



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

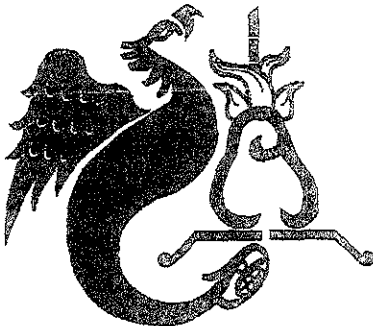
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES CAMPUS ACATLÁN

FUNDAMENTOS DE
GEOHIDROLOGÍA

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
EDGAR FUENTES REYES

A S E S O R:

ING. JORGE ESTEBAN ATHALA MOLANO



NAUCALPAN



MAYO DEL 2000



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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 esta 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. EDGAR FUENTES REYES.

ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.

PRESENTE.

En atención a su solicitud presentada con fecha de 5 de octubre de 1998, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"FUNDAMENTOS DE GEOHIDROLOGÍA".

INTRODUCCIÓN

1. ANTECEDENTES .
2. ALMACENAMIENTO Y FLUJO DEL AGUA SUBTERRÁNEA.
3. PROSPECCIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA.
4. HIDROGEOLOGÍA.
5. HIDROGEOQUÍMICA.
6. CUANTIFICACIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA.
7. HIDRÁULICA DE POZOS

CONCLUSIONES.

Asimismo fue designado como asesor de tesis el ING. JORGE ESTEBAN ATHALA MOLANO, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta. Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE.

" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "

Acatlán Edo. de México a 16 de mayo del 2000.

Jefe del Programa

ing. Enrique del Castillo Fragoso



ENEP-ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERÍA

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.	1
CAPÍTULO I. ANTECEDENTES.	2
I.1.- Aspecto histórico. Definición.	2
I.2.- Ciencias auxiliares.	8
I.3.- Estudios geohidrológicos.	10
CAPÍTULO II. ALMACENAMIENTO Y FLUJO DEL AGUA SUBTERRÁNEA.	14
II.1.- Conceptos básicos.	14
II.1.1.- Tipos de formaciones geológicas según su productividad de agua subterránea.	14
II.1.2.- Tipos de acuíferos con respecto a su confinamiento y presión del agua subterránea.	15
II.1.3.- Propiedades de los materiales que relacionan los poros con el contenido de agua.	17
II.2.- Ley de Darcy.	22
II.2.1.- Conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad (K).	25
II.2.2.- Homogeneidad e isotropía.	27
II.2.3.- Métodos para medir la conductividad hidráulica del suelo.	31
II.2.4.- Método de los tres pozos de observación para calcular la dirección del agua subterránea.	36
II.2.5.- Trazo de la red de flujo. Cálculo del gasto.	39
II.3.- Transmisividad y coeficiente de almacenamiento.	42
II.3.1.- Función transmisora de un acuífero. Transmisividad.	42
II.3.2.- Función almacenadora de un acuífero.	44
CAPÍTULO III. PROSPECCIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA.	48
III.1.- Reconocimientos geológicos superficiales.	48
III.2.- Reconocimientos hidrológicos.	50
III.3.- Métodos geofísicos.	51
III.3.1.- Método de resistividad eléctrica.	51
III.3.2.- Método de refracción sísmica.	60
III.4.- Métodos de perforación.	66
III.4.1.- Método de percusión o pulseta.	67
III.4.2.- Método rotatorio.	69
III.4.3.- Ademe.	72

III.4.3.1.- Ademe ciego.	72
III.4.3.2.- Ademe ranurado.	74
III.4.4.- Cementación del pozo.	76
III.4.5.- Filtro de grava.	76
III.4.6.- Desarrollo y estimulación del pozo	76
CAPÍTULO IV. HIDROGEOLOGÍA.	78
IV.1.- Hidroestratigrafía.	79
IV.2.- El subsuelo como un modelo hidrogeológico.	80
IV.3.- Rocas como medio de transmisión del agua.	81
IV.4.- Clasificación de acuíferos.	91
IV.5.- Aspectos estructurales en la circulación del agua subterránea.	93
CAPÍTULO V. HIDROGEOQUÍMICA.	98
V.1.- Generalidades.	99
V.2.- Procesos hidrogeoquímicos.	100
V.3.- Muestreo.	103
V.4.- Iones analizados.	106
V.5.- Presentación de los análisis químicos.	106
V.6.- Conductividad hidráulica.	111
V.7.- Otras características.	112
V.7.1.- Aplicación de trazadores o indicadores para determinar la dirección y la velocidad de las aguas subterráneas.	112
V.7.2.- Características de los iones y salinidad del agua.	115
V.8.- Métodos de interpretación.	119
V.9.- Intrusión salina.	125
CAPÍTULO VI. CUANTIFICACIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA.	128
VI.1.- Hidrología de superficie.	128
VI.1.1.- Capacidad de infiltración y factores que la controlan.	133
VI.1.2.- Reservas y recursos de aguas subterráneas.	136
VI.1.3.- Hidrogramas y su análisis.	138
VI.1.4.- Características de las curvas de recesión o decaimiento.	140
VI.2.- Balance del agua subterránea.	142
CAPÍTULO VII. HIDRÁULICA DE POZOS.	148
VII.1.- Clasificación de pozos.	151

VII.2.- Teoría del flujo radial permanente en pozos.	152
VII.3.- Teoría del flujo radial transitorio en pozos.	156
VII.4.- Interferencia de pozos.	167
VII.4.1.- Método de la superposición.	168
VII.4.2.- Método de las imágenes.	169
VII.5.- Pruebas de bombeo.	175
VII.5.1.- Pruebas escalonadas.	179
VII.5.2.- Interpretación.	183
VII.6.- Capacidad específica.	184
VII.7.- Eficiencia de un pozo.	185
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	187
BIBLIOGRAFÍA.	188

INTRODUCCIÓN.

El uso del agua subterránea en México ha tenido un desarrollo acelerado, ya que cumple casi siempre con las normas de calidad para cualquier uso y además el avance técnico de perforación de pozos profundos ha facilitado su explotación. Este acelerado desarrollo sin estudios ni planeación, ha creado contrastes muy grandes en el aprovechamiento del agua subterránea en la República Mexicana; en algunas regiones donde existía una gran escasez, producida por el aumento en la demanda, debido al crecimiento de actividades económicas y la falta de fuentes de agua superficiales, los acuíferos han sido sobreexplotados, algunos generando consecuencias graves como el deterioro de la calidad del agua, el hundimiento del suelo, el incremento en los costos de perforación y de bombeo, entre otros; en otras regiones, en cambio, existe una potencialidad aún no explotada que podría propiciar el desarrollo económico.

El conocimiento de la potencialidad de un acuífero se obtiene por medio de la evaluación, de sus características geológicas, hidráulicas e hidrológicas y, en función de ellas, de su comportamiento ante cualquier tipo de acción externa a que este sujeto. Esta evaluación es lo que se llama estudio geohidrológico de un acuífero.

En este trabajo se describen los principios básicos que rigen el movimiento y almacenamiento de las aguas subterráneas determinando la cantidad, calidad y su distribución para su mejor aprovechamiento.

En el primer capítulo se da a conocer los antecedentes y la formación de la geohidrología para su aplicación en problemas hidráulicos.

En el segundo capítulo se analizan las propiedades hidráulicas y mecánicas del suelo que almacena y permite el flujo del agua subterránea.

En el tercer capítulo se localizan los sitios en que se encuentra el agua subterránea, usando métodos directos e indirectos de exploración.

En el cuarto capítulo se relaciona la información geológica con la ocurrencia del agua subterránea.

En el quinto capítulo se interpretan los resultados del análisis químico del agua subterránea con respecto a su edad, calidad, formación de la roca que atraviesa, dirección del flujo e intrusión salina.

En el sexto capítulo se obtiene la cantidad de agua subterránea aprovechable, usando la ecuación de balance.

En el séptimo capítulo se analizan las teorías del flujo hacia los pozos de explotación del agua subterránea.

I.- ANTECEDENTES.

I.1 Aspecto histórico. Definición.

Aspecto histórico.

Muchos siglos requirió para establecerse el concepto de ciclo hidrológico. A continuación se mencionan algunas de las aportaciones históricas que guardan mayor relación con distintos conceptos que se presentan en los capítulos subsecuentes de este trabajo.

Homero en el libro 21 de la Iliada escrito alrededor del año 1000 antes de Cristo mencionó el origen del agua subterránea de la siguiente manera:

“ Con Zeus ni la pelea del poderoso Río Achelous ni la poderosa resistencia del Océano que fluye desde lo profundo del cual fluyen todos los ríos y todos los mares y todos los pozos profundos “

Herodoto (484 – 425 a. C.) razonaba “ el sol atrae el agua, después de la atracción viene la repulsión hacia zonas más elevadas, donde los vientos la sostienen, dispersan y convierten en vapor “. Antes de que el sol retorne a su posición de verano “ los otros ríos corren en grande, con la cantidad de lluvia que ellos traen de los campos, donde hay tal precipitación que socava la tierra, pero en verano cuando faltan los aguaceros y el sol atrae su agua, ellos aminoran “.

Anaxágoras (500 – 428 a. C.) reconoció la importancia de la evapotranspiración y la lluvia como fuente de alimentación de los ríos, pero pensó en términos de grandes depósitos. También reconoció la recarga y alimentación subterránea aún cuando entendió de forma incorrecta la naturaleza de ese almacenamiento.

Platón alrededor del 350 a. C. escribió respecto a los segmentos del ciclo: lluvia-escurrecimiento; infiltración del agua superficial y almacenamiento subterráneo e hizo proposiciones correctas respecto a los orígenes de manantiales y arroyos.

Aristóteles (384 – 322 a. C.) reconoció la trayectoria cíclica del agua entre tierra y atmósfera, evaporación y condensación y su importancia en la precipitación y que parte de la lluvia es drenada por los ríos y otra se infiltra para reaparecer en manantiales.

Vitruvio que vivió en tiempo de Cristo, estableció clara y correctamente la importancia de la evaporación, precipitación e infiltración en el origen del agua subterránea.

Leonardo da Vinci identificó los sistemas subterráneos artesianos.

Darcy (1856) realizó trabajo experimental sobre flujo de agua en arenas, derivando la ley que lleva su nombre, que expresa la relación entre la velocidad de percolación, permeabilidad de los manantiales que ceden agua y el gradiente hidráulico. Esta ley ha sido muy utilizada en la cuantificación del agua subterránea.

Dupuit (1863) primer científico que desarrolló la fórmula de flujo establecido en un pozo.

Forcheimer (1886) introdujo los conceptos de configuración y construcción de redes de flujo, el método de las imágenes y la teoría de funciones de variable compleja. Fue el primero en resolver problemas de flujo de agua subterránea en formaciones productoras semi-infinitas con la frontera de un arroyo perenne y el problema de un pozo que descarga de una formación con recarga uniforme.

Badon Glyben (1889) estableció las leyes de equilibrio entre el agua de mar y el agua dulce.

Mendenahll (1905), *Piper* (1939), *Houk* (1921) y *Meinzer* (1928) analizaron hidrogramas de escurrimiento superficial para determinar la recarga del almacenamiento de agua subterránea y la descarga de ésta en arroyos.

G. Thiem (1906) desarrolló un método de campo para determinar la permeabilidad de formaciones productoras y el caudal, mediante el bombeo en un pozo y el abatimiento resultante en un pozo de observación.

Meinzer (1923) realizó la evaluación de estudios recientes, en el marco de los principios y la metodología para investigaciones de la ocurrencia y distribución del agua subterránea. Proveyó del primer manual a los geohidrólogos.

Theis (1935), una de las más importantes aportaciones en la evaluación de los recursos de aguas subterráneas fue la ecuación para flujo no establecido hacia un pozo.

Muskat (1935), *Babbitt y Cadwell* (1948), *Wyckoff et.al.* (1933) y *Zanger* (1935), desarrollaron modelos con la analogía eléctrica para la solución de trayectorias de flujo complicadas.

Kano (1939), *Jacob* (1947), *Rorabaught* (1953) y *Engelud* (1953) describieron métodos para determinar las pérdidas de carga por entrada a un pozo de bombeo.

Hubbert (1940) derivó de las ecuaciones de Navier-Stokes, la ley de Darcy e introdujo el concepto de fuerza potencial de su derivación matemática.

Jacob (1940) aclaró cualitativamente el concepto de coeficiente de almacenamiento al aplicarse a formaciones elásticas artesianas.

Guyton (1941) demostró que los abatimientos calculados con la fórmula de Theis concuerdan con las observaciones de campo.

Wenzel y Greenlee (1943), *Cooper y Jacob* (1946) métodos para analizar la interferencia ocasionada por la operación de varios pozos.

Jacob (1946) solución al estado transitorio de un pozo en un sistema confinado artesiano.

Henry (1959), *Bear y Dagan* (1963) derivaron ecuaciones referentes a la intrusión salina en acuíferos de agua dulce.

Walton y Neill (1961) analizaron problemas de agua subterránea con computadora digital.

Patten y Bennet (1963) resumieron las aplicaciones de los registros eléctricos y radioactivos en pozos.

Sniegocki (1963) resumió los problemas de la recarga artificial por medio de pozos.

Walton y Neill (1963) analizaron datos de capacidad específica para determinar las propiedades hidráulicas de las formaciones.

Boulton (1963) concibió un método para análisis de pruebas de bombeo para condición freática.

Hantush (1964) aportó soluciones a muchos problemas de hidráulica de pozos.

Walton (1967) analizó con computadora analógica (analogía eléctrica) la recarga inducida por infiltración del lecho de un río para distintos niveles piezométricos y condiciones del río.

En años recientes se han enfocado aspectos como la aplicación en un sentido más amplio de la ley de Darcy, solución de problemas regionales, otras formas de flujo subterráneo. En la década de los 60's se estudiaron los sistemas de flujo hidrodinámico. En la geofísica se tuvo un suplemento a los métodos eléctricos-sísmicos con los magnéticos, los de gravedad, rayos gamma, neutrones. Los modelos matemáticos para computadora digital y los analógicos para análisis de sistemas de agua subterránea han obligado a realizar estudios de campo para relacionar la geología con la distribución y magnitud de la permeabilidad.

Recibieron atención en 1968 temas como: efectos de la urbanización, intrusión salina, corrosión de ademes, recarga artificial.

Los ingenieros Carlos Cruickshank Villanueva y Rubén Chávez Guillén de la Dirección de Aguas Subterráneas de la antigua Secretaría de Recursos Hidráulicos desarrollaron a finales de los 60's el modelo matemático DAS que se aplicó a los acuíferos de distintas zonas de estudio de la República Mexicana. El Ing. Cruickshank escribió sobre el método para relacionar la lluvia al escurrimiento de una cuenca y la forma de incluir el efecto de la explotación de aguas subterráneas.

Geohidrología o hidrología subterránea.

Es la rama de la hidrología que trata del agua subterránea, su yacimiento y movimiento, sus recargas y descargas; de las propiedades de las rocas que influyen en su ocurrencia y almacenamiento, así como de los métodos empleados para la investigación, utilización y conservación de la misma.

Agua subterránea.

Conviene separar el agua del subsuelo en dos zonas por tener diferente comportamiento y pertenecer a diferentes áreas de interés; estas zonas son la de aeración y la saturada. La primera va desde el nivel de la superficie del terreno hasta la superficie freática, que es aquella donde las partículas de agua tienen la presión atmosférica. En la zona de aeración actúan fuerzas capilares que disminuyen la presión del agua. La zona saturada está bajo el nivel freático con presiones mayores que la atmosférica. Esta zona es la de mayor interés en geohidrología y a la que se refiere en su mayor parte este trabajo. En la figura I.1 se muestra la división del agua del subsuelo.

Existen tres tipos de agua (humedad) en el suelo asociadas a la zona de aeración:

Agua higroscópica.

Es aquella que se encuentra adherida a la superficie de las partículas del suelo como una película delgada de humedad. Esta humedad no la pueden aprovechar las plantas. Se encuentra a una tensión mayor de 31 atm. Mediante una muestra de suelo se puede determinar en base a la pérdida de humedad por desecación a los 110 °C.

Agua capilar.

Es aquella como su nombre lo indica, se encuentra suspendida por las fuerzas capilares o de tensión superficial (de 1/3 a 31 atm). Estas fuerzas causan, como en el caso de un tubo capilar (menor que el grueso de un cabello), que el agua se eleve por encima del nivel del agua contenida en un recipiente. Mientras más estrechos sean los poros del suelo, más se elevara el agua. Las plantas reciben el agua y la mayoría de los nutrientes de esta capa.

Agua gravitacional.

Es aquella agua en exceso, que después de haberse satisfecho el suelo (capacidad de campo), drena o se mueve hacia las profundidades por efecto de las fuerzas de gravedad y llega a incorporarse a la zona de saturación.

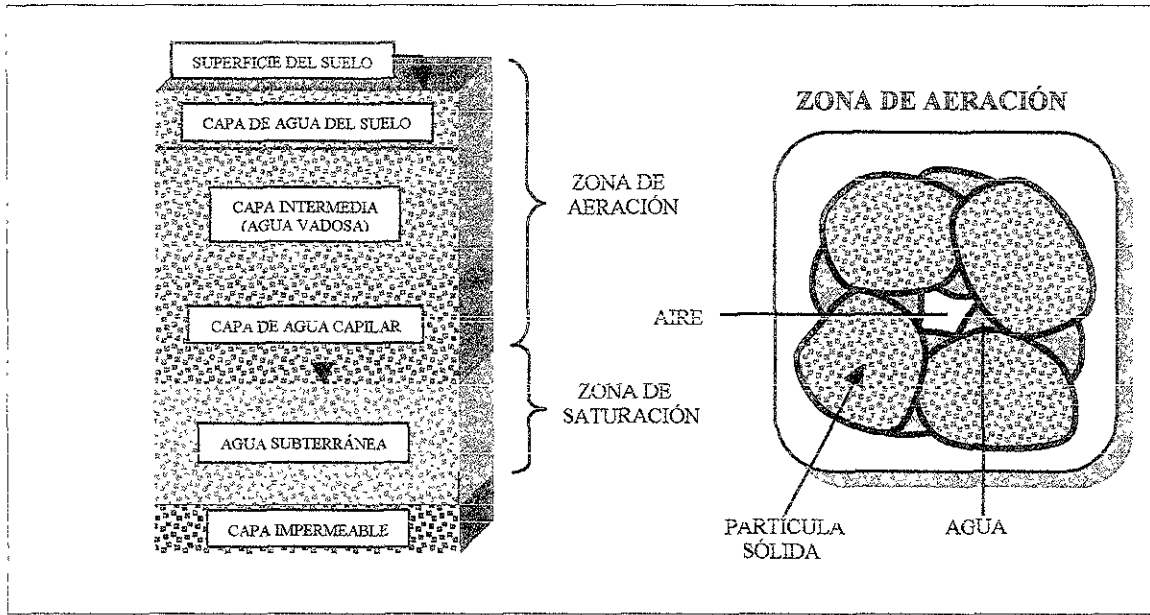


Figura I.1. División del agua del subsuelo (D.K. Todd).

En la figura I.2 se muestran las formaciones permeables saturadas (acuíferos) y lechos confinantes que sostienen un sistema de aguas subterráneas. Hidráulicamente, este sistema funciona en dos sentidos: almacena agua en su extensión porosa (reserva) y transmite agua de las áreas de recarga a las áreas de descarga (conducto).

Con excepción de calizas cavernosas, flujos de lava y gravas gruesas, los sistemas de agua subterránea son más efectivos como reservas que como conductos.

El agua entra a los sistemas de agua subterránea en las áreas de recarga y se mueve a través de él por los gradientes hidráulicos y las conductividades hidráulicas hacia las áreas de descarga.

Importancia del estudio de las aguas subterráneas.

Se ha estimado que más del 90% del agua dulce existente en la tierra y aprovechable se encuentra bajo la superficie del suelo.

Otra estimación indica que el volumen de agua almacenado en el subsuelo de nuestro planeta es unas 20 veces mayor que el de agua dulce superficial, gran parte del planeta esta ocupado por zonas desérticas donde el único recurso hidráulico disponible se encuentra en el subsuelo.

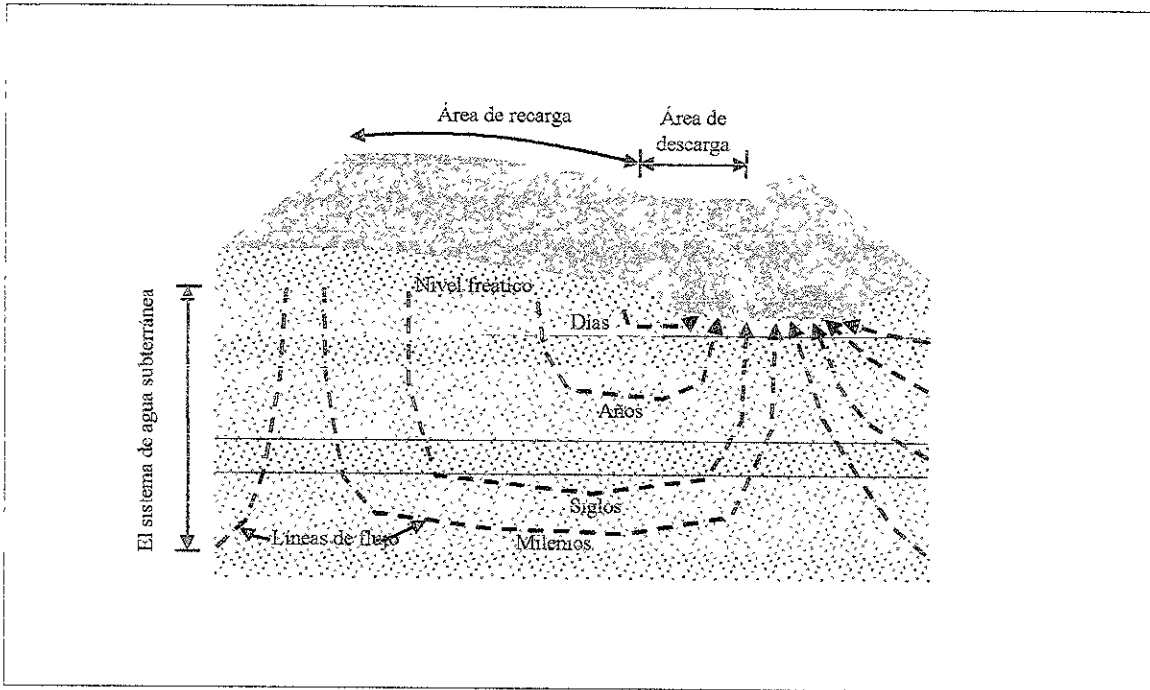


Figura I.2. El sistema de agua subterránea (W.A. Pettyjohn).

Ventajas de las aguas subterráneas sobre las aguas superficiales.

- a) *Menores pérdidas por evaporación.*- Los depósitos de aguas subterráneas sólo pierden cantidades importantes de agua por evapotranspiración cuando los niveles freáticos se encuentran cercanos a la superficie del terreno, en comparación con las aguas superficiales que por estar expuestas a la intemperie, fácilmente pierden cantidades significativas de agua por evaporación.
- b) *Menor exposición a la contaminación.*- Las aguas superficiales son fácilmente vulnerables a la contaminación por el hombre o fenómenos naturales, en comparación a las aguas subterráneas, ya que estas últimas se encuentran en materiales granulares que funcionan como un gran filtro que retiene los contaminantes, especialmente los biológicos (bacterias y virus) y algunos de origen químico. Una contaminación, por ejemplo, de origen químico se desplazará lentamente en un sitio de agua subterránea por las bajas velocidades que circulan a través de los poros, en comparación con la propagación rápida de la contaminación en una agua superficial pudiendo ocasionar un daño de mayor magnitud.

- c) *Disponibilidad menos afectada por las variaciones climáticas.*- Los depósitos de aguas subterráneas, en general, son menos afectados en su almacenamiento por las variaciones de la precipitación pluvial, esto se debe a la existencia de una reserva almacenada durante siglos que es mucho mayor que la recarga anual. Con esto se permite una explotación subterránea más flexible del recurso.
- d) *Distribución más amplia en el área.*- El agua superficial requiere de obras de almacenamiento y conducción para su aprovechamiento. En cambio las aguas subterráneas ya contienen su propio vaso de almacenamiento natural que funciona al mismo tiempo como un conducto, pudiendo encontrarse debajo del sitio (en el subsuelo) en donde se utilizará el agua.
- e) *No hay pérdida de la capacidad de almacenamiento.*- Los vasos de almacenamiento de las aguas superficiales pierden gradualmente su capacidad de almacenamiento al ser azolvado por los sedimentos que transportan las corrientes, hasta quedar inutilizadas. En los vasos subterráneos, su capacidad de almacenamiento no es afectada significativamente en la gran mayoría de los casos.
- f) *Temperatura del agua constante.*- La temperatura del agua superficial varía en el transcurso de las épocas del año, debido a estar expuesta a los cambios atmosféricos. En cambio en el agua subterránea la temperatura es casi constante en todo el año, debido a que el subsuelo funciona como un regulador térmico.

La principal desventaja del agua subterránea es el no ser visible, y esto dificulta seriamente su estudio, su cuantificación, su explotación racional y su manejo.

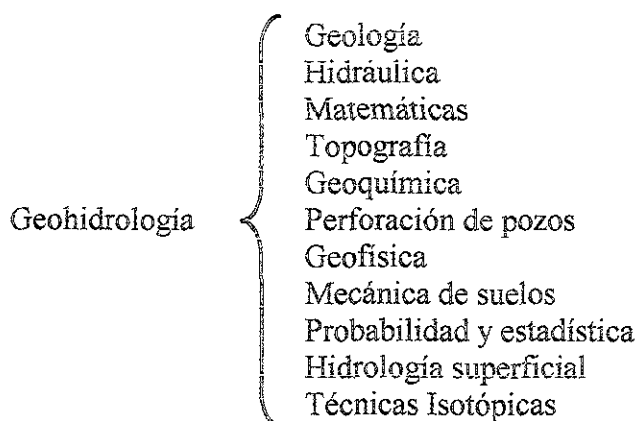
Esto se puede entender por lo difícil que resulta el contestar a las siguientes interrogantes, porque solo podemos “ver” a las aguas subterráneas a través de pozos.

- a) ¿Cuál es la geometría del manto subterráneo?
- b) ¿A qué profundidad se encuentra el agua subterránea?
- c) ¿Qué alimentación recibe el manto subterráneo y cuál es su volumen almacenado?
- d) ¿Cuál es la distribución de la calidad del agua?
- e) ¿Qué volumen de agua podemos extraer en forma permanente sin inducir efectos perjudiciales?

Los estudios geohidrológicos, en cuya realización intervienen diversas disciplinas (ciencias auxiliares) en forma complementaria, tienen por objeto el esclarecimiento de estas cuestiones.

I.2 Ciencias auxiliares.

Las ciencias auxiliares de la geohidrología son:



Geología: Es necesaria para conocer el marco en el que se produce la circulación y almacenamiento del agua subterránea. Se realiza Geología superficial y subterránea. Se ubican y clasifican las formaciones con el auxilio de la petrografía, estratigrafía y geomorfología. Se estudian los procesos tectónicos y se relaciona todo lo anterior con propiedades de la rocas como su permeabilidad y capacidad de almacenamiento.

Geofísica: Proporciona métodos indirectos que permiten identificar las formaciones geológicas por algunas de sus características como: transmisoras de perturbaciones, propiedades eléctricas, gravimétricas, magnéticas, radioactivas. Las mediciones que se efectúan desde la superficie, requieren del apoyo utilizando exploraciones directas, en las que se apoya la interpretación y las inferencias.

Hidráulica: El principio de continuidad es punto de partida al plantear la ecuación fundamental de conservación de la masa para el flujo a través de un medio poroso. Los métodos de aforo de corrientes tienen gran aplicación para medir caudales y volúmenes de agua subterránea que extraen pozos o descargan manantiales.

La ecuación general de la energía y la teoría de la fricción, intervienen en el cálculo de pérdidas de carga en los pozos, concepto que además de intervenir en el diseño de éstos, sumado al de pérdida en el acuífero, da la pérdida total que se mide en los pozos de bombeo.

Mecánica de suelos: El conocimiento de la constitución y comportamiento de los suelos y su relación con el agua resulta indispensable. Porosidad, grado de saturación, rendimiento específico, presión de poro, presión intergranular, son conceptos básicos. La clasificación de las rocas, la granulometría en la formación de filtros para pozos, son también utilizados. El comportamiento de las arcillas, en el fenómeno de consolidación al bombear de una formación que tenga contacto con arcillas puede ser de gran interés.

Matemáticas: Las ecuaciones del movimiento del agua en medios porosos, los métodos que se apoyan en hidrogramas de escurrimiento, la hidráulica de pozos, los modelos, requieren de algunos tipos de ecuaciones diferenciales y desarrollos en serie.

Probabilidad y Estadística: El manejo de datos tanto de hidrología superficial como subterránea se realiza aplicando las técnicas que proporcionan estas herramientas. Mientras mayor sea el número de datos tomados con veracidad y más amplio sea el periodo que cubran mejores serán las conclusiones de los estudios.

Topografía: La localización adecuada de aprovechamientos hidráulicos superficiales y subterráneos es el punto de partida en todo estudio regional. Su nivelación con respecto a un plano de referencia, generalmente el nivel medio del mar, es indispensable para configurar niveles estáticos y determinar el flujo del agua subterránea.

Hidrología Superficial: El régimen de lluvias, de escurrimientos, la temperatura y evaporación constituyen información que en forma indirecta interviene en la cuantificación de los recursos de agua subterránea.

Geoquímica: El procesamiento y la interpretación de los resultados de los análisis fisico-químicos empleando distintas formas de representación y de clasificación, proporciona información valiosa sobre las formaciones en las que ha circulado el agua, permitiendo distinguir aguas que procedan de fuentes diferentes y las direcciones probables del flujo subterráneo.

Perforación de pozos: Obras que se realizan con mucha frecuencia y que si se tiene el cuidado de tomar los registros y datos oportunamente además de contribuir a un buen diseño para la terminación de los pozos, permite efectuar las pruebas que dan información muy útil en estudios regionales del agua subterránea.

Técnicas Isotópicas: De reciente desarrollo y en sus primeras aplicaciones tentativas en México con el fin de efectuar estudios del flujo del agua en formaciones geológicas constituidas por rocas fracturadas intercomunicadas o con cavernas de disolución.

I.3 Estudios geohidrológicos.

Al iniciar un estudio geohidrológico, como en cualquier estudio, se debe definir su alcance. Es claro que el objeto final de una serie de estudios sobre un acuífero es llegar a conocerlo de tal manera que puedan predecirse los efectos de cualquier tipo de manejo que para él se proponga, e incluso, tener definido en todo tiempo la mejor política de explotación. Sin embargo, llegar a tales objetivos tomará en general varios años y convendrá separar el estudio en varias etapas con objetivos parciales. Al definir éstos deberá aclararse con qué recursos

económicos, de personal y en que tiempo se planea lograrlos, o sea, hacer el programa del estudio.

El tipo de estudio y los métodos que se emplean varían con los objetivos que se persiguen y el estado de explotación del acuífero en el momento de iniciar el estudio; de hecho, en hidrología subterránea, a diferencia de otros campos, las fases de estudio y explotación del acuífero deben traslaparse ya que, por una parte, no se llegan a conocer adecuadamente ciertas características del medio hasta que no se observa su respuesta a la explotación durante varios años, para lo cual pueden servir los pozos ya existentes, y por otra, dado el costo de las perforaciones, aquéllas que se hacen para exploración conviene luego emplearlas para el aprovechamiento del agua subterránea.

No obstante lo aclarado arriba, es posible clasificar los estudios de acuerdo con su objetivo, aunque la metodología tenga variantes en las actividades dependiendo de las condiciones de explotación del acuífero.

Existen varias propuestas de clasificación en la literatura internacional y nacional, casi todas formadas por tres niveles y con poca variación entre ellas. La nomenclatura para los tres niveles es:

- I. Estudios preliminares o de reconocimiento.
- II. Estudios de cuantificación.
- III. Estudios de detalle.

Los objetivos buscados en cada caso se describen a continuación.

Estudios preliminares o de reconocimiento.

Tienen como objetivo la localización de los acuíferos, con una primera estimación de sus dimensiones, sus zonas de recarga y descarga y de sus parámetros hidrológicos (permeabilidad y coeficiente de almacenamiento). La geología regional afinada con ayuda de la fotointerpretación geológica con criterio geohidrológico son las principales disciplinas de ayuda en este tipo de estudios.

Dependiendo de los objetivos adicionales fijados a los estudios y de la información disponible, suelen ir acompañados de una descripción más o menos detallada del medio físico, económico y social, con énfasis especial en lo que se refiere a disponibilidad, calidad, infraestructura de aprovechamiento (presas, pozos) y demanda de agua para diversos usos.

Estudios de cuantificación.

Tienen como objetivo cuantificar los términos del balance de aguas subterráneas en el acuífero y lograr un conocimiento detallado de sus fronteras y de la calidad de su agua.

Para lograrlo, estos estudios deben basarse en:

- a) Estudios geofísicos de sondeos geoelectrónicos y/o geosísmicos, según se juzgue conveniente, con interpretación basada en perforaciones de exploración.
- b) Mapas de curvas equipiezométricas y curvas de profundidad al nivel freático, que requieren de la nivelación de los brocales de los pozos de observación, para varias fechas durante al menos un año.
- c) Aforos de las corrientes superficiales con alguna interacción con el acuífero.
- d) Estimación de la extracción por bombeo del acuífero con su distribución espacial (por pozos) y para los períodos entre observaciones piezométricas (entre las fechas de los mapas de curvas equipiezométricas).
- e) Datos de transmisividad del acuífero obtenidos con pruebas de bombeo, en especial cerca de sus fronteras.
- f) Estudio hidrogeoquímico del agua del acuífero (muestreo y análisis).

Con la información anterior preparada, deberá obtenerse una cuantificación de los términos del balance de agua subterránea del área o del acuífero estudiado para el período con información, en intervalos máximos de un año y una evaluación de la calidad del agua subterránea y de sus usos potenciales.

Este tipo de estudios debe terminar con un diagnóstico sobre la situación del acuífero, recomendaciones generales sobre la forma de explotarlo (separación de pozos, tiempos y volúmenes de bombeo, etc.) para satisfacer demandas específicas y un plan de mediciones periódicas y de continuación del estudio.

Estudios de detalle.

Las bases para este tipo de estudio deben ser:

- a) El reconocimiento profundizado de las características físicas del acuífero y de sus fronteras por medio de la revisión y ampliación de las exploraciones con perforación y geofísica en la zona.

- b) El conocimiento detallado de las características hidráulicas del acuífero; almacenamiento, transmisividad y su conexión con estratos adyacentes, que se logra con la realización e interpretación de pruebas de bombeo de larga duración (96 horas como mínimo) y del análisis del comportamiento histórico del acuífero.
- c) La recopilación y análisis del comportamiento histórico de niveles piezométricos y de la calidad del agua de los pozos en el acuífero, análisis que debe relacionarse con la historia de volúmenes de bombeo, con los escurrimientos superficiales y/o lluvias cuando hay conexión con la superficie y con los niveles piezométricos y características de estratos adyacentes cuando el acuífero estudiado tiene intercambio de agua con ellos. Este tipo de análisis requiere de una información lo más completa posible de varios años y debe hacerse con balances de agua subterránea en intervalos de tiempo convenientemente escogidos para obtener la mayor cantidad de resultados (términos no conocidos del balance).

Con el reconocimiento que se obtenga de los estudios arriba descritos, será sencillo formular y calibrar un modelo matemático de simulación del comportamiento del acuífero. Obtener esto, o al menos sentar las bases para hacerlo, debe ser un objetivo de los estudios de detalle.

El modelo de simulación es la herramienta que permite hacer previsiones de la evolución de las condiciones del acuífero, en forma sistemática y con el menor esfuerzo, para diversas políticas de explotación, o determinar el efecto diferencial de una medida particular (comparación de alternativas), como puede ser la perforación y el bombeo de pozos para el abastecimiento de agua a una planta de generación de electricidad. Un modelo de simulación, normalmente hace cálculo de la evolución de flujos y de cargas piezométricas en el acuífero como consecuencia de la sollicitación a la que se le somete por medio del bombeo; si se considera necesario, deberá incluir el cálculo de efectos secundarios del bombeo como son la degradación de la calidad del agua por contaminación físicoquímica o bacteriana y de la inducción de asentamientos del terreno.

CAPÍTULO II
“ALMACENAMIENTO Y FLUJO DEL
AGUA SUBTERRÁNEA”

II.- ALMACENAMIENTO Y FLUJO DEL AGUA SUBTERRÁNEA.

No toda el agua del subsuelo puede ser aprovechada por el hombre. Una considerable proporción de formaciones geológicas puede contener agua en sus poros, sin embargo un número reducido son productoras de agua subterránea y disponibles para satisfacer las necesidades de una comunidad.

II.1 Conceptos básicos.

II.1.1 Tipos de formaciones geológicas según su productividad de agua subterránea.

Acuífero.

Es una formación geológica natural que almacena y transmite agua de buena calidad de tal manera que puede extraerse en cantidad económicamente aprovechable. Ejemplo: Aluviones de material grueso (arena y grava), areniscas poco cementadas, rocas volcánicas vesiculares, calizas cavernosas, etc.

Arenas de 0.1 a 2.0 mm de diámetro, cantos y gravas algo angulosas y de tamaño mayor de 2.0 mm, son buenos acuíferos.

Esto es, se considera acuífero a una arenisca que da unos cuantos litros por segundo en una región desértica y se considera roca impermeable a la misma formación si está en un valle aluvial de gravas y arenas.

Acuífugo.

Es una formación geológica natural que no almacena ni transmite agua. Ejemplo: Rocas volcánicas y metamórficas compactas y no intemperizadas o fracturadas (basaltos, granitos, esquistos, etc.).

Acuícludo.

Es una formación geológica natural que almacena agua pero que no la transmite en cantidades significativas en un balance regional de aguas subterráneas. Ejemplo: Arcillas, lutitas cementadas, pizarras, etc.

Acuitardo.

Es una formación geológica natural que almacena agua y la transmite en cantidades que afectan un balance regional de agua subterránea pero que no se puede aprovechar directamente mediante pozos. Ejemplo: Arenas arcillosas, limos arenosos, arcillas arenosas, etc.

II.1.2 Tipos de acuíferos con respecto a su confinamiento y presión del agua subterránea.

Acuífero libre ó freático.

Es aquel donde el agua subterránea tiene una superficie libre abierta a la atmósfera que se denomina nivel freático. En la figura II.1 observamos la representación de un acuífero libre ó freático.

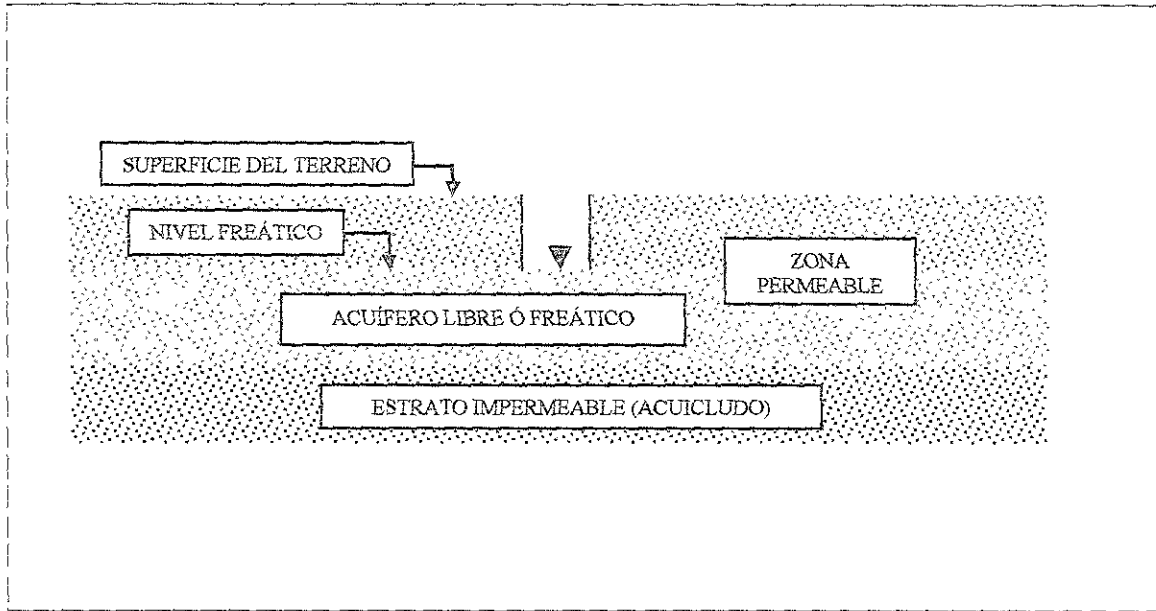


Figura II.1. Acuífero libre ó freático (W.C. Walton).

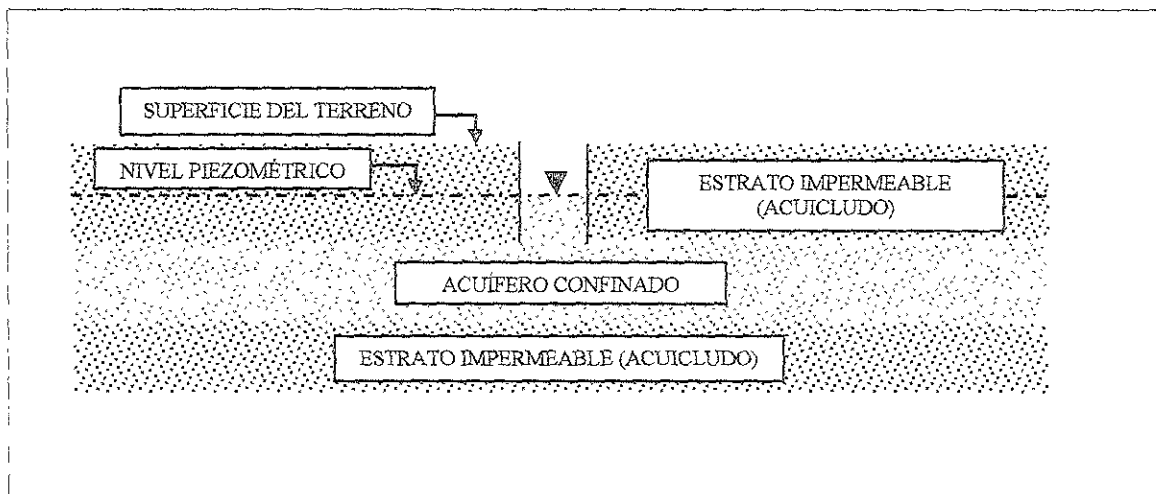


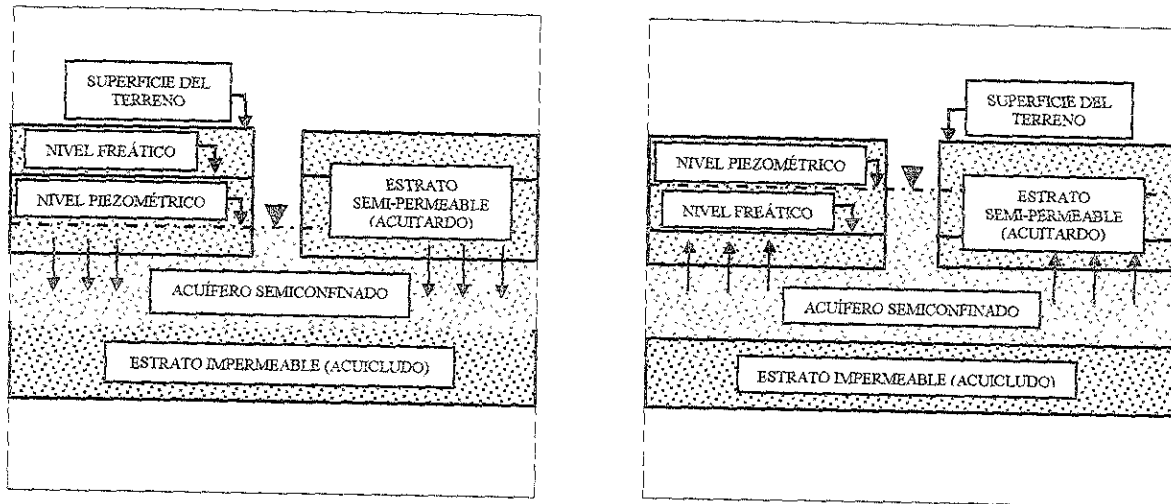
Figura II.2. Acuífero confinado (W.C. Walton).

Acuífero confinado.

Es aquel donde el agua está confinada a una presión mayor que la atmosférica. Esta limitado en su parte superior e inferior por acuicludos. El nivel que indica la presión del agua subterránea en este acuífero recibe el nombre de nivel piezométrico y se ubica sobre el límite superior del acuífero. En la figura II.2 observamos la representación de un acuífero confinado.

Acuífero semiconfinado.

Un acuífero limitado por arriba por una formación poco permeable (acuitardo) y que tiene agua a mayor presión que la atmosférica se le llama acuífero semiconfinado. Si la permeabilidad del material confinante es tan baja que prácticamente no interactúa con el acuífero se dice que éste es confinado.



A) Flujo descendente.

B) Flujo ascendente.

Figura II.3. Acuífero semiconfinado (W.C. Walton).

En pozos que captan acuíferos confinados o semiconfinados, el nivel del agua asciende por arriba de la frontera superior del acuífero. La superficie imaginaria definida por los niveles de agua de pozos que penetren este tipo de acuíferos recibe el nombre de superficie piezométrica; sus variaciones corresponden a cambios en la presión a que está sometida 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 ó brotantes. Los acuíferos confinados o semiconfinados pueden transformarse en libres cuando la superficie piezométrica desciende bajo la frontera superior del acuífero. En la figura II.3 incisos A y B observamos la representación de un acuífero semiconfinado con flujo descendente y flujo ascendente, respectivamente.

II.1.3 Propiedades de los materiales que relacionan los poros con el contenido de agua.

Porosidad (n).

La porosidad de un espécimen de materia que contiene huecos se define como la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total del material. Se determina de la siguiente forma:

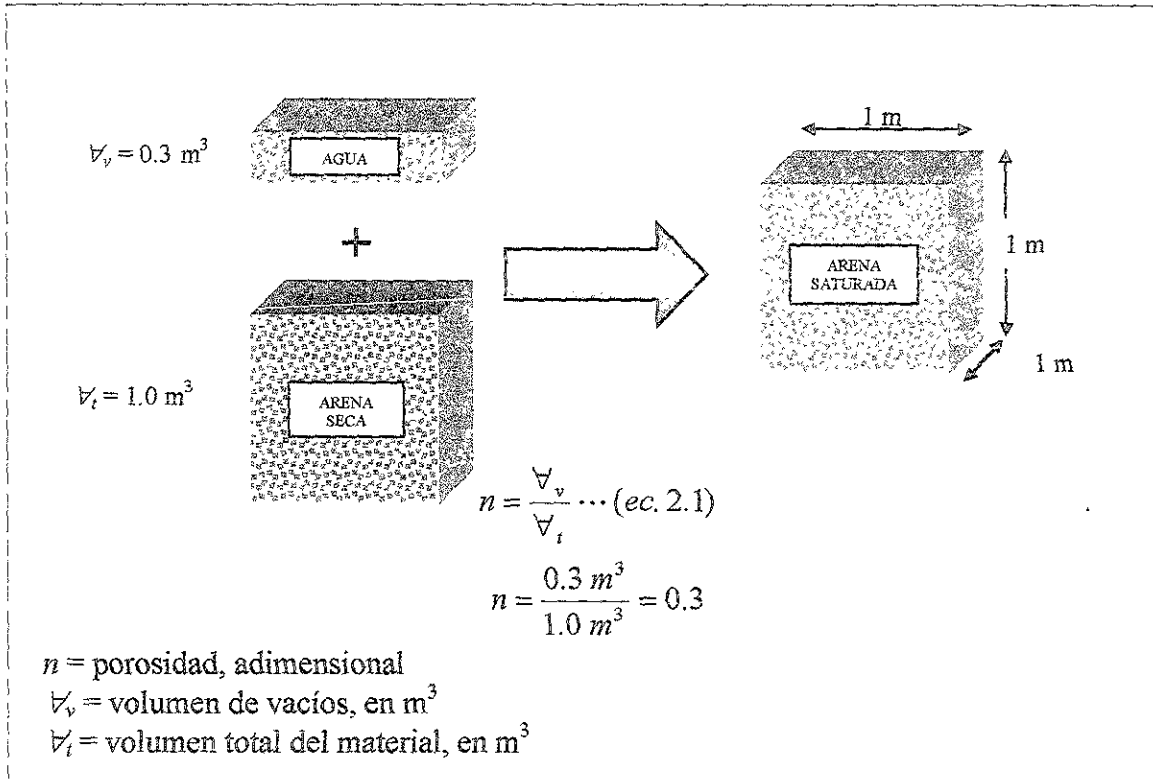


Figura II.4. Concepto físico de la porosidad (W.A. Pettyjohn).

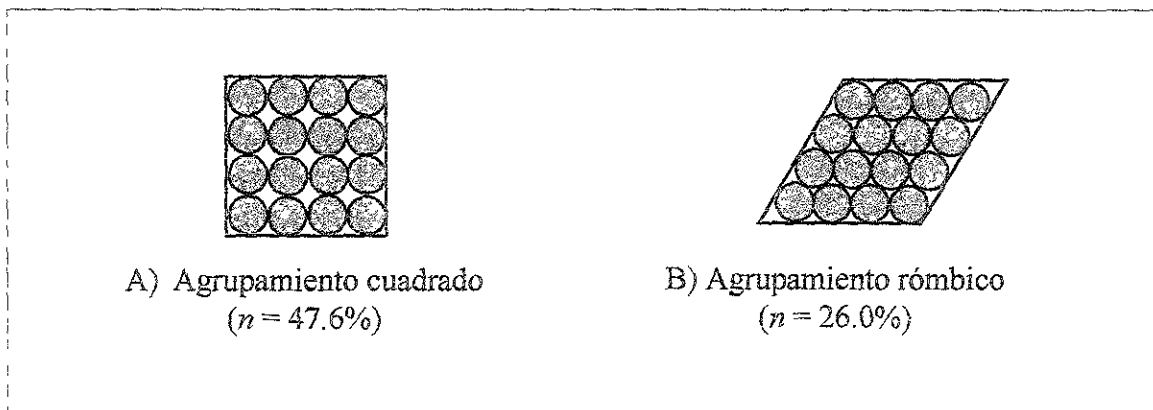


Figura II.5. Arreglo de los granos en agrupamiento cuadrado y rómbico (W.C. Walton).

Una arena uniformemente graduada tiene una porosidad más alta que una menos uniforme (mezcla de materiales finos y gruesos), porque en esta los finos ocupan los vacíos entre los materiales gruesos. El arreglo de los granos o el tipo de agrupamiento también afecta la porosidad, en agrupamientos cuadrados la porosidad es alta, como 48% mientras que en agrupamientos rómbicos esta es baja, como 26%, en la figura II.5 se observa la forma de los granos, en esta se ve que la orientación de estos influye en la porosidad.

Porosidad interconectada ó efectiva (n_e).

En estudios de aguas subterráneas, interesa la *porosidad interconectada ó efectiva*, la cual se refiere a la magnitud del poro, al espacio disponible para la transmisión del fluido. Relaciona el volumen de los poros interconectados (excluyendo los poros completamente aislados) con el volumen total. Se determina de la siguiente forma:

$$n_e = \frac{w_s - w_d}{w_s - w_a} n \dots (ec. 2.2)$$

donde:

w_s = peso de la muestra saturada de agua, en gr

w_d = peso de la muestra después del drenado por gravedad, en gr

w_a = peso de la muestra secada al aire, en gr

En la zona de saturación los vacíos están llenos de agua por lo que la porosidad da una medida de la cantidad de agua almacenada en el material.

Relación de vacíos (e).

Otro concepto relacionado con la porosidad es el *índice ó relación de vacíos* que relaciona el volumen de vacíos con el volumen de sólidos. Se determina de la siguiente forma:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \dots (ec. 2.3)$$

donde:

V_v = volumen de vacíos, en m^3

V_s = volumen de sólidos, en m^3

Se relaciona con la porosidad mediante:

$$e = \frac{n}{1 - n} \dots (ec. 2.4)$$

Grado de saturación (G_w).

Las formaciones geológicas se presentan en condiciones de saturación cuando todos los espacios porosos interconectados están totalmente llenos de agua, y se presentan en condiciones de no saturación cuando parte de los poros contienen agua y parte aire. En problemas de flujo no saturado, el grado de saturación es expresado como el porcentaje de los espacios porosos intercomunicados conteniendo agua. El grado de saturación se determina de la siguiente forma:

$$G_w = \frac{V_w}{V_v} \dots (ec. 2.5)$$

donde:

$$V_w = \text{volumen de agua, en m}^3$$

$$V_v = \text{volumen de vacíos, en m}^3$$

Cuando se habla de una formación geológica saturada con agua subterránea, se habla de un acuífero y por lo tanto $G_w = 100\%$.

Rendimiento específico (S_y).

La porosidad es una medida de la capacidad productora de agua de la formación geológica, sin embargo, toda esa agua no puede ser drenada por gravedad o aprovechada mediante pozos de bombeo, ya que una porción del agua es retenida en los espacios vacíos por fuerzas moleculares y de tensión superficial. El volumen de agua, expresado como un porcentaje del volumen total del acuífero saturado, que puede ser drenado por gravedad se le conoce como *rendimiento específico*.

$$S_y = \frac{V_d}{V_t} \dots (ec. 2.6)$$

donde:

$$V_d = \text{volumen de agua drenado por gravedad, en m}^3$$

$$V_t = \text{volumen total de la muestra de suelo, en m}^3$$

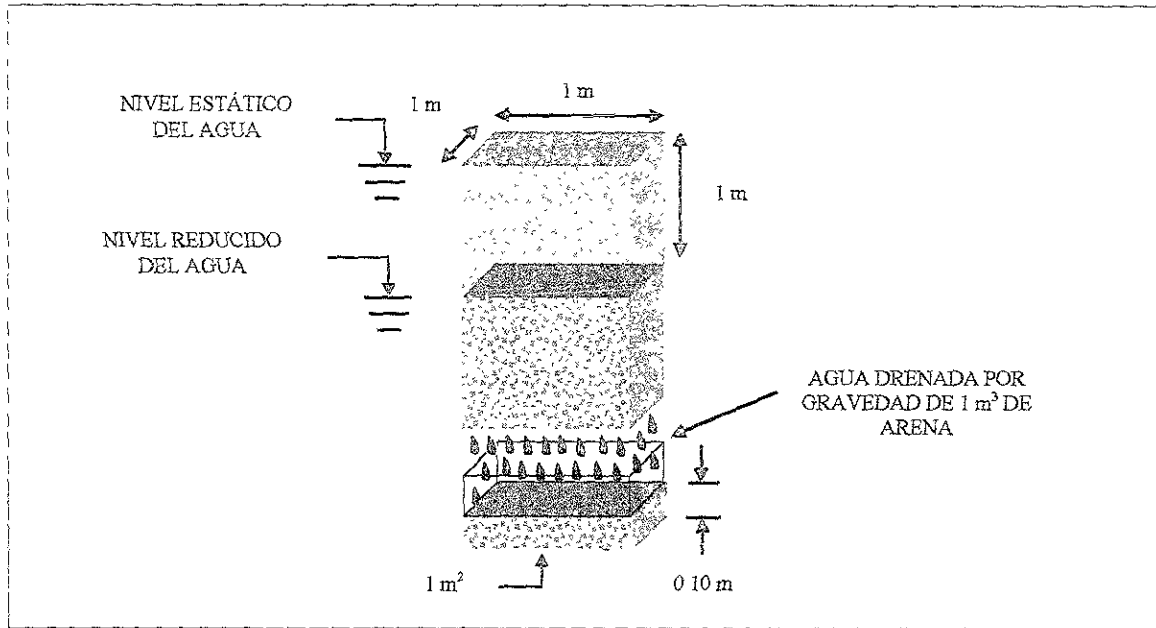


Figura II.6. Concepto físico del rendimiento específico de la arena, su valor en este caso es de 0.10 m^3 de agua por m^3 de acuífero (U.P. Gibson & R.D. Singer).

El rendimiento específico es la cantidad de agua que libera un material drenado por gravedad, por unidad de volumen total. En la figura II.6 se ilustra el concepto físico del rendimiento específico de la arena, su valor en este caso es de 0.10 m^3 de agua por m^3 de acuífero.

El rendimiento específico depende sobre todo del tamaño del grano, forma y distribución de los poros y compactación de la formación. Los valores del rendimiento específico para acuíferos aluviales están en el rango de 10 a 20% y para arenas uniformes cerca de 30%.

El rendimiento específico se relaciona con los acuíferos libres ó freáticos.

Retención específica (S_r).

Es la cantidad de agua retenida por un material contra la gravedad por unidad de volumen total; es agua retenida por fuerzas moleculares y capilares. Se determina de la siguiente forma:

$$S_r = \frac{V_r}{V_t} \dots (\text{ec. 2.7})$$

donde:

V_r = volumen retenido de agua, en m^3
 V_t = volumen total de la muestra de suelo, en m^3

Por las definiciones anteriores se cumple que

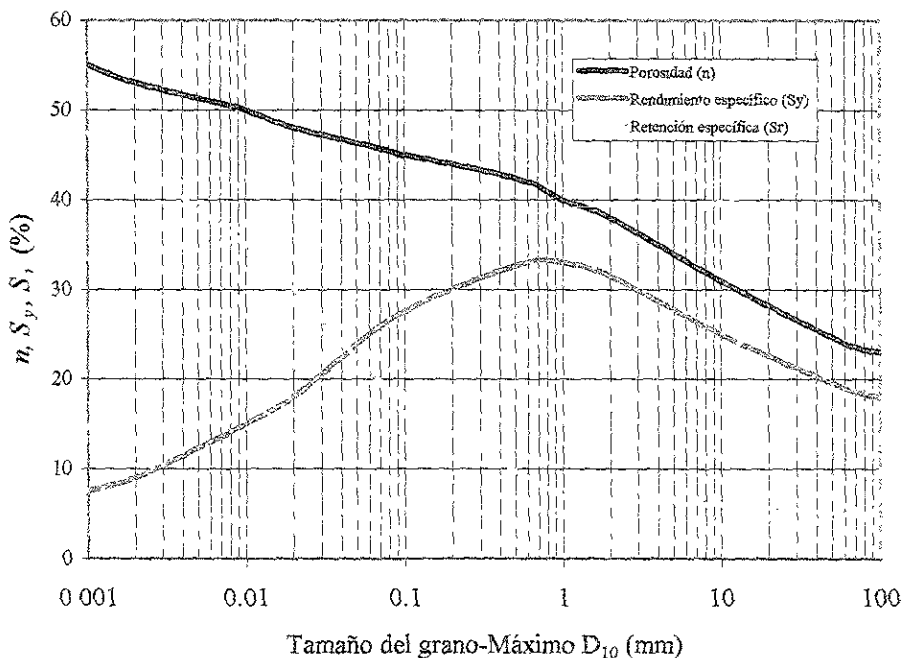
$$n = S_y + S_r \dots (ec. 2.8)$$

$$n = \frac{V_d}{V_t} + \frac{V_r}{V_t}$$

$$n = \frac{V_d + V_r}{V_t} = \frac{V_v}{V_t}$$

En la gráfica II.1 se muestra la variación de la porosidad (n), el rendimiento específico (S_y) y la retención específica (S_r), con respecto al tamaño del grano.

Gráfica II.1. Variación de n , S_y y S_r con respecto al tamaño de grano (H.M. Raghunath).



ARCILLA	FINO	MEDIO	GRUESO	FINO	MEDIO	GRUESO	GRAVA	CANTOS Y BOLEOS
	LIMO			ARENA				

A continuación se presenta una tabla con los rangos de porosidad (n) y rendimiento específico (S_y) de algunas rocas.

Roca	n (%)	S_y (%)
Arcilla	45 – 55	1 – 10
Arena	35 – 40	10 – 30
Grava	30 – 40	15 – 35
Arena y grava	20 – 35	15 – 25
Arenisca	10 – 20	5 – 15
Lutita	1 – 10	0.5 – 5
Caliza	1 – 10	0.5 – 5

Tabla II.1. Porosidad (n) y rendimiento específico (S_y) de algunas rocas (W.C. Walton).

II.2 Ley de Darcy.

El flujo de agua a través de medios porosos, de gran interés en geohidrología, está gobernado por una ley descubierta experimentalmente por Henry Darcy en 1856. Darcy investigó las características del flujo del agua a través de filtros, formados precisamente por materiales térreos.

Trabajando con dispositivos de diseño especial, esencialmente reproducidos en la figura II.7, Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto queda expresado por:

$$Q = \frac{dV}{dt} = KAi \dots (ec. 2.9)$$

donde:

Q = cantidad de agua que fluye a través del medio poroso, en m^3/seg

$\frac{dV}{dt}$ = Volumen de agua que circula en un cierto tiempo

K = conductividad hidráulica, en m/seg

i = gradiente hidráulico, adimensional

A = área transversal del acuífero, en m^2

En el intervalo en que la ley de Darcy es aplicable, la velocidad del flujo es directamente proporcional al gradiente hidráulico; esto indica que, dentro del campo de aplicabilidad de la ley de Darcy, el flujo en el suelo es laminar. Darcy construyó sus filtros de arenas finas, generalmente, de lo cual se deduce que ya en estos suelos el flujo del agua es laminar, por lo

menos mientras las cargas hidráulicas no sean excesivas. En suelos más finos (mezclas de limos y arcillas o arcillas puras) el agua circula a velocidades aún menores, por lo que, con mayor razón, el flujo también será laminar. De hecho las investigaciones realizadas a partir de la publicación de la ley de Darcy, indican que esa ley sólo es aplicable a suelos de partículas no muy gruesas, quedando, desde luego, excluidas las gravas limpias, cantos rodados, etc.

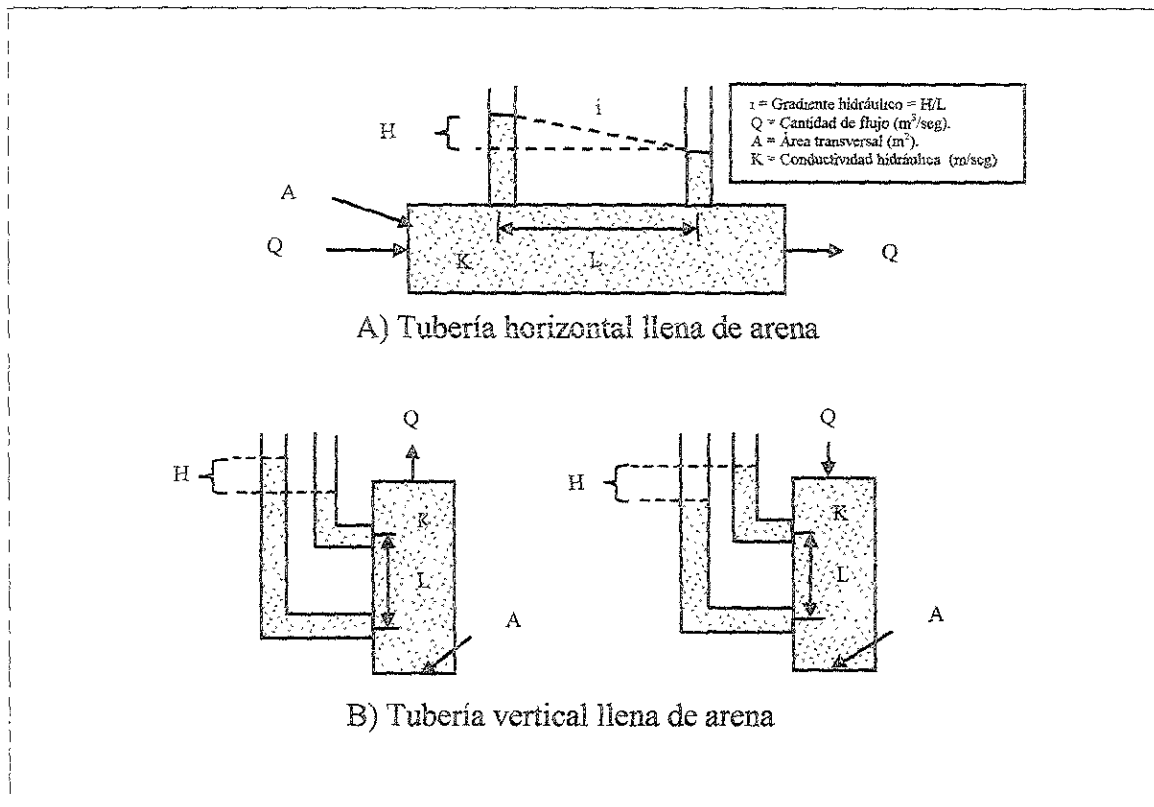


Figura II.7. Explicación gráfica de la Ley de Darcy (M. Barcelona et al).

