

第 8 章 地下水渗流分析

8.1 概述

8.1.1 地下水的基本性质

地下水泛指一切存在于地表以下的水，其渗入和补给与邻近的江、河、湖、海有密切联系，受大气降水的影响，并随着季节变化。地下水根据埋藏条件可以分为包气带水、潜水和承压水。包气带水位于地表最上部的包气带中，受气候影响很大。潜水和承压水储存于地下水水位以下的饱水带中，是基坑开挖时工程降水的主要对象。潜水是指位于饱水带中第一个具有自由表面的含水层中的水，无压水。承压水是指充满于两个隔水层之间的含水层中的水，具有承压性。

地下水按照含水介质类型可以分为孔隙水、裂隙水和岩溶水。储存和运动于松散沉积物或胶结不良的孔隙中的地下水称为孔隙水。储存和运动于裂隙介质中的地下水称为裂隙水。储存和运动于岩溶岩层中的地下水称为岩溶水（又称喀斯特水）。

地下水的分类和主要特征如表 8-1 和表 8-2 所示。孔隙水、裂隙水和岩溶水的分类和特征列于表 8-3~表 8-5。

地下水主要类型^{[1][2]} 表 8-1

分类	孔隙水	裂隙水	岩溶水
包气带水	土壤水，沼泽水，上层滞水，砂丘中的水	裂隙岩层浅部季节性存在的水，熔岩流及凝灰角砾岩顶板上的水	垂直渗入带中的水，裸露岩熔岩层季节性存在的水，分布不均匀
潜水	各类松散沉积物浅部的水，如冲积层和坡积层水	裸露在地表的各类裂隙岩层中的水	裸露岩溶岩层中的层状或脉状溶洞水和裂隙岩溶水
承压水	山间盆地、平原松散沉积物中的水	构造盆地，向斜及单斜岩层中的层状裂隙承压水，构造断层带及不规则裂隙中局部或深部承压水	构造盆地和向斜及单斜岩溶岩层中的层状或脉状溶洞水，裂隙岩溶承压水

地下水的分类及特征^{[1][2]} 表 8-2

基本类型	水头性质	主要种类	补给区域与分布区关系	动态特征	地下水面特征	备注
包气带水	无压水	土壤水、上层滞水、多年冻土区中的融冻层水、沙漠及滨海砂丘中的水		水压力小于大气压力；受气候影响大；有季节性缺水现象	随局部隔水层的起伏面变化	含水量不大，易受污染
饱水带水	潜水 无压水	冲积、洪积、坡积、湖积、冰碛层中的孔隙水、基岩裂隙与岩溶岩石裂隙溶洞中的层状或脉状水	补给区域与分布区一致	水压力大于大气压力；水位、水温、水质等受当地气象条件影响很大；与地表水联系紧密	潜水面是自由水面，与地形一致	易受污染
	承压水 承压水	构造盆地或向斜、单斜岩层中的层间水	补给区域与分布区一般不一致	水压力大于大气压力；性质稳定；承压力大小与该含水层补给区与排泄区的地势有关	承压水面是假想的平面，当含水层被揭露时才显现出来	不易受污染

孔隙水的分类和特征^[2]

表 8-3

按沉积物成因分类	埋藏条件和主要特征	说明
洪积物中的地下水	由山麓至低地, 可分为潜水补给-径流带、溢出带和蒸发带, 含水层由单层潜水过渡为多层承压水, 一般富水性强, 水质好, 常作为供水水源	如北京永定河冲洪积扇, 河西走廊等
冲积物和湖积物中的地下水	多为潜水含水层, 在湖积物下部或湖积层交错沉积的其他成因的富水砂层富含承压水, 水质好, 可开采利用	一般由河水、降水入渗、灌溉水入渗补给
黄土中的地下水	黄土层是一个孔隙以储水为主, 裂隙以导水为主的孔隙-裂隙含水层, 具有双层介质特性; 黄土塬区饱气带较厚, 潜水埋藏深, 地下水矿化度高	主要由大气降水补给, 垂向渗透系数往往比水平向的大几倍
冰碛物及冰水沉积物中地下水	冰碛物级配不良, 一般不构成含水层; 冰川消融后, 融冰水可以形成洪流、河流或湖泊, 相应地可形成洪积物、冲积物及湖积物中的含水层	第四系以来, 我国部分地区有冰川活动, 分布有冰川堆积物
滨海三角洲沉积物和沙丘中的地下水	一般属于半咸水沉积, 矿化度较高, 不能用于供水, 抽取量应小于降水入渗量和侧向补给之和, 否则会造成海水入侵	大气降水是主要的补给来源

裂隙水的分类及特征^[2-5]

表 8-4

按裂隙成因分类	埋藏条件	特征
风化裂隙水	赋存和运移于密集、均匀、相互连通的风化裂隙网络中, 有统一的水力联系	分布广, 水力联系好, 厚度从数米至数十米, 易于开采, 埋深浅, 水量不大, 一般为潜水
成岩裂隙水	赋存和运移于岩石形成过程中产生的原生裂隙中	裂隙网络中往往形成强大的潜水流, 当被地形切割时, 常呈泉群涌出; 可能是潜水或承压水
构造裂隙水	层状构造裂隙水	因各组裂隙相互切割, 形成统一的含水层
	脉状构造裂隙水	埋藏在断层破碎带或接触破碎带中
		一般分布均匀, 水量不大, 水力联系不好
		往往汇集周围透水性较差的层状构造裂隙水, 水量较大, 具有局部承压性

岩溶水的分类及特征^{[1][2][4][5]}

表 8-5

按埋藏条件分类	埋藏条件	特征
裸露型岩溶区地下水	岩溶裂隙潜水	赋存于弱岩溶化的薄层灰岩和白云岩的各种裂隙中的水, 埋藏浅, 水量丰富而集中, 富水程度不均, 与地表水联系密切
	地下暗河水	由强烈差异溶蚀作用导致岩溶发育的山区中形成地下管道, 地下水构成暗河(带), 有一定的汇水面积和主要地下河道
	地下湖水	岩溶化岩内因溶蚀和冲刷形成大空间, 聚集地下水呈湖泊状
覆盖型岩溶区地下水	脉状岩溶裂隙水	分布于断裂带中, 岩溶与非岩溶层的接触面处
	地下河系	主要集中于断裂发育地区, 破碎带的溶洞及裂隙中, 各带相互连通而形成地下水系
埋藏型岩溶区地下水	层状裂隙岩溶水	岩溶与非岩溶地层相互成层的地区, 赋存于层状岩溶地层中的承压水
	脉状裂隙岩溶水	赋存于构造破碎带和条带状灰岩中
		动态变幅不大, 分布不均一, 矿化度低
		动态变幅不大, 分布不均一, 矿化度较低
		动态稳定, 分布较均一, 多为高温、高压和高矿化度的地下水

注: 覆盖型岩溶区, 系指岩溶层被疏松岩层所覆盖的地区; 埋藏型岩溶区, 系指岩溶岩层被非岩溶基岩所覆盖的地区。

地下水在岩土体孔隙中的运动称为渗流。地下水渗流按随时间变化规律可分为稳定流和非稳定流。稳定流为运动参数如流速、流向和水位等不随时间变化的地下水流动。反之，非稳定流。绝对意义上的稳定流并不存在，常把变化微小的渗流按稳定流进行分析。地下水渗流按运动形态可分为层流和紊流。层流指在渗流的过程中水的质点的运动是有秩序、互不混杂的。反之，称为紊流。层流服从达西定律，紊流服从 Chezy 公式，内容详见本手册 3.3 节。根据渗透系数划分岩土透水性等级列于表 8-6。

岩土透水性等级表^[6] 表 8-6

透水性等级	极强透水性	强透水性	中等透水性	弱透水性	微透水性	不透水性
渗透系数 $k(m/s)$	$>10^{-2}$	$10^{-4} \sim 10^{-2}$	$10^{-6} \sim 10^{-4}$	$10^{-7} \sim 10^{-6}$	$10^{-8} \sim 10^{-7}$	$<10^{-8}$
土类	巨砾	砂砾、卵石	砂、砂砾	粉土、粉砂	黏土、粉土	黏土

8.1.2 地下水对基坑工程的作用

基坑在开挖过程中受到周围土体、地表荷载和坑底承压水的浮托力等各种荷载的作用，往往产生一定的变形和位移，当位移和变形超过基坑支护的承受能力时，基坑就会产生破坏。调查表明，城市中的工程事故多是由于地下水处理不当而造成的。常见的基坑破坏形式和特征如表 8-7 所示。

常见的基坑破坏形式和特征^{[1][3]} 表 8-7

基坑破坏形式	特征
边坡失稳	基坑地面荷载超过设计允许值；产生流砂、管涌、滑坡
坑底隆起	基坑维护深度或刚度不足，承载力太小；由土体内应力重分布或是由承压水引起
突涌	坑内承压水水头大于上覆坑底土体自重；地下水涌入坑内，坑外地表大幅沉陷
围护结构破坏	设计支护结构或安全系数选取不当；结构施工质量差，且补救措施不当

基坑工程中为避免流砂、管涌，保证工程安全，必须对地下水采取有效的措施。控制地下水的措施可以从两方面进行，分为堵水措施和降排水措施，详见表 8-8。出于经济和安全的目的，常把堵水措施与降排水措施结合使用。

基坑工程中的治水措施 表 8-8

分类	说明	
堵水措施	钢板桩	其有效程度取决于土的渗透性、板桩的锁合效果和渗径的长度等因素
	地下连续墙	深基坑工程中常使用钢筋混凝土地连墙，具有一定入土深度，既能承受较大的侧向土压力，又能止水隔渗，效果很好，应用广泛
	水泥和化学灌浆帷幕	采用高压喷射注浆，压力注浆或渗透注浆的技术方法在地下形成一道连续帷幕，其有效程度取决于土的颗粒性质，灌浆孔必须一个个紧靠着形成连续的隔水帷幕
	搅拌桩止水帷幕	采用深层搅拌桩的技术方法施工隔水帷幕，有很好的防渗阻水效果，能有效支撑边坡，应用较广
	冻结法	采用冷冻技术将基坑四周的土层冻结，达到阻水和支撑边坡的目的，适用于淤泥质砂和黏土质砂及砂卵石土；造价昂贵，且一旦失效则补救非常困难，使用较少
降排水措施	集水明排	在基坑内部开挖集水井和集水沟，用泵从集水井中抽水的方法疏干基坑，适用于含水层薄，降水深度小且基坑环境简单的弱透水层中的浅基坑
	井点降水	通过对地下水施加作用力来促使地下水排出，使基坑范围内的地下水降至设计水位以下；有克服流砂和稳定边坡的作用，应用十分广泛；常用的井点降水法分为轻型井点，喷射井点，电渗井点和管井井点等，可依据土层的岩性、渗透性和工程特点而选用；其中管井井点降水在有流砂和重复挖填方区使用的效果尤佳

基坑开挖时，场地里的大量积水和地下水的渗流会影响工程施工；若坑底和坑壁长期处于地下水淹没的状态下，土体强度降低，则基坑的安全和稳定受到威胁。地下水在基坑工程施工过程中的危害主要表现为突涌、流砂和管涌等，往往发生在土壤颗粒细且含水量高的土层中，如粉土、粉砂等土层中。因此，基坑施工时经常采用基坑降水来降低地下水位，避免流砂和突涌，防止坑壁土体坍塌，保证施工安全和工程质量。

基坑降水具有如下作用：保证施工作业面干燥；减小动水压力，降低坑底的承压水水头；提高地基土的抗剪强度；增加边坡和基坑的稳定性；加速土体固结，可以加固地基。基坑降水导致周围土体中的孔隙水压力降低，有效应力增大，土体固结程度提高，将会引起周边管线和道路的附加沉降以及附近建筑物的不均匀沉降等问题。因此，降水过程中既要尽量保护坑底土，减少扰动，又要在确保安全的前提下以最短时间内完成基坑底板的施工，尽量减少对周围环境的影响。地下水对基坑工程的不良影响及基坑降水的作用列于表 8-9。

地下水对基坑的不良作用与基坑降水的作用^{[1][5-7]}

表 8-9

分类	地下水的不良作用	基坑降水的作用
静水压力对基坑的影响	静水压力作用增加了土体及支护结构的荷载对其水位以下的岩石、土体、建筑物的基础等产生浮托力，不利于基坑支护的稳定	保持基坑内部干燥，方便施工；降低坑内土体含水量，提高土体强度；减小板桩和支撑上的压力；增加基坑结构抗浮稳定性
动水压力下的潜蚀、流砂和管涌	潜蚀会降低土体的强度，产生大幅地表沉降；流砂多是突发性的，影响工程安全；管涌使得细小颗粒被冲走，形成穿越地基的细管状渗流通道，会掏空地基	截住基坑坡面及基底的渗水；降低渗透的水力坡度，减小动水压力；提高边坡稳定性，防止滑坡，加固地基
承压水使基坑产生突涌	突涌会顶裂甚至冲毁基坑底板，破坏性极大	及时减小承压水水头；防止产生突涌、基底隆起与破坏，确保坑底稳定性

在黄土和岩溶等地区，渗透水流在较大的水力坡度下容易发生潜蚀。当土层的不均匀系数即 $d_{60}/d_{10} > 10$ 时，易产生潜蚀；两种互相接触的土层，当两者的渗透系数之比 $k_1/k_2 > 2$ 时，易产生潜蚀；当水力坡度 > 5 时，水流呈紊流状态，即产生潜蚀。潜蚀的防治措施有加固土层如灌浆、人工降低地下水的水力坡度和设置反滤层等^[7]。

流砂是指土体中松散颗粒被地下水饱和后，由于水头差的存在动水压力即会使这些松散颗粒产生悬浮流动的现象，如图 8-1 所示。克服流砂常采取如下措施：进行人工降水，使地下水水位降至可能产生流砂的地层以下；设置止水帷幕如板桩或冻结法用来阻止或延长地下水的渗径等^{[6][7]}。

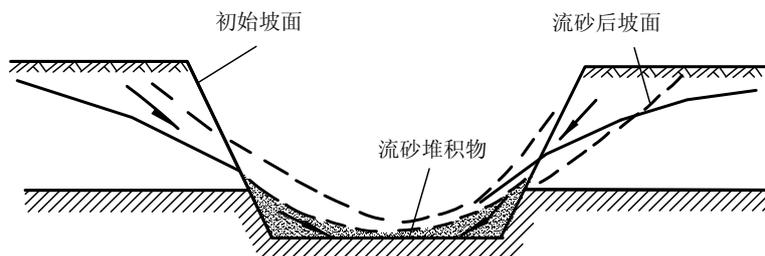


图 8-1 流砂破坏示意图

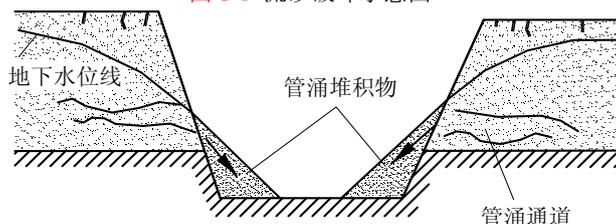


图 8-2 管涌破坏示意图

管涌是地基土在动水作用下形成细小的渗流通道，土颗粒不断流失而引起地基变形和失稳的现象，如图 8-2 所示。发生管涌的条件为：土中粗细颗粒粒径比 $D/d > 10$ ；土体的不均匀系数 $d_{60}/d_{10} > 10$ ；两种互相接触的土层渗透系数之比 $k_1/k_2 > 2 \sim 3$ ；渗流梯度大于土体的临界梯度^{[1][6]}。防治管涌的措施有：增加基坑维护结构的入土深度以延长地下水的流线降低水力梯度；人工降低地下水位，改变地下渗流方向；在水流溢出处设置反滤层等。流砂和管涌的区别是：流砂发生在土体表面渗流逸出处，不发生于土体内部，而管涌既可发生在渗流逸出处，也可发生于土体内部。

突涌是指在基坑底部存在承压水时开挖基坑时将减小含水层上覆不透水层的厚度，当它减小到临界值时，承压水的水头压力能顶裂或冲毁基坑底板的现象。其表现形式^{[6][7]}为：基坑顶裂，形成网状或树枝状裂缝，地下水从裂缝中涌出，并带出下部的土颗粒；基坑底部发生流砂，从而造成边坡失稳；基坑发生类似“沸腾”的喷水现象，使基坑积水，地基土扰动。

