岩土工程丛书
SERIES BOOK

-1-

吴林高 等编著

Design and Execution of Dewatering & Theory of Seepage in Deep Excavation

工程降水设计施工与基坑渗流理论

人民交通出版社
China Communications Press

策划编辑 曲 乐
文字编辑 朱靖平
美术编辑 彭小秋

人民交通出版社网址： http://www.ccpress.com.cn

ISBN 7-114-04653-7



ISBN 7-114-04653-7

定价： 30.00元

岩土工程丛书 1

工程降水设计施工与基坑渗流理论

吴林高 等编著

人民交通出版社
China Communications Press

内 容 提 要

本书为岩土工程丛书之一，共分两篇。第一篇主要论述地下水对工程作用的基本概念、工程降水设计与施工方法以及五个工程实例；第二篇在论述渗流基本理论的基础上分别介绍了三类基坑渗流问题的计算模型与计算方法，讨论了井的水头损失、渗流参数的计算方法，最后还讨论了降水对软土工程性质的影响和抽水引起的地面沉降的计算方法。

本书主要供岩土工程设计、施工技术人员使用，也可供大专院校岩土工程及相关专业师生参考

图书在版编目（CIP）数据

工程降水设计施工与基坑渗流理论/吴林高等编著.
北京：人民交通出版社，2003.6
ISBN 7-114-04653-7

Ⅰ.工… Ⅱ.吴… Ⅲ.①地下工程—人工降低地下水②地下工程—工程施工③地下工程—基坑—渗流—研究 Ⅳ.TU94

中国版本图书馆 CIP 数据核字（2003）第 025339 号

岩土工程丛书

-1-

Gongcheng Jiangshui Sheji Shigong Yu Jikeng Shenliu Lilun

工程降水设计施工与基坑渗流理论

吴林高 等编著

责任校对：宿秀英 责任印制：张 恺

人民交通出版社出版发行

（100013 北京和平里东街 10 号 010-64216602）

各地新华书店经销

北京鑫正大印刷有限公司印刷

开本：787×980 1/16 印张：20.75 字数：350 千

2003 年 9 月 第 1 版

2003 年 9 月 第 1 版 第 1 次印刷

印数：0001—3500 册 定价：30.00 元

ISBN 7-114-04653-7

《岩土工程丛书》编审出版委员会

名誉主任委员　许溶烈　孙　钧　刘建航　沈珠江　郑颖人

主任委员　史佩栋

副主任委员　高大钊(常务)　朱合华　张建民　陈云敏
韩　敏　岳中琦(港)

委　　员(按姓氏汉语拼音为序)

包承纲	陈云敏	陈正汉	崔玉军
冯夏庭	高大钊	龚晓南	顾宝和
桂业琨	韩　敏	何满潮	李广信
李建中(台)	李永盛	李焯芬(港)	廖红建
凌天清	刘建航	刘金砺	刘松玉
莫若楫(台)	沈珠江	史佩栋	施建勇
孙　钧	王钟琦	谢永利	许溶烈
杨林德	殷建华(港)	岳中琦(港)	杨志法
宰金珉	张建民	张苏民	赵锡宏
郑　刚	郑颖人	周申一	朱合华

秘　　书　曲　乐　艾智勇

总序

2002年3月23日，对于《岩土工程丛书》而言，是一个值得纪念的日子，因为在那一天，我们萌生了组织出版这部《丛书》的构想。

经过两岸三地部分专家学者数度聚首商讨，又以函电形式广泛征求各方意见，反响热烈，令人鼓舞。大家的观点几近一致，都认为面对我国岩土工程的空前大发展，认真总结半个多世纪，特别是近20余年以来弥足珍贵的工程经验、科研成果和事故教训，实属当务之急。这不仅对于指导当前持续高速发展的工程建设，以确保设计施工质量和工程安全大有裨益，而且对于培养专业人材、提升行业素质、促进学科进步，乃至加强对外交流，都极具重大意义。这应是出版此《丛书》的宗旨和指导思想。

根据各方推举，本《丛书》的编委会承蒙深孚众望的国内20余所高等院校、科研院所和10余家有关企事业单位(含出版社)的41位专家组成，其中含内地36位，香港3位，台湾2位，其名单列于卷首。在各位编委和同行专家的热情关怀和出版社领导的大力支持下，《丛书》即将陆续问世，我们的内心能不激动？

由于岩土工程源远流长，而又与时俱进，日新月

异，本《丛书》的素材将取之不尽，因此它将是开放性系列性的，成熟一本，出版一本。其稿源将包括编委本人报送的，编委推荐的，以及编委会特约或组织撰写的各类作品。同时，我们热忱欢迎海内外各地同仁多赐佳作，共襄此举。

本《丛书》将分为**专题著述、工程案例和手册指南**三大类，其选题将围绕岩土工程发展中的热点难点技术问题、理论问题和重大工程的进展研究确定。著述内容力求精炼浓缩、深入浅出，实用性与学术性相结合，文字可读性强；工程案例将侧重于有影响和代表性的项目，可一例一书，也可同类工程数例并写于一书；要使之从实践中来，提到理论的高度进行分析与总结，以期能为日后的工程所用；手册指南将不重复已有的出版物而推陈出新。

本《丛书》稿件的审查，一般可由作者在征求编委会的意见后，自行约请专家审查并提出评语，必要时也可商请编委会指定专家负责。书稿经审定后，将由作者与出版社直接签订合同，履行各自的权利与义务。文责由作者自负。

本《丛书》的读者对象主要是从事岩土工程勘察、设计、施工、检测、监理等方面实务的专业人士，也可供高等院校、科研院所相关专业的教师、研究人员、研究生和大学高年级学生等参考。

衷心希望本《丛书》能成为岩土工程界广大同仁的良师益友！

史佩栋　高大钊　朱合华

2003 年 7 月

序

两年前，人民交通出版社曲乐编辑在选题组稿时，希望能请一位专家撰写工程降水的专著，征求我的意见，我毫不迟疑地说应当请吴林高教授，写这本书非他莫属。吴林高教授是同济大学的资深教授，长期从事水文地质学的教学、科研与工程实践。我与他共事40余年，深知吴教授理论功底深厚、实践经验丰富，学优才瞻，著书立说，正当其时。

2002年底，吴林高教授将厚厚的一叠书稿放到我的书桌上，使我有幸仙睹为快，从其中学到了不少新的知识，深感这是一本既有系统的理论论述又有丰富的工程实践经验的好书，相信读者在阅读以后一定会与我同感。

20世纪80年代以来，我国的工程建设以超常的速度和超常的规模发展，由于高层建筑大量兴建，城市地下空间广泛利用，深基坑工程数量之多，规模之大，监测资料之丰富，堪称世界之首，而基坑工程事故率之高，也是首屈一指的，基坑工程已成为我国岩土工程中的一大技术难点和热点。在基坑工程的事故中，由于地下水的原因引发的比例厢当高，究其原委，莫不与对地下水治理缺乏理论指导，设计不当或施工措施不力等有关。在国家标准《岩土工程勘察规范》中，对地下水的勘察、参数测定和作用评价提出了更为严格的要求，一门称为“城市工程水文地质”的学科正在我国悄

然兴起，吴教授的新作为贯彻国家标准提供了理论与方法，为这门新学科的发展作出了重要贡献。

这本书分为两篇共十二章，在工程降水设计施工篇的四章中，论述了地下水对工程作用的基本概念、工程降水的设计与施工方法以及五个工程降水实例。根据基坑围护结构与含水层的关系，提出了地下水渗流特征的三种类型，为读者从事基坑工程降水的设计与施工提供全新的理念与方法。这五个工程降水的实例从不同的侧面为读者提供了可供借鉴的案例，具体给出了解决工程问题的思路与方法。在基坑渗流理论篇中的八章中，在论述渗流基本理论的基础上分别介绍了上述三类渗流问题的计算模型与计算方法，讨论了井的水头损失、渗流参数的计算方法；最后还讨论了降水对软土工程性质的影响和抽水引起的地面沉降的计算方法。这些都是工程降水中具有普遍性和前瞻性的理论问题和技术问题，也是做好工程降水的勘察、设计与施工所必需的理论准备。在我看到的出版物中，像这样集实用性与理论性于一体，如此系统地论述基坑渗流理论的著作，还不多见，相信能给读者以很大的启迪和帮助。

2003年刚开始，在这新年伊始，万象更新的日子里，阅读这本充满新意的力作是一种最好的享受，欣喜之余，写下上面的一些话，是作为序。

高大钊

2003年元月3日于同济园

高大钊，同济大学教授、博士生导师

前言

随着城市建设的高速发展，特别是市政工程和高层建筑的大量兴建，基坑开挖深度越来越深，已达到35m深度。因此，遇到地下水问题也越来越多。如何控制好地下水是确保基坑安全施工的关键，目前最有效而又经济的办法是采用井点降水方法控制地下水位。井点降水在避免流砂、管涌和底鼓，保持干燥的施工环境，提高土体强度与稳定性方面都有着显著的效果。在实际工程中，它已越来越被人们所依赖，已成为一种必要的工程措施。但人们对于其内在规律还缺乏深入的了解。

本书作者十几年来致力于工程降水设计理论、基坑渗流规律、降水对软土工程性质影响以及降水引起地面沉降等的研究工作，并参与20多个各类大、中型基坑工程井点降水设计与施工。作者深感有必要向读者介绍国内外工程降水发展现状，特别是我国近几年的发展，并将我们的体会与读者进行交流。本书的特点：重点介绍工程降水系统设计原理与方法，管井井点施工技术，基坑渗流规律以及降水引起地面沉降的计算方法。

全书分为两篇十二章。第一篇工程降水设计施工，包括四章。第一章介绍地下水赋存与运移规律，基坑周围地下水渗流特征，工程中地下水的不良作用以及防止不良作用产生的方法；第二章工程降水设计，重点介绍根据非稳定流理论设计井点降水的方法；第三章工程降水施工技术，重点介绍管井（深井）

施工技术；第四章介绍几个超深、特大型基坑工程降水实例以及工程降水加固地基实例和防止地面沉降采用回灌工程的实例。第二篇基坑渗流理论，包括八章。第五章是渗流理论基础，简述了渗流物理参数的概念、渗流基本定律及渗流基本方程；第六章至第八章介绍基坑周围三种类型渗流的计算方法；第九章井的水头损失问题；第十章渗流参数的计算方法；第十一章降水对软土工程性质影响的试验研究；第十二章抽水引起地面沉降计算。

由于工程降水技术在我国尚处于发展阶段，设计理论也有待于完善，目前对于基坑渗流计算方法尚未完全统一，各地具体条件及地方经验也不尽相同。本书所列的部分渗流计算公式及工程降水实例，也带有一定的地区性与经验性，请读者在工程应用对应予以注意。

本书由同济大学吴林高教授主编。全书共分十二章。第一章由刘陕南、吴林高执笔；第二章、第五章、第十二章、附录由吴林高执笔；第三章由李恒仁执笔；第四章由姚迎、张瑞、吴林高执笔；第六章、第十一章由刘陕南执笔；第七章、第九章由李国执笔；第八章由姚迎执笔；第十章由张瑞执笔。

本书在编写过程中得到同济大学高大钊教授、赵锡宏教授的关心与大力支持，在此谨向他们致以衷心感谢。书中引用了一些单位及个人的研究成果与工程总结，作者在此表示深切的谢意。

由于作者水平有限以及认识上的不同，书中某些看法可能是不恰当的，甚至是错误的，敬请读者批评指正，以便作进一步修改与补充。

作　者

2003.1月

符号与量纲

符　号	说　　明	量　　纲
A	1.多孔介质横断面积	L^2
	2.圆形井群半径	L
	3.基坑换算半径	L
a	1.微观意义下的一种数量或向量	
	2.井中心至边界的垂直距离	L
	3.井点间距	L
	4.压力传导系数	L^2T^{-1}
	5.抽水含水层(承压含水层)土骨架的竖向弹性压缩系数	LT^2M^{-1}
$\bar{a}$	量 a 的宏观平均	
a_1	弱透水层土骨架的竖向弹性压缩系数	LT^2M^{-1}
a_2	非抽水含水层(潜水含水层)土骨架的竖向弹性压缩系数	LT^2M^{-1}
B	越流因数	L
b	1.井中心至边界的垂直距离	L
	2.抽水含水层(承压含水层)土骨架的竖向蠕变压缩系数	LT^2M^{-1}
b_1	弱透水层土骨架的竖向蠕变压缩系数	LT^2M^{-1}
b_2	非抽水含水层(潜水含水层)土骨架的竖向蠕变压缩系数	LT^2M^{-1}
C	浓度	ML^{-3}
C_v	固结系数	L^2T^{-1}
C_α	组分 α 的浓度	ML^{-3}
D	1.孔径	L
	2.过滤器外径	L
d	1.含水层顶板到过滤器顶部距离	L
	2.井管外径	L
E_1	Hookean 弹簧的弹性模量	$ML^{-1}T^{-2}$
E_2	Voigt 结构模型中的弹性模量	$ML^{-1}T^{-2}$
e	土骨架空隙比	
f	井壁摩擦系数	
g	重力加速度	LT^{-2}
H	1.含水层地下水位	L

续上表

符　号	说　　明	量　纲
	2.抽水含水层(承压含水层)的水位	L
	3.井点管埋设深度	L
H_0	1.含水层初始地下水位或边界定水位	L
	2.抽水含水层(承压含水层)的初始水位	L
	3.抽水前承压含水层或潜水含水层的水位	L
H_{01}	弱透水层的初始水位	L
H_{02}	非抽水含水层(潜水含水层)的初始水位	L
H_1	1.弱透水层的水位	L
	2.井点管埋至基坑底面的距离	
H_2	非抽水含水层(潜水含水层)的水位	L
h	1.潜水含水层厚度	L
	2.基坑底面至降低后的地下水位距离	L
h_e	井群中心点承压含水层的水头或潜水含水层厚度	L
h_r	承压含水层的第一类边界水位	L
h_{r1}	弱透水层的第一类边界水位	L
h_{r2}	潜水含水层的第一类边界水位	L
$\boldsymbol{i}$	x 方向单位向量	
J	1.水力梯度	
	2.各向同性压缩蠕变函数	
$\boldsymbol{j}$	y 方向的单位向量	
K	1.渗透系数(水力传导系数)	LT^{-1}
	2.抽水含水层(承压含水层)渗透系数	LT^{-1}
$\underline{\boldsymbol{K}}$	渗透系数张量	LT^{-1}
K_d	垂直、水平渗透系数比值	

续上表

符　号	说　　明	量　　纲
K_{ij}	张量 $\boldsymbol{K}$ 的分量	LT^{-1}
K_p	平行层面的渗透系数	LT^{-1}
K_r	水平径向渗透系数	LT^{-1}
K_t	垂直层面的渗透系数	LT^{-1}
K_z	竖向渗透系数	LT^{-1}
K_1	弱透水层渗透系数	LT^{-1}
K_{11}, K_{22}, K_{33}	张量 $\boldsymbol{K}$ 的主分量	LT^{-1}
K_2	非抽水含水层(潜水含水层)渗透系数	LT^{-1}
k	1.渗透率	L^2
	2.超径系数	
$\boldsymbol{k}$	z 方向的单位向量	
l	含水层顶板到过滤器底部距离	L
M	1.含水层厚度	L
	2.抽水含水层(承压含水层)厚度	L
M_0	多孔介质骨架比表面	L^{-1}
M_1	弱透水层厚度	L
M_2	非抽水含水层(潜水含水层)厚度	L
n	1.孔隙率	
	2.抽水含水层(承压含水层)土骨架孔隙率	
	3.降水井数量	
$\overline{n}$	外法线方向	
$\overline{\boldsymbol{n}}$	外法线向量	
n_1	弱透水层土骨架孔隙率	
n_2	非抽水含水层(潜水含水层)土骨架孔隙率	
P	1.流体压强	$ML^{-1}T^{-2}$
	2.孔隙水压力	$ML^{-1}T^{-2}$
	3.地下水水头压力	$ML^{-1}T^{-2}$
Q	1.抽水井流量或注水井流量	L^3T^{-1}
	2.基坑出水量	L^3T^{-1}

续上表

符　号	说　　明	量　纲
Q_0	1.基坑出水总量	L^3T^{-1}
	2.井群总出水量	L^3T^{-1}
Q_i	i 井出水量	L^3T^{-1}
Q_w	单井出水量	L^3T^{-1}
$\overline{q}$	Darcy 渗流速度向量	LT^{-1}
q	Darcy 渗流速度	LT^{-1}
q	抽水含水层(承压含水层)土骨架的竖向压密粘滞系数	$ML^{-1}T^{-1}$
q_1	1.$\overline{q}$ 在 x 方向上的分量	LT^{-1}
	2.弱透水层土骨架的竖向压密粘滞系数	$ML^{-1}T^{-1}$
q_2	1.$\overline{q}$ 在 y 方向上的分量	LT^{-1}
	2.非抽水含水层(潜水含水层)土骨架的竖向压密粘滞系数	$ML^{-1}T^{-1}$
q_3	$\overline{q}$ 在 z 方向上的分量	LT^{-1}
q^h	承压含水层第二类边界流量	L^3T^{-1}
q_2^h	潜水含水层第二类边界流量	L^3T^{-1}
R	影响半径或基坑影响半径	L
R_e	Reynolds 数	
R_i	i 井的影响半径	L
r	计算点至抽水井轴线的径向距离	L
r_w	井的半径	L
r_1	观测井至实井的距离	L
r_2	观测井至虚井的距离	L
S	1.含水层的贮水系数	
	2.抽水含水层(承压含水层)的贮水系数	
(S)	曲面	
S_s	含水层的比贮水系数	L^{-1}
S_1	弱透水层的贮水系数	
S_2	非抽水含水层的贮水系数	
s	1.水位降深或抬高	L
	2.抽水含水层(承压含水层)中水位降深	L

续上表

符　号	说　　明	量　纲
s_c	基坑中心水位降深	L
s_1	弱透水层中水位降深	L
s_2	1.非抽水含水层(潜水含水层)中水位降深	L
	2.井的水头损失	L
T	1.导水系数	L^2T^{-1}
	2.多孔介质管子的弯曲率	
	3.抽水含水层(承压含水层)的导水系数	L^2T^{-1}
T_1	弱透水层的导水系数	L^2T^{-1}
T_2	非抽水含水层(潜水含水层)的导水系数	L^2T^{-1}
t	时间	T
U	多孔介质中所取单元体积	L^3
$[U_0(\chi)]$	表征体元(位于数学点 χ 处的物理点)	L^3
$U_{0,v}$	表征体元中孔隙所占的体积	L^3
u	1.x 方向的分速 $u=v_1$	LT^{-1}
	2.积分变量	
	3.$u=\dfrac{r^2S}{4Tt}$	
V	平均速度大小	LT^{-1}
$\boldsymbol{V}$	1.平均孔隙流速	LT^{-1}
	2.质量平均流速	LT^{-1}
V_α	组分 α 的速度	LT^{-1}
$\boldsymbol{V}'$	体积平均速度	LT^{-1}
$\overline{\boldsymbol{V}}$	表征体元上的平均速度,其分量为 V_1, V_2, V_3	LT^{-1}
v	y 方向上的分速 $v=v_2$	LT^{-1}
W	1.单位时间单位面积上的入渗量	LT^{-1}
	2.承压含水层入渗量	LT^{-1}
$W(u)$	Theis 井函数	
$W\left(u,\dfrac{r}{B}\right)$	Hantush 越流井函数	
w	z 方向上的分速 $w=V_3$	LT^{-1}

续上表

符　号	说　　明	量　纲
x	空间坐标	
y	空间坐标	
y_0	井管进水部分长度	L
z	空间坐标	
α	1. 多孔介质骨架的弹性压缩系数	LT^2M^{-1}
	2. 重力水滞后疏干延迟指数	
α^*	土的压密系数	LT^2M^{-1}
α_1	土骨架的弹性压缩系数	LT^2M^{-1}
α_{1s}	土骨架的瞬时回弹系数	LT^2M^{-1}
α_2	土骨架的蠕变压缩系数	LT^2M^{-1}
α_{2s}	土骨架的蠕变回弹系数	LT^2M^{-1}
α_v	土的压缩系数	LT^2M^{-1}
β	流体的弹性压缩系数	LT^2M^{-1}
(Γ_1)	第一类边界段	
(Γ_2)	第二类边界段	
(Γ_3)	第三类边界段	
γ	1. 土的重度 $\gamma=\rho g$	$ML^{-2}T^{-2}$
	2. 流体的重度	$ML^{-2}T^{-2}$
γ_w	水的重度	$ML^{-2}T^{-2}$
ε	竖向压缩总应变	
ε_{kk}	压缩应变张量的主分量	
ε_s	竖向膨胀总应变	
ε_{skk}	膨胀应变张量的主分量	
ε_0	承压含水层的初始应变量	
ε_{01}	弱透水层的初始应变量	
ε_{02}	潜水含水层的初始应变量	
η	土骨架粘滞系数	$ML^{-1}T^{-1}$
θ	含水率	
μ	1.给水度	

