HIDRÁULICA DE AGUAS SUBTERRÁNEAS

2ª edición

María Victoria Vélez Otálvaro
Profesora Asociada

Facultad de Minas

Universidad Nacional de Colombia

Sede Medellín

1999

PREFACIO

Dentro de los recursos de agua dulce explotable existentes en la tierra, el agua subterránea constituye casi un 98% del total. Sin embargo en Colombia, cuarto país en el mundo en abundancia de recursos hídricos, no se ha dado en las universidades y centros de investigación la importancia que merece el estudio de este campo de la hidrología. Existe carencia no solamente de cursos de entrenamiento, sino también de material bibliográfico adecuado.

Este libro es el resultado de la recolección de material bibliográfico, cursos, dirección de tesis, proyectos de grado y trabajos que la autora ha realizado durante varios años de asesoría en la Facultad de Minas de la Universidad Nacional sede de Medellín.

El libro consta de quince capítulos. El primero es una breve introducción a lo que constituye el estudio de las aguas subterráneas y lo que ha sido su evolución a lo largo de la historia. En el segundo y tercer capítulo se hace un corto repaso de los conceptos hidrológicos y geológicos básicos, necesarios para entender el movimiento del agua en el subsuelo. Los capítulos cuarto, quinto y sexto, presentan los aspectos teóricos fundamentales asociados al estudio de las aguas subterráneas. El capítulo siete describe el procedimiento de las redes de flujo, una solución gráfica de la ecuación de Laplace, muy útil en la resolución de problemas prácticos en hidrogeología. El capítulo octavo, muestra los principales aspectos de la hidráulica de pozos, complementado con el capítulo noveno donde se tratan los ajustes de pruebas de bombeo. El

capítulo diez hace una breve introducción al estudio de los acuíferos costeros. El capítulo once expone los principales criterios para el diseño de pozos y en el capítulo doce se hace una introducción sobre los aspectos más importantes en la construcción de pozos. A uno esos aspectos, el equipo de bombeo, se le dedica el capítulo trece. La prospección de aguas subterráneas es tratada ampliamente en el capítulo catorce, donde se hace mención de una de las técnicas mas utilizadas durante los últimos años en la hidrogeología, como es la los isótopos ambientales. Finalmente en el capítulo quince se tratan los principales parámetros que influyen en la calidad del agua, introduce el concepto de vulnerabilidad a la contaminación de un acuífero y se dan algunas guías para definir el perímetro de protección de las captaciones de agua por medio de pozos

Tanto los aspectos teóricos como prácticos se ilustran en cada capítulo con algunos ejemplos resueltos y al final de cada capítulo se proponen ejercicios representativos que el lector puede resolver.

ACERCA DEL AUTOR

María Victoria Vélez Otálvaro es Ingeniera Civil, egresada de la Facultad de Minas de la Universidad Nacional de Colombia. Realizó estudios de posgrado en la Escuela de Minas de París, donde obtuvo en 1984 su DIPLOME D'ETUDES APPROFONDIES en Hidrogeología.

Ha estado vinculada a la Universidad Nacional de Colombia desde 1979, desempeñándose como docente en los cursos de Hidrología, Hidrogeología, Flujo en medios porosos, Aguas Subterráneas, Hidráulica y Mecánica de Fluidos. Ha participado, además, en varias investigaciones y proyectos de asesoría y es autora de artículos publicados en memorias de congresos nacionales e internacionales y en publicaciones periódicas tanto del país como del exterior.

Ha ocupado los cargos de Jefe de la Unidad de Hidráulica y Directora del Departamento de Ingenieria Civil.

ACERCA DEL LIBRO

Este libro es resultado de años de recolección de material bibliográfico, cursos, tesis y proyectos de grado, trabajos de asesoría que la autora ha tenido a cargo durante varios años en la Facultad de Minas de la Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. El libro hace referencia, además, a aspectos del uso del agua subterránea en Colombia, enfatizando los proyectos en los cuales la autora ha participado.

Se presentan en este texto los aspectos más importantes relacionados con la hidráulica de las aguas subterráneas, ilustrados con ejemplos prácticos resueltos en cada capítulo, junto con una selección de problemas propuestos y una completa lista de referencias.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALLER,L; Bennet,T;Lehr,J.,Petty,R.,Hackett,G. *DRASTIC: a standardized System for evaluating Ground Water Pollution Potential Using Hydrogeolical Settings*. E.P.A/600/2-87/035

ANGEL, C. *Hidrogeología de la Isla de San Andrés.* IV Seminario Colombiano de Hidrogeología. Cartagena: octubre, 1993.

ANGEL, W. *Ley de Filtro de Darcy. Estudio de Coeficientes de Permeabilidad Isótropa bajo Gradientes Hidráulicos pequeños.* Medellín: [s. n], 1989. Tesis (Universidad Nacional de Colombia).

AZCUNTAR R, O. *Evaluación, Control y Manejo del Agua Subterránea.* CVC. Cali: 1992.

BEAR, J. *Hydraulics of Groundwater.* New York: McGraw-Hill, Publishing Company, XIII, 1979. 563 p.

BEAR, J., VERRUIJT, A. *Modeling Groundwater Flow and Pollution: Theory and Applications of Transport in Porous Media.* Holanda: D. Reidel Publishing Company, 1987. 414 p.

BLANDÓN P. J. R., SALDARRIAGA H. D. P. *Estudios de Curvas de Recesión de las Hidrógrafas en algunas Cuencas de Antioquia.* Medellín: [s. n], 1997. 200 p. Tesis (Universidad Nacional de Colombia).

BOUWER, H. *Groundwater Hydrology.* New York: Mc Graw-Hill, 1978.

BOWEN, R.. *Groundwater.* London: Elsevier Applied Science Publishers, XIV, 1986. 427 p.

CASTANY, G. *Principles et Méthodes de L'hidrogeologie.* París: Dunod Université, 1982. 238 p.

CASTANY, G. *Prospección y Explotación de las Aguas Subterráneas.* Barcelona: Omega, 1975. 738 p.

CASTANY, G. *Traite Pratique des Eaux Souterraines.* París: Dunod, 1963.

CERDERGREN, H. *Seepage, Drainage and Flow Nets.* New York: John Wiley, 1967.

COUGHANOWR, C. *Groundwater.* UNESCO, 1991.

DAGAN, G., BEAR, J. *Solving the Problem of Local Interfase Upconing in a Coastal Aquifer by the Method os Small Perturbations.* Journal of Intern. Assoc. Hyd. Research, V. 6, No. 1, 1968. 15-44 p.

DARCY, H. *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon.* Paris: V. Dalmont, 1856. 674 p.

DAVIS S., De WIEST, R. *Hidrogeología.* Barcelona: Ediciones Ariel, 1971. 563 p.

DAVIS S., De WIEST, R. *Hydrogeology.* New York: John Wiley and Sons, 1966. 463 p.

De GLEE, G. J. *Over Groundwaterstromingen bij Wateranttrekking Door Middel Von Putten.* Tesis Doctoral. J. Waltman Jr., Delft, 1930. 175 p.

DELLEUR,J.W. *The Handbook of Groundwater Engineering.* Springer. Germany. 2000

DeWIEST, R. J. M. *On the Storage Coefficient and Equation of Groundwater Flow.* Journal of Geophysical Research, V. 71, No. 4, p. 1117-1122.

DOBREA, N. I., GUZMÁN, M. O. *Estudio sobre la Evaporación Media desde la Superficie del Agua en Colombia.* Bogotá: HIMAT, Publicación Periódica No. 38, 1977.

DOMENICO, P. *Concepts and Models in Groundwater Hydrology.* New York: Mc Graw Hill, 1972. 405 p.

DOOGE, J. C. *The Linear Theory Systems.* U. S Department of Agriculture, Bulletin No. 1468, U. S Govt., Printing Office, 1973.

DRISCOLL, G. F. 1986. *Groundwater and wells*. Johnson Division. 1089 p.

ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (E.P.A). *Guidelines for Delineation of Wellhead Protection Areas.* EPA-440/5-93-001.1993

FAURE, G., *Principles of Isotope Geology*, 2nd Ed., John Wiley and Sons, New York, 589 p. 1986.

FETTER, C. *Applied Hydrogeology.* New York: Company Mac Millam Publiling, 1988

FOSTER. *Contaminación de las Aguas Subterrán*eas. OMS, OPS-HPE, CEPIS, Lima, Perú. 1987.

FREEZE, A., CHERRY T. A. *Groundwater.* New Jersey, USA: Prentice - Hall, 1979. 604 p.

GARCÍA, B. J., LÓPEZ D. J. *Fórmula para el Cálculo de la Evapotranspiración Potencial adaptada al Trópico*. Agronomía Tropical. Venezuela: 1970.

GIBSON, U. SINGER, R. *Manual de los pozos pequeños*. México: Limusa, 1974. 181 p.

GLOVER, R. E. *The Pattern of Fresh-Water Floe in Coastal Aquifers.* Journal of Geophysical Research, v. 64, No. 4, 1959. 457-459 p.

GLOVER, R. E., BALMER, G. G. *River Depletion Resulting From Pumping a Well Near a River.* Trans. Am. Geophys Union, V. 8, No. 2, 1954. 468-470 p.

HALEK, V., SUEC, J. *Groundwater Hydraulics*. Amsterdam: Elsevier Applied Science Publishers,1979.620 p.

HANTUSH, M. S. *Hydraulics of Wells. Advances in Hudroscience.* Ven Tè Chow. Academic Press, 1964. 281-432 p.

HEATH, R., TRAINER, F. *Introduction to Groundwater Hydrology*. New York: John Wiley and Sons, 1968. 284 p.

HELWEG, O. *Notas de clase.* Memphis State University, USA: [s. n], 1989.

HELWEG, O. J., SCOTT, V. H., SCALMANINI, J. C. *Improving Well and Pump Efficiency.* USA: American Water Works Association, 1983. 158 p.

HELWEG, O. J., SCOTT, V. H., SCALMANINI, J. C. *Improving Well and Pump Efficiency*. Denver, Colorado: American Water Works Association, 1983. 158 p.

HORNBERGER,G; RAFFENSPERGER,J; WIBERG,P; ESHLEMAN,K.

Elements of Physical Hydrology..The Jonhs Hopkins University Pres. 1998.

HUGGETT, A. *Memoria del Mapa Hidrogeológico de Colombia*. Memorias III Simposio Colombiano de Hidrogeología. Edición 1987. Bogotá: [s.n], 1988.

HUYAKORN, P. S., PINDER, G. F. *Computational Methods in Subsurface Flow*. New York: Academic Press, XIII, 1983. 473 p.

INGEOMINAS. *Evaluación del Agua Subterránea en la Región de Urabá, Departamento de Antioquia.* 1993.

INGEOMINAS. *Evaluación del Aguas Subterránea en la Región de Urabá, Departamento de Antioquia.* Bogotá: [s. n], 1975. 300 p.

JACOB, C. E. *Drawndown Test to Determine Effective Radius of Artesian Wells.* Trans. Soc. Civil Eng., v. 72, No. 2321, 1947. 1047 p.

JARAMILLO, J y VÉLEZ, M. V. *Sasubter: un Conjunto de Programas de Hidráulica de Aguas Subterráneas*. XV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Memorias. Catagena: 1992

JOHNSON DIVISION. 1975. *El agua subterránea y los pozos*. 513 p.

JUÁREZ, E., RICO, A. *Mecánica de Suelos.* México: Ed. Limusa, Tomo III, 1980. 414 p.

LEDOUX, E. *Notas de clase.* Ecole des Mines de París. París: 1983

LEET, D., JUDSON, S. *Fundamentos de Geología Física.* México: Limusa, 1980. 450 p.

LLAMAS, M. R. CUSTODIO E. *Hidrología Subterránea.* Barcelona:

Ediciones Omega, 1976.

LOHMAN, S. *Hidráulica Subterránea.* Barcelona: Editorial Ariel, 1977. 191 p.

LOHMAN, S. W. *Groundwater Hydraulics.* Washintong: U. S. Geological Survey, Professional Paper 708, 1972. 70 p.

LOUIS,C. *Introduction a l,hydraulique de Roches.*Bull. Bur.Rech.Geol.Min.ser2,sect III,No 4.1974

MACE, R.E.,. *Estimation of Hydraulics Conductivity in Large Diameter; Hand-Dug Wells using Slug-Text Methods*. Journal of Hydrology 212.pp. 34-45. 1999

MARSILY G. *Quantitative Hydrogeology*. Academic Press, 1986.

MARSILY, G. *Quantitative Hidrogeology: ground water hydrology for engineers*. San Diego: Academia Press, 1986. 440 p.

McWHORTER, D. B. *Steady and Unsteady Flow of Fresh Water in Saline Acuifers.* Colorado: Water Management Techn. Report 20, Colorado State University, Fort Collins, 1972. 49 p.

McWHORTER, D. B., SUNADA, D. K. *Groundwater Hydrology and Hydraulics*. Colorado, USA: Water Resource Publications, Fort Collins, 1977. 290 p.

MEINZER, O. E. (Ed.). *Hydrology.* New York: McGraw Hill Book Co., 1942. 712 p.

MILANOVIC, *Karst Hydrology*. Water Resources Publications Colorado. U.S.A 1981

NORERO, A. *La Evapotranspiración de los Cultivos*. CINIT, 1984. 100 p.

OVERMEEREN.R. *`emi–ario sobre aplicaciones de los métodos geofísicos en trabajos de ingeniería*. Universidad de los Andes. Bog²tá.1987

PRICKETT, T. A. *Type-Curve Solution of Aquifer Test Under Water-Table Condition Groundwater.* V. 3, No. 3, Julio, 1965. 5 - 14 p.

QUINTERO S., J. S. *Hidráulica de Pozos*. X Curso internacional sobre Aprovechamiento de Aguas Subterráneas. Universidad Nacional de Colombia, IV, Bogotá: [s. n], 1972. 183 p.

RAGHUNATH, H. M. *Ground water: hydrogeology: ground water survey and pumping test: rural water supply and irrigation system*. New York: John Wiley and Sons, 1982, 1987. 563 p.

RARABAUUGH, M. I. *Graphical and Theoretical Analysis os Step Drawdown Test of Artesian Well.* Proc. Am. Soc. Civil. Eng., V. 79, Diciembre, 1953.

RETHATI, L. *Groundwater in Civil Engineering.* Amsterdam: Elsevier Applied Science Publishers, 1983. 478 p.

RODRÍGUEZ, C. N. *Curso Internacional sobre Aprovechamiento de Aguas Subterráneas: Hidrogeología Básica*. Universidad Nacional de Colombia, Bogotá: [s. n], 1981. 100 p.

RODRIGUEZ N, C. *Isótopos en Hidrología de Aguas Subterráneas*.. Universidad Nacional de Colombia. 1981

ROSCOE MOSS COMPANY. 1990. *Handbook of Ground water development.* John Wiley & Sons. 493 p.

RUSHTON,K.R., WARD,C. *The estimation of groundwater recharge*.

Journal of Hydrology, 41 (1979) 345-361.

SAI. *Sistemas de Riego*. Memorias del curso dictado en Apartadó del 25 al 30 de Mayo, 1987.

SCANLON, B.R., HEALY,R.W., COOK,P.G**.** *Choosing appropriate techniques for quantifying groundwater recharge.* Hydrogeology Journal (2002) 10:18–39

SCHNEEBELI, G. *Hydraulique Souterraine*. París: Editions Eyrolles, 1978. 360 p.

TERZAGHI,K; PECK,R.B. *Soil Mechanics in Engineering Practice.* John Wiley & Sons. New York. 1948

THE HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER CORPS OF ENGINEERS, U.S. ARMY. *Principles of Groundwater Hydrology*. California: Davis, 1972

THEIS, C. V. *The Relation Between the Lowering of the Piezimetric Surface and the Rate Duration of Discharge of Well Using Ground-water Storage.* Trans. Am. Geophysical Union, V. 16, 1935. 519-524 p.

THIEM, G. *Hydrologische Methodem.* Geohardt, Leipzig, 1906. 56 p.

TODD, D. *Groundwater Hydrology*. New York: John Wiley and Sons, 1980

TOLMAN, C. F. *Groundwater*. New. York: McGraw-Hill Book Co., 1937. 593 p.

TORO, O. *Interacción entre Aguas Superficiales y Subterráneas.* Medellín: [s. n], 1987. Tesis(Universidad Nacional de Colombia, Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos)

UNESCO. *Métodos de Cálculo de balance Hídrico*. Guía Internacional de Investigación y Métodos. España: Instituto de Hidrología de España, 1981. 193 p.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA. *Balances Hidrológicos de Colombia, Fase I, Cuenca Magadalena - Cauca. Unidad de Planeación Minero - Energética. UPME.* Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos, Medellín: [s. n], Diciembre, 1997. 200 p.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA. *Restauración de Series Hidrometeorolígicas en la Cuencas Afluentes de Isagen*. Posgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos, Medellín: [s. n], Diciembre, 1996. 120 p.

VERRUIJT, A. *Theory of Groundwater Flow*. Hong Kong: Mac Millan Press, 1982. 144 p.

WALTON, W. *Groundwater Resource Evaluation.* New York: McGraw-Hill, 1970.

WALTON,W. *Illinois State Water Bulletin 49*. 1962

WALTON, W.C. *Application and Limitation of Method Swede to Analyze Pumping Test Data.* Water Well Journal, Febrero-Marzo, 1960.

WANG, H., ANDERSON M. *Introduction to Groundwater Modeling: Finite difference and finite element methods*. San Francisco: W. H. Freeman and Company, 1982. 237 p.

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1.1. IMPORTANCIA DEL ESTUDIO DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS

El agua subterránea es utilizada para el abastecimiento de agua potable, tanto en viviendas individuales, como en aglomeraciones urbanas, en proyectos agropecuarios para riego y para uso animal; igualmente, muchas industrias consumidoras de grandes cantidades de agua hacen uso de este recurso.

Uno de los aspectos que hacen particularmente útil el agua subterránea para el consumo humano es la menor contaminación a la que está sometida y la capacidad de filtración del suelo que la hace generalmente más pura que las aguas superficiales. Además que este recurso es poco afectado por períodos prolongados de sequía.

La utilización del agua subterránea se ha venido incrementando en el mundo desde tiempos atrás y cada día gana en importancia debido al agotamiento o no existencia de fuentes superficiales. Se estima que más de la mitad de la población mundial depende del agua subterránea como fuente de agua potable. Grandes ciudades como Bangkok, Mombara, Buenos Aires, Miami y Calcuta usan el agua subterránea para el abastecimiento de su población (Coughanowr, 1991). La explotación acelerada del recurso agua subterránea ha causado muchos problemas en muchos lugares de la tierra. En Ciudad de Mexico, con una población de más de 20 millones de personas, el agua subterránea es casi la única fuente de agua potable. La explotación del acuífero ha producido una baja de los niveles piezométricos de casi un metro por año, lo que ha traído graves problemas de subsidencia.

En Colombia existen regiones como el Valle del Cauca y el Urabá Antioqueño donde el agua para riego depende casi que exclusivamente de las aguas subterráneas. En la primera de las regiones antes mencionadas, se bombean anualmente 1200×10^6 m³, que representan solo el 40% del potencial total de los acuíferos lo que da una idea de la magnitud del recurso de esa zona (Azcuntar, 1992).

En Urabá la explotación del banano (segundo renglón agrícola de exportación de Colombia actualmente) depende en gran parte de los recursos de agua subterránea de esa zona. En 1993 el volumen diario de explotación de agua subterránea en Urabá era de unos 58000 m³, de los cuales el 65% se usaba en la agricultura y el resto en la industrial y abastecimiento público (INGEOMINAS, 1993).

En el norte del país, principalmente en los departamentos de Guajira y Sucre, casi que el agua subterránea es la única fuente de abastecimiento de agua, para consumo humano. En Sucre el 91.7% del área urbana se abastece de fuentes subterráneas, captadas a través de pozos profundos. En promedio se extraen 217.7 L/hab/día (Donado et al 2002)

La región del norte de Colombia donde se utiliza el agua subterránea en mayor porcentaje para regadío y ganadería es la que corresponde a los valles del río Cesar y Arigua, (Huggett, 1988).

En los campos petroleros donde hay extracción de petróleo con recuperación secundaria se usa el agua subterránea en forma amplia, como en el campo casabe, en el Municipio de Yondó, Antioquia

Sin embargo, todavía en Colombia no está muy desarrollada la explotación racional de los recursos en aguas subterráneas. En los últimos años una serie de entidades, tanto a nivel regional como de todo el país, han impulsado ciertos programas tendientes a conseguir dicho objetivo. Entre las principales puede mencionarse la CVC en el Valle del Cauca, e INGEOMINAS con

estudios de evolución de este recurso en regiones tales como la Guajira.

Las aguas subterráneas en Colombia jugarán en el futuro un papel de enorme importancia, bien sea como una alternativa tecnológica para la explotación del recurso, en áreas donde su costo pueda competir con la utilización de agua superficial, o como única alternativa disponible en regiones donde el balance demanda-disponibilidad presente situaciones críticas.

El agua subterránea tiene importancia también como componente esencial del ciclo hidrológico y como reserva fundamental. Así por ejemplo, a escala de todo el globo terrestre las reservas en agua están distribuidas aproximadamente como se muestra en la Tabla 1.1. De dichas aguas el 97.2% es agua salada y sólo el 2.8% es agua dulce que se reparte a su vez en el 2.2% en agua superficial y el 0.6% en agua subterránea. Del agua superficial el 2.15% está en los glaciares, el 0.01% en lagos y el 0.0001% en ríos y en corrientes. Del 0.6% correspondiente a agua subterránea el 0.3% resulta económicamente explotable y el resto se encuentra a profundidades mayores de 800 m, lo que hace poco viable su extracción para fines prácticos. De lo anterior puede verse el enorme potencial que representan las aguas subterráneas como fuente de agua potable en nuestro planeta.

TABLA 1.1. Distribución del agua en la tierra.

	km^3x10^6	**%**
Océanos	1320	97.2
Glaciares y nieves perpetuas	30	2.15
Aguas subterráneas a menos de 800 m	4	0.31
Aguas subterráneas a más de 800 m	4	0.31

Desde otro punto de vista, es necesario estudiar el movimiento y distribución del agua subterránea por los efectos desastrosos que puede causar en las obras

civiles, tales como taludes, minas, fundaciones, etc. El papel desastroso del agua se traduce en efectos fisicoquímicos de degradación de los materiales (roca, suelo), acciones mecánicas (fuerzas hidrostáticas y dinámicas) que en ciertas circunstancias destruyen el equilibrio de macizos naturales o artificiales (represas, túneles, etc.). Tales rupturas de equilibrio pueden conducir a catástrofes (Malpasset en Francia, Vayont en Italia, Villatina y Quebrada Blanca en Colombia) deslizamientos de terrenos, frecuencia de grandes cantidades de agua en túneles y galerías, que dificultan los trabajos y aumentan los costos.

La habilidad del agua subterránea para disolver los minerales de las rocas y redistribuir grandes cantidades de masa disuelta tiene importantes aplicaciones en la génesis química, economía de la mineralización y trabajo geológico en general (Domenico, 1987) y es la clave para el transporte de materiales y calor en procesos metasomáticos. Los procesos metamórficos no pueden ser totalmente examinados en ausencia de una fase líquida, el agua es el principal catalizador de las reacciones y recristalización de los minerales existentes (Yoder 1955, citado por Domenico, 1987)).

Los fenómenos de escurrimiento del agua en el suelo tienen pues una importancia capital para muchas ramas de la ingeniería: la construcción, la minería, la hidrogeología.

De lo anterior se desprende la importancia del conocimiento de los recursos en aguas subterráneas, su hidráulica, la evaluación de las reservas y su explotación racional y conservación.

A manera de resumen, puede afirmarse que las aguas subterráneas constituyen un recurso natural de gran importancia para el hombre en razón principalmente de:

- Su abundancia relativa con respecto a las aguas superficiales.
- La regularidad de los caudales debido a las características de su almacenamiento natural.

- Su protección contra las pérdidas por evaporación.
- Su protección contra la polución superficial a la cual están constantemente sometidas las aguas de ríos y lagos.
- Su estrecha relación con las corrientes de superficie ya que éstas obtienen de las capas acuíferas la mayor parte de su caudal.

Para su adecuada explotación deben considerarse aspectos como:

- Sobrexplotación.
- Contaminación.
- Uso conjunto de aguas subterráneas y superficiales.
- Área de recarga.

1.2. CONCEPTO DE HIDROLGEOLOGÍA

La definición y los términos utilizados para denominar el estudio de las aguas subterráneas han variado a través del tiempo. Actualmente se aceptan como términos adecuados los de hidrología subterránea (para diferenciarla de la hidrología de superficie, división ésta introducida por Meinzer en 1942), hidrogeología o geohidrología.

Así pues, puede decirse que la hidrogeología hace parte de la hidrología general considerando ésta como "la ciencia que trata de las aguas terrestres, de sus maneras de aparecer, de su circulación y distribución en el globo, de sus propiedades físicas y químicas y sus interacciones con el medio físico y biológico y sus reacciones a la acción del hombre", definición ésta adoptada por el Comité Coordinador del decenio hidrológico internacional iniciado en 1965 bajo patrocinio de la UNESCO.

Puede entonces definirse la hidrología subterránea como "aquella parte de la hidrología que estudia el almacenamiento, la circulación y la distribución de las aguas terrestres en la zona saturada de las formaciones geológicas,

teniendo en cuenta sus propiedades físicas y químicas, sus interacciones con el medio físico y biológico y sus reacciones a la acción del hombre".

1.3. LA HIDROGEOLOGÍA EN EL CAMPO DE LAS CIENCIAS

La hidrogeología es una rama del conocimiento que se basa y utiliza el concurso de muchas y muy variadas disciplinas, una de las principales es la geología ya que son precisamente las formaciones geológicas las que constituyen el medio donde se almacena y se mueve el agua subterránea. Sin un conocimiento básico de ciertos aspectos de la geología es imposible un estudio de los recursos en aguas subterráneas y mucho menos su explotación racional.

Otras disciplinas son:

- La hidroquímica que permite el conocimiento de las características químicas del agua que va a ser explotada, aspecto éste esencial tanto desde el punto de vista técnico como en lo que se relaciona con la utilización.

- La mecánica de los fluidos para poder estudiar las leyes que rigen el movimiento de un fluido en un medio poroso.

- La hidrología de superficie ya que los recursos superficiales están íntimamente relacionados con las aguas subterráneas.

- La climatología para evaluar la precipitación y la evapotranspiración, factores esenciales desde el punto de vista cuantitativo, en particular en lo relativo a la recarga de los acuíferos.

- La estadística, en particular con el desarrollo de nuevos métodos basados en variables aleatorias que permiten estimar los recursos en aguas subterráneas de una región dada.

1.4. BREVE RECUENTO HISTÓRICO DE LA HIDROGEOLOGÍA

Aunque teorías oscuras y míticas prevalecieron por miles de años, acerca del origen de fuentes y manantiales de aguas subterráneas, su utilización es conocida desde tiempos antiquísimos. En efecto, muchos siglos antes de nuestra éra los pueblos del Oriente Medio construían obras de captación de dichas aguas y el uso de los pozos excavados desde la superficie estaba bastante generalizado.

Tolman (1933) reportó que los chinos construyeron pozos entubados en bambú, con profundidades de más de 1500 m, con diámetros de 2 a 10 m, que tomaban hasta tres generaciones para construirse. Se usaron muchos mecanismos para extraer agua de estos primitivos pozos, empleando la fuerza humana o la animal. Sin embargo, el sistema más notable de extraer agua subterránea, no requería ningún tipo de mecanismo: Los persas, 800 A.C., desarrollaron un sistema de extracción por medio de túneles y canales que drenaban por gravedad, llamados Kanats. Hay gran número de Kanats, aún funcionando que cubren regiones áridas del sudoeste de Asia y Afganistán. En Irán hay hoy en día aproximadamente 22000 kanats que suplen las 3/4 partes del total del agua usada en el país. P. Beaumont, en 1971, se refería al más largo de ellos, cerca de Zarand. Este tiene 29 km. de longitud y no menos de 966 pozos a lo largo de su recorrido; generalmente éstos son poco profundos, sin embargo se han encontrado algunos cuyas profundidades exceden los 250 m. Los caudales de estos pozos no sobrepasan los 100 m^3/h.

