacidad de infiltración está relacionada con el tamaño del poro y su -- distribución. En las arenas, los poros son relativamente estables, aunque durante una tormenta se puede formar una masa más densa; sin embargo, este cambio en las arenas es relativamente lento comparado - con las arcillas y los limos.

En suelos en estado seco con cantidades apreciables de limo o arcilla, es posible tener poros relativamente largos que pueden desintegrarse durante una tormenta. Dichos suelos normalmente contienen material coloidal, el cual se hincha cuando está húmedo; así, un cambio en la permeabilidad de la masa es más frecuente que en las arenas. Por otra parte, el impacto de las gotas de agua compactan el suelo y ocasionan que las partículas muy pequeñas de limo y arcilla penetren en los poros del material, sellándolos y reduciendo la infiltración. Las modificaciones del tamaño del poro y su distribución son comunes en el campo, y dependen principalmente del contenido de materia orgánica del suelo.

Características del flujo. Otro grupo de factores que afectan a la infiltración, aunque en grado menor, son aquellos que modifi

can las características físicas del agua. Uno de los cambios más importantes en el agua infiltrada es su contaminación, que, en la mayoría de los suelos, ocurre en mayor o menor escala, debido a las arcillas finas y coloides. Esto afecta en forma directa a la infiltración, ya que el material en suspensión que lleva el agua infiltrada bloquea los poros del suelo por los cuales pasa.

La temperatura y viscosidad del fluido también afectan a la cantidad de agua que se mueve a través del suelo.

Medición de la infiltración. Para medir la infiltración de un suelo se usan los infiltrómetros, que sirven para determinar la capacidad de infiltración en pequeñas áreas cerradas, aplicando artificialmente agua al suelo. Estos se usan con frecuencia en pequeñas cuencas o en áreas pequeñas o experimentales dentro de cuencas grandes.

Cuando en un área se presenta gran variación en el suelo y vegetación, esta se subdivide en subáreas relativamente uniformes, de las cuales, haciendo una serie de pruebas, se pueden obtener informaciones aceptables.

Siendo la infiltración un proceso complejo, a partir de los infiltrómetros es posible inferir la capacidad de infiltración de cualquier cuenca en forma cualitativa y no cuantitativa. La aplicación más favorable de este equipo se logra en zonas experimentales, donde se puede valorar la infiltración para diferentes tipos de suelo y contenido de humedad.

Los infiltrómetros se pueden dividir en dos grupos:

Infiltrómetros de carga constante. que permiten conocer la cantidad de agua que penetra en el suelo en un área cerrada, a partir del agua que debe agregarse a dicha área para mantener un tirante constante, que generalmente es de medio centímetro.

Los infiltrómetros de carga constante más comunes consisten en dos aros concéntricos, o bien en un solo tubo. En el primer tipo, se usan dos aros de 23 y 92 cm de diámetro respectivamente, los cuales se hincan en el suelo varios centímetros.

El agua se introduce en ambos compartimientos, los cuales deben conservar el mismo tirante. El objeto del aro exterior es evitar que el agua dentro del aro interior se expanda en una zona de penetración mayor que el área correspondiente. La capacidad de infiltración del suelo se determina a partir de la cantidad de agua que hay que agregar al aro interior para mantener su tirante constante. El segundo tipo consiste en un tubo que se hincan en el suelo hasta --

una profundidad igual a la que penetra el agua durante la medición, lo que evita que el agua se expanda. En este caso se mide el agua -- que se le agrega para mantener el nivel constante.

Aunque estos aparatos proporcionan un método simple y directo para determinar la cantidad de agua que absorbe el suelo con estas condiciones, solo considera la influencia del uso del suelo, vegetación y algunas variables físicas. Esta forma de medir la infiltración puede cambiar con respecto a la real, porque no toma en cuenta el efecto que producen las gotas de lluvia sobre el suelo, como son la compactación y el lavado de fines. Por otra parte, tampoco considera el efecto del aire atrapado, el cual se escapa lateralmente. Además, es imposible hincar los aros o el tubo sin alterar las condiciones del suelo cerca de su frontera; el área afectada puede ser un porcentaje apreciable del área de prueba, ya que esta es muy pequeña.

Simuladores de Lluvia. Con el objeto de evitar en lo posible las fallas de los infiltrómetros de carga constante, se usan los infiltrómetros que simulan la lluvia, aplicando el agua en forma constante al suelo mediante regaderas. El área que estos simuladores cubren varía generalmente entre 0.1 y 40 m². En estos aparatos la capacidad de infiltración se deduce midiendo el escurrimiento superficial resultante de una lluvia uniforme. Existen diversos tipos de infiltrómetros de esta clase, dependiendo del sistema generador de lluvia y la forma de recoger el escurrimiento superficial del área en estudio.

AGUA SUBTERRÁNEA.

Por agua subterránea se entiende el agua que ocupa todos los vacíos dentro de un estrato geológico. Comprende toda el agua -- que se encuentra por debajo del nivel freático. La mayor cantidad de ésta proviene de aquella infiltrada a través de los diferentes estratos del suelo, aunque una mínima parte de la misma puede tener otros orígenes.

El proceso por medio del cual se incrementa el volumen de agua subterránea se conoce como recarga, la cual ocurre principalmente en épocas de lluvias. El agua subterránea, al igual que la superficial, se mueve por efecto de la gravedad terrestre a través de las formaciones permeables y aflora en la superficie del suelo alimentando a ríos y lagos, siempre y cuando su nivel freático sea superior a su plantilla.

El agua que se encuentra por debajo de la superficie del suelo puede estar alojada en dos zonas, las cuales están limitadas por el nivel freático. La zona que se encuentra arriba del nivel freático se conoce como zona de aereación y sus intersticios están ocupados parcialmente por aire y agua. La zona inferior denominada de saturación se caracteriza por que todos los intersticios están llenos de agua sujeta a presión hidrostática (Fig. 4).

En la zona de saturación es donde se encuentra el agua subterránea, y como todos los intersticios están llenos, la porosidad es una medida directa del agua por unidad de volumen.

A las formaciones geológicas permeables que contienen agua subterránea se les conoce con el nombre de acuíferos.

Acuífero, Acuíclud y Acuífardo.

Acuífero es una unidad geológica saturada que puede transmitir agua en cantidades significativas. Acuíclud es una unidad geológica impermeable. Se denomina acuífardo a una unidad geológica que puede transmitir cantidades significativas de agua a escala regional. Por su ambigüedad las definiciones anteriores no tienen validez general, sino que deben aplicarse en sentido relativo dentro de un marco de referencia específica. Así se acostumbra aplicar el término acuífero a las unidades más permeables de una secuencia, y el término acuífardo a las unidades de permeabilidad comparativamente menor. El término acuíclud es poco utilizado, ya que son raras las rocas rigurosamente impermeables.

Tipos de acuíferos. Desde el punto de vista hidráulico los acuíferos pueden clasificarse en tres tipos: Confinados, Semiconfinados y Libres. Un acuífero confinado, también llamado artesiano, es aquel que se encuentra entre dos acuícludes. El semiconfinado es el que está limitado verticalmente por uno o dos acuífardos. El acuífero libre o freático es aquel cuyo límite superior es la superficie freática. Los acuíferos rigurosamente confinados son poco comunes, ya que la mayoría de los estratos que limitan a los acuíferos pueden cederles cantidades apreciables de agua bajo los efectos del bombeo. En esta definición es importante el factor tiempo. Algunos acuíferos se comportan como confinados al iniciarse el bombeo y gradualmente se transforman en semiconfinados después de cierto tiempo de bombeo.

En pozos que captan acuíferos confinados o semiconfinados, el nivel del agua asciende arriba del techo del acuífero. La superfi

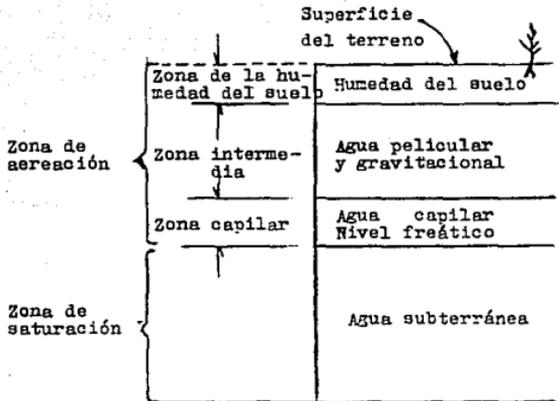
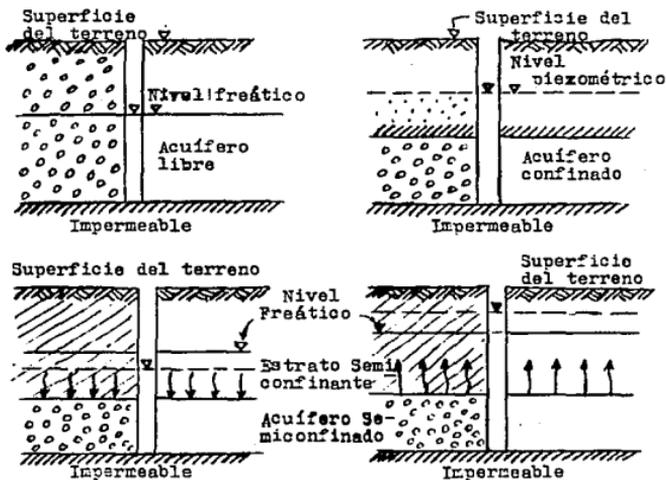


Fig 4. DISTRIBUCION DEL AGUA EN EL SUBSUELO

Fig 5. Diferentes tipos de ACUIFEROS



cie imaginaria definida por los niveles de agua de los pozos que penetran este tipo de acuíferos, recibe el nombre de Superficie Piezométrica; sus variaciones corresponden a cambios de la presión a que está sujeta el agua en el acuífero, y puede encontrarse, en un punto dado, arriba o abajo del nivel freático. Cuando dicha superficie se encuentra arriba de la superficie del terreno, da lugar a pozos artesianos. - El espesor saturado de estos acuíferos no varía en el tiempo.

Por el contrario, el espesor de los acuíferos libres varía continuamente con la oscilación de la superficie freática. Los acuíferos confinados y semiconfinados pueden transformarse en libres, cuando la superficie piezométrica desciende bajo el techo del acuífero. En la Fig. 5, se ilustran esquemáticamente los diferentes tipos de acuífero. Haciendo una analogía con obras hidráulicas, puede decirse que el acuífero confinado funciona como una tubería a presión, y el acuífero libre, como un canal.

Comportamiento de los acuíferos. Un acuífero es un recipiente subterráneo que tiene mecanismos naturales de recarga y descarga, - que pueden ser modificados mediante recarga y/o descarga artificiales (Figs. 6 y 7). La recarga natural de los acuíferos es originada por la infiltración del agua de lluvia o del escurrimiento superficial en terrenos permeables. Los acuíferos pueden recibir también recarga inducida por el desarrollo, en especial el agrícola y recarga artificial mediante obras construidas con ese fin.

La descarga natural tiene lugar a través de manantiales y - cauces; por evapotranspiración en áreas con nivel freático cercano, y - subterráneamente al mar o a cualquier masa de agua superficial (laguna, lago o vase). El agua se mueve en el acuífero, de las zonas de recarga a las de descarga, siguiendo las trayectorias de menor resistencia y a una velocidad que depende de la permeabilidad de las rocas y del gradiente hidráulico. La velocidad puede variar desde unos cuantos centímetros por año en materiales arcillosos, hasta varios cientos de metros por año en gravas; aunque en algunas rocas volcánicas y calizas, puede llegar a ser de varios kilómetros por año.

Manantiales. Ya se explicó con anterioridad que los manantiales son aguas subterráneas que afloran a la superficie en forma natural y como tales tienen su origen en la infiltración del agua superficial o de lluvia. Los distintos estratos permeables del terreno, constituyen el agua que escurre sobre o entre ellos; si en este fluir del agua

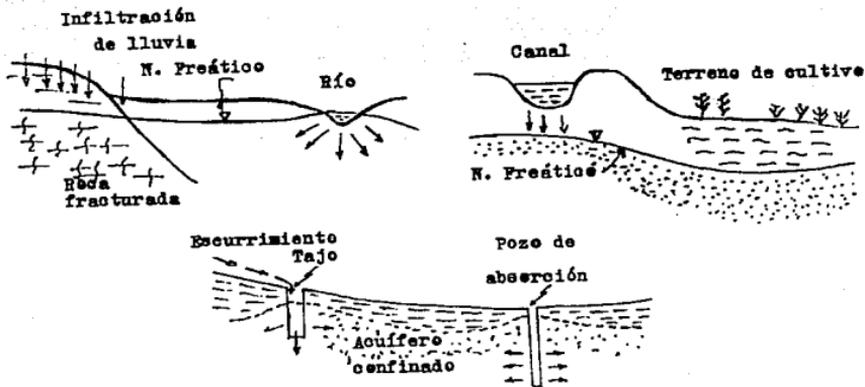


Fig. 6. RECARGA DE LOS ACUIFEROS.

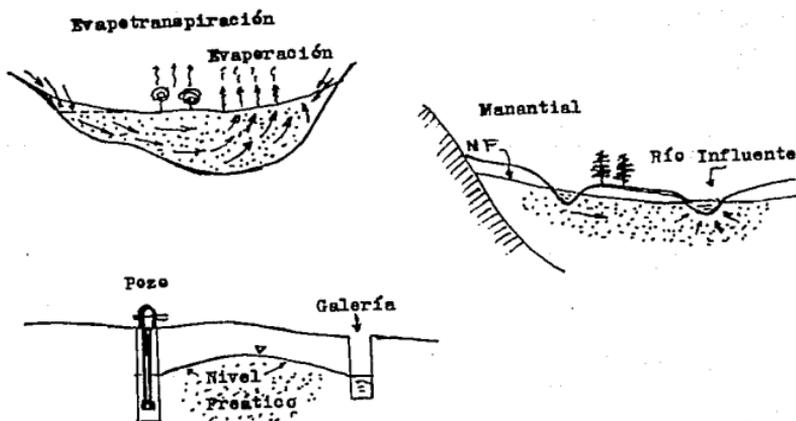


Fig. 7. DESCARGA DE LOS ACUIFEROS.

subterránea la topografía e accidentes del terreno certan a un manto saturado, se deja la salida libre del agua hacia la superficie nueva mente. Se conocen tres condiciones generales de los estratos terrestres que producen manantiales:

- 1.- Cuando una capa saturada del suelo es cortada y expuesta al exterior.
- 2.- Cuando un terreno saturado, rocoso y poroso es expuesto al exterior.
- 3.- Cuando un estrato rocoso que reposa sobre un terreno saturado — contiene fisuras e grietas que dejan escapar el agua al exterior.

Estos tres motivos geológicos de manantiales se denominan respectivamente: FILTRACION, TUBULAR y FISURA.

El caudal de la mayor parte de los manantiales es pequeño y generalmente de escasa importancia hidrológica, aunque incluso un manantial pequeño puede proporcionar agua para una granja. O. E. — Meinzer clasificó los manantiales en relación con su caudal en ocho magnitudes. Los primeros descargan $2.8 \text{ m}^3/\text{seg}$ e más, mientras que los de octava magnitud tienen un caudal de descarga de $1.5 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Los manantiales pueden ser de gravedad e artesianos según que prevengan de agua sin o con presión. Los primeros se ven seriamente afectados por las lluvias, disminuyendo e aumentando su caudal en épocas de seca; los segundos, son más constantes y no presentan grandes cambios estacionales. Sobre el agua de los manantiales, se ha discutido mucho para definir si deben considerarse como superficiales o como subterráneas al efectuar un balance de los diversos recursos hidráulicos. Como son aguas que inmediatamente escurren, se antoja clasificarlas como superficiales; pero dado su origen, son subterráneas.

EVAPOTRANSPIRACION.— Esta es el conjunto de la evaporación — de toda el agua en el suelo, nieve (en caso de haberla) y hielo, más la transpiración de las plantas que pasa a la atmósfera. La transpiración de las plantas está regida por los factores fisiológicos propios, la radiación calorífica solar, las condiciones atmosféricas, — tipo geológico del suelo y constitución química del mismo.

Hay numerosos métodos para estimar la evapotranspiración y la evapotranspiración potencial, ninguno de los cuales es aplicable a todos los casos. En la actualidad se realizan muchas observaciones de evapotranspiración potencial en recipientes con suelo cubierto de hierba, conocidas con los nombres de tanques, evapotranspirómetros —

y lisímetros. Los dos primeros términos se refieren generalmente a recipientes con fondo sellado reservando el uso de la palabra lisímetro para recipientes con fondo permeable. La evapotranspiración se calcula manteniendo un equilibrio de agua en el recipiente. Al igual que los tanques de evaporación, los evapotranspirómetros solo proporcionan un índice de la evapotranspiración potencial. Por eso el instrumental y la tipificación operativa son de extremada importancia. Raramente se logran observaciones fidedignas de tanques de evapotranspiración natural (apreciablemente inferior a la potencial), pues resulta virtualmente imposible en tales condiciones mantener la humedad del suelo y la de la cubierta vegetal dentro y en los alrededores de dichos tanques.

ESCURRIMIENTO.- El escurrimiento es la parte de la precipitación drenada por las corrientes de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, y con base en ellas, se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial e subterráneo.

El escurrimiento superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y solo existirá durante una tormenta e inmediatamente después de que esta cese. La parte de la precipitación que contribuye al escurrimiento superficial se denomina precipitación en exceso.

El escurrimiento subsuperficial se debe a la precipitación infiltrada en la superficie del suelo, pero que se mueve lateralmente sobre el horizonte superior del mismo. Esto puede ocurrir cuando existe un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo; su efecto puede ser inmediato o retardado, dependiendo de las características del suelo. En general, si es inmediato se le da el mismo tratamiento que al escurrimiento superficial; en caso contrario, se le considera como escurrimiento subterráneo. La contribución de este último escurrimiento al total varía muy lentamente con respecto al escurrimiento superficial.

Para analizar el escurrimiento total puede considerarse el compuesto por los escurrimientos directo y base. Provieniendo este último del agua subterránea y el directo es el originado por el escurrimiento superficial.

La consideración anterior tiene como finalidad distinguir la participación de cada escurrimiento. A la salida de la cuenca, en el caso de tener una corriente perenne, mientras no ocurra tormenta alguna, por dicha corriente solo se tendrá escurrimiento base debido al agua subterránea; al originarse una tormenta, si la cuenca es pequeña, casi inmediatamente se tendrá también escurrimiento directo. Ahora bien, el efecto de la tormenta se manifiesta directamente sobre el escurrimiento total y puede suceder que se requiera bastante tiempo para que el agua que se infiltra, y que pasa a formar parte del agua subterránea sea drenada.

Proceso del escurrimiento. El proceso presentado anteriormente depende de las condiciones existentes y de la cantidad de agua producida por la tormenta.

De esta forma, cuando llueve sobre una determinada zona, - hay un período inicial en el que el agua es primero interceptada por los objetos existentes en la zona, como son arbustos, pastos, árboles y en general, aquello que impida llegar el agua al suelo; posteriormente se infiltra en el suelo o llena las diferentes depresiones de la superficie. La primera de estas cantidades se denomina lluvia interceptada, y aunque no es muy importante, puede disponer de la mayor parte de una lluvia ligera. La segunda cantidad se llama infiltración; se denomina capacidad de infiltración (f) al máximo volumen de agua que absorbe un suelo en determinadas condiciones. La última cantidad se denomina almacenaje por depresión, posteriormente este almacenaje se evapora, o es empleado por la vegetación, o se infiltra en el suelo, pero no origina escurrimiento superficial.

Después de que las depresiones del suelo han sido llenadas, si la intensidad de lluvia excede a la capacidad de infiltración del suelo, la diferencia es la llamada lluvia en exceso; ésta lluvia en exceso primero se acumula sobre el terreno como detención superficial y a continuación fluye hacia los cauces. Llamandosele flujo por tierra, y el agua que en esta forma llega a los cauces es el escurrimiento superficial.

II.- HIDRAULICA DE LAS AGUAS SUPERFICIALES

Como se menciona al principio y al final del inciso denominado escurrimiento, del capítulo I, el cual es la parte de la precipitación así como de cualquier otro flujo contribuyente, drenada por las corrientes superficiales de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, y, su medición se tratará a continuación.

Aforo de corrientes.- Aforar una corriente en una sección - consiste en determinar la cantidad de agua que pasa por ella, en la unidad de tiempo.

Hay diversas formas de aforar una corriente, dependiendo de las características del río por medir, así como del equipo disponible.

Estos procedimientos se pueden agrupar en los siguientes tres criterios:

- a) Secciones de control
- b) Relación sección-velocidad
- c) Relación sección-pendiente.

De los tres criterios el primero es el más exacto, pero solo es aplicable a cauces artificiales o a corrientes de ríos de sección pequeña y escaso escurrimiento. El segundo es el más usual y se puede utilizar en cualquier tipo de corriente. El último es empleado para completar los registros que no pudieron obtenerse con el segundo (relación sección-velocidad), aunque es muy usado para obtener gastos máximos de corrientes cuando no se dispone de los aparatos necesarios de medición.

En el caso de existir una presa, se le puede usar como esta ción de aforo, debiendo calibrar previamente el vertedor y la obra de toma, y conociendo su función de almacenaje.

SECCIONES DE CONTROL.

En hidráulica, una sección de control de una corriente es - aquella donde la energía específica del escurrimiento es mínima. Dicha energía esta relacionada con el tirante crítico, por lo que se dice que hay una sección de control donde se presenta el tirante crítico. Este existe cuando hay levantamiento en el fondo del cauce, estrechamiento en la sección, o una combinación de ambos. La sección de control puede ser artificial o natural; un ejemplo típico de la pri

mera es la conocida como sección vertedora o vertedor, la cual puede ser de pared delgada o gruesa, dependiendo del ancho de la cresta -- vertedora que está en contacto con el agua.

Los vertedores de pared delgada se usan para aforar pequeñas corrientes o canales de riego. Si los gastos son menores de 0.50 m³/seg, se usan secciones transversales en forma de V, con ángulos -- que van de 60° a 90° en el vértice inferior. Para gastos mayores, se emplean secciones rectangulares.

La ventaja de utilizar este tipo de estructuras reside en que solo se requiere conocer la carga de agua sobre la cresta vertedora para obtener el gasto.

Por ejemplo, para un vertedor de sección rectangular, el -- gasto se calcula como

$$Q = C L H^{3/2} \quad (2.1)$$

donde:

C = coeficiente de descarga

H = Carga sobre la cresta vertedora, en m

L = Longitud de la cresta vertedora, en m

Q = Gasto, en m³/seg.

Se tiene la desventaja de que si la corriente transporta -- material sólido, este tipo de estructura funciona como una trampa na ra dicho material, originando fluctuaciones en el coeficiente de des carga y problemas de mantenimiento.

Para evitar estos problemas, se construyen secciones de -- control elevando el fondo del río, estrechando su sección, o arcos.

El aforo de la corriente se efectúa de la misma manera que para vertedores de pared delgada. En secciones rectangulares, el gas to se calcula como

$$Q = 1.7 b H^{3/2}$$

donde:

b = ancho de la sección del río, en m

H = energía específica, en m

Q = gasto que pasa por la sección de control, en m³/seg.

La energía específica (H), es igual a la suma del tirante en la sección de control y de su carga de velocidad.

RELACION SECCION-VELOCIDAD.

Este criterio es el más usual en ríos y se basa en el prin cipio de continuidad:

$$Q = v A$$

(2.2)

donde:

A = Area hidráulica de la sección transversal de una corriente, en m^2

Q = Gasto que pasa por esa sección, en m^3/seg

v = velocidad media de la corriente en dicha sección, en $m/seg.$

Lo anterior implica que, para conocer el gasto de un río, en una cierta sección de este, se requiere valuar su velocidad y su área.

Si se determina el perfil de la sección de aforos, al conocer el tirante del agua se obtiene el área hidráulica. Entonces, el problema se reduce a medir en una estación de aforos las elevaciones y velocidades medias del agua, para calcular el gasto que pasa en el momento de efectuar dichas mediciones.

Características de una sección de aforos e hidrométrica.

Cualquier estación de aforos que use el criterio sección-velocidad está compuesta por tres partes esenciales que son:

CONTROL. Es una sección transversal o tramo del cauce del río que permite determinar la relación existente entre las elevaciones del agua con sus gastos correspondientes

MEDIDOR DE NIVELES. Es un instrumento que se instala aguas arriba del control, dentro su intervalo de influencia, con el propósito de determinar las fluctuaciones de elevación con respecto al tiempo.

SECCION MEDIDORA. Es la sección transversal de la corriente donde se valda el gasto. La posición de dicha sección no está restringida, y puede encontrarse aguas arriba o aguas abajo de la sección de control, pero también dentro de su zona de influencia. Muchas veces la sección medidora es la misma que el control.

SECCION DE CONTROL. De los tres componentes de la estación de aforos, el más importante es el control, y para localizarlo se requiere de un cuidadoso reconocimiento del tramo del río donde se proyecte instalar una estación de aforos. Se debe considerar que el mejor control es aquel donde la sección casi no varía y que sirve para todas las elevaciones del río.

Esto implica que si el perfil longitudinal del río es sinuoso, se deberá escoger una sección sobre elevada, de tal manera -

que controle la mayor longitud de tramo de río; además se debe evitar ubicarla cerca de la confluencia de otra corriente, para evitar el efecto de remanso.

Medición de elevaciones.

La elevación de la superficie del agua en una corriente -- se define como la altura de dicha superficie referida a una cota -- arbitraria, que en algunos casos es el nivel del mar, o bien, un -- nivel inferior al fonde del cauce del río o su nivel en época de es -- tiaje.

Los aparatos para medir la elevación de una corriente pue -- den ser manuales o automáticos. A los aparatos manuales se les co -- noce como limnómetros. El más usual consta de una regla graduada -- que se introduce en la corriente. El problema en este tipo de lim -- nómetros es que no registran las elevaciones máximas, puesto que -- la información está supeditada al programa de lecturas que se eje -- cuten por medio del operader.

En general, en época de avenidas, se hacen lecturas de -- escala cada dos horas durante el día y, en época de estiaje, una -- diaria. Para registrar las elevaciones máximas, la regla graduada -- se marca con pintura soluble al agua; así, se registra, entre los -- intervalos de medición, la ocurrencia de alguna elevación máxima.

Otro tipo de limnómetro, semejante al anterior, consiste -- en un peso suspendido de un cable, el cual se puede utilizar si se -- cuenta con una estructura superior al nivel del agua, por ejemplo -- un puente, que sirva como elevación de referencia.

Colocando el dispositivo sobre la elevación de referen -- cia, se mide la longitud del cable que soporta el peso, cuando este -- toca la superficie del agua; entonces, la elevación de la super -- ficie del agua es la elevación de referencia menos la longitud del -- cable. Este aparato tiene los mismos inconvenientes que la regla -- graduada, con el problema adicional de requerirse una estructura -- de referencia.

Los aparatos que registran automáticamente la elevación -- de una corriente con respecto al tiempo se conocen con el nombre -- de limnógrafos.

Los limnógrafos tienen un flotador que se coloca sobre la -- superficie del agua, el cual está ligado por medio de un cable a un

contrapeso que en conjunto mueven un tambor y a una aguja que marca sobre un papel de registro las variaciones de los niveles de agua -- que les transmite dicho fletader. El papel de registro esta montado sobre un cilindro, el cual tiene un sistema de relejería que le permite desplazarse de izquierda a derecha. De esta manera, se obtienen registros de cambios de elevación de la superficie del agua contra -- el tiempo en que ocurren.

Cualquiera que sea el tipo de aparatos que se empleen, -- conviene colocarlos en la sección de la corriente más sensible a -- cambios de nivel, pero siempre aguas arriba de la sección de control y dentro de su zona de influencia. De igual manera, deberán -- protegerse contra la destrucción causada por materiales fletantes -- de todo tipo y colocarse en una zona donde no exista perturbación -- del nivel del agua por efecto del viento.

En general, si el aparato es un limnógrafo, este se instala sobre la junta a la corriente, para lo cual se construye un pozo o una zanja en la orilla del río por medir. El pozo se liga a la corriente mediante una tubería, no así la zanja, la cual se construye transversalmente a la corriente.

En el caso de un limnómetro de escala, este se instala sobre el margen del río, rebajandola para que tenga un talud constante, o bien sobre una zanja transversal a la corriente.

Valuación del agaste.

Una vez conocida la sección de control, es posible obtener el área hidráulica para cualquier elevación de la superficie libre del agua. Entonces, para calcular el gaste relacionado con esta área hidráulica, es necesario determinar la velocidad media de la corriente. Como la velocidad de la corriente no es uniforme, para obtener una mayor aproximación al valorar el gaste, se acostumbra -- dividir a la sección transversal de la corriente en áreas parciales que en general, son fajas verticales (Fig. 2.1). Lo cual tiene como finalidad definir los puntos de medición de la velocidad de la corriente. Estos puntos se seleccionan de acuerdo con el criterio que se sigue al valorar la velocidad media en una vertical, los cuales -- están basados en considerar a la distribución de la velocidad en -- una vertical como una parábola (Fig. 2.2)

Para valorar la velocidad media en una faja vertical se --

hacen mediciones de velocidad en puntos que se encuentren al 20 y - 80 por ciento del tirante, a partir del nivel de la superficie libre del agua.



Fig. 2.1 Forma de subdividir un cauce para valuar el gasto.

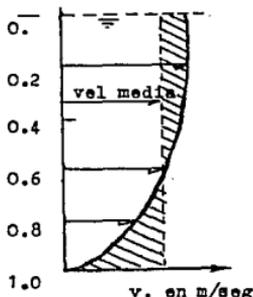


Fig. 2.2 Curva de velocidades en la vertical de una corriente.

del agua, y considerar al promedio como la velocidad media.

Cuando la corriente es pequeña, se pueden presentar problemas al emplear el criterio anterior, debido a las dificultades para medir la velocidad; en este caso, es aceptable que la velocidad media de la corriente corresponda a la velocidad que se mida a una profundidad del 60 % del tirante a partir de la superficie libre del agua (Fig. 2.2). Un último criterio es la combinación de los dos anteriores, e sea, aceptar como velocidad media al promedio de las velocidades medidas al 20, 60 y 80 por ciento del tirante a partir de la superficie libre del agua.

Conocida la velocidad media en cada faja vertical, el gasto que pasa se calcula como

$$Q = \sum_{i=1}^n a_i v_i \quad (2.3)$$

en donde:

- a_i = área de la faja vertical i , en m^2 (fig. 2.1)
- v_i = velocidad media de la faja vertical i , en m/seg (fig. 2.2)
- Q = gasto instantáneo que pasa por la sección de aforos - en el momento de efectuar las mediciones, esta dada - en m^3/seg .

En general, al valuar un gasto, los mayores errores se originan al medir las áreas, más que las velocidades. Por esta razón, es conveniente dar una especial atención a la medición de la profundidad de una corriente. Cuando las velocidades de la corriente son bajas, no se presentan problemas al obtener las áreas, pero cuando tiene velocidades medias mayores de 1.5 m/seg y el río es hondo, es difícil hacer mediciones exactas de las profundidades.

Si la sección medidora casi no varía, es posible obtener su contorno en épocas de estiaje, con lo cual se conoce a priori el área de las fajas verticales para cada elevación de agua. Si la sección medidora cambia constantemente, de tal forma que no se considere una sección fija, es necesario medir las profundidades para cada faja vertical donde se hagan determinaciones de velocidades.

El sondeo de un río con altas velocidades se hace utilizando un escandallo, el cual consiste en un peso de plomo de forma aerodinámica suspendido por un cable de acero. Lo más usual es que al mismo tiempo que se efectúa el sondeo se mida la velocidad, por el objeto de evitar errores de posición.

Para medir la velocidad de la corriente de un río se utiliza un molinete, que es un aparato formado por una hélice o rueda de aspas o de copas que, accionado por la corriente, gira sobre un eje montado en un dispositivo de suspensión, transmitiendo su movimiento a un sistema registrador que permite conocer el número de vueltas que da la hélice o rueda en un intervalo de tiempo. La relación entre el número de revoluciones en un determinado tiempo y la velocidad de la corriente se conoce por observaciones de laboratorio efectuadas con anterioridad. Al hacer las mediciones de velocidades en un río, en general, el molinete se liga al escandallo, colocándolo a una distancia conveniente arriba del peso de plomo. Para efectuar los sondeos y los registros de velocidad en la sección medidora de un río, si no hay un puente, se utiliza un sistema de cable-castilla, donde se instala el operador que va a efectuar las mediciones. Este sistema permite hacer cualquier medición sobre su eje, que generalmente es transversal a la corriente. Cuando las mediciones se efectúan utilizando un sistema de cable-castilla, en aguas rápidas y profundas, se tienen que hacer correcciones, con el objeto de determinar la altura vertical de la corriente y la posición relativa del molinete.

En la fig 2.3 se muestra la posición que toma el escandallo al introducirse en la corriente de un río. Para valuar la distancia

vertical en el sitio donde se introduce el escandallo, se requiere que este sea lo suficientemente pesado para que llegue al fondo de la corriente a pesar de la fuerza de este; además, que el peso sea soportado totalmente por el cable y que este presente poca resistencia a la corriente. Si lo anterior se cumple, de la fig. 2.3 se tiene que:

$$\frac{bc}{ef} = (1 - K) \frac{ef}{ef} \quad (2.4)$$

donde K es un coeficiente función del ángulo θ (tabla 2.1).

θ	K	θ	K
4	0.0006	22	0.0248
6	0.0016	24	0.0296
8	0.0032	26	0.0350
10	0.0050	28	0.0408
12	0.0072	30	0.0472
14	0.0098	32	0.0544
16	0.0128	34	0.0620
18	0.0164	36	0.0698
20	0.0204		

Tabla 2.1 Valores de K y θ

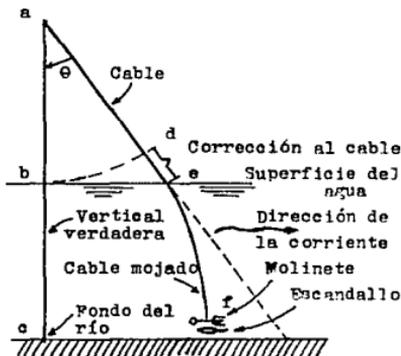


Fig. 2.3 Posición del escandallo en aguas rápidas.

Esta forma de sondear una corriente utilizando el coeficiente K es correcto, siempre y cuando la dirección de la corriente no se desvíe más de 10° de una perpendicular a la sección de medición.

RELACION SECCION-PENDIENTE. Este criterio permite obtener el gasto de una corriente a partir de la fórmula de Manning. Para esto se requiere conocer las características topográficas del tramo del río donde se requiere valuar el gasto y el nivel del agua para ese gasto en las secciones transversales del inicio y terminación del tramo. El tramo del río debe ser lo más uniforme posible, para no tener secciones de control dentro de él. Según Manning:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.5)$$

donde: n = coeficiente de rugosidad de Manning
 R = radio hidráulico, en m
 S = pendiente del gradiente de energía
 v = velocidad media, en m/seg.

Si se conoce el área hidráulica de la sección transversal A , sustituyendo la ecuación (2.5) en la (2.2), se tiene que el gasto es

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.6)$$

Si se denota con subíndice 1 a las características de la sección inicial aguas arriba del estudio, y con subíndice 2 a las características de la sección final aguas abajo del tramo, los elementos de la ecuación (2.6) se pueden calcular como sigue

$$A = \frac{A_1 + A_2}{2}, \quad R = \frac{R_1 + R_2}{2}, \quad S = \frac{h_f}{L} \quad \text{y} \quad h_f = z + h_v + h_1$$

donde: h_1 = pérdida por turbulencia, en m

h_v = pérdida de carga de velocidad, en m

z = desnivel entre las secciones 1 y 2, en m

L = longitud horizontal entre las secciones 1 y 2, en m

En general, las pérdidas h_v y h_1 pueden despreciarse, aunque pueden ser de consideración si las velocidades en las secciones 1 y 2 son muy diferentes.

Debido a su sencillez, este criterio tiene gran aplicación cuando se desea conocer el gasto en un río del cual no se disponen datos. Debe considerarse que en este criterio se supone un régimen establecido; esto no ocurre cuando se tiene una avenida, que generalmente es el caso de mayor interés. Por otra parte, el gasto está en relación directa con el coeficiente de rugosidad de Manning, lo que origina que un error en la valuación de este trascienda en el valor del gasto.

Este criterio es ideal para completar registros de gastos de una estación hidrométrica, ya que en este caso se dispone de suficientes datos para valuar con bastante precisión el coeficiente de rugosidad de Manning.

CURVAS ELEVACIONES-GASTOS.

