

高等学校规划教材

# 地下水动力学

主 编 李义昌  
副主编 李宾亭  
编 者 赵 林  
周笑绿



中国矿业大学出版社

高等学校规划教材

# 地下水动力学

主 编 李义昌  
副主编 李宾亭  
编 者 赵 林  
周笑绿

中国矿业大学出版社

## 内容提要

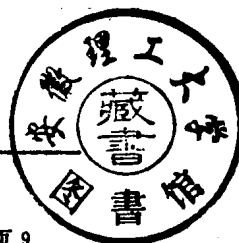
本书阐述地下水运动的原理、定量评价及室内研究方法。包括地下水运动的基本概念、基本定律、数学模型,地下水在含水层中的运动、向井的稳定、非稳定运动和含水层参数识别、裂隙介质中地下水的运动、水动力弥散及研究地下水运动的模拟方法共七章。书中循序渐进地给出了求参计算程序3个,以满足课内外各10个机时的教学要求。内容简练,重点突出,并力求与生产实际结合,同时又尽可能地反映目前国内外的新理论与新方法。

本书可作为煤炭、地质、石油、冶金、化工等工学类高等院校有关专业的教材,也可供水文地质科技工作者参考。

责任编辑 陈贵仁  
责任校对 杜锦芝

高等学校规划教材  
地下水动力学

主 编 李义昌  
副主编 李宾亭  
编 者 赵 林  
周笑绿



---

中国矿业大学出版社出版  
新华书店经销 中国矿业大学印刷厂印刷  
开本 787×1092 毫米 1/16 印张 17.5 字数 449 千字 插页 9  
1995年11月第一版 1995年11月第一次印刷  
印数:1-1200册

---

ISBN 7 - 81040 - 441 - 5

---

P·22'

定价:15.20元

## 前 言

地下水动力学是水文地质专业的一门重要的专业基础理论课程。讲授本课程的目的是使学生掌握地下水运动的基本理论,应用这些理论分析各种水文地质条件下的运动特征,建立相应的数学模型,对水量、水位、水文地质参数进行定量评价,提高解决实际问题及计算机应用能力,为地下水资源评价、矿井水防治打下坚实的理论基础。因此,学生要牢固掌握地下水运动的基本概念、基本定律,稳定流和非稳定流解析解使用条件及其物理意义。

本教材是根据煤炭工业部(原中国统配煤矿总公司)教材编审委员会审定的大纲编写的。编写时既注重基础理论,又考虑煤矿水文地质特点,介绍了地下水在裂隙介质中运动内容,编写了水文地质求参的计算机程序,以便应用。

教材共七章。第一章介绍地下水运动的基本概念、基本定律、基本方程及数学模型,是本书重点之一;第二章介绍地下水在非饱和带及含水层中的运动;第三、四、五章分别详细论述了井流的稳定理论、非稳定理论及水文地质参数识别方法,是本书的又一个重点。第六章介绍了裂隙介质中地下水的运动及水动力弥散问题;第七章是地下水运动的模拟研究。

绪论,第一章第二、三、四、五节,第五章第三节,第六章第一节由李义昌执笔;第一章第六节,第二章第一节,第四章由李宾亭执笔;第二章第二、三节,第三章由周笑绿执笔;第一章第一节,第五章第一、二、四节,第六章第二节,第七章由赵林执笔。最后由李义昌统一审查修改定稿,并编写索引和符号说明。

对所有为本书审订、修改、出版付出了辛勤劳动的同志,对煤炭工业部教材编审委员会,编者表示衷心谢意。由于作者水平所限,书中难免有误和不当之处,恳请读者批评指正。

编者

一九九三年六月

# 目 录

绪论	(1)
第一节 地下水动力学研究的内容和方法	(1)
第二节 地下水动力学的发展简史	(2)
<b>第一章 地下水运动的理论基础</b>	<b>(5)</b>
第一节 基本概念	(5)
第二节 地下水运动的基本定律	(15)
第三节 岩层透水特征	(21)
第四节 流网及其应用	(28)
第五节 地下水的均衡	(35)
第六节 描述地下水运动的数学模型及其解法	(39)
<b>第二章 地下水在含水介质中的运动</b>	<b>(52)</b>
第一节 非饱和带中的地下水运动	(52)
第二节 潜水含水层中的地下水运动	(59)
第三节 承压含水层中地下水的运动	(67)
<b>第三章 地下水向井(孔)的稳定运动</b>	<b>(74)</b>
第一节 地下水向单井的稳定运动	(74)
第二节 地下水向干扰井群及边界附近井的稳定运动	(85)
第三节 地下水向不完整井的稳定运动	(94)
<b>第四章 地下水向井(孔)的非稳定运动</b>	<b>(103)</b>
第一节 承压含水层中单井的非稳定运动	(103)
第二节 越流含水层中单井的非稳定运动	(121)
第三节 潜水含水层中单井的非稳定运动	(127)
第四节 地下水向干扰井群的非稳定运动	(138)
第五节 地下水向不完整井的非稳定运动	(139)
<b>第五章 含水层参数的识别</b>	<b>(144)</b>
第一节 逆问题的概述	(144)
第二节 根据抽水试验确定含水层参数	(147)
第三节 根据水位恢复试验确定含水层参数	(196)
第四节 根据动态观测资料确定含水层参数	(201)
<b>第六章 地下水运动的两个专门问题</b>	<b>(205)</b>
第一节 地下水在裂隙介质中的运动	(205)