No obstante lo anterior, fue sólo en el primer siglo de nuestra era cuando el arquitecto romano Marco Vitrubio expuso la primera teorización correcta e importante, determinando que el agua subterránea se originaba principalmente de la infiltración de las lluvias y de la nieve que se funde a través de la superficie y que dichas aguas aparecían luego nuevamente en las zonas bajas.

Durante la Edad Media y el Renacimiento no hubo avances significativos en los conceptos teóricos de la hidrogeología, a pesar de los importantes trabajos

de Leonardo Da Vinci, reconocidos solamente siglo y medio más tarde. Sólo se desarrolló en occidente la técnica de la perforación de pozos por el método de percusión, aunque cabe anotar que los chinos ya utilizaban dicho método desde 1500 años antes. Se desarrolló mucho el uso de los pozos emergentes o pozos artesianos, los cuales derivaron su nombre de la región de Artois en Francia que se hizo famosa precisamente por la gran cantidad de dichos pozos que allí se encontraban.

Como ciencia puede considerarse que la hidrología comienza propiamente a partir del siglo XVII. Investigadores como los franceses Pierre Perrault (1608-1680) y Edmé Mariotte (1620-1684) y el inglés Edmund Halley hicieron ver el papel de la infiltración, del agua subterránea y de la evaporación en el ciclo hidrológico. Sin embargo, el inicio de la hidrogeología sólo puede ubicarse a partir del surgimiento y desarrollo de la geología a partir del siglo XVIII y de la consiguiente aplicación de ciertos principios geológicos al tratamiento de algunos problemas hidrológicos, en particular por William Smith. En 1839-1840 Hazen y Pouiseuille desarrollan la ecuación del flujo capilar y en 1856 el francés Henri Darcy estableció la ley matemática que rige el flujo subterráneo y publicó su obra "Les fontaines publiques de la Ville de Dijon".

En 1863 otro francés, Jules Dupuit, desarrolla la fórmula para calcular el flujo del agua en los pozos en régimen permanente, a partir de la aplicación de la ley de Darcy.

En el presente siglo se ha desarrollado mucho la hidrología subterránea, en particular sobre la base de la aplicación de la mecánica de los fluidos al movimiento de los líquidos en un medio poroso. En 1935 el norteamericano Theis presenta su trabajo sobre el flujo del agua en los pozos para un régimen transitorio. Después de la segunda guerra mundial la hidráulica de las aguas subterráneas tuvo avances significativos, debido principalmente al problema de evacuación de desechos radioactivos de plantas nucleares, ya que se empezaron a estudiar los efectos que tendría enterrar éstos en las formaciones geológicas y en las aguas que almacenaban, lo que obligó a los investigadores a profundizar en el conocimiento de su hidráulica.

En los últimos años se ha presentado un elemento nuevo para el estudio de los recursos hidrogeológicos cual es la aplicación de las variables regionalizadas y la inferencia estadística a tales problemas.

Actualmente puede decirse que hay dos corrientes en lo que se relaciona a la investigación en hidrogeología: de una parte la investigación matemática mediante la aplicación de las leyes que rigen el flujo en un medio poroso, y de otro lado el método naturalista basado en la observación y en la experimentación sobre el terreno y que ha sido preconizado principalmente por los geólogos. Sin embargo, un uso apropiado de las dos metodologías parece ser el camino más correcto para el conocimiento y evaluación de los recursos en aguas subterráneas.

Capítulo 2

EL CICLO HIDROLÓGICO

Aunque la hidrogeología se refiere exclusivamente al estudio del agua subterránea, un hidrogeólogo debe comprender todos los aspectos del ciclo hidrológico, ya que las aguas subterráneas no representan más que una parte del ciclo hidrológico total del agua.

El agua en la naturaleza sigue un movimiento cíclico permanente de un sitio a otro, pasando por diversos estados: sólido, líquido y gaseoso. El agua en estado líquido se encuentra en la atmósfera, lagos, mares, ríos, lluvia y en el suelo y subsuelo, siendo esta última el objeto de estudio particular desde el punto de vista hidrogeológico. El agua en el suelo se distribuye de la manera siguiente: la zona más cercana a la superficie constituye la zona denominada no-saturada, en la cual el agua se encuentra en los vacíos o poros conjuntamente con aire y está sometida principalmente a fuerzas de capilaridad; a partir de una cierta profundidad el agua llena completamente los vacíos del suelo siendo ésta la llamada zona saturada, donde el agua está sometida principalmente a fuerzas gravitacionales y a resistencias viscosas.

Finalmente, el agua en estado sólido se encuentra bajo las formas de nieve, hielo o granizo y el agua en estado gaseoso la constituye el vapor de agua presente en la atmósfera.

2.1. DESCRIPCIÓN DEL MOVIMIENTO DEL AGUA

El agua que se encuentra en la atmósfera en forma de vapor se condensa en nubes, las cuales originan las precipitaciones (P) en forma de nieve, lluvia o granizo. Una parte de dichas precipitaciones se evapora nuevamente antes de llegar a la superficie del suelo y la otra cae al suelo por la acción de la gravedad. De esta última, una parte es interceptada por la vegetación o por otras superficies y luego se evapora igualmente y la otra entra en contacto directo con el suelo o con cuerpos de agua (lagos y mares principalmente). Aquella que cae al suelo puede alimentar la red hidrográfica directamente (escorrentía superficial), almacenarse en algunas partes de la superficie (almacenamiento superficial) o penetrar en el suelo y subsuelo (infiltración) para de esta manera alimentar las reservas de las capas acuíferas. Ver Figura 2.1.

La energía calorífica proveniente del sol evapora parte del agua que está en las superficies libres (lagos, mares, etc.), en la red hidrográfica y en la superficie del suelo. De igual manera una parte del agua que está en la zona no-saturada del suelo se evapora directamente o se absorbe por las plantas las cuales a su vez le devuelven a la atmósfera en forma de vapor mediante el mecanismo de transpiración. Estos fenómenos son generalmente designados con el término de evapotranspiración. En cuanto al agua que se ha infiltrado en las zonas más profundas de la corteza terrestre y que alimenta las capas acuíferas, puede alcanzar más profundidad, o pasar a alimentar el flujo de los ríos, o retornar directamente a los mares a causa de la percolación, donde se inicia nuevamente el ciclo.

La Figura 2.1 es una representación del ciclo hidrológico.

De la anterior descripción se desprende lo siguiente:

- Las fuentes principales de energía que mueven el ciclo del agua a través de sus diferentes fases son la energía calorífica proveniente del sol y la energía gravitacional.

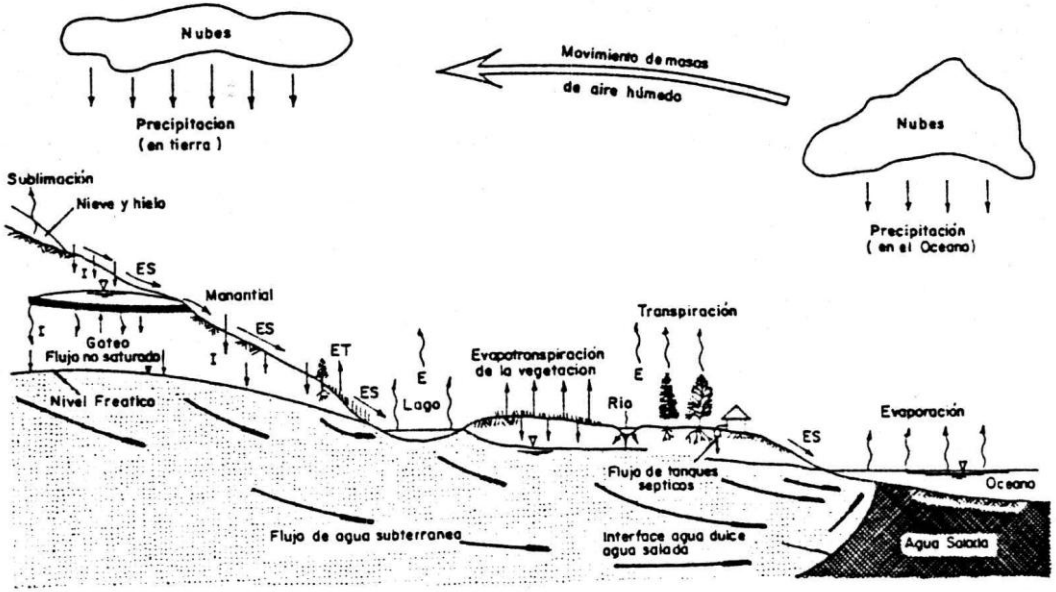


FIGURA 2.1. El ciclo hidrológico.

Las fases del ciclo son las siguientes:

Precipitación (P)
Evapotranspiración (ET)
Escorrentía superficial (ESD)
Infiltración (I)

En el desarrollo de estos procesos el agua se encuentra, como ya se anotó, en diferentes estados y en distintos almacenamientos. Así una partícula de agua que dé el ciclo completo y que se encuentra en el océano pasa, en razón de la evaporación, a la atmósfera en forma de vapor; después de un cierto tiempo se condensa y cae a la superficie bajo la forma de lluvia y luego como escorrentía superficial o subterránea, puede volver al mar. Ligado a lo anterior aparece un concepto importante cual es el de tiempo de residencia que da una idea del orden de magnitud del tiempo medio que una partícula de agua permanece en cada emplazamiento. En la Tabla siguiente aparecen los tiempos medios de residencia.

TABLA 2.1 Tiempos medios de residencia.

Emplazamiento	Tiempo medio de residencia
Océano	3000 años
Ríos	15-20 días
Lagos de agua dulce	10 años
Lagos de agua salada	150 años
Zona no-saturada del suelo	Semanas a años
Casquetas polares y glaciares	Miles de años
Agua subterránea	Decenas a miles de años
Atmósfera (vapor de agua)	8-10 días

Puede verse cómo el ciclo del agua tiene lugar en tres medios diferentes que son: la atmósfera, la superficie del suelo y el subsuelo. Estos tres niveles

definen a su vez tres campos de estudio: la hidrometereología o estudio de las aguas atmosféricas, la hidrología de superficie y la hidrología subterránea, todos ellos fuertemente relacionados.

2.2. BALANCE DE AGUA PARA UNA CUENCA HIDROLÓGICA

Un balance hídrico ya sea global, ya sea a nivel de una cuenca o de una zona más reducida (un acuífero por ejemplo) se establece siempre sobre la base de la ecuación de continuidad:

$$\text{Entradas} = \text{Salidas} \mp \text{Variación de almacenamiento}$$

Esta ecuación se aplica igualmente para un tiempo cualquiera, considerándose que para tiempos relativamente grandes la variación de almacenamiento es prácticamente despreciable y que por consiguiente las entradas son iguales a las salidas.

Considerando la cuenca como un volumen de control, la ecuación de conservación de masas se puede escribir en términos de volumen como:

$$\frac{dV}{dt} = I - O \qquad (2.1)$$

Donde: V, volumen de agua dentro del volumen de control; t , tiempo; I, volumen que entra y O, volumen que sale del volumen de control, respectivamente.

Si se considera la representación esquemática de una cuenca, figura 2.2, la ecuación de balance puede escribirse así:

$$\frac{dV}{dt} = P - ESD + q_{we} - EVP - q_{ws} \qquad (2.2)$$

Donde:

P: precipitación

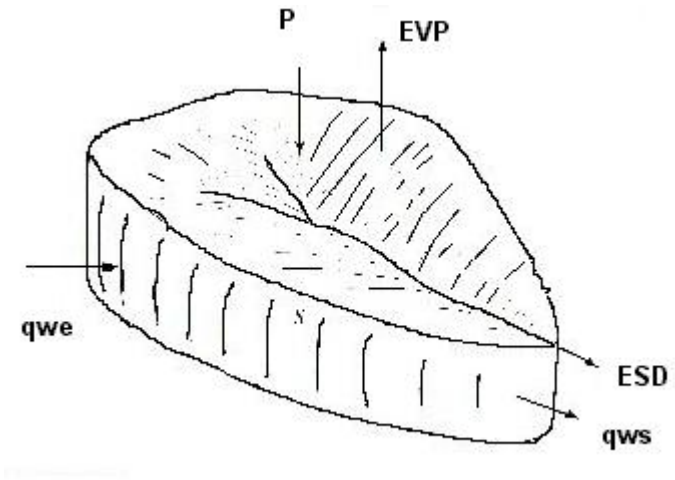


FIGURA 2.2 . La cuenca como volumen de control

ESD: escorrentía superficial directa
EVP: evapotranspiración real
q_{we}: flujo subterráneo que entra
q_{ws}: flujo subterráneo que sale.

Todos los anteriores términos se pueden expresar en unidades de $[L^3T^{-1}]$. Así el caudal, Q, de una corriente se puede expresar como:

$$Q = ESD + q_{ws} \qquad (2.3)$$

Ahora, si el balance se considera sobre un período de tiempo suficientemente largo ($t \geqq 1$ año) donde, la variación en el almacenamiento sea despreciable ($dV/dt=0$), se puede obtener de las ecuaciones 2.2 y 2.3:

$$Q = P - EVP - q_{wE} \qquad (2.4)$$

Frecuentemente q_{we} es despreciable y la ecuación anterior se puede escribir como:

$$Q=P-EVP \qquad (2.5)$$

Conviene aclarar que no siempre los límites geográficos de la cuenca hidrográfica son los límites de los acuíferos, ver Figura 2.3. Si existen estructuras geológicas permeables, hay necesidad de considerar los aportes q_{we}, en la ecuación de balance.

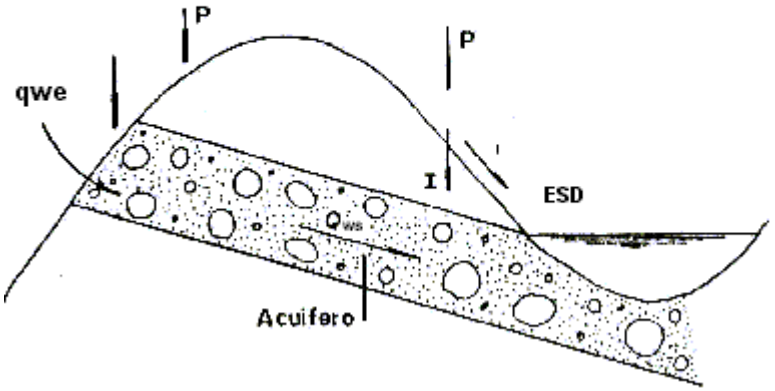


FIGURA 2.3 Mecanismo de aporte de aguas de otras cuencas.

Hay que tener en cuenta también los posibles aportes o pérdidas hacia las capas profundas. Sin embargo, para estas capas el ciclo hidrológico es mucho más largo que para las capas acuíferas superficiales y no está ligado por lo tanto al ritmo climático actual. Ese ciclo hidrológico es de orden geológico (de algunos milenios a centenas de miles de años. La variación de las reservas de

las capas profundas presenta una duración superior a la del período considerado para hacer el balance y por consiguiente no es tenida generalmente en cuenta.

Una de las variables que presenta mas dificultad para su determinación en el ciclo hidrológico es la evapotranspiración real, la cual es el efecto combinado de la evaporación del agua del suelo y la transpiración a través de las plantas y seres vivos.

La transpiración es variable en el tiempo y en el espacio; en el tiempo por que está afectada por factores climáticos tales como la radiación solar, vientos, temperatura, etc., y es también variable en el espacio ya que cada tipo de planta evapora agua a distinta intensidad, dependiendo del suelo y latitud en que se encuentren.

Para predecir con certeza la evapotranspiración real se deben conocer tanto la humedad del suelo como la transpiración provocada por las plantas. Un parámetro que mide la humedad es la capacidad de campo, que el grado de humedad de una muestra que ha perdido su agua gravífica o agua que puede circular por efecto de la gravedad. La capacidad de campo puede suponerse igual a la humedad cuando se somete a una presión de 0.1-0.3 bares.

En el cálculo de la infiltración eficaz, definida como la lámina de agua que alcanza la zona saturada, la capacidad de campo juega un papel muy importante ya que solo después de que el suelo alcance una humedad igual a esta capacidad se produce una recarga hacia la capa saturada.

La intensidad de agua transpirada puede exceder la intensidad de agua de suministro del suelo, o superar la capacidad de conducción del agua de los tejidos vegetales entre las raíces y las hojas. Si esta situación persiste se reduce el contenido de agua de los tejidos vegetales y la planta se marchita (Norero, 1984).

El punto de marchitez será el contenido de agua existente en el suelo que no

es potencialmente aprovechable por la planta. La poca agua que la planta adquiere se debe a altas tensiones de succión por las raíces lo cual incide en bajos rendimientos de producción de follaje. El punto de marchitez puede determinarse de manera similar a la de la capacidad de campo en el laboratorio, sometiendo la muestra a una presión de 15 atmósferas y hallando después su grado de humedad. (SAI, 1987 y UNESCO, 1981).

La capacidad de campo depende obviamente del tipo de suelo. Por ejemplo en la zona del cercano oriente Antioqueño, (Rionegro, La Ceja, Marcella, Guarne, Santuario) se tiene un perfil de suelo, tal como se muestra en la Figura 2.4 (Universidad Nacional de Colombia, 1996). En este tipo de suelo la capacidad de campo es del 40.36 % y el punto de marchitez el 22.96 %.

La tabla 2.2 muestra capacidades de campo y puntos de marchitez para diferentes tipos de suelos.

TABLA 2.2 Capacidad de campo y punto de marchitez

TEXTURA SUELO	CAPACIDAD CAMPO	PUNTO MARCHITEZ
Arenoso	9%	2%
Arenoso-franco	14%	4%
Franco arenoso-limoso	23%	9%
Franco arenoso +materia orgánica	29%	10%
Franco	34%	12%
Franco arcilloso	30%	16%
Arcilloso	38%	34%
Arcilloso con buena estructura	50%	30%

La disponibilidad de agua en el suelo está limitada por la magnitud de transpiración por esto se hace necesario distinguir entre evapotranspiración

máxima o potencial y evapotranspiración real.

La evapotranspiración potencial se define como la evapotranspiración que realmente ocurrirá sobre una determinada área, si el suministro de agua es ilimitado tanto para el estoma de las plantas como para la superficie del suelo. Se ha encontrado que este valor es función esencialmente de las variables meteorológicas y de la rugosidad de la superficie del suelo.

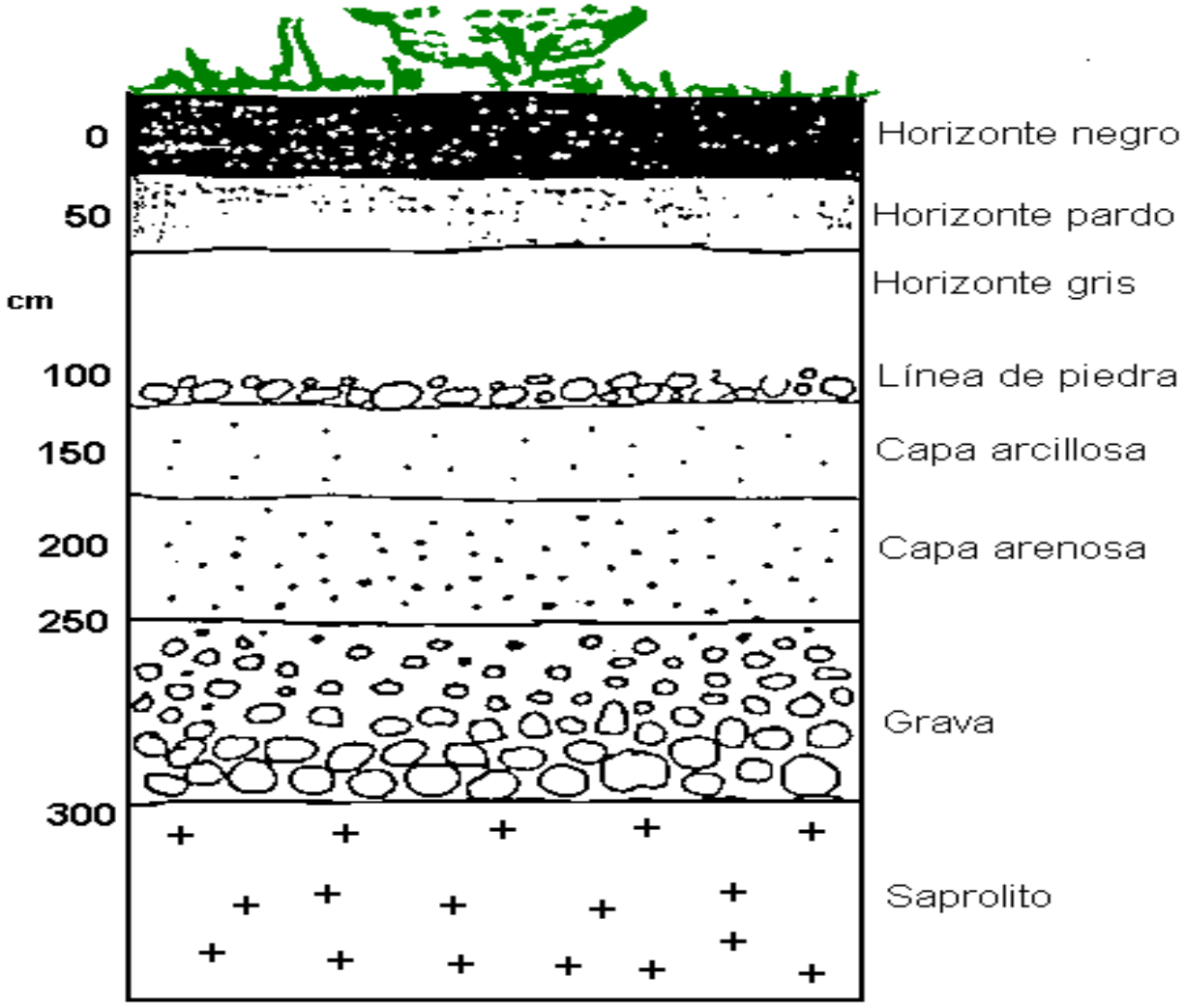


FIGURA 2.4 Perfil del suelo en una zona del oriente antioqueño.

La evapotranspiración desde la superficie libre de agua de un lago podría ser

un ejemplo de la evapotranspiración potencial. Esta variable es una de las que más influyen el cálculo de la recarga y su estimación confiable es uno de los retos actuales de la hidrología.

Existe en la literatura gran cantidad de métodos para calcular o estimar la evapotranspiración ya sea por métodos directos o métodos indirectos. Uno de los métodos directos más populares son los tanques evaporímetros. El más común es *El Tanque Evaporímetro Clase A,* utilizado por el U.S Water Bureau. Es un depósito cilíndrico de chapa galvanizada con un diámetro de 120 cm y 25.4 cm de altura, instalado sobre un enrejado de madera, a unos 15 cm del suelo. El nivel del agua debe mantenerse en días sucesivos entre dos señales a 20 y 17.5 cm del fondo del recipiente. La medición se efectúa apoyando en un tubo de nivelación un tornillo micrométrico que tiene un extremo en forma de gancho cuya punta se enrasa con el nivel del agua.

La evaporación (E) procedentes de lagos y embalses se estima a partir de los datos del evaporímetro, por :

$$E = K_T \cdot E_T \qquad (2.6)$$

donde E_T es la evaporación desde el recipiente o tanque de evaporación y K es un coeficiente del tanque evaporímetro. El coeficiente del tanque varía de 0.6 a 0.8 siendo el valor más usado de 0.7. El valor de K depende de factores tales como la velocidad del viento, la humedad relativa, y distancia del tanque a zonas con vegetación. Hay una gran variación en el valor del coeficiente empírico, K, debido a estos factores, pero el método puede proporcionar una primera aproximación, muy útil, de la evaporación anual en un lago. La Tabla 2.3 da valores de este coeficiente (McWhorter y Sunada, 1977).

Existen numerosos métodos indirectos para estimar la evapotranspiración potencial y la real, todos basados en parámetros climáticos tales como la

TABLA 2.3 Valores de coeficiente K_T de tanque (McWhorte y Sunada, 1977).

		Coeficiente K		
		Humedad Relativa %		
Viento km/día	Longitud de zona cultivada en dirección del viento	20 - 40	40 - 70	> 70
Ligero< 170 km/d	0	0.55	0.65	0.75
	10	0.65	0.75	0.85
	100	0.70	0.80	0.85
	1000	0.75	0.85	0.85
Moderado 170-425 km/d	0	0.50	0.60	0.65
	10	0.60	0.70	0.75
	100	0.65	0.75	0.80
	1000	0.70	0.80	0.80
Fuerte 425-700 km/d	0	0.45	0.50	0.60
	10	0.55	0.60	0.65
	100	0.60	0.65	0.70
	1000	0.65	0.70	0.75
Muy fuerte > 700 km/d	0	0.40	0.45	0.50
	10	0.45	0.55	0.60
	100	0.50	0.60	0.65
	1000	0.55	0.60	0.65

humedad relativa, número de horas de sol, velocidad del viento, etc.. El IDEAM (Dobrea y Guzmán, 1977) hizo un estudio de la evapotranspiración en Colombia y su estimación, usando parámetros climáticos.

Como resultado de este trabajo, J .B. García y J. D. López, 1970, proponen la siguiente expresión:

$$EPT = 1.21 \times 10^{n} \cdot (1 - 0.01 \cdot H_R) + 0.21 \cdot T - 2.30 \qquad (2.7)$$

$$n = \frac{7.45 \cdot T}{234.7 + T}$$

$$H_R = \frac{H_{R(\text{medida a las 8:00 a.m})} + H_{R(\text{medida a las 14:00 p.m})}}{2}$$

donde :

EPT : Evapotranspiración potencial (mm/día).
T : Temperatura media diaria del aire en °C.
HR : Humedad relativa media diurna (%).

Existen además otras expresiones empíricas basadas en correlaciones entre la evapotranspiración y parámetros climáticos para una región en particular. Ejemplo de estas, son la fórmula de Thornthwaite desarrollada para una región del este de los Estados Unidos, la fórmula de Blaney Criddle desarrollada para una región árida del oeste americano y muchas otras como la de Turc. En recientes trabajos hechos en la Universidad Nacional, sede de Medellín se han empleado además, la ecuación propuesta por Cenicafé y la evapotranspiración real se halla transformando la potencial por medio de la ecuación de Budyko. Estas fórmulas se presentan a continuación.

- ***Turc Modificado.***

$$ETP = K\left(\frac{T}{T+15}\right)\left(R_g + 50\right) \tag{2.8}$$

para una humedad relativa media mensual superior al 50% y

$$ETP = K\left(\frac{T}{T+15}\right)\left(R_g + 50\right)\left(1 + \frac{50 - H_R}{70}\right) \tag{2.9}$$

para una humedad relativa media mensual inferior al 50%.

ETP es la evaportranspiración real en mm/mes, K es una constante igual a 0.40 para meses de 30 y 31 días, 0.37 para el mes de febrero y 0.13 para 10 días, T es la temperatura media mensual en grados centígrados, Rg es la radiación solar global incidente del mes considerado expresada en cal/cm²/día.

- ***Ecuación de Cenicafé.***

Obtenida por el Centro Nacional de Estudios del Café a partir de correlacionar los valores obtenidos de aplicar el método de Penman a los datos de las estaciones climáticas en Colombia (Jaramillo, 1989). Su cálculo es sencillo, ya que, la ETR, sólo depende de la altura sobre el nivel del mar.

$$ETR = 4.658 \exp\left(-0.0002\ h\right) \tag{2.10}$$

ETR es la evaporación potencial en mm/día y h es la cota sobre el nivel del mar en m.