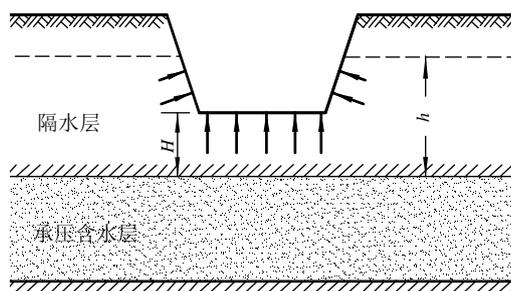


图 8-3 基坑抗承压水稳定性示意图

如图 8-3 所示的基坑可采用下式验算降低承压水水头以保证基坑底板稳定性。

$$F = \frac{\gamma \cdot H}{\gamma_w \cdot h} \geq F_s \quad (8-1)$$

式中 H ——基坑开挖后不透水层的厚度，m；

γ 、 γ_w ——分别是土和水的重度， kN/m^3 ；

h ——承压水头高于含水层顶板的高度，m；

F ——安全系数；

F_s ——临界安全系数，1.1~1.3。

若基坑底部的不透水层较薄，且存在有较大承压水头时，基坑底部可能会产生隆起破坏，引起墙体失稳。所以在基坑设计和施工前必须查明承压水水头，验算基坑抗突涌的稳定安全系数，保证其至少为 1.1~1.3。若不满足稳定安全要求，可以采取以下措施：设置隔水挡墙隔断承压水层；用深井井点降低承压水头；因环境条件等不允许采用降水法时可进行坑底地基加固，如化学注浆法和高压旋喷法等。总之，要采用合理的堵水和降排水措施确保基坑工程安全。

8.2 含水层的水文地质参数与确定

岩土体中存在着各种形状和大小的孔隙，地下水通过孔隙产生渗流。孔隙的形状、面积、数量和连通情况等直接影响到地下水的运动和分布。水文地质参数宏观表征了岩土体中孔隙的性状，是研究地下水渗流的重要指标，其大小直接影响基坑降水设计、施工等多方面的准确度、可靠性和安全性。根据场地的水文地质条件、基坑维护结构、降水目的等因素的不同，对所需掌握的水文地质参数的种类和精度要求也不相同。

8.2.1 水文地质参数

基坑降水时所涉及的水力参数有两类。一类是表示含水层自身水力特性的参数，如渗透系数 k 、导水系数 T 和储水系数 S 等。另一类表示降水后含水层间相互作用或地下水位变化程度的参数，如越流因数 B 和影响半径 R 等。基坑工程所涉及的常用水文地质参数列于表 8-10。

岩土的主要水文参数表

表 8-10

水文参数	物理意义	影响因素和说明	量纲
渗透系数 k	表示流体通过孔隙骨架的难易程度；在各向同性介质中为单位水里梯度下流体的流速	岩土体的孔隙性质、介质结构，地下水的粘滞性和密度	$L T^{-1}$
导水系数 T	单位水力坡度下通过单位宽度含水层整个饱和厚度的地下水量，表示岩土层通过地下水的的能力	只适用于平面二维流，一维流，在三维流及剖面二维流中无意义	$L^2 T^{-1}$
越流因数 B	越流条件下地下水由弱透水层渗流到含水层的能力	弱透水层的厚度、渗透性等	L
导压系数 a	表示水压力从一点传递到另一点的速率	含水层并非绝对均质，所以 a 值实际是变量	$L^2 T^{-1}$
储水系数 S	单位水压力变化时含水层从水平面积为单位面积、高度等于含水层厚度的土体单元中释放或储存的水量	土体和地下水的压缩性、含水层的厚度等	无量纲
储水率 S_s	单位水压力变化时从表征单元中释放或储存的水的体积	土体和地下水的压缩性	L^{-1}
给水度 μ	饱和的潜水面中下降一个单位时单位面积含水层释放出来的水的最大体积	土体的孔隙率等	无量纲
孔隙率 n	孔隙体积与包括孔隙在内岩土体总体积之比	土颗粒的形状、级配、排列及胶结充填特性，土的结构性等	无量纲
含水量 w	岩土中所含水的重量与岩体干重量之比	孔隙率，饱水程度等	无量纲

8.2.2 水文地质参数的经验值

1. 影响半径的经验值

根据单位出水量和单位水位降深可分别确定影响半径的经验值，列于表 8-11 和表 8-12。根据含水层颗粒直径确定影响半径的经验值，列于表 8-13。

根据单位出水量确定影响半径经验值^{[1][7]} 表 8-11

单位出水量 $q=Q/s_w$ ($m^3/h/m$)	影响半径 $R(m)$
<0.7	<10
0.7~1.2	10~25
1.2~1.8	25~50
1.8~3.6	50~100
3.6~7.2	100~300
>7.2	300~500

根据单位水位下降确定影响半径经验值^{[1][7]} 表 8-12

单位水位降低 s_w/Q ($m/(l/s)$)	影响半径 $R(m)$
≤ 0.5	300~500
0.5~1.0	100~300
1.0~2.0	50~100
2.0~3.0	25~50
3.0~5.0	10~25
≥ 5.0	<10

根据颗粒直径确定影响半径的经验值^[1]

表 8-13

地层	地层颗粒粒径(mm)	所占比重(%)	影响半径 $R(m)$
粉砂	0.05~0.10	<70	25~50
细砂	0.10~0.25	>70	50~100
中砂	0.25~0.5	>50	100~300
粗砂	0.5~1.0	>50	300~400
砾砂	1~2	>50	400~500
圆砾	2~3		500~600
砾石	3~5		600~1500
卵石	5~10		1500~3000

2. 给水度的经验值

给水度与包气带的岩性、排水时间、潜水水位埋深、水位变幅和水质等因素有关。各种岩性的土体给水度经验值详见表 8-14。

3. 渗透系数的经验值

渗透系数是表示岩土体透水性的重要指标之一。估算渗透系数的经验公式列于表 8-15。这些经验公式虽然实用，但都有各自的适用条件，可靠性较差，只能作为粗略估算时使用。无实测资料时，可以根据有关规范和工程经验来取值，渗透系数 k 的经验值如表 8-16 所示。

给水度的经验值^[1]

表 8-14

岩性	给水度经验值	岩性	给水度经验值	岩性	给水度经验值
黏土	0.02~0.035	粉砂	0.06~0.08	中粗砂	0.10~0.15
粉质黏土	0.03~0.045	粉细砂	0.07~0.10	粗砂	0.11~0.15
粉土	0.035~0.06	细砂	0.08~0.11	黏土胶结的砂岩	0.02~0.03
黄土状粉质黏土	0.02~0.05	中细砂	0.085~0.12	裂隙灰岩	0.008~0.10
黄土状粉土	0.03~0.06	中砂	0.09~0.13		

渗透系数的经验公式

表 8-15

建议经验公式	建议者	适用条件	符号说明
$k = C(0.7 + 0.003T)d_{10}^2$	哈赞 (Hazen)	中等密实砂	k —— 渗透系数, cm/s; e —— 孔隙比; C —— 哈赞常数, 50~150; T —— 温度, °C; d_{10} —— 有效粒径, mm; d_{20} —— 占总土重 20% 的土粒粒径, mm; C_u —— 不均匀系数。
$k = d_{10}^2$		有效粒径为 0.1~3mm, $C_u < 5$ 时的松砂	
$k = 2d_{10}^2 \cdot e^2$	太沙基 (Terzaghi)	砂性土	
$k = 6.3C_u^{-3.8}d_{20}^2$	水利水电工程 地质勘察规范 (GB50287-99)	砂性土和黏性土	

渗透系数经验值^{[1][7]}

表 8-16

土的类型	渗透系数 k (cm/s)	土的类型	渗透系数 k (cm/s)
黏土	$<10^{-7}$	中砂	$1.0 \times 10^{-2} \sim 1.5 \times 10^{-2}$
粉质黏土	$10^{-6} \sim 10^{-5}$	中粗砂	$1.5 \times 10^{-2} \sim 3.0 \times 10^{-2}$
粉土	$10^{-5} \sim 10^{-4}$	粗砂	$2.0 \times 10^{-2} \sim 5.0 \times 10^{-2}$
粉砂	$10^{-3} \sim 10^{-4}$	砾砂	10^{-1}
细砂	$2.0 \times 10^{-3} \sim 5.0 \times 10^{-3}$	砾石	$>10^{-1}$

8.2.3 水文地质参数的测定

一般地，根据土的岩性确定其排水性能渗透系数的测定方法，如表 8-17。岩土水力参数试验测定方法主要分为室内试验测定和现场试验测定两种。测定渗透系数的室内试验测定分为常水头渗透试验和变水头渗透试验。现场渗透试验分为渗水试验、注水试验、压水试验和抽水试验等。基坑工程中常采用现场抽水试验确定含水层的水文地质参数，详见本手册 22.2 节。

8.2.4 基坑降水设计对水文地质参数的要求

在降水方案制定阶段，应搜集已有的工程地质资料和水文地质资料，进行现场勘测，根

据基坑开挖深度和基坑支档结构的设计要求，制定降水方案。一般可采用区域的或场地附近已有的水文地质资料，也可以采用经验数据。

在方案被采纳，进入优化和实施阶段，应通过现场抽水试验获得水文地质参数。降水井的布置应与场地的水文地质条件、基坑支档结构的设计要求和基坑降水计算种所需的参数相一致。一般通过单孔抽水和布置观测孔的非稳定流抽水试验获得含水层参数，优化设计方案。

根据优化的设计方案，全部井群施工完毕后进入制定基坑降水运行方案阶段。该阶段需要进行部分降水井的群井抽水，将观测孔的计算资料与实测资料进行拟合，调整含水层参数，并根据抽水时的环境监测资料和基坑施工的各个工况，制定降水运行方案。

渗透系数的测定方法^{[6][8]}

表 8-17

渗透系数值 $k(\text{cm/s})$ 的确定(对数尺)												
	10^2	10^1	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
透水性能	透水性良好					弱透水性			不透水			
土壤	干净砾石		干净砂土、砂砾		砂、粉砂、极细砂、粉土、粉土和黏土混合物、层状黏土堆积物等			“不透水”土				
				泥炭		层状黏土			未风化黏土			
岩土				油岩			砂岩		白云岩、花岗岩、角砾岩			
直接测定	原位抽水试验											
	常水头渗透仪											
				落水头渗透仪								
间接测定	通过粒径分布、孔隙率等计算得到											
				水平毛细管试验				用固结试验的固结系数和压缩系数计算得到				

8.3 地下水渗流分析方法

地下水按含水层的性质可分为孔隙水、裂隙水和岩溶水，其中裂隙水的渗流分析一般采用三类数学模型，如表 8-18 所示。一般地，基坑工程中应用最多的是孔隙水的渗流理论，也是研究得最透彻的渗流理论。土体中孔隙水的渗流分析方法可分为流网分析法，解析法和数值分析法等，其中以数值分析法适用性最强，应用越来越广泛。

岩石裂隙水力学的数学模型^[3]

表 8-18

模型分类	主要内容	特点	备注
等效连续介质模型	把裂隙透水性按流量均化到岩石中，得到以渗透张量表示的等效连续介质模型	采用孔隙介质渗流学解决问题，使用方便	有局限，在特定情况下会得到错误结果
裂隙网络模型	忽略岩石的透水性，认为水只在裂隙中流动	比连续介质模型更接近实际	需要建立裂隙网络样本，再作统计分析和计算
裂隙孔隙介质模型	考虑岩石裂隙和孔隙之间的水交换	最切合实际的模型	涉及参数多，实施难度大

8.3.1 流网分析法

流网是由流线和等势线两组垂直交织的曲线组成，可以形象地表示出整个渗流场内各点的渗流方向，是研究渗流问题的最有效工具，如图 8-4。流线是一处处与渗流速度矢量相切的曲线，代表渗流区域内各点的水流方向，水流不能穿越流线，在稳定渗流情况下表示水质点的运动路线。流函数是描述流线的函数。流线的方程为：

$$v_x dy - v_y dx = 0 \quad (8-2)$$

等势线表示势能或水头的等值线，沿等势线上各点之间的水头差 $\Delta H=0$ 。

流函数和流网具有以下特性：

- (1) 不同的流线具有不同的常数值，流函数决定于流线；
- (2) 平面运动中两流线间的流量等于和这两流线相应的两个流函数的差值；
- (3) 在非稳定流中流线不断变化，只能给出某瞬时的流线图；
- (4) 等势线和流线互相正交；
- (5) 若流网中各等势线间的差值相等，则各流线间的差值也相等；
- (6) 在均质各向同性的介质中，流网的每一网格边长比为常数。

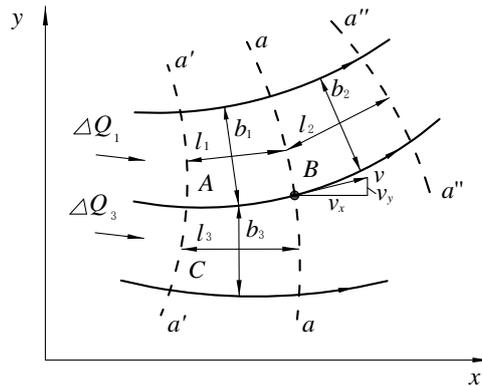


图 8-4 流网示意图

流网可以通过数值求解绘出。工程中常采用图示法绘制流网，如图 8-5，步骤如下：

- (1) 按一定比例尺绘出结构物和土层的剖面图；
- (2) 判定边界条件，如 $a'a$ 和 $b'b$ 为等势线（透水面）； acb 和 ss' 为流线（不透水面）；
- (3) 先绘制若干条流线，一般是相互平行不交叉的缓和曲线，流线应与进水面和出水面（等势面）正交，并与不透水面（流线）平行；
- (4) 添加若干等势线，与流线正交；重复以上步骤反复调整，直到满足上述条件为止。

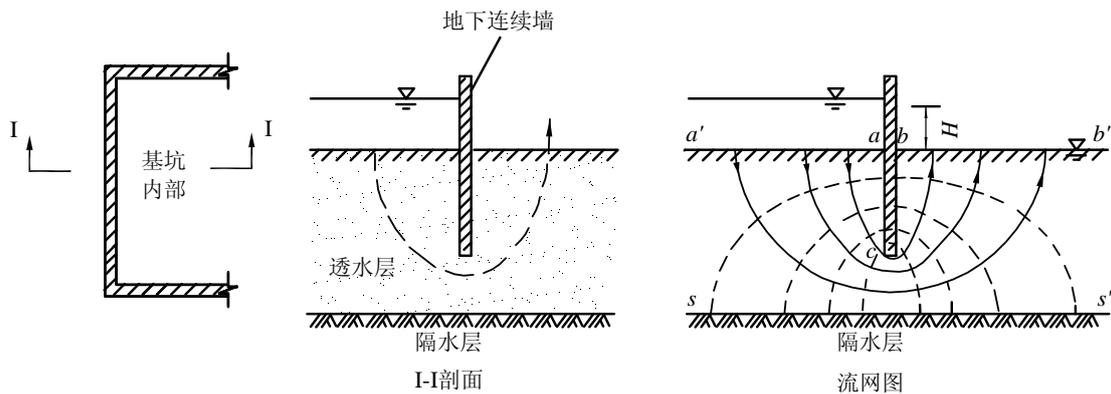


图 8-5 图示法绘制流网

流网在计算渗流问题中具有很大的实用价值，利用流网可以解决如下渗流要素：

- (1) 水头和渗透压强：渗流区任意点的水头 H 可以由等水头线或可采用两水头线间水头内插法确定水头；由水头可以计算渗透压强：

$$\frac{p}{\gamma_w} = H \pm z \quad \text{或} \quad p = \gamma_w (H \pm z) \quad (8-3)$$

式中 p —— 渗透压强；

z —— 该点到基准面的距离；

稳定渗流、干扰井群稳定渗流和非稳定井流公式分别见附表 1、附表 2 和附表 3^{[6][7]}；其基本假设为：

- (1) 含水层为均质，各向同性；
- (2) 地下水渗流为层流；
- (3) 流动条件为稳定流；
- (4) 抽水井的出水量不随时间变化。

8.3.3 数值分析法

基坑降水将引起地下水的三维渗流，往往具有复杂的边界和渗透各向异性等问题，较难有解析解。可应用于求解渗流问题的数值方法有：有限差分法（FDM）、有限单元法（FEM）和边界单元法（BEM）等。其中有限单元法因为能够适应复杂的边界和多种介质情况，更适用于基坑工程的渗流分析。

1. 有限差分法^{[8][11]}

在近似水平展布的饱和含水层中，在重力作用下，地下水的运动可以看作二维平面运动。常见的二维地下潜水在各向同性介质中非稳定流的方程式为：

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(kM \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(kM \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \varepsilon(x, y, t) = \mu \frac{\partial h}{\partial t}, \quad (x, y) \in D, \quad t > 0 \quad (8-8)$$

边界条件：

初始时刻： $h(x, y, 0) = h_0(x, y), \quad (x, y) \in D, \quad t = 0$

水头边界条件： $h|_{\Gamma_1} = \bar{h}(x, y, t), \quad (x, y) \in \Gamma_1, \quad t > 0$