第二节	水动力弥散问题·····	(219)
第七章	研究地下水运动的模拟方法·····	(228)
第一节	导论·····	(228)
第二节	渗流槽模拟·····	(231)
第三节	窄缝槽模拟·····	(233)
第四节	电模拟·····	(236)
附录 I	求证无越流补给承压含水层中地下水向完整井的非稳定运动问题 ·····	(243)
I	求证不考虑弱透水层本身弹性释放时,存在越流补给情况下, 半承压含水层中地下水向完整井的非稳定运动问题·····	(246)
II	求证无压含水层中地下水向完整井的非稳定运动问题·····	(251)
索引	·····	(257)
主要参考文献	·····	(263)

# 绪 论

## 第一节 地下水动力学研究的内容和方法

水文地质学是研究地下水的科学,它研究地下水的贮存、分布与运动规律,地下水动力学则是研究地下水运动规律的科学。因此,地下水动力学是水文地质学的重要组成部分,是对地下水进行定量评价、合理开发利用、调蓄与管理以及兴利防害的理论基础。由于地下水的运动发生在岩石中,而地下水本身又是自然界整个水循环的组成部分,因此,地下水的运动受到各种复杂的自然因素和人为因素的影响。地下水动力学是用力学方法研究地下水在孔隙岩土、裂隙岩石和裂隙-岩溶岩石中,在自然因素或人为因素影响下的运动规律的科学。地下水动力学又是一门综合性的实用科学,广泛地为国民经济服务。如城市和工矿企业供水、矿床开采排水疏干、农田灌溉、工程建筑基坑排水、土壤疏干改良和水工建筑区的渗漏防治等,都必须借助于地下水动力学理论。

随着工农业生产的迅速发展,全球人口急剧增加,对地下水的需求量和开采规模日益扩大,人类的活动对地下水运动的干预日益强烈,从而出现了许多与地下水有关的新课题,地下水动力学研究的领域也随之不断开拓。如地下水资源不合理的过量开采,出现了地下水资源枯竭,导致地下水污染,海水入侵到正在利用的含水层等。当今,含水层正在被当作“贮冷”和“贮热”的地下库。为了解决地下水污染、海水入侵的预测,含水层蓄能等问题,需要研究溶质、热量运移问题;为了合理开发、利用、调控和保护地下水资源,使之处于对人类生活和生产最有利的状态,以获得最大的经济、社会和环境效益,需要研究地下水资源管理问题,这些都要涉及地下水的运动规律及定量评价,都要运用地下水动力学的理论与方法。

研究地下水运动规律的方法有水力学、流体力学及实验方法。流体力学的方法是用严密的数学方法来描述流体平衡与运动的规律性,将实际问题概化为典型的数学模型来求解,追求问题的精确解。水力学的方法则是针对实际问题,借助流体力学的某些结论,结合实验所获得的资料,采用数理分析和试验观测成果相结合的方法,力求能在数量上估计水力现象的主要因素,以求得能满足工程实际要求的近似解。实验方法是在复杂条件下的地下水运动,当理论上的研究不能解决时,往往利用实验模型来模拟自然条件,以确定地下水运动的规律。地下水在天然的水文地质体中的运动规律是用数学方程来描述的,即先对天然的地质、水文地质条件正确地概化抽象为一个物理模型(水文地质模型),进而作数学描述,构成与之相对应的数学模型。求解地下水运动的数学模型,一般采用解析法、数值法和实验模拟法。解析法能给出空间上任意一点的值,对无限多个点都是精确的,在时间上和空间上都是连续的,因此,它是精确解。但由于现有的数学工具只能求解比较简单的数学模型,对复杂的地质、水文地质条件进行简化,作一系列的假设,从而不可避免地带来误差,因此,对于一些复杂条件下的地下水流问题,如含水层边界形状不规则、多种边界同时存在、含水层厚度变化

大、非均质和各向异性等很难找到它的解析解。目前,解析法主要有:分离变量法、积分变换法(Laplac 变换、Hankel 变换、Fourier 变换)、保角映射法、速端曲线法、Green 函数法等。数值法是用离散方法对地下水流和数学模型求得一个数值解,它是一种近似的解,是求解大型地下水流问题的主要方法,一般需借助于电子计算机,其优点是适用性强,对各种复杂的水文地质条件无须作过多的简化,从而可减少因简化条件带来的误差,有时比解析法还接近实际,实际上,它对任何复杂的地下水流问题都能给出足够精度的解。数值法常用的方法有有限差分法和有限单元法。实验模拟法是针对复杂的地下水流问题难于得到数学模型的解时,在实验室根据相似性原理,用模拟实验的方法求得其解,若实验室人工制作的模型或模拟装置能如实地反映自然的水文地质条件时,一般能得到满意的结果,它的最大缺点是通用性差,每个模型或模拟装置只能代表一个具体的地下水流问题,所以,往往由于设备复杂、测量技术困难或不便等原因而受到很大的限制。