- ***Ecuación de Thornthwaite***

$$ETP = 1.6\left(10\frac{T}{I}\right)^{a} \tag{2.11}$$

ETP es la evaporación potencial en cm/mes, T es la temperatura media mensual en grados centígrados, I es el índice calórico anual dado por:

$$I = 12\left(\left(\frac{T_{anual}}{5}\right)^{1.514}\right) \tag{2.12}$$

El exponente a está dado en función de I como se muestra a continuación,

$$a = \left(675 \cdot 10^{-9}\right)I^{3} - \left(771 \cdot 10^{-7}\right)I^{2} + \left(179 \cdot 10^{-4}\right)I + 0.492 \tag{2.13}$$

- ***Budyko.***

$$ETR = \left[ETP \cdot P \cdot \tanh\left(\frac{P}{ETP}\right)\left(1 - \cosh\left(\frac{ETP}{P}\right) + \operatorname{senh}\left(\frac{ETP}{P}\right)\right)\right]^{1/2} \qquad (2.14)$$

ETR es la evaporación real, P es la precipitación, ETP es la evaporación potencial en mm por el período considerado. Esta ecuación será utilizada para transformar los registros de ETP (Evapotranspiración potencial) a ETR (Evapotranspiración real) que es la que interesa en el momento de realizar el balance.

La Tabla 2.4 es un ejemplo de la discrepancia de valores hallados por las diferentes metodologías. Los datos que se usaron fueron los de la estación La Selva, del IDEAM, en Rionegro Antioquia.

Una revisión completa de todos estos métodos con sus ventajas y desventajas, y su aplicación en Colombia puede verse en la referencia, Universidad Nacional de Colombia, 1997.

TABLA 2.4 Valores promedios multianuales de ETP (Universidad Nacional de Colombia, 1996).

Método	ETP (mm)
Blaney	1169.51
Chistiansen	782.87
García y López	733.80
Hargreves	873.71
Thornthwaite	736.63
Tanque K=1.0	1206.83
Tanque K=0.8	965.44

EJEMPLO 2.1

Una pequeña isla del Caribe con una superficie de 5.400 km² recibe una precipitación promedia anual de 1350 mm. La isla es esencialmente plana y compuesta de un limo meteorizado altamente permeable. Este tiene una alta capacidad de infiltración que previene una excesiva escorrentía. El acuífero descarga al mar. La isla no está desarrollada y no se usan cantidades significativas de agua por el hombre. La isla está cubierta con pastos, freatofitas y otras plantas. Las freatofitas comprenden el 35% de la superficie. El coeficiente de uso de agua para los pastos es de 0.6. La evaporación de un tanque clase A USWB localizado a unos 10 m del terreno donde hay pasto es 1905 mm

El viento es moderado y la humedad relativa promedio es 78%. Estimar la descarga anual del acuífero al mar (Tomado de McWhorte y Sunada, 1977).

Solución:

Como la capacidad de infiltración del limo meteorizado es muy alta, se supone que toda la precipitación se infiltra inmediatamente; en las aguas ya infiltradas se produce una evapotranspiración causada por el tipo de plantas que se tienen, pastos y freatofitas. Si se considera un período de un año, donde no hay cambios en la cantidad de agua almacenada el balance puede establecerse así:

$$P = ET + q$$

donde:

P	:	Precipitación.
ET	:	Evapotranspiración real.
q	:	Descarga al mar.

Además:

$$ET = ET_{pastos} + ET_{freatofitas}$$

Si la evaporación se estima como en este caso con un tanque evaporímetro, se

tiene que:

$$E = K_T E_T$$

donde:

K_T : Coeficiente de Tanque.
E_T : Evaporación en el tanque.
E : Evapotranspiración real.

El coeficiente de tanque K_T, depende de condiciones como velocidad del viento, humedad, distancia del tanque a la vegetación que según la Tabla 2.2 ese coeficiente de tanque es 0.75, lo que implica que la evaporación debida a pastos y a freatofitas es:

$$ET_{Pastos} = 190.50 \times 0.75 \times 0.65 \times 0.60$$
$$ET_{Pastos} = 55.72 \text{ cm}$$

$$ET_{Freatofitas} = 190.50 \times 0.75 \times 1.00 \times 0.35$$
$$ET_{Freatofitas} = 50.00 \text{ cm}$$

O sea que la recarga, R, es:

$$R = q = P - ET$$
$$q = 135.00 - 55.72 - 50.00$$
$$q = 29.30 \text{ cm}$$

En el ejemplo anterior la infiltración eficaz se calculó directamente de la ecuación de balance hídrico. Cuando se tiene una corriente instrumentada, la llamada curva de recesión puede servir para estimar la infiltración pues es un hecho bien reconocido en hidrología que el caudal en períodos sin lluvia proviene del agua de los acuíferos cercanos a la corriente.

Una de las formas más conocidas de esta ecuación es:

$$q(t) = q_0 \, e^{-k\,t} \qquad (2.13)$$

donde :

$q(t)$: Caudal en un tiempo t
q_0 : Caudal inicial
k : Constante de recesión.

Se ha demostrado que la constante de recesión k depende de parámetros morfométricos de la cuenca y de parámetros del acuífero adyacente al cauce. En una zona del departamento de Antioquia se hizo un estudio sobre curvas de recesión (Blandón y Saldarriaga, 1997) y se encontró el coeficiente de recesión como una función del área, densidad de drenaje, ancho y pendiente promedio de la cuenca. El ejemplo 2.2 muestra como puede utilizarse la curva de recesión para el cálculo de la infiltración efectiva.

EJEMPLO 2.2

La Figura 2.5 muestra el hidrograma del río Axe en Inglaterra en los años 1964-1965. Su cuenca tiene un área de 7.03 millas^2, una precipitación anual de 39" y una evaporación real de 19".

a) Determinar la componente del agua subterránea y expresarla en forma de porcentaje y de pulgadas de infiltración efectiva sobre la cuenca.

b) Qué tan significativa es la infiltración efectiva. (Propuesto en Rodríguez, 1981).

Solución:

Inicialmente se separa el flujo base de la escorrentía superficial directa, tal como muestra la línea punteada en la Figura 2.5. Midiendo el área total bajo el hidrograma se encuentra un volumen total de 638.323.200 pies^3.

Convirtiendo este valor a lámina de agua se tiene:

$$L = ESD + Ie$$
$$L = V/A$$

Donde:

L	:	Lámina de agua.
ESD	:	Escorrentía superficial directa.
Ie	:	Infiltración eficaz o flujo base.
V	:	Volumen en pies^3.
A	:	Area de la cuenca.

$$L = \frac{638.323.200}{7.03 \times 5280^2} \quad \rightarrow \; L = 39''$$

El flujo base es aproximadamente un 82.2 % del total, o sea que:

Ie = Componente agua subterránea = 0.822 × 39 = 32 pulgadas.

Para establecer el balance se tiene que tener en cuenta que la escorrentía superficial (ESD) mas la infiltración (Ie) constituyen el caudal (Q), como se mide en la corriente en cualquier tiempo (t). La ecuación de balance queda entonces así:

$$P = E + ESD + Ie$$
$$39 = 19 + 39.$$

Lo anterior implica que 19 pulgadas vienen de otra cuenca, debido tal vez a una disposición litológica especial.

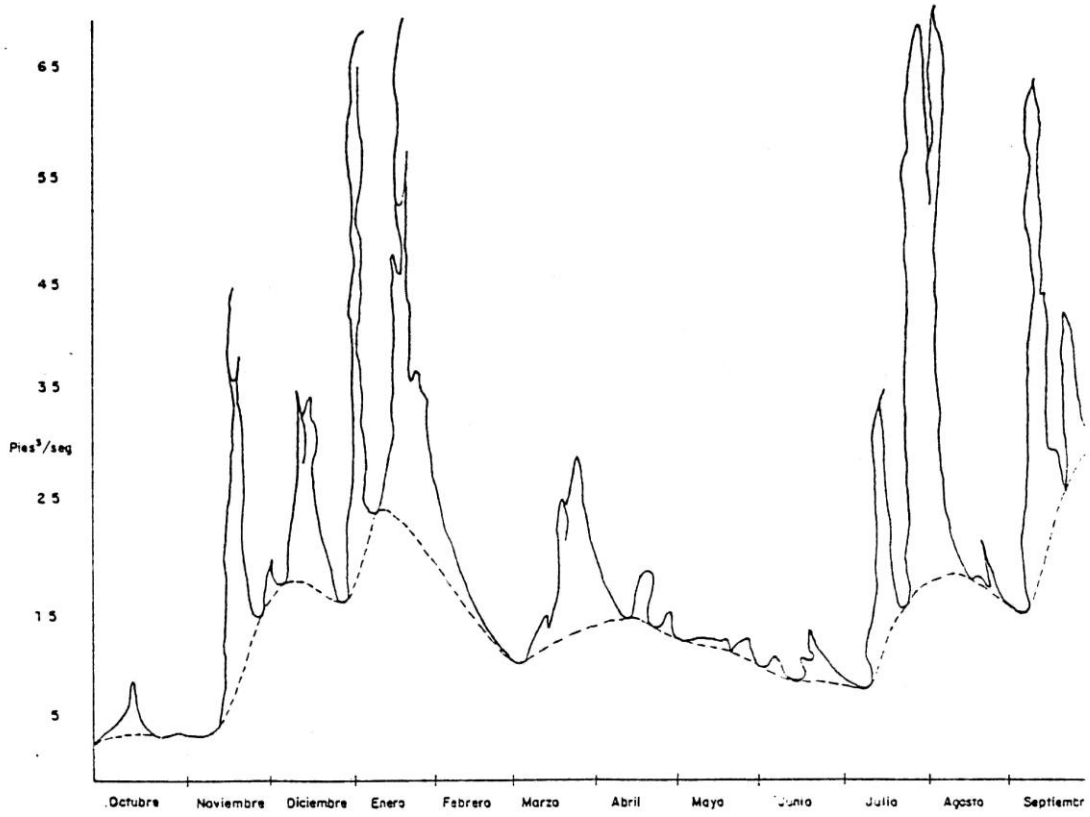


FIGURA 2.5 Hidrograma del río Axe (Inglaterra)

2.3. EL AGUA SUBTERRÁNEA EN COLOMBIA

En Colombia, el Instituto Nacional de Investigaciones Geológico-Mineras (INGEOMINAS), organismo responsable de los estudios de agua subterránea en el país, elaboró el mapa hidrogeológico de Colombia en escala 1: 2'500.000. Dividió el país en provincias hidrogeológicas a nivel regional y halló las áreas potencialmente acuíferas y la calidad química del agua subterránea. En el país se ha considerado el valle del río Cauca como el principal acuífero, debido a su alta producción y espesor. Se encuentran en el valle sedimentos de material grueso con permeabilidad alta a moderada, productos de un relleno aluvial cuaternario de aproximadamente 200 m de espesor, desarrollándose allí acuíferos regionales de tipo semiconfinado y confinado. Los rendimientos fluctúan entre 30 y 130 l/s.

En el Urabá Antioqueño existen acuíferos formados de areniscas y conglomerados con sedimentos, con rendimientos que oscilan entre 25 - 50 l/s.

Recientemente se terminó un estudio preliminar del potencial acuífero de los municipios del oriente de Medellín; El Retiro, La Ceja, Rionegro, Guarne, El Carmen de Viboral, y Marinilla y se estimó una reversa potencial de cerca de 540×10^6 m³ de agua (Universidad Nacional de Colombia, 1996).

La Sabana de Bogotá constituida por rocas sedimentarias, tiene también un alto potencial de agua subterránea. Actualmente se tienen registros de unos 2800 pozos con caudales que oscilan entre 1 y 40 l/s (Huggett, 1988).

La Isla de San Andrés, depende para abastecimiento de agua dulce, casi que exclusivamente de las aguas subterráneas. En ésta región se ha producido una intensa explotación de sus acuíferos, constituidos por rocas calizas y sedimentos originados de estas. Esto ha ocasionado un proceso acelerado de intrusión marina, que producirá en un futuro no muy lejano, la pérdida de este recurso si no se toman las medidas necesarias, Se ha calculado que el nivel seguro de explotación del acuífero son 3500 m³/d y actualmente se

tienen niveles de explotación muy cerca a ésta cifra (Angel, 1993).

Día a día, cobra más importancia la utilización del recurso agua subterránea en Colombia y necesario por esto emprender campañas que permitan el conocimiento de nuevos potenciales y un adecuado manejo del agua subterránea para evitar en el futuro, la pérdida de este recurso tan esencial.

2.4. OTROS ORÍGENES DEL AGUA SUBTERRÁNEA

Además del ciclo del agua ya descrito, las aguas subterráneas pueden tener otros orígenes diferentes. Las aguas subterráneas originadas en el ciclo del agua se denominan aguas vadosas o meteóricas, las otras se denominan de acuerdo a su origen:

- "Precipitaciones ocultas" son aguas que provienen de la condensación del vapor de agua atmosférico en los poros del suelo.

- Aguas juveniles que son aquellas de origen profundo, como es el caso de un magma granítico que al enfriarse expulsa un pequeño volumen de agua. Estas aguas provienen del interior de la tierra y nunca han estado en contacto con la superficie.

- Aguas fósiles que son aguas vadosas atrapadas en el terreno y que permanecen en él durante miles de años. Es el caso de las aguas en el Sahara que se estima entraron al acuífero hace 300.000 ó 400.000 años.

- Aguas geotermales que son aguas vadosas que siguen un camino complicado, calentándose en las zonas profundas y volviendo a subir a la superficie.

- Aguas marinas que son las aguas del mar que han invadido recientemente los sedimentos costeros.

La explotación de una cuenca subterránea puede empezar con unos pocos pozos, pero si la demanda aumenta este número puede incrementarse, aumentando el caudal bombeado. Si éste es mayor que la recarga natural y si el bombeo continúa sin cambios, pueden abatirse los niveles fréaticos; pero si las entradas y salidas de una cuenca pueden regularse, un acuífero puede funcionar óptimamente de manera indefinida, igual que lo hace un embalse superficial..

TABLA 2.5 Comparación entre embalses subterráneos y embalses superficiales.

Superficiales **Desventajas**	**Subterráneos** **Ventajas**
Dificultades en encontrar sitios disponibles.	Muchos sitios disponibles sin necesidad de ocupar áreas superficiales
Pérdidas altas por evaporación	Prácticamente no hay pérdidas.
Pueden fallar súbitamente.	No hay riesgo de falla.
Pueden contaminarse fácilmente.	Usualmente tienen aguas puras, aunque puede ocurrir contaminación.
El agua debe ser transportada.	El sistema permite el transporte de agua sin necesidad de tubos y canales.
El agua puede fluir por gravedad.	El agua debe ser bombeada.
Usos múltiples.	Usados sólo para almacenamiento y transporte.
Aguas poco mineralizadas.	El agua puede tener gran porcentaje de minerales.
Grandes caudales.	Caudales limitados.
Relativamente fáciles de investigar y manejar.	Costosos y difíciles para investigar y manejar.

Superficiales **Desventajas**	**Subterráneos** **Ventajas**
Recarga depende de la precipitación.	Recarga depende de la infiltración.

Es usual considerar los pro y los contra de embalses subterráneos y embalses superficiales. Las ventajas y desventajas de cada sistema, se pueden resumir de acuerdo a la Tabla 2.5

Capítulo 3

LA GEOLOGÍA RELACIONADA CON LA OCURRENCIA Y MOVIMIENTO DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS

Según Maxey (1964), la hidrogeología puede definirse como el estudio de las interacciones entre el agua y la disposición geológica del suelo. El agua subterránea involucra el estudio de aquella parte del agua del ciclo hidrológico en los primeros miles de metros de la corteza terrestre. En este capítulo se discutirán los factores geológicos básicos relacionados con el estudio de las aguas subterráneas.

3.1. CONTROLES GEOLÓGICOS

Se considera como agua subterránea aquella parte del agua del ciclo hidrológico que está bajo la superficie del terreno, a presiones mayores que la atmosférica (Davist, De Wiest, 1966). Esta agua subsuperficial satura el medio a través del cual se mueve y en el cual es almacenada. No se incluye como agua en el medio saturado, aquellos pequeños cuerpos de agua transitorios que pueden ser el resultado de infiltraciones muy altas durante períodos muy lluviosos. Su ocurrencia se da en varios tipos de espacios abiertos en las rocas, tales como fisuras, intersticios entre los granos, fracturas y diaclasas; debido a las diferencias de presión hidrostática esta agua, está en continuo movimiento. Se puede decir entonces que la existencia, movimiento y almacenamiento del agua subterránea están controlados por la secuencia, litología, espesores y estructura de los materiales que forman la tierra.

El movimiento y la capacidad de almacenamiento son controlados por la permeabilidad (que mide la habilidad del agua para moverse a través del medio poroso) y la porosidad (relación de vacíos y volumen total de material). Se puede definir, entonces, un acuífero como una unidad litológica que contiene agua en cantidades apreciables y que además la deja circular.

Los acuíferos pueden presentarse en cuatro distintas formaciones geológicas:

a) Depósitos de gravas y arenas no consolidadas, intercalados frecuentemente con estratos de limos y arcillas, con pocas unidades de carbonatos.

b) Formaciones consolidadas y semiconsolidadas de conglomerados y areniscas, que tienen permeabilidad y porosidades primarias (intergranulares) y secundarias (fracturas y diaclasas).

c) Formaciones carbonatadas que tienen fisuras y fracturas, que pueden ensancharse por disolución. Tienen porosidades y permeabilidades primarias muy pequeñas.

d) Rocas ígneas y metamórficas con fisuras y fracturas que permiten el almacenamiento y circulación del agua.

3.1.1. Conductividad y porosidad. Los espacios abiertos, vacíos o intersticios en las rocas son los receptáculos para almacenamiento y circulación del agua subterránea. Son de dos tipos:

a) Poros intergranulares (primarios): se encuentran en rocas sedimentarias clásticas consolidadas o no.

b) Poros que resultan de fisuras y fracturas, formando dos grupos:

- Rocas estratificadas fisuradas que pueden sufrir disolución, formando canales a lo largo de las fracturas y planos de estratificación

(evaporitas, calizas, carbonatos).

- Rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias, que son capaces de almacenar y transmitir agua por medio de las fisuras y fracturas.

La manera como esos poros están intercomunicados entre sí define lo que se denomina permeabilidad o conductividad hidráulica, que mide la "habilidad" del agua para circular por los diferentes formaciones geológicas. Lo anterior significa que un material puede tener porosidad muy alta (Arcillas) y sin embargo su permeabilidad ser nula, ya que los poros no están intercomunicados.

3.2. EFECTOS DE LA ESTRATIGRAFÍA Y LA SEDIMENTACIÓN

En una región dada las formaciones sedimentarias se disponen unas sobre otras como una pila de libros. Ellas mismas son estratificadas y consisten en una sucesión de capas o lechos, que yacen unos sobre otros. Ver Figura 3.1. Estas capas pueden diferir en composición textura y grado de consolidación. La estratificación refleja los cambios en las condiciones físicas y químicas que ocurren durante la depositación.

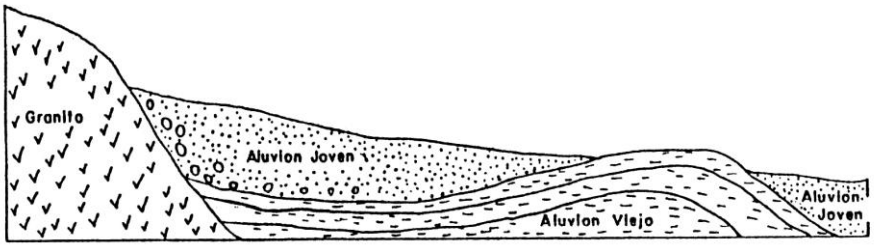


FIGURA 3.1 Estratificación de una roca.

Muchas unidades sedimentarias persisten a través de áreas grandes, sin embargo cambian gradualmente de un lugar a otro, reflejando diferencias locales en el ambiente geológico. Por ejemplo un río deposita material grueso en las partes altas de la cuenca y materiales finos en las partes bajas.

La inclinación o buzamiento de los estratos puede deberse a depositación en pendiente o a deformaciones posteriores. Los depósitos aluviales tienen ligeros buzamientos con dirección aguas abajo de las corrientes y los depósitos lacustres o costeros, y se vuelven casi horizontales a medida que se alejan de la costa.

Lo anterior implica la necesidad de conocer la disposición de los estratos para determinar las zonas de permeabilidades altas con sus respectivos espesores.

3.3. CONTROLES ESTRUCTURALES

3.3.1. Plegamientos. En muchas regiones los estratos han sido deformados, por efecto de movimientos de la tierra, quedando plegamientos irregulares. Los principales tipos son:

- Sinclinales: pliegues cóncavos hacia abajo, con las rocas más jóvenes hacia el centro de la curvatura. Ver Figura 3.2.

- Anticlinales: pliegues convexos hacia arriba con las rocas más antiguas hacia el centro de la curvatura. Ver Figura 3.3.

Estos plegamientos introducen mucha incertidumbre en la localización de pozos productivos, siendo necesario obtener datos de campo en muchos puntos de un área dada, para obtener un mapa que muestre las unidades más permeables y la posición de los niveles piezométricos.

3.3.2. Fisuras y fracturas. Las fisuras ocurren generalmente en rocas duras y masivas como resultado de esfuerzos de tracción y compresión producidos por los movimientos de la tierra.

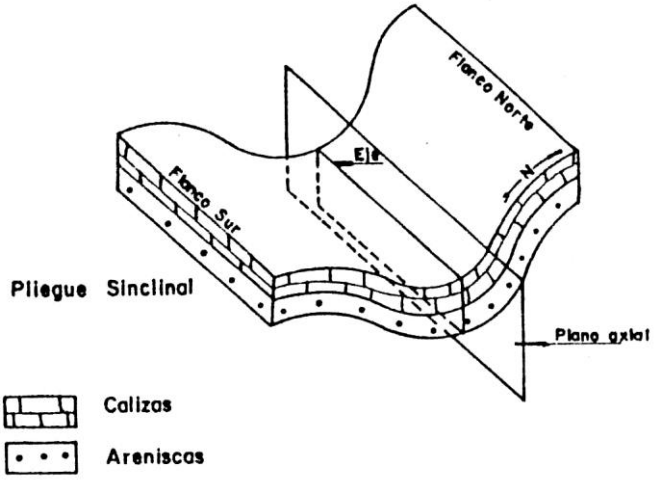


FIGURA 3.2 Sinclinal.

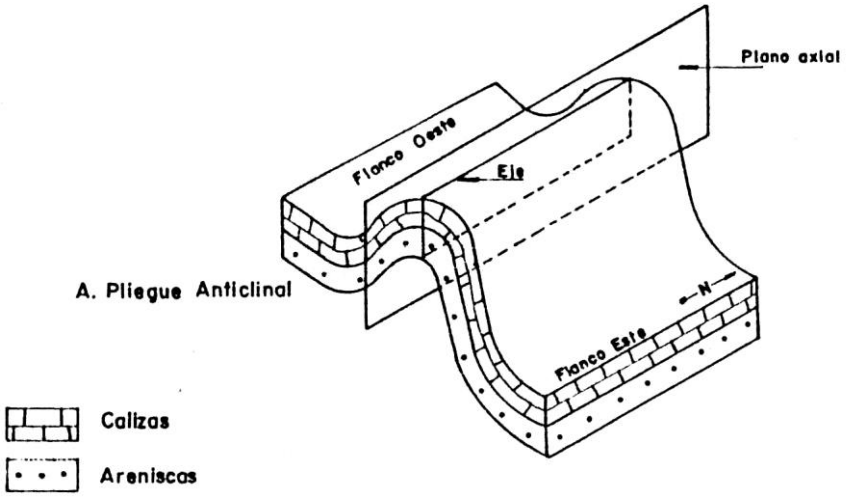


FIGURA 3.3 Anticlinal.

El espaciamiento y continuidad de las fisuras y fracturas es muy variable. Las fisuras verticales son importantes "ductos" conductores de agua. Donde hay un estado de fisuración bien desarrollado, el espaciamiento de este tipo de fisuras según datos de campo puede variar entre tres y siete pies, y puede alcanzar profundidades hasta 50 pies. Las fisuras horizontales son más espaciadas que las verticales, decreciendo en número con la profundidad. Su continuidad rara vez excede los 150 pies (Meinzer, 1923). Se desarrollan más en las pendientes que en los valles.

3.3.3. Fallas. Una falla es una zona de fractura a lo largo de la cual hay desplazamientos diferenciales. Las fallas son de tres tipos: normal, inversa y de rumbo. Ver Figura 3.4.

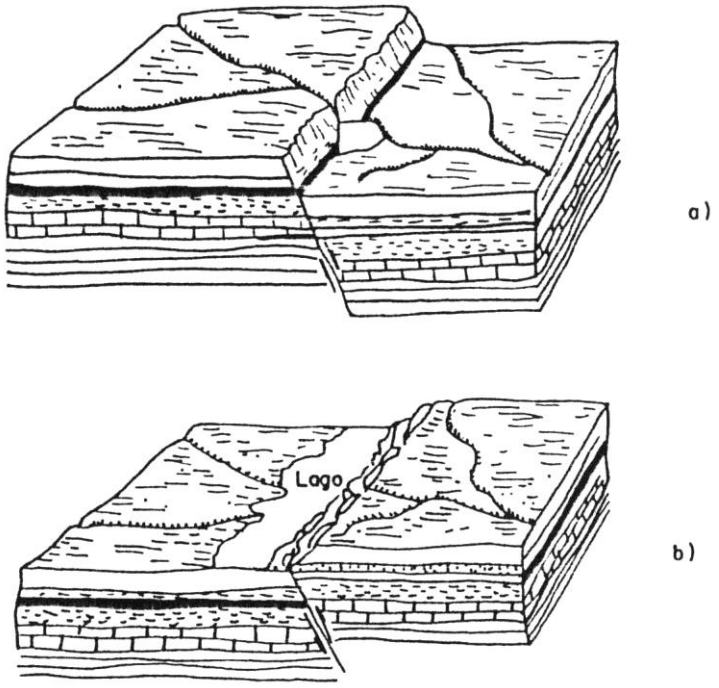


FIGURA 3.4 Tipos de falla: a) Falla normal. b) Falla inversa.

Las fallas pequeñas afectan muy poco el agua subterránea a menos que como las fracturas, sirvan de pequeños lugares de almacenamiento. Las fallas de extensión, desplazamiento y profundidades considerables, afectan la distribución y posición de los acuíferos. Pueden actuar, ya sea como barreras o como conductos de agua, Figura 3.5.

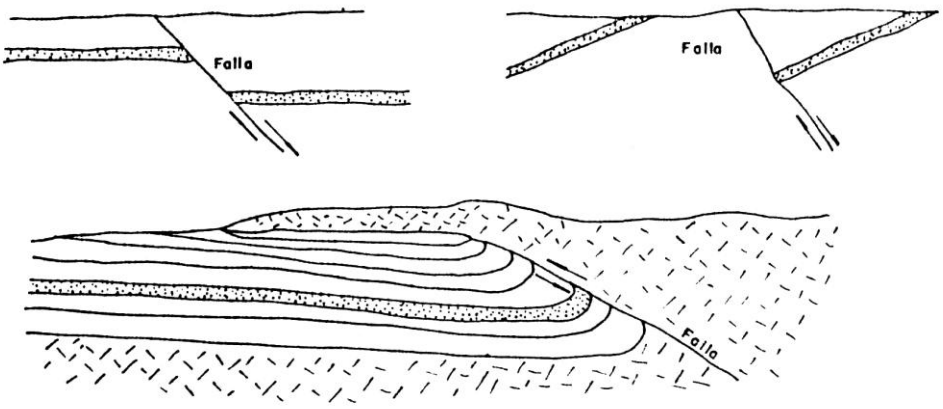


FIGURA 3.5 Posibles efectos de una falla sobre la posición de los acuíferos.

En vez de una falla simple y bien definida, puede haber una zona de falla con numerosas fallas paralelas y masas de rocas fracturadas y pulverizadas, llamada brecha de falla. Tales zonas pueden también servir como conductos o barreras para el agua (Tolman, 1937).

Las fallas afectan las condiciones del agua subterránea, no solamente desplazando unidades de alta permeabilidad, sino también modificando la altitud y topografía de la superficie en los lados opuestos de la falla. Por ejemplo, el lado elevado de una falla, puede producir una escarpa. También puede haber cambios que se traducen en la depositación de material altamente permeable en el lado bajo de la falla, causado por erosión de las rocas expuestas en el lado superior, tal como se observa en la Figura 3.6.