流量边界条件： $kM \frac{\partial h}{\partial n} \Big|_{\Gamma_2} = q(x, y, t), \quad (x, y) \in \Gamma_2, \quad t \geq 0$

其中 D ——求解区域；

Γ_1, Γ_2 ——分别为水头边界条件和流量边界条件；

h_0 ——各点的初始水位；

M ——含水层的厚度；

k ——渗透系数；

μ ——给水度；

$\varepsilon(x, y, t)$ ——源函数，表示地下水的垂直补给；

$\bar{h}(x, y, t), q(x, y, t)$ ——分别表示已知水头边界条件和已知流量边界条件。

差分法是数值法中的早期方法，用于求解近似解，对于各种工程边界条件都适用，但也有其局限性。例如二维差分法计算中，对于每一个具体的工程地下水问题，就有一个与之对应的先行方程组和系数矩阵和常数矩阵，要给出各矩阵的赋值，就需要编写一个对应的程序，较繁琐。若为不等距差分，这一过程将更繁琐，现在已较少采用有限差分法。

2. 有限单元法^{[7][8][11]}

有限单元法是把流动区域离散成有限数目个小单元，用单元函数逼近总体函数；适用于多种边界、非均质地层、各向异性介质、移动的边界（用连续变化的网格）、自由表面、分界面、变形介质和多相流等问题的地下水计算，大多数工程地下水问题都可以用有限单元法求解。采用有限单元法时，先决条件是被研究区域必须有边界，且要已知若干边界条件，很多工程问题发生在无边界含水层，求解这类渗流场就可能需要采用势函数等其他方法。

3. 边界单元法^{[7][8][11]}

边界单元法是上世纪 70 年代发展起来的一种新的数值计算方法，广泛应用于地下水的计算。应用 Green 公式和把原始问题中的区域积分转化成边界积分，使得 n 维问题转化成 $n-1$ 维问题。它只需要对计算区域的边界进行离散化，当边界上的未知量求出后，计算区域内的任何一点的物理量都可以通过边界上的已知量用简单的公式求出。

边界单元法需要准备的原始数据较简单，只需要对区域的边界进行剖分和数值计算等，具有降维、可解决奇异性问题，特别适合解决无限域问题以及远场精度高等优点。一旦求得边界值，可以由积分表达式解析地求出域内解，处处连续，精度较高。边界元法的主要缺点是它的应用范围以存在相应微分算子的基本解为前提，对于非均匀介质等问题难以应用，故

其适用范围远不如有限元法广泛,而且通常由它建立的求解代数方程组的系数阵是非对称满阵,对解题规模产生较大限制。对一般的非线性问题,由于在方程中会出现域内积分项,从而部分抵消了边界元法只要离散边界的优点。

对于不同水力条件下的基坑渗流场进行数值分析表明,渗流作用的存在对于工程安全是很不利的。通过设置防渗体可以改善渗流场的分布。但由于各种原因造成渗流场的变化也有可能成为安全隐患。采用数值分析的方法,进行不同工况下的渗流场的计算分析,对于基坑的设计和施工都有一定的指导意义。在工程设计和施工阶段中,针对基坑渗流影响工程安全的环节,应采取相应的工程措施减少工程事故的发生。

8.4 基坑降水对周边环境的影响分析

8.4.1 降水引起地面沉降的机理分析

土体一般由土体颗粒,孔隙水和气体三相组成。一般认为土体变形是孔隙水排出,气体体积减小和土体骨架发生错动而造成的。饱和土中的孔隙水压缩量很小,孔隙体积变化主要是孔隙水排出引起;对于非饱和土,除孔隙水渗出外,还与饱和度有关。土体受载瞬时,孔隙水承担了总压力,随后因孔隙水体积逐渐减小,孔隙压力消散,有效应力增加。在有效应力作用下,土体骨架产生瞬时和蠕变变形。因为加载引起的土体固结变形与抽水引起的土体渗透固结是不同的。前者的最终状态是孔隙水压力彻底消失和零速率流动,后者最终状态是稳定流。两者的差异详见表 8-19。

超载固结与抽水渗透固结的差异

表 8-19

分类	超载固结	抽水渗透固结
受荷面积和应力	受荷面积小,应力随深度而减小	一般范围大,大规模降水影响区域可以达到上千米;应力变化区域往往伴随显著的沉降
受载情况	荷载从施工开始渐增,后期基本不变	作用应力长时间内逐渐增加,往往变幅较大
变形机理	加载瞬时,外载由孔隙水压力承担,逐渐转化为土体有效应力,产生沉降,该过程与固结仪中加荷情况相似	一般土层总应力不变;抽水引起的渗透压力使得土体应力变化,使隔水层中的孔压逐渐降低,有效应力增加,土体压密,导致地表沉降
沉降结果	加荷期间一般允许超静水压力消散至平衡,有效应力和固结度基本上可达最终值	因弱透水层压缩性较大,地表沉降的发展滞后于承压水水头的变化;地表沉降的影响范围应小于地下水水头下降的影响范围

因降水引起土层压密的问题需采用太沙基有效应力原理考虑。土体有效应力的增加产生两种力学效应:因地下水位波动而改变的土粒间浮托力和因承压水头改变引起的渗透压力。在弱透水层上方降水,造成浮托力降低,按该层上方边界不同,可能出现两种情况:

浮托力消失一般出现于透水层上方为砂和水所覆盖的情况下。浅层井点降水使得潜水位下降,引起地面沉降,浮托力消失。这是由于抽水降低了地下水位,使土由原来的浮重度改变为饱和重度,这部分重量差就是对土层所造成的有效应力增量:

$$\Delta P = \gamma_w \Delta h \quad (8-9)$$

式中 ΔP ——降水前后的有效压力增量, kPa;

Δh ——降水深度, m。

或

$$\Delta P = \frac{(1 + eS_w)}{1 + e} \gamma_w \Delta h \quad (8-10)$$

式中 S_w ——土的饱和度。

抽水造成压缩层上部的孔隙压力降低,有效应力增加。浮托力的降低值仍用式(8-10)表示,取 $S_w=1$,仍可得到式(8-9)。

如图 8-7，未抽水前弱透水层中土体的初始孔隙水压力如 t_0 时刻分布。因抽取含水层中的地下水，导致含水层中水头下降 h ，弱透水层因渗透系数小而孔隙水压变化滞后于含水层。随着时间的增加，弱透水层中的各点孔隙水压力逐渐趋于 t_∞ 的分布情况，达到 t_∞ 时，弱透水层底部土体的孔隙水压变化为 Δu ，至此弱透水层中将不再有水分排出，土体的压密作用结束。

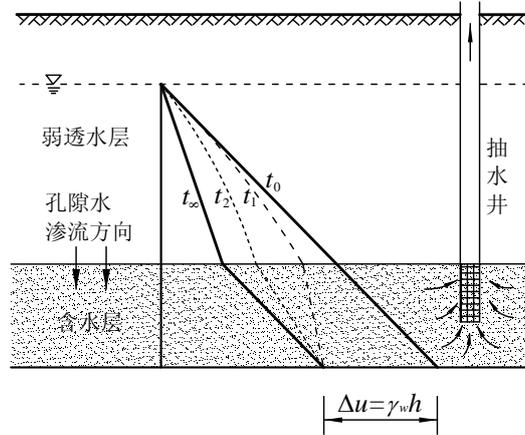


图 8-7 含水层抽水后隔水层土体的孔隙水压力变化图

长期基坑降水将形成地下水降落漏斗。抽取承压水使得含水层组的孔隙水压力降低，有效应力增加，土体压密，导致基坑周边的地面沉降，对环境造成一定影响。地质条件、含水层水力联系、基坑止水帷幕插入含水层的位置、抽水时间、水头降深和抽水量等因素影响了沉降的范围，大小和速率。根据太沙基一维固结理论，固结时间 t 由下式决定：

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} \quad (8-11)$$

式中 T_v ——时间因素，年；

H ——含水层降水厚度，m，当含水层为双面排水时为 $H/2$ ；

C_v ——固结系数或水力传导系数， $\text{cm}^2/\text{年}$ ，

$$C_v = \frac{k}{S_s} \quad (8-12)$$

式中 k ——饱和黏性土的渗透系数；

S_s ——单位贮水系数，

$$S_s = m_v \gamma_w = \frac{a_{1-2} \gamma_w}{1+e} = \frac{\gamma_w}{E_{1-2}} \quad (8-13)$$

式中 E_{1-2} ——土的体积压缩模量，kPa；

a_{1-2} ——土的压缩系数， kPa^{-1} 。

8.4.2 降水引起地面沉降的计算方法

降水造成地面沉降的计算方法列于表 8-20。

1. 简化计算方法^[12]

各国家和地区根据土体特征，采用过不同的方法。对于黏性土，沉降计算有如下方法：

(1) 日本东京采用一维固结理论公式计算总沉降量及预测数年内的沉降值，其形式为：

$$s = H_0 \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (8-14)$$

式中 s ——包括主固结与次固结的总沉降量，m；

- e_0 ——固结开始前土体的孔隙比；
 C_c ——土的压缩系数；
 P_0 ——固结开始前垂直有效应力，kPa；
 ΔP ——直到固结完成时作用于土层的垂直有效应力增量，kPa；
 H_0 ——固结开始前土层的厚度，m。

降水引起地面沉降的计算方法

表 8-20

分类	特点	计算方法	说明
简化计算方法	常用综合水力参数描述各向异性的土体，忽略了真实地下水渗流的运动规律；计算简单方便，误差较大	含水层： $s = \Delta h E \gamma_w H$	s ——土体沉降量，m； Δh ——含水层水位变幅，m； E ——含水层压缩或回弹模量； H ——含水层的初始厚度，m； H_i ——第 i 层土的厚度，m； e_{0i} ——第 i 层土的初始孔隙比； a_{vi} ——第 i 层土的压缩系数，MPa ⁻¹ ； S ——贮水系数； S_e ——弹性贮水系数； S_y ——滞后贮水系数； $U(t)$ —— t 时刻地基土的固结度； s_∞ ——土体最终沉降量，m； m_v ——压缩层的体积压缩系数，kPa ⁻¹ ； $\Delta \sigma'$ ——有效应力增量，kPa； S_s ——压缩层的储水率，m ⁻¹ ； Δh ——含水层水位降深，m； k_0 、 n_0 ——分别为含水层初始渗透系数、初始孔隙率； σ' ——有效应力，kPa； $C = \begin{cases} C_c, \sigma' \geq p_c \\ C_s, \sigma' < p_c \end{cases}$ C_c 、 C_s ——压缩指数和回弹指数； p_c ——先期固结压力，kPa； α ——土体骨架的弹性压缩系数； β ——水的弹性压缩系数，kPa ⁻¹ ； m ——与土性质有关的幂指数。
		隔水层： $s = \sum s_i = \sum \frac{a_{vi}}{2(1+e_{0i})} \gamma_w \Delta h H_i$	
用贮水系数估算法	将抽水试验所得水位降深的 $s-t$ 曲线，用配线法求解 S_s ，预测地面沉降	$S = S_e + S_y$ $s(t) = U(t) s_\infty = U(t) S \Delta h$	
基于经典弹性理论的计算方法	基于 Terzaghi-Jacob 理论，假定含水层土体骨架变形与孔隙水压力变化成正比，忽略次固结作用；不考虑固结过程中含水层水力参数变化	$s = H \gamma_w m_v \Delta h$ 或 $s = H \frac{\Delta \sigma'}{\gamma_w} S_s$	
考虑含水层组参数变化的计算方法	土层压密变形与孔隙水压力变化成正比；考虑土体固结过程中的水力参数变化，更符合土体不能完全恢复非弹性变形的实际	$k = k_0 \left[\frac{n(1-n)}{n_0(1-n)^2} \right]^m$ $S_s = \rho g [\alpha + n\beta]$ 或 $S_s = 0.434 \rho g \frac{C}{\sigma'(1+e)}$ $\alpha = \frac{0.434 C}{(1+e)\sigma'} = \frac{0.434 C(1-n)}{\sigma'}$	

(2) 上海用一维固结方程，以总应力法将在各水压力单独作用时所产生的变形量叠加，得到地表的最终沉降。参考试验数据和工程经验选择计算参数，并通过实测资料反复试算校正。主要步骤如下：

- ①分析沉降区的地层结构，按工程地质、水文地质条件分组，确定主要和次要沉降层。
- ②作出地下水位随时间变化的实测及预测曲线。
- ③依次计算每一地下水位差值下某土层最终沉降值 s_∞ ，m；

$$s_{\infty} = \sum_{i=1}^n \frac{a_{0.1-0.2} \Delta P H}{1 + e_0} \quad (8-15)$$

或

$$s_{\infty} = \frac{\Delta P}{E_{1-2}} H \quad (8-15')$$

式中 e_0 ——固结开始前土体的孔隙比；

H ——计算土层厚度，m；

ΔP ——由于水位变化而作用于土层上的应力增量，kPa；

a_{1-2} ——压缩系数，当水位回升时取回弹系数 a_s ， kPa^{-1} ；

E_{1-2} ——水位下降时为体积压缩模量 $E_{1-2} = (1 + e_0) / a_{1-2}$ ，kPa；水位上升时取回弹模量 $E'_s = (1 + e_0) / a_s$ 。

④按选定时间差计算每一水位差作用下的沉降量 s_t 。

$$s_t = u_t s_{\infty} \quad (8-16)$$

式中 u_t ——固结度， $u_t = f(T_v)$ ，对不同情况的应力， u_t 有不同的近似解答（参阅土力学书籍中的相关内容）。

⑤将每一水位差作用下的沉降量叠加即为该时间段内总沉降量，作出沉降与时间曲线。

砂层一般透水性能良好，短时间内即可固结完成，无需考虑滞后效应，可用弹性变形公式计算。一维固结的计算公式为：

$$s = \frac{\gamma_w \Delta h}{E_{1-2}} H \quad (8-17)$$

式中 s ——砂层的变形量，m；

γ_w ——水的重度， kg/m^3 ；

Δh ——水位变化值，m；

H_0 ——砂层的原始厚度，m；

E_{1-2} ——砂层的压缩模量，kPa。

在降水期间，降水面以下的土层通常不可能产生较明显的固结沉降量，而降水面至原始地下水面的土层因排水条件好，将会在所增加的自重应力条件下很快产生沉降。通常降水引起的地面沉降以这一部分沉降量为主，因此可用下列简易方法估算降水所引起的沉降值：

$$s = \Delta P \Delta H / E_{1-2} \quad (8-18)$$

式中 ΔH ——降水深度，为降水面和原始地下水面的深度差，m；

ΔP ——降水产生的自重附加应力，kPa， $\Delta P = 0.5 \gamma_w \Delta H$ ，可取 $\Delta H = 0.5 \Delta H$ 计算；

E_{1-2} ——降水深度范围内土层的压缩模量，kPa，可查阅土工试验资料或地区规范。

2. 用地基土储水系数估算基坑降水引起的地面沉降

基坑降水引起的地面沉降量与土体的压密性质参数，地下水位 h ，降水的水位降深 Δh ，时间 t ，施工方法等许多因素有关。在众多影响因素中，储水系数 S 是一个重要的水文地质参数。承压含水层的储水系数数量级一般为 $10^{-3} \sim 10^{-6}$ 。无压含水层的储水系数数量级一般为 $10^{-1} \sim 10^{-2}$ 。

Boulton 假定无压含水层排的水是弹性释放的水和滞后重力疏干排出两部分组成，其储水系数为弹性储水系数和滞后重力排水的储水系数之和；提出了考虑滞后疏干的无压含水层中地下水非稳定渗流的理论解^[1]。用双对数坐标将 **Boulton** 理论解绘制成定流量的抽水标准曲线。利用 **Boulton** 标准曲线，如图 8-8，根据抽水试验资料，在透明的双对数坐标纸上绘制实测的水位降深 s -时间 t 曲线，采用配线法确定地基土的储水系数。

$$S = S_e + S_y = \frac{4Tt_1}{r^2(l/u_d)} + \frac{4Tt_2}{r^2(l/u_y)} \quad (8-19)$$

式中 S ——无压含水层的储水系数；

S_e ——无压含水层的弹性储水系数；

S_y ——之后重力排水的储水系数；

T ——含水层导水系数， m^2/s ；

t_1 、 u_d 和 t_2 、 u_y ——分别是在 A 组和 B 组曲线上的最佳重合点对应的数值。

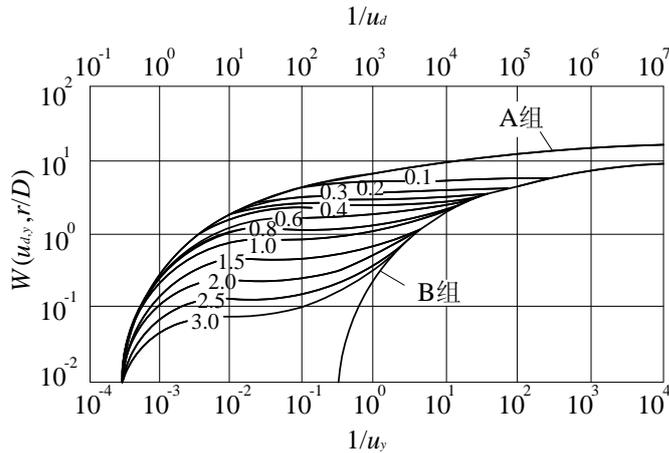


图 8-8 Boulton 潜水完整井流标准曲线^[13]