Para material granular cuando la velocidad de filtración es alta comienza a haber efectos no lineales en el flujo, primero de inercia y, a mayor velocidad, de turbulencia. En esas condiciones no es ya válida la Ley de Darcy que es lineal; el límite de su validez se da con el número de Reynolds (relación entre fuerzas inerciales y viscosas) de filtración:

$$R_e = \frac{Vd_m}{\nu} \dots (ec. 2.10)$$

donde:

V = velocidad aparente, en m/seg

$d_m = d_{10}$ = diámetro efectivo de las partículas, en m
 ν = viscosidad cinemática del fluido, en m²/seg

si

$R_e < 1$ *Flujo laminar*
 $1 \leq R_e \leq 10$ *Flujo en transición*
 $R_e > 10$ *Flujo turbulento*

Estrictamente, la Ley de Darcy deja de cumplirse para $R_e > 1$, pero no se comete mucho error si se utiliza para $R_e \leq 10$, rango en el que caen la mayor parte de los casos prácticos de flujo de agua en acuíferos.

Velocidad aparente o de Darcy (V).

Se le denomina velocidad aparente, de Darcy o descarga específica de una agua subterránea, ya que el área utilizada no es la real de los conductos de filtración sino toda el área ocupada por granos, poros y agua inmóvil. Se determina de la siguiente forma:

$$V = \frac{Q}{A} \dots (ec. 2.11)$$

Velocidad media del flujo subterráneo (V_m).

La velocidad con que se mueve el agua subterránea se puede determinar aproximadamente por la porosidad y la velocidad de Darcy de la siguiente forma:

$$V_m = \frac{V}{n} \dots (ec. 2.12)$$

Velocidad efectiva (V_e).

La velocidad efectiva o real del agua subterránea esta dada por la velocidad aparente o de Darcy dividida entre la porosidad efectiva del material. Se expresa de la siguiente forma:

$$V_e = \frac{V}{n_e} \dots (ec. 2.13)$$

Cuando el rendimiento específico (S_y) es calculado por drenaje completo de un acuífero freático (libre) y sólo si este acuífero tiene un número mínimo de espacios porosos aislados, la porosidad efectiva y el rendimiento específico pueden considerarse iguales.

Permeabilidad.

Las características que determinan la rapidez con la cual el aire y el agua fluyen a través del suelo, describen lo que se conoce como permeabilidad. La proporción del movimiento del agua a través del suelo queda definida por el horizonte menos permeable. El paso del arado o capas arcillosas (claypan) naturales reducen la permeabilidad del suelo. Las prácticas anteriores de manejo, también determinan la permeabilidad, la labranza continua reduce la permeabilidad mientras que el desarrollo de pastos, leguminosas y árboles de raíces profundas aumentan la permeabilidad.

El agua es movilizada en el suelo como líquido o como vapor, principalmente a través de los macroporos. Esto significa que entre más grandes y numerosos sean los poros mayor será la permeabilidad.

II.2.1 Conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad (K).

Como se mencionó anteriormente, Henry Darcy descubrió la ley que lleva su nombre en 1856 al realizar experimentos de filtrado con agua sobre columnas de materiales con área normal al flujo (A), longitud (L) y con una diferencia de carga de agua entre la entrada y la salida de la columna (H), como se muestra en la figura II.8.

Encontró que el gasto se daba siempre como:

$$\frac{Q}{A} = K \frac{H}{L} \dots (ec. 2.14)$$

Donde K fue el mismo para el mismo material y lo llamó coeficiente de permeabilidad; actualmente se le llama también conductividad hidráulica.

Esto se ha utilizado para definir en términos simples *la conductividad hidráulica* de un suelo como la velocidad del agua a través del mismo, cuando está sujeta a un gradiente hidráulico unitario. Es obvio que en el valor numérico de (K) se reflejan propiedades físicas del suelo y en cierta medida ese valor indica la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través del suelo, estando sujeta a un gradiente hidráulico dado. Esta facilidad a su vez depende de toda una serie de propiedades físicas del suelo y, también de algunos factores, tales como la temperatura y otros que se analizan más adelante.

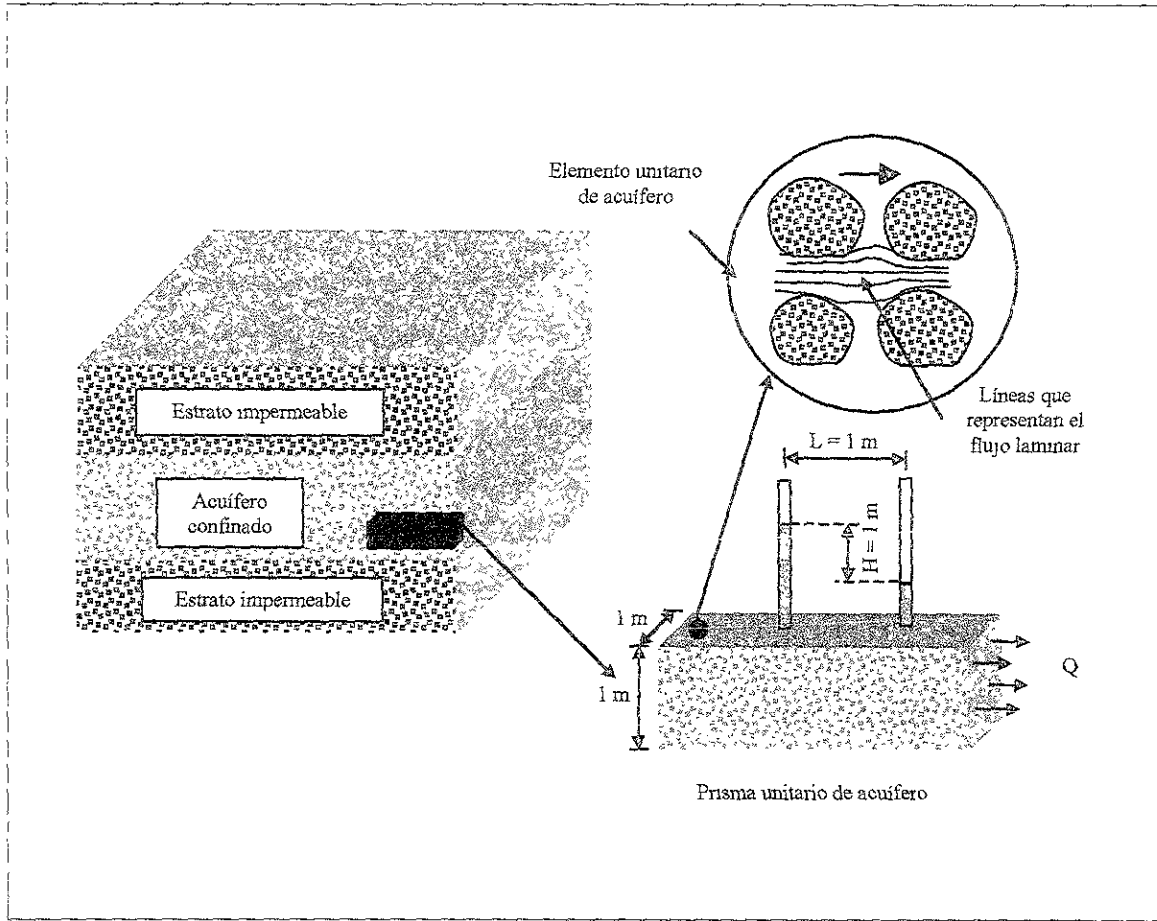


Figura II.8. Factores que afectan la conductividad hidráulica (W.A. Pettyjohn).

Con objeto de informar acerca de algunos valores de la conductividad hidráulica para suelos de diferente textura, se presenta la tabla II.2, adaptada de Terzaghi y Peck, que incluye suelos compuestos por varias fracciones de textura en diferentes proporciones. Estos valores abarcan amplios intervalos; por lo tanto, no se deben utilizar para diseño.

Permeabilidad intrínseca (k).

Las experiencias de Darcy fueron hechas sólo con agua a temperatura ambiente. La conductividad hidráulica depende de las características del material y de las propiedades físicas del fluido; se expresa como:

$$K = k \frac{\gamma}{\mu} = k \frac{g}{v} \dots (\text{ec. 2.15})$$

donde:

k = permeabilidad intrínseca que depende exclusivamente del material, en darcies
(1 darcy = $9.87 \times 10^{-9} \text{ cm}^2$)

γ = peso específico del fluido, en kN/m^3

μ = viscosidad dinámica del fluido, en N-s/m^2

g = aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2

Por lo anterior, la conductividad hidráulica para agua (relación entre su velocidad aparente de filtración y el gradiente que la mueve) dependerá de su temperatura, que afecta principalmente a la viscosidad y de su contenido de sales, que afecta al peso específico; esto deberá tomarse en cuenta en acuíferos geotérmicos o en flujo de aguas salinas.

Grado de permeabilidad	Intervalo de la conductividad hidráulica (K) (cm/s)	Textura del suelo aproximada
Alto	$> 10^{-1}$	Grava media y gruesa
Medio	10^{-1} a 10^{-3}	Grava fina, arena y duna
Bajo	10^{-3} a 10^{-5}	Arena muy fina, limo arenoso, limo suelto
Muy bajo	10^{-5} a 10^{-7}	Limo denso, arcilla limosa, arcilla
Impermeable	$< 10^{-7}$	Arcilla homogénea

Tabla II.2. Valores representativos de permeabilidad del suelo (R. Iturbe Argüelles).

En la tabla II.3 se dan valores representativos de la permeabilidad intrínseca y de la conductividad hidráulica (agua a $20 \text{ }^\circ\text{C}$) para algunos materiales.

II.2.2 Homogeneidad e isotropía.

Se dice que un medio es homogéneo cuando sus propiedades no varían de un punto a otro; de lo contrario el medio es heterogéneo.

CAPÍTULO II. ALMACENAMIENTO Y FLUJO DEL AGUA SUBTERRÁNEA.

Se dice que un medio es isótropo cuando sus propiedades en un punto no dependen de la dirección en la que se observen; de lo contrario el medio es anisótropo.

Si la conductividad hidráulica en dirección vertical de un acuífero es diferente a la conductividad hidráulica horizontal, este es anisótropo.

Si la conductividad hidráulica es la misma en todas las direcciones del acuífero, este es isótropo.

Clasificación geológica	k (darcy)	K (m/s)
Caliza arcillosa	1.0×10^{-4}	8.50×10^{-10}
Caliza	2.6×10^{-3}	1.18×10^{-6}
Arenisca limosa	1.4×10^{-1}	2.24×10^{-8}
Arenisca de grano grueso	1.1	9.39×10^{-6}
Arenisca	2.4	2.06×10^{-5}
Arena muy fina uniforme	9.9	8.50×10^{-5}
Arena de grano medio uniforme	2.6×10^2	2.17×10^{-3}
Arena de grano grueso uniforme	3.1×10^3	2.74×10^{-2}
Grava	4.3×10^4	3.72×10^{-1}
Arcilla montmorilonítica	10^{-5}	4.72×10^{-11}
Arcilla caolínica	10^{-3}	4.72×10^{-9}

Tabla II.3. Valores representativos de k y K (Davis & de Wiest).

En flujo de agua en suelos, la propiedad del medio que puede variar con la dirección es la permeabilidad; los casos más comunes son los de formaciones estratificadas o fracturadas. En la figura II.9 se ilustran cuatro posibles combinaciones de estas características.

En medios anisótropos la velocidad del flujo en una dirección se hace, en general, función de los gradientes en tres direcciones independientes entre sí.

En un medio estratificado en sentido vertical, la permeabilidad en la dirección perpendicular a los estratos (vertical) es menor que en la dirección paralela a los estratos (horizontal); en ese caso, uno de los ejes principales es vertical (el Y) y los otros dos son horizontales, ya que normalmente:

$$K_z = K_x > K_y$$

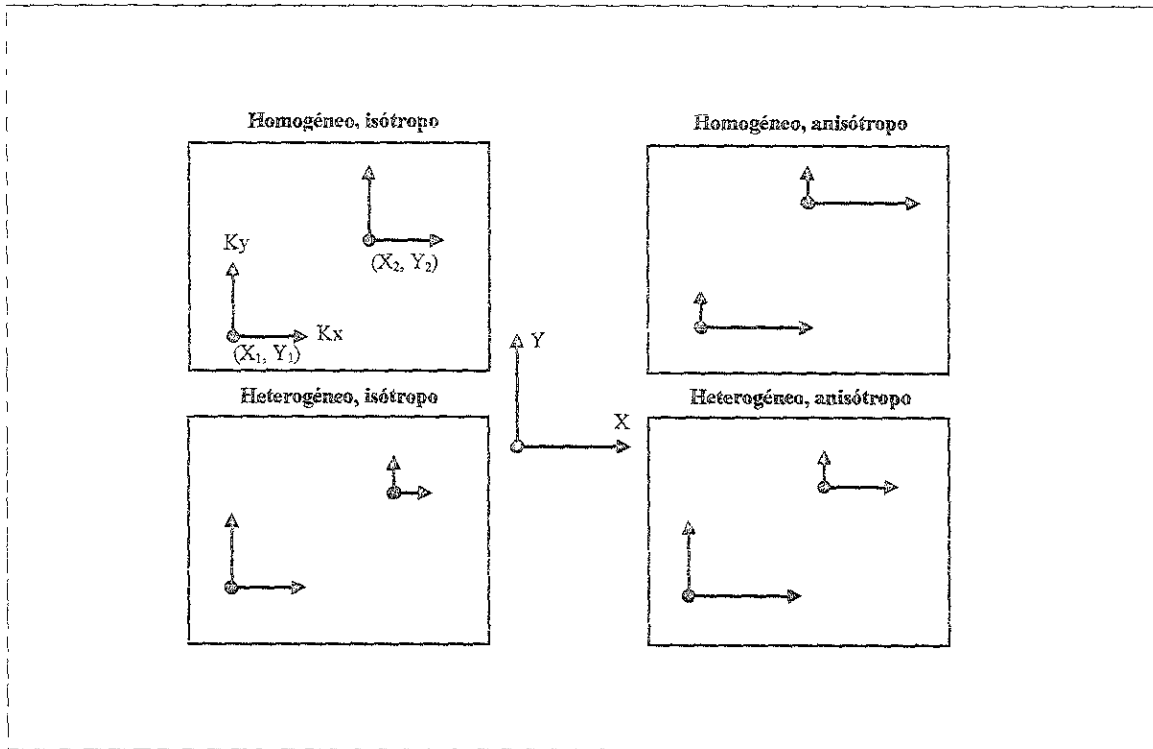


Figura II.9. Homogeneidad e isotropía, cuatro posibles combinaciones (Freeze y Cherry, 1979).

Conductividad hidráulica en suelos estratificados.

Los acuíferos usualmente consisten de estratos o capas litológicas teniendo diferentes permeabilidades (acuífero anisótropo). Cada estrato tiene un espesor, una conductividad hidráulica en el sentido paralelo y una conductividad hidráulica en el sentido normal (perpendicular) al estrato.

El sistema de estratos se transforma en un sistema acuífero equivalente de un solo estrato, como se muestra en la figura II.10.

La conductividad hidráulica equivalente en el sentido del flujo subterráneo paralelo a los estratos (K_{EP}) es igual a:

$$K_{EP} = \frac{\sum_{j=1}^N (K_p \cdot b)_j}{b_T} \dots (ec. 2.16)$$

donde:

K_{EP} = en m/d, m/s, u otra unidad

$(K_P)_j$ = conductividad hidráulica del estrato j en sentido del flujo paralelo a los estratos, en m/d, m/s, u otra unidad

b_j = espesor del estrato j , en m

b_T = suma de todos los espesores b_j , en m

La conductividad hidráulica equivalente en el sentido del flujo subterráneo a través de los estratos, o sea perpendicular (normal) a los estratos (K_{EN}) es igual a:

$$K_{EN} = \frac{b_T}{\sum_{j=1}^N \left(\frac{b}{K_N} \right)_j} \dots (ec. 2.17)$$

donde:

K_{EN} = en m/d, m/s, u otra unidad

$(K_N)_j$ = conductividad hidráulica del estrato j en sentido del flujo perpendicular a los estratos, en m/d, m/s, u otra unidad

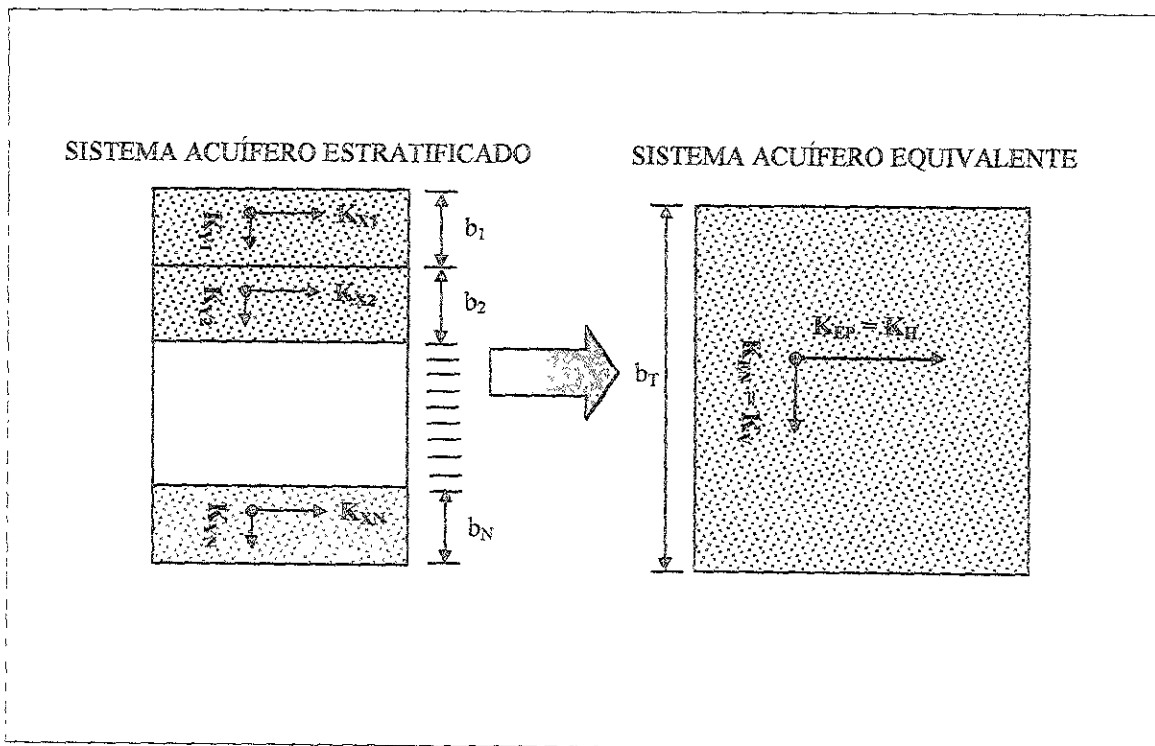


Figura II.10. Conductividad hidráulica equivalente de un medio estratificado.

Como en la naturaleza, los estratos se ubican uno sobre otro en sentido vertical, por lo que, la (K_{EP}) puede interpretarse como la conductividad hidráulica equivalente horizontal (K_H) y la (K_{EV}) como la conductividad hidráulica equivalente vertical (K_V), como se muestra en la figura II.10.

Para determinar la conductividad hidráulica en cualquier dirección tomamos como referencia la figura II.11.

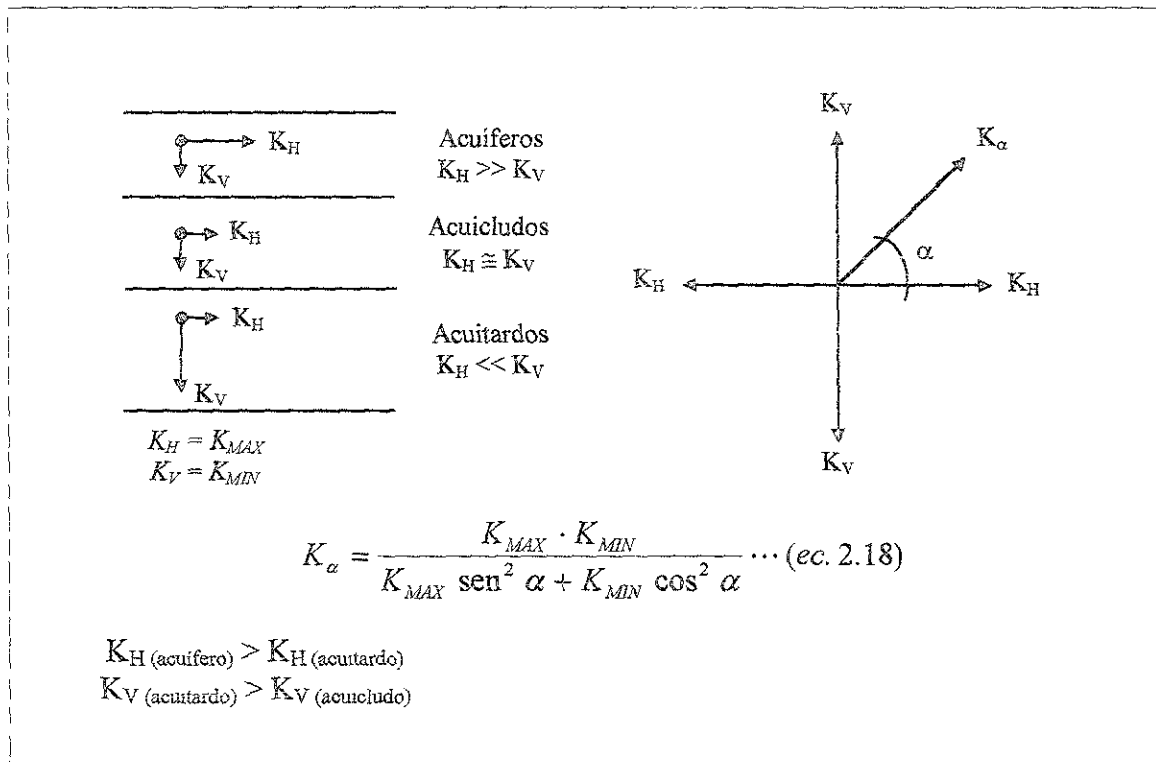


Figura II.11. Cálculo de la conductividad hidráulica equivalente de un medio estratificado en cualquier dirección.

II.2.3 Métodos para medir la conductividad hidráulica del suelo.

Entre los procedimientos para la determinación de la conductividad hidráulica de los suelos se tienen los siguientes

1. Permeámetro de carga constante.
2. Permeámetro de carga variable.
3. Cálculo a partir de la prueba de consolidación.

Permeámetro de carga constante.

Ofrece el método más simple para determinar la conductividad hidráulica (K) de ese suelo. Una muestra de suelo de área transversal (A) y longitud (L), confinada en un tubo, se somete a una carga hidráulica (h) (Figura II.12). El agua fluye a través de la muestra, midiéndose la cantidad (\forall en cm^3) que pasa en el tiempo (t). Aplicando la Ley de Darcy:

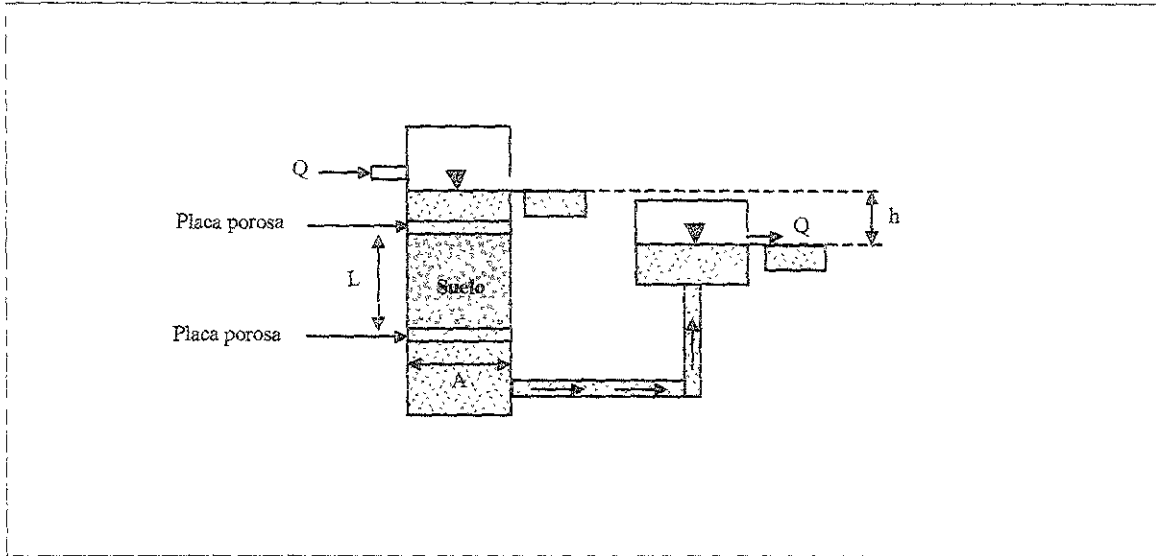


Figura II.12. Esquema del permeámetro de carga constante (Juárez Badillo).

El gradiente hidráulico vale:

$$i = \frac{h}{L} \dots (ec. 2.19)$$

Entonces:

$$K = \frac{\forall L}{hAt} \dots (ec. 2.20)$$

El inconveniente del permeámetro es que, en suelos poco permeables, el tiempo de prueba se hace tan largo que deja de ser práctico, usando gradientes hidráulicos razonables.

Permeámetro de carga variable.

En este tipo de permeámetro (figura II.13) se mide la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo, por diferencia de niveles en un tubo alimentador. En la figura II.13 aparecen

dos dispositivos típicos, el A) usado en suelos predominantemente finos y el B) apropiado para materiales más gruesos.

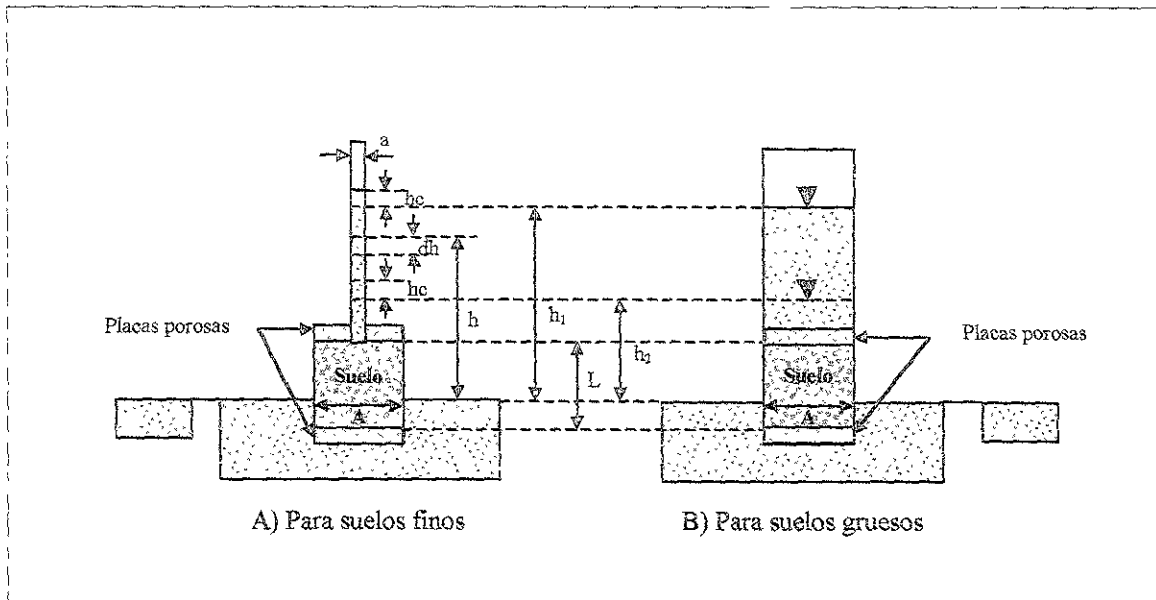


Figura II.13. Esquemas del permeámetro de carga variable (Juárez Badillo).

Al ejecutar la prueba se llena de agua el tubo vertical del permeámetro, observándose su descenso a medida que el agua atraviesa la muestra.

Con referencia a la figura II.13. A, sea:

a = Área del tubo vertical de carga, en cm^2

A = Área de la muestra, en cm^2

L = Longitud de la muestra, en cm

h_1 = Carga hidráulica al principio de la prueba, en cm

h_2 = Carga hidráulica al final de la prueba, en cm

h_c = Altura de ascensión capilar, que debe deducirse de la lectura total del tubo de carga, en cm

t = Tiempo requerido para que la carga hidráulica pase de h_1 a h_2 , en seg

Considerando un tiempo dt , la cantidad de agua (cm^3) que atraviesan la muestra será, según la Ley de Darcy:

$$dV = KAidt = KA \frac{h}{L} dt \dots (\text{ec. 2.21})$$

Al mismo tiempo, en el tubo vertical, el agua habrá tenido un descenso (dh) y el volumen del agua que atravesó la muestra en el tiempo (dt) podrá expresarse:

$$dV = -adh \dots (ec. 2.22)$$

Las ecuaciones anteriores (2.21 y 2.22) pueden igualarse, pues ambas se refieren a lo mismo:

$$KA \frac{h}{L} dt = -adh \quad \therefore \quad a \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \frac{KA}{L} \int_0^t dt$$

$$K = \frac{La}{At} \ln \frac{h_1}{h_2} = 2.3 \frac{La}{At} \log \frac{h_1}{h_2}$$

Siendo (t), el tiempo de prueba y las demás letras los valores anotados en la figura II.13.

La fórmula anterior permite el cálculo de la conductividad hidráulica.

Con el permeámetro de la figura II.13.B, como $A = a$, es fácil llegar a la expresión:

$$K = 2.3 \frac{L}{t} \log \frac{h_1}{h_2} \dots (ec. 2.23)$$

Los permeámetros y concretamente el de carga variable, pueden usarse sólo en suelos relativamente permeables, generalmente arenas y limos o mezclas de esos materiales, no plásticas. La permeabilidad de arcillas se determina en laboratorio con la prueba de consolidación. La razón es que la baja permeabilidad de las arcillas daría lugar a tiempos de prueba tan largos que la evaporación y los cambios de temperatura producirían errores de mucha consideración.

Determinación de la conductividad hidráulica a partir de los datos de una prueba de consolidación.

La conductividad hidráulica media que gobierna el flujo del agua durante el intervalo de compresión con un cierto incremento de carga, representado por una curva de consolidación, puede calcularse a partir de la expresión para el factor tiempo (T_f):

$$T_f = \frac{K(1+e)t}{\alpha_v \gamma_w H^2} \dots (ec. 2.24)$$

Para este objeto puede escogerse cualquier punto de la curva de consolidación. Al punto escogido corresponde un cierto tiempo (t), y un cierto valor del factor tiempo (T_f), correspondiente al grado de consolidación del punto considerado. Con estos datos y los demás que aparecen en la expresión anterior, también conocidos, puede despejarse a (K). Es deseable, sin embargo, escoger un punto suficientemente alejado del 0 y 100% de consolidación, por los errores en que puede incurrirse, originados por los procedimientos con que se encontraron esos límites. Si se escoge el punto correspondiente al 50% de consolidación, además de estar igualmente alejado de ambas fuentes de error, se tiene la ventaja de que el valor de (T_f) se recuerda fácilmente, siendo $T_{50} = 0.2 = 1/5$. (Exactamente $T_{50} = 0.197$). por lo tanto, la conductividad hidráulica puede calcularse de la fórmula siguiente, en donde todas las cantidades deben expresarse en el sistema c.g.s. de unidades:

$$K = \frac{a_v \gamma_w H^2}{5(1+e)t_{50}} \dots (ec. 2.25)$$

donde:

a_v = coeficiente de compresibilidad, cm^2/gr
 H = espesor de la muestra de suelo, en cm
 e = relación de vacíos del suelo, adimensional

de la ecuación anterior tenemos:

$$C_v = \frac{T_f H^2}{t}; \quad m_v = \frac{a_v}{1+e}$$

donde:

C_v = coeficiente de consolidación, en cm^2/seg
 m_v = coeficiente de variación volumétrica o compresibilidad del material sólido, en cm^2/gr
 γ_w = peso específico del agua, en gr/cm^3
 T_f = factor tiempo, adimensional

Sustituyendo estos valores, tenemos la conductividad hidráulica utilizando la prueba de consolidación, de la siguiente forma:

$$K = C_v m_v \gamma_w \dots (ec. 2.26)$$

II.2.4 Método de los tres pozos de observación para calcular la dirección del movimiento del agua subterránea.

Los contornos en un mapa piezométrico son llamados líneas equipotenciales, indicando que el agua tiene el potencial para ascender a cierta elevación. En el caso de un acuífero confinado, sin embargo, este no puede alcanzar dicha elevación a menos que el estrato confinante sea perforado por un pozo. Los mapas de superficies piezométricas son esenciales para cualquier investigación de aguas subterráneas, porque ellos indican la dirección del agua subterránea que esta en movimiento, y proveen una estimación del gradiente hidráulico, que controla la velocidad del agua subterránea.

La preparación de un mapa piezométrico implica marcar niveles de agua subterránea sobre un mapa y trazar los contornos (líneas equipotenciales). En un acuífero isotrópico de porosidad media, la dirección del flujo del agua subterránea es perpendicular a las líneas de contorno del agua subterránea (líneas equipotenciales).

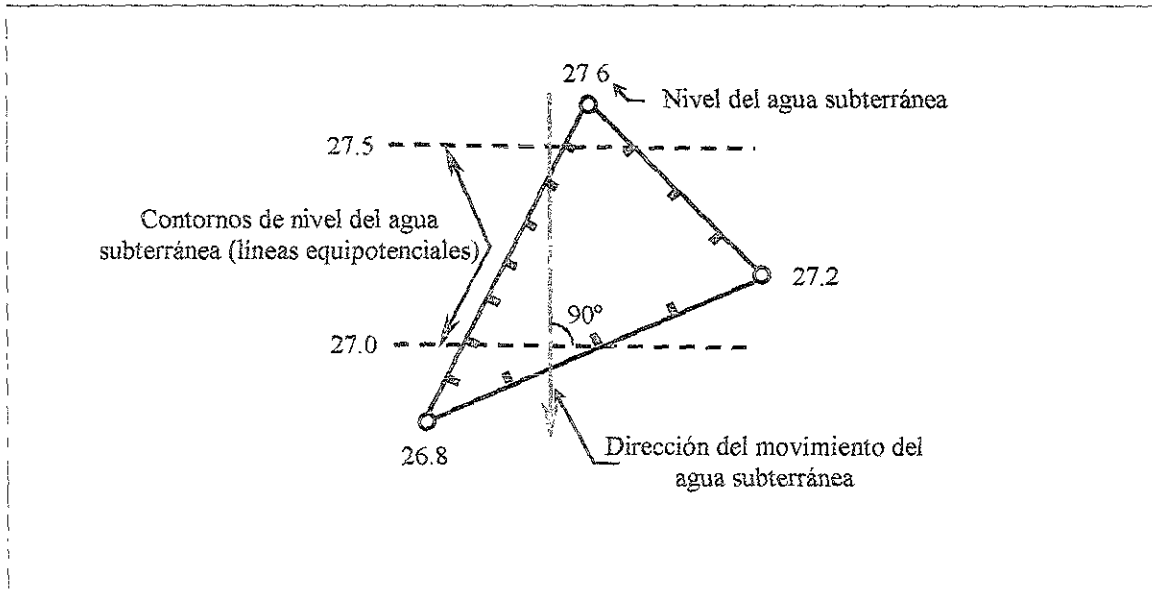


Figura II.14. La dirección general del movimiento del agua subterránea puede ser determinada por medio de su elevación en tres pozos de observación (M. Barcelona et al).

Un mínimo de tres pozos de observación es requerido para determinar la dirección general del flujo del agua subterránea. La figura II.14 muestra la descripción de los contornos del agua subterránea (líneas equipotenciales), obtenidos en base a las elevaciones del agua en tres pozos de observación. La diferencia de elevaciones entre cada uno de los pozos fue calculada y dividida dentro de la distancia entre los pozos. Esta distancia está a escala en cada línea así como la contramarca que representa el cambio de elevación, que en este caso es de una décima

parte de un metro. Las líneas que conectan los puntos de igual elevación (27.0 y 27.5 metros en la figura II.14) son los contornos piezométricos (líneas equipotenciales).

La dirección del flujo del agua subterránea tiene una trayectoria en línea perpendicular a los contornos (líneas equipotenciales).

La figura II.15 ilustra una pequeña diferencia sobre la determinación de la dirección del flujo del agua subterránea en tres pozos. Esta solución envuelve los siguientes pasos:

1. Identificar el pozo que tiene el nivel de agua intermedio.
2. Calcular la posición que guarda el nivel de agua intermedio, sobre la línea que une al pozo de mayor presión con el pozo de menor presión.

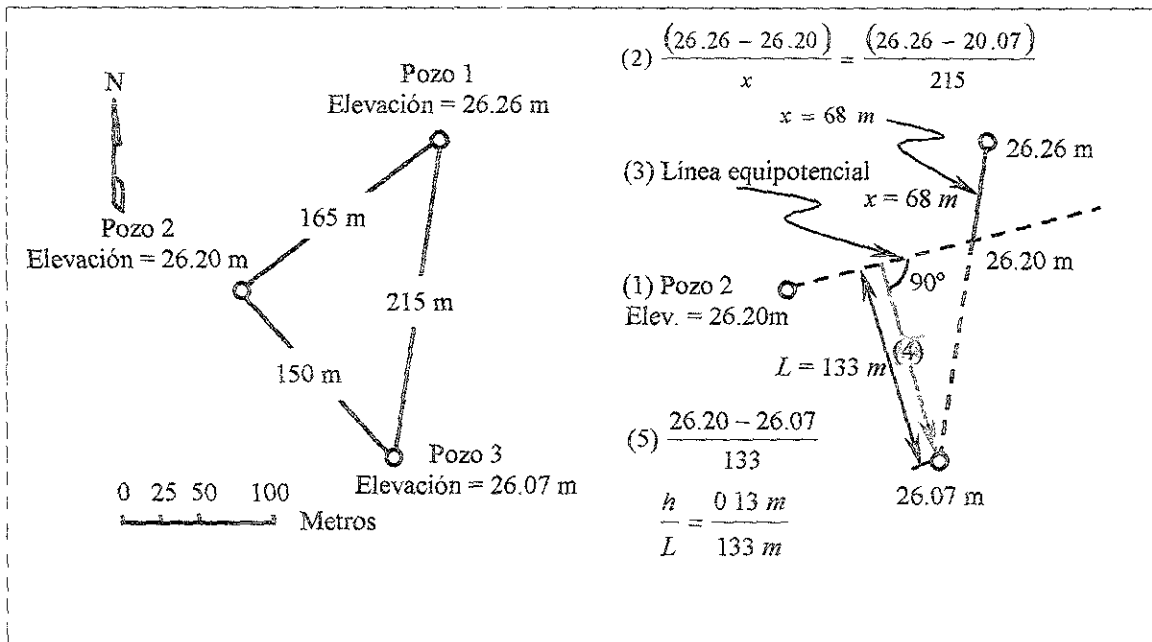


Figura II.15. Determinación de los contornos de nivel del agua subterránea (líneas equipotenciales) y la dirección del flujo de agua subterránea (W.A. Pettyjohn).

3. Dibujar una línea recta entre el pozo que tiene el nivel de agua intermedio y el punto localizado en el paso número 2. Esta línea representa un contorno de nivel del agua subterránea (línea equipotencial), a lo largo de la cual la presión es la misma que en el pozo que tiene el nivel de agua intermedio.
4. Dibujar una línea perpendicular al contorno de nivel del agua subterránea (línea equipotencial) que pase por el pozo de menor presión. Esta indicará la dirección del movimiento del agua subterránea.

5. Dividir la diferencia entre la presión del pozo y el contorno (línea equipotencial); entre la distancia que hay del contorno (línea equipotencial) al pozo. Esto nos dará el gradiente hidráulico.

Un número grande de pozos es necesario para elaborar un mapa de superficies piezométricas más preciso.

Los mapas de superficies piezométricas, junto con las líneas de flujo, son datos útiles para localizar nuevos pozos. Los contornos (líneas equipotenciales) convexos indican regiones de recarga de agua subterránea, mientras que los contornos (líneas equipotenciales) cóncavos son asociados con descargas de agua subterránea. Además, las áreas de conductividad hidráulica favorable pueden ser determinadas a partir del espaciamiento de las líneas equipotenciales. El procedimiento puede ser ilustrado tomando dos líneas de flujo adyacentes como límites impermeables, ya que no puede haber flujo transversal en una línea de flujo. Si el acuífero es de espesor uniforme, el flujo en la sección 1 y 2 de la figura II. 16 es igual:

$$Q_1 = Q_2$$

$$W_1V_1 = W_2V_2$$

donde:

V = velocidad, en m/s

W = ancho de la sección perpendicular al flujo, en m

Aplicando la Ley de Darcy tenemos lo siguiente:

$$W_1K_1i_1 = W_2K_2i_2$$

Que puede escribirse de la siguiente forma:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{W_2i_2}{W_1i_1}$$

donde:

K = conductividad hidráulica, en m/s

i = gradiente hidráulico, adimensional

Los cocientes W_2/W_1 y i_2/i_1 pueden ser estimados a partir del mapa de superficies piezométricas (ver figura II.16). para el caso especial de líneas de flujo casi paralelas, la ecuación anterior se reduce a:

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{i_2}{i_1} \dots (ec. 2.27)$$

Esto indica que para áreas uniformes de flujo de agua subterránea con espacios grandes entre líneas equipotenciales (gradientes hidráulicos suaves) la conductividad hidráulica es mayor que áreas con espacios estrechos entre líneas equipotenciales (gradientes hidráulicos con fuerte pendiente). Por lo tanto, en la figura II.16, se observa que un pozo sería más productivo en la sección 2 que en la sección 1.

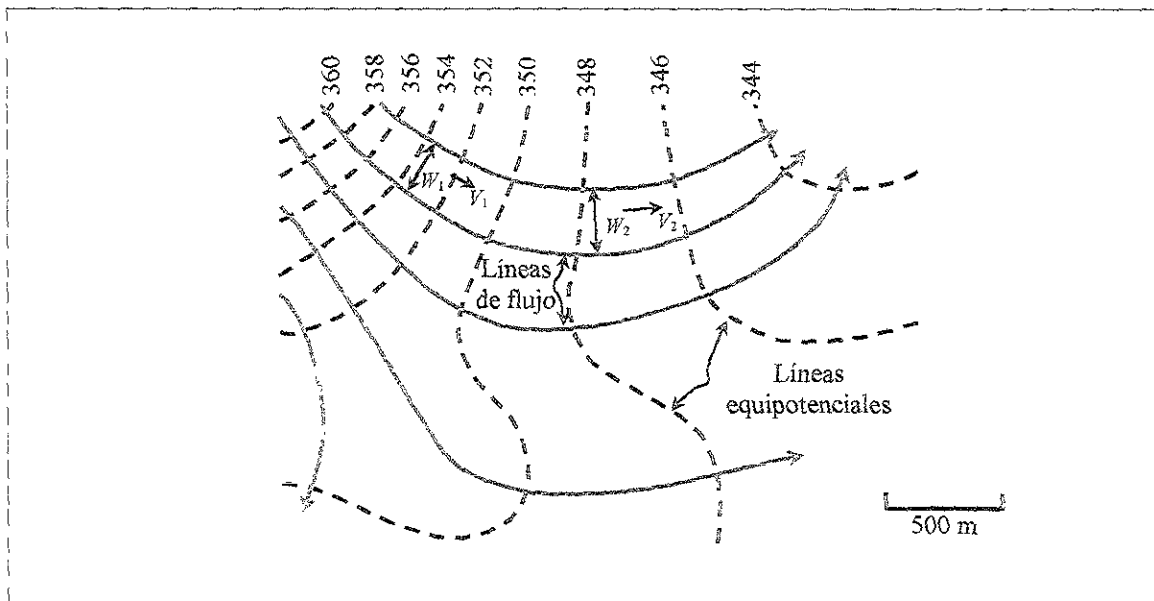


Figura II.16. Mapa de superficies piezométricas que muestra las líneas de flujo (D.K. Todd).

II.2.5 Trazo de la red de flujo. Cálculo del gasto.

Al intentar el trazo de las familias de líneas equipotenciales y de flujo surge el problema de que por cada punto de la región de flujo deberá de pasar en principio precisamente una línea de flujo y una equipotencial, pues en cada punto de la región de flujo el agua tiene una velocidad y una carga hidráulica. Esto llevaría, de trazar todas las líneas posibles, a una solución que formaría una mancha uniforme en todas las regiones de flujo; a este modo de proceder le faltaría todo valor práctico, pues las soluciones obtenidas en los diferentes problemas serán uniformemente inútiles. Para aspirar a una solución discriminativa, que sepa diferenciar un problema de flujo de otro, será preciso no trazar todas las líneas de flujo y

equipotenciales posibles; en cambio se trazarán sólo unas cuantas seleccionadas con un cierto ritmo útil y conveniente. La solución que conviene dar en el caso de problemas de flujo es: fijar como se ha dicho, un ritmo para dibujar solamente algunas de las infinitas líneas posibles, la convención más conveniente es la siguiente:

- a) Dibujar las líneas de flujo de manera que el gasto que pase por el canal formado entre cada dos de ellas sea el mismo (Δq).
- b) Dibujar las líneas equipotenciales de manera que la caída de carga hidráulica entre cada dos de ellas sea la misma (Δh).

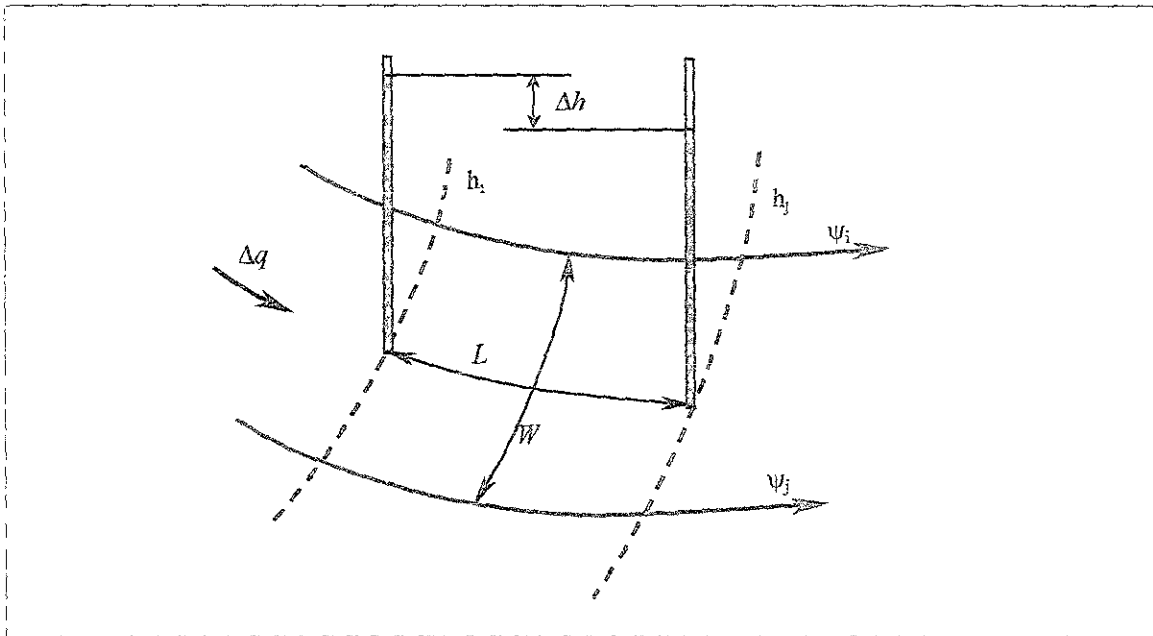


Figura II.17. Una porción de una red de flujo. Obtención de la fórmula para el cálculo del gasto (R. Chávez Guillen).

Supóngase que se ha trazado la red de flujo cumpliendo los dos requisitos anteriores, de manera que un fragmento de ella, el limitado por las líneas de flujo ψ_1 y ψ_2 y por las equipotenciales h_1 y h_2 es tal como el que se muestra en la figura II.17.

El gasto Δq que pasa por el canal vale, según la Ley de Darcy:

$$\Delta q = KW \frac{\Delta h}{L} \dots (ec. 2.28)$$

donde:

K = conductividad hidráulica, en m/s

W = área media del rectángulo curvilíneo normal al flujo considerando un espesor unitario normal al plano del papel, en m

Δh = caída constante de potencial hidráulico entre h_i y h_j , en m

L = distancia media recorrida por el agua, en m

Si n_f es el número total de canales de flujo que tiene la red y n_e el número de caídas de potencial que hay en toda la zona de flujo, podrá escribirse, teniendo en cuenta las dos convenciones que se han seguido para construir la red de flujo:

$$\Delta q = \frac{Q}{n_f} \dots (\text{ec. 2.29})$$

$$\Delta h = \frac{H}{n_e} \dots (\text{ec. 2.30})$$

donde:

Q = gasto total en toda la zona de flujo, en m³/s

H = pérdida de carga total en toda la zona de flujo, en m

Así, sustituyendo las ecuaciones (2.29 y 2.30) en la ecuación (2.28) tenemos:

$$Q = KH \frac{n_f W}{n_e L} \dots (\text{ec. 2.31})$$

En la ecuación (2.31) puede notarse que puesto que Q , K , H , n_f y n_e son constantes para una red de flujo dada, la relación W/L debe serlo también. Así, si han de satisfacerse las dos condiciones que se ha decidido cumplir, la relación entre el ancho y el largo de todos los rectángulos curvilíneos deben ser semejantes y, recíprocamente, el hecho de que se cumpla esta condición de semejanza implica que se están satisfaciendo automáticamente las dos condiciones impuestas anteriormente a la red. Nótese también que el único requisito que ha de cumplirse respecto a la relación W/L , para satisfacer los dos condiciones que fijan el ritmo de las líneas de flujo y equipotenciales es que sea constante; por lo demás, la relación W/L podrá ser cualquier constante. Se antoja así, en aras de la sencillez y la elegancia, fijar el valor de W/L precisamente como la unidad, que es incuestionablemente la constante más sencilla. Si esto se hace, los rectángulos curvilíneos se transforman en cuadrados curvilíneos, de manera que la red dibujada cumplirá la condición de que por cada canal pase el mismo gasto y de que entre cada dos líneas equipotenciales haya la misma caída de potencial, simplemente si las figuras definidas por esas líneas son cuadrados. Evidentemente el cuadrado es la figura más sencilla y conveniente, con la ventaja adicional de que permite verificar lo bien dibujada que

una red esté al golpe de vista, lo que no sucedería con los rectángulos, pues al variar el tamaño de ellos no se puede decir sin tomar medidas si se conservan sus proporciones o se han dibujado diferentes, con el correspondiente error.

Si se acepta siempre en adelante que todas las redes de flujo serán de cuadrados, en tanto no se especifique otra cosa la ecuación (2.31) podrá escribirse de la siguiente forma:

$$Q = KH \frac{n_f}{n_e} \dots (ec. 2.32)$$

El término n_f/n_e depende solamente de la forma de la región de flujo. Se le llama Factor de Forma y se representa:

$$F_f = \frac{n_f}{n_e}$$

Así, en definitiva, el gasto puede calcularse como:

$$Q = KHF_f \dots (ec. 2.33)$$

Que es la fórmula más sencilla que permite calcular el gasto por unidad de espesor normal a la sección estudiada, que ocurre a través de una región de flujo en la que se ha dibujado la red correspondiente.

II.3 Transmisividad y coeficiente de almacenamiento.

Un acuífero tiene dos funciones importantes, una función almacenadora y una función conductora o transmisora. Almacena el agua subterránea y la transmite por conductos o canales formados por los poros interconectados.

II.3.1 Función transmisora de un acuífero. Transmisividad.

Normalmente, las dimensiones horizontales de los acuíferos son dos o tres órdenes de magnitud mayores que su dimensión vertical (longitudes de decenas de kilómetros contra espesores de decenas de metros) por lo que es válido tratarlos como si fueran capas con flujo bidimensional.

Transmisividad (T).

Indica la capacidad del acuífero para transmitir agua horizontalmente en todo su espesor y se define como el producto de la conductividad hidráulica por el espesor saturado del acuífero. En otras palabras, la transmisividad, es la cantidad de agua que atraviesa por una franja vertical de ancho unitario y altura igual al espesor saturado del acuífero, cuando el gradiente hidráulico es unitario. Se expresa de la siguiente forma:

$$T = Kb \dots (ec. 2.34)$$

donde:

- T = transmisividad, en m^2/d o m^2/s
- K = conductividad hidráulica, en m/d o m/s
- b = espesor saturado del acuífero, en m

En la figura II.18 se observa la representación esquemática de la transmisividad y la conductividad hidráulica.

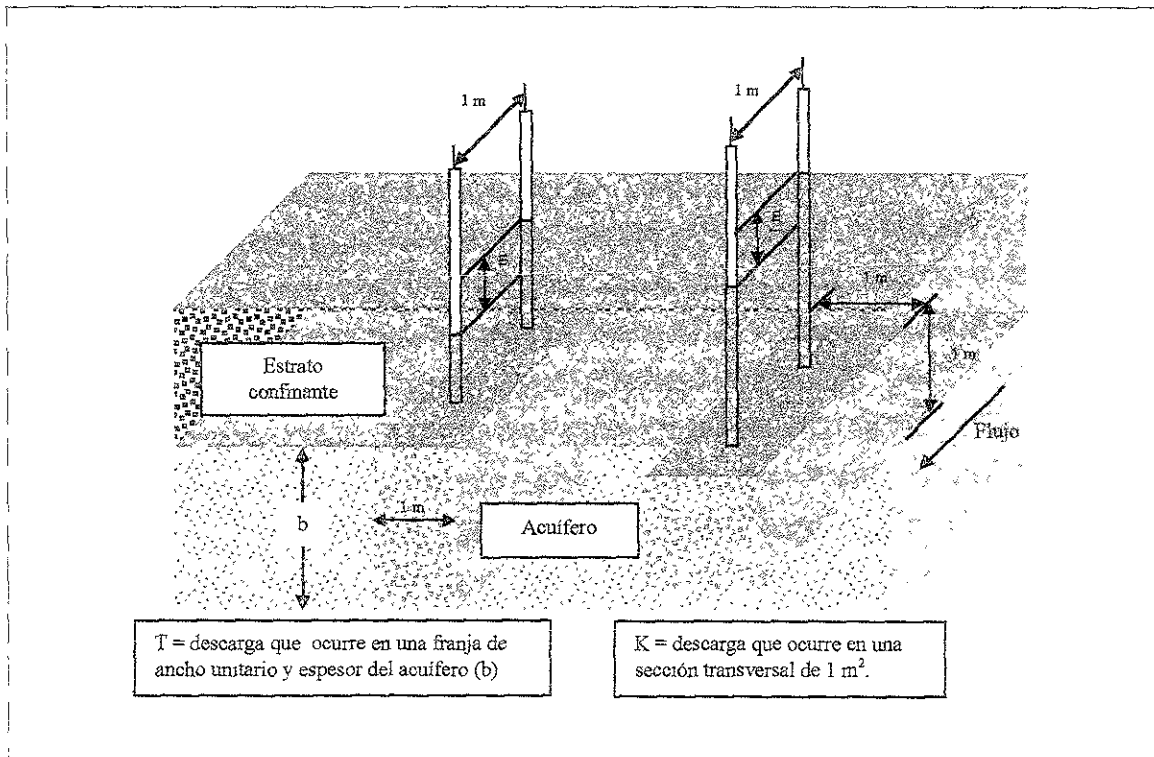


Figura II.18. Representación esquemática de la transmisividad y la conductividad hidráulica (W.C. Walton).

Acuíferos con transmisividades menores de 12 m²/d son aptos para usos domésticos, mientras que para aquellos mayores de 125 m²/d pueden ser buenos abastecimientos para usos público urbano, industrial y riego agrícola.

II.3.2 Función almacenadora de un acuífero.

Almacenamiento específico (S_s).

Es el volumen de agua que sale por unidad de volumen de un acuífero cuando la carga hidráulica desciende una unidad de longitud (unidades [L⁻¹]). En acuíferos confinados el agua que sale al descender la presión hidráulica (presión de poro) proviene de la expansión elástica de la propia agua y de la compresión de la estructura sólida que recibe la presión que deja de soportar el agua. En un acuífero libre en que la liberación del agua es por gravedad.

Si la estructura sólida del acuífero es elástica el almacenamiento específico es el mismo al aumentar que al disminuir la carga hidráulica; de lo contrario es menor. El almacenamiento específico debido sólo a la expansión del agua es de 10⁻⁶ m⁻¹. Matemáticamente, el almacenamiento específico (S_s) se representa por la fórmula:

$$S_s = \rho g(\alpha + n\beta) \dots (ec. 2.35)$$

$$\alpha = \frac{1}{K_s} \dots (ec. 2.36)$$

$$\beta = \frac{1}{K_w} \dots (ec. 2.37)$$

donde:

S_s = almacenamiento específico, en m⁻¹

ρ = densidad del agua, en kg/m³

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

α = compresibilidad de la parte sólida del acuífero, en m²/kg_f o m²/N

β = expansión del agua, en m²/kg_f o m²/N

K_s = módulo de elasticidad de la estructura sólida del acuífero, en kg_f/m² o N/m²

K_w = módulo de elasticidad del agua, en kg_f/cm² o N/m²

Freeze y Cherry (1979) dan los siguientes rangos de valores para α.

Clasificación geológica	α (m^2/N)
Arcilla	$10^{-6} - 10^{-8}$
Arena	$10^{-7} - 10^{-9}$
Grava	$10^{-8} - 10^{-10}$
Roca cementada	$10^{-8} - 10^{-10}$
Roca sana	$10^{-9} - 10^{-11}$

Tabla II.4. Rangos de valores para α .

Los valores de β dependen del módulo de elasticidad del agua (K_w) el cual esta en función de la temperatura de la misma. En la tabla II.5 se presentan algunos valores del módulo de elasticidad del agua.

Temperatura ($^{\circ}C$)	Módulo de elasticidad (K_w) (kN/m^2)
0	2.02×10^6
5	2.06×10^6
10	2.10×10^6
15	2.15×10^6
20	2.18×10^6
25	2.22×10^6
30	2.25×10^6
40	2.28×10^6
50	2.29×10^6
60	2.28×10^6
70	2.25×10^6
80	2.20×10^6
90	2.14×10^6
100	2.07×10^6

Tabla II.5. Valores del módulo de elasticidad del agua (K_w).

El almacenamiento específico (S_s) generalmente varía entre $10^{-2} m^{-1}$ para arcillas altamente compresibles, a $10^{-7} m^{-1}$ para rocas duras de baja porosidad.

Coeficiente de almacenamiento (S).

Es la cantidad de agua liberada por una columna de área horizontal unitaria y altura igual al espesor saturado del acuífero, cuando la carga hidráulica decrece en una unidad. Es

adimensional. El coeficiente de almacenamiento indica cuanta agua puede ser aprovechada por bombeo o drenaje natural. En la figura II.19 se define el coeficiente de almacenamiento, tanto para acuíferos confinados como para acuíferos libres.

La fórmula del coeficiente de almacenamiento (S) para ambos acuíferos es:

$$S = S_s b \quad \text{para acuíferos confinados} \dots (\text{ec. 2.38})$$

$$S = S_y \quad \text{para acuíferos libres} \dots (\text{ec. 2.39})$$

donde:

b = espesor promedio saturado del acuífero confinado, en m

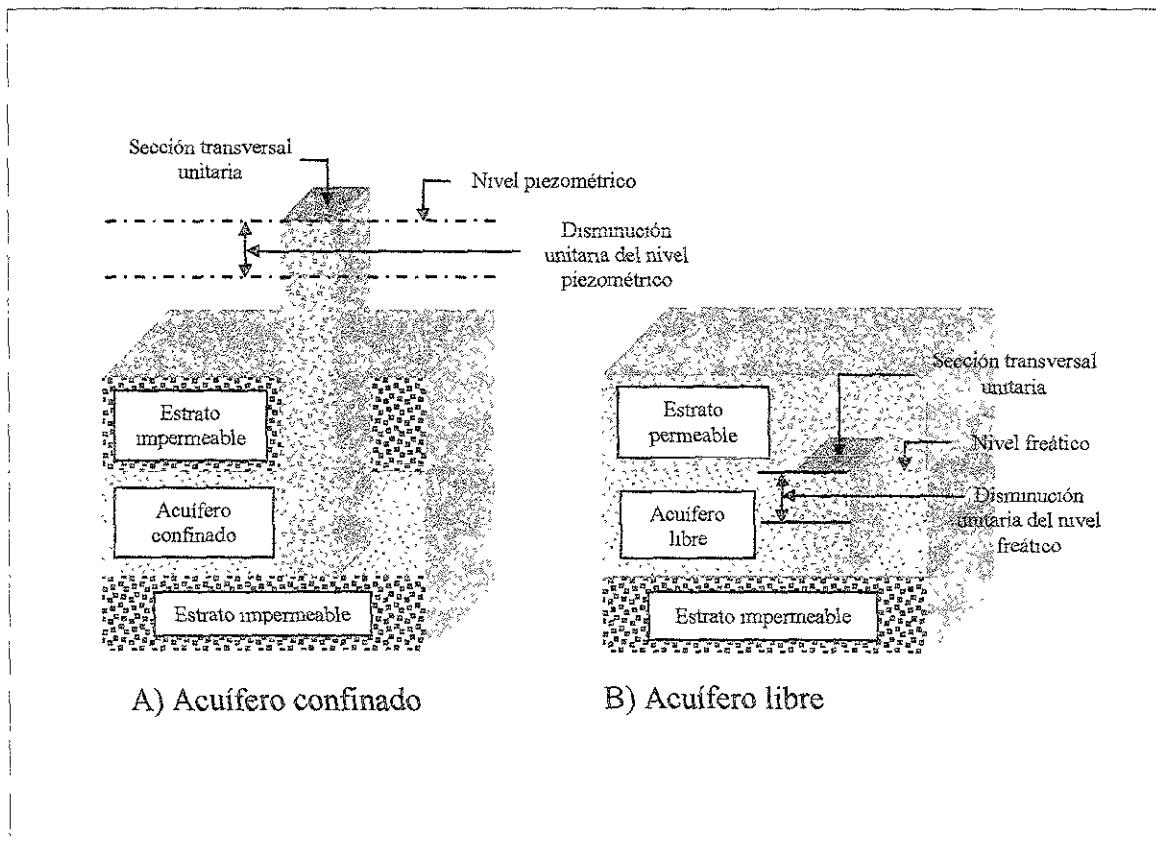


Figura II.19. Definición del Coeficiente de Almacenamiento (W.C. Walton).

En general, para acuíferos confinados o semiconfinados el coeficiente de almacenamiento toma valores muy reducidos en el rango 10^{-2} a 10^{-5} ; en cambio para acuíferos libres el rango es

de 0.05 a 0.30 y es prácticamente igual al rendimiento específico (S_y) del material situado en el nivel freático.

Se considera que una transmisividad mayor de $0.015 \text{ m}^2/\text{s}$ y un intervalo del coeficiente de almacenamiento de 5×10^{-3} a 5×10^{-5} representa a un acuífero adecuado para su explotación.

III.- PROSPECCIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA.

Se llama prospección del agua subterránea a la utilización de diversas técnicas de medición e interpretación con el objeto de localizar y definir la extensión y algunas características cualitativas de un acuífero, de las formaciones que le sirven de frontera y del agua que contiene.

La geología es la disciplina principal en esta etapa en la que se busca determinar la extensión de las formaciones y se ayuda de técnicas como la geofísica y la perforación para exploración. En comparación con la perforación, las técnicas de prospección geofísica son de bajo costo y proporcionan información de gran utilidad; sin embargo, las perforaciones deben hacerse para apoyar la interpretación de resultados con mayor precisión.

En este capítulo se describen las metodologías más usuales para la prospección del agua subterránea que son los reconocimientos geológicos superficiales, los reconocimientos hidrológicos, los métodos geofísicos y los métodos de perforación.

III.1 Reconocimientos geológicos superficiales.

Ciertos indicios útiles en la localización de abastecimientos de agua subterránea son por ejemplo, que ésta probablemente se encuentra en mayores cantidades bajo los valles que en las partes altas; en las zonas áridas cierto tipo de vegetación nos indica que el agua que la nutre se encuentra a poca profundidad; asimismo, en las áreas en donde el agua aparece superficialmente como son los manantiales, pantanos y lagos, también debe existir agua subterránea aunque no necesariamente en grandes cantidades o de buena calidad; sin embargo, los indicios más valiosos son las rocas, ya que los hidrólogos y los geólogos las agrupan sin importar que sean consolidadas como las areniscas, calizas, granitos y basaltos; o no consolidadas como las gravas, arenas y arcillas.

La grava, la arena, las areniscas y las calizas, son mejores conductoras de agua, sin embargo, sólo constituyen una parte de las rocas que forman la corteza terrestre y no todas ellas aportan la misma cantidad de agua.