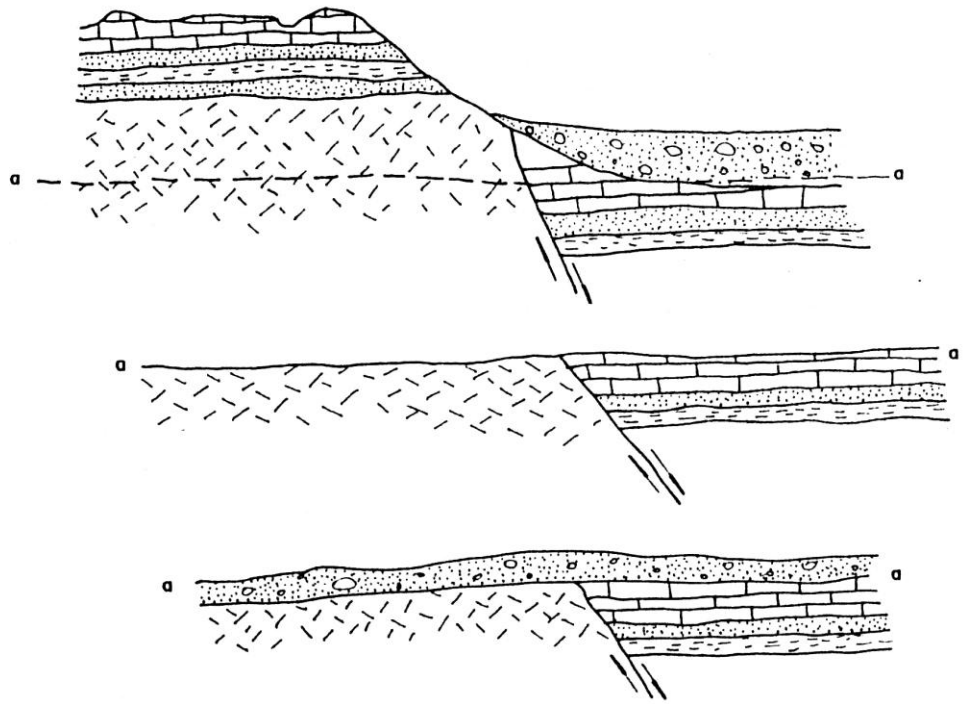


FIGURA 3.6 Acuíferos formados por la erosión de las escarpas (Meinzer,1923).

Con el tiempo, la erosión de la escarpa puede remover cualquier evidencia topográfica de su existencia. Eventualmente puede ser cubierta por depositación de sedimentos jóvenes sobre el área.

La depositación de material a lo largo de la falla reduce la permeabilidad. Sin

embargo las fallas también pueden actuar como conductos para el flujo. En regiones donde éstas tienen profundidades considerables, las fisuras y fracturas asociadas a ellas permiten el ascenso del agua, dando origen a las llamadas aguas termales.

3.4 LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS EN LAS ROCAS ÍGNEAS Y METAMÓRFICAS

Pocas tareas hay tan difíciles en la hidrogeología como elegir con acierto el emplazamiento de los pozos en formaciones ígneas y metamórficas. Los cambios bruscos que pueden presentarse en la litología y en la estructura de estos terrenos, dificultan la prospección hidrogeológica. Además las pequeñas fracturas, que son en este tipo de rocas las que proporcionan el caudal en los pozos, no son fácilmente detectables por técnicas geofísicas normales.

Las muestras de rocas metamórficas y plutónicas no alteradas presentan siempre una porosidad total inferior al 3% y casi siempre inferior al 1%. Las permeabilidades son tan pequeñas que pueden considerarse como nulas desde el punto de vista práctico. Sin embargo a través de fracturas y zonas descompuestas pueden desarrollarse considerables porosidades y permeabilidades. La permeabilidad de campo en este tipo de rocas puede ser del orden de 1000 veces la permeabilidad medida en el laboratorio.

Las permeabilidades debidas al fracturamiento de rocas no alteradas oscilan a partir de una cierta profundidad, entre 0.001 y 10 m/día.

La meteorización química de las rocas cristalinas produce el llamado saprolito, con porosidades que pueden variar entre 40 - 50 %. Este material como un embalse subterráneo, almacenando el agua infiltrada, y alimentando el caudal que circula por fisuras y fracturas en este tipo de rocas.

En regiones sometidas a una meteorización fuerte, los efectos de la

descomposición meteórica de las rocas pueden extenderse hasta profundidades superiores a los 100 m. Sin embargo las profundidades mas frecuentes, en las que estos efectos son apreciables están entre 1.5 - 15 m. La alteración superficial de la roca puede dar lugar a formaciones muy sueltas que alcanzan porosidades totales superiores al 35%. Por esta razón la porosidad disminuye con la profundidad. En general, en las rocas parcialmente descompuestas, las mayores permeabilidades se encuentran por debajo de la zona en que abunda el material de tamaño arcilla.

Muchas rocas metamórficas y un número reducido de rocas plutónicas, contienen minerales carbonatados, que son susceptibles de ser rápidamente disueltos por el agua circulante.

La permeabilidad media de las rocas plutónicas y metamórficas disminuye a medida que la profundidad aumenta, fundamentalmente por dos razones:

- El peso de las capas superiores.
- Efectos menores de la meteorización.

Las diaclasas, fallas, y demás fracturas tienden a cerrarse en profundidad por efecto del peso de materiales supradyacentes.

Entre los agentes de alteración y descomposición superficial que originan permeabilidad en rocas plutónicas y metamórficas se encuentran los deslizamientos, los asentamientos y la erosión superficial la cual produce un efecto de recarga en las rocas infrayacentes, la descomposición química, las raíces de las plantas, la acción del hombre. Los deslizamientos y asentamientos afectan sólo zonas poco profundas y pueden dar lugar a la aparición de zonas de material detrítico suelto, que actúan a modo de área de recarga y pueden llegar a constituir excelentes acuíferos. La descomposición química actúa generalmente a profundidades menores de 100 m. La acción del hielo y las raíces es efectiva sólo a pocos metros de profundidad.

En general en casi todos los pozos excavados en rocas plutónicas y

metamórficas, los caudales de explotación son bajos. Están comprendidos entre 0.5 - 1.5 l/s.

En una misma región puede haber diferencias de caudales de un sitio al otro, que suelen ser debidas más al grado de alteración y fracturación que a las diferencias de composición mineralógica y textura. Los mayores caudales corresponden a rocas carbonatadas, donde la circulación del agua tiende a ensanchar las fracturas por disolución de los cristales de calcita y dolomita.

Un mismo tipo de roca puede proporcionar caudales diferentes aún en la misma unidad geológica. Se obtienen por lo general mayores caudales en climas húmedos que en climas secos por razones obvias de recarga. Se ha comprobado que la topografía en las regiones de rocas metamórficas y plutónicas es un factor importante por considerar en los trabajos de prospección, Figura 3.7. La ausencia de aguas subterráneas en las pendientes escarpadas o cerca de ellas se explica por el hecho de que en estas zonas la erosión ha barrido gran parte de la superficie de alteración, desposeyéndolas así de sus niveles porosos y permeables.

En general la calidad del agua subterránea suele ser excelente. Se encuentran excepciones en el caso de regiones áridas donde puede haber concentración de sales, por efecto de la evaporación y en lugares donde el agua salada ha emigrado hacia el interior de las fracturas.

Las aguas procedentes de las rocas ricas en dolomita y de los mármoles suelen poseer durezas entre moderadas y elevadas.

La contaminación biológica del agua subterránea constituye un problema en zonas donde el suelo que recubre las formaciones acuíferas tiene poco espesor o está ausente. A pesar de que las fracturas pueden tener frecuentemente espesores menores de 1 mm, los organismos patógenos se desplazan en estos acuíferos con una facilidad mayor que en los acuíferos aluviales normales.

Las rocas volcánicas que se cristalizan en la superficie producen altas

porosidades asociados con flujos de lava y piroclastos . Las cenizas volcánicas tiene porosidades altas, lo que las convierte en zonas importantes para la recarga de los acuíferos.

3.5. LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS EN ROCAS SEDIMENTARIAS

Las arcillas, limolitas, argilitas y otra serie de rocas detríticas de grano fino, representan aproximadamente el 50% de todas las rocas sedimentarias. Le siguen en importancia las areniscas, luego los conglomerados, los yesos, los chert, tilitas y las diatomitas. Estas rocas también tiene porosidades y permeabilidades de las formaciones.

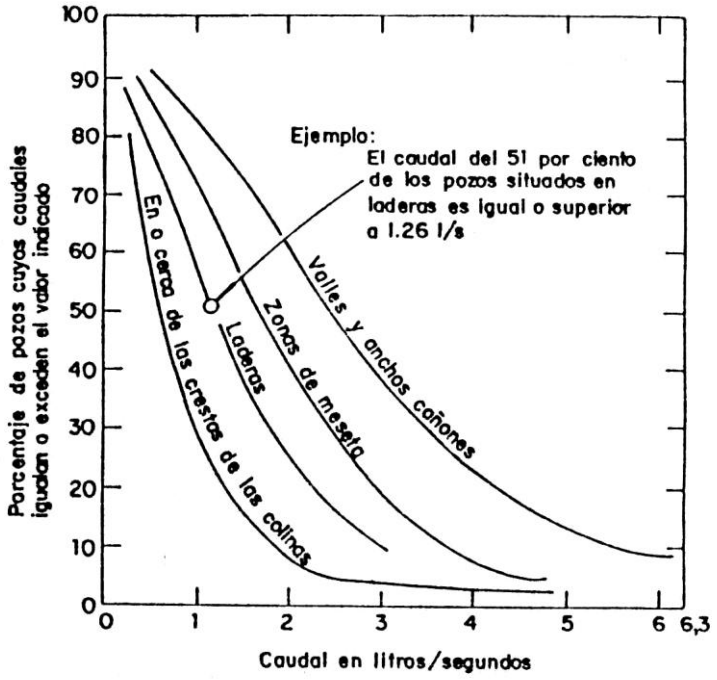


FIGURA 3.7 Pozos productivos y su relación con la topografía (Citado en Davis et al, 1971).

El espesor medio de los estratos de las formaciones sedimentarias suele estar comprendido entre unos pocos centímetros y algunos metros. Aunque la alternación de capas de arcilla, caliza y arenisca, suele ser la secuencia estratigráfica más frecuente, puede ocurrir que cada estrato individual sea tan potente, que los pozos no lleguen a atravesar mas que un solo tipo de roca, a pesar de que pueden tener profundidades mayores de 100 m.

La mayor parte de las rocas detríticas de grano fino poseen porosidades altas, pero bajas permeabilidades. Frecuentemente, este tipo de rocas constituye barreras para el movimiento del agua; sin embargo es un error común creer que a través de estos lechos confinantes no hay ningún desplazamiento de agua. El gran volumen que ocupa los espacios porosos de las rocas de grano fino permite el almacenamiento de grandes cantidades de agua. Aunque de los pozos situados en ellas, no se puedan extraer grandes volúmenes de agua, a veces es posible provocar un drenaje a través de ellas hacia los acuíferos confinados. Por esta razón el agua almacenada en arcillas y rocas afines debe ser tenida en cuenta, particularmente en los casos en que haya diferencias piezómetricas importantes entre los acuíferos y las formaciones confinantes, permitiendo un drenaje vertical de estas últimas.

En las areniscas la porosidad total varía entre un 5 y un 33%. El factor que más influye es el tipo de cemento. Las más comunes son la arcilla, la calcita, la dolomita y el cuarzo.

La permeabilidad de las areniscas suele ser de una a tres veces menor que la permeabilidad de los correspondientes sedimentos no consolidados ni cementados. Mientras que la arena media tiene una permeabilidad entre 1 - 30 m/día, los valores para las areniscas correspondientes de grano medio varían entre 1 mm - 0.5 m/día. La permeabilidad en las rocas carbonatadas puede variar desde menos de un mm/día en el caso de las calizas ricas en minerales de arcilla, hasta varios miles de metros por día en el caso de brechas groseras,

apenas cementadas. Posiblemente la mayor transmisibilidad de casi todas las calizas es debida a la presencia de grietas y fracturas ensanchadas por efecto de disolución del agua.

La mayor parte de los pozos abiertos en rocas sedimentarias moderadamente compactadas posee caudales entre 0.05 - 30 l/s. Las rocas de grano fino proporcionan caudales del orden de 0.5 l/s. Las areniscas entre 0.5 - 15 l/s y las calizas entre 0.5 -1.5 l/s. En rocas sedimentarias compactadas, las zonas mas favorables para la explotación de aguas subterráneas se sitúan a lo largo de zonas de falla y en regiones profundamente fracturadas.

3.5.1 Depositos Aluviales. Son formados por los materiales transportados por los ríos. Los acuíferos ubicados en este tipo de depósitos son una fuente importante de agua potable. La figura 3.7 ilustra la morfología y variación en depósitos formados por ríos trenzados y meándricos. Estos depósitos tienen gran variabilidad en sus propiedades hidráulicas. Los ríos trenzados se forman en topografías donde los sedimentos tienen gran cantidad de gravas y arenas y las velocidades son significativas debido a pendientes grandes. El alineamiento variable de los canales y barras puede crear depósitos extensos de arena y gravas y depósitos más pequeños de limos y arcillas que llenan canales abandonados. Los ríos meándricos y sus correspondientes llanuras de inundación también forman depósitos de gravas y arenas, sin embargo, los depósitos de limos y arcillas son mucho más abundantes que en ríos trenzados. La prospección se aguas subterráneas en este tipo de ambientes es díficil debido a la alta variabilidad de los caudales y fuentes de sedimentos (Freeze, 1979).

3.5.1.1 Aluviones en valles tectónicos. Muchos valles son producto más de la actividad tectónica que de la erosión fluvial o glacial. El levantamiento de los macizos montañosos forma cuencas. La erosión de las montañas produce sedimentos que son transportados a los valles formando laderas y abanicos aluviales. Los valles también se pueden formar por caídas de grandes cantidades de corteza producidas por fallas de bloque. Los sedimentos de este tipo de ambientes son gruesos , con conductividades hidráulicas altas que dan

lugar a buenos acuíferos.

3.5.2 Rocas carbonatadas. Rocas carbonatadas como la limolita y la dolomita estan formadas principalmente por minerales como la calcita y la dolomita con pequeñas cantidades de arcilla. Estas rocas son solubles en agua

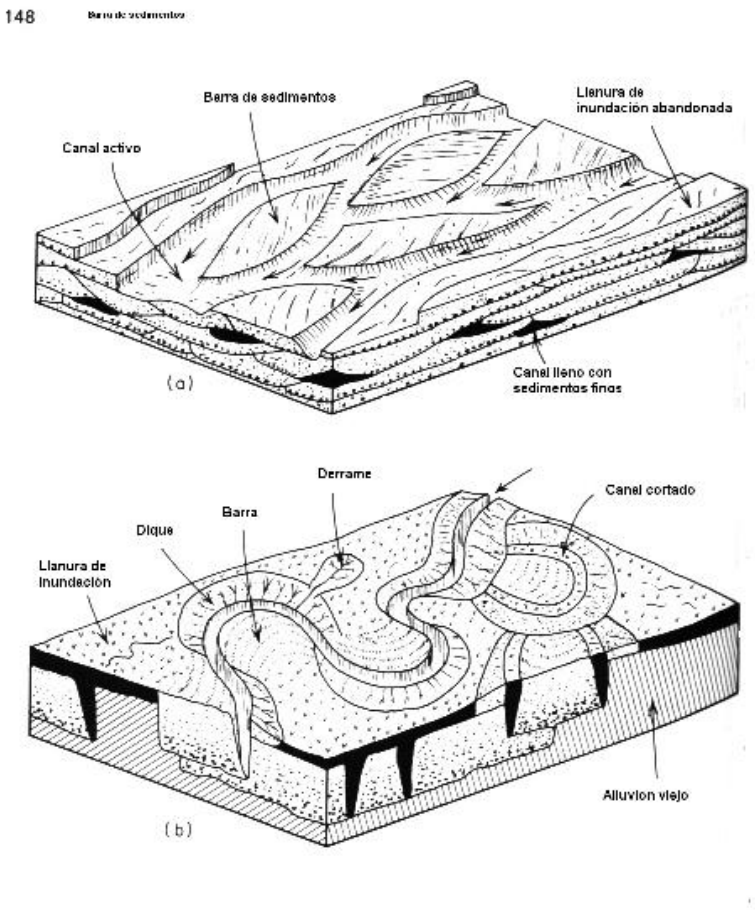


FIGURA 3.7 Naturaleza de los depósitos formados en a) ríos trenzados;b) Llanuras de inundación de ríos meándricos (Allen, 1970)

y su disolución causa ensanchamientos de planos de contacto, fracturas , fisuras y fallas. Este tipo de rocas puede dar lugar a lo que se conoce como topografía carstica, que debe su nombre a la llanura de Kras en Eslovenia (antigua Yugoeslavia) localizada a lo largo de la costa nororiental del mar Adriático donde dicha topografía está extraordinariamente desarrollada.

Como resultado de esta solubilidad y de varios procesos geológicos a través del tiempo se forman paisajes propios de este tipo de terrenos, caracterizados por depresiones (llamadas dolinas), cárcavas, corrientes intermitentes y ríos subterráneos. Las superficies freáticas em muchas zonas cársticas son casi planas debido las altas conductividades hidráulicas. Para la formación de Karst se requieren las siguiente condiciones: a) existencia de un ambiente adecuado para el desarrollo de los procesos y fenómenos cársticos, b) movimientos tectónicos y descomposición y meteorización de la superficie del terreno, c) presencia del agua como agente meteorizante (Milanovic, 1981)

En las veredas El Plan, Media Luna y Perico de Medellín y Envigado, se han identificado geoformas cársicas en el cuerpo ultramáfico Dunitas de Medellín donde la disolución de la roca a través de planos de debilidad como fracturas y fallas ha creado una red de drenaje subterránea (Herrera,2003). Herrera, verificó la importancia de estas formaciones en el aporte de caudal a varias quebradas de la zona; la figura 3.8 presenta un esquema de funcionamiento de este sistema.

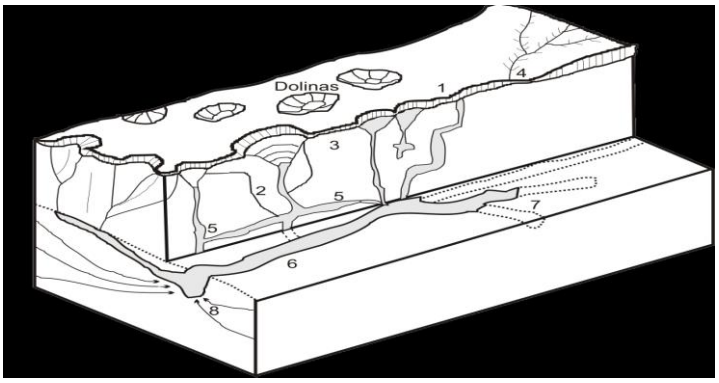


FIGURA 3.8 Funcionamiento de un sistema cárstico (Herrera 2003)

Capítulo 4

LOS ACUÍFEROS COMO EMBALSES SUBTERRÁNEOS

Para considerar una formación como acuífera es necesario que se presenten dos condiciones: una formación hidrogeológica permeable o embalse y la presencia de agua subterránea. El término agua subterránea, designa toda el agua contenida o circulante en el embalse subterráneo.

La liberación de agua del acuífero se debe a la acción de la gravedad (acuífero libre) o a la descompresión (acuífero confinado). Las dos condiciones están en interacción permanente, pero para facilitar su análisis se estudiaran en este capítulo por separado.

Desde un punto de vista hidrogeológico, se pueden definir dos grandes clases de rocas de acuerdo a su comportamiento hidrológico:

- Rocas porosas o con intersticios, caracterizadas por estar formadas por granos de formas y dimensiones muy diversas, que dejan entre ellos vacíos de muy pequeñas dimensiones llamados poros. Estos poros pueden ser ocupados por líquidos o gases.

- Rocas fisuradas que son rocas compactas cuyos vacíos más importantes son esencialmente fisuras o grietas abiertas. También se les llama rocas fracturadas.

- Hay algunas rocas que presentan características intermedias entre los dos tipos anteriores, como lo son ciertos tipos de rocas calcáreas.

Es decir que las rocas contienen en general un porcentaje de vacíos que

pueden ser ocupados por líquidos, principalmente agua, y gases, en particular aire y vapor de agua. La existencia de dichos vacíos constituye lo que se denomina la porosidad. Además de la existencia de los poros, es necesario considerar la interconexión que existe entre ellos y que es lo que permite la circulación del agua, fenómeno que se denomina permeabilidad.

Estos dos grandes tipos de vacíos permiten diferenciar la existencia de acuíferos en dos tipos de rocas, desde un punto de vista hidrogeológico:

- En las rocas no consolidadas.
- En las rocas compactas fisuradas.

La Tabla 4.1 presenta la clasificación según los tipos de vacíos.

TABLA 4.1 Clasificación hidrogeológica de los acuíferos.

Escalas	Tipos de Vacío		Tipos de Medio	
Microscópica: 1/10 - 1 mm	Poros	Intercristal Intergranos	Poroso	Continuo
	Microfi-suras	Diaclasas Fisuras	Fisurado	
Macroscópica > 1 mm	Macrofi-suras	Canales y cavidades en Karst	Fisurado	No continuo

El estudio de los vacíos, fundamental para la identificación de la estructura del acuífero, reposa fundamentalmente en técnicas de campo y de laboratorio. Las técnicas de laboratorio aplicadas a muestras de terreno, comprenden análisis granulométricos, estructurales, medidas de porosidad.

Los estudios de campo comprenden prospecciones geológicas, por medio de análisis estructurales, además de sondeos y estudios de geofísica.

En resumen los dos métodos de estudio de los vacíos son:

- La granulometría para las rocas no consolidadas, que se hace en laboratorio

- El análisis estructural para las rocas compactas y fisuradas realizado tanto en el campo como en el laboratorio.

4.1. LA GRANULOMETRÍA

Una roca no consolidada está constituida por un ensamblaje de partículas sólidas o granos. Sus características geométricas son el diámetro y la superficie y las del acuífero son su distribución y disposición. El análisis granulómetrico tiene como fin la medida de los diámetros de los granos y los parámetros granulométricos.

4.1.1. Clasificación granulométrica. Las dimensiones de los granos de las rocas no consolidadas se clasifican de una manera continua. El análisis granulométrico ordena los granos, de acuerdo a tamices de tamaño estándar. Una clasificación común es la que se presenta en la Tabla 4.2.

Para el análisis granulométrico de una muestra de suelo se hace pasar ésta por una serie de tamices con mallas de distintos tamaños, ordenados de tamaño mayor a menor. Posteriormente se procede a pesar la cantidad de material que es retenida sobre cada tamiz, y con los resultados obtenidos se pueden trazar dos tipos de curvas:

- La curva granulométrica
- La curva acumulativa

TABLA 4. 2 Clasificación granulométrica.

Clasificación			**Diámetro de los granos en mm**
Gravas, piedras, bloques			Superior a 16
	Grava Gravilla		2 a 16
Tamices		Grueso	0.50 a 2.0
	Arena	Media	0.25 a 0.5
		Fina	0.06 a 0.25
Limo			0.06 a 0.002
Arcilla			<0.002

La curva acumulativa es la más utilizada en hidrogeología y consiste en llevar los datos a un diagrama semi-logarítmico, en el cual el eje de las abscisas es en escala logarítmica y el eje de las ordenadas en escala aritmética. Los tamaños de los diámetros de los granos se reportan en valores descendentes sobre el eje de las abscisas y en las ordenadas los porcentajes acumulados, con respecto al peso total de la muestra que pasa a través de cada tamiz. Esto da lugar a una curva descendente, Figura 4.1. También pueden tomarse los porcentajes acumulados retenidos sobre cada tamiz, obteniéndose así una curva ascendente.

Para la interpretación de la curva, se pueden considerar dos aspectos principales:

- La posición de la curva que permite determinar las características predominantes en el material (si se trata de un suelo principalmente compuesto de arenas, gravas, etc.), Figura 4.1.

- La pendiente que permite saber la uniformidad del material: a mayor pendiente más uniforme es la granulometría.

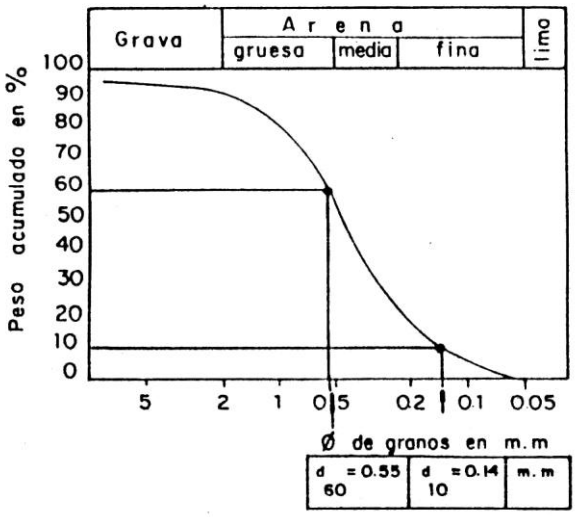


FIGURA 4.1 Curva granulométrica acumulada.

4.1.1. Parámetros granulométricos. Hay una serie de parámetros que además de permitir comparar unas curvas con otras, permiten igualmente caracterizar la posición de la curva y el grado de homogeneidad de la granulometría. Dichos parámetros son los siguientes:

- El diámetro eficaz d_{10} que es aquel para el cual el 10% del peso de la muestra tiene un diámetro inferior.

- El diámetro d_{60} diámetro para el cual el 60% del material tiene un diámetro menor.

- Coeficiente de uniformidad CU definido como la relación d_{60}/d_{10}. La granulometría es tanto más homogénea cuanto menor es este coeficiente, y mientras más próximo esté a la unidad, mayor es la porosidad del material. Se dice que la granulometría es uniforme cuando CU < 2 y variada o heterogénea si CU >> 2.

4.2. LA POROSIDAD

La porosidad es una medida del espacio intersticial de una roca y por consiguiente, de la cantidad de fluido que el medio puede almacenar.

En general se distinguen dos tipos de porosidad:

1) Porosidad total o verdadera n que se define como la relación entre el volumen de los vacíos (Vv) y el volumen total de la roca (V), expresado en %.

$$n = \frac{V_v}{V} \tag{4.1}$$

2) La porosidad eficaz o efectiva ne que se define como la relación entre el volumen del agua gravítica y el volumen total V expresada en porcentaje. Esta representa un porcentaje, en general bajo, de la porosidad total.

En mecánica de suelos se utiliza también como un parámetro indicativo de la porosidad de una roca el índice de vacíos e, definido como la relación entre el volumen de vacíos (Vv) y el volumen de sólidos (Vs).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{4.2}$$

Este índice de vacíos está ligado a la porosidad total y expresa, de hecho, una misma propiedad del terreno. Las expresiones que relacionan estos dos parámetros son:

$$n = \frac{e}{1+e} \qquad e = \frac{n}{1-n} \tag{4.3}$$

La porosidad total depende de los siguientes factores principales:

a) La forma de los granos, la cual determina a su vez la forma y

dimensiones de los poros. Así, por ejemplo, un suelo en el cual prevalece la forma esférica tiene una porosidad menor que otro para el cual los granos tienen forma cúbica.

b) La colocación de los granos: por ejemplo, para el caso de granos esféricos existen varios tipos de arreglos posibles, los cuales afectan en forma directa la porosidad, de tal forma que a diámetro igual de los granos la porosidad total es función de la colocación de los granos.

c) La granulometría: mientras más uniforme sea la granulometría mayor es la porosidad. Esto debido a que en los suelos con granulometría heterogénea los granos pequeños tienden a llenar los vacíos que quedan entre los granos de mayor tamaño.

d) El grado de compactación: a causa de una mayor compactación se pueden reducir considerablemente tanto el volumen de los poros como la interconexión entre ellos.

Determinación de los factores. La forma de los granos puede ser determinada en el laboratorio con la ayuda de un microscopio y la granulometría igualmente por medio del análisis granulométrico. La colocación de los granos es de muy difícil determinación debido a que al tomar la muestra generalmente ésta es perturbada.

4.2.1. Valores numéricos de la porosidad. En general la porosidad total de las rocas no compactas varía entre el 5 y el 40%, siendo el valor más frecuente el 15%. Una porosidad mayor de 20% se puede considerar grande, entre el 5% y el 20% es mediana y menor del 5% es pequeña. La Tabla 4.3 presenta valores de porosidad para algunos materiales.