Una vez valuado el gasto en la sección de medición y conocida la elevación correspondiente de la superficie del agua, es posible dibujar una curva de elevaciones contra gastos (fig 2.4). Esta curva es continua si la sección de control es constante y no se presentan alteraciones debidas a sedimentación o erosión y, además, si la corriente tiene régimen establecido en el momento de efectuar las mediciones de elevaciones y de gastos. El disponer de curvas elevaciones-gastos resulta de gran utilidad, pues permite inferir el gasto conociendo solo la elevación de la superficie del agua. Cuando el régimen no está establecido y se desea deducir el gasto a partir de la curva elevaciones-gastos, se le deberán hacer correcciones dependiendo de -

las causas por las que el régimen no este establecido. Los ajustes -- principales pueden ser por variación en la sección de control, por el paso de una avenida, o por efectos de remanso.

Ajuste por variaciones en la sección de control.

El uso que se le puede dar a esta curva para valuar el gasto a partir de la elevación de la superficie del agua depende de la -- sección de control y, por lo tanto, de cada río en particular. Si la sección de control es estable, se puede usar una curva elevaciones--- gastos por períodos de tiempos muy grandes e ir ajustando los gastos deducidos de la curva a partir de una serie de aforos hechos esporádicamente. Si la sección de control cambia continuamente, resulta difícil disponer de una curva de elevaciones-gastos; en general, los cambios ocurren en época de avenidas, por lo que conviene en estos casos rehacer las curvas de elevaciones-gastos después de estas épocas, efectuando los aforos necesarios para volverla a construir.

Cuando los cambios en la sección de control son lentos y so lamente ocurren durante algunas avenidas, se ajustan los gastos deducidos de la curva elevaciones-gastos con solo disponer de algunos aforos adicionales. Es usual efectuar algunos aforos al mes, y deducir los otros gastos a partir de la curva elevaciones diarias del río. Si los aforos realizados coinciden con la curva de elevaciones-gastos -- disponible, se acepta que la sección de control no ha cambiado y que no es necesario corregir los gastos calculados con dicha curva.

En caso contrario, se procede a trazar una curva del cambio de elevación entre la elevación medida para cada gasto aforado, y la elevación para ese mismo gasto obtenida a partir de la curva elevaciones-gastos, respecto al tiempo en que ocurrió ese gasto. Una vez trazada la curva de cambios de elevación respecto al tiempo, se podrán calcular los cambios de elevación que se deben hacer a cada elevación medida para usar la curva elevaciones-gastos y calcular el gasto correcto.

Ajuste por cambio de régimen.

El trazo de la curva elevaciones-gastos implica que el régimen es establecido. En general, el régimen de un río varía continuamente, pero solo cuando se tiene escurrimientos base se pueden aceptar constantes durante un cierto intervalo de tiempo, noe ejemplo, un día, y se puede hablar de un régimen establecido. Cuando se tiene una avenida, lo anterior no es factible, debido a que el gasto varía continuamente. Durante el ascenso de la avenida, el gasto es mayor que a

Lecturas de
escala, en m

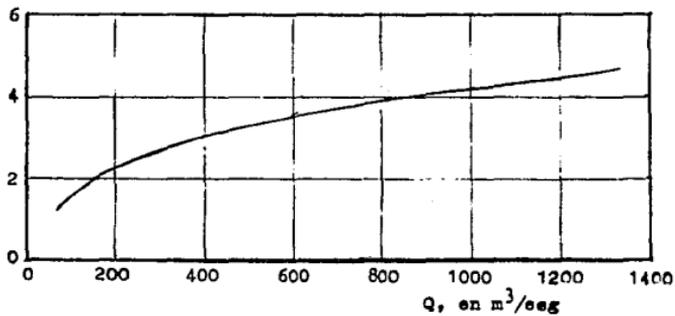


Fig 2.4 Curva de gastos. Estación Ia Angostura, río Grijalva

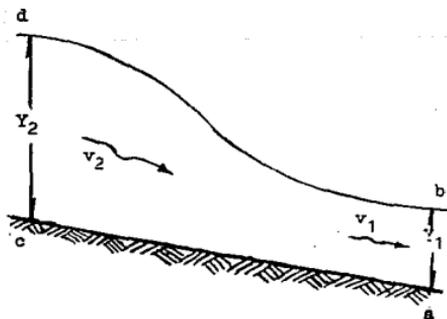


Fig 2.5 Onda de Entrada

régimen establecido para la misma elevación, así como durante el descenso el gasto será menor. Esto se debe al efecto que tiene la celeridad de la onda al pasar por la sección de afloros.

La corrección al gasto se plantea a partir de las pendientes. Si S_m es la pendiente de la superficie del agua a régimen establecido, la pendiente S de la superficie del agua, cuando se tiene la avenida, es

$$S = S_m + \frac{1}{U} \frac{dE}{dt} \quad (2.7)$$

donde: U = celeridad de la onda de avenida, en m/seg

$\frac{dE}{dt}$ = variación de la elevación, en m/seg

Si se acepta que en la sección de afloros todos los factores permanecen constantes y que solo cambia la pendiente, a partir de la fórmula de Manning (ecuación 2.5), se tiene que

$$\frac{Q_r}{Q_m} = \sqrt{\frac{S}{S_m}} \quad (2.8)$$

donde: Q_m = gasto a régimen establecido, en m^3/seg

Q_r = gasto real, en m^3/seg

S = pendiente de la onda

S_m = pendiente de la superficie del agua a régimen establecido

Sustituyendo la ecuación 2.7 en la ecuación 2.8 y despejando Q_r , se obtiene

$$Q_r = Q_m \sqrt{1 - \frac{1}{US_m} \frac{dE}{dt}} \quad (2.9)$$

Al analizar esta ecuación, se ve que el único término desconocido es U , ya que Q_m se obtiene de la curva elevaciones-gastos para la elevación registrada en el instante que se desea conocer el gasto, S_m se deduce a partir de la fórmula de Manning, ecuación 2.5 si se conoce n , o bien se obtiene, cuando se tenga régimen establecido, utilizando una estación auxiliar aguas abajo de la estación de afloros, la cual solo registra elevaciones de agua. dE/dt es la pendiente, con signo contrario, de la curva de elevaciones contra tiempo para ese instante; se acostumbra usar el cambio en la elevación que ocurre durante la hora que precede al instante para el cual se quiere valorar el gasto, o cualquier otro intervalo de tiempo, dependiendo de los datos disponibles y la precisión que se desee.

Para calcular la celeridad de la onda de avenida U , se aplica la teoría de las ondas. Una onda de entrada similar a la que se presenta cuando ocurre una avenida en un río, se puede representar como se indica en la fig 2.5.

Suponiendo que la onda fuera de este tipo y que en el río se tuviera régimen establecido con tirante y_1 , y velocidad v_1 , una vez que entra la onda se tendrá un nuevo flujo establecido con tirante y_2 y velocidad v_2 . Las dos regiones de flujo establecido están separadas por la configuración de la onda ab cd, en donde se tiene flujo no establecido. Esta configuración se desplaza con una celeridad U mayor que v_2 o que v_1 .

Cuando la celeridad de la onda U es mayor que la velocidad media del flujo precedente a la onda, un volumen de agua igual a $(U-v_1)a_1$ deberá entrar al frente de la onda en ab, donde a_1 es el área de la sección transversal y v_1 su velocidad media. Sin embargo, como la configuración de la onda tiene una forma y volumen constante, una cantidad igual de agua deberá dejar la sección cd, cuya área transversal es a_2 , y v_2 su velocidad media; entonces

$$(U - v_1) a_1 = (U - v_2) a_2 \quad (2.10)$$

La fuerza requerida para producir el cambio de volumen de la sección cd a ab, se valúa como

$$F = \frac{\gamma Q}{g} (v_2 - v_1) = \frac{\gamma}{g} (v_2 - v_1) (U - v_1) a_1 \quad (2.11)$$

donde: g = aceleración de la gravedad, en m/seg^2

γ = peso específico del agua, en ton/m^3

Además la fuerza F es igual a la diferencia de presiones hidrostáticas sobre las áreas a_1 y a_2 , o sea

$$F = a_2 \bar{Y}_2 - a_1 \bar{Y}_1 \quad (2.12)$$

donde \bar{Y}_1 y \bar{Y}_2 son los tirantes al centro de gravedad de las secciones ab y cd, respectivamente (fig 2.5)

De las ecuaciones 2.11 y 2.12, se tiene que

$$(U - v_1) a_1 \frac{v_2 - v_1}{g} = a_2 \bar{Y}_2 - a_1 \bar{Y}_1 \quad (2.13)$$

Al despejar v_2 de la ecuación 2.10, y sustituyéndola en la ecuación 2.13, se obtiene el valor de la celeridad como

$$U = v_1 + \sqrt{g \frac{a_2 \bar{Y}_2 - a_1 \bar{Y}_1}{a_1 \left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right)}} \quad (2.14)$$

En este caso el signo del radical es positivo, ya que se tiene una onda que tiene la misma dirección de la corriente.

En la ecuación 2.14, para valuar la celeridad, se requiere conocer las características hidráulicas en la sección de aforos entre

los intervalos de tiempo para los cuales se desea calcular la celeridad. A partir de las ecuaciones 2.9 y 2.14 es posible determinar el gasto real en una sección de afleros, conociendo la variación de niveles respecto al tiempo y disponiendo de una curva elevaciones-gastos.

Otra forma de obtener la celeridad de la onda de avenida es efectuando afleros durante el paso de una avenida. Al contar con un número suficiente de mediciones se puede obtener una relación entre las elevaciones de la superficie del agua y la relación $1/US_m$, o bien, una relación directa entre $(Q_r/Q_m)^2 - 1$ y $(1/US_m) dE/dt$, que es una recta de acuerdo con la ecuación 2.9, la cual se puede extrapolar.

Ajuste per remanse.

Este ajuste a los gastos obtenidos a partir de la curva elevaciones-gastos se debe hacer cuando se tiene remanso. Este puede ocurrir por obstrucción del río, aguas abajo de la estación de afleros, por depósito de material, o bien por tener cerca un tributario que incrementa el gasto; también si aguas abajo existe una presa.

El efecto de remanso en el régimen de la corriente se puede cuantificar en la estación de afleros, con base en el cambio de pendiente respecto a la que se tendría para esas condiciones a régimen establecido. Este se puede analizar estudiando la liga de la pendiente hidráulica con la relación elevaciones-gastos.

El gasto que se obtiene de la curva elevaciones-gastos para una determinada elevación es el que se tiene a régimen establecido. En el caso de ocurrir remanso, para esa misma elevación se tendrá otro gasto. Del análisis de la fórmula de Manning (ecuación 2.5) se ve que la relación entre esos dos gastos puede escribirse en forma general, y de acuerdo con la ecuación 2.8, como

$$\frac{Q_r}{Q_m} = \sqrt{\frac{S_r}{S_m}} \quad (2.15)$$

donde: Q_m = gasto obtenido de la curva elevaciones-gastos (gasto a régimen establecido) para una cierta elevación, en m^3/seg
 Q_r = gasto real que pasaría para la misma elevación en la cual se dedujo Q_m en el caso de existir remanso, en m^3/seg
 S_m = pendiente correspondiente al gasto Q_m
 S_r = pendiente correspondiente al gasto Q_r

Si se analiza la ecuación anterior, se ve que para valuar el gasto Q_r se necesita conocer S_r . Para esto se requiere instalar una estación auxiliar aguas abajo de la estación de afleros, en la cual

se registren elevaciones. Se recomienda colocarla a una distancia tal que, para régimen establecido, tenga un desnivel de la superficie libre del agua respecto a la estación de aforos de aproximadamente 30 cm. Como la distancia entre las dos estaciones es fija, la ecuación 2.15 puede escribirse como:

$$\frac{Q_r}{Q_m} = \left(\frac{h_r}{h_m} \right)^{1/2} \quad (2.16)$$

donde: h_r = desnivel de la superficie libre del agua entre la estación de aforos y la auxiliar, cuando ocurre el remanso, en m

h_m = desnivel de la superficie libre del agua entre la estación de aforos y la auxiliar, a régimen establecido, en m

Cuando sea posible efectuar mediciones de gastos en la estación de aforos, no habiendo régimen establecido, la ecuación 2.16 se expresa en forma general como:

$$\frac{Q_r}{Q_m} = \left(\frac{h_r}{h_m} \right)^n \quad (2.17)$$

la cual se ajusta mejor a las condiciones reales que la ecuación 2.9.

Debido a la existencia de la estación auxiliar, en lugar de usar la pendiente a régimen establecido se puede considerar como desnivel constante. Esto trae como consecuencia que la curva elevaciones-gastos se interprete como si hubiese sido deducida para un desnivel constante.

Cuando se dificulta aforar el gasto debido a un remanso, resulta fácil valorarlo utilizando la ecuación 2.16 ó 2.17, si se dispone de una curva elevaciones-gastos y de una estación auxiliar. Como la estación auxiliar es fija, el valor de h_m es constante, por lo cual lo único que se deberá conocer será h_r y la elevación del agua en la estación de aforos. Esta última permitirá conocer, a partir de la curva elevaciones-gastos, el valor de Q_m .

Extrapolación de curvas elevaciones-gastos.

En este inciso se analizarán los criterios que existen basados en principios hidráulicos y características de la curva elevaciones-gastos, para extrapolar curvas.

La extrapolación de las curvas elevaciones-gastos es importante, ya que, generalmente, cuando se tienen gastos altos, estos no se aforan debido a las dificultades que se presentan al hacerlo.

n) Método de Stevens

Este método se basa en la fórmula de Chezy, la cual se escribe como

$$Q = A C R^{1/2} S^{1/2} \quad (2.18)$$

donde: A = área de la sección transversal del río, en m^2

C = coeficiente de rugosidad de Chezy

Q = gasto, en m^3/seg

R = radio hidráulico, en m

S = pendiente hidráulica

Para grandes elevaciones del agua se considera que R tiende al tirante medio de la sección hidráulica D y que $S^{1/2}$ es constante. Entonces, la ecuación 2.18 se escribe como

$$Q = k A \sqrt{D} \quad (2.19)$$

donde k es una constante. Si la ecuación 2.19 es verdadera, al dibujarse en una gráfica los valores conocidos de Q contra $A\sqrt{D}$ se agrupan en una línea recta. Por otra parte, se supone que, para tirantes grandes, $A\sqrt{D}$ es función de la elevación del agua, y es muy fácil de calcular, ya que es una condición geométrica.

Con esto se ha logrado relacionar indirectamente las elevaciones contra los gastos, con base en la función $A\sqrt{D}$. Además, $A\sqrt{D}$ se puede calcular para cualquier elevación y como Q contra $A\sqrt{D}$ es una línea recta, esta se puede extrapolar lo que se desee (fig 2.6).

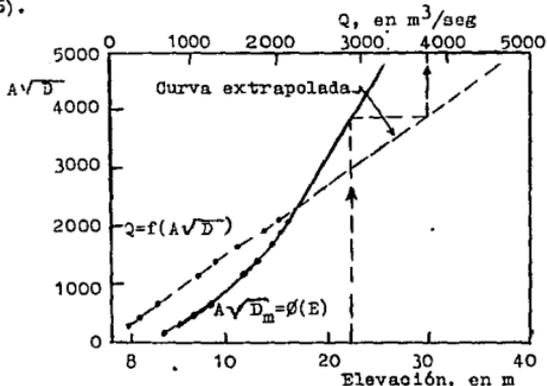


Fig 2.6 METODO DE STEVENS PARA LA EXTRAPOLACION DE LAS CURVAS E - Q

b) Método logarítmico

Si la sección de control es aproximadamente simétrica, con respecto a un eje central, este criterio se emplea con ventaja respecto al anterior. Se basa en deducir la ecuación de la curva elevaciones-gastos de los datos conocidos, para después inferir los desconocidos. Se acepta que la relación elevaciones-gastos se expresa por la ecuación

$$Q = c (E - a)^n \quad (2.20)$$

donde: Q = gasto aforado en régimen establecido, en m^3/seg

E = elevación de la superficie libre del agua para ese gasto, en mm

a = elevación correspondiente a un gasto nulo

c, n = constantes para cada estación.

Si se toman logaritmos, la ecuación 2.20 se transforma en

$$\log Q = \log c + n \log (E - a) \quad (2.21)$$

que es la ecuación de una línea recta con pendiente n y ordenada al origen $\log c$.

En general, el valor de a se conoce en forma aproximada, -- por lo que la ecuación 2.21 se obtiene por tanteos. Se supone un valor de a, y conocidos Q y E, se traza sobre el papel logarítmico la gráfica Q contra (E - a). Cuando el valor de a sea el correcto, los puntos se agruparán en una línea recta, con lo cual se podrán deducir c y n.

HIDROGRAMA

El hidrograma de una corriente es la representación gráfica de sus variaciones de flujo, arregladas en orden cronológico. En general, para expresar el flujo se usa el gasto, que es la relación del volumen contra tiempo. En la fig 2.7 se muestra un hidrograma típico: las ordenadas son gastos en m^3/seg y las abscisas tiempo en horas.

En el hidrograma de la fig 2.7 se advierte que, a partir del punto A (punto de levantamiento), se inicia el escurrimiento directo producto de una tormenta, alcanzando su gasto máximo en el punto B (punto de pico). El punto C es un punto de inflexión donde aproximadamente cesa el flujo por tierra. En el punto D finaliza el escurrimiento directo, continuando el escurrimiento base. El trazo C D es la curva de vaciado del escurrimiento directo producido por la tormenta. El tiempo que transcurre entre los puntos A y B se llama tiempo de pico, y el lapso entre los puntos A y D, tiempo base del hidrograma.

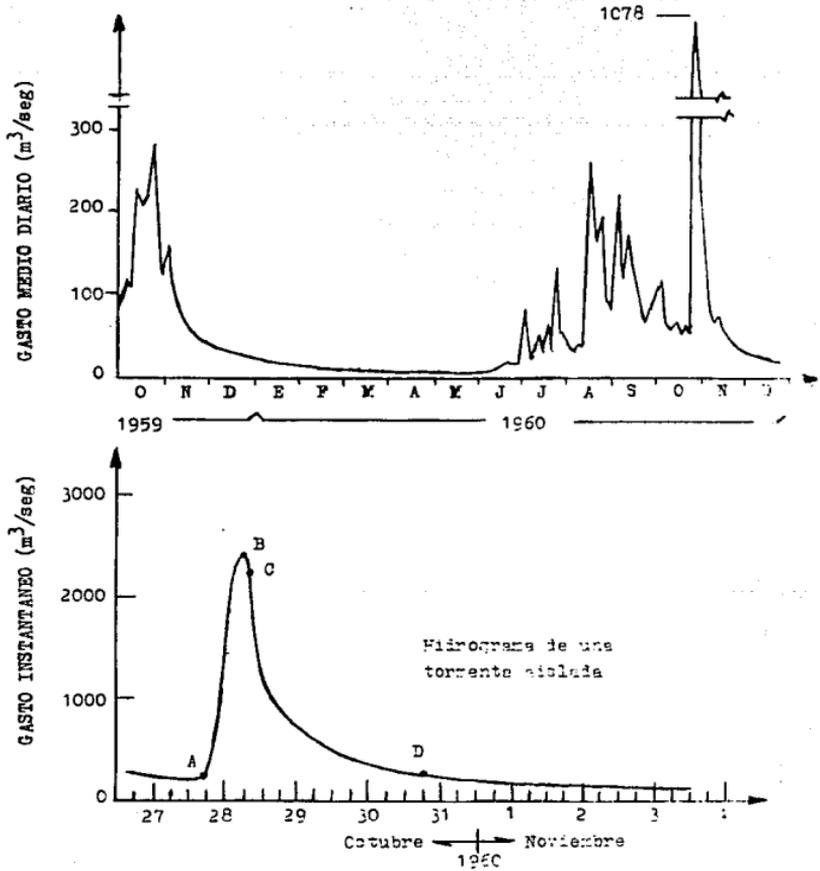


Fig 2.7 HIDROGRAMA DE LA CORRIENTE DEL RÍO PAPAYCO, SRC.

ma de la tormenta. El tiempo de retraso es aquel que transcurre desde el centro de masa de la lluvia al pico del hidrograma.

Para tormentas aisladas se pueden considerar cuatro tipos de hidrogramas, dependiendo de la tormenta y de las características físicas de la cuenca drenada. Estos se analizarán a continuación, siguiendo un lineamiento semejante al efectuado en el inciso anterior, y considerando una corriente perenne.

Tipo 0. Para este tipo de hidrogramas, la intensidad de lluvia, i , es menor que la capacidad de infiltración, f ; la infiltración total, F , es menor que la deficiencia de humedad del suelo. Por la primera condición, no hay escurrimiento directo y, por la segunda, no hay recarga del agua subterránea. Esto quiere decir que el hidrograma del río no se altera por esta tormenta y sólo seguirá la curva de vaciado del agua subterránea, que es el hidrograma del escurrimiento base; este existe debido a que la corriente es perenne. Se está suponiendo que no llueve sobre el cauce del río (fig 2.8a).

Lo único que originó esta tormenta fue modificar la deficiencia de humedad del suelo. El hidrograma resultante es similar al que tiene una corriente perenne en época de sequía.

Tipo 1. En este caso, i es menor que f , pero la infiltración total es mayor que la D H S (Deficiencia de humedad del suelo). Esto ocasiona un incremento o recarga del agua subterránea, originando un cambio en el nivel freático.

Al no haber escurrimiento directo, el hidrograma correspondiente resulta una variación de la curva de vaciado del escurrimiento base. Esta variación puede ser de tres formas:

a) Cuando la recarga del agua subterránea ocasiona un gasto superior al que está circulando durante la tormenta, se origina un ascenso en el hidrograma (fig 2.8b, segmento ab)

b) La recarga del agua subterránea origina un gasto similar al drenado por el cauce. Entonces, el hidrograma es una línea horizontal hasta que cesa el efecto (fig 2.8b, segmento ac)

c) El gasto producido por la recarga del agua subterránea es menor que el drenado en el momento de ocurrir la tormenta. Se tendrá un hidrograma con pendiente negativa, aunque los gastos son superiores a los originados por la curva de recesión del agua subterránea (fig 2.8b, segmento ad).

Tipo 2. La intensidad de lluvia es mayor que la capacidad

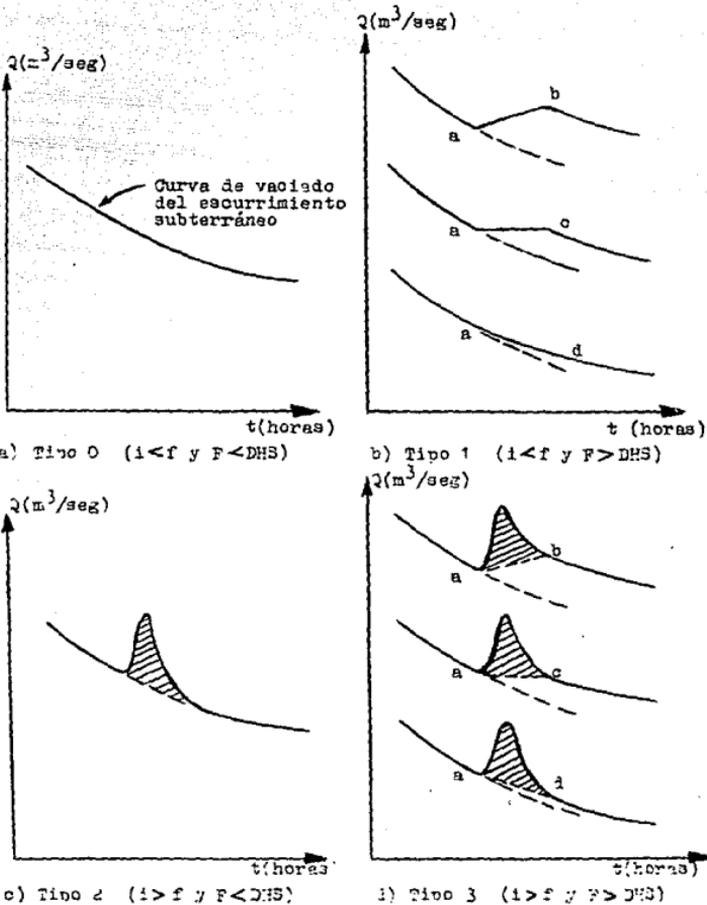


Fig 2.- TIPO DE HIDROGRAMAS IDEALIZADOS PARA TORRENTES ABIERTAS

de infiltración f y la infiltración total f es menor que la D H S. Per la primera condición se tendrá escurrimiento directo; de la segunda se deriva que no hay recarga del agua subterránea, por lo que el escurrimiento base no se altera (fig. 2.8c).

Tipe 3. Finalmente, si la intensidad de lluvia i es mayor que la infiltración f , y la infiltración total F es mayor que la D H S, se tendrá escurrimiento directo y una variación en el escurrimiento base. Este hidrograma es una combinación de los tipos 1 y 2, por lo que, similarmente a este último, se tendrán tres formas diferentes de hidrogramas (fig. 2.8d).

El análisis de un hidrograma consiste en separar de él — los escurrimientos con base en las diversas fuentes de abastecimiento que los originan. Para fines prácticos se consideran los escurrimientos base y directo como los componentes principales de un hidrograma.

III. HIDRAULICA DEL AGUA SUBTERRANEA

El agua subterránea en su estado natural invariablemente se encuentra en movimiento constante. Este movimiento es gobernado por principios hidráulicos ya establecidos.

El teorema de Bernoulli establece que la energía total - en un punto dentro del seno de un líquido en movimiento esta representado por la carga hidráulica (h):

$$h = z + p/\gamma + v^2/2g$$

donde:

z = carga de posición

p/γ = carga de presión

$v^2/2g$ = carga de velocidad (fig. 3.1).

Ahora bien en el subsuelo la carga de velocidad es prácticamente despreciable con respecto a las otras dos, debido a que la velocidad de flujo suele ser muy pequeña. Por tanto, para fines prácticos, en la gran mayoría de los problemas geohidrológicos la carga hidráulica se puede expresar como:

$$h = z + p/\gamma$$

La carga de posición es la altura del punto en cuestión sobre el plano de referencia. La carga de presión se mide con piezómetros y es equivalente a la altura de la columna de agua sobre el punto considerado.

Para medir la distribución de la carga hidráulica en el subsuelo pueden construirse piezómetros consistentes en pozos sellados en toda su longitud y abiertos únicamente en el fondo, que se hace coincidir con el punto donde interesa conocer la carga de presión. Piezómetros de este tipo son recomendados para realizar e interpretar correctamente las pruebas de bombeo. En su diseño deben tomarse en cuenta las características del sistema de flujo pozo-acuífero. Generalmente, se instalan uno o más piezómetros en el acuífero o acuíferos captados por el pozo de bombeo. En algunos sistemas es conveniente instalar, además, piezómetros en los acuíferos - adyacentes para determinar su permeabilidad vertical.

Mediante grupos de piezómetros puede conocerse la distribución espacial de la carga hidráulica y el gradiente hidráulico en los puntos o secciones de interés. Este gradiente es la pérdida de carga por unidad de longitud en la dirección considerada.

Porosidad. La porción de una roca o suelo que no contiene material mineral sólido puede estar ocupado por el agua subterránea. Estos espacios son conocidos como vacíos, intersticios, poros o espacio poroso. Como los vacíos pueden actuar como conductos del agua subterránea, son de fundamental importancia en el estudio de esta. Generalmente se caracterizan por su tamaño, forma, irregularidad y distribución.

La porosidad de una roca o suelo es una medida de contenido de intersticios. Se expresa como un porcentaje del espacio vacío - al volumen total de la masa y se puede escribir:

$$\alpha = \frac{100 W}{V} \quad (3.1)$$

donde: V = volumen total de la roca o suelo

W = volumen del agua requerida para llenar o saturar todos los huecos

α = porosidad en porcentaje.

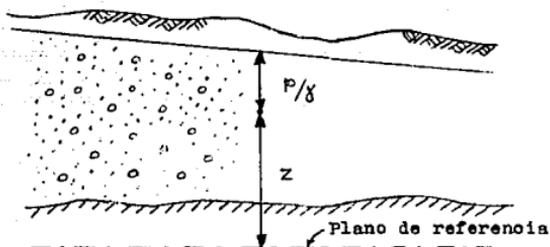
En la tabla 3.1 se muestran los intervalos de porosidad representativa para materiales sedimentarios.

Material	Porosidad en porcentaje
Suelos	50 - 60
Arcilla	45 - 55
Limo	40 - 50
Arena uniforme	30 - 40
Grava	30 - 40
Grava y arena	20 - 35
Arenisca	10 - 20
Pizarra y caliza	1 - 10

Tabla 3.1 Intervalo de porosidad representativa para materiales sedimentarios.

En la zona de saturación es donde se encuentra el agua subterránea, y como todos los intersticios están llenos, la porosidad es una medida directa del agua por unidad de volumen. Sin embargo, no toda el agua puede ser extraída por drenaje o por bombeo, ya que parte de ella está adherida a la superficie de los poros por fuerzas moleculares o de tensión superficial.

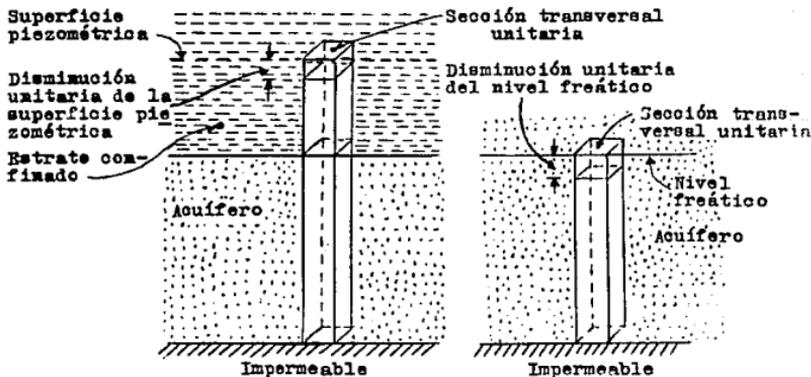
Si se considera el volumen de agua que puede ser drenado -



Carga hidráulica = Carga de posición + Carga de presión + Carga de velocidad (despreciable)

$$h = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$$

Fig 3.1 C A R G A H I D R A U L I C A



(a) Acuífero confinado

(b) Acuífero no confinado

Fig 3.2 Definición del coeficiente de almacenaje

por unidad de volumen total como el rendimiento específico S_y y al volumen que queda retenido en los poros después del drenado como la retención específica, S_r , se tiene que la ecuación 3.1 se puede escribir como:

$$\alpha = S_y + S_r \quad (3.2)$$

si S_y y S_r se expresan en porcentaje. Esto implica que el rendimiento específico es una fracción de la porosidad de un acuífero, y por ende depende del tamaño de los granos, forma y distribución de los poros y de la compactación del estrato.

Los acuíferos en general pueden considerarse como recipientes de almacenaje subterráneos. La recarga de los acuíferos puede ser natural o artificial, y el agua puede retornar a la superficie por la acción de la gravedad o por la extracción de un pozo.

La recarga o descarga de agua de un acuífero representa un cambio en el volumen de almacenaje dentro del mismo. Para un acuífero no confinado, esto se puede expresar fácilmente por el producto del volumen del acuífero comprendido entre el nivel freático al inicio y al final de un período de tiempo y el rendimiento específico promedio de la formación. Sin embargo, se supone que un acuífero confinado permanece saturado y que un cambio en el volumen del almacenaje origina variación de presión. La capacidad del rendimiento de agua de un acuífero confinado puede expresarse en términos de su coeficiente de almacenaje.

Coefficiente de almacenaje S . A este coeficiente se define como el volumen de agua que un acuífero deja o toma del almacenaje por unidad de área de la superficie del acuífero por unidad de carga. Si se considera una columna vertical de sección cuadrada de 10m x 10m a través de un acuífero, el coeficiente de almacenaje S será el volumen de agua, en cm^3 , que se extrae de aquel cuando el nivel piezométrico o carga disminuye 10m (fig. 3.2a). El coeficiente de almacenaje S para un acuífero no confinado corresponde a su rendimiento específico S_y (fig. 3.2b)

MOVIMIENTO DEL AGUA SUBTERRÁNEA.

Ley de Darcy. El flujo a través de acuíferos, la mayoría de los cuales son medios porosos naturales, puede expresarse por medio de esta ley.

En 1856, Henry Darcy estableció la ley que lleva su nombre, la cual dice que la velocidad de flujo a través de un medio poroso es proporcional a la pérdida de carga e inversamente proporcional a la -

longitud de recorrido del flujo.

La verificación de la ley de Darcy puede hacerse utilizando un cilindro lleno de arena con un área transversal, A , al cual se le colocan dos tomas piezométricas a una distancia L y se hace pasar agua, originando un gasto, Q (fig 3.3).

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre las dos secciones limitadas por las tomas piezométricas, se tiene que:

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 + h_L \quad (3.3)$$

donde: g = aceleración de la gravedad, en m/seg^2

h_L = pérdida de carga, en m

p = presión, en ton/m^2

v = velocidad del flujo, en m/seg

z = elevación con respecto al plano de comparación, en m

γ = peso específico del agua, en ton/m^3

Como la velocidad en un medio poroso es usualmente muy pequeña, las cargas de velocidad $v^2/2g$ pueden anularse y la pérdida de carga se expresará como:

$$h_L = \left(\frac{p_1}{\gamma} + z_1 \right) - \left(\frac{p_2}{\gamma} + z_2 \right) \quad (3.4)$$

Darcy encontró que la velocidad v es proporcional a h_L y a $1/L$. Así, la ley de Darcy se puede escribir

$$v = K \frac{h_L}{L} \quad (3.5)$$

donde K es una constante de proporcionalidad.

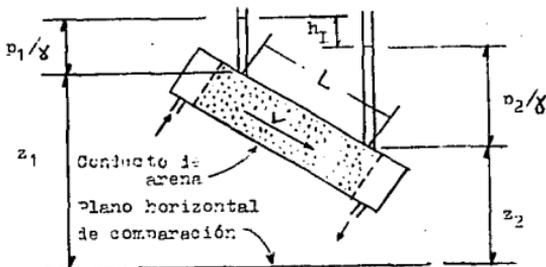


Fig 3.3 Distribución de presiones y pérdidas de carga en un flujo a través de un conducto de arena

En forma general, la ecuación 3.5 se puede expresar como:

$$v = K \frac{dh}{dL} \quad (3.6)$$

donde dh/dL es el gradiente hidráulico.

Como puede observarse, el coeficiente K tiene unidades de velocidad y se le conoce con el nombre de coeficiente de permeabilidad. Según se expresa en la ecuación 3.6, la velocidad del líquido a través del medio, o sea la relación entre el gasto de flujo y el área de la sección transversal del conducto, es aparente. La velocidad real es mayor y variable, de acuerdo con el tamaño de los conductos de los intersticios o vacíos del medio poroso.

El intervalo de validez de la ley de Darcy dentro del cual es aplicable depende de que se cumpla que la velocidad sea proporcional a la primera potencia del gradiente hidráulico. Para fijar el límite dentro del cual es aplicable depende de que se cumpla que la velocidad sea proporcional a la primera potencia del gradiente hidráulico. Para fijar el límite dentro del cual se cumple lo anterior, se utiliza el número de Reynolds, el cual se puede expresar como:

$$Re = \frac{vD}{\nu} \quad (3.7)$$

donde: D = diámetro representativo de la filtración en medios granulares

Re = número de Reynolds

v = velocidad aparente de filtración

ν = viscosidad cinemática del agua.

Experimentalmente se obtuvo que la ley de Darcy es válida para números de Reynolds menores de 10.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD.

El coeficiente de permeabilidad K depende tanto de las propiedades del medio poroso como del fluido que circule por él. Esto implica que K también se podrá expresar por un coeficiente que sea independiente de aquellas propiedades que gobiernan el flujo, es decir

$$K = f(\mu, \gamma, d) \quad (3.8)$$

donde: K = coeficiente de permeabilidad

d = diámetro del grano representativo

γ = peso específico del agua

μ = viscosidad del agua.