La mayor parte de las rocas constituidas de arcilla, lutitas y rocas cristalinas son en general pobres productoras, pero pueden aportar agua suficiente para usos domésticos en las áreas en donde no se encuentran buenos acuíferos.

La mejor forma de presentar el marco geológico de un acuífero es por medio de planos y cortes hidrogeológicos, en los que se delimitan las formaciones y accidentes geológicos enfatizando sus aspectos geohidrológicos de capacidad de transmisión y de almacenamiento de agua (permeabilidad y porosidad).

En la tabla III.1 se enlistan materiales en orden de mayor a menor de cada una de estas propiedades a las que se hizo mención en el capítulo II de este trabajo.

Permeabilidad	Porosidad
Grava	Arcilla blanda
Basalto vesicular	Limo
Caliza cavernosa	Toba
Arena	Grava
Arenisca	Arena
Roca fracturada	Arenisca
Limo y toba	Basalto vesicular
Arcilla	Roca fracturada
Roca sana	Roca sana

Tabla III.1. Ordenamiento de mayor a menor de propiedades geohidrológicas de rocas y sedimentos comunes (J.A. Tinajero González).

Cuando no se dispone de un estudio geológico con las características mencionadas, debe iniciarse a partir de fotografías aéreas de la zona. La interpretación de fotografías aéreas es un medio rápido y de bajo costo con la que se obtiene además de la hidrogeología, otro tipo de información sobre el área como su hidrografía, obras de infraestructura, vegetación, uso del suelo, etc.

Toda interpretación fotogeológica requiere de una comprobación de campo; los recorridos y lugares de muestreo deben planearse y marcarse sobre las fotografías aéreas al hacer la primera interpretación.

Las escalas de vuelos fotográficos recomendables son de 1:25000 a 1:50000, para estudios regionales de reconocimiento y de 1:10000 a 1:20000, en trabajos de detalle.

La fotointerpretación debe ser hecha por personal con conocimientos y experiencia en geología e hidrología.

El primer trabajo en la interpretación es la delimitación en planta de la extensión de las unidades litológicas con atención a las propiedades geohidrológicas señaladas arriba. El resultado no será un mapa geológico convencional ya que, por ejemplo, toda roca impermeable, sana y compacta podría ser agrupada en una sola unidad independiente de su tipo. En cambio, los depósitos aluviales que contienen sedimentos no consolidados que van desde grava hasta arcilla, convencionalmente se agrupan en una sola unidad, mientras que un plano hidrogeológico tendrá que mostrar diferencia entre por lo menos grava, arena, limo y arcilla.

Los conocimientos del geólogo sobre estratigrafía y geología estructural son muy útiles para la fotointerpretación y la inferencia en primera instancia de cortes geológicos obtenidos de la geología superficial; se localizan con este conocimiento fallas que han desplazado horizontes permeables, mismas que pueden constituir fronteras o canales de flujo dependiendo de su relleno.

La geomorfología es otra disciplina útil al definir características de permeabilidad de las formaciones y detectar fallas geológicas. Así por ejemplo una red de drenaje poco densa en una región húmeda es indicativa de una roca permeable que permite infiltración y lo contrario si la red de drenaje es densa.

Los resultados de un estudio hidrogeológico deberán presentarse sobre un mosaico de fotografías aéreas (rectificado en estudios de detalle), delimitando las unidades hidrogeológicas e indicando los accidentes detectados; la escala de este mosaico variará entre 1:25000 y 1:100000, dependiendo de la extensión de la zona examinada. Se representarán también cortes geológicos inferidos de la interpretación superficial y apoyados en la información que de geología del suelo se tenga. Estos cortes se irán afinando a medida que se hagan estudios geofísicos y perforaciones de exploración.

III.2 Reconocimientos hidrológicos.

Los estudios hidrológicos resultan de gran utilidad en la exploración del agua subterránea, ya que pueden aportar información acerca de la cantidad de agua útil para la recarga de los acuíferos, de la facilidad con que se produce la misma y de la localización y cuantificación del volumen de agua subterránea que se descarga en la superficie. La cantidad de agua útil para la recarga, está íntimamente relacionada con la precipitación, así como con las aguas superficiales que circulan en corrientes permanentes. En general la localización del agua subterránea depende en mucho de las condiciones hidrológicas que predominen en una región ya que en función de éstas, habrá una mayor o menor recarga útil. Por ejemplo una región desértica tendrá menos posibilidades en cuanto a la existencia de agua subterránea, que las que tenga una región húmeda aunque en ambas el medio geológico sea similar.

La facilidad con que se produzca la recarga, es otra variable hidrológica importante que depende de las características del tipo de terreno de las áreas en que tiene lugar la misma; un caso desfavorable lo constituyen las superficies impermeables, tales como arcillas y las cuarcitas que permiten que el escurrimiento superficial sea rápido, impidiendo una recarga adecuada.

De lo anterior se desprende que para alcanzar resultados óptimos en la exploración del agua subterránea por esos medios, es necesario realizar en forma conjunta ambos reconocimientos, ya que si algunas regiones presentan condiciones geológicas favorables, posiblemente en el aspecto hidrológico no sea así.

III.3 Métodos geofísicos.

Los métodos geofísicos proporcionan una evidencia indirecta de las formaciones subterráneas, indicando la posibilidad de que éstas constituyan acuíferos; estos métodos no dan una medida directa del tipo de rocas, permeabilidad, porosidad o densidad de ninguna formación, sino más bien detectan alguna otra propiedad de los materiales que varía con los factores que determinan que estos pueden ser lo suficientemente porosos y permeables.

Los métodos geofísicos pueden aplicarse en forma superficial o mediante perforaciones, o sea que las mediciones pueden hacerse sobre la superficie del terreno o bien bajo éste.

Los principales métodos geofísicos son:

- a) Magnético.
- b) Gravimétrico.
- c) Radioactivo.
- d) Geotérmico.
- e) Eléctrico.
- f) Sísmico.

Cada uno de ellos se basa en el hecho de que las diferentes rocas y formaciones minerales, tienen reacciones distintas y medibles a los campos de fuerza utilizados. En los problemas referentes a la exploración del agua subterránea, los más empleados son el método de resistividad eléctrica y el método sísmico de refracción.

III.3.1 Método de resistividad eléctrica.

Es de los métodos más efectivos para la localización de acuíferos. Se miden con este método cambios en la resistencia eléctrica de diferentes capas a profundidad haciendo medidas sólo en la superficie. Para esto, se induce un campo eléctrico encajando en el suelo dos electrodos conectados a una fuente de corriente; dicho campo toma la forma mostrada en la figura III.1, en un medio semi-infinito homogéneo. Se mide luego la diferencia de voltaje entre otro par de electrodos, de la que se deduce la resistividad del suelo.

El método de resistividad eléctrica se basa en medir desde la superficie del terreno los cambios de resistividad de los diferentes estratos o unidades geológicas del suelo. La resistividad de un cierto material se define como la resistencia eléctrica de un cubo de 1 m de lado de dicho material, cuando hacemos pasar a través de él una corriente perpendicular a una de sus caras.

Las mediciones de la resistividad eléctrica, muestran valores que varían con ciertas características del acuífero.

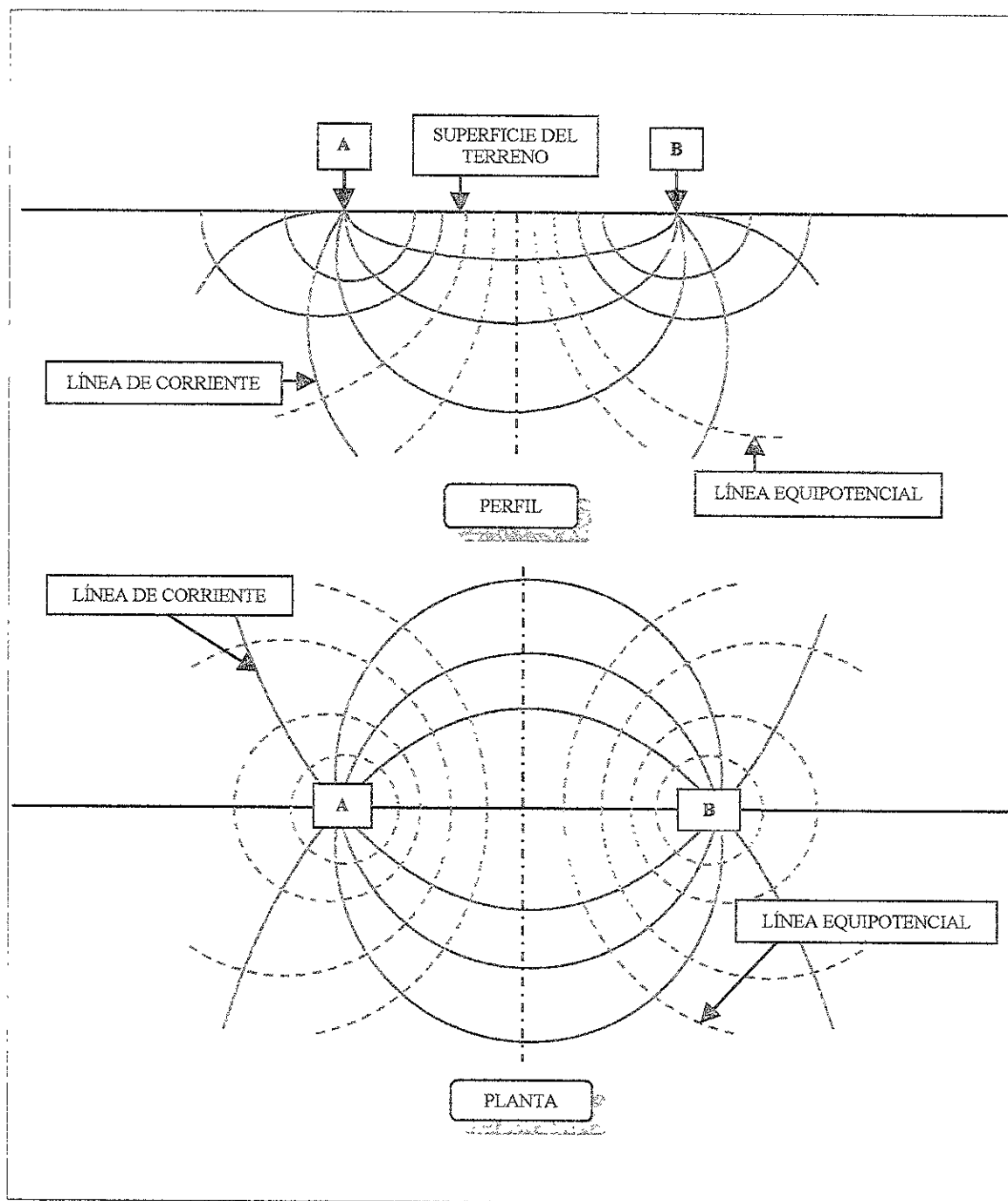


Figura III.1. Campo eléctrico inducido por dos electrodos (C.F.E.).

Una arena limpia saturada de agua dulce muestra una resistividad relativamente alta. Una arena sucia, o sea, que contenga un poco de arcilla, indica una resistividad menor.

Se sabe bien que una arena sucia tiene una permeabilidad menor que otra limpia. Luego, medir las resistividades eléctricas de ambos materiales constituye un método geofísico en el cual la mayor resistividad eléctrica de la arena limpia permite interpretar que este material es apto para ser un mejor acuífero, que el que muestra una resistividad menor.

Estas mediciones eléctricas comparativas reflejan la presencia de la arcilla, pero en ningún momento miden directamente el valor de las propiedades hidráulicas de cualquiera de las dos formaciones.

Puesto que varios tipos de materiales terrestres exhiben por lo general valores característicos de resistividad, se pueden entonces identificar los estratos de distintos materiales; esto es, las arenas, gravas y areniscas altamente resistivas pueden diferenciarse de los materiales de baja resistividad tales como la arcilla y la lutita.

Estas diferencias tienen lugar cuando los respectivos materiales terrestres se encuentran en la zona de saturación de agua dulce.

Cuando se hallan secas, tanto la arena como la arcilla muestran resistividades muy altas. Al saturarlas con agua se reduce su resistividad, pero en diferente grado cada una. Esto sucede porque el agua es un conductor eléctrico y su presencia dentro de los poros interconectados de la formación provee un medio conductor que hace bajar la resistividad global de esta.

El grado hasta el cual la presencia del agua hace descender la resistividad depende primordialmente de la mineralización o del nivel de minerales disueltos del agua de la formación.

Lo anterior se deduce del hecho de que la conductividad eléctrica del agua varía con su contenido de minerales disueltos.

El agua destilada es un conductor pobre y de alta resistividad; el agua salada es un buen conductor, de baja resistividad.

El agua de saturación en la arcilla siempre se encuentra altamente mineralizada debido a los minerales disueltos en las superficies químicamente activas de los millones y millones de partículas de arcilla que constituyen la formación. Como resultado de ello, las formaciones arcillosas exhiben una resistividad relativamente baja.

En contraposición con lo anterior, las formaciones arenosas saturadas de agua dulce, tienen resistividad relativamente alta puesto que el agua de saturación atrapa solamente pequeñas cantidades de minerales en las superficies de las partículas de arena.

Las formaciones arenosas saturadas de agua salada muestran resistividades tan bajas como las de las formaciones arcillosas. Esto hace casi imposible el poder distinguir una arena con agua salada de un lecho arcilloso, utilizando solamente la curva de resistividad del registro o perfil eléctrico.

Las aplicaciones del método de resistividad eléctrica consisten en pasar una corriente directa a través del suelo, determinando con esto la intensidad de corriente y la caída de voltaje para así calcular la resistencia señalada por la formación;

$$R = \frac{\Delta V}{I} \dots (ec. 3.1)$$

donde:

R = resistencia eléctrica, en ohm
 ΔV = cambio de voltaje, en volts
 I = intensidad de corriente, en ampers

Luego se calcula la resistividad eléctrica (ρ) considerando la resistividad del material (R) con un área de sección transversal (A) y de longitud (L), de la siguiente forma:

$$\rho = \frac{A}{L} \cdot \frac{\Delta V}{I} = \frac{A}{L} R \dots (ec. 3.2)$$

donde:

ρ = resistividad eléctrica, en ohm - m

Las resistividades de las formaciones rocosas varían sobre un amplio rango, dependiendo del material, densidad, porosidad, tamaño y forma de sus poros, contenido y calidad del agua, y temperatura.

No hay límites fijos para las resistividades de varias rocas; las rocas ígneas y metamórficas producen valores en el rango de 10^2 a 10^8 ohm - m; las rocas sedimentarias y no consolidadas, entre 10^0 a 10^4 ohm - m.

En las rocas estratificadas, la resistividad varía con la dirección de la corriente. Los valores mínimo y máximo corresponden, respectivamente, a cuando la corriente circula paralela o perpendicular a la estratificación; la relación entre estos dos valores extremos llega a ser a veces de algunas unidades. Las rocas en que sucede este fenómeno se llaman anisótropas; se trata de una micro o macroanisotropía según que el espesor de los estratos sea de algunos

milímetros (caso de los gneis, por ejemplo) o de algunas decenas de centímetros (caso de alternancia de arenas y arcillas, por ejemplo).

La tabla III.2 da el orden de magnitud de la resistividad para algunos tipos de agua y para las rocas más comunes.

Las resistividades actuales son determinadas de las resistividades aparentes, las cuales son calculadas de las mediciones de corriente y diferencias de potencial entre unos pares de electrodos ubicados en la superficie del terreno, como se muestra en la figura III.1.

El procedimiento involucra la medición de una diferencia de potencial entre dos electrodos resultante de una corriente aplicada a través de otros dos electrodos en los extremos, pero en línea con los electrodos de potencial. Si la resistividad es por todas parte uniforme en la zona subsuperficial debajo de los electrodos, una red ortogonal de arcos circulares será formada por las líneas de corriente y equipotencial.

Aguas o rocas	Resistividad (en ohm - m)
Agua de mar	0.2
Agua de acuíferos aluviales	10 - 30
Agua de fuentes	50 - 100
Arenas y gravas secas	1000 - 10000
Arenas y gravas con agua dulce	50 - 500
Arenas y gravas con agua salada	0.5 - 5
Arcillas	2 - 20
Margas	20 - 100
Calizas	300 - 10000
Areniscas arcillosas	50 - 300
Areniscas cuarcitas	300 - 10000
Cineritas, tobas volcánicas	20 - 100
Lavas	300 - 10000
Esquistos grafitosos	0.5 - 5
Esquistos arcillosos o alterados	100 - 300
Esquistos sanos	300 - 3000
Gneis, granito alterados	100 - 1000
Gneis, granito sano	1000 - 10000

Tabla III.2. Orden de magnitud de la resistividad de algunos tipos de agua y para las rocas más comunes (J.L. Astier).

La diferencia de potencial medida es un valor ponderado sobre una región subsuperficial controlada por la forma de la red. Por lo tanto, la corriente y diferencias de potencial medidos producen una *resistividad aparente* sobre una profundidad no especificada.

Si el espaciamiento entre los electrodos es incrementado, una penetración más profunda del campo eléctrico ocurre y una resistividad aparente diferente se obtiene. En general, las resistividades actuales subsuperficiales varían con la profundidad; por lo tanto, las resistividades aparentes cambian conforme los espaciamientos sean incrementados, pero no de una manera típica. Debido a que los cambios de resistividad a grandes profundidades tienen solamente un ligero efecto sobre la resistividad aparente comparada con aquellos a poca profundidad, el método en sí es efectivo para la determinación de las resistividades actuales bajo unos pocos cientos de metros.

Los electrodos consisten de un material metálico adecuado al terreno. En la práctica, varios arreglos estándar de espaciamiento de electrodos han sido adoptados; los más comunes son:

- 1.- El arreglo de Wenner
- 2.- El arreglo de Schlumberger

Si se le llama A y B a los electrodos que inducen el campo eléctrico y M y N a los que conectan a un medidor de caída de potencial y éstos tienen un arreglo cualquiera como en la figura III.2, la resistividad específica (la resistencia eléctrica de un conductor cilíndrico del medio estudiado, con área unitaria y volumen unitario), de un medio homogéneo está dada por

$$\rho_a = \left[\frac{2\pi}{\left(\frac{1}{AM} - \frac{1}{BM}\right) - \left(\frac{1}{AN} - \frac{1}{BN}\right)} \right] R \dots (ec. 3.3)$$

donde:

- ρ_a = resistividad aparente, en ohm - m
- AM, BM, AN, BN = son distancias, en m
- R = resistencia eléctrica, en ohm

Como los materiales de tierra casi nunca son homogéneos y eléctricamente isotrópicos, la resistividad es una *resistividad aparente*, cuya variación con las distancias entre electrodos permite determinar las heterogeneidades del medio.

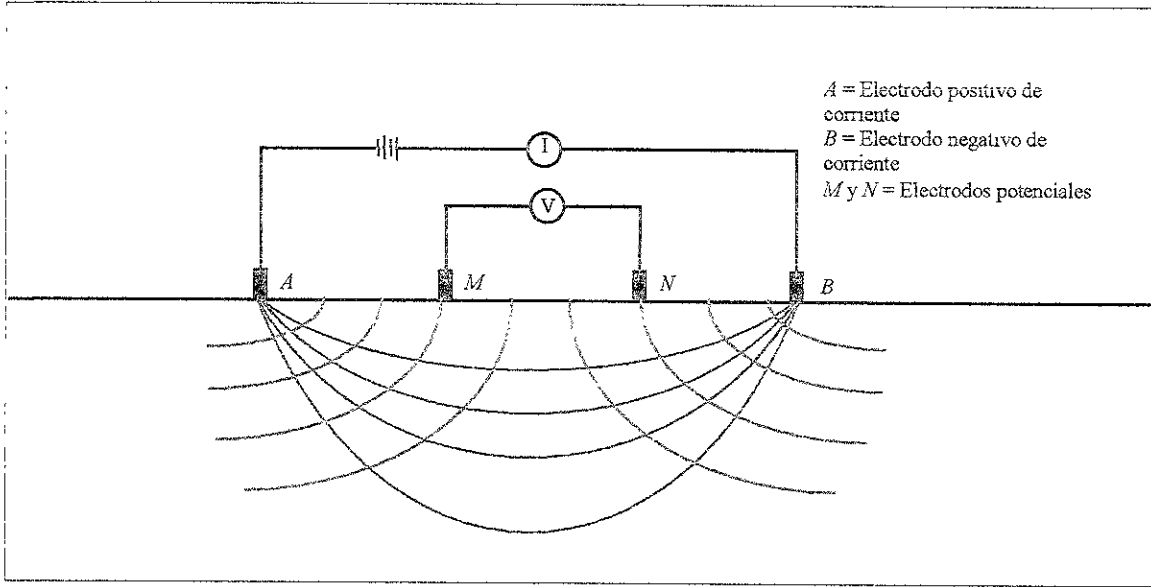


Figura III.2. Arreglo lineal de los electrodos (J.L. Astier).

Arreglo de Wenner.

Consiste en que los cuatro electrodos son espaciados a iguales distancias en una línea recta, como se muestra en la figura III.3.

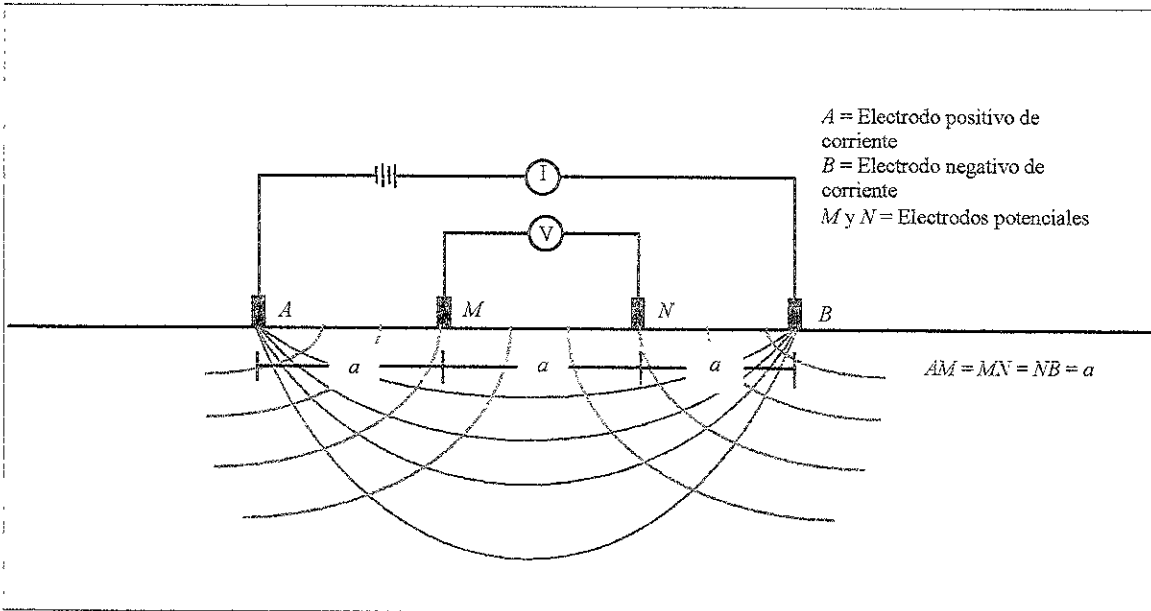


Figura III.3. Arreglo de Wenner (J.L. Astier).

Usando el arreglo de Wenner la resistividad aparente (ρ_a) será:

$$\rho_a = 2\pi a R \dots (ec. 3.4)$$

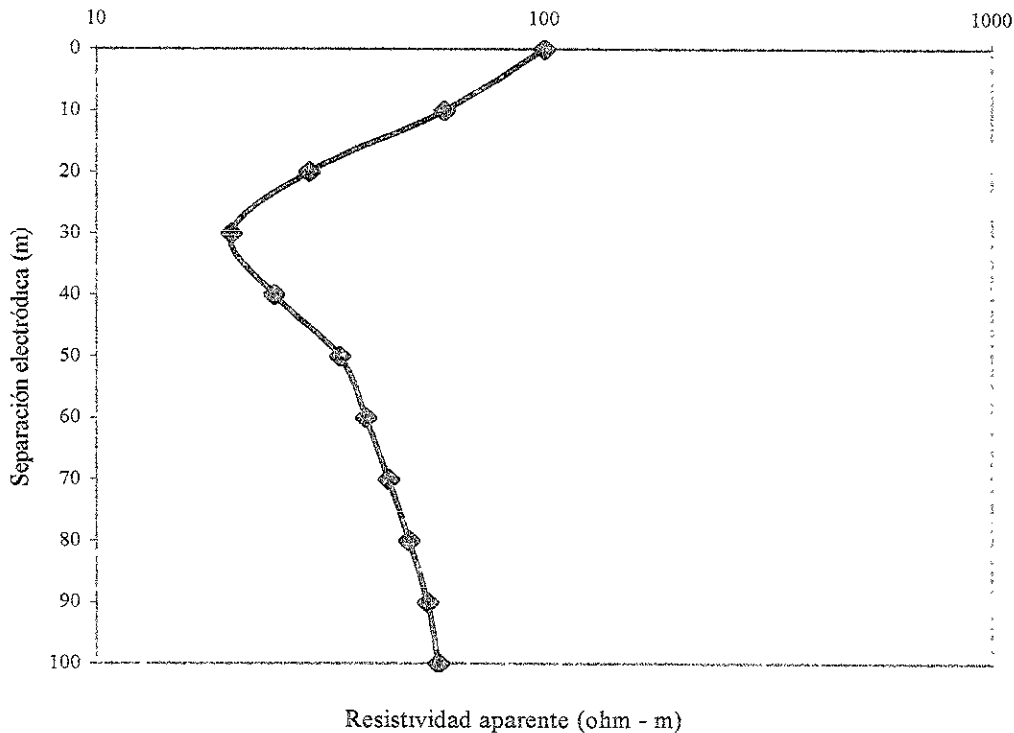
donde:

- a = distancia entre electrodos adyacentes, en m
- R = resistencia eléctrica, en ohm

La cual es una solución de la ecuación general (3.3) al sustituir: $a = AM = MN = NB$.

Una curva de campo es graficada sobre un papel semilogarítmico, ubicando la resistividad aparente (ρ_a) en ohm - m sobre la escala logarítmica y (a) en metros sobre la escala aritmética, como se muestra en la gráfica III. 1.

Gráfica III.1. Resistividades aparentes en función de la separación electródica (H.M. Raghunath).



Arreglo de Schlumberger.

Este es un arreglo lineal, con electrodos de potencial ubicados bastante cerca. Típicamente, AB es un arreglo igual o mayor que cinco veces el valor de MN , como se muestra en la figura III.4.

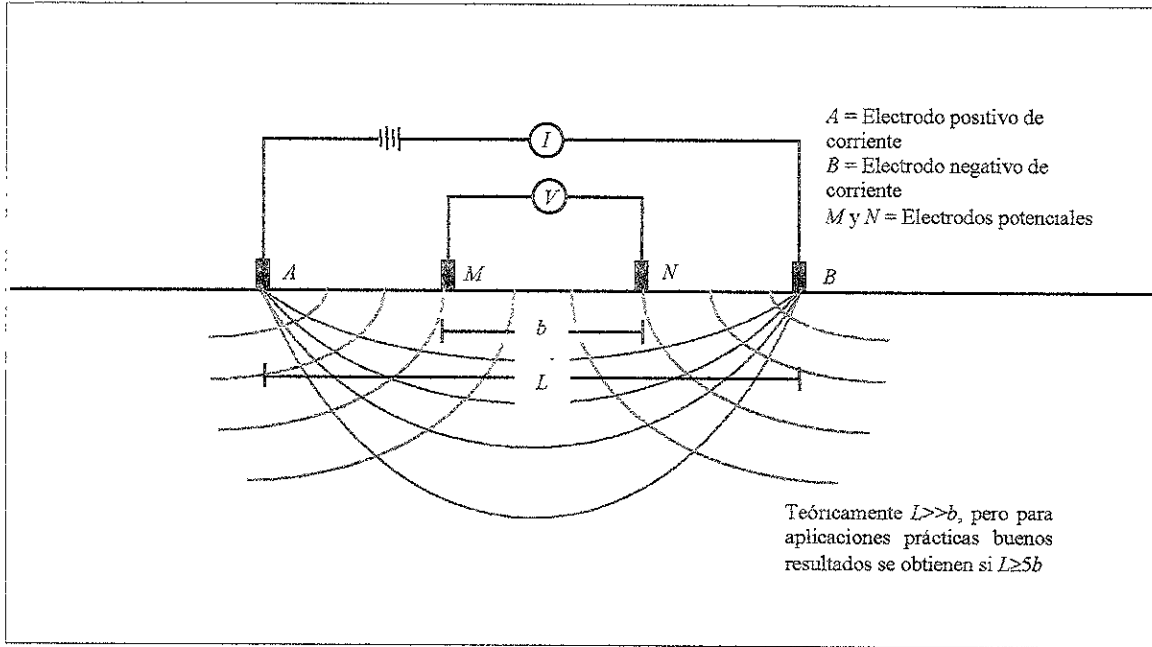


Figura III.4. Arreglo de Schlumberger (J.L. Astier).

En este sistema la distancia entre los dos electrodos de potencial (b) se mantiene constante por un tiempo y la distancia entre los electrodos de corriente (L) es variado.

Sustituyendo L y b en la ec. 3.3, se obtiene la resistividad aparente:

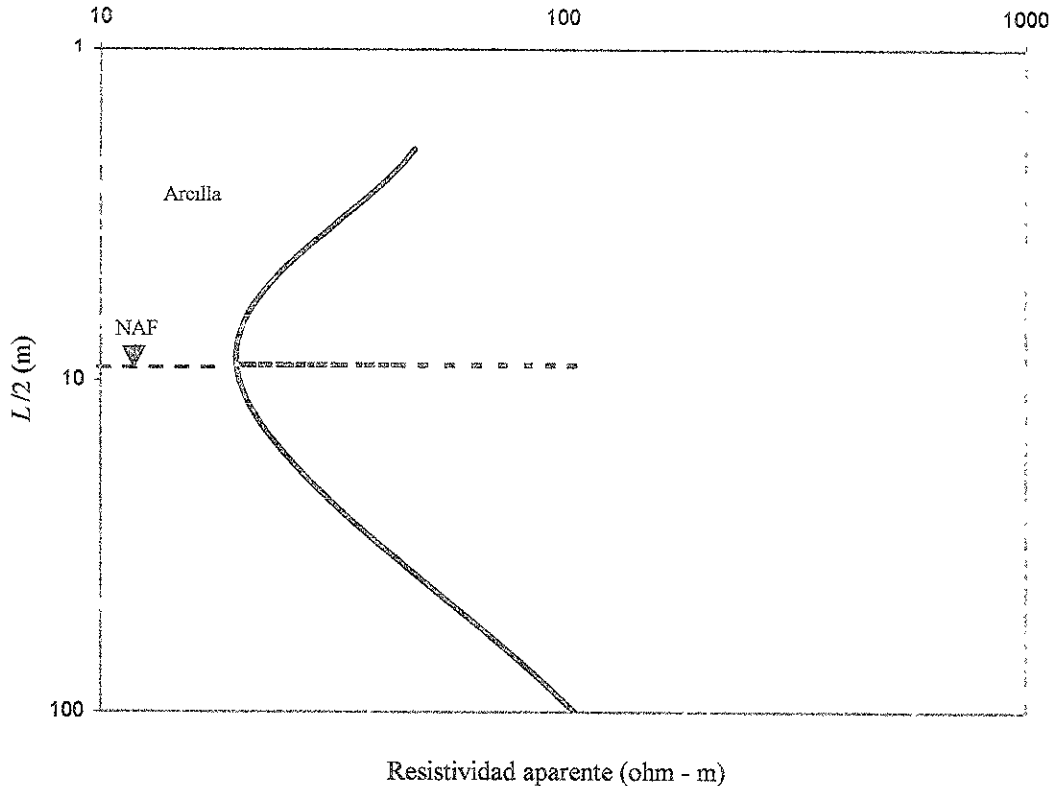
$$\rho_a = \pi \frac{\left(\frac{L}{2}\right)^2 - \left(\frac{b}{2}\right)^2}{b} R \dots (\text{ec. 3.5})$$

Una curva de campo es graficada sobre un papel logarítmico con la (ρ_a) en el eje "x" y ($L/2$) en el eje "y".

Como cualquier otro método geofísico, para ser confiable en su interpretación el método geoelectrico debe estar apoyado en una o varias perforaciones de exploración en las que se conozca el perfil litológico y la posición del nivel piezométrico. Esto es especialmente importante en este método ya que sobre la resistividad de una formación influye la salinidad

que contiene el fluido, la porosidad y comunicación entre poros (permeabilidad), la presencia de minerales conductores como arcilla o metales y la temperatura.

Gráfica III.2. resistividades aparentes en función de $(L/2)$ (H.M. Raghunath).



III.3.2 Método de refracción sísmica.

Los estudios geohidrológicos a menudo involucran el encontrar el espesor de materiales no consolidados sobre un lecho de roca. Los materiales sueltos transmiten las ondas sísmicas más lentamente que lechos rocosos consolidados. Mediante el estudio de los tiempos de llegada de las ondas sísmicas a varias distancias de la fuente de energía, la profundidad al lecho de roca (basamento) puede ser determinada.

La fuente de energía puede ser una pequeña carga explosiva colocada en un hoyo perforado a poca profundidad. Una o dos barras de dinamita son suficientes para profundidades al basamento que excedan de 30 a 50 metros. Para trabajos muy superficiales (poco profundos), de 5 a 15 metros, un acotillo (trineo) golpeado sobre una placa de acero sobre el terreno puede

ser suficiente como fuente de energía. La onda sísmica es detectada por “geófonos” (sismómetros) ubicados en la tierra en una línea extendiéndose lejos de la fuente de energía.

Un “sismógrafo” registra el tiempo de viaje para la onda que va de la fuente de energía al geófono. Los sismógrafos más sofisticados son unidades de canales múltiples con un número de geófonos adheridos.

La figura III. 5 ilustra la trayectoria de viaje de ondas sísmicas a través de dos capas de suelo. La velocidad sísmica en la capa más profunda es mayor que en la capa superficial. Como la energía viaja más rápido en la capa más profunda (inferior), la onda pasa a través de esta antes que la onda en la capa superior. En la frontera entre las dos capas, parte de la energía es refractada hacia arriba desde la frontera de la capa inferior a la superficie.

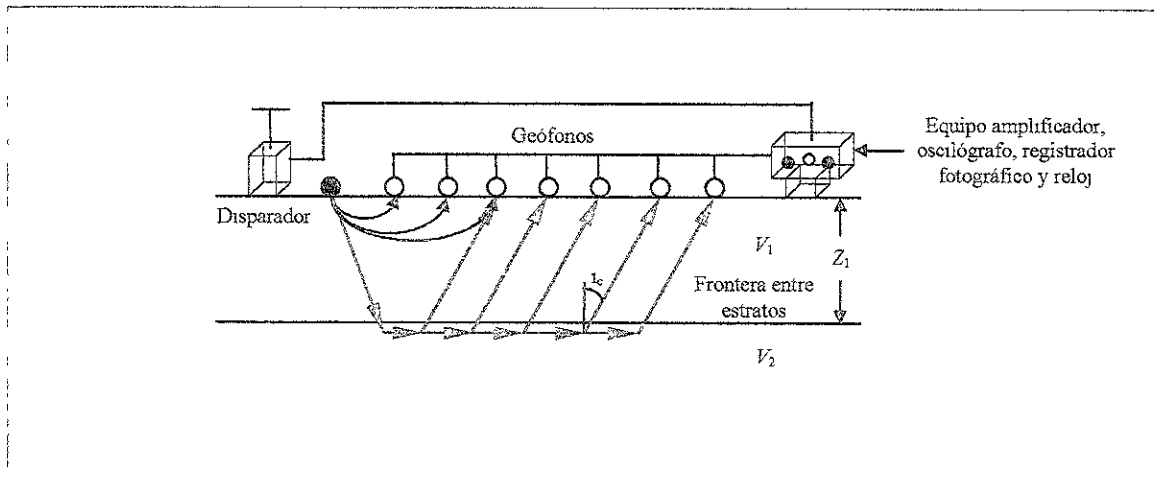


Figura III.5. Esquema del dispositivo para exploración geofísica por el método sísmico (J.L. Astier).

La función de los geófonos es captar la vibración, que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada geófono. Suponiendo una masa de suelo homogénea que yace sobre la roca basal, unas ondas llegan a los geófonos viajando a través del suelo a una velocidad (V_1); otras ondas llegan después de cruzar oblicuamente dicho suelo. Hay un ángulo crítico de incidencia respecto a la frontera con la roca basal que hace que las ondas ni se reflejen ni se refracten hacia adentro de la roca, sino que las hace viajar paralelamente a dicha frontera, dentro de la roca, con una velocidad (V_2), hasta ser recogidas por los geófonos, después de sufrir nuevas refracciones, para transmitir las al oscilógrafo. El tiempo recorrido de una onda refractada está determinado por su ángulo crítico, que depende de la naturaleza del suelo y de la roca. Este ángulo se determina de la siguiente forma:

$$i_c = \text{sen}^{-1} \frac{V_1}{V_2} \dots (\text{ec. 3.6})$$

La figura III.6 ilustra un frente de onda y la trayectoria de la energía refractada que viaja a lo largo de la frontera de la capa inferior. Se muestra también una onda directa en la capa superior.

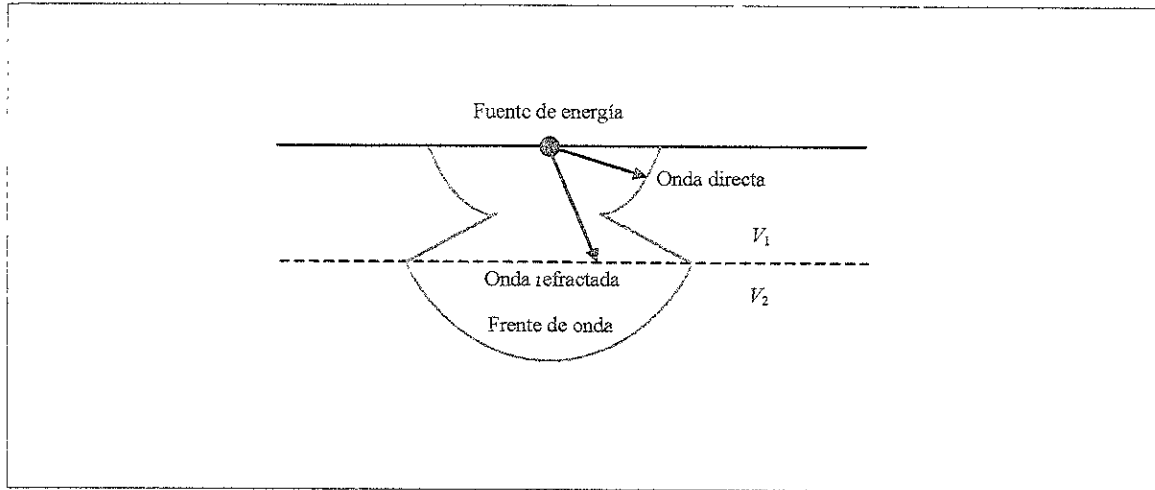


Figura III.6. Frente de onda sísmica a un tiempo dado después que una carga es detonada (J.L. Astier).

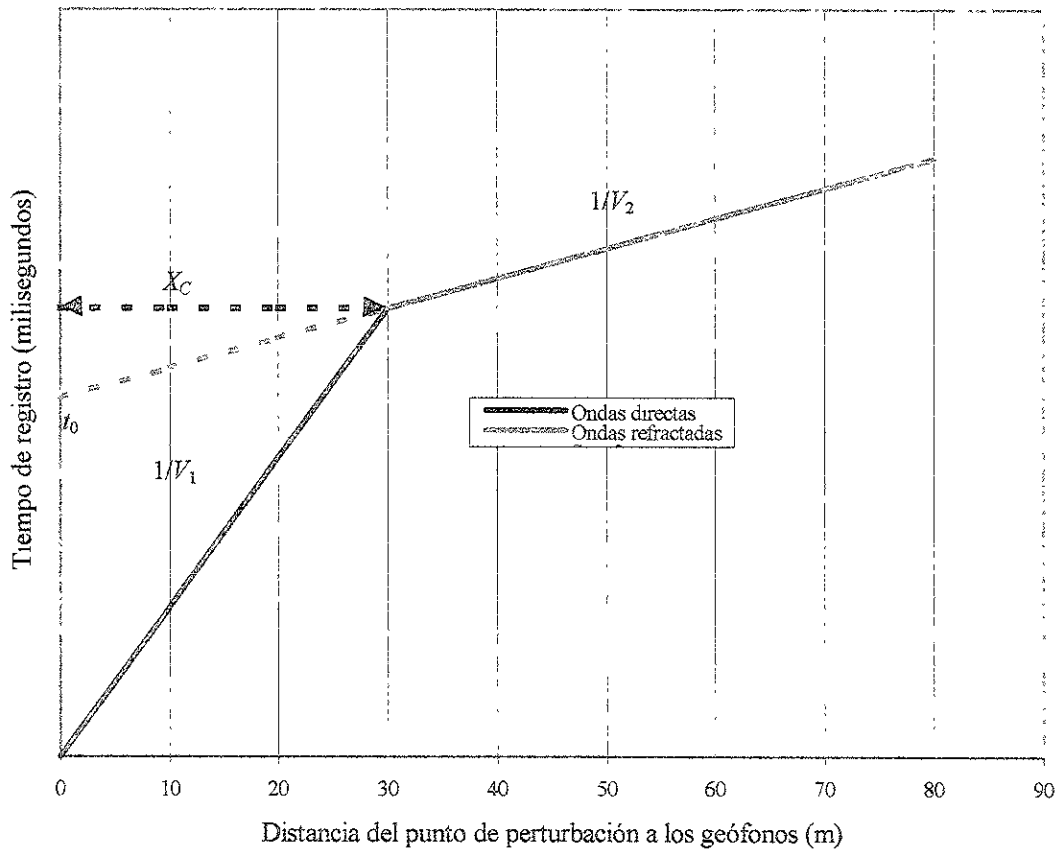
Sí (V_2) es menor que (V_1), la onda será refractada hacia abajo y la energía no será dirigida hacia arriba. Por lo tanto, el método de refracción mostrara capas de velocidades mayores pero no capas de velocidades menores que por encima de una capa de velocidad alta.

La energía puede viajar directamente a través de la capa superior desde la fuente al geófono. Esta es la distancia más corta, pero las ondas no viajan tan rápido como aquellas viajando a lo largo de la cima de la capa inferior. Esta última debería ir más distante, pero ellas también con una velocidad más alta.

Puede construirse una gráfica que relacione la distancia del geófono al punto donde se origina la perturbación, con el tiempo que tardó en registrarse la onda a ese geófono. Como las ondas directas y refractadas comienzan a llegar al geófono en tiempos diferentes bien determinados, pueden calcularse de la gráfica III.3 los valores típicos de (V_1) y (V_2). En los geófonos próximos al punto de la explosión las ondas directas llegan antes; en los alejados llegan primero las refractadas. Hay un punto de frontera, en el cual los dos tipos de onda llegan a la vez. Dibujando los instantes en que el geófono recibe la primera excitación en función del alejamiento del geófono, se obtienen dos rectas. Hasta el tercer geófono en el caso de la figura III.5, el primer impulso es de onda directa, en la que el tiempo de excitación es

proporcional a la distancia del geófono; del tercer geófono en adelante, la primera excitación es de onda refractada en la que el tiempo es una cierta función lineal $a + bx$, de la distancia, representando "a" el tiempo constante en que se recorren los dos tramos inclinados hasta y desde la roca basal. Mediante una gráfica se representa el tiempo de llegada de la primera onda al alcanzar el geófono contra la distancia (recorrido) de la fuente de energía al geófono (ver gráfica III.3). Se obtienen así dos rectas que se cruzan en la abscisa de intersección crítica X_c .

Gráfica III.3. Curva de recorrido - tiempo (C.W. Fetter).



La proyección del segmento de la segunda línea intersectándose con el eje de las ordenadas (tiempo) en donde $X=0$ se obtiene el valor del "tiempo de intersección con la ordenada" t_0 . El espesor de la capa superior (Z_1) se obtiene con cualquiera de las 2 ecuaciones siguientes:

$$Z_1 = \frac{X_c}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \dots (ec. 3.7) \quad o \quad Z_1 = \frac{t_0}{2} \frac{(V_1)(V_2)}{\sqrt{V_2^2 - V_1^2}} \dots (ec. 3.8)$$

Donde Z_1 es el espesor del estrato de suelo homogéneo y V_1 y V_2 se determinan de los recíprocos de las pendientes de las 2 rectas de la gráfica III.3.

En el caso de tres capas detectadas, como se representa en la siguiente figura III.7.

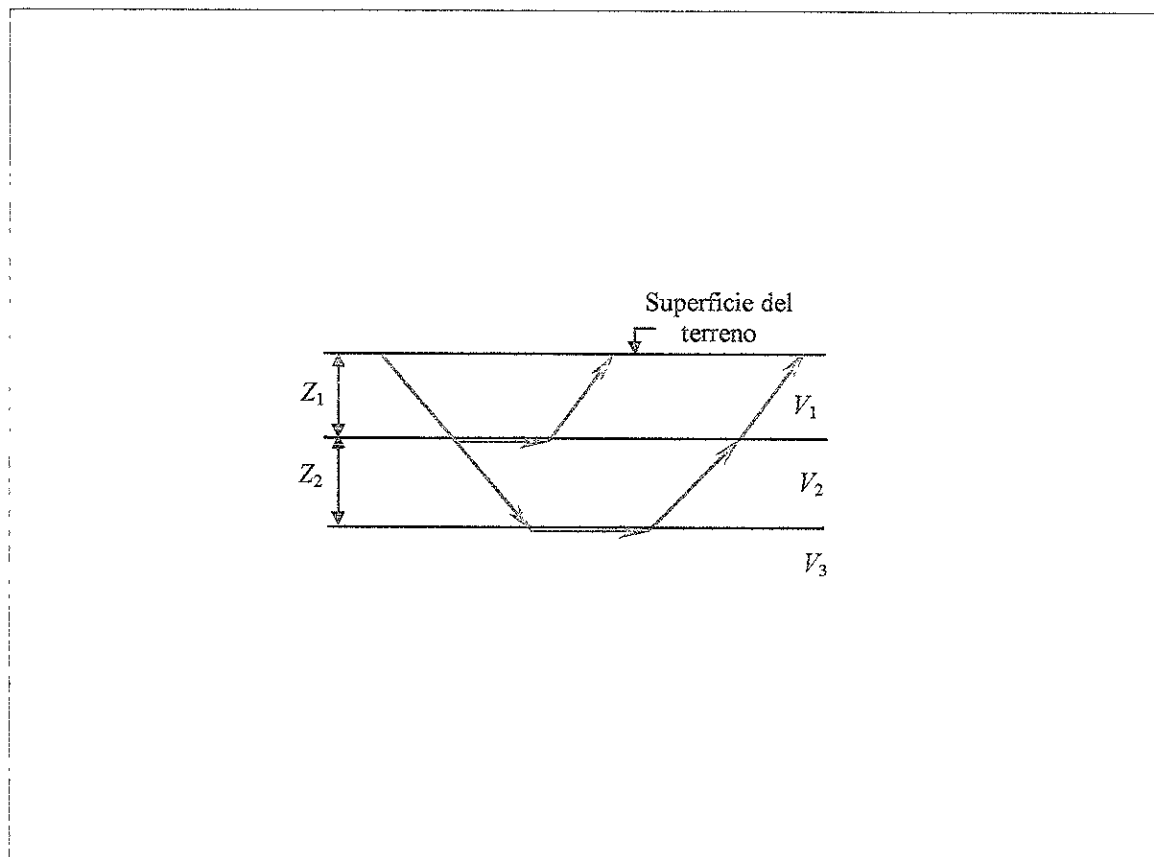


Figura III.7. Trayectoria de viaje de ondas sísmicas a través de tres capas de suelo (C.W. Fetter).

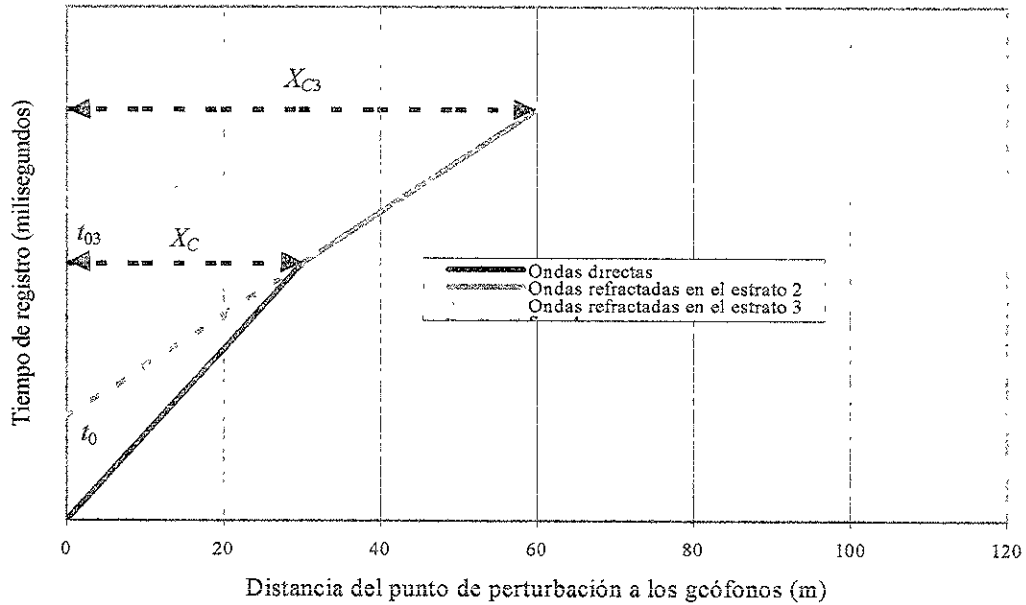
El espesor de la primera capa Z_1 se determina con las fórmulas anteriores. El espesor de la segunda capa detectada Z_2 se calcula con la ecuación:

$$Z_2 = \frac{1}{2} \left[t_{03} - (2Z_1) \frac{\sqrt{V_3^2 - V_1^2}}{(V_3)(V_1)} \right] \left[\frac{(V_2)(V_3)}{\sqrt{V_3^2 - V_2^2}} \right] \dots (ec. 3.9)$$

A más de tres capas, la ecuación se vuelve más compleja y por lo tanto, queda fuera de este trabajo.

La “curva de recorrido – tiempo” en este caso será:

Gráfica III.4. Curva recorrido - tiempo (C.W. Fetter).



La tabla III.3 muestra los valores de velocidad de las ondas sísmicas más frecuentes.

Formaciones	Velocidad (km/seg)
Aire	0.33
Agua dulce	1.45
Limos	0.2 – 0.6
Capa superficial no consolidada y seca	0.2 – 0.6
Aluviones secos	0.6 – 1.2
Aluviones húmedos	1.6 – 2.4
Arcillas	1.8 – 2.2
Tobas volcánicas	1.8 – 2.5
Margas, creta	2.0 – 3.0
Arenisca	2.0 – 3.5
Lavas	2.5 – 4.0
Calizas y dolomítas	3.0 – 5.0
Esquistos, micaesquistos	3.0 – 4.5
Gneis, cuarcitas	3.5 – 5.0
Granitos	4.0 – 6.0

Tabla III.3. Velocidad de las ondas sísmicas (J.L. Astier).

El procedimiento de campo para las investigaciones de refracción sísmica ha sido simplificado con la ayuda de instrumentos compactos y eficientes. Una pequeña carga de dinamita es ubicada en un hoyo manualmente excavado aproximadamente de 1.0 m de profundidad, y el hoyo es tapado. Los sismómetros, también conocidos como “geófonos”, “detectores”, o “dispositivo captador”, son espaciados en línea desde el punto de choque de 3 a 15 m de separación. Ellos reciben las ondas de choque y convierten la vibración en impulsos eléctricos. Un circuito eléctrico conecta los sismómetros a un amplificador y a un oscilógrafo registrador, el canal automáticamente registra el instante de la detonación y las varias primeras llegadas de las ondas de choque. Profundidades determinadas de 60 a 100 m son típicas con este equipo, aunque trabajos satisfactorios a profundidades de 300 m han sido cubiertos. Para investigaciones de profundidades menores que los 20 m, un golpe de martillo sobre la superficie del terreno puede producir una onda de choque registrable.

Complementación de información de la refracción sísmica con la resistividad eléctrica.

Algunas características que no se revelan por la exploración eléctrica pueden identificarse frecuentemente mediante la sísmica. Por ejemplo, un complejo aluvial que tiene una resistividad de 100 – 200 ohm – m situado sobre un estrato de caliza con 200 – 250 ohm – m, no se puede identificar utilizando el método de resistividad solamente. Sin embargo, se puede identificar, y medir su espesor, mediante la refracción sísmica, por que la velocidad de la onda refractada es 800 m/s en el terreno de aluvión y 5,000 m/s en la caliza.

Análogamente, un yacimiento de arena que contiene agua salada (40 ohm – m y 600 m/s) no puede distinguirse de la arcilla (50 ohm – m y 2000 m/s). En muchos casos, y especialmente cuando se explora a una profundidad que no excede de 200 m, se recomienda coordinar ambos métodos, exploración eléctrica y refracción sísmica.

Los casos prácticos no son tan sencillos y frecuentemente se hace necesaria una gran experiencia por parte del técnico que ha de interpretar los resultados obtenidos y suele ser necesaria una exploración convencional del suelo para una interpretación más correcta de dichos resultados.

III.4 Métodos de perforación.

La otra técnica utilizada para determinar el tipo de información sobre una agua subterránea es el de la perforación. La perforación consiste en abrir un pozo con un determinado diámetro hasta una profundidad que alcance el manto subterráneo a estudiar. Los dos procedimientos más económicos son el de percusión y el de máquinas rotatorias; para cada caso o clase de formación, alguno de los dos métodos de perforación será el más adecuado, no sólo desde el punto de vista constructivo y de la economía de la inversión inicial, sino que además, se deberán tener en cuenta muchas otras consideraciones, como son: la técnica de los trabajos y su garantía de obtener los resultados óptimos, rapidez de las maniobras en beneficio de los

buenos resultados en los trabajos, frutos que rinde cada tipo de perforación, y la economía que se obtendrá durante la operación del pozo una vez terminado. Los pozos perforados por percusión pueden construirse en materiales no consolidados mediante el uso de “puntas coladoras”. Una punta coladora es una sección de tubo perforado con su extremo inferior puntiagudo o aguzado para que penetre en el suelo. Esta punta aguda puede hincarse o clavarse con un marco o martinete. Se conectan secciones adicionales de tubo simple al tubo de la punta coladora por medio de acoplamientos roscados y hasta que se llegue a la profundidad deseada. Debido a las limitaciones en tamaño y profundidad, los pozos perforados mediante hincado, son útiles en exploraciones para localización de mantos de agua, para los abastecimientos domésticos a los de tipo temporal.

Los grandes pozos profundos ordinariamente se construyen por el método con máquina rotatoria hidráulica. En este método, se hace girar la barrena al final de la sección de un tubo. Un fluido de perforación tal como la mezcla o lechada de tierra y agua para formar el “lodo de perforación” se hace circular continuamente a través de la flecha de la máquina rotatoria dentro del cilindro perforado y se devuelve a la superficie exterior del tubo de perforación. Los lodos sirven para apoyar las paredes de la perforación durante el trabajo y para transportar el material aflojado o corte hecho con la barrena hasta la superficie del terreno. Este método se utiliza para pozos hasta de 1.5 m de diámetro y con más de 1500 m de profundidad. Pozos petroleros con más de 6500 m de profundidad, se han perforado con el método de máquina rotatoria. A partir de una curiosa relación entre gastos y diámetros, donde el gasto se expresa en litros por segundo (l.p.s) y el diámetro en pulgadas (pulg):

$$Q = d^2 \dots (ec. 3.10)$$

se forma una “receta de oro para la perforación de pozos” (tabla III.4).

Q (lps)	\longleftarrow	d (pulg)	\longrightarrow	Tazón (pulg)	\longrightarrow	Ademe (pulg)	\longrightarrow	Perforación (pulg)
16	d^2	4	$d + 2''$	6	$Tazón + 2''$	8	$Ademe + 6''$	14 – 16
36		6		8		10		16 – 18
64		8		10		12		18 – 20
100		10		12		14		20 – 22

Tabla III.4. Receta de oro para la perforación de pozos (R. Chávez Guillen et al).

III.4.1 Método de percusión o pulseta.

La perforación del pozo se efectúa subiendo y bajando una masa con una broca en la punta inferior. Dicha broca, en su caída, va fracturando o disgregando la roca, desprendiendo de la misma fragmentos de varios tamaños. Los fragmentos son extraídos del pozo con un cucharón,

con la adición de agua su fuera necesaria. El efecto cortante de la barrena depende de su forma, del número de golpes y de la intensidad de impacto.

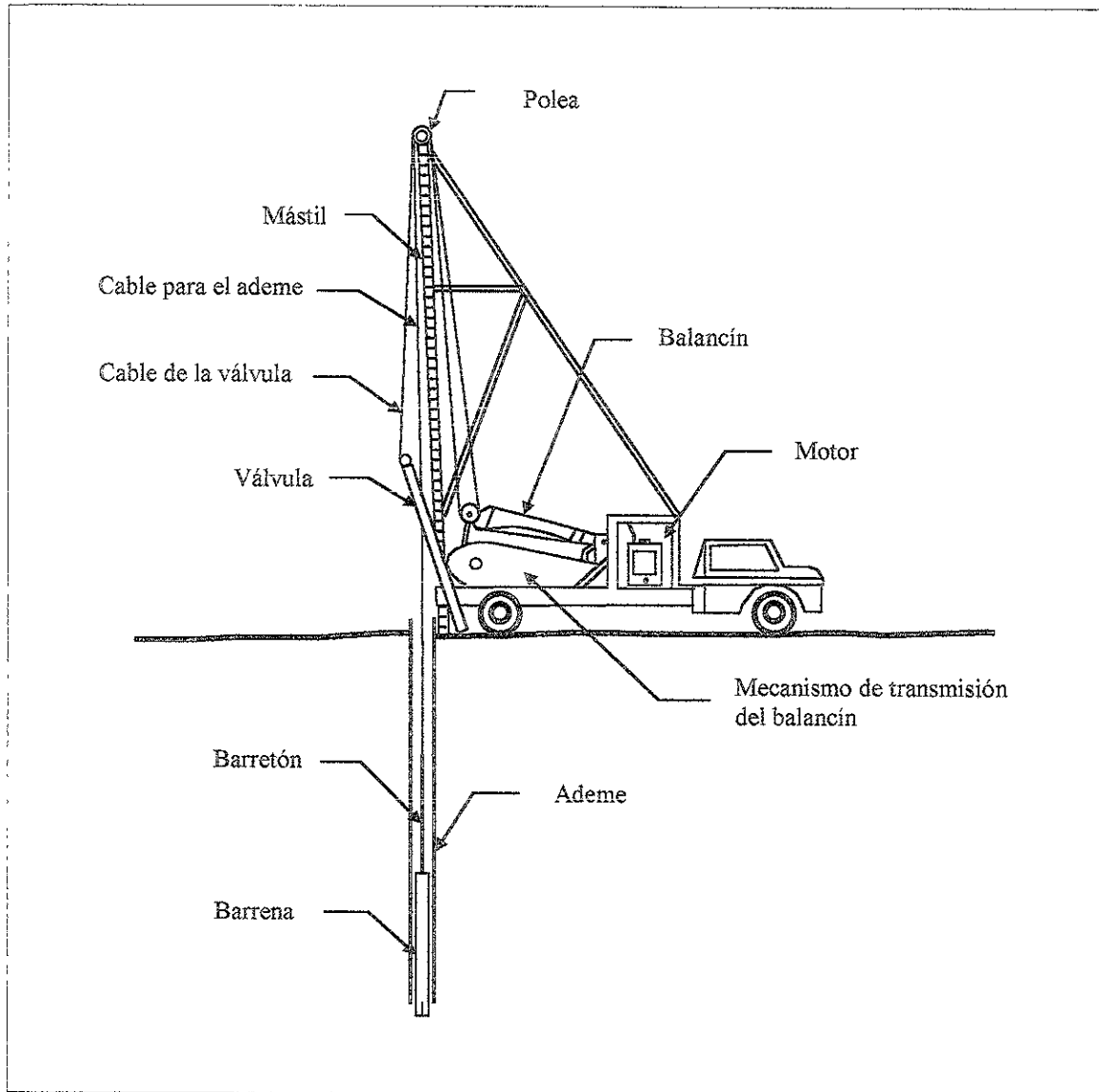


Figura III.8. Esquema del equipo de perforación por percusión (C.F.E).

Los elementos fundamentales que intervienen en la perforación por este método, figura III.8, son:

- la columna o sarta de perforación, (que incluye broca, barrena y percusor)
- el cable (que imprime a la columna de perforación el movimiento de vaivén dado por el balancín de la máquina de perforación)

- c) la máquina de perforación o fuente motriz (que proporciona al cable con un balancín el movimiento de vaivén).

La perforación por percusión tiene grandes ventajas al perforar en formaciones rocosas consolidadas puesto que puede prescindirse parcial o totalmente del ademe. También puede usarse en formaciones granulares o poco consolidadas pero el ademe debe colocarse conforme se avanza en la perforación. El rendimiento de la perforación depende de la resistencia y dureza de la roca, el peso de la columna de perforación, la altura y caída de la misma, el diámetro y forma de la broca, la frecuencia de golpeo y la calidad y densidad del lodo acumulado en la perforación.

Algunas ventajas de este método son:

- a) el equipo de perforación es fácilmente transportable
- b) es económico en cuanto a costo de operación y energía consumida
- c) requiere poca agua
- d) es bastante efectivo en formaciones duras
- e) permite obtener una idea bastante precisa de las formaciones que se van perforando
- f) se altera poco la porosidad y permeabilidad de la formación

Entre las desventajas se mencionan:

- a) la falta de rigidez en la sarta de perforación dificulta el control de la verticalidad del pozo
- b) debido a la elasticidad del cable, el efecto cortante de las barrenas disminuye con la profundidad
- c) baja velocidad de perforación en acarreo o formaciones no consolidadas
- d) peligro de pérdida del ademe por inestabilidad en el material de las paredes del pozo
- e) dificultad en la variación de diámetros de perforación
- f) no se alcanzan grandes profundidades de perforación
- g) es necesario suspender la perforación cada vez que se desea remover el material fragmentado

III.4.2 Método rotatorio.

La perforación se efectúa por la rotación de una broca. El material cortado es removido conforme la broca penetra la formación por la circulación de un fluido de perforación; de esta forma, se evita el tener que suspender la perforación para remover el material. Existen dos variantes de este método.

Rotación con circulación directa.

El material en el fondo del pozo en construcción es erosionado por la rotación de una broca. La broca está colocada en el extremo final de un tubo hueco por el interior del cual se bombea un líquido, llamado fluido de perforación, a alta presión. El fluido sale por unos pequeños agujeros en la broca a altas velocidades golpeando el fondo y las paredes del pozo ayudando a la broca en su acción erosiva. Dicho fluido sube a la superficie, por el espacio anular entre el tubo de la broca y las paredes de la formación, llevando consigo los fragmentos del material del fondo. En la superficie, dichos fragmentos se sedimentan en un pequeño almacenamiento de donde son removidos de vez en cuando. En la figura III.9 se muestra un esquema de la perforación con este método.

Rotación con circulación inversa.

El principio de perforación es el mismo, pero en este caso el fluido de perforación circula hacia abajo por el espacio anular entre las paredes de la formación y la tubería de perforación. En el fondo del pozo el fluido acarrea los fragmentos del material y los sube en suspensión por dentro de la tubería de perforación.

Con estos dos métodos es posible perforar el pozo en toda su profundidad aún en suelos no consolidados sin necesidad del ademe debido al fluido de perforación. Dicho fluido (en general lodo bentonítico) tiene tal densidad y viscosidad que sostiene las paredes de la formación.