TABLA 4.3 Valores de porosidad para algunas rocas.

Material	Porosidad (%)
Grava	25 - 40
Arenas y gravas	36
Arenas	25 - 50
Limos	35 - 50
Arcillas	40 - 70
Mármoles	0.1 - 0.2
Esquistos	1 - 10
Dolomitas	2.9
Granitos	1.5 - 0.02
Basaltos	0.1 - 2.9

4.2.2. Otros parámetros relacionados con la porosidad.

- Porosidad de superficie. Se define para una sección de un medio poroso cualquiera como la relación entre la superficie de los vacíos y la superficie total.

- Superficie específica. Se define como la relación entre la superficie total de los vacíos y el volumen total del medio.

Como es claro la superficie específica aumenta a medida que el tamaño de los granos es más pequeño. Así mientras para una arena puede valer de 150 a 220 cm^2/cm^3, para una arcilla puede alcanzar varios millones de cm^2/cm^3. Este parámetro reviste una gran importancia en el estudio de los fenómenos que acompañan el comportamiento de la fase líquida en el suelo.

4.2.3. Medidas de la porosidad. Son de varios tipos:

a) En laboratorio sobre una muestra : Se introduce la muestra aislada por parafina o caucho en un líquido y se determina su volumen total V.

Se seca la muestra a 105 - 110 grados centígrados hasta obtener peso constante y se determina el peso de la muestra seca P1.

La muestra se introduce nuevamente en agua hasta su saturación y se determina su peso P2. Figura 4.2.

$$V_v = P2 - P1 \qquad n = \left(\frac{V_v}{V}\right)\%$$

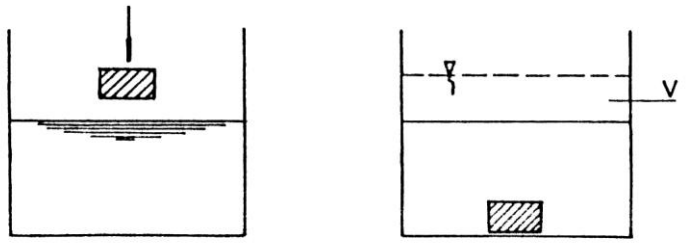


FIGURA 4.2 Determinación del volumen V de una muestra.

b) Medidas in situ. Aunque hay varios métodos para realizar estas medidas: diagrama neutrón, bombardeo del terreno con rayos gamma, velocidad del sonido, el mas común es inferir porosidades a través de medidas de resistividad del terreno, como se explica a continuación. Con excepción de las arcillas, los minerales usualmente presentes en el terreno son aislantes y la electricidad circula en el terreno por medio de la fase líquida. La resistividad es entonces, una función de la porosidad. Se define una factor de formación F así:

$$F = \frac{\text{Resistividad de la roca}}{\text{Resistividad del agua contenida en la roca}} \qquad (4.4)$$

Si se usa el factor F, la geofísica propone la expresión de Archie para encontrar la porosidad total

$$F = \frac{C}{n^m} \tag{4.5}$$

donde C≅1 y m es un factor que depende de la cementación. Varía de 1.3 para las rocas no consolidadas a 2 por las calizas.

La fórmula se puede corregir si existen partículas arcillosas en cantidades conocidas dentro de la roca (Marsily, 1986).

4.3. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL MEDIO PERMEABLE

El medio permeable presenta tres parejas de características físicas:

- Continuidad o discontinuidad
- Isotropía o anisotropía
- Homogeneidad o heterogeneidad

Un medio permeable con vacíos interconectados, en el sentido del flujo, se dice que es continuo. Las rocas porosas y las rocas compactadas, con sistemas de fisuras o fracturas interconectados, se dice que constituyen medios continuos. Las rocas con macrofisuras y las rocas kársticas son medios discontinuos.

Si la resistencia al flujo del agua es la misma en todas direcciones se dice que el medio es isótropo. Si la resistencia al flujo varía de acuerdo a las distintas direcciones se presenta la anisotropía del medio poroso.

El medio se dice que es homogéneo si sus propiedades de isotropía o anisotropía son las mismas en todos los puntos, y es heterogéneo si esas propiedades varían de un punto a otro del medio.

Un medio puede ser isotrópico y heterogéneo a la vez, como puede ser el caso en que la permeabilidad no varíe en ninguna dirección, pero sí varíe en el espacio de un punto a otro.

Las leyes de la hidrodinámica subterránea debido a la complejidad de las ecuaciones generalmente no se aplican sino a medios homogéneos, isotrópicos y continuos. La isotropía y la homogeneidad están ligadas a la escala del dominio considerado. Este dominio, se llama volumen elemental de referencia VER. El tamaño de este VER está comprendido entre dos límites extremos: debe ser tan pequeño como para que el medio se pueda considerar homogéneo e isotrópico y debe ser lo suficientemente grande para permitir la continuidad del escurrimiento y representar las características estadísticas significativas de los parámetros del acuífero.

Las dimensiones del VER pueden variar desde centímetros, hasta kilómetros. Así un acuífero de aluviones puede ser considerado como homogéneo a escala regional. Cortado en volúmenes más pequeños, es heterogéneo y cada volumen es homogéneo.

4.4. CARACTERÍSTICAS Y TIPOS DEL AGUA EN EL SUELO

El agua que se va analizar es toda aquella que se presenta en el suelo, cualquiera sea su tipo y profundidad. Cantidades importantes de agua son retenidas en la superficie de los granos o contra las paredes de las microfisuras por efecto de interacciones agua-roca, mediante fuerzas de atracción molecular y tensión superficial, que se presentan debido a la estructura bipolar de la molécula de agua. La clasificación de los tipos de agua presentes en el suelo está de acuerdo a niveles de energía crecientes, que se necesitan para su extracción: fuerza de la gravedad, fuerza centrífuga, calor, etc. Las fuerzas que ligan las moléculas entre si, son funciones de las características de los campos que existen: campo de la gravedad, campos eléctricos, etc..

No se tendrá en cuenta en este análisis el agua que hace parte de la

composición química de las rocas y que se denomina agua de constitución. En los poros está presente agua en forma de vapor, la cual tampoco será tenida en cuenta.

Un medio poroso puede contener entonces agua de dos tipos diferentes:

- Agua de retención
- Agua gravítica

Esta clasificación se basa en el estudio de las distintas fuerzas a que se pueden ver sometidas las moléculas de agua presentes en los medios porosos. Desde el punto de vista hidrogeológico esta distinción es fundamental ya que no toda el agua que hay en los vacíos de una formación determinada es utilizable en forma efectiva, situación que está ligada al concepto definido anteriormente de porosidad eficaz. La Tabla 4.4, es una clasificación de los diferentes tipos de aguas subterráneas que existen, según los medios y la energía necesaria para su extracción.

TABLA 4.4 Tipos de Aguas Subterráneas.

Tipos de Agua Subterránea			**Medios de extracción**	**Fuerzas ejercidas**
Agua disponible	Agua gravitacional		Goteo Secado a 108 °C	Gravedad Calor
Agua no disponible	Agua de retención	Agua pelicular	Centrífuga	Atracción molecular
		Agua de adsorción	Vacío	

4.4.1. Agua de retención. Es sabido que la molécula de agua en su estructura está polarizada eléctricamente, es decir que ella se comporta como un dipolo tal como lo muestra la Figura 4.3. Los granos que

conforman las rocas también tienen una carga eléctrica natural, sea positiva o sea negativa. A causa de estos dos fenómenos se observan dos consecuencias principales:

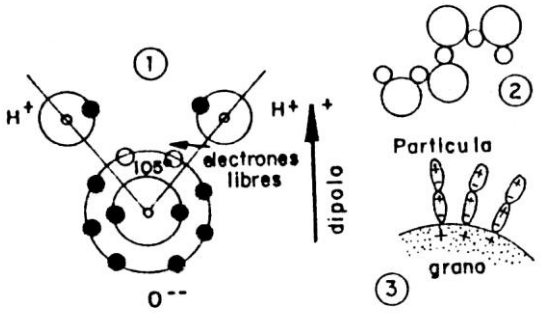


FIGURA 4.3 Representación de una molécula de agua.

- Por una parte hay fuerzas de atracción eléctrica entre los granos del suelo y las moléculas de agua.

- Por otro lado, hay igualmente efectos de atracción molecular entre las moléculas mismas de agua.

Estos dos tipos de atracción dan lugar igualmente a dos clases de agua que, considerados en conjunto, conforman lo que se ha llamado el agua de retención: el agua higroscópica y el agua pelicular.

- Agua higroscópica: es llamada también agua de adsorción y es la que impregna directamente las partículas del suelo. Sólo puede extraerse por medio de la evaporación y no por medios de tipo mecánico.

- Agua pelicular. Este tipo de agua se presenta rodeando los granos del suelo y su agua higroscópica y formando una delgada película de espesor variable que no se desplaza bajo la acción de la gravedad.

Esta agua sólo puede extraerse en el laboratorio sometiendo la muestra de suelo a ultra-centrifugación.

La cantidad de agua pelicular que las rocas pueden contener, varía desde 40 - 45% para las arcillas hasta 1.5 - 3% para las arenas.

En forma general, puede decirse que el agua de retención no es un agua útil ni desde el punto de vista hidrológico ni tampoco para su aprovechamiento por parte de las plantas ya que las fuerzas de retención son superiores a las fuerzas de succión de las raíces.

La cantidad de agua de retención en un suelo depende en lo fundamental de su granulometría, ya que mientras más pequeños sean los granos, más grande es la superficie total de retención (superficie específica) y por lo tanto mayores son las fuerzas de atracción molecular que ligan el agua a los granos.

Desde el punto de vista de la circulación del agua en el suelo, el agua de retención puede ser considerada como constitutiva de la roca misma, ya que, como se anotó antes, las fuerzas que la retienen son fuerzas de carácter distinto a las fuerzas de la gravedad y por lo general, de magnitudes superiores a las de éstas.

Este fenómeno es el que hace que se diferencie la porosidad total de la porosidad eficaz, considerando que el volumen vacío de un medio poroso a través del cual el agua puede circular es inferior a la porosidad total.

Más adelante se verá cómo el concepto de porosidad eficaz se relaciona con la velocidad de circulación del agua en el suelo. Por lo pronto, se puede remarcar el hecho de que un suelo puede ser altamente poroso, es decir tener una alta porosidad total, y sin embargo no presentar buenas características como acuífero debido a su baja porosidad eficaz. Este es el caso general de las arcillas.

El agua capilar también hace parte del agua de retención. En un medio

poroso los vacíos que quedan entre las partículas que lo forman están intercomunicados entre sí y dan origen a toda una serie de pequeños canales o tubos capilares, de trayectorias más o menos caprichosas. Las moléculas de agua se desplazan a través de dichos "tubos", en forma continua y bajo la acción de la gravedad. Se dice por lo tanto que un medio poroso es un medio continuo en el cual el agua se mueve siguiendo las leyes de la hidromecánica subterránea.

En las formaciones permeables el diámetro de dichos tubos capilares varía entre 0.5 y 1 mm y permite un movimiento relativamente rápido del agua; por el contrario, en las formaciones impermeables el diámetro es mucho más reducido, debido entre otras cosas a que el agua de retención ocupa una parte muy importante del espacio vacío, y por consiguiente el movimiento del agua es muy lento.

Ahora bien, dichos "tubos" pueden estar completamente llenos de agua, lo cual ocurre en la zona saturada del suelo, o parcialmente llenos (agua + aire) en la zona aireada. Encima del límite de la zona saturada (superficie piezométrica) se presenta una zona de transición en donde el agua es retenida en los "tubos" por acción de fuerzas llamadas capilares. Estas fuerzas son producto de la tendencia de las moléculas de agua a se absorbidas por los sólidos, combinada con la tensión superficial que resulta del contacto entre el agua y el aire, que son fluidos no miscibles.

El agua que se encuentra sometida a las fuerzas capilares recibe el nombre de agua capilar y la parte ocupada por dicha agua se llama zona capilar. Ahora bien, el agua capilar puede ser de dos tipos según su posición con respecto a la superficie piezométrica: en primer lugar, el agua que se encuentra en la parte inferior de la zona capilar, en contacto directo con la zona saturada y que llena completamente los poros e intersticios capilares y cuyo movimiento se rige por las leyes de la gravedad, se denomina agua capilar continua o sostenida; en segundo lugar, la parte superior de la zona capilar en la cual el agua se encuentra mezclada con aire y vapor de agua y que es retenida exclusivamente por acción de las fuerzas capilares y no se mueve, por lo tanto, por acción de la gravedad, es denominada agua capilar

aislada o suspendida. Esta agua es la que aprovechan las plantas.

El espesor de la zona capilar es bastante irregular y varía constantemente con los cambios en el nivel de la superficie piezométrica y con la magnitud de las recargas debidas a la infiltración.

El agua que se encuentra en esta zona está sometida a presiones negativas producidas por las fuerzas capilares, estas presiones se denominan presiones de succión o capilares. La figura 4.4 ayuda a aclarar este concepto.

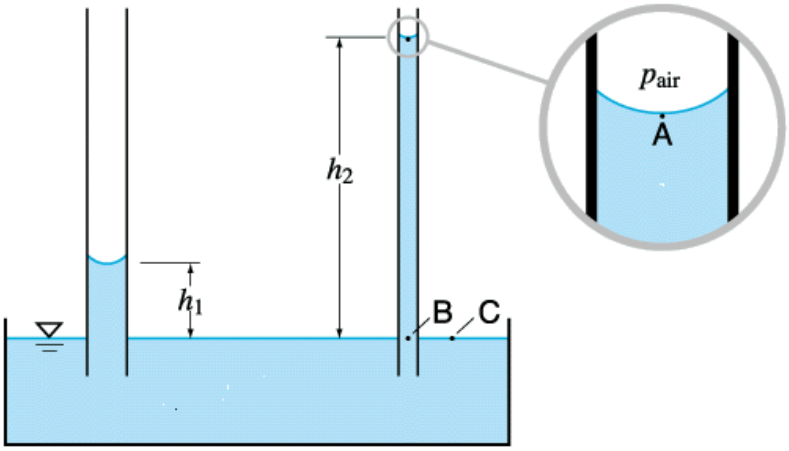


Figura 4.4 Fuerzas capilares (Tomada de Hornberger et al 1998)

En la figura:

$$P_B = P_C = P_{atmosferica} = 0$$
$$P_A = P_B - \rho g h_2$$
$$P_{capilar} = P_{atmosferica} - P_A$$

La altura del agua en los tubos capilares, h_C, es inversamente proporcional a su radio,r; esta relación se puede expresar como:

$$h_C = \frac{0.153}{r} \qquad (4.6)$$

En los tubos capilares coexisten tanto el agua como el aire. Para caracterizar el contenido de agua en esta zona se utiliza varios parámetros. El contenido volumétrico de agua, Θ, llamado también humedad se define como.

$$\theta = \frac{V_W}{V_S} \qquad (4.7)$$

Donde:
V_W: volumen de agua
V_S: volumen de suelo.

La humedad del suelo varía desde cero para suelos completamente secos a valores máximos para suelos totalmente saturados.

El contenido de agua gravimétrico, Θ_g, se define como:

$$\theta_g = \frac{\text{masadeagua}}{\text{masadesuelo sec o}} \qquad (4.8)$$

El porcentaje de saturación, S, se expresa así:

$$S = \frac{\theta}{n} \times 100 \qquad (4.9)$$

La curva de retención de humedad muestra la relación entre el contenido volumétrico de agua,Θ, y la presión capilar. A mayor presión capilar menor contenido de agua. La figura 4.5 muestra curvas típicas para suelos finos y suelos gruesos. En esta figura el valor para el cual la curva se vuelve asintótica al eje de las presiones, S_r, se conoce también como capacidad de campo, definida ya en el capítulo 2.

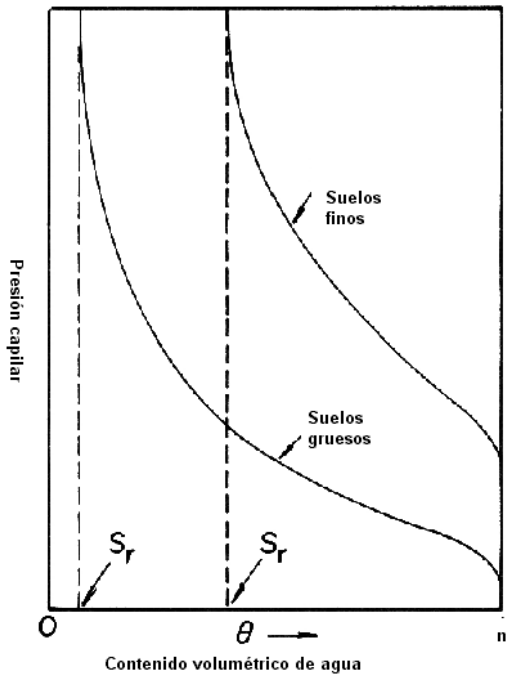


FIGURA 4.5 Curva de retención

4.4.2. Agua gravítica. El resto del agua que llena los poros de una formación geológica y que está sometida a las fuerzas de la gravedad es la llamada agua gravítica, denominada también agua libre o agua de percolación y la única que puede extraerse directamente del suelo por procedimientos mecánicos. Es entonces el agua útil desde un punto de vista hidrogeológico y constituye por lo tanto el agua subterránea propiamente dicha. Su circulación se hace por efecto de las diferencias de gradientes hidráulicos.

Así las reservas útiles de un acuífero están condicionadas por la porosidad eficaz (o verdadera) y ésta a su vez tiene como factor principal la granulometría del material, en particular el diámetro eficaz d_{10}.

Algunos valores de la porosidad eficaz son:

Gravas	25 %
Arena	20 %
Arena fina	10 %
Arcilla + Gravas	5 %
Arcilla	3 %
Aluviones	10 a 20 %

4.5. TIPOS DE ACUÍFEROS

Ya se ha señalado que dos características importantes de las formaciones geológicas desde un punto de vista hidrogeológico son la porosidad, la cual está ligada a la capacidad de almacenamiento de agua en las rocas y la "habilidad" de las mismas a dejar circular dicha agua bajo la acción de la gravedad, capacidad que se denomina permeabilidad.

De esta manera, las diversas formaciones geológicas presentan distintas características en cuanto a su porosidad y a su permeabilidad. Es así como unas tendrán una porosidad relativamente alta y a su vez permiten un fácil movimiento del agua, es el caso, por ejemplo, de los aluviones, las arenas, etc. Otras presentarán una alta porosidad, pudiendo por consiguiente almacenar considerables cantidades de agua, pero sin permitir el fácil desplazamiento de la misma, tal es el caso de la mayoría de las arcillas y limos. Finalmente, habrá otras formaciones que no pueden ni almacenar ni transmitir el agua como lo son ciertas rocas metamórficas no fracturadas.

Es importante señalar, que no se debe hablar de formaciones absolutamente impermeables. Se trata siempre de un concepto relativo, de la mayor o menor capacidad de la formación a permitir el movimiento del agua, pues en unas formaciones el agua puede desplazarse bajo la acción de la gravedad a velocidades mayores que en otras.

De acuerdo con lo anterior, se pueden definir los siguientes conceptos:

Acuíferos: son formaciones geológicas que almacenan el agua y que a su vez permiten el movimiento de la misma, bajo la acción de las fuerzas de la gravedad, de tal forma que puede ser explotada en cantidades relativamente apreciables.

Acuicludos: son formaciones que almacenan el agua, a veces en proporciones altas, pero que no la transmiten en cantidades apreciables.

Acuitardos: son formaciones que almacenan el agua pero que sólo permiten el flujo de la misma en forma muy lenta, en comparación con los acuíferos. Estas formaciones pueden tener una gran importancia cuando se estudia el movimiento del agua a nivel regional, ya que sobre áreas relativamente grandes pueden transmitir grandes cantidades de agua a pesar de la baja velocidad de flujo. Así, pueden permitir el paso de agua de un acuífero a otro cuando éstos se encuentran separados por un acuitardo. Este fenómeno reviste particular importancia cuando se estudian casos de contaminación de las aguas subterráneas.

Acuifugos: son formaciones impermeables que no almacenan ni transmiten el agua.

Los acuíferos pueden clasificarse de acuerdo con las condiciones de presión hidrostática a las que está sometida el agua almacenada por ellos, condiciones que varían según la posición estratigráfica de la formación. De esta manera, puede hablarse de los siguientes tipos:

1) Acuíferos libres o no confinados: son aquellos que presentan una superficie libre de agua que está en contacto directo con la atmósfera, sometida por consiguiente a la presión atmosférica. Dicha superficie se denomina superficie freática o Tabla de agua, Figura 4.4.

2) Acuíferos cautivos, confinados o artesianos: en estos acuíferos el agua se encuentra sometida a una presión mayor que la atmosférica y son

formaciones permeables que son limitadas por capas impermeables. En este caso la formación se encuentra completamente saturada. Aquí no existe una superficie libre del agua, pero si puede hablarse de una superficie piezométrica la cual es una superficie imaginaria que coincide con el nivel hidrostático del agua en el acuífero, Figura 4.5.

3) Acuífero semi-confinados: son acuíferos que se encuentran completamente saturados de agua y están limitados ya sea por su base o por el techo, o por ambos, por una capa o formación semipermeable (acuitardo). Esta situación permite que haya un flujo entre acuíferos que se encuentren separados por el acuitardo, flujo que puede efectuarse en dirección de la diferencia de niveles piezométricos existente entre los mismos, Figura 4.6.

4.6. PARÁMETROS FUNDAMENTALES RELACIONADOS CON LOS EMBALSES SUBTERRÁNEOS

La capacidad de los acuíferos para almacenar y liberar el agua es determinada o caracterizada por los siguientes parámetros:

1) La porosidad (n), ya definida anteriormente y que mide el volumen relativo de los poros o vacíos en una formación geológica cualquiera. La parte más importante desde el punto de vista hidrogeológico es la porosidad eficaz (ne) que mide la cantidad de agua que el acuífero puede liberar por acción de la gravedad, es decir el agua útil o realmente explotable.

2) La permeabilidad que es la aptitud del medio para permitir el flujo del agua bajo el efecto de un gradiente hidráulico (diferencia de potencial hidrostático) por unidad de longitud. Para dar una medida mecánica de la permeabilidad se ha definido el coeficiente de permeabilidad de Darcy (K) que es el volumen de agua gravítica que circula durante una unidad de tiempo, bajo el efecto de una unidad de gradiente hidráulico, a través de una sección de área unitaria perpendicular a la dirección del flujo y a una temperatura de 20

grados centígrados.

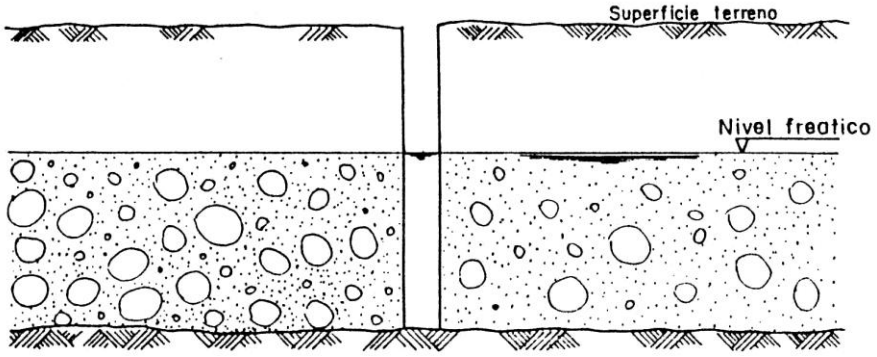


FIGURA 4.4 Acuífero libre.

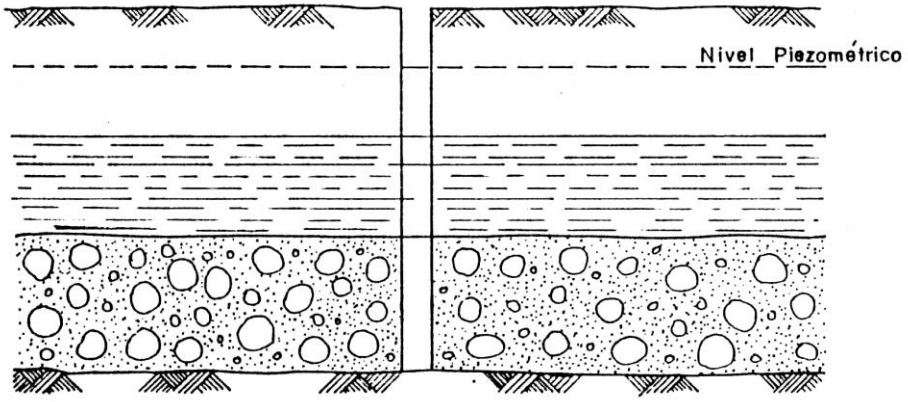


FIGURA 4.5 Acuífero confinado.

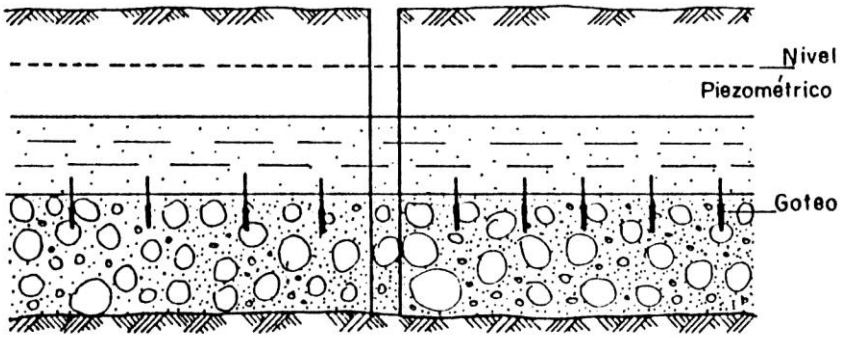


FIGURA 4.6 Acuífero semiconfinado.

Como se verá más adelante este coeficiente de permeabilidad tiene las dimensiones de una velocidad [L/T].

3) La transmisividad T. Si se considera un acuífero cuya zona saturada tiene una altura b, la transmisividad se define como el volumen de agua por unidad de tiempo (o caudal) que pasa a través de una sección vertical de ancho unitario y de altura b, bajo el efecto de una unidad de gradiente hidráulico y a una temperatura de 20 °C.

De acuerdo a esta definición y a la definición de coeficiente de permeabilidad puede escribirse que:

$$T = K\ b \tag{4.6}$$

siendo K el coeficiente de permeabilidad del material.

Es así que T tiene dimensiones [L^2/T]. Cuando se perfora un pozo en un acuífero, la transmisividad es un parámetro que da una idea de la productividad del acuífero, es decir de su capacidad del mismo para permitir la extracción del agua en el pozo.

4) Coeficiente de almacenamiento: en los acuíferos libres el agua que se extrae a través de un pozo proviene esencialmente del agua liberada por efecto de la gravedad. En los acuíferos cautivos, los cuales se encuentran completamente saturados y bajo otras condiciones de presión, el agua es liberada debido a fenómenos de elasticidad que operan tanto sobre el material sólido o armazón del acuífero como sobre el agua misma, lo que se estudiará mas adelante.

El coeficiente de almacenamiento (S) se define como el volumen de agua que es liberado por un prisma del acuífero de sección unitaria y de altura igual a la parte saturada del mismo cuando se produce un cambio unitario del nivel piezométrico.

El coeficiente de almacenamiento es un número adimensional y es mucho mayor en los acuíferos libres que en los acuíferos confinados, ya que para los primeros está entre 0.02 y 0.3 y para los últimos entre 0.0001 y 0.001.

Capítulo 5

LA LEY DE DARCY

El francés Henry Darcy en el siglo XIX estudió en forma experimental el flujo del agua a través de un medio poroso, y estableció la ley que se conoce con el nombre de Ley de Darcy. Dicha ley se basa en las siguientes hipótesis que condicionan la validez de su ley.

- Medio continuo, es decir que los poros vacíos estén intercomunicados. En este sentido, los medios kársticos no se pueden considerar como continuos.
- Medio isotrópico
- Medio homogéneo
- Flujo del agua en régimen laminar

Darcy realizó su experiencia en cilindros verticales de 2.5 m de altura por 0.35 m de diámetro interior, llenos de arena con una porosidad total del 38%, Figura 5.1.