3. 基于经典弹性理论的地面沉降计算

太沙基 (Terzaghi) 于 1925 年提出了土体的一维单向固结理论^[14]，求得近似解，其适用条件为荷载面积远大于压缩土层厚度，地基中孔隙水主要沿竖向渗流，如图 8-9，内容详见本手册第 3.5 节。太沙基固结理论对于土体的一维固结问题是精确的，对二维和三维问题并不精确。比奥 (Boit) 从较为严格的固结机理出发推导了准确反映孔隙压力消散与土体骨架变形相互关系的三维固结方程，实现了孔隙水压力和土体变形的真正耦合。

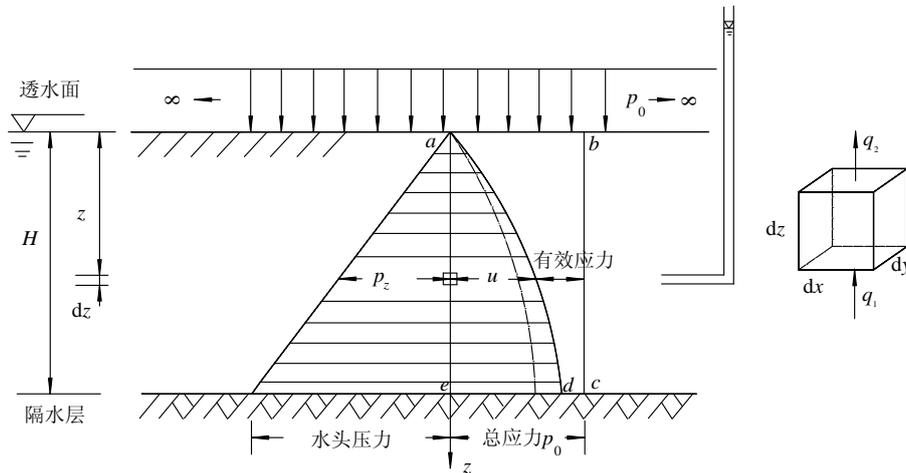


图 8-9 饱和土体渗流固结过程中的单元体

太沙基理论只能近似计算土体的固结沉降，比奥固结理论则可以同时求解土体的固结沉降和水平位移。但实际上，土体的非线性变形包括弹性变形、蠕变和塑性变形，仅以弹性理论计算土体变形，不可避免与实际有一定差异。

4. 考虑含水层组参数变化的地面沉降计算

地下水渗流计算中，下层承压水运动的控制方程^{[8-11][15-17]}为

$$\frac{\partial}{\partial x}(kM \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(kM \frac{\partial h}{\partial y}) + \varepsilon(x, y, t) = S \frac{\partial h}{\partial t}, \quad t > 0, \quad (x, y) \in D \quad (8-20)$$

式中 k ——承压水层的渗透系数；

M ——承压水层厚度；

H ——承压水层水头；

$\varepsilon(x, y, t)$ ——承压水层单位时间单位面积的源汇项； $\varepsilon(x, y, t) = q$, $t > 0$, $(x, y) \in \Gamma_2$ ；或

$$\varepsilon(x, y, t) = \frac{h-H}{h-M} k', \quad t > 0, \quad (x, y) \in D。$$

S ——承压水层的贮水系数，无压情况下为给水度 μ ；

D ——所研究区域范围；

h ——潜水层地下水头；

k' ——潜水层渗透系数。

上层潜水流动的控制方程为

$$\frac{H-h}{h-M} k' = \mu' \frac{\partial h}{\partial t} \quad (8-21)$$

式中 μ' ——潜水层给水度。

结合定解条件，可解得潜水层地下水头 h 和承压水层地下水头 H 。

土层固结过程中由于土体压密，其孔隙度和孔隙比减小，故渗透系数 k 和贮水率 S_s 发生了变化。若按照土体的水力参数为常数进行计算，必然与实际有较大的偏差。通过 Kozeny-Carman 方程^{[18][19]}建立渗透系数 k 与孔隙率 n 之间的关系。

设某土层厚度为 M_i ，由于降水引起的垂直沉降量为 s_i ，假定不考虑土层的侧向变形，则对于固结过程中的孔隙度 n 有

$$n = n_0 - \frac{s_i}{M_i - S_i} \approx n_0 - \frac{s_i}{M_i} \quad (8-22)$$

由 $e = n/(1-n)$ 和固结曲线 $e-\log p$ 的斜率即压缩指数 C_c 得到的 $m_v = 0.434 C_c / [(1+e)\sigma']$ 得

$$S = S_s M = \gamma_w \left[0.434 \frac{C_c}{(1+e)\sigma'} + n\beta \right] M \quad (8-23)$$

由此建立了渗透系数 k 和贮水系数 S 随孔隙比 e 或孔隙率 n 的变化关系，可以处理含水层组参数变化的非线性固结问题。因为基坑降水时产生的地表总沉降受降水和施工情况等因素影响，所以难以从实际地表沉降值中分离由基坑降水引起的沉降和工程施工引起的变形。基坑降水引起的地面沉降是土体和地下水共同引起的流固耦合问题，可以采用比奥固结理论计算。该计算过程很复杂，一般采用数值分析方法实现，最常用的方法是有限单元法。

8.4.3 有限单元法

采用有限单元法^{[7][8][15-17]}进行数值计算分析基坑降水对周围环境的影响时，可以将岩土视作弹塑性材料，非线性本构关系，考虑三维地下水的渗透作用。数值模拟中对不同地质模型，承压水以及有越流补给和实际工程条件中的井管、过滤管、止水帷幕等分别处理。

不可压缩流体的连续性方程为

$$\frac{\partial}{\partial x}(k_x \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(k_y \frac{\partial h}{\partial y}) + \frac{\partial}{\partial z}(k_z \frac{\partial h}{\partial z}) + \varepsilon(x, y, t) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (8-24)$$

这是渗流场中水头 h 在求解区域内必须满足的基本方程，水头 h 还应满足边界条件：

(1) 水头边界条件, 即边界上的水头为已知水头, $h = h_0$ 。

(2) 流量边界条件, 假设对应边界上沿此边界表面法线单位面积的渗流量为 q , 则 $k_x \frac{\partial h}{\partial x} n_x + k_y \frac{\partial h}{\partial y} n_y + k_z \frac{\partial h}{\partial z} n_z = -q$ 。式中 n_x, n_y, n_z 表示边界表面外法向在 x, y, z 方向余弦。

现今数值模拟计算经常使用的地面沉降模型是土体变形以太沙基一维固结理论或比奥固结理论和三维水流模型为基础的模型, 分为三类: 两步计算模型、部分耦合模型和完全耦合模型。

两步计算模型中首先地下水模型计算含水层组中的水头变化, 根据各含水层和弱透水层的水头变化计算土体有效应力的变化, 再计算各土层的变形量, 各土层变形量之和即为地表沉降。部分耦合模型是在两步模型的基础上考虑到当相邻含水层水头下降时, 土层中的地下水将产生渗流和非线性变形, 随着土体变形量的增加, 孔隙比减小, 土的压缩性和透水性也随之降低。

两步计算模型和部分耦合模型中假定土体变形只沿垂直方向发生, 忽略侧向变形; 仅考虑含水层水平方向的渗流和弱透水层垂直方向的渗流; 且模型中参数都是常数。土层的变形应是非线性的, 有蠕变、塑性变形, 但太沙基一维沉降模型是弹塑性的, 显然是与实际情况有差距的; 在弱透水层近似为匀质和各向同性时, 计算误差比较小。但这两种数值计算方法不能做到水流和沉降模型的真正耦合。

随着抽水的进行, 土层的压缩沉降、孔隙度、渗透系数和贮水率在完全耦合模型中将基于比奥固结理论。比奥方程能够考虑地下水运动和土体变形的耦合作用, 即孔隙水压力的变化对土体变形的影响和土体变形对孔隙水压力的影响; 但计算所需参数太多, 实际工程中直接运用较少。

8.5 工程实例分析

8.5.1 彭越浦泵站

彭越浦泵站^{[6][20-22]}建于上海市中山北路5号桥以北, 普善路与柳营路交叉处; 由主泵房、喇叭段、进水廊道和驳岸组成; 其中主泵房为主体工程, 由一直径60m的圆井构成。彭越浦泵站地段的土体分层及其物理力学参数见图8-10。潜水水位埋深为地表以下1.488m, 承压含水层平均厚度24.93m, 承压水水位埋深为地表以下3.110m。基坑开挖采用明挖, 最大开挖深度达26.50m, 处于⑤_a和⑤_b组成的承压含水层中。采用0.8m厚的地下连续墙, 埋深37.5m, 未插入承压水层下部的隔水层。地下连续墙内外的承压水相通, 故需要降低承压水水头, 保证基坑坑底干燥, 方便施工, 防止坑底突水。

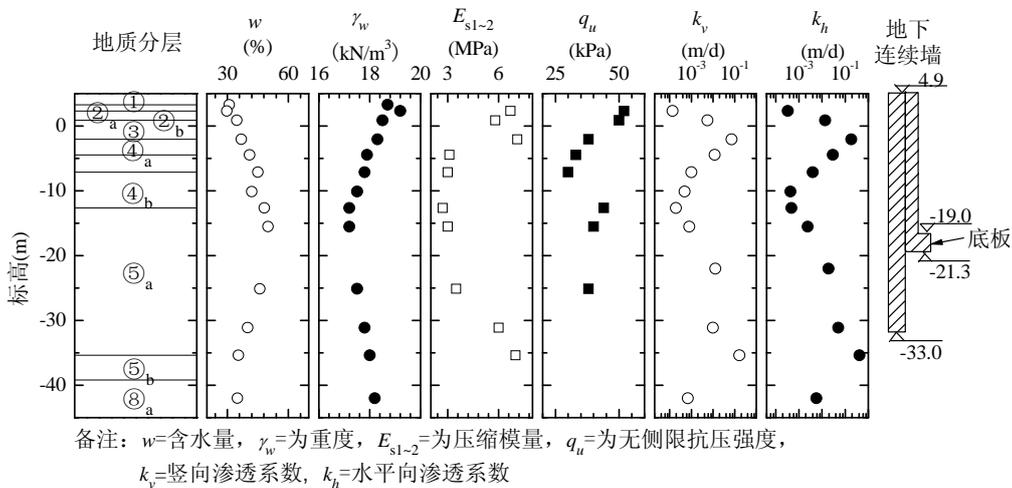


图 8-10 各层土的物理力学参数

设置降压井井和观测点的布置如图 8-11 所示，各井参数列表 8-21。抽水试验时仅由降压井 NO.1 抽取⑤_a层的承压水。根据实测资料，应用配线法、直线图解法、水位恢复法估算承压含水层的水力参数：渗透系数 $k=0.30\sim 0.60\text{m/d}$ ，导水系数 $T=7.50\sim 15.00\text{m}^2/\text{d}$ ，贮水系数 $S=2.0\times 10^{-3}\sim 5.5\times 10^{-3}$ 。

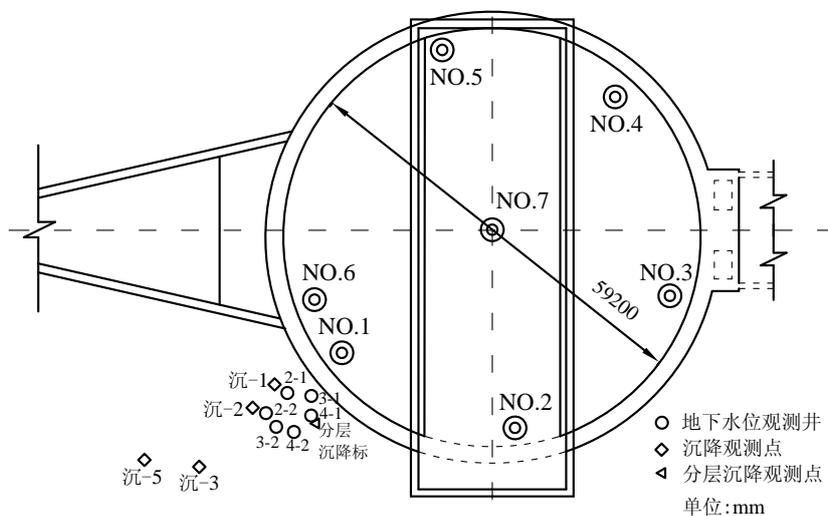


图 8-11 井群布置图

降压井和观测井的参数

表 8-21

分类	开孔(mm)	终孔(mm)	井径(mm)	埋深(m)	滤水管位置(m)	备注	
坑外 降压井	NO.1~NO.7	700	700	250	47	23~43	降低⑤ _a 层承压水水头，疏干基坑内地下水
坑外 观测井	NO.2-1,NO.2-2	400	400	100	38	15~25	观测⑤ _a 层承压水水头
	NO.3-1,NO.3-2	400	400	100	15	6~11	观测层④ _b 的地下水位
	NO.4-1,NO.4-2	400	400	100	5		观测③层的潜水水位

建立三维有限元模型进行基坑降水模拟。平面上选取距基坑 510m 范围内的土体作为研究对象，认为边界处的地下水水头不受基坑降水的影响。承压含水层下部是巨厚的黏土层，认为上部抽水对下部的地下水无影响。模拟的抽水试验历时 14 天，抽水井流量如图 8-12 所示，抽水试验期间沉-2 和沉-3 两个沉降观测点处沉降历时曲线如图 8-13 所示。

基坑开挖时以 NO.1、3、4、5 和 6 为抽水井，以 NO.7 为观测井。图 8-14 是 NO.1 和 3 井的水位历时曲线。图 8-15 是降水工程中沉降观测点处的地表沉降-时间曲线。数值模拟结果与实测值一致，且沉-3 的模拟值比沉-2 的更接近实测值。

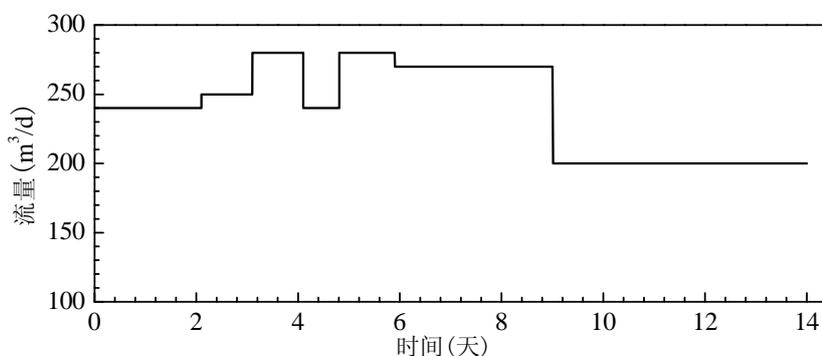


图 8-12 抽水试验中模拟井的流量-时间图

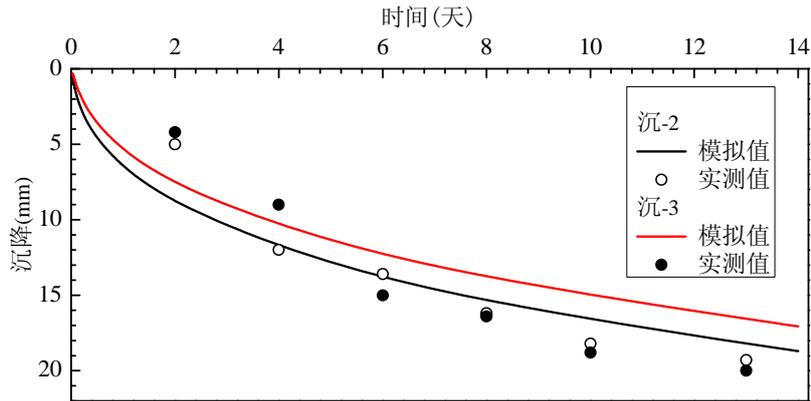


图 8-13 抽水试验中沉降观测点的沉降历时曲线

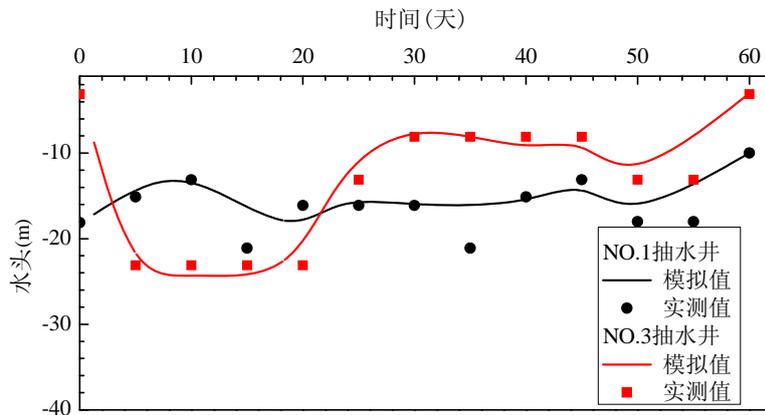


图 8-14 降水工程中的水位历时曲线

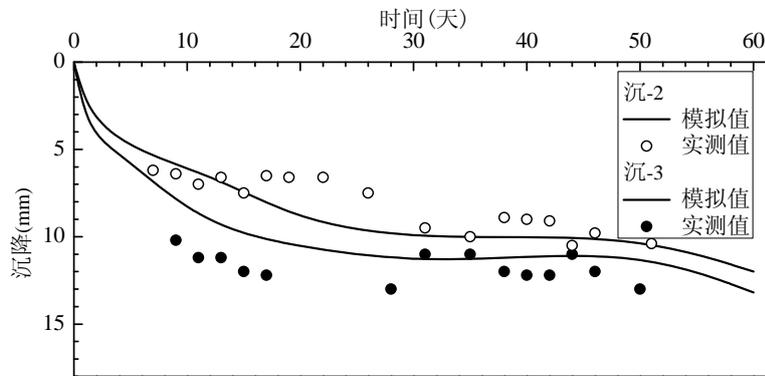


图 8-15 降水工程中的地表沉降历时曲线

图 8-16 和图 8-17 分别为基坑降水 60 天时模拟的承压水水位和地表沉降分布图，地连墙内外的承压水头有显著跳跃，基坑内部的承压水水头远远大于与抽水井相同距离的坑外点的承压水水头。抽取承压水的影响范围较大；距离圆井基坑中心 100m 处的水头降深 1.79m；距离圆井基坑中心 340m 处的承压水水头降深 0.10m。这表明地连墙隔水性能良好，即离基坑越远，基坑抽水引起地表沉降的影响范围较小，距离基坑中心 70m 处的地表沉降为 5mm。距离基坑越近，抽水量越大，抽水时间越长，则地表沉降越大，且沉降值随时间渐趋稳定。