Algunas ventajas de los métodos rotatorios son:

- a) alto rendimiento aún a grandes profundidades
- b) buen control de la verticalidad del pozo
- c) ahorro del costo del ademe, sobre todo si el pozo no es productivo
- d) si la circulación de fluidos es continua y a buena velocidad, se mantiene limpio el pozo lo que ayuda a mantener el efecto cortante de las barrenas
- e) alta velocidad de perforación en acarreo
- f) posibilidad de variar el diámetro del pozo
- g) se puede programar el tiempo requerido para la perforación

Entre las desventajas se mencionan las siguientes:

- a) se requiere un suministro continuo de agua, aunque puede usarse aire o espumantes
- b) pérdida de fluido de perforación al atravesar formaciones muy permeables, lo que puede afectar los parámetros geohidrológicos del acuífero
- c) el costo de operación y del equipo es alto; el consumo de energía también es alto
- d) requiere personal especializado

e) es necesario decidir rápidamente la terminación del pozo

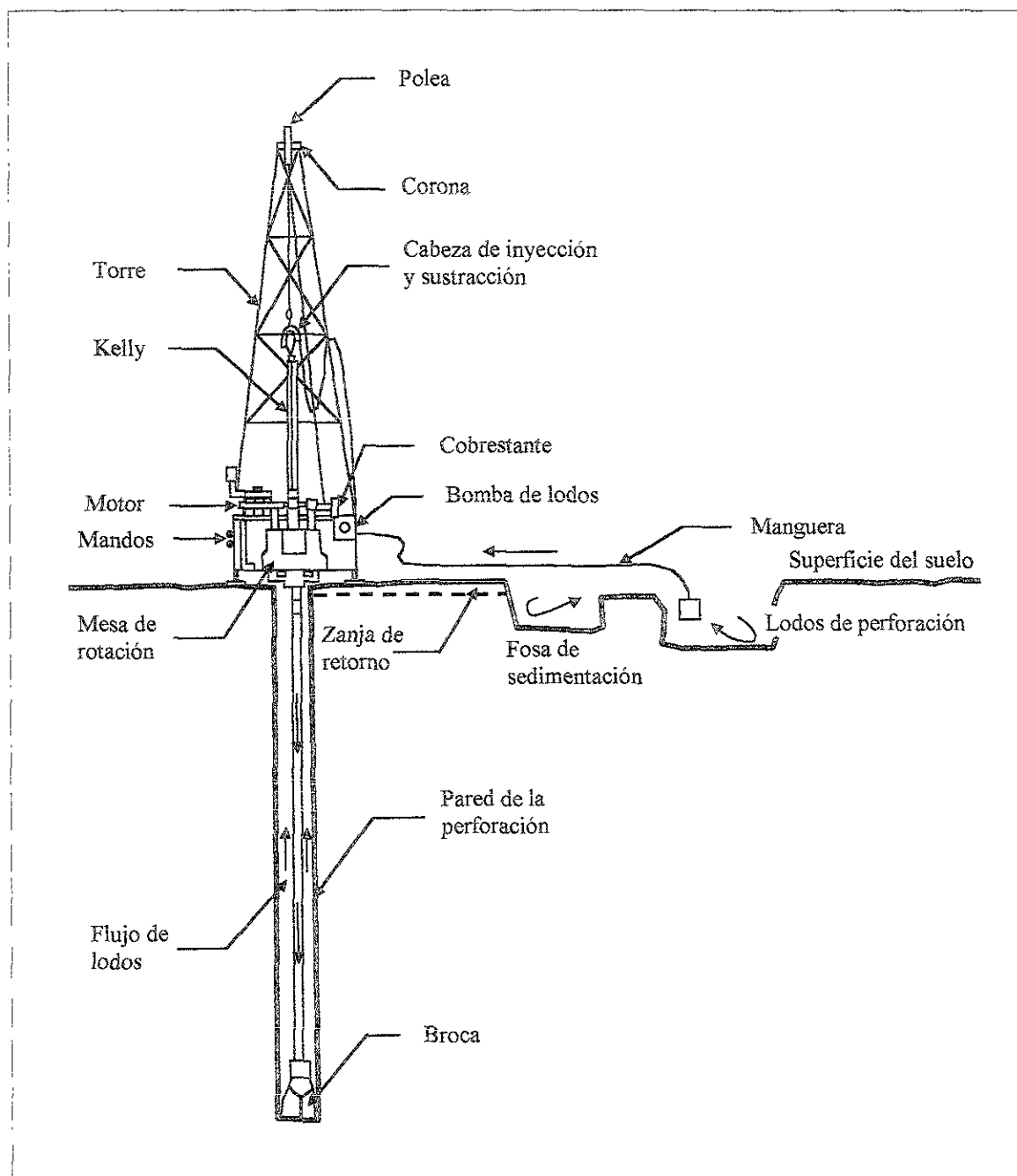


Figura III.9. Esquema del equipo de perforación por rotación con circulación directa (C.F.E).

El fluido de perforación tiene como función:

- a) enfriar la barrena
- b) sostener las paredes de la formación y darles consistencia (formando una capa de enjarre)
- c) extraer el recorte a la superficie conforme avanza la perforación
- d) estabilizar la columna de perforación
- e) disminuir, por lubricación, la fricción entre la columna de perforación y el terreno

Aunque puede usarse agua como fluido de perforación, en general se utiliza una mezcla de arcilla y agua con algunos aditivos. La arcilla comúnmente usada es la llamada bentonita en cuya composición predominan los filosilicatos del grupo de la montmorilonita. La mezcla así formada al mezclar agua y arcilla tiene como característica principal la tixotropía, esto es, la propiedad de pasar de gel a líquido mediante agitación y viceversa; se comporta como un sólido cuando la mezcla está en reposo y como fluido cuando está en movimiento.

La densidad relativa de los lodos de perforación para pozos de explotación de acuíferos varía entre 1.04 y 1.14; la densidad tiene una influencia directa en la capacidad de extracción de recorte.

La viscosidad del lodo afecta en forma directamente proporcional a la capacidad de arrastre y también a la potencia de bombeo. Por ello debe llegarse a un compromiso: la viscosidad no muy grande para que el lodo sea fácilmente bombeable pero no tan pequeña que impida al lodo arrastrar el recorte.

III.4.3 Ademe.

Se conoce como ademe a la tubería que se coloca para revestir definitivamente al pozo. Se divide en ademe ciego y ranurado.

III.4.3.1 Ademe ciego.

Las funciones fundamentales del ademe ciego son sostener las paredes de la formación perforada en toda su profundidad y funcionar como un conducto hidráulico eficiente comunicando el acuífero con la superficie. También sirve para clausurar otros acuíferos que no se desean explotar en el mismo pozo o para evitar que acuíferos de mala calidad contaminen al que si se desea explotar. Estos objetivos se complementan con la cementación del espacio anular entre el ademe y la formación perforada.

Algunas veces se usa un ademe provisional durante la construcción cuyo objetivo es sostener las formaciones durante la construcción para evitar desprendimientos de material que puedan bloquear la herramienta de perforación.

En la mayoría de los casos en los pozos para extracción de agua se utilizan ademes contruidos con tubos metálicos aunque se usan en menor escala tubos de fibrocemento, fibra de vidrio, PVC, etc. En general se usan tubos de acero y su longitud está entre 6 y 9 m. Un tubo se une con el siguiente con un niple roscado o con soldadura a tope. Debe evitarse el empleo de tuberías de distinto metal pues ello fomenta la corrosión. Cuando se tengan problemas de erosión y/o corrosión debido al tipo de agua bombeada, deberá recurrirse a aleaciones más resistentes y protecciones catódicas.

Independientemente de la elección que se haga del material de la tubería en función de la agresividad del agua, es preciso considerar el diámetro más adecuado y su espesor.

El diámetro mínimo para un ademe ciego es función del tipo de ademe ranurado elegido y del diámetro de la bomba (que depende del caudal y de las características de la bomba). El Instituto Americano del Petróleo (API) recomienda los diámetros mínimos como función de la capacidad de bombeo, dados en la tabla III.5.

Diámetro de la perforación (cm)	Diámetro del ademe (cm)	Capacidad de bombeo (lps)
61.0	50.8	> 100
50.8	40.6	hasta 100
44.5	34.0	hasta 60
31.2	24.5	hasta 30
21.6	17.8	hasta 15
15.9	12.7	hasta 5
10.8	7.7	< 5

Tabla III.5. Diámetros mínimos de ademe, según el (API) (C.F.E.).

El espesor de la pared del ademe depende de los esfuerzos a que la tubería estará sometida. Los esfuerzos más desfavorables son los debidos al empuje del terreno y a las cargas hidrostáticas por diferencias del nivel del agua entre el interior y el exterior del pozo.

Es práctica común construir ademes con diámetros decrecientes con la profundidad. Esto disminuye el costo tanto de la perforación del pozo como del ademe mismo. El traslape de las tuberías debe ser estanco, principalmente cuando se hayan perforado formaciones permeables. El cierre entre dos tuberías de diámetros diferentes, requiere una longitud de traslape de la

cementación de 2 a 3 m y un espacio entre ambas tuberías que permita introducir entre ellas la inyección del cementante.

III.4.3.2 Ademe ranurado.

Es la parte del pozo por donde penetra el agua del acuífero a la tubería para ser bombeada a la superficie. El ademe ranurado debe tener las siguientes características:

- a) el tamaño de las aberturas se diseñan para evitar la obstrucción por arena y grava (ya sea del filtro o del acuífero)
- b) proporcionar la máxima área hidráulica, sin sacrificar la resistencia estructural del material del ademe
- c) distribución uniforme de las ranuras para que el flujo de agua hacia el pozo sea fácil y permitir un desarrollo adecuado (figura III.10)
- d) construcción de un solo metal, resistente a la corrosión y a los ácidos usados para desincrustar el pozo
- e) forma adecuada, que permita pérdidas de carga pequeñas y no provoque incrustaciones
- f) resistencia elevada al colapso y a la compresión
- g) ser razonablemente económico

En general, se escoge el tamaño de las aberturas del ademe ranurado para permitir que durante el desarrollo del pozo queden retenidos del 30 al 60 por ciento de los granos de un pozo sin filtro, más entre mayor es su uniformidad para evitar asentamientos. En la actualidad se fabrican ademes ranurados con distintas aberturas para adaptarse a la granulometría del acuífero.

Los tipos más comunes de ademe ranurado son los de ranura continua, de persiana, de puentecillos, con tubo base y de tubo perforado.

Los ademes de ranura continua se construyen con un alambre en espiral enrollado alrededor de un armazón de varillas longitudinales. Es de los ademes con mayor área hidráulica posible y con condiciones de flujo uniforme. Es también bastante resistente a los esfuerzos a que queda sometida durante y después de la instalación.

Las aberturas en el ademe de persiana consisten en hileras de persianas que se orientan en ángulo recto o paralelas al eje de la tubería. La forma de las aberturas no es muy favorable ya que existe la posibilidad de que se obstruya con material del acuífero durante el desarrollo del pozo.

Los parámetros importantes en el diseño del ademe ranurado son, la longitud, el tamaño y tipo de abertura de ranura, el metal así como el diámetro del ademe.

La longitud óptima depende del espesor y estratificación del acuífero y del posible descenso dinámico del nivel del agua. Debe tener la mayor longitud posible, pero evitando que el nivel dinámico deje en seco alguna zona.

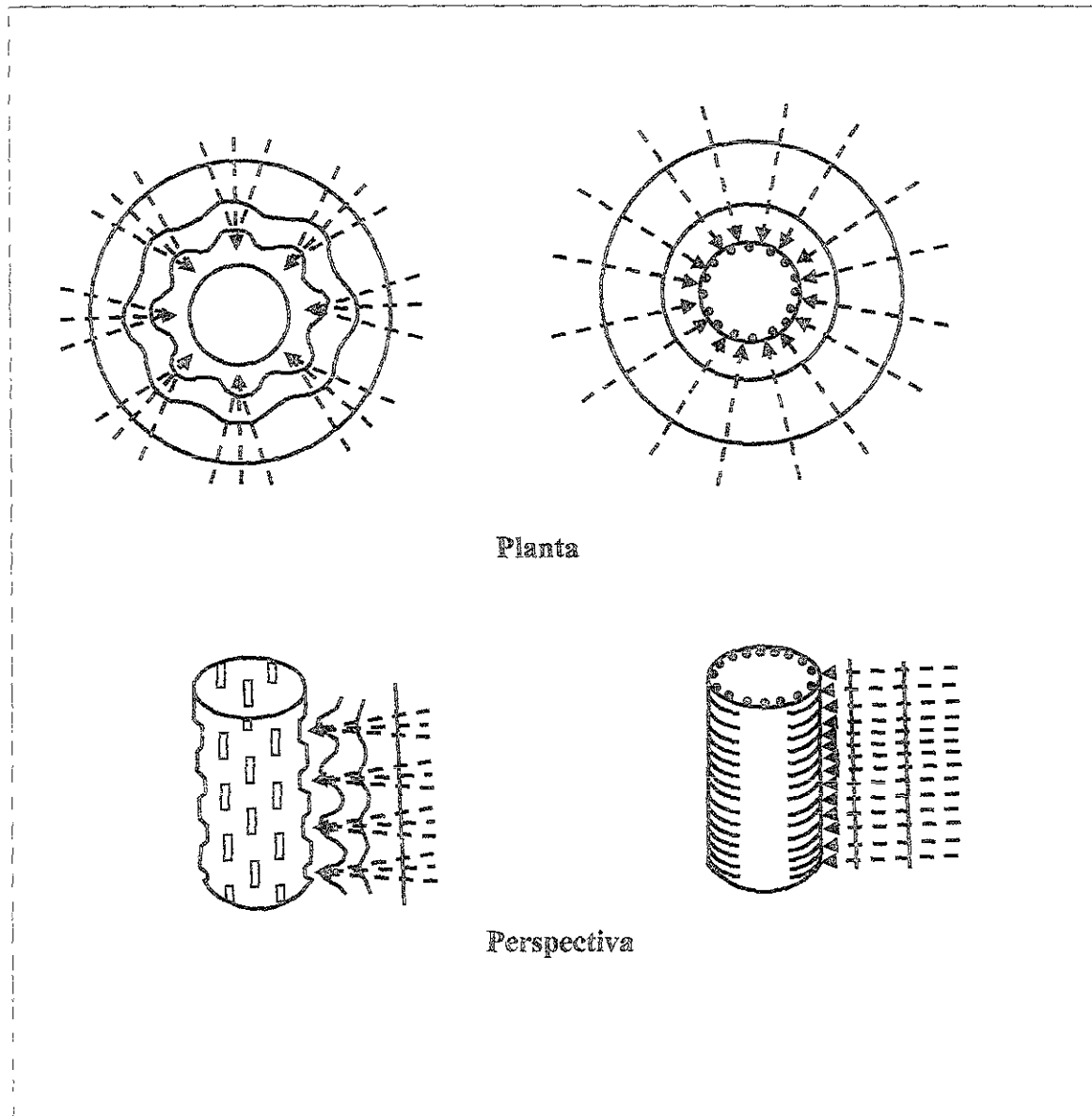


Figura III.10. Flujo hacia ademes ranurados (C.F.E.).

La selección del tamaño de la ranura del ademe depende de la distribución granulométrica del material del acuífero; cuando su coeficiente de uniformidad (D_{60}/D_{10}) es mayor que 6 (material no uniforme) y el material que superyace al acuífero es firme, el tamaño de ranura se escoge para retener el 30% del material del acuífero. Con el mismo coeficiente de uniformidad

ro el material suprayacente blando, el tamaño de ranura se diseña para retener el 50%. Si el aterial del acuífero es muy uniforme (coeficiente de uniformidad alrededor de 3) y el aterial suprayacente es firme, se diseña para retener 40% del material del acuífero; si el aterial suprayacente al acuífero es blando, el tamaño de ranura se diseña para retener 60%. Cuando se coloca filtro de grava la ranura se diseña para retener el 90% de partículas del filtro.

La selección del metal adecuado para el ademe ranurado depende, como en el ademe ciego, de la composición química del agua, la presencia de limos bacterianos y la resistencia estructural de la rejilla.

El diámetro del ademe ranurado se determina teniendo en cuenta el área abierta necesaria para pasar el gasto de diseño sin provocar una velocidad de admisión excesiva. En general el diámetro se fija después de seleccionar la longitud de la zona ranurada así como el área hidráulica. La velocidad de admisión es un factor crítico en la operación eficiente de un pozo; en general se diseña el diámetro del ademe en forma tal que la velocidad de admisión por las ranuras sea igual o inferior a 3 cm/seg.

III.4.4 Cementación del pozo.

El principal objetivo de la cementación es la unión del ademe ciego con el material que forma la pared del pozo. Con ella se consigue evitar que las aguas superficiales contaminen el acuífero, evitar la contaminación del acuífero en explotación con otros que no se quiere explotar y aumentar la resistencia mecánica del ademe. También sirve la cementación para formar un tapón o sello en el fondo del pozo, y para corregir desviaciones de la tubería.

III.4.5 Filtro de grava.

Es el material colocado entre la rejilla y el suelo del acuífero. Dicho material se forma con gravas con una granulometría seleccionada. Se coloca en acuíferos de arenas finas y uniformes, areniscas pobremente cementadas, formaciones estratificadas con alternancia de materiales finos y gruesos, y en caso de que el agua del acuífero es muy incrustante.

El espesor del filtro debe ser de 8 a 20 cm.

Para colocar el filtro, se debe perforar con mayor diámetro en la zona del ademe ranurado y después de colocar dicho ademe, se rellena el espacio entre la formación y el ademe ranurado con grava; después se cementa la parte superior de la tubería del ademe.

III.4.6 Desarrollo y estimulación del pozo.

Concluida la colocación del filtro de grava y el cementado del pozo se procede al desarrollo del mismo. Este consiste en la operación del pozo para extraer los restos de lodos y

mentos de la perforación, estabilizar las arenas del acuífero y tratar de obtener el mayor rendimiento específico posible (máxima capacidad). El desarrollo consiste en limpiar, abrir o ampliar los pasajes de la formación, de modo que el agua pueda entrar al pozo más fácilmente. El desarrollo constituye una labor esencial del verdadero acabado de un pozo de agua.

Con el desarrollo del pozo se obtienen tres ventajas:

1. El desarrollo repara cualquier daño u obstrucción que haya sufrido la formación como consecuencia derivada de los efectos de la perforación.
2. El desarrollo aumenta la porosidad y la permeabilidad de la formación natural en los alrededores del pozo.
3. El desarrollo estabiliza la formación granular en torno a la rejilla, de manera que el pozo descarga agua libre de arena.

La estimulación consiste en producir cambios en el acuífero, ya sea por métodos mecánicos, químicos u otros, para reducir la resistencia al flujo. Los métodos mecánicos pueden consistir en: 1) introducir en el pozo un émbolo y moverlo en forma de pistón, provocando que el agua se agite en movimiento hacia adentro y hacia fuera del pozo; 2) chifloneo, que se inyecta agua a presión sobre la formación; 3) sobrebombeo, mediante la extracción discontinua de agua del pozo, provocando flujo y reflujo en las formaciones acuíferas, a fin de que se desprenda el lodo y los sedimentos finos de las formaciones y removidos con el agua bombeada; 4) pre-desarrollo químico con polifosfatos (dispersores de arcillas) agregando 20 litros por cada 30 metros de profundidad de desarrollo, dejándolo en reposo 24 hrs. mínimo antes de iniciar las operaciones de limpieza.

IV. HIDROGEOLOGÍA.

La parte de la tierra que más interesa a los Geohidrólogos es aquella que contiene agua en sus poros; esto los restringe a la parte más superficial del manto superior de la tierra, cuyo espesor máximo es de unos pocos kilómetros comparado al radio de más de 6000 km del globo.

De hecho también son de interés las capas interiores, ya que de tiempo en tiempo suceden fenómenos cuya fuente proviene desde grandes profundidades, como emanaciones volcánicas, manantiales minerales, etc., influyendo en la ocurrencia y calidad de las fuentes de agua subterránea, siendo necesario entenderlos para poder evaluarlos en el estudio general de los recursos de agua subterránea.

Además en muchas áreas en donde las rocas cristalinas y metamórficas son abundantes, es importante entender los procesos que produjeron la estructura y formaron las diferentes rocas, a fin de entender mejor las posibilidades de existencia de agua subterránea.

De las observaciones sísmicas, sabemos que la tierra está construida de capas que difieren una de otra en sus propiedades químicas y físicas.

La capa superior o exterior del manto es de aproximadamente 17 a 35 km de espesor y está compuesta de dos capas, el sial (Si-Al) con una composición similar al granito (roca intrusiva), mientras que la inferior se denomina sima (Si-Mg) similar al basalto (roca extrusiva). Las 2 capas están cubiertas en parte por una capa delgada de 10 km aproximadamente de rocas sedimentarias.

La capa que se encuentra por debajo de los 2900 km también esta constituida por unas cuantas capas secundarias, cuyas capas superiores tienen espesores de 30 a 40 km presentando un estado de plasticidad cercano al fluido. Esta capa y su estado es un factor muy importante en los diferentes fenómenos tectónicos observados en la superficie.

La parte más interna, el centro nife (Ni-Fe) es muy denso y forma alrededor del 32% de la masa total de la tierra.

Las rocas que se encontraran en trabajos geohidrológicos, son producto de diferentes procesos que ocurren en la parte superior de la corteza terrestre. Estos procesos se clasifican en dos tipos: *endogénicos o tectónicos* y *los exogénicos*.

Procesos endogénicos o tectónicos.

Tienden a formar el relieve de la tierra. Las principales discontinuidades están dadas por fallas y plegamientos, las cuales serán tratadas en el inciso IV.5.

Procesos exogénicos.

Estos tienden a modificar el relieve de la tierra. Se pueden mencionar tres tipos de procesos exogénicos: intemperismo, erosión y depositación.

El intemperismo es la destrucción de la roca primaria por varios agentes, pudiendo hablarse del intemperismo físico o desintegración de la roca e intemperismo químico como proceso que toma lugar en presencia del agua.

Un conocimiento de las diversas formas que esos procesos dejen, nos ayudarán a comprender las condiciones climatológicas que prevalecen en ciertas áreas.

Los agentes que causan la desintegración de las rocas son el agua, el viento, los cambios de temperatura, los glaciares, el mar, etc.

La descomposición química de las rocas es producida principalmente de la influencia del agua debido a fenómenos de disolución e hidratación. La resistencia de los minerales a la desintegración química depende de su naturaleza química y mineralógica. El mineral más resistente es el cuarzo y esa es la razón por la que las arenas cuarzosas son las más abundantes.

El mismo agente que causa la destrucción de las rocas, produce también su transferencia desde áreas de potenciales gravimétricos altos a bajos lo que origina su depositación y sedimentación.

La fuente de material, el agente de transporte y la forma de depositación, decidirá la naturaleza de las rocas y su clasificación.

IV.1 Hidroestratigrafía.

La estratigrafía o secuencia de las rocas, depende de los cambios en la forma de depositación. De acuerdo al principio de uniformitarismo el cual expresa que el presente es la llave del pasado, se puede deducir mediante el tipo y secuencia de rocas que encontramos actualmente, la forma de depositación que tuvo lugar en la antigüedad. Si conocemos el tipo de depositación, podemos reconstruir la distribución de los estratos en el subsuelo y de acuerdo a ello, construir el modelo subsuperficial.

*Medios continentales.**Abanicos aluviales.*

A lo largo del pie de las montañas en las zonas áridas en donde existen corrientes torrenciales, el relieve abrupto, muestra superficies de falla en donde el tamaño del grano varía

fuertemente el cual normalmente decrece paulatinamente a medida que se aleja de las zonas altas.

En las regiones húmedas a lo largo de fallas escarpadas o pie de montes, los estratos se encuentran mezclados con rocas intemperizadas y suelos.

En algunas áreas en donde ocurrió algún cambio brusco de clima, puede presentarse alteración en la secuencia de depositación.

Depósitos de planicie de inundación.

Estos depósitos difieren de lugar de acuerdo a la naturaleza del material transportado por el río, pero la distribución de los depósitos es más o menos similar debido al cambio del cauce del río como un resultado del taponamiento de su propia corriente.

Por medio de aerofotografía se pueden detectar los canales abandonados en forma de herradura y en una sección transversal aparecerán lentes de material cuarzoso.

Medios desérticos.

Desde un punto de vista de depósito geomorfológico; el desierto es bastante diferente y en muchos casos constituyen áreas de drenaje interno (cuencas cerradas).

En los desiertos con morfología relativamente joven, se pueden ver las montañas, el abanico o bajadas y el bolson. La bajada se forma con abanicos aluviales.

En los bolsones poco profundos temporalmente se forman lagos y pantanos salinos.

En los desiertos de relieve maduro como el Sahara o Australia Central, la depositación por el viento juega el papel más importante, encontrándose grandes áreas cubiertas por dunas cuyo origen proviene de antiguas areniscas.

IV.2 El subsuelo como un modelo hidrogeológico.

Uno de los principales objetivos del estudio geológico de una región es lograr un modelo tridimensional del subsuelo; esto significa el entendimiento de la distribución de los diferentes tipos de roca, tanto horizontal como verticalmente.

El propósito de un estudio geohidrológico es determinar que partes de este modelo tridimensional se encuentran saturados de agua y entender los factores geológicos que decidieron la distribución de estos cuerpos y obtener la geometría de las superficies de las

zonas saturadas o su potencial equivalente de acuerdo a las deducciones que en cuanto a dirección y cantidad de flujo se pueden inferir.

Mientras que un modelo geológico es estático, excepto en áreas tectónicamente activas, ya que se considera que la distribución espacial de las diferentes unidades de rocas en el subsuelo permanecen constantes (al menos durante el tiempo del estudio), el modelo hidrogeológico tiene que considerarse como dinámico ya que cada partícula de agua se encuentra en movimiento y es de esperarse que cambie su lugar en relación a las partículas de roca que se hallan a su alrededor, así como de acuerdo a la geometría y localización dentro de la superficie de la zona saturada, cambiando como una función del tiempo.

Al incluir la dimensión del tiempo dentro del modelo hidrogeológico habrá que considerarlo como un modelo de cuatro dimensiones.

Existen casos especiales de modelos en los que el agua no se encuentra en movimiento, por lo que el interés en ellos desde un punto de vista hidrogeológico es limitado, o en el mejor de los casos, al Geohidrólogo le gustaría conocer el comportamiento de dichos cuerpos de agua estables bajo influencias artificiales que indujeran movimiento dentro de ellos.

Además del interés en la distribución y cambios en la localización de las partículas de agua, la investigación geohidrológica esta también interesada en la calidad química del agua como parte constituyente del modelo. Esta calidad, cuantitativamente expresada, puede considerarse como una dimensión adicional en el modelo hidrogeológico.

La ocurrencia y movimiento del agua a través de las formaciones geológicas del subsuelo depende de los siguientes factores:

- a) Clima actual, reciente o pasado.
- b) Naturaleza de las rocas que conforman la región.
- c) Estratigrafía o sea la secuencia y distribución de los diferentes tipos de roca.
- d) Estructura geológica o sea la ubicación espacial de las diferentes unidades estratigráficas.
- e) Topografía o morfología de la superficie de la región.

IV.3 Rocas como medio de transmisión del agua.

Propiedades generales de las rocas.

Las rocas son mezclas de varios minerales o compuestos que varían grandemente en composición. Los Geólogos clasifican a las rocas en tres grupos básicos: ígneas, sedimentarias y metamórficas.

Aún cuando las rocas sedimentarias constituyen sólo el 5% de la corteza terrestre, el 90% de los acuíferos se encuentra en ellas.

Las rocas ígneas son menos favorables desde el punto de vista geohidrológico pero aún así, en grandes regiones ellas forman la única roca fuente, por lo que hay que saber acerca de ellas, para poder determinar la existencia del agua subterránea.

De acuerdo a la textura de los cristales de las rocas ígneas, las rocas de grano grueso son extrusivas o plutónicas y las de grano fino son intrusivas o volcánicas, jugando un papel muy importante el tiempo de enfriamiento.

Las rocas metamórficas forman un grupo que es más o menos negativo desde el punto de vista geohidrológico; sin embargo, mediante el conocimiento profundo de los diferentes fenómenos que hayan sucedido en una cierta región, es posible encontrar agua en este tipo de rocas.

Rocas ígneas.

Son aquellas que se formaron por el enfriamiento del magma; se clasifican de acuerdo a su textura, composición, color y origen.

Las rocas ígneas ácidas generalmente son de colores claros, como el granito, son menos susceptibles a la descomposición química que las rocas básicas –de color oscuro- como el basalto y el gabro. Sin embargo, la ortoclasa del granito puede ser atacada químicamente, dejando en libertad los granos de cuarzo (SiO_2) que no son susceptibles de carbonatación.

Las rocas ígneas básicas son aquellas cuyo contenido de sílice es menor del 50%. Se estima que constituyen más del 80% de todas las lavas; como ejemplo están el gabro y el basalto. La abundancia de rocas básicas y su uniformidad a través de los tiempos geológicos conducen a la conclusión de que se derivan de un magma básico primario, constituido por la fusión de una costra de la tierra, probablemente la parte interior de la corteza.

Rocas sedimentarias.

Las rocas expuestas a los agentes del intemperismo son reducidas a partículas fragmentadas que pueden ser transportadas por el viento, agua y hielo; cuando dichos agentes dejan de actuar, estas partículas se denominan sedimentos. Los sedimentos se depositan en estratos que al ser consolidados y cementados forman las rocas sedimentarias.

Rocas metamórficas.

Son el producto del metamorfismo a través de altas temperaturas y presiones actuando sobre las rocas sedimentarias y con menos frecuencia en las rocas ígneas que se encuentran a grandes profundidades. Durante el proceso de metamorfismo la roca original sufre alteraciones físicas y químicas que cambian su textura así como también la composición química y mineral. En la tabla IV.1 se muestran algunas rocas más comunes que dan origen a los suelos.

Igneas	Sedimentarias	Metamórficas
Granito	Arenisca	Gneis
Riolita	Conglomerado	Esquistos
Obsidiana	Dolomita	Cuarcita
Sienita	Lutitas	Mármol
Diorita	Caliza	Pizarra
Gabro	Halita	
Basalto	Yeso	

Tabla IV.1. Algunas rocas más comunes que dan origen a los suelos (J.A. Tinajero González).

Las formaciones geológicas como acuíferos.

La mayor parte de los acuíferos que se explotan y tienen el mejor rendimiento en el mundo están en sedimentos no endurecidos, en sedimentos marinos karstificados y en rocas volcánicas extrusivas; México no es una excepción a esta regla; sin embargo, por la dependencia de la definición de acuífero de la escasez de agua en un sitio, no se puede hacer a un lado otras formaciones. Por esta razón se describe a continuación el comportamiento geohidrológico de las rocas siguiendo su clasificación geológica más amplia: volcánicas, sedimentarias y metamórficas, aunque desde luego se hará con algo más de detalle en los grupos arriba mencionados.

Rocas ígneas intrusivas y rocas metamórficas.

Aún siendo de muy diverso origen estos dos grupos muestran un comportamiento geohidrológico muy similar. Tienen en su estado original poca porosidad y permeabilidad; sin embargo, cuando afloran están sujetas a intemperismo y cuando sufren esfuerzos tectónicos se fracturan con lo que dichas propiedades aumentan. Si originalmente su porosidad es menor del 1% llega a aumentar a 30% por intemperismo y a 5% por fracturación; la permeabilidad puede aumentar en la misma proporción.

Tanto el intemperismo como la fracturación disminuyen con la profundidad desde la superficie del terreno por lo que las zonas de circulación del agua son de poco espesor.

Una zona fracturada de rocas intrusivas o metamórficas puede ser permeable o impermeable dependiendo de si las fracturas se rellenan con material clástico o no y si este material es de grano grueso o fino.

La explotación por métodos geofísicos es de ayuda para localizar y definir el espesor de una zona intemperizada. Los pozos perforados en estos materiales son en general de bajo rendimiento y un caudal excesivo agota rápidamente el pozo debido al poco almacenamiento del material. La calidad del agua es en general buena por provenir de agua superficial infiltrada y con poco tiempo de contacto con el material; por la misma razón estos acuíferos son susceptibles de contaminación con aguas residuales de la superficie.

Rocas ígneas extrusivas.

En estas se incluyen las coladas de lava solidificadas en la superficie, los piroclásticos producto de erupciones violentas (los conos volcánicos están formados por ambos materiales) y los diques.

Las coladas de lava se disponen normalmente como mantos extensos de algunos metros de espesor; sin embargo se encuentran formaciones muy potentes como consecuencia de varias coladas superpuestas. Los magmas básicos (basaltos, andesitas) son más fluidos que los ácidos (riolita, dacita) por lo que forman coladas más delgadas que se enfrían rápidamente y forman vesículas y grietas de contracción lo que les da porosidad y permeabilidad. La parte superior de una colada es más permeable que la inferior. Cuando pasa mucho tiempo entre dos coladas, se forman entre ambas depósitos que las separan y que rellenan los huecos de las más antiguas; por esto, las coladas más jóvenes son las más permeables.

Los piroclásticos (conglomerados, cenizas y tobas volcánicas) son más permeables entre menos soldados estén sus granos, o sea, entre más frío haya sido el ambiente de su depósito.

La alta permeabilidad y capacidad de infiltración de algunos de estos materiales obliga a que sean aprovechados en lugares bajos, a menos que descansen sobre formaciones impermeables; es por esto importante determinar los materiales que los subyacen en lo que es de ayuda la geología histórica regional.

El uso de la geofísica en estos materiales es limitado porque tienen en general pocos contrastes.

En coladas de lava, dada la irregular distribución de las vesículas y de las fracturas, es conveniente perforar pozos por percusión, ya que al utilizar perforadoras rotatorias es difícil y nocivo para el acuífero mantener la circulación cuando se llega de pronto a los huecos. En material piroclástico, en cambio, es recomendable el uso de rotatorias.

La calidad del agua es buena en las rocas extrusivas, pero por su alta capacidad de infiltración, es fácilmente contaminable.

Rocas sedimentarias.

Estas son formaciones que se han producido por el depósito de fragmentos de otras rocas que han sido intemperizadas, erosionadas y transportadas por diferentes agentes. Se describirán las formaciones de depósito reciente (cuaternario) no endurecidas, por separado de las que han adquirido cementación entre sus partículas.

a) Sedimentos no endurecidos.

Comprenden los depósitos de boleos, grava, arena, limo y arcilla y combinaciones de los mismos. La amplia variación en su granulometría les da un rango amplio de porosidad y permeabilidad; la primera varía desde 20% en depósitos bien graduados de grava y arena hasta 90% en algunas arcillas, y la segunda desde 0.01 m/s en material grueso mal graduado (uniforme) hasta 10^{-11} m/s para arcillas.

De los sedimentos más permeables de este tipo es de donde más agua subterránea se extrae actualmente ya que presenta una serie de ventajas entre las que destacan que son fáciles de excavar o perforar, tienen en general niveles de agua someros en los valles, están cerca del lugar de su uso ya sea en la agricultura o en ciudades y no se contaminan tan fácilmente como los acuíferos en basalto o en calizas.

En los valles de origen fluvial aunque se da toda la gama de granulometrías predomina la del material grueso, especialmente en sus partes más profundas. Esto se debe a que la corriente que cavó inicialmente el valle fue de alta pendiente y arrastró material grueso de su cuenca; al irse rellenando el valle por exceso de material sobre la capacidad de arrastre y por inundaciones durante avenidas, el material depositado se vuelve más fino. Las inundaciones y los cambios de posición del cauce hacen que haya alternancia de capas de material grueso y fino en la estratigrafía. El espesor del sedimento va de 10 a 50 m pero toma valores mayores en las desembocaduras de los ríos. Para la localización de pozos en estos valles es conveniente determinar los límites de la roca basal por métodos geofísicos. La calidad del agua será en general muy similar a la del río.

En los valles de origen tectónico el espesor de los sedimentos no endurecido suele ser muy grande (cientos y hasta miles de metros) y contener mucha diversidad de materiales de origen fluvial, lacustre, volcánico, eólico, etc. Sin embargo, el interés geohidrológico se centra en los primeros centenares de metros ya que los depósitos más profundos han sido consolidados, por lo que tienen menor permeabilidad y contienen agua en general salina por su largo tiempo de contacto con los sólidos. Las fallas que afectan a los sedimentos de estos valles llegan a formar barreras al flujo, ya sea porque la superficie de falla se impermeabilice o porque su

movimiento ponga en contacto materiales permeables e impermeables. Por la diversidad de sedimentos que contienen estos valles, la explotación de agua subterránea en ellos provoca dos efectos adversos que son los hundimientos del terreno, al inducirse flujo de formaciones compresibles, y contaminación con nitratos, fierro y manganeso, si hay mantos de materia orgánica.

Las llanuras costeras son depósitos de sedimento no consolidado de extensión muy variable y cuyo origen puede ser de arrastre de las cordilleras que los limitan, de depósitos marinos (arenas y gravas de playa y fangos de lagunas costeras) por lo que son en general permeables. El mayor peligro en la explotación de acuíferos en estos lugares es el de la intrusión de agua de mar.

Otros sedimentos no consolidados menos frecuentes son los de origen eólico, las dunas y los loess; los primeros están formados por arenas de tamaño muy uniforme de fina a media y los segundos por tamaños característicos de los limos.

b) Sedimentos endurecidos (salvo kársticos).

Comprenden la misma graduación de granos que los sedimentos no endurecidos que les dan origen y que han obtenido algún tipo de cementación por precipitación y cristalización de minerales de la arcilla, de cuarzo o de calcita. Se tienen así los conglomerados, las areniscas, las limolitas y las lutitas correspondiendo a gravas, arenas limos y arcillas respectivamente. Se agregan a los anteriores sedimentos las evaporitas, la marga, el carbón, las calizas y las dolomitas.

El comportamiento de los sedimentos granulares es similar a sus originales no cementados, sólo que ven disminuidas su porosidad y permeabilidad de uno a tres órdenes de magnitud. Los de grano grueso son los de mayor posibilidades como acuíferos (conglomerados y areniscas) y los de grano fino actúan como acuitardos semiconfinantes al igual que las arcillas. Una diferencia respecto a los sedimentos no endurecidos es que, por su edad, se encuentran afectados por más accidentes tectónicos (fallas, fracturas y plegamientos) lo que les puede dar algo más de permeabilidad. Por su estratificación son anisótropos como los acuíferos en sedimentos no endurecidos.

Las evaporitas y las margas, presentes también en sedimentos no endurecidos, son origen de contaminación del agua subterránea.

La calidad de las aguas en estos materiales es muy variable, siendo más salina en general la de depósitos más profundos y en zonas desérticas.

Conviene perforar los pozos con máquinas rotatorias y en caso de existir fracturamiento, estimularlo con explosivos.

c) Rocas carbonatadas kársticas

Son rocas sedimentarias endurecidas de origen marino (calizas y dolomitas) cuyos poros y fisuras han sido ensanchados mediante el ataque a su carbonato de calcio por el ácido carbónico contenido en el agua y su disolución en ella (karstificación). Este fenómeno es en algunos casos espectacular ya que se forman cavernas de gran tamaño y extensión. El comportamiento geohidrológico de estas formaciones es similar al de las rocas volcánicas básicas extrusivas.

La porosidad antes de la karstificación es alta en comparación con otras rocas sedimentarias endurecidas y va de un 4% en calizas compactas a un 30% en calizas tipo brecha y coquina; sin embargo, la porosidad efectiva aún después de la karstificación no es muy alta y va del 1% al 25%.

La permeabilidad de estas formaciones es muy variable dependiendo de su origen, fracturamiento y karstificación; su valor varía entre 10^{-4} m/s a más de 10^{-2} m/s. Se ha medido velocidades reales con el uso de trazadores que van de 0.1 a 30 cm/s.

Para identificar las calizas permeables pueden servir indicios como su fracturamiento y el que contenga conductos de disolución. El poder de ataque del agua aumenta con su contenido de bióxido de carbono, que lo adquiere principalmente al pasar por suelos vegetales.

Cuando los sedimentos marinos no son de reciente formación, están afectados por movimientos tectónicos y han emergido del mar en secuencias de capas de espesor considerable; es común en esos casos encontrar intercaladas calizas permeables entre otras menos permeables que forman acuíferos confinados y en ocasiones brotantes, En plegamientos, las zonas más fracturadas son los valles de los sinclinales y las cimas de los anticlinales por lo que convendrá localizar los pozos en los primeros, se están más abajo, y no en los flancos del plegamiento.

La captación de agua se hace en la actualidad principalmente con pozos, aunque se usan también galerías filtrantes. En la perforación de pozos existe el mismo problema que en basaltos si se perfora con máquina rotatoria y es la pérdida de circulación al llegar a una zona permeable; por ello, vale aquí también la recomendación de considerar las máquinas de percusión como alternativa de perforación. En muchos casos no es necesario ademar los pozos dada la dureza de la formación.

Debido a lo errático de los conductos de disolución se ha encontrado que los caudales específicos (caudal por metro de abatimiento) de los pozos en zonas de calizas tienen casi siempre una distribución estadística muy extendida y de tipo logorítmico-normal con valores extremos hasta de más de dos órdenes de magnitud. La productividad de un pozo en calizas

puede aumentarse desarrollando con ácidos o con explosivos; los ácidos se usan también para rehabilitar pozos incrustados con carbonato de calcio.

Como los basaltos, las calizas karstificadas tienen una alta capacidad de infiltración que en estas últimas se ve incrementada por las depresiones en el terreno que se forman al derrumbarse las cavernas subterráneas. Esto hace que el agua sea en general de buena calidad, con un máximo de 500 mg/l de sólidos totales, pero que sea fácilmente contaminable por descargas residuales de la superficie (aguas negras y retornos de riego).

Suelos.

La palabra suelo representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente cementadas o lutitas suaves. Quedan excluidas de la definición las rocas sanas, ígneas o metamórficas y los depósitos sedimentarios altamente cementados, que no se ablanden o desintegren rápidamente por acción de la intemperie. El agua contenida juega un papel tan fundamental en el comportamiento mecánico del suelo, que debe considerarse como parte integral del mismo.

Clasificación e identificación de suelos.

Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe ir precedido por otro de clasificación completa. Obviamente la Mecánica de Suelos desarrolló estos sistemas de clasificación desde un principio, primeramente, dado el escaso conocimiento que sobre los suelos se tenía, fundándose en criterios puramente descriptivos; nacieron así varios sistemas, de los cuales, los basados en las características granulométricas, ganaron popularidad rápidamente.

Es evidente que un sistema de clasificación que pretenda cubrir hoy las necesidades correspondientes, debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos, por ser éstas lo fundamental para las aplicaciones ingenieriles.

Textura del suelo.

Las partículas minerales del suelo se suelen subdividir de acuerdo con su tamaño en los tres tipos siguientes:

- arena, con diámetros entre 1.0 y 0.05 mm
- limo, con diámetros entre 0.05 y 0.005 mm
- arcilla, con diámetros menores de 0.005 mm

En el campo estas partículas pueden reconocerse al tacto, pues, al frotar el suelo entre el pulgar y los demás dedos, la arena se nota áspera; el limo da una sensación harinosa si está seco, untuosa, como de manteca, si está ligeramente humedecido; la arcilla es dura si está seca, plástica, y pegajosa si está húmeda.

En los suelos adecuados para la agricultura, los tres componentes mencionados se hallan siempre mezclados, formando los grupos *texturales* siguientes:

- a) grupo de las arenas
- b) grupo de los migajones
- c) grupo de las arcillas

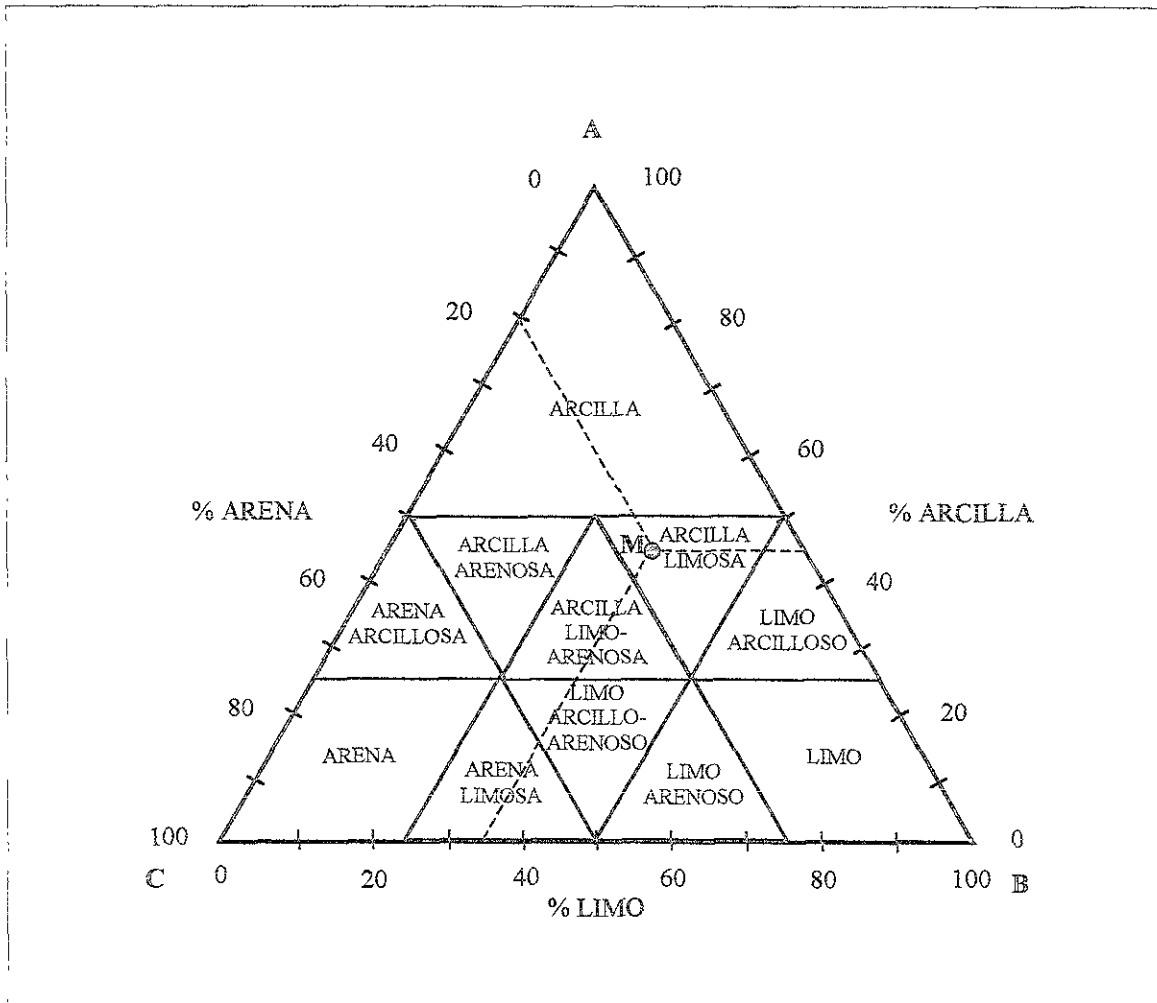


Figura IV.1. Triángulo de Texturas modificación del M.I.T. (Massachusetts Institute of Technology).

El grupo de las arenas incluye suelos cuyos contenidos de arcilla y limo son inferiores al 20% del peso seco total, y que por tanto se caracterizan por sus propiedades típicamente arenosas, como la elevada permeabilidad y la escasa adhesión entre partículas. Los suelos incluidos en el grupo de las arcillas poseen por lo menos un 30% de componentes arcillosos, y se distinguen por ser pegajosos, compactos, y poco dispuestos a permitir el libre movimiento de agua y aire en su interior.

El grupo de los migajones comprende los suelos que gozan de un mejor equilibrio entre los tres componentes fundamentales, y que por tal composición, que garantiza una buena mezcla de partículas de diferentes tamaños, resulta ser lo más adecuado para el cultivo. De hecho, la mayor parte de los suelos de importancia agrícola son migajones. Los migajones en que los porcentajes de limo y arena están bastante equilibrados, mientras que la arcilla no pasa de 27%, se llaman francos. Conviene recordar también que a veces los suelos prevalentemente arenosos se llaman livianos, los prevalentemente arcillosos, pesados. Aquéllos en que arena y arcilla se equilibran se designan como suelos medianos.

Las clases en que se subdividen los tres grupos arriba indicados, juntamente con los porcentajes de arena, limo y arcilla que los caracterizan, aparecen en el *triángulo de texturas* de la figura IV.1 con la modificación hecha por el M.I.T. (Massachusetts Institute of Technology) para evitar la ambigüedad en el uso del término migajón, ya que no es muy acorde con los fines de la construcción.

Se trata de un triángulo ABC, en el cual los porcentajes de arcilla, constantes sobre toda paralela a BC, se leen sobre AB; los de limo, constantes sobre toda paralela a CA, se leen sobre BC; los de arena constantes sobre toda paralela a AB, se leen sobre CA. Supóngase un suelo con los siguientes componentes: arena, 20%; limo, 35%; arcilla, 45%, el punto M indica que se trata de una arcilla limosa.

Para concluir, conviene señalar que la clasificación anterior se apoya en los componentes minerales del suelo, sin considerar el material orgánico. Éste, que bajo forma de humus es esencial para la fertilidad del suelo, si se encuentra mezclado con las partículas minerales puede afectar desfavorablemente la disposición del terreno para retener el agua; hecho que debe tomarse en cuenta al prever las necesidades de riego.

Algunas características de los grupos principales.

Para tener un concepto claro de las propiedades que puede tener una mezcla de diferentes proporciones de gruesos y finos, es muy instructivo conocer, por separado, las características de cada fracción de suelo.

Gravas y arenas. Las gravas y arenas bien graduadas son materiales muy estables y cuando carecen de finos son permeables

Las gravas son más estables y permeables que las arenas gruesas, y éstas más que las arenas finas. Las arenas finas muy uniformes son más permeables y menos estables que las bien graduadas. Estas propiedades de las fracciones gruesas, dependen mucho de la graduación, forma y tamaño de las partículas.

Limo y arcilla. El limo y la arcilla constituyen la fracción fina de un suelo, y pequeñas proporciones de ellos pueden modificar considerablemente las propiedades de la fracción gruesa, especialmente la permeabilidad y capilaridad, pues en los suelos gruesos bien graduados, basta un 10% de finos para volverlos impermeables.

Limo. Los limos son los finos no plásticos de un suelo; son sumamente inestables cuando están saturados, comportándose como una arena movediza al aplicarse un esfuerzo cortante; son impermeables y difíciles de compactar y en lugares con invierno riguroso existe el peligro de que se hinchen por efecto del hielo.

La compresibilidad de un limo depende, en gran parte, de la forma y tamaño de las partículas; cuando éstas son grandes y redondas es poco compresible y el LL (límite líquido) tiene valores alrededor del 30%; si son partículas muy finas como las de la tierra diatomácea, o laminares como en los limos micáceos, es muy compresible y el LL (límite líquido) varía de 50 a 100% o más. El poder retentivo de la humedad del limo es menor que el de la arcilla y para igual valor del LL (límite líquido), el I_p (índice plástico) es menor que el de ésta.

Arcilla. Las arcillas son los finos plásticos del suelo; sus características se ven seriamente afectadas por el contenido de humedad, cuando éste es alto posee una baja resistencia al esfuerzo cortante, mientras que en estado seco la resistencia puede ser muy considerable, lo cual se comprueba fácilmente al tratar de desmoronar un trozo de arcilla seca entre los dedos. Por otra parte, al permitir el secado de la arcilla húmeda, se observa que se contrae y se expande cuando vuelve a aumentar la humedad. La compresibilidad también se incrementa con la humedad y varía con el tipo de arcilla de que se trate.

La resistencia de una arcilla al esfuerzo cortante, no solamente varía con el contenido de humedad. Si se toma un trozo de arcilla en su estado natural y se la amasa con la mano, sin cambiar el contenido de humedad, se observa que la resistencia varía en mayor o menor grado, según la arcilla de que se trate, su historia geológica y su formación. Así las arcillas volcánicas de origen lacustre del Valle de México son más sensibles al remoldeo que las arcillas marinas de Guaymas, en Sonora.

IV.4 Clasificación de acuíferos respecto a su proceso de formación.

La propiedad de una roca de transmitir agua o no, puede deberse a poros formados simultáneamente con la roca durante su proceso de formación o bien a procesos secundarios

que la roca ha sufrido después de su consolidación, tales como fisuras, disolución, intemperismo, metamorfismo, etc.

Acuíferos primarios.

Las rocas que adquieren sus propiedades acuíferas durante su formación pueden definirse como acuíferos primarios. La porosidad de estos acuíferos recibe el nombre de porosidad granular.

Acuíferos secundarios.

Las rocas que adquieren sus propiedades acuíferas después de su formación o consolidación se consideran acuíferos secundarios. El acuífero se forma debido a fenómenos naturales como: fisuramiento, disolución, intemperismo, metamorfismo, etc. La porosidad de estos acuíferos recibe el nombre de porosidad de fractura o de porosidad por disolución.

Acuíferos Karsticos.

En las regiones donde aflora la caliza extendiéndose a gran profundidad, la infiltración del agua de lluvia y el movimiento subterráneo de aguas ricas en bióxido de carbono provee oportunidades de disolver el carbonato de calcio de la roca incrementando el espacio poroso y la permeabilidad. La última etapa del desarrollo de terrenos calizos es una región kárstica, en la cual el drenaje es subterráneo y la caliza almacena el agua en gran cantidad. Las expresiones comunes de estas regiones son cavernas, resumideros, corrientes pérdidas, grandes manantiales y estructuras de colapso.

La solubilidad es de principal importancia en el desarrollo de porosidad y permeabilidad secundarias. Las aberturas en fracturas y juntas en este tipo de roca y en otras rocas solubles (dolomita, yeso), pueden ser agrandadas y comunicadas en donde el agua se almacena y circula.

Ninguna roca difiere tanto y tan radicalmente con respecto a su producción de agua como la caliza y rocas a fines. Algunas formaciones calcáreas se encuentran entre los mejores acuíferos, otros son virtualmente improductivos dependiendo del desarrollo de la porosidad y permeabilidad secundarias. Las calizas masivas tienden a ser quebradizas y desarrollan buenos sistemas de juntas cuando son sujetas a esfuerzos compresivos. Estos sistemas de juntas proveen canales para el flujo del agua subterránea que son ensanchados por la acción de la disolución. La solución se lleva acabo a baja profundidad; sin embargo, a grandes profundidades es posible en condiciones favorables de recarga y descarga.

En la figura IV.2 se muestran los distintos tipos de porosidad con respecto al proceso de formación de los acuíferos.

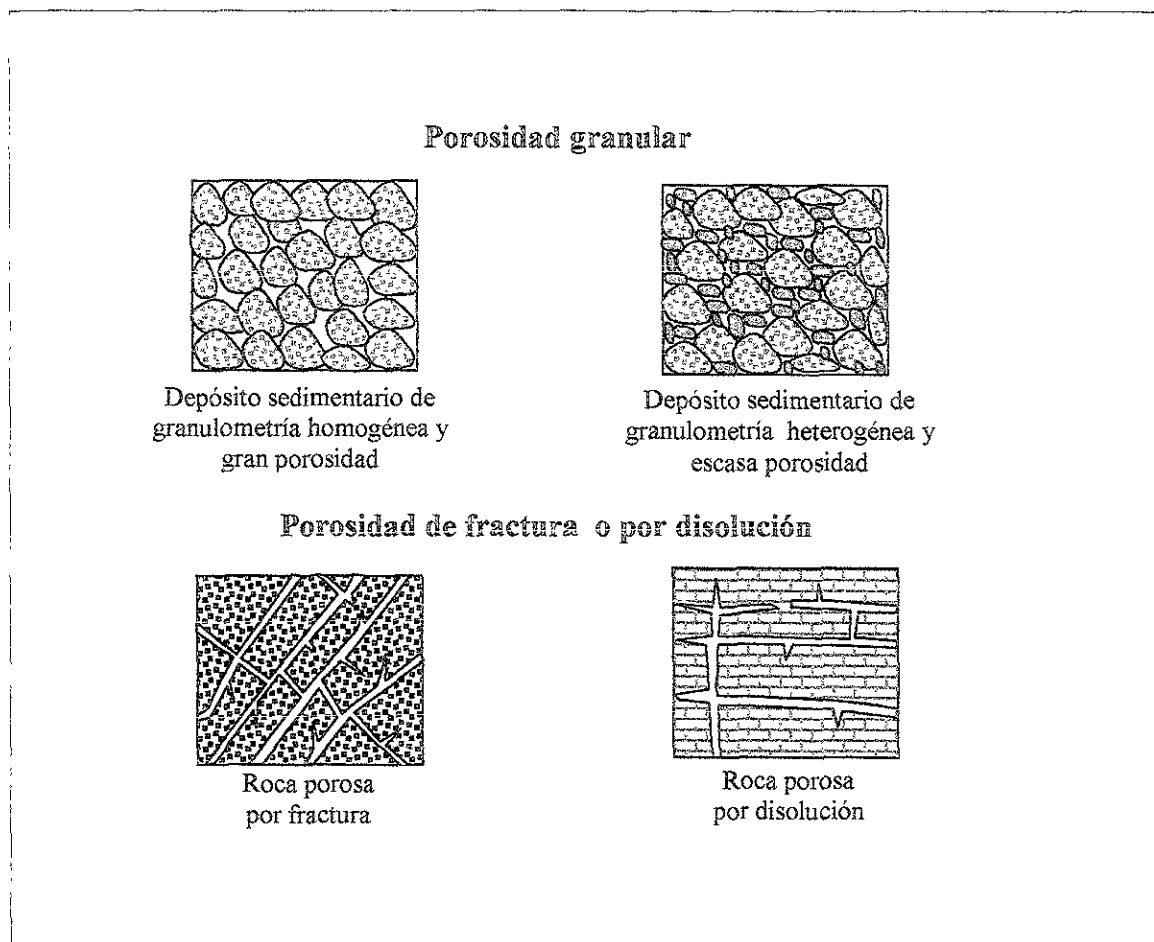


Figura IV.2. Distintos tipos de porosidad con respecto al proceso de formación de los acuíferos (W.A. Pettyjohn).

IV.5 Aspectos estructurales en la circulación del agua subterránea.

La construcción del modelo tridimensional no indica solamente la correlación estratigráfica, ya que además proporciona una secuencia regional. Esto ayuda para que junto con el mapa geológico se obtenga una idea del patrón estructural de la región, es decir, el establecimiento del origen de las capas producidas por procesos tectónicos, erosivos y de depositación.

El patrón estructural tiene un gran significado para conocer el régimen hidrogeológico de una cierta región ya que influye en la dirección del flujo subterráneo y superficial del agua, además de establecer los límites y/o fronteras respectivos.

El estudio de la estructura geológica se realiza analizando la secuencia litológica y observando aquellas porciones en donde exista una falta de continuidad entre las unidades de roca que están en contacto. Estos requerimientos en la secuencia pueden ser de origen tectónico y no-tectónico.

Dentro de las discontinuidades no-tectónicas que influyen en el comportamiento hidrogeológico de una región se tienen las discordancias. Entre las principales encontramos la “discordancia angular” que es aquella marcada por la divergencia angular entre las rocas más antiguas y las más jóvenes, la “discordancia paralela” que se establece por la falta de continuidad litológica y/o faunística entre capas esencialmente paralelas y la “disconformidad” o discordancia que no está marcada por divergencia angular entre los dos grupos de rocas en contacto.

Cada discordancia da testimonio de un “intervalo perdido” en la secuencia geológica de la localidad. La evidente decisiva para el reconocimiento de cualquier discordancia es de dos clases: la ausencia larga o corta de cualquier registro de una parte del tiempo geológico y la presencia de una superficie de erosión sepultada.

Las principales discontinuidades de origen tectónico que se presentan en una secuencia geológica y que influyen en la hidrogeología de la región están dadas principalmente por fallas y plegamientos.

Fallas.

Son deslizamientos o movimientos de las rocas a lo largo de una fractura. Una falla es el plano o superficie a lo largo del cual el movimiento se lleva a cabo. Las fallas pueden resultar de la acción de esfuerzos compresivos, dando lugar a fallas inversas de empuje donde una masa de roca ha cabalgado sobre otra. Otro tipo de fallas son resultado de la acción de fuerzas de tensión, originando la caída de grandes bloques (Grabens) con respecto a otros (Horst). En la figura IV.3 se representa esquemáticamente una falla.

Plegamientos.

Son el producto de esfuerzos compresivos que producen montañas. Los pliegues son arcos pronunciados en una capa de roca: un pliegue hacia arriba en forma de arco es un anticlinal; un pliegue hacia abajo en forma de artesa es un sinclinal, como se muestra en la figura IV.4.

La perforación de pozos para extracción de agua subterránea conviene que sea en los sinclinales.

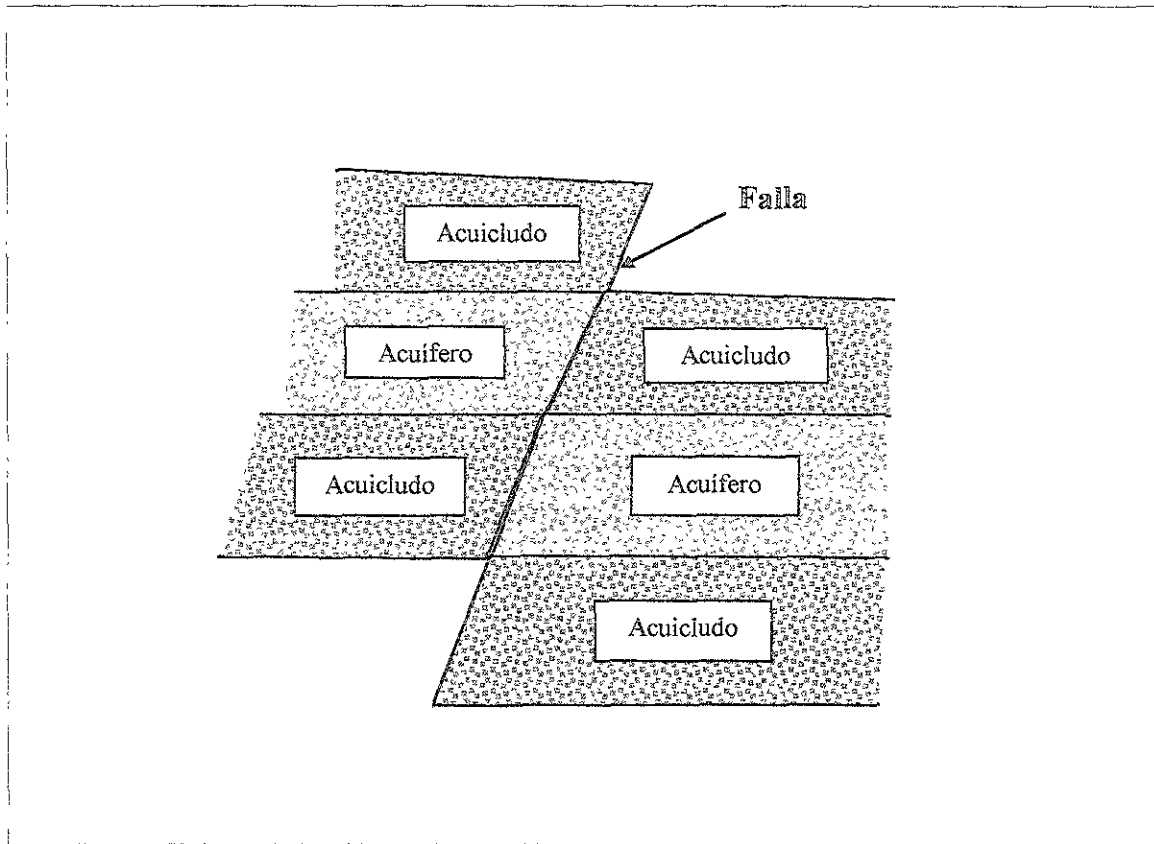


Figura IV.3. Falla.

En todas las investigaciones del agua subterránea debe reconocerse que el material poroso del subsuelo ha sido formado de una manera heterogénea. Esto se aplica en las áreas de todo tipo de roca, cualquiera que sea su configuración geográfica (planicies, valles, cuencas o montañas). La estructura irregular de los cuerpos geológicos influye en la aplicación de principios de la hidráulica del agua subterránea. Los conceptos de modelos geométricos simples, comúnmente usados en algunas interpretaciones, como en el caso de las pruebas de bombeo, pueden no representar las condiciones naturales, requiriéndose a menudo modelos que efectivamente representen al sistema adecuadamente. Para definir los límites dentro de los cuales estas representaciones pueden ser aplicadas, es necesario conocer las condiciones estructurales en cada una de las investigaciones del agua subterránea. La distribución superficial, espesor y profundidad de los cuerpos y/o unidades acuíferas, acuícludas y/o acuífugos debe de ser determinada por medio de mapas y secciones geológicas construidas para representar los diferentes aspectos.

Un mapa estructural basado sobre la posición absoluta de la cima de una cierta capa nos indica la naturaleza de la estructura geológica. El cambio en el espesor de las capas puede

representarse en un mapa de isopacas y las variaciones laterales litológicas puede expresarse en un mapa de facies.