续上表

符　号	说　　明	量　纲
	2.流体的动力粘度	$ML^{-1}T^{-1}$
ρ	流体体系的密度	ML^{-3}
ρ_α	多组分流体中组分 α 的密度	ML^{-3}
ρ_β	多孔介质中液相 β 的密度	ML^{-3}
σ	总应力	$ML^{-1}T^{-2}$
σ'	有效应力	$ML^{-1}T^{-2}$
$\overline{\sigma}$	有效应力增量	$ML^{-1}T^{-2}$
$\overline{\sigma}_{kk}$	有效应力增量张量的主分量	$ML^{-1}T^{-2}$
$\overline{\sigma}_s$	有效应力递减量	$ML^{-1}T^{-2}$
$\overline{\overline{\sigma}}_{kk}$	有效应力递减张量的主分量	$ML^{-1}T^{-2}$
τ	1.切应力	$ML^{-1}T^{-2}$
	2.时间积分变量	
υ	流体的运动粘度 $=\upsilon\frac{\mu}{\rho}$	L^2T^{-1}
υ_α	组分 α 的体积因数	
ϕ	单井单位长度出水量	L^2T^{-1}
χ	多维空间中的点	
(Ω)	一般的流动区域	
ω_α	组分 α 的质量因数	



吴林高

1936年10月出生，湖南常宁人。1959年毕业于北京地质学院（今中国地质大学），曾任同济大学助教、讲师、副教授，现任同济大学教授。曾任同济大学水资源与环境研究室主任、上海地质学会水文地质专业委员会副主任、国际科联环境问题委员会中国委员会地下水环境组委员。

长期从事渗流力学、水文地质、工程地质的教学与科研，研究方向是地下水资源评价与渗流计算，城市水资源与环境。

主要研究成果有：主持"济南西郊及山东部分城市地下水资源评价与合理开发研究"获1991年国家教委科技进步三等奖；主持国家自然科学基金研究项目："反复抽灌作用下土层变形与地下水运动关系研究"和"长期循环荷载下水土共同作用及地下水渗流规律研究"；参加："上海市合流污水治理彭浦浦泵站建筑工程施工技术研究"获1995年冶金部科技进步二等奖，上海市政工程金奖，"上海市吴、闵地区污水外排工程3.1标"获2000年上海市政工程金奖，"大型超深基坑工程施工技术与实践研究"等；承担上海市重大工程施工降水工程10余项。

主编或参编作品：《渗流力学》、《建筑基坑工程技术规范》、《基坑工程手册》等6本。发表论文50余篇，主要论文有："粘弹性多孔介质中的渗流理论"、"基坑围护结构周围地下水渗流特征及降水井设计""Calculation of Seepage of the Dewatering of Deep Excavation in Soft Soil Area"、"工程降水引起的前期固结压力增长软土工程性质影响研究"等。

目 录

符号与量纲

第一篇 工程降水设计施工 …… 1

第一章 概论 …… 1
第一节 地下水贮存的一般规律 …… 1
第二节 地下水运移的一般规律 …… 3
第三节 工程中地下水的不良作用 …… 12
第四节 工程中降水的作用与降水方法 …… 15
第五节 基坑围护结构(或隔水帷幕)周围的地下水渗流特征 …… 19
第二章 工程降水设计 …… 21
第一节 降水设计前应调查或提供的资料 …… 21
第二节 降水设计内容 …… 22
第三节 降水设计方法 …… 32
第三章 工程降水施工技术 …… 43
第一节 降水井施工要求 …… 43
第二节 管井(深井)施工方法 …… 43
第三节 成井中常出现的问题 …… 52
第四节 工程降水运行 …… 53
第五节 工程降水管理 …… 56
第四章 工程降水实例 …… 59
第一节 合流污水外排一期工程彭越浦泵站降水工程 …… 59
第二节 复兴东路电缆隧道工作井降水工程 …… 72
第三节 外环越江隧道浦西岸边段降水工程 …… 96

第四节　上海友谊商店主楼基坑回灌工程 …… 109
第五节　上海新世界商城基坑工程中降水加固地基 …… 119

第二篇　基坑渗流理论 …… 122

第五章　渗流理论基础 …… 122
第一节　多孔介质 …… 122
第二节　空间平均法 …… 124
第三节　渗流物理参数 …… 126
第四节　渗流基本定律——Darcy 定律 …… 132
第五节　渗流的连续性方程 …… 137
第六节　渗流的基本方程 …… 138
第七节　定解条件 …… 140
第六章　基坑围护结构(隔水帷幕)周围第一类渗流计算 …… 143
第一节　圆形基坑第一类渗流计算 …… 144
第二节　矩形基坑第一类渗流计算 …… 147
第三节　解析解的分析 …… 149
第七章　基坑围护结构(隔水帷幕)周围第二类渗流计算 …… 151
第一节　无限承压含水层完整井非稳定渗流计算 …… 153
第二节　无限越流含水层完整井定流量非稳定渗流计算 …… 160
第三节　给水边界与隔水边界 …… 171
第四节　承压含水层完整井的稳定渗流计算 …… 176
第五节　无限承压含水层不完整井渗流计算 …… 182
第八章　基坑围护结构(隔水帷幕)周围第三类渗流计算 …… 186
第一节　越流含水层组三维渗流模型的建立 …… 186
第二节　越流含水层组三维渗流模型的数值解 …… 189
第三节　解的数值分析 …… 200
第九章　井的水头损失问题 …… 201
第一节　承压完整井稳定流的滤水管(过滤器)水头损失 …… 201
第二节　利用稳定流抽水试验确定井损常数 …… 205
第三节　承压完整井非稳定流的滤水管(过滤器)水头损失 …… 206
第四节　利用非稳定流抽水试验确定井损常数 …… 208

第十章　渗流参数的计算方法 …… 210
第一节　确定渗透系数 K、贮水系数 S 及越流因数 B 的方法 …… 210
第二节　确定影响半径的方法 …… 232
第十一章　降水对软土工程性质影响的试验研究 …… 234
第一节　室内试验方法简介 …… 234
第二节　室内试验的成果和结论 …… 235
第三节　试验成果分析 …… 240
第四节　现场试验的结论 …… 241
第十二章　抽水引起的地面沉降计算 …… 243
第一节　抽水作用下土的应力—应变本构律 …… 243
第二节　根据粘弹性理论计算地面沉降 …… 250
第三节　根据弹性理论计算地面沉降 …… 264

附录 …… 266
附录 1　井流公式 …… 266
附录 2　$W(u)$ Theis 井函数 …… 281
附录 3　$W(u, r/B)$ Hantush 越流井函数 …… 287
附录 4　Hantush 函数表 …… 297
附录 5　r_k 值表 …… 300
参考文献 …… 302

第一篇 工程降水设计施工

第一章 概 论

第一节 地下水贮存的一般规律

在地球上水的贮存中，贮存于岩石圈（含土壤）的水总量约 840 万 m^3，约占陆地总水量的 21%。地下水的 50%分布于地表以下 1km 范围内的岩石空隙中，在其间贮存和运移。工程所涉及到的地下水主要指浅层岩石或土壤（几十米～上百米）中的地下水。

岩石空隙中的水，根据其存在形式可分为岩石表面的结合水、液态水（重力水和毛细水）、固态水和气态水。对工程有实际意义的主要是土壤与岩石中的重力水，它能在空隙中自由流动。空隙的性质，包括大小、多少、形状、连通情况等，直接影响着地下水的分布和运动。岩石（土壤）空隙的这些性质主要通过岩石的孔隙度（裂隙率、岩溶率）、容水度、含水量、持水度、给水度和渗透系数等水文参数（见表 1-1）进行表征。

地下水根据它在地下的埋藏条件可以分为饱气带水、潜水和承压水。其中饱气带水位于地下水面以上的饱气带中，它对成壤作用及植物生长具有重要意义。潜水和承压水贮存于地下水面以下的饱水带中，是工程降水的主要对象。潜水和承压水贮存的饱水带岩石（土壤）根据其透水和给水能力，分为含水层和隔水层。这里的地下水主要指与工程降水直接相关的重力水，又称自由水。透过并给出一定数量水的岩层（土层）称为含水层，反

岩石(土壤)的主要水文参数一览表　　表 1-1

序号	参数	物理意义	主要影响因素	量纲
1	孔隙度	某一体积的岩石中孔隙体积所占的比例	土粒的分选程度、颗粒排列、颗粒形状及胶结充填 粘性土的结构和次生孔隙	无量纲
	裂隙率	裂隙体积与岩石体积的比值		
	岩溶率	溶穴体积与岩石体积的比值	岩石类型、溶穴的发育程度等	
2	容水度	岩石完全饱水时所容纳的最大水体积与岩石总体积的比值	孔隙度(裂隙率、岩溶率) 粘土的膨胀性	无量纲
3	含水量	松散岩石孔隙中所含水的重量与干燥岩石重量(或体积)的比值分别称为重量(体积)含水量	孔隙度(裂隙率、岩溶率) 饱水程度	无量纲
4	持水度	饱水岩石在重力作用下释水后,始终保持的水的体积与岩石体积的比	孔隙类型、颗粒大小	无量纲
5	给水度	地下水位下降单位深度时,单位水平面积的岩石柱体,在重力作用下释放的水的体积	孔隙多少及大小 地下水位埋藏深度及水位下降速率	% 或小数
6	渗透系数	单位水力梯度下,水的渗透流速	孔隙性质 液体的粘滞性	m/d 或 cm/s

之,亦然。但值得说明的有两点,其一,含水层和隔水层的划分并不是绝对的,没有绝对或截然的定量标准,二者相比较而存在,是相对的概念,取决于场地的现场条件,一定的给水量和透水能力在甲地的地层条件下被视为相对隔水层,在乙地却可能作为含水层;其二,含水层和隔水层可在一定条件下转化,在较大的水头压力下,相对隔水层就可能转化为相对的透水层,对这种兼具隔水和透水性能的岩层(土层),称为半含水——半隔水层。

1.潜水

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。潜水没有隔水顶板或只有局部隔水顶板,因此,潜水面为自由水面,不承压(即不承受大气压强以外的附加压力),并与大气和地表水联系紧密。从潜水面到隔水底板的距离为潜水含水层厚度。

一般情况下，潜水面不是水平的，而是面向排泄区倾斜的曲面，起伏总体上与地形一致，但较地形起伏平缓。

2.承压水

承压水是指充满于两个隔水层之间的含水层中的水。上下均为连续的隔水层，分别是隔水顶板和隔水底板。两者之间的距离为该承压含水层厚度。

承压性是承压水的重要特征。承压力的大小与该含水层补给区与排泄区的地势有关。承压力的大小(俗称水头压力)，可以通过其在钻孔或井中的上升高度测试得到。同时，由于连续隔水顶板的存在，承压水受大气环境的影响较小，性质及形态比潜水稳定。

第二节 地下水运移的一般规律

地下水在岩石空隙中的运动一般称为渗流。发生渗流的区域称为渗流场。由于受到介质的阻滞，地下水的运动较地表水要缓慢得多。

地下水的运动，根据其运动的形态分为层流与紊流。层流是指在渗流的过程中，水的质点的运动是有秩序的、互不混杂的。反之，则为紊流。岩石空隙狭小时，地下水一般作层流运动；而在宽大的空隙中，水的流速较大，容易呈紊流运动。

地下水的运动根据其随时间的变化规律，又可分为稳定流和非稳定流。当运动的诸要素(水位、流速、流向等)均不随时间变化时，称为稳定流。反之，亦然。严格意义上，自然界中的地下水运动都是非稳定流。但出于简化考虑，对某些微小变化的渗流可以按稳定流进行分析。

一、渗透定律

地下水的层流满足 Darcy 定律(线性渗透定律)：

$$q = kJ \tag{1-1}$$

式中：q——渗流速度，不是实际速度，而是假设水流通过包括骨架与空隙在内的全断面流动时所具有的虚拟速度，m/d 或 cm/s；

k——渗透系数，m/d 或 cm/s；

J——水力梯度，为沿渗透途径的水头损失与相应渗透长度的比值，如图 1-1 所示。它与介质对水流的阻力有关，无因次物理量。

$$J = \frac{H_1 - H_2}{L} \tag{1-2}$$

Darcy 定律的实质是水在土中的渗流速度取决于两方面的因素：一方面是土的透水性(反映为渗透系数的大小)，另一方面是水力条件(反映为水力梯度的大小)。

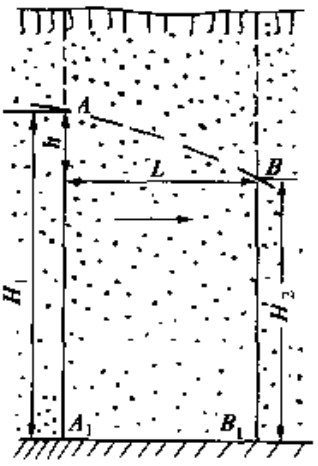


图 1-1 水力梯度示意图

正如渗流速度的定义中所述及的，渗流是充满整个岩石截面的假想水流，基于此，渗流速度代表渗流在过水断面上的平均流速。它并不是任何真实水流的速度。但工程实践中并不需要知道水在土中某一点的实际流速，而是流经某一过水断面的平均流量 Q，因此按表观流速和表观过水断面面积 A 考虑是可以的，而且更为方便。

实际的渗流仅仅存在于岩石或土壤的空隙中，各个空隙的地下水的流动方向和速度都可能不同。地下水在各处空隙运动的平均速度称为它的实际平均流速($\bar{u}$)。它与渗流速度的关系如下：

$$q = n\bar{u} \tag{1-3}$$

式中：n——土层的孔隙率。

渗透系数虽然能反映岩层的透水性，但不能反映岩层的给水能力。而岩层的导水系数 T 反映单位水力梯度时通过含水层厚度上的单宽流量，m^2/d：

$$T = kM \tag{1-4}$$

式中：M——含水层的厚度，m。

地下水的紊流一般服从 Chezy 定律：

$$q = kJ^{1/2} \tag{1-5}$$

层流和紊流的判别是根据 Reynolds 数来进行的。当 Reynolds 数小于临界 Reynolds 数时，地下水处于层流状态；反之，亦然。Reynolds 数的表达有多种形式，常用的有：

$$R_e = qd/\upsilon \tag{1-6}$$

式中：d——含水层颗粒的平均粒径，mm；

υ——地下水的运动粘滞系数，m^2/s。

相应地，临界 Reynolds 数的值也有不同，但各种方法得到的结论是基本

一致的。天然地下水，除岩溶地下水外，其 Reynolds 数远小于临界值，一般可按层流状态考虑。

试验数据表明：在某些粘性土中，也不适用 Darcy 定律，因为在粘性土中，土壤颗粒细，颗粒表面的结合水膜及其分子力对水的流动具有不可忽略的阻滞作用，只有当水力梯度大于某一临界值 I_b 后，土体才具有透水性，如图 1-2 所示。

二、渗透系数

渗透系数是岩石的透水能力与流体的粘滞性的综合反映。一般认为水的粘滞性为 1。因此渗透系数主要反映岩石的空隙性质，如空隙大小、连通程度、分布规律等。根据模型试验的结果，渗透系数与空隙大小的二次方成正比，与孔隙率 n 的一次方成正比。

在一般情况下，渗透系数可以认为是常数，但当水温和水的矿化度急剧改变时，其对渗透系数的影响不能忽略。

渗透系数的确定对于基坑工程的降水设计和地下水危害性判别非常重要，其确定方法见第十章。

三、流网

1. 流函数和势函数

流线是一根处处与渗流速度矢量相切的曲线，如图 1-3 所示，所以流线簇就代表渗流区内每点的水流方向。根据这一定义，显然没有水流穿越流

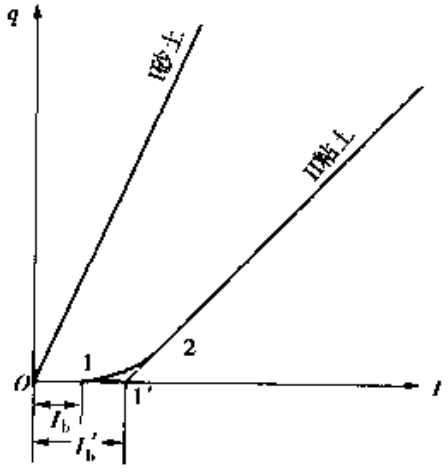


图 1-2 某些粘性土的渗流规律

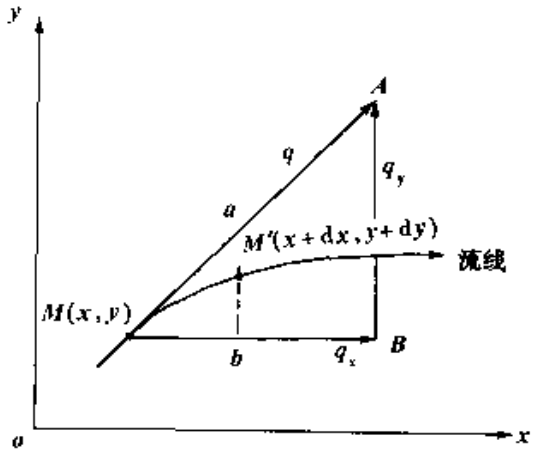


图 1-3 流线

线。这样，可以推导出描述流线的方程为：

$$q_x dy - q_y dx = 0 \tag{1-7}$$

式(1-7)对于均质或非均质，各向同性或各向异性的介质均适用。

设有二元函数 $\Psi(x,y)$，其全微分为：

$$d\Psi = \frac{\partial \Psi}{\partial x}dx + \frac{\partial \Psi}{\partial y}dy$$

如果取这样一种函数，使

$$\frac{\partial \Psi}{\partial x} = -q_y \qquad \frac{\partial \Psi}{\partial y} = q_x \tag{1-8}$$

由式(1-7)得：

$$d\Psi = \frac{\partial \Psi}{\partial x}dx + \frac{\partial \Psi}{\partial y}dy = q_x dy - q_y dx = 0 \tag{1-9}$$

积分得：

$$\Psi = 常数$$

式(1-7)是描述流线的方程，由此而得到函数 Ψ 为常数的结论，表明沿同一流线，函数 Ψ 为常数，不同的流线则有不同的函数值。因此，称函数 Ψ 为流函数，量纲为 $[L^2T^{-1}]$。流函数的物理意义是：在平面运动中两流线相应的流函之差等于和这两条流线间的单宽流量(见图 1-4)，即

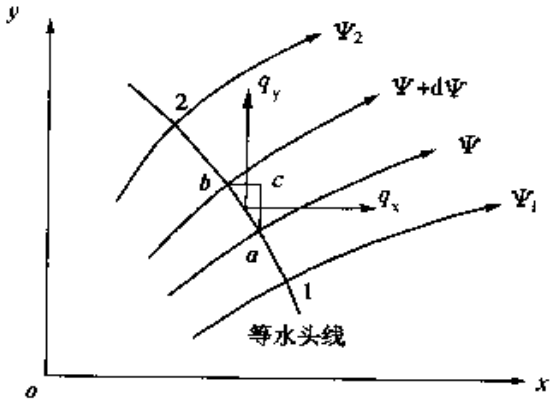


图 1-4 流函数与流量的关系

$$\Delta Q = \int_{\Psi_1}^{\Psi_2} d\Psi = \Psi_2 - \Psi_1 \tag{1-10}$$

在同一条流线上 $d\Psi = 0, \Delta Q = 0, \Psi =$ 常数。

另外，由 Bernoulli 方程可知，单位重力液体的位置势能为 z，压强势能为 $\frac{p}{\gamma_w}$，如用 φ 表示单位重力液体的总势能，则

$$\varphi = z + \frac{p}{\gamma_w} \tag{1-11}$$

在等温条件下，重度 γ_w 为压强 p 的函数，即 $\gamma_w = \gamma_w(p)$。对于一般的地下水运动，压强 p 变化不大，可近似认为重度 γ_w 不变，因此可用水头 H 表示势能。对于平面稳定运动，势能 φ 随坐标而变，可写成 $\varphi = \varphi(x,y)$，称为

势函数。在上述条件下，φ = 常数，即水头 H = 常数，为一等势线或等水头线。

由 Darcy 定律和式(1-8)，有

$$\left.\begin{aligned} q_x &= -K\frac{\partial H}{\partial x} = -K\frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{\partial \Psi}{\partial y} \\ q_y &= -K\frac{\partial H}{\partial y} = -K\frac{\partial \varphi}{\partial y} = \frac{\partial \Psi}{\partial x} \end{aligned}\right\} \tag{1-12}$$

上述第一式对 y 求导，第二式对 x 求导，得：

$$-K\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} = \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} \qquad -K\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y \partial x} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2}$$

因为求导数的结果和求导的次序无关，因而

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2}$$

即

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0 \tag{1-13}$$

说明在均质各向同性介质中，流函数满足 Laplace 方程。

对于均质各向异性介质，当坐标轴和渗透系数主方向一致时有

$$q_x = -K_{xx}\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{\partial \Psi}{\partial y} \qquad q_y = -K_{yy}\frac{\partial H}{\partial y} = -\frac{\partial \Psi}{\partial x}$$

上述左式对 y 求导后乘以 K_{yy}，右式对 x 求导后乘以 K_{xx}，得

$$-K_{xx}K_{yy}\frac{\partial^2 H}{\partial x \partial y} = K_{yy}\frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2}$$

$$-K_{yy}K_{xx}\frac{\partial^2 H}{\partial y \partial x} = -K_{xx}\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2}$$

将上述两式相减，得：

$$K_{xx}\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + K_{yy}\frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0 \tag{1-14}$$

式(1-14)为均质各向异性介质中流函数满足的方程，可见均质各向异性介质中流函数不满足 Laplace 方程。

可以证明，对于非均质各向同性介质中流函数满足的方程为

$$K\left(\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2}\right) - \left(\frac{\partial K}{\partial x}\frac{\partial \Psi}{\partial x} + \frac{\partial K}{\partial y}\frac{\partial \Psi}{\partial y}\right) = 0 \tag{1-15}$$