因地连墙没有完全割断承压含水层，故基坑内部降水导致周围的地下水产生围绕基坑的三维渗流，增加了施工难度。坑内设置降水井的降水效果很好，短期内对周边环境影响较小。但是若坑内的封井工作没有做好，将可能给后续施工带来隐患，或在使用中出现渗水现象。因此，为减小基坑降水对周边环境的影响，应根据场地的水文地质条件和工程条件合理设计降水方案，减少抽水量和抽水时间，并对周边的管线、道路和建筑物等进行监测和保护。

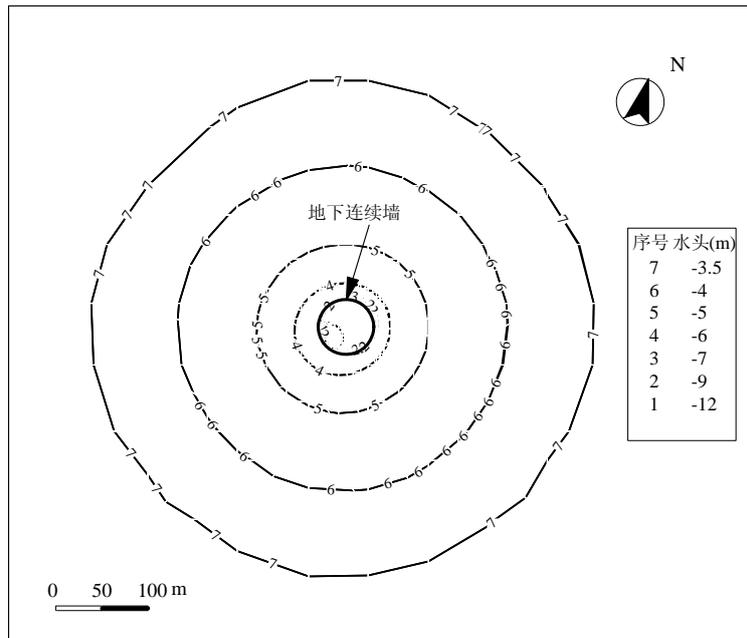


图 8-16 降水 60 天时⑤_a层承压水水头分布图

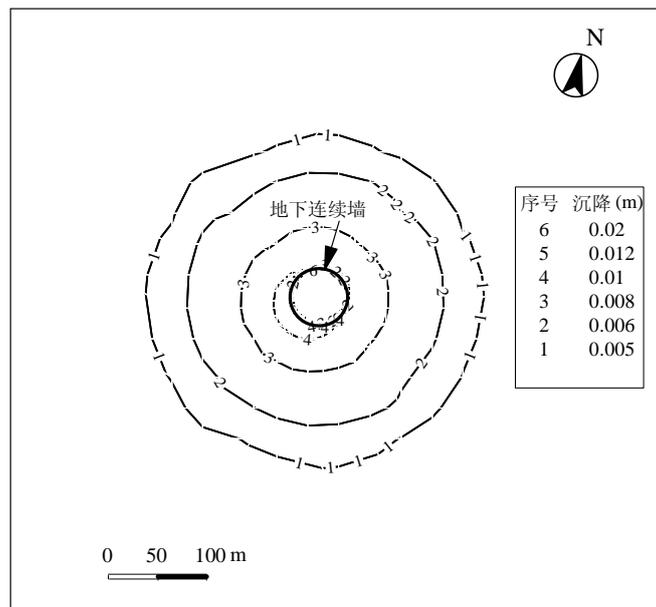


图 8-17 降水 60 天时地表沉降分布图

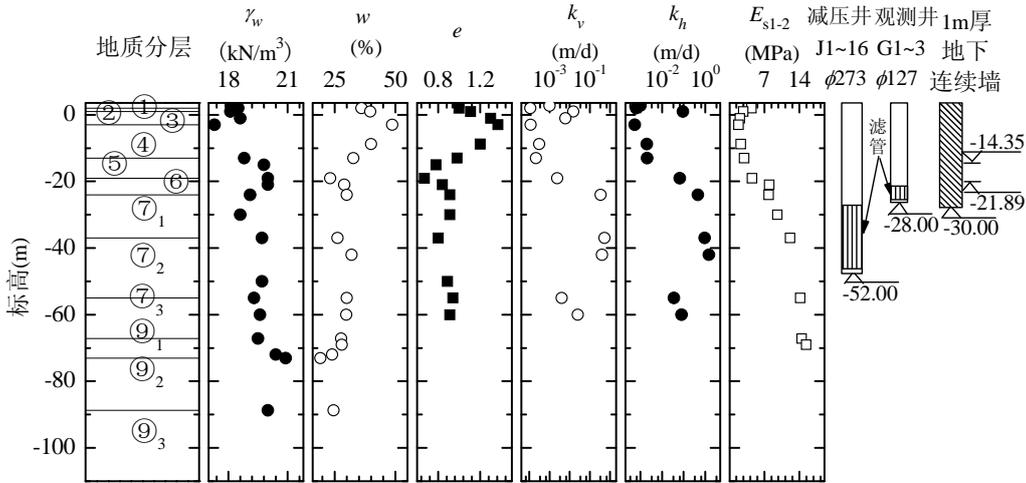
8.5.2 上海环球金融中心

上海环球金融中心^{[1][23-25]} 临近黄浦江，位于上海浦东陆家嘴金融贸易区，北侧为世纪大道，西侧为金茂大厦，南侧和东侧为绿化带。它由中心塔楼和附属裙房组成，中心塔楼地上 101 层，高 492.5m，地下 3 层；群房地上、地下均为 3 层。场地土的物理力学性质参数如图 8-18 所示。

塔楼区为 $\phi 100\text{m}$ 的圆形基坑，围护采用 1m 厚的地下连续墙。基坑开挖至标高-14.35m，电梯井处开挖至标高-21.89m。潜水水位埋深为 0.5~1.2m，承压水分布在约 28m 深的第⑦层及以下的土层中。场地缺失第⑧层和第⑩层，是上海市第 I、第 II 和第 III 承压含水层连通区，承压含水层厚度约 117m。据勘查 1 月份承压水的静止水头埋深约为 9.70m，波动范围在地表以下 4~10m。为满足抗突涌安全，需将⑦₁ 水头降到基坑开挖面以下即标高-23m。

以承压水水头埋深 9.70m 作为条件，减压井为非完整井，滤管长 21m，位于第⑦₁、⑦₂ 承压含水层。选用各向异性非完整井非稳定流公式，参数利用抽水试验所获得的数据，进行

基坑降水设计：在塔楼基坑连续墙外 7m 布置 14 口降压井，在坑内设 2 口备用降压井，如图 8-19 所示。



备注： γ_w =重度， w =含水量， e =孔隙比， k_v =竖向渗透系数， k_h =水平向渗透系数， E_{s1-2} =压缩模量

图 8-18 各层土的物理力学参数

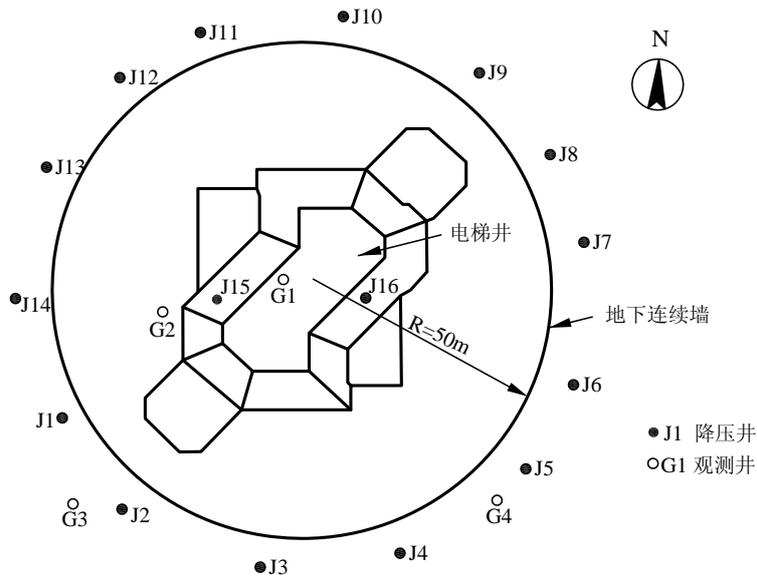


图 8-19 降水井平面布置图

建立三维有限元模型，其中采用 J2、J3、J5、J7、J8、J9、J11 和 J14 这 8 口降压井降水，由此得到地表沉降的分布如图 8-20 所示，可以看出基坑降水对周边环境影响较小。以 J1、J4、J7、J10、J12 为抽水井，G1~4 为观测井，进行群井抽水试验，抽水持续 48h。抽水井的流量和水位变化如表 8-22 所示。将抽水试验中所得 5 口抽水井的流量和水位等资料输入有限元模型，得到观测井的水头随时间的变化曲线，如图 8-21 所示。

抽水井的流量和动水位埋深

表 8-22

抽水井	J1	J4	J7	J10	J12
流量(m ³ /h)	71.11	69.57	63.29	57.92	75.2
水位埋深(m)	35.5	37.5	39.35	34.67	33

基坑开挖时对降压井降水运行要进行分阶段施工，如表 8-23 所示。底板施工完毕后，包括养护和地下室及上部结构施工阶段，均根据设计单位提供的基础和上部结构抗浮力，逐步减少开启的承压井数，直至降水工程结束。据上海地区的降水经验：深层降水对地面沉降的

影响较小，由降水引起的承压水水头降落漏斗的坡度不大，一般对建、构筑物产生的差异沉降可忽略，不影响安全。据抽水试验资料计算，塔楼基坑降水使金茂大厦周围承压水头下降约为7~8m左右；因地铁距离较远，其影响更小些，基坑降水没有对周边的金茂大厦和地铁二号线造成有危害性的影响。

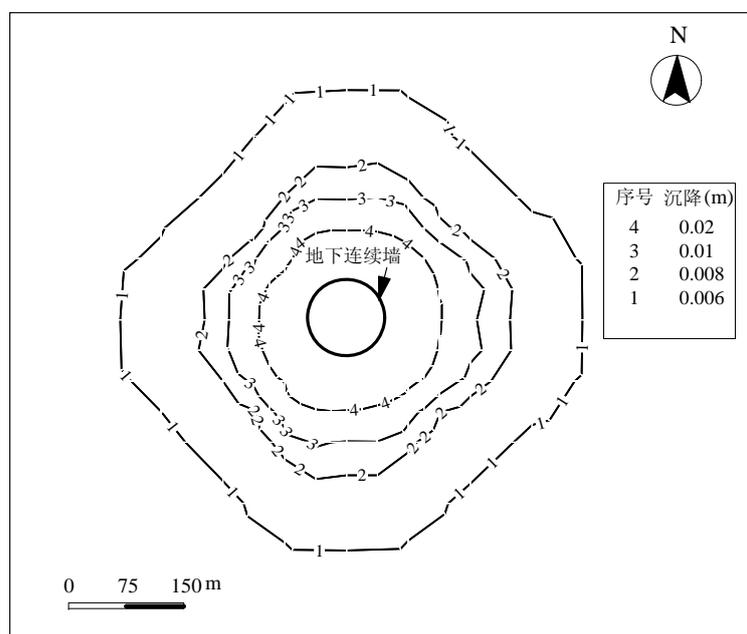


图 8-20 地表沉降模拟预测分布图

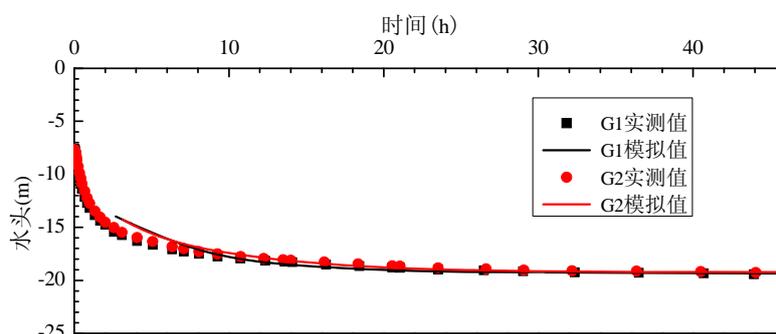


图 8-21 观测井实测动水位和数值拟和图

基坑开挖时对降压井降水运行阶段水位要求

表 8-23

阶段	序号	开挖深度	开挖面标高	降水控制水位标高	单井出水量	开启井数(口)		备注
		(m)	(m)	(m)	(m ³ /h)	坑外	坑内	
基坑开挖	1	0~13	4~9	-7.15	—	—	—	保证基坑干燥
	2	13~15	-9~-11	-12	50~70	3	—	降压井均匀分布
	3	15~17	-11~-13	-14	50~70	4	—	降压井均匀分布
	4	17~19	-13~-15	-16	50~70	5	—	坑外降压井均匀分布
	5	19~21	-15~-17	-18	50~70	4	2	开挖电梯井基坑，坑外井需均匀分布
	6	21~23	-17~-19	-20	50~70	5	2	坑外降水井需均匀分布
浇注底板	7	23~25	-19~-21	-22	50~70	6	2	坑外降水井需均匀分布
	8	25~25.89	-21~-21.89	-23	50~70	7	2	
	9	底板	>-22	-23	—	11	—	浇注底板，关闭坑内降压井，注浆封孔

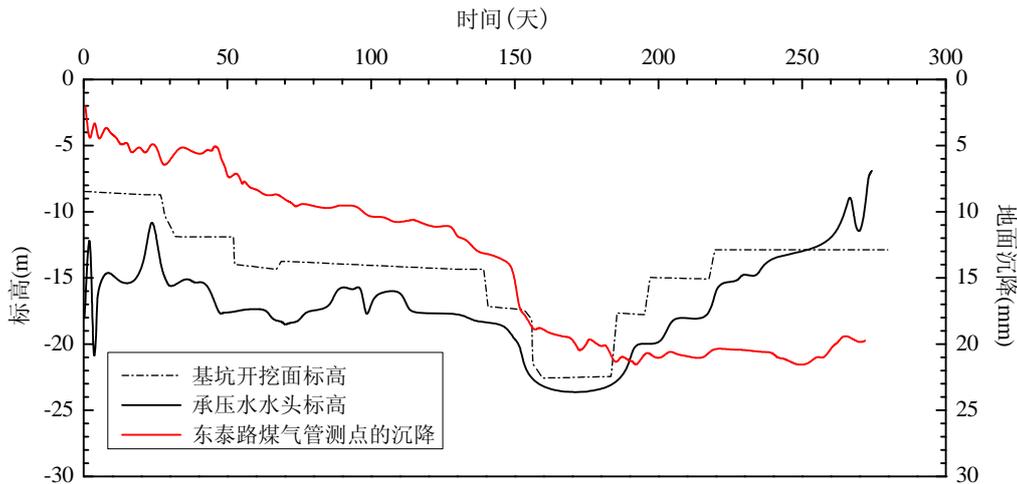


图 8-22 基坑开挖降水过程中环境监测结果

图 8-22 为基坑开挖过程中的开挖面标高、承压水水头标高和测点的地表沉降随时间的变化情况，可以看出塔楼基坑抽取承压水对周边环境产生的影响较小。采取如下地表沉降控制措施：尽量缩短减压井的抽水时间；在降水运行过程中随开挖深度逐步降低承压水头；未抽水的井作为观测井，控制承压水头与上覆土压力足以满足开挖基坑稳定性要求，减小基坑降水对周边环境的影响，尤其是临近保护区域的减压井需待基坑开挖接近底板时才运行；采用信息化施工，对周边环境进行监测，发现问题及时处理，调整抽水井及抽水流量，指导降水运行和开挖施工。