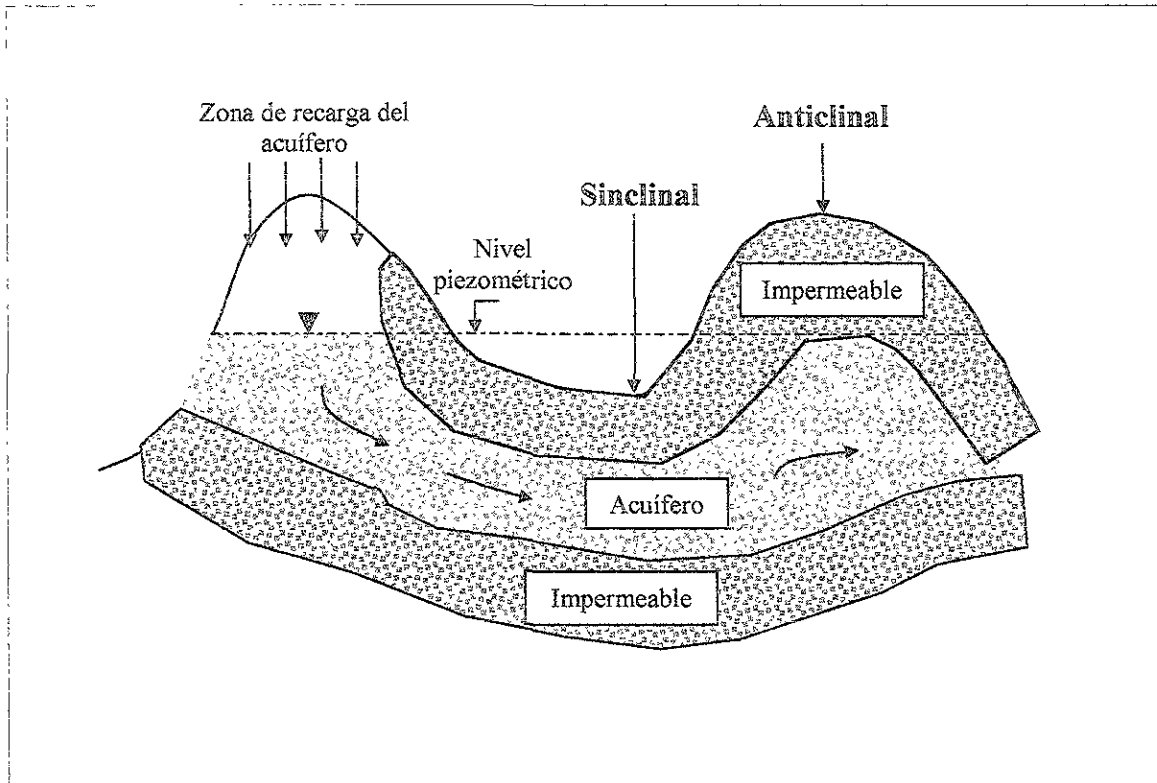


Figura IV.4. Plegamientos.

Desde el punto de vista hidrogeológico es posible obtener una serie de mapas que explicarán la distribución y espesor de los acuíferos, estos mapas serían:

- Mapa de afloramientos. Este mapa junto con el de isoyetas nos darán las áreas de recarga del acuífero.
- Mapa estructural. Nos indica la absoluta altitud de la base del acuífero.
- Mapa de isopacas. Indica el espesor del acuífero.
- Mapa litológico. Proporciona los cambios de litología de ciertas capas.
- Mapas de permeabilidades y transmisividades.

Subsidencia del suelo debido a la extracción del agua subterránea.

En aguas donde los acuíferos aluviales no consolidados y semiconsolidados son confinados o parcialmente confinados por capas de espesor de granos finos, la subsidencia de la superficie del suelo es el resultado de la reducción de la presión de confinamiento (artésiana) a

secuencia del bombeo del agua subterránea. La subsidencia puede ser detectada cuidadosamente de marcas fijas superficiales.

La compactación de los sedimentos puede extenderse a profundidades mayores que 300 m y está directamente relacionado a la declinación en la presión de confinamiento (artesianas). La subsidencia elástica de la superficie del suelo puede calcularse de la ecuación (Lohman, 1961).

$$\Delta b = \Delta p \left(\frac{S}{\gamma_w} - nb\beta \right) \dots (ec. 4.1)$$

donde:

Δb = subsidencia del suelo, en m

Δp = reducción en la presión confinante, en kg/cm^2

γ_w = peso específico del agua (1000 kg/m^3)

V.- HIDROGEOQUÍMICA.

La Hidrogeoquímica presta su ayuda como un método de prospección del agua subterránea al permitir inferir el origen del agua que alimenta un acuífero; se incluye en este capítulo la descripción de sus resultados más simples y útiles en los estudios geohidrológicos.

La interpretación geoquímica del agua subterránea, se utiliza junto con la geología, hidrología y geofísica, como un auxiliar para conocer y entender, en una forma más completa, el funcionamiento de los acuíferos y la planeación de una mejor y más racional explotación.

Para efectuar la interpretación geoquímica, se toma en cuenta que el agua que forma los acuíferos, proviene principalmente de la lluvia, donde parte de ésta, al precipitarse sobre las formaciones geológicas, entra en contacto con diversas rocas, disolviendo las sales minerales que las forman y produciendo cambios en su composición. La química del agua dependerá de la solubilidad y composición de las rocas por las que circula y de los factores que afecten la solubilidad, como son las temperaturas del agua y las rocas, el área de contacto del agua con las formaciones, la velocidad de circulación, la longitud del recorrido, la previa composición química del agua y otros factores.

Por lo tanto, la composición del agua está en íntima relación con el funcionamiento general del acuífero. Es por ello que, a partir de su composición química, se puede obtener la dirección del movimiento del agua subterránea, la localización de las zonas de recarga del acuífero, los tipos de roca a través de las cuales circula, así como algunas características físicas del acuífero y la calidad del agua para usos agrícolas, ganaderos, agropecuarios, potables, turísticos e industriales.

A lo largo de las líneas de costa, en las planicies costeras, el agua de los acuíferos se encuentra en contacto sobre el agua del mar, debido a la diferencia de densidades de estas. El contacto entre estas dos masas de agua se encuentra en equilibrio y, las modificaciones producidas en las condiciones originales del acuífero, originan cambios en la composición de dicho contacto. Al explotar los acuíferos costeros, se rompe este equilibrio, produciendo una intrusión de agua de mar, dentro del acuífero.

Debido a las diferencias en concentración y composición química, existente entre el agua de mar y el agua dulce, los métodos geoquímicos ayudan a conocer la posición y velocidad de avance de la intrusión salina.

Dada la demanda de agua originada por cualquier asentamiento humano o plan de desarrollo, da lugar a que el agua subterránea se utilice para usos doméstico, industrial y abastecimiento de agua potable, debido a que posee algunas ventajas sobre el agua superficial tales como: una distribución más amplia sobre la superficie de la tierra, un volumen almacenado considerablemente superior, disponibilidad menos afectada por variaciones en la

precipitación, menores pérdidas por evaporación, se encuentra menos expuesta a la contaminación y tiene una temperatura prácticamente constante.

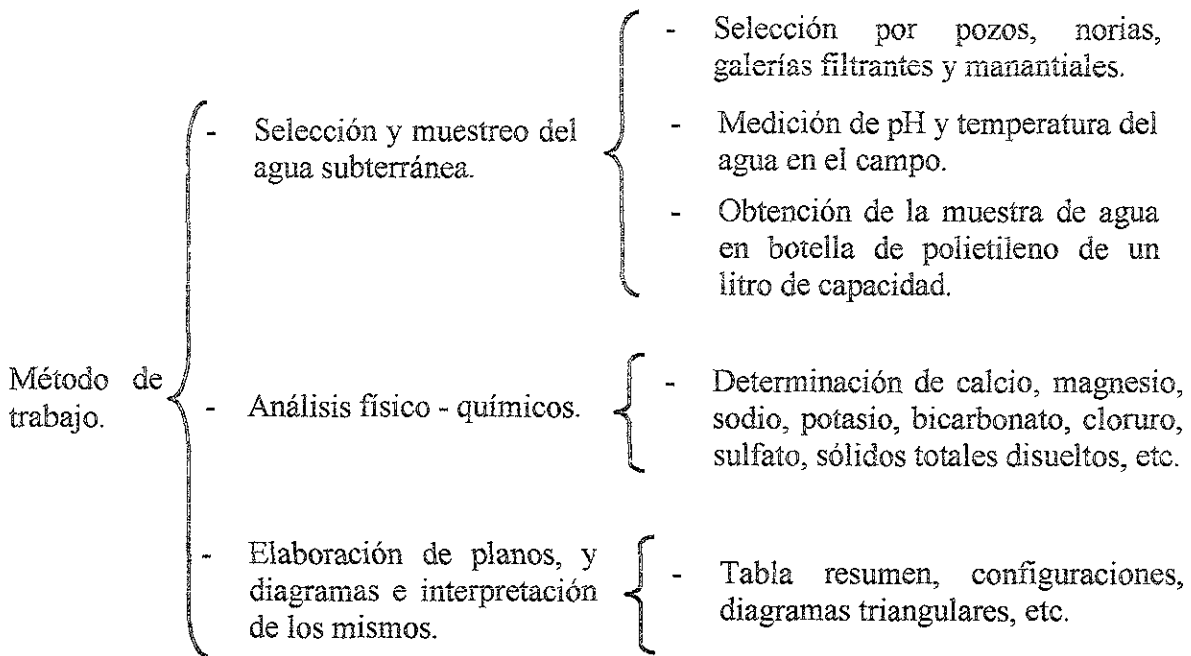
V.1 Generalidades.

El agua químicamente pura no existe en la naturaleza, su carácter disolvente la capacita para actuar sobre gases, sólidos y líquidos; por lo que toda el agua, no importa su estado ni la fuente de la cual proceda, se encuentra cargada en mayor o menor grado de sustancias en solución, generalmente gases y sales.

El agua de lluvia tiene una composición química compleja, que varía de lugar a lugar, así como de lluvia a lluvia y de estación a estación en el mismo lugar; contiene algunos constituyentes de origen local, y algunos de otras partes que han sido transportados en los vientos. Los constituyentes químicos son continuamente adicionados a cualquier área, de la corteza terrestre, siendo parte de la intemperización química del medio ambiente. El agua de lluvia al precipitarse, lleva consigo sales disueltas en concentraciones bajas, al tener contacto con el suelo, inicia de inmediato su acción disolvente y de intercambio iónico, procesos en los cuales aumenta su contenido de sales, es en el suelo donde el agua adquiere su carácter geoquímico a medida que se infiltra a las capas inferiores y circula por los mantos acuíferos, entrará en contacto con las rocas, disolviéndolas y produciendo cambios en su composición. Por consiguiente, el comportamiento químico del agua dependerá de la solubilidad y la composición de las rocas por las que circula, así como de los factores que afectan la solubilidad, tales como: la previa composición química del agua, el tiempo y área de contacto del agua con las formaciones, las temperaturas del agua y las rocas, la longitud del recorrido, las velocidades de circulación a través de las distintas formaciones.

La diversidad de factores que intervienen en los cambios químicos de la composición del agua, aunado a la imposibilidad actual de cuantificarlos, da lugar a que los estudios de Hidrogeoquímica, sean de tipo cualitativo. Sin embargo, su utilidad está fuera de duda ya que con las limitaciones inherentes y salvo contadas excepciones, en general, dicho estudio nos proporciona o permite observar: la calidad y distribución del agua, direcciones generales del flujo, zonas de recarga, cambios de permeabilidad, origen del agua (meteórica, magmática, etc.), fenómenos de intrusión salina y probable tipo de rocas a través de las cuales circula el agua.

En el siguiente cuadro se muestra el método de trabajo de una interpretación geoquímica:



Un estudio hidrogeoquímico consiste en la toma de muestras de agua de diversas fuentes (pozos, norias, manantiales), escogidas previamente para su análisis químico, con el fin de conocer primeramente la distribución de calidades y posteriormente observar los cambios que ocurran tanto en el espacio como en el tiempo; en muchos casos es posible relacionar los cambios con las condiciones climatológicas, el funcionamiento geohidrológico, los resultados de un estudio geofísico, etc.

V.2 Procesos hidrogeoquímicos.

La evidencia existente en el estudio de la química del agua subterránea señala dos tendencias que se expresan así:

- a) La concentración de minerales disueltos crece con el tiempo de contacto del agua con la roca que lo contiene.
- b) La composición química de los minerales disueltos en el agua depende de la composición química de las rocas en las que se encuentran y de su calidad antecedente.

Fuera de estas tendencias es difícil establecer reglas que sean generales por la gran cantidad de influencias y variables que determinan la calidad del agua. Sin embargo, algunos conceptos y resultados empíricos ayudan a relacionar el carácter químico del agua con el medio geológico y el flujo existente en él.

Con los resultados de los análisis, se elaboran configuraciones de los índices más representativos, obteniéndose, a partir de ellas, las zonas de recarga, las cuales coinciden con los lugares donde se encuentran las menores concentraciones de sales. Se obtiene también la dirección del flujo del agua subterránea, debido a que ésta va disolviendo mayor cantidad de sales conforme avanza. Así, también se pueden determinar las zonas con mayor o menor grado, la composición y concentración de sales en el agua. En la figura V.1 se tiene una ilustración que muestra la relación entre la zona de recarga y la dirección del movimiento del agua subterránea, con la concentración y composición química del agua.

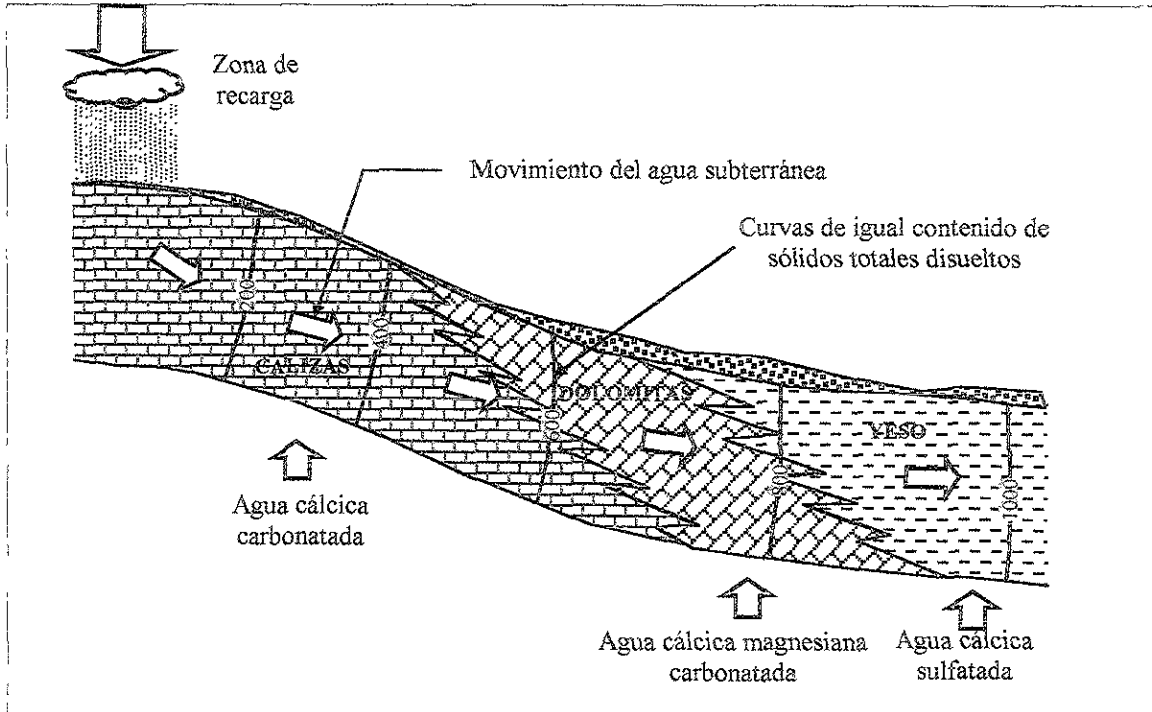


Figura V.1. Ilustración que muestra la relación entre la zona de recarga y la dirección del movimiento del agua subterránea, con la concentración y composición química del agua (R. Chávez Guillen et al).

A partir de la composición química del agua, se deduce el tipo de roca que forma el acuífero, así, el agua que circula a través de rocas calizas, tendrá en solución abundante calcio y carbonatos, en contraste con agua que circula a través de rocas yesíferas, la cual tendrá disueltos iones de calcio y sulfatos.

Un primer marco de referencia lo da el propio ciclo hidrológico en la hidrosfera, con el que ocurre paralela la interacción entre agua circulante y la mineralogía del medio y que se llama ciclo geoquímico del agua. Este consta de las siguientes partes:

- a) En la evaporación del agua en la superficie de la tierra (mares, lagos, ríos, terrenos), el viento es un agente importante y facilita la transferencia de minerales en la fase de vapor. Los minerales transportados son cloruros y sulfatos de sodio, magnesio, calcio y potasio.
- b) En la atmósfera, al condensarse el agua, se agregan el nitrógeno, oxígeno y bióxido de carbono.
- c) En contacto con el suelo terrestre (ya sea por que se infiltra en él o la arrastra en escurrimiento), el agua descompone la materia orgánica consumiendo el oxígeno disuelto, disolviendo el bióxido de carbono y formando ácido carbónico; este ácido reacciona después en el acuífero formando bicarbonatos solubles.
- d) En los acuíferos: el agua disuelve minerales y libera aniones y cationes, oxida minerales sulfurosos formando sulfatos, se reducen sus sulfatos en solución por acción bacteriana produciendo bióxido de carbono, precipita sales que han llegado a la sobresaturación e intercambio de cationes.
- e) Al evaporarse nuevamente, el agua deja en la superficie sus componentes químicos disueltos; al escurrir hacia el mar lleva los sólidos disueltos y materia en suspensión.

En la figura V.2 se muestra la composición química del agua en diversas circunstancias, mencionadas anteriormente.

La concentración de un mineral en el agua depende más de su movilidad o facilidad de ser disuelto por ella que de su abundancia; así por ejemplo, el silicio es muy abundante pero inmóvil y se le encuentra sólo en pequeñas cantidades en el agua subterránea, mientras que el cloro, que no es muy abundante, es constituyente obligado de sus sólidos disueltos. Los iones más comunes de los sólidos disueltos en aguas subterráneas son los siguientes:

Cationes: Sodio (Na), Potasio (K), Calcio (Ca), Magnesio (Mg), Nitrógeno (N).
Aniones: Bicarbonato (HCO_3), Carbonato (CO_3), Cloro (Cl), Sulfato (SO_4).

De menor frecuencia son:

Cationes: Amoniaco (NH_4), Aluminio (Al), Hierro (Fe).
Aniones: Nitritos y nitratos (NO_2 , NO_3), Silicatos (Si, O_3), Hidróxido (OH).

Las formaciones que más afectan (concentraciones de sólidos totales superiores a 1000 p.p.m.) la calidad del agua subterránea al inducir, por descenso de presiones, que el agua que contienen se mezcle con la del acuífero son las evaporitas como el yeso y la anhidrita, los depósitos de origen orgánico como las turbas y el carbón y las arcillas. En las evaporitas

predominan los iones sulfato y calcio, en los orgánicos el fierro, manganeso y nitritos y en las arcillas, cloruros, sulfatos, sodio, calcio y magnesio.

La circulación regional de las aguas, sobre todo cuando ésta es lenta, propicia su mineralización hasta ir saturando diferentes iones. En los aniones el primero en saturarse es el bicarbonato, sigue luego el sulfato y el cloruro rara vez se satura. En los cationes se satura primero el calcio y el magnesio y el sodio normalmente no se satura. Por esta razón son de utilidad los planos regionales de curvas de igual concentración de iones ya que normalmente las menores concentraciones se miden en lugares cercanos a las áreas de recarga del acuífero.

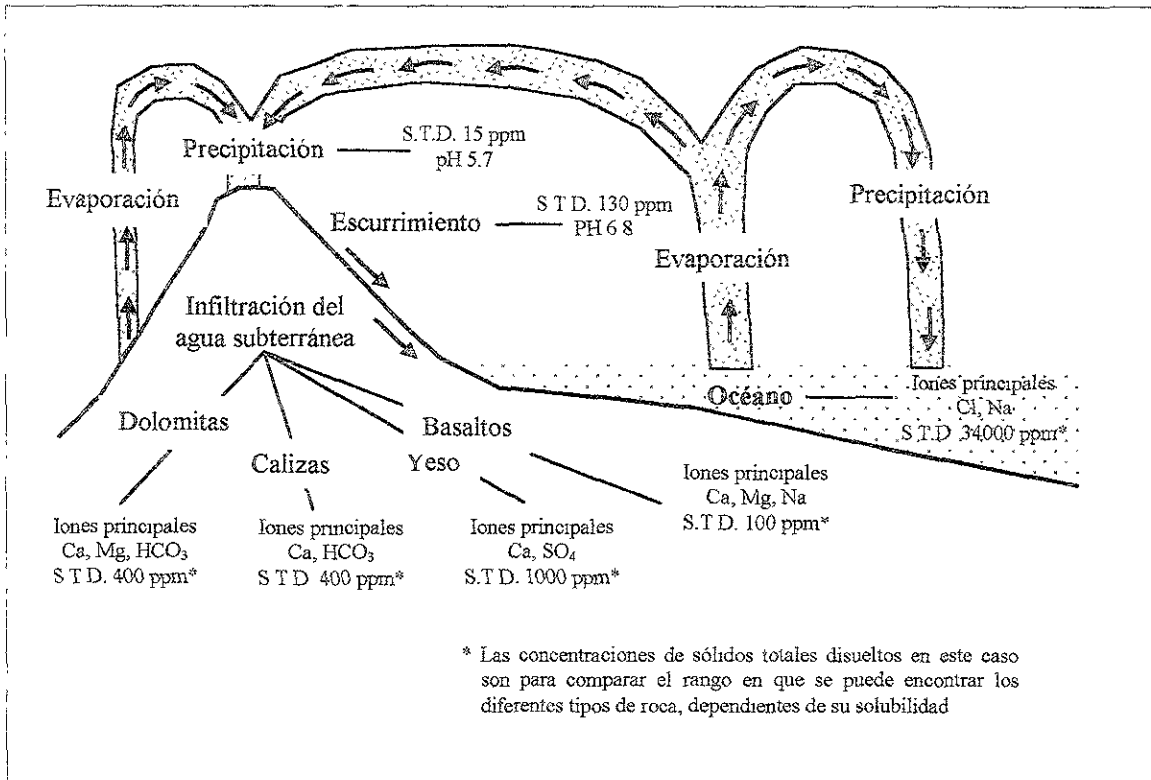


Figura V.2. Ilustración sobre la composición química del agua en diversas circunstancias (R. Chávez Guillen et al).

V.3 Muestreo.

La mayor parte de los materiales con que se trabaja en Hidrogeoquímica, son heterogéneos y anisótropos, por lo que, diferencias considerables en la composición química del agua, pueden encontrarse tanto vertical como horizontalmente en los almacenamientos de agua subterránea; así, aún cuando existe una tendencia general hacia la asociación o mezcla, el agua puede estar afectada por incrementos localizados de determinados iones. Luego la obtención de muestras representativas dependerá grandemente de la técnica de muestreo.

Los principales factores a considerar en un programa de muestreo de agua para análisis químico, exceptuando limitaciones de carácter administrativo son los siguientes:

1. Importancia y calidad del estudio.
2. Complejidad hidrogeológica del área.
3. Extensión superficial.
4. Cantidad y calidad de datos de este tipo disponibles.
5. Zonas en las cuales se conoce la existencia de agua de mala calidad o en las que se considere probable que así ocurra.
6. Número probable de acuíferos de acuerdo con los cortes litológicos de los aprovechamientos con que se cuente.
7. Número de pozos disponibles con características constructivas y de operación conocidas.
8. Resultados de las medidas de resistividad obtenidas en el campo durante el levantamiento del censo de aprovechamientos subterráneos.
9. Cantidad de trabajo de laboratorio.
10. Condiciones locales de la zona.
11. Tipo y distribución de los aprovechamientos.
12. Interrelación entre aguas superficiales y subterráneas.
13. Distribución de los volúmenes de bombeo.

Con respecto a cada muestra individual es necesario sea obtenida con los siguientes cuidados:

- a) El material del recipiente donde se colectará la muestra, deberá ser de vidrio o polietileno.
- b) El volumen de la muestra deberá ser suficiente para un análisis químico completo, entre 1 y 2 litros.
- c) El frasco deberá enjuagarse con agua de la fuente a muestrear, dos o tres veces antes de proceder al muestreo.
- d) La botella se deberá llenar completamente para evitar la gasificación que puede alterar la composición química de la muestra.
- e) Cuando la fuente a muestrear sea un pozo de bombeo equipado, es necesario que el tiempo transcurrido entre la toma de la muestra y el inicio del bombeo sea por lo menos de dos horas.
- f) Las fuentes de muestreo deberán de numerarse en el campo y localizarse en un plano.
- g) Deben de tomarse en el campo las medidas correspondientes al pH, temperatura del agua y la resistividad.
- h) A cada muestra deberá adherirse una etiqueta como la que se muestra en la figura V.3 con el mayor número posible de los datos anotados en ella.

ZONA: _____	
ESTADO: _____	APROVECHAMIENTO No. _____
MUNICIPIO: _____	FUENTE: _____
POBLACIÓN: _____	PROFUNDIDAD: _____ m
PREDIO: _____	NIVEL DEL AGUA: _____ m
PROFUNDIDAD DE TOMA EN LA MUESTRA: _____ m	
PROCEDIMIENTO EMPLEADO: _____	
NOMBRE DEL MUESTREADOR: _____	
CONDUCTIVIDAD: _____ micromhos/cm	
TEMPERATURA: _____ °C	pH: _____
TURBIA SI _____ NO _____	COLOR SI _____ NO _____
OLOR SI _____ NO _____	SABOR SI _____ NO _____
OBSERVACIONES: _____	

Figura V.3. Etiquetas que se deben colocar en cada muestra.

En los renglones de observaciones se deben anotar aspectos tales como: la condición de la fuente muestreada, fecha e intensidad de la última lluvia, color y olor del agua, etc.

Cuando la fuente de muestreo carece de equipo de bombeo, es necesario utilizar aparatos para la toma de la muestra, los cuales una vez colocados a la profundidad deseada, son abiertos dejando que el agua penetre en el envase, una vez lleno, el dispositivo es obturado e izado a la superficie.

Los resultados del muestreo de los diferentes aprovechamientos, deberán ser interpretados en base a los conocimientos disponibles de las características del aprovechamiento. Si el pozo está construido para admitir agua de los materiales permeables penetrados bajo el nivel freático, el agua de éste nos representará solamente un promedio grueso de la calidad de la misma, disponible a través del espesor de penetración; luego un estudio hidrogeoquímico detallado, requiere el conocimiento de las características constructivas de los aprovechamientos existentes.

Debido a que las masas de agua generalmente se encuentran en movimiento, las muestras colectadas en un punto fijo podrán variar en su composición; puesto que el movimiento de las aguas subterráneas es relativamente lento, los cambios también lo serán y en consecuencia pueden ser usualmente seguidos satisfactoriamente con programas de muestreo estacionales o anuales.

V.4 Iones analizados.

Cuando una sal se disuelve en agua, su molécula se disocia en iones electropositivos (cationes) y electronegativos (aniones) de los cuales se requiere conocer su concentración en cada una de las muestras de agua recolectadas. Esto se logra mediante la realización de análisis químicos al agua muestreada. La exhaustividad del análisis dependerá de los usos a que pretenda destinarse el agua.

Los principales iones determinados con relación a un estudio hidrogeoquímico son:

<i>Cationes</i>	$Ca^{++}, Mg^{++}, Na^+, K^+$
<i>Aniones</i>	$SO_4^-, Cl^-, CO_3^-, HCO_3^-, NO_3^-$

Los cuales proporcionan al agua la mayor parte de su salinidad. Eventualmente son determinados algunos elementos constitutivos menores dependiendo de las características de la zona; por ejemplo: en una zona minera interesaría determinar los contenidos de fierro, manganeso y cobre; en una zona que presente termalismo, interesa determinar el contenido de boro y litio; en una zona donde existan descargas de aguas negras, interesa determinar los contenidos de nitratos, nitritos y fosfatos. Se acostumbra determinar también la dureza, alcalinidad, sólidos totales disueltos, pH, temperatura y conductividad eléctrica.

V.5 Presentación de los análisis químicos.

Los resultados de los análisis químicos practicados a las muestras de agua, son reportados en las siguientes unidades:

<i>p.p.m.</i>	partes por millón
<i>mg/l</i>	miligramos por litro
<i>meq/l</i>	miliequivalentes por litro
<i>e.p.m.</i>	equivalentes por millón

La primera de las unidades utilizadas relaciona peso con peso. Una parte por millón equivale a una parte en peso de materia disuelta en un millón de partes en peso de agua; esta unidad es independiente del sistema de medidas empleado.

La segunda forma de expresión relaciona peso con volumen y es la unidad que generalmente se utiliza en el laboratorio, ya que las muestras de agua se miden en fracción de litro y los componentes químicos en miligramos; para la mayoría de las aguas subterráneas, ambas formas de expresión son numéricamente iguales si la concentración de sólidos disueltos es baja y el peso específico del agua es casi uno, lo cual para usos prácticos es cierto que:

$$\text{Partes por millón} = \frac{\text{miligramos por litro}}{\text{peso específico del agua}}$$

$$p.p.m. = \text{mg/l}$$

Para explicar las dos últimas unidades es necesario introducir el concepto de peso equivalente.

Los aniones y los cationes se combinan y se disocian entre ellos según una unidad de peso determinado. Esta unidad es el peso equivalente, el cual es igual al cociente de la masa atómica del elemento considerado entre su valencia.

$$\text{Peso equivalente} = \frac{\text{masa atómica}}{\text{valencia}}$$

Los estudios fisicoquímicos han mostrado que la capacidad de reacción de un elemento en solución no depende del contenido en peso de sales disueltas, sino más bien del número de equivalentes que entra en la reacción. La unidad de concentración es el equivalente por litro, el cual se define como el número de equivalentes contenidos en el peso del elemento, expresado en gramos, disueltos en un litro de agua. Dado que la mayoría de las aguas subterráneas posee un contenido total de sólidos disueltos considerablemente inferior al uno por ciento del peso total de la muestra, en la práctica, para evitar los decimales se utilizan las milésimas, es decir, el miliequivalente por litro (meq/l) el cual se obtiene dividiendo el peso del elemento en solución expresado en mg/l, por su equivalente químico.

$$\text{meq/l} = \frac{\text{peso del elemento en solución (mg/l)}}{\text{peso equivalente}}$$

Si se parte de p.p.m., la unidad se denomina equivalente por millón (e.p.m.) obteniéndose al dividir la concentración de un ion en p.p.m., por su equivalente.

$$e.p.m. = \frac{\text{concentración del ion considerado en (p.p.m.)}}{\text{peso equivalente}}$$

Los números así obtenidos se denominan *cantidades de reacción* designados según Stabler con la letra "r".

El balance aniones-cationes (en meq/l) permite comprobar que el análisis no es falso ni incompleto. En efecto, en un agua natural hay tantos aniones como cationes. Si existe una diferencia de más de 5 al 10 % entre la suma de unos con otros (en equivalentes), es que ha surgido un error en el análisis, o bien que un ion sin determinar tiene mayor importancia que la

prevista. Este último caso sucede con los nitratos, sobre todo en un agua poco mineralizada, en la cual 1 meq/l de nitratos (es decir, 62 mg/l) es suficiente para desequilibrar un balance de 6 u 8 meq/l. Puede asimismo ser el caso cuando no se han analizado los nitratos o los fosfatos de un agua en contacto con un yacimiento de fosfatos. Y otro caso similar es el de un agua contaminada por abonos, etc. Estos ejemplos demuestran que la ejecución del balance aniones-cationes, que dura medio minuto, es imprescindible y debe ser automático. Si se registra un desequilibrio, es un indicio de anomalía hidrogeológica, que puede llevar a conclusiones interesantes.

Una determinación química muy común es la *salinidad total* o *total de sólidos disueltos*. Se puede calcular de dos maneras distintas: simplemente por la suma de los iones analizados cuando éstos deben representar la casi totalidad de las sales disueltas, o por el residuo seco. Este último representa el peso de sólidos obtenidos después de una desecación de varias horas a una temperatura de 110, 115 ó 180°C, según los laboratorios.

$$S.T.D. = \Sigma \text{cationes} + \Sigma \text{aniones}, \text{ en mg/l}$$

$$S.T.D. = [Ca + Mg + Na + K] + [0.49HCO_3 + SO_4 + Cl], \text{ en mg/l} \dots (\text{ec. 5.1})$$

En la tabla V.1 se muestra una clasificación de las aguas de acuerdo a su salinidad.

Clase de agua	S.T.D. Sólidos Totales Disueltos (mg/l)
Agua dulce	0 – 1,000
Agua salobre	1,000 – 10,000
Agua salada	10,000 – 100,000
Salmuera	> 100,000

Tabla V.1. Clasificación de las aguas de acuerdo a su salinidad (Davis & de Wiest).

Nota: El agua de mar tiene en promedio (S.T.D. = 36,000 mg/l)

Otra determinación química es la *dureza total*. El calcio y el magnesio son los iones principales que forman o hacen la *dureza* del agua. Otros iones metálicos disueltos, divalentes y trivalentes tales como el aluminio, hierro, manganeso y zinc, contribuyen también a la dureza total. La dureza se expresa en (mg/l) de carbonato de calcio equivalente y se calcula con la fórmula siguiente:

$$D.T. = Ca \frac{CaCO_3}{Ca} + Mg \frac{CaCO_3}{Mg}, \text{ en (mg/l)}$$

$$D.T. = 2.5Ca + 4.1Mg, \text{ en (mg/l)} \dots (\text{ec. 5.2})$$

En caso de usar el calcio y el magnesio en unidades de (meq/l) la dureza total se calcula como sigue:

$$D.T. = [Ca + Mg][50], \text{ en (mg/l)} \dots (\text{ec. 5.3})$$

El grado de dureza en el agua comúnmente se basa en la tabla V.2 (Sawyer and Mc Carty, 1967).

Clase de agua	Dureza total como CaCO ₃ (mg/l)
Blanda	0 – 75
Moderadamente dura	75 – 150
Dura	150 – 300
Muy dura	> 300

Tabla V.2. Clasificación de las aguas de acuerdo a su dureza total.

Las aguas subterráneas frecuentemente tienen una dureza mayor de 300 mg/l como CaCO₃. Las aguas superficiales naturales son usualmente blandas porque no tienen muchas oportunidades de ponerse en contacto con minerales.

Para la operación satisfactoria de calderas comerciales y lavanderías, la dureza del agua debe ser menor de 50 mg/l como CaCO₃.

En cuanto a las determinaciones físicas, las más comunes son la temperatura, el pH y la resistividad o (conductividad eléctrica, ver inciso V.6).

Sobre la temperatura y el pH, conviene simplemente destacar que una sustancia líquida, como el agua, se puede clasificar como ácida, neutra o alcalina de acuerdo con los siguientes rangos de pH:

$$\begin{aligned} \text{pH} < 7 & \text{ (ácida)} \\ \text{pH} = 7 & \text{ (neutra)} \\ \text{pH} > 7 & \text{ (alcalina)} \end{aligned}$$

ELEMENTO QUÍMICO	FACTOR DE CONVERSIÓN
Aluminio (Al^{3+})	0.11119
Amoniaco (NH_4^+)	0.05544
Bario (Ba^{2+})	0.01456
Berilio (Be^{3+})	0.33288
Bicarbonato (HCO_3^-)	0.01639
Bromo (Br^-)	0.01251
Cadmio (Cd^{2+})	0.01779
Calcio (Ca^{2+})	0.04990
Carbonato (CO_3^{2-})	0.03333
Cloro (Cl^-)	0.02821
Cobalto (Co^{2+})	0.03394
Cobre (Cu^{2+})	0.03148
Flúor (F^-)	0.05264
Hidrógeno (H^+)	0.99209
Hidróxido (OH^-)	0.05880
Yodo (I^-)	0.00788
Fierro (Fe^{2+})	0.03581
Fierro (Fe^{3+})	0.05372
Litio (Li^+)	0.14411
Magnesio (Mg^{2+})	0.08226
Manganeso (Mn^{2+})	0.03640
Nitrato (NO_3^-)	0.01613
Nitrito (NO_2^-)	0.02174
Fosfato (PO_4^{3-})	0.03159
Fosfato (HPO_4^{2-})	0.02084
Fosfato (H_2PO_4^-)	0.01031
Potasio (K^+)	0.02557
Rubidio (Rb^+)	0.01170
Sodio (Na^+)	0.04350
Estroncio (Sr^{2+})	0.02283
Sulfato (SO_4^{2-})	0.02082
Sulfito (S^{2-})	0.06238
Zinc (Zn^{2+})	0.03060

Tabla V.3. Factores de conversión de equivalencias químicas, que se multiplican por los miligramos por litro (mg/l) para transformar a miliequivalentes por litro (meq/l) (D.K. Todd).

- pH muy alto, por arriba de 8.5 se asocia con aguas carbonatadas y bicarbonatadas de sodio.

- pH moderadamente alto se asocia con aguas de gran concentración de bicarbonatos.
- pH moderadamente bajo se asocia con pequeñas cantidades de minerales ácidos de fuentes sulfurosas o con ácidos orgánicos.
- pH muy bajo, menor de 4.0 se asocia con aguas conteniendo ácidos libres.

Una medida del pH del agua tiene mayor validez cuando se realiza en campo, y lo más normal es que en la mayoría de las aguas subterráneas su pH varía entre 5.0 y 8.0.

En la tabla V.3 se muestran algunos elementos o sustancias químicas con sus factores de conversión de equivalencias químicas, para transformar (mg/l) a (meq/l).

V.6 Conductividad eléctrica.

La conductividad eléctrica o bien su inversa la resistividad, representan un medio rápido, sencillo y económico para estimar la calidad química de las muestras de agua; sus variaciones ligadas a temperatura constante con las variaciones de la mineralización de las aguas subterráneas.

La conductividad eléctrica de una muestra de agua se determina por la medición de su resistencia eléctrica entre dos electrodos y comparando esta resistencia con la de una solución estándar de cloruro de potasio a 25°C. Para muchas aguas la concentración de sólidos totales disueltos (S.T.D.) en (mg/l) es igual a un valor entre 0.55 y 0.7 veces la conductividad en (micromhos/cm) a 25°C. El valor exacto del coeficiente depende de los tipos de sales en el agua.

$$C.E. = \frac{S.T.D.}{\text{"Factor"}} \dots (\text{ec. 5.4})$$

donde

C.E. = conductividad eléctrica, en micromhos/cm (o microsiemens/cm)

S.T.D. = sólidos totales disueltos, en mg/l

"Factor" = varía entre 0.55 y 0.7

El agua pura, a 25°C, tiene una conductividad eléctrica de 0.055 micromhos/cm. Comúnmente, el agua destilada tiene una conductividad comprendida entre 0.5 y 5 micromhos/cm; el agua de lluvia oscila de 5 a 30; el agua subterránea potable de 30 a 2,000; el agua de mar de 45,000 a 55,000 y las salmueras asociadas a los depósitos petrolíferos, mayor, por lo general, que 100,000 micromhos/cm.

V.7 Otras características.

V.7.1 Aplicación de trazadores o indicadores para determinar la dirección y la velocidad de las aguas subterráneas.

En los últimos años se han utilizado con mucha profusión los trazadores, ya sea naturales (hidrogeoquímica, isótopos naturales) o artificiales (isótopos radiactivos, esporas, fluoresceínas) que se inyectan al acuífero.

La utilidad principal de estos últimos es la de detectar conexiones hidráulicas entre dos localidades y, en algunos casos especiales, la determinación de dirección y velocidad real del flujo subterráneo. Se aplica principalmente en acuíferos donde el tiempo de tránsito es corto como en roca fracturada, basalto vesicular y caliza karstificada.

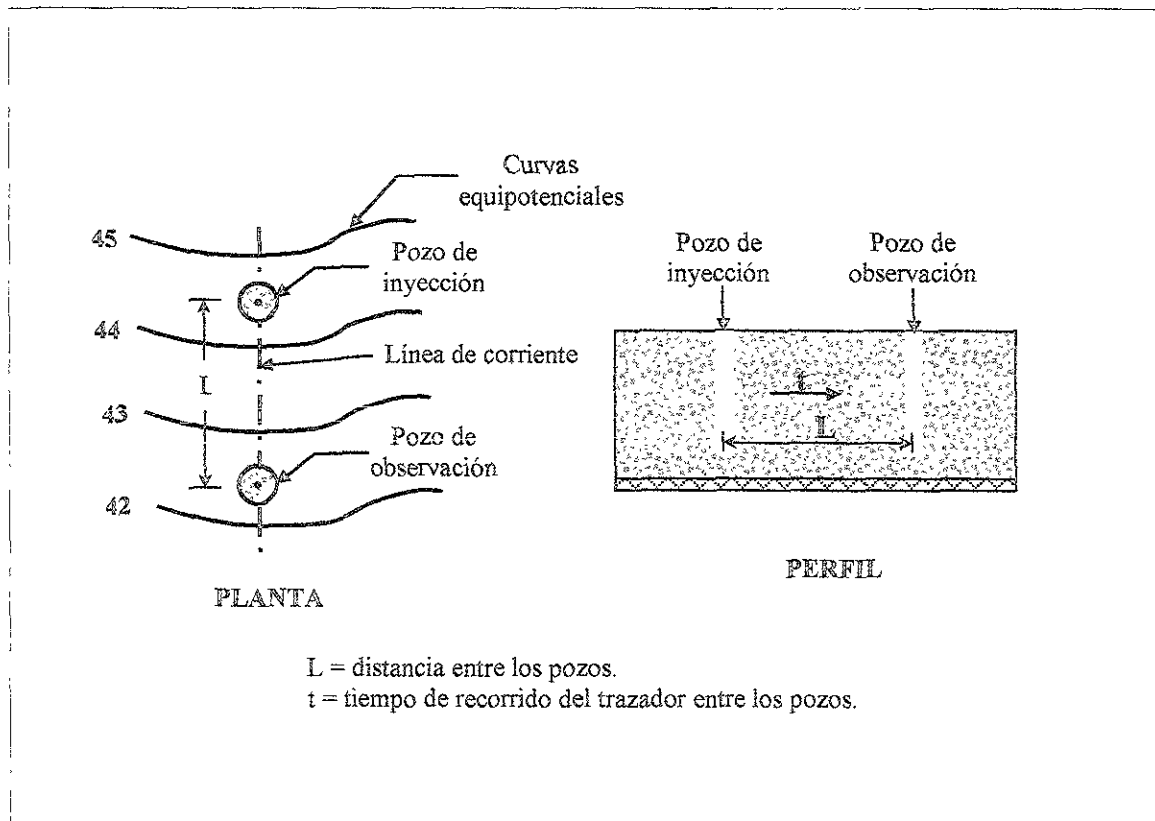


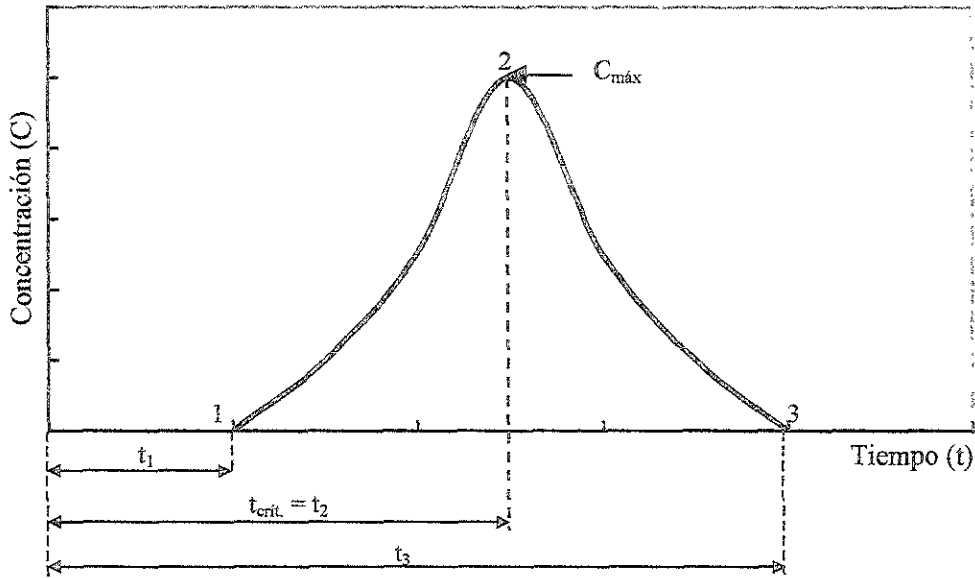
Figura V.4. Aplicación de trazadores o indicadores para determinar la dirección y la velocidad de las aguas subterráneas (Klimentov & Kononov).

Los trazadores naturales tienen mayor campo de acción y son de utilidad en la determinación de origen y destino de aguas y zonas de recarga de acuíferos.

El tiempo de paso del indicador “ t_{max} ” se registra a partir del momento de su introducción en el pozo de inyección hasta el momento de su máxima concentración en el pozo de observación (detección). Tal como se muestra en la figura V.4.

En la gráfica V.1 “Concentración – Tiempo”, la variación de concentración del indicador “C” en un pozo de observación en función del tiempo se describe a continuación:

Gráfica V.1. Curva "Concentración del trazador - Tiempo" del pozo de observación (Klimentov & Kononov).



- Punto 1. Punto de aparición del trazador en el pozo de observación.
- Punto 2. Punto de concentración máxima del trazador.
- Punto 3. Punto de concentración cero.

La velocidad verdadera o real media de las aguas subterráneas “ V_m ” se determina como el cociente de la división de la distancia “L” recorrida por el indicador, entre el tiempo en el que se presenta la máxima concentración “ t_{crit} ” del indicador; o entre el tiempo medio de recorrido “ t_m ”:

$$V_m = \frac{L}{t_{crit}} \dots (ec. 5.5)$$

$$V_m = \frac{L}{t_m}$$

donde:

$$t_m = \frac{t_3 - t_1}{2} \dots (ec. 5.6)$$

Las velocidades máxima y mínima se determinan como:

$$V_{max} = \frac{L}{t_1} \dots (ec. 5.7)$$

$$V_{min} = \frac{L}{t_3} \dots (ec. 5.8)$$

Algunos autores admiten que:

$$V_m \leq \frac{V_{crit}}{2} \dots (ec. 5.9)$$

Indicadores más usados en Geohidrología.

a) Colorantes:

- fluoresceína ($C_{20}H_{10}O_4Na_2$)
- Azul de metileno
- Rodamina – B
- Uranina
- Eritrosina
- Fucsina, etc.

b) Electrólitos:

- Sal blanca “cloruro sódico” (NaCl)
- Cloruro de amonio (NH_4Cl)
- Sales de litio (LiCl)
- Cloruro de calcio ($CaCl_2$)
- Dicromato sódico ($Cr_2O_7Na_2, 2H_2O$)
- Nitrito sódico ($NaNO_2$)
- Ácido bórico
- Tetraborato de sodio, etc.

c) Radioisótopos:

- ^{131}I , ^{82}Br , 3H , ^{60}Co , ^{51}Cr , ^{86}Rb , ^{32}P , ^{103}Ra , ^{59}Fe , ^{89}Sr , ^{35}S , ^{24}Na , ^{125}I , Sb , ^{113}Sn , ^{45}Ca , ^{108}Rb , ^{90}Sr , ^{14}C , ^{36}Cl , etc.

En todos los estudios de aplicación de indicadores o trazadores en Geohidrología es necesario no olvidar que la velocidad y el caudal de flujo de las aguas subterráneas varían en el tiempo y el espacio, sufriendo fluctuaciones ligadas a las de superficie piezométrica, la sección y el gradiente hidráulico.

Dado que las velocidades reales de flujo son bajas, la distancia que separa a los pozos debe ser pequeña, de uno a varios metros según los casos (se estima que de 5 a 20 m en los terrenos permeables).

V.7.2 Características de los iones y salinidad del agua.

En el agua subterránea la mayoría de las sustancias disueltas se encuentran en forma iónica, la cantidad de sales que pueden aportar al agua los diferentes tipos de rocas es muy variable, no obstante, se pueden establecer consideraciones de carácter general.

En regiones húmedas los estratos superiores de los suelos y rocas son mantenidos completamente lixiviados, y tan pronto como son formados los productos solubles, son removidos del área en el agua que escurre en una solución diluida debido a que la cantidad de agua es grande en proporción a la cantidad disponible de sales solubles.

En regiones semiáridas, por otra parte, los suelos no están completamente lixiviados y las sales solubles producidas por el intemperismo pueden tender a acumularse en los suelos. La cantidad de agua de drenaje que escurre de tales áreas es una pequeña proporción del agua total suministrada por las lluvias. Debido a estos factores la alimentación de sales solubles disponible es grande en proporción al volumen de agua en el cual pueden ser transportadas y en consecuencia, las aguas superficiales y subterráneas pueden tener mayor contenido de sales disueltas.

Lo anterior es aplicable a zonas en las que el suelo se deriva de rocas sedimentarias con abundancia de materia soluble. En regiones áridas donde los suelos se derivan de rocas ígneas el agua puede ser de buena calidad.

A continuación se analizarán las características fundamentales de los principales iones que imparten al agua la mayor parte de su salinidad.

Ion Cloruro.

El cloro como elemento pertenece junto con el flúor, bromo, yodo y astatinio al grupo de los halógenos, siendo entre ellos el más importante y el más ampliamente distribuido en la naturaleza.

El cloro está en todas las aguas naturales en las cuales es muy estable en disolución, no se oxida ni reduce, difícilmente el agua llega a saturarse de este ion ya que casi nunca se precipita, los cambios iónicos raramente lo alteran y sus sales son muy solubles.

El agua de lluvia contiene un promedio de 3 p.p.m. de cloruros aumentando dicho valor en zonas costeras, en aguas continentales en ocasiones puede ser el constituyente menos importante entre los fundamentales; en el agua de mar es el anión principal (18,000 a 21,000 p.p.m.), las salmueras pueden contener hasta 220,000 p.p.m.

Las fuentes principales de cloruros son el agua de mar, las rocas sedimentarias especialmente las evaporitas, los desechos urbanos e industriales, las aguas congénitas y fósiles y el lavado de terrenos de origen marino.

Fuentes menos importantes son el agua de lluvia, las acumulaciones de agua que se encuentran sobre la superficie de los suelos, las rocas ígneas, los gases volcánicos y manantiales con agua termomineral.

Ion Sulfato (SO_4^{2-}).

El azufre se encuentra en el agua ampliamente en forma completamente oxidada (S^{6+}), como sulfato (SO_4^{2-}) y en ocasiones como sulfuro (S^{2-}).

Los sulfatos de la mayoría de los compuestos metálicos comunes son fácilmente solubles en agua. El ion sulfato es químicamente estable en la mayoría de los medios ambientales en los cuales se aloja el agua subterránea, difícilmente precipita; en medios reductores con abundancia de materia orgánica es reducido a S ó S^{2-} .

El contenido de sulfatos en el agua de lluvia es menor de 1 p.p.m., en las aguas naturales el rango es muy amplio (2 a 5,000 p.p.m.). En el agua de mar el promedio es de 3,000 p.p.m. y en salmueras asociado con Na y Mg hasta de 200,000 p.p.m.

Las principales fuentes de sulfatos son las rocas sedimentarias en especial las evaporitas, donde este ion se encuentra en forma de yeso y anhidrita, la lixiviación de terrenos formados en ambientes áridos y marinos, las actividades industriales, urbanas y agrícolas, las concentraciones de agua en el suelo, la oxidación de sulfuros en rocas afectadas por el intemperismo y las rocas ígneas que contienen minerales del grupo de los feldespatos. Fuentes menos importantes son las emanaciones de gases volcánicos.

Iones Carbonato y Bicarbonato (CO_3^{2-} y HCO_3^-).

Los carbonatos, bicarbonatos y dióxido de carbono presentes en el agua se encuentran íntimamente relacionados formando una solución amortiguadora (tampón), que proporciona a

la mayoría de las aguas naturales el principal medio de control de su pH, en el rango de valores de este último entre 5.0 y 8.0.

Los iones carbonato y bicarbonato en aguas naturales no se oxidan ni reducen, son químicamente inestables precipitando fácilmente en forma de CaCO_3 ; los bicarbonatos son solubles mientras que los carbonatos son insolubles con excepción de los carbonatos de sodio, potasio y amonio.

La concentración del ion bicarbonato en el agua de lluvia es menor de 1 p.p.m., en las aguas naturales hasta de 350 p.p.m., ocasionalmente se encuentran valores mayores, el agua de mar contiene alrededor de 100 p.p.m. El ion carbonato se encuentra en cantidades menores, insignificantes para valores de pH menores de 8.3; para valores mayores de este valor puede alcanzar concentraciones hasta de 50 p.p.m.; el agua de mar contiene menos de 1 p.p.m.

Estos iones provienen de la disolución del CO_2 de la atmósfera, así como de la disolución de rocas carbonatadas como la caliza y la dolomita.

Ion Sodio (Na^+).

El sodio junto con el litio, potasio, rubidio, cesio y francio forman el grupo de los metales alcalinos; el sodio es el metal más abundante e importante del grupo, junto con el potasio son los constituyentes más importantes del grupo en las rocas ígneas.

El ion sodio tiene tendencia a permanecer en solución; no toma parte en reacciones importantes de precipitación como el calcio y el magnesio debido a que todos los compuestos del sodio son fácilmente solubles; puede efectuar intercambio iónico y reemplazar a otros cationes en arcillas minerales; su compuesto más importante es el cloruro de sodio.

El agua de lluvia contiene en promedio 2 p.p.m. de sodio, en aguas subterráneas naturales el contenido oscila entre dos y algunos miles de p.p.m.; el agua de mar contiene cerca de 10,000 p.p.m., y algunas salmueras pueden tener sobre 10,000 p.p.m.

Las principales fuentes de sodio son el agua de mar, la disolución de evaporitas, los feldespatos, feldespatoides y otros silicatos contenidos en las rocas ígneas, también es común encontrarlo en rocas sedimentarias; igualmente procede del lavado de sedimentos y cambios de base con arcillas de origen marino y contaminación urbana e industrial.

Ion Potasio (K^+).

Es el segundo metal importante en el grupo de los metales alcalinos, la mayoría de las aguas naturales contiene más sodio que potasio, aunque las cantidades existentes de ambos son aproximadamente iguales en las rocas ígneas y mayores en rocas sedimentarias debido a que el

potasio, se combina fácilmente con otros productos del intemperismo particularmente las arcillas minerales, en las que es absorbido pasando a formar parte de su estructura.

Este ion tiene una solubilidad muy elevada y difícilmente precipita, por evaporación sus sales son las últimas en ser separadas, es afectado por el cambio de bases.

Su concentración en el agua de lluvia es menor de 1 p.p.m., en aguas dulces varía entre 1 y 10 p.p.m., aunque pueden encontrarse excepcionalmente varios cientos de p.p.m., en salmueras la concentración es del orden de miles de p.p.m. Las fuentes más comunes de potasio son las evaporitas, los feldespatos potásicos, ortoclasa, microclina y otros silicatos así como las arcillas y algunos tipos de mica; la contaminación industrial y agrícola y localmente por sales potásicas naturales como la silvita (KCL).

Ion Calcio (Ca^{++}).

El calcio junto con el magnesio, berilio, estroncio, bario y radio forman el grupo de los metales alcalinotérreos, siendo entre ellos el más importante seguido del magnesio; ambos se encuentran ampliamente distribuidos tanto en rocas ígneas como en sedimentarias así como en solución; el calcio es el catión más abundante en muchas aguas naturales, está presente en forma disociada como ion bivalente (Ca^{++}).

Es muy soluble y fácilmente precipita como $CaCO_3$ al variar el pH o la presión parcial de CO_2 , es afectado por el cambio de bases y sus sales pueden ser muy solubles; junto con el magnesio contribuye a la dureza del agua.

En el agua de lluvia su concentración es menor de 1 p.p.m., en aguas dulces alcanza valores de 250 p.p.m., en aguas que contienen yeso puede alcanzar valores de 600 p.p.m., en salmueras puede contener hasta 50,000 p.p.m.

Las fuentes principales de calcio son las rocas carbonatadas como la caliza y la dolomita, los sulfatos, yeso y anhidrita, las areniscas y rocas detríticas en las que el carbonato de calcio actúa como cementante.

Fuentes de menor importancia son algunos constituyentes de las rocas ígneas como los feldespatos, los silicatos cálcicos como la anortita, albita, piroxenas, anfíbolitas, wolastonita, etc.

Ion Magnesio (Mg^{++}).

El magnesio ocupa el séptimo lugar en orden de abundancia de los elementos metálicos en las rocas ígneas, es un componente importante de algunas rocas carbonatadas como la dolomita y la magnesita. El ion magnesio en solución se encuentra en forma iónica como ion

bivalente (Mg^{++}), tiene una tendencia más fuerte que el calcio a permanecer en solución (en el agua de mar su concentración es la segunda en orden de los cationes metálicos), siendo más difícil su precipitación, es afectado por el intercambio iónico.

Su concentración en el agua de lluvia es menor de 1 p.p.m. en agua dulce varía entre 1 y 100 p.p.m., en ocasiones se encuentran concentraciones de varios cientos en agua que ha tenido contacto con minerales magnesianos, el agua de mar contiene alrededor de 1,300 p.p.m.; en cuencas cerradas donde las sales se pueden acumular, se alcanzan concentraciones muy altas del orden de varios miles de p.p.m. asociados con salmueras de magnesio. Durante la formación de los mantos de evaporitas, las sales de sodio pueden cristalizar, mientras el magnesio se mantiene en solución debido a la mayor solubilidad del cloruro y sulfatos de magnesio, resultando mantos de evaporitas con zonas conteniendo altos contenidos de magnesio.

Las fuentes más comunes de magnesio son las dolomitas, las magnesitas, el agua de mar y en menor proporción los basaltos que contienen minerales ferromagnesianos, los silicatos minerales, el lavado de evaporitas y la contaminación industrial y minera.

V.8 Métodos de interpretación.

Antes de intentar realizar cualquier tipo de interpretación, es necesario cambiar las unidades del análisis químico generalmente proporcionados en p.p.m. (o en mg/l) a e.p.m. (o meq/l), operación que es aprovechable para verificar la exactitud de los resultados del análisis; esto se efectúa utilizando la tabla V.3.

Una vez recibidos los resultados del laboratorio, ¿cómo pueden presentarse para ayudar a su interpretación? Generalmente en forma gráfica, por diagramas y mapas, y varios de ellos requieren una serie de cálculos previos.

Se han elaborado una gran cantidad de representaciones gráficas mediante diagramas. Los más comunes son los siguientes:

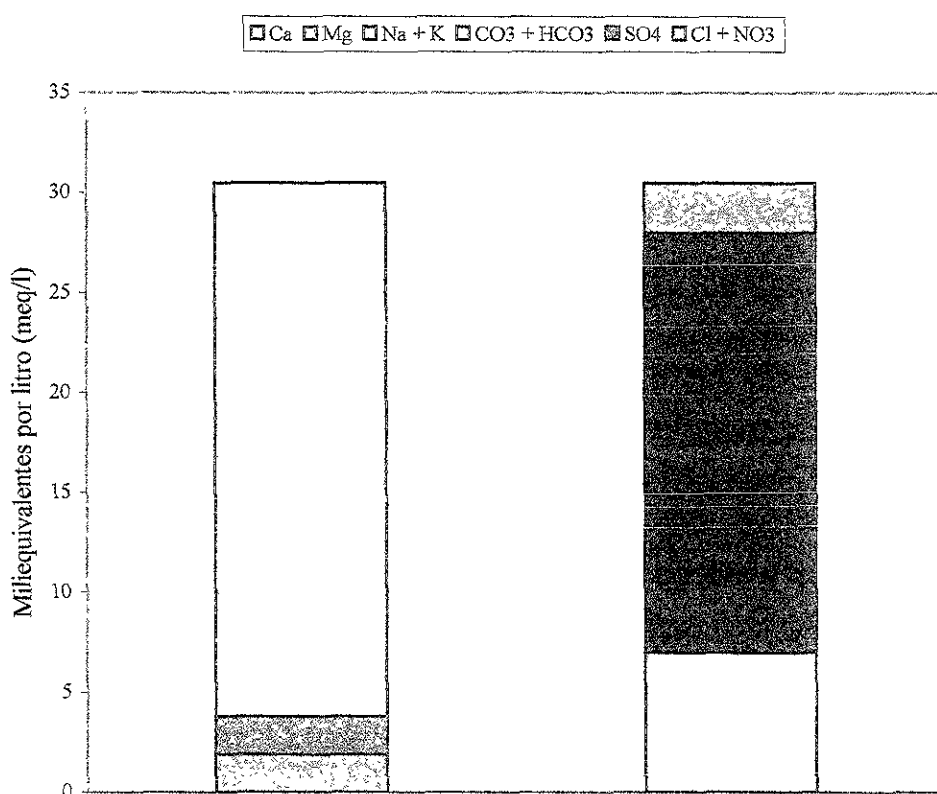
- 1) Diagramas en columnas.
- 2) Diagramas en vectores.
- 3) Diagramas de Stiff.
- 4) Diagramas circulares.
- 5) Diagramas semilogarítmicos.
- 6) Diagrama triangular de Piper.

En estos diagramas las concentraciones de los iones principales están expresadas, según el caso, en mg/l, en meq/l, o en porcentajes de cada ion (en meq/l) con respecto a la suma de los iones de igual signo (en meq/l).

Diagramas en columnas.

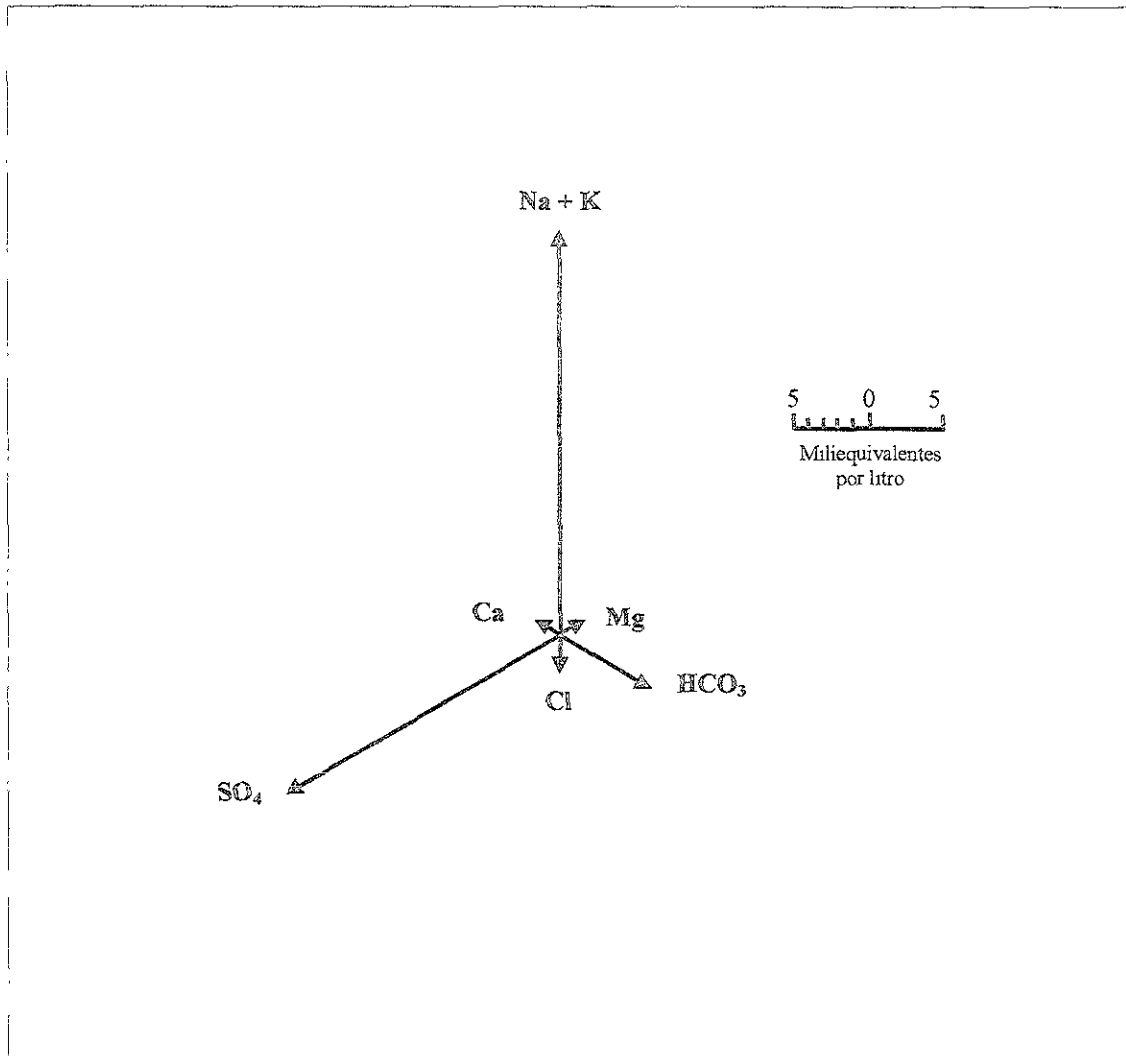
Los diagramas en columnas, a razón de un diagrama por análisis, se expresan generalmente en meq/l (o a veces en porcentajes). Constan de dos columnas verticales yuxtapuestas (una para los cationes: el calcio, el magnesio y el sodio; otra para los aniones: carbonatos, los sulfatos y los cloruros). La altura que corresponde a cada ion es función de su concentración. Las dos columnas deben tener aproximadamente la misma altura, indicio de balance bien equilibrado. Tal como se muestra en la gráfica V.2.