非均质各向异性介质中流函数满足的方程为

$$K_{xx}\frac{\partial^2\Psi}{\partial x^2}+K_{yy}\frac{\partial^2\Psi}{\partial y^2}-\frac{K_{xx}}{K_{yy}}\frac{\partial K_{xx}}{\partial x}\frac{\partial\Psi}{\partial x}-\frac{K_{yy}}{K_{xx}}\frac{\partial K_{yy}}{\partial y}\frac{\partial\Psi}{\partial y}=0 \quad (1\text{-}16)$$

式(1-15)和式(1-16)中流函数也不满足 Laplace 方程。

从上面的讨论中可以看出流函数有下列特性：

(1)对一给定的流线，流函数是常数。不同的流线有不同的常数值，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)均质各向同性介质中流函数满足 Laplace 方程，其他情况下均不满足 Laplace 方程。

(4)在非稳定流中，流线不断地变化，只能给出某一瞬时的流线图。所以，只有对不可压缩的液体的稳定流动，流线才有实际意义。

2.流网及其性质

在渗流场内，取一组流线和一组等势线(当重度不变时取一组等水头线)组成的网格称为流网，如图 1-5 所示。流网具有下列性质：

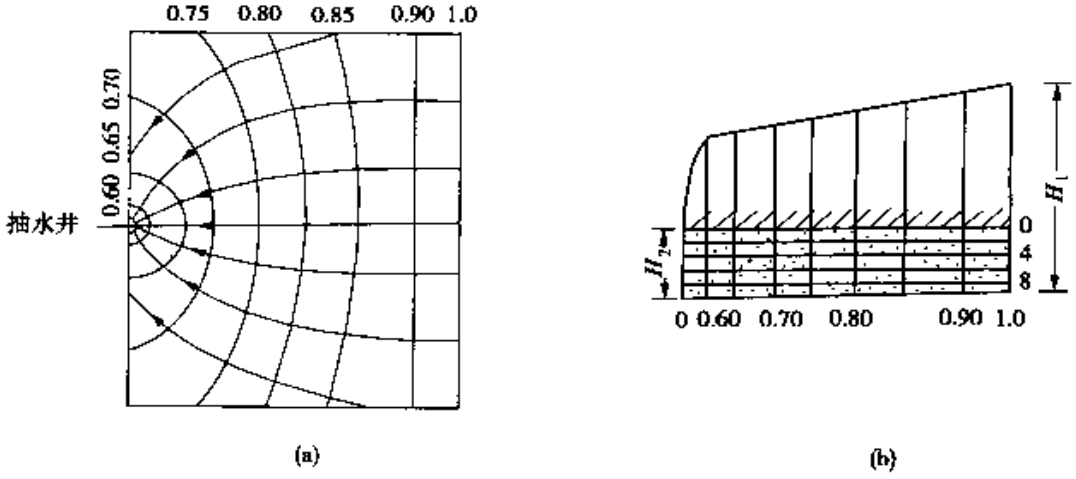


图 1-5 承压水完整井抽水时的流网图

(a)平面图；(b)剖面图

(1)各向同性介质中，流线与等势线处处垂直，故流网为正交网。

在均质各向同性介质中，把式(1-12)左、右两个等式交错相乘，得：

$$-K\frac{\partial\varphi}{\partial y}\frac{\partial\Psi}{\partial y}=K\frac{\partial\varphi}{\partial x}\frac{\partial\Psi}{\partial x} \quad (1\text{-}17)$$

对于一般地下水运动，可认为重度 γ_w 不变，则有：

$$-K\frac{\partial H}{\partial y}\frac{\partial \Psi}{\partial y}=K\frac{\partial H}{\partial x}\frac{\partial \Psi}{\partial x} \tag{1-18}$$

消去 K,得:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x}\frac{\partial \Psi}{\partial x}+\frac{\partial \varphi}{\partial y}\frac{\partial \Psi}{\partial y}=0 \tag{1-19}$$

$$\frac{\partial H}{\partial x}\frac{\partial \Psi}{\partial x}+\frac{\partial H}{\partial y}\frac{\partial \Psi}{\partial y}=0 \tag{1-20}$$

场论的知识告诉我们,等水头线和流线的梯度

$$\mathrm{grad}H=\nabla H=\frac{\partial H}{\partial x}\boldsymbol{i}+\frac{\partial H}{\partial y}\boldsymbol{j}$$

$$\mathrm{grad}\Psi=\nabla \Psi=\frac{\partial \Psi}{\partial x}\boldsymbol{i}+\frac{\partial \Psi}{\partial y}\boldsymbol{j}$$

式中:$\boldsymbol{i}$、$\boldsymbol{j}$——单位矢量。其数量积为:

$$\nabla H\cdot\nabla \Psi=\frac{\partial H}{\partial x}\frac{\partial \Psi}{\partial x}+\frac{\partial H}{\partial y}\frac{\partial \Psi}{\partial y}=0 \tag{1-21}$$

或

$$\nabla \varphi\cdot\nabla \Psi=0 \tag{1-22}$$

两矢量的数量积等于零,表示两矢量正交。即流线和等水头线的梯度是正交的,而梯度又和流线及等水头线本身垂直,因此流线和等水头线处处正交,流网为正交网格。

同理可以证明,在非均质各向同性介质中仍有 $\nabla H\cdot\nabla \Psi=0$ 的关系,表明在非均质各向同性介质中流线仍处处和等水头线正交。

但是对于各向异性介质(x、y、z 为主方向),因为 $K_{xx}\neq K_{yy}$,我们有

$$q_x=-K_{xx}\frac{\partial H}{\partial x}\qquad q_y=-K_{yy}\frac{\partial H}{\partial y}$$

与式(1-20)相当的表示式为:

$$-K_{yy}\frac{\partial H}{\partial y}\frac{\partial \Psi}{\partial y}=K_{xx}\frac{\partial H}{\partial x}\frac{\partial \Psi}{\partial x} \tag{1-23}$$

两端的渗透系数值不能约去,因而 $\nabla H\cdot\nabla \Psi\neq 0$,所以对于各向异性介质来说,等水头线族和流线族是不正交的,流网不是正交网格。

(2)在均质各向同性介质中,流网每一网格的边长比为常数。

设在流网中取一网格,如图 1-6 所示。

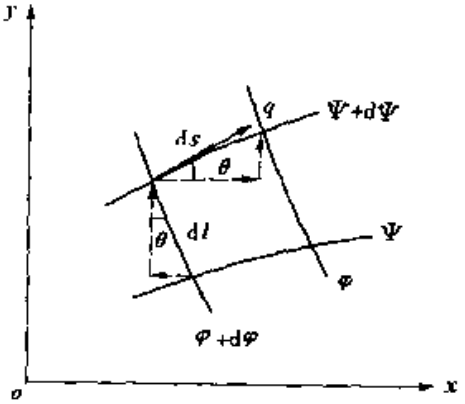


图 1-6　部分流网图

相邻流线的间距为 $\mathrm{d}l$，等势间距为 $\mathrm{d}s$，则 $\mathrm{d}s$ 在 x 和 y 方向的投影为：

$$\mathrm{d}x = \cos\theta\mathrm{d}s \qquad \mathrm{d}y = \sin\theta\mathrm{d}s$$

$\mathrm{d}l$ 在 x 和 y 方向的投影为：

$$\mathrm{d}x = -\sin\theta\mathrm{d}l \qquad \mathrm{d}y = \cos\theta\mathrm{d}l$$

同时渗流速度矢量 $\boldsymbol{q}$ 在二个坐标轴上的分量为

$$q_x = \boldsymbol{q}\cos\theta \qquad q_y = \boldsymbol{q}\sin\theta$$

对于均质各向同性介质有

$$\begin{aligned}\mathrm{d}H &= \frac{\partial H}{\partial x}\mathrm{d}x + \frac{\partial H}{\partial y}\mathrm{d}y\\ &= -\frac{1}{K}(q_x\mathrm{d}x + q_y\mathrm{d}y)\\ &= -\frac{1}{K}(\boldsymbol{q}\cos\theta\mathrm{d}s\cos\theta + \boldsymbol{q}\sin\theta\mathrm{d}s\sin\theta)\\ &= -\frac{1}{K}\boldsymbol{q}\mathrm{d}s\\ \mathrm{d}\Psi &= \frac{\partial \Psi}{\partial x}\mathrm{d}x + \frac{\partial \Psi}{\partial y}\mathrm{d}y\\ &= -q_y\mathrm{d}x + q_x\mathrm{d}y\\ &= -\boldsymbol{q}\sin\theta(-\sin\theta\mathrm{d}l) + \boldsymbol{q}\cos\theta\cos\theta\mathrm{d}l\\ &= \boldsymbol{q}\mathrm{d}l\end{aligned}$$

所以

$$\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}\Psi} = \frac{-\frac{1}{K}\boldsymbol{q}\mathrm{d}s}{\boldsymbol{q}\mathrm{d}l} = -\frac{1}{K}\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}l}$$

$$\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}l} = -K\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}\Psi} \tag{1-24}$$

由上式可知，只要给定相邻流线的流函数差值 $\mathrm{d}\Psi$ 和等水头线间的水头差值 $\mathrm{d}H$（或势函数差值 $\mathrm{d}\varphi$），则流网的边长比$\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}l}$都是一定的。为方便起见，通常取$\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}l}=1$，流网为曲边正方形。

(3)当流网中各相邻流线的流函数差值相同且每个网格的水头差值相等时，通过每个网格的流量相等。

通过流网每一网格的流量 ΔQ 为：

$$\Delta Q = KJ\Delta l = K\frac{\Delta H}{\Delta s}\Delta l = K\Delta H\frac{\Delta l}{\Delta s} \tag{1-25}$$

式中：Δs——该网格相邻两等势线间的平均长度；

Δl——相邻两流线间的平均宽度。

因为流网的每一网格的 ΔH 相等，ΔQ 也就相等。当 $\frac{\Delta l}{\Delta s}=1$，即流网为曲边正方形时，有

$$\Delta Q = K\Delta H \tag{1-26}$$

绘制流网时，为方便起见，如上、下游的总水头差为(见图 1-7)：

$$H_r = H_a - H_b$$

则每一网格的水头差为：

$$\Delta H = \frac{H_r}{m} \tag{1-27}$$

式中：m——水头带的数目。

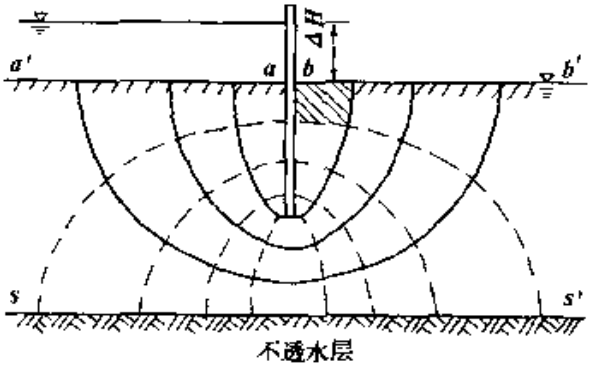


图 1-7 基坑降水流网图

3.流网的应用

流网刻画了渗流场的水流特征，利用它可以确定各渗流要素，解决渗流问题。因此，流网对解决稳定渗流问题有很大的实用价值，利用流网可以确定下列渗流要素。

(1)水头和渗透压强

渗流区内任意点的水头 H 可以由等水头线确定。如该点位于两等水头线之间，则用内插法确定。知道了水头可通过下式计算该点上的渗透压强：

$$\frac{p}{\gamma_w} = H \pm z \quad 或 \quad p = \gamma_w(H \pm z) \tag{1-28}$$

式中：z——该点到基准面的距离，如该点位于基准面下方取正值，反之取负值；

γ_w——水的重度。

(2)水力梯度和渗流速度

通过某点作流线，沿流线量出相邻两等水头线间的距离 Δs；若这两条等水头线间的水头差为 ΔH，则该点的水力梯度和渗流速度分别为：

$$J = \frac{\Delta H}{\Delta s} \qquad q = KJ$$

(3)渗流量

在各向同性渗流场中,若同一网带内势函数差值相等,则每个网格的流量相等,所以整个渗流区单位宽度的流量 Q 应等于各个流线间所夹条带(流带)的渗流量之和。即

$$Q = K\Delta H\sum_{i=1}^{n}\frac{\Delta l_i}{\Delta s_i} \tag{1-29}$$

式中:$\frac{\Delta l_i}{\Delta s_i}$——第 i 条流带选定的两等水头线间网格长和宽的比值;

n——流带的数目。

若网格是曲边正方形,网格又是完整的,则上式简化为

$$Q = K\Delta Hn = Kn\frac{H_a - H_b}{m} \tag{1-30}$$

第三节 工程中地下水的不良作用

在实际生活中,人们对地下水的利用是多方面的。本书主要讨论在工程施工中,尤其是深基坑工程中地下水的危害和降低地下水的必要性及其理论分析和实践。

施工场地进行工程降水的必要性表现在,当基础开挖时,场地的大量积水,以及开挖过程中地表雨水和滞水的大量渗入,不仅影响施工的正常进行,同时会造成坑底和坑壁内侧的土长期浸泡在水中,土体强度降低,边坡稳定性也降低,严重威胁基坑的安全和工程质量。

地下水在基坑工程实施过程中的危害主要表现为流沙、管涌和基坑的底鼓,而且主要发生在土壤颗粒细(尤其是粉质粘土、粉砂等土层)、饱和含水的地区。如上海地区的某些地方,粉质粘土和薄层粉砂夹层或互层现象严重,且埋藏深度正是深基坑工程涉及的范围,在这些地区通过降低地下水位避免可能产生的工程危害已普遍引起重视。此外,地下水对坑壁和坑底土的潜蚀、孔隙水压力的增长引起有效应力的减小及相应的抗剪强度的降低等多方面的影响均不容忽视。

一、流沙

流沙是指土的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。它主要发生在颗粒级配均匀而细的粉、细砂等砂性土中，有时在粉上中亦会发生。其表现形式是所有的颗粒同时从一近似管状通道中被动水流冲走，发展的结果是使基础发生滑移、不均匀下沉，基坑坍塌，基础悬浮等，如图 1-8。流沙的发生一般是突发性的，对工程的危害极大。

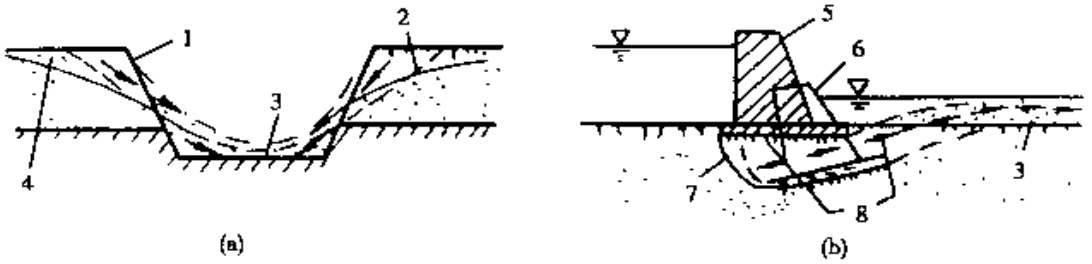


图 1-8 流沙破坏示意图

(a)斜坡条件时；(b)地基条件时

1-原坡面；2-流沙后坡面；3-流沙堆积物；4-地下水位；5-建筑物原位置；6-流沙后建筑物位置；7-滑动面；8-流沙发生区

流沙形成的条件：

1.土中粒径在 0.01mm 以下的颗粒含量在 30% ~ 35%以上，并含有较多的片状、针状矿物(如云母、绿泥石等)和附有亲水胶体矿物颗粒。这样土的吸水膨胀性较高而相对密度较小，在不大的水流冲力下，细小颗粒即会发生悬浮流动；

2.水力梯度较大，流速增大，动水压力超过了土颗粒的重量时，就能使土颗粒悬浮流动形成流沙；

3.土的渗透系数较小时，排水条件不通畅，易形成流沙；

4.沙土中孔隙比愈大，愈容易形成流沙。

根据上海地区经验，下列土层易发生流沙：

1.土颗粒组成中粘粒含量 < 10%，粉粒含量 > 75%；

2.土的不均匀系数 < 5，一般在 1.6 ~ 3.2 之间；

3.土的孔隙比 > 0.75 或孔隙率 > 43%；

4.土的含水量 > 30%；

5.上层厚度 > 25cm 的粉细砂和粉土。

二、管涌

地基土在具有一定渗流速度(或梯度)的水流作用下，其细小颗粒被冲

走，土中的空隙逐渐增大，慢慢形成一种能穿越地基的细管状渗流通道，从而掏空地基或坝体，使之变形、失稳，此现象即为管涌，如图 1-9 所示。

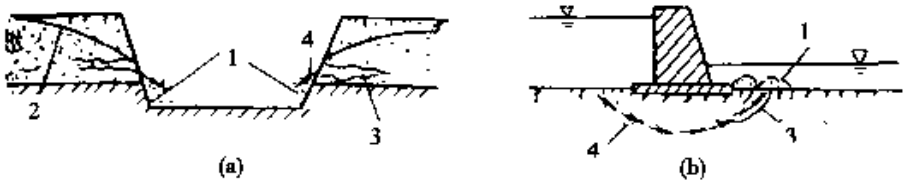


图 1-9　管涌破坏示意图

(a)斜坡条件时；(b)地基条件时

1-管涌堆积物；2-地下水位；3-管涌通道；4-渗流方向

管涌多发生在非粘性土中，其特征是：颗粒大小差别较大，往往缺少某种粒径，孔隙直径大而且互相连通。颗粒多由比重较小的矿物组成，易随水流动，有较大和良好的渗流出路。具体包括：

1. 土中粗细颗粒粒径比 $D/d > 10$；

2. 土的不均匀系数 $d_{60}/d_{10} > 10$；

3. 两种互相接触的土层渗透系数之比 $k_1/k_2 > 2 \sim 3$；

4. 渗流梯度大于土的临界梯度。

对于管涌的防治措施，一方面是通过降水降低水力梯度，同时在水流溢出处设置反滤层。

三、基坑底的突涌

当基坑下有承压水存在，开挖基坑减小了含水层上覆不透水层的厚度，当它减少到一定程度时，承压水的水头压力能顶裂或冲毁基坑底板，造成突涌。

突涌的形式表现为：

1. 基底顶裂，出现网状或树状裂缝，地下水从裂缝中涌出，并带出下部的土颗粒。

2. 基坑底发生流沙现象，从而造成边坡失稳和整个地基悬浮流动。

3. 基地发生类似于“沸腾”的喷水现象，使基坑积水，地基土扰动。

如图 1-10 所示，基坑突涌产生的条件是基坑开挖后不透水层的厚度：

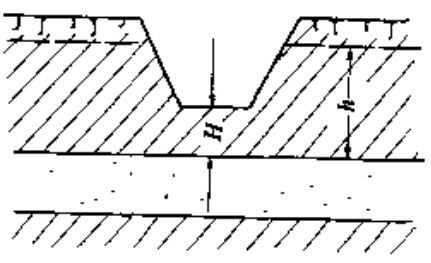


图 1-10　抗承压水稳定性示意图

$$H < \gamma_w h/\gamma \tag{1-31}$$

式中：γ_w——水的重度，kN/m³；

γ——土的浮重度，kN/m³；

h——承压水头高于含水层顶板的高度，m。

第四节 工程中降水的作用与降水方法

在基坑开挖施工中，为了避免产生流沙、管涌，防止坑壁土体的坍塌，保证施工安全和工程质量，一般尽量避免在水下作业。当地下水位高于基坑面时，应进行基坑降水。以下介绍降水的作用与降水方法。

一、降水的作用

在基坑开挖中采取降低地下水位的措施时，其作用有：

1.防止基坑坡面和基底的渗水，保持坑底干燥，便利施工。

2.增加边坡和坡底的稳定性，防止边坡上或基底的土层颗粒流失。

这是因为基坑开挖至地下水位以下时，周围地下水会向坑内渗流，从而产生渗流力，对边坡和基底稳定产生不利影响。此时采用井点降水的方法可以把基坑周围的地下水面降到开挖面以下，不仅能保持坑底干燥、便利施工，而且消除了渗流力的影响，防止流沙产生，从而增加了边坡和基底的稳定性。

3.减少土体含水量，有效提高土体物理力学性能指标。

对于放坡开挖而言可提高边坡稳定度；对于支护开挖可增加被动区土抗力，减少主动区土体侧压力，从而提高支护体系的稳定度和强度保证，减少支护体系的变形。

4.提高土体固结程度，增加地基抗剪强度。

降低地下水位，减少土体含水量从而提高土体固结程度，减少土中孔隙水压力，增加土中有效应力，相应的土体抗剪强度也可得到增长。因而，降低地下水位亦是一种有效的地基加固方法。

二、降水方法

降低地下水位方法有集水明排和井点降水两类，见表 1-2。集水明排是在基坑中开挖集水井和集水沟，用泵将水从集水井中抽出的方法疏干基坑。

分层挖土时，随着挖土面的下移，在新的开挖面上重挖集水井和集水沟。该方法适合于弱透水地层中的浅基坑，尤其基坑环境简单、含水层较薄，降水深度较小时，采用集水明排是比较经济的。

井点降水是通过对地下水施加作用力来促使地下水的排出，从而达到降低地下水位的目的。根据施加作用力的方式以及抽水设备的不同，井点降水有轻型井点、喷射井点、电渗井点和管井(深井)井点等。各种井点的适用范围可参见表 1-2。