Por medio de un análisis dimensional de la expresión anterior se llega a:

$$K = \frac{C d^2 \gamma}{\mu} \quad (3.9)$$

donde C es una constante adimensional. Como el producto Cd^2 es solo la propiedad del medio poroso, se puede considerar como la permeabilidad específica del medio, k, o sea que

$$k = C d^2 \quad (3.10)$$

Sustituyendo este valor en la ecuación 3.9 se tiene que

$$K = \frac{k \gamma}{\mu} \quad (3.11)$$

y la ley de Darcy se puede expresar de acuerdo con la ecuación 3.6 - como

$$Q = A \frac{k \gamma}{\mu} \frac{dh}{dL} \quad (3.12)$$

donde: A = Área de la sección transversal del conducto, en cm^2

k = permeabilidad específica del medio, en cm^2

Q = gasto del flujo de agua, en lt/seg

dh/dL = gradiente hidráulico

γ = peso específico del agua, en kg/cm^3

μ = viscosidad del agua, en $\text{kg}\cdot\text{seg}/\text{cm}^2$

Como generalmente los valores de k son muy pequeños, se acostumbra usar, en lugar de cm^2 , el darcy, por ser una unidad más práctica. Despejando k de la ecuación 3.12, el darcy se define como:

$$1 \text{ darcy} = \frac{1 \text{ centipoise} \times 1 \text{ cm}^3/\text{seg}}{1 \text{ cm}^2 \times 1 \text{ atmósfera} / 1 \text{ cm}}$$

La transformación a unidades de área se obtiene considerando que:

$$1 \text{ centipoise} = 0.01 \text{ poise} = 0.01 \frac{\text{dina}\cdot\text{seg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{y } 1 \text{ atmósfera} = 1.0132 \times 10^6 \frac{\text{dina}}{\text{cm}^2}$$

Entonces

$$1 \text{ darcy} = 0.987 \times 10^{-8} \text{ cm}^2$$

Además conviene recordar que

$$1 \text{ gramo} = \frac{929.03}{453.59} \times 478,8 \text{ dinas}$$

Por otra parte sustituyendo en la ecuación 3.11 los valores de γ y μ para el agua a 60°F, y si se considera que entonces k se transforma en k_s , se obtiene

$$1 \text{ darcy} = 18.2 k_s$$

Llamando a k_s coeficiente de permeabilidad de laboratorio, cuya fac--

ter de conversión es: $1k_g = 4.72 \times 10^{-5}$ cm/seg.

La determinación de la permeabilidad puede ser por:

a) Fórmulas. Son numerosos los intentos que se han hecho para tratar de relacionar la permeabilidad con las características del medio poroso, obteniendo diversas expresiones, de las cuales solo algunas pueden considerarse generales, por la dificultad que se tiene para incluir todas las variaciones del medio poroso.

Una fórmula típica de las contribuciones, es la obtenida por Fair y Hatch, a partir de consideraciones dimensionales y verificación experimental. La permeabilidad específica se expresa como

$$k = \frac{1}{n \left[\frac{(1-\alpha)^2}{\alpha^3} \left(\frac{\theta}{100 \sum \frac{D_i}{d}} \right)^2 \right]} \quad (3.13)$$

donde: d = media geométrica de la abertura entre dos mallas adyacentes

k = permeabilidad específica

n = factor de compacidad con valores del orden de 5

P = porcentaje de material retenido entre dos mallas adyacentes

α = porosidad, ecuación (3.1)

θ = factor de forma de los granos; varía desde 6 para granos redondos hasta 7.7 para granos angulosos.

La ecuación es dimensionalmente correcta para cualquier sistema de unidades consistente que se use. Este tipo de ecuación puede ser de utilidad para valuar la permeabilidad en una primera aproximación de un material de grano grueso, sin necesidad de recurrir a pruebas de laboratorio.

b) Mediciones en laboratorio. En las pruebas de laboratorio que se realizan normalmente para determinar la permeabilidad de un material se emplean permeámetros; que pueden ser de carga constante y de carga variable (fig. 3.4).

La permeabilidad a partir de un permeámetro de carga constante (fig. 3.4a) se puede calcular como

$$K = \frac{V L}{A t h} \quad (3.14)$$

donde:

A = área de la sección transversal de la muestra

h = carga constante

K = permeabilidad

L = longitud de la muestra

V = volumen de agua en el tiempo t .

Para un permeámetro de carga variable, la ecuación que se aplica en la valuación de la permeabilidad es

$$K = \frac{d_t^2 L}{d_o^2 t} \ln \frac{h_o}{h} \quad (3.15)$$

Todas las cantidades integrantes de ésta ecuación están definidas en la figura 3.4b.

Estos permeámetros pueden emplearse ya sea con muestras inalteradas o compactadas. El estudio de muestras inalteradas se hace cuando se necesita conocer el comportamiento del material en su estado natural, por ejemplo para analizar el flujo en taludes de corte y su influencia sobre la estabilidad del talud. En estos casos puede ser también de utilidad la ejecución de pruebas in situ, como se describe más adelante.

Generalmente se estudian muestras de material compactado con objeto de decidir sobre el empleo del material para terraplenes, cortinas, filtros, etc. Además, en esas condiciones se determinan velocidades de saturación y efecto del grado de saturación sobre la permeabilidad. Este tipo de trabajos puede realizarse también con pruebas de consolidación.

e) Mediciones de campo para obtener la permeabilidad.

La permeabilidad en niveles poco profundos puede obtenerse perforando la superficie del suelo hasta el nivel freático (fig 3.5). Una vez conocida la elevación del nivel freático en el pozo, el agua se bombea hasta que alcance un nuevo nivel, y se mide la variación del nivel del agua respecto al tiempo. Para valuar la permeabilidad en un suelo homogéneo se puede usar la ecuación de Ernst:

$$K = \frac{4000}{(20 + h/d)(2 - y/h)} \frac{s \Delta y}{\Delta t} \quad (3.16)$$

cuyos valores están definidos en la fig 3.5. El coeficiente de permeabilidad se expresa en metros por día, y todas las otras cantidades en centímetros y segundos.

Un segundo método para valuar la permeabilidad con mediciones en el campo emplea trazadores. Se puede estimar la velocidad del agua subterránea introduciendo un trazador en un punto del terreno y midiendo el tiempo que tarda en aparecer en otro punto situado en la dirección del movimiento del agua. Como el trazador se difunde por el medio, para determinar la velocidad media del flujo es conveniente —

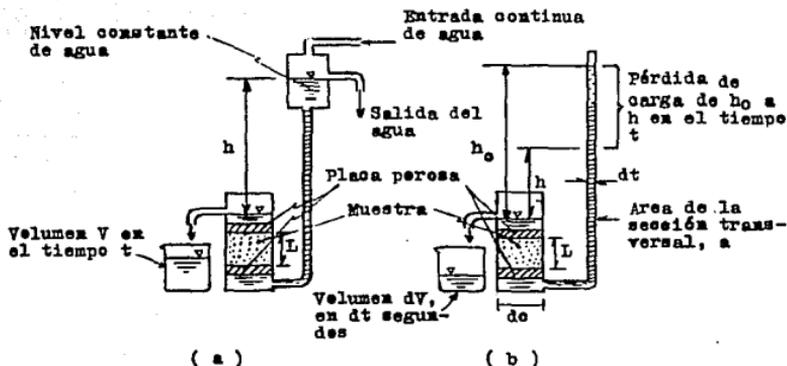


Fig 3.4 PERMEAMETROS DE: (a) CARGA CONSTANTE (b) CARGA VARIABLE

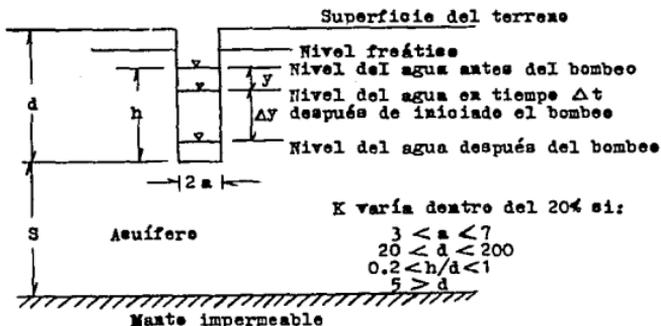


Fig 3.5 MEDIDA DE CAMPO DE LA PERMEABILIDAD EN UNA FORMACION
HOMOGENEA

emplear técnicas estadísticas. Conocida la velocidad media, y con la diferencia de niveles piezométricos entre los dos puntos de observación, se obtiene la permeabilidad como:

$$K = \alpha v \frac{\Delta l}{\Delta h} \quad (3.17)$$

donde: K = coeficiente de permeabilidad

v = velocidad media

l = longitud entre los puntos de observación

h = diferencia de nivel piezométrico entre los puntos de observación

α = porosidad

Como sustancias trazadoras se usan aquellas cuya detección es posible ya sea por su coloración, por su composición química o por su radiación. Hasta ahora, el método para valuar la permeabilidad con trazadores se ha usado solamente cuando el recorrido del agua es corto.

Un tercer método para valuar la permeabilidad consiste en efectuar pruebas de bombeo. Este tipo de pruebas es conveniente cuando se requiere conocer las características de permeabilidad de acuíferos para su explotación. A través de una prueba de bombeo, se determina la permeabilidad promedio de una zona amplia alrededor del pozo bombeado. Se obtiene además, información que permite prever las condiciones de explotación del pozo que se opera y de otros que se intente perforar en zonas cercanas.

ECUACIONES DEL MOVIMIENTO

La ecuación general que gobierna el movimiento del agua subterránea puede deducirse a partir de la ley de Darcy (ecu. 3.6), la cual se puede escribir, en forma general:

$$v = K \frac{\partial h}{\partial S} \quad (3.18)$$

donde S es ahora la distancia a lo largo de la dirección media del flujo.

Si se considera que un acuífero es homogéneo con permeabilidad isotrópica, los componentes de velocidad en un sistema de coordenadas rectangulares están dados, de acuerdo con la ecuación 3.18, por:

$$v_x = K \frac{\partial h}{\partial x}, \quad v_y = K \frac{\partial h}{\partial y}, \quad v_z = K \frac{\partial h}{\partial z} \quad (3.19)$$

En hidrodinámica, un potencial de velocidad ϕ se define como una función de espacio y tiempo tal que su derivada negativa con respec

to a cualquier dirección es la velocidad del fluido en esa dirección. Entonces, si $\phi = -Kh$, de la ecuación 3.19 se deduce que:

$$v_x = -\frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad v_y = -\frac{\partial \phi}{\partial y}, \quad v_z = -\frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (3.20)$$

Lo cual indica que existe un potencial de velocidades para el flujo de agua subterránea.

a) Flujo establecido

La ecuación de continuidad, en su forma general, puede expresarse como

$$-\left[\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} \right] = \frac{\partial \rho}{\partial t} \quad (3.21)$$

donde ρ es la densidad del fluido y t es el tiempo.

Considerando que el agua es incompresible, su densidad será constante; entonces, la ecuación de continuidad para este caso será

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (3.22)$$

Sustituyendo la ecuación 3.20, y reemplazando ϕ por $-Kh$, se llega a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3.23)$$

Esta es la ecuación general para un flujo establecido en un medio homogéneo e isotrópico.

b) Flujo no establecido

Para deducir la ecuación correspondiente al flujo no establecido, es necesario considerar el coeficiente de almacenaje, S , lo que para un acuífero no confinado representa su rendimiento específico, y para un acuífero confinado una medida de su compresibilidad. Esta última se define por la ecuación

$$\beta = \frac{-\partial V/V}{\partial p} \quad (3.24)$$

donde V es el volumen y p la presión, lo cual puede valorarse en términos del cambio dentro de una columna de sección transversal unitaria, extendiéndose a través del acuífero confinado (fig 3.2a). Si b es el espesor del acuífero, se tiene que $V = 1 \times b = b$ y el cambio de presión es $\partial p = -\gamma(1) = -\gamma$. Además, $S = \partial V$, por lo que la ecuación 3.23 se transforma en

$$\beta = \frac{S}{\gamma b} \quad (3.25)$$

Para un material elástico se tiene que

$$\frac{\partial v}{v} = - \frac{\partial \rho}{\rho} \quad (3.26)$$

De las ecuaciones 3.24 y 3.26, se deduce

$$\partial \rho = \rho \beta \partial p \quad (3.27)$$

y sustituyendo β por la ecuación 3.25, se obtiene

$$\partial \rho = \frac{\rho s}{b\gamma} \partial p \quad (3.28)$$

sustituyendo esta ecuación en la 3.21, se encuentra

$$- \left[\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} \right] = \frac{\rho s}{b\gamma} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (3.29)$$

Considerando ρ constante, teniendo en cuenta la ecuación 3.19 y expresando a $p = \gamma h$, se llega a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{s}{Kb} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.30)$$

que es una ecuación diferencial parcial que gobierna al flujo de agua subterránea del agua en un acuífero confinado compresible de espesor uniforme, b . Esta ecuación puede usarse por aproximaciones sucesivas en un acuífero no confinado donde las variaciones del espesor saturado son pequeñas.

HIDRÁULICA DE POZOS

El efecto del bombeo de un pozo en el flujo de agua subterránea y su distribución en un acuífero dependen de su construcción y operación, sus condiciones y frenteras. La hidráulica de pozos permite evaluar las propiedades del acuífero, definiendo frenteras, rendimientos específicos y efectos de futuros bombeos.

Flujo radial establecido

Cuando el agua de un acuífero es removida por el bombeo de un pozo, el nivel piezométrico del agua subterránea descende, originando una curva de abatimiento. Esta curva forma alrededor del pozo un cono de depresión, cuya frentera exterior define el área de influencia del pozo (fig. 3.6)

a) Acuífero confinado

Para deducir la ecuación que gobierna la extracción de un pozo dentro de un acuífero confinado, se considera que la frentera es

Para un material elástico se tiene que

$$\frac{\partial v}{v} = - \frac{\partial \rho}{\rho} \quad (3.26)$$

De las ecuaciones 3.24 y 3.26, se deduce

$$\partial \rho = \rho \beta \partial p \quad (3.27)$$

y sustituyendo β por la ecuación 3.25, se obtiene

$$\partial \rho = \frac{\rho s}{b \gamma} \partial p \quad (3.28)$$

sustituyendo esta ecuación en la 3.21, se encuentra

$$- \left[\frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} \right] = \frac{\rho s}{b \gamma} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (3.29)$$

Considerando ρ constante, teniendo en cuenta la ecuación 3.19 y expresando a $p = \gamma h$, se llega a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{s}{Kb} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.30)$$

que es una ecuación diferencial parcial que gobierna al flujo en esta blecida del agua en un acuífero confinado compresible de espesor uniforme, b . Esta ecuación puede usarse por aproximaciones sucesivas en un acuífero no confinado desde las variaciones del espesor saturado son pequeñas.

HIDRAULICA DE POZOS

El efecto del bombeo de un pozo en el flujo de agua subterránea y su distribución en un acuífero depende de su construcción y operación, sus condiciones y frenteras. La hidráulica de pozos permite evaluar las propiedades del acuífero, definiendo frenteras, rendimiento específico y efectos de futuros bombeos. Flujo radial establece

Cuando el agua de un acuífero es removida por el bombeo de un pozo, el nivel piezométrico del agua subterránea desciende, originando una curva de abatimiento. Esta curva forma alrededor del pozo un cono de depresión, cuya frentera exterior define el área de influencia del pozo (fig. 3.6)

a) Acuífero confinado

Para deducir la ecuación que gobierna la extracción de un pozo dentro de un acuífero confinado, se considera que la frentera es

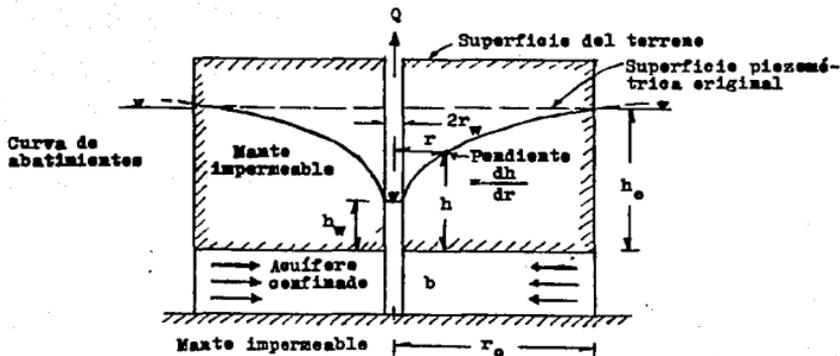


Fig 3.6 FLUJO RADIAL ESTABLECIDO DE UN AGUIFERO CONFINADO A UN POZO

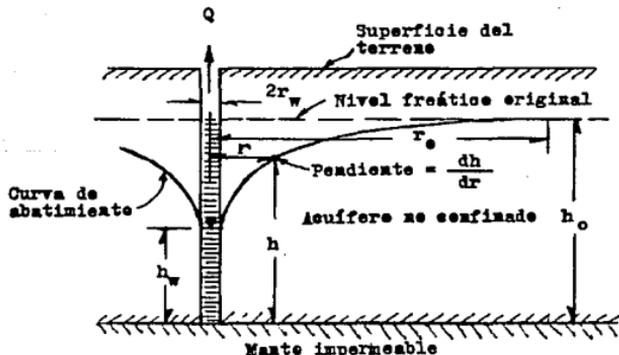


Fig 3.7 FLUJO RADIAL ESTABLECIDO DE UN AGUIFERO NO CONFINADO A UN POZO

circunlar y el medio homogéneo e isotrópico. Así, usando coordenadas polares y la notación establecida en la fig. 3.6, se obtiene

$$Q = Av = 2\pi r b K \frac{dh}{dr} \quad (3.31)$$

para flujo establecido a cualquier distancia r del pozo.

Integrando para las condiciones de frontera del pozo tenemos: $h = h_w$ y $r = r_w$, y en el borde $h = h_o$ y $r = r_o$, se tiene

$$Q = 2\pi K b \frac{h_o - h_w}{\ln(r_o/r_w)} \quad (3.32)$$

Generalizando, si un acuífero no está limitado, no habrá un límite de r ; entonces

$$Q = 2\pi K b \frac{h - h_w}{\ln(r/r_w)} \quad (3.33)$$

donde se ve que h aumenta indefinidamente con r . Esto implica teóricamente que no existe el flujo radial establecido en un acuífero no limitado. Como aproximación se acepta un valor de $r = r_o$ cuando h se aproxima a h_o .

La ecuación 3.33 se conoce como ecuación de equilibrio o de Thiem, y puede usarse para valorar la permeabilidad de un acuífero efectuando mediciones alrededor de un pozo de bombeo. Para esto, utilizando dos pozos de observación a diferentes distancias del de bombeo, se puede medir el abatimiento del nivel piezométrico, y, de acuerdo con la ecuación 3.33 se tiene

$$K = \frac{Q}{2\pi b(h_2 - h_1)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (3.34)$$

donde r_1 y r_2 son las distancias de los pozos de observación al de bombeo y h_1 y h_2 son las cargas medidas en dichos pozos.

b) Acuífero no confinado

El gasto que descarga un pozo hecho dentro de un acuífero no confinado (fig. 3.7) se puede calcular como

$$Q = 2\pi r K h \frac{dh}{dr} \quad (3.35)$$

donde, integrando entre los límites de h entre h_w y h_o y r entre r_w y r_o , se tiene

$$Q = \pi K \frac{h_o^2 - h_w^2}{\ln(r_o/r_w)} \quad (3.36)$$

Flujo radial no establecido

Cuando de un pozo localizado dentro de un acuífero se limita se extrae agua en una cantidad constante, se produce un área de influencia dentro del acuífero que crece conforme pasa el tiempo. La carga piezométrica disminuye a medida que se toma el agua almacenada dentro del acuífero.

La ecuación diferencial que se usa para este es la ecuación 3.30, que en un plano en coordenadas polares, se expresa como

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.37)$$

donde T es el coeficiente de Transmisibilidad ($T = Kb$, donde b es el espesor del acuífero) y t es el tiempo desde que se inicia el bombeo.

Thies obtuvo la solución a la ecuación 3.37, basado en una analogía entre el flujo de agua subterránea y la conducción del calor. Considerando que $h = h_0$ para $t = 0$ y $h \rightarrow h_0$ conforme $r \rightarrow \infty$ para $t \geq 0$, se tiene

$$h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \quad (3.38)$$

donde

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (3.39)$$

La ecuación 3.38 se conoce como Ecuación de Desequilibrio e de Thies. Permite valorar S y T a partir de pruebas de bombeo. Las mediciones de campo consisten en registrar los abatimientos de nivel en un pozo de observación respecto al tiempo. A continuación se describirá uno de los criterios existentes para valorar S y T , conocido como método de Thies.

La ecuación 3.38 se puede escribir

$$h_0 - h = \frac{1.91Q}{T} W(u) \quad (3.40)$$

donde: $h_0 = h$ abatimiento, en m

Q = gasto de descarga del pozo, en m^3/seg

T = coeficiente de transmisibilidad, en $m^3/\text{día/m}$

$W(u)$ = función de pozo (tabla 3.2)

u	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
X 1	0.219	0.049	0.013	0.0038	0.0011	0.00036	0.00012	0.000038	0.000012
X 10^{-1}	1.82	1.22	0.91	0.70	0.56	0.45	0.37	0.31	0.26
X 10^{-2}	4.04	3.35	2.96	2.68	2.47	2.30	2.15	2.03	1.92
X 10^{-3}	6.33	5.64	5.23	4.95	4.73	4.54	4.39	4.26	4.14
X 10^{-4}	8.63	7.94	7.53	7.25	7.02	6.84	6.69	6.55	6.44
X 10^{-5}	10.94	10.24	9.84	9.55	9.33	9.14	8.99	8.86	8.74
X 10^{-6}	13.24	12.55	12.14	11.85	11.63	11.45	11.29	11.16	11.04
X 10^{-7}	15.54	14.85	14.44	14.15	13.93	13.75	13.60	13.46	13.34
X 10^{-8}	17.84	17.15	16.74	16.46	16.23	16.05	15.90	15.76	15.65
X 10^{-9}	20.15	19.45	19.05	18.76	18.54	18.35	18.20	18.07	17.95
X 10^{-10}	22.45	21.76	21.35	21.06	20.84	20.66	20.50	20.37	20.25
X 10^{-11}	24.75	24.06	23.65	23.36	23.14	22.96	22.81	22.67	22.55
X 10^{-12}	27.05	26.36	25.96	25.67	25.44	25.26	25.11	24.97	24.86
X 10^{-13}	29.36	28.66	28.26	27.97	27.75	27.56	27.41	27.28	27.16
X 10^{-14}	31.66	30.97	30.56	30.27	30.05	29.87	29.71	29.58	29.46
X 10^{-15}	33.96	33.27	32.86	32.58	32.35	32.17	32.02	31.88	31.76

TABLA 3.2 Valores de W (u) para valores de u

El argumento u se define como

$$u = \frac{150.57r^2S}{Tt} \quad (3.41)$$

donde

r = distancia desde el pozo de descarga hasta el de observación, en m

S = coeficiente de almacenamiento adimensional

t = tiempo desde que se inició el bombeo, en días

T = coeficiente de transmisibilidad, en $m^3/\text{día}/m$

El método de Thies es gráfico y se basa en la superposición de curvas. En papel logarítmico se dibuja $W(u)$ contra valores de u , de acuerdo con la tabla 3.1. En otro papel con la misma escala, se dibujan los valores de $(h_0 - h)$ obtenidos del pozo de observación contra los valores de r^2/t . Con los ejes coordenados paralelos, se superponen las dos figuras hasta que coincidan, anotándose los valores coincidentes de $W(u)$, u , $(h_0 - h)$ y r^2/t . Sustituyendo estos en las ecuaciones 3.40 y 3.41, se obtienen S y T .

Balace del agua subterránea

Ecuación de balance.

Para determinar la recarga de una cuenca subterránea, es común realizar balances globales incluyendo procesos superficiales como la lluvia y la evapotranspiración para determinar la infiltración. La magnitud de estos términos en la ecuación hidrológica es de un orden superior al término que se quiere calcular, por lo que la precisión obtenida en el valor de la recarga es muy precaria, tanto que conduce a conclusiones por completo fuera de la realidad.

Cuando se requiere conocer con mayor precisión la recarga de acuíferos, es necesario establecer ecuaciones de balance local con volúmenes de agua ligados directamente al acuífero.

El balance de aguas subterráneas, para un volumen de acuífero en un tiempo dado, puede plantearse a través de la siguiente relación entre volúmenes:

$$E_g + I = S_g + D + B + \Delta A \quad (3.42)$$

donde E_g = entrada por flujo subterráneo

I = infiltración y aportación de otros acuíferos sub o supra yacentes

S_g = salida por flujo subterráneo

D = descarga del acuífero a corrientes superficiales o hacia

otros acuíferos

B = extracción por bombeo

ΔA = incremento de volumen almacenado dentro de la zona considerada

Los términos de esta ecuación más difíciles de medir son I y D, por lo que su diferencia se deja como incógnita en cada período en el que se plantea el balance. Esta diferencia (I - D), representa la aportación neta del exterior al acuífero. Más adelante se describe la forma en que se determinan los demás términos de la ecuación - 3.42. Esta determinación requiere, como trabajo previo, una serie de mediciones en el campo ya sea en pozos existentes o en pozos construidos específicamente para estudio. Las observaciones más importantes son:

a) Medición periódica de niveles piezométricos en el acuífero, que sirven para formar planos de curvas equipiezométricas y de líneas de corriente (red de flujo) y para conocer la evolución de dichos niveles

b) Realización de pruebas de bombeo, para determinar las principales características del acuífero en diferentes puntos: Transmisibilidad, T; Coeficiente de almacenamiento, S, y parámetros que definen su comunicación con acuíferos sub o suprayacentes

c) Aforo de los volúmenes extraídos por bombeo en todos los pozos existentes en la zona.

Entradas y salidas subterráneas

El flujo subterráneo que pasa entre dos líneas de corriente está dado por: (figura 3.8)

$$Q = T \times B \times i \quad (3.43)$$

donde: Q = gasto, en m^3/seg

T = transmisibilidad, en m^2/seg

B = separación entre las líneas de corriente, en m

i = gradiente piezométrico en la sección considerada

Aplicando esta ecuación a lo largo de la frontera de la zona sobre la que se hace el balance, es posible obtener los flujos subterráneos de entrada y salida de dicha zona para el tiempo correspondiente a la configuración piezométrica empleada. Para obtener los volúmenes durante un período, será necesario hacer la misma determinación para la configuración al final del período y multiplicar el -

promedio de los dos flujos per el intervalo de tiempo

$$E_S = \frac{Q_{E,i} + Q_{E,i+1}}{2} \Delta t \quad S_S = \frac{Q_{S,i} + Q_{S,i+1}}{2} \Delta t \quad (3.44)$$

El período Δt necesario para no cometer errores de consideración, depende de la relación T/S y del área sobre la que se hace el balance. Es recomendable que

$$\Delta t < \frac{a^2 S}{2T}$$

donde a es el área en planta de la zona de estudio.

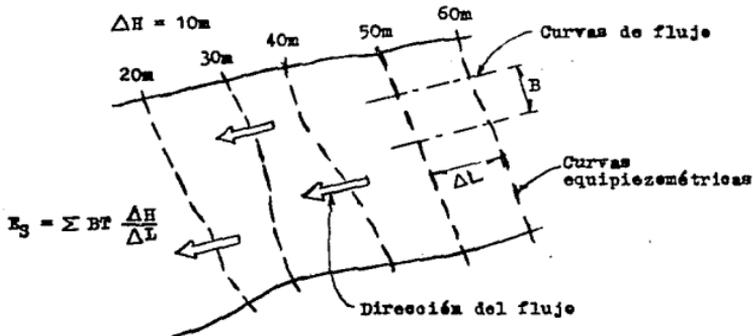


Fig 3.8 CALCULO DEL FLUJO SUBTERRANEO

Cambio de almacenamiento

Al disponer de la evolución de niveles piezométricos, es posible dibujar curvas de igual evolución para cada intervalo de tiempo; el volumen encerrado por estas curvas multiplicado por el coeficiente de almacenamiento, S, da el cambio de almacenamiento, ΔA , en la zona.

Normalmente, el coeficiente S obtenido de las pruebas de bombeo es algo menor que el considerado a largo plazo, debido a que durante el corto tiempo de la prueba (72 a 96 h), el material no se drena completamente. Cuando se tiene información para varios períodos

des de tiempo, es posible dejar dicho coeficiente como incógnita junto con la diferencia $(I - D)$, y despejarla de las ecuaciones del balance que resulten. Cuando se tiene mayor número de ecuaciones que de incógnitas, estas se ajustan de tal manera que sea mínimo el error.

Para acuíferos confinados, el cambio de almacenamiento es despreciable ($S < 10^{-3}$).

Extracción por bombeo

Para conocer este término del balance, es necesario tener instalados medidores en los pozos que explotan el acuífero en la zona de estudio. En caso de no disponer de esta facilidad, solo pueden hacerse estimaciones toscas, basadas en la información que proporciona el usuario, en la superficie que riega, cuando se trata de un pozo agrícola, en el consumo de energía eléctrica o de combustible para la bomba, etc.

Recursos disponibles

Con el balance anterior planteado para diferentes períodos se puede hacer una estimación de la disponibilidad de recursos subterráneos de la zona, o sea la cantidad de agua que es posible bombear sin provocar efectos adversos; dichos efectos pueden ser: excesivo abatimiento de los niveles de bombeo, que llegue a provocar graves inconvenientes de operación, contaminación del acuífero, disminución de los recursos de zonas adyacentes, etc.

El volumen medio máximo disponible en una zona, cuando se decide explotar el agua subterránea como un recurso renovable, es la media anual de la suma $I - D + E_3$; sin embargo, normalmente el recurso renovable será menor cuando la entrada subterránea provenga de otros almacenamientos subterráneos, o cuando exista la necesidad de dejar circular una cantidad determinada, S_3^2 , para alimentar zonas inferiores. Por otra parte, el abatimiento de niveles que produce la explotación, induce en ocasiones algún incremento del volumen $I - D$, por menor rechazo de la infiltración en regiones de nivel freático cercanas a la superficie del terreno y por menor descarga a corrientes superficiales.

Si se requiere explotar el agua subterránea como recurso no renovable, se utiliza, además de la recarga natural, el volumen almacenado en el acuífero, y se acepta que después de un cierto pe--

riado, el recurso se verá notablemente disminuido e definitivamente agotado.

El balance global descrito permite tener una primera aproximación a los valores ya sea de la recarga natural o del período máximo de sobreexplotación del acuífero; sin embargo, estas características dependen también de la distribución espacial y temporal del bombeo. Para estudiar el efecto de dicha distribución en la explotación futura, se requiere de un método de análisis más refinado, que se consiga con la simulación del acuífero por medio de modelos analíticos o matemáticos.

Modelos de acuíferos

Para establecer un modelo que simule adecuadamente un acuífero, se necesita, además de varias perforaciones de medición de niveles piezométricos y extracciones, el conocimiento de la geología subterránea y de la hidrología superficial de la región, ya que estas últimas características definen las condiciones de frontera del acuífero.

Gracias a la capacidad y rapidez de las actuales computadoras digitales, resulta más conveniente simular acuíferos por medio de modelos matemáticos. Estos se basan fundamentalmente en las ecuaciones planteadas antes, o sea, la de continuidad (3.41) y la de movimiento o ley de Darcy (3.6).

De hecho puede considerarse que un modelo matemático del acuífero se consigue dividiendo la zona por representar en una gran cantidad de subzonas sobre las que se aplica la ecuación del balance, y se ligan entre sí de manera que las condiciones de frontera de cada subzona coincidan con las correspondientes de subzonas adyacentes. Aplicándose también todo lo comentado acerca del balance global a cada subzona.

Los estudios en modelos permiten analizar y prever los efectos de diferentes políticas de explotación y sea, por lo tanto, el elemento de diseño indispensable cuando se trata de escoger la forma óptima de utilizar los recursos de agua subterránea de una región.

IV. ACCIONES HIDRAULICAS EN EL MARCO DE DESARROLLO URBANO RELACIONADAS CON EL AGUA.

Históricamente, los asentamientos humanos han florecido en sitios próximos a fuentes de abastecimiento de agua. Así surgieron -- por ejemplo: París, junto al río Sena; Londres, junto al Támesis; Moscú, junto al río Volga, etc. Esto les permitió subsistir y atender -- con relativa facilidad las demandas crecientes, haciendo use del recurso disponible, si bien con el tratamiento adecuado a la calidad -- del agua de las fuentes. Las que no le hicieron así, se dieron pronto cuenta de que el carácter local de sus suministros (peços poco profundos, manantiales, lagos y arroyos) eran inadecuados para llenar las -- modestas demandas sanitarias de entonces, viéndose obligadas a construir acueductos que llevaran el agua de fuentes lejanas.

En contraste, la Ciudad de México, una de las más pobladas del mundo, surgió en lo que fuera un lago, a 2240 metros sobre el nivel del mar. En la actualidad, el lago no existe y el abastecimiento de agua es cada día más difícil y costoso, al grado de tener que recurrir a la transferencia de agua de otras cuencas, primero del Valle de Lerma y, a partir de 1982, del río Cutzamala (localizado a 100 Km y a más de mil metros abajo).

Estos nos enseña que tanto la falta de planeación o control poblacional, como la inadecuada ubicación de las ciudades plantean -- problemas de abastecimiento que pueden llegar a tornarse críticos, al no contar con los recursos hidráulicos necesarios oportunamente.

Las ciudades no solo tienen problemas derivados de la falta e exceso de agua. Ya que, el sistema urbano incluye la ciudad central, los suburbios y el suelo que se urbanizará en el futuro. Incluye los subsistemas físicos (transporte, servicio de agua y otros servicios -- públicos), que sirven al área metropolitana; asimismo, las instituciones a través de las cuales operan las instalaciones físicas y los usuarios. Incluye aspectos de planeación, toma de decisiones, financiamiento, diseño, construcción, operación, supervisión e investigación.

La complejidad del sistema urbano obliga a tomar en cuenta las interacciones de los servicios hidráulicos con los otros sistemas que también se desarrollan en las ciudades. Esto significa que el -- abastecimiento de agua debe ubicarse dentro del marco de las acciones

hidráulicas y estas a su vez en el marco de desarrollo urbano a fin de dar congruencia a las actividades que están relacionadas con el recurso agua.

Planeación. A través de la planeación de los sistemas de abastecimiento de agua se persigue:

- Establecer las hipótesis de posibles metas
- Reunir la información necesaria y analizar cursos de acción para alcanzar metas
- Presentar las consecuencias de los diferentes cursos de acción
- Diseñar procedimientos detallados para llevar a cabo las acciones y
- Dar recomendaciones para ayudar al decisor.

En México, la planeación de sistemas hidráulicos urbanos se lleva a cabo localmente, en cada ciudad, con base en el marco de desarrollo urbano establecido por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, y atendiendo a las disposiciones de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos que tienen a su cargo la asignación del agua. Al nivel local, los gobiernos de las ciudades operan los sistemas y establecen la relación comercial con los usuarios.

Conceptualmente se considerará el sistema hidráulico urbano como un conjunto de procesos continuos, que incluyen las acciones básicas de abastecimiento de agua y desaloje de aguas residuales y pluviales; eventualmente tratamiento y reúso de aguas residuales, y las interacciones con el sistema físico-hidrológico y con los usuarios (Fig. 1).

El sistema así conceptualizado permite visualizar las interacciones de las distintas componentes, condición que requiere del análisis conjunto del sistema. Así, no puede separarse el problema de abastecimiento sin tomar en cuenta el efecto que producirá la necesidad de desalojar las aguas residuales, y desde luego, la repercusión en los cuerpos receptores.

Por otra parte, es conveniente anotar que el valor del agua como recurso depende de su localización, calidad y oportunidad de su disponibilidad. En general, el agua no existe disponible en -

condiciones naturales, al alcance de todo usuario para consumo. Requiere de procesamientos y transporte, en algunos casos de almacenamiento para adecuarla al régimen de demanda.

Si bien el uso de agua ha crecido, las fuentes de abastecimiento han permanecido constantes, en cantidad y no en todos los casos en calidad por efecto de la acción del hombre al contaminarlas. Por ello, el agua se ha tornado cada vez más cara debido a que se tiene que recurrir a tratamientos costosos y a fuentes lejanas, con procedimientos tecnológicos complejos.

La necesidad de asignar recursos para construir obras de gran envergadura, obliga a distraer otras acciones de importancia, en virtud de la limitación de recursos que caracteriza a muchos sistemas urbanos. Además, el suministro de agua para fines de sanidad que se hacía en otras épocas ha sido superado. Esto significa que la idea de dotar agua al precio que sea deja de ser un argumento fundamental para el suministro.

La forma de asignar los recursos obedece a los esquemas económicos de las ciudades, y dependerán de sus objetivos y metas propias. Una herramienta auxiliar para la toma de decisiones al respecto, lo constituye el análisis económico de proyectos, mediante el cual es posible jerarquizarlos en función de su capacidad de recuperación. El cambio que ha experimentado el servicio de abastecimiento de agua al cambiar el objetivo de sanidad, al de servicio público, como la energía eléctrica, obliga a imprimir gran eficiencia en las acciones. Se busca que los organismos a cargo de los servicios sean cada vez más eficientes no solo desde el punto de vista de la operación de las instalaciones, sino económico y financiero. Para ello, hay una tendencia hacia el logro de la autosuficiencia financiera y en algunos casos, a dar un carácter empresarial a los organismos a cargo de los servicios. Se busca establecer tarifas por los servicios de agua y desalojo de aguas residuales, a fin de contar con fondos para llevar a cabo los programas requeridos. El criterio que ha tenido mayor difusión en los últimos años, es el de tratar que las tarifas reflejen el costo real del agua. Se pretende así, además de recuperar los altos costos del servicio, fomentar el ahorro del agua. A la vez, se busca que el usuario, al conocer el costo real de cada unidad de agua, la use hasta el punto en que su utilidad marginal sea igual al precio.