Gráfica V.2. Barras verticales que representan un análisis de calidad del agua subterránea.

*Diagramas en vectores.*

Otro método para trazar los resultados de los análisis de calidad química del agua subterránea con radio vectores se muestra en la gráfica V.3. El largo de los seis vectores representa la concentración iónica en miliequivalentes por litro (meq/l).

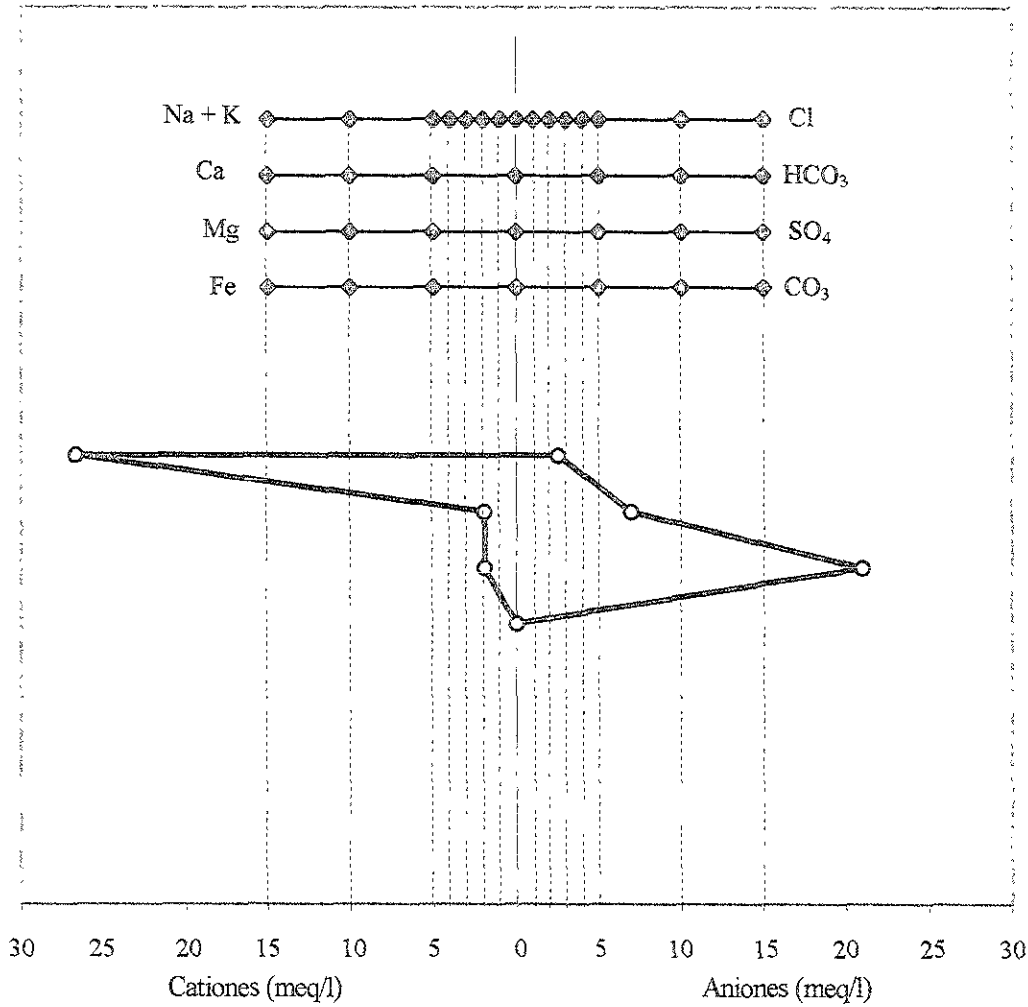
Gráfica V.3. Diagrama vectorial que representa un análisis de calidad del agua subterránea.



Diagramas de Stiff.

Los primeros diagramas fueron sugeridos por Stiff, para representar los análisis de calidad del agua subterránea, como se muestra en la gráfica V.4. En donde las concentraciones de cationes se trazan a la izquierda de una línea vertical que representa al cero y los aniones se trazan a la derecha de esta; todos los valores se expresan en miliequivalentes por litro (meq/l). Los puntos resultantes son conectados, formando una poligonal irregular.

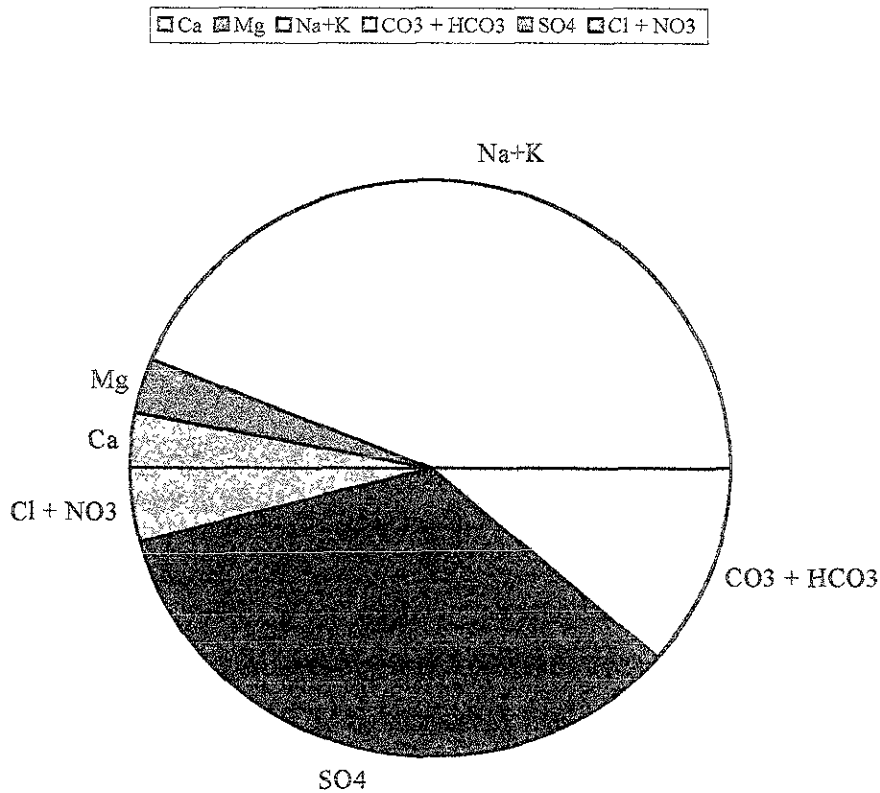
Gráfica V.4. Diagrama de Stiff que representa un análisis de calidad del agua subterránea.



Diagramas circulares.

La gráfica V.5 muestra un diagrama circular de calidad del agua subterránea con una escala especial para el radio ya que el área del círculo es proporcional al total de la concentración iónica del análisis. Los diferentes sectores del círculo muestran la fracción de los diferentes iones expresados en miliequivalentes por litro (meq/l).

Gráfica V.5. Diagrama circular que representa un análisis de calidad del agua subterránea.



Diagramas semilogarítmicos.

En Europa el diagrama semilogarítmico desarrollado por Schoeller es el más usado para comparar análisis de calidad del agua subterránea. Aquí las principales concentraciones iónicas se expresan en miliequivalentes por litro (meq/l), son trazados seis espacios iguales en el eje horizontal que representan a los diferentes iones analizados y en el eje vertical se representan en una escala logarítmica la concentración de cada ion, como se muestra en la gráfica V.6. Los puntos se trazan y se unen con líneas rectas. Este tipo de gráfica no solo muestra el valor absoluto de cada ion sino también la diferencia de concentraciones de varios análisis de agua subterránea.

Gráfica V.6. Diagrama semilogarítmico de Schoeller que representa un análisis de calidad del agua subterránea.

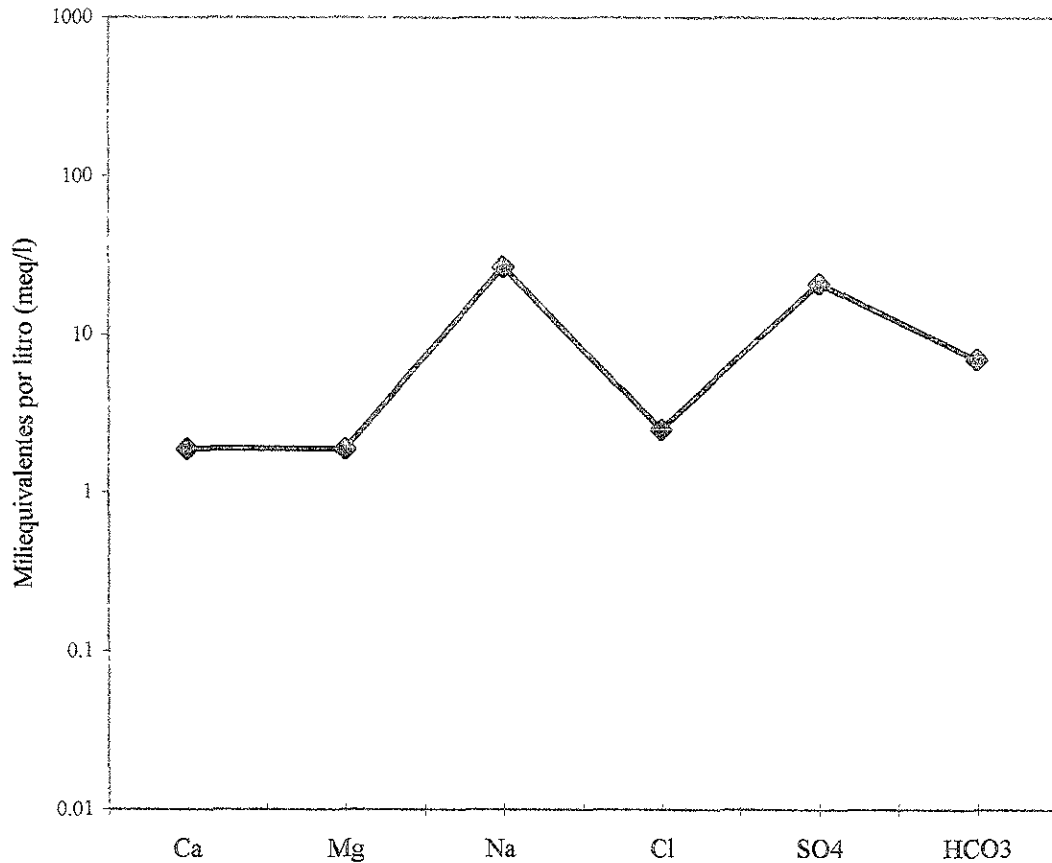
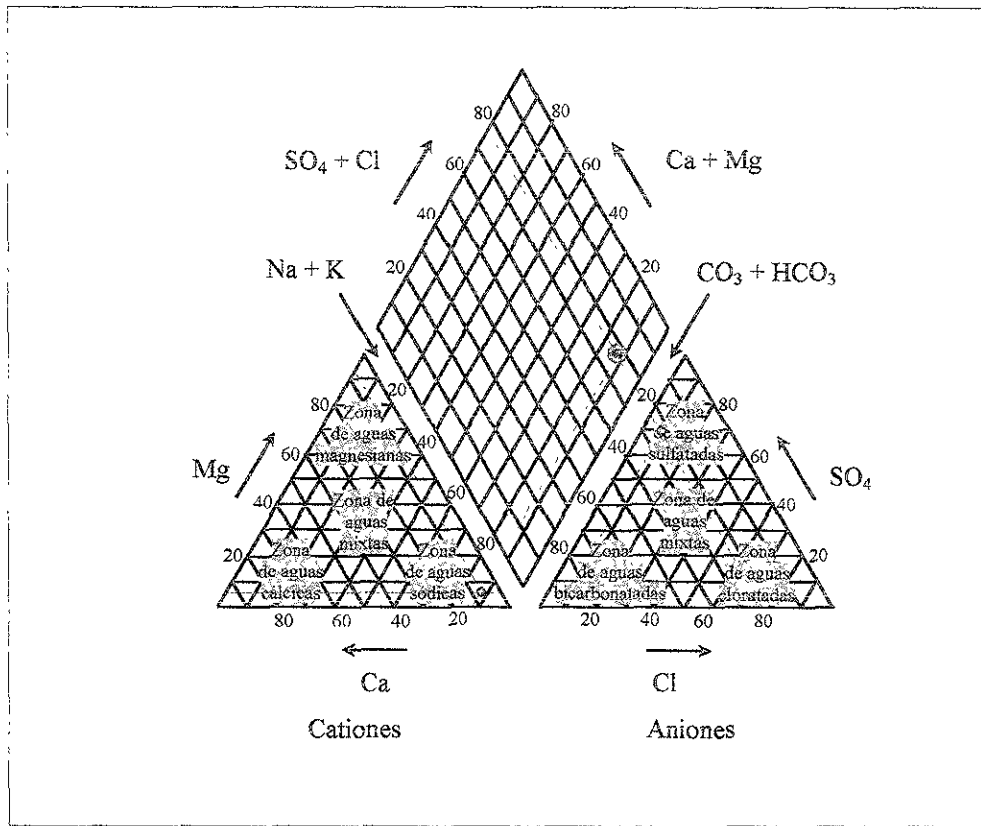


Diagrama triangular de Piper.

Una de las gráficas más usadas para representar los análisis de calidad del agua subterránea, es el diagrama triangular de Piper, el cual se muestra en la gráfica V.7. En este se trazan en el triángulo de la izquierda las concentraciones de cationes en porcentajes del total en miliequivalentes por litro (meq/l) y de manera similar en el triángulo derecho que representa las concentraciones de aniones. Posteriormente se proyectan estos dos puntos hacia el rombo que se encuentra en el centro de ambos triángulos. Este punto relaciona al total de la distribución iónica.

Gráfica V.7. Diagrama triangular de Piper que representa un análisis de calidad del agua subterránea (R. Chávez Guillen et al).



V.9 Intrusión salina.

Durante muchos años llamó la atención de los investigadores que hubiera agua dulce muy cerca del mar en los acuíferos costeros. Más llamó la atención la observación de que el agua dulce de estos acuíferos ribereños seguía las variaciones de la marea. Posteriormente se descubrió un hecho muy interesante: que por cada metro que el nivel freático está sobre el nivel del mar, la “bolsa de agua dulce” se profundiza cuarenta metros, desplazando el agua salada. Este fenómeno se explica por la diferencia de densidades entre el agua dulce y el agua salada, a partir del principio de Ghyben – Herzberg el cual se describe a continuación:

Tomando en cuenta que los puntos “A” y “B” de la figura V. 5 están a un mismo potencial, tenemos:

$$Z\gamma_{sal} = \gamma_{dulce}(Z + h) \dots (ec. 5.10)$$

pero:

$$\gamma_{sal} = 1.025 t/m^3 \text{ o } 1.025 g/cm^3$$

$$\gamma_{dulce} = 1 t/m^3 \text{ o } 1 g/cm^3$$

entonces:

$$1.025 Z = 1(Z + h)$$

$$1.025 Z - Z = h$$

$$0.025 Z = h$$

$$Z = 40 h \dots (ec. 5.11)$$

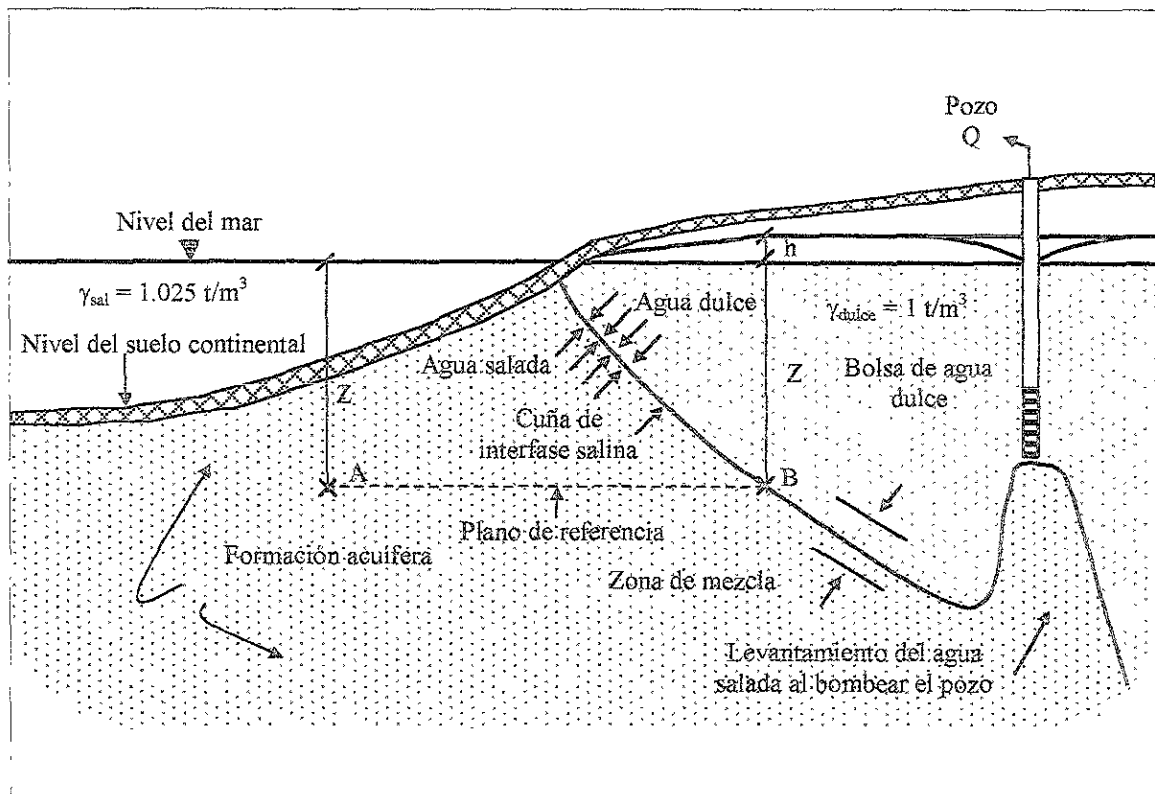


Figura V. 5. Intrusión de agua salada en un pozo. Equilibrio agua dulce/salada en un acuífero costero (R. Chávez Guillen et al).

Mediante la ecuación 5.11 se traza la cuña de interfase salina que divide al agua salada del agua dulce (figura V.5.).

Este mismo fenómeno explica por qué es muy fácil que ocurra intrusión de agua salada en un pozo costero o ribereño que es sobrebombado. Tal como se muestra en la figura V. 5 al producirse el abatimiento provocado por el bombeo de un pozo ocurre un ascenso del agua salada en forma de una “colina intrusiva”. Por esta razón se recomienda no abatir los acuíferos costeros o ribereños por debajo del nivel del mar.

Es evidente que la presencia del agua dulce se debe a una recarga y renovación continua, pues hay un fenómeno de mezcla que lentamente transformaría toda el agua salada si la recarga se interrumpiera. Lo anterior explica por qué en ciertos estiajes críticos se han salado pozos que durante muchos años habían funcionado sin problemas explotados a un determinado caudal.

CAPÍTULO VI
“CUANTIFICACIÓN DEL AGUA
SUBTERRÁNEA”

VI.- CUANTIFICACIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA.

La cuantificación del agua subterránea existente en una zona dada, es un problema que se ha tratado de resolver por diferentes métodos, entre los que se cuenta el análisis del ciclo hidrológico y la aplicación de coeficientes de infiltración a formaciones geológicas que afloran en las zonas estudiadas; sin embargo, los valores obtenidos por estos métodos que se encuentran dentro de los llamados indirectos carecen de validez debido al gran número de variables que los afectan.

La forma adecuada de cuantificar la potencialidad de los acuíferos, es utilizando un método que trabaje directamente con ellos, considerando el agua ya infiltrada y relativamente al margen de los fenómenos que ocurren en la superficie; dicho método recibe el nombre de “balance de agua subterránea”.

Los acuíferos son sistemas en los cuales puede aplicarse el principio de la conservación de la materia, ya que en un intervalo de tiempo dado, tienen lugar las recargas y descargas que hacen variar el almacenamiento de agua ya existente, aumentándolo o disminuyéndolo, según estos factores se presentan uno mayor que el otro. El fin de los balances de agua subterránea es determinar el volumen de recarga a los acuíferos y el uso racional de los mismos.

VI.1 Hidrología de superficie.

La Hidrología es una ciencia que estudia la ocurrencia, distribución, movimiento y propiedades de toda el agua que se encuentra en la tierra y sus relaciones con el medio ambiente y que se encuentra estrechamente relacionada con áreas tales como la geología, climatología, meteorología y oceanografía.

El ciclo hidrológico.

El ciclo hidrológico es un proceso continuo mediante el cual el agua es transportada desde los océanos a la atmósfera, de ésta a la tierra y posteriormente regresada al mar, teniendo lugar durante el proceso múltiples subciclos, tales como la evaporación del agua desde la parte continental y su precipitación subsecuente sobre la tierra para regresar a los océanos. La fuerza motora del sistema global para el transporte del agua la proporciona el sol, el cual provee la energía requerida para que tenga lugar la evaporación. Nótese que la calidad del agua también cambia durante las diferentes etapas del ciclo; por ejemplo, el agua de mar se transforma en agua dulce mediante la evaporación.

El ciclo integral del agua es global en la naturaleza y los problemas en esta materia, a nivel mundial requieren de estudios en escalas regionales, nacionales, internacionales y continentales. El significado práctico de lo anterior es el hecho de que el abastecimiento total

de agua dulce existente en la tierra es limitado y muy pequeño en comparación con el agua salada contenida en los océanos.

El balance hidrológico.

Dado que la cantidad total de agua disponible en la tierra es finito e indestructible, el sistema hidrológico global puede considerarse como dentro de un entorno cerrado. Los subsistemas hidrológicos son abundantes y generalmente son los que estudian los hidrólogos. Para cualquier sistema se puede desarrollar un balance hidrológico determinándose cada uno de sus componentes.

Para ilustrar, considérese en forma simple un sistema restringido como el de la figura VI.1.

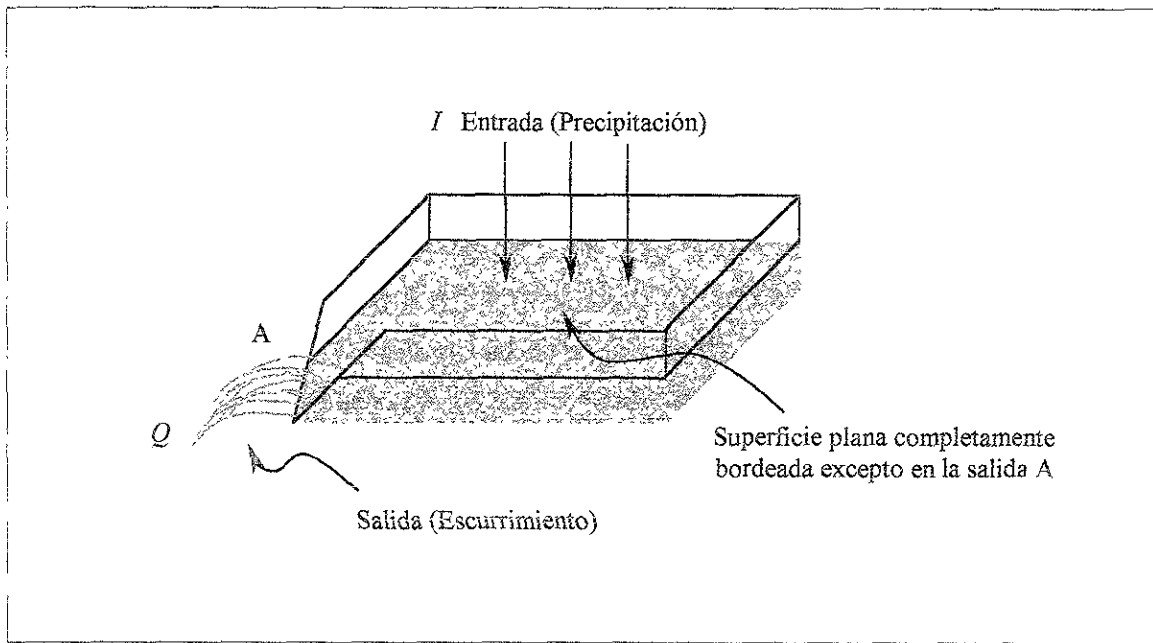


Figura VI.1. Modelo de sistema hidrológico simple (J.A. Tinajero González).

Considérese una superficie lisa e inclinada completamente impermeable (el agua no puede ser infiltrada a través de la superficie), confinada en sus cuatro lados y con una salida en la esquina (A). Considerando que ésta superficie es completamente lisa, no existirán depresiones en las cuales el agua pueda almacenarse. Si una entrada por lluvia se aplica, una salida o drenaje, denominado escurrimiento superficial, se desarrollará y tenderá a salir por (A). El balance hidrológico puede representarse por la siguiente ecuación diferencial:

$$I - Q = \frac{ds}{dt} \dots (ec. 6.1)$$

donde:

I = entradas por unidad de tiempo

Q = salidas por unidad de tiempo

ds/dt = cambio en el almacenamiento dentro del sistema por unidad de tiempo

Hasta que no se acumule una mínima capa de agua en la superficie, las salidas no pueden ocurrir, pero como las tormentas se intensifican, la capa retenida en la superficie (retención superficial) se incrementa. Al cese de la entrada de agua, el agua tenderá a salir fuera del sistema según la capacidad de desfogue. Para el ejemplo citado, todas las entradas tenderán a salir, despreciándose las pequeñas cantidades retenidas en la superficie por fuerzas moleculares de cohesión y cualquier evaporación que tuviera lugar durante el período de entradas y salidas. Esta ilustración elemental podría sugerir que cualquier sistema hidrológico puede ser descrito en forma similar mediante un balance hidrológico si se planteara la disposición de entradas al sistema y los cambios en el almacenamiento. La simplicidad de la ecuación de balance resulta engañosa ya que como se verá después, los términos de la ecuación podrían no ser los adecuados o fáciles de cuantificar.

Una versión más generalizada del balance hidrológico explicará las diferentes componentes del ciclo hidrológico y proporcionará técnicas de solución de problemas para regiones hidrológicas, las cuales pueden definirse topográficamente, limitarlas políticamente o especificarlas arbitrariamente.

Un valle o cuenca de drenaje está topográficamente definida como área drenada por un río/corriente o sistema de ríos/corrientes conectados de tal manera que todo el flujo es descargado a través de una sola salida. En general los estudios en cuanto a recursos hidráulicos, siempre han sido realizados en valles o cuencas de drenaje, debido a que de esa manera se simplifica la aplicación del balance hidráulico. Teóricamente, tal procedimiento es posible aplicarlo en cualquier tipo de región, sin embargo, la disponibilidad de información y el grado de refinamiento de los métodos analíticos determinarán la factibilidad de llevarlos a cabo desde un punto de vista práctico.

Para demostrar la naturaleza de un balance hidrológico generalizado se hará uso de las figuras VI.2 y VI.4. La figura VI.2 es un modelo conceptual del ciclo hidrológico. La precipitación en forma de lluvia, nieve y demás proviene del vapor de agua atmosférico y constituye la entrada primaria. Algo de la lluvia puede ser interceptada por árboles, pasto, y otro tipo de vegetación y objetos estructurales, siendo eventualmente devuelta a la atmósfera por evaporación. Una vez que el agua alcanza el suelo, parte de ella llenará las depresiones topográficas (dando lugar a un almacenamiento), parte puede penetrar en el suelo (infiltración) para satisfacer su deficiencia de humedad y alimentar a las reservas subterráneas; el resto del agua formará el escurrimiento superficial, esto es, fluirá sobre la superficie de la tierra definiendo canales tales como las corrientes.

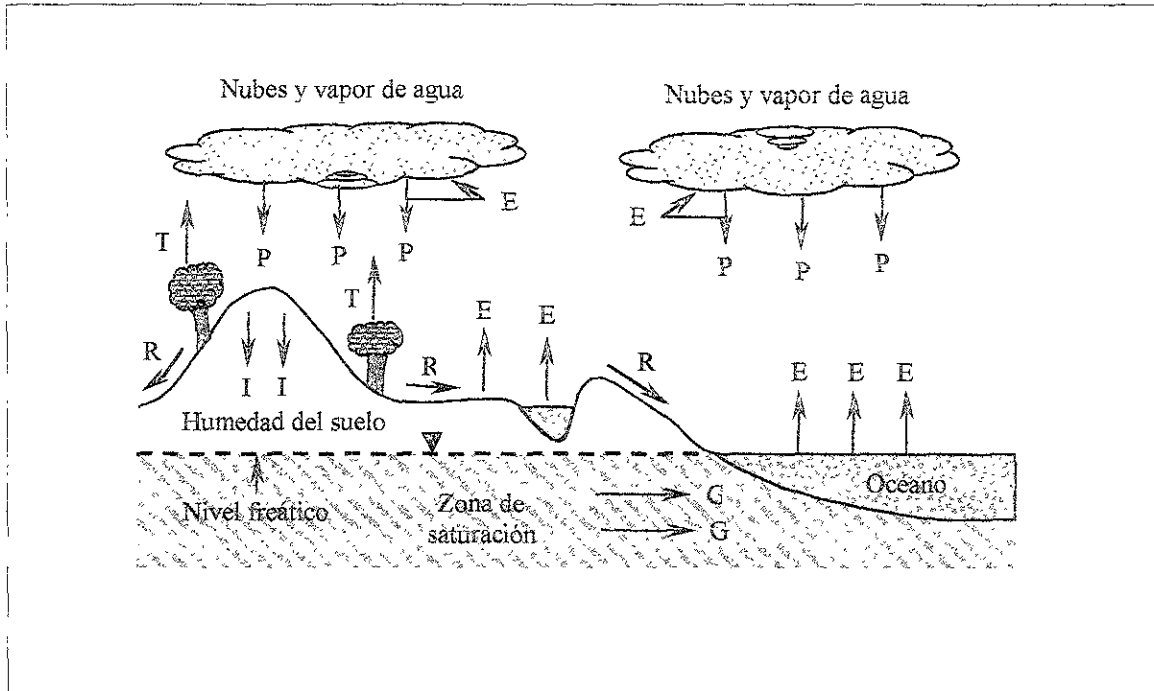


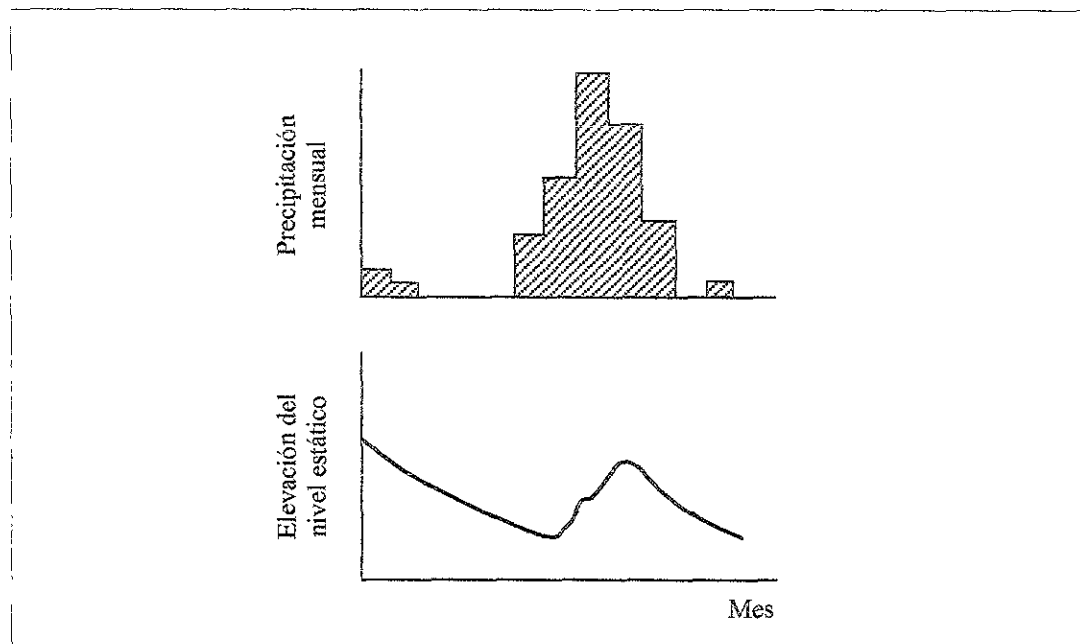
Figura VI.2. El ciclo hidrológico. Leyenda: T, transpiración; E, evaporación; P, precipitación; R, escurrimiento superficial; G, flujo de agua subterránea; I, infiltración (J.A. Tinajero González).

El agua que entra al suelo puede seguir varias trayectorias, algo puede ser directamente evaporado si se mantiene una adecuada transferencia entre el suelo y la superficie. Esto puede ocurrir fácilmente en aquellos sitios en donde la superficie del agua subterránea (superficie de agua libre) está dentro de los límites de transporte por capilaridad hacia la superficie del suelo y después abastecer a los almacenamientos de agua subterránea los cuales mantienen a las corrientes durante las épocas de estiaje. Importantes cantidades de agua subterránea se encuentran fluyendo en forma vertical antes de que lleguen a la zona saturada, después de lo cual pueden ser transportadas distancias considerables antes de ser descargadas. El movimiento del agua subterránea está sujeto, por supuesto, a restricciones físicas y geológicas.

El agua almacenada en las depresiones podrá eventualmente evaporarse o infiltrarse. El escurrimiento superficial empieza por formar canales menores (arroyuelos, arroyos y corrientes similares), fluye a corrientes mayores y ríos y finalmente llega al océano. A lo largo de una corriente, pueden tener lugar procesos de evaporación e infiltración.

En la gráfica VI.1 se aprecia la influencia que pudiera tener la lluvia en la recarga de acuíferos.

Gráfica VI.1. La gráfica de precipitación mensual correlacionada con el comportamiento de los niveles estáticos permite inferir la influencia de la lluvia en la recarga de los acuíferos (R. Chávez Guillen et al).

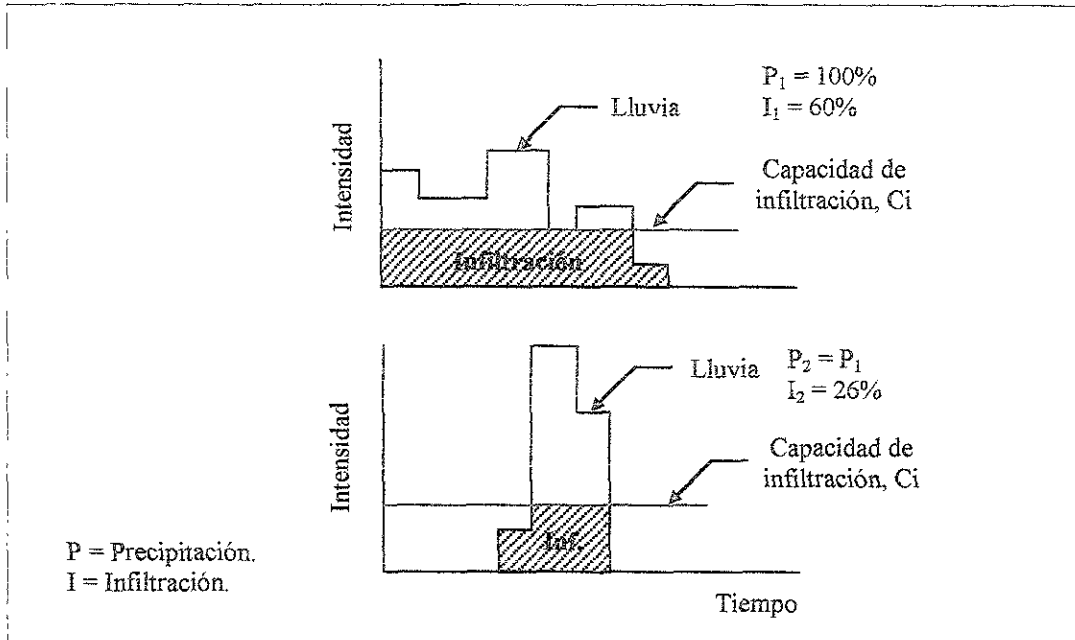


De lo anterior se puede observar que aún cuando el ciclo hidrológico es simple en concepto, en realidad resulta bastante complejo. Las trayectorias que toman las partículas de agua precipitadas en cualquier área son numerosas y variadas antes de que retornen al mar, pudiendo transcurrir una escala de tiempo que va desde segundos, minutos, días o años.

Se han utilizado métodos indirectos para cuantificar los volúmenes de agua infiltrados en el suelo que se suponen llegan a recargar los acuíferos, tales como el análisis del ciclo hidrológico y la aplicación de coeficientes de infiltración. El primer método, análisis del ciclo hidrológico, carece de validez ya que los errores producen volúmenes de infiltración calculados que pueden ser del orden de 3 o 5 veces, así como la tercera o quinta parte del volumen real infiltrado.

El método de coeficientes de infiltración es aquel que supone coeficientes hipotéticos que al multiplicarse por el volumen de agua de lluvia se obtiene el volumen infiltrado en el suelo. La deficiencia del método estriba en que no guarda relación con el volumen de lluvia, más bien con la intensidad de lluvia, ya que no es lo mismo que un cierto volumen de lluvia anual se precipite distribuido más o menos uniformemente a lo largo de varios meses, a que el mismo volumen ocurra concentrado en unos cuantos días o semanas (gráfica VI.2).

Gráfica VI.2. La intensidad de lluvia tiene una influencia definitiva en la magnitud del volumen infiltrado. Favorecen más la infiltración las lluvias de baja intensidad y larga duración que los aguaceros torrenciales de corta duración (R. Chávez Guillen et al).



En resumen, aún cuando el volumen infiltrado de agua en el suelo pudiera ser estimado con cierta precisión, éste volumen no corresponde necesariamente a la recarga de un acuífero, ya que una parte (o todo) del volumen infiltrado puede ser retenido por las formaciones que se ubican sobre el nivel del agua subterránea.

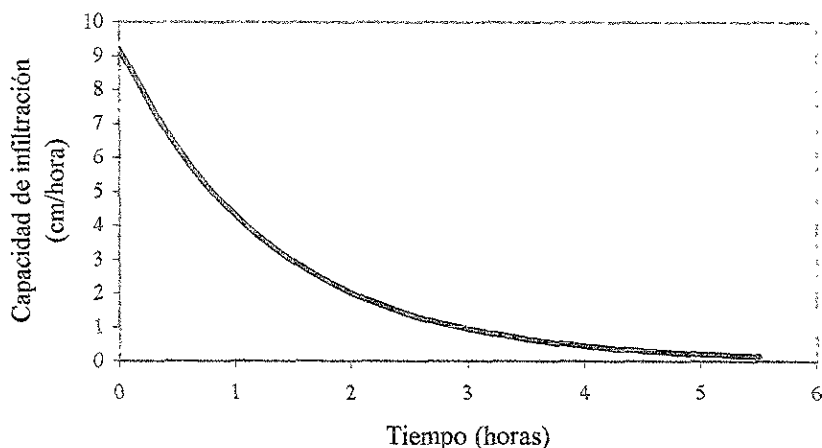
La evaluación de la potencialidad de un acuífero debe realizarse mediante un método que trabaje directamente con el acuífero, con el agua ya infiltrada.

A éste método se le conoce como “balance del agua subterránea”, el cual será tratado en el inciso VI.2.

VI.1.1 Capacidad de infiltración y factores que la controlan.

La “Capacidad de infiltración” de un suelo es la rapidez con que ingresa el agua a través de él. Experiencias y observaciones realizadas han demostrado que esta capacidad decrece exponencialmente en el tiempo desde un valor máximo inicial hasta un valor prácticamente constante, como se indica en la gráfica VI.3, y es controlado por diversos factores entre los que destacan: la estructura del suelo, la acción de las fuerzas capilares, la presencia de aire atrapado en el interior del suelo y la cobertura vegetal.

Gráfica VI.3. La capacidad de infiltración decrece exponencialmente en el tiempo (R. Chávez Guillen et al).



La estructura del suelo varía a medida que se va saturando. Inicialmente, cuando se encuentra seco o poco húmedo, suele presentar un sistema de grietas que le dan alta capacidad de infiltración; pero conforme aumenta su contenido de humedad, los materiales finos se expanden, las grietas se cierran gradualmente y, como consecuencia, decrece su conductividad hidráulica.

Los efectos de las fuerzas capilares y del aire atrapado en el suelo, son contrarios al de la estructura del mismo: la resistencia inicial que ambos factores presentan al avance del agua infiltrada, se va reduciendo con el tiempo.

La cobertura vegetal favorece la infiltración al proteger al suelo del impacto directo de la lluvia, que compacta su superficie e introduce partículas finas en las grietas y poros mayores; además las raíces de las plantas mantienen abierta la estructura del suelo.

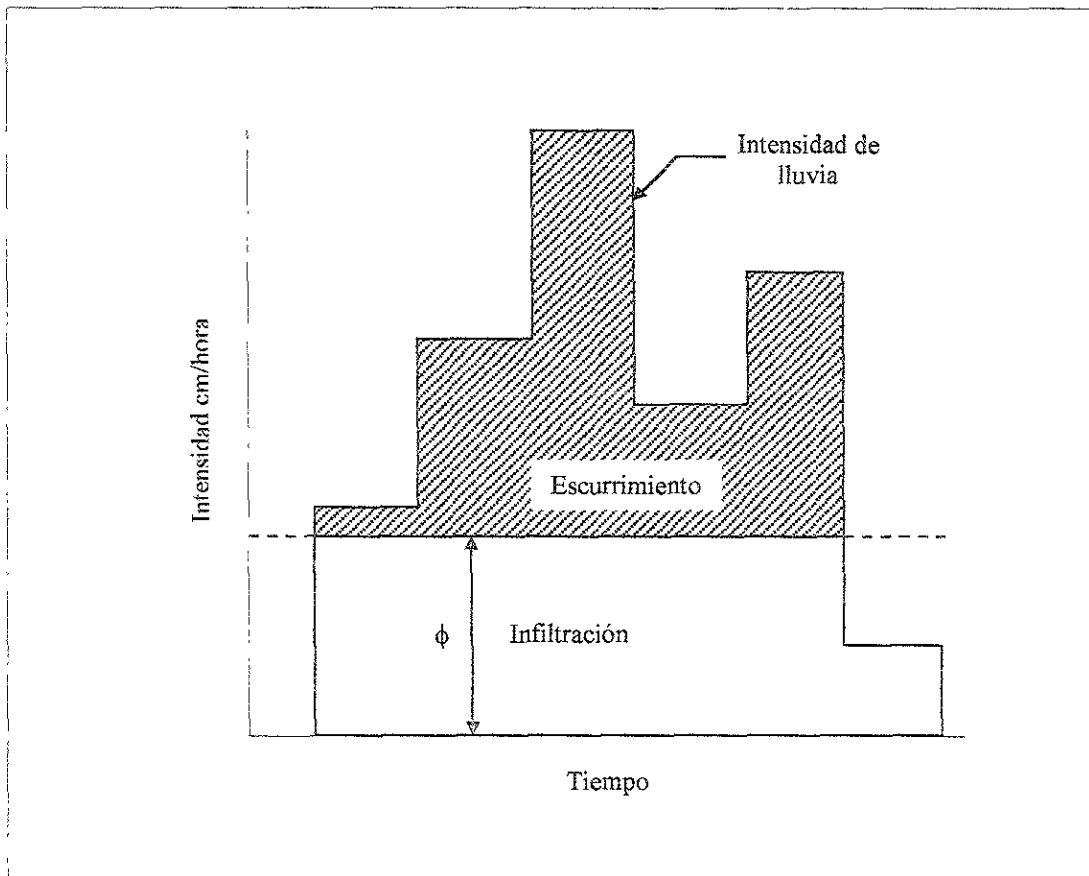
Considerando el concepto anterior, resulta evidente ahora la influencia de la intensidad de lluvia en la magnitud del volumen infiltrado. En efecto, si la intensidad es superior a la capacidad de infiltración, el suelo sólo absorbe una parte de la precipitación; para un mismo volumen llovido, la cantidad de agua infiltrada será tanto menor cuanto mayor sea la intensidad.

Medición de la capacidad de infiltración.

La capacidad de infiltración se mide con los aparatos llamados “infiltrómetros”, que consisten de un recipiente parcialmente enterrado en el suelo, en el que se aplica cierta cantidad de agua y se registra la velocidad de abatimiento del nivel. El aparato se protege de la evaporación, o bien se efectúan correcciones a las observaciones realizadas para eliminar la influencia de este fenómeno.

Estimación del volumen infiltrado.

Gráfica VI.4. Determinación del índice de infiltración (ϕ), por el método del “peinado del hietograma”. El valor de ϕ se varía hasta que el volumen representado por el área asciurada, es igual al escurrimiento aforado. El volumen infiltrado se calcula multiplicando del índice ϕ por el área considerada (R. Chávez Guillen et al).



Aunque la capacidad de infiltración del suelo puede ser determinada fácilmente y con cierta precisión mediante infiltrómetros, la cuantificación directa del volumen infiltrado no es

factible en estudios de carácter regional, debido a que la magnitud de dicho volumen depende de otros factores (además de la capacidad de infiltración) no controlables en la práctica. Por otra parte, es obvio que el conocimiento, por medición directa, de las variaciones de dicha capacidad en el área y en el tiempo, no es viable cuando se trata de áreas extensas.

Para estimar el volumen infiltrado se han desarrollado algunos métodos dentro del campo de la hidrología superficial. Uno de ellos es el llamado “peinado del hietograma”, el cual, conocidos los volúmenes de lluvia y de escurrimiento superficial, la cantidad de agua infiltrada se infiere a partir del análisis del hietograma; generalmente, tal cantidad se expresa como una lámina de agua (índice de infiltración), que representa la capacidad de infiltración media de toda el área considerada. Este método, cuya aplicación se ejemplifica en la gráfica VI.4, y otros semejantes, son aplicables a periodos de corta duración, para los cuales puede despreciarse la evaporación; pero no pueden aplicarse para determinar el volumen infiltrado en un ciclo anual o en una fracción significativa del mismo.

Criterio de la capacidad de infiltración media.

Este criterio supone que la capacidad de infiltración es constante durante toda la tormenta. A esta capacidad de infiltración se le llama índice de infiltración media ϕ . Cuando se tiene un registro simultáneo de precipitación y escurrimiento de una tormenta, el índice de infiltración media se calcula de la siguiente manera:

- a) Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base y se calcula el volumen de escurrimiento directo.
- b) Se calcula la altura de lluvia en exceso o efectiva hp_e como el volumen de escurrimiento directo dividido entre el área de la cuenca:

$$hp_e = \frac{V_{ed}}{A_c} \dots (ec. 6.2)$$

- c) Se calcula el índice de infiltración media ϕ trazando una línea horizontal en el hietograma de la tormenta, de tal manera que la suma de las alturas de precipitación que queden arriba de esa línea sea igual a la altura de precipitación correspondiente a la línea horizontal dividida entre el intervalo de tiempo Δt que dure cada barra del hietograma.

VI.1.2 Reservas y recursos de aguas subterráneas.

Dos de los conceptos más importantes a tener en cuenta en la explotación de las aguas subterráneas son los de *reservas* y *recursos*.

La penetración de las aguas a lo largo del tiempo va llenando, los huecos existentes en el terreno y, por tanto, constituyen un almacenamiento o embalse subterráneo, con capacidad ligada al volumen de esos espacios libres susceptibles de contener agua. Esta acumulación corresponde a las *reservas*, y aunque pueda ser extraída y aprovechada en determinadas circunstancias, no representa realmente el caudal explotable del acuífero, puesto que resulta claro que si el aprovechamiento es superior a la alimentación o recarga se provocará una disminución del embalse. Los *recursos* de aguas subterráneas de los acuíferos son, por el contrario, los caudales que puedan extraerse, por consideraciones técnicas y económicas, sin detrimento de los volúmenes almacenados.

Para explicar estos conceptos en una forma clara, se han asemejado respectivamente al capital y a los intereses de una cuenta bancaria.

Clasificación de las reservas de aguas subterráneas.

Las reservas de aguas subterráneas pueden clasificarse en cuatro grandes categorías, determinadas esencialmente por el ritmo de las precipitaciones (figura VI.3):

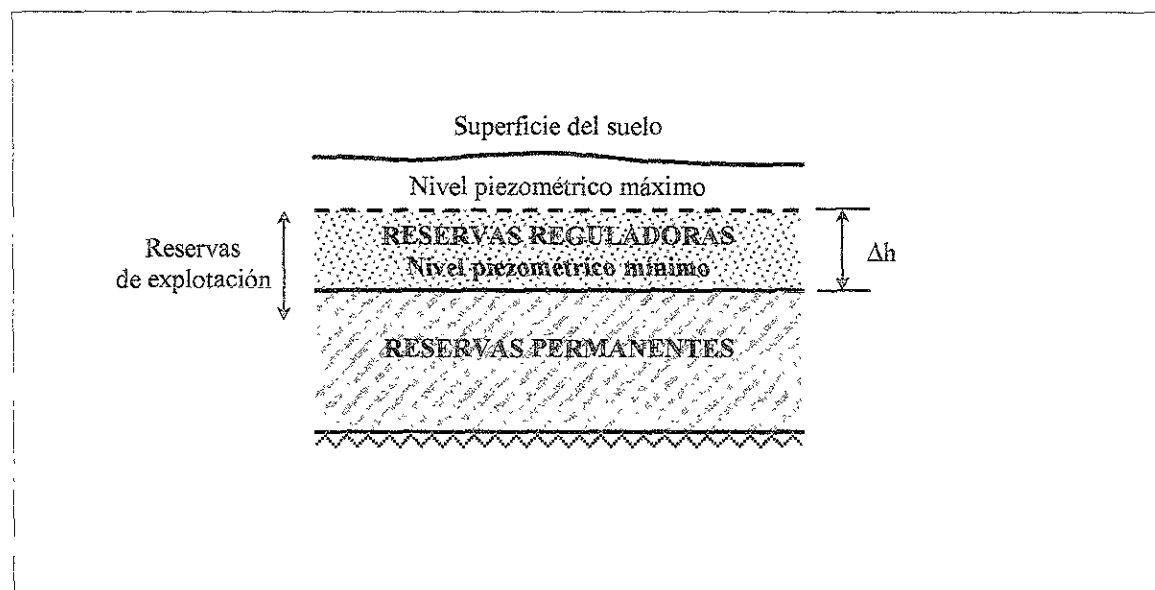


Figura VI.3. Clasificación de las reservas de aguas subterráneas (G. Castany).

- Las reservas reguladoras;
- Las reservas permanentes;
- Las reservas totales;
- Las reservas de explotación.

Reservas reguladoras. Representan la cantidad de *agua libre* almacenada por el terreno acuífero en el transcurso de una recarga importante, por medio de la alimentación natural. Sufren, por consiguiente, las consecuencias del ritmo estacional e interanual de las precipitaciones. Las reservas reguladoras están en estrecha relación con las variaciones del nivel piezométrico y las amplitudes de las fluctuaciones de la superficie piezométrica de los mantos. Permiten disponer el caudal de explotación sobre un valor medio referido a un período relativamente largo, estacional o anual.

Reservas permanentes, o profundas. Guardan relación con el ciclo plurianual de las precipitaciones. Permiten una explotación más importante, regularizada para períodos de varios años. Un caso límite lo representan las *aguas fósiles* cuya existencia es discutida.

Reservas totales. La totalidad del agua libre contenida en una capa acuífera constituye las reservas totales. Así, por ejemplo, en los depósitos aluviales, el manto determinado por la base impermeable y el nivel piezométrico, representa la reserva total. Esta es, por lo tanto, igual a la suma de las reservas permanente y reguladora.

Reservas de explotación. Las reservas totales no deben ser explotadas completamente, por razones técnicas o de seguridad. La cantidad máxima de agua libre que puede obtenerse de un horizonte acuífero constituye la reserva de explotación. Estas reservas son identificadas con el término “rendimiento seguro” (*safe yield*) para la explotación de un acuífero.

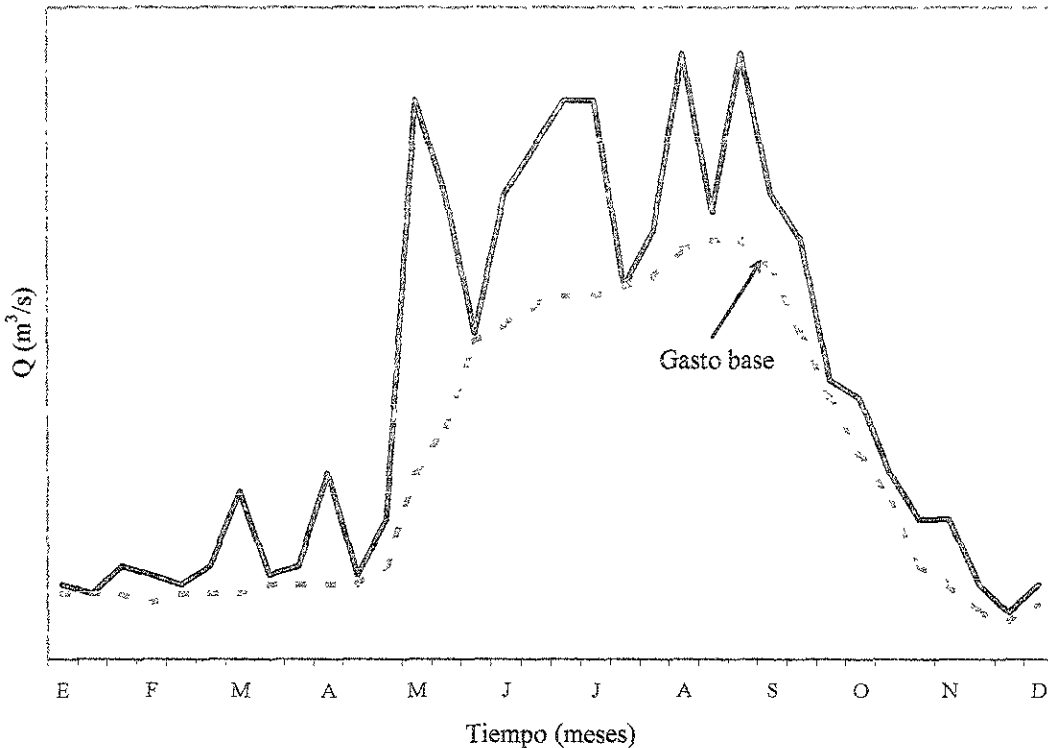
Por consiguiente, las reservas de explotación están determinadas por las reservas reguladoras y por una parte de las reservas permanentes.

VI.1.3 Hidrogramas y su análisis.

Si se mide el gasto (que se define como el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo) que pasa de manera continua durante todo un año por una determinada sección transversal de un río y se grafican los valores obtenidos contra el tiempo, se obtendría una curva como en la gráfica VI.5.

Una gráfica como la VI.5 se denomina *hidrograma*, que relaciona el escurrimiento (gasto) en una cuenca contra el tiempo. La gráfica VI.5 representa un *hidrograma anual*; si la escala del tiempo se amplía de tal manera que se pueda observar el escurrimiento producido por una sola tormenta, se tendría una curva como la que se muestra en la gráfica VI.6. Aunque la forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía no sólo de una cuenca a otra sino también de tormenta a tormenta, es posible, en general, distinguir las siguientes partes en cada hidrograma (véase gráfica VI.6):

Gráfica VI.5. Hidrograma (F.J. Aparicio Mijares).



A: punto de levantamiento. En este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso cuando ha transcurrido ya algún tiempo después de que cesó de llover, dependiendo de varios factores, entre los que se pueden mencionar el tamaño de la cuenca, su sistema de drenaje y suelo, la intensidad y duración de la lluvia, etc.

B: pico. Es el gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

C: punto de inflexión. En este punto es aproximadamente cuando termina el flujo sobre el terreno, y, de aquí en adelante, lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.

D: final del escurrimiento directo. De este punto en adelante el escurrimiento es sólo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión, aunque pocas veces se distingue de fácil manera.

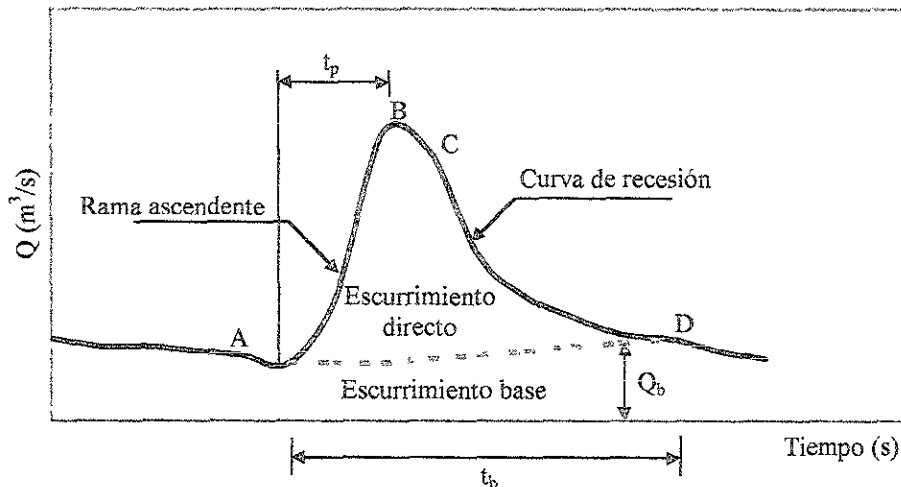
T_p : *tiempo pico*. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el pico del hidrograma.

T_b : *tiempo base*. Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo. Es, entonces, el tiempo que dura el escurrimiento directo.

Rama ascendente. Es la parte del hidrograma que va desde el punto de levantamiento (A) hasta el pico (B).

Rama descendente o curva de recesión. Es la parte del hidrograma que va desde el pico hasta el final del escurrimiento directo. Tomada a partir del punto de inflexión, es una curva de vaciado de la cuenca.

Gráfica VI.6. Hidrograma aislado (F.J. Aparicio Mijares).



VI.1.4 Características de las curvas de recesión o decaimiento.

Un método simple para estimar la recarga en una cuenca de agua subterránea consiste en utilizar un hidrograma de avenidas de dos o más años consecutivos. La ecuación del flujo base de recesión indica que (Q_0) varía logarítmicamente con el tiempo (t). Del trazo de un hidrograma de avenidas con el tiempo en una escala aritmética y la descarga en una escala logarítmica, se origina una línea recta para el flujo base de recesión. En la gráfica VI.7 se muestra un hidrograma de avenidas hipotético. El flujo base de recesión se muestra con líneas punteadas; éste fue considerado para empezar cuando en el verano el nivel de la corriente baja y termina cuando ocurre la primera inundación de la primavera. El caudal potencial del agua

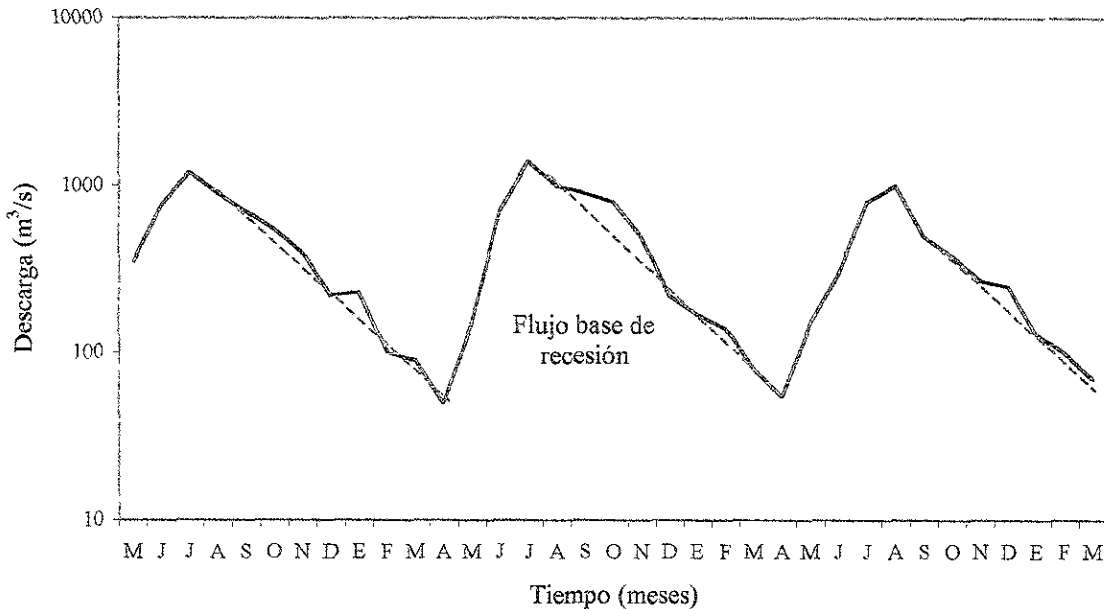
subterránea es el volumen de agua que sería descargado durante una recesión completa del agua subterránea. Este valor puede ser encontrado con la siguiente expresión:

$$V_p = \frac{Q_0 t_1}{2.3} \dots (ec. 6.3)$$

donde:

- V_p = caudal potencial del agua subterránea, en m^3
- Q_0 = flujo base donde empieza la recesión, en m^3/s
- t_1 = es el tiempo que toma el flujo base en ir desde Q_0 a $0.1Q_0$, en s

Gráfica VI.7. Hidrograma de avenidas que muestra el flujo base de recesión (C.W. Fetter).



Si uno determina el caudal potencial remanente del agua subterránea al finalizar una recesión, entonces el caudal potencial del agua subterránea empieza en la siguiente recesión, la diferencia entre los dos es la recarga del agua subterránea que ha tomado lugar entre las recesiones. La cantidad del flujo base potencial remanente, V_r (m^3) en un tiempo, t (s) antes de empezar la siguiente recesión esta dada por:

$$V_i = \frac{V_w}{10^{(t/t_1)}} \dots (ec. 6.4)$$

o

$$V_i = \frac{(Q_0 t_1) / 2.3}{10^{(t/t_1)}}$$

Este análisis asume que no hay usos consuntivos del agua subterránea de la cuenca, de tal manera que toda la descarga del agua subterránea es por medio del flujo base de avenidas. Si hay usos semejantes como bombeo o evapotranspiración del agua subterránea por freatofitas este uso debe ser sumado a la cantidad determinada por el método del flujo base de recesión para obtener la recarga total de la reserva del agua subterránea.

VI.2 Balance del agua subterránea.

Todavía es muy común determinar la recarga de un acuífero estableciendo balances que incluyen procesos superficiales como la lluvia y la evapotranspiración. Se enfatiza aquí que éste es un procedimiento poco recomendable que conduce en general a resultados irreales. Se recomienda, en cambio, establecer el balance de volúmenes de agua ligados directamente al acuífero o acuíferos en estudio.

La ecuación de balance del agua subterránea (conservación de la masa), para un volumen fijo de acuífero en un intervalo de tiempo expresa, en su forma conceptual más simple y general, que el cambio en la masa de agua almacenada en el volumen es igual a la entrada neta de masa en el intervalo. En el rango de temperaturas y presiones normales del agua en un acuífero, su densidad no sufre variaciones de consideración para fines prácticos, por lo que puede trabajarse con volumen en lugar de masa.

Tanto la entrada (recarga) como la salida (descarga) de agua del volumen de acuífero considerado ocurre en diferentes formas. La recarga puede ser por flujo subterráneo horizontal (E_h) y por flujo vertical (R_v); la descarga tiene lugar como flujo horizontal (S_h), aflorando como manantial o escurriendo hacia un cuerpo de agua superficial como un río o un lago (D), por bombeo (B) y por evapotranspiración en acuíferos freáticos con nivel somero (E_v); si se llama ΔV al cambio en el volumen de agua almacenada en el volumen de control usado en el balance, la ley de conservación de masa en él se expresa:

$$E_h + R_v - S_h - D - B - E_v = \pm \Delta V \dots (ec. 6.5)$$

En la figura VI.4 se presentan las variables que intervienen en la ecuación del balance del agua subterránea en una región. La región considerada, especificada como (A), tiene como frontera inferior un estrato prácticamente impermeable y la frontera superior es la superficie del terreno. Las fronteras verticales son definidas por barreras impermeables o hidráulicas (por ejemplo, descarga al mar).