Darcy demostró que el caudal Q es proporcional a la pérdida de carga e inversamente proporcional a la longitud del lecho de arena y proporcional al área de la sección y a un coeficiente que depende de las características del material.

De esta manera estableció que:

$$Q = K\,A\left(h_1 - h_2\right) / l \tag{5.1}$$

en donde K es un coeficiente que se ha denominado coeficiente de permeabilidad con unidades L/T.

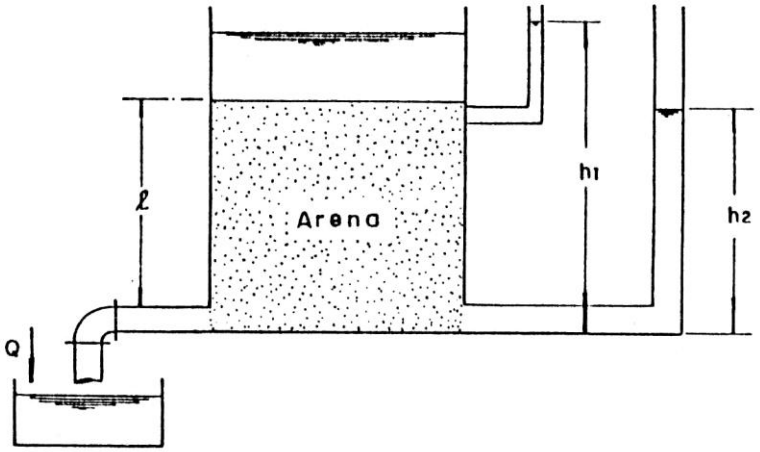


FIGURA 5.1 Experimento de Darcy

Q : caudal constante en m³/s.
h_1 y h_2 : carga hidráulica en m de agua.
A : área de la sección en m².
l : longitud del lecho de arena en metros.

Si en lugar de considerar el tubo vertical, se le da una cierta inclinación, se tiene:

$$h_1 = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} \qquad h_2 = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} \qquad \Delta h = h_1 - h_2$$

Para este caso se continúa cumpliendo la ley de Darcy, de tal forma que puede escribirse:

$$Q = -K\,A\,\frac{\Delta h}{l} \tag{5.2}$$

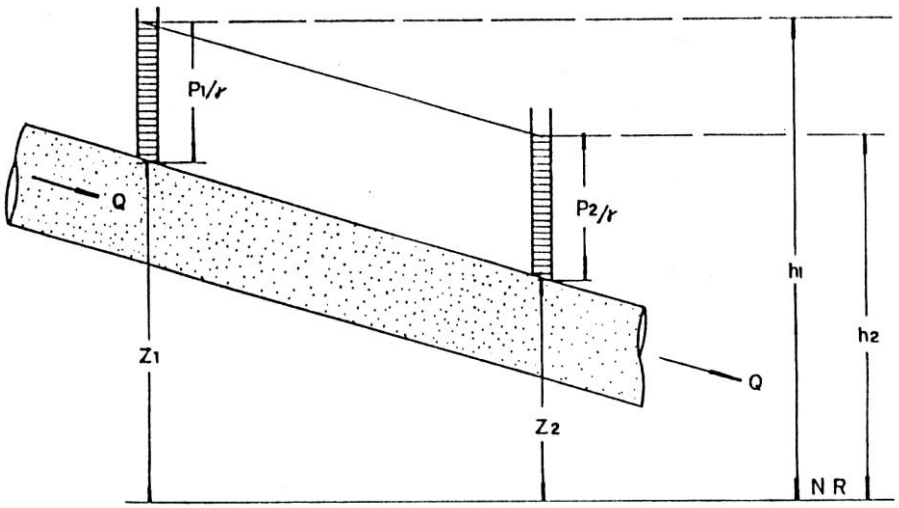


FIGURA 5.2 Flujo de un liquido a través de un medio poroso en un tubo inclinado.

ahora $\Delta h/l$ no es otra cosa que la pendiente de la línea de carga, o sea la pérdida de carga por unidad de longitud del lecho filtrante, la cual se llama gradiente hidráulico. Este gradiente se puede simbolizar mediante la letra i, entonces:

$$i = \frac{\Delta h}{l} \tag{5.3}$$

En este caso la expresión Q queda así:

$$Q = -K A \frac{\Delta h}{l} = -K A i \tag{5.4}$$

De 5.4 puede escribirse:

$$V = \frac{Q}{A} = K i \tag{5.5}$$

La expresión Q/A recibe el nombre de <u>velocidad de flujo o velocidad de Darcy,</u> simbolizada por V.

Si se tiene en cuenta que el agua en un medio poroso se mueve a velocidades variables según el tamaño y orientación de los poros, es claro que esta velocidad de flujo no coincide, a una escala microscópica, con la velocidad real del agua a través de los poros del mismo. No obstante lo anterior, para el estudio de las características hidráulicas del flujo a través de un medio poroso se utiliza la velocidad de Darcy.

Puede concluirse entonces, que el movimiento del agua en un medio poroso se produce cuando hay diferencias de carga.

Si se analiza la ley de Darcy se ve entonces que ella comporta tres parámetros principales:

- La permeabilidad, K.
- El gradiente hidráulico, i.
- La velocidad del flujo, V.

Estos parámetros serán estudiados detenidamente a lo largo de este capítulo.

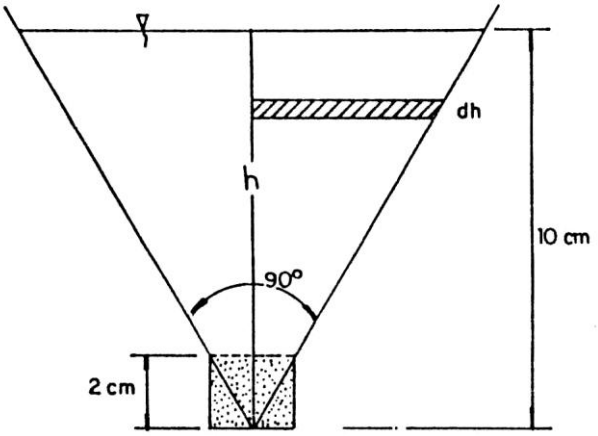
EJEMPLO 5.1

Un filtro de café tiene la forma de un cono circular recto de 10 cm de altura y

vértice en ángulo recto. Si termina en una parte cilíndrica de 2 cm de altura, la cual se llena con café cuyo coeficiente de permeabilidad es de $K=10^{-3}$m/s, calcular el tiempo que se demora en pasar el agua cuando se llena completamente el filtro.

Solución:

Esquemáticamente el filtro puede representarse de la siguiente manera:



En cualquier momento t, el diferencial de caudal pasando a través del filtro, puede expresarse como:

$$dQ = \frac{dV}{dt} = K\,A\,\frac{h}{L}; \quad \text{siendo dV un diferencial de volumen.}$$

$dV = \pi h^2 dh \qquad \pi h^2\, dh/dt = -\, KAh/L$

$$\frac{\pi\,L}{K\,A}\int_{10}^{2} h\,dh = \int_{0}^{t} dt = \left.\frac{\pi\,L\,h^2}{2\,K\,A}\right|_{10}^{2} = t$$

$$t = \frac{\pi L}{K A}\left[\frac{100}{2} - \frac{4}{2}\right] = 1920\,\text{seg.}$$

5.1. ESTUDIO DE LA PERMEABILIDAD

5.1.1. El coeficiente de permeabilidad de Darcy. Se ha dicho ya en el capítulo anterior que la permeabilidad es la capacidad de un medio poroso para permitir el movimiento del agua y que se mide numéricamente por medio del coeficiente de permeabilidad K o permeabilidad de Darcy.

Si V = Ki, en donde:

V: velocidad de flujo,
i: gradiente hidráulico,

Se observa que K tiene las unidades de una velocidad, ya que i es un parámetro sin unidades. Al coeficiente de permeabilidad K también se le denomina conductividad hidráulica. Pero este coeficiente mide una propiedad, en términos macroscópicos, como es el flujo de un fluido a través de un medio poroso, no sólo está condicionado por las características del medio (porosidad, geometría de los granos, etc.), sino también por ciertas características propias del fluido mismo como son su peso específico y su viscosidad. Es esta la razón por la cual se ha desarrollado una expresión para el coeficiente de permeabilidad K que tiene en cuenta todos esos factores.

La expresión para dicho coeficiente es:

$$K = K_0 \frac{\gamma}{\mu} \tag{5.6}$$

En donde:

K_0 : es la llamada permeabilidad intrínseca o geométrica y es un

parámetro característico del medio poroso, que será analizado más adelante.

γ : es el peso específico del fluido.

μ : es la viscosidad dinámica del mismo.

Si se considera la viscosidad cinemática (ν) del fluido, se tiene que:

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} \tag{5.7}$$

en donde ρ es la densidad del fluido y como $\gamma = \rho\, g$, entonces:

$$\frac{\gamma}{\mu} = \frac{\rho\, g}{\nu\, \rho} = \frac{g}{\nu}$$

Por consiguiente el coeficiente de permeabilidad se podrá expresar también bajo la forma:

$$K = K_0 \frac{g}{\nu} \tag{5.8}$$

5.1.2. La permeabilidad intrínseca. Como ya se dijo, K_0 es un parámetro que depende de las características del medio poroso, en particular del tamaño, forma y disposición de los granos.

En forma experimental se han establecido toda una serie de fórmulas para K_0, basadas todas ellas en la porosidad y en el diámetro eficaz de las partículas. Una de las más conocidas es la fórmula de Hazen que establece que:

$$K_0 = C\, d_{10}^2 \tag{5.9}$$

En la cual C es un coeficiente sin dimensiones llamado factor de forma y que tiene en cuenta los efectos de la estratificación, la disposición de los granos, la

distribución granulométrica y la porosidad.

Como regla general la permeabilidad debe ser determinada mediante ensayos de laboratorio y no a partir de las propiedades tales como el tamaño de los granos. En general el tipo de suelo y el tamaño de grano pueden usarse sin embargo, como indicadores del rango de permeabilidades a esperarse.

Si se toma K en cm/s y d_{10} en cm, se ha establecido que el coeficiente C puede tomar los siguientes valores (Castany, 1982):

Arena muy fina mal gradada	40 - 80
Arena fina	40 - 80
Arena media bien gradada	80 - 120
Grava arenosa pobremente gradada	80 - 120
Grava arenosa limpia bien gradada	120 - 150

La expresión de Hazen es una ecuación empírica hallada a partir de estudios hechos para el diseño de filtros de arena para plantas de tratamiento (Heath, 1968).

En general C varía entre 90 y 120.

Para arenas uniformes C = 120

Es usual tomar C = 100 y en este caso:

$$K_0 = 100\, d_{10}^2$$

Esta última expresión tiene dos límites, en términos del coeficiente de uniformidad, Cu, y el d_{10}, así:

$$CU < 5$$

$$0.01 \text{ mm} < d_{10} < 0.3 \text{ mm}$$

Las unidades de K_0 se pueden determinar de la siguiente manera, a partir de la ley de Darcy:

$$Q = K\,A\,i$$

Como $K = K_0\,\gamma/\mu$, entonces:

$$Q = K_0\,\frac{\gamma}{\mu}\,A\,i$$

Esto implicaría que:

$$[K_0] = \frac{[Q][\mu]}{[A][\gamma]} = \frac{[L^3\,T^{-1}][M\,L^{-1}\,T^{-1}]}{[L^2][M\,L^{-2}\,T^{-2}]} = [L^2]$$

No obstante lo anterior, se han definido otras unidades para K_0 que son ampliamente utilizadas. Dichas unidades son el Darcy y el milidarcy. El Darcy corresponde a una permeabilidad de un medio que deja pasar 1 cm^3/s de agua a través de una sección de 1 cm^2 de área cuando la pérdida de carga es de 1 atm/cm y con el agua a una temperatura de 20 °C. Un Darcy equivale a $0.987H10^{-12}$ m^2.

El milidarcy, es una unidad muy utilizada fluidos tales como petróleos (1 milidarcy = 10^{-3} Darcy), por adaptarse mejor a las condiciones de flujo.

En E.U se utiliza también el Meinzer que es el caudal en galones por día que pasa a través de una sección de un pié cuadrado bajo un gradiente hidráulico unitario y a una temperatura de 60 °F. Resulta así que: 1 meinzer = 0.041 m/día

5.1.3. Factores que influyen en la permeabilidad. El coeficiente de permeabilidad de Darcy se expresa en función de la permeabilidad intrínseca

que, como ya se anotó, mide ciertas características propias del medio poroso y en función de parámetros propios del fluido. De acuerdo con lo anterior, los factores que influyen en la permeabilidad pueden dividirse en factores propios del medio y factores propios del fluido.

1) Factores propios del medio. Cuando un fluido pasa a través de un medio poroso, la resistencia al flujo que presenta dicho medio es función de:

   - La forma de los granos.
   - Las dimensiones de los poros y granos.
   - La intercomunicación de los poros y granos.

   En otras palabras, de la porosidad de la formación y de la granulometría.

   Se ha mencionado la fórmula de Hazen que establece que K_0 es proporcional al cuadrado del diámetro eficaz d_{10} ($K_0 = Cde^2$), siendo C un coeficiente de proporcionalidad que engloba el efecto de factores tales como la porosidad, la geometría de los granos, etc.

   De acuerdo con lo anterior se puede decir entonces que los principales factores propios al medio y que afectan la permeabilidad son los siguientes:

   - La granulometría que da una medida del diámetro eficaz d_{10} y del coeficiente de uniformidad CU. Se ha establecido que un material es prácticamente impermeable para un diámetro de granos menor a 0.01 mm.

   - Taylor (1948) deduce a partir de la ley de Poseulli y considerando el flujo en un medio poroso análogo al flujo en tubos capilares, la siguiente expresión para la conductividad hidráulica:

$$K = C\, d_{10} \frac{n^3}{1+n} \frac{\rho g}{\mu}$$

De esta expresión el término que corresponde a la permeabilidad intrínseca es:

$$K_0 = C\, d_{10} \frac{n^3}{1+n}$$

Otras expresiones que relacionen permeabilidad intrínseca con parámetros granulométricos, pueden consultarse en (Angel, 1989).

2) Factores propios al fluido. El coeficiente de permeabilidad K es función también de la relación γ/μ, es decir del peso específico del fluido (γ) y de la viscosidad del mismo (μ). Por consiguiente, todos aquellos factores que hagan variar alguno de estos dos parámetros afectarán igualmente el coeficiente de permeabilidad. Los principales factores son los siguientes:

- La temperatura. Es bien conocido que la viscosidad de un líquido, varía notablemente con la temperatura, decreciendo a medida que ésta aumenta. Ahora, como $K= K_0\gamma/\mu$, entonces el coeficiente permeabilidad varía en forma inversa con la viscosidad y por lo tanto en función directa con la temperatura.

La permeabilidad K aumenta aproximadamente un 3 % por cada grado centígrado cuando la temperatura varía entre 10 °C y 40 °C.

Como T=20 °C es una temperatura típica, se ha tomado como valor de referencia para el coeficiente de permeabilidad K, la medida del mismo a dicha temperatura.

Si se considera el rango de temperatura entre 10 grados centígrados y 40 grados centígrados, que representa las condiciones más frecuentes en la realidad, se tiene que la permeabilidad a una temperatura T (K_T) está relacionada con la permeabilidad a 20 grados centígrados (K_{20}) de la siguiente manera (Rodríguez, 1981):

$$\frac{K_{20}}{K_T} = \frac{40}{T + 20}$$

Válida para:

$$10\ °C \leq T \leq 40\ °C$$

- La profundidad: como la temperatura del agua subterránea aumenta con la profundidad, entonces ésta a su vez influye directamente sobre la viscosidad y por consiguiente también sobre la permeabilidad. La Tabla 5.1 muestra esas variaciones.

TABLA 5.1 Variación de la permeabilidad con la profundidad.

Profundidad (m)	T (°C)	Viscosidad (Poises x 10^2)	K (m/d)
0	10	1.308	1.0
100	13	1.207	1.08
200	16	1.12	1.18
500	25	0.994	1.5
1000	40	0.656	2
3000	100	0.284	4.6

- Otros factores: otro factor de una importancia relativa menor que los anteriores, es el contenido en sales disueltas que afecta el peso específico y la viscosidad. La presión es un factor secundario.

5.1.4 Valores de la permeabilidad. En general, los valores de la permeabilidad K, varían para la mayoría de las rocas entre 10^{-9} y 10^{2} cm/s. En cuanto a la permeabilidad intrínseca K_0, ésta puede variar desde 10^{-8}

darcys hasta 10^5 darcys.

Algunos valores dados en la referencia (Rodríguez, 1981), aparecen en la Tabla 5.2.

TABLA 5.2 Valores de la permeabilidad.

Rocas	K (m/día)
Grava limpia	1000
Arena gruesa limpia	10 - 1000
Mezcla de arena	5 - 10
Arena fina	1 - 5
Arena limosa	0.1 - 2
Limo	0.001 - 0.5
Arcilla	< 0.001

Una clasificación dada por los mismos autores para las distintas formaciones según la permeabilidad es dada por la Tabla 5.3.

5.1.5. Determinación de la permeabilidad. El coeficiente de permeabilidad puede determinarse tanto mediante ensayos sobre el terreno como mediante ensayos en el laboratorio.

1) Métodos de laboratorio. En el laboratorio la permeabilidad de un material se determina mediante el permeámetros. Se toman muestras del material en el terreno y se introducen al permeámetro cuidando que estén lo menos perturbadas posible y en estado de saturación. Se puede utilizar ya sea permeámetro de cabeza constante o de cabeza variable.

TABLA 5.3 Clasificación de las formaciones según la permeabilidad.

K (m/s)		10^{1} 1 10^{-1} 10^{-2} 10^{-3} 10^{-4} 10^{-5} 10^{-6} 10^{-7} 10^{-8} 10^{-9} 10^{-10} 10^{-11}				
GRANULOMETRIA	Homogenea	Grava pura	Arena pura	Arena muy pura	Limo	Arcilla
	Variada	Grava gruesa y media na	Grava y Arena	Arena, Arcilla y Limos		
GRADOS DE PERMEABILIDAD		BUENA – MUY BUENA		MALA		NULA
TIPO DE FORMACION		PERMEABLES		SEMI IMPERMEABLE		IMPERMEA-BLE

El permeámetro de cabeza constante permite hacer circular el agua a través de la muestra con una diferencia de carga siempre constante, Figura 5.3.

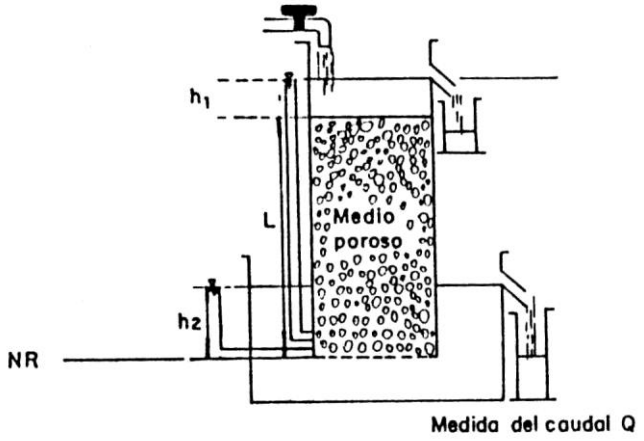


FIGURA 5.3 Permeámetro de cabeza constante.

El coeficiente de permeabilidad se calcula entonces a partir de la ley de Darcy, así:

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

$$Q = K\,A\,\frac{\Delta h}{l} \longrightarrow K = \frac{Q\,l}{A\,\Delta h}$$

Si el coeficiente de permeabilidad es inferior a 10^{-5} cm/s, el permeámetro a carga constante debe ser reemplazado por el permeámetro a carga variable, donde la muestra está sometida a cargas mas altas, por medio de un tubo largo de sección delgada, Figura 5.4. En el permeámetro de cabeza variable se mide el descenso del volumen de agua durante un tiempo t y luego por integración calcula el coeficiente K. De la Figura 5.4, según la ley de Darcy y despreciando perdidas por fricción en el recipiente antes de que el agua alcance la muestra se puede escribir:

$$Q = K\,A\,\frac{h}{l}$$

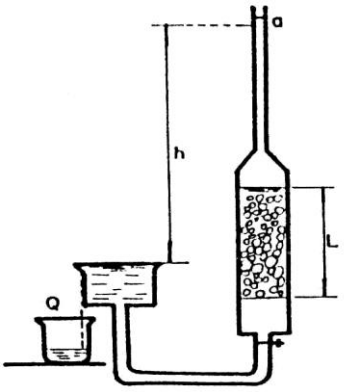


FIGURA 5.4 Permeámetro de cabeza variable.

Q es también la variación de volumen por unidad de tiempo, lo que implica:

$$Q = -a\frac{dh}{dt} \qquad \frac{dh}{h} = \frac{A}{a}\frac{K\,dt}{L}$$

De lo anterior se concluye que:

$$\ln\frac{h}{h_0} = -\frac{A\,K}{a\,L}\left(t - t_0\right) \tag{5.10}$$

Si se dibuja en papel semilogaritmico log h vs t, se obtiene una recta donde la pendiente es proporcional a K.

Las medidas efectuadas en el laboratorio pueden ser muy distintas a las permeabilidades reales del terreno, por las siguientes razones:

- La muestra puede ser perturbada y no representa por consiguiente la situación en el terreno, por ejemplo en cuanto hace relación al grado de compactación.

- Las muestras que se toman son necesariamente puntuales y por lo tanto es difícil que el valor de K determinado en el laboratorio sea el valor promedio del acuífero en las condiciones reales. Además, la permeabilidad en el laboratorio puede ser varios ordenes de magnitud mas pequeña que la obtenida en el campo.

Por estas razones se considera que la determinación de K en el terreno da resultados más ajustados a las condiciones reales. Desafortunadamente, muchas veces no es posible hacer dichos ensayos debido a su costo, pero siempre que ello sea posible, es lo más aconsejable.

2) Determinación de K mediante ensayos de terreno. Los métodos de campo para determinar la permeabilidad son principalmente de dos tipos:

a) Ensayos de bombeo. Es quizás el método mas utilizado. Las medidas se hacen directamente en el campo, en un pozo especialmente equipado, tal como lo muestra la Figura 5.5. La base del tubo está equipada con una rejilla filtrante de largo L y de diámetro D. El ensayo puede hacerse por inyección o por bombeo de un caudal Q, tanto en régimen permanente como transitorio. Los ensayos por bombeo se verán en capítulos posteriores.

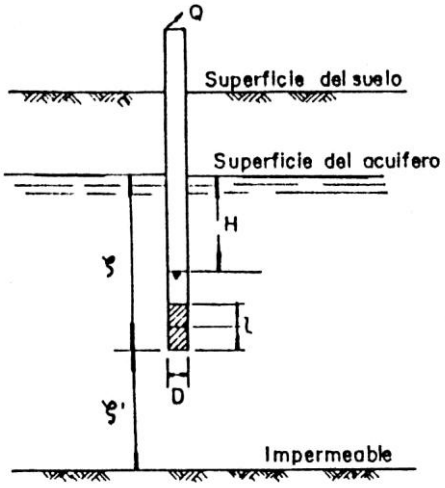


FIGURA 5.5 Esquema típico de un pozo para un ensayo de bombeo.

Los ensayos de permeabilidad por inyección, se realizan principalmente en terrenos no saturados. Si se tiene régimen permanente y H es la diferencia de carga, que corresponde a un caudal Q, la permeabilidad está dada por:

$$K = m\frac{Q}{H} \tag{5.11}$$

Donde m es un coeficiente que depende de la forma y el diámetro de la rejilla filtrante. Para que la ecuación 5.11 sea dimensionalmente homogénea, es necesario que m tenga dimensiones L^{-1}. Si la zona filtrante es cilíndrica y está en el fondo del pozo, se tiene que:

$$m = \frac{\alpha}{D} \tag{5.12}$$

α es un coeficiente de forma adimensional, que depende de la relación l/D, siendo l la longitud de la zona filtrante y D su diámetro. Para valores de $0 \leq l/D \leq 10$, α puede expresarse como:

$$\alpha = \frac{l}{2\pi\sqrt{\frac{l}{D} + \frac{1}{4}}} \tag{5.13}$$

Una explicación mas detallada de estos métodos puede encontrarse en (9).

b) Utilización de trazadores: se utilizan trazadores para determinar la velocidad real de flujo (Vr) del agua. Conocido el gradiente hidráulico i y la porosidad eficaz ne, K se puede calcular por la expresión:

$$V = K\,i \qquad V = V_r\,ne \qquad K = V_r\,\frac{ne}{i}$$

El problema de la utilización de trazadores radica en el hecho de la baja velocidad del agua subterránea, que obliga a efectuar ensayos a cortas distancias dando resultados muy localizados.

5.1.6. La permeabilidad en terrenos estratificados. En un medio estratificado puede definirse una permeabilidad global Kv, perpendicular a la estratificación cuando el flujo es también perpendicular a la misma o una

permeabilidad Kh, global y paralela a la estratificación cuando el flujo es también paralelo a la misma.

Sea un medio estratificado compuesto por dos materiales de permeabilidades K_1 y K_2 y espesores l_1 y l_2 respectivamente. La expresión para la permeabilidad vertical equivalente puede hallarse de la siguiente manera.

La descarga a través del acuífero estratificado por unidad de ancho y normal a la sección mostrada en la Figura 5.6 es:

$$Q = K_v\, A \frac{\Delta h}{l_1 + l_2} \qquad\qquad V = \frac{Q}{A} = K_v\, A \frac{\Delta h}{l_1 + l_2}$$

$$\Delta h = h_3 - h_1$$

$$V = K_v \frac{h_3 - h_1}{l_1 + l_2} \tag{5.14}$$

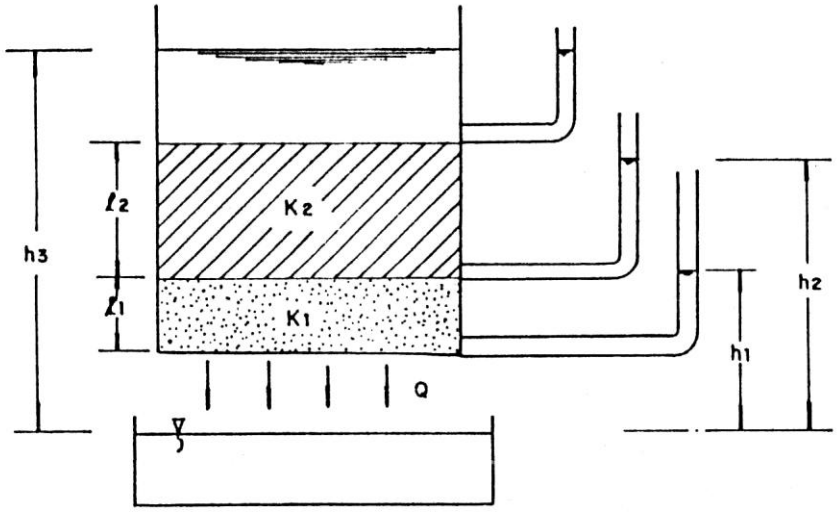


FIGURA 5.6 Flujo perpendicular a la estratificación.

$$V = K_2 \frac{h_3 + h_1}{l_2} \qquad \frac{V l_2}{K_2} = h_3 + h_1 \tag{5.15}$$

$$V = K_1 \frac{h_2 + h_1}{l_1} \qquad \frac{V l_1}{K_1} = h_2 + h_1 \tag{5.16}$$

Sumando la 5.15 y la 5.16:

$$h_3 + h_1 = V \left[\frac{l_1}{K_1} + \frac{l_2}{K_2} \right] \qquad V = \frac{h_3 + h_1}{\left[\frac{l_1}{K_1} + \frac{l_2}{K_2} \right]} \tag{5.17}$$

Igualando la 5.14 y la 5.17:

$$K_v \frac{h_3 + h_1}{l_1 + l_2} = \frac{h_3 + h_1}{\frac{l_1}{K_1} + \frac{l_2}{K_2}}$$

Si $l_1 + l_2 = l$ entonces:

$$K_v = \frac{l}{\frac{l_1}{K_1} + \frac{l_2}{K_2}} \tag{5.18}$$

Generalizando:

$$K_v = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{l_i}{K_i}} \tag{5.19}$$

El mismo problema para el caso de un flujo horizontal (paralelo al sentido de

la estratificación). En este caso la permeabilidad es horizontal, Figura 5.7.

$$Q = K_h \, A \frac{\Delta h}{l}$$

A = lb y b es el ancho.