DEMANDA DE AGUA. El análisis de la demanda constituye uno de los aspectos fundamentales de estudio. De ese depende la magnitud de los proyectos, su programación, su costo y en última instancia el servicio al usuario. Para determinarla se parte de la información disponible; algunas veces esta es muy limitada y poco confiable. Por ello, se recurre a diversos métodos que incluyen desde proyecciones de población y dotaciones, hasta análisis más elaborados que toman en cuenta los usos del agua y la distribución espacial.

Es común que el análisis de la demanda no se relacione con el último eslabón de la cadena, que es la relación con el usuario. A través de la distribución y del cobro del servicio. Es importante señalar que al no tomar en cuenta este último aspecto, las predicciones se vean modificadas. Así, por ejemplo, si se proyecta construir una obra muy costosa y eso obliga a incrementar las tarifas al usuario, puede suceder que este disminuya su consumo y por tanto la demanda se reduzca. En esas condiciones puede llegarse a situaciones de financiamiento desfavorables al ser reducidos los ingresos.

A continuación se señalan algunos procedimientos comunes que dependen de la información disponible:

- a) La forma más simple es definir la tendencia de la demanda en los últimos años y continuarla. Esto desde luego implica contar con datos históricos que permiten hacer una estimación global. En realidad este constituye una tendencia del volumen utilizado, el cual no necesariamente corresponde a la demanda real.
- b) La demanda también suele determinarse con base a un consumo per cápita; es decir, dividiendo el volumen abastecido, entre la población. Este procedimiento permite asociar a la población el consumo y por tanto se puede apoyar en las proyecciones de población para estimaciones futuras. Por supuesto, para proyectar la población existen un gran número de métodos, que nuevamente dependen de la cantidad y la calidad de la información.

Algunos de los más conocidos son:

- I) Análisis de regresión para ajuste de curvas de crecimiento
- II) Supervivencia por grupos de edades y sexos.

En el primer caso, se determina la curva que mejor se ajusta a los datos históricos de la población. A través del análisis de regre

sión se obtienen los parámetros de la curva correspondiente para, posteriormente hacer proyecciones con ella.

- c) Modelos de predicción basados en la composición de la población.

Las causas del cambio de población pueden resumirse en el incremento natural y la migración. El primero, resultado de — los nacimientos y muertes; la migración en cambio, depende — del efecto de los individuos que llegan a un área menos aquellos que salen.

- d) Análisis de la demanda por usos del agua.

El agua se destinará en las áreas urbanas a los usos: doméstico, industrial, comercial y de servicios.

Para el Distrito Federal, por ejemplo, donde se utilizan a—proximadamente $40 \text{ m}^3/\text{s}$, la distribución es la siguiente:

USO	Caudal (m^3/s)
doméstico	22
industrial	5
servicios	4
comercial	1
No contabilizado	8
T O T A L	<u>40 m^3/s</u>

El uso doméstico corresponde al agua requerida para satisfacer las necesidades propias de las personas en sus viviendas.

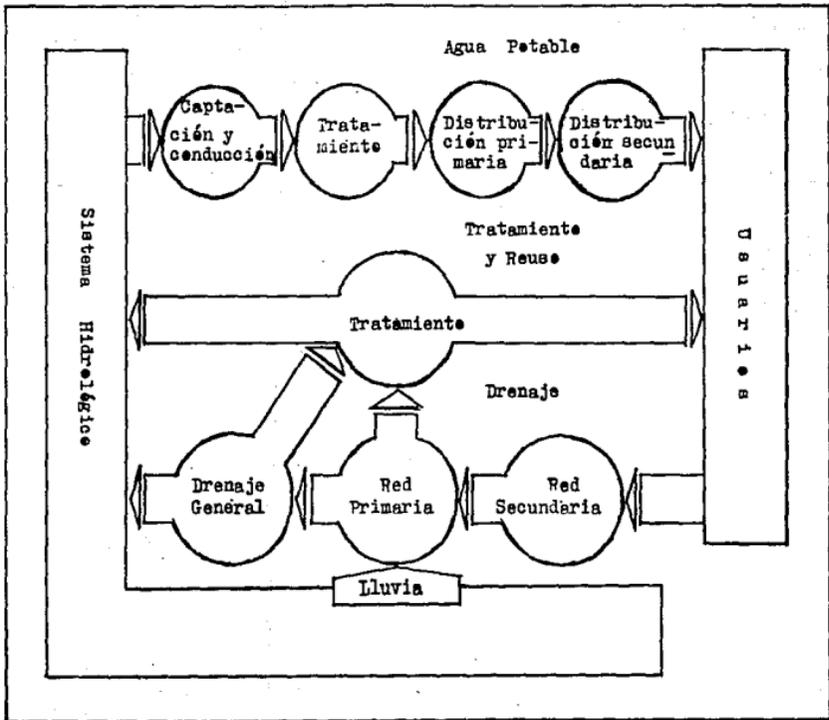
El uso industrial, se requiere para procesos, como medio de enfriamiento, para limpieza, como vehículo de desecho, y en servicios generales.

Los usos comercial y de servicios, incluyen los establecimientos dedicados a la compra-venta de artículos diversos, así como los establecimientos dedicados a servicios como hospitales, escuelas y baños públicos, hoteles, restaurantes, lavanderías.

El término "no contabilizado", se refiere a los servicios de tipo público o municipal, como escuelas, edificios de oficinas, estaciones de transporte, mercados, control de incendios, limpieza de calles y el riego de zonas verdes.

La evolución de cada uso tiene características muy particulares. En ese orden de ideas, destaca el cálculo de la demanda para uso doméstico realizado para el Distrito Federal.

Fig. 1. Sistema Hidráulico del Distrito Federal.



La metodología se apoya en la hipótesis que existe una correspondencia entre el uso del suelo y el uso del agua. Permite aprovechar información de carácter urbanístico y socioeconómico que, eventualmente, y en la medida de su precisión, puede reemplazar o complementar un listado de usuarios.

1. Determinar el área de estudio. Que sea representativa de los distintos tipos de vivienda.
2. Tener control sobre la medición de consumos.
3. Revisar información sobre uso del suelo y otros factores socioeconómicos.
4. Dividir mediante una cuadrícula la zona de estudio, calcular número de viviendas según tipo y nivel de ingreso familiar.
5. Diseño de la muestra.
6. Selección de los domicilios.
7. Elaboración de cuestionarios.

NORMAS Y CRITERIOS DE CALIDAD DEL AGUA.

El término calidad del agua es una expresión ampliamente empleada que tiene diversas interpretaciones, debido a la variedad de usos a que el agua se destina; en consecuencia; la calidad del agua depende del uso que se le vaya a dar a esta.

En los sistemas de abastecimiento de agua potable es común observar que mientras las amas de casa afirman que el agua tiene muy buena calidad, las industrias de bebidas embotelladas opinan lo contrario. Por lo anterior se considera que los usos alternativos del agua están subordinados a las necesidades del hombre en cuanto a que no dañe su salud, es decir, que sea segura para su consumo.

Desde el punto de vista del consumidor el término calidad del agua es empleado para definir sus características físicas, químicas, biológicas y radiológicas, a través de las cuales se evalúa la aceptabilidad del agua. La calidad de un agua cruda, sea superficial o subterránea, puede o no ser aceptada por el usuario; si no es satisfactoria, puede adecuarse cualitativamente por medio de sistemas de potabilización.

Los criterios de calidad del agua pueden definirse como el conjunto de requerimientos concernientes a niveles máximos de concentración e intensidad de parámetros básicos, establecidos para el uso que se pretende dar al agua. Por otro lado los estándares de cali

dad del agua pueden definirse como el conjunto de normas referidas a niveles máximos de concentraciones o de intensidad de parámetros básicos, establecidos por las autoridades respectivas, con el propósito de proteger o acondicionar una fuente de abastecimiento para un determinado uso.

Existen cantidad de usos que se le pueden dar al agua: en proyectos de sistemas de abastecimiento de agua para una población -- los usos mínimos que deben considerarse son:

- Uso doméstico
- Uso recreativo con y sin contacto directo
- Uso industrial
- Uso en comercios y servicios públicos
- Uso en irrigación de áreas verdes.

En México la autoridad encargada para la emisión de normas y criterios de calidad de agua para consumo humano es la Secretaría de Salud, en coordinación con otras dependencias como las Secretarías de Asentamientos Humanos y Obras Públicas y la de Agricultura y Recursos Hidráulicos, por medio de la Comisión Nacional del Agua.

La calidad del agua para fines domésticos que se suministra en sistemas de agua potable de los centros de población del país, deberá cumplir con las normas que se encuentran contenidas en el Artículo 7º del Reglamento Federal sobre obras de Provisión de Agua Potable, en vigor; en el cual se define como agua potable toda aquella cuya ingestión no cause efectos nocivos a la salud. Así mismo se establecen los caracteres físicos, químicos y bacteriológicos que deberán satisfacer las aguas que se destinen al consumo humano; también se señala la cantidad de muestras bacteriológicas que deberán colectarse mensualmente, de acuerdo a la población servida.

Como los abastecimientos de agua se efectúan en general, a partir de fuentes naturales como ríos, lagos, lagunas, embalses, manantiales y depósitos subterráneos; el agua obtenida de cualquiera de esas fuentes debe ser acondicionada para uso potable, por medio de tratamientos adecuados según el caso.

Algunos organismos internacionales como la Organización Mundial de la Salud emiten normas de calidad de agua para uso potable en forma periódica. Gran cantidad de países formulan sus estándares o criterios de calidad que rigen en sus respectivas jurisdicciones, como el caso del Servicio de Salud Pública de los EUA (1962) y de la A-

sociación Americana de Obras Hidráulicas (AWWA), también de los EUA, desde 1968. Cada una de las cuales presentan los límites recomendados y máximos permisibles. De su comparación se observa que los requisitos de calidad física de cada organismo, no difieren sensiblemente, aunque cabe señalar que los recomendados por la AWWA son los más estrictos. Dentro de los estándares de calidad bacteriológica se aprecia que las normas nacionales son precarias. La AWWA recomienda que el agua potable no presente organismos coliformes, mientras que los otros organismos condicionan su presencia a ciertos valores y frecuencias. Dentro de los requisitos de calidad química se observa de nuevo que los límites recomendados por la AWWA siguen siendo los más exigentes. Por último dentro de los requisitos radiológicos que debe cumplir el agua para uso doméstico nuestras autoridades carecen de normas al respecto.

Existe una gran cantidad de factores que pueden afectar de manera notable la calidad del agua, iniciándose desde la captación y finalizando hasta la entrega, los cuales se pueden relacionar con tres tipos de actividades;

- Diseño
- Operación
- Mantenimiento.

En la figura 2 se muestran los factores adversos que tienen influencia sobre la calidad del agua en los siguientes puntos de un sistema de abastecimiento de agua potable:

- Área de recarga
- Fuentes de abastecimiento
- Obras de captación
- Obras de conducción
- Sistemas de tratamiento
- Almacenamiento y regulación
- Distribución y entrega.

En los proyectos de sistemas de abastecimiento de agua potable es conveniente considerar la limpieza y desinfección de las líneas de conducción y distribución, con objeto de asegurar que la calidad original del agua no se vea afectada durante la operación del mismo.

Los requisitos sanitarios para la limpieza y desinfección de tuberías de sistemas de distribución son:

- * Cantidad suficiente de agua y presión adecuada

AREA DE REGARGA	FUENTES DE ABASTECIMIENTO	OBRAS DE CAPTACION	OBRAS DE CONDUCCION	SISTEMAS DE TRATAMIENTO	ALMACENAMIENTO Y CONDUCCION	DISTRIBUCION Y ENTREGA
<ul style="list-style-type: none"> - Use del suelo * Urbane * Agricola * Industrial - Manejo de recursos hidraulicos * Aprovechamiento * Control de avenidas * Usos del agua 	<ul style="list-style-type: none"> - Sobreexplotación - Protección inadecuada - Calidad natural inadecuada - Contaminación por actividades humanas * Aguas negras * Basuras * Retornos agrícolas * Efluentes industria- 	<ul style="list-style-type: none"> - Construcción inadecuada - Localización inadecuada - Falta de desinfección de las obras (pezos) 	<ul style="list-style-type: none"> - Tipos de sistema * Presión * Gravedad * Canal abierto - Zonas de baja presión - Sistemas accesorios * Válvulas de: desagüe, aire y sección * Falta de desinfección 	<ul style="list-style-type: none"> - Proceso inadecuado - Control inadecuado - Recursos humanos no capacitados 	<ul style="list-style-type: none"> - Localización inadecuada - Protección deficiente - Escurrimientos superficiales - Sedimentación - Desarrollo de microorganismos - Falta de desinfección de las estructuras - Diseño y/o operación inadecuada * Registro sanitario * Demasias * Purga * Ventilación * Descarga 	<ul style="list-style-type: none"> - Conexiones cruzadas o clandestinas - Retrosifonaje - Extremos muertos - Accesorios defectuosos - Materiales no adecuados - Mala localización respecto a drenaje - Disminución de la presión - Fugas - Instalación agua-mueble-drenaje - Limpieza deficiente

FACTORES QUE AFECTAN LA CALIDAD DEL AGUA POR: DISEÑO, OPERACION Y MANTENIMIENTO DEFICIENTE

- * Conservar la calidad del agua
- * Circulación efectiva del agua. Ausencia de extremos muertos
- * Sistema estanco. Evitar fugas y presiones bajas
- * Tendido de tuberías que no afecten aguas de diferente calidad a la potable
- * Cuidado con cruces de líneas de agua potable y de alcantarillado
- * Evitar desagües de accesorios a cajas o líneas que conduzcan aguas residuales o pluviales
- * Evitar conexiones cruzadas
- * Realizar un número mínimo de análisis bacteriológicos

La obra de conducción tiene por objeto efectuar el transporte del agua desde la obra de captación hasta un sitio que puede ser la planta potabilizadora o el tanque regulador que es el caso frecuente. También puede quedar conectada directamente a la red de distribución. Para la conducción de agua potable se utilizan tuberías en la gran mayoría de los casos.

La tubería está constituida por la unión de dos o más tubos y su sistema de unión (coples o bridas). El escurrimiento del agua en tuberías se puede efectuar de dos maneras que son:

- a) Por acción de la gravedad, ya sea trabajando como canal (sin presión) o como tubo (a presión), siendo este caso el más común en obras de abastecimiento de agua potable.
- b) Por medio de bombas, caso también frecuente.

El diámetro de la línea de conducción se determina generalmente con el gasto máximo diario (Q.m.d.) o con el que se considere más conveniente tomar de la fuente de abastecimiento, de acuerdo con la capacidad de ésta, establecida en el estudio hidrológico.

$$Q.m.d. = \frac{\text{Pob. Proyecto} \times \text{Dotación}}{86,400} \times 1.2 \quad \text{en l/seg}$$

$$\text{Coeficiente de variación diaria} = 1.2$$

Factores por considerar para el proyecto:

1.- Topografía. El tipo y clase de tubería por usar en una conducción depende principalmente de las características topográficas de la línea. Topográficamente conviene manejar perfiles que permitan tener presiones bajas de operación, evitando tener puntos altos y bajos notables.

2.- Afectaciones (tenencia de la tierra). Para el trazo de la línea se deben tomar en cuenta los problemas resultantes por la afectación de terrenos ejidales y particulares. De ser posible, se utili-

zarán los derechos de vía de cauces de agua, caminos, ferrocarriles, - líneas de transmisión de energía eléctrica y linderos. Es conveniente efectuar el levantamiento de predios afectados a lo largo de la línea.

3.- Clase de terreno por excavar (Geotéonía). En general las tuberías de la conducción deben quedar enterradas, principalmente las de asbesto cemento y PVC. El trazo debe evitar al máximo excavaciones en roca, por aumentar considerablemente el costo de la obra.

4.- Cruzamientos. Durante el trazo topográfico se deben establecer los sitios más adecuados para cruces de ríos, caminos, FFCC, etc.

5.- Calidad del agua por conducir. Es indispensable saber si es turbia, incrustante o corrosiva, si tiene fierre o manganeso, dado que se puede afectar notablemente la capacidad de los conductos.

6.- Gasto per conducir. Para gastos pequeños o cuando se utilizan tuberías de 150mm de diámetro y menores, son recomendables las de PVC. Para diámetros mayores hasta 500mm y cargas de operación menores a 14.0 kg/cm^2 , son recomendables las de asbesto cemento. Para diámetros de -- 610mm y mayores, se debe hacer un estudio económico muy cuidadoso comparando tuberías de asbesto cemento, acero y concreto presforzado.

7.- Costos de suministro e instalación de tuberías. Se tomarán - en cuenta los costos de suministro en los casos de adquisición por parte de los Gobiernos Federal, Estatal y Municipal y, per contratistas. - En el caso de diámetros grandes (760mm y mayores) se tomará en cuenta - la disponibilidad oportuna de las tuberías y las facilidades financieras que otorguen los fabricantes.

8.- Normas de calidad y comportamiento de tuberías. Es indispensable conocer las especificaciones de fabricación de las tuberías disponibles en el mercado, las pruebas de control de calidad y, las recomendaciones para su transporte, manejo y almacenaje.

9.- Aspectos socio-políticos (obras de beneficio social). Principalmente en grandes acueductos se realizan obras de este tipo a comunidades que se consideran afectadas por las obras de captación y conducción. Este aspecto está relacionado estrictamente con las afectaciones.

CONDUCCION POR GRAVEDAD.

El escurrimiento del agua a gravedad en tuberías se rige por las expresiones que se dan a continuación, considerando que la descarga es libre en el tanque regulador (case común):

$$\text{De la ecuación de la energía: } H = v^2/2g + h_f + h_g \quad (1)$$

$$\text{Y la ecuación de continuidad: } Q = A v \quad (2)$$

H = carga hidráulica disponible en m (diferencia de nivel entre la

superficie del agua en la captación y la del tanque regulador).

$\frac{v^2}{2g}$ = carga de velocidad, en m.

v = velocidad media, en m/seg.

h_f = pérdida por fricción en la tubería, en m.

h_s = suma de pérdidas secundarias (por entrada, cambio de dirección, cambio de diámetro), en m. En líneas largas es práctico no tomarlas en cuenta

Q = gasto por conducir, en m³/seg.

A = área hidráulica de la tubería, en m².

En general, en el cálculo hidráulico de una conducción a gravedad el caso que más se tiene es el de diseño; es decir, conocida la carga disponible "H" y la longitud de la línea "L", valores que se obtienen del plano topográfico de la conducción, así como el gasto "Q" por conducir y, analizando los factores mencionados, se determina el tipo (asbesto cemento, PVC, acero, etc.), el diámetro y la clase de tubería por usar, de acuerdo a las presiones de operación. En el cálculo hidráulico se tendrá cuidado de utilizar los diámetros internos reales de las tuberías por usar.

El segundo caso que se puede tener en el cálculo hidráulico de una conducción, es el de verificación que se tiene en líneas en operación. En este caso se conoce la longitud, carga disponible y las características de la tubería (s), siendo la incógnita la capacidad de la línea.

En la Dirección General de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, se utiliza para el diseño hidráulico la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} \quad (3), \quad S = \frac{h_f}{L} \quad (4), \quad h_f = 10.293 \frac{n^2 Q^2}{d^{16/3}} \quad (5)$$

en donde:

v = velocidad media del agua, en m/seg.

n = coeficiente de rugosidad de la tubería:

para PVC,	$n = 0.009$
para asbesto cemento,	$n = 0.010$
para acero con revestimiento interior,	$n = 0.011$
tuberías de concreto presforzado,	$n = 0.012$
tuberías de acero galvanizado,	$n = 0.014$

r = radio hidráulico de la tubería, en m.

S = pendiente hidráulica = $\frac{h_f}{L}$,

h_f = pérdida de carga por fricción, en m.

L = longitud de la línea de conducción, en m.

Q = gasto por conducir, en $m^3/\text{seg.}$

D = d = diámetro de la tubería, en m.

Si en la fórmula (5) se hace $K = 10.293 \frac{n^2}{d^{16/3}}$, se tiene:

$$h_f = K L Q^2 \quad \text{----- (6)}$$

La expresión (1), sin considerar las pérdidas secundarias, se puede escribir como sigue:

$$H = \frac{v^2}{2g} + K L Q^2 \quad \text{----- (7)}$$

Obtención del diámetro. Seleccionado el tipo de tubería por utilizar, - el diámetro se puede obtener en las tres formas siguientes:

a) Con el uso del nomograma de Manning (se anexa). Si coincide con un diámetro comercial, será el definitivo, siempre y cuando se verifique la expresión anterior y topográficamente sea factible utilizar la tubería considerada. Si el diámetro (teórico) no coincide con uno comercial o topográficamente no es posible o conveniente utilizar un solo diámetro, el problema se resolverá con dos o más diámetros; en este caso, la ecuación (1) queda como sigue, sin considerar las pérdidas secundarias:

$$H = \frac{v_1^2}{2g} + \frac{v_2^2}{2g} + h_{f_1} + h_{f_2} = \frac{v_1^2}{2g} + \frac{v_2^2}{2g} + K_1 L_1 Q^2 + K_2 L_2 Q^2 \quad \text{--- (8)}$$

De la expresión (8) se obtienen las longitudes de los tramos correspondientes a los diámetros D_1 y D_2 . También se puede escribir la (8) como

$$H = \frac{v_1^2}{2g} + \frac{v_2^2}{2g} + S_1 L_1 + S_2 L_2 \quad \text{----- (9)}$$

en donde $S_1 = K_1 Q^2$, $S_2 = K_2 Q^2$ y $L_1 + L_2 = L$

Obtenidas las longitudes L_1 y L_2 se procede a verificar la expresión (8); en seguida, se dibujan en el perfil topográfico de la línea los gradientes hidráulicos para los diámetros comerciales obtenidos, procurando tener las menores presiones de operación, evitando presiones negativas.

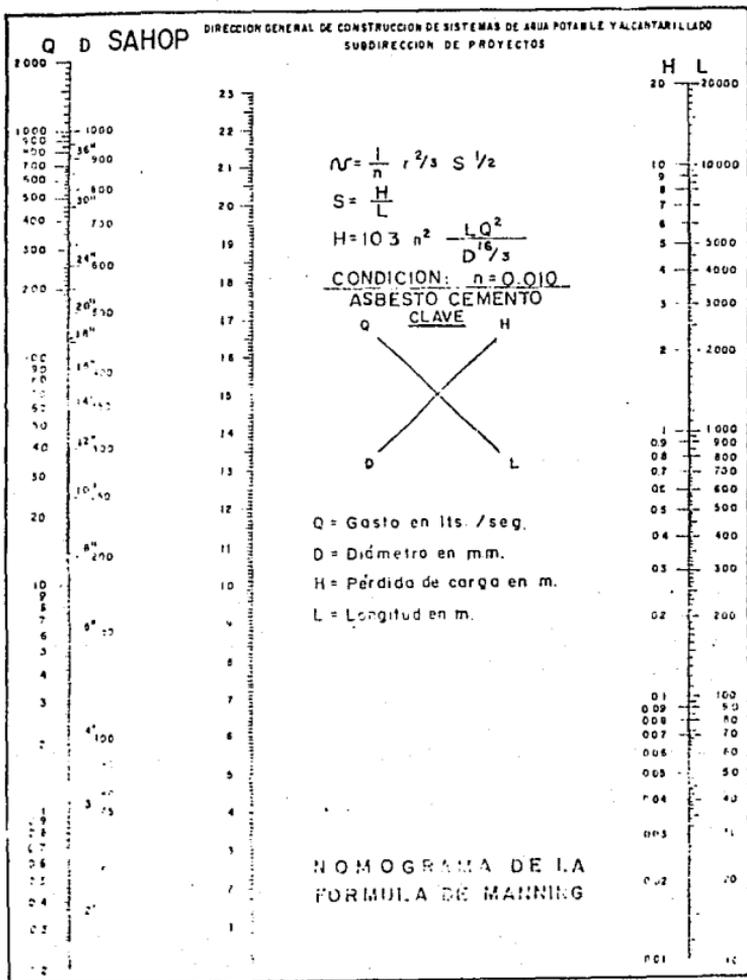
b) Obteniendo directamente el valor de "D" o el de "K".

Utilizando una calculadora electrónica apropiada, de la fórmula

(5) se obtiene el diámetro teórico considerando $h_f = H$:

Para tubería de asbesto cemento, $D^{16/3} = 0.0010293 \frac{LQ^2}{H^2}$

Para tubería de PVC, $D^{16/3} = 0.0008337 \frac{LQ^2}{H^2}$



$$\begin{aligned} \text{Para tubería de acero,} & \quad D^{16/3} = 0.0012455 \frac{LQ^2}{H^2} \\ \text{Para tubería de concreto presfuerzo,} & \quad D^{16/3} = 0.0014822 \frac{LQ^2}{H} \end{aligned}$$

Conociendo el valor de "D", se verifica la expresión (7), comprobándose si el problema se resuelve con uno o dos diámetros. Se dibuja el gradiente hidráulico o línea piezométrica, evitando cortar el terreno.

c) Gráficamente. Utilizando el perfil de la línea, se dibuja a las escalas del plano, las pendientes para dos o tres diámetros comerciales considerándose una longitud base de 200 a 1000 m ($\pm 10\%$ de L). Paralelamente a ellas y a partir del inicio y final de la conducción, se trazan los gradientes, procurando obtener las menores presiones de operación, evitando tener presiones negativas.

Cuando el perfil topográfico le permita es conveniente dividir la conducción en dos o más tramos, utilizando cajas rompedoras de presión. No es recomendable la utilización de válvulas para el señalamiento de líneas ni su instalación en la descarga.

Finalmente se obtienen las clases de tubería, se localizan las válvulas eliminadoras de aire y los desagües y, se efectúa el diseño de cruceros, anotando las características de las piezas especiales por utilizar, de las válvulas de purga de aire y sus cantidades.

Accesorios de la conducción.

En conducciones a gravedad generalmente se tienen los siguientes accesorios:

a) Válvulas eliminadoras de aire. Las acumulaciones de aire que son máximas en los senos de la línea o puntos altos del perfil y que están además próximos a la línea del gradiente hidráulico, pueden afectar la circulación del agua, si no se colocan dispositivos para su eliminación. También se pueden tener problemas con el aire en conducciones largas con topografía plana.

En líneas constituidas por tuberías de asbesto cemento y concreto armado (conductos rígidos) se utilizan únicamente válvulas eliminadoras de aire del tipo de flotador. También se pueden utilizar estas en tuberías de PVC de 150mm, y menores, que se comportan como si fueran rígidas, así como en tuberías de acero de menos de 500mm (20") de diámetro. Generalmente para líneas de acero mayores a este diámetro se deben utilizar válvulas de aire y vacío para evitar el colapso de la tubería.

El diámetro de la válvula está en función de la capacidad de ventilación que se quiera dar y de la presión de operación en el punto de instalación (puntos altos del perfil). Se emplearán las gráficas y tablas que para tal fin tienen los catálogos de los fabricantes.

b) Desagües. Se utilizan generalmente en los puntos más bajos - del perfil de la línea con el fin de desaguar el agua durante la construcción en las labores de prueba hidrostática y de lavado de las tuberías. También se puede usar en el caso de returas durante su operación. No es recomendable la utilización de válvulas en los desagües. El cruce se forma (para tuberías de albañilería) con una T con bridas, tapa ciega y dos juntas universales, todas ellas de hierro fundido.

Si en la conducción se emplean tuberías de PVC, se usan conexiones de este material para el cruce de desagüe.

c) Juntas de dilatación e expansión. Se utilizan únicamente en líneas de acero instaladas superficialmente. No son necesarias en conducciones de acero enterradas.

d) Atraques. En las conducciones, las presiones de prueba durante la construcción y las normas de operación, originan empujes en las tuberías, en los cambios de dirección horizontales y verticales (codos), en los cambios de sección (reducciones) y en la T de los desagües, generalmente. Para contrarrestar la resultante del empuje debido a la presión del agua se usan atraques de concreto. Las dimensiones de los atraques dependen de la presión interna del agua, del diámetro de la tubería y de la resistencia del terreno.

Generalmente la forma piramidal que se da, obedece a que la cara de mayor sección que se apoya en el terreno es la que proporciona el área que contrarresta el empuje, según la resistencia del terreno y la parte que se apoya en la pieza, no debe cubrir las bridas de esta.

Para codos, la resultante del empuje se puede determinar por medio de la fórmula:

$$E = 2 A P \sin \frac{\Delta}{2}$$

en donde: E = empuje total, en kg.

A = área de la sección transversal de la tubería, en cm^2

P = presión hidráulica interna, en kg/cm^2

Δ = ángulo de deflexión.

Estructuras.

a) Cajas repedoras de presión. Generalmente las estructuras -- más importantes en conducciones a gravedad son las cajas repedoras de

presión y, como ya se indicó anteriormente, en conducciones muy largas es recomendable y a veces obligado dividir la línea en dos o más tramos localizando dichas estructuras en sitios apropiados topográficamente - si el perfil lo permite a fin de lograr por una parte, el seccionamiento de la línea y por otra, obtener el mejor funcionamiento hidráulico de la conducción. La estructura está constituida por un depósito o caja semienterrada cuyo desplante se hace un poco abajo de la profundidad normal de instalación de la tubería, con su vertedor de demasías y registro de acceso.

b) Cruzamientos. En un proyecto de conducción (gravedad y bombeo) se pueden tener los siguientes cruzamientos:

- 1.- Con vías de comunicación: ferrocarriles y caminos.
- 2.- Con corrientes superficiales: arroyos ríos y canales.
- 3.- Con pantanos, esteros, marismas y el mar.
- 4.- Con otros conductos.

En los casos de caminos y vías férreas los diseños de cruce son subterráneos y deberán presentarse a la consideración y aprobación de los organismos correspondientes. En el cruce de una vía de ferrocarril la tubería de la conducción deberá quedar protegida dentro de una camisa constituida por tubería de acero.

En los casos de corrientes superficiales el diseño de cruce puede ser subterráneo o aéreo, dependiendo de las características topográficas y de geotecnia en la zona de cruce, de la importancia de la corriente (arroyo, río o canal); su régimen y el diámetro de la tubería. En el caso de barrancas, conviene que el cruce sea aéreo, procurando hacerlo en la menor longitud posible.

Cuando es inevitable la instalación de una línea en pantanos, esteros y marismas, la tubería puede quedar situada casi superficial - debidamente protegida. Conviene usar de preferencia tubería flexible: de acero o de PVC. Si se hace necesario diseñar una línea submarina, - conviene también usar tubería flexible debidamente protegida contra la corrosión, corrientes marinas, etc. Un ejemplo de esto es Isla Mujeres, Q. Roo que se abastece del continente por medio de una línea submarina de tubería de PVC, RD-26, de 150 mm de diámetro, longitud de 5875m y capacidad de 25 l.p.s.

Las características de diseño del cruce de una conducción con otros conductos dependerá de la importancia de éstos, la cual estará dada por el fluido que conducen, su diámetro, situación en el terreno,

riegos de afectación, etc. Dichos conductos pueden ser: alcantarillas (colector, emisor), oleoductos, gasoductos y conducciones de agua.

En todos los casos los diseños de cruce se presentarán en planos por separado.

c) Cajas de protección. Se construyen para dar protección a las válvulas de purga de aire, debiendo tener como accesorios, ventilación y desagüe.

Presentación del proyecto.

Dependiendo de la longitud de la línea, la presentación del proyecto de conducción en planta y perfil, se puede hacer en un plano o en varios, siendo las escalas recomendables las de 1:1000, 1:2000 y 1:4000 para las plantas y de 1:100, 1:200 y 1:400 para los perfiles. En el caso de líneas muy largas es práctico presentar un plano general de toda la obra a escala horizontal de 1:10,000 a 1:100,000. Se anotarán en el perfil el tipo de tubería, clase, diámetro y longitud en el gradiente hidráulico, el gasto y pendiente; los cruceros y la lista de piezas especiales, así como datos de proyecto, simbología y notas.

El proyecto de estructuras como cajas rompedoras de presión, cajas de protección de válvulas de purga de aire y estructuras de cruce, se deben presentar por separado.

Finalmente se prepara el presupuesto y la memoria descriptiva del proyecto de conducción a gravedad.

CONDUCCION POR BOMBEO.

Generalidades. El bombeo consiste en elevar el agua desde un pozo, cárcamo, etc., hasta un depósito, generalmente el tanque regulador. Utilizándose para tal objeto un equipo de bombeo. Una línea a bombeo puede quedar también unida a la red de distribución.

La bomba produce siempre un salto brusco en el gradiente hidráulico que corresponde a la energía H_d comunicada al agua por la bomba. H_d , es siempre mayor que la carga total de elevación o altura geométrica, contra la cual trabaja la bomba, para vencer todas las pérdidas de energía en la tubería y accesorios.

Considerando como obra de captación un pozo, según se indica en la figura 3, la carga dinámica total esta dada por la siguiente expresión (ecuación de la energía):

$$H_d = v^2/2g + h_f + h_i + h_a \quad (1')$$

en donde:

H_d = carga dinámica total en m.

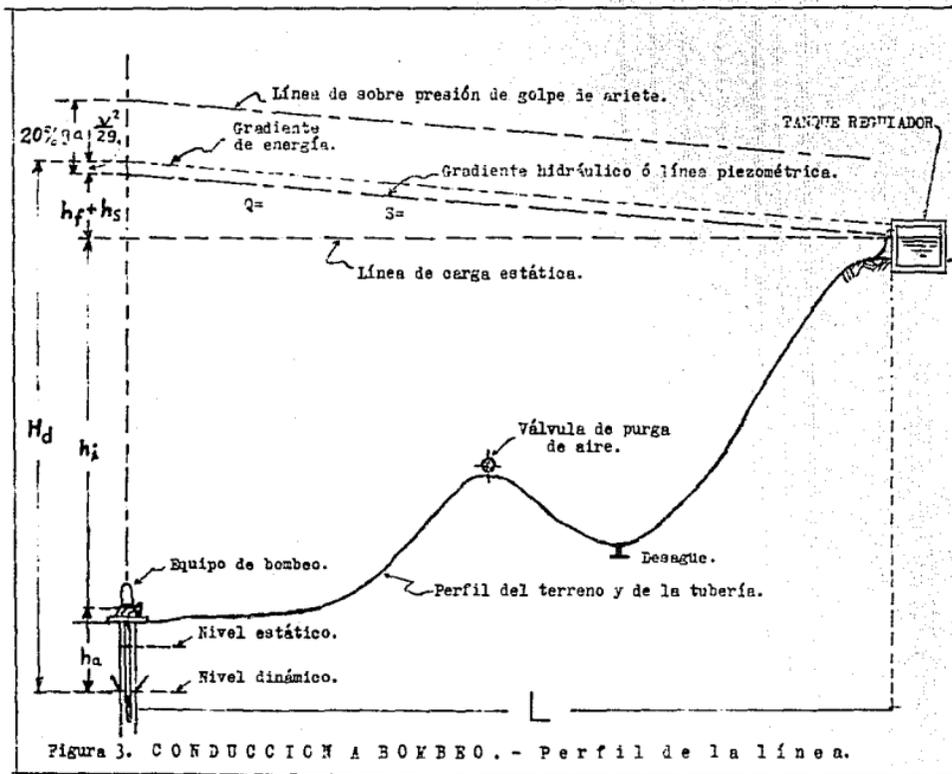


Figura 3. CONDUCCION A BOMBEO. - Perfil de la línea.

$\frac{v^2}{2g}$ = carga de velocidad, en m.

v = velocidad media del agua, en m/seg.

h_f = pérdidas por fricción en la tubería, en m.

h_s = pérdidas secundarias, en m.

h_i = altura de impulsión, en m.

h_a = profundidad al nivel dinámico del agua, en m.

Para la determinación de las pérdidas por fricción en el con-- ducto se utiliza la fórmula de Manning. En líneas a bombeo es conve-- niente considerar las pérdidas secundarias, cuyo valor se establece ge-- neralmente en porcentaje de h_f , en el ámbito de 3 a 5%

$$Q = A v \quad \text{--- (2')} \quad v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \quad \text{--- (3')}$$

$$h_f = 10.293 \frac{n^2 L Q^2}{D^{16/3}} \quad \text{--- (4')} \quad h_f = K L Q^2 \quad \text{--- (5')}$$

El valor de las literales está dado anteriormente en el pro-- yecto de conducciones per gravedad.