降水方法及适用范围 表 1-2

适用范围 / 降水方法	适用地层	渗透系数 (cm/s)	降水深度 (m)
集水明排	含薄层粉砂的粉质粘土，粘质粉土，砂质粉土，粉细砂	$1\times10^{-7}\sim2\times10^{-4}$	<5
轻型井点及多级轻型井点	同上	$1\times10^{-7}\sim2\times10^{-4}$	<6 6~10
喷射井点	同上	$1\times10^{-7}\sim2\times10^{-4}$	8~20
电渗井点	粘土，淤泥质粘土，粉质粘土	$<1\times10^{-7}$	根据选定的井点确定
管井(深井)	含薄层粉砂的粉质粘土，砂质粉土，各类砂土，砾砂，卵石	$>1\times10^{-6}$	>10
砂(砾)渗井	含薄层粉砂的粉质粘土，粘质粉土，砂质粉土，粉土，粉细砂	$>5\times10^{-7}$	根据下伏导水层的性质及埋深确定

1.轻型井点降水

轻型井点系统由井点管、连接管、集水总管及抽水设备组成，如图 1-11 所示。按抽水机组类型分干式真空泵轻型井点、射流泵轻型井点和隔膜泵轻型井点三种，其参考数据见表 1-3。它们的工作原理，其中干式真空泵井点原理如图 1-12 所示，是利用机械真空泵在集水箱内产生真空，将

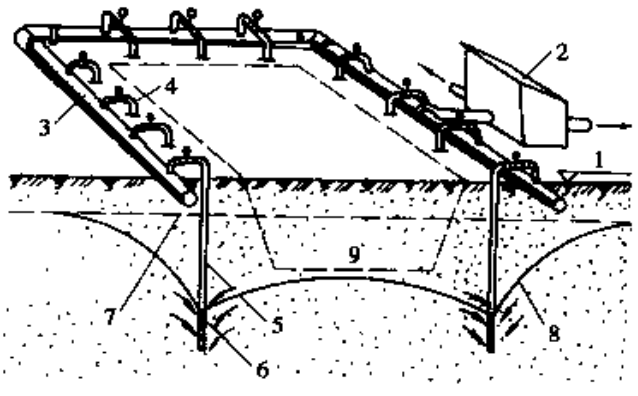


图 1-11 轻型井点降低地下水位示意图
1-地面；2-水泵房；3-总水管；4-弯联管；5-井点管；6-过滤器；7-原地下水位线；8-降低后地下水位线；9-基坑

地下水通过滤管、井管、集水总管和过滤室等部件吸入集水箱。箱内呈低压状态，当箱内浮筒上升到一定高度时，离心泵开动将水排出箱外。水射泵井点原理如图 1-13 所示，是采用离心泵驱动工作水运转，当水流通过喷嘴时，由于流速突然增大而在周围产生真空，把地下水吸出。

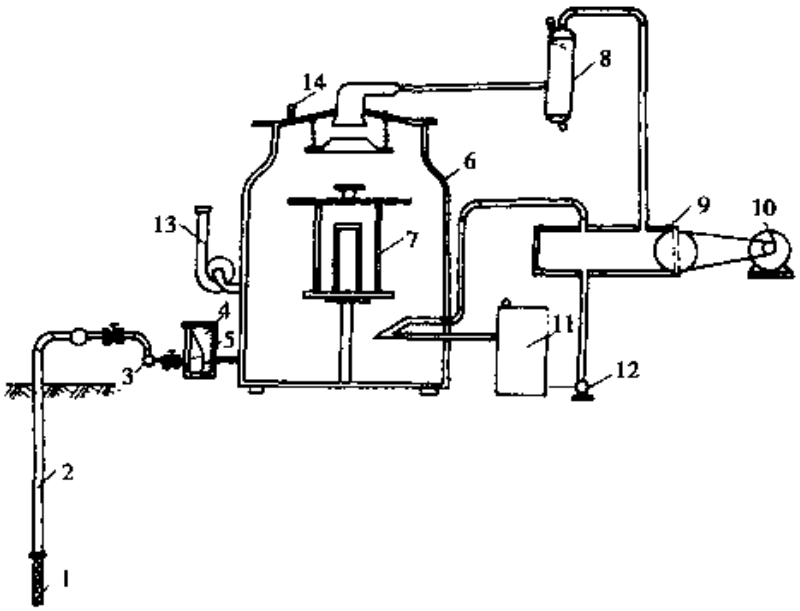


图 1-12 真空泵井点工作原理图

1-过滤器；2-井管；3-集水总管；4-滤网；5-过滤室；6-集水箱；7-浮筒；8-分水室；9-真空泵；10-电动机；11-冷却水箱；12-冷却循环水泵；13-离心泵；14-真空计

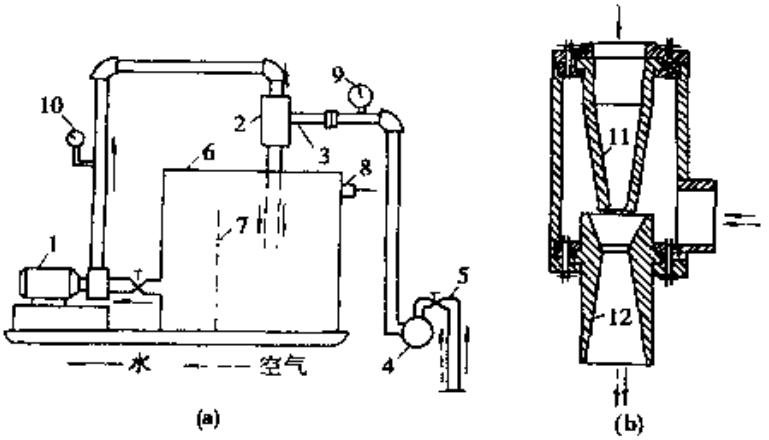


图 1-13 水射泵井点原理图

1-离心泵；2-射流器；3-进水管；4-总管；5-井点管；6-循环水箱；7-隔板；8-泄水口；9-真空表；10-压力表；11-喷嘴；12-喉管

轻型井点主要适用于地下水位较高，一级井点降水深度为 3～6m，二级井点降水深度为 6～9m，多级至 12m。

轻型井点参考数据　　表 1-3

轻型井点类别	配用功率（kW）	井点根数	总管长度（m）
真空泵轻型井点	18.5～22	80～100	96～120
射流泵轻型井点	7.5	30～50	40～60
隔膜泵轻型井点	3	50	60

2.喷射井点降水

喷射井点系统由喷射器(喷水或喷气)、高压水泵及管路组成。其工作原理是利用循环高速水流产生的负压把地下水吸出,如图 1-14、图 1-15 所示。

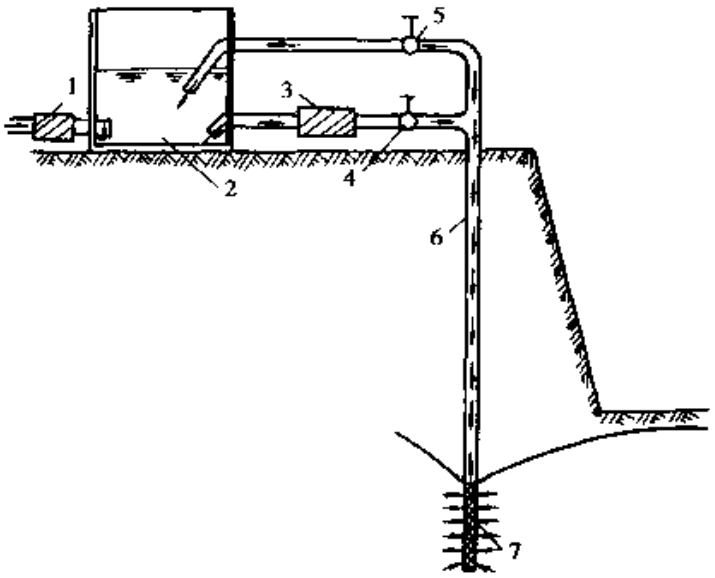


图 1-14　喷射井点

1-排水泵;2-水箱;3-高压离心水泵;4-供水总管;5-排水总管;6-喷射井点管;7-过滤器

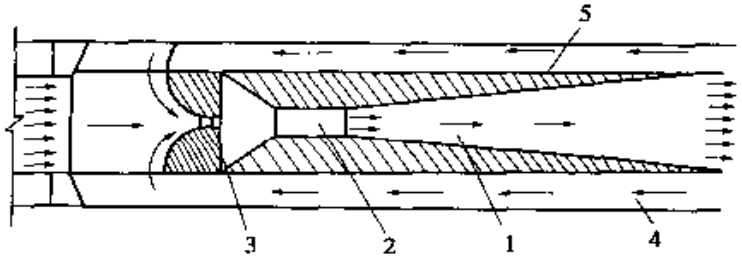


图 1-15　喷嘴图

1-扩散室;2-混合室;3-喷嘴;4-喷射井点外管;5-喷射井点内管

喷射井点的井点管分为内、外管。高压离心泵输出的高压循环水流从内、外管间隙流至管底，从内管四周的进水孔流入，再经喷嘴到混合室。

由于喷嘴处断面突然变小，流速可高达60m/s，形成负压区，在负压作用下，四周的地下水经滤管被吸入，经混合、扩散后随循环水流从内管回到水箱。该井点适用于开挖深度大于6m且渗透系数为$1\times10^{-7}\sim2\times10^{-4}$cm/s的土。

3.电渗井点降水

电渗井点，一般与轻型井点或喷射井点结合使用，是利用轻型井点或喷射井点管本身作为阴极，以金属棒（钢筋、钢管、铝棒等）作为阳极。通入直流电后，带有负电荷的土粒即向阳极移动（即电泳作用），而带有正电荷的水则向阴极方向移动集中，产生电渗现象。在电渗与井点管内的真空双重作用下，强制粘土中的水由井点管快速排出，井点管连续抽水，从而地下水位逐渐降低。电渗井点的原理可参见图1-16。电渗井点适用于饱和粘土，特别是淤泥和淤泥质土。

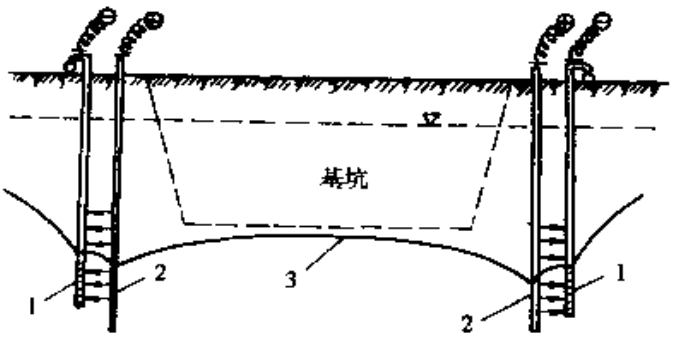


图1-16 电渗井点

1-井点管；2-金属棒；3-地下水降落曲线

4.管井（深井）井点降水

管井（深井）井点系统由井管、过滤器、沉淀管及潜水泵或深井泵组成。该井点降水是将潜水泵或深井泵沉入过滤器中抽取地下水达到降低地下水位的目的。适用于粘性土以外的各类土，地下水丰富、降水深（大于10m以上）、面积大、时间长的情况，对在有流沙和重复挖填土方区使用效果尤佳。

第五节 基坑围护结构（或隔水帷幕）周围的地下水渗流特征

基坑围护结构（或隔水帷幕）周围的地下水渗流特征与场地水文地质条件、围护结构的插入深度、降水井的位置等有关。根据上海软土地区的情况，降水时基坑围护结构周围地下水渗流特征有以下三种情况。

一、第一类基坑围护结构（隔水帷幕）周围的地下水渗流特征

基坑围护结构深入隔水层（即含水层底板）中，井点降水以疏干基坑内

的地下水为目的，见图 1-17。这类围护结构位于降水含水层以下，即潜水含水层底板之中，将基坑内的地下水与基坑外的地下水分隔开来。其地下水渗流特征：由于围护结构隔水，基坑内、外地下水无水力联系。降水时，基坑外地下水不受影响。因此，这类井点降水影响范围小。这种基坑在上海很普遍，一般基坑深度小于 10～15m。

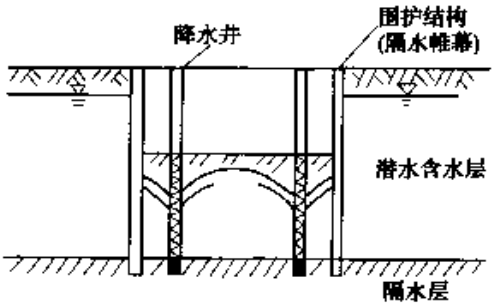


图 1-17　第一类地下水渗流特征图

二、第二类基坑围护结构(隔水帷幕)周围的地下水渗流特征

基坑围护结构深入隔水层(即含水层顶板)中，井点降水以降低基坑下部承压含水层的水头，防止基坑底板隆起或突水产生流沙为目的，见图 1-18。这类围护结构位于降水含水层以上，即承压含水层顶板之中，围护结构未将基坑内、外承压含水层分隔开。其地下水渗流特征：由于不受围护结构的影响，基坑内、外地下水连续相通。这类井点降水影响范围较大，但降落漏斗平缓，抽水引起的地面沉降为均匀沉降。这种基坑深度在上海一般大于15～20m。例如引水工程中的南市水厂降水工程，世界广场降水工程，人民广场地下变电站降水工程，宝钢漩流地基坑降水工程等。

三、第三类基坑围护结构(隔水帷幕)周围的地下水渗流特征

基坑围护结构深入承压含水层中，井点降水的前期以降低基坑下部承压含水层的水头为目的，后期以疏干承压含水层为目的，见图 1-19。这类围

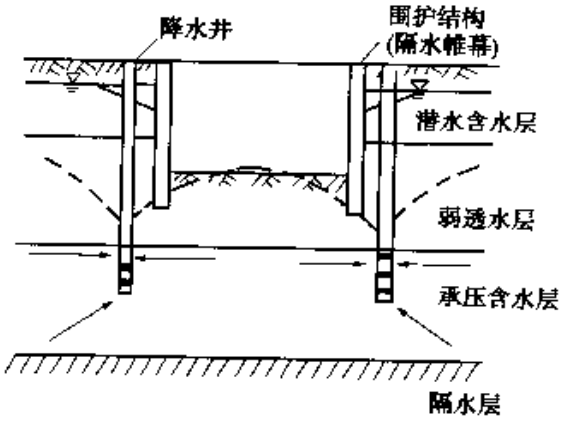


图 1-18　第二类地下水渗流特征图

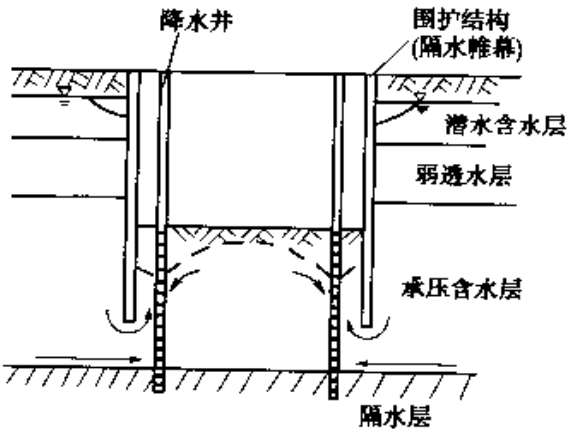


图 1-19　第三类地下水渗流特征图

护结构位于降水含水层中、上部，基坑内、外承压含水层大部分被围护结构隔开，仅含水层下部未被隔开。其地下水渗流特征：由于受围护结构的阻挡，上部基坑内、外地下水不连续，下部含水层连续相通，地下水呈三维流态。另外，由于井损，井内水位低于井壁外水位，而且，随着水位降深的加大，井内、外水位相差越大。这类基坑深度比较深，在上海一般大于 20～25m。例如合流污水治理工程中的 4.1 标彭越浦泵站降水工程，吴泾、闵行污水外排工程 3.1 标降水工程，复兴东路电缆隧道工作井降水工程，上海外环越江隧道浦西岸边段降水工程等。

第二章 工程降水设计

第一节 降水设计前应调查或提供的资料

在选择和设计基坑降水前，必须由甲方提供工程地质勘察资料、建筑基坑平面和立面图、建筑场地附近建筑物与地下管线基础情况等，对于某一处场地或地区未进行过降水的，则须更进一步进行调研工作，兹将设计前所应了解内容列为表 2-1。对于重大工程，设计人员除掌握表 2-1 所列资料外，必须在设计前到工程现场亲自了解，最好能目测各土层的土样，对将来降水工程的布置及其对邻近建筑物的影响。

降水设计前应有资料及调研内容 表 2-1

项目		内容
甲方提供资料	勘察报告	地层及土的类型、基坑和降水范围内土的多项指标，并需有室内或野外的渗透试验资料以及各层土的粒径级配曲线，钻探时的地下水位标高
	建筑工程条件	建筑场地总平面图，建筑基坑平面和立面图
	电源	现场是否有二路电源，其可靠性、适用性和容量，以便考虑用发电机或柴(汽)油机的井点设备
调研内容	地下水	建筑场地地下水类型(潜水、承压水、混合)，地下水位与动态规律以及各含水层之间的水力联系；含水层的补给、径流条件，场地地下水与地表水的水力联系

续上表

项目		内容
调研内容	气象	该处的降雨量，特别是暴雨量；径流特性；邻近水体的高水位高程；潮汐情况
	当地经验	该处是否已进行工程降水，各降水工程的抽水量，水位降低，所用的设备，降水时有否塌方，有否现场渗透试验资料

第二节 降水设计内容

一、降水设计要求

基坑工程中降水方案的选择与设计应满足下列要求：

1. 基坑开挖及地下结构施工期，地下水位保持在基坑底以下0.5～1.5m；

2. 深部承压水不引起坑底隆起；

3. 降水期间临近建筑物及地下管线的正常使用；

4. 基坑边坡的稳定性。

二、降水方法的选择

降低地下水位方法有集水明排和井点降水。选择什么样降水方法可根据地质条件和降水深度确定，见表1-2。

三、降水井的布设

降水井的布设有坑内降水井点布设和坑外降水井点布设两种，其适用条件和优缺点，见表2-2。

降水井布设比较 表2-2

降水井布设	配合措施	优点	缺点	适用条件
坑外降水井点布设	无隔水帷幕	有利边坡稳定 减少围护的侧压力	坑外水位下降	环境要求不高
坑内降水井点布设	隔水帷幕或部分无隔水帷幕	坑外水位不下降或少下降	形成向坑内水头差	环境要求高

1.坑外降水井点布设

环境要求不高，无隔水帷幕，采用坑外降水时，井点具体布设方式与基坑平面尺寸和沟槽深度有关。

(1)轻型井点系统布设

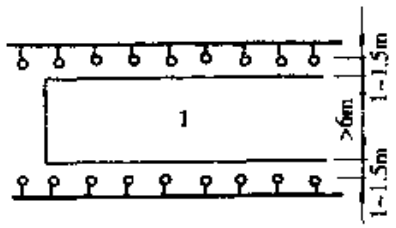
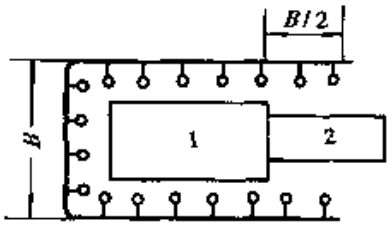
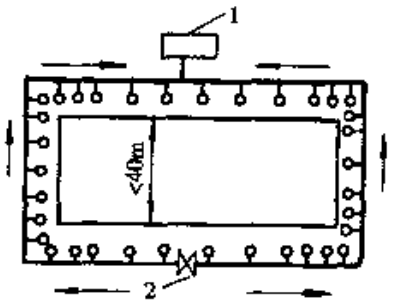
①平面布设

井点系统的平面布设，可见表 2-3 及其说明。

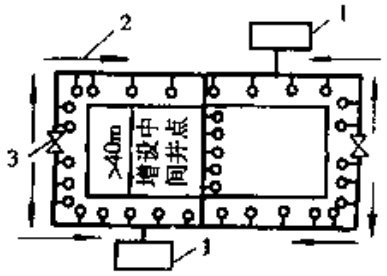
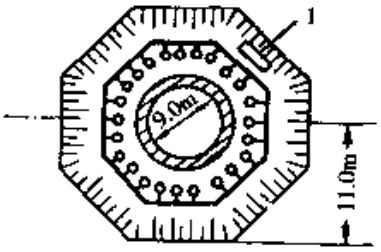
井点系统平面布置 表 2-3

类型	布置简图	说明
单排线状加密	$L_n/20$ L_n $L_n/20$ 0.8~1m <5m 1 (a) 1-沟壕基坑	1.坑宽 < 6m，降深不超过 6m 时，一般可用单排井点； 2.沟壕两端部宜使井点间距加密，以利降深
单排线状延伸	1 10~15m 坑长 L_n 10~15m (b) 1-沟壕基坑	3.条件可能时亦可采用沟壕端部延伸 10~15m，而不加密井点间距（对长距离分段施工更可充分利用延伸井点）
单排线状末端转弯	1 <6m (c) 1-沟壕基坑	4.单排井点亦可布置成端部弯转方向的方法，对来水上游最为有利

续上表

类型	布置简图	说明
双排线状井点	 (d) 1-宽大于6m的基坑	5.对宽度>6m的基坑沟槽，宜采用双排井点降水； 6.对淤泥质粉质粘土，有时坑宽<6m亦宜采用双排井点降水
半环形井点系统	 (e) 1-深基础；2-浅基础	7.环形井点布置应是全环封闭，在特殊情况下，有时只能采用半环形。应将两侧井点酌予延长，其延长部分一般 $B/2$
环形井点系统	 (f) 1-井点泵系统；2-阀	8.当基坑宽度<40m时，可用单环形井点系统； 9.对环形井点应在泵的对面安置一阀，使集水总管内水流分向流入泵设备，避免紊流；或将总管在泵对面断开； 10.在环形总长的1/5距离，将井点加密于四角附近以加强降水