## 第二节 地下水动力学的发展简史

人类开发利用地下水已有几千年的历史。我国发现的最古老的水井是浙江余姚河姆渡井,距今约 5700 年。尧时击壤歌“日出而作,日入而息,掘井而饮”说明当时已有掘井的知识。2000 年以前春秋时代“陇中少盐,惟天水一井可煮为盐”、“用火井之火,煮盐井之盐”,当时就利用盐井取卤水,同时利用气井煮盐,说明我们的祖先劳动人民的打井技术及对地下水的认识已达到相当高的水平。明代的《农政全书》中,徐光启写道:“井与江河地脉贯通,其水浅深,尺度必等。”实际上提出了地下水渗入起源学说的雏形。

旧的圣经中已提到有甚多地下水,如水井、喷泉。Tolman 曾指出公元前 800 年在波斯及埃及就有地下水道存在。古波斯时期在德黑兰附近修建了规模宏大的坎儿井,最大深度距地表约 150m,长达 26km。在长期利用井、泉作为水源的过程中,人们提出了有关地下水起源的看法。古希腊哲学家 Homer、Thales 与 Plato 假设,喷泉是内海水经山脉地道引入,经过过滤洁净后喷出地面。Aristotle 则认为空气进入山脉冷却凝结为水而输出喷泉。罗马一位建筑家 Vitruvius 认为山脉接受大量雨水,渗入岩石地层和基地,而形成地下水流,即为今日的渗透原理。法国陶器工人与哲学家 B. Paliss(1509~1589)重申了渗透理论,解释了井泉和河水的关系,并指出井、泉的水起源于降水。至 17 世纪末叶,对水循环有进一步的认识,P. Perrault(1608~1680)经三年的雨量测定,估算了赛因河排泄盆地的径流量,指出降至盆地的雨量约为河流排量的 6 倍。法国物理学家 E. Mariotte(1620~1684)对巴黎赛因河作过测量,证实了 P. Perrault 的说法,支持了渗透理论。英国天文学家 E. Halle(1656~1742)证明海水蒸发,足于供给所有喷泉河流之需。

18 世纪,地质学的基本理论已建立,对地下水的存在与运动已有基本的认识。19 世纪中叶,随着地下水开发利用规模的扩大,法国打了若干自流井,生产上有了计算井涌水量的要求。法国的水力学家 Henry Darcy 研究了水在沙中的运动,于 1856 年发表论文,提出了水在多孔介质中的渗透定律,即著名的 Darcy 定律。这是研究地下水在多孔介质中的运动规律,对它作定量评价的开始,同时提出了岩石渗透系数的概念,至今仍是地下水运动理论的基础。接着,J. Dupuit(1863)以 Darcy 定律为基础,研究了一维稳定流动和向水井的二维稳定运动,将渗透定律应用到天然含水层中,得出了著名的 Dupuit 微分方程。1904 年,Boussinesq



又提出了潜水非稳定流微分方程。Darcy 定律、Dupuit 及 Boussinesq 微分方程为地下水动力学奠定了理论基础。以后,德国的 P. Forchheimer、法国的 A. Thiem 等研究了更为复杂的渗流问题。1922 年~1930 年,Н. Н. Павловский(苏联)创立了水工建筑下潜水运动的流体力学理论,提出了研究地下水运动的三种方法:水力学方法、流体力学方法和实验室方法,并运用水电比拟法研究了水工建筑的地下水运动。20 世纪 20 年代以前相当长的历史时代里,由于地下水开发利用的规模比较小,开采量比天然补给量相比小得多,井中水位一般很快出现似稳定状态,可以近似地认为地下水不随时间变化,用稳定流理论来描述。

到 20 世纪 20 年代末期,在美国地下水开采规模越来越大,地下水的天然状态不断受到破坏,一些地区地下水位出现持续下降,地下水的运动状态表现为明显的随时间而变化的特征,于是,人们开始注意地下水运动的不稳定性和承压含水层的贮水性质。1928 年美国的 O. E. Meinzer 提出了含水层和水可以压缩并具有弹性,当压力水头降低时,承压含水层能释放出—部分贮存水。1931 年美国的 L. K. Wenzel 等人通过长期抽水试验发现,在宽广的潜水含水层中抽水,是一个由近而远逐渐疏干含水层的过程,并认为它与含水层的给水度有关。上述观点动摇了以侧向补给为特征的稳定流理论。1935 年美国 C. V. Theis 利用 Meinzer、Wenzel 等人的观点及长期抽水试验所获得的实际资料,运用热传导方程,第一次提出了承压完整井非稳定流公式,即著名的 Theis 公式,它的出现使地下水动力学的发展进入了一个新阶段,为非稳定流理论的发展奠定了理论基础。在 Theis 公式出现的 30~40 年内,解非稳定流的解析法得到了很大发展,不仅对 Theis 公式的使用作了各种推广,而且在 50 年代,美国的 C. E. Jacob、M. S. Hantush 提出了有越流补给的半承压含水层中地下水的非稳定运动理论。60 年代初,美国的 W. C. Walton 通过试验发现潜水含水层水位下降历时曲线有明显的三个不同区段。1966 年,英国的 N. S. Boulton 在 Walton 研究成果的基础上,提出了潜水迟后疏干的非稳定流微分方程式,并求出其解。70 年代初,美国的 S. P. Neuman 从实际的三维流出发,导出了有迟后效应的潜水非稳定井流公式。与此同时,随着基岩地区裂隙水及石油天然气的大量开发利用,人们对裂隙水的运动规律展开了大量的研究工作,1960 年 Т. И. Баренблатт 提出了孔隙-裂隙岩层中渗流的“双重孔隙度介质”模型,为裂隙水运动研究奠定了理论基础。70 年代,Т. D. Streltsova 等人应用双重介质模型于承压和无压含水层中井流的解算。目前,这一理论已成为裂隙水动力学计算的重要理论之一。1966 年, E. C. Pamm 等人提出了裂隙网络中地下水运动方程表达式。淡-盐水界面的问题,溶质在地下水中运移问题,两种或多种流体(水、油、气)同时存在的运动规律问题,非饱和带中水分运移问题的研究都在不断地发展。但当把解析法应用于大范围的含水层系统时,其局限性马上就暴露出来了,因为实际的水文地质条件远较解析法所依据的假设条件(含水层是均质各向同性的,形状是规则的)要复杂得多。