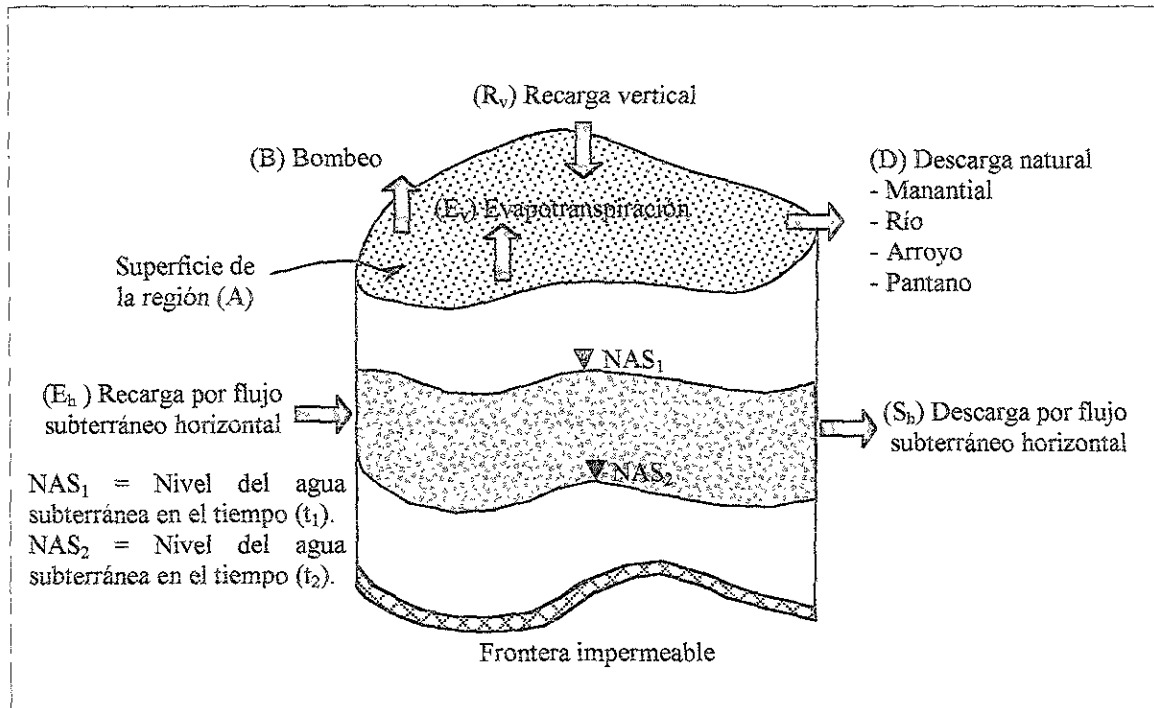


Figura VI.4. Representación esquemática del balance del agua subterránea de una región (J.A. Tinajero González).

Dependiendo de las características del volumen y del intervalo de tiempo escogido para el balance, los términos de la ecuación anterior podrán o no tener valores diferentes de cero. Para un acuífero entre fronteras impermeables no se tendrá ni E_h ni S_h ; en épocas de estiaje, sin escurrimiento superficial en el mismo acuífero no aparecerán ni R_v ni D . El conocimiento cualitativo del comportamiento del acuífero que dan los estudios de prospección y la información hidrológica y de inventario es necesaria para establecer correctamente el balance. Esto es de especial importancia porque el objetivo que se persigue es la obtención o ratificación de términos del balance difíciles de medir directamente; debe buscarse entonces la mejor estrategia para plantear la ecuación en diferentes períodos con mediciones para obtener de ellas la mayor información posible.

El volumen de acuífero que se utilice para hacer el balance puede ser cualquiera; estará limitado en ocasiones a la zona en la que se tenga información confiable sobre la mayor parte

de los términos de la ecuación. En ocasiones es útil (calibración de modelos) establecer balances en pequeñas porciones del acuífero.

Se describe a continuación la forma de cuantificar cada uno de los términos de la ecuación de balance del agua subterránea.

a) Entradas y salidas por flujo subterráneo horizontal.

En la gran mayoría de los acuíferos el flujo principal puede considerarse horizontal debido a lo pequeño de su espesor en comparación con su extensión; las irregularidades en el basamento y en la parte superior del acuífero (superficie libre en el caso de acuíferos freáticos) se toma en cuenta a través de una transmisividad variable. El cálculo del flujo neto de entrada al volumen de acuífero considerado se basa en el conocimiento de los gradientes piezométricos y de las transmisividades a lo largo de sus fronteras; los gradientes deben obtenerse de una configuración de niveles piezométricos en el área considerada para tomar en cuenta la dirección del flujo; sobre dicha configuración es posible trazar líneas de flujo normales a las equipiezométricas para formar una red de flujo; en la figura VI.5 se muestra un caso hipotético como ejemplo. El caudal que circula entre dos líneas de corriente es:

$$Q = T B \frac{dh}{dL} \dots (ec. 6.6)$$

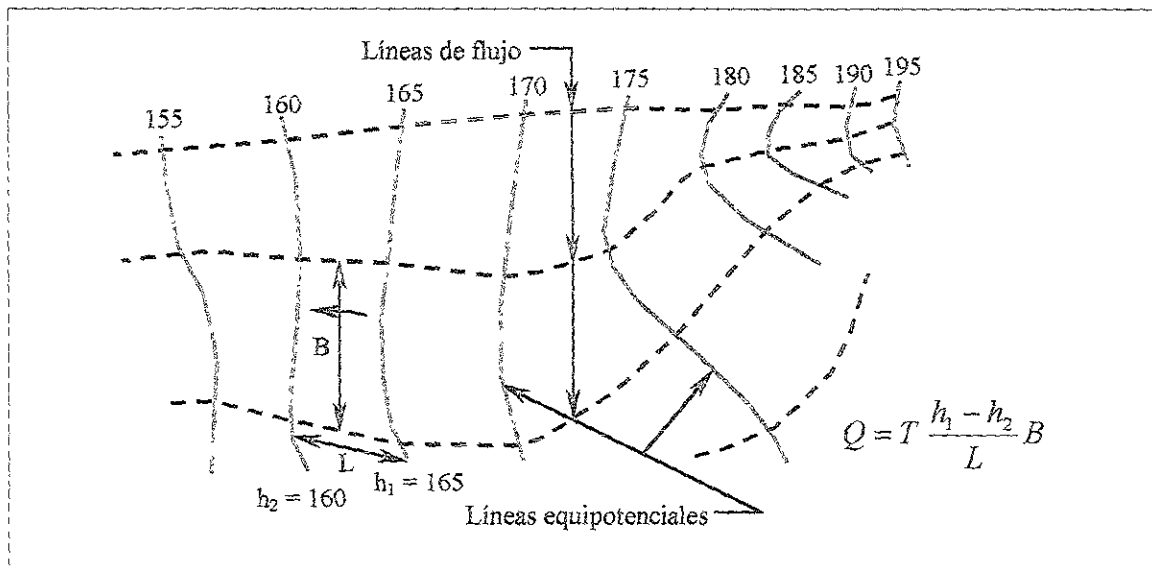


Figura VI.5. Cálculo de caudales de flujo subterráneo sobre una red de flujo en planta (R. Chávez Guillen et al).

donde:

T = transmisividad media de la sección de flujo

B = ancho de la sección de flujo (entre las dos líneas de flujo)

dh/dL = gradiente piezométrico en la sección de flujo

Para fines prácticos, el gradiente se determina como el cociente de la diferencia de alturas de carga de agua entre dos líneas equipiezométricas (equipotenciales) y la distancia que las separa, (figura VI.5). Para obtener el caudal de entrada al volumen de balance debe proyectarse este caudal sobre la frontera lateral del volumen, esto es, multiplicarlo por el coseno del ángulo que forman las equipotenciales con la normal a la frontera. Realizando el cálculo del flujo entre líneas de corriente a lo largo de toda la frontera se obtiene, por suma, el caudal total de entrada y el total de salida del volumen de control. Si el intervalo de tiempo de balance es grande, habrá variaciones entre la red de flujo en la fecha inicial y la de la fecha final, por lo que convendrá repetir el cálculo para esta última.

El volumen de agua que entra E_h (o sale S_h) por flujo subterráneo será el promedio de los caudales de entrada (o salida) en las dos fechas multiplicado por el intervalo de tiempo.

b) Cambio de almacenamiento.

Asociada a los planos de curvas isopiezas (equipotenciales) para la fecha inicial y la final de un balance, está la determinación del cambio de almacenamiento (ΔV); haciendo la diferencia de los niveles entre la fecha final y la inicial se obtiene un plano de curvas de igual evolución de niveles piezométricos. Estas curvas se cubican, con lo que se obtiene el volumen de acuífero drenado, en acuíferos freáticos, o la variación de presiones integradas sobre el área en planta del acuífero.

Si en algún caso se tuviera información sobre la variación espacial del coeficiente de almacenamiento, habría que multiplicar los valores de la evolución puntuales por sus respectivos coeficientes de almacenamiento y luego integrarlos sobre el área para obtener el término (ΔV); la integración en cualquier caso se hace por métodos estándar como algún método gráfico, con la obtención del área entre curvas de isovalores $S\Delta h$ (Δh = evolución piezométrica; S = coeficiente de almacenamiento), su multiplicación por el valor medio en el área y luego su suma aritmética; se integra también con las mismas operaciones efectuadas sobre pequeñas áreas en las que se divide la superficie en planta del acuífero.

Sin embargo, en la mayoría de los casos, es muy difícil obtener información detallada del coeficiente de almacenamiento por lo que conviene adoptar un coeficiente regional, que, o bien se supone de acuerdo con las características del acuífero o bien se deja como incógnita en la ecuación de balance. En esa forma el cambio de almacenamiento está dado por la integral

de las curvas de igual evolución piezométrica multiplicada por el coeficiente de almacenamiento. Para acuíferos freáticos un valor promedio adecuado para la mayor parte de los sedimentos es 0.20; en acuíferos confinados el valor es muy variable, menor entre menos sedimentos finos formen el acuífero y menor sea la compresibilidad de los estratos que lo confinan; un valor límite inferior es:

$$S = 10^{-6} b \dots (ec. 6.7)$$

donde:

b = espesor del acuífero en metros

c) *Descarga natural a corrientes.*

El término de descarga natural (D) se debe cuantificar por medio de aforos de los manantiales y de los ríos a los que descarga el acuífero; si los ríos con los que tiene intercambio son todo el tiempo efluentes (reciben agua subterránea) basta tener los aforos diarios a la entrada y a la salida del volumen del balance para conocer la descarga; si son siempre influentes se obtiene más bien la infiltración del río al acuífero por la diferencia de volúmenes aforados. Si no hay otra posibilidad de pérdida o ganancia de agua sobre su recorrido (tomas de agua, descargas de drenes) la diferencia entre los aforos define además si en un determinado momento el río es efluente o influente.

d) *Recarga vertical.*

En las zonas de estudio ocurren infiltraciones directas por lluvia o de canales de conducción no revestidos, que constituyen la recarga vertical (R_v), las que son de difícil cuantificación directa; esta parte debe dejarse entonces como una incógnita sujeta a quedar dentro de un rango razonable (y estimable) de infiltraciones de dicho tipo. Es necesario conocer si la recarga del acuífero se concentra en unos cuantos meses del año, o si ocurre a lo largo de todo el año como en el caso de zonas agrícolas regadas con agua superficial, en las que los retornos de agua de riego y las pérdidas por infiltración en los canales propician la alimentación prácticamente continua del acuífero. En acuíferos semiconfinados el aporte vertical de agua proviene de la consolidación de las capas confinantes y de otros acuíferos. En estos casos, la aportación puede estimarse si se han determinado las características mecánicas e hidráulicas del manto confinante mediante pruebas de bombeo; si no es así, deberán dejarse como incógnitas. Como la recarga no es constante en el tiempo, sino que varía de un año a otro con la cuantía y distribución de la precipitación entre otros factores, es necesario obtener la recarga correspondiente a varios años con diferentes condiciones de precipitación, a fin de obtener una recarga media anual.

e) Evapotranspiración.

La descarga a la atmósfera de un acuífero se produce principalmente por la evapotranspiración de plantas freatofitas. Puede ocurrir evaporación directa pero sólo en zonas de niveles freáticos a profundidades menores de un metro. En cambio, las freatofitas pueden extender sus raíces hasta profundidades de 30 m; para que esto ocurra, sin embargo, la profundización del nivel freático debe ser lenta, esto es, ocurrir a lo largo de muchos años.

Cuando la planta freatofita no es útil, se convierte en una plaga ya que utiliza grandes volúmenes de agua; una forma de eliminarlas es producir abatimientos bruscos del nivel freático por bombeo.

Para estimar este término del balance será necesario identificar las zonas cubiertas por freatofitas, determinar el área que cubren e investigar su lámina de uso consuntivo anual; convendrá para esto tener la asesoría de un biólogo especializado.

Las láminas de evapotranspiración de freatofitas siguen variaciones similares a las de la evaporación, esto es, son mayores en climas cálidos, con alta insolación y secos que en sus opuestos.

Entre las freatofitas de mayor uso consuntivo están el cedro y el sauce que en zonas densas y climas cálidos y secos usan láminas de 2.5 m; el álamo y el aliso en las mismas condiciones usan aproximadamente 1.5 m de lámina.

Cuando se dispone de un período largo de observación de niveles piezométricos y las demás variables señaladas antes, es posible plantear varias ecuaciones de balance para diferentes años y diferentes épocas del año. Esto permite despejar las incógnitas a las que se ha hecho referencia en los párrafos anteriores; así por ejemplo, si se sabe, del conocimiento cualitativo del funcionamiento del acuífero, que en ciertos períodos la descarga y la aportación vertical son nulas y se conocen los demás términos de la ecuación de balance, se podrá obtener el coeficiente de almacenamiento regional del acuífero; se puede llegar a tener inclusive mayor número de ecuaciones que de incógnitas, y conviene entonces utilizar todas con un procedimiento de mínimos cuadrados.

VII.- HIDRÁULICA DE POZOS.

Un pozo es una estructura hidráulica de conducción vertical que diseñado y construido apropiadamente, permite de forma económica el aprovechamiento del agua subterránea proveniente de una formación productora de agua (acuífero).

Es importante entender claramente el significado de los términos comunes relacionados con los pozos de bombeo. A continuación serán definidos esos términos y representados esquemáticamente en la figura VII.1.

Nivel estático del agua (N.E). Es el nivel fijo al cual se encuentra el agua subterránea en un pozo o en un acuífero libre sin que exista bombeo (extracción) o flujo libre del agua del acuífero. Se expresa como la distancia de la superficie del terreno (o desde un punto de referencia cercano a la superficie del terreno) al nivel del agua en el pozo. En acuíferos libres también se le conoce como *nivel freático estático*. En acuíferos confinados el nivel estático se ubica por arriba de la parte superior del espesor del acuífero, llegando a recibir el nombre de *nivel piezométrico estático*.

Nivel dinámico del agua (N.D). Es el nivel del agua en un pozo conforme el bombeo se va prolongando con respecto al tiempo. También recibe el nombre de *nivel de bombeo del agua*.

Abatimiento (s). El abatimiento o descenso es la diferencia, medida en metros, entre el nivel estático y el nivel dinámico del agua. Esta diferencia representa la carga hidráulica que causa que el agua fluya a través de un acuífero hacia un pozo con el gasto que esta extrayéndose en el pozo.

Para propósitos de distinguir gráficamente los niveles del agua subterránea, para acuíferos libres el nivel freático se traza como una línea continua y para acuíferos confinados el nivel piezométrico se trazará como una línea segmentada.

Cono de abatimientos. Los abatimientos medidos o calculados a diferentes distancias radiales del pozo de bombeo conforman lo que se conoce como *cono de abatimientos o de depresión*, así mismo se le denomina curva de abatimiento que por usar el término "curva" pudiera causar confusión al pensar en una forma plana (bidimensional) cuando en realidad es una forma tridimensional de un cono.

Cuando el agua es bombeada de un pozo, el gasto inicial proviene del almacenamiento en el pozo y del acuífero inmediato alrededor del pozo. Conforme continua el bombeo, más agua derivara del almacenamiento acuífero a mayor distancia del pozo bombeado. Esto significa que el cono de abatimientos se expandirá. El abatimiento en cualquier punto también se incrementará conforme el cono se profundice para proveer la carga adicional requerida para mover el agua de mayores distancias. El cono se expande y profundiza más lentamente con el

tiempo, sin embargo, a causa de un incremento del volumen de agua almacenado es disponible con cada metro adicional de expansión horizontal.

El cono de abatimientos continuará expandiéndose hasta que una o varias de las siguientes condiciones se presenten:

- 1) Interceptar suficiente flujo del acuífero a equilibrar el gasto de bombeo.
- 2) Interceptar un cuerpo de agua superficial del cual suficiente agua adicional entrará al acuífero para equilibrar el gasto bombeado cuando se mezcle con el flujo hacia el pozo.
- 3) Recarga vertical suficiente de la precipitación ocurre dentro del radio de influencia a equilibrar el gasto de bombeo.
- 4) Filtración suficiente ocurre a través de formaciones localizadas en la parte superior o inferior del acuífero para equilibrar el gasto de bombeo.

Cuando el cono detiene su expansión debido a una o más de las condiciones mencionadas anteriormente, se alcanza el equilibrio. No hay más abatimiento al continuar con el bombeo. En algunos pozos, el equilibrio se presenta dentro de unas pocas horas después de iniciado el bombeo; por otro lado, este se puede extender por años.

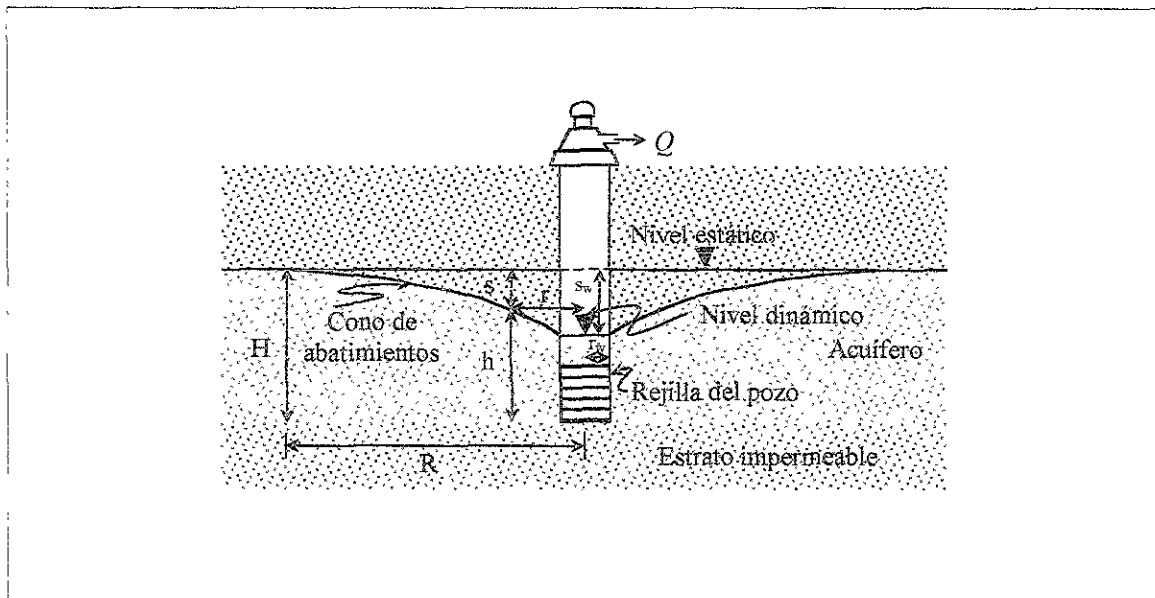


Figura VII.1. Términos comunes relacionados con los pozos de bombeo (Johnson Screens).

Radio de influencia (R). Es la distancia horizontal del centro del pozo de bombeo al límite del cono de abatimientos. R es mayor para conos de abatimientos en acuíferos confinados que en acuíferos libres.

Para conocer las características geohidrológicas de un acuífero es indispensable realizar y analizar pruebas de campo. El conocimiento aproximado que se logra de los mismos a través de los estudios geológicos y de la comparación con otros acuíferos sirve de guía tanto en el proyecto como en la interpretación de dichas pruebas, las que por su parte serán las que den el carácter realista y cuantitativo al comportamiento del acuífero al estar sujeto a explotación.

Las pruebas de campo referidas son la observación de la evolución de los niveles piezométricos en un pozo de bombeo y en sus cercanías a partir del inicio de la extracción; a esta experiencia se le llama *prueba de bombeo*. El análisis de la evolución de niveles del agua constituye la interpretación de la prueba de bombeo que esencialmente es el ajuste de las evoluciones y perfiles obtenidos a situaciones esquemáticas parecidas a la situación real y cuya solución exacta es conocida. Esto hace ver la necesidad del conocimiento, aunque sea aproximado, de la geología que rodea al pozo pues de otra manera la interpretación puede ser errónea, ya que arreglos físicos muy diferentes llegan a tener comportamientos muy similares de evolución de niveles.

Hipótesis de las soluciones.

Salvo indicación de lo contrario, las soluciones que se darán a las pruebas de bombeo, están basadas en las siguientes hipótesis:

- a) El acuífero es homogéneo e isótropo, el agua es de densidad y viscosidad constante.
- b) El espesor del acuífero es constante y la base del mismo es horizontal.
- c) No existe gradiente natural, es decir, la superficie piezométrica inicial es horizontal.
- d) La ley de Darcy es válida en todo momento y en todo lugar.
- e) El coeficiente de almacenamiento es constante en el espacio y en el tiempo. Para acuíferos confinados y semiconfinados se considera que en ningún lugar los descensos producidos hacen descender el nivel del agua por debajo del techo de los mismos.
- f) El agua liberada del almacenamiento es simultánea y proporcional a la disminución del nivel piezométrico.
- g) Se considera al acuífero de extensión infinita y que en el mismo no existen otras captaciones de agua subterránea.
- h) El descenso del nivel piezométrico producido a gran distancia (en el infinito) es cero.
- i) El pozo es totalmente penetrante, o sea atraviesa todo el espesor del acuífero.
- j) En régimen no permanente se admite que el radio del pozo es suficientemente pequeño y que la variación del volumen almacenado en el mismo no influye en el gasto de bombeo.
- k) No existe pérdida de carga por entrada en el pozo.
- l) El gasto de bombeo es constante.

Se acostumbra tomar como origen de tiempos al inicio de bombeo, como origen de distancias horizontales el eje del pozo de bombeo y como origen de distancias verticales la base del acuífero.

VII.1 Clasificación de pozos.

Los tipos de pozos más comunes para aprovechar las aguas subterráneas de acuerdo con su profundidad son: someros o profundos.

Pozos someros. Conocidos también como norias, son pozos excavados a cielo abierto sin el empleo de maquinaria especial, que presentan grandes diámetros, con profundidades generalmente menores a 30 metros y normalmente revestidos con cemento, ladrillos o piedras (ver figura VII.2a). El agua se extrae con baldes, bombas de pequeña potencia y molinos de viento, principalmente.

Pozos profundos. Se perforan generalmente con maquinaria especial y presentan diámetros pequeños con profundidades que varían de decenas a centenas de metros, muchas veces revestidos con tubos intercalados con filtros de material granular permeable, de donde el agua se extrae con bombas y compresoras, (ver figura VII.2b).

Los pozos se pueden clasificar según el tipo de formación permeable que captan en:

Pozo freático. Como su nombre lo indica capta un acuífero freático (libre).

Pozo artesiano. Aquél que capta un acuífero confinado.

En las pruebas de bombeo se utilizan dos tipos de pozos: 1) los de bombeo y 2) los de observación.

Pozo de bombeo. Aquél por el que se extrae un caudal (gasto) de agua de una formación acuífera (libre o confinada). Los diámetros recomendados del ademe del pozo varían de 15 cm (para gastos menores de 545 m³/d) a 75 cm (para gastos entre 16,400 y 32,700 m³/d).

Pozo de observación. Aquél que se utiliza para medir el nivel del agua subterránea, cuando ésta entra al pozo de forma natural (sin bombeo por dicho pozo).

Los pozos de observación deben ser suficientemente amplios como para permitir mediciones rápidas y precisas del nivel de agua. Los pozos pequeños son mejores, puesto que el volumen de agua contenido en un pozo de gran diámetro puede dar lugar a que los cambios de abatimiento sufran algún retardo. Si se usa un registrador automático de niveles, el ademe del pozo deberá tener un diámetro no menor de 15 centímetros. Los pozos de observación de 5

centímetros de diámetro, resultan ideales cuando se emplean métodos manuales para medir el nivel.

En la mayoría de los casos, resulta mejor situar los pozos de observación a distancias de 30 a 90 metros desde el pozo de bombeo.

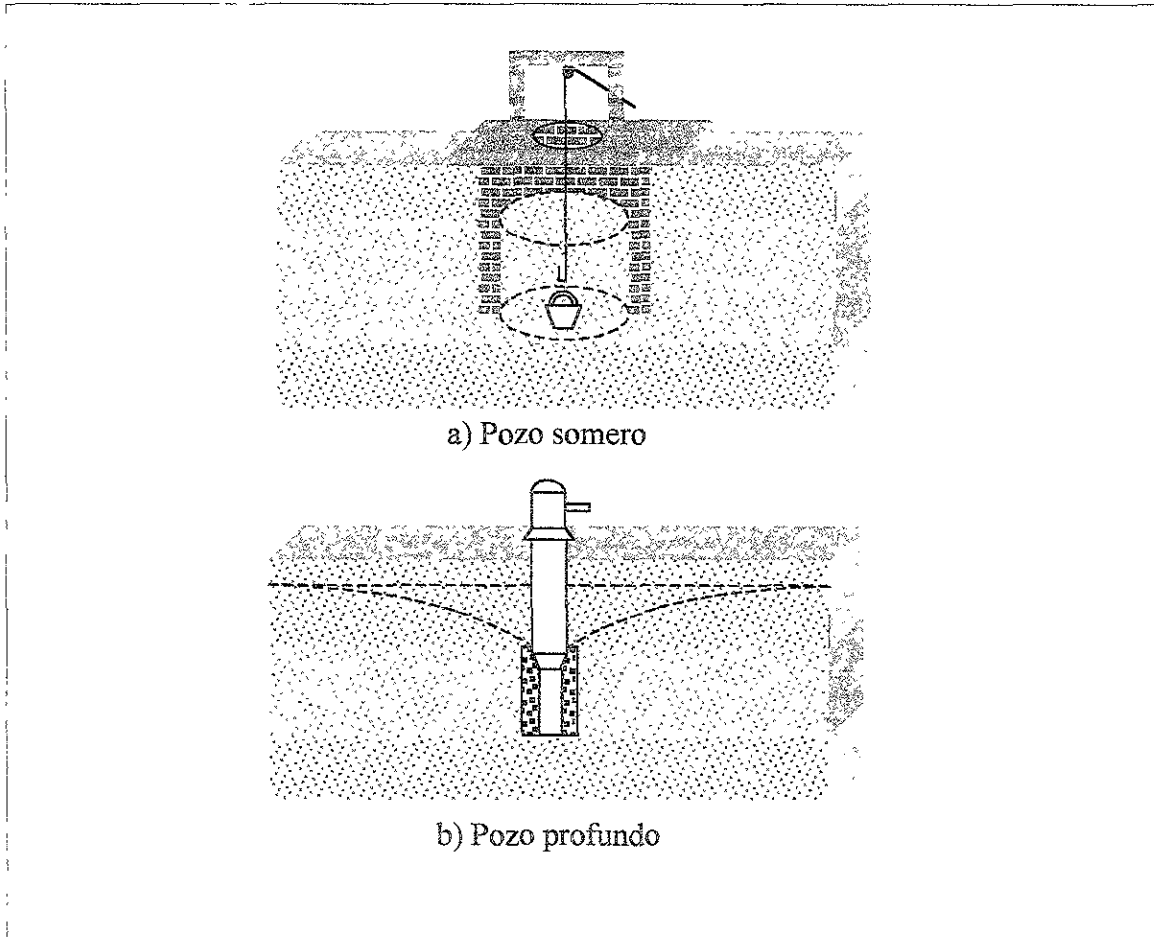


Figura VII.2. Tipos de pozos según diámetro y profundidad.

VII.2 Teoría del flujo radial establecido (estacionario o permanente) en pozos.

Las fórmulas para un pozo descargando bajo condiciones de flujo estacionario, que significa condiciones de equilibrio dinámico con respecto al tiempo (gasto constante, abatimiento y radio de influencia estables y el agua entra al pozo con igual volumen en todas direcciones), fueron desarrolladas por Dupuit (1863) y más tarde modificadas por G. Thiem (1906) dos fórmulas básicas conocidas como ecuaciones de equilibrio o de Thiem; una para acuíferos libres (ver figura VII.3) y otra para acuíferos confinados (ver figura VII.4).

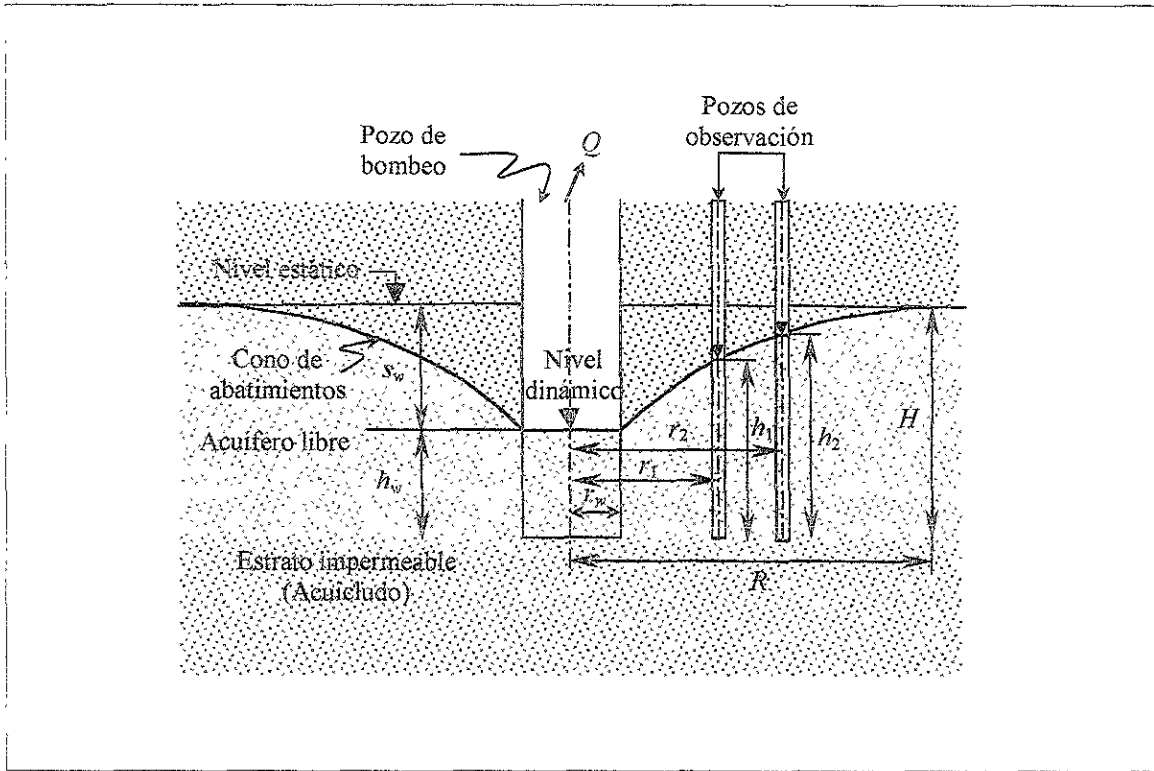


Figura VII.3. Flujo radial establecido en acuíferos libres (D.K. Todd).

Para un acuífero libre:

$$H^2 - h_w^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \left(\frac{R}{r_w} \right) \dots (ec. 7.1)$$

$$h_2^2 - h_1^2 = \frac{Q}{\pi K} \ln \left(\frac{r_2}{r_1} \right) \dots (ec. 7.2)$$

donde:

h_1 = carga hidráulica o altura piezométrica a la distancia r_1 del pozo de bombeo, en metros

h_2 = carga hidráulica o altura piezométrica a la distancia r_2 del pozo de bombeo, en metros

r_1 = distancia del pozo de bombeo al pozo de observación o piezómetro 1, en metros

r_2 = distancia del pozo de bombeo al pozo de observación o piezómetro 2, en metros

- Q = gasto de bombeo, en m^3/s o m^3/d
- K = conductividad hidráulica, en m/s o m/d
- H = carga hidráulica total al nivel estático, en metros
- R = radio de influencia del cono de abatimientos o descensos, en metros
- s_w = abatimiento en el pozo de bombeo, en metros
- h_w = carga hidráulica del nivel dinámico del pozo de bombeo, en metros
- r_w = radio del pozo de bombeo, en metros
- $\pi = 3.14159.....$

Las distancias “ r ” se miden entre los ejes de cada pozo.

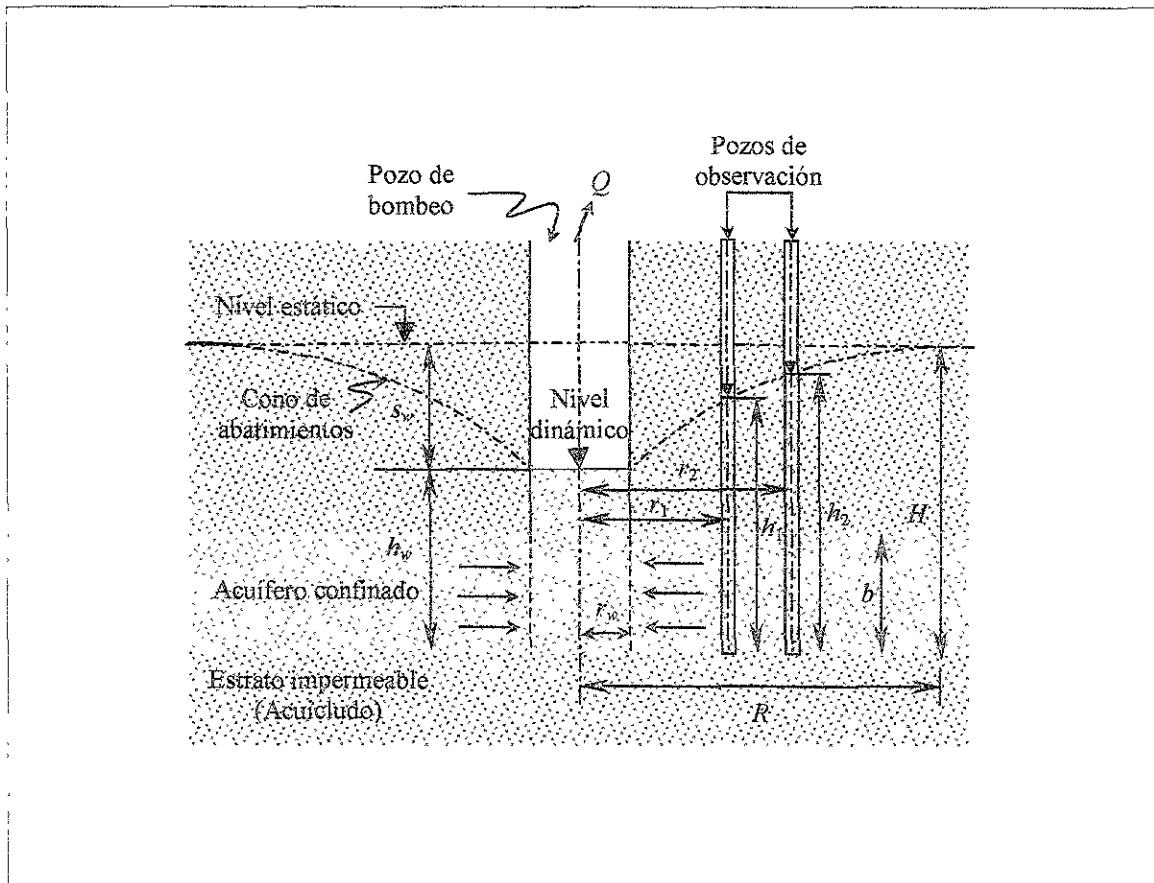


Figura VII.4. Flujo radial establecido en acuíferos confinados (D.K. Todd).

Las fórmulas correspondientes a un acuífero confinado son:

$$H - h_w = \frac{Q}{2\pi K b} \ln\left(\frac{R}{r_w}\right) \dots (ec. 7.3)$$

$$h_2 - h_1 = \frac{Q}{2\pi K b} \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) \dots (ec. 7.4)$$

donde:

b = espesor del acuífero

La carga hidráulica total para acuíferos libres y confinados en cualquier punto del cono de abatimientos se expresa como:

$$H = s + h \dots (ec. 7.5)$$

donde:

s = abatimiento o descenso del nivel del agua subterránea con respecto al nivel estático del agua, en metros

Estas fórmulas relacionan el gasto bombeado con el abatimiento, considerando que el flujo hacia el pozo de bombeo es radial bidimensional (la componente vertical del flujo es ignorada).

La derivación de las fórmulas anteriores, está basada en las siguientes hipótesis simplificadas:

- a) El acuífero es homogéneo e isótropo en el área afectada por el bombeo.
- b) El espesor saturado inicial del acuífero libre, es constante (acuífero confinado) o el espesor saturado inicial es constante antes de iniciar el bombeo (acuífero libre).
- c) El pozo penetra totalmente al acuífero.
- d) La superficie piezométrica (ó freática) es horizontal antes de iniciarse el bombeo.
- e) El abatimiento y el radio de influencia no varían con el tiempo.
- f) El flujo es laminar en toda la región del acuífero y dentro del radio de influencia del pozo de bombeo. A pesar de que investigadores teóricamente establecen flujo turbulento cerca del pozo bombeado, sin embargo, en pruebas de laboratorio y campo se ha demostrado que el flujo cerca del pozo se aparta del régimen laminar causándole una pequeña pérdida de carga en el pozo.

Estas hipótesis parecen limitar seriamente la aplicabilidad de ambas fórmulas, pero en realidad no es así; la conductividad hidráulica media del acuífero es más o menos constante; aunque la superficie piezométrica no es completamente horizontal en ningún caso, el gradiente hidráulico es generalmente muy pequeño y no afecta sensiblemente la forma de la superficie

piezométrica; aunque el flujo no es rigurosamente estacionario, después de cierto tiempo de bombeo puede considerarse como tal en un área próxima al pozo de bombeo.

Cuando se tienen dos pozos de observación, se puede determinar la conductividad hidráulica, despejándola de las fórmulas anteriores (ec. 7.2 y 7.4), quedando de la siguiente manera:

Para un acuífero libre:

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

Para un acuífero confinado:

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

Aún cuando las fórmulas anteriores son aplicables a algunos casos prácticos, tienen dos limitaciones principales: 1) no proporcionan ninguna información respecto al coeficiente de almacenamiento del acuífero, y 2) no permiten calcular la variación de los abatimientos en el tiempo. Además, no son aplicables al estudio de acuíferos semiconfinados, ni a sistemas de penetración parcial, ni a muchos otros que se presentan con frecuencia en la práctica. Por otra parte, su aplicación requiere de dos pozos de observación, próximos al de bombeo, lo cual no siempre es económicamente posible, especialmente cuando el acuífero se encuentra profundo o de gran espesor.

VII.3 Teoría del flujo radial transitorio (no estacionario) en pozos.

C. V. Theis desarrolló la fórmula para el régimen transitorio o de no equilibrio (no estacionario) en 1935 en la cual por primera vez se tomó en cuenta el efecto del tiempo de bombeo. Mediante esta fórmula es posible predecir el abatimiento para cualquier tiempo de bombeo y determinar la transmisividad y la conductividad hidráulica media antes de presentarse la estabilización de los niveles piezométricos en los pozos de observación. Para su aplicación, al menos es necesario un solo pozo de observación.

La derivación de la fórmula de Theis se basa en las siguientes consideraciones:

- a) El acuífero es homogéneo e isótropo.
- b) El espesor saturado del acuífero es constante.
- c) El acuífero tiene extensión lateral infinita.
- d) El caudal bombeado procede del almacenamiento del acuífero.

- e) El pozo penetra totalmente en el acuífero.
- f) El agua del acuífero es liberada instantáneamente con el abatimiento.

La ecuación diferencial aplicable en coordenadas polares que representa la familia de conos (curvas) de abatimiento con respecto al tiempo, (ver figura VII.5) es:

$$\frac{\partial h^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \dots (ec. 7.6)$$

donde:

- h = carga hidráulica a una distancia “ r ”, en metros
- r = distancia del pozo de bombeo a un punto de observación (un pozo de observación o el radio del pozo de bombeo), en metros
- t = tiempo transcurrido desde el inicio de bombeo, en minutos
- S = coeficiente de almacenamiento del acuífero, adimensional
- T = transmisividad del acuífero, en $m^2/día$
- R = radio de influencia del cono de abatimientos con respecto al tiempo “ t ”, en metros
- H = carga hidráulica total con respecto al nivel piezométrico estático, en metros
- b = espesor del acuífero confinado, en metros

Cuya solución para determinar el abatimiento del nivel piezométrico, obtenida por Theis es:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du$$

Como la solución de la integral exponencial es una serie infinita se utiliza la abreviación $W(u)$ para representarla, quedando la fórmula como sigue:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \dots (ec. 7.7)$$

donde:

- s = abatimiento medido en un pozo de observación ubicado a una distancia “ r ” del pozo de bombeo, en m

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \dots (ec. 7.8)$$

$W(u)$ = es conocida como la “función de pozo” y se calcula con la serie infinita, fácilmente programable en computadora:

$$W(u) = -0.5772 - \ln u + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \frac{u^3}{3 \cdot 3!} - \frac{u^4}{4 \cdot 4!} + \dots \dots \dots (ec. 7.9)$$

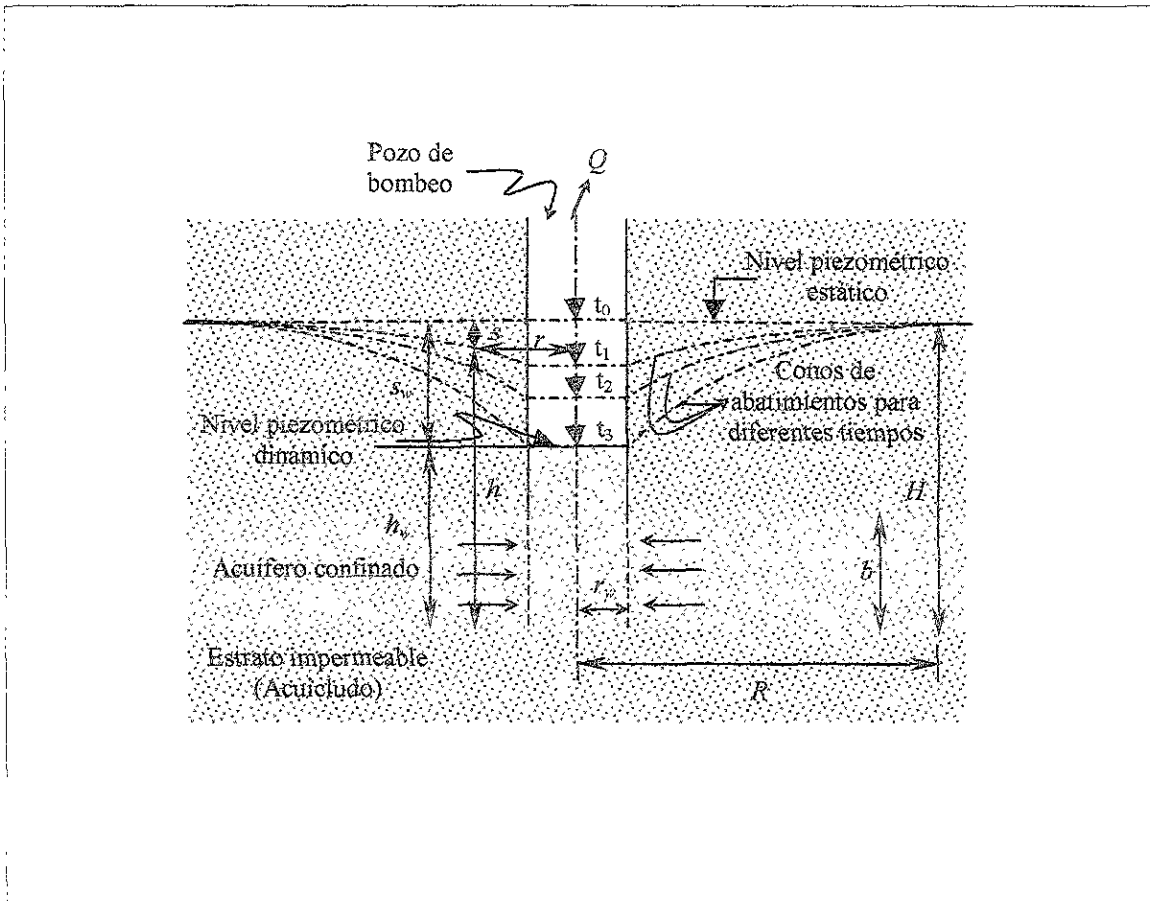


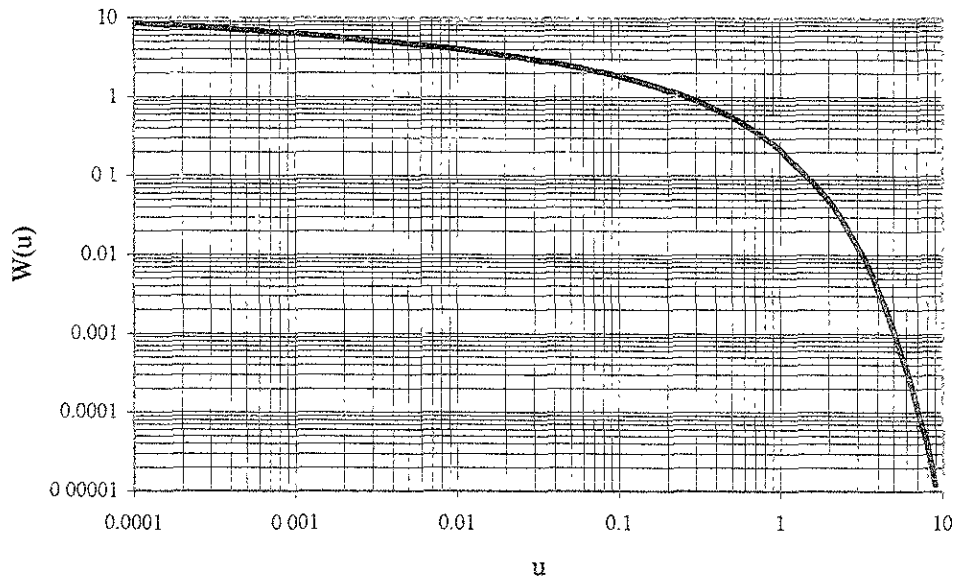
Figura VII.5. Flujo radial transitorio (no estacionario) en acuíferos confinados (D.K. Todd).

Los valores de la función de pozo en relación con los de “ u ”, se encuentran en la tabla VII.1 los cuales vaciados en una gráfica de $W(u)$ contra $1/u$ o $W(u)$ contra u en papel logarítmico, nos dan unas “curvas tipo” para interpretar pruebas de bombeo en pozos totalmente penetrantes en acuíferos confinados, como se muestra en las gráficas VII.1 y VII.2.

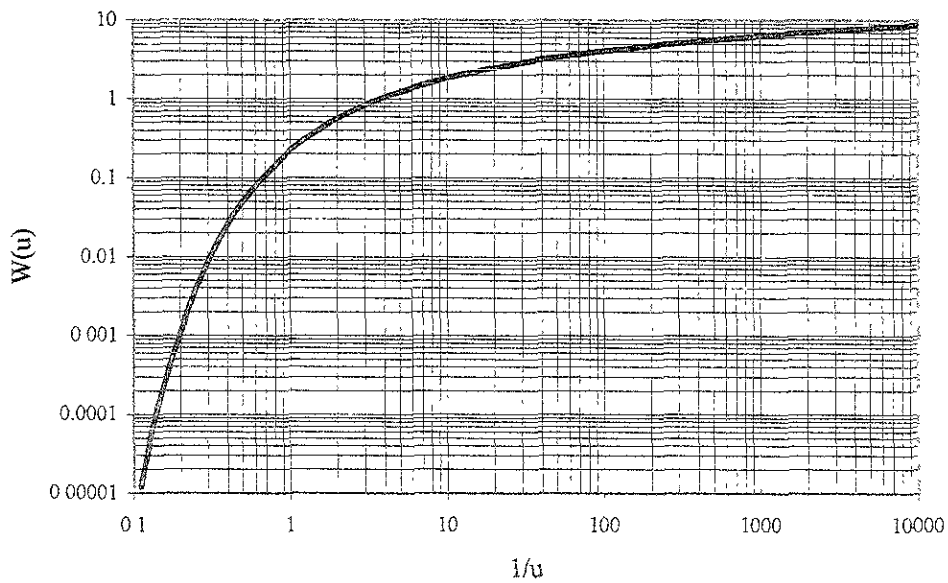
u	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
X1	0.219	0.049	0.013	0.0038	0.0011	0.00036	0.00012	0.000038	0.000012
X10 ⁻¹	1.820	1.220	0.910	0.7000	0.5600	0.45000	0.37000	0.310000	0.260000
X10 ⁻²	4.040	3.350	2.960	2.6800	2.4700	2.30000	2.15000	2.030000	1.920000
X10 ⁻³	6.330	5.640	5.230	4.9500	4.7300	4.54000	4.39000	4.260000	4.140000
X10 ⁻⁴	8.630	7.940	7.530	7.2500	7.0200	6.84000	6.69000	6.550000	6.440000
X10 ⁻⁵	10.940	10.240	9.840	9.5500	9.3300	9.14000	8.99000	8.860000	8.740000
X10 ⁻⁶	13.240	12.550	12.140	11.8500	11.6300	11.45000	11.29000	11.160000	11.040000
X10 ⁻⁷	15.540	14.850	14.440	14.1500	13.9300	13.75000	13.60000	13.460000	13.340000
X10 ⁻⁸	17.840	17.150	16.740	16.4600	16.2300	16.05000	15.90000	15.760000	15.650000
X10 ⁻⁹	20.150	19.450	19.050	18.7600	18.5400	18.35000	18.20000	18.070000	17.950000
X10 ⁻¹⁰	22.450	21.760	21.350	21.0600	20.8400	20.66000	20.50000	20.370000	20.250000
X10 ⁻¹¹	24.750	24.060	23.650	23.3600	23.1400	22.96000	22.81000	22.670000	22.550000
X10 ⁻¹²	27.050	26.360	25.960	25.6700	25.4400	25.26000	25.11000	24.970000	24.860000
X10 ⁻¹³	29.360	28.660	28.260	27.9700	27.7500	27.56000	27.41000	27.280000	27.160000
X10 ⁻¹⁴	31.660	30.970	30.560	30.2700	30.0500	29.87000	29.71000	29.580000	29.460000
X10 ⁻¹⁵	33.960	33.270	32.860	32.5800	32.3500	32.17000	32.02000	31.880000	31.760000

Tabla VII.1. Valores de $W(u)$ para valores de u (A.A.I. Kashef).

Gráfica VII.1. Relación de $W(u)$ contra u (A.A.I. Kashef).



Gráfica VII.2. Relación $W(u)$ contra $1/u$ (A.A.I. Kashef).

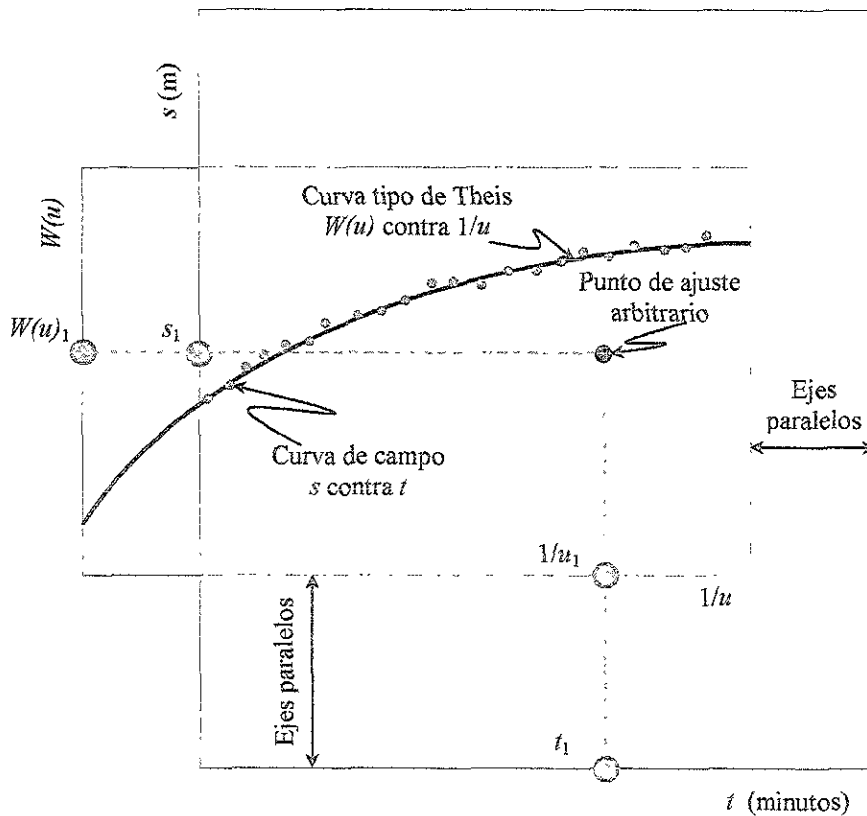


Si las mediciones se hacen en el mismo pozo de bombeo, entonces:

- $s = s_w$ = abatimiento medido en el pozo de bombeo, en m
- $h = h_w$ = carga hidráulica en el pozo de bombeo, en m
- $r = r_w$ = radio del pozo de bombeo, en m

Con base en las fórmulas anteriores Theis desarrolló un método gráfico de solución para determinar los parámetros “ T ” y “ S ”, siguiendo los siguientes pasos:

Gráfica VII.3. Superposición de curvas tipo y de campo por el método de Theis con un pozo de observación.



- a) Trazar la curva tipo $W(u) - 1/u$ en papel con logarítmico (gráfica VII.2).
- b) Construir la gráfica abatimiento (s) – tiempo(t) (cuando se tiene un solo pozo de observación), con los datos obtenidos en el campo, en otro papel logarítmico a la misma escala empleada con la que se dibujo la curva tipo.
- c) Superponer las gráficas (una de las gráficas deberá trazarse en hoja transparente), manteniendo los ejes paralelos, y buscar la coincidencia de la curva de campo y la curva tipo (gráfica VII.3).

- d) Seleccionar un punto de ajuste arbitrario y obtener sus coordenadas $W(u)$, $1/u$, s y t .
- e) Sustituir los valores de las coordenadas en las fórmulas anteriores y despejar “ T ” (ec. 7.7) y “ S ” (ec. 7.8) para obtener sus valores.

Por lo general, los puntos correspondientes a los primeros tiempos de la prueba, son los que representan una mayor discrepancia entre las condiciones reales y las hipótesis establecidas para la obtención de la fórmula, ya que existe un cierto retraso entre el abatimiento de la superficie piezométrica y la liberación del agua, retraso que puede ser mayor en esa parte de la prueba, en la que los niveles se abaten rápidamente; por otro lado, el caudal puede variar apreciablemente por el incremento brusco de la carga de bombeo, etc. Para tiempos, mayores de bombeo estas discrepancias se van minimizando y se tiene un mejor ajuste entre la teoría y las condiciones reales.

Para el caso general de varios pozos de observación y con diferentes tiempos de lecturas de datos de campo, el procedimiento a utilizarse es como sigue:

- a) Trazar la curva tipo $W(u) - u$ en papel logarítmico (gráfica VII.1).
- b) Construir la gráfica $s - r^2/t$ con los datos obtenidos en campo y a la misma escala que la curva tipo.
- c) Superponer las gráficas haciéndolas coincidir lo mejor que se pueda (gráfica VII.4).
- d) Seleccionar un punto de ajuste arbitrario y obtener sus coordenadas $W(u)$, u , s , y r^2/t .
- e) Sustituir los valores de las coordenadas en las ecuaciones de Theis y despejar T (ec. 7.7) y S (ec. 7.8) para obtener sus valores.

Fórmula de Theis simplificada para pruebas de bombeo en régimen transitorio.

Trabajando con la fórmula de Theis, Cooper y Jacob en 1946 encontraron que para tiempos largos ($t > 5 S r^2/T$), esta fórmula se reduce sólo a los dos primeros términos sin un error significativo:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left[-0.5772 - \ln \left(\frac{r^2 S}{4Tt} \right) \right] \dots (ec. 7.10)$$

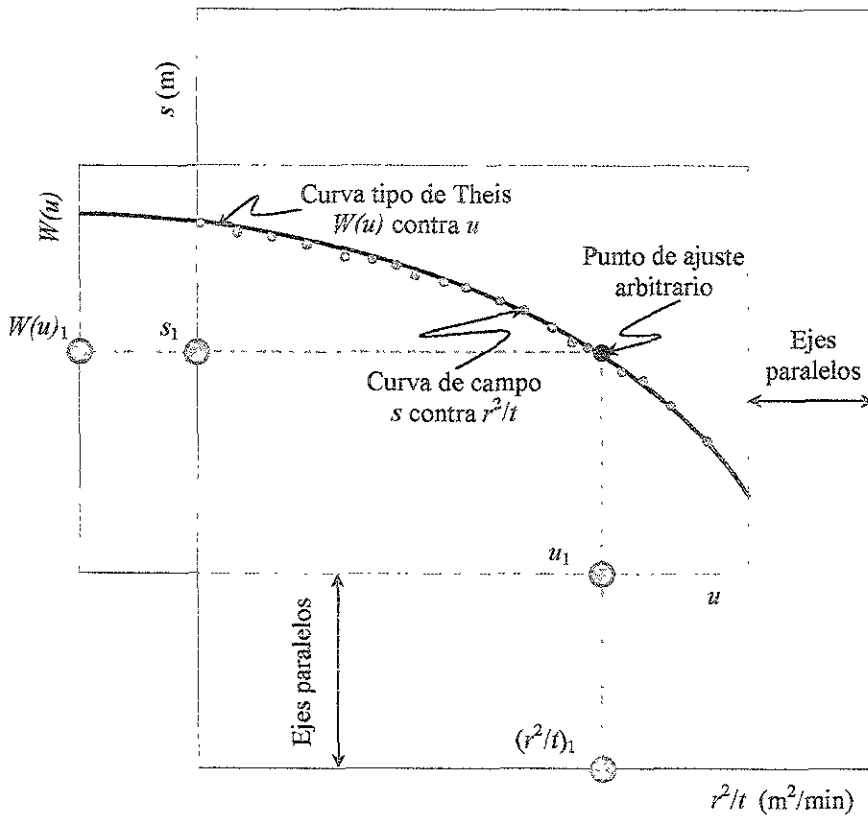
$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left[\ln \left(\frac{4Tt}{r^2 S} \right) - \ln e^{0.5772} \right] = \frac{Q}{4\pi T} \ln \left(\frac{4Tt}{1.78r^2 S} \right)$$

Cambiando a logaritmos decimales finalmente se obtiene:

$$s = \frac{2.30 Q}{4\pi T} \log_{10} \frac{2.25 Tt}{r^2 S} \dots (ec. 7.11)$$

Para valores de "u" menores que 0.05, la fórmula de Jacob conduce a los mismos resultados que la fórmula de Theis. El valor de "u" tiende a ser pequeño conforme "t" aumenta y "r" disminuye. La fórmula de Jacob es válida para valores de "t" suficientemente grandes y valores de "r" muy pequeños.

Gráfica VII.4. Superposición de curvas tipo y de campo por el método de Theis con varios pozos de observación.



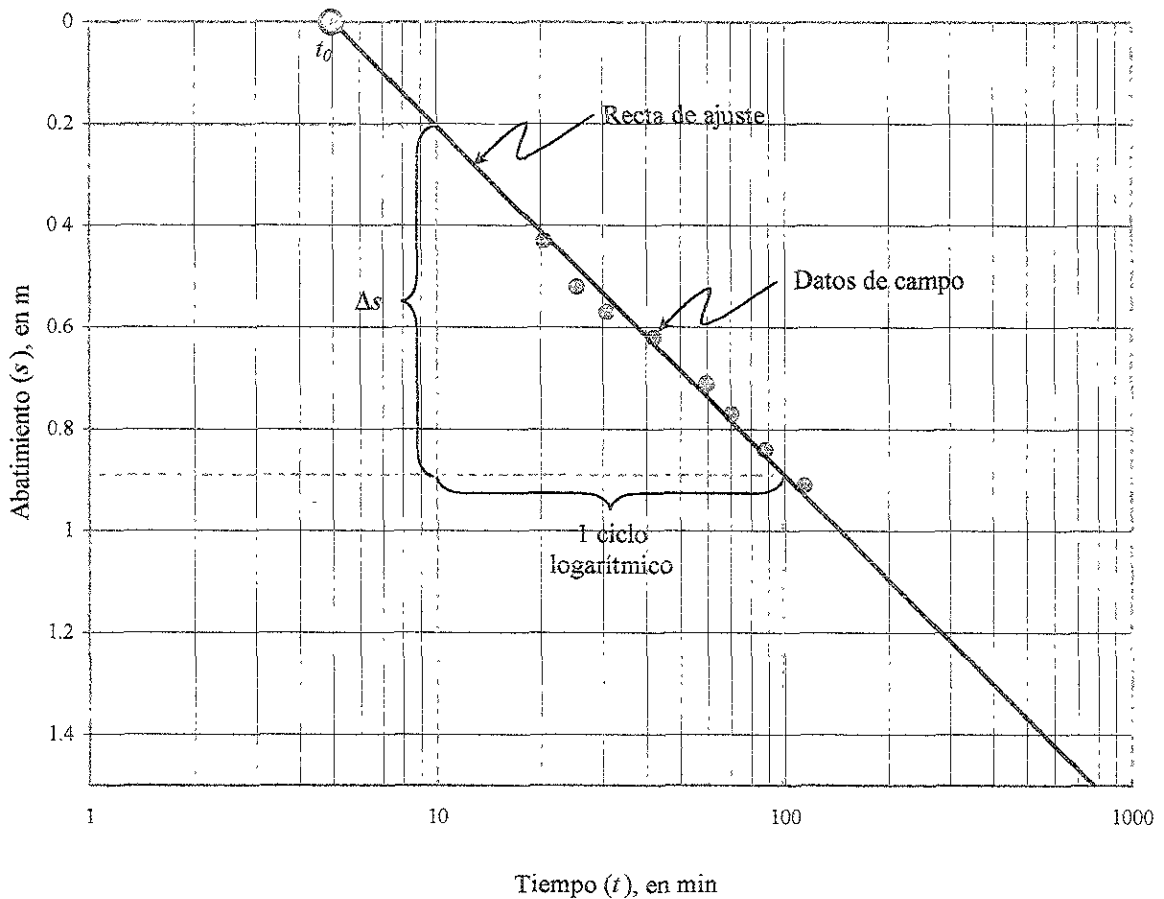
A partir de esta fórmula, desarrollaron el método gráfico de interpretación con un pozo de observación que lleva su nombre, y que consiste en lo siguiente:

- Construir la gráfica semilogarítmica abatimiento (eje de ordenadas en escala aritmética) contra tiempo (eje de abscisas en escala logarítmica), (gráfica VII.5).
- Pasar una recta de ajuste por los puntos que se alinean y determinar la variación del abatimiento ($\Delta s = s_2 - s_1$) en un ciclo logarítmico, esto es, la pendiente de la recta (gráfica VII.5). Los puntos correspondientes a los primeros minutos de la prueba generalmente se apartan de la recta, debido a que corresponden a tiempos cortos ($t < 5 S r^2/T$) para los cuales no es válida la fórmula de Jacob.

- c) Con la variación del abatimiento Δs de la recta de ajuste, se obtiene la transmisividad simplificando la fórmula de Jacob.

$$\Delta s = s_2 - s_1 = \frac{2.30Q}{4\pi T} \log_{10} \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$$

Gráfica VII.5. Curva semilogarítmica de abatimientos (s) contra tiempos (t) del método de Jacob con un pozo de observación.