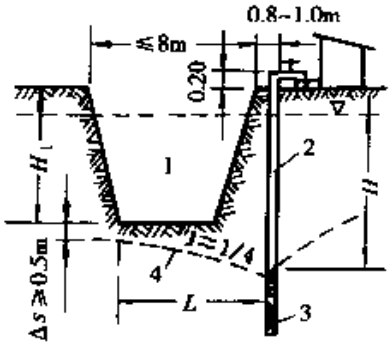
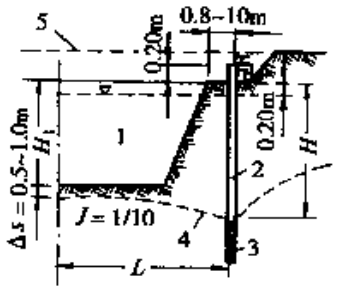
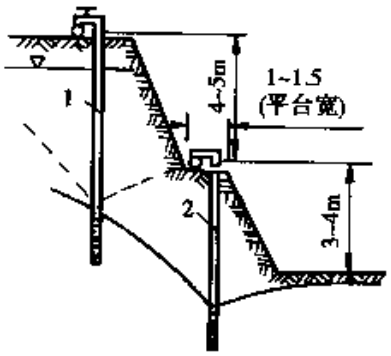
续上表

类型	布置简图	说明
多环形井点系统	 (g) 1-井点泵;2-总管流向;3-闸阀	11.当基坑宽度>40m时,应考虑地质条件,可用多环形井点系统,在中央加一排或多排井点,并布置相应的水流总管和井点泵系统
八角形环圈井点系统	 (h) 1-井点泵	12.适用于圆形沉井施工,可布设八角形集水管,由45°弯管接头连接井点,图示表明配合上部大开挖,明挖降低地面高程后,安装井点泵和总管,从而加深降水深度
注意事项	1.应尽可能将建筑物、构筑物的主要部分纳入井点系统范围,确保主体工程的顺利进行; 2.尽可能压缩井点降水范围,总管设在基坑外围或沟壕外侧,井点则朝向坑口一面; 3.总管线形随基坑形状布置,但尽可能直线、折线铺设,不应弯弯曲曲,安装困难,易致漏气; 4.总管平台宽度一般为1~1.5m,平面布置要充分考虑排水出路,并引向基坑愈远愈好,以防回水	

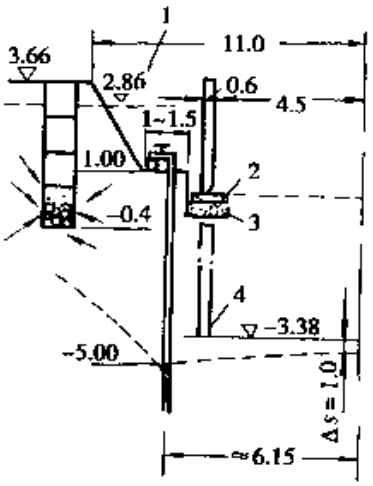
②立面布置

井点系统的立面布置,可见表2-4。

井点系统立面布置　　表 2-4

类型	布置简图	说明
单排线状井点系统	 (a) 1-基坑；2-井管；3-过滤器；4-降落曲线	1.根据降深要求，确定使用井管长度（一般为 6～7m，不包括滤管）H 和沉没深度； 2.单排井点降落曲线可按梯度 $J=1/3\sim1/5$ 值考虑，J 值初期陡峻，后期平缓，最好 $J=1/10$
双排或环形井点系统	 (b) 1-基坑；2-井管；3-过滤器；4-降落曲线；5-原地面	3.双排井点，或环形井点一般可按 $J=1/10$ 的梯度考虑，对于降深的安全值 Δs，视工程的重要性而定，但 Δs 不应少于 0.5m，有条件的不少于 1.0m； 4.尽可能充分发挥井点有效降深，降低总管高程
一级轻型井点系统	 (c) 1-一级井管；2-二级井管	5.当一级井点降深不能达到设计要求时，应尽可能利用其他辅助性或临时特殊排水技术措施配合降深的方法设二级井点； 6.如具体布置必需沉设二级井点系统时，可按图示，先挖除一级井点疏干的土，然后再在底部装二级井点

续上表

类型	布置简图	说明
土井配合加深一级井点降水系统	 (d) 尺寸单位:m 1-原有地下水位;2-垫木;3-砂; 4-沉井刃脚设计高程	7.利用 ϕ80cm 内径钢筋混凝土管沉管法,先行管内抽水降低水位,挖掘基坑,在预定高程沉设井点系统降低水位,沉井沉达设计高程后,仍可获得疏干条件浇筑施工; 图示为泵站沉井降水实例之一,在粉砂土层中抽水有效半径 R 达 10m,该实例中在坑周设土井三眼,保证了过渡性排水
注意事项	1.井点系统集水总管的高程,最好是布设在接近地下水位的高程,或略高于地下水天然水位以上 20cm 左右; 2.井点泵(离心泵)轴心高度应尽可能与集水总管在同一高程上;要防止地面雨水径流,坑四周围设堰阻水; 3.在同一井点系统中,无论为线状、环形布置中的各根井管长度需相同,使各井管下滤管顶部能在同一高程(最大相差一般不大于 10cm),以防高差过大,影响降水效果; 4.井点泵系统、集水总管都应设在比较可靠的地点、平台上,一般井点泵装置地点要以垫木或夯实整平; 5.在布设轻型井点的深度时要考虑到影响轻型井点降水有效降深的各因素	

理论真空的水柱高为 10.33m,由于水泵机械的效率最大为 80% 左右,故在一般条件下,最大只能抽汲到 8m 左右的深度;此外还需考虑到抽汲系统内压力、滤网损失(0.5~0.8m),离心泵集水总管底高度(0.2m),漏气损失(0.3~0.5m)和不完整井损失(0.5m)等合计为 2~2.5m。由上可知轻型井点有效降深为 5.5~6m,关键是应做好砂填滤层、封土、防漏气等工作,以使各项损失最小,达到有效降深最大。

(2)喷射井点系统布设

喷射井点在设计时其管路平面布设和立面布设与轻型井点基本相同。基坑面积较大时,采用环形布设。基坑宽度小于 10m 时采用单排线型布

设;大于 10m 时作双排布设。喷射井点间距一般为 2～3.5m。当采用环形布置时,进出口(道路)处的井点间距可扩大为 5～7m。

(3)电渗井点系统布设

电渗井点阴极布设与轻型井点布设或喷射井点布设相同,阳极布设在阴极与基坑上缘之间。阴、阳极之间距离,当采用轻型井点时,为 0.8～1.0m;当采用喷射井点时,为 1.2～1.5m。阴、阳极的数量宜相等,必要时阳极数量可多于阴极数量。

(4)管井(深井)井点系统布设

管井井点系统布设根据基坑平面形状或沟槽宽度及所需降水深度,沿基坑四周呈环形或沿基坑或沟槽两侧呈直线型布置,井点一般沿基坑周围离开边坡上缘为 1.0～2.0m,井距可以通过计算得到,一般为 15～25m 左右。

2.坑内降水井点布设

环境要求高,有隔水帷幕(或连续墙),采用坑内降水,一般用管井(深井)井点效果好。管井(深井)井点布设在坑内按棋盘点状布置,井距可以通过计算得到,一般为 10～20m 左右。需要注意的是:坑内降水,既要满足降水要求,即降低后坑内水位要低于基坑底以下 0.5～2m;又不低于基坑周边隔水帷幕底标高,一般应使降低后坑内水位在隔水帷幕底标高上 2m 左右。但井的深度和井中水位可以低于隔水帷幕底标高,因为有井损来保证降低后坑内水位不低于隔水帷幕底标高,见图 2-1 和表 2-5。如果含水层厚度比较薄,降水深度不大,小于 6m 时,采用集水明排降水是比较经济的方法。

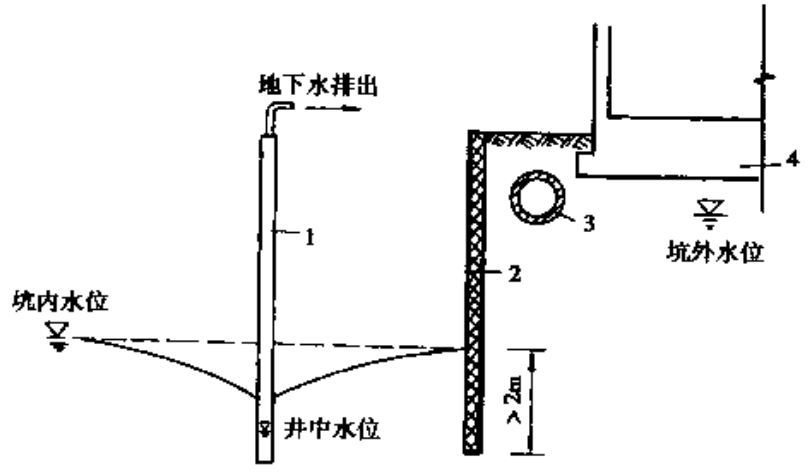


图 2-1 坑内降水坑内地下水位与隔水帷幕的关系

1-深井井管;2-隔水帷幕;3-坑外地下管线;4-坑外建筑基础

连续墙入土深度与降水井深度 表2-5

工 程 项 目	连续墙入土深度(m)	降水井布设	降水井深度(m)	井中水位深度(m)	基坑内地下水位深度(m)
1.外环越江隧道浦西岸边段连接井与风井降水工程	44~46	坑内降水	50	45	31.00~33.00
2.上海复兴东路高压电缆隧道工程工作井降水工程	44.30	坑内降水	60	50	34.39
3.上海吴、闵污水外排工程3.1标工作井降水工程	47.80	坑内降水	62	52	36.00

四、降水系统设计

降水系统设计包括降水井布设、井深、井数、井距、井的结构及单井出水量等。

五、降水效果预测

降水效果预测包括基坑内、外典型部位的最终稳定水位及水位降深随时间的变化,降水引起的地面沉降及对临近建筑物、地下管线等的影响。

六、防范井点降水不良影响的措施

降水期间,在基坑四周一定范围内,由于水位降低而引起地面沉降,相应形成以水位降落漏斗为中心的地面沉降变形区,导致其范围内建筑物、道路、管线等设施,因不均匀沉降发生断裂倾斜,影响正常使用和安全。因此在降水设计中首先要考虑周密,防患于未然。其次是万一出现问题,还应该有补救措施。

1.降水前认真做好周围环境的调查工作

(1)查清工程地质及水文地质情况,包括地层岩性和分布,含水层的水位、水量、地下水与地表水体的水力联系和地下水位变化情况,各层土体的渗透系数、孔隙比和压缩系数等。

(2)查清地下贮水体,如周围的地下古河道、古水池之类的分布情况,防

止出现井点和地下水贮水体穿通现象。

(3)查清上、下水管线,煤气管道,电话,电讯电缆,输电线等各种管线的分布和类型、埋设的年代和对差异沉降的承受能力,考虑是否需要预先采取加固措施等等。

2.严防降水井抽出水中的含砂量超标而引起基坑周围地面不均匀沉降

降水工程是一项复杂的岩土工程,必须按照岩土工程的勘察、设计、施工、监测程序进行。尤其是降水井施工中,滤料配置和回填要严格按要求进行。滤料填好封闭后,应及时洗井,直至抽出水中的含砂率不大于1/50 000,出水量不宜小于管井设计出水量。

3.设置隔水帷幕

在开挖边线外设置一圈隔水帷幕,可以把降水对周围的影响减少到很小程度。常用的隔水帷幕有以下几种。

(1)深层搅拌桩隔水墙

深层搅拌桩采用相互搭接施工的方法,水泥和土体搅拌之后,会产生化学反应,拌和体的渗透系数不大于 10^{-7}cm/s,形成连续的隔水墙,既可布置在钢板桩的后面,也可直接作为侧向隔水的支护结构。

(2)砂浆防渗板桩

将一排设有注浆管的工字形钢桩打入所需隔水帷幕的位置,然后边拔桩边注入水泥砂浆,形成一圈水泥砂浆隔水帷幕。施工可采用20~30号工字钢,工程质量的关键是确保工字形钢桩的垂直度和桩间接触紧密。

(3)树根桩隔水帷幕

采用桩径 ϕ100~ϕ200mm 的树根桩,不用钢筋,压纯水泥浆成桩,可以形成一道隔水帷幕。施工可采用一般的工程地质钻机,采用跳打的工艺流程,以防穿孔。工程质量的关键是确保桩体有良好的垂直度,不能有塌孔和缩颈等现象,必要时可下套管,边拔套管边注浆。

4.设置回灌系统

为减少降水对周围建筑物和地下管线的影响,可在保护区边缘设置回灌系统,保持原有地下水位。回灌系统主要适用于粉土和粉砂土层。砂、砾土层因透水性强,回灌量与抽水量均很大,一般不适用。回灌系统有:

(1)渗渠、渗坑

当基坑出水量来自潜水含水层时,地表土层渗透性好,可设置渗渠、渗坑(图2-2),底部辅以砂砾石,其渗透量决定于土层渗透性和水位差。

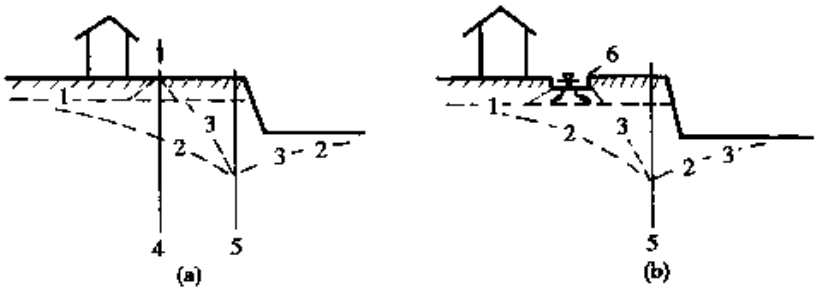


图 2-2 基坑回灌系统

1-静止水位;2-回灌前水位降曲线;3-回灌后水位降曲线;4-回灌井;5-降水井;6-渗渠(渗坑)

(2)回灌井

回灌井结构一般与降水井结构相同,只是滤管长度稍大于降水井滤管长,一般宜大于 2~2.5m,有时也采用砂井,适用于埋藏较深的潜水或上部具有较厚的不透水层的承压水。多以自由注入将水引入井点,利用井内水位与地下水位差,使回灌水进入含水层(图 2-2)。

回灌系统的布设决定于回灌水量及回灌含水层的渗透性、水位差等。要想在基坑外围某一界线外保持天然状态下的地下水位,即在此处形成定水头补给边界。此时回灌量应与基坑抽出水量处于动平衡。但实际上两者相差较大,根据试验资料表明:二者之差随含水层渗透性大小而变化,对于粉土和细砂含水层,单位回灌量是单位抽出水量的 1/3~2/3,对于粗颗粒含水层或裂隙岩溶含水层,单位回灌量可以等于或大于单位抽出水量。回灌井点尽可能远离降水井点,一般宜大于 6m。

回灌保护区内应设置地下水位观测井,以便监测水位变化,调节回灌水量。

七、降水监测

重要工程或降水工地周围有较为重要的需要保护的建筑物和地下管线时,应该进行降水监测。

1.流量观测

流量观测,一般采用流量表或堰箱。若发现流量过小而水位降低缓慢甚至降不下去时,可考虑改用流量较大的水泵,若是流量较大而水位降低较快则可改用小流量泵,以免现有水泵无水发热。流量观测次数与地下水位观测同步。

2.地下水位观测

地下水位观测井的位置和间距可按设计要求布置，可用井点管作为观测井。在开始抽水时，每隔 2h 观测一次，以了解整个地下水位下降规律。当地下水位降到预期标高后，可每日观测 2 次，直至降水结束。若遇下雨或有异常情况时，须加密观测。

3.孔隙水压力观测

通过降水期间观测地层中孔隙水压力的变化，可预计地基强度、变形以及边坡的稳定性。孔隙水压力的观测每天一次。在有异常情况时，如发现边坡裂缝、基坑周围发生较大沉陷等，须加密观测，每天不少于 2 次。

4.沉降观测

对于降水影响范围以内的建筑物和地下管线，应进行建筑物的沉降和地下管线处地层沉降的观测。沉降观测的基准点应设置在井点影响范围之外。沉降观测可用水准仪和分层沉降仪进行。观测次数通常每天一次，在异常情况下须加密观测，每天不少于 2 次。

第三节　降水设计方法

基坑降水原理是基于井的渗流理论。对于无隔水帷幕情况下的坑外降水，可根据基坑围护结构周围第二类井流理论（见第七章）结合现场水文地质条件进行降水井设计。对于有隔水帷幕或连续墙情况下的坑内降水，建议根据基坑围护结构周围第一类井流理论（见第六章）或基坑围护结构周围第三类井流理论（见第八章）进行降水井设计。

一、坑外降水设计方法

1.根据稳定流公式设计降水系统方法

（1）选择降水方法及确定坑外降水井点的布设方式

见本章第二节二、至三、1。

（2）确定降水井深度

根据目前已出版的众多关于基坑工程方面的文献，降水井深度（图 2-3）均按下式确定

$$H = H_1 + h + JL + l \qquad (2\text{-}1)$$

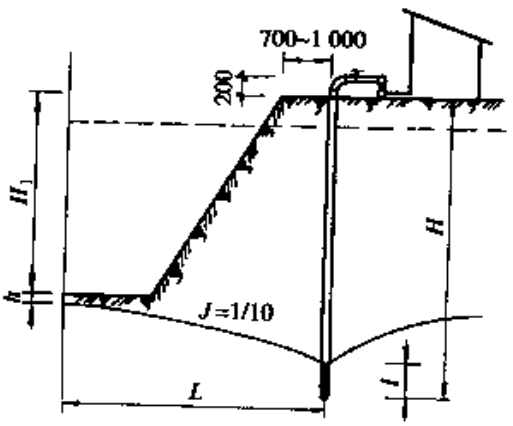


图 2-3　井点管的埋设深度
（尺寸单位：mm）

式中：H——井点管埋设深度，m；

H_1——井点管埋至基坑底面的距离，m；

h——基坑底面至降低后的地下水位距离，一般取 $h=0.5\sim2$m；

J——水力梯度，环形井点系统 $J=1/8\sim1/10$，单排井点系统 $J=1/4\sim1/5$；

L——井点管至基坑中心的水平距离，m；

l——过滤器工作部分长度和沉淀管的长度，m。

此处，在施工中确定井点管长度时，应考虑到井管露出地面的长度(0.2～0.5m)。

(3)基坑出水量计算

根据基坑的形状将基坑分为两类，当基坑的长度与宽度之比大于10时，称为窄长式基坑；当长宽之比小于10时，称为非窄长式基坑。而非窄长式基坑又可分圆形基坑、矩形基坑和不规则形状基坑等。

①窄长式基坑出水量计算

承压水流向完整基坑的出水量：

$$Q=\frac{2KLMs}{R} \tag{2-2}$$

式中：Q——基坑出水量，m^3/d；

K——含水层渗透系数，m/d；

L——基坑长度，m；

M——承压含水层厚度，m；

s——地下水位降深，m；

R——影响半径，m。

潜水流向完整基坑的出水量：

$$Q=\frac{KL(H^2-h^2)}{R} \tag{2-3}$$

式中：H——潜水含水层厚度，m；

h——基坑动水位至含水层底板深度($h=H-s$)，m。

②非窄长式基坑出水量计算

(a)圆形基坑出水量计算

圆形基坑出水量计算方法及公式适用条件见附录1表2中式(1-22)、(1-24)，由此可得以下大井公式：

承压水流向完整基坑的出水量：

$$Q = nQ_w = \frac{2\pi KM(H - h_c)}{\ln \frac{R}{A}} \tag{2-4}$$

潜水流向完整基坑的出水量：

$$Q = nQ_w = \frac{\pi K(H^2 - h_c^2)}{\ln \frac{R}{A}} \tag{2-5}$$

式中：Q——基坑出水量，m^3/d；

Q_w——单井出水量，m^3/d；

h_c——井群中心点承压含水层的水头或潜水含水层厚度，m；

R——基坑影响半径（即井群中心至补给边界的距离），m，$R = A + R_i$，其中 A 为圆形井群半径，m；R_i 为 i 井的影响半径，m。

(b)矩形基坑出水量计算

近似方法：可采用圆形基坑出水量计算公式(2-4)、(2-5)（即“大井法”），将矩形基坑折算成半径为 A 的理想大圆井，按大井计算总出水量。其中 A 以下式代入

$$A = \eta \frac{a + b}{4} \tag{2-6}$$

式中：A——基坑换算半径，m；

a——基坑长度，m；

b——基坑宽度，m；

η——系数（查表 2-6）。

系 数 η 表 2-6

b/a	0	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60～1.0
η	1.0	1.05	1.08	1.20	1.14	1.16	1.17	1.18

精确方法：采用附录 1 表 2 中式(1-26)和(1-28)。

(c)不规则形状基坑出水量计算

近似方法：可采用圆形基坑“大井法”计算总出水量，见公式(2-4)、(2-5)。其中 A 分别以下式代入

$a/b < 2 \sim 3$ 时，$A = 0.565\sqrt{F}$ (2-7)

$a/b > 2 \sim 3$ 时，$A = 0.159L$ (2-8)