为了解决随着地下水开采规模进一步扩大而出现的问题,必须对实际含水层系统进行研究。在 50~60 年代前期,许多研究人员转向以电网络模拟为代表的模拟技术,到 60 年代初,它已成为解决大范围含水层系统的有力工具。60 年代中期又出现了与计算机结合在一起的混合机,依靠这些模拟计算机,以有限差分理论为基础,求得地下水流的近似解。

60 年代后期,随着电子计算机的广泛使用,数值模拟在地下水计算中得到了应用,同电网络模拟相比,它有许多优越性,比电网络模拟有更大的通用性,更容易处理潜水流的问题。因此,目前数值模拟已基本上代替了电网络模拟。数值法不仅可以有效的解决地下水流问

题,还能解决水质和污染物在地下水中运移的问题、淡-盐水分界面移运问题、地下水的最优管理问题等。总之,近 20~30 年来,随着计算机和计算技术的发展,人们在解决地下水问题的能力上有了突破性的进展。

100 多年来,地下水动力学虽然得到了很大的发展。但是,这门学科还远不能满足生产发展的需要,一方面由于地下水流本身的复杂性,目前还存在不少薄弱环节,没有很好的解决;另一方面随着人类活动对地下水的影响程度的加强,出现了许多新的课题需要研究解决,不少理论问题还需进一步探索和完善,如地下水在裂隙介质、岩溶介质中运动规律问题,非饱和带水、盐运动理论问题,水中溶质运移理论问题,热量在地下水中运移问题、地下水的合理开发、利用、调蓄与最优管理问题,深层热卤水运动规律问题等,都需要进一步研究。

# 第一章 地下水运动的理论基础

## 第一节 基本概念

### 一、地下水与含水介质

地下水是指存在并运动于地表以下的岩土空隙中的水。一种物质存在于另一种物质内部时,后者就是前者的介质;某些波状运动(如声波、光波等)借以传播的物质(空气)叫做这些波状运动的介质、物理学中称为载体。地下水存在并运动于空隙岩土中,具有空隙的岩土地下水动力学中称为含水介质。根据岩石空隙的性质及其成因不同,含水介质又可分为孔隙介质、裂隙介质和岩溶介质。孔隙介质也称多孔介质,但广义上说,可以把孔隙介质、裂隙介质和一些空隙分布比较均匀的岩溶介质都称为多孔介质。

多孔介质中可能同时存在固、液、气相。固相称为骨架,气相的空气主要存在于非饱和带中,液相的地下水有多种存在形式,本书主要研究重力水的运动。

由于构成多孔介质的地质体在物质成分、颗粒大小、排列方式及后期改造作用等方面存在较大差异,造成了多孔介质中空隙的几何形状、大小及方向的复杂性,决定了地下水在其中的运动是非常复杂的,给研究地下水运动规律带来了一定困难。为此,我们引进连续介质模型这一概念。

研究表明,表征多孔介质是否连续的物理量是孔隙度( $n$ )。如果物理点  $P$  落在固体骨架上,则  $n=0$ ;而  $P$  落在空隙中时, $n=1$ ,显然变得不连续了。为了对多孔介质中地下水运动作连续性近似,在此通过孔隙度( $n$ )引进表征性体积单元(representative elementary volume,简称为 REV,以后简称为表征性体元)。

若在中多孔介质中,以  $P$  点(称为数学点)为中心,取不同大小的体积  $\Delta V^{(i)}$ ,于是就有对应不同大小的孔隙度  $n^{(i)}$ ,即

$$n^{(i)} = \frac{\Delta V_v^{(i)}}{\Delta V^{(i)}} \quad (i = 1, 2, 3, \dots) \quad (1-1)$$

式中  $\Delta V_v^{(i)}$ ——为体积  $\Delta V^{(i)}$  中的空隙体积。

当逐渐增大体积  $\Delta V^{(i)}$  时,即  $\Delta V^{(1)} < \Delta V^{(2)} < \Delta V^{(3)} < \dots$ ,得到相应的  $n^{(i)}$  值,即  $n^{(1)}, n^{(2)}, \dots$ ,其两者之间的关系见图 1-1。