Análisis de factores. Para efectuar el diseño de una línea -- de conducción a bombeo, se selecciona primeramente el tipo de tubería per utilizar (asbesto cemento, PVC, acero e concreto presforzado) analizando los factores indicados para conducciones a gravedad, estudiand-- de cuidadosamente las características topográficas de la línea de mane-- ra que se obtenga la menor longitud posible evitando puntos altos in-- termedios que sean notables, a fin de tomar en cuenta el mejor comper-- tamiento hidráulico a los efectos del fenómeno transitorio o golpe de ariete.

Cálculo del diámetro económico. Los diámetros per utilizar -- para el cálculo del diámetro más económico deben satisfacer el requisit-- o de que la velocidad que se obtenga con ellos al aplicar la ecuación de continuidad, sea menor a 1.6 m/seg, generalmente para diámetros me-- nores a 760 mm. Para el cálculo se utiliza la tabla impresa per la Di-- rección General de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, con cla-- sificación VC 1921, la cual está constituida de cuatro partes:

a) En la primera se establecen las características hidráulicas para los tres diámetros considerados: velocidad, pérdidas totales de -- energía (de fricción y secundarias) y la potencia requerida para el -- bombeo en función de esas pérdidas totales, dado que generalmente, no se toma en cuenta la altura de impulsión en virtud de que es constante para los tres diámetros.

b) En la segunda parte se determinan las clases de tubería por usar obteniendo previamente la carga normal de operación, la cual es igual a la suma de la altura de impulsión, más la pérdida total para cada diámetro. La presión de trabajo debe ser mayor que la carga normal de operación e igual o un poco mayor que la presión total, que es igual a la suma de la carga normal de operación y del 20% de la sobrepresión debida al golpe de ariete. Establecida la presión de trabajo, se obtienen los espesores de los catálogos del fabricante para cada diámetro, para calcular la sobrepresión por golpe de ariete y finalmente el valor de la presión total.

c) En la tercera parte se obtiene el presupuesto (costo total - aproximado de la conducción) para las tuberías analizadas, considerando los conceptos de obra civil e mano de obra como son terracerías e instalaciones de tubería y, el de suministro.

d) En la cuarta parte, se obtiene el costo por hora de bombeo, el cargo anual de bombeo, el cargo anual de amortización y el costo anual de bombeo para operación de 365 días, cuyo valor mínimo corresponde al diámetro más económico. El cargo anual de amortización se obtiene generalmente para 10 ó 15 años con la tasa de interés anual existente.

Preparación del plano de diseño. En el plano topográfico de la conducción se dibuja en el perfil, la línea de carga estática, la línea del gradiente hidráulico, indicando su pendiente y el gasto por conducir y, la línea de golpe de ariete para el 20% de la sobrepresión total, con respecto a la cual se determinan las clases de tubería por utilizar. En el plano original del proyecto, no se indica la línea del golpe de ariete.

A continuación se localizan las válvulas de purga de aire y desagües, se efectúa el proyecto de cruces (cambios de dirección, -- válvulas de purga de aire, desagües y la descarga de la línea), cuantificando las cantidades de piezas especiales, así como las cantidades de tubería por suministrar. Se realiza por separado el diseño de los cruzamientos que se tengan y otras estructuras.

Accesorios de la conducción.

Normalmente se tienen los mismos accesorios indicados para las conducciones a gravedad y los dispositivos de alivio contra el golpe de ariete. Conviene considerar las siguientes recomendaciones:

a) Válvulas eliminadoras de aire y, de purga y admisión. Para -

tuberías de asbesto cemento, de concreto presforzado (conductos rígidos) y de PVC (150mm y menores), se utilizan válvulas eliminadoras de aire, siendo también recomendables para tuberías de acero de 500 mm y menores. Para líneas de acero mayores de 500mm, se utilizarán válvulas de expulsión y admisión de aire para evitar el colapso de la tubería.

Las características de dichas válvulas quedan definidas al obtener el diámetro del orificio de salida, que depende de la capacidad de ventilación requerida y de la presión de operación en el punto de instalación (puntos altos del perfil) y, del diámetro de entrada de la válvula, que depende del diámetro del orificio de salida y de la presión de operación.

b) Desagües. En líneas de bombeo ascendentes (caso general) es conveniente lograr el desagüe en la descarga de la estación de bombeo. Si se trata de pozos, se instalará una T (en el plano horizontal) aguas arriba de la válvula de retención (check), con una válvula de señalamiento cerrada durante la operación de la línea.

c) Descarga de la línea. Cuando la conducción descarga en el tanque regulador que es el caso más común es indispensable instalar una válvula de flotador, a fin de evitar que el agua se tire por el vertedor de demasías del depósito, cuando este se llena. En este caso la bomba se para por medio de un interruptor de presión instalado en los controles del equipo.

d) Dispositivos para aliviar el golpe de ariete. De acuerdo con el tipo de tubería por utilizar, su diámetro, sobrepresión por absorber (usualmente 20% de P_a total) y las características del perfil topográfico de la línea, se pueden tener los cuatro casos siguientes dentro de los efectos causados por dicho golpe de ariete:

1.- Diseño de la conducción sin dispositivos de alivio. En algunos casos se han construido líneas de acero con espesor adecuado para resistir la presión normal de operación más el 100% de la sobrepresión del golpe de ariete. En este caso se debe asegurar que el equipo de bombeo, piezas especiales y válvulas quedan debidamente instalados con apoyos y atraques apropiados.

2.- Válvulas de alivio. Se han utilizado con bastante frecuencia en conducciones con diámetros de 500mm y menores para los tipos de tubería más usuales (asbesto cemento, acero y PVC) para aliviar los efectos de la sobrepresión del golpe de ariete, siendo el tipo más recomendable las de resorte con descarga en ángulo recto cuyo diámetro, varía de 25 a 60mm (1" a 2 1/2") y con ámbitos de presión de 1.4 a 3.5, de -

3.5 a 12.6 y de 12.6 a 41.0 kg/cm². Es recomendable la utilización de cuando menos dos unidades para lograr una buena operación y conservación, situándose aguas arriba de la válvula de retención (check).

Para tuberías con diámetros de 500mm y mayores se pueden utilizar válvulas aliviadoras de control hidráulico y eléctrico.

3.- Camaras de aire. Son estructuras de acero que se instalan aguas arriba de la válvula de retención, existiendo dos tipos: la convencional (agua-aire) que requiere periódicamente la reposición del volumen de aire perdido durante la operación de la línea y la cámara con vejiga elástica que es la de diseño más reciente. Alivia los efectos de la sobrepresión y depresión del golpe de ariete.

4.- Torres de oscilación. Por su alto costo son recomendables estas estructuras para grandes acueductos para aliviar los efectos del golpe de ariete positivo y negativo, principalmente cuando es inevitable que la línea de mínima presión corte en un punto alto a la conducción. Pueden quedar instaladas al principio de la conducción o en un sitio intermedio en donde la línea de depresión corte a la tubería. Pueden ser vertedoras o no, su funcionamiento es automático y no requieren accesorios.

También se pueden utilizar tanques unidireccionales para evitar caídas de presión por abajo de la atmosférica y eliminar así el problema de separación de la columna de agua. Su utilización obliga al empleo de piezas especiales de fierro fundido y válvulas de retención.

Cualquiera que sea el método de control del fenómeno transitorio en todas las estaciones de bombeo (pozos, carcamos, etc.) es necesario diseñar cuidadosamente los atraques y apoyos que sean necesarios para los equipos, válvulas y múltiples de succión y descarga.

Estructuras: Estructura de descarga. Puede ser el tanque regulador, que es el caso frecuente ó, un depósito de transición entre un tramo a bombeo y otro a gravedad. Es conveniente que la tubería descargue por la parte superior al nivel del máximo tirante. Si el tramo es a gravedad la plantilla de la tubería quedará situada prácticamente al nivel del piso de la estructura de transición. Esta tendrá como accesorios vertedor de demasías, dispositivos de ventilación y registro de acceso.

Cruzamientos. Se pueden tener los casos indicados para para conducciones a gravedad, con las mismas características.

Cajas de protección de válvulas de purga de aire.

Finalmente se prepara el presupuesto definitivo de la obra.

REDES DE DISTRIBUCION.

A.- Objetivos y requisitos generales.

Definición. La obra de distribución que se inicia en el tanque de regularización, consiste en una red de tuberías subterráneas -- por medio de las cuales se distribuye y se entrega el agua hasta las casas de los usuarios. Esta constituida por dos partes principales:

- a) Instalaciones de servicio público, que comprende la red y las tomas domiciliares.
- b) Instalaciones particulares o sea la red interior de distribución de todo edificio.

Aquí se hará referencia únicamente a las primeras.

Un sistema de distribución tiene como finalidad principal suministrar el agua con los siguientes requisitos:

1.- En cantidad suficiente. El volumen de agua por distribuir se determinará tomando como base los datos de proyecto previamente establecidos para el Sistema de Aprovisionamiento de Agua Potable. Los datos básicos para el diseño de la red son:

- a.- Población del último censo oficial.
- b.- Población actual, estimada con el plane de predios habitados.
- c.- Población de proyecto, determinada generalmente para un período económico de proyecto que variará de 10 a 15 años, para localidades pequeñas y medianas respectivamente. Para ciudades grandes se utilizarán períodos de 20 años.
- d.- Dotación. Su valor variará de: 100 a 150 l/hab/día, en función principalmente del clima y del número de habitantes por servir, - para localidades rurales y urbanas pequeñas. Para localidades urbanas medianas y grandes se deberán utilizar los valores recomendados en las Normas de Proyectos de la Dirección General de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la SEDUE, siendo recomendable usar valores que varíen entre 200 y 350 l/hab/día.
- e.- Gasto máximo horario de proyecto determinado en función del - gasto máximo diario: $Q.m.h. = Q.m.d. \times 1.5$

Si se tienen varias entradas la suma de los gastos deberá ser el Q.m.h.

2.- Calidad adecuada. El agua por distribuir debe ser potable; además, para garantizar su calidad bacteriológica, deberá contener una cantidad de cloro residual que variará entre 0.1 y 0.5 p.p.m.

3.- Presiones requeridas. Las presiones que se han de mantener en

cualquier punto de la red debe ser suficiente para suministrar una cantidad de agua razonable en los pisos altos de las casas y fabricas y - en los edificios comerciales de no más de seis pisos; en general, se - recomiendan los siguientes valores:

<u>Z O N A S</u>	<u>PREISION DISPONIBLE EN kg/cm²</u>
Residencial de 2a	1.0 a 1.5
Residencial de 1a	1.5 a 2.5
Comercial	2.0 a 3.5
Industrial	2.5 a 4.0

La presión máxima de operación recomendable es de 4.5 kg/cm², y la carga estática no será mayor de 50 metros de columna de agua.

Para zonas con predios dispersos en localidades pequeñas se adoptarán presiones disponibles de 1.0 en los extremos de las líneas - principales abiertas y de 0.5 kg/cm² en los extremos de las tuberías - secundarias. En general la topografía es determinante para ajustarse a los valores anteriores.

4.- Coste adecuado del m³ de agua. El diseño de un sistema de -- distribución de agua potable consiste en la adecuada localización de - las tuberías principales y secundarias, así como de la acertada elec- -- ción de sus diámetros y presiones de operación, con el objeto de le- -- grar un suministro adecuado y, fundamentalmente, el coste más bajo pe- -- sible, ya que generalmente, el importe de esta obra representa un ele- -- vado porcentaje (50 al 60%) del coste total del sistema de abasteci- -- miento. El coste del m³ de agua se establecerá cuidadosamente tomando en cuenta la situación económica de los usuarios y el uso del agua (do- -- méstico, comercial, industrial y público), lo cual se establecerá en - el estudio de factibilidad económica y financiera.

5.- Servicio continuo. Esta demostrado que en los sistemas con - bombas intermitentes en localidades urbanas, el consumo es mayor debi- -- do al incremento en el desperdicio de agua.

B.- Disposición de la red.

Los factores determinantes en el diseño de la red son:

1.- Topografía. En general, puede ser conveniente diseñar una se la red de distribución que abastezca cualquier punto de una localidad. En zonas urbanas no siempre conviene tener una red única que cubra todas las calles, unas veces por tener que distribuir aguas de distinta precedencia y que llegan a la localidad a niveles distintos; otra per- -- que no sea posible situar el tanque de regularización de modo que dem- --

ne toda la zona por abastecer, para dar presiones adecuadas, principalmente cuando el desnivel entre los puntos más altos y bajos es mayor de 50 metros. En tales casos la zona por abastecer se dividirá en dos o más redes, estudiando la conveniencia de establecer comunicación entre las diversas zonas.

La planimetría es determinante para seleccionar el tipo de red por diseñar. En localidades en que se tiene una zona poblada con centrada y otra dispersa, debe estudiarse cuidadosamente la localización de las tuberías ya que en general, la parte dispersa bastará con una ó unas cuantas líneas abiertas. Los tipos de redes que se tienen generalmente son las siguientes:

Red abierta. Se dice que una red es abierta cuando los con ductos que la forman, se van dividiendo a partir del tanque sin volver a conectarse entre ellos. Se recomienda para localidades urbanas y rurales pequeñas donde no se justifique la instalación de tubería en todas las calles, cuando la topografía y el alineamiento de las calles no permiten tener circuitos cerrados y, principalmente para localidades con predios muy dispersos. Es recomendable usar el menor número posible de válvulas de seccionamiento.

Red de Circuitos. Es el tipo de red más recomendable para localidades urbanas, por su gran flexibilidad de operación, el sentido del escurrimiento se controla fácilmente por medio de válvulas de seccionamiento; se obtiene una mejor distribución de las presiones disponibles, etc.

2.- Gasto por distribuir. La red se diseña generalmente con el gasto máximo horario (Q.m.h.), el cual se obtiene en función del gas to máximo diario (Q.m.d.), adoptando para el coeficiente de variación horaria un valor que fluctúa de 1.3 para localidades urbanas pequeñas a 1.5 para las demás.

3.- Situación y características del tanque de regularización.

La localización del depósito regularizador puede tener las variantes que se indican en el anexo No. 1. El tanque puede ser superficial o elevado, según sea la situación topográfica de la localidad.

4.- Situación de la captación con respecto a la red.

La localización de la obra de captación o captaciones que se tengan, influyen en forma notable en el diseño de la red. Las variantes más comunes que se pueden tener son indicadas también en el anexo No. 1.

5.- Tuberías por aprovechar. En los proyectos de ampliación y/o rehabilitación de redes en operación, es básico conocer el estado de conservación de las tuberías, principalmente las de la red primaria - por medio del estudio de pitometría, dado que es recomendable incrementar su vida útil; es decir, su aprovechamiento. Si en el proyecto se hace necesario aumentar la capacidad de una o más tramos se pueden diseñar tuberías paralelas a las existentes.

C.- Proyectos de redes de localidades urbanas, pequeñas y medianas.

Para efectuar el diseño de la red de distribución se deberá contar con el plano topográfico de la localidad y con el plano predial. En éste deberán estar marcadas las distintas zonas por abastecer (residenciales, comerciales e industriales) y las de futura ampliación.

1.- Procedimiento de cálculo. La secuela de cálculos que se ha usado con más frecuencia para el diseño de una red a base de circuitos de localidades urbanas pequeñas y medianas, es:

a) Utilizando el plano topográfico y teniendo ya la localización del tanque, se marcan los ejes en todas las calles que tengan y - en caso de que no estén anotadas las longitudes, se obtendrán éstas con escalímetros.

b) Se determina el coeficiente de gasto por metro de tubería, - dividiendo el gasto máximo horario entre la longitud de toda la red.

c) Se localizan las tuberías principales, tomando en cuenta la topografía, puntos obligados y las separaciones más convenientes entre ellas, de manera que se formen una o más circuitos. Enseguida se numeran los cruces que se tengan en las líneas principales. La distancia entre líneas troncales varía de 4 a 6 manzanas (400 a 600m).

d) Cálculo de los gastos parciales en cada tramo de la red, multiplicando el coeficiente de gasto por su longitud. Se localizan los - puntos de equilibrio en cada uno de los circuitos que se tengan.

e) Se efectúa una suposición lógica de escurrimientos en la red, a partir de los puntos en que se deriven tuberías secundarias de las - troncales y se obtienen los gastos que salen de ellos.

f) Cálculo de los gastos acumulados en los tramos de las tuberías principales, a partir de los puntos de equilibrio más alejados.

g) Estimaciones de los diámetros de las tuberías principales. - Se puede utilizar la siguiente expresión para las estimaciones preliminares:

$$d = 1.3 \sqrt{Q}, \text{ en donde:}$$

d = diámetro de la tubería, en m.

$Q =$ gasto acumulado del tramo en $m^3/\text{seg.}$

Se adopta el valor del diámetro comercial inmediato superior.

El diámetro mínimo para las tuberías principales de redes de localidades urbanas es de 75mm (3") y para medianas, de 100mm.

h) Utilizando la tabla con clasificación VC 1918 (Dirección General de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado; -- Subdirección de Proyectos) de la S.A.H.O.P., denominada TABLA DE CÁLCULO PARA RED DE DISTRIBUCIÓN, se tabulan en ella los siguientes datos:

El número del circuito por analizar, que será el más próximo al tanque de regularización, los tramos considerados a partir del punto de alimentación y, su longitud, gasto acumulado y diámetro supuesto para las ramas del circuito; en seguida, se anotan los datos de los demás circuitos. Previamente se deben consignar en la tabla los datos de la cota del piso del tanque regulador y los de la línea de alimentación.

i) Cálculo hidráulico. Los problemas de la distribución del agua a presión por medio de redes a base de circuitos son, en general, muy complicados dado que a lo largo de las tuberías se hacen extracciones parciales y variables en el tiempo haciéndose necesario recurrir a ensayos en los cuales los circuitos se compensan de uno en uno hasta satisfacer las dos condiciones siguientes:

Condición de continuidad. El gasto que entra a cada circuito debe ser igual al que sale de él; es decir, se debe verificar la ecuación de continuidad. También se puede decir que en cada punto de ramificación (denominado también como crucero o nudo) de cada circuito, la suma de los gastos debe ser igual a cero.

Condición de equilibrio de presiones. La suma algebraica de las caídas de presión (pérdidas por fricción) en las dos ramas de cada circuito debe ser nula; es decir, se debe obtener el equilibrio de presiones, verificándose así la ecuación de la energía.

En las figs., a y b del anexo No. 2, se muestran dos ejemplos de las condiciones por satisfacer en el diseño hidráulico de redes de circuitos.

En esta condición se cumple con la fórmula de Darcy-Weisbach; es decir, con la relación que existe entre la pérdida de energía (fricción) y el gasto que le corresponde a cada tramo del circuito. Dicha fórmula se sustituye por una exponencial:

$$h_f = K \cdot Q^N$$

Generalmente no se toma en cuenta en el diseño, las pérdidas secundarias y las curvas de velocidad; sin embargo, se pueden incluir con las longitudes equivalentes.

Como en la práctica no se pueden resolver los problemas de las tuberías de una red analíticamente, se acostumbra utilizar métodos de aproximaciones sucesivas como los siguientes:

- 1.- Método de variación de diámetros. Recomendable para localidades rurales y urbanas pequeñas.
- 2.- Método de Hardy-Cross. Recomendable para localidades urbanas medianas y grandes.

Siguiendo con el cálculo hidráulico, tabulados los datos mencionados, se determina la pérdida de carga por fricción para cada tramo del circuito, utilizando el nomograma de la fórmula de Manning o de preferencia la fórmula $h_f = K L Q^2$. A continuación se obtiene la suma de las pérdidas para cada una de las dos ramas del circuito o circuitos que se tengan. Es de suponer que al primer tanteo no siempre es posible llegar con la misma pérdida de carga pero mediante correcciones sucesivas a los diámetros supuestos es posible llegar a los puntos de equilibrio con una diferencia pequeña (menos de un metro) lográndose así el ajuste del funcionamiento hidráulico de la red, lo que constituye la aplicación del "método de variación de diámetros". Si lo anterior no se logra, el procedimiento deja un margen de incertidumbre bastante grande, ya que es muy difícil tratándose de una red hacer una suposición concreta de la distribución de los escurrimientos en las diversas tuberías; entonces, se procede a calcular los errores contenidos en la distribución, aplicar las correcciones consiguientes y repetir el procedimiento hasta que la pérdida de carga por cualquier camino recorrido sea la misma o insignificante. Esto se logra aplicando el Método de aproximaciones sucesivas de Hardy-Cross.

Método de Hardy-Cross. Consiste en reunir los datos básicos como se indica en el inciso (h) y en obtener las pérdidas de carga en las ramas de los circuitos y hacer las correcciones que sean necesarias, a los diámetros supuestos, como se indicó al principio del inciso (i); enseguida se determinan las diferencias de pérdidas de carga con que se llega a los puntos de equilibrio en cada uno de los circuitos que se tienen, se aplican las correcciones consiguientes y se determinan nuevamente las pérdidas de carga en cada tramo de las tuberías principales. Se repite el procedimiento hasta que las pér-

didas de carga que se tengan en las dos ramas de cada circuito sean prácticamente iguales.

Permaneciendo los diámetros supuestos fijos, la corrección se hace en el gasto aumentándolo o disminuyéndolo en uno o en otro -- sentido según le indique la corrección "q", cuyo valor está dado por la siguiente expresión:

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{N \sum \frac{H}{Q}}$$

en donde:

q = gasto de corrección, en l.p.s.

H_1 y H_2 = pérdidas de carga por fricción para cada una de las -- ramas, en m. $H_1 - H_2$, representa la suma algebraica de pérdidas de carga.

N = Exponente del gasto de la fórmula que se usa para la determinación de las pérdidas de carga. Para las fórmulas de Darcy-Weisbach y Manning vale 2 y para la de Williams y Hazen vale 1.85.

$\sum \frac{H}{Q}$ = Suma total, de los cocientes entre la pérdida de carga y el gasto acumulado de cada tramo, de las dos ramas de los circuitos.

Generalmente con dos correcciones que se hagan se obtiene -- el ajuste del funcionamiento hidráulico en redes de localidades urbanas pequeñas y medianas.

Logrando el ajuste del funcionamiento hidráulico de la red, se anotan en las tablas del cálculo las elevaciones de terreno para -- cada uno de los tramos considerados; enseguida se obtienen las cotas piezométricas (considerando el tanque vacío) que se tienen al final -- de cada tramo y, finalmente, las cargas de presión disponibles en las tuberías principales, las que deberán estar comprendidas entre los -- valores recomendados para la zona de que se trate. En caso contrario, -- se procederá a efectuar las modificaciones que sean necesarias, de -- preferencia variando el diámetro de las tuberías o modificando si es posible la elevación del tanque de regularización.

j) Terminado el cálculo hidráulico de la red, se dibujan en el plano de diseño de la red las tuberías principales, haciendo su representación en forma simbólica. A continuación se localizan las valvulas en las líneas primarias y en los cruceros se anotan las cargas -- disponibles. Finalmente se establece el diámetro de las tuberías se--

cundarias como sigue: para localidades rurales, de 50mm, para localidades urbanas pequeñas de 60mm y para localidades urbanas medianas de 75mm, marcándose simbólicamente en el plano.

2.- Accesorios de la red. Los accesorios que generalmente se -- tienen en redes de localidades pequeñas son, principalmente, válvulas de seccionamiento y, en algunos casos, válvulas reductoras de presión e hidrantes para tema pública. Estos se deben usar solamente con carácter transitorio en zonas con predios dispersos.

Las válvulas de seccionamiento se localizan sobre las tuberías principales a distancias de 400 a 600 metros y en las secundarias, en los puntos de conexión a las líneas troncales, con el objeto de permitir aislar sectores del sistema de distribución con una interrupción mínima del servicio, para hacer reparaciones, conexiones, -- etc. Se recomienda estudiar con toda cuidado la situación de las válvulas de manera que para aislar un sector, el número de ellas por cerrar no sea mayor de seis de preferencia; además, se procura utilizar el menor número posible de accesorios.

3.- Otros métodos de cálculo. Existen otros procedimientos para determinar el comportamiento hidráulico de una red de distribución de agua potable. Algunos de ellos proporcionan resultados no muy aceptables; sin embargo, pueden ser tomados como una base para la aplicación posterior de métodos más precisos. Otros se usan para simplificar o complementar la aplicación de los métodos más comúnmente empleados como el de Hardy-Cross.

Los dos procedimientos de cálculo indicados se designan también como métodos estáticos, aplicables a una red de distribución en condiciones estáticas para la consideración en el diseño de permanencia de gastos y cargas. El método de Cross, mejorado a través del tiempo por distintos autores, se continua utilizando en plena época de uso indiscriminado de computadoras.

En el caso de grandes ciudades, para diseño hidráulico de redes estáticas se han propuesto varios métodos que se pueden dividir en los grupos que son:

- 1) Procedimientos que evitan el sistema de ecuaciones no lineales, como el de Cross.
- 2) Métodos apoyados en computadoras que resuelven el sistema de ecuaciones no lineales, como el de Newton-Raphson, el de González y Cepella, etc.

D.- Diseño de cruceros.

Terminado el plano de diseño como se indico en el inciso -- (j), localizados los accesorios de la red, numerados debidamente todos los cruceros, de acuerdo principalmente con las etapas de construcción inmediata y futura establecidas, se procede a efectuar el -- proyecto de cruceros.

Las uniones de las tuberías se diseñan por medio de piezas especiales como son: cruces, tes, codos, reducciones, juntas Gibault y universales G.P.B., terminales, etc., pueden ser de fierro fundido (generalmente) y de plástico rígido PVC.

Las piezas de fierro fundido se fabrican para diámetros de 50mm y mayores, para presión de trabajo de 10.5 kg/cm^2 , y es posible disponer para su adquisición en forma más o menos rápida de una gran variedad de tipos y combinaciones de diámetros.

Las piezas de PVC, se fabrican generalmente, para diámetros comprendidos entre 38 y 350mm.

Para el diseño de los cruceros se utilizan los símbolos para piezas especiales que se muestran en los planos VC 1036 y 1937, de la D. G. de Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado (Subdirección de Proyectos) de la S.A.H.O.P.

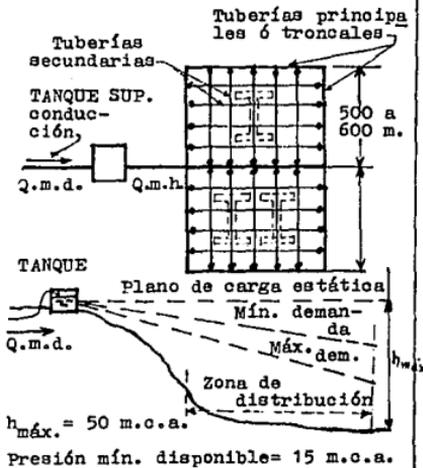
E.- Tomas Domiciliarias.

La toma domiciliaria es la instalación con la que se hace -- la entrega del agua a los usuarios hasta el interior de sus casas, haciendo la derivación de las tuberías de la red y su conexión al sistema de distribución de cada edificio, donde termina el cuadro de la -- toma.

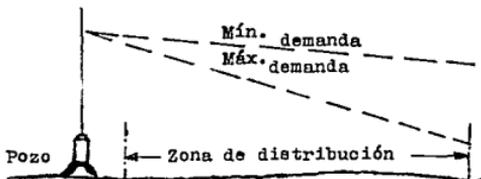
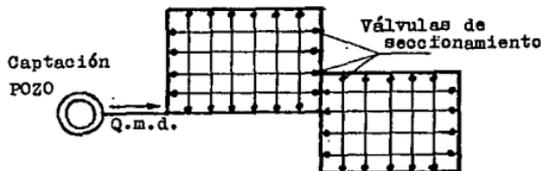
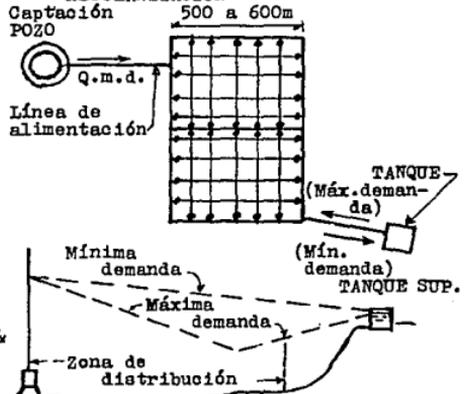
Una toma domiciliaria es la constituida por tuberías, accesorios y el medidor. En los últimos años, las tomas que más se han usado en nuestro medio (sin considerar el Distrito Federal), son los -- indicados en los planos VC 1975 y VC 1959, que corresponden respectivamente a los tipos 4C y 4D que utiliza en las obras de abastecimiento y agua potable, la Dirección General de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la SEDUE, de la República Mexicana.

• SISTEMAS DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE PARA LOCALIDADES URBANAS PEQUEÑAS

(A) SISTEMA POR GRAVEDAD



(B) SISTEMA POR BOMBEO CON EXCEDENCIAS AL TANQUE DE REGULARIZACION

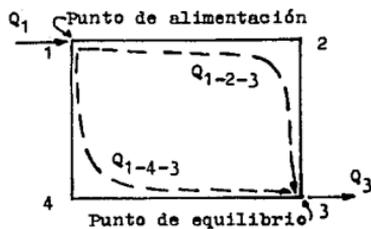


Con un solo pozo no es posible obtener una buena distribución debido a la falta de tanque. Se puede justificar que no se tenga con 2 ó más pozos, que satisfagan la demanda máxima. En general siempre es conveniente el tanque de regularización.

(C) SISTEMA ABASTECIDO DIRECTAMENTE POR B.O.M.B.E.O.

R E D E S D E D I S T R I B U C I O N
 DISEÑO HIDRAULICO DE REDES DE CIRCUITOS.-CONDICIONES POR SATISFACER.

FIG. a



A - Condición de continuidad.

$$q_1 = q_{1-2-3} + q_{1-4-3}$$

$$\sum q = q_1 - q_{1-2-3} - q_{1-4-3} = 0$$

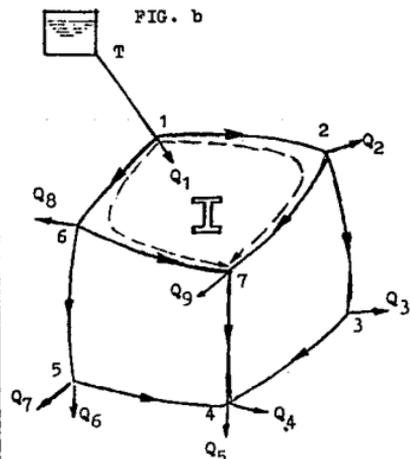
$$\sum_3 q = q_{1-2-3} + q_{1-4-3} - q_3 = 0$$

B - Condición de equilibrio de presiones.

$$\sum H_f = h_{f_{1-2-3}} - h_{f_{1-4-3}} = 0$$

TANQUE REGULADOR

FIG. b



A - Condición de continuidad.

Ecuaciones para el circuito I:

$$\sum_1 q = q_{T-1} - q_{1-2} - q_{1-6} = 0$$

$$\sum_2 q = q_{1-2} - q_{2-3} - q_{2-7} = 0$$

$$\sum_7 q = q_{2-7} + q_{6-7} - q_{7-4} - q_9 = 0$$

$$\sum_6 q = q_{1-6} - q_{6-7} - q_{6-5} - q_8 = 0$$

B - Condición de equilibrio de presiones.

Para el nudo 7 se tiene:

$$\sum_7 H_f = (h_{f_{1-2}} + h_{f_{2-7}}) - (h_{f_{1-6}} + h_{f_{6-7}}) = 0$$

V. OBRAS DE CAPTACION

La obra de captación en si desempeña la función de proteger las aguas captadas, ya que debe de tener una disposición tal, que no permita ninguna contaminación, evitando así que el agua pierda su calidad de potable si es que la tiene y, en caso de que no sea potable, no aumentar su grado de contaminación, para que al ser tratada en la planta potabilizadora se obtenga un costo mucho menor en su tratamiento.

Es conveniente que la obra de captación, sea de cualquier tipo; esté situada lo más cerca de la población y de preferencia en un lugar elevado, pues de conseguir lo anterior las instalaciones para un sistema de abastecimiento de agua potable serán menos costosas por ser menor la distancia que recorra el agua y también se aprovechará la ventaja de traerla por gravedad, con lo cual se evitará el bombeo. Las obras de captación para un sistema de abastecimiento de agua potable, dependerán fundamentalmente de la naturaleza de las fuentes de abastecimiento con que se cuente (recibiendo el nombre de Obras de toma o de Captación) y de la forma en que se puedan aprovechar.

V.1.- AGUAS METEORICAS.

El agua de lluvia o meteórica es de muy buena calidad generalmente antes de su contacto con la superficie terrestre, está libre de bacterias, conteniendo solamente algo de polvo y de compuestos químicos provenientes de los gases y vapores que atraviesa en su caída.

Se recurre a esta fuente muy raramente y su uso esta confinado a granjas y establecimientos rurales o cuando por tratarse de regiones semiáridas no existe otra posibilidad de captación, por haber limitación de fuentes o que el agua sea de mala calidad, o también -- por limitaciones económicas.

Se captan mediante los techos de las construcciones o visos impermeables y se llevan para su almacenamiento y consumo posterior, a tanques subterráneos que reciben el nombre de "Cisternas" (fig. 1). Su rendimiento será proporcional al área receptora y a la cantidad -- precipitada.

Como es de suponer el agua recolectada por los techos arrastra todas las impurezas que se acumulan en los mismos y para eliminar las, se debe proceder a desechar las primeras aguas que escurren so--

bre todo al inicio de la temporada de lluvias.

Esta maniobra se debe llevar a cabo mediante el manejo de - dos válvulas para cerrar el paso a la cisterna y desviarla al sistema de drenaje particular de la obra de captación.

Con objeto de procurar que el agua que llegue a la cisterna sea lo más limpia posible, se debe hacer pasar antes por un filtro -- sencillo constituido por capas de arena y grava graduada tal y como -- se indica en la figura 1, aunque se puede recomendar solo la clora-- sión para protección. De esta última conviene extraer el agua por me-- dio de bombeo para evitar posibles contaminaciones. La cisterna se de-- be construir con materiales impermeables o impermeabilizados para evi-- tar pérdidas por infiltración y evaporación, y la losa de cubierta de-- be tener un registro para poder efectuar la limpieza periódica del -- tanque además de contar con una ventilación adecuada.

La capacidad de una cisterna se calcula tomando en cuenta - el tiempo que dura la temporada de lluvias, la precipitación media a-- nual, área de captación y el consumo que se va hacer durante el año.

La capacidad se considera como el volumen necesario para la época de secas, afectado por un coeficiente mayor que la unidad para que se observan las variaciones anuales, las pérdidas probables y pa-- ra asegurar un equilibrio con respecto al consumo.

El consumo se debe calcular tomando en cuenta únicamente el doméstico que varía de 80 a 120 litros/habitante/día, cuando se tiene un suministro por tomar de un sistema. En este caso se fija en 50 --- lts/hab/día. El volumen o capacidad de la cisterna se calcula de la - siguiente manera:

$$V_s = D \times 30 \times (12 - t) \times h$$

$$y; V_c = P \times 1000 \times 2/3 \times A$$

en donde:

V_s = Volumen necesario para el consumo en época de secas, en l.

D = Cantidad de agua que consume al día un habitante (l/hab/día)

$(12-t)$ = Número de meses secos, t es el número de meses que llueve.

$2/3$ = Coeficiente de seguridad.

h = Número de personas que harán uso de la cisterna.

V_c = Volumen anual captado, en m^3 .

P = Precipitación media anual, en mm.

1000 = Factor de conversión de unidades.