式中：F——不规则形状基坑的面积，m^2；

L——不规则形状基坑的周长，m。

精确方法：采用附录 1 表 2 中公式(1-17)和(1-19)。

(4)估算单井出水量及单井单位长度出水量

在井径相同条件下，可采用抽水试验的单井出水量；当无抽水试验资料时，可用如下经验公式估算：

$$q = 120\pi r l \sqrt[3]{K} \tag{2-9}$$

式中：q——单井允许出水量，m^3/d；

K——渗透系数，m/d；

l——过滤器工作部分长度，m；

r——过滤器外缘的半径，m。

单井单位长度出水量 $\phi(m^3/d/m)$由下式计算：

$$\phi = \frac{q}{l} \tag{2-10}$$

(5)确定降水井数量与井点间距

$$n = 1.1\frac{Q}{q} \tag{2-11}$$

$$a = \frac{L_1}{n} \tag{2-12}$$

式中：n——降水井数量；

a——井点间距，一般要求大于 $15D$(D 为过滤器外径)，m；

L_1——沿基坑周边布置降水井的总长度，m。

(6)复核降水井的出水能力

单井井管进水部分长度应满足下式要求：

$$\phi y_0 \geqslant 1.1\frac{Q}{n} \tag{2-13}$$

对于承压完整井，y_0 由附录 1 表 2 中式(1-21)经简化求得：

$$y_0 = H - \frac{0.366Q}{KM}\left(\lg R - \frac{1}{n}\lg nA^{n-1}r_w\right) \tag{2-14}$$

式中：y_0——井管进水部分长度，m，即附录 1 表 2 中式(1-21)中的 h_w；

H——承压含水层的水头或潜水含水层厚度，m；

M——承压含水层厚度，m；

r_w——井管半径，m；

R——井群中心至补给边界的距离，m，$R = A + R_i$。

对于潜水完整井，y_0 由附录 1 表 2 中式(1-23)经简化求得：

$$y_0 = \sqrt{H^2 - \frac{0.732Q}{K}\left(\lg R - \frac{1}{n}\lg nA^{n-1}r_w\right)} \tag{2-15}$$

当滤管工作部分长度小于 2/3 含水层厚度时，应当采用非完整井计算。若求得的 y_0 不满足式(2-13)，应调整降水井数量和井点距离，再进行上述计算，直至满足上述条件为止。

(7)检验基坑中心水位降深值

利用稳定流干扰井群公式，验算基坑中心部位的水位降深值，确定其是否满足设计水位降深要求，并以此调整降水井数量与井点间距。水位降深计算公式由附录 1 表 2 中式(1-17)与式(1-19)经简化得到：

承压含水层水位降深：

$$s_c = \frac{0.366Q_0}{KM}\left[\lg R - \frac{1}{n}lg(r_1r_2\cdots\cdots r_n)\right] \tag{2-16}$$

潜水含水层水位降深：

$$s_c = H - \sqrt{\frac{Q_0}{1.366K}\left[\lg R - \frac{1}{n}lg(r_1r_2\cdots\cdots r_n)\right]} \tag{2-17}$$

式中：s_c——基坑中心处或各井点中心处水位降深值，m；

Q_0——基坑出水总量，由降水井数量与滤管工作部分长度及单井单位长度出水量三者的乘积，m^3/d；

H——潜水含水层的厚度，m；

r_1、r_2……r_n——基坑中心点至各井点的距离，m。

如果计算的水位降深不满足设计要求，则应重新调整降水井数量、井点间距及布井方式，直至满足设计要求为止。

2.根据非稳定流公式设计降水系统方法

(1)选择降水方法及确定坑外降水井点布设方式

见本章第二节二至三、1。

(2)确定降水井深度

根据(2-1)式设计的降水井深度往往偏小，尤其是比较深的降水。其原因是该公式没有考虑地下水流经过滤器的水头损失(即井损)，这种井损来自以下四个方面：

①水流通过过滤器的滤网和圆孔；

②进入过滤器水流与过滤器中已有水流的作用；

③沿流程的流量和流速不断增加；

④过滤器内部的磨阻。

我们可以用数学模型描述上述考虑井损的井内及其附近含水层中的地下水流(详见本书第九章井的水头损失问题)。因此，在降水井深度设计中应该考虑井损，采用以下公式：

$$H = H_1 + h + JL + l + s_2 \tag{2-18}$$

式中：s_2——井的水头损失(即井损)，m。可以根据理论公式计算，也可以根据抽水试验资料求得，见第九章。

(3)确定井的结构

单井结构包括：井管(井壁管)、过滤器(滤水管)、沉淀管及围填滤料。

①井管

保护井壁稳固，直径与过滤器相同。

②过滤器

地下水通过过滤器进入井中。过滤器类型多样(详见本书第三章)，常用桥形(式)过滤器，也可用缠丝过滤器、包网过滤器与钢筋混凝土过滤器。

过滤器直径，一般采用 ϕ273～325mm。过滤器长度，主要根据含水层厚度和单井出水量而定，一般当含水层厚度小于 15m 时，过滤器长度可等于或小于含水层厚度 0.5～1.0m；当含水层厚度较大时，可按下式确定：

$$l = \frac{q\alpha}{D} \tag{2-19}$$

式中：l——过滤器长度，m；

q——设计单井出水量，m^3/h；

D——过滤器外径，mm；

α——经验系数，根据表 2-7 确定。

经验系数 α 表 2-7

含水层		α 值	含水层		α 值
岩性	渗透系数(m/d)		岩性	渗透系数(m/d)	
细砂	2～5	90	粗砂	15～30	50
中砂	5～15	60	砾石	30～70	30

过滤器的孔隙率是影响进水的重要因素，一般宜在 25% 以上。圆孔状过滤器孔隙率 p 可按下式计算：

$$p = \frac{d^2 n}{40D} \tag{2-20}$$

式中：d——滤孔直径，mm；

n——1m 长过滤器上孔眼数；

D——过滤器外径，mm。

过滤器外部应围填滤(砾)料。目的是为增大过滤器及其周围有效孔隙率，减小地下水流入过滤器的阻力，增大井孔出水量，防止涌砂，延长井孔使用寿命。滤料应过筛冲洗，不含杂质，颗粒近圆形。颗粒粒径规格为：

含水层砂类土：$D_{50} = (6 \sim 8)d_{50}$ (2-21)

含水层碎石土：$D_{50} = (6 \sim 8)d_{20}$ (2-22)

式中：D_{50}——滤料颗分中能通过筛眼的颗粒累计重量占总量 50% 时的最大颗粒直径，mm；

d_{20}、d_{50}——分别为含水层颗分中能通过筛眼的颗粒累计重量占总量 20% 及 50%时的最大颗粒直径，mm。

注意，式(2-21)不适合粉土类土。

③沉淀管

防止沉砂淤塞影响过滤器进水，直径一般与过滤器相同，长度一般为 1～2m。

(4)估算基坑出水量

采用“大井法”稳定流公式(2-4)与(2-5)式估算基坑出水量。

(5)估算单井出水量

单井出水量，最好采用现场抽水试验井的流量，如果没有抽水试验的井流量，也可采用式(2-9)估算单井出水量。

(6)初步确定降水井数量与井点间距

分别采用式(2-11)与式(2-12)确定降水井数量与井点间距。

(7)计算不同时间基坑中心水位降深值

根据上述(1)～(6)确定降水井布设方式、井数、井点间距、井的结构以及单井出水量，选用基坑围护结构周围第二类非稳定流井群公式，由附录 1 中表 3 的公式可得以下几个常用公式：

①无界无越流含水层井群公式

(a)承压完整井群公式

$$s_c = \frac{1}{4\pi KM}\sum_{i=1}^{n} Q_i W(u_i) \tag{2-23}$$

(b)承压非完整井群公式

$$s_c = \frac{1}{4\pi KM}\sum_{i=1}^{n} Q_i\left[W(u_i) + 2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2 \sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^2} W\left(u_i, \frac{n\pi r_i}{M}\right)\sin^2\frac{n\pi d}{M}\right] \tag{2-24}$$

(c)潜水完整井群公式

$$s_c = H - h_c \tag{2-25}$$

其中

$$h_c = \sqrt{H^2 - \frac{1}{2\pi K}\sum_{i=1}^{n} Q_i W(u_i)} \tag{2-26}$$

(d)潜水非完整井群公式

同式(2-25),其中

$$h_c = \sqrt{H^2 - \frac{1}{2\pi K}\sum_{i=1}^{n} Q_i\left[W(u_i) + 2\left(\frac{H}{\pi l}\right)^2 \sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^2} W\left(u_i, \frac{n\pi r_i}{H}\right)\sin^2\frac{n\pi d}{H}\right]} \tag{2-27}$$

上述式中：s_c——基坑中心水位降深,m;

Q_i——i 井出水量,m^3/d;

M——承压含水层厚度,m;

H——潜水含水层厚度,m;

h_c——基坑中心含水层中动水位,m;

K——渗透系数,m/d;

r_i——各井至基坑中心点距离,m;

n——降水井数量;

d——含水层顶板至过滤器顶部的距离,m;

l——过滤器进水部分长度,m;

$W(u_i)$——井函数,查附录2;

$$W(u_i) = \int_{u_i}^{\infty}\frac{\exp(-y)}{y}\mathrm{d}y$$

$W\left(u_i, \frac{n\pi r_i}{M}\right)$——井函数,查附录3;

其中：$u_i = \frac{r_i^2 S}{4Tt}$。

②无界有越流含水层井群公式

(a)承压完整井群公式

$$s_c = \frac{1}{4\pi KM}\sum_{i=1}^{n} Q_i W\left(u_i, \frac{r_i}{B}\right) \tag{2-28}$$

(b)承压非完整井群公式

$$s_c = \frac{1}{4\pi KM}\sum_{i=1}^{n} Q_i\left\{W\left(u_i, \frac{r_i}{B}\right) + 2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} W\left(u_i, \sqrt{\left(\frac{r_i}{B}\right)^2 + \left(\frac{n\pi r_i}{M}\right)^2}\right) \sin^2 \frac{n\pi d}{M}\right\} \tag{2-29}$$

(c)潜水完整井群公式

同式(2-25),其中

$$h_c = \sqrt{H^2 - \frac{1}{2\pi K}\sum_{i=1}^{n} Q_i W\left(u_i, \frac{r_i}{B}\right)} \tag{2-30}$$

(d)潜水非完整井群公式

同式(2-25),其中

$$h_c = \sqrt{H^2 - \frac{1}{2\pi K}\sum_{i=1}^{n} Q_i\left\{W\left(u_i, \frac{r_i}{B}\right) + 2\left(\frac{H}{\pi l}\right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} W\left(u_i, \sqrt{\left(\frac{r_i}{B}\right)^2 + \left(\frac{n\pi r_i}{H}\right)^2}\right) \sin^2 \frac{n\pi d}{H}\right\}} \tag{2-31}$$

式中：　B——越流因数，m；

$W\left(u_i, \frac{r_i}{B}\right)$——井函数，查附录 3；

$$W\left(u_i, \frac{r_i}{B}\right) = \int_{u_i}^{\infty} \frac{1}{y} \exp\left(-y - \frac{r_i^2}{4B^2 y}\right) dy$$

其余符号意义同前。

根据选用的公式计算基坑中心点不同时间的降深，如果计算的水位降深 3～5 天后还不能满足降水设计要求，应调整井数、井点间距与单井出水量，再进行上述计算，直至满足降水设计要求为止。

(8)降水效果预测

在满足降水设计要求下，选用的上述井群计算公式可作为计算基坑中心点水位降深，也可作为预测基坑外围任意点水位降深，及其随时间的变化。但要注意，在上述公式(2-23)～式(2-31)中，有下列符号要作变换：

s_c 以 s 代替，即任意计算点水位降深，m；

h_c 以 h 代替，即任意计算点含水层中动水位，m；

r_i 以 r_p 代替，即任意计算点至各井点距离，m。

设计中应该预测距离降水井群中心 10m、20m、50m、100m、200m、500m 以及建筑物和地下管线等处在 1 天、2 天、3 天、5 天、10 天、20 天、30 天、60 天、90 天时，地下水位和相应地面沉降值，并绘制地下水位和地面沉降历时曲线图。

二、坑内降水设计方法

有隔水帷幕或有围护结构的基坑内降水，由于隔水帷幕（或连续墙）的作用，地下水处于非稳定状态。因此，降水设计方法最好采用上述非稳定流方法设计降水系统。但要注意(7)、(8)两项中的井流公式需作相应调整。

1.全封闭式含水层井群公式

当降水含水层侧向被隔水帷幕（或连续墙）全部封闭，与坑外地下水无水力联系时，坑内降水则使地下水位一直处于持续下降的非稳定过程，故只能采用基坑围护结构周围第一类非稳定流井群公式设计降水系统。可由以下圆形封闭式含水层井群公式计算。

承压完整井群公式

当 $t \leqslant (0.1 \sim 0.2) R_K^2/a$ 时

$$s = \frac{Q_0}{2\pi k M} \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{Q_0} \left(\frac{at}{0.5 R_K^2} + \sum_{i=1}^{n} \ln \frac{R_K}{r_i^*} \right) \tag{2-32}$$

潜水完整井群公式

当 $t \leqslant (0.1 \sim 0.2) R_K^2/a$ 时

$$s = H - h$$

$$h = \sqrt{H^2 - \frac{Q_0}{\pi K} \sum_{i=1}^{n} \frac{Q_i}{Q_0} \left(\frac{at}{0.5 R_K^2} + \sum_{i=1}^{n} \ln \frac{R_K}{r_i^*} \right)} \tag{2-33}$$

以上式中：s——任意计算点水位降深，m；

Q_0——井群总出水量，m^3/d；

Q_i——i 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含水层水头，m；

h——任意计算点含水层中动水位，m；

K——渗透系数，m/d；

a——压力传导系数，m^2/d；

R_K——封闭含水层半径，m；

$r_i^* = r_K r_i$——任意井至计算点距离，m；

r_K——系数，查附录5，或按下式计算：

$$r_K = \sqrt{1 - \bar{r}_m^2(1 - \bar{\rho}^2) - \bar{\rho}^2 + \bar{r}_i^2 \exp\left[\left(\frac{3}{4} - \frac{1}{2}(\bar{r}_m^2 + \bar{\rho}^2)\right)\right]}$$

$$\bar{r}_m = \frac{r_m}{R_K} \qquad \bar{\rho} = \frac{\rho}{R_K} \qquad \bar{r}_i = \frac{r_i}{R_K}$$

r_m——任意计算点至含水层中心的距离，m；

r_i——任意计算点至各井点的距离，m；

ρ——含水层中心至各井点的距离，m。

2.半封闭式含水层井群公式

由于含水层厚度大，埋藏深，隔水帷幕（或连续墙）一般只做在含水层上部，而含水层下部未被封住。降水时，坑外地下水仍要通过未被封闭的含水层部分流入降水井，但这种地下水流会受到帷幕（或连续墙）的阻挡作用。对于这一类型的降水设计，不适合采用第一类和第二类井流公式，需要根据围护结构周围地下水的渗流特征建立数学模型进行设计，详见第八章与第四章第一节实例“上海合流污水外排一期工程彭越浦泵站降水工程”。当然也可以采用以下近似方法计算。

近似方法一：选用第二类非稳定井流公式式(2-23)～式(2-31)，计算坑内水位降深时，采用坑内水力参数；预测坑外水位降深时，采用坑外水力参数；这样计算的水位降深均反映了连续墙或隔水帷幕的阻隔作用，也比较接近实际。详见第四章第二节实例“上海复兴东路电缆隧道工作井降水工程”。

近似方法二：根据第二类非稳定井流公式式(2-23)～式(2-31)计算基坑中心点的水位降深要作以下修正。即根据上海情况，内降水时，s'_c为：

$$s'_c = s_c + \alpha_c \tag{2-34}$$

式中：s'_c——考虑到连续墙（或隔水帷幕）作用的基坑中心点水位降深，m；

s_c——根据第二类非稳定井流公式计算的基坑中心点水位降深，m；

α_c——水流阻隔系数，可按图2-4确定，m。

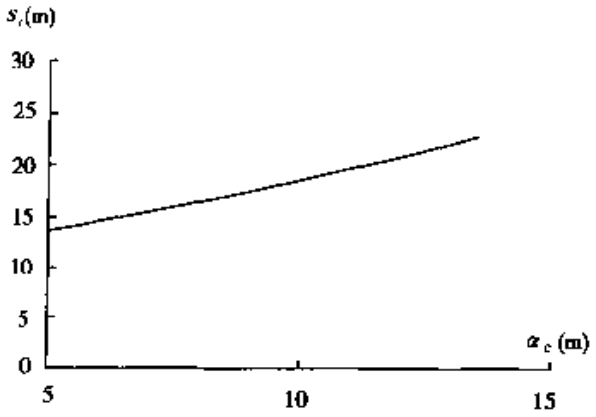


图 2-4 水流阻隔系数 α_c 图

第三章 工程降水施工技术

井点降水是利用带有过滤器的井管埋入含水层中，从管中抽取地下水达到降低地下水位、疏干基坑中的地下水。常见的降水井点有轻型井点、喷射井点、电渗井点和管井(深井)井点，本文主要介绍管井(深井)井点施工方法，其他轻型井点、喷射井点、及电渗井点施工方法可见《简明深基坑工程设计施工手册》。

第一节 降水井施工要求

降水井点施工必须严格按照降水工程设计来认真组织施工，使地下水达到预定的降深要求，从而保证基坑开挖的顺利进行。

成井质量决定着降水工程的成败，因为井点施工隐蔽性很强，故必须加强施工全过程的质量监督，要严格控制成井中的孔径、孔深、井管配制、砾料级配、围填质量、洗井、抽水等关键工序，做到不合格不验收。

第二节 管井(深井)施工方法

管井(深井)降水成井全过程包括以下主要工序：成孔、下井管、砾料围

填、孔口封闭、洗井、抽水等。成孔手段主要有回转钻、潜水钻和冲击钻成孔。

一、成孔方法

软土地层成孔方法多采用正循环、泥浆护壁、卷扬机控制钻压、回转钻进等，较适用的钻机见表 3-1。

管井(深井)施工常用的成孔钻机表 表 3-1

型号 / 参数	XY-2	SPJ-300	济宁-150
成孔深度(m)	100~500	300	150
钻孔直径(mm)	56~300	500	650
动力功率(kW)	22	40	23
提升能力(kN)	30	30	35
水泵排量(L/min)	32	600~850	1 400
重量	950	11 000	—
生产厂	重庆探矿厂	上海探矿厂	济宁水利机械公司

其工艺按施工工序先后介绍如下：

1.下护孔管

(1)清除地下障碍物

施工现场地表以下往往多为旧房基、杂填土，这种条件会给钻孔施工带来一定的难度，如果不探明地下障碍物，盲目施工将会影响工程进度，因此在开工前必须在孔位点探明情况，清除地下障碍物，不留后患。

(2)安装护孔管

清除障碍物务必彻底，一般要求挖到老土，或用钢扦探明坑底以下50cm无明显障碍物时方可埋入护孔管。护孔管直径应比钻孔直径大50~100mm，长度为1200mm左右。如遇挖孔较深时可适当增加护孔管长度。为了保证孔口稳定，下入护孔管后其周围必须用粘土填充夯实，达到不"串水"防塌的目的。

2.成孔的开孔尺度

在松散岩层中钻进时成孔一般采取从开孔至终孔一个直径，所用的钻头大小应视深井井管大小而定，一般开孔直径应大于井管直径300~

400mm，这样的孔径既可保证井管的顺利安装，又能保证滤料顺利到达设计深度，从而能在过滤器周围形成具有一定厚度的人工滤层。一般开孔尺度见表 3-2。

管井(深井)开孔尺度　　表 3-2

过滤器外径(mm)	井孔尺度(mm)	保径环刮刀直径(mm)	过滤器外径(mm)	井孔尺度(mm)	保径环刮刀直径(mm)
108	460	430	273	630	600
168	530	500	325	680	650
219	580	550			

3.成孔中的泥浆要求

泥浆在成孔施工中具有固壁、携砂、冷却和润滑四种作用，其中最主要的是固壁作用。泥浆在管井降水成孔中控制的主要指标为相对密度和粘度：

(1)泥浆相对密度主要作用是保持孔壁岩层的稳定和平衡地压和水压。相对密度越大产生的压力也就越大，为了保护孔壁不塌需要足够的泥浆相对密度，另一方面也必须考虑过大的泥浆相对密度会给洗井增加困难，故泥浆相对密度要适宜。

(2)具有粘度的泥浆可以在钻孔中形成泥壁保护孔壁不塌，但粘度过大的泥浆同样会给洗井造成困难。

按照以上两点的利弊关系，选用的泥浆相对密度、粘度两项指标可参照表 3-3 使用。

泥浆相对密度和粘度　　表 3-3

岩层名称	相对密度	粘度(s)	岩层名称	相对密度	粘度(s)
粘土，亚粘土	1.08～1.10	15～16	中砂层	1.15～1.25	18～20
粉细砂层	1.10～1.15	16～18	粗砂砾石层	1.25～1.35	20～24

二、井管的规格和安装

1.井壁管和过滤器的类型及其长度、口径的选用

(1)钢制井管和过滤器的材料与规格

①钢制井管

因它具有抗压、抗拉、抗剪和抗弯强度，因此在降水工程中是最多采用

的材料。其规格见表 3-4。

钢 制 井 管　　表 3-4

公称规格 (in)	井壁管				管箍		
	外径 (mm)	壁厚 (mm)	管长 (m)	重量/m (kg)	外径 (mm)	内径 (mm)	高度 (mm)
6	168	3	4	13	182	170	40
8	219	4	4	22	233	221	40
10	273	4	4	27	291	275	50
12	325	5	4	40	243	327	50