从图 1-1 中可以看到,在  $\Delta V^{(i)}$  由小到

大取值过程中,则开始时孔隙度的值波动很大,随后波动变小,当  $\Delta V^{(i)}$  取到某一值时

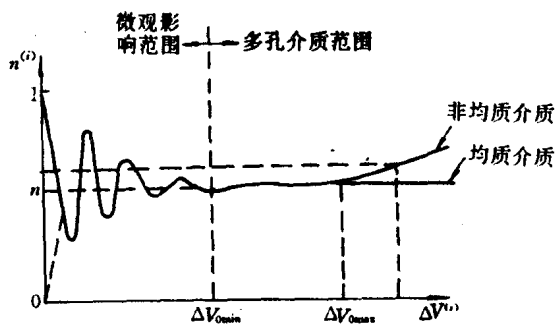


图 1-1 孔隙度与表征性体元概念示意图  
(据 J. Bear)

( $\Delta V_{0min}$ ),  $n$  为某一定值, 当  $\Delta V^{(i)}$  继续取值到  $\Delta V_{0max}$  时,  $n$  始终稳定在这个值, 变化不大; 当  $\Delta V^{(i)}$  在超过  $\Delta V_{0max}$  以外取值时, 因介质的非均一性, 出现  $n$  值偏离。当  $P$  点位于某个空隙中心, 且  $\Delta V^{(i)}$  小于空隙体积, 这时  $n=1$ , 而当  $P$  点取在某个固体颗粒的中心, 且  $\Delta V^{(i)}$  取得足够小时, 则  $n=0$ 。无论是以  $n=1$ , 还是以  $n=0$  开始, 都反映出上述变化规律。为此, 我们将  $n^{(i)}$  值趋于稳定时对应的体积  $\Delta V_0$  ( $\Delta V_{0min} < \Delta V_0 < \Delta V_{0max}$ ) 称为表征性体元 (REV)。

有了表征性体元的概念, 我们借助于它再来定义任意点  $P$  的空隙度  $n$ , 即

$$n(P) = \lim_{\Delta V \rightarrow \Delta V_0} \frac{\Delta V_V^{(i)}(P)}{\Delta V^{(i)}(P)} = \frac{\Delta V_{V_0}}{\Delta V_0} \quad (1-2)$$

式中  $\Delta V_0$  —— 表征性体元的体积;

$\Delta V_{V_0}$  ——  $\Delta V_0$  中的空隙体积。

假设  $\Delta V_0$  及  $\Delta V_{V_0}$  在  $P$  点附近的变化是光滑的, 于是

$$n(P) = \lim_{P' \rightarrow P} n(P')$$

这意味着在含水介质内  $n$  是  $P$  点位置的连续函数。这样, 通过空隙度的定义, 把含水多孔介质中微观变化复杂的空隙平均化为处处有空隙度  $n(P)$  的连续介质, 实际的多孔介质就被一种假想的连续介质所代替, 称这种假想的介质为连续介质模型。

## 二、地下水与多孔介质的压缩性及压缩系数

地下水和多孔介质在不同条件下物理性质是不同的。为了更好地理解地下水在多孔介质中的运动规律, 首先我们需要知道流体的密度  $\rho$  和孔隙度  $n$  随压力  $P$  的变化情况, 为此根据流体在不同条件下的物理性质导出一个状态方程。

从内压大于大气压的饱水层中取水时, 将引起水和多孔介质弹性变形, 可用虎克定律表示

$$\frac{dV_w}{V_w} = -\beta dp \quad (1-3)$$

$$\frac{dV_c}{V_c} = -\alpha d\sigma \quad (1-4)$$

式中  $V_c$  —— 介质空隙加骨架的体积;

$V_w$  ——  $V_c$  中水的体积;

$P$  —— 水所承受的压强;

$\sigma$  —— 介质骨架所受的压强;

$\beta$  —— 水的弹性压缩系数;

$\alpha$  —— 介质的压缩系数;

‘-’ —— 表示压力与体积的变化方向相反。

因为  $\rho \cdot V_w = \text{常数}$  (质量守恒), 取其全微分:  $\rho dV_w + V_w d\rho = 0$ , 所以有  $\frac{dV_w}{V_w} = -\frac{d\rho}{\rho}$ , 将其代入式(1-3)得水的状态方程为:

$$d\rho = \rho\beta dP \approx \rho\beta\gamma dh \quad (1-5)$$

式中  $\gamma$  —— 水的容重;

$h$  —— 水头;

$\rho$  —— 水的密度。

式(1-5)表明水的密度的变化与原有水的密度和水头变化之积成正比。

又因为介质变形主要是垂向变形,即在垂直方向上的长度  $\Delta z$  有变化,颗粒体积不变,所以,  $V_c - V_c n = \text{常数}$ ,取全微分得

$$dV_c - n dV_c - V_c dn = 0$$

或

$$\frac{dV_c}{V_c} = \frac{d(\Delta z)}{\Delta z} = \frac{dn}{1-n}$$

将上式代入式(1-4),同时注意  $\sigma + P = c$  (常数),所以  $d\sigma = -dP$ ,故结果得介质的状态方程为

$$dn = (1-n) \alpha dP \approx (1-n) \alpha \gamma dh \quad (1-6)$$

$$d\Delta z = \Delta z \alpha dP \approx \Delta z \alpha \gamma dh \quad (1-7)$$

式(1-6)、(1-7)表示多孔介质孔隙度的变化与水头的变化和原有孔隙度有关。

以上状态方程表明了水和介质的压缩变形规律,也说明在天然状态下,处在一定深度的多孔介质受到一定上覆岩层荷重的压力。当这种压力发生变化时,水和介质就会发生压缩变形,这便是地下水和多孔介质的压缩性。