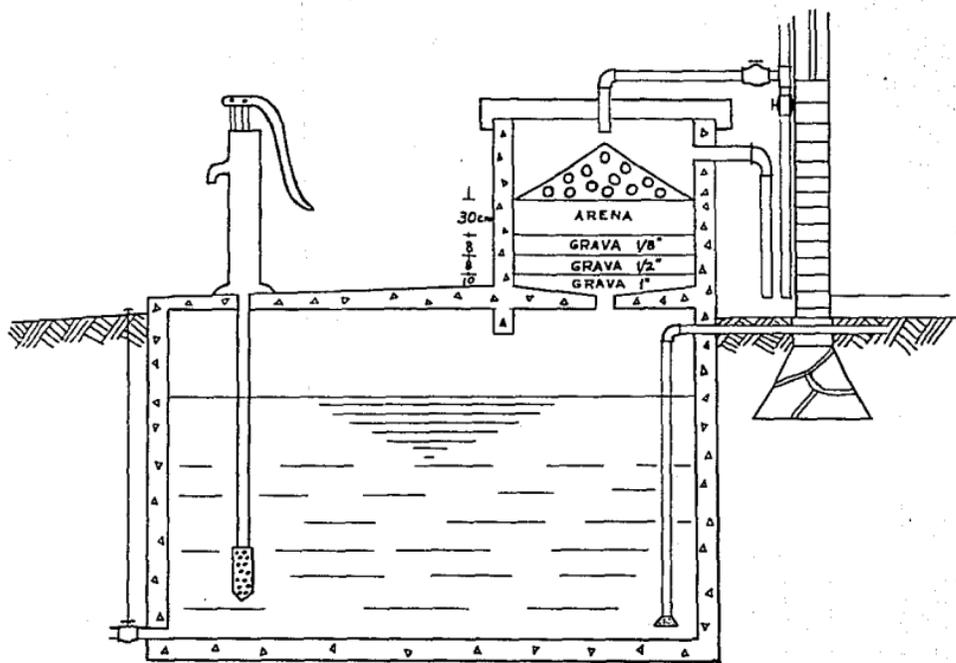


Fig.1 CISTERNA

A = Área de captación, en m^2 .

En caso de tener $V_s > V_c$, no existirá ningún problema, pero si se tiene que $V_s < V_c$, faltará agua y el volumen de la cisterna que dará fijado por V_c .

V.2.- AGUAS SUPERFICIALES.

Para efecto del estudio de los métodos existentes de captación, es necesario desglosar el término general de "Obras de Captación" en el dispositivo de captación propiamente dicho y las estructuras complementarias que hacen posible su buen funcionamiento.

Un Dique-Toma por ejemplo, no importa su tamaño o coste relativo en comparación con los otros componentes de las obras de captación, es una estructura complementaria, ya que su función es represar las aguas de un río, a fin de asegurar una carga hidráulica suficiente para la entrada de una cantidad predeterminada de agua en el sistema, a través del dispositivo de captación. Dicho dispositivo puede consistir en un simple tubo, la válvula de una bomba, un canal, una galería filtrante, etc., y representa aquella parte vital de las obras de toma, que asegura bajo cualquier condición de régimen, la captación de las aguas en la cantidad y la calidad previstas. Mientras que los requisitos primordiales de un dique son la estabilidad y durabilidad, el mérito principal de los dispositivos de captación radica en su buen funcionamiento.

Captación directa de aguas superficiales.

Aguas de ríos. Cuando las aguas de un curso superficial son relativamente libres de materiales de arrastre en toda época del año el dispositivo de captación más sencillo es un tubo sumergido. Es conveniente orientar la entrada de dicho tubo en forma tal que no quede enfrente de la dirección de la corriente y protegerla con malla metálica contra el paso de objetos fletantes.

La profundidad del dispositivo debe ser suficiente para asegurar la entrada del gasto previsto en el sistema. En vista de que la dirección y velocidad de la corriente no puede determinarse con exactitud en la zona de acercamiento, es conveniente asumir una pérdida por entrada de $v^2/2g$, siendo v la velocidad del agua en el tubo, para el diámetro y gasto dados y g la aceleración de la gravedad. Esta pérdida se aumenta considerablemente si la entrada del tubo está protegida con rejilla, y su valor puede estimarse tomando en cuenta el área libre de penetración y el coeficiente de contracción del flujo a tra-

vés de la rejilla. Si por ejemplo una rejilla reduce el área libre -- del tubo en un 40% y el coeficiente de contracción es del orden de -- 0.5, la pérdida por entrada será de:

$$\frac{1}{0.6 \times 0.5} \times \frac{v^2}{2g} :$$

Si la conducción es por gravedad, normalmente es necesario represar las aguas del río por medio de un dique, a fin de instalar -- la tubería de conducción por encima del nivel de la máxima crecida. -- Hay que tomar en cuenta que la instalación de la tubería por el fondo del río, o por debajo del nivel de las aguas máximas, resulta por lo general peligrosa y costosa. Por tal motivo es conveniente abandonar el cauce del río o la quebrada correspondiente con la línea de conducción lo antes posible, cosa que resulta a veces excesivamente costosa. En estos casos y en aquellos en los cuales la conducción por gravedad no es factible, debido a la topografía del terreno, el método -- de captación más recomendable es por medio del uso de bombas.

Captación directa y conducción por bombeo.

A fin de poder seleccionar la solución más adecuada para el caso de tener una conducción por bombeo, es conveniente comentar brevemente las ventajas y desventajas de los distintos tipos de bombas, en relación con la captación de las aguas en cursos superficiales.

La bomba centrífuga horizontal tiene la ventaja de que la ubicación del equipo de bombeo y el punto de captación pueden ser completamente diferentes, o sea que la estación de bombeo puede construirse en el sitio más favorable desde el punto de vista de fundación, acceso, protección contra inundaciones, etc. Si bien la eficiencia de las bombas no es el óptimo (60% al 70%), el costo inicial del equipo es bajo y presenta pocos problemas de operación, a no ser por la necesidad del cabezal. Su desventaja principal es que la altura de succión queda limitada, y el desnivel máximo permisible entre la bomba y el nivel de bombeo, es relativamente pequeño.

La bomba centrífuga vertical (tipo pozo profundo) tiene alta eficiencia, hasta del 95%, pero el costo inicial del equipo es mayor, y la estación de bombeo tiene que ubicarse directamente por encima -- del punto de captación. Esta condición a veces representa problemas -- graves de fundación, resultando obras de costo sumamente elevado.

La bomba sumergible propulsada por motor eléctrica, también requiere estructuras de cierta importancia en el mismo sitio de capta

ción y en muchos casos representa problemas de mantenimiento. Requiere además de corriente eléctrica como fuente exclusiva de energía, de la que normalmente no se dispone en los sitios referidos de los centros de población. El empleo de esas bombas se reduce casi exclusivamente a pozos profundos.

La bomba de circulación tipo "jet" elimina la desventaja de una altura de succión limitada de las bombas centrífugas horizontales, pero en cambio tiene una eficiencia sumamente baja y el gasto de bombeo y su altura total admisibles, son relativamente pequeños. Se presentan además dificultades con su operación y mantenimiento, ya que por un lado el gasto recirculado debe variarse en función de la altura de bombeo, y por otro lado, el orificio de chorro se obstruye o se desgasta con cierta frecuencia. El empleo de este tipo de bomba queda limitado por lo general a instalaciones de poca importancia.

Las bombas kaplan (tipo hélice) y las bombas centrífugas sumergibles y propulsadas por un eje vertical largo, tienen la misma dificultad que las centrífugas verticales, o sea requieren de estructuras de soporte costosas, su uso queda restringido a casos especiales, los cuales ameritan la construcción de tanques de succión y otras estructuras que sirven de base al equipo.

Se puede afirmar que cuando se trata de captación directa de las aguas superficiales, el tipo de bomba más comúnmente empleada es la centrífuga horizontal. Dependiendo de la máxima altura de succión, el equipo de bombeo puede instalarse fijo; en una estructura móvil que se desplaza sobre una plataforma inclinada, siguiendo las variaciones horizontales y verticales del río.

Estación de bombeo fija. En caso de que la altura de succión no sobrepase de 4 a 6m, (a alturas moderadas sobre el nivel del mar) la estación de bombeo se ubica en terreno firme, con suelo de fundación adecuado, en sitios accesibles y protegidos contra inundaciones. Si se trata de ríos pequeños, las aguas normalmente se represan por medio de un dique, a fin de asegurar la profundidad mínima necesaria para la captación del gasto requerido. Si el curso del agua es lo suficientemente profundo, el cedazo de succión simplemente se proyecta por debajo del nivel mínimo con la profundidad necesaria. Figuras 2 y 2a. El cedazo sirve de protección a la válvula check contra todo tipo de material que pueda perjudicar a la bomba.

En algunos ríos grandes hay una marcada diferencia en la ca

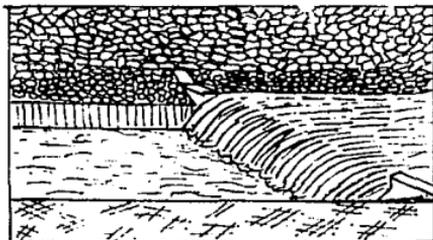


Fig. 2 Dique-Toma para captación directa por medio de estación de bombeo.

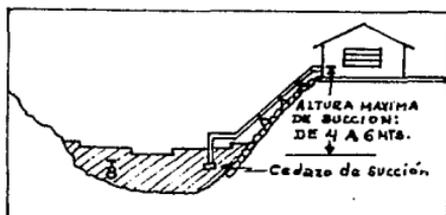


Fig. 2a Sección transversal del conjunto Río, dique, estación de bombeo.

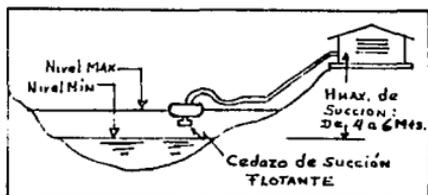


Fig. 3 Sección transversal del conjunto Río-Estación de Bombeo.

lidad del agua a distintos niveles, sobre todo durante las crecidas. En estos casos conviene proveer al dispositivo de captación, de un medio adecuado para la selección de la profundidad de captación. La forma más sencilla sería instalando una tubería flexible para la succión y colgando el cedazo de succión de una pequeña balsa (fig. 3). A veces se presentan sin embargo, problemas con el anclaje de la balsa y habrá que recurrir a estructuras fijas y accesibles desde tierra firme. Un dispositivo sencillo, consiste de una tubería de gran diámetro, provista de compuertas colocadas a diferentes alturas, tal y como se ilustran en la figura 4. Dicha tubería se instala sobre soportes, siguiendo la inclinación de la orilla y se le introduce la tubería de succión provista de válvula de retención. Las compuertas, accionadas desde tierra firme, permitirán la entrada del agua en la tubería a la profundidad seleccionada, de donde se succiona por medio de las bombas a través del cedazo. Un tapón en el extremo inferior de la tubería de ferro, facilita la limpieza eventual de la misma. El tubo de succión puede removerse hacia arriba, para fines de reparación de la válvula de retención. Cuando el espacio entre la caseta y la tubería de ferro no permite el retiro fácil de la tubería de succión, todo el dispositivo puede ubicarse a un lado de dicha estación.

Estación de bombeo flotante.

Quando la variación entre el nivel máximo y mínimo de un río es mayor que la altura máxima de succión, las aguas del mismo no pueden ser captadas por una bomba centrífuga horizontal, instalada a una cota fija. A menos que, la construcción de estructuras costosas quede plenamente justificada por la importancia y magnitud de las obras, el método indicado para la captación de las aguas es por medio de bombas centrífugas horizontales, instaladas sobre una plataforma flotante o una balsa.

En sí la captación de agua en los ríos varía en su diseño de simples tubos sumergidos en la corriente para pequeños abastecimientos, a las grandes torres de toma, las cuales por tratarse de estructuras muy costosas y requerir estudios detenidos en cada caso específico; son usadas para abastecer grandes ciudades y su empleo se reduce a ríos de caudal considerable o a embalses de cierta importancia. La ubicación y distribución de las tomas de agua deben ser objeto de un cuidadoso y detenido estudio. En primer lugar se tratará de

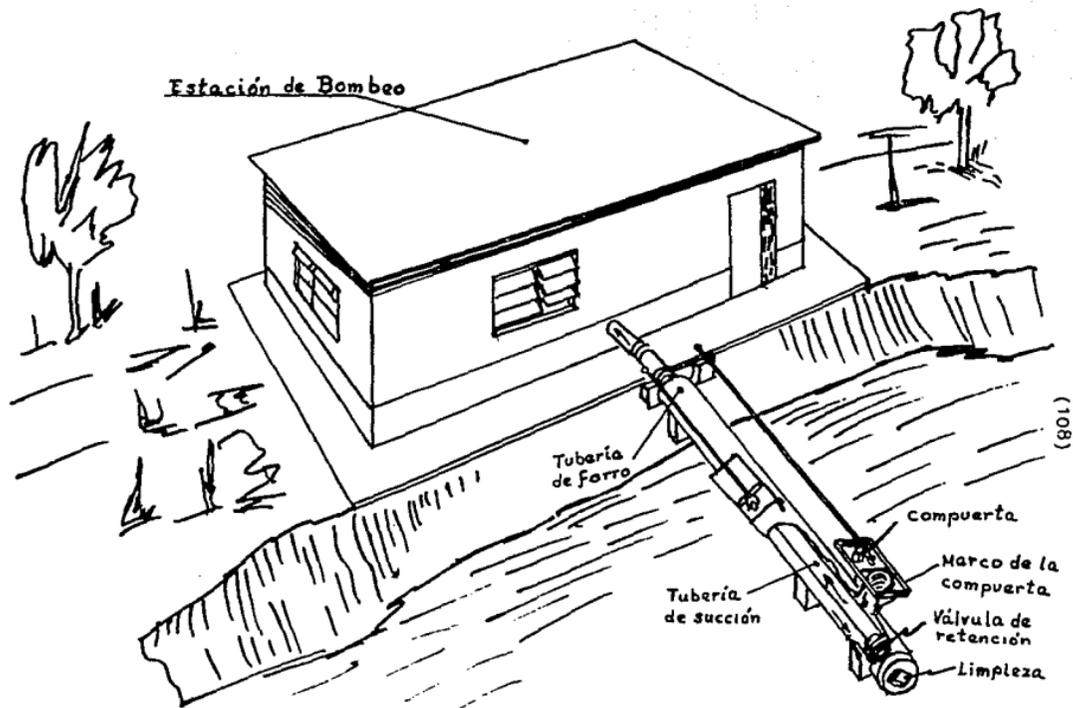


Fig. : Dibujo esquemático de un dispositivo económico de captación a dos niveles distintos. Las compuertas señaladas se abren realizando en sus marcos respectivos, por medio de una varilla accionada desde arriba. La tubería de hierro tiene un tapón para los efectos de limpieza. La tubería de succión puede retirarse hacia arriba, por secciones.

enceter para que los riesgos de contaminación, sean lo menor posible. Por ello la obra de captación debe en principio, construirse aguas arriba de los conglomerados para evitar que los vertidos industriales y urbanos puedan contaminar el curso del agua. En caso de no poder hacer esto, la toma deberá estar situada, por lo menos a -- una distancia suficiente de los puntos de vertido, para permitir la autodepuración de las aguas contaminadas.

Las tomas deberán colocarse en lugares donde la corriente sea suficiente para evitar el estancamiento, y a una cierta distancia del fondo de la superficie y eventualmente de las márgenes. La dirección de la ubicación de una obra de toma, debe tener en cuenta igualmente la posibilidad de las heladas y de las crecidas; en ciertos casos se hará necesario recurrir a obras de toma con profundidades adecuadas a la época del año.

Con relación a las características estructurales los puntos a considerar son:

- 1.- Permanencia de la sección del río (aforos).
- 2.- Naturaleza del fondo del río.
- 3.- velocidades de la corriente.
- 4.- Naturaleza de los terrenos adyacentes, en cuanto a si son o -- no adecuados para la instalación de estaciones de bombeo fi-- jes u otras obras necesarias.

Cuando se requiere utilizar tubería para captar el agua de un río con corriente de régimen muy variable, el tubo se extiende a una considerable distancia río adentro, con el objeto de alcanzar una adecuada localización del nivel de aguas mínimas.

El diseño de éstas tomas dependen en su mayoría de las car-- acterísticas del fondo del río y de la magnitud de la obra, para fon-- dos no estables se emplea generalmente una caja de fierro o de concre-- to, o un huacal de madera de donde salen los tubos de succión, cuan-- do haya la posibilidad de hacer cimentaciones sobre la roca, se pueden construir obras de toma en los ríos, las cuales se asemejan a -- las pilas de un puente, dichas estructuras tienen aberturas a varias profundidades partiendo así las grandes fluctuaciones del nivel -- del río. El objeto de construirlas a semejanza de las pilas de puen-- te es para que dicha estructura contenga estable contra la cor-- riente, pudiendo ser de murocortera o de concreto y deben siempre sobresalir al nivel de aguas máximas. Este tipo de construcción so-- lucita se justifica como obras de gran magnitud. En las estructu--

ras antes mencionadas, el tubo de toma debe colocarse abajo del nivel de aguas mínimas procurando siempre que éste quede en cualquier punto por debajo del gradiente hidráulico, para evitar de este modo el fenómeno de sifonaje.

Tomas en lagos.

La extracción de agua en un lago debe hacerse en aquellas zonas donde el riesgo de contaminación sea menor, es decir debe efectuarse a una cierta distancia de sus márgenes y a una profundidad media.

En un lago se deberán investigar los siguientes puntos:

- 1) Localización de las desembocaduras de corrientes y sedimentos acarreados por ellas.
- 2) Características del fondo del lago.
- 3) Dirección del viento y corrientes, así como sus efectos de agitación en los lodos del fondo.
- 4) Efecto en el acarreo de sedimentos de un punto a otro.
- 5) Características con relación a la calidad del agua tales como: temperatura, color, sabor, olor, efecto de estancamiento, etc.

De ser posible la localización de la toma se hará a una profundidad tal que no haya efecto de oleaje para asegurar una mejor estabilidad y así evitar las dificultades que puedan acarrearla con la entrada de los sedimentos.

Se ha observado que aún en pequeños lagos el viento agita la agua a profundidades que varían entre 4.5m a 6.0m, mínimo; una profundidad mayor puede aceptarse siempre y cuando haya un marcado efecto de estancamiento debajo de este punto

En grandes lagos la acción de las olas se extiende a considerables profundidades; en este caso, la toma se debe localizar a una profundidad que fluctúa entre 9.0m y 12.0m. En tan grandes volúmenes de agua no es de temer el que existan malos olores debido al estancamiento. Cuando la playa del lago es muy tendida y por lo tanto las profundidades aumentan en forma sensible la longitud del conducto, también aumenta.

Agua de embalses.

Cuando el caudal de escurrimiento mínimo de un río, es menor que el requerido para el abastecimiento, se recurre a la regularización en una presa para su aprovechamiento, con el fin de cambiar su

régimen. Tales reservas son de gran utilidad para atenuar el efecto de las extracciones de agua durante el período de estiaje.

En tal caso se debe planear una protección sanitaria del vaso. Entre los puntos de importancia de esta planeación, se hayan los siguientes:

Limpieza de la zona inundada; impedir el paso y contacto directo del ganado con el agua y área de captación; evitar acumulación de materia orgánica y otros factores, que en general traen como consecuencia una disminución del oxígeno disponible en el agua, colores y valores indeseables que dificultan su tratamiento posterior

Quando el agua no va a recibir ningún tratamiento aparte de ser almacenada en el depósito en condiciones naturales, se debe prestar mucha atención a las particularidades sanitarias de de la cuenca ya sea del lago o del embalse. No debe utilizarse el agua a menos de que se obtenga de una zona deshabitada o con muy contados pobladores; de todos modos, deben practicarse inspecciones y vigilancia sanitaria para desechar o destruir cualquier material contaminante que pudiera alcanzar el depósito. Aún en los casos en que se trate el agua en forma completa antes de usarla, es aconsejable ejercer determinado control sanitario. Normalmente debe de haber uno o más oficiales de vigilancia que se encarguen de la aplicación estricta de los reglamentos existentes de sanidad, prescritos por las autoridades del estado, el Código Sanitario o decretos especiales sobre la materia. Deben hacerse cumplir las disposiciones relativas a la construcción de excusa--dos, limpieza de establos, alejamiento del estiércol e incineración o entierro profundo de los animales muertos. Es preciso igualmente vigilar a todas las personas que por alguna razón acampen dentro de cualquier punto de la cuenca del lago o embalse

Ya se menciono que la calidad del agua embalsada varía según sus niveles, lo cual es debido principalmente al plancton.

El plancton es el conjunto de microorganismos animales y vegetales que viven normalmente en el agua y están afectados por las estaciones anuales, los días de sol y las variaciones diarias de temperatura.

Sin embargo la construcción de este tipo de obras, dado su elevado costo, se examina únicamente para satisfacer necesidades de una ciudad o poblado de bastante importancia.

Para la realización de una presa de embalse además es nece-

serio determinar cuidadosamente la cantidad de agua que es posible almacenar, se debe estudiar meticulosamente la cuenca vertiente, el régimen de lluvias, la naturaleza del suelo y del subsuelo, etc.

También deberá determinarse su ubicación, impermeabilidad, pendiente del suelo, laderas lo suficientemente escarpadas y una salida tan estrecha como sea posible.

La obra de toma generalmente consiste en una torre que se construye en el interior del vaso, la cual debe contener varias compuertas localizadas a diferentes alturas, con el objeto de captar -- las aguas en el nivel adecuado según las indicaciones de los estudios microscópicos realizados para evitar la succión del plancton y que é te pudiera llegar hasta las plantas potabilizadoras.

Los estudios que deben hacerse para determinar según la época del año, la profundidad a la que es aconsejable tomar el agua con el plancton menos perjudicial, corresponden a la Limnología. Es de -- desear que estos estudios se lleven a cabo sistemáticamente como los de tipo hidrológico, pues revelan entre otras cosas la estabiliza--- ción del agua.

Quando se principia a almacenar agua en un vaso recién --- construido, la materia orgánica que queda inundada se descompone pro duciendo malos olores, sabores desagradables y colores al agua. Las algas y otros microorganismos proliferan rápidamente contribuyendo a los fenómenos antes descritos. Con el tiempo la putrefacción de la -- materia orgánica cesa, obteniéndose así después de diez o quince años de iniciado el almacenamiento lo que se denomina la estabiliza--- ción del agua.

La reducción progresiva de los microorganismos, es aproxima-- damente del 14% anual llegándose al 90% en unos estorce años. Es -- posible determinar mediante el uso de fórmulas, las condiciones futu ras en un embalse con respecto al número de microorganismos, a par-- tir de algunos años de observación.

$$y = L + (y_1 - L) e^{-k(t - 1)}$$

siendo y el valor buscado, ya sea intensidad de color o cantidad de microorganismos por centímetro cúbico; y_1 , el valor observado de un año; L , representa el valor del equilibrio final; t , es el tiempo -- después del llenado; por último k , es la constante de mejoramiento -- variando alrededor de 0.15.

V.3.- AGUAS SUBTERRANEAS.

Las aguas subterráneas en general son de muy buena calidad constituyendo la fuente de preferencia para los abastecimientos de agua potable.

Captación de las aguas provenientes de manantiales. Las aguas provenientes de manantiales son clasificadas por la mayoría de los autores, como aguas subterráneas. Indudablemente, el origen de las mismas es un acuífero que se encuentra conectado con la superficie, ya sea por fallas geológicas del estrato impermeable que lo limita o por el afloramiento a la superficie del mismo.

Las características físico-químicas y bacteriológicas de las aguas en el punto de su afloramiento, son similares a las de aguas provenientes de pozos profundos. Sin embargo, una vez afloradas dichas aguas a la superficie, su calidad será adversamente afectada, al igual que la de los cursos superficiales de agua. Por consiguiente, a menos que la captación se haga en el mismo punto de nacimiento, las aguas provenientes de manantiales se pueden también considerar como cursos superficiales.

De acuerdo con la forma de conexión del acuífero con la superficie, se tienen los siguientes tipos de afloramiento:

1.- Afloramiento horizontal en uno o varios puntos bien definidos (Fig. 5), que ocurre en terrenos normalmente accidentados, cuando el estrato que limita al acuífero es de textura fuerte pero existen rajaduras o grietas.

2.- Afloramiento horizontal o inclinado en una zona de mayor o menor extensión (Fig. 6), que ocurre en terrenos ondulados, cuando el acuífero tiene conexión directa con la superficie.

3.- Afloramiento vertical o casi vertical, en uno o varios puntos bien definidos (Fig. 7), que se presenta en terrenos más o menos planos, cuando el estrato que limita al acuífero es de textura firme pero contiene grietas.

4.- Afloramiento vertical en una zona de mayor o menor extensión (Fig. 8), cuando el acuífero tiene conexión directa con la superficie.

Las características de las obras de captación varían evidentemente, de acuerdo con la forma de afloramiento del manantial. El sitio ideal de captación es en el mismo nacimiento, sin permitir el escurrimiento de las aguas sobre la superficie, a fin de evitar -

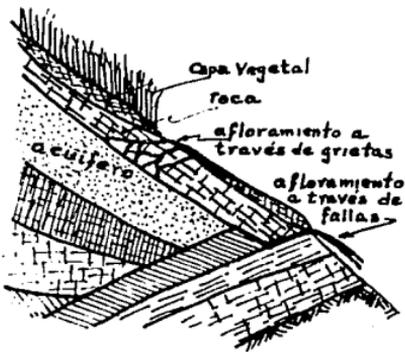


Fig. 5 Afloramientos horizontales de manantiales en uno o varios puntos definidos.

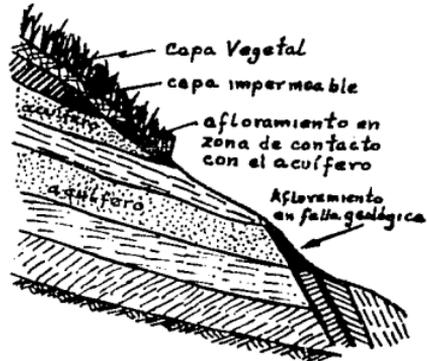


Fig. 6 afloramientos horizontales o semi-inclinados de manantiales en una zona extensa.



Fig. 7 afloramientos verticales de manantiales en puntos definidos.

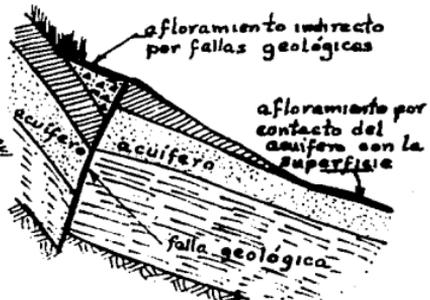


Fig. 8 afloramientos verticales en una zona extensa.

su contaminación. Sin embargo, hay ciertas circunstancias que impiden en algunas ocasiones la captación directa de las aguas. Una de ellas se presenta cuando el afloramiento ocurre en una zona más o menos extensa que obliga a dejar las obras de captación, a fin de reunir el mayor caudal posible. Igual cosa sucede en el caso en que la saturación del terreno adyacente al nacimiento, o la calidad del suelo no permite fundar una estructura estable. También puede presentarse el caso en que, debido a las condiciones topográficas del terreno, hay que buscar sitios más bajos que el punto de afloramiento, a fin de evitar una carga hidrostática positiva sobre el mismo, ya que dicha carga podría, bajo ciertas condiciones, hacer degenerar el manantial. Hasta la misma calidad físico-química de las aguas influye en la ubicación de las obras de captación, ya que en caso de contener las mismas, ciertos gases tales como el CO_2 y el H_2S , conviene aprovechar la aereación natural a que están sometidos los cursos superficiales, dejando correr dichas aguas sobre la superficie por cierta distancia. El mismo razonamiento es aplicable cuando las aguas tienen temperaturas mayores que las normalmente aceptadas por el consumo humano.

Como el objeto del presente trabajo, es el estudio de los dispositivos de captación en sí, éstos se clasificarán de acuerdo con su funcionamiento y finalidad en cada caso. En esta forma se puede distinguir entre dos categorías generales: a) Dispositivos de captación directa, o sea aquellos que recogen las aguas de los manantiales en el mismo punto de nacimiento y b) las obras de captación indirecta, o sea aquellas que permiten el libre encurrimiento de las aguas por la superficie, y las captan a cierta distancia de la zona de afloramiento.

Captación directa. Desde el punto de vista sanitario, las obras idóneas de captación, son aquellas que reducen a un mínimo los peligros de contaminación de las aguas. En esta forma los dispositivos de captación directa de manantiales, representan una solución ideal, ya que construidas y protegidas debidamente, conservan las aguas en su estado natural.

Los requisitos indispensables para esa clase de obras serán:

- a) Conservación hasta donde sea posible, de las condicio---

nes naturales del afloramiento, evitando excavaciones, movimiento de tierra o relleno que pudieran afectar el flujo natural y original del agua.

- b) Conservación de la descarga libre a la atmósfera, evitando cargas hidrostáticas sobre el punto de afloramiento.
- c) Protección sanitaria mediante canales de desagüe y cercas.
- d) Funcionamiento hidráulico correcto y resistencia estructural, tomando en cuenta el costo de construcción y de mantenimiento.

El método de captación directa puede emplearse, ya sea en caso de afloramiento vertical o bien horizontal, siempre y cuando el nacimiento esté confinado a una zona reducida.

La Fig. No. 9 muestra el afloramiento horizontal de un manantial a través del contacto del acuífero con la superficie. Las obras de captación consisten en un tanque de concreto armado, cuya pared hacia el afloramiento está provista de orificios. Los accesorios mínimos de ese tanque son la boca de visita; escalera de acceso de ser el caso; tubo de ventilación, limpieza; tubo de conducción; y reboso ubicado a una altura tal, que se evite una carga hidrostática positiva sobre el contacto original del acuífero con la superficie.

La construcción de ese tipo de obras puede hacerse, reduciendo al mínimo la perturbación de las condiciones naturales de afloramiento. El flujo proveniente del manantial se desvía y se hacen las excavaciones necesarias a corta distancia del nacimiento. Se construye el tanque con todos sus accesorios y se llena el espacio comprendido entre la misma y el afloramiento, con piedra picada graduada que sirva de sostén al acuífero. A veces conviene proveer al tanque de cunetas con pendientes que impidan el escurrimiento alrededor de la misma. La parte superior de la capa de piedra picada, se protege con material impermeable, que impida la infiltración de aguas superficiales.

En caso de afloramientos horizontales a través de grietas o fallas, las obras de captación son similares, pero el tanque puede ubicarse más cerca o directamente al lado del nacimiento. En estos casos las eventuales cargas hidrostáticas positivas sobre el afloramiento tienen mayor importancia, ya que la fuerza resultante sobre las paredes de grietas de gran extensión, puede provocar otras rajaduras, a través de las cuales se producen flujos que reducen o hasta hacen desaparecer la producción original del manantial.

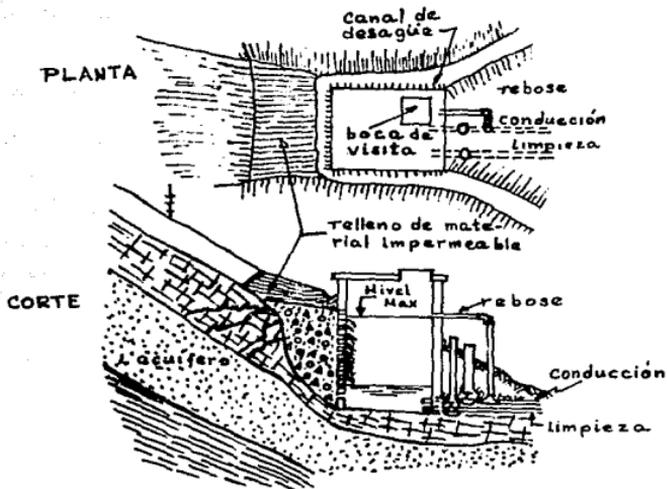


Fig. 9 Dibujo Esquemático de obras de captación de manantiales con afloramiento horizontal.

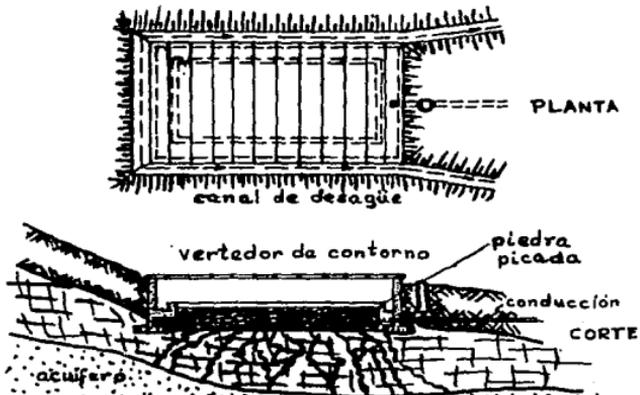


Fig. 10 Dibujo esquemático de obras de captación directa de manantiales con afloramiento vertical.

En el caso de la captación directa de manantiales con afloramiento vertical, es más difícil evitar la carga hidrostática positiva sobre la zona de afloramiento. Cuando el terreno es blando o semi-duro, normalmente se emplea una estructura similar a la indicada en la Fig. 10. Se excava hasta una profundidad equivalente a la carga positiva que causará la estructura. Se construye luego un tanque de dimensiones adecuadas, provisto de vertedero en todo el contorno. Se colocan capas sucesivas de piedra picada graduada de fino a grueso, desde abajo hacia arriba. El vertedero se conecta directamente a la tubería de conducción, si ésta es por gravedad o, a un tanque de almacenamiento, si la conducción es por bombeo.

Quando el afloramiento vertical del manantial ocurre en terrenos planos, duros o en roca, normalmente no se pueden emplear obras ubicadas directamente sobre la zona de afloramiento, a menos que se está seguro que el aumento de la carga hidrostática que representa el represamiento del agua, no afectará la producción del manantial.

Conviene visualizar por medio de un ejemplo práctico, lo que puede representar un aumento de carga hidrostática aparentemente insignificante. Supongamos que el afloramiento del manantial ocurre a través del contacto entre dos estratos geológicos. Una altura de agua de 0.5m, representa un aumento de presión de 0.05 kg/cm^2 . Por consiguiente por cada m^2 de contacto, se tendrá una fuerza resultante de 500 kg adicionales. Si bien fuerzas de esta magnitud no representan mucho en caso de formaciones geológicas estables, pueden causar grietas en estratos frágiles, o cambios lentos de posición relativa en estratos inestables.

Captación indirecta. El método de captación indirecta del agua proveniente de manantiales se emplea en los siguientes casos:

- a) Las condiciones topográficas del terreno no permiten la construcción de obras para la captación directa.
- b) La zona de afloramiento es muy extensa.
- c) Debido a la presencia de gases o por las altas temperaturas del agua, se requiere aprovechar la aereación natural.

Las obras de captación en este caso tienen todas las características de las discutidas anteriormente para cursos superficiales. Hay circunstancias sin embargo, bajo las cuales conviene diseñar obras de captación especiales que difieren notablemente del funcionamiento de diques-toma provistos de uno u otro tipo de dispositivos de captación. Ocurre eso principalmente en aquellos casos, en los cuales

el afloramiento del manantial se produce en forma de hilos de agua a lo largo de una zona más o menos extensa, perdiéndose el agua mediante infiltraciones en la capa vegetal, antes de que pueda formarse un curso superficial definido. En estos casos, conviene, utilizar estrujuras que requieran un mínimo de excavación para su fundación y que queden estables aun en terrenos saturados. Una solución conveniente se muestra en la figura 11. Se construye un tanque de dimensiones reducidas provisto de una rejilla inclinada en la zona en la cual la mayor parte de los hilos de agua afloran. Luego se construye una plaza inclinada de concreto, que conduce las aguas hacia el tanque. La inclinación de la rejilla produce los mismos efectos de "auto limpieza" que han sido discutidos con anterioridad.

La teoría para el caso de rejillas colocadas en canales abiertos de longitud considerable, no pueden emplearse directamente en este tipo de obras de captación por varios motivos.

Uno de ellos es que las guías laterales convergentes, establecen un régimen no uniforme en el cual el valor de la velocidad y altura del agua, varían constantemente. Igual cosa sucede cuando, debido a la longitud reducida del canal y la forma irregular de la zona de acercamiento, el régimen de flujo normalmente no puede estabilizarse antes de la rejilla, y la transición en el estado subcrítico, crítico o normal puede ocurrir en cualquier punto, dependiendo del gasto, inclinación del canal y convergencia de las guías laterales. Estos factores unidos a las variaciones que introducen la irregularidad de la zona de acercamiento, posible presencia de hojas, ramas y cantos rodados, etc., hacen inútil el desarrollo de unos métodos teóricos de cálculo.

Basándose en el criterio de que el interés del proyectista es la captación de un gasto normalmente reducido, bajo cualquier condición de flujo y con amplio margen de seguridad, pueden dimensionarse las rejillas asimilando el problema a un caso semejante.

Tomando en cuenta que un tanque de captación de esta clase tiene que tener dimensiones laterales mínimas del orden de 0.6m, para los efectos de limpieza, reparación, etc. Normalmente se coloca una rejilla que cubra todo el tanque. Una rejilla de 0.6 x 0.6 metros con inclinación del orden de 1:6, puede captar con amplio margen de seguridad de 80 a 100 l/seg.

Aplicación práctica de los métodos de captación indirecta.