注：1in = 2.54cm。

②钢制过滤器

目前工程上使用较多的过滤器有圆孔缠丝过滤器、钢板冲压桥形过滤器及圆孔包网过滤器等。现将常用的前两种介绍如下(见表 3-5 与表 3-6)。

缠 丝 过 滤 器　　表 3-5

公称规格 (in)	外径 (mm)	厚度 (mm)	每周孔数	每米行数	孔心纵距 (mm)	孔心横距 (mm)	垫筋直径 (mm)	垫筋根数	钻孔直径 (mm)	孔隙率 (%)
6	168	3	13	40	40	40	6	8	18	31
8	219	4	16	43	45	43	6	10	20	32
10	273	4	18	41	48	47	6	12	20	28
12	325	5	21	40	50	48	6	14	20	31

注：1in = 2.54cm。

桥 形 过 滤 器　　表 3-6

公称规格 (in)	外径 (mm)	壁厚 (mm)	不同桥口高的孔隙率 %			
			1	1.5	2	2.5
6	168	3	9.04	14.11	18.14	22.58
8	219	4	9.04	14.11	16.94	22.03
10	273	4	8.39	13.08	16.94	22.03
12	325	5	8.39	13.08	16.94	22.03

注：1in = 2.54cm。

(2)塑料井管和过滤器(见表 3-7)

塑料井管和过滤器 表 3-7

内径(mm)	外径(mm)	壁厚(mm)	连接罗纹长度(mm)	单根长度(mm)	管子相对密度	过滤器孔隙率(%)
200	225	10	70	4 000	1.4	8.5
300	330	14.5	85	4 000	1.4	8

(3)混凝土井管和过滤器(见表 3-8)

混凝土井管和过滤器 表 3-8

公称规格(in)	井壁管					过滤器					
	内径(mm)	外径(mm)	厚度(mm)	长度(mm)	连接方式	内径(mm)	外径(mm)	厚度(mm)	长度(mm)	连接方式	孔隙率(%)
12	300	360	30	4 000	焊接	300	360	30	4 000	焊接	

注:1in = 2.54cm。

2.井管的安装

(1)准备工作

①机具检查,如提升设备中的卷扬机、钢丝绳、离合器、制动闸、绳套、夹具等。

②校对孔深(孔深余量为 1%)。

③按设计要求丈量井管,按顺序排列编号。

④焊井底与制作扶正器。

⑤提出钻杆前要做好清孔,换浆,在孔壁稳定的情况下泥浆相对密度控制在 1.12 ~ 1.15。

(2)井管、过滤器检查处理

①缠丝过滤器要检查缠丝有无松动、移位、破断,并加以妥善处理。

②桥形过滤器桥高有无冲压破损或桥高不合格,未经处理不可使用。

③管材厚度必须一致,弯曲率每米不超过 1mm,外径公差不超过正负 2mm。

④焊缝应光洁,无砂眼隔灰及咬口等现象。

⑤管子中间椭圆度(4in) < 1mm,(6in) < 1.5mm,(8in) ~ (10in) < 2mm,(12in) < 2.5mm。

(3)下管中的技术要求

①井管对接电焊时，用铅直线检查控制垂直度，偏差不超过1%。

②为了控制井管在钻孔中的圆心度，自沉淀管开始每隔12m设一道扶正器，扶正器尺寸见表3-9。

填砾数量与扶正器尺度 表3-9

过滤器外径（mm）	径孔（mm）	填高1m需要的砾石重量（kg）	扶正器直径（mm）	过滤器外径（mm）	径孔（mm）	填高1m需要的砾石重量（kg）	扶正器直径（mm）
108	460	267	410	273	630	425	580
168	530	337	480	325	680	470	630
219	580	374	530				

③下管过程中孔内泥浆面不应低于自然地面0.6m，超过此限应及时补充泥浆以防塌孔。

3.填砾与封闭

在砂类地层中成井采用人工填砾可以增大过滤器周围的有效孔隙率、减少进水时的水头损失、增大井的出水量、有效地控制井水含砂量。

(1)填砾

①填砾方法

填砾方法是否得当将直接影响到井的出水量、含砂量和使用寿命。动态填砾的具体方法是：当井管安装完毕后先将带喷头的活塞下入井内，其深度是距井底50cm，然后用井口板封闭井口的环形空间，泥浆泵通过钻杆向井内高压注水，同时稀释泥浆，当泥浆相对密度达到1.06～1.08时开始围填砾石。动态填砾见图3-1。

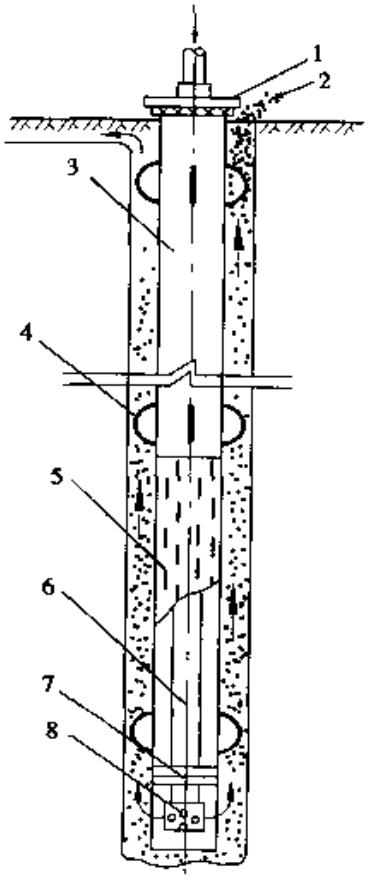


图3-1 动态填砾

1-井口封闭板；2-围填中的砾料；3-井壁管；4-扶正器；5-过滤器；6-钻杆；7-胶皮活塞；8-喷水头

②填砾速度

为了避免砾石下沉过程蓬堵搭桥，故砾石围填要控制速度，一般情况下每小时围填砾石量约5～6t，并用标准测绳测定砾石围填上升高度。

③填砾高度

对于单层取水和多层取水的深井填砾以及填砾高度应按设计施工。

④填砾与过滤器的规格要求见表 3-10

填砾与过滤器的规格 表 3-10

岩层分类	砂层标准粒径（以筛分后的重量计%）	填砾厚度（mm）	填砾规格（mm）	过滤器间隙（mm）
砾石层	>1.00 占 60~70	180	3.50~5.00	1.50
粗砂	>0.50 占 60~70	180	2.50~3.50	1.00~1.50
中砂	>0.25 占 60~70	180	1.50~2.50	1.00
细砂	>0.15 占 60~70	180	1.00~1.50	0.75
粉砂	>0.10 占 60~70	180	0.70~1.20	0.50
砂质粉土粘质粉土	0.10以下	180~200	0.70~1.20	0.50

⑤填砾的数量

填入砾石的计算：

$$m = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2)\gamma k \qquad (3\text{-}1)$$

式中：m——填高 1m 需要的砾石重量，kg；

D——孔径，m；

d——井管外径，m；

γ——砾石的相对密度（取 1.7）；

k——超径系数（取 1.05%）。

（2）管外粘土止水封闭

其目的是为了分层止水和阻止地表水下渗。具体做法是当砾石围填完毕经测量已达设计标高即可用优质粘土围填，为了防止堵塞不准使用大块粘土。必须注意的是粘土围填要在终止泥浆泵注水 30min 后进行，近孔口部分要求夯实。管井（深井）结构见图 3-2。

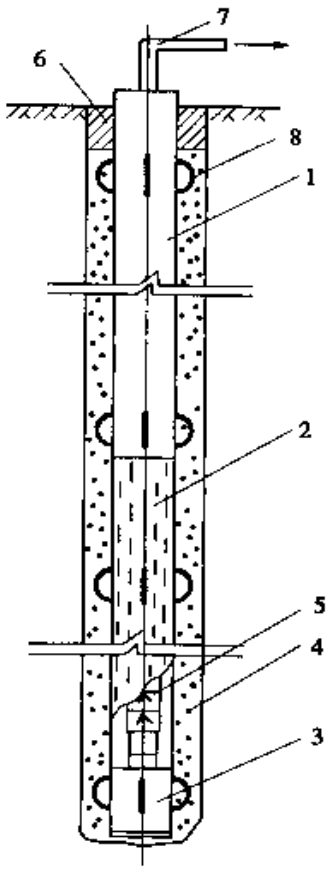


图 3-2 管井（深井）结构
1-井壁管；2-过滤器；3-沉淀管；4-砾料；5-潜水泵；6-封闭粘土；7-出水管；8-扶正器

三、洗井

洗井的目的是为了清除井内泥浆，破坏钻孔中形成的泥壁，抽出含水层中的泥土、细砂和渗入含水层

中的泥浆，并在过滤器周围形成人工滤层，从而增大井孔周围的渗透性，使深井达到最大出水量。

常用的洗井方法有喷水活塞洗井、拉活塞真空洗井、压缩空气洗井。三种方法分别介绍如下：

1.喷水活塞洗井

具体方法是井管安装、填砾，封闭工作完成后将喷水头活塞沿过滤器自上而下逐段边冲洗边拉动活塞，对过滤器形成水力冲击并将泥浆和细砂吸入井内随循环水冲出孔外。洗井时间长短应根据含水层结构而定，一般控制在1～3个台班左右，原则上是上下过滤器均要冲洗。活塞的结构和洗井工作示意图见图3-3和图3-4。

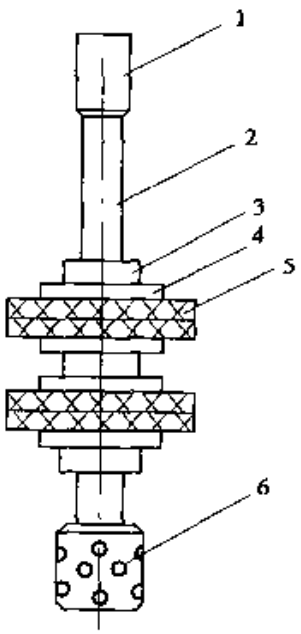


图3-3 冲水式活塞结构图

1-钻杆接头；2-连接短管；3-紧固螺母；4-铁板；5-橡胶活塞片；6-喷水头

喷水活塞洗井注意事项：

(1)洗井应自上而下；

(2)严禁活塞冲撞井底；

(3)活塞运行中卡碰部位应做好醒目标记；

(4)如遇活塞被泥砂淤卡，不可强行起拔，应采取冲水串动解卡。

2.拉活塞真空洗井

其方法是：用装有活门的活塞通过钢丝绳和加重杆将活塞下压、上提，使井孔下部造成真空，井外的水高速流向井中破坏井孔泥浆壁，含水层中的水和泥浆随高速水流流向井中。活塞结构见图3-5。

拉活塞真空洗井注意事项：

(1)拉活塞应在填砾封井工作完成之后进行；

(2)活塞洗井应自上而下；

(3)拉活塞时勿撞击井管；

(4)活塞提升速度控制在0.6～1.2m/s之间；

(5)洗井时间应根据含水层结构而定；

(6)忌将活塞下入沉淀管中；

(7)非金属材质的井管、过滤器不可采用此种洗井方法。

3.空气压缩机洗井

空压机是深井施工中常用的一种洗井设备，对于清除井内泥浆和形成过滤器周围人工滤层的合理组合、控制井水含砂量有着显著的作用。

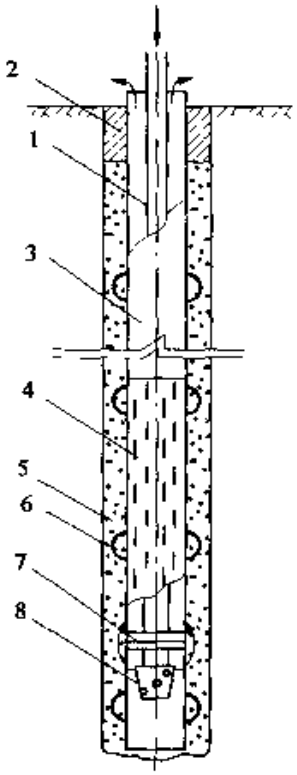


图 3-4 活塞洗井

1-钻杆;2-粘土封闭;3-井壁管;4-过滤器;5-砾料;6-扶正器;7-胶皮活塞;8-喷水头

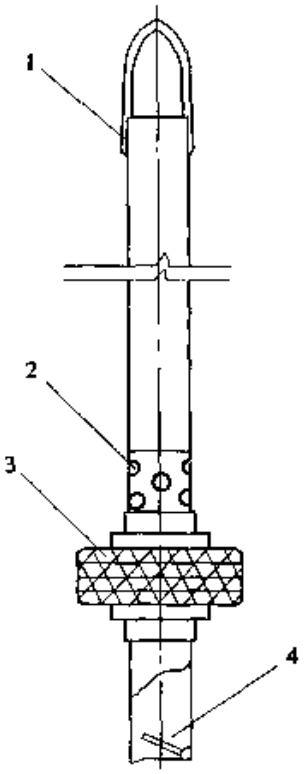


图 3-5 洗井活塞结构

1-提引环;2-排水孔;3-胶皮活塞;4-活门

(1)空压机洗井安装方式分为同心式、并列式和对口式三种,见示意图 3-6。

(2)空压机洗井器材规格选择参考表 3-11。

空压机洗井器材规格 表 3-11

深井管规格 (mm)	扬水管规格 (mm)	空气管规格 (mm)	空压机风量×压力 (m^3/min × MPa)	安装方式
108		25.4 ~ 31.75	3 × 0.7	对口
168		31.75	3 × 0.7	同心式对口
219	108	31.75 ~ 38.1	3 × 0.7	同心
273	108	31.75 ~ 38.1	3 × 0.7	同心
325	168	38.1 ~ 50.8	6 × 0.7	同心或并列

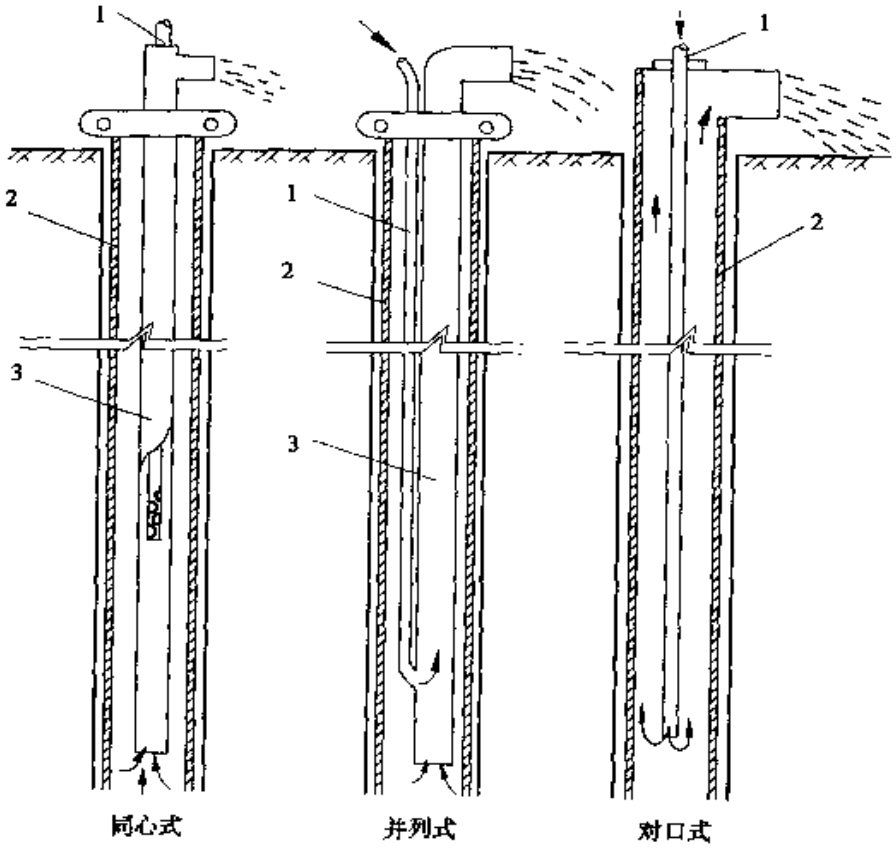


图 3-6　空压机洗井安装方式图
1-空气管;2-井壁管;3-扬水管

第三节　成井中常出现的问题

成井中常出现的问题见表 3-12。

成井中常出现的问题　　表 3-12

现　象	原　因	处理措施
钻具蹩跳	孔下有障碍物(如旧基础没有处理好或有块石)	清除
钻进中转盘突感失重	钻具脱落或扭断	检查,打捞
钻进中突感阻力增大,进尺缓慢	井点附近曾施工钻孔灌注桩或压力注浆,钻头磨钝	检查,修理钻头
停泵后孔内沉淀物多,淤埋钻具	泥浆相对密度偏低,冲孔时间不足	提高泥浆相对密度,增加冲孔时间

续上表

现　象	原　因	处理措施
超过砾砂围填数量和围填高度相差较多	1.超径； 2.围填过快发生蓬堵	1.合理调整钻进参数； 2.砾料均匀围填
动态填砾，砾料被循环水带出孔外	泵量过大	调整泥浆泵排量
活塞洗井时有卡碰现象	深井管接头处不规整	作好卡碰部位的印记，将钻具调整到上下不碰
井口开封后活塞提不动或只能降不能升	活塞被砂子抱卡	接通水泵冲水循环，串动钻杆清除淤砂，切忌强力起拔
井水含砂量过大，水混不易抽清	1.砾料级配不合理； 2.填砾厚度小； 3.填砾有蓬堵或“亏砂”； 4.管与孔不同心	1.调整砾料级配； 2.孔径要标准； 3.砾料围填要均匀； 4.井管要设扶正器
深井出水量偏小	泥浆指标不合理 洗井不彻底	改善泥浆指标 增加洗井时间

第四节　工程降水运行

一、降水设备的选择

设备选择应按以下几个条件加以考虑：

1.坑内降水还是坑外降水以及所处的环境条件；

2.泵体的直径大小与降水井的井径尺寸；

3.泵的排量与井的出水量；

4.泵的扬程与设计抽降水位深度。

目前市场上供应的深井用泵分为长轴泵和潜水泵。长轴泵有JD、JC、SD等型号，出水量从10t/h最高可达200t/h以上，扬程最高可达140m以

上。长轴泵的电机安装在地面以上，通过传动轴带动泵体的叶轮运转将井水汲出地面。此种泵优点是电机在井上，工作环境好，眼看得见手摸得到，小毛小病能及时发现和处理；缺点是结构较复杂，笨重，拆装不便，对井的垂直度、管理要求较高。

潜水泵有 QJ、SQJ、QDX、QX 等型号，其电机潜在水下和水泵直接联接工作，出水量从 2t/h 至 100t/h 以上，扬程可达 200m 以上。此种泵的优点是体积小，重量轻，管理省事，装拆方便，对井的垂直度要求低，无断轴之虑，故而越来越多的降水工程选择此种设备。

二、泵的规格与性能

常用泵的规格与性能见表 3-13 ~ 表 3-16。

常用长轴式深井泵规格 表 3-13

性能 / 型号	流量 (m^3/h)	扬程 (m)	转速 (r/min)	电机功率 (kW)	泵体直径 (mm)
100JC 10 - 3.8 × 13	10	49.4	2 940	5.5	92
100JC 10 - 3.8 × 18		68.4		5.5	
150JC 30 - 9.5 × 6	30	57	2 940	11	142
150JC 30 - 9.5 × 8		76		11	
150JC 50 - 8.5 × 6	50	51	2 940	15	142
150JC 50 - 8.5 × 8		68		18.5	
200JC 80 - 16 × 3	80	48	2 940	18.5	182
200JC 80 - 16 × 4		64		22	
250JC 130 - 8 × 6	130	48	1 460	22.65	232
250JC 130 - 8 × 8		64		30.21	
SD 8 × 10	35	35	1 460	5.8	185
SD 8 × 20		70		10.6	
SD 10 × 3	72	24	1 460	10	235
SD 10 × 5		40		14	
SD 12 × 3	126	39	1 460	28	288
SD 12 × 4		52		40	
SD 12 × 5		65		40	

QJ 潜水深井泵规格 表 3-14

型号 \ 性能	适用井径 (mm)	流量 (m^3/h)	扬程 (m)	转速 (r/min)	电机功率 (kW)	机组外径 (mm)	机组重量 (kg)
150QJ 10－8×5	150	10	40	2 850	3	143	600
150QJ 10－8×6			48		3		670
150QJ 10－8×8			64		4		850
200QJ 32－13×4	200	30	52	2 850	7.5	184	700
200QJ 32－13×5			65		9.2		800
200QJ 32－13×6			78		11		1 000
200QJ 50－13×3	200	50	39	2 850	9.2	184	800
200QJ 50－13×4			52		11		850
200QJ 50－13×5			65		15		900
200QJ 50－13×6			78		18.5		1 000
250QJ 80－20×3	250	80	60	2 850	22	195	1 000
250QJ 80－20×4			80		30		1 150
300QJ 140－15×2	300	140	30	2 850	18.5	233	800
300QJ 140－15×3			45		30		1 100
300QJ 140－15×4			60		37		1 360