### 三、含水层的给水度、贮水率与贮水系数

#### 1. 给水度

对潜水含水层而言,当潜水面下降一个单位时,单位面积柱体含水层水位波动带上所排出的重力水的体积称给水度,用  $\mu$  表示, $\mu$  表示重力排水能力(图 1-2a),它的值一般为 0.05

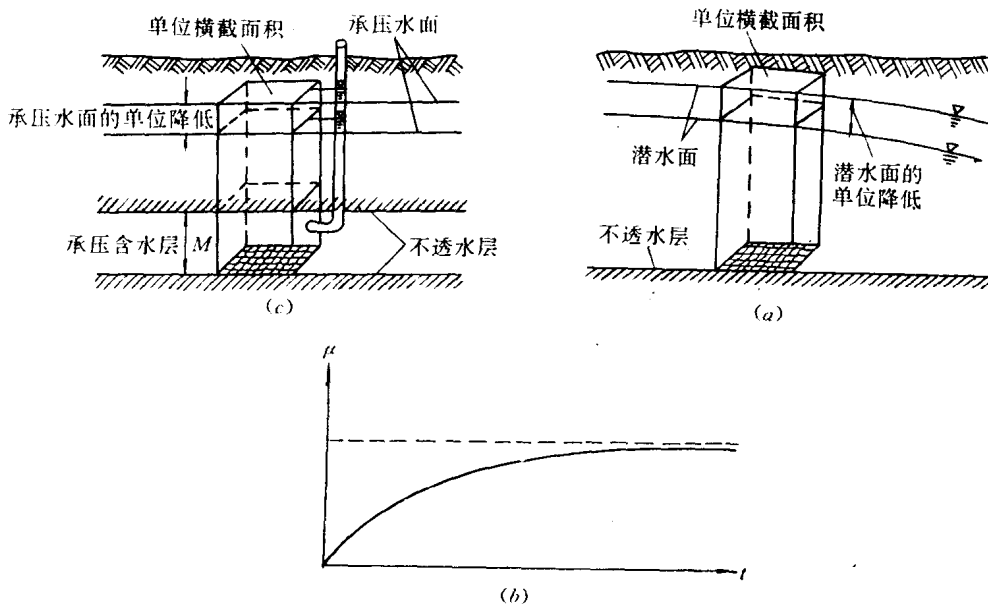


图 1-2 含水层贮水性示意图

a—潜水含水层; b—给水度随时间变化; c—承压含水层

(据 J. Bear)

~0.25。研究表明,给水度  $\mu$  值不仅与水位波动带的岩性有关,而且与疏干时间的长短有关。当含水层水位下降很快时,由于饱和带中水分的运动迟后于水位下降速度,因此被疏干

部分所含的水不是随着地下水位下降同时排出,而是迟后一段时间,即在较短时间内,土层中释放出的重力水的水量小于该土层全部疏干后释放的水量。因而,随着排水时间长短不同,测得的  $\mu$  值也不一样,给水度变为时间的函数。排水时间越长,给水度越大,最后趋于一个固定值(图 1-2b)。教科书上往往所给出的值是重力排水结束时的给水度值。实际工作中受时间的限制,测得的给水度值一般小于书本上所给的值。

## 2. 贮水率及贮水系数

式(1-6)、(1-7)展示了垂直方向厚度变化或孔隙度变化与水头变化之间的关系。现进一步讨论含水层的释水特征。从含水层中取体积为  $1\text{m}^3$  的单元体,考察当水头下降  $1\text{m}$  时单元体释放的水量。此时介质有效应力增加了  $\gamma\Delta H = \gamma$ ,由介质压缩的虎克定律式(1-4)可得

$$-dV_c = \alpha V_c d\sigma = \alpha \cdot 1 \cdot \gamma = \alpha\gamma$$

负号表示体积减小。同时水的压强改变了  $-\gamma\Delta H = -\gamma$ ,由水的体积压缩的虎克定律(1-3)便有

$$dV_w = -\beta V_w dp = -\beta n(-\gamma) = \beta n\gamma$$

正号表示水体积的膨胀。二者之和为

$$-dV_c + dV_w = \alpha\gamma + n\beta\gamma = \gamma(\alpha + n\beta)$$

令

$$\mu_s = \gamma(\alpha + n\beta) = \rho g(\alpha + n\beta) \quad (1-8)$$

式中  $\mu_s$  称为贮水率或释水率,其量纲为  $[L^{-1}]$ 。它表示当水头变化一个单位时,从单位体积含水层中因骨架压缩和水体膨胀而释放出水的体积。

当含水层水头上升时,则发生相反的过程,会贮存部分地下水,所以有人称这部分水量为弹性贮量。很显然,弹性贮存和弹性释放是不同条件下一个问题的两个方面。严格地讲,潜水含水层也具类似性质,但是这个量与由给水度所决定的释水量相比要小得多,因而一般被忽略。

在实际含水层中若平均厚度用  $M$  表示,则  $\mu^* = \mu_s M$  称为贮水系数,它的物理意义表示当水头变化一个单位时,从单位底面积、高为  $M$  的柱体含水层中因水体膨胀和骨架压缩而释放的水体积(图 1-2c),无量纲,其值一般在  $10^{-5} \sim 10^{-3}$  之间。