参考文献

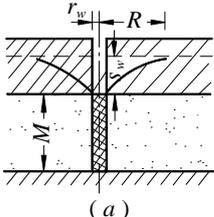
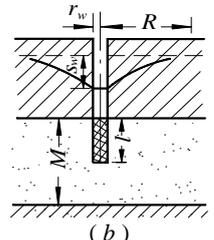
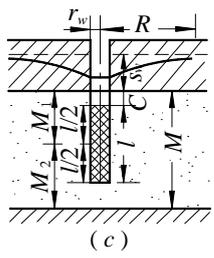
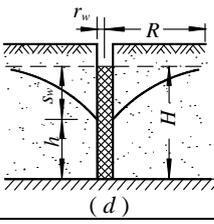
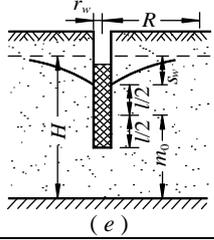
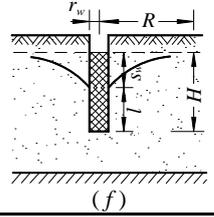
- [1] 姚天强, 石振华. 基坑降水手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.
- [2] 朱学愚, 钱孝星. 地下水水文学 [M]. 北京: 中国环境科学出版社, 2005.
- [3] 张有天. 岩石水力学与工程 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005.
- [4] 王大纯. 水文地质学基础 [M]. 北京: 地质出版社, 1989.
- [5] 杨光照. 截流围堰堤防与施工通航 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999.
- [6] 吴林高. 工程降水设计施工与基坑渗流理论 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2003.
- [7] 刘健航, 侯学渊. 基坑工程手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [8] Bear J. 地下水水力学 [M]. 北京: 地质出版社, 1985.
- [9] Dupuit J. Etudes Theoriques et Pratiques sur le Mouvement des Eaux dans les Canaux de Couverts et a Traverses Terrains Permeables [M]. Second edition, Paris: Dunod, 1863.
- [10] Forchheimer P. Wasserbewegung durch Bodem [J]. Zeits, Vereines Deutscher Ingenieure. 1911, 45: 1736-1741, 1782-1788.
- [11] 王军连. 工程地下水计算 [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003.
- [12] 夏耀明, 曾进伦. 地下工程设计施工手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [13] Prickett T A. Type curve solutions to aquifer tests under water table conditions [J]. Ground Water. 1967, 3 (3): 5-14.
- [14] Terzaghi K, Peck R B, Mesri G. Soil Mechanics in Engineering Practice [M]. Third edition, New York: John Wiley & Sons, 1996.
- [15] Shen S L, Xu Y S, Hong Z S. Estimation of land subsidence based on groundwater flow model [J]. Marine Georesources and Geotechnology. 2006, 24 (2): 149-167.
- [16] Shen S L, Tang C P, Bai Y, Xu Y S. Analysis of settlement due to withdrawal of groundwater around an unexcavated foundation pit [J]. Underground Construction and Ground Movement. Geotechnical Special Publication, 2006, (155): 377-384.
- [17] Rivera A, Ledoux E, Marsily G. Nonlinear modeling of groundwater flow and total subsidence of the Mexico city aquifer-aquitard system [A]. Proceedings of the Fourth International

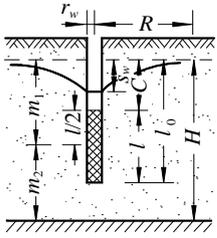
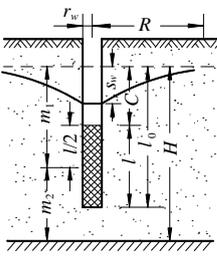
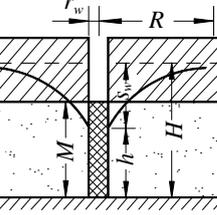
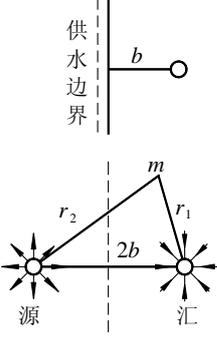
- Symposium on Land Subsidence [C]. Houston, 1991: 45-58.
- [18] Kozeny J. Ueber kapillare Leitung des Wassers im Boden[J]. Sitzungsberichte Akademie der Wissenschaften in Wien. 1927, 136 (2a): 271-306.
- [19] Carman P C. Flow of Gases Through Porous Media[M]. New York: Academic Press, 1956.
- [20] 卢德生, 茹以群, 缪俊发. 非完全隔水基坑的降水计算 [J]. 工程勘察. 1998, (6): 25-27, 38.
- [21] 高秀理, 陶兆生, 梁修, 汪贵平等. 上海市合流污水治理一期工程彭越浦泵站 (4.1) 标工程设计总结 [J]. 造船工业建设. 1994, (4): 1-19.
- [22] 吴林高, 姚迎. 连续墙周围的地下水渗流特征及数值模拟 [J]. 上海地质. 1995, (55): 8-14.
- [23] 石冰清. 上海环球金融中心 (101 层) 塔楼区深基坑 (-25.89 米) 降承压水施工 [J]. 港口科技. 2006, (6): 13-17.
- [24] 罗建军, 瞿成松, 姚天强. 上海环球金融中心塔楼基坑降水工程 [J]. 地下空间与工程学报. 2005, 1 (4): 646-650.
- [25] 褚伟洪, 黄永进, 张晓沪. 上海环球金融中心塔楼深基坑施工监测实录 [J]. 地下空间与工程学报. 2005, 1 (4): 627-633.

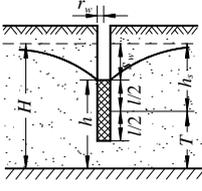
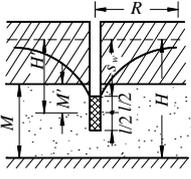
第 8 章 附录

单井稳定渗流公式

附表 1

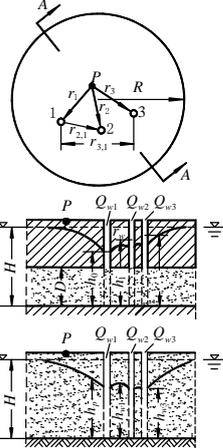
图示	地下水类型	降水井类型	计算公式	适用条件	符号说明
 <p>(a)</p>	承压水	完整井	$Q = \frac{2\pi k M s_w}{\ln \frac{R}{r_w}} \quad (\text{附 8-1})$	1. 圆形补给边界; 2. 远离地表水体	Q —单井流量, m^3/d ; H —承压含水层的水头或潜水含水层厚度, m ; k —渗透系数, m/d ; s_w —水位降深, m ; R —影响半径, m ; r_w —井半径, m ; h_w —井中水深, m ; $\alpha = l/M$; A —据 α 查附图 1 确定的系数; M —承压含水层厚度, m ; l —过滤器进水部分长度, m ; C —过滤器顶部至含水层顶板的距离, m ; $\alpha_1 = 0.5l/M_1$ $\alpha_2 = 0.5l/M_2$ $M_1 = C + 0.5l$ $M_2 = M - M_1$ A_1, A_2 —根据 α_1 、 α_2 查附图 1 确定的系数
 <p>(b)</p>		非完整井	$Q = \frac{2\pi k M s_w}{\left[\frac{1}{2\alpha} \left(2\ln \frac{4M}{r_w} - A \right) - \ln \frac{4M}{R} \right]} \quad (\text{附 8-2})$	1. 圆形补给条件; 2. 过滤器与含水层顶板相接; 3. $l < 0.3M$; 4. 远离地表水体	
 <p>(c)</p>		非完整井	$Q = \frac{2\pi k l s_w}{\ln \frac{1.6l}{r_w}} \quad (\text{附 8-3})$	1. 圆形补给条件; 2. 过滤器与含水层顶板相接; 3. $l > 0.3M$; 4. 远离地表水体	
		非完整井	$Q = 2\pi k l s_w (E + D) \quad (\text{附 8-4})$ $E = \frac{M_1}{\frac{1}{2\alpha_1} \left(2\ln \frac{4M_1}{r_w} - A_1 \right) - \ln \frac{4M_1}{R}}$ $D = \frac{M_2}{\frac{1}{2\alpha_2} \left(2\ln \frac{4M_2}{r_w} - A_2 \right) - \ln \frac{4M_2}{R}}$	1. 圆形补给条件; 2. 过滤器与含水层顶板不相接; 3. $C + l > 0.5M$; 4. 远离地表水体	
 <p>(d)</p>		完整井	$Q = \frac{\pi k (2H - s_w) s_w}{\ln \frac{R}{r_w}} \quad (\text{附 8-5})$	1. 圆形补给边界; 2. $s_w \leq (0.5 \sim 0.8)l$; 3. 远离地表水体	
 <p>(e)</p>		非完整井	$Q = \pi k s_w \left[\frac{l + s_w}{\ln \frac{R}{r_w}} + \frac{2m_0}{\frac{m_0}{2l} \left(2\ln \frac{4m_0}{r_w} - A \right) - \ln \frac{4m_0}{R}} \right] \quad (\text{附 8-6})$	1. 圆形补给边界; 2. 过滤器未被淹没; 3. $l > 0.3M$; 4. 远离地表水体	
 <p>(f)</p>	非完整井	$Q = \pi k s_w \left(\frac{l + s_w}{\ln \frac{R}{r_w}} + \frac{l}{\ln \frac{0.66l}{r_w}} \right) \quad (\text{附 8-7})$	1. 圆形补给边界; 2. 过滤器未被淹没; 3. $l < 0.3M$; 4. 远离地表水体		

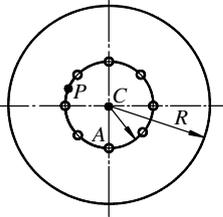
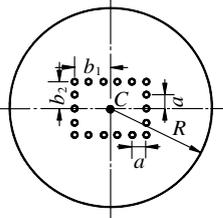
图示	地下水类型	降水井类型	计算公式	适用条件	符号说明
 <p>(g)</p>		非完整井	$Q = \frac{kl s_w}{0.183(B - 2l) \frac{r_w}{C}} \quad (\text{附8-8})$	1.圆形补给边界; 2.过滤器部分被淹没; 3. $l_0 < 0.5H$; 4.远离地表水体	l_0 —静水位以下井的深度, m; $B=f(C+l)/C$, 根据附图3查得; C —静水位至过滤器顶部的距离, m
 <p>(h)</p>	潜水	非完整井	$Q = (2\pi k s_w) / \frac{1}{E + D} \quad (\text{附8-9})$ $E = \frac{m_1}{\frac{1}{2\alpha_1} \left(2 \ln \frac{4m_1}{r_w} - A_1 \right) - \ln \frac{4m_1}{R}}$ $D = \frac{m_2}{\frac{1}{2\alpha_2} \left(2 \ln \frac{4m_2}{r_w} - A_2 \right) - \ln \frac{4m_2}{R}}$	1.圆形补给边界; 2.过滤器部分被淹没; 3. $l_0 > 0.5H$; 4.远离地表水体	$\alpha_1 = \frac{0.5l}{m_1}; \alpha_2 = \frac{0.5l}{m_2};$ $m_1 = C + \frac{l}{2};$ $m_2 = H - (C + \frac{l}{2});$ A_1, A_2 —根据 α_1, α_2 查附图1确定的系数
 <p>(i)</p>	承压水-潜水	完整井	$Q = \frac{\pi k (2MH - M^2) - h_w^2}{\ln \frac{R}{r_w}} \quad (\text{附8-10})$	1.圆形补给边界; 2.远离地表水体	
 <p>(j)</p>	承压水	完整井	$Q = \frac{2\pi k M s_w}{\ln \frac{2b}{r_w}} \quad (\text{附8-11})$	1.圆形补给边界; 2.远离地表水体	b —井中心至直线补给边界距离, m; T —过滤器进水部分长度1/2处至潜水含水层底板的距离, m; h_s —过滤器进水部分长度1/2处至潜水静水位的距离, m; ξ —非完整井阻力系数;
	潜水	完整井	$Q = \frac{\pi k (2H - s_w) s_w}{\ln \frac{2b}{r_w}} \quad (\text{附8-13})$	1.直线补给边界; 2. $b < R/2$	

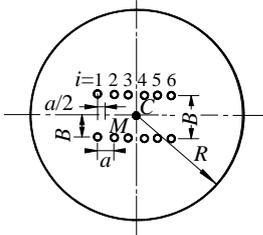
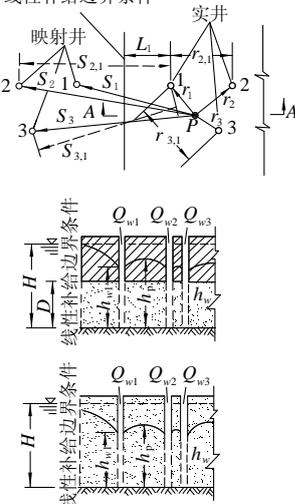
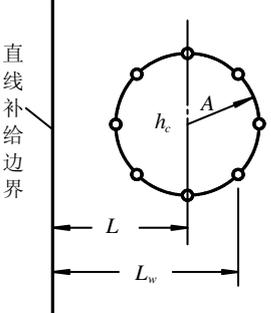
图示	地下水类型	降水井类型	计算公式	适用条件	符号说明
 <p>(k)</p>	潜水	非完整井	$Q = \frac{\pi k(2h_s - s_w)s_w}{\ln \frac{2b}{r_w}} + \frac{2\pi kTs_w}{\ln \frac{2b}{r_w} + \xi}$ <p>(附8-14)</p>		承压井 $\xi = \frac{M}{2l} [2\ln \frac{4M}{r_w} - f(M)] - 1.38$ 潜水及承压-潜水井 $\xi = \frac{T}{l} [2\ln \frac{4T}{r_w} - f(\frac{l}{2T})] - 1.38$
 <p>(l)</p>	承压水-潜水	完整井	$Q = \frac{\pi k(2H - M)M - h_w^2}{\ln \frac{2b}{r_w}}$ <p>(附8-15)</p>		$f(\frac{l}{M})$ 与 $f(\frac{l}{2T})$ 由附图2可以查到; M' —过滤器进水部分长度1/2处至承压含水层顶板的距离, m; H' —过滤器进水部分长度1/2处至承压静水位的距离, m
		非完整井	$Q = \frac{\pi k[(2H' - M')M' - (\frac{l}{2})^2]}{\ln \frac{2b}{r_w}} + \frac{2\pi kTs_w}{\ln \frac{2b}{r_w} + \xi}$ <p>(附8-16)</p>		

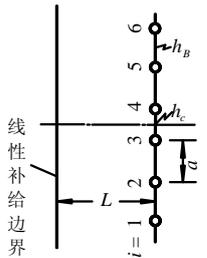
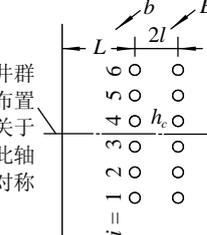
干扰井群稳定渗流公式