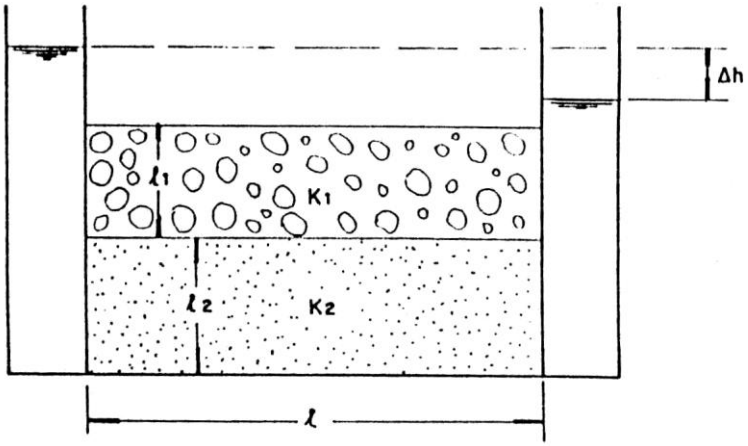


FIGURA 5.7 Flujo a través de estratos colocados en serie.

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$Q_1 = K_1 A_1 \frac{\Delta h}{l} = K_1 l_1 b \frac{\Delta h}{l} \tag{5.20}$$

$$Q_2 = K_2 A_2 \frac{\Delta h}{l} = K_2 l_2 b \frac{\Delta h}{l} \tag{5.21}$$

Si L = $l_1 + l_2$ y sumando la 5.20 y la 5.21:

$$K_h = \frac{K_1 \, l_1 + K_2 \, l_2}{l} \tag{5.22}$$

Generalizando:

$$K_h = \frac{\sum_{i=1}^{n} K_i \, l_i}{\sum_{i=1}^{n} l_i} \tag{5.23}$$

5.1.7. Ensayos de permeabilidad en rocas consolidadas. Uno de los ensayos mas comúnmente utilizados en rocas consolidadas es el Método de Lugeon, que consiste en inyectar agua a presión en el terreno sobre una abertura a lo largo de un sondeo determinado, en general 5 m, Figura 5.8.

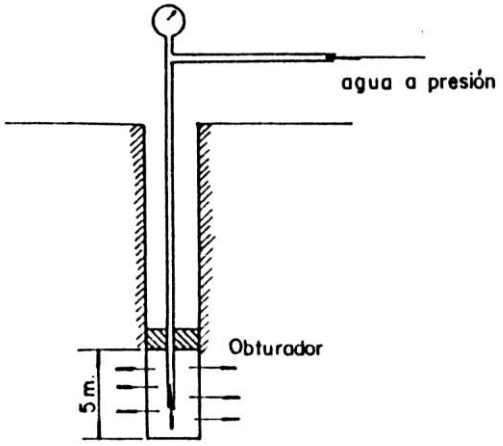


FIGURA 5.8 Esquema general de un ensayo Lugeon.

Se revisten 5 m de sondeo, se fija un obturador y se inyecta el agua a presión en el volumen de orificio delimitado de esta manera. Un manómetro y un contador de agua permiten medir las presiones y los caudales. A presión constante, por ejemplo 5 bars, se mide el caudal inyectado durante un intervalo de tiempo determinado, generalmente 5 ó 10 minutos. Luego se repite la operación aumentando la presión. La gama de presiones utilizada depende de la fisuración. Con el fin de evitar la creación de fisuras artificiales o levantamientos de las capas, no se debe sobrepasar los 10 bars.

Los ensayos se efectúan en tramos o pasos continuos de 3 a 5 m. Para comparar entre sí los resultados es necesario expresarlos en términos de absorción unitaria, es decir cantidad de agua absorbida en litros por minuto por metro de sondeo y bajo la presión de un bar.

$$\text{Absorcion unitaria} = \frac{Q}{ep} \tag{5.24}$$

Donde:

Q : caudal en litros por minuto.
e : altura del tramo en metros (entubado).
P : presión en bars.

Un terreno es impermeable si la absorción es inferior a 0.6.

Para calcular K se construye un gráfico con las presiones en bars, en las abscisas y en las ordenadas los caudales absorbidos en litros por minuto, Figura 5.9.

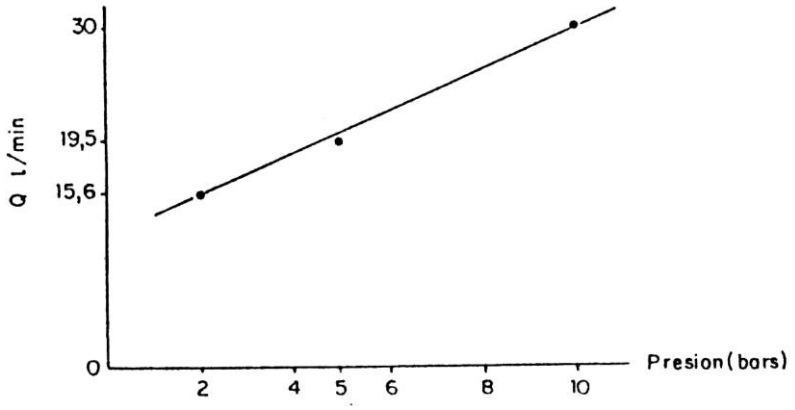


FIGURA 5.9 Presiones vs caudales para la determinación de la permeabilidad Lugeon.

Según la referencia (Castany, 1982), si se obtiene una recta, la permeabilidad K, puede expresarse como:

$$K = 0.366\,Q\,\frac{\log(R / r)}{ep} \tag{5.25}$$

Donde:

R : radio de influencia (20 a 250 m)
Q : caudal (m^3/s).
p : presión (m).
r : radio del pozo (m).

Si los puntos experimentales no se ajustan a una recta:

$$K = 0.159\,\frac{Q}{e}\sqrt{\frac{1}{rp}} \tag{5.26}$$

5.2. EL GRADIENTE HIDRÁULICO

Es la pendiente de la curva que representa la superficie piezométrica. Es otro parámetro que aparece en la Ley de Darcy y fue definido como la pérdida de carga por unidad de longitud, medida esta longitud en la dirección del flujo.Si se considera un acuífero y dos piezómetros, Figura 5.10:

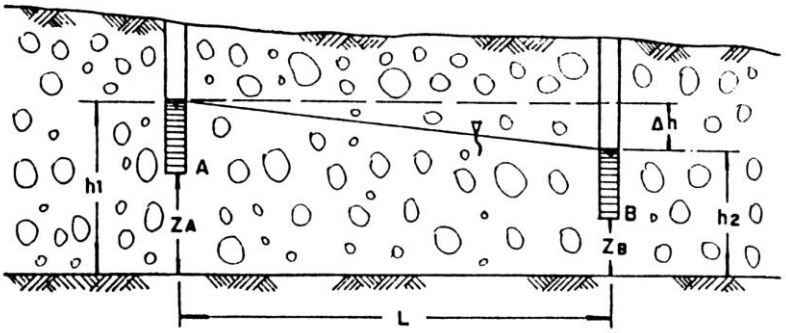


FIGURA 5.10 Gradiente hidráulico en un acuífero: Δh/L

$$h_1 = \frac{p_A}{\gamma} + Z_A \qquad h_2 = \frac{p_B}{\gamma} + Z_B$$

en donde P_A es la presión hidrostática en A y Z_A la altura del punto A con respecto al nivel de referencia, e idem en el punto B.

Al nivel de h en cada punto se le denomina nivel piezométrico. Al tubo que permite determinar la altura de la columna de fluido se le denomina piezómetro y al lugar geométrico de todos los niveles piezométricos se le llama superficie piezométrica.
El gradiente hidráulico i será entonces:

$$i = \frac{-\Delta h}{l} = \frac{h_1 - h_2}{l} \tag{5.27}$$

El signo negativo se debe a que la carga hidráulica disminuye con L en la dirección del flujo. Expresando el gradiente hidráulico en forma diferencial se tiene:

$$i = -\lim_{\Delta h \to 0} \frac{\Delta h}{l} = -\frac{\partial h}{\partial l} \tag{5.28}$$

El fluido se mueve entonces de los puntos de mayor nivel piezométrico hacia los de más bajo nivel.

Para el caso de un acuífero libre la superficie piezométrica coincide prácticamente con el límite de la zona saturada y se le denomina superficie freática. El agua en estos puntos está sometida a la presión atmosférica.

5.2.1. Determinación del gradiente hidráulico. De la anterior discusión se puede concluir que los problemas de determinación del gradiente hidráulico reposan sobre medición en el terreno del nivel piezométrico. En efecto, si se considera nuevamente el acuífero con los diferentes piezómetros se tiene, Figura 5.11:

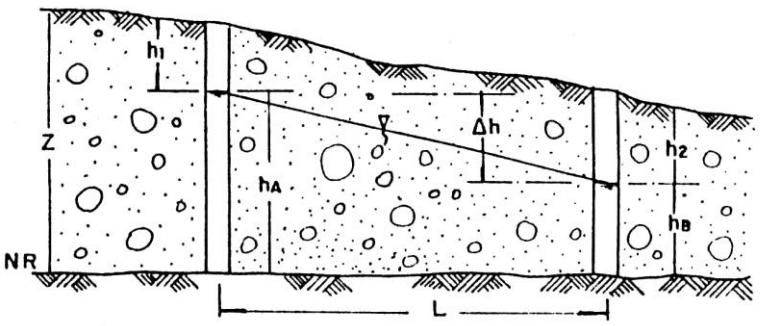


FIGURA 5.11 Niveles piezométricos en un acuífero.

Z	:	cota del suelo
h1 y h2	:	profundidad del agua en el piezómetro
h_A y h_B	:	niveles piezométricos

entonces:

$$i = \frac{-\Delta h}{l} \Delta h = h_A - h_B$$

Lo anterior implica que:

$$\Delta h = (Z_1 - Z_2) + (h_2 - h_1)$$

Lo que se mide entonces en el terreno es la profundidad del agua en el piezómetro, medida que se hace con la ayuda de una cinta metálica y de un pequeño tubo atado a su extremidad el cual está conectado a una fuente de corriente. El tubo al entrar en contacto con el agua cierra un circuito registrándose dicho cierre ya sea con medidor de corriente, o con una fuente luminosa. En este aparato se puede medir con una precisión de 0.5 cm - 1.0 cm. Obviamente, para tener en cuenta el desnivel del terreno se hace necesaria una nivelación topográfica.

5.2.2. Las curvas isopiezas. Como su nombre lo indica, las curvas isopiezas son líneas de igual altura piezométrica y se les denomina también líneas equipotenciales. Estas curvas son las que resultarían si se cortara la superficie piezométrica por planos horizontales igualmente espaciados.

En la práctica lo que se hace realmente es establecer mapas de isopiezas, trazando las curvas por diferentes métodos a partir de la determinación del nivel piezométrico en algunos puntos del acuífero. Estas curvas son las que definen la superficie piezométrica. Las líneas de corriente se trazan normales a las isopiezas, condición que se cumple en un medio isotrópico. El corte de las isopiezas y las líneas de corriente constituye lo que se llama una red de flujo.

En la Figura 5.12, se puede calcular el gradiente hidráulico entre dos puntos A y B del acuífero. En general a partir de los mapas de isopiezas se puede calcular el gradiente hidráulico para grandes distancias.

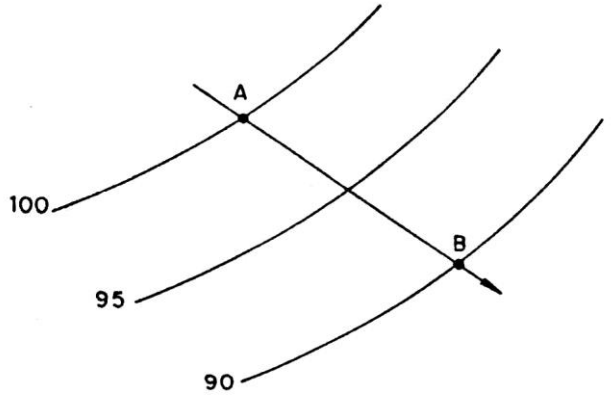


FIGURA 5.12 Gradiente hidráulico entre A y B. Con cotas piezométricas 100 y 90 respectivamente.

Si A y B están separados por ejemplo 2.500 m, entonces:

$$i = \frac{100 - 90}{2500} = 0.004$$

Una gran cantidad de información útil para estudios hidrogeológicos, se puede extraer de los mapas de isopiezas. Generalmente los planos de isopiezas se referencia a los planos topográficos, lo que permite determinar profundidad del agua subterránea, dirección del flujo, hacer inferencias sobre la permeabilidad de las formaciones, etc..

La Figura. 5.13 muestra el mapa de isopiezas para una zona cerca de Medellín, en el altiplano del Río Negro.

Es importante señalar que las isopiezas deben trazarse de acuerdo con las condiciones de borde del acuífero. Así por ejemplo, dichas curvas son normales a los límites impermeables.

5.3. VELOCIDAD DE FLUJO

5.3.1. Velocidad de Darcy y velocidad real. La velocidad dada por la Ley de Darcy no es la velocidad real a la cual se desplaza el agua en un medio poroso. En efecto, dicha velocidad considera que el flujo se hace a través de toda la sección y se define como Q/A, mientras que realmente el fluido se desplaza únicamente a través de los poros, siendo por lo tanto el área menor que el área de toda la sección. Esta es la razón por la cual a la velocidad de Darcy se le denomina también velocidad aparente o velocidad de flujo para diferenciarla de la velocidad real que viene a ser la velocidad de desplazamiento de las moléculas de agua a través de los poros y que puede determinarse mediante el uso de trazadores. A esta velocidad real de flujo se le denomina también velocidad de filtración o velocidad eficaz o efectiva.

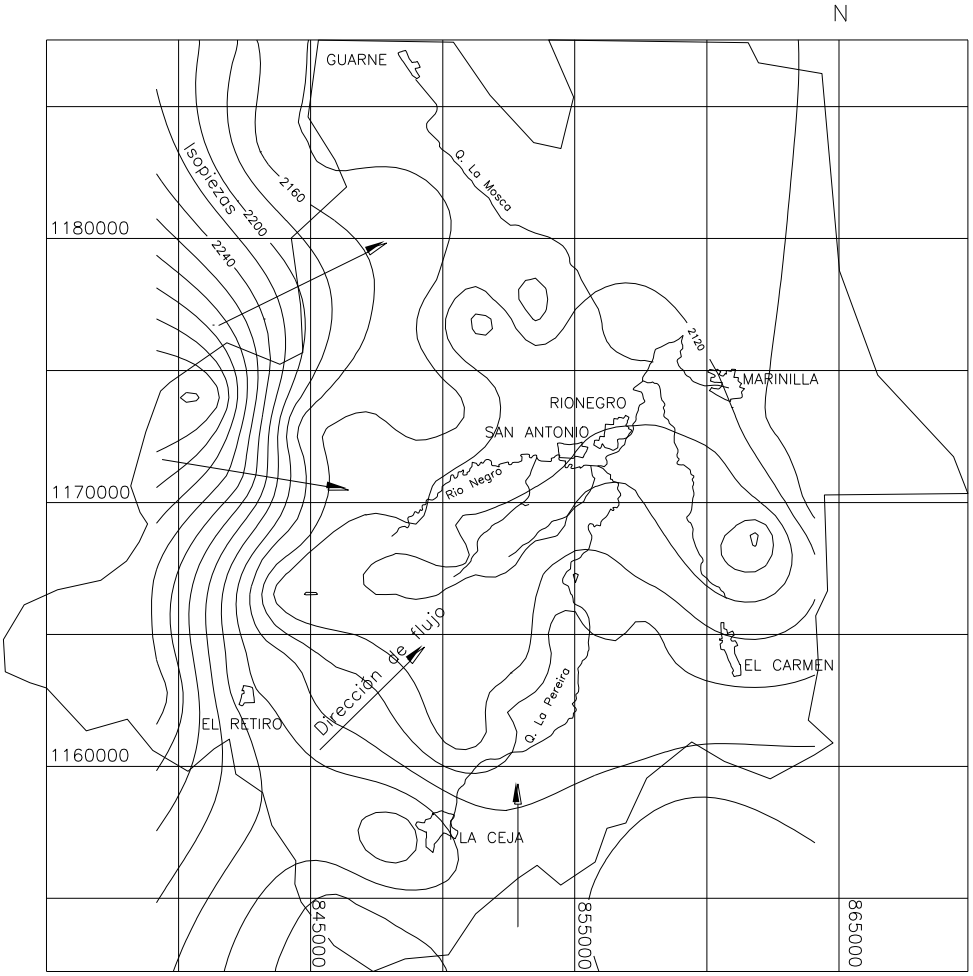


FIGURA 5.13 Mapa de isopiezas (Universidad Nacional de Colombia, 1996)

De esta forma, si la sección que se considera tiene un área A, puede definirse a partir de la porosidad eficaz ne, una sección eficaz, que será la sección a través de la cual circula realmente el fluido. Esa sección eficaz será entonces:

$$S = A\, n_e \tag{5.29}$$

Ahora, si se considera el flujo a través de una sección A, se tiene que por la ley de Darcy:

$$Q = A\, K\, i \tag{5.30}$$

Pero considerando que el agua se desplaza únicamente a través de los poros y definiendo como V_r la velocidad real de desplazamiento, se tendrá que:

$$Q = V_r S \tag{5.31}$$

Igualando 5.30 y 5.31 y teniendo en cuenta que V = Ki:

$$V = V_r\, n_e \tag{5.32}$$

que es la relación existente entre la velocidad de Darcy y la velocidad real.

De lo anterior se desprende que la ley de Darcy es válida únicamente cuando se trata de estudiar el desplazamiento de una masa de fluido, pero no lo es cuando se estudia el desplazamiento de las partículas, lo cual constituye un fenómeno mucho más complejo.

EJEMPLO 5.2

Sea un acuífero cuya porosidad eficaz es 10%. Se desea bombear agua a través de un pozo a una tasa de 1 m^3/s. Si el área total de flujo es 200.000 m^2, cuales son los valores de la velocidad de Darcy y de la velocidad real?

Solución:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{1}{200000} = 5 \times 10^{-6} \ \frac{m}{s}$$

$$V_r = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{A\,n_e} = \frac{1}{200000 \times 0.10} = 5 \times 10^{-5} \ \frac{m}{s}$$

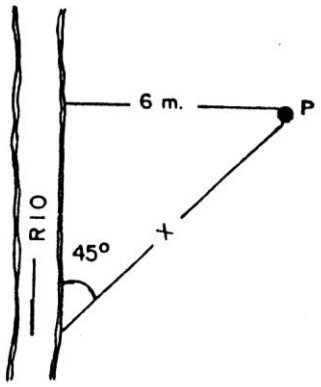
5.3.2. Valores de la velocidad aparente y de la velocidad real: Castany cita los valores dados en la Tabla 5.4 en que las velocidades aparente y real, son determinadas todas para un gradiente hidráulico i= 1. Para este valor de i se tiene que V = K.

TABLA 5.4 Velocidades aparentes y reales para varios materiales.

Material	Diámetro de granos (mm)	Velocidad aparente (cm/s)	Velocidad real (cm/s)
Limos	0.01 0.04 0.06	0.0000183 0.0002930 0.0006600	0.000058 0.000922 0.00208
Arenas finas	0.1 0.2	0.00183 0.00732	0.00576 0.02310
Arenas medias	0.4 0.5	0.0293 0.0438	0.0922 0.1441
Arenas Gruesas	0.6 0.8	0.0659 0.1170	0.208 0.369
Arenas muy gruesas	1 2	0.183 0.732	0.576 2.307
Gravas	5	4.58	14.41

EJEMPLO 5.3

Un acuífero con K=1 cm/s y n_e=0.25 descarga en un río. El flujo en el acuífero es prácticamente horizontal y el gradiente forma un ángulo de 45 grados con el río, según se muestra en la Figura y en magnitud es 0.01. Un trazador es introducido a una distancia perpendicular al río de 6 m. Calcular el tiempo en que el trazador llega al río.



Solución:

$$V_r = \frac{V}{n_e} = \frac{0.01 \times 1}{0.25} = 0.04 \frac{cm}{s}$$

$$x = \frac{6}{\text{sen } 45^\circ} = 8.49 \text{ m}$$

$$t = \frac{e}{V_r} = \frac{8.49 \times 10^2 \text{ cm}}{0.04 \frac{cm}{s}} = 2.12 \times 10^4 \text{ seg.}$$

5.4. LÍMITES DE VALIDEZ DE LA LEY DE DARCY

La ley de Darcy establece una relación lineal entre la velocidad y el gradiente hidráulico del tipo v = Ki y es válida para un régimen de flujo laminar y en un medio isotrópico y homogéneo. Puede decirse que en la generalidad de los casos, el flujo del agua subterránea cumple con esta ley, aún cuando a veces se presentan ciertas condiciones, particularmente referidas al numero de Reynolds que originan separaciones con respecto a ella.

La ley de Darcy deja de ser válida para condiciones extremas de flujo: para valores altos del gradiente hidráulico y por consiguiente de la velocidad de flujo y para valores bajos del mismo gradiente hidráulico.

En el estudio hidrodinámico del flujo en un medio poroso se ha definido, por analogía con el flujo en tuberías, un número de Reynolds Re que expresa, como en aquel caso, una relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de viscosidad que actúan en el flujo. Dicho número de Reynolds se define en función de la velocidad de flujo v, de un diámetro característico del material y de la viscosidad cinemática del fluido, así:

$$Re = \frac{V\,d}{\nu} \tag{5.33}$$

El diámetro d puede ser, o bien el diámetro eficaz d_{10} del material, o bien el diámetro promedio.

Se ha definido también un coeficiente de fricción de la siguiente manera (Schnneebeli, 1966):

$$Cf = \frac{i\,g\,d}{V^2} \tag{5.34}$$

Las características del flujo quedan completamente definidas por estos dos parámetros que tienen en cuenta el gradiente hidráulico i y la velocidad de

flujo v y que se relacionan entre sí mediante una expresión del tipo:

$$\frac{i\,g\,d}{V^2} = f\left(\frac{V\,d}{\nu}\right) \tag{5.35}$$

Experimentalmente se ha estudiado esta relación para diferentes tipos de material y distintos fluidos y se ha encontrado que gráficamente el comportamiento es de la siguiente manera: en coordenadas logarítmicas se tiene que la relación es lineal hasta un cierto rango de valores de Re ($1 \leq Re \leq 10$), rango que corresponde a las condiciones de un flujo laminar; a partir de estos valores se presenta una zona de transición aproximadamente hasta Re = 10, y para valores mayores de Re el régimen es ya turbulento. La ley de Darcy se cumple entonces hasta el rango de valores de Re entre 1 y 10, valores para los cuales el efecto de las fuerzas de inercia es prácticamente despreciable, hipótesis asumida en la ley de Darcy. Para valores más altos de Re el papel de dichas fuerzas es cada vez más importante y por consiguiente la ley de Darcy no puede aplicarse para estos casos.

Estrictamente hablando no se puede determinar un valor crítico de Re a partir del cual la ley de Darcy deja de ser válida ya que el cambio es gradual, razón por la cual se habla más bien de un rango de valores para Re ($1 \leq Re \leq 10$) en el cual se ubica el punto de desviación de la ley de Darcy.

Sin embargo según el trabajo presentado por Angel (1989), se tiene que el límite máximo para el cual el flujo es laminar es un Re de 20. En ésta investigación se analizaron solo materiales homogéneos e isotrópicos.

Pero como se decía anteriormente, la mayor parte de los problemas de aguas subterráneas cumplen la ley de Darcy. Las condiciones de flujo que se apartan de ella debido a las altas velocidades se presentan en la práctica en terrenos kársticos y en formaciones rocosas fracturadas en donde el flujo del agua presenta altas velocidades e igualmente en las cercanías de los pozos de bombeo.

Según Marsily (1976), para valores muy bajos de i (caso de arcillas compactas) no existe linealidad en la relación v vs. i y ésta comienza sólo a partir de un cierto valor de i, por debajo del cual la permeabilidad se considera nula.

5.5 LEY DE DARCY EN MEDIOS FISURADOS

Existen actualmente dos aproximaciones al estudio del flujo en los medios fisurados:

1) Modelar el flujo, teniendo en cuenta las fracturas una a una.

2) Modelarlo como si fuera un medio continuo equivalente.

Teniendo en cuenta estas dos aproximaciones, Louis (1974) propuso las siguientes expresiones:

Régimen laminar:

$$V = K_f \; J_f \tag{5.36}$$

Régimen turbulento:

$$V = K'_f \; J_f^{\alpha} \tag{5.37}$$

Donde:

- V : velocidad media dentro de la fractura.
- K_f : conductividad hidráulica de la fisura.
- K_f' : conductividad turbulenta de la fisura.
- J_f : proyección horizontal del gradiente hidráulico sobre el plano de fracturación.
- α : grado de no regularidad sobre el plano de escurrimiento ($0.5 \leq \alpha \leq 1$).

Para un sistema de fisuras paralelas y continuas en régimen laminar, puede calcularse la conductividad hidráulica del medio por la siguiente expresión:

$$K = \frac{e}{b} k_f + k_m \tag{5.38}$$

Donde:

- e : apertura de la fisura.
- B : distancia media entre fisuras.
- K : permeabilidad de la matriz rocosa.
- K_m : permeabilidad direccional, dada por un gradiente hidráulico paralelo al plano de la fisura.

Si el sistema de fracturas es discontinuo (las fisuras son de longitud infinita y no están conectadas), Louis propone para la conductividad direccional equivalente:

$$K = K_m \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l}{L - l} - \frac{l}{L} \right) \right] \tag{5.39}$$

Donde:

- l : extensión media de fisuras.
- L : distancia media entre fisuras no conectadas.

Las anteriores son las permeabilidades de un medio continuo equivalente.

En el caso de fisuras continuas, la permeabilidad direccional del medio equivalente es función de la tercera potencia de la abertura e de la fisura.

$$K = \frac{e^3 \, F \, g \, \rho}{12 \, \mu \, b \, C} \tag{5.40}$$

Donde:

F : grado de separación de la fractura, y es igual a la superficie abierta de la fractura sobre la superficie total de la fractura.
C : es un coeficiente que depende del tipo de régimen.

Los tipos de regímenes son mostrados en la Figura 5.14. La clasificación depende del número de Reynolds y de la rugosidad relativa. El primero está definido para un conducto cilíndrico como:

$$R = V \, d \, \frac{\rho}{\mu} \tag{5.41}$$

Donde:

d : diámetro del conducto.
ρ : densidad del fluido.
μ : viscosidad absoluta.

Para una fisura plana, se reemplaza el diámetro del conducto, por el "diámetro hidráulico" definido por:

$$D_h = 4 \frac{S}{p} \tag{5.42}$$

Donde:

S : área de la fractura.
P : perímetro mojado de la fractura.

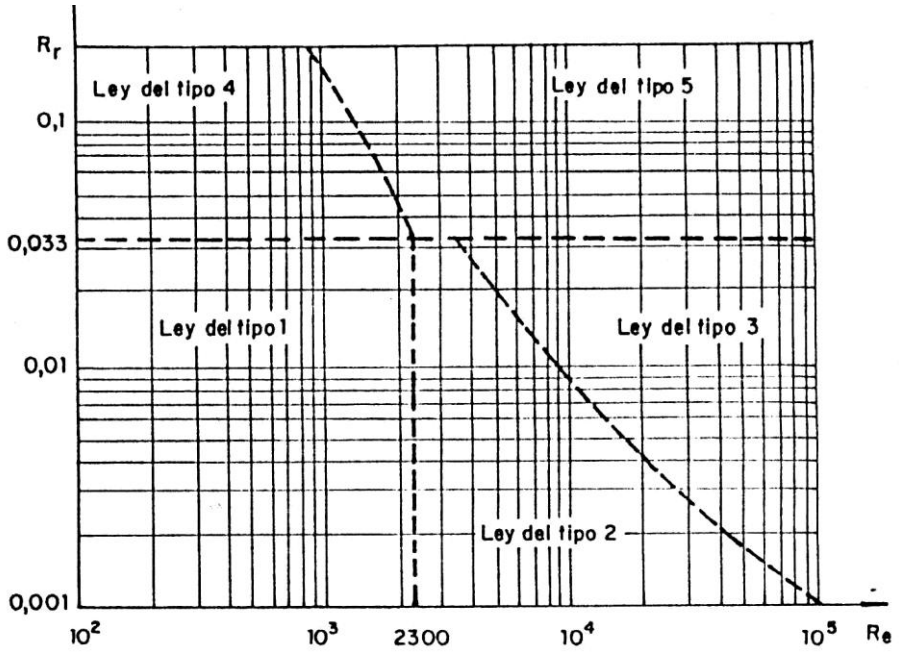


FIGURA 5.14 Regímenes de escurrimiento según Louis (1974).