(120)

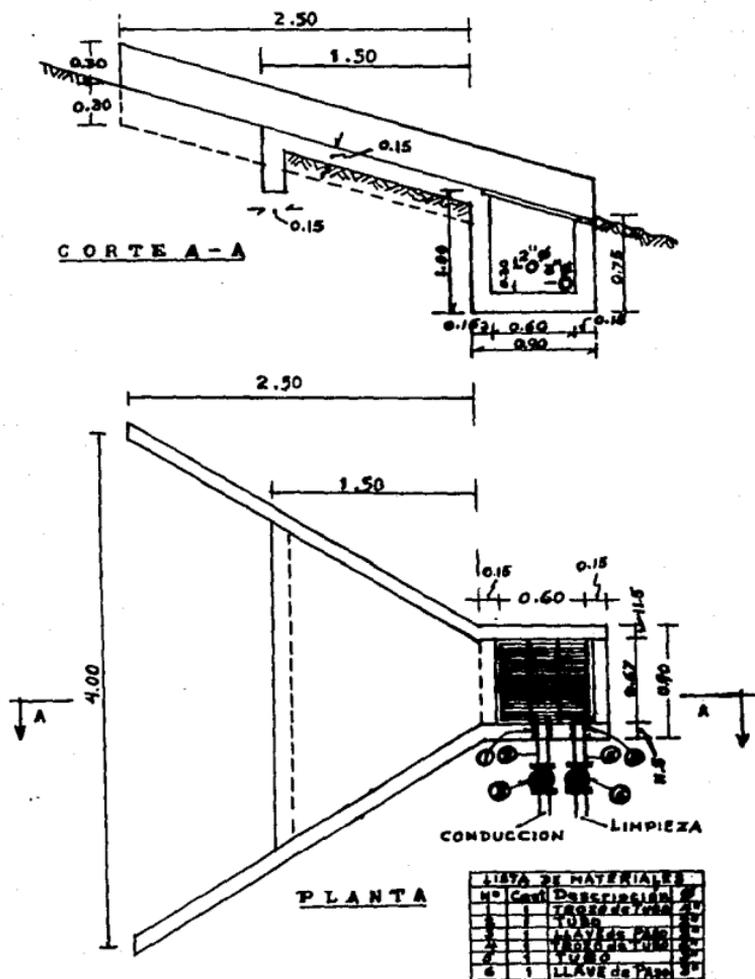


Fig. 11

En muchas ocasiones sucede que, si bien las características físico-químicas de las aguas de un río son aceptables, no reúnen las condiciones de potabilidad debido a la contaminación real o potencial de las mismas. En otros casos se tiene un marcado aumento de turbiedad durante las horas de crecidas violentas, cuya eliminación implicaría la construcción de una planta de tratamiento costosa, que quedaría sin utilidad durante la mayor parte del año.

Bajo estas condiciones, puede recurrirse al empleo de métodos de captación indirecta, aprovechando la filtración natural a través del material del lecho y las orillas. Dicha filtración reduce notablemente tanto la turbiedad, como los peligros de contaminación, dejando normalmente las demás características originales del agua intactas.

La condición básica para el empleo de esos métodos es que haya un estrato permeable que conecte el dispositivo de captación con el cuerpo de agua. Dicho estrato puede ser natural en forma de material granular, de transmisibilidad suficiente para permitir el flujo subterráneo, o puede ser artificial, mediante la construcción de una galería o lecho filtrante.

Características del flujo a través de un medio poroso. En los estratos porosos que tienen contacto con cuerpos superficiales de agua, pueden tenerse tres condiciones naturales de flujo: la dirección del gradiente hidráulico es desde el río, o sea es el cuerpo superficial de agua el que alimenta al acuífero; el gradiente hidráulico es hacia el río, por consiguiente el acuífero contribuye en el caudal del mismo; o bien no existe gradiente hidráulico natural y el estrato poroso se encuentra saturado con aguas estacionarias.

Al extraer el agua del estrato poroso por medio de algún dispositivo de captación, las condiciones naturales del flujo se cambian y normalmente puede inducirse un gradiente hidráulico desde el cuerpo de agua superficial hacia el dispositivo de captación. En esta forma se captan las mismas aguas superficiales, sometidas a una filtración natural.

De acuerdo con la ley de Darcy, la velocidad de flujo (v) a través de un medio poroso es proporcional al gradiente hidráulico (I) y a la permeabilidad (P) del mismo, o sea:

$$v = P I$$

Cuando se trata de dispositivos de captación hacia los cua-

les el flujo es lineal (una galería filtrante, por ejemplo), el gasto Q se determina multiplicando la velocidad por el área de penetración:

$$Q = P I A .$$

Captación indirecta por medio de "Galerías Filtrantes". La galería filtrante en principio consiste en un tubo perforado o ranurado, rodeado de una capa de granzón o piedra graduada, instalado en el acuífero subsuperficial, o en el caso de captación indirecta de aguas superficiales, en el estrato permeable que se comunica con dichas aguas arriba de la galería y a longitudes aproximadas de 50m., normalmente se coloca una boca o pozo de visita. En el extremo aguas abajo se construye un pozo o tanque recolector, de donde se conducen las aguas por gravedad o por bombeo hacia el sistema de distribución (figura 12).

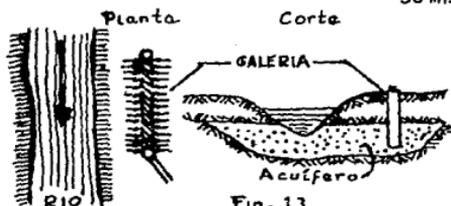
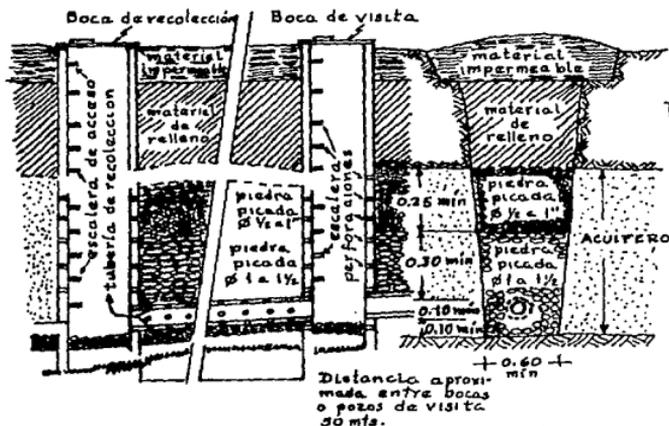
El tubo de recolección es normalmente de concreto o de asbesto cemento. Su diámetro es función del gasto de captación, siendo el mínimo recomendable del orden de 8" a 10". En algunos casos, todo el colector se hace visitable, por medio de tubos de gran diámetro, o por secciones vaciadas en el sitio.

La galería filtrante se orienta de acuerdo con la dirección predominante del flujo subterráneo.

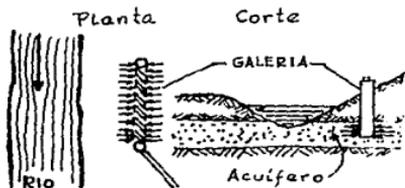
Cuando la velocidad de un río es pequeña y existen estratos de alta permeabilidad que se conectan con el río, la galería filtrante normalmente se instala paralela al eje del mismo. En este caso la dirección del flujo subterráneo es principalmente desde el río hacia la galería, aunque desde el lado opuesto de la misma también penetrará el agua, ya que todo el acuífero se encuentra saturado (Figura 13). En caso de acuíferos de gran extensión que alimentan el río, el flujo predominante es normalmente desde el acuífero hacia el río y la instalación de la galería será análoga (Figura 14).

En caso de cursos rápidos y estratos de baja permeabilidad será necesario investigar la dirección del flujo subterráneo, a fin de interceptar el paso del mismo con la galería filtrante. Normalmente unas ramblas perpendiculares al eje del río dan los resultados de seales. (Figura 15).

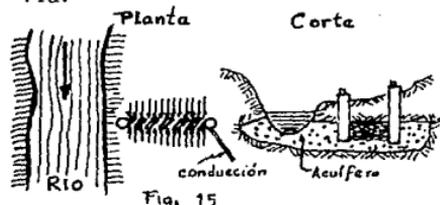
Cuando, con la excepción de unos bancos de arena o grava depositados por el río en un lecho litoral, no existen estratos permeables, la galería se instala por debajo del río, normal a su eje.

DETALLES DE UNA GALERIA DE INFILTRACION.

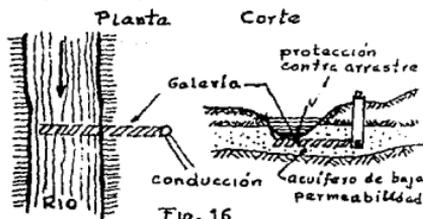
Baja velocidad de corriente, terrenos planos, acuífero de alta permeabilidad. Dirección predominante del flujo subterráneo, desde el río hacia la galería.



Baja velocidad de corriente, terreno de gran extensión, línea de producción del flujo subterráneo desde el acuífero hasta el río.



Alta velocidad de corriente, acuífero de permeabilidad media y extensión reducida, terreno accidentado. Dirección predominante del flujo subterráneo, paralelo al río.



Acuífero de baja permeabilidad. Baja o mediana velocidad de corriente. Galería ubicada en el fondo del río.

La misma solución se emplea cuando el acuífero es de muy baja permeabilidad (Figura 16).

A fin de determinar las características de diseño de las galerías, es necesario hacer excavaciones o perforaciones de prueba en cada caso específico. En vista de que las galerías son obras costosas, conviene determinar: 1) la permeabilidad media del acuífero, para estimar la producción por metro lineal de galería y 2) la granulometría del terreno para determinar las características de la grava de envoltura.

En caso de gastos pequeños, del orden de 3 a 5 l/seg, normalmente basta una excavación de prueba hasta una profundidad conveniente por debajo del nivel estático del agua. Se extrae luego el agua, a un gasto fijo y se observa el descenso de nivel. La estabilización de dicho nivel para un gasto fijo de bombeo prolongado, significará que la recarga natural del acuífero desde el río, iguala el gasto extraído. A base de este gasto y estimando el área total de penetración del agua en la excavación de prueba, puede formarse una idea acerca de la longitud necesaria de galería para el gasto de diseño. En caso de gastos mayores, además de la excavación de prueba, será necesario perforar o excavar uno o varios pozos de observación, a fin de determinar el descenso del nivel de agua a cierta distancia del punto donde se efectúa el bombeo de prueba (Figura 17).

Haciendo referencia a las figuras 18 y 19, el procedimiento para determinar la longitud necesaria de galería para el gasto de diseño, es como sigue:

a) Se bombea a un gasto constante hasta que el nivel del agua se estabilice en la excavación de prueba.

b) Se mide el nivel, tanto en la excavación de prueba como en el pozo de observación y se calculan los valores de h_1 y h_2 , igualmente se miden las distancias r_1 y r_2 .

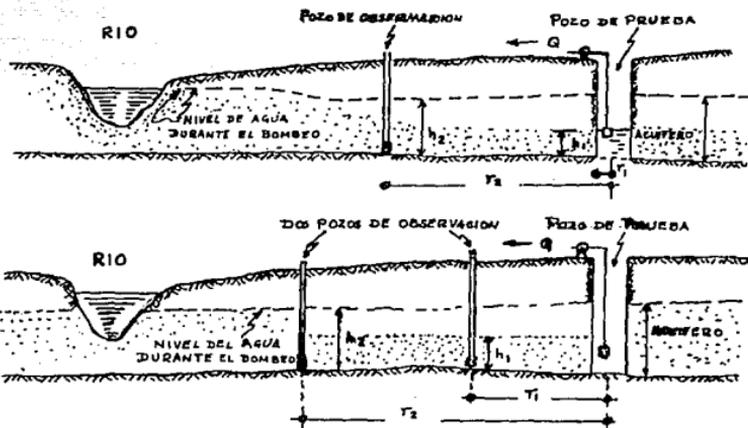
c) Sustituyendo en la fórmula

$$Q = \frac{\pi}{2.31} P \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{\log \frac{r_2}{r_1}}$$

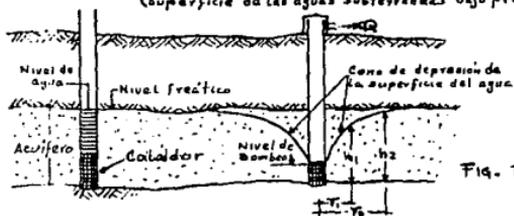
para acuíferos no confinados, o

$$Q = \frac{2\pi}{2.31} mP \frac{(h_2 - h_1)}{\log \frac{r_2}{r_1}}$$

FIG. 17 METODO PARA DETERMINAR LA PERMEABILIDAD MEDIA DEL ACUIFERO.



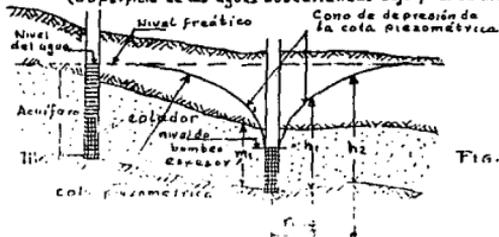
ACUIFERO NO CONFINADO
(Superficie de las aguas subterráneas bajo presión atmosférica)



$$Q = \frac{\pi}{2.31} P \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{\log \frac{r_2}{r_1}}$$

Fig. 18 Para acuíferos no confinados.

Acuífero Confinado
(Superficie de las aguas subterráneas bajo presión mayor que la atmosférica)



$$Q = \frac{2\pi}{2.31} m p \frac{(h_2 - h_1)}{\log \frac{r_2}{r_1}}$$

Fig. 19 Para acuíferos confinados.

para acuíferos confinados, se obtiene el valor de P , que representará la permeabilidad media. Nótese que en vista de que el flujo radial -- del agua hacia la excavación de prueba será desigual, debido a la cercanía del río, la posición del pozo de observación tendrá una influencia decisiva sobre el valor calculado de P . Tomando en cuenta que el interés es de determinar la permeabilidad media de los estratos porosos entre la futura galería y el río, el pozo de observación debe ubicarse en esa zona.

d) De acuerdo con la ley de Darcy, se tiene: $Q = P I A$.

En este caso Q es el gasto de diseño y P la permeabilidad media calculada según el inciso c). El área de penetración queda definida por la grava de envoltura del tubo de recolección y la longitud total del mismo. Para los efectos de captación indirecta de aguas superficiales, normalmente se toma el área de la cara hacia el río, dejando el flujo desde el lado opuesto como margen de seguridad. El gradiente hidráulico disponible es desde el nivel del agua en el río hasta la grava de envoltura. Por consiguiente $I = Z/L$, siendo Z la profundidad de la grava de envoltura con respecto al nivel estático de las aguas subterráneas y L , la distancia desde la orilla del río hasta la galería. Nótese que en esta forma se obtiene el gradiente mínimo, ya que para estratos de alta permeabilidad puede presentarse el caso, en que la depresión del nivel de las aguas subterráneas se iniciará cerca a la galería, y la distancia L para el mismo valor de Z será mucho menor. Esta condición se reflejará en una producción superior a la estimada. Es de observarse también que el nivel del río, así como también el nivel estático de las aguas subterráneas, variará según la época del año. Evidentemente habrá que diseñar la galería, tomando como base el nivel mínimo estimado.

El diámetro y separación de las perforaciones de la tubería de recolección se calculan para obtener una velocidad de entrada tal, que se evite el arrastre de partículas finas desde el acuífero hasta dicha tubería. Esta velocidad puede fijarse entre 7 a 10 cm/seg., lográndose este valor sin dificultad alguna en la mayoría de los casos. La grava de envoltura será función de la granulometría del acuífero y de todas las perforaciones de la tubería de recolección, empleándose normalmente piedra picada desde 1/2 a 1" de diámetro nominal cerca del acuífero y tamaños ligeramente mayores cerca del tubo. Nótese -- que debido a la baja velocidad de acercamiento del agua, el arrastre de arena hacia el tubo de recolección es poco probable. El arrastre --

de partículas muy finas en suspensión puede evitarse únicamente con un verdadero filtro de arena alrededor del tubo, cuya construcción es muy difícil, debido a la imposibilidad de efectuar lavados periódicos y efectivos, siendo más bien contraproducente.

Ejemplo: Utilizando un río como fuente de abastecimiento, se requiere captar indirectamente por medio de una galería filtrante 25 l/seg. El nivel mínimo de las aguas del río se encuentra a una cota de 115.60m, a 50.00m de distancia perpendicular a la orilla del río y, a una cota de 116.10m se hizo una excavación de prueba de 2.00m de diámetro hasta la cota 113.00m y a 30.00m de la orilla se ha clavado una puntera tipo "well-point" para observar el descenso del nivel del agua (Fig. 20). Se bombeo el agua en la excavación de prueba a un gasto fijo de 3.0 l/seg, durante 6 horas, haciendo mediciones periódicas hasta la estabilización completa del nivel del agua, tanto en la excavación de prueba como en el pozo de observación, obteniéndose las cotas respectivas de 115.30m y 115.50m. Se requiere determinar la longitud necesaria de galería de filtración para el gasto de diseño. De acuerdo con las condiciones topográficas del terreno, zona de inundación del río, etc., la galería debe ubicarse paralela al río a una distancia de 50.00m, del mismo.

Solución: El acuífero no es confinado, por lo que se empleará la fórmula:

$$Q = \frac{\pi}{2.31} P \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{\log \frac{r_2}{r_1}} \quad \text{Despejando } P: P = \log \frac{r_2}{r_1} \frac{2.31 Q}{(h_2^2 - h_1^2) \pi}$$

siendo $r_2 = 20m$; $r_1 = 1.0m$; $Q = 0.003 \text{ m}^3/\text{seg}$; $h_2 = 2.5m$ y $h_1 = 2.3m$.

Sustituyendo: $P = \log \frac{20}{1} \times 0.003 \frac{2.31}{3.14(2.5^2 - 2.3^2)} \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}^2$

$$P = 0.00302 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}^2 = 3.02 \text{ l}/\text{seg}/\text{m}^2.$$

Según la ecuación de Darcy, se tiene: $Q = P I A$.

El gradiente hidráulico mínimo es la diferencia de desnivel existente entre el nivel del agua en el río (115.6m) y la envoltura de grava de la tubería de recolección. La profundidad óptima para dicha tubería quedará determinada por el costo de excavación, por la producción del acuífero; y por los factores de tipo sanitario, ya que se requiere cierta profundidad mínima para la protección adecuada contra la infiltración directa de aguas superficiales contaminadas.

Suponiendo una envoltura total de 0.90m de alto y de 0.80m

de anho, se puede calcular la longitud requerida para la galería, en función de la profundidad de la excavación. Reservando el flujo desde el lado opuesto al río, como margen de seguridad, el área "A" en la fórmula de Darcy será de 0.9 m^2 por metro lineal. El gradiente hidráulico variará en función de la profundidad de la galería. Los valores calculados para diferentes profundidades de excavación se ven en la tabla de datos que sigue:

	Solución A	Solución B	Solución C
Profundidad de la excavación	4.00	4.75	5.50
Cota fondo de la excavación	112.10	111.35	110.60
Cota sup. de la envoltura de grava	113.00	112.25	111.50
Desnivel entre río y envoltura	2.60	3.35	4.10
Gradiente hidráulico en 50 m	0.052	0.067	0.082
Gasto por m.l. de galería (Q=PIA)	0.142	0.182	0.223
Long. requerida para Q= 25 l/seg	208.00 m	137.00 m	112.00 m

T A B L A D E D A T O S .

De acuerdo con el costo de excavación a diferentes profundidades, y el de la tubería de recolección y grava de envoltura por metro lineal de galería, puede seleccionarse la solución más económica.

Suponiendo que hecho ese estudio económico, se adopta la solución B, o sea $0.000182 \text{ m}^3/\text{seg}$ por metro lineal de galería. Para una velocidad de penetración de $0.05 \text{ m}/\text{seg}$, en la tubería, y tomando 0.55 como coeficiente de contracción por concepto de entrada por orificios, el área total de ranuras o perforaciones del tubo recolector de será ser de:

$$0.000182/0.55 \times 0.05 = 0.00661 \text{ m}^2 = 66.1 \text{ cm}^2$$

Esta área se logra con unas 60 perforaciones de $1/2"$ de diámetro por metro lineal. El diámetro recomendable para la tubería de recolección en este caso de gastos del orden de 20 a 30 l/seg es de 8 a 12". Al desprestigiar el flujo subterráneo hacia la galería, desde el lado opuesto al río, se tiene un coeficiente de seguridad hasta de 2, ya que en caso de acuíferos de gran extensión, el flujo de ambos lados debe ser sensiblemente igual. Es de notar además que el gradiente hidráulico verdadero es mayor que el calculado, ya que la depresión del nivel de las aguas subterráneas durante el bombeo, no comienza inmediatamente en la orilla del río. En esta forma se tiene un margen de seguridad adicional, cosa que resulta muy útil, cuando la galería empieza a obstruirse con el tiempo.

Hay que notar también que si el pozo de prueba no llega hasta la profundidad completa del acuífero, el valor de la permeabilidad --

media, calculado a base de la fórmula de los acuíferos confinados y - no confinados, no es correcto, ya que dicha fórmula supone una variación de la superficie libre o la altura piezométrica de las aguas subterráneas, siendo el nivel del fondo constante. En casos de pozos excavados o perforados hasta una profundidad parcial del acuífero (Figura 21), variará tanto el contorno superior como el inferior del flujo hacia el pozo y la fórmula clásica no tendrá validez. Sin embargo en caso de gastos moderados, es posible usar el mismo método para tener una idea aproximada acerca de la producción probable de la galería -- filtrante, ya que el flujo desde la parte inferior de la zona aumentará la producción y se estará en el lado seguro. Evidentemente para gastos grandes habrá que hacer una investigación más detenida.

En todo caso, cuando se trata de longitudes o profundidades que impliquen costos considerablemente altos, conviene construir la galería por tramos, aforando la producción continuamente, con el objeto de rectificar la longitud proyectada de acuerdo con la producción obtenida.

Cuando no se conoce con seguridad la dirección predominante del flujo subterráneo, es conveniente perforar o hacer tres o cuatro pozos de observación alrededor del pozo de prueba, tal y como se indica en la Figura 22. En esta forma se obtendrán tres o cuatro valores para h_2 en la fórmula de la permeabilidad. Si dichos valores son iguales se tratará de un acuífero homogéneo, normalmente de gran anisotropía, cuyas aguas penetran en el pozo de prueba en forma pareja desde todas las direcciones. En este caso la orientación de la galería puede ser paralela o perpendicular al eje del río, de acuerdo con las condiciones topográficas del terreno. Si los valores de h_2 son diferentes, pueden calcularse tres o cuatro valores para la permeabilidad media y la galería deberá orientarse con la cara lateral hacia la zona de mayor permeabilidad.

Cuando el subuelo es muy poco permeable, la galería tiene que ubicarse por debajo del lecho del río. La producción por metro lineal de galería dependerá, del tipo de grava y arena utilizada para la envoltura; la carga hidrostática existente; la velocidad de la corriente del río y del diámetro de la tubería de recolección. En este caso el conjunto trabajará en forma similar a un filtro de gravedad y deberá calcularse como tal.

Captación indirecta por medio de pozos excavados. Los pozos

FIG. 20

EJEMPLO PARA EL DISEÑO DE UNA GALERIA

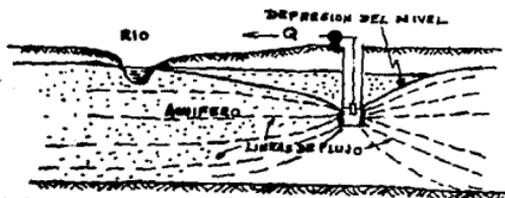
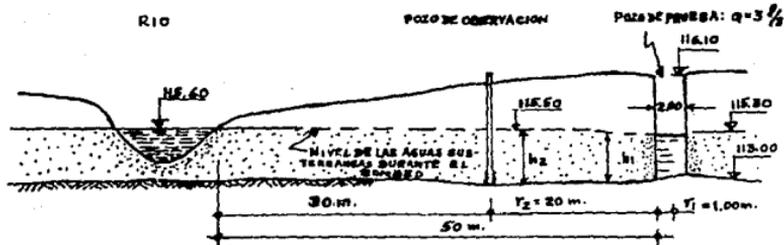


FIG. 21 FLUJO SUBTERRANEO EN CASO DE QUE EL POZO NO LLEGUE HASTA EL LIMITE INFERIOR DEL ACUIFERO.

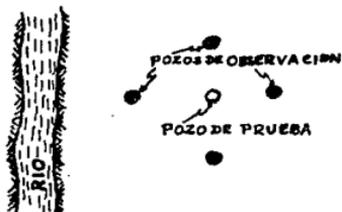


FIG. 22 UBICACION DE LOS POZOS DE OBSERVACION EN TERRENOS DONDE NO SE CONOCE LA DIRECCION APROXIMADA DEL FLUJO SUBTERRANEO.

excavados se emplean para la captación indirecta de aguas superficiales por los mismos motivos y con la misma finalidad que las galerías filtrantes; calidad bacteriológica de las aguas del río inaceptable, gran turbiedad durante las crecidas violentas y por falta de sitios adecuados para la fundación de un dique-toma.

Los pozos excavados normalmente dan buenos resultados, cuando el gasto requerido es pequeño y cuando el acuífero que se conecta con el cuerpo superficial de agua es homogéneo y de gran extensión, o sea el flujo subterráneo hacia el pozo es sensiblemente igual desde todas las direcciones.

En caso de gastos pequeños y bajo condiciones idénticas de permeabilidad del acuífero, el costo de un pozo excavado es considerablemente menor que el de la longitud equivalente de galería, ya que ésta, además de la turbiedad de recolección, requiere bocas de visita y pozos de recolección. Sin embargo, en caso de gastos mayores o tratándose de acuíferos de poca permeabilidad, el número necesario de pozos excavados para obtener la producción requerida puede resultar excesivo, siendo entonces la solución indicada la galería filtrante.

Para determinar las características de diseño de un pozo excavado destinado a la captación indirecta de aguas superficiales, no es indispensable determinar la permeabilidad media del acuífero. Basta excavar un pozo de prueba hasta cierta profundidad por debajo del nivel de las aguas en el río; bombear luego a una capacidad fija hasta la estabilización del nivel en el pozo de prueba. El gasto obtenido indicará directamente la producción del pozo para el descenso del nivel de agua observado en el mismo.

La capacidad constante de bombeo, puede aumentarse hasta donde la profundidad del pozo permita el descenso del nivel de agua y en caso necesario, puede seguir excavándose el pozo hasta una profundidad mayor.

El límite máximo de producción, definido por la permeabilidad del acuífero, en un caso de bombeo, para el cual el nivel de agua en el pozo de prueba no se estabiliza, sino sigue descendiendo constantemente. Para tal caso, el recargamiento natural del acuífero no puede incluir el gasto extraído.

Es de notar que salvo en caso de acuíferos poco permeables, la influencia del diámetro del pozo sobre la producción del mismo es demasiado pequeña.

Suponiendo por ejemplo que se tiene un pozo de diámetro --
 r_1 . Su producción está dada por la fórmula:

$$Q_1 = \frac{\pi}{2.31} P \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{\log \left(\frac{r_2}{r_1} \right)}$$

Si se varía el diámetro r_1 del pozo y se extrae un gasto -
 Q_2 en forma tal que h_1 y h_2 no sufran variación sensible, la rela-
 ción Q_1 y Q_2 está dada por las siguientes expresiones:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\left[\frac{\pi}{2.31} P \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{\log \left(\frac{r_2}{r_1} \right)} \right]_1}{\left[\frac{\pi}{2.31} P \frac{(h_2^2 - h_1^2)}{\log \left(\frac{r_2}{r_1} \right)} \right]_2}$$

En vista de que P , h_2 , h_1 y r_2 son comunes para ambos casos, se tiene:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\left[\log \left(\frac{r_2}{r_1} \right) \right]_2}{\left[\log \left(\frac{r_2}{r_1} \right) \right]_1} = \frac{\log r_2 - \log (r_1)_2}{\log r_2 - \log (r_1)_1}$$

Para el caso del ejemplo anterior, $r_2 = 20$ m y $r_1 = 1$ m, pa-
 ra un gasto $Q_1 = 3.0$ l/seg. Suponiendo que se aumenta el diámetro del
 pozo al doble. El aumento del gasto será:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\log r_2 - \log r_1_2}{\log r_2 - \log r_1_1} = \frac{\log 20 - \log 2}{\log 20 - \log 1} = \frac{1.302 - 0.302}{1.302 - 0.000} = \frac{1}{1.302}$$

$$Q_2 = 1.302 Q_1$$

Por consiguiente al aumentar el diámetro en 100 %, la pro-
 ducción del pozo en principio aumenta en un 30%.

Suponiendo ahora que se disminuye el diámetro original a -
 1.0m. La producción teórica del pozo será:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\left[\log \left(\frac{r_2}{r_1} \right) \right]_2}{\left[\log \left(\frac{r_2}{r_1} \right) \right]_1} = \frac{\log 20 - \log 0.5}{\log 2 - \log 1.0} = \frac{1.63}{1.302} = 1.25$$

$$Q_2 = 1/1.25 Q_1 = 0.80 Q_1 = Q_2$$

Por consiguiente, para el caso específico del ejemplo, al disminuir el diámetro del pozo en 100 %, su producción teórica disminuye en un 20%.

En caso de acuíferos poco permeables, la influencia del diámetro es mayor, ya que la variación de la superficie libre del agua o cota piezométrica, es más pronunciada en las inmediaciones del pozo. (Fig. No. 23).

En este caso conviene aumentar la permeabilidad natural del acuífero mediante una envoltura de grava alrededor del pozo.

Las Figs. No. 24, y 25 muestran algunos detalles de construcción de pozos excavados. La construcción más económica resulta aprovechando el mismo pozo de prueba, mediante la colocación de anillos perforados de concreto o de metal corrugado, rellenando el espacio sobrante de grava. La parte superior del pozo, normalmente se sella con concreto y se construye una plataforma a fin de protegerlo contra infiltraciones directas de aguas contaminadas. En el fondo se construye un filtro invertido, o sea una capa de material graduado de grueso a fino hacia abajo. Dicho filtro y las perforaciones de la pared lateral representan el área de penetración del agua. La tapa del pozo puede ser una losa sencilla de protección o bien una placa de concreto armado que soporta el equipo de bombeo. Cuando se trata de profundidades de bombeo que estén dentro de los límites de succión de una bomba centrífuga, normalmente el equipo se instala fuera del área de ubicación del pozo, a fin de evitar los efectos de peso y vibraciones sobre el mismo.

Cuando la profundidad de bombeo es mayor que el límite de succión o, cuando los gastos grandes justifiquen la instalación de bombas tipo pozó profundo por su mayor eficiencia, conviene construir las fundaciones para el equipo en forma independiente del pozo a menos que esté seguro de que los efectos dinámicos del mismo, no perjudican el conjunto.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS GALERIAS FILTRANTES Y POZOS EXCAVADOS.

Las galerías filtrantes ofrecen la posibilidad de mejorar las características bacteriológicas de las aguas superficiales, mediante el aprovechamiento de la filtración natural. Evidentemente se mejoraran también las características físico-químicas de dichas aguas, ya que la turbiedad se disminuye, cosa que es un aspecto de importancia durante las crecidas violentas.

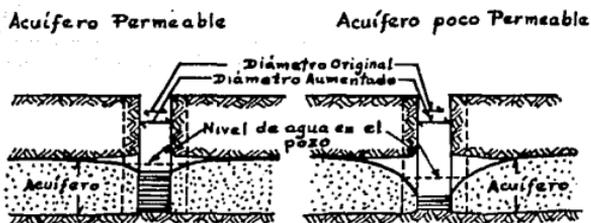


Fig. 23 INFLUENCIA DEL DIAMETRO DEL POZO SOBRE SU PRODUCCIÓN.

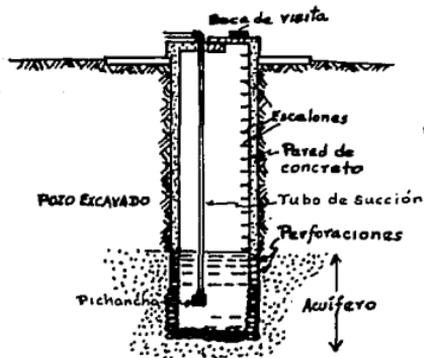


Fig. 24

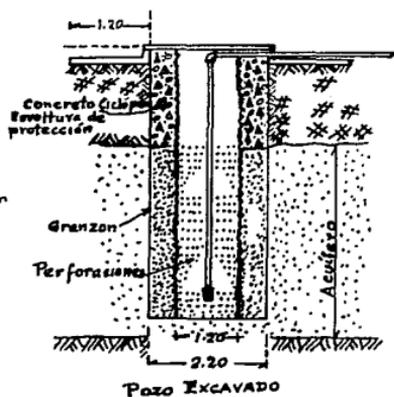


Fig. 25

Tienen sin embargo dos desventajas de cierta consideración. Una de ellas es el alto costo inicial de construcción. La profundidad de excavación, su entubado eventual y su limpieza, así como también la colocación, nivelación y envoltura de la tubería de recolección, encarecen considerablemente las obras. Las dificultades en la construcción de esta clase de obras pueden apreciarse en la Fig. 12.

Otra de las desventajas de peso es que la vida útil de las galerías es limitada, debido a que los poros del acuífero y de la grava de envoltura se obstruyen con el tiempo, siendo la limpieza sumamente difícil y en algunos casos prácticamente imposible. Cuando se trata de tuberías de recolección de pequeño diámetro, todavía puede efectuarse una limpieza parcial, produciendo un flujo de retroceso y pulsaciones de cierta magnitud. En caso de diámetros grandes y longitudes de galería considerables, ningún método da resultados prácticos.

En caso de galerías instaladas por debajo del lecho del río, el alto costo inicial y la relativa facilidad de obstruirse los poros del medio filtrante, se unen a la dificultad de proteger la grava de envoltura contra el arrastre. Por consiguiente, esta solución debe emplearse únicamente, cuando los otros métodos de captación no ofrecen resultados satisfactorios. En todo caso, las velocidades de corriente deben ser bajas.

Los pozos excavados, si bien para gastos menores resultan más económicos que la longitud equivalente de galería, también representan una solución relativamente costosa. Es especialmente válido esto, en aquellos casos, en los cuales se encuentran cantos rodados de cierta magnitud, llegando hasta el extremo de tener que abandonar la excavación por causa de los mismos. Sin embargo, cuando la mano de obra es barata y las profundidades no son excesivas, los pozos excavados representan una solución adecuada.

El inconveniente de los pozos excavados, adicional a su costo relativamente alto, es que cuando por cualquier causa su producción disminuye, no se prestan para limpieza y desarrollo, como por ejemplo los pozos perforados o hincados. La disminución de la producción puede motivarse por la obstrucción de los poros del acuífero; o bien, por un cambio del flujo subterráneo, debido a la formación gradual de "canales" de mayor permeabilidad alrededor del pozo.

Agua de pozo a cielo abierto (Noria).

Las aguas freáticas normalmente se aprovechan excavando pozos a cielo abierto, de dimensiones tales que permitan el trabajo de uno o dos hombres libremente en su interior; estos pozos reciben el nombre de norias (Fig. 26).

Experimentalmente se ha observado que a profundidades mayores de tres metros, ya no existen bacterias ni en el terreno ni en el agua extraída a esas profundidades; así que, para asegurar una buena calidad bacteriológica, la noria debe construirse y quedar cubierta tal y como se indica en la figura 26, para evitar la entrada de cuerpos extraños y de polvo que la pueden contaminar, así como la de quedar protegida contra las infiltraciones superficiales, por medio de la impermeabilización de sus paredes hasta una profundidad mínima de tres metros.

La extracción del agua debe efectuarse de preferencia por bombeo, prescribiendo el uso de utensilios y cables que tengan contacto directo entre el hombre y el agua.

En áreas reducidas la profundidad del agua freática es la misma en cualquier lugar, así que la localización de las norias quedará supeditada únicamente a las condiciones de seguridad necesarias para salvaguardar la salud de los usuarios. Estas condiciones se pueden agrupar en las tres siguientes:

- 1) Que se ubiquen a una distancia mínima de treinta metros de cualquier foco de contaminación.
- 2) Localizarlas en las partes altas del terreno para que los escurrimientos superficiales pasen por ellas antes de arrastrar mayores impurezas.
- 3) Excavarlas en terrenos de preferencia no rocosos, para asegurar una mayor eficiencia en la infiltración natural del terreno y disminución en el costo de su construcción.