附表 2

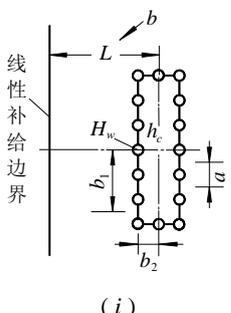
图示	地下水类型	降水井类型	计算公式	适用条件	符号说明
 <p>(a)</p>	承压水	完整井	$H - h_p = \frac{F_p}{2\pi kM}$ $F_p = \sum_{i=1}^n Q_{wi} \ln \left(\frac{R_i}{r_i} \right)$ <p>(附 8-17)</p>	1.井群任意分布, 各井出水量不等; 2.圆形补给边界; 3.远离地表水体	Q_{wi} — i 井出水量, m^3/d ; Q_{wj} — j 井出水量, m^3/d ; F_p —任意 p 点的降深因子; F_c —井群中心点的降深因子; F_m —双排井群中 m 点的降深因子; h_p —任意 p 点承压含水层的水头或潜水含水层厚度, m; h_w —井群中任意井中水深, m;
		完整井	$H - h_w = \frac{F_w}{2\pi kM}$ $F_w = Q_{wj} \ln \left(\frac{R_j}{r_{wj}} \right) + \sum_{i=1}^{n-1} Q_{wi} \ln \left(\frac{R_i}{r_{ij}} \right)$ <p>(附 8-18)</p>		
	潜水	完整井	$H^2 - h_p^2 = \frac{F_p}{\pi k}$ $F_p = \sum_{i=1}^n Q_{wi} \ln \left(\frac{R_i}{r_i} \right)$ <p>(附 8-19)</p>		

图示	地下水类型	降水井类型	计算公式	适用条件	符号说明
	潜水	完整井	$H^2 - h_w^2 = \frac{F_w}{\pi k}$ $F_w = Q_{wj} \ln \frac{R_j}{r_{wj}} + \sum_{i=1}^{n-1} Q_{wi} \ln \left(\frac{R_i}{r_{ij}} \right) \quad (\text{附 8-20})$		h_c —井群中承压含水层或潜水含水层层厚, m; n —井数; R_i — i 井的影响半径, m;
 <p style="text-align: center;">(b)</p>	承压水	完整井	$H - h_w = \frac{F_w}{2\pi kM} \quad F_w = Q_w \ln \frac{R^n}{nr_w A^{(n-1)}} \quad (\text{附 8-21})$	1. 井群沿圆形分布, 各井的直径、井距、出水量相等; 2. 圆形补给边界; 3. 远离地表水体	R_j — j 井的影响半径, m; r_i — i 井至 C 点的距离, m; r_{wj} — j 井的有效井径, m; r_{ij} — j 井至每口井的距离, m; A —圆形井群半径, m
		完整井	$H - h_c = \frac{F_c}{2\pi kM} \quad F_c = nQ_w \ln \frac{R}{A} \quad (\text{附 8-22})$		
	潜水	完整井	$H^2 - h_w^2 = \frac{F_w}{\pi k} \quad F_w = Q_w \ln \frac{R^n}{nr_w A^{(n-1)}} \quad (\text{附 8-23})$		
			$H^2 - h_c^2 = \frac{F_c}{\pi k} \quad F_c = nQ_w \ln \frac{R}{A} \quad (\text{附 8-24})$		
 <p style="text-align: center;">(c)</p>	承压水	完整井	$H - h_w = \frac{F_w}{2\pi kM}$ $F_w = Q_w \ln \left(\frac{R}{r_{wj}} \right) + \sum_{i=1}^{n-1} Q_{wi} \ln \left(\frac{R}{r_{ij}} \right) \quad (\text{附 8-25})$	1. 井群沿矩形分布, 各井的直径、井距、出水量相等; 2. 圆形补给边界; 3. 远离地表水体	
			$H - h_c = \frac{F_c}{2\pi kM} \quad F_c = \sum_{i=1}^n Q_w \ln \frac{R}{r_i} \quad (\text{附 8-26})$		
	潜水	完整井	$H^2 - h_w^2 = \frac{F_w}{\pi k}$ $F_w = Q_w \ln \left(\frac{R}{r_{wj}} \right) + \sum_{i=1}^{n-1} Q_{wi} \ln \left(\frac{R}{r_{ij}} \right) \quad (\text{附 8-27})$		
			$H^2 - h_c^2 = \frac{F_c}{\pi k} \quad F_c = \sum_{i=1}^n Q_w \ln \frac{R}{r_i} \quad (\text{附 8-28})$		
	承压水	完整井	$H - h_c = \frac{F_c}{2\pi kM}$ $F_c = 4Q_w \sum_{i=1}^{n/4} \ln \frac{R}{\frac{1}{2} \sqrt{\alpha^2 (2i-1)^2 + B}} \quad (\text{附 8-29})$	1. 井群沿两条平行线分布, 各井的直径、井距、出水量相等;	

图示	地下水类型	降水井类型	计算公式	适用条件	符号说明
 <p>(d)</p>	承压水	完整井	$H - h_m = \frac{F_m}{2\pi kM}$ $F_m = 2Q_w \sum_{i=1}^{n/2} \ln \frac{R}{\frac{1}{2} \sqrt{\alpha^2 (2i-3)^2 + B^2}} \quad (\text{附 8-30})$	2. 圆形补给边界; 3. 远离地表水体	h_m —双排井群中 m 点承压含水层厚度, m ; F_p' —任意 p 点的降深因子; F_w' —井群中任意井的降深因子; F_c' —井群中心点的降深因子;
	潜水	完整井	$H^2 - h_c^2 = \frac{F_c}{\pi k} \quad F_c = 4Q_w \sum_{i=1}^{n/4} \ln \frac{R}{\frac{1}{2} \sqrt{\alpha^2 (2i-1)^2 + B^2}} \quad (\text{附 8-31})$ $H^2 - h_m^2 = \frac{F_m}{\pi k} \quad F_m = 2Q_w \sum_{i=1}^{n/2} \ln \frac{R}{\frac{1}{2} \sqrt{\alpha^2 (2i-3)^2 + B^2}} \quad (\text{附 8-32})$		
<p>线性补给边界条件</p>  <p>(e)</p>	承压水	完整井	$H - h_p = \frac{F_p'}{2\pi kM} \quad F_p' = \sum_{i=1}^n Q_{wi} \ln \frac{L_i}{r_i} \quad (\text{附 8-33})$ $H - h_w = \frac{F_w'}{2\pi kM}$ $F_w' = Q_{wj} \ln \frac{2b_j}{r_{wj}} + \sum_{i=2}^n Q_{wi} \ln \frac{L_{ij}}{r_{ij}} \quad (\text{附 8-34})$	1. 井群任意分布, 各井出水量不等; 2. 直线补给边界	L_i —映像 i 井至 p 点的距离, m ; F_b' —单井井群最边缘两井中的降深因子; n —实井数; L_{ij} —映像 i 井至 j 井的距离, m ; r_{ij} —每口实井至 j 井的距离, m ;
	潜水	完整井	$H^2 - h_p^2 = \frac{F_p'}{\pi k} \quad F_p' = \sum_{i=1}^n Q_{wi} \ln \frac{L_i}{r_i} \quad (\text{附 8-35})$ $H^2 - h_w^2 = \frac{F_w'}{\pi k}$ $F_w' = Q_{wj} \ln \frac{2b_j}{r_{wj}} + \sum_{i=2}^n Q_{wi} \ln \frac{L_{ij}}{r_{ij}} \quad (\text{附 8-36})$		
<p>直线补给边界</p>  <p>(f)</p>	承压水	完整井	$H - h_c = \frac{F_c'}{2\pi kM}$ $F_c' = \frac{Q_w}{2} \sum_{i=1}^n \ln \left[1 + 4 \left(\frac{b}{A} \right)^2 - 4 \left(\frac{b}{A} \right) \cos \left((i-1) \frac{2\pi}{n} \right) \right]$ <p>当 $\frac{b}{A} \geq 2$ 时 $F_c' = Q_w n \ln \frac{2b}{A} \quad (\text{附 8-37})$</p> $H - h_w = \frac{F_w'}{2\pi kM} \quad F_w' = Q_w \left(n \ln \frac{2b_w}{A} + \ln \frac{A}{nr_w} \right) \quad (\text{附 8-38})$	1. 井群沿圆形分布, 各井的直径、井距、出水量相等;	b_i — j 井至直线边界的距离, m

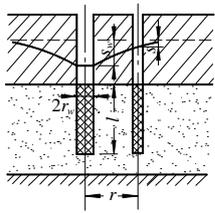
图示	地下水类型	降水井类型	计算公式	适用条件	符号说明
	潜水	完整井	$H^2 - h_c^2 = \frac{F_c'}{\pi k}$ $F_c' = \frac{Q_w}{2} \sum_{i=1}^n \ln \left[1 + 4 \left(\frac{b}{A} \right)^2 - 4 \left(\frac{b}{A} \right) \cos(i-1) \frac{2\pi}{n} \right]$ 当 $\frac{b}{A} \geq 2$ 时 $F_c' = Q_w n \ln \frac{2b}{A}$ (附 8-39)	2. 直线补给边界	
 <p>(g)</p>	承压水	完整井	$H - h_c = \frac{F_c'}{2\pi kM} \quad F_c' = 2Q_w \sum_{i=1}^{n/2} \ln \sqrt{1 + \left[\frac{2b}{\frac{a}{2}(n+1-2i)} \right]^2}$ (附 8-41)	1. 井群沿一条直线分布, 各井间距和出水量均相等; 2. 直线补给边界	
潜水	完整井	$H - h_B = \frac{F_B'}{2\pi kM} \quad F_B' = Q_w \sum_{i=1}^n \ln \sqrt{1 + \left[\frac{2b}{\frac{a}{2}(2i-3)} \right]^2}$ (附 8-42)			
承压水	完整井	$H^2 - h_c^2 = \frac{F_c'}{\pi k} \quad F_c' = 2Q_w \sum_{i=1}^{n/2} \ln \sqrt{1 + \left[\frac{2b}{\frac{a}{2}(n+1-2i)} \right]^2}$ (附 8-43)			
潜水	完整井	$H^2 - h_B^2 = \frac{F_B'}{\pi k} \quad F_B' = Q_w \sum_{i=1}^n \ln \sqrt{1 + \left[\frac{2b}{\frac{a}{2}(2i-3)} \right]^2}$ (附 8-44)			
 <p>(h)</p>	承压水	完整井	$H - h_c = \frac{F_c'}{2\pi kM}$ $F_c' = 2Q_w \sum_{i=1}^{n/4} \left\{ \ln \sqrt{1 + \left[\frac{2b+B}{\frac{a}{4}(n+2-4i)} \right]^2} + \ln \sqrt{1 + \left[\frac{2b+3B}{\frac{a}{4}(n+2-4i)} \right]^2} \right\}$ (附 8-45)	1. 井群沿两条平行线分布, 各井的直径、井距、出水量相等; 2. 直线补给边界	
潜水	完整井	$H^2 - h_c^2 = \frac{F_c'}{\pi k}$ $F_c' = 2Q_w \sum_{i=1}^{n/4} \left\{ \ln \sqrt{1 + \left[\frac{2b+B}{\frac{a}{4}(n+2-4i)} \right]^2} + \ln \sqrt{1 + \left[\frac{2b+3B}{\frac{a}{4}(n+2-4i)} \right]^2} \right\}$ (附 8-46)			

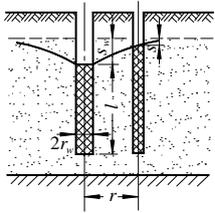
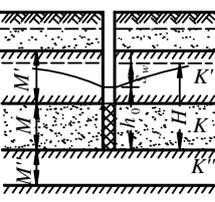
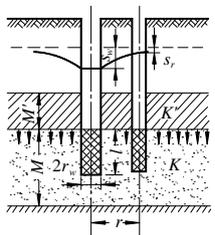
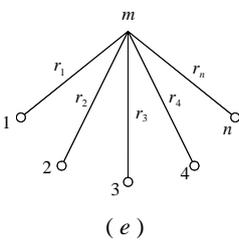
续上表

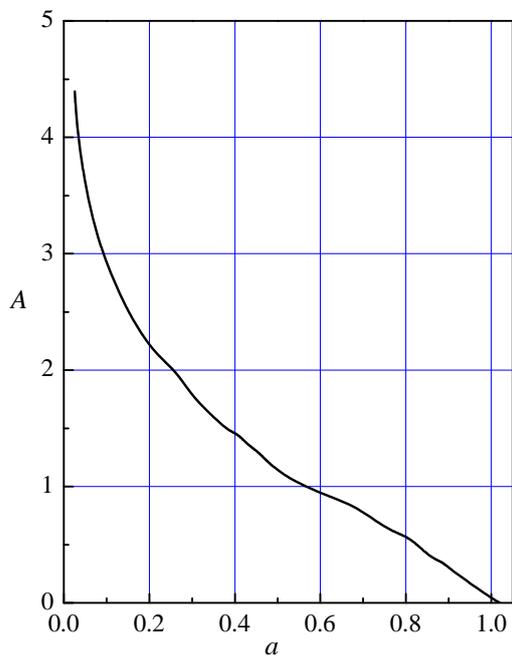
图示	地下水类型	降水井类型	计算公式	适用条件	符号说明
 <p>(i)</p>	承压水或潜水	完整井	近似方法： 采用式 (8-37) ~ (8-40) 计算，其中 A 以 A_c 代替， $A_c = \frac{\pi}{4} \sqrt{b_1 b_2} \quad (\text{附 8-47})$ 精确方法： 采用式 (附 8-33) ~ (附 8-36) 计算	1.井群沿矩形分布，各井的直径、井距、出水量相等； 2.直线补给边界	

非稳定井流公式

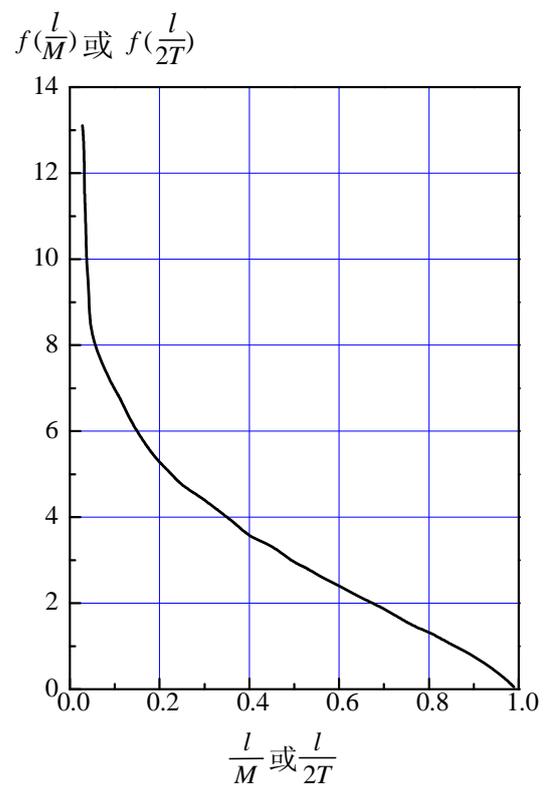
附表 3

图示	地下水类型	降水井类型	计算公式	适用条件	符号说明
 <p>(a)</p>	承压水	完整井	当 $\frac{r^2}{4at} \geq 0.1$ ， $Q = \frac{4\pi kMs}{W(u)}$ (附 8-48) 当 $\frac{r^2}{4at} \leq 0.1$ ， $r = r_w$ ， $Q = \frac{4\pi kMs_w}{\ln \frac{2.25at}{r_w^2}}$ (附 8-49)	1.单井位于无界无越流承压含水层中； 2.井的出水量不随时间变化	Q —单井出水量， m^3/d ； M —承压含水层厚度， m ； H —潜水含水层厚度或承压水水头， m ； k —渗透系数， m/d ； s —任意点水位降深， m ； s_w —井内水位降深， m ； r —任意点至水井的距离， m ； r_w —井径， m ； t —抽水延续时间， d ； l —过滤器进水部分长度， m ；
非完整井	当 $\frac{r^2}{4at} \geq 0.1$ ， $Q = \frac{4\pi kMs}{W(u) + 2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} W(u, \frac{n\pi r}{M}) \sin^2 \frac{n\pi l}{M}}$ (附 8-50) 当 $\frac{r^2}{4at} \leq 0.1$ ， $r = r_w$ ， $Q = \frac{4\pi kMs_w}{\ln \frac{2.25at}{r_w^2} + 2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} W(u, \frac{n\pi r_w}{M}) \sin^2 \frac{n\pi l}{M}}$ (附 8-51)				
	潜水	完整井	当 $\frac{r^2}{4at} \geq 0.1$ ， $Q = \frac{2\pi k(2H - s)s}{W(u)}$ (附 8-52) 当 $\frac{r^2}{4at} \leq 0.1$ ， $r = r_w$ ， $Q = \frac{2\pi k(2H - s_w)s_w}{\ln \frac{2.25at}{r_w^2}}$ (附 8-53)		