La rugosidad relativa (adimensional) está definida por:

$$R_r = \frac{\varepsilon}{D_h} \tag{5.43}$$

Donde:

ε : altura media de las rugosidades dentro de la fractura.

Las leyes para flujo permanente en cada tipo de régimen, son funciones de la abertura e, de la viscosidad cinemática μ/ρ, de la rugosidad relativa Rr y del gradiente de carga dentro de la fisura, Jf y están definidas para los diferentes regímenes así:

Tipo 1, régimen laminar liso:

$$V = -\frac{\rho\, g\, e^2}{12\,\mu} J_f \tag{5.44}$$

Tipo 2: turbulento liso:

$$V = -\left[\frac{g}{0.079}\left(\frac{2\,\rho\, e^5}{\mu}\right)^{1/4} j_f\right]^{4/7} \tag{5.45}$$

Tipo 3: turbulento rugoso:

$$V = -\left(4\sqrt{e\,g}\,\log\frac{3.7}{R_r}\right)\sqrt{J_f} \tag{5.46}$$

Tipo 4: laminar rugoso:

$$V = -\left(\frac{\rho\, g\, e^2}{12\,\mu\left(1+8.8\,R_r\right)^{1.5}}\right) J_f \tag{5.47}$$

Tipo 5: turbulento muy rugoso:

$$V = -\left(4\sqrt{e\,g}\,\log\frac{19}{R_r}\right)\sqrt{J_f} \tag{5.48}$$

Maine y Hocking (1977) muestran en la Figura 5.15 la equivalencia entre la permeabilidad de un medio fracturado y la permeabilidad de un medio poroso.

Por ejemplo el caudal a través de una sección de medio poroso, de 100 m de

espesor, y con una permeabilidad de 10^{-7} m/s, puede ser el mismo que pasa por una sola fisura cuya abertura sería de 0.2 mm.

Para modelar el escurrimiento en un medio de muchos sistemas de fracturas conductoras, existen dos posibilidades:

1) Aproximación al medio continuo. Cada familia de fracturas define una permeabilidad direccional, formando entonces un tensor de permeabilidades. Conociendo la frecuencia y dirección de estas permeabilidades, es posible calcular las direcciones de anisotropía del tensor y las permeabilidades en esas direcciones.

   Esta aproximación es válida para una cierta escala de observación: no se tendrán exactamente las velocidades o las alturas piezométricas en cada fractura, sino un valor medio del conjunto de ellas.

   Para definir las permeabilidades de cada familia se tienen dos caminos: medir las propiedades geométricas de las fisuras (abertura, rugosidad, espaciamiento, etc) y utilizar las expresiones dadas anteriormente o medir directamente por ensayos in situ, las permeabilidades K_f de las fracturas elementales.

2) Medio discontinuo. Consiste en tener en cuenta ya sea cada una de las fisuras elementales del sistema, ya sea fisuras equivalentes que reemplazan muchas fisuras elementales de una misma familia. El modelo está constituido de nudos donde se cortan las fisuras, unidas por planos donde escurre el fluido, según las leyes direccionales dadas anteriormente. Se calculan las cargas en los nudos y las velocidades en los planos. Esta aproximación permite representar mas fielmente el flujo, sin embargo, demanda muchísima mas información acerca de las propiedades, posición de las fisuras, individualmente o reagrupadas por familias.

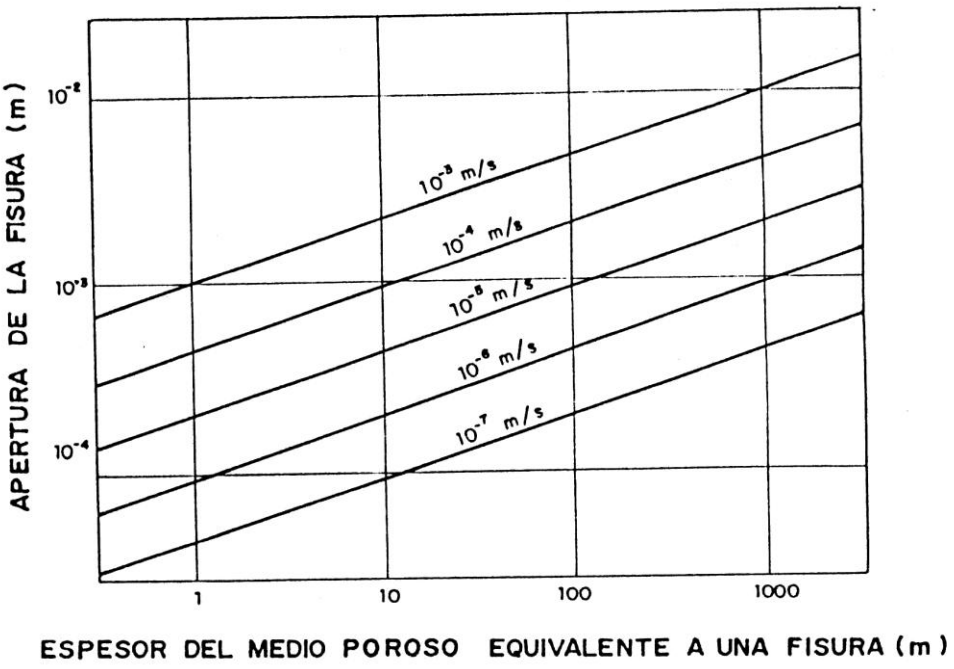


FIGURA 5.15 Comparación entre las permeabilidades de medios fisurados y medios porosos en función de la apertura de la fisura, (Maine y Hocking, 1977, citado por Marsily, 1986).

Si se desea profundizar más en el tema se recomienda la referencia (Toro, 1987). En ella se hace una aplicación de esta metodología a un caso real, los túneles de carga de la represa de Chivor en Colombia.

5.6. GENERALIZACIÓN DE LA LEY DE DARCY

La ley de Darcy establece que para un medio isotrópico se cumple:

$$V = K\,i \tag{5.49}$$

Ya se mostró como en una dirección cualquiera del flujo el gradiente puede expresarse como:

$$i = -\frac{dh}{dL} \tag{5.50}$$

Donde h es la carga total y dh es la pérdida de carga en la dirección del flujo. Se tiene por consiguiente que en una dirección dada:

$$V = -K\frac{dh}{dL} \tag{5.51}$$

Si se considera el problema del flujo subterráneo en tres dimensiones y se acepta que la ley de Darcy es válida en cualquier punto del terreno en todas las direcciones, se tiene que con respecto a un sistema de ejes de coordenadas, las velocidades de flujo en cada una de las tres direcciones estarán dadas de la siguiente manera:

$$V_x = -K\frac{\partial h}{\partial L}\,i \qquad V_y = -K\frac{\partial h}{\partial L}\,j \qquad V_z = -K\frac{\partial h}{\partial L}\,k$$

Es decir que la velocidad en una dirección cualquiera será:

$$V = -K\left(\frac{\partial h}{\partial L}\,i + \frac{\partial h}{\partial L}\,j + \frac{\partial h}{\partial L}\,k\right) \tag{5.52}$$

Lo cual es equivalente a decir que:

$$V = -K\,\nabla h \tag{5.53}$$

Siendo el vector v y el vector gradiente paralelos. Lh es llamado el vector gradiente hidráulico.

Esta expresión se cumple para un medio isotrópico en el cual la permeabilidad no varía en ninguna dirección.

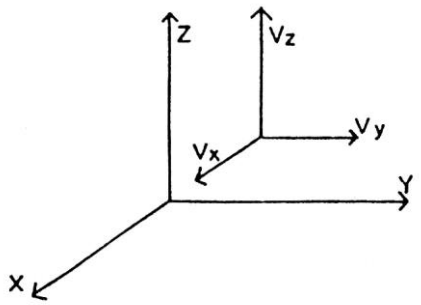


FIGURA 5.16 Velocidades de Darcy en tres dimensiones.

También puede escribirse de la siguiente forma:

$$V = -\left(\frac{\partial(Kh)}{\partial x} i + \frac{\partial(Kh)}{\partial y} j + \frac{\partial(Kh)}{\partial z} k \right) \tag{5.54}$$

Si definimos un potencial de velocidades $\Phi = Kh$, la ecuación que describe el campo de velocidades toma la forma:

$$V = -\nabla \Phi \tag{5.55}$$

El flujo darcyano se llama por esto seudopotencial.

Para un medio anisotrópico, para el cual K = K (x, y, z) es necesario considerar entonces la variación de la permeabilidad en cada una de las

direcciones. En este caso se tiene:

$$V_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x} \qquad V_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y} \qquad V_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

Lo anterior implica que la permeabilidad es una propiedad tensorial, resultando entonces un tensor de 9 componentes, así:

$$K = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{bmatrix} \tag{5.56}$$

Este es una tensor simétrico con:

$$K_{xy} = K_{yx} \qquad K_{xz} = K_{zx} \qquad K_{yz} = K_{zy}$$

Sin embargo, físicamente solo hay escurrimiento en aquellas direcciones donde el gradiente es paralelo a la permeabilidad. Matemáticamente X, Y, Z, son las direcciones de los vectores propios de la matriz, estas direcciones son llamadas direcciones principales de anisotropía del medio. En este caso el tensor se reduce a tres componentes diagonales:

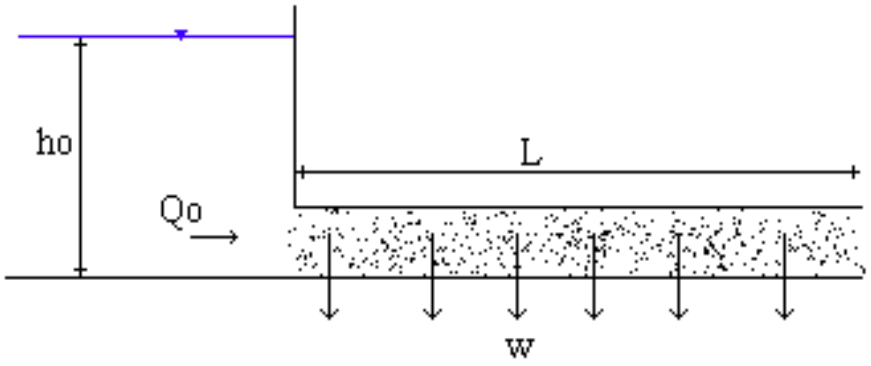
$$K = \begin{bmatrix} K_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & K_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & K_{zz} \end{bmatrix} \tag{5.57}$$

En un medio estratificado es evidente que las direcciones paralelas y perpendiculares a la estratificación son direcciones privilegiadas de escurrimiento, en las cuales el gradiente de carga y las velocidades se confunden, es decir que las componentes del tensor se reducen a las componentes diagonales.

En la practica, en los medios estratificados horizontalmente se distinguirán dos permeabilidades: una permeabilidad vertical K_{zz} y una permeabilidad horizontal $K_{xx} = K_{yy}$, la relación de anisotropía
K_{zz} / K_{xx} está comprendida entre 1 y 100.

EJEMPLO 5.4

El agua sale por un lente de arena muy delgado, confinado por la pared de un embalse. El goteo hacia el acuífero subyacente es constante y uniforme. Derivar una ecuación para Qo, si ho, T y w son conocidos y L es desconocido.



Planteando la ecuación de continuidad:

$$Qo - W\,x = -T\frac{dh}{dx}$$

Integrando a ambos lados de la igualdad

$$\int_0^L (Qo - W\,x)dx = -\int_{ho}^0 T\,dh$$

$$\Rightarrow \qquad \int_0^L (Qo - W\,x)dx = \int_0^{ho} T\,dh \qquad \Rightarrow \qquad Qo\,x - \frac{W\,x^2}{2}\Bigg|_0^L = T\,ho$$

Se obtiene: $$Qo\,L - \frac{W\,L^2}{2} = T\,ho$$

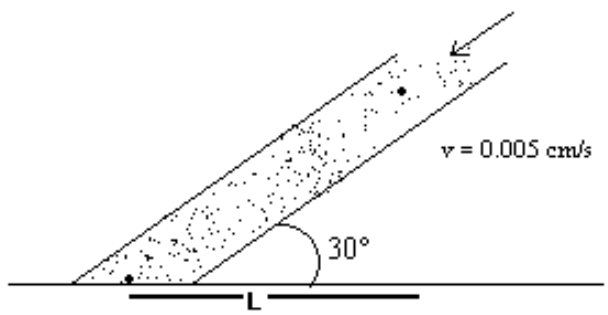
El caudal por unidad de ancho es: Qo = W L 1

Entonces $L = \dfrac{Qo}{W}$, reemplazando y despejando Qo se obtiene finalmente:

$$Qo = \sqrt{2\,W\,T\,ho}$$

EJEMPLO 5.5

Una columna de medio poroso forma un ángulo de 30° con el plano horizontal, ver Figura. La magnitud de la velocidad de Darcy es 0.005 cm/s. Si la presión es siempre la misma en la columna, cual es la conductividad hidráulica ?.



De la Ley de Darcy se tiene: $V = -ki$

Donde el gradiente hidráulico es: $i = \frac{h_1 - h_2}{L} = \frac{\Delta h}{L}$

Como la columna está inclinada, $\Delta h = L\tan 30^\circ$

Ahora;

$$i = \frac{L\tan 30^\circ}{L} \qquad \Rightarrow \qquad i = \tan 30°$$

Reemplazando se tiene una conductividad hidráulica de:

$$k = \frac{0.005}{\tan 30^\circ} \qquad \Rightarrow \qquad k = 0.0087 \text{ cm/s}$$

EJEMPLO 5.6

Un flujo horizontal ocurre a través de una columna de medio poroso no homogéneo en el cual la conductividad hidráulica varía continuamente de acuerdo a la siguiente expresión: K(x) = Km exp(-x/L) donde Km es la conductividad en x = 0 y L es la longitud de la columna. Para Km = 0.019 cm/s, L = 1.3 m y una diferencia de presión de 3 m a lo largo de la columna, calcular la velocidad de Darcy. Dibujar la distribución de presiones a lo largo de la columna.

Aplicando la Ley de Darcy:

$$V = -K\,i = Km\,e^{-\frac{x}{L}}\,\frac{dh}{dx}$$

reemplazando

$$-V = 0.019\,e^{-\frac{x}{L}}\,\frac{dh}{dx}$$

Integrando:

$$\frac{-V}{0.019}\int_0^{1.3} e^{\frac{x}{L}}dx = \int_3^0 dh$$

Evaluando la integral

$$\frac{-V}{0.019}\left(e^{\frac{x}{L}}\right)\Bigg|_0^{1.3} = h\Big|_3^0$$

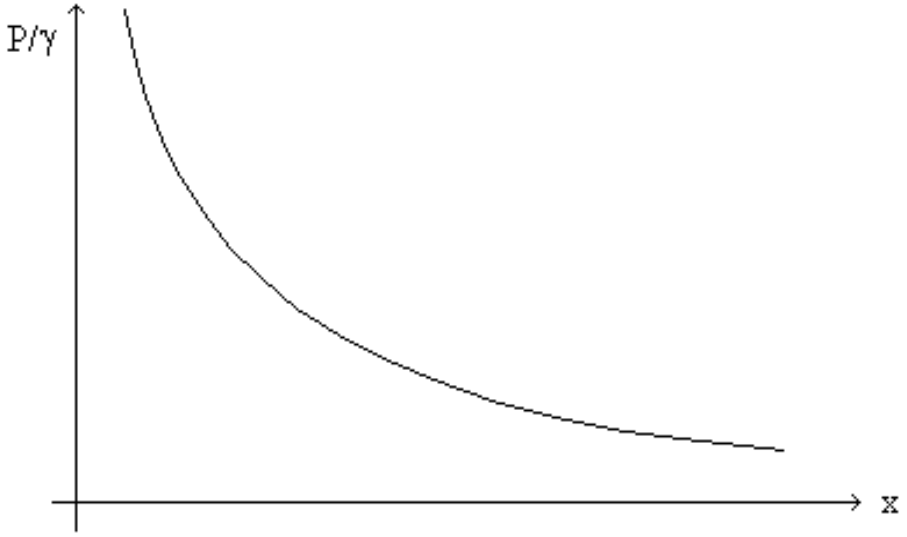
se obtiene finalmente

$$V = 0.0026\,\frac{cm}{s}$$

Si se considera un caudal constante, la distribución de presiones tiene una forma exponencial que depende de la permeabilidad así:

$$V = -0.019\,e^{-\frac{x}{L}}\,\frac{dh}{dx}$$

Graficando esta expresión se tiene:



EJEMPLO 5.7

Agua a una temperatura de 10 °C fluye a través de una columna vertical de arena formada de arena de 0.5 mm de diámetro, longitud L=120 cm y área transversal A=200 cm². El diámetro medio de las partículas de arena es de 0.5 mm, la porosidad, n, es 0.36 y la conductividad hidráulica k es 20 m/día.

Se requiere :

a. Analizar si es aplicable la Ley de Darcy.
b. Cuál es el caudal total Q ?
c. Cómo cambiarían las respuestas de las preguntas a y b si la temperatura varía de 10 °C a 30 °C ?.

Solución :

a. Se puede aplicar la Ley de Darcy ya que se tienen las siguientes características :

- Es un medio Homogéneo
- Es un medio continuo, ya que se puede decir que todos los vacíos de la arena están intercumunicados entre si.
- Es un medio isotrópico.
- Además se puede verificar si el flujo es laminar si R < 10

$$R = \frac{v \cdot d}{\upsilon}$$

R : Número de Reynolds
v : Velocidad de Darcy
d : Diámetro promedio del material
υ : Viscosidad cinemática del agua
$\upsilon_{10°C} = 0.01310$ cm²/s

$\upsilon_{30°C} = 0.00804\ cm^2/s$

El gradiente hidráulico es: $i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{120}{120} = 1$

Remplazando en la ecuación de Darcy $v = k * i$

$v = 20(m/día) * 1$ $v = 20\ m/día = 0.000231\ m/s$

Se obtiene un número de Reynolds de

$R = \frac{0.00021 * 0.0005}{1.0e-6} = 0.088846$ $R < 10$ con lo que se demuestra que el flujo es laminar y es aplicable entonces la Ley de Darcy.

b. El Caudal total será :

$Q = k * A * i$
$Q = 20(m/día) * 0.02(m^2) * 1$
$Q = 0.4\ m^3/día$

c. Si la temperatura cambia de 10 °C a 30 °C los cambios en las respuestas serán las siguientes:

Como T= 30 °C se puede, con la siguiente expresión encontrar la permeabilidad correspondiente:

$\Rightarrow \quad \frac{K_{20}}{K_T} = \frac{40}{T^o + 20} \qquad \frac{20}{K_T} = \frac{40}{30 + 20} \qquad \Rightarrow \quad K_T = 25\ m/día$

El nuevo caudal sería entonces:

$\Rightarrow \quad Q = 25\ (m/día) * 0.02(m^2) = 0.5\ m^3/día$

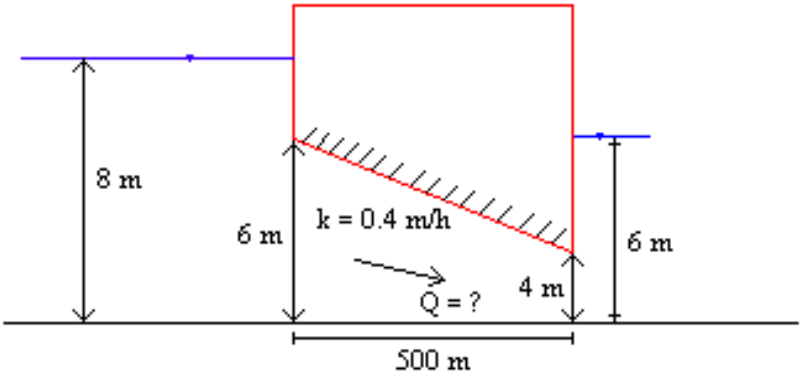
Verificando de nuevo el número de Reynolds, se tiene :

$$R = \frac{0.00021 * 0.0005}{1.0^{-6}} = 0.143657$$ por lo que el flujo sigue siendo laminar y sigue siendo válida la Ley de Darcy.

Como se observa, que al cambiar a 5 m/día la conductividad, también aumenta el caudal circulante.

PROBLEMAS PROPUESTOS

5.1. Se tiene un acuífero confinado con espesor variable, tal como se muestra en la figura. Encontrar el caudal que circula por él.

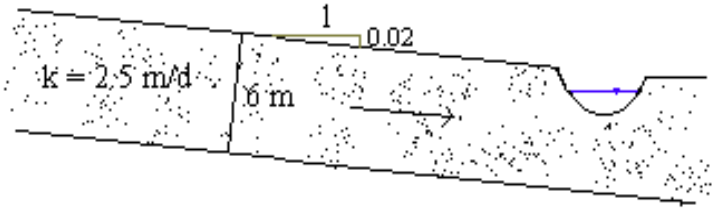


Respuesta : 0.008 m³/d-m

5.2. En un acuífero anisotrópico las permeabilidades son las siguientes kx=36m/d y ky=16 m/d. El gradiente hidráulico con un valor i=0.004, forma un ángulo de 30° con el eje x, determinar el caudal q, por unidad de área y el ángulo que forma con el gradiente.

Respuesta: q= 0.129 m/d θ = 14.4°.

5.3. La figura muestra un acuífero con una pendiente del 2% que drena hacia un río. La permeabilidad del acuífero es de k=2.5 m/d. Los afluentes de una planta de aguas servidas, se infiltran en el terreno para reducir la contaminación del río. El sistema debe diseñarse para evitar la escorrentía superficial de las aguas servidas. Si los rociadores (de aguas servidas) tienen una tasa de 2 cm/d, cual es el máximo ancho w del área que ellos pueden rociar al tiempo, sin que se produzca escorrentía superficial.



5.4. Cinco capas diferentes separan un acuífero confinado de la superficie del terreno. Las capas son anisotrópicas y tienen los siguientes valores de permeabilidad y espesor:

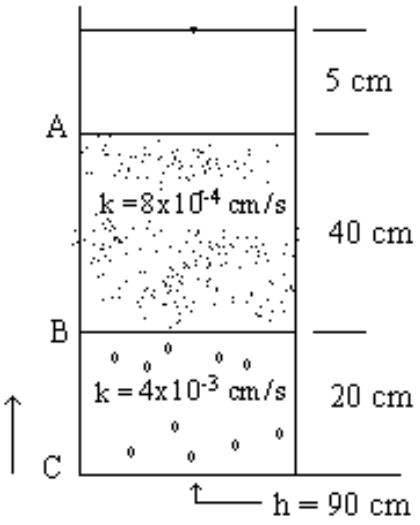
Capa	Espesor (m)	Kx (m/d)	Ky (m/d)
1	1.5	0.5	0.1
2	2.0	3.0	0.5
3	0.3	0.1	0.05
4	4.0	2.0	0.8
5	1.0	0.01	0.02

a) Si la superficie piezométrica del acuífero está en el fondo de la capa 5, cuál es la recarga por unidad de área que llega al acuífero confinado, suponiendo que todas las capas estén saturadas y que la infiltración es suficiente para mantener un flujo vertical, sin que haya agua estancada sobre la superficie del terreno.

b) Si las cinco capas suprayacen en un lecho impermeable en lugar de un acuífero confinado con una inclinación del 1%, cuál es le flujo lateral por unidad de ancho a través de las capas.

Respuesta: a) 1.66×10^{-2} m/d; b) 0.45 m/d

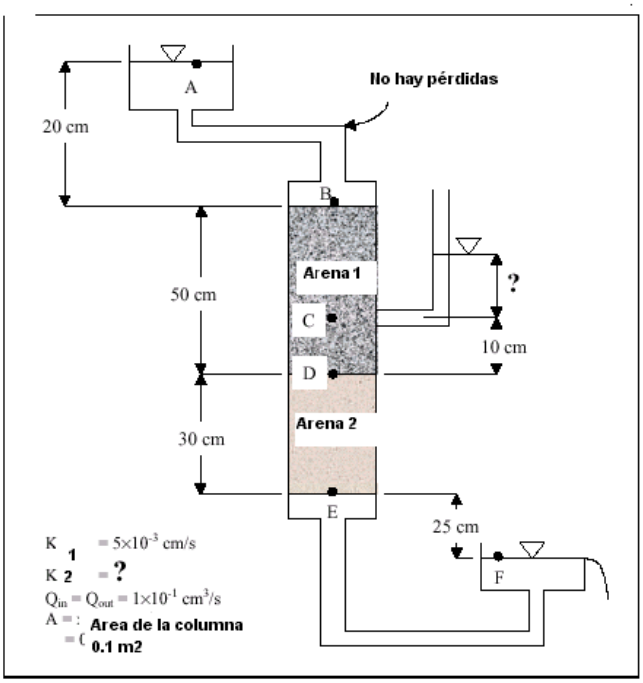
5.5. Calcular la cabeza piezométrica, la cabeza de presión y la cabeza de elevación en los puntos A, B y C indicados en la columna vertical.



5.6 La porosidad de las arenas en el esquema de la figura es 0.35. Si la conductividad hidráulica de la arena 1 es 5 x10^{-3} cm/s, el caudal que circula en régimen permanente es 1 x 10^{-3} cm/s y el área transversal de la columna es 0.1 m^2 . Calcular:

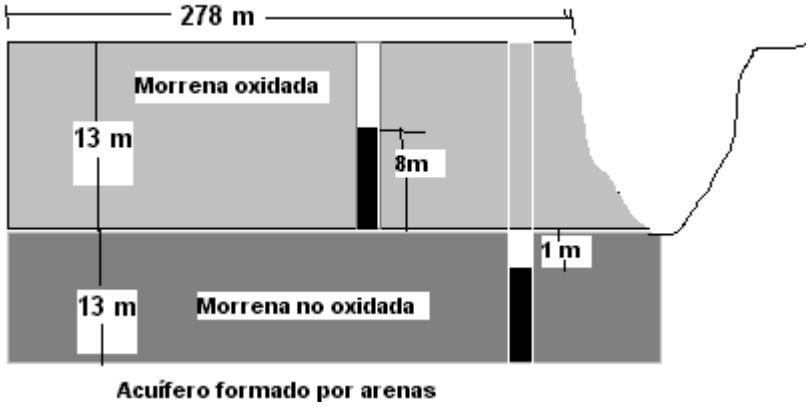
- La altura del agua en el manómetro
- La permeabilidad de la arena 2
- Llenar la siguiente tabla:

PUNTO	CABEZA ELEVACIÓN	CABEZA PRESIÓN	CABEZA PIEZOMÉTRICA
A			
B			
C			
D			
E			
F			



5.7 Un relleno sanitario se construyó en los suelos indicados en el esquema. El relleno ocupa un área de 278 m por 200 m. La excavación para el relleno se profundizará 13 m en la morrena oxidada, la cual tiene el nivel freático 5 m bajo la superficie y una $k=10^{-7}$ m/s. Las morrenas no oxidadas tienen una permeabilidad de 10^{-8} m/s. Hay un gradiente hidráulico regional en la zona de 0.072. Asumir una porosidad de 0.01. Calcular:

a) Velocidad y caudal en las morrenas oxidadas
b) Velocidad vertical a través de las morrenas no oxidadas
c) Tiempo para el lixiviado alcanzar el acuífero formado por arenas.


278 m
Morrena oxidada
13 m
8m
1 m
13 m
Morrena no oxidada
Acuífero formado por arenas