Seleccionando las s_1 y s_2 para un ciclo logarítmico entre t_1 y t_2 , entonces como:

$$\log_{10} \left(\frac{t_2}{t_1} \right) = 1$$

La fórmula se simplifica a:

$$\Delta s = \frac{0.183Q}{T}$$

Despejando T se obtiene:

$$T = \frac{0.183 Q}{\Delta s} \dots (ec. 7.12)$$

- d) Determinar el valor del tiempo, t_0 , para el cual la prolongación de la recta de ajuste intercepte la línea de abatimiento nulo ($s = 0$), ver gráfica VII.5.
- e) Calcular el coeficiente de almacenamiento mediante la expresión:

$$S = \frac{2.25 T t_0}{r^2} \dots (ec. 7.13)$$

El método anterior también puede seguirse, cuando se conocen los abatimientos en varios pozos de observación para un tiempo dado. En este caso se gráfica el abatimiento (en la escala aritmética) contra la distancia (en la escala logarítmica), ver gráfica VII.6. Los coeficientes buscados se obtienen mediante la transformación de la fórmula de Jacob:

$$s_1 - s_2 = \frac{0.183Q}{T} \log\left(\frac{r_2^2}{r_1^2}\right)$$

$$\Delta s = s_1 - s_2 = \frac{0.183Q}{T} (2) \log\left(\frac{r_2}{r_1}\right)$$

Seleccionando s_1 y s_2 para un ciclo logarítmico entre r_1 y r_2 , entonces como:

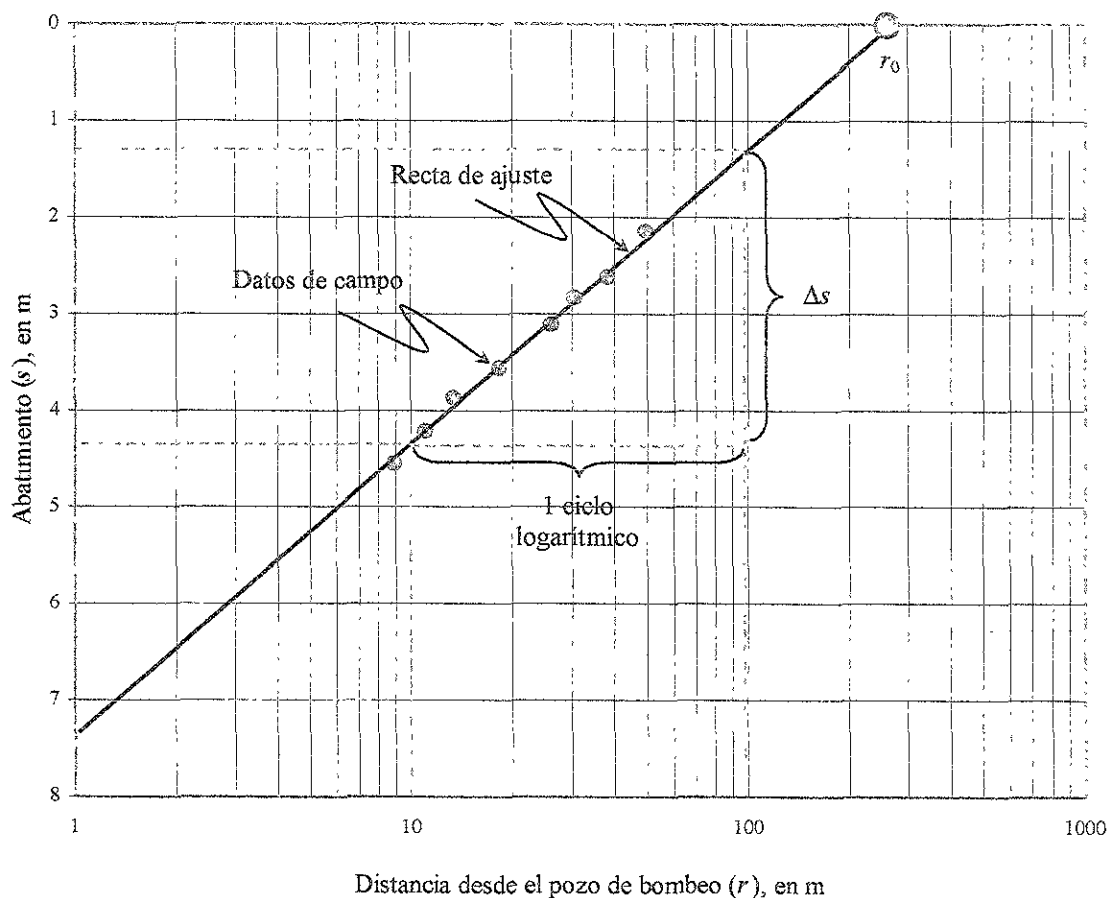
$$\log\left(\frac{r_2}{r_1}\right) = 1$$

La fórmula se simplifica a:

$$T = \frac{0.366 Q}{\Delta s} \dots (ec. 7.14) \quad y \quad S = \frac{2.25 T t}{r_0^2} \dots (ec. 7.15)$$

En donde r_0 corresponde al valor para el cual la prolongación de la recta de ajuste intercepta la línea de abatimiento nulo ($s = 0$).

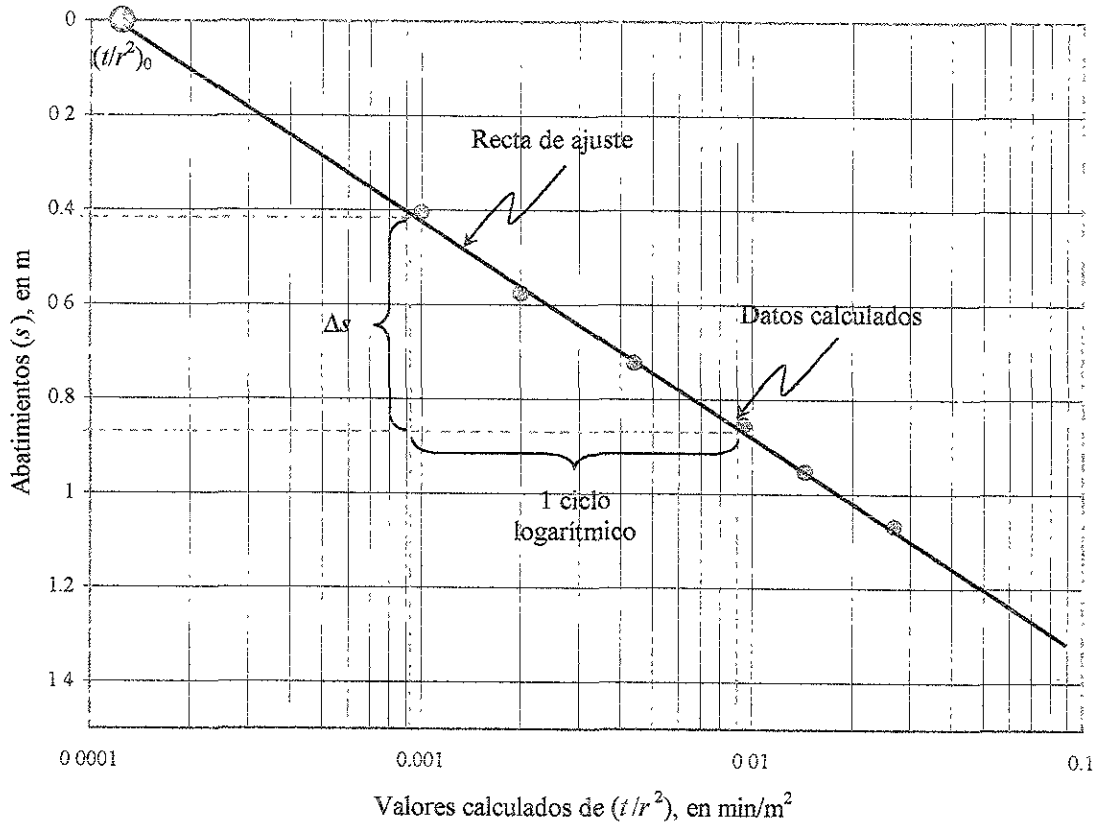
Gráfica VII.6. Curva semilogarítmica de abatimientos (s) contra distancias (r) del método de Jacob con varios pozos de observación para un solo tiempo de lectura de datos de campo.



La forma más general del método, se aplica cuando se tienen abatimientos en varios pozos de observación para diferentes tiempos. En este caso, los valores de la relación t/r^2 se anotan en el eje logarítmico (gráfica VII.7), y se siguen los pasos descritos anteriormente calculando T y S con las fórmulas:

$$T = \frac{0.183Q}{\Delta s} \dots (ec. 7.12) \quad \text{y} \quad S = 2.25T \left(\frac{t}{r^2} \right)_0 \dots (ec. 7.16)$$

Gráfica VII.7. Curva semilogarítmica de abatimientos (s) contra valores de (t/r^2) del método de Jacob con varios pozos de observación para diferentes tiempos de lectura de datos de campo.



VII.4 Interferencia de pozos.

Cuando las áreas de influencia de dos o más pozos sujetos a bombeo en un mismo acuífero se sobreponen, la extracción de agua de cada pozo afecta al abatimiento del otro u otros. La interferencia puede llegar a ser tan severa en pozos con espaciamiento cercano, que los pozos agrupados pueden comportarse como un solo pozo que produce un cono individual y grande de abatimiento. Cuando esto es así, las relaciones de caudal – abatimiento pueden estudiarse bajo esta regla. Un campo de pozos bombeado intensamente puede tener un círculo de influencia de muchos kilómetros de diámetro. Los pozos dentro de su propio círculo, de un kilómetro de diámetro aproximadamente, podrían entonces comportarse como un solo grupo. En contraste, puede ser que los pozos profundos ligeramente bombeados en acuíferos libres, no registren interferencia cuando se encuentran distanciados a 30 m y aun menos.

VII.4.1 Método de la superposición.

En un grupo de pozos explotando un mismo acuífero con el resultado de la interferencia de sus conos de abatimientos, el abatimiento puede ser determinado en cualquier punto si los caudales de bombeo en los pozos son conocidos, o viceversa. Por el principio de superposición de efectos, el abatimiento en cualquier punto del área de influencia originada por los caudales de bombeo de varios pozos es igual a la suma de abatimientos originados individualmente por cada pozo:

$$s_T = s_a + s_b + s_c + \dots + s_n$$

donde:

s_T = abatimiento total (compuesto) en un punto dado, en m

$s_a, s_b, s_c, \dots, s_n$ = abatimientos en un punto dado, originados por los caudales de bombeo de los pozos a, b, c, \dots, n respectivamente, en m

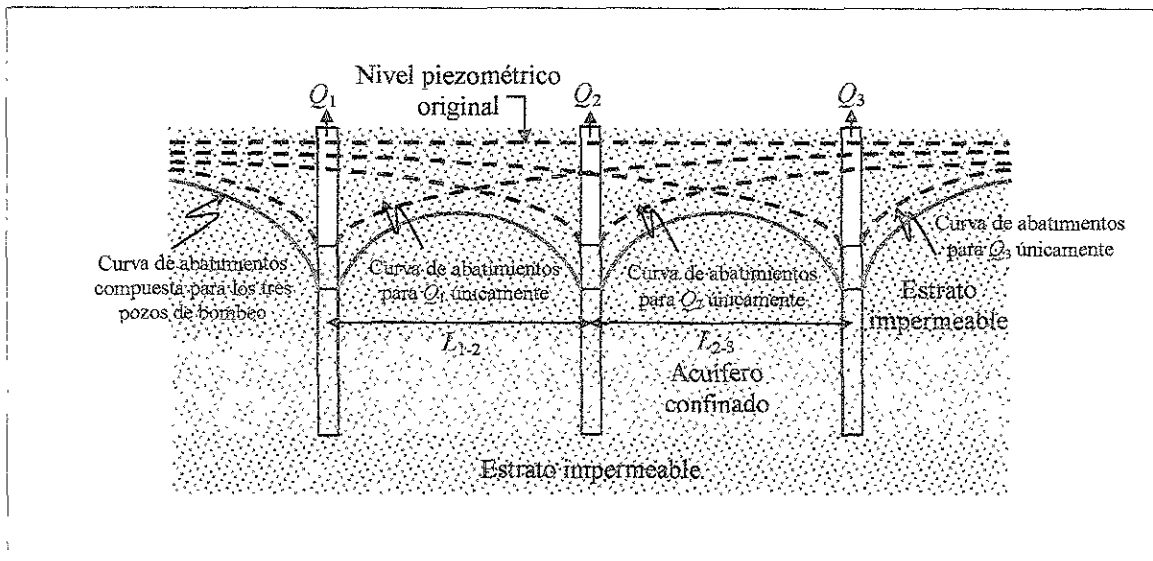


Figura VII.6. Curvas de abatimientos individuales y compuestas de tres pozos en línea (D.K. Todd).

La sumatoria de abatimientos se ilustra en una forma simple con tres pozos separados a las distancias L_{1-2} y L_{2-3} en línea de la figura VII.6; las curvas de abatimientos individual y compuesta son originadas por $Q_1 = Q_2 = Q_3$ (en caso de $Q_1 \neq Q_2 \neq Q_3$ se genera una curva de abatimientos compuesta asimétrica). Evidentemente, el número de pozos y la geometría de la zona son importantes en la determinación de los abatimientos. La solución a los abatimientos

individuales $s_a, s_b, s_c, \dots, s_n$ se obtiene de las ecuaciones para flujo permanente (Thiem) o flujo transitorio (Theis y Jacob).

En general, un grupo de pozos de bombeo son espaciados tan separados como sea posible, por consiguiente, sus áreas de influencia producen un mínimo de interferencia mutuamente, obteniéndose de esto, factores económicos de bajos costos de bombeo y conducción en un arreglo de pozos que tengan muy poca interferencia. La interferencia de pozos es deseable cuando se requiere controlar las elevaciones de los niveles de agua subterránea, ya que esto nos permite el aumento del efecto de desagüe y secado del suelo hasta una profundidad deseada.

La superposición lineal es válida sólo para acuíferos confinados, en los que el valor de la transmisividad no cambia con el abatimiento. En acuíferos libres, si el abatimiento es significativo en relación al espesor saturado total, el uso de la superposición lineal resultará en una predicción del abatimiento compuesto teórico menor que el abatimiento compuesto real. Ya que un decremento en el espesor saturado reduce la transmisividad, el sistema de múltiples pozos producirá un gradiente hidráulico compuesto mayor que el de un sistema confinado equivalente compensado por un valor reducido de la transmisividad del acuífero.

La alineación de pozos en forma paralela a una línea fuente de recarga, como el caso de un río, resultará en una menor interferencia de los pozos que si su alineación fuera perpendicular a la fuente.

VII.4.2 Método de las imágenes.

En la teoría del flujo del agua subterránea en condiciones estable o inestable al interior de los pozos de bombeo, se supone que el acuífero es de extensión infinita. Sin embargo, el círculo de influencia de abatimientos de un pozo o campo de pozos de bombeo se extiende hasta las fronteras impermeables del acuífero o hasta la fuente de recarga.

Para tratar estas influencias, el método de Lord Kelvin de las "imágenes" para el análisis de fenómenos electrostáticos ha sido empleado en la solución de problemas de aguas subterráneas. El método introduce uno o más "pozos imagen", es decir, pozos idénticos al de bombeo (es como verse el pozo en un espejo), a distancias iguales con referencia al límite del acuífero.

El pozo imagen teóricamente puede ser explicado como sigue (Stallman, 1952): si la formación acuífera es limitada relativamente por una formación impermeable, la línea divisoria fija o condición limitante entre las dos se localiza a una distancia "a" desde el pozo de bombeo (figura VII.7). En la formación impermeable, el flujo no existe desde ésta hacia el pozo de bombeo, entonces, la línea divisoria se convierte en una barrera impermeable. El efecto de una barrera impermeable es aumentar el abatimiento del pozo de bombeo. Se

construye entonces una imagen doble como en espejo sobre el lado opuesto de la línea divisoria y se convierte en el equivalente de un pozo de bombeo de la misma capacidad que el pozo real.

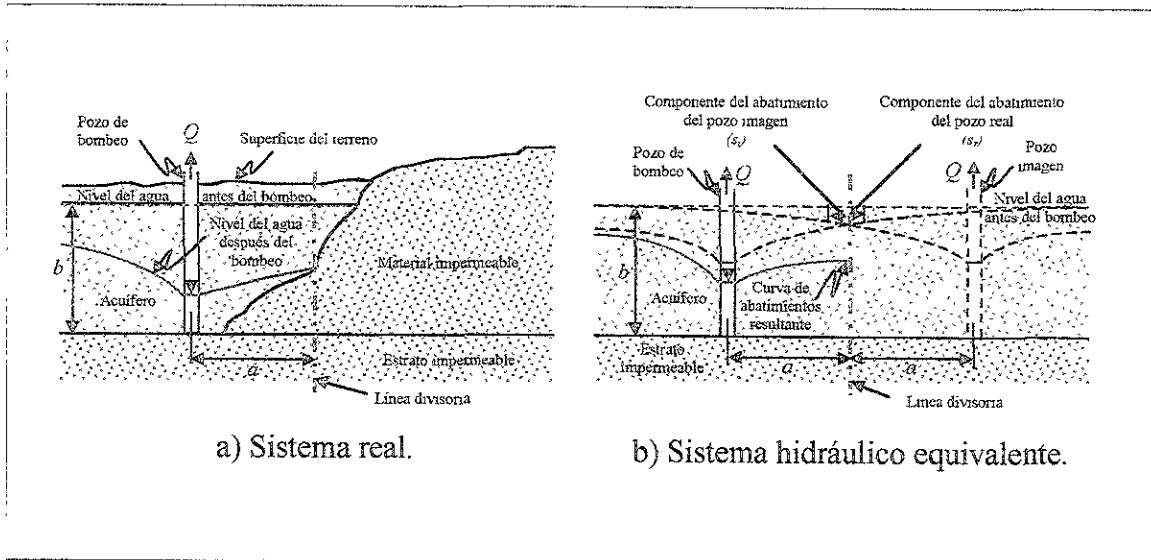


Figura VII.7. Efecto del bombeo en un acuífero limitado por una barrera impermeable (D.K. Todd).

La figura VII.8 ilustra el efecto de una corriente de agua superficial que se encuentra dentro del área de influencia de un pozo de bombeo. Si existe suficiente percolación desde la corriente para mantener el acuífero yacente bajo su lecho saturado con agua, la superficie de la corriente se convierte en una línea equipotencial estacionaria y también en una línea divisoria fija o condición limitante. Se construye entonces una imagen doble como en espejo sobre el lado opuesto de la línea divisoria y se convierte en el equivalente de un pozo de recarga de la misma capacidad que el pozo real. La reducción del abatimiento del nivel freático del pozo real es influenciado por la línea de recarga del pozo imagen que se encuentra sobre el pozo real. La adición de esta línea al cono de abatimientos del pozo real satisface la solución al límite del problema. El cono de abatimientos se construye desde el nivel freático en el pozo de bombeo real hasta el nivel de la superficie del agua de la corriente.

El abatimiento en un punto del acuífero o en la línea divisoria fija o condición limitante para un sistema simple de dos pozos es la suma de los efectos del pozo real y el pozo imagen operando simultáneamente. Por el principio de superposición de efectos y aplicando la ecuación de Theis se tiene:

$$s = s_{rp} \pm s_{ip} = \frac{Q}{4\pi T} [W(u)_{rp} \pm W(u)_{ip}] \dots (ec. 7.17)$$

donde:

s = abatimiento total observado en un punto, en m

s_{rp} = abatimiento observado en un punto por influencia del pozo real, en m

s_{ip} = abatimiento observado en un punto por influencia del pozo imagen, en m

$W(u)_{rp}$ = función de pozo para el pozo real, adimensional

$W(u)_{ip}$ = función de pozo para el pozo imagen, adimensional

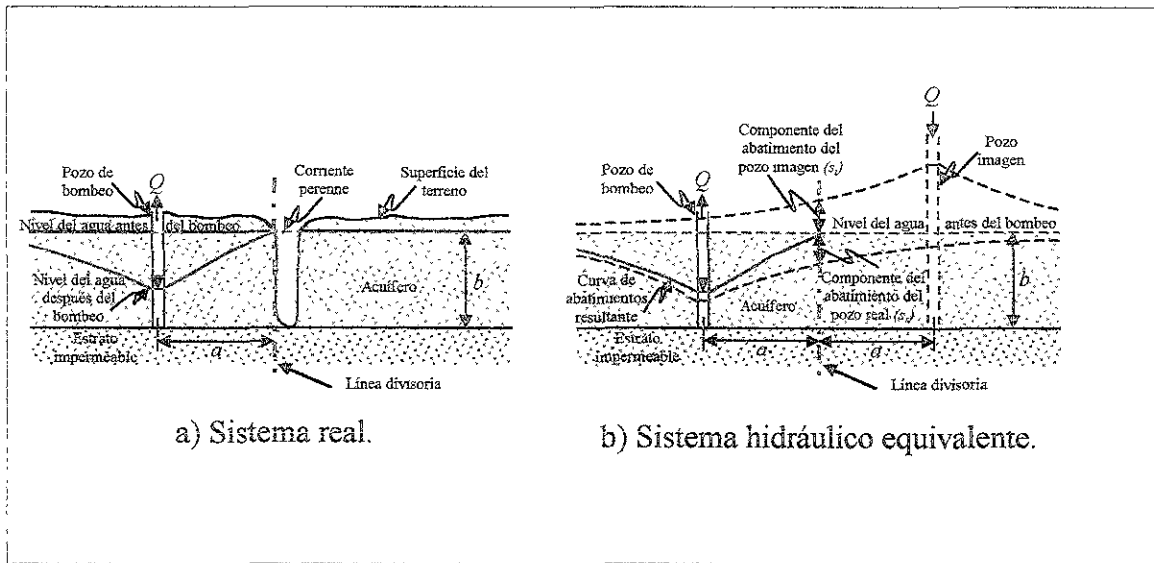


Figura VII.8. Efecto de una corriente superficial que se encuentra dentro del área de influencia de un pozo de bombeo (D.K. Todd).

Si el pozo imagen es un pozo de recarga, se usa el signo negativo. En caso de que el pozo imagen represente una barrera impermeable, se usa el signo positivo.

Por razonamiento similar:

$$u_{rp} = \frac{r_{rp}^2 S}{4Tt} \quad u_{ip} = \frac{r_{ip}^2 S}{4Tt}$$

donde:

r_{rp} = distancia del pozo de bombeo al punto de observación, en m

r_{ip} = distancia del pozo imagen al punto de observación, en m

La ecuación anterior puede expresarse de la siguiente forma:

$$u_{ip} = \left(\frac{r_{ip}}{r_{rp}} \right)^2 u_{rp} \dots (\text{ec. 7.18})$$

o

$$u_{ip} = \bar{K}^2 u_{rp} \dots (\text{ec. 7.19})$$

donde:

\bar{K} = constante r_{ip}/r_{rp} , adimensional

Para un punto cualquiera sobre la línea divisoria o condición limitante, r_{rp} es igual a r_{ip} , u_{ip} es igual a u_{rp} , por lo tanto $W(u)_{rp}$ es igual a $W(u)_{ip}$, entonces:

- a) El abatimiento es cero cuando se tiene una frontera de recarga.
- b) El abatimiento es el doble del efecto de un pozo de bombeo cuando se tiene una frontera impermeable.

Localización de fronteras de un acuífero.

Las fronteras permeables de un acuífero, como el caso de las corrientes superficiales, normalmente son visibles cerca del pozo de bombeo; sin embargo, fronteras impermeables subsuperficiales tales como fallas o diques pueden no ser apreciables. Donde esta situación se presenta, la localización y orientación de una barrera puede definirse por un análisis cuidadoso de los datos de las pruebas de bombeo.

Con el método gráfico semilogarítmico de Cooper-Jacob se pueden localizar las fronteras de un acuífero (ver gráfica VII.8).

Para determinar la localización de una barrera impermeable o de una frontera de recarga de un acuífero, se aplica el procedimiento siguiente:

1. Se grafican los datos de la prueba de bombeo en la gráfica semilogarítmica de Jacob (tiempo – abatimiento). Se traza una línea recta de ajuste de los puntos con cambio de pendiente (ver gráfica VII.8).
2. Se selecciona un abatimiento s_A para un tiempo t_r que corresponden a la influencia del pozo real (ver gráfica VII.8).
3. Se mide un tiempo t_i para el mismo abatimiento s_A en la línea recta del pozo imagen (ver gráfica VII.8). El abatimiento s_A se mide con respecto a la “línea sin influencia” y hacia la línea con diferente pendiente (frontera de recarga o barrera impermeable).

4. Conocida la distancia r_r entre el pozo real de bombeo y el pozo de observación (ver figura VII.9), la distancia r_i del pozo de observación al pozo imagen se puede determinar en base a la simplificación de la ecuación de Jacob (ec. 7.11):

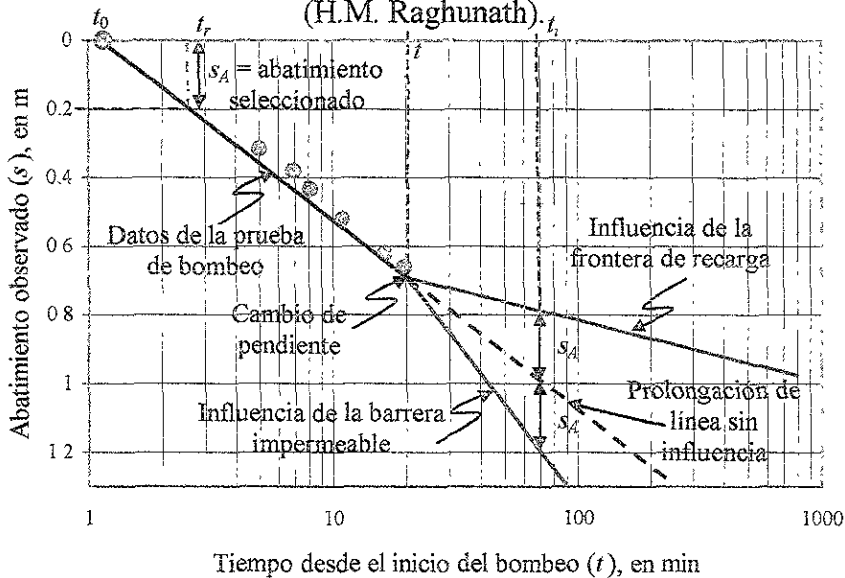
$$s_r = \frac{2.30Q}{4\pi T} \log_{10} \frac{2.25Tt_r}{r_r^2 S}$$

$$s_i = \frac{2.30Q}{4\pi T} \log_{10} \frac{2.25Tt_i}{r_i^2 S}$$

donde:

s_r = abatimiento en el pozo real, en m
 s_i = abatimiento en el pozo imagen, en m

Gráfica VII.8. Tiempo-abatimiento de Cooper-Jacob, localización de fronteras impermeables y de recarga (H.M. Raghunath).



Si los abatimientos son iguales, $s_r = s_i$,

$$\log_{10} \frac{2.25Tt_r}{r_r^2 S} = \log_{10} \frac{2.25Tt_i}{r_i^2 S}$$

o

$$\frac{r_i^2}{t_i} = \frac{r_r^2}{t_r} \dots (\text{ec. 7.20})$$

Para los abatimientos igual a cero ($s = 0$) en los dos pozos (real e imagen)

$$\frac{2.25Tt_r}{r_r^2 S} = \frac{2.25Tt_i}{r_i^2 S} = 1$$

llegándose a la misma relación anterior (ec. 7.20):

$$\frac{r_i^2}{t_i} = \frac{r_r^2}{t_r}$$

De esto resulta que para un cierto acuífero los tiempos de ocurrencia de abatimiento cero ($s = 0$) o de igual abatimiento ($s_1 = s_2$) varían directamente con el cuadrado de las distancias de pozos de observación ubicados con respecto al pozo de bombeo, y son independientes del caudal de bombeo. Este principio se conoce como la “ley de los tiempos”, es decir:

$$\frac{r_1^2}{t_1} = \frac{r_2^2}{t_2} = \dots = \frac{r_n^2}{t_n}$$

La distancia r_i define solamente el radio de un círculo sobre el cual el pozo imagen se ubica (ver figura VII.9).

Se requieren otros dos pozos de observación para determinar sus distancias (r_i) al pozo imagen, de tal forma que se pueda localizar mediante la intersección de los tres arcos (ver figura VII.9). La frontera entonces se ubica en el punto medio “ a ” de una línea perpendicular conectando los pozos real e imagen.

Alternativamente, si el tiempo (t_0) para el abatimiento cero se obtiene de la gráfica tiempo – abatimiento de Jacob y (t) es el tiempo al cual un cambio de pendiente se observa (debido al efecto interior del pozo imagen), entonces de la ley de los tiempos se obtiene la distancia de la frontera del acuífero al pozo de bombeo:

$$\frac{t_0}{r_r^2} = \frac{t}{r_i^2} \dots (\text{ec. 7.21})$$

o

$$r_i = r_r \sqrt{\frac{t}{t_0}}$$

La distancia de la frontera del acuífero al pozo de bombeo en ambos casos se toma aproximadamente igual a $r/2$. Si los abatimientos son medidos en el mismo pozo de bombeo, $r = r_w$ y $r_i = 2a =$ distancia entre el pozo de bombeo y el pozo imagen, por lo que, la distancia de la frontera del acuífero al pozo de bombeo es exactamente igual a “ a ”, (ver figura VII.9).

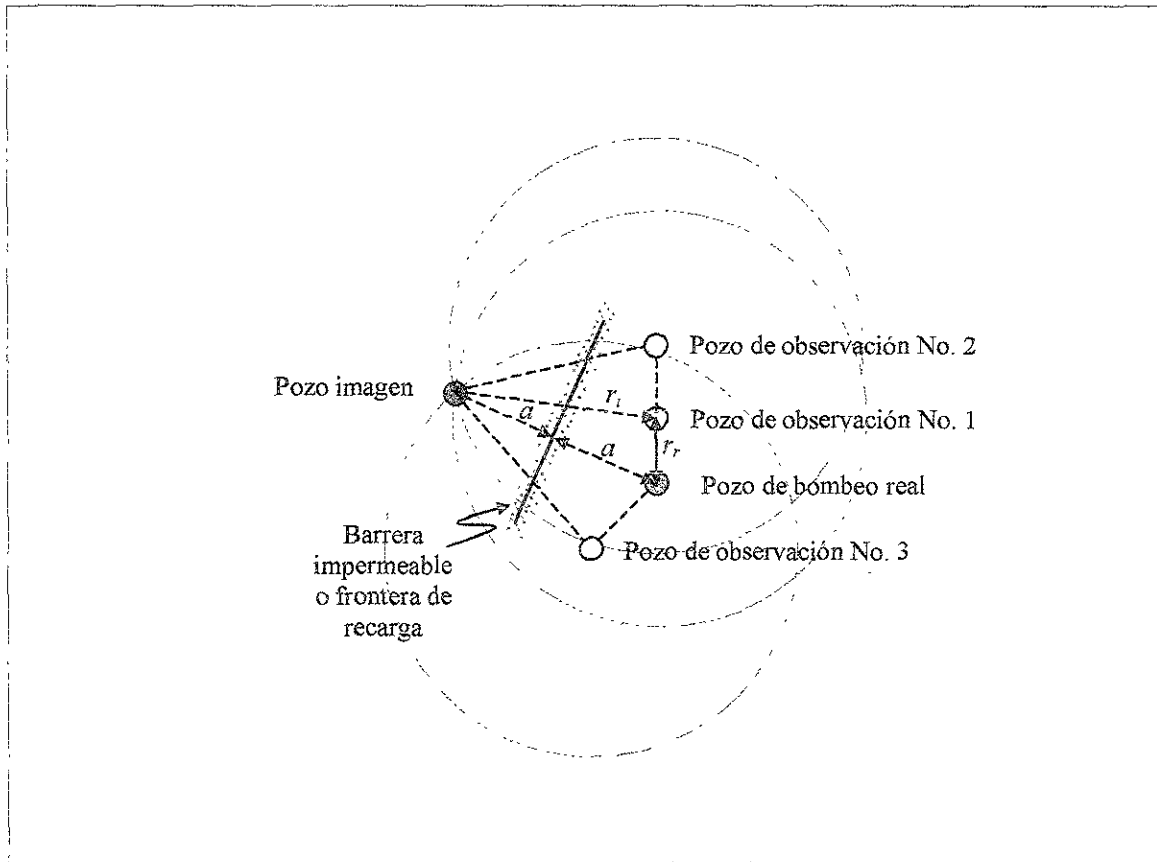


Figura VII.9. Situación de campo requerida para localizar la frontera impermeable (D.K. Todd).

VII.5 Pruebas de bombeo.

La interpretación de una prueba de bombeo tiene como objetivo la determinación de características hidráulicas del acuífero (transmisividad y coeficiente de almacenamiento) y de sus fronteras, como son el grado de semiconfinamiento o la cercanía a fronteras impermeables o de carga constante.

Realización de la prueba de bombeo.

a) Selección del sitio.

En ocasiones el sitio de la prueba queda obligado, por ejemplo, cuando se desea conocer las características hidráulicas del acuífero en un sitio específico.

Si en el área de interés hay varios pozos utilizables, en la elección del más adecuado deben considerarse los aspectos siguientes:

- 1) Que el equipo de bombeo se encuentre en condiciones apropiadas para sostener un caudal constante durante la prueba.
- 2) Que la profundidad al nivel del agua sea fácilmente medible.
- 3) Que el caudal de extracción pueda ser fácilmente aforado.
- 4) Que el agua bombeada no vuelva al acuífero.
- 5) Que se conozcan bien las características constructivas y el corte litológico del pozo.
- 6) Que no existan bombeos próximos u otras actividades que provoquen variaciones grandes en el nivel del agua.

Puesto que no es fácil que se cumplan simultáneamente todos estos requisitos, en cada caso se deberá juzgar si el incumplimiento de uno o varios de ellos obstaculiza el buen desarrollo y la interpretación de la prueba.

b) Conocimiento geológico del área afectada por el bombeo.

Al realizar una prueba de bombeo para determinar las características hidráulicas del acuífero es preciso conocer bien las características geométricas y litológicas del mismo. Por ello se debe tratar de establecer perfiles geológicos de detalle, con base en los pozos ya existentes y/o los que se realicen con motivo de la prueba y en la geología superficial.

c) Pozos de observación.

En términos generales, se considera adecuado el emplazamiento de pozos de observación a distancias entre 30 y 150 m del pozo de bombeo.

Si el pozo de bombeo es parcialmente penetrante el flujo es tridimensional en las inmediaciones del mismo, por lo tanto la distribución vertical de los abatimientos no es uniforme y la interpretación de la prueba resulta bastante complicada. Por esta razón se recomienda emplazar los pozos de observación a distancias mayores de 1.5 veces el espesor del acuífero para los cuales el flujo es prácticamente horizontal.

Si es necesario emplazar nuevos pozos de observación (si esto es posible económicamente) debe hacerse dentro del radio de influencia del pozo, que para acuífero libre o confinado es:

$$R = 1.5 \sqrt{\frac{Tt}{S}} \dots (\text{ec. 7.22})$$

T y S deben estimarse a partir de datos previos o en bombeo de corta duración.

También es importante tomar en cuenta el caudal bombeado. Mientras más bajo sea el caudal extraído, más próximos al pozo de bombeo deben situarse los pozos de observación.

Tan importante como su ubicación con respecto al pozo de bombeo, es la adecuada profundidad de los pozos de observación. Debe cuidarse que éstos capturen el mismo acuífero que se está bombeando. Se recomienda en casos de escasez de datos geológicos perforar los pozos de observación a una profundidad similar a la del pozo de bombeo.

Si el pozo de bombeo capta la mayor parte del espesor del acuífero, y éste es más o menos homogéneo, no es necesario que los pozos de observación penetren totalmente el acuífero siendo suficiente un cedazo de longitud reducida, de preferencia ubicado a la profundidad en que se encuentre la parte media del cedazo del pozo de bombeo.

No obstante, si el acuífero tiene intercalaciones de materiales arcillosos, es conveniente que el cedazo de los pozos de observación sean de mayor longitud, o todavía mejor, que se construyan pozos de observación que capturen cada estrato permeable para definir la interconexión entre ellos. Asimismo, cuando se trate de acuíferos semiconfinados, es conveniente instalar también pozos de observación en el estrato semiconfinante, con el objeto de registrar los abatimientos provocados en él, esto permite un conocimiento más preciso de su permeabilidad vertical.

d) Duración de la prueba.

La recomendación es alargarla como sea posible, principalmente cuando se cuenta con pozos de observación; en caso contrario no se justifica realizar pruebas demasiado largas, y en general son suficientes unas cuantas horas de bombeo. En acuíferos confinados las pruebas de 12 a 24 horas suelen ser suficientes, excepto cuando se quiera poner de relieve efectos de barrera o de semiconfinamiento, en cuyo caso es común llegar a 96 horas; en acuíferos confinados profundos, pueden obtenerse resultados satisfactorios con tan sólo 8 a 9 horas de bombeo. En acuíferos libres, en general se requiere de pruebas de mayor duración ya que los efectos tardan más en avanzar en el espacio y es común alcanzar las 96 horas de bombeo.

Para casos donde ocurra la estabilización del nivel dinámico (se le llama dinámico cuando muestra los efectos del bombeo) por un tiempo mínimo de cuatro horas, se aconseja suspender la prueba aunque no se haya alcanzado la duración prefijada.

Es conveniente después de la prueba medir la recuperación de los niveles durante un tiempo similar al de bombeo para verificar los resultados obtenidos.

Si por alguna razón, durante una prueba de bombeo se tiene una interrupción en el bombeo de duración importante con respecto al tiempo que se lleva bombeando conviene suspender la prueba y recomenzarla después de transcurrido un tiempo por lo menos del doble al que se ha tenido el bombeo.

e) Ejecución de la prueba.

Antes de iniciar la prueba, se revisa el equipo por utilizar (cronómetros, sondas, cintas métricas, etc.), para verificar su correcto funcionamiento; el cable de la sonda se calibra previamente; en ocasiones se llega a contar con varias sondas; cuando esto suceda es conveniente que todas las mediciones en un pozo se realicen con la misma sonda.

Para la correcta ejecución de la prueba es conveniente seguir las siguientes actividades:

- 1) Antes de iniciar el bombeo se comprueba que el nivel del agua no presente efectos de un bombeo anterior (midiendo el nivel a varios intervalos de tiempo y comprobar que no presente ninguna variación).

Se medirá a continuación la profundidad del nivel estático (con respecto a un nivel de referencia, en general el brocal del pozo) en el pozo de bombeo y en el (o los) de observación. Se anotará la hora de iniciación de la prueba y las lecturas iniciales con el nombre del pozo correspondiente.

- 2) Se iniciará el bombeo procurando mantener un caudal constante y a continuación se empezará a medir las profundidades al nivel del agua.
- 3) Simultáneamente con el plan de mediciones del inciso 2 se efectuarán mediciones necesarias para cuantificar el gasto bombeado de acuerdo con intervalos de tiempo seleccionados (se recomienda cada media hora). Si es necesario se efectuarán las correcciones para tratar de mantenerlo constante.
- 4) Con las observaciones realizadas se podrá construir, en el mismo sitio de la prueba, la gráfica de variación de niveles dinámicos en el tiempo para el pozo de bombeo y para cada uno de los de observación: puede utilizarse para la gráfica papel con trazado aritmético o semilogarítmico (los tiempos en escala logarítmica). Estas gráficas resultan

útiles para comprobar el correcto desarrollo de la prueba ya que permiten detectar errores de medición, variaciones sensibles en el gasto de bombeo y algunas otras anomalías de carácter externo. Con estas gráficas puede tenerse un elemento de juicio para continuar o suspender la prueba.

Si el caudal de bombeo varía apreciablemente o incontroladamente, se suspenderá la prueba.

- 5) Después de terminada la etapa de bombeo, se empezará la de recuperación; las mediciones para esta etapa seguirán las indicaciones del inciso 2 con excepción de la primera lectura donde la medición se tomará inmediatamente antes de suspender el bombeo.

VII.5.1 Pruebas escalonadas.

La hidráulica de los pozos de bombeo es sumamente compleja, debido a que en el interior de ellos y en su vecindad inmediata se presentan diversos efectos locales. Por una parte, dado que el gradiente hidráulico es máximo en las proximidades del pozo y que la permeabilidad es mayor por la presencia de un filtro artificial o desarrollado naturalmente. La velocidad del agua puede ser tal que el régimen de flujo adquiere carácter turbulento. Por otra parte, hay un incremento notable de la velocidad del agua al concentrarse el flujo a través de las ranuras; un cambio brusco de la dirección del agua al ser acelerada verticalmente por los impulsores, y fricciones en el cedazo y en la columna de succión. Todo esto se traduce en una repentina pérdida de carga en el pozo. Como resultado, el nivel del agua en su interior no se encuentra en la intersección del cono de depresión y la pared externa del ademe, sino más abajo, siendo la diferencia la pérdida local de carga.

De acuerdo con lo anterior, el abatimiento total provocado en el pozo de bombeo tiene dos componentes principales: el abatimiento debido a la resistencia que oponen la formación a la circulación del agua, el cual es directamente proporcional al caudal extraído; y el abatimiento provocado en el interior del propio pozo, que es directamente proporcional al caudal elevado a una cierta potencia próxima al cuadrado (figura VII.10).

Lo anterior puede expresarse como:

$$s_w = BQ + CQ^2 \dots (ec. 7.23)$$

donde:

s_w = abatimiento total en el pozo de bombeo, en m

B = coeficiente representativo de la resistencia del acuífero, en día/m²

C = coeficiente cuyo valor es función de las características constructivas del pozo, en día²/m⁵

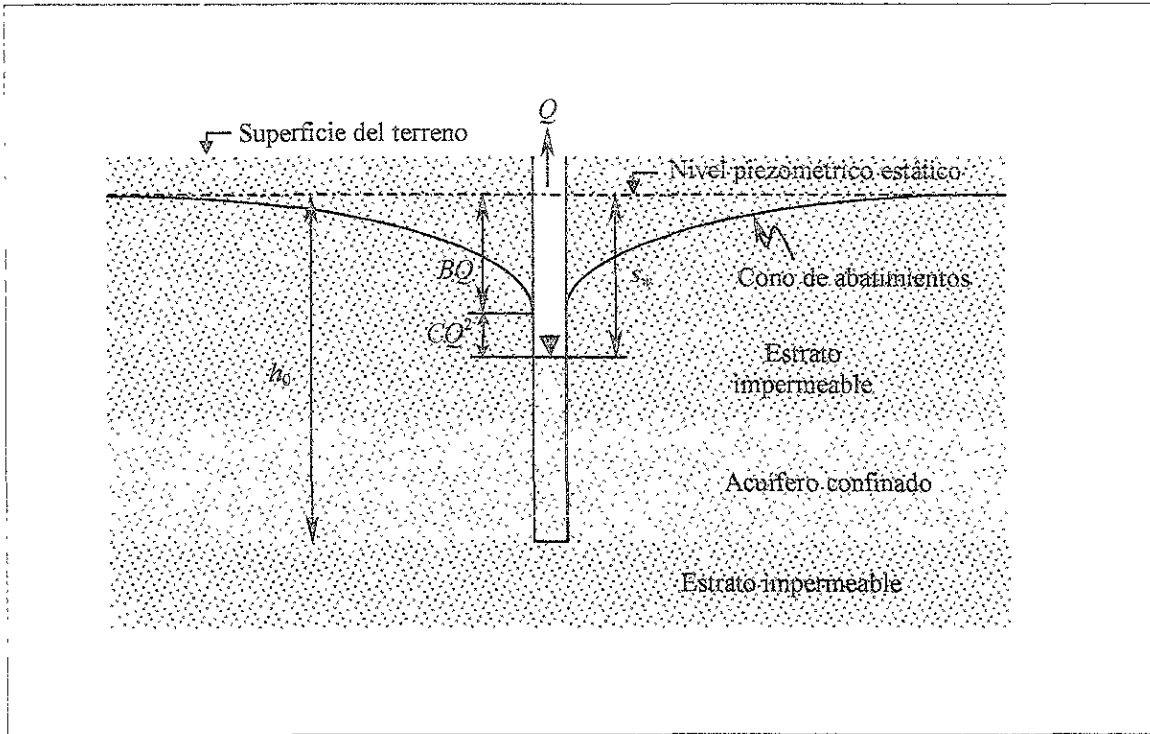


Figura VII.10. Componentes del abatimiento en el pozo de bombeo (D.K. Todd).

El valor del coeficiente "B" depende del tipo de sistema de flujo de que se trata; por ejemplo, en el caso de un pozo totalmente penetrante en un acuífero confinado, el abatimiento en la formación está dado por la expresión de Theis (ec. 7.7):

$$s_w = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

Por tanto:

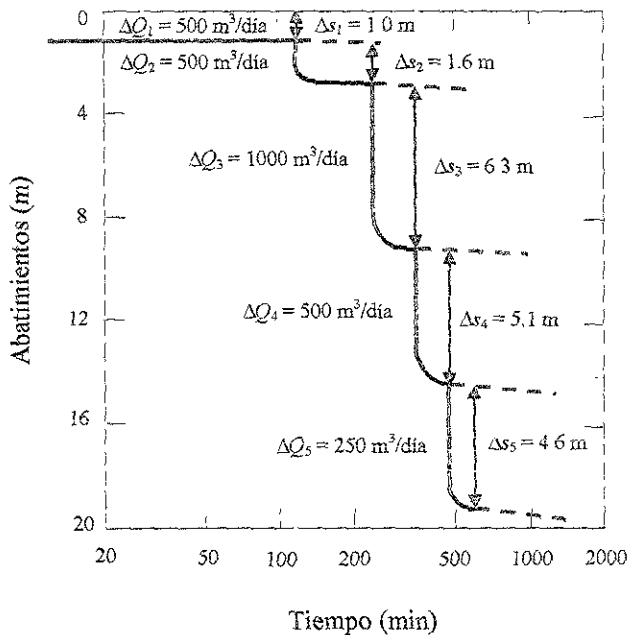
$$B = \frac{1}{4\pi T} W(u) \dots (ec. 7.24)$$

Para el cálculo de los coeficientes "B" y "C" se utiliza la llamada "*prueba escalonada*", propuesta por C. E. Jacob. Esta prueba consiste en bombear el pozo en varias etapas sucesivas, en cada una de las cuales se mantiene el caudal constante; generalmente, el caudal se varía en forma creciente, siendo recomendable hacerlo en un rango lo mayor posible; la duración de

cada etapa es de varias horas. Simultáneamente, se observa la fluctuación del nivel del agua en el pozo; la gráfica VII.9 ilustra esquemáticamente el comportamiento típico del nivel del agua en una prueba escalonada.

A partir de la gráfica semilogarítmica abatimiento – tiempo se obtienen los elementos necesarios para deducir los valores de los coeficientes buscados. Para ello, se elige un tiempo menor o igual que la duración de cada etapa, de preferencia tal que el nivel de agua ya se haya establecido; se mide gráficamente el abatimiento total correspondiente a este tiempo, tomado a partir del inicio de cada etapa; se calcula el coeficiente entre dichos abatimientos y los caudales respectivos, y con estos valores se traza la gráfica aritmética $s_w/Q - Q$, mostrada en la gráfica VII.10.

Gráfica VII.9. Comportamiento típico del nivel del agua en una prueba de bombeo escalonada (D.K. Todd).



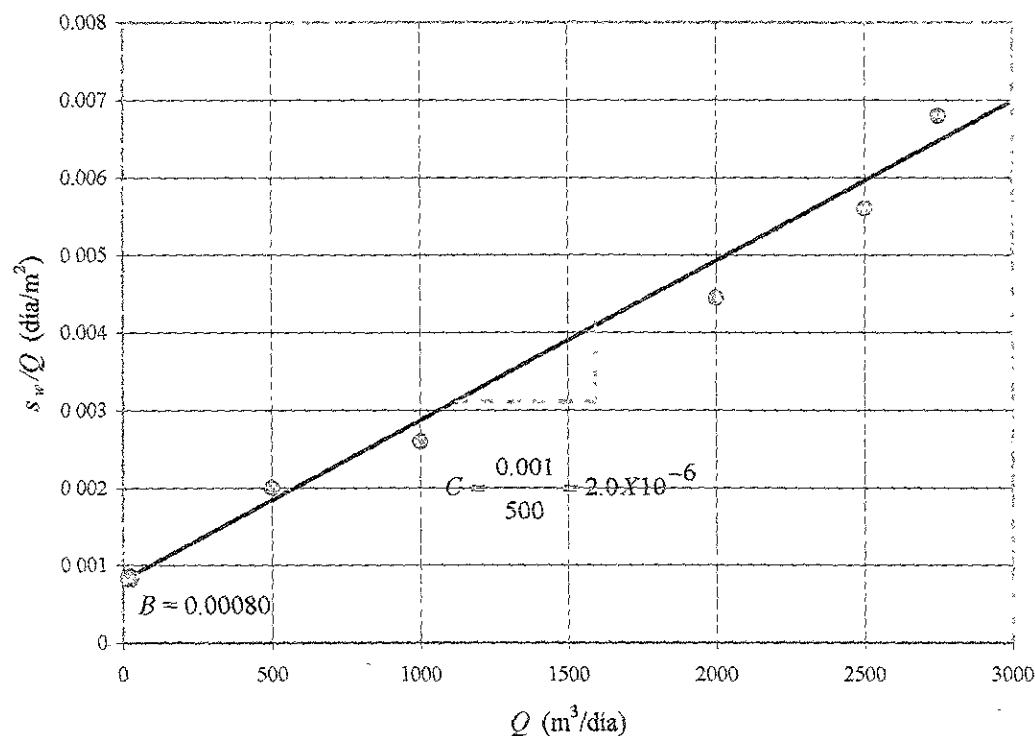
Si los puntos de esta gráfica muestran una tendencia lineal, se traza una recta de ajuste; el valor del coeficiente “C” está dado por la pendiente de esta recta, y el del coeficiente “B” es igual a la ordenada al origen.

Conociendo los valores de ambos coeficientes es posible predecir la posición del nivel dinámico para cualquier caudal de extracción.

Es frecuente que los puntos de la gráfica se encuentren dispersos sin mostrar una tendencia definida; en ocasiones, esto se atribuye a una deficiente limpieza y desarrollo del pozo, aunque

ambién puede deberse a una irregular distribución de las características hidráulicas de la formación.

Gráfica VII.10. $s_w/Q - Q$ para determinar los coeficientes "B" y "C" (D.K. Todd).



Coefficiente de pérdida de pozo $C, \text{min}^2/\text{m}^5$	Condición del pozo
< 0.5	Diseñado y desarrollado adecuadamente
0.5 a 1.0	Deterioro u obturación ligera
1.0 a 4.0	Deterioro u obturación severa
> 4.0	Dificultad de almacenar en el pozo a su capacidad original

Tabla VII.2. Relación del coeficiente de pérdida por pozo con la condición del pozo (W.C. Walton).

Un diseño adecuado y buen desarrollo (eliminar materiales finos del acuífero para que el agua entre más libremente al pozo y pueda alcanzar su máxima capacidad) de pozos minimiza

perdidas de pozo "C". La obturación o deterioro de las rejillas de los pozos puede aumentar las pérdidas de pozo en viejos pozos. Basado en experimentos de campo Walton rió criterios para el coeficiente de pérdida de pozo "C" en la ecuación 7.23. Estos se presentan en la tabla VII.2 evaluándose la condición del pozo.

1.5.2 Interpretación.

La interpretación de las pruebas de bombeo en acuíferos granulares, se basa en soluciones analíticas deducidas resolviendo la ecuación diferencial de flujo (ec. 7.3.1), para las condiciones de frontera representativas de diversos sistemas. Dichas soluciones expresan matemáticamente el comportamiento de los niveles piezométricos en el área estudiada por el bombeo.

Al realizar una prueba, la gráfica de las observaciones representa el tipo de sistema de que se trata. Mediante consideraciones geológicas, hidrológicas y topográficas, basadas en la información complementaria disponible (cortes geológicos, registros eléctricos, geología superficial, presencia de canales o ríos, pendiente topográfica, etc.), se confirma, modifica o descarta la suposición hecha inicialmente. Una vez identificado el sistema a partir de las ecuaciones correspondientes, pueden deducirse las características hidráulicas buscadas, "T" y "S".

Un pozo de agua se prueba para lograr cualquiera de los dos propósitos principales siguientes: a) obtener información acerca del comportamiento y eficiencia del pozo mientras éste se bombea. Esto dará una medida de la capacidad productora del pozo terminado y permitirá tener una base para la selección del equipo de bombeo; b) suministrar datos de los cuales se obtienen los factores principales para calcular el comportamiento de los acuíferos. Una prueba organizada con este propósito puede denominarse, con más propiedad, una "prueba de acuífero", pues es la formación productora, la que más que el pozo, se está probando.

Una prueba de acuífero consiste en bombear agua de un pozo y registrar tanto el abatimiento en éste, como el producido por el bombeo en otros pozos vecinos de observación.

Las mediciones que deben hacerse para lograr cualquiera de los propósitos antes descritos, incluyen los niveles estáticos antes de empezar el bombeo, el caudal de bombeo o descarga del pozo de bombeo, niveles de bombeo o niveles dinámicos durante varios intervalos de tiempo a lo largo de todo el período de bombeo, tiempo en que la bomba arranca, tiempo en que se haya observado cualquier cambio en la descarga, y tiempo al cual se detuvo el bombeo. Las mediciones de los niveles dinámicos después de cesar el bombeo, son también de utilidad para el estudio de la recuperación.

Las pruebas de bombeo tienen la ventaja de que permiten una evaluación de las constantes del acuífero *in situ*. Teóricamente se podrían obtener los valores de "K" (conductividad

... y “ S_s ” (almacenamiento específico) en un laboratorio y, conociendo el espesor del “ b ” por medio de una perforación, se tendrían los valores de “ T ” y “ S ”. Pero este método tendría el inconveniente de que las muestras podrían no ser representativas y alterado al tomarlas. No existiendo los “acuíferos ideales”, los valores de “ T ” y “ S ” en una prueba de bombeo representarían las condiciones promedio de la zona más allá del pozo. Un buen número de pozos de observación estratégicamente ubicados reflejaría el grado de heterogeneidad del acuífero y la presencia de “linderos” o límites del acuífero o su contacto con acuíferos de mayor producción o fuentes de recarga.

Entre las desventajas de las pruebas de bombeo están su alto costo (los pozos son muy costosos) y el riesgo de interpretar mal las variaciones en el nivel del agua motivadas por causas ajenas a la prueba que se está realizando. Los costos de los pozos de observación se pueden disminuir haciéndolos de diámetro pequeño (5 cm), efectuando sólo penetración en el acuífero y usando rejillas de menor costo que las del pozo de bombeo. El hecho de que en muchos casos se obtengan valores diferentes de “ T ” y “ S ” en un mismo acuífero con sólo cambiar el pozo de bombeo, ha llevado a la comprobación de la heterogeneidad de la mayoría de los acuíferos, y al uso de la simulación numérica en evaluación y manejo de acuíferos, considerando que los valores de “ T ” y “ S ” determinados para cada pozo de bombeo sólo rigen en una área muy limitada.

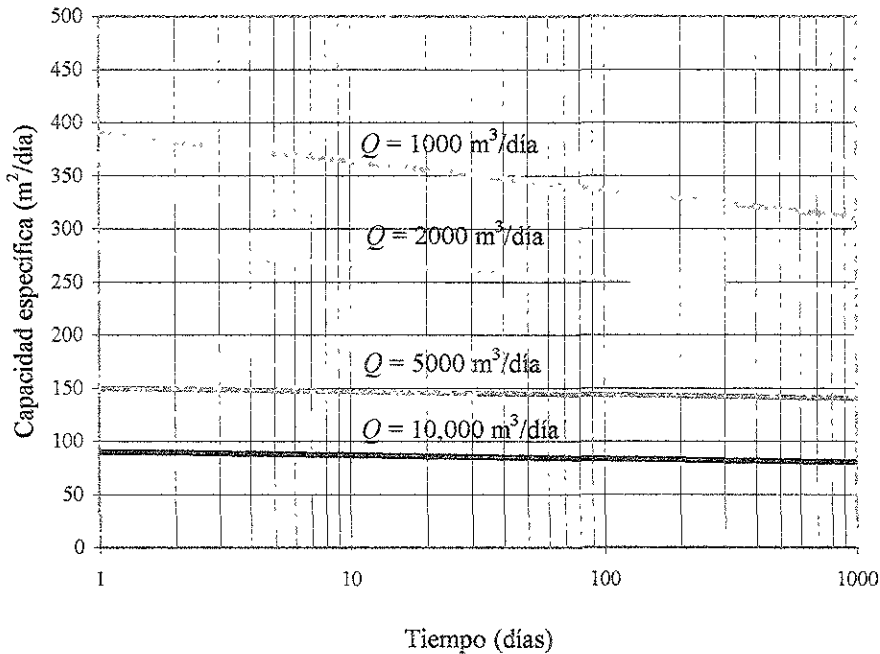
II.6 Capacidad específica.

A la relación entre el caudal bombeado y el abatimiento que provoca, se le denomina “capacidad específica”, y puede escribirse:

$$\frac{Q}{s_w} = \frac{1}{B + CQ} \dots (ec. 7.23)$$

Este parámetro representa en una forma más objetiva la capacidad transmisora de un acuífero: una capacidad específica alta refleja una alta transmisividad, y viceversa. Presenta la ventaja de que su valor no está sujeto a errores de interpretación, ya que se obtiene como el coeficiente de dos términos medios (caudal y abatimiento), y guarda una proporcionalidad más o menos directa con la transmisividad, lo que permite utilizarlo para deducir valores aproximados de ésta cuando se carece de pruebas de bombeo. Es importante destacar que la capacidad específica no es constante sino que decrece con el caudal y con el tiempo de bombeo, en la gráfica VII.11 se muestra este efecto.

Gráfica VII.11. Variación de la capacidad específica con respecto al caudal y el tiempo de bombeo (D.K. Todd).



VII.7 Eficiencia de un pozo.

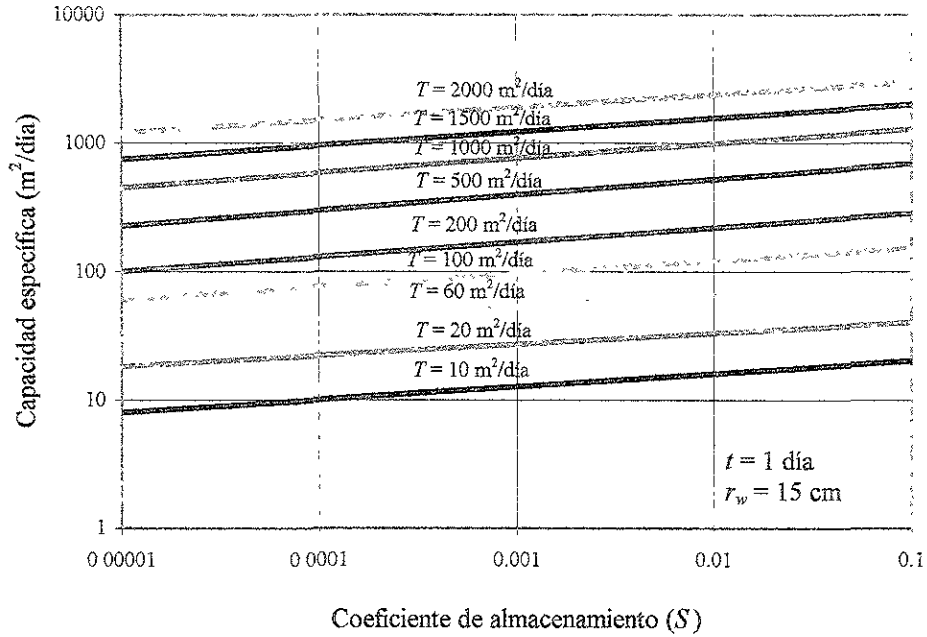
La gráfica VII.12 muestra una capacidad específica teórica (Q/BQ) para conocer los valores de S y T en un acuífero. Esta capacidad específica teórica, cuando se compara con una capacidad específica medida en campo (Q/s_w), se define la eficiencia aproximada en un pozo. Así, para una duración específica de bombeo, la eficiencia en un pozo " E_w " esta dada como un porcentaje:

$$E_w = 100 \frac{\frac{Q}{BQ}}{\frac{Q}{s_w}} = 100 \frac{BQ}{s_w} \dots (ec. 7.25)$$

Otro método para reconocer la eficiencia en un pozo es hacer notar la recuperación del abatimiento, hasta su nivel inicial cuando el bombeo es interrumpido. Donde la pérdida en el pozo es grande, esta parte del abatimiento se recupera rápidamente por drenaje dentro del pozo desde el acuífero circundante. Una vieja regla utilizada para este propósito es: si el bombeo es

interrumpido después de 1 hora y 90% o más del abatimiento es recuperado 5 minutos después, se puede concluir que el pozo es aceptablemente eficiente.

Gráfica VII.12. Relación de la capacidad específica teórica con la transmisividad y el coeficiente de almacenamiento (D.K. Todd).



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Este trabajo responde a la necesidad existente de contar con un texto a nivel básico sobre Geohidrología y a la deficiencia en cuanto a bibliografía sobre el tema y en el idioma español.

Es un texto accesible tanto a estudiantes como profesionales interesados en la Geohidrología. Por esta razón, se ha evitado deliberadamente el planteamiento teórico y complejo, pero sin perder de vista los aspectos globales de los problemas geohidrológicos prácticos.

El contenido de este trabajo se basa en el programa del curso semestral a nivel profesional en la carrera de Ingeniería Civil impartida en la ENEP Campus Acatlán.

Este trabajo supone un conocimiento previo en geología, hidráulica, matemáticas elementales, probabilidad y estadística, topografía, mecánica de suelos e hidrología superficial.

Un trabajo que cubra ampliamente el tema de la Geohidrología como el presente, sugiere complementar en forma más detallada la información de varias fuentes, las cuales se mencionan en la bibliografía de este trabajo para ser consultadas.

BIBLIOGRAFÍA.

1. F.J. Aparicio Mijares.
“Fundamentos de Hidrología de Superficie”.
Ed. Limusa, 1997 México.
2. J.L. Astier.
“Geofísica Aplicada a la Hidrogeología”.
Ed. Paraninfo, 1982 España.
3. M. Barcelona, A. Wehrmann, J.F. Keely, W.A. Pettyjohn.
“Contamination of Ground Water (Prevention, Assesment, Restoration) Pollution
Technology Review No. 184”.
Ed. Noyes Data Corporation, 1990 U.S.A
4. G. Castany.
“Prospección y Explotación de las Aguas Subterráneas”.
Ed. Omega, 1975 España.
5. Comisión Federal de Electricidad.
“Geohidrología (Manual de Diseño de Obras Civiles, sección (A) – Hidrotecnia (A.1.12))”.
Ed. C.F.E., 1983 México.
6. Comisión Nacional del Agua.
“Perforación de pozos (Libro V, 3.3.1 Manual de Diseño de Agua Potable Alcantarillado y
Saneamiento”.
Ed. C.N.A., 1994 México.
7. E. Custodio, M. R. Llamas.
“Hidrología Subterránea (vol. I y II)”.
Ed. Omega, 1976 España.
8. R. Chávez Guillen y otros.
“Geohidrología”.
Ed. Universidad Autónoma Chapingo, 1983 México.
9. R. Chávez Guillen y otros.
“Exploración, Cuantificación y Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos Subterráneos”.
Ed. División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería UNAM, 1978 México.

10. Davis & de Wiest.
“Hidrogeología”.
Ed. Ariel, 1971 España.
11. R. de Wiest.
“Geohydrology”.
Ed. John Wiley & Sons, 1965 U.S.A.
12. P.A. Domenico & F.W. Schwartz.
“Physical and Chemical Hydrogeology (second edition)”.
Ed. John Wiley & Sons, 1998 U.S.A.
13. P.A. Domenico.
“Concepts and Models in Groundwater Hydrology”.
Ed. Mc. Graw Hill, 1972 U.S.A.
14. Driscoll Fletcher.
“Ground Water and Wells (second edition)”.
Ed. Johnson Filtration Systems, 1986 U.S.A.
15. Environmental Protection Agency.
“Ground Water and Wellhead Protection”.
Ed. E.P.A., 1994 U.S.A.
16. C.W. Fetter.
“Applied Hydrogeology (third edition)”.
Ed. Prentice Hall, 1994 U.S.A.
17. C.L. Flamand Rodríguez.
“Introducción a la Mecánica de Suelos”.
Ed. Universidad Autónoma Chapingo, 1981 México
18. U.P. Gibson & R.D. Singer.
“Manual de los Pozos Pequeños”.
Ed. Limusa, 1979 México.
19. G. Haro Osio.
“Perforación de Pozos para Agua”.
Ed. División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería UNAM, 1987 México.

20. R. Iturbe Argüelles y A. Silva Martínez.
“Agua Subterránea y Contaminación”.
Ed. Instituto de Ingeniería UNAM, 1992 México.
21. Johnson Screens.
“El Agua Subterránea y los Pozos”.
Ed. Johnson Screens, 1975 U.S.A.
22. Juárez Badillo y Rico Rodríguez.
“Mecánica de Suelos (tomos I y III)”.
Ed. Limusa, 1997 México.
23. A.A.I. Kashef.
“Groundwater Engineering”.
Ed. Mc. Graw Hill, 1987 U.S.A.
24. Klimentov & Kononov.
“Metodología de las Investigaciones Hidrogeológicas”.
Ed. Mir Moscú, 1982 U.R.S.S.
25. S.W. Lohman.
“Hidráulica Subterránea”.
Ed. Ariel, 1977 España.
26. W.A. Pettyjohn.
“Protection of Public Water Supplies from Ground-Water Contamination-Pollution
Technology Review No. 141”.
Ed. Noyes Data Corporation, 1987 U.S.A.
27. H.M. Raghunath.
“Ground Water”.
Ed. John Wiley & Sons, 1982 India.
28. Secretaría de Recursos Hidráulicos.
“Perforación de Pozos Profundos”.
Ed. S.R.H., 1975 México.
29. J.A. Tinajero González.
“Apuntes de Aspectos Fundamentales en el Estudio del Agua Subterránea
(Geohidrología)”.
Ed. Facultad de Ingeniería UNAM, 1985 México.

30. D.K. Todd.
"Groundwater Hydrology (second edition)".
Ed. John Wiley & Sons, 1980 U.S.A.
31. W.C. Walton.
"Groundwater Resource Evaluation".
Ed. Mc. Graw Hill, 1970 U.S.A.