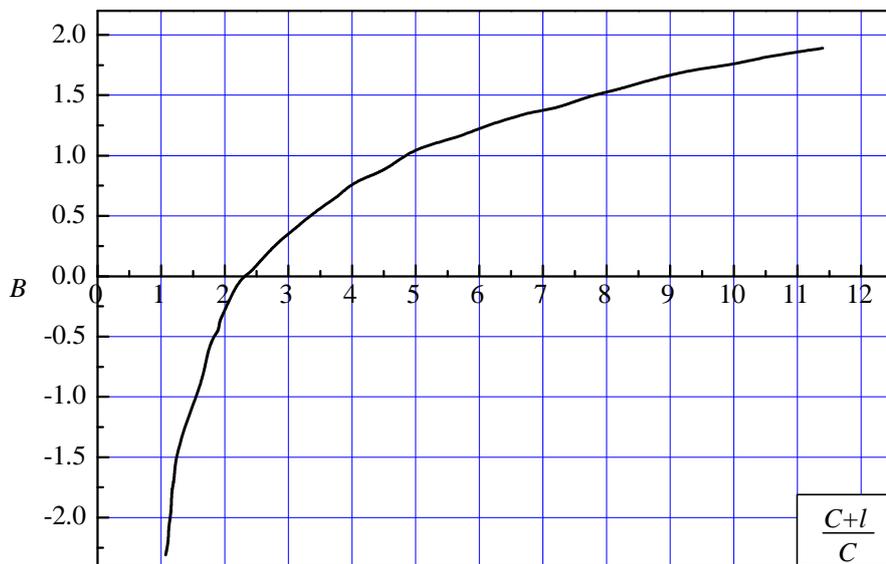
图示	地下水类型	降水井类型	计算公式	适用条件	符号说明
 <p>(b)</p>	潜水	非完整井	<p>当 $\frac{r^2}{4at} \geq 0.1$, $Q = \frac{2\pi k(H-s)s}{W(u) + 2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} W(u, \frac{n\pi r}{M}) \sin^2 \frac{n\pi l}{M}}$ (附 8-54)</p> <p>当 $\frac{r^2}{4at} \leq 0.1$, $r = r_w$,</p> <p>$Q = \frac{2\pi k(H-s_w)s_w}{\ln \frac{2.25at}{r_w^2} + 2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} W(u, \frac{n\pi r_w}{M}) \sin^2 \frac{n\pi l}{M}}$ (附 8-55)</p>	<p>1. 单井位于无界无越流潜水含水层中;</p> <p>2. 井的出水量不随时间变化</p>	<p>h—含水层中任意点的动水位, m;</p> <p>$W(u)$—井函数, 查附图 4;</p> <p>$W(u, n\pi l/M)$—井函数, 查附图 5;</p> <p>$u = \frac{r^2}{4at}$;</p>
 <p>(c)</p>	承压水	完整井	<p>当 $\frac{r^2}{4at} \geq 0.1$, $Q = \frac{4\pi kMs}{W(u, \frac{r}{B})}$ (附 8-56)</p> <p>当 $\frac{r^2}{4at} \leq 0.1$, $\frac{r}{B} \leq 0.2$, $Q = \frac{4\pi kMs_w}{2\ln \frac{1.12B}{r_w} + W_i(-\frac{at}{B^2})}$ (附 8-57)</p>	<p>1. 单井位于无界无越流承压含水层中;</p> <p>2. 上部弱透水层在开采过程中水位保持不变;</p>	<p>α—压力传导系数, m^2/d;</p> <p>$T = kM$—导水系数, m^2/d;</p> <p>S—贮水系数;</p> <p>$W_i(-\frac{at}{B^2})$—井函数, 查附图 4;</p> <p>B—越流因数, m;</p> <p>k'—弱透水层的渗透系数, m/d;</p> <p>M'—弱透水层的厚度, m;</p>
 <p>(d)</p>	承压水	非完整井	<p>$Q = \frac{4\pi kMs}{W(u, \frac{r}{B}) + 2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} W[u, \sqrt{(\frac{r}{B})^2 + (\frac{n\pi r}{M})^2}] \sin^2 \frac{n\pi l}{M}}$ (附 8-58)</p> <p>$Q = \frac{4\pi kMs_w}{W(u, \frac{r_w}{B}) + 2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} W[u, \sqrt{(\frac{r_w}{B})^2 + (\frac{n\pi r_w}{M})^2}] \sin^2 \frac{n\pi l}{M}}$ (附 8-59)</p>	<p>3. 井的出水量不变;</p> <p>4. $k \gg k'$</p>	<p>k'—弱透水层的渗透系数, m/d;</p> <p>M'—弱透水层的厚度, m;</p>
 <p>(e)</p>	承压水	完整井	<p>$Q_{\text{总}} = \frac{4\pi kMs}{\sum_{i=1}^n [W(\frac{r_i^2}{4at})]}$ (附 8-60)</p> <p>当 $\frac{r^2}{4at} \leq 0.1$, $Q_{\text{总}} = \frac{4\pi kMs}{\ln \frac{2.25at}{\sqrt{r_1^2 r_2^2 \cdots r_n^2}}}$ (附 8-61)</p>	<p>1. 井群任意分布, 在无界含水层中, 各井的直径, 出水量相等;</p> <p>2. 单井出水量不随时间变化</p>	<p>$W(u, r/B)$—井函数, 查附图 5;</p> <p>$Q_{\text{总}}$—井群组总出水量, m^3/d;</p> <p>r_i—各井至任意 m 点的距离, m</p> <p>其余符号意义同前</p>



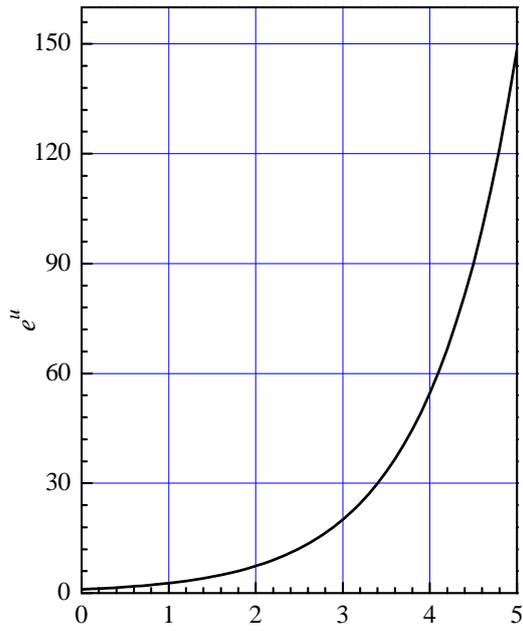
附图1 系数A- α 曲线



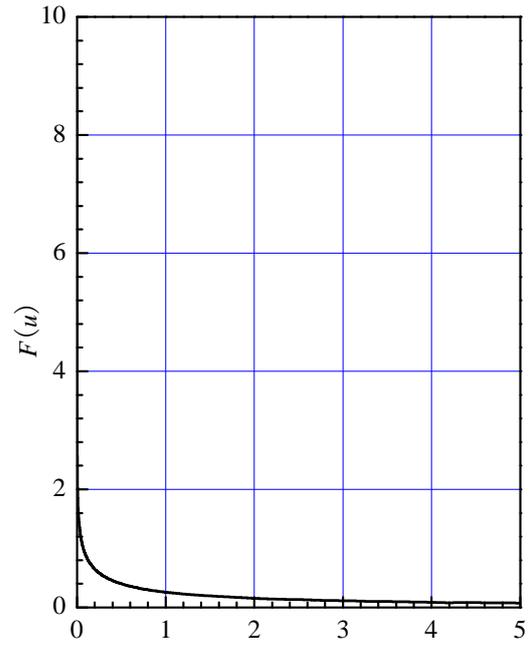
附图2 Γ 函数 $f\left(\frac{l}{M}\right)$ 或 $f\left(\frac{l}{2T}\right)$ 与 $\frac{l}{M}$ 或 $\frac{l}{2T}$ 曲线图



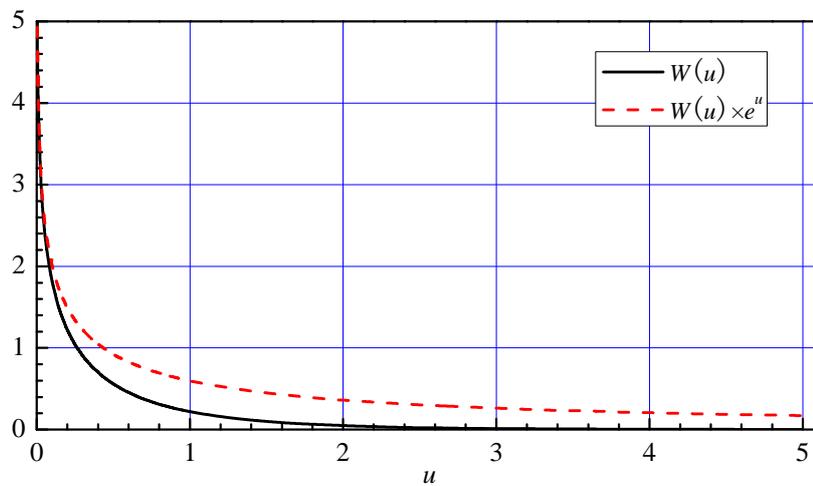
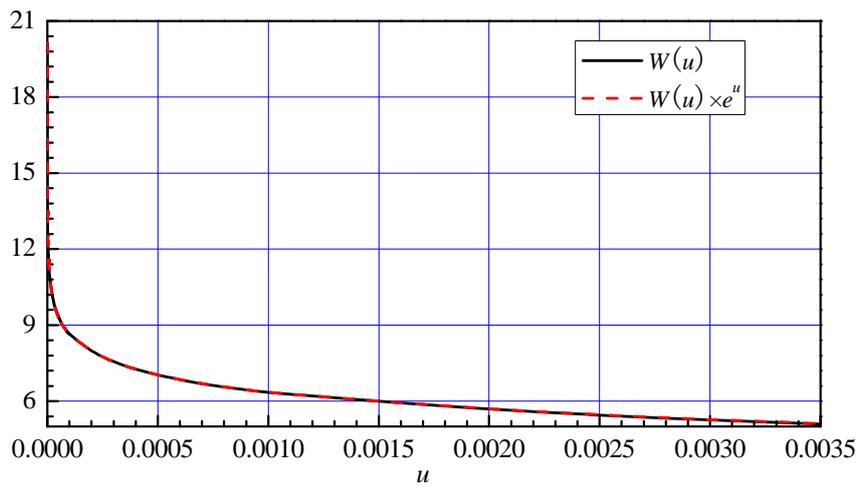
附图3 系数B- $f\left(\frac{C+l}{C}\right)$ 曲线图



(a) $u \cdot e^u$ 曲线

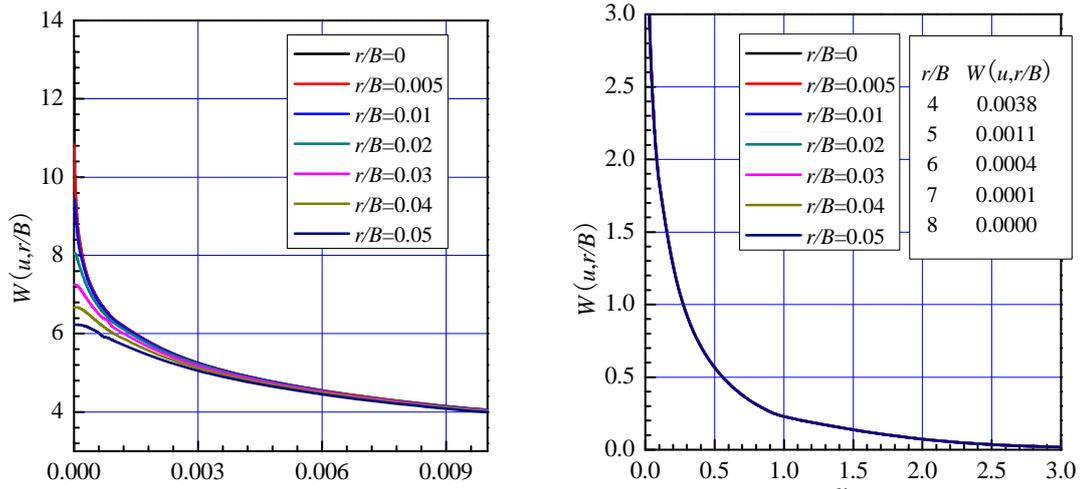


(b) $u \cdot F(u)$ 曲线

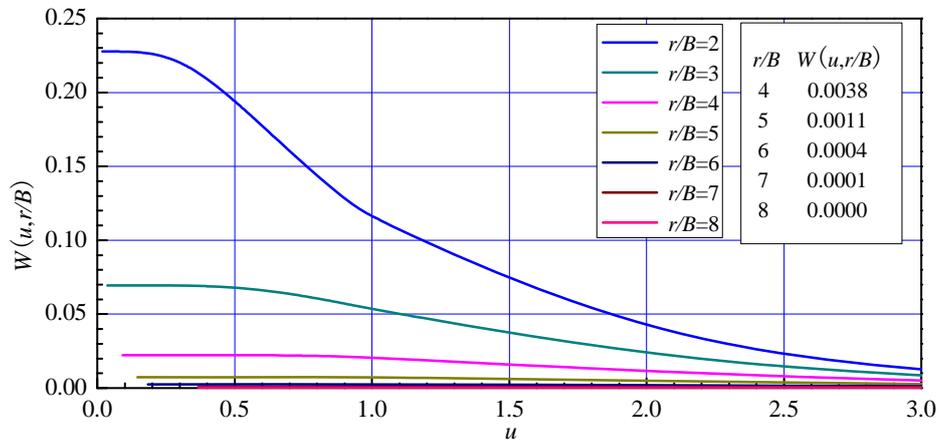


(c) $u \cdot W(u)$ 曲线和 $u \cdot W(u) \times e^u$ 曲线

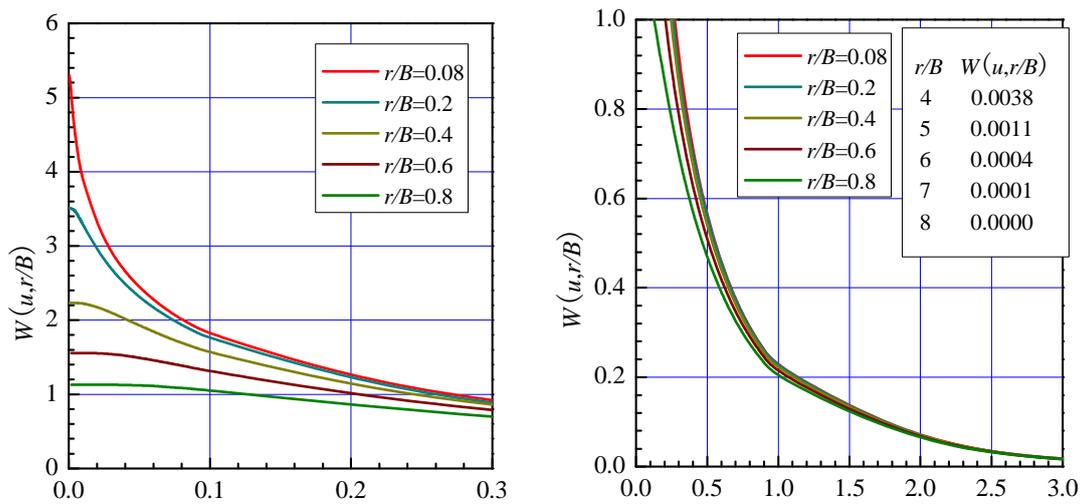
附图 4 $W(u)$ Theis 井函数



(a) u - $W(u, r/B)$ 曲线 ($r/B \leq 0.05$)



(b) u - $W(u, r/B)$ 曲线 ($r/B \geq 2$)



(c) u - $W(u, r/B)$ 曲线 ($0.08 \leq r/B \leq 0.8$)

附图 5 $W(u, r/B)$ Hantush 越流井函数

第 8 章 专有名词和术语及常用符号说明

B
 比奥固结理论
C
 承压水
 抽水试验
 储水系数
D
 达西定律
 导水系数
 地面沉降
 地下水
G
 隔水帷幕
 管涌
J
 基坑降水
 井点降水
K
 孔隙水压力
L
 流砂
 流网
Q
 潜水
 轻型井点
 裘布依假设
S
 渗流
 渗流力
 渗透系数
 水文地质参数
T
 太沙基固结理论
 突涌
 土层压密
W
 完整井
 稳定流
X
 现场抽水试验
Y

影响半径
 越流因数

常用符号说明

符号	说明	量纲
<i>a</i>	导压系数	L^2T^{-1}
<i>h</i>	水头	L
<i>J</i>	水力梯度	无量纲
<i>k</i>	渗透系数	LT^{-1}
<i>M</i>	承压含水层厚度	L
<i>n</i>	孔隙率	无量纲
<i>Q</i>	流量	L^3T^{-1}
<i>q</i>	单位出水量	L^2T^{-1}
<i>S</i>	储水系数	无量纲
<i>S_s</i>	储水率	L^{-1}
<i>T</i>	导水系数	L^2T^{-1}
<i>v</i>	渗流速度	LT^{-1}
<i>w</i>	含水量	无量纲