NORIA

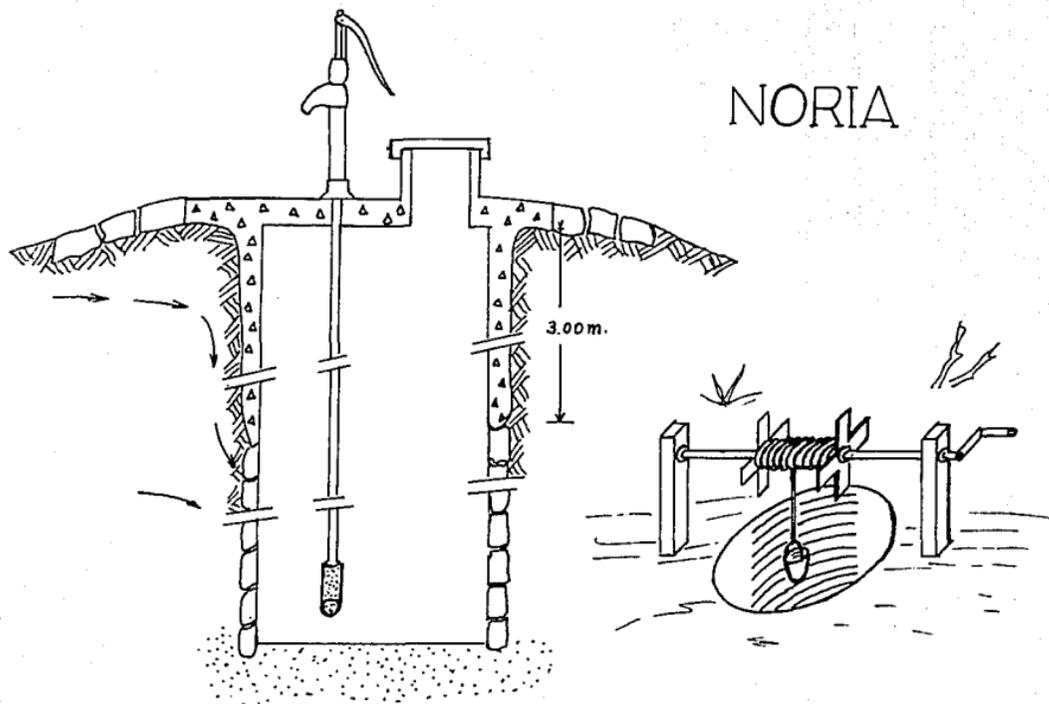


Fig. 26

(137)

VI. CONCLUSIONES

En el desarrollo de éste tema se trató de poner de manifiesto la importancia que tiene el agua como elemento vital para el desenvolvimiento de la humanidad y de manera particular para la población asentada en el extenso territorio que abarca la República Mexicana, - que incluyendo sus grandes litorales marítimos con ambos océanos, combinada con su orografía y su posición geográfica, genera un mosaico climatológico debido al cual se provocan innumerables asentamientos humanos en forma de localidades urbanas, que absorben cerca del 70% de la población existente y el resto está localizada en la Ciudad de México y área metropolitana.

Se menciona lo anterior en vista de que para lograr avances tanto en el aspecto salud como en el de desarrollo industrial es necesario aportar y optimizar el uso del agua como materia prima.

Por medio del ciclo hidrológico se explica la constante renovación del volumen existente de agua en donde se desarrolla la vida y el origen de las fuentes de que se sirve el hombre para su uso cotidiano como son las aguas meteóricas; las superficiales y las subterráneas que incluyen a las de manantiales.

En el capítulo II, se trató el tema de la hidráulica de las aguas superficiales, enfocado al aforo de corrientes, mencionando los criterios más usados como son el de secciones de control; relación sección-velocidad y el de relación sección-pendiente. Tratando de orientar su utilización de una manera práctica según el problema que se afronta.

En el primero se abarca todo tipo de vertedores, tanto de pared delgada para aforar pequeñas corrientes o en forma de V para cuando los gastos no rebasan $0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$, o el de sección rectangular para gastos mayores al mencionado.

El segundo criterio, que es el más usado en ríos, se basa en el principio de continuidad que relaciona el gasto, con el área hidráulica de la sección transversal de una corriente y con la velocidad media de la misma, en dicha sección. Y;

El último criterio que permite obtener el gasto de una corriente a partir de la fórmula de Manning, para lo cual relaciona su coeficiente de rugosidad (n) con el radio hidráulico (r o R) y la pendiente del gradiente de energía (s), para obtener la velocidad media,

y como se conoce el área hidráulica de la sección transversal (A), se obtiene el gasto (Q), con la ecuación de continuidad.

Al final de este capítulo se menciona de manera breve lo -- que es el hidrograma de una corriente, o sea la representación gráfica de las variaciones que sufre el flujo de la misma, arregladas en forma cronológica, lo cual se hace en un plano en el cual las ordenadas son gastos en m/seg y las abscisas tiempos en horas. De igual forma se mencionan los cuatro tipos de hidrogramas considerados para tormentas aisladas, que relacionan a la intensidad de lluvia (i), a la capacidad de infiltración (f), a la infiltración total (F) y a la deficiencia de humedad del suelo (DHS).

En el capítulo III, abordamos el tema de la hidráulica del agua subterránea, la que en su estado natural invariablemente se encuentra en movimiento, el cual esta gobernado por principios hidráulicos ya establecidos como lo es el teorema de Bernoulli, que establece que la energía total en un punto dentro del seno de un líquido en movimiento esta representado por la carga hidráulica (h), la cual es igual a la suma de las cargas de: posición (z), de presión (p/γ) y de velocidad ($v^2/2g$), la cual en la mayoría de los casos es despreciable por ser v , muy pequeña. Se toca el tema de porosidad en rocas y suelos y se establece en relación con esta el rendimiento específico (S_y) y la retención específica (S_r) como porcentajes de la misma. Se considera a los acuíferos como recipientes de almacenaje de agua subterránea y se define al coeficiente de almacenaje (S), como el volumen de agua que un acuífero deja o toma del almacenaje por unidad de área de la superficie del acuífero, por unidad de carga. Se continua con el movimiento o flujo del agua subterránea que se apoya en la Ley de Darcy; se relaciona al número de Reynolds (Re) para fijar el límite dentro del cual es aplicable, por tratarse de regímenes laminares por lo cual debe ser Re menor de diez, asimismo se relaciona con los coeficientes de permeabilidad (K) que depende tanto de las propiedades del medio poroso, como del fluido que circule por él, para lo cual se relaciona a K con la permeabilidad específica del medio (k) y la transformación que sufre esta última a (k_s), denominado coeficiente de permeabilidad de laboratorio.

En seguida y de manera breve se deducen a partir de la Ley de Darcy las ecuaciones que gobiernan el movimiento del agua subterránea y se establece la ecuación general del mismo y, al considerar que

un acuífero es homogéneo con permeabilidad isotrópica se dan las velocidades para un sistema de coordenadas rectangulares. De igual manera y con las mismas premisas, además de considerar al agua incompresible para que su densidad sea constante se establecen las ecuaciones generales para el flujo establecido y el no establecido.

Después pasamos al tema de la hidráulica de pozos, que permite evaluar las propiedades del acuífero definiendo fronteras, rendimientos específicos y los efectos de futuros bombeos. Se mencionan -- las ecuaciones que gobiernan el flujo radial establecido a los pozos ubicados en acuíferos confinados y no confinados, dentro de las cuales esta la ecuación de equilibrio de Thiem, que permite evaluar la permeabilidad K de un acuífero efectuando mediciones alrededor del pozo en que se bombea; y la ecuación que gobierna el flujo radial no establecido a un pozo localizado dentro de un acuífero no confinado del cual se extrae agua en cantidad constante la cual produce un área de influencia dentro del mismo que crece conforme al tiempo y disminuye la carga piezométrica a medida que se toma el agua almacenada dentro del acuífero. Se menciona el método gráfico de Thies, a partir del -- cual se obtienen los coeficientes de transmisibilidad (T) y el de almacenamiento (S). Para determinar la recarga de una cuenca subterránea se establece la ecuación de balance a través de la relación entre volúmenes conocidos a base de observaciones periódicas de niveles piezométricos en el acuífero con los cuales se establece la red de flujo; se realizan pruebas de bombeo para determinar las características del acuífero en diferentes puntos (S , T y otros parámetros) y por último se lleva el control de aforos de los volúmenes extraídos por bombeo -- en todos los pozos dentro de la zona observada.

Con el balance anterior, planteado para diferentes períodos se puede hacer una estimación de la disponibilidad de recursos subterráneos de la zona, para utilizarla por medio de bombeo sin provocar efectos adversos como excesivo abatimiento de los niveles de bombeo -- que provoquen precios insoportables de operación, contaminación, disminución de los recursos de zonas adyacentes, etc.

En el capítulo IV, enfocamos las acciones hidráulicas en el marco de desarrollo urbano relacionadas con el agua ya que, en las -- ciudades además de los problemas derivados de la falta o exceso de agua, el sistema urbano incluye a la ciudad central, los suburbios y -- el suelo que se urbanizará en el futuro, aunado a los subsistemas fi-

sicos (servicios de transporte, agua, limpieza y otros más) que sirven al área metropolitana. La complejidad de este sistema obliga a tomar en cuenta las interacciones de los servicios hidráulicos con los otros sistemas que se desarrollan conjuntamente. Lo cual se logra a base de una adecuada planeación de los sistemas hidráulicos enmarcados a cada ciudad con base en su desarrollo urbano establecido por la S.A.H.O.P., y atendiendo las disposiciones de la S.H.A.R., por conducto de la Comisión Nacional del Agua, que tienen a su cargo la asignación del agua. Los gobiernos de las ciudades operan los sistemas y establecen la relación comercial con los usuarios. Considerando al sistema hidráulico como un conjunto de procesos continuos que incluyen las acciones básicas del abastecimiento de agua con el desalojo de las aguas residuales y pluviales; eventualmente tratamiento y reuso de las residuales y las interacciones con el sistema físico-hidrológico y con los usuarios, esto último con el objeto de resolver el aspecto económico, ya que el agua es cada vez más cara debido a la lejanía de las fuentes de abastecimiento y a los costosos tratamientos a que se tiene que recurrir por la complejidad de sus procesos tecnológicos. La asignación de recursos obedece a los esquemas económicos de las ciudades y dependen de los objetivos y metas fijadas. El cambio experimentado por el servicio de abastecimiento de agua al variar el objetivo de sanidad por el de servicio público, ha obligado a imprimir gran eficiencia en sus acciones tanto en la operación de sus instalaciones como en el económico y financiero, dándoles un carácter empresarial a los organismos a cargo de estos para lograr la autosuficiencia financiera, estableciendo tarifas que reflejen el costo real del agua para recuperar los altos costos del servicio y fomentar el ahorro al evitar su uso indiscriminado.

Se habla de la demanda de agua, cuyo análisis constituye uno de los aspectos fundamentales del estudio ya que, de ella dependerá la magnitud de los proyectos, su programación, su costo y en última instancia el servicio al usuario, del cual dependen que las condiciones se vean modificadas al bajar sus consumos y reducir la demanda.

Respecto a normas y calidad de agua potable, se mencionan a las autoridades encargadas de establecerlas para el consumo humano, y asimismo se establecen las características físicas, químicas y bacteriológicas que deberán satisfacer las aguas destinadas a tal fin y, como los abastecimientos de agua se efectúan en general a partir de

fuentes naturales como ríos, lagunas, embalses, manantiales y depósitos subterráneos, el agua obtenida de cualquiera de ellas deberá ser acondicionada para uso potable, por medio de tratamientos adecuados -- según sea el caso, ya que desde la captación, conducción al tratamiento en caso de requerirla, o al almacenamiento para su regulación y, -- continuando con la distribución hasta llegar al usuario, existen cantidad de factores que pueden afectar de manera notable la calidad del agua, estando relacionadas con los siguientes tipos de actividades -- que se inician en el diseño de cualquier abastecimiento de agua potable y continúan con la operación y su mantenimiento. Por lo anterior es conveniente considerar la limpieza y desinfección de todas las líneas de conducción y distribución para asegurar que la calidad del agua no sea afectada durante la operación del mismo.

La obra de conducción tiene por objeto efectuar el transporte del agua desde la obra de captación hasta un sitio que puede ser la planta potabilizadora o el tanque regulador, que es lo más frecuente, pero también puede quedar conectada directamente a la red de distribución. Para la conducción de agua potable se utilizan tuberías en la mayoría de los casos, la que esta constituida por la unión de dos o más tubos y su sistema de conexión (conules o bridas). Se menciona -- que el escurrimiento del agua en las tuberías puede ser: a) Por la acción de la gravedad, ya sea trabajando como canal (sin presión) o como tubo (a presión), que es el caso más común en este tipo de obras, y b) Por medio de bombas, caso también frecuente. El diámetro de la línea de conducción se determinará con el gasto máximo diario (Q.m.d.) o con el que se considere más conveniente tomar de la fuente de abastecimiento, de acuerdo con la capacidad de ésta, establecida en el estudio hidrológico.

Se establecen los factores por considerar en un proyecto de conducción como son: Topografía, afectaciones, clase de terreno por atravesar y excavar, ya que en general las tuberías deben de quedar en terradnas. principalmente las de asbesto cemento y PVC, cruzamientos, calidad del agua por conducir, gasto por conducir, costo de suministro e instalación de tuberías, normas de calidad y comportamiento de tuberías, y por último el aspecto socio-político.

Se dan las ecuaciones que rigen el escurrimiento del agua a gravedad en las tuberías de una conducción, considerando que la descarga es libre en el tanque regulador, que es el caso común. Asimismo

lo hacemos para una conducción a base de bombas; estableciendo que el bombeo consiste en elevar el agua desde un pozo, carcamo, etc., hasta un depósito que generalmente es el tanque regulador, aclarando que una línea a bombeo puede quedar también conectada a la distribución.

Se hace notar que una bomba produce siempre un salto brusco en el gradiente hidráulico que corresponde a la energía H_d (carga dinámica total) comunicada al agua por dicha bomba. Por lo cual H_d , debe ser mayor que la carga total de elevación o altura geométrica, contra la cual trabajará la bomba, para vencer todas las pérdidas de energía en la tubería y sus accesorios. Se dan igualmente las expresiones y consideraciones que rigen el escurrimiento del agua a base de bombeo en las tuberías como son las ecuaciones de: la energía, continuidad y la de Manning, para calcular las pérdidas por fricción y secundarias que se presenten.

Para efectuar el diseño de una línea de conducción a bombeo se seleccionará primeramente el tipo de tubería por utilizar (asbesto cemento, PVC, acero, etc.) y se analizarán los factores indicados para conducciones a gravedad, poniendo especial atención en las características topográficas de manera de obtener la menor longitud posible y evitar puntos altos intermedios que sean notables, a fin de tomar en cuenta el mejor comportamiento hidráulico a los efectos del fenómeno transitorio o golpe de ariete.

Terminamos el capítulo con lo que constituye la parte final de una obra de abastecimiento de agua potable, o sea la red de distribución; o sea la parte de la obra que se inicia en el tanque de regularización que consiste de una red de tuberías subterráneas por medio de las cuales se distribuye y se entrega el agua hasta las casas de los usuarios. Está constituida por dos partes principales que son:

a) Las instalaciones de servicio público, que comprenden la red y las tomas domiciliarias y b) las instalaciones particulares o sea la red de distribución interior de cada casa o edificio. Dichas instalaciones tienen como finalidad principal suministrar el agua con los siguientes requisitos: 1) En cantidad suficiente; 2) Calidad adecuada (que sea potable); 3) Con la presión adecuada para suministrar agua a los pisos más altos de casas y edificios, así como de fabricas (sus rangos varían entre 1 y 4 kg/cm^2); 4) Con el costo más adecuado por m^3 suministrado y 5) Con continuidad en el servicio.

Se indica de manera breve la secuela de cálculo que se ha y

sado con más frecuencia para el diseño de una red a base de circuitos para localidades urbanas pequeñas y medianas incluyendo su cálculo hidráulico, aún cuando los problemas de distribución de agua a presión por medio de redes a base de circuitos son muy complicados, ya que a lo largo de las tuberías se hacen extracciones parciales y variables en el tiempo, lo que hace necesario recurrir a ensayos en los cuales los circuitos se compensan de uno en uno hasta satisfacer las condiciones de continuidad (el gasto que entra es igual al que sale) y la de equilibrio de presiones (la suma algebraica de las caídas de presión en las dos ramas de cada circuito debe ser nula), verificandose con esto la ecuación de la energía.

Para resolver los problemas de las tuberías se utilizan los métodos de aproximaciones sucesivas denominados: a) De variación de diámetros y b) El de Hardy Cross; los cuales se designan como métodos estáticos, por la consideración en el diseño de permanencia de gastos y cargas.

La red de distribución termina en la instalación de la toma domiciliaria con lo cual se hace la entrega de agua a los usuarios hasta el interior de sus casas, haciendo la derivación de las tuberías de la red y su conexión al sistema de distribución de cada casa o edificio donde termina el cuadro de toma, el cual esta constituido por tuberías, accesorios y el medidor.

Se concluye el trabajo, describiendo en el capítulo V, lo que representa una de las primeras etapas de cualquier proyecto sobre abastecimiento de agua potable o sea la obra de captación o toma, que tiene como objetivo inicial el de proteger la calidad del agua captada evitando todo tipo de contaminación, para lograr que esta no pierda su calidad de potable en caso de tenerla, o en caso contrario no aumentar su grado de contaminación, para que su tratamiento tenga un costo menor. Además se recomienda que ésta obra, sea de cualquier tipo, este ubicada lo más cerca posible de la población que la requiera y de preferencia en un lugar elevado, ya que con esto se abatirá el costo de las instalaciones al ser menor la distancia de recorrido del agua y poder aprovechar la ventaja de traerla por gravedad, evitando lo más que se pueda el bombeo, lo que dependerá fundamentalmente de las fuentes de abastecimiento que se tengan y como ya se indicó con anterioridad pueden ser:

Aguas de lluvia, que son de muy buena calidad, recurriendo-

se a esta fuente cuando no exista otra posibilidad por tratarse de regiones semiáridas, o que el agua sea de mala calidad, o por limitaciones económicas; su uso esta confinado a granjas y establecimientos rurales. Estas aguas se captan mediante los techos de las construcciones y después de desechar las primeras son llevadas para su almacenamiento y consumo posterior a tanques subterráneos denominados cisternas. Se indico como calcular la capacidad de las mismas en función del tiempo que dura la temporada de lluvias, la precipitación media anual, el área de captación y el consumo que se tenga al año.

Continuamos con la descripción de las obras necesarias para la captación de las aguas superficiales, desglosando el término general de "Obras de Captación" en el dispositivo de captación propiamente dicho, de las estructuras complementarias que hacen posible su buen funcionamiento. Un dique-toma por ejemplo es una estructura complementaria cuyo funcionamiento consiste en represar las aguas de un río a fin de asegurar la carga hidrostática suficiente para que entre una cantidad predeterminada de agua al sistema, a través del dispositivo de captación, que puede ser: un simple tubo; la válvula de una bomba; un canal; una galería filtrante; etc., y representara la parte vital de dicha obra, la que asegura bajo cualquier condición de régimen, la captación de agua en la cantidad y calidad previstas; mientras que las del dique serán la estabilidad y durabilidad del mismo. El mérito principal de cualquier dispositivo de captación será su buen funcionamiento. Se dijo que el dispositivo de captación más sencillo para el agua de una corriente superficial o río, es un tubo sumergido a una profundidad adecuada para asegurar la entrada del gasto previsto, con su entrada orientada en tal forma que no quede enfrente de la dirección de la corriente y protegiendo dicha entrada con una malla o reja metálica que evite el paso de objetos flotantes, debiendo tomar en cuenta dichos detalles en el cálculo del gasto deseado.

Cuando la conducción es por gravedad generalmente es necesario represar las aguas por medio de un dique, a fin de instalar la tubería de conducción por arriba del nivel de la máxima crecida. Cuando esto no es posible debido a la topografía del terreno, el método de captación más recomendado es por el uso de bombas.

A continuación se comentaron brevemente las ventajas y desventajas de los diferentes tipos de bombas relacionadas con la captación de aguas superficiales como son: la centrífuga horizontal, la cen-

trifuga vertical, la sumergible propulsada por motor eléctrico, la de circulación tipo "jet", la kaplan tipo hélice y las centrifugas sumergibles y propulsadas por un eje vertical largo.

Se puede afirmar que cuando se trata de la captación directa de las aguas superficiales el tipo de bomba más empleado es la centrifuga horizontal, que tiene la ventaja de que la ubicación del equipo de bombeo y su punto de captación pueden ser diferentes, lo que hace posible seleccionar el sitio más favorable desde el punto de vista de fundación, acceso, protección contra inundaciones, mantenimiento, etc.

Dependiendo de la máxima altura de succión que se tenga, la estación podrá ser fija o flotante. La fija es para alturas de succión que no sobrepasen los 4 a 6m sobre el nivel del mar; el tipo de estaciones de bombeo de esta clase puede ser muy variable, dependiendo de las condiciones topográficas de la zona y se deben de tomar las precauciones de proteger la tubería de succión, ya sea ésta rígida o flexible, con un cedazo que sirva de protección tanto a la válvula check, como a la bomba, contra todo tipo de material flotante que al entrar pueda perjudicarlas. Recurriendo a la estación de bombeo flotante cuando la variación entre el nivel máximo y mínimo sea mayor que la altura máxima de succión y las aguas del mismo no pueden ser captadas por una bomba centrifuga horizontal, instalada a una cota fija, y a menos que, la construcción de estructuras costosas queden plenamente justificadas por su importancia y magnitud, el método indicado para la captación del agua será por medio de bombas centrifugas horizontales montadas sobre una plataforma flotante o una balsa.

En si la captación de agua en los ríos variará en su diseño de simples tubos sumergidos en la corriente para pequeños abastecimientos, a las grandes torres de toma, las que por ser estructuras muy costosas que requieren de estudios detenidos para cada caso específico, -- son usadas para abastecer grandes ciudades y su empleo se reduce a ríos de caudal considerable o a embalses de cierta importancia. La selección de la zona en que los riesgos de contaminación sean mínimos, debe hacerse con cuidado y por lo mismo la obra de captación debe construirse aguas arriba de los conglomerados para evitar que los vertidos industriales y urbanos puedan contaminar la corriente. En caso de no lograrlo, la toma se situará a una distancia suficiente de los vertidos, que permitan la autodepuración de dichas aguas. La ubicación de las tomas deben evitar los estancamientos y ubicarlas a una cierta distancia de la

superficie del fondo y eventualmente de las margenes, debe considerarse la posibilidad de heladas y crecidas, haciendo necesario recurrir a obras de toma con diferentes profundidades adecuadas a la época del año. Continuamos con las obras de captación o toma en lagos. La extracción de agua deberá hacerse en aquellos lugares donde el riesgo de contaminación sea menor, debiéndose investigar los siguientes puntos:

- 1) Desembocadura de corrientes y sedimentos acarreados por ellas;
- 2) Características del fondo del lago;
- 3) Dirección del viento y de corrientes, así como sus efectos de agitación en los lodos del fondo;
- 4) Efecto en el acarreo de sedimentos de un punto a otro y;
- 5) Características con relación a la calidad del agua como: temperatura, color, sabor, olor, efecto de estancamiento, etc. De ser posible la ubicación de la toma se hará a una profundidad tal que no halla efecto de oleaje, para asegurar una buena estabilidad y así evitar las dificultades que pueden acarrear con la entrada de sedimentos. Se ha observado que el viento agita el agua en lagos pequeños a profundidades que van de 4.5 a 6m, y en los grandes lagos dicha acción se extiende a mayores profundidades, en este caso la toma debe colocarse entre 9 y 12m de profundidad. Además en tan grandes volúmenes de agua no es de temer la existencia de malos olores debido al estancamiento.

Agua de embalses. Cuando el caudal del escurrimiento mínimo de un río, es menor que el requerido para un abastecimiento, se recurre a la regularización en una presa para su aprovechamiento, con el fin de cambiar su régimen. Tales reservas son de gran utilidad para atenuar el efecto de las extracciones de agua durante el período de estiaje, en cuyo caso debe planearse una protección sanitaria del vaso y practicar inspecciones y vigilancia para desechar o destruir cualquier material contaminante que pudiera alcanzar al depósito. Deben existir uno o más oficiales de vigilancia que se encarguen de la estricta aplicación de los reglamentos sanitarios prescritos por las autoridades del Estado, el Código Sanitario o decretos especiales del mismo.

La calidad del agua embalsada varía según sus niveles, debido principalmente al plancton. La obra de toma consiste en una torre construida en el interior del vaso, que debe contener varias compuertas localizadas a diferentes niveles con objeto de captar el agua a la profundidad indicada por los estudios microscópicos para evitar la succion del plancton y que pudiera llegar a las plantas notabilizadoras. Sin embargo la construcción de este tipo de obras debido a su elevado

costo se examinaría únicamente para satisfacer las necesidades de una ciudad o poblado importante, para lo cual es necesario determinar la cantidad de agua que es posible almacenar, estudiar cuidadosamente la cuenca vertiente, el régimen de lluvias, la naturaleza del suelo y subsuelo, su ubicación, impermeabilidad y pendiente del suelo, etc.

Continuamos con las obras de captación del agua subterránea, que en general es de muy buena calidad, constituyendo la fuente de preferencia para abastecimientos de agua potable.

Iniciamos con la captación del agua proveniente de manantial, cuyo origen indudablemente es un acuífero que se encuentra conectado con la superficie, ya sea por fallas geológicas del estrato impermeable que lo limita o por afloramientos en la superficie del mismo. Una vez aflorando a la superficie su calidad será adversamente afectada, -- al igual que los cursos superficiales. Por lo mismo, a menos que la -- captación se haga en su punto de nacimiento, el agua de manantial se puede considerar como superficial.

De acuerdo con la forma de conexión que tenga el acuífero -- con la superficie se mencionaron los tipos de afloramiento existentes:

- a) Horizontal en uno o varios puntos bien definidos.
- b) Horizontal o inclinado en una zona de mayor o menor extensión.
- c) Vertical o casi vertical en uno o varios puntos bien definidos, y
- d) Vertical en una zona de mayor o menor extensión.

Como el objetivo perseguido es el estudio de los dispositivos de captación en sí, estos se clasificaron de acuerdo a su funcionamiento y finalidad en dos categorías generales que son:

- 1) De captación directa (recogen el agua en su punto de nacimiento) y
- 2) De captación indirecta (permiten el libre escurrimiento del agua -- por la superficie y la capta a cierta distancia de su afloramiento). -- Desde el punto de vista sanitario las mejores obras son las de captación directa, por reducir al mínimo los peligros de contaminación, representando una solución ideal, ya que construídas y protegidas debidamente, conservan el agua en su estado natural. Este método se podrá emplear tanto en afloramientos horizontales como verticales, siempre y -- cuando el nacimiento este confinado a una zona reducida.

Se dan ejemplos de afloramientos horizontales y verticales y se indican en que consiste la obra de captación, así como sus accesorios mínimos, se indican los procedimientos constructivos según el caso y --

se señala la importancia que tienen las cargas hidráulicas positivas - sobre los afloramientos, así como los daños que pueden provocar, visualizándolo por medio de un ejemplo práctico.

La captación indirecta de manantiales se emplea en los casos siguientes: a) Cuando las condiciones topográficas del terreno no permiten la construcción de obras para hacerlo directamente; b) La zona de afloramiento es muy extensa; c) Debido a la presencia de temperaturas altas o de gases se requiere aprovechar la aereación natural.

Se continua aplicando este método en los casos en que si bien las características físico-químicas del agua de un río son aceptables, no cumplen las condiciones de potabilidad, debido a la contaminación real o potencial de las mismas, o por aumentar la turbiedad durante las horas de crecida violenta, cuya eliminación implicaría la construcción de una planta de tratamiento costosa, que sería inútil la mayor parte del año. En estos casos se recurrirá a este método que aprovecha la -- filtración natural a través del material del lecho y las orillas del río para reducir la turbiedad y los peligros de contaminación, dejando las demás características intactas. Para lo cual se requiere que exista un estrato permeable que conecte el dispositivo de captación con el cuerpo de agua. Dicho estrato puede ser natural en forma de material -- granular que permita el flujo subterráneo, o artificial mediante la -- construcción de una galería o lecho filtrante. Se menciona que en los estratos porosos que tienen contacto con cuerpos superficiales de agua, pueden tenerse tres condiciones naturales de flujo que son: 1) La dirección del gradiente es desde el río, o sea el cuerpo superficial de agua alimenta al acuífero; 2) La dirección del gradiente es hacia el -- río, o sea el acuífero contribuye al caudal del mismo y, 3) no existe gradiente hidráulico natural y el estrato poroso esta saturado con -- aguas estacionarias. Al extraer agua del estrato poroso por medio del dispositivo de captación, las condiciones naturales del flujo se cambian y puede inducirse un gradiente hidráulico desde el cuerpo de agua superficial hacia el dispositivo de captación que someteran a las aguas extraídas a una filtración natural.

Una obra de captación que sigue el método de captación indirecta es la "Galería Filtrante", la cual en principio es un tubo perforado o ramurado normalmente de concreto, acero o de asbesto cemento, - cuyo diámetro estará en función del gasto captado siendo el mínimo recomendable del orden de 5" a 10", rodeado de una capa de gránzon o vie

dra graduada, instalado en el acuífero subsuperficial o en caso de captación indirecta de aguas superficiales, en el estrato permeable que se comunica con dichas aguas arriba de la galería, en donde se establece una boca o pozo de visita, en el otro extremo aguas abajo y a distancia de 50m aproximados, se construye un pozo o tanque recolector, - de donde se conducen las aguas, ya sea por gravedad o por bombeo hacia su distribución. En algunos casos el colector se hace visitable por medio de tubos de gran diámetro, o por secciones coladas in situ. Su orientación será de acuerdo con la dirección predominante del flujo subterráneo y siempre interceptándolo. Se exponen de manera breve todos los casos que se pueden presentar en la práctica.

A fin de determinar las características de diseño de las galerías, es necesario hacer excavaciones o perforaciones de prueba en cada caso específico y ya que las galerías son obras costosas conviene determinar: 1°. La permeabilidad media del acuífero, para estimar la producción por metro lineal de galería y 2°. La granulometría del terreno para determinar las características de la grava de envoltura.

Para casos de gastos pequeños normalmente basta con una excavación de prueba hasta una profundidad conveniente por debajo del nivel estático del agua. Para gastos mayores, además de la excavación de prueba, será necesario perforar o excavar uno o varios pozos de observación, a fin de determinar el descenso del agua a cierta distancia del punto donde se efectúa el bombeo de prueba, además con esto se puede determinar la dirección predominante del flujo alrededor del pozo de prueba, obteniéndose además tres o cuatro valores para h_2 ; si dichos valores son iguales se tratará de un acuífero homogéneo, normalmente de gran extensión cuyas aguas penetran en el pozo de prueba desde todas direcciones y la orientación de la galería puede hacerse paralela o perpendicular al eje del río, de acuerdo a las condiciones topográficas del terreno existente. En caso contrario la galería se orientará con la cara lateral hacia la zona de mayor permeabilidad, o si el subsuelo es poco permeable, esta se ubicará por debajo del lecho.

A continuación pasamos a la captación indirecta por medio de pozos excavados, los cuales se emplean por los mismos motivos y con la misma finalidad que las galerías filtrantes. Normalmente los pozos excavados dan buenos resultados para gastos pequeños requeridos y cuando el acuífero es homogéneo y de gran extensión, ya que el flujo hacia el pozo será igual desde todas las direcciones y su costo es mucho menor,

éste se prefiere al de la longitud equivalente de galería, ya que además de la turbiedad de recolección, requiere bocas de visita y pozos de recolección. Sin embargo en caso de gastos mayores o tratándose de acuíferos de poca permeabilidad, el número de pozos excavados para obtener la producción requerida puede resultar excesiva, por lo que se prefiere la galería filtrante. El límite máximo de producción, definida por la permeabilidad del acuífero será aquel gasto de bombeo para el cual el nivel del agua en el pozo de prueba no se estabiliza, sino que sigue descendiendo constantemente, lo que representará que para tal gasto la recarga natural del acuífero es menor al gasto extraído. Se hace notar que para acuíferos con permeabilidad alta, la influencia del diámetro del pozo sobre la producción del mismo es pequeña. Para el caso de acuíferos poco permeables la influencia del diámetro es mayor, ya que la variación de la superficie libre del agua o cota piezométrica, es más pronunciada en sus inmediaciones. Para estos casos es conveniente aumentar la permeabilidad natural del acuífero mediante una envoltura de grava alrededor del pozo. Se muestran algunos detalles constructivos de pozos, señalando que la opción más económica es utilizar el mismo pozo de prueba, mediante la colocación de anillos perforados de concreto o metal corrugado, rellenando el espacio sobrante de grava. La parte superior del pozo se sella con concreto y se construye una plataforma a fin de protegerlo contra infiltraciones directas de aguas contaminadas; en el fondo se construye un filtro invertido, o sea una capa de material graduado de grueso a fino hacia abajo, representando dicho filtro junto con las perforaciones de la pared lateral el área de penetración del agua, la tapa del pozo puede ser una losa sencilla de protección, o bien una losa de concreto armado que soporte al equipo de bombeo.

Cuando la profundidad de bombeo este dentro de los límites de succión de una bomba centrífuga, normalmente el equipo se instala fuera del área de ubicación del pozo, a fin de evitar los efectos de peso y vibraciones sobre él. Cuando la profundidad de bombeo es mayor al límite de succión, o cuando los gastos grandes justifican la instalación de bombas tipo pozo profundo o por su mayor eficiencia, conviene construir las fundaciones para el equipo en forma independiente del pozo, a menos que se este seguro de que los efectos dinámicos del mismo no perjudiquen al conjunto.

A continuación se establecen las ventajas y desventajas exis

tentes en las galerías filtrantes y los pozos excavados.

Finalmente se menciona como aprovechar las aguas freáticas - por medio de excavar un pozo a cielo abierto, con dimensiones tales -- que permitan el trabajo de uno o dos hombres en su interior, dicha --- construcción recibe el nombre de noria, es muy práctica este tipo de - construcción pues experimentalmente se observo que a profundidades mayores de tres metros ya no existen bacterias, ni en el terreno ni en - el agua extraída de esa profundidad, por lo cual para asegurar una bue na calidad bacteriológica, la noria o pozo debe cubrirse con una losa de concreto que tenga una entrada para mantenimiento, para evitar la - entrada de polvo, de cuerpos extraños y de infiltraciones superficiales que puedan contaminar sus aguas, impermeabilizando sus paredes hasta y na profundidad mínima de tres metros y la extraoción de agua se deberá efectuar por medio de una bomba, evitando el uso de utensilios y cables que tengan contacto entre el hombre y el agua.

Este tipo de construcción es uno de los más practicados aún en en la actualidad en todo el territorio nacional.

B I B L I O G R A F I A

- HIDROLOGIA PARA INGENIEROS.- LINSLEY-KOHLER-PAULHUS.
GROUND WATER HYDROLOGY.- DAVID K. TOOD.
HIDROLOGIA.- DR. ROLANDO ESPRINGAL G.
MAQUINAS HIDRAULICAS.- ING. JESE L. DE PARRIS.
ABASTECIMIENTO DE AGUAS Y REMOCION DE AGUAS RESIDUALES I Y II.-
G. MASKEW PAIR-J. C. GEYER-D. A. OKUN.
OBRAS DE CAPTACION EN CURSOS SUPERFICIALES DE AGUA PARA GASTOS
MODERADOS.- NICOLAS NYERGES V.
APUNTES DE LA DIVISION DE EDUCACION CONTINUA DE LA P.I. (UNAM):
HIDRAULICA Y DISEÑO DE POZOS (1986).- ING. RUBEN CHAVEZ G.
HIDROLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA (1986).- VARIOS TEMAS:
INTRODUCCION Y TECNICAS ESTADISTICAS.- DR. J. A. REYNAL V.
RELACION LLUVIA-ESCURRIMIENTO.- MS. EN I. RAMON DOMINGUEZ Y
OSCAR FUENTES M.
TRANSITO DE AVENIDAS.- DR. ROLANDO ESPRINGAL G.
PROYECTOS DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA (1986) VARIOS TEMAS:
PLANEACION DE SISTEMAS HIDRAULICOS.- M. EN I. CESAR HERRERA T.
CRITERIO DE CALIDAD DE AGUA.- ING. I. CASTILLO ESCALANTE.
HIDRAULICA SUBTERRANEA Y DE POZOS.- ING. R. RODRIGUEZ HERRERA.
EQUIPOS DE BOMBEO.- ING. LUIS MATUS ZARATE.
HIDRAULICA DE CONDUCTOS.- M. EN I. FRANCISCO ECHEVARRIA A.
ESTACIONES DE BOMBEO.- ING. LUIS NAVA VELASQUEZ.
LINEAS DE CONDUCCION.- ING. LAURO REYNOSO T.
REDES DE DISTRIBUCION.- INGS. LAURO REYNOSO T. Y P. J. RODRIGUEZ A