## 四、渗流与渗透速度

### 1. 渗流

多孔介质中固体表面的多样性和复杂性,使地下水的运动途径变得极不规则(图1-3a),

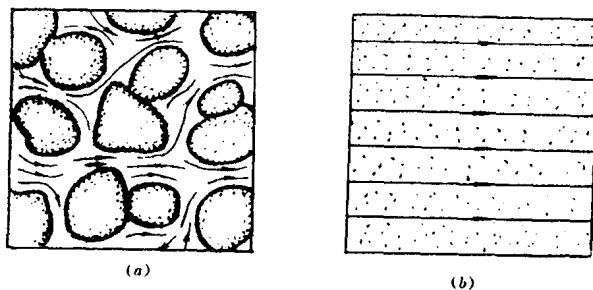


图 1-3 多孔介质中的渗透

a—实际渗透; b—理想渗透

给研究地下水的运动规律造成很大的困难。人们不可能也没有必要去研究其中单个地下水质点的运动状况,而研究具有平均性质的渗透规律,我们假想一种水流充满整个含水层所占的空间(包括空隙和颗粒),而这种假想水流同时具备以下特点:

- (1)它通过任一断面的流量与真实水流通过该断面的流量相等;
- (2)在某一断面上各点的压力或水头等于与真实水流在该断面上相同点的压力或水头;
- (3)它在任一含水介质体积内所受到的阻力与真实水流在该体积内所受的阻力相等。

具有这样性质的假想水流称为渗流。渗流所占据的空间区域称为渗流区或渗流场。显然通过上述定义就把整个含水空间看成都是充满水的连续流场(图 1-3b)。这样做既可避开研究个别空隙中地下水水质点运动规律的困难,又能利用水力学和流体力学中成熟的方法来研究地下水运动规律。同时,渗流的流量、压力、阻力等和真实水流相等,不致于造成研究结果的失真。

## 2. 渗透速度

渗流充满整个岩石断面,垂直于渗流方向的多孔介质断面叫过水断面。显然,过水断面包括骨架和空隙面积,它的形状随着渗流流动的曲直而发生变化,当渗流平行流动时为平面,弯曲时则为曲面。渗透速度则为过水断面上的平均流速,记为  $v$ ,则有

$$v = \frac{Q}{A} \quad (1-9)$$

式中  $v$ ——渗流速度,量纲为 $[LT^{-1}]$ ;

$A$ ——过水断面积,量纲为 $[L^2]$ ;

$Q$ ——渗流量,即单位时间内通过过水断面  $A$  的水体积,量纲为 $[L^3T^{-1}]$ 。

渗透速度也是一个假想速度,它只代表过水断面上的平均速度。在《水文地质学基础》中,已经知道渗透速度  $v$  与实际平均流速  $\bar{u}$  之间的关系为

$$v = n\bar{u} \quad (1-10)$$

研究中,我们往往想知道渗流场中某一点  $P$  的渗透速度,因此仅有上述定义渗透速度是不够的。在引入表征体元后,可这样定义渗透速度

$$v = \frac{1}{\Delta V_0} \int_{(\Delta V_{v_0})} u \, dV_v \quad (1-11)$$

式中  $\Delta V_0$ ——REV 的体积;

$(\Delta V_{v_0})$ ——REV 中的空隙体积;

$u$ ——质点的速度矢量。

由于实际流动是在  $\Delta V_0$  中的空隙体积  $\Delta V_{v_0}$  中,则有实际平均流速  $\bar{u}$  为:

$$\bar{u} = \frac{1}{(\Delta V_{v_0})} \int_{(\Delta V_{v_0})} u \, dV_v \quad (1-12)$$

$$\begin{aligned} \text{故} \quad v &= \frac{1}{\Delta V_0} \int_{(\Delta V_{v_0})} u \, dV_v \\ &= \frac{\Delta V_{v_0}}{\Delta V_0 \cdot \Delta V_{v_0}} \int_{(\Delta V_{v_0})} u \, dV_v \\ &= n \cdot \frac{1}{\Delta V_{v_0}} \int_{(\Delta V_{v_0})} u \, dV_v \end{aligned}$$

$$= n\bar{u}$$

这样,从理论上说明了  $u$ 、 $\bar{u}$  及  $v$  之间的关系。其形象表示见图 1-4。

## 五、压强与水头及 Bernoulli 方程

### 1. 压强

由水力学知识可知,压强为单位截面积液体上所受的力,即

$$P = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta P}{\Delta A} \quad (1-13)$$

式中  $P$ ——压强;

$\Delta A$ ——受力截面积;

$\Delta P$ ——作用于  $\Delta A$  上的力。

对于静止液体来说,压强随着深度呈线性规律变化。任意一点的压强( $P$ )都等于液体表面压强( $P_0$ )与从该点到液体自由表面的单位面积上的液柱重量( $h\gamma$ )之和。即

$$P = P_0 + \gamma h \quad (1-14)$$

压强根据计算的基准不同又分为:

绝对压强:以完全真空为零算起,这种压强值称为绝对压强,常用  $P'$  表示。

相对压强:以当地大气压  $P_a$  为基准算起,称为相对压强  $P$ 。

二者之间关系见图 1-5。相对压强可正可负。若某点的绝对压强大于大气压时,则相对压强为正,如图中  $A$  点;反之则为负,如图中  $B$  点,称之为负压。包气带中的地下水的压强常为负压。工程上称负压强为“真空”。

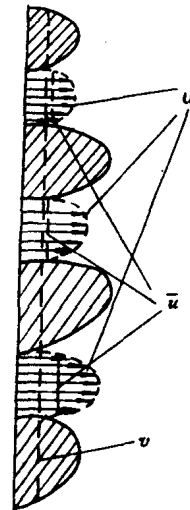


图 1-4 不同定义下的速度关系示意图

$u$ —空隙质点流速;  
 $\bar{u}$ —空隙实际平均流速;  
 $v$ —渗透速度

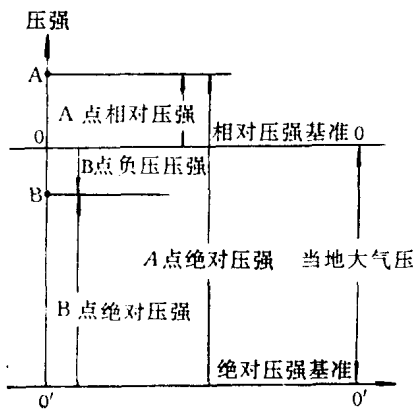


图 1-5 压强表示法

由于地下水的自由面上的压强为大气压强  $P_a$ ,因此,在地下水计算中,常以大气压强作为基准计算相对压强,则有

$$P = P' - P_a = \gamma h \quad (1-15)$$

### 2. 地下水水头

式(1-15)可写成

$$h_n = \frac{P}{\gamma} \quad (1-16)$$

它表示地下水中任一点(图 1-6 中的  $A$  点)上压强的液柱高度,称为压强水头或测压高度。液柱高度  $h_n$  实际上也反映了压强的大小,因此,压强的大小可用水柱高度表示。一个标准大气压相当于 10.33m 水柱高度。 $A$  点到基准面的高度  $Z$  称为位置水头或位置高度。二者

之和为

$$H_n = h_n + Z \quad (1-17)$$

称  $H_n$  为测压水头。位置水头  $Z$  表示单位重量液体从某一基准面算起所具有的位置势能。压强水头  $\frac{P}{\gamma}$  表示单位重量液体从一个大气压起所具有的压强势能(简称压能)。



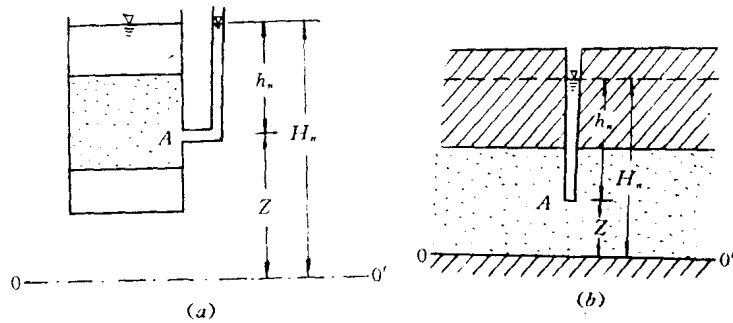


图 1-6 测压高度和测压水头

对于实际的地下水来说,由于它在运动而且有渗透速度,会产生一定的水头高度,用 $\frac{v^2}{2g}$ 表示,称它为流速水头,代表单位重量液体所具有的动能。于是有

$$H = Z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (1-18)$$

称  $H$  为总水头。然而,地下水的渗透流速  $v$  值一般很小,相对于重力加速度  $g$  小得多,因而流速水头 $\frac{v^2}{2g}$ 可以忽略不计。在地下水动力学中,一般认为地下水的总水头在数值上可用测压水头代替。即

$$H = H_p = Z + \frac{P}{\gamma}$$

简称为水头,常用  $H$  表示。

### 3. 伯努里(Bernoulli)方程

由物理学可知,对于绝对不可压缩的、没有粘滞性的理想液体的稳定运动,沿同一微小流束\*上的各过水断面间有下列关系

$$Z + \frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = \text{常数} \quad (1-19)$$

这便是理想流体的伯努里方程。它表征了液体的运动规律。由于理想流体运动过程中无能量消耗,位于同一微小流束上所有各点的单位总机械能是相等的,因此,各断面上的总水头相等。

实际地下水运动要受到介质骨架表面的摩擦阻力,消耗一部分机械能,主要表现在水头的减小,称它为水头损失,用  $h_w$  表示。因此,液体沿流向上的总水头不相等,总水头线永远是一条下降的曲线(图 1-7),因而 Bernoulli 方程又可写为

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_w \quad (1-20)$$

式中  $h_w$ ——液体从断面 1 运动到断面 2 克服阻力而损失的能量。

## 六、等水头面和水力坡度

地下水不是理想流体,在运动过程中能量不断消耗,反映在水头沿流程不断减小,因而在渗流场中各点的水头并不都是相同的。将渗流场内水头值相同的各点连成一个面,称为等

\* 在充满液体的空间中,取一无限小的过水断面面积  $dA$ ,通过面积上各点引出相应的流线,这些流线族组成一长条形的微小流束。