SQJ 井用潜水泵规格 表 3-15

水泵型号	流量 (m^3/h)	扬程 (m)	电机功率 (kW)	适用井径 (mm)	重量 (kg)
100SQJ2－50/10	2	50	1.5/2.0	100	33
100SQJ2－70/14	2	70	1.5/2.0	100	39
100SQJ5－42/10	5	42	1.5/2.0	100	31
100SQJ5－60/14	5	60	2.2/3.0	100	38
100SQJ5－76.5/18	5	76.5	3.0/4.0	100	44
100SQJ8－47.5/14	8	47.5	2.2/3.0	100	39
100SQJ8－61/18	8	61	3.0/4.0	100	46
100SQJ8－75/22	8	75	4.0/5.5	100	62

QX 小型潜水电泵规格 表 3-16

型号	流量 (m^3/h)	扬程 (m)	泵体直径×高 (mm)	电压 (V)	电机功率 (kW)	重量 (kg)
QX3—35/2－1.1	3	35	240×495	380	1.1	28
QX6—25－1.1	6	25	240×450	386	1.1	28

三、设备的安装

在降水井外设置集水箱修筑排水沟或暗管，集水箱数量视基坑形状和长度而定，排水沟(管)规格由基坑总出水量加雨天地面降水汇入量来考虑。原则上每口井施工完毕立即装泵抽水。深井出水管一般采用软塑管与集水箱连通，要求一泵一电箱，电箱要有保护装置，为了降水的可靠性，现场应由专用电源供电。如果发生井泵排量大于深井出水量发生断流影响正常工作时，可加设回流管以求细水长流出水平衡，如图 3-7 所示。如发生个别深井排水管无法直接与集水箱连通时，可与临近井并连过渡，见图 3-8。每口井装泵前必须测量井深，装泵后须记录装泵深度。

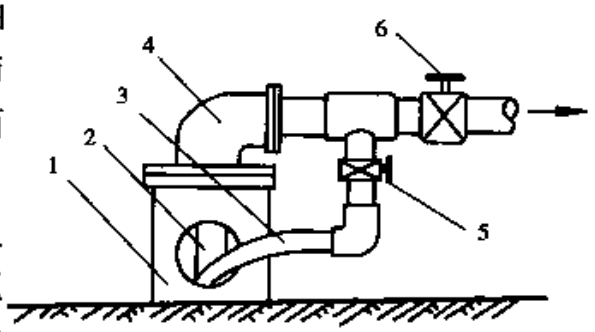


图 3-7 深井回流装置

1-井管；2-扬水管；3-回流管；4-井口弯头；5-阀门；6-阀门

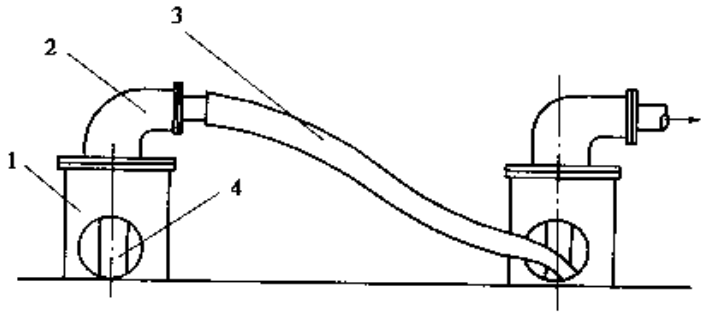


图 3-8 降水并联

1-井管；2-井口弯头；3-扬水管(软)；4-扬水管(硬或软)

基坑内深井定位应靠近基坑支撑或坑壁以便于深井固定和搭设井口平台，深井管在基坑中裸露部分应分段固定，确保稳定性。

第五节 工程降水管理

一、组织

在降水运行期间必须设立管理班子，由行政、技术各一人为领导，下设有电工、焊工、机修工和记录员等参加的 6～8 人小组，各班设小组长，各司

其职,巡回检查。

二、制度

1.要有严格的作息制度,工作人员必须坚守工作岗位,按规定的内容做好交接班,做到交不清不接班。

2.各井点每日运行期间出水情况,设备工作状况做到一井一泵一档案。

3.按规定做好水位量测,准确无误地做好记录,按时汇总。

三、设备检修

1.为了降水工程可靠,现场各井点必须全部安装水泵并有20%~30%的备用泵。

2.井用泵要求做到一般性故障能在现场修复以利设备周转。

3.坑内降水工程基坑开挖过程中要加强监护,防止挖土机挖坏深井管,同时不许雨天基坑明水向井内排放。

四、深井管拔除与封井

1.得到项目管理部门拔井书面通知后,立即安排井管拔除工作,做到索具设备安全可靠,统一指挥垂直起吊、分段切割。

2.拔除井管后的井孔或割去井管后,坑底以下井管废弃部分必须按技术要求不留隐患做好严格的填实和封闭工作。

五、抽水设备常见故障

抽水设备常见故障与排除方法见表3-17和表3-18。

长轴深井泵常见故障原因与排除方法 表3-17

故障	原因	消除方法
电动机通电后不转且有不正常响声	1.定子单相短路; 2.电源一项无电; 3.橡胶轴承过紧	1.修理电动机; 2.查出断电原因消除之; 3.拆泵更换
电动机轴承部位温度过高	1.轴承负荷过大或已损坏; 2.润滑油不足; 3.润滑油不清洁或太稠	1.更换轴承; 2.补充润滑油; 3.换合适的润滑油

续上表

故　障	原　因	消除方法
电动机电流在泵运转中升高	1.电压降低； 2.电动机轴承损坏； 3.叶轮与叶壳体摩擦； 4.吸入大量泥砂	1.升压后再启动； 2.更换轴承； 3.调节轴间隙； 4.深井检修
水泵不出水或出水不连续	1.动水位至泵体滤网处； 2.传动轴断轴； 3.扬水管破裂、漏水	1.增加泵管长度； 2.找出损坏原因，更换损坏件
水泵出水量显著降低	1.滤网堵塞； 2.扬水管漏水； 3.叶轮松脱不转动； 4.泵密封环磨损严重	1.清理滤水网； 2.更换或修理扬水管； 3.重新装配叶轮； 4.更换密封环，修理叶轮口环
填料涵处过热	1.电动机传动轴弯曲或填料涵填料压得过紧； 2.填料涵处漏水过少	1.校直电动机传动轴； 2.松动压盖放松填料
水泵剧烈振动	1.起动时未预润轴承； 2.叶轮与叶壳摩擦； 3.轴弯曲； 4.轴承磨损过量； 5.电动机轴与泵轴不同心	1.停机引水预润； 2.调整轴向间隙； 3.轴校直； 4.更换轴承； 5.重新安装

深井潜水泵常见故障原因与排除方法　　表 3-18

故　障	原　因	消除方法
电动机不转或电流过大	1.轴承咬合； 2.电压过低或过高； 3.电缆线过细电压降大； 4.轴承、叶轮磨损； 5.电缆接头渗水短路； 6.电动机绕组烧坏； 7.电动机二项运转； 8.空气开关热继电器保护	1.检查轴承； 2.调整电压； 3.调换粗的电缆线； 4.检修水泵； 5.重新接好接头； 6.重换电动机； 7.检查线路找出断相； 8.重新复位
不上水或出水不足	1.电动机反转； 2.叶轮未浸入水中； 3.叶轮堵塞； 4.扬水管破裂； 5.电压过低	1.重新调换任意两个接头； 2.增加叶轮、扬水管； 3.清理堵塞物； 4.更换扬水管； 5.调整电压
绝缘电阻突然下降	1.电动机电缆接头质量不高； 2.冷却电动机的水流不足； 3.电缆被破坏	1.重新接好接头； 2.加导流套管； 3.修复损坏处
运转不平衡	1.泵轴弯曲； 2.轴承部位磨损过大； 3.动水位下降到泵吸入口有空气； 4.进水口堵塞	1.校直轴； 2.更换轴承； 3.减少出水量或增加潜水深度； 4.清理进水口

第四章 工程降水实例

第一节 合流污水外排一期工程彭越浦泵站降水工程

一、工程概况及场地地质条件

1.工程概况

上海合流污水治理工程是上海的重大工程项目，外排一期工程中的彭越浦泵站为该项目的关键工程。彭越浦泵站由主泵房、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。基坑开挖采用明挖，最大开挖深度达 26.50m，基坑边坡防护采用地下连续墙。

2.场地地质条件

彭越浦泵站建于上海市中山北路 5 号桥以北，普善路与柳营路交叉处，彭越浦河贯穿场地。场地地面标高 4.50m。彭越浦泵站地段的地层剖面见图 4-1。勘察范围内地层岩性为：

①人工杂填土层：该层位于场地地表面，成分为碎砖、石英石等，夹少量粘性土，厚度约 1m。

②褐黄色粉质粘土、粘质粉土层：下伏于人工杂填土，底板标高 0.50～0.88m，平均厚度约 2.42m。

③灰色砂质粉土层：夹有淤泥质亚粘土透镜体，底板标高 -1.65～-2.72m，平均厚度 1.97m。

④$_a$灰色淤泥质粉质粘土层：底板标高 -3.90～-5.72m，平均厚度 2.70m。

④$_b$灰色淤泥质粘土层：土质较均匀，厚度较大，底板标高 -12.97～-13.20m，平均厚度 8.38m。

⑤$_a$灰色粉砂夹薄层粉质粘土层：底板标高 -33.70～-35.25m，平均厚度 21.18m。

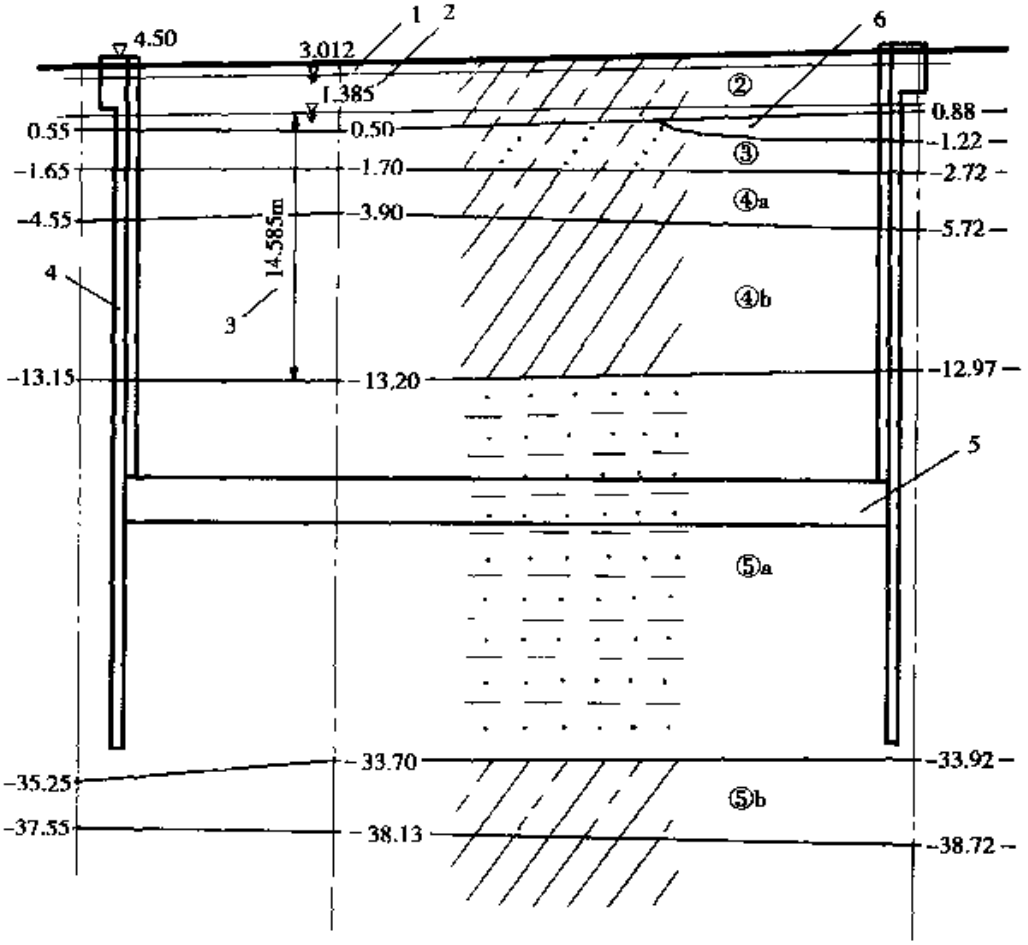


图 4-1 彭越浦泵站地段地质剖面图

1-潜水位;2-承压水位;3-承压水头 4-连续墙;5-底板;6-透镜体

⑤$_b$灰色粉质粘土夹薄层粉砂层:底板标高 -37.55 ~ -38.72m,平均厚度 3.84m。该层以下为粘土,层面稳定,土质均匀,厚度较大。

从地层岩性可知,上述地质条件构成了一个较为典型的双层含水层组:

上部第②层及第③层可视为潜水含水层,底板标高 -1.65 ~ -2.72m,潜水位标高 3.012m,根据中国船舶总公司勘察研究院的地下水观测,彭越浦河与地下水之间有水力联系,场地的潜水位高于河水位,潜水补给河水。据了解,该场地原为工业区,自来水管多,在拆迁中,水管断裂,大量流水渗入地下,使得潜水位较高。在暴雨季节,当河水水位高于潜水位时,河水补给潜水。

中部第④$_a$层及第④$_b$层可视为弱透水层,底板标高 -12.97 ~ -13.20m,平均厚度 10.875m。

下部第⑤$_a$层及第⑤$_b$层可视为承压含水层，平均厚度24.93m，承压水静水位标高1.39m，承压水头约14m。

二、对降水的要求

从图4-1中可知主泵房外有一直径60m、厚0.8m、插入至标高－33.0m的连续墙（亦被称为圆井），该连续墙插入由⑤$_a$层和⑤$_b$层组成的承压含水层中，但并未插入其隔水底板，使连续墙内外的承压含水层在墙下相连通，圆井开挖底面标高－21.70m，处于承压含水层上部，故降水对象为承压含水层，降水的目的为降低基坑内的承压水头，预防坑底突水。

三、降水方案

1.抽水试验

（1）抽水试验目的和抽水试验井群分布

在彭越浦泵站地段进行抽水试验的目的是：

①为井点降水设计提供必要的水文地质参数，包括承压含水层的渗透系数K、导水系数T、贮水系数S和越流因数B。

②为预测井点降水引起的地面沉降提供必要的流变参数，包括⑤$_a$、⑤$_b$、③层的主固结压缩系数，④$_b$、③层的次固结压缩系数和④$_b$、③层的次固结粘滞系数。

③确定单井出水量和单井最大水位降深。

④确定井点降水的影响范围。

抽水试验期间共设抽水井1个，地下水位观测井7个，地面沉降观测点4个，分层沉降标1个，井群及沉降点的分布位置见图4-2。抽水井和No.1

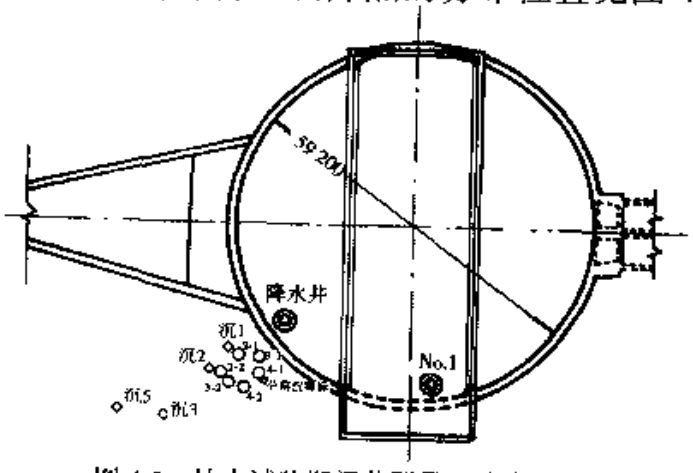


图4-2 抽水试验期间井群及沉降点的分布位置图

号观测井位于主泵房地下连续墙内，井孔结构完全相同，开孔均为 700mm，终孔 700mm，井径 250mm，深 47m，滤水管位置在埋深 23～43m 之间；抽水井中亦装有测水管，深 47m，用于量测抽水井中的动水位。另六个观测井布置在连续墙之外，它们的井孔结构基本相同，开孔均为 400mm，终孔 400mm，井径 100mm，只是深度不同：No.2-1、No.2-2 观测井深 38m，用于观测⑤a 层地下水位；No.3-1、No.3-2 观测井深 15m，用于观测④$_b$层地下水位；No.4-1、No.4-2 观测井深 5m，用于观测③层地下水位。分层沉降标内有 8 个不同深度的沉降观测点，其位置分布见图 4-3。

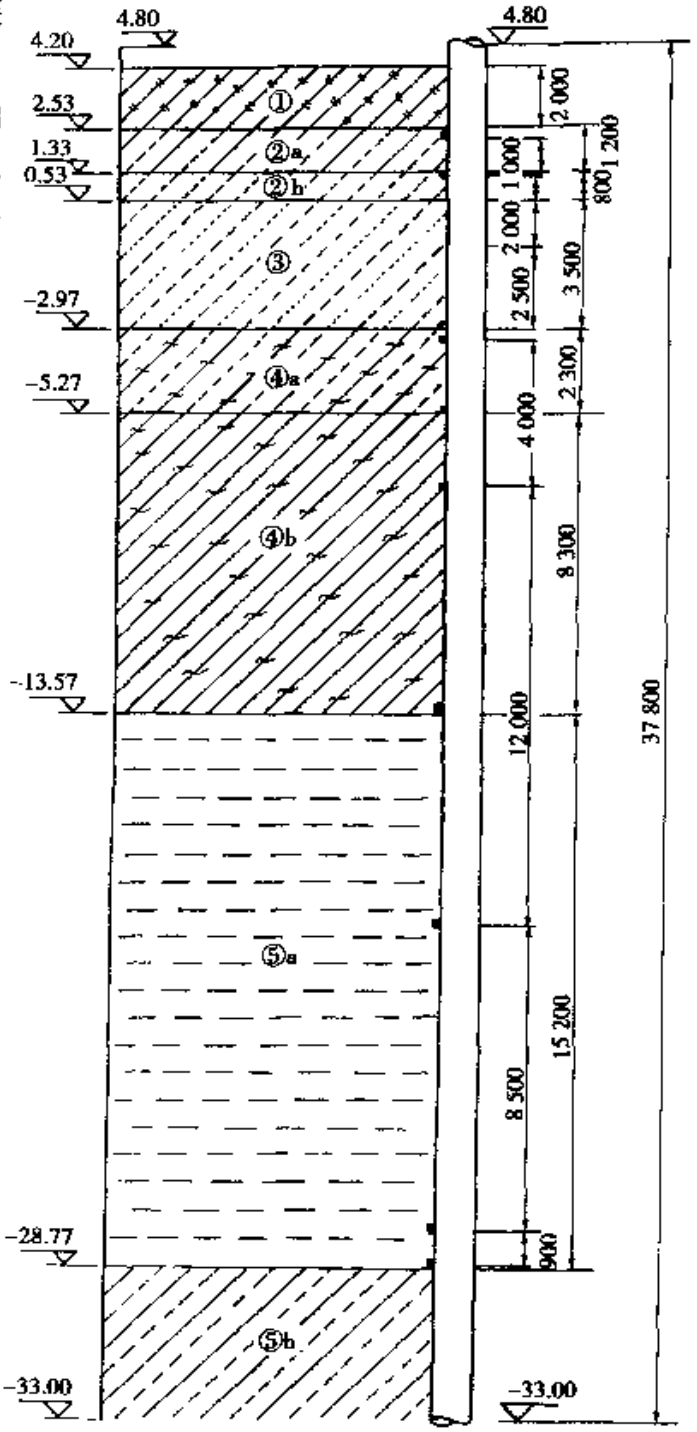


图 4-3 分层沉降标剖面图

(2)试验过程

第一次抽水于 1990 年 11 月 23 日上午 9 时整开始，抽水持续 23 天，于 12 月 16 日上午 9 时整停泵。抽水开始后，抽水井中水位观测间隔为：1′，2′，3′，4′，6′，8′，10′，15′，20′，25′，30′，40′，50′，60′，90′，120′，以后每间隔 30min 观测一次，至 480′后每间隔 60min 观测一次，至 1200′后每间隔 2h 观测一次，直至抽水停止。观测井中的水位从抽水开始后 10min 开始观测，观测时间与抽水井相同。抽水井流量每 2h 测一次。并现场点绘各井的 $s \sim t$ 曲线、$s \sim \lg t$ 曲线和 $\lg s \sim \lg t$ 曲

线。抽水停止后，抽水井中的地下水恢复水位观测间隔基本同抽水开始时，并现场点绘各井的 $s \sim t$ 曲线和 $s \sim \lg(1 + t_0/t')$ 曲线。

第二次抽水于 12 月 27 日上午 10 时整开始，至 31 日上午 9 时整停泵，水位观测时间与第一次相同，恢复水位观测自 91 年 1 月 2 日以后各井的水位每天观测一次，1 月 9 日以后每周观测一次。

抽水试验开始前 96h，每 24h 同步观测各地面沉降点和各分层沉降点的高程。抽水试验开始后，沉降点观测间隔为：1h，5h，17h，24h，48h，以后每 24h 观测一次，直至试验结束。

(3)抽水试验结果

从各井在抽水试验期间的动态水位看，随着抽水的进行，与抽水井同位于连续墙内的 No.1 观测井中的水位下降很快，而同样观测⑤a 层地下水位但位于连续墙之外的 No.2-1、No.2-2 观测井中的水位下降很慢，即墙内抽水对墙外的影响较小，说明地下连续墙对墙内外承压含水层的水力联系有较强的阻隔作用，一方面它降低承压含水层的输水能力，便于连续墙内降水，另一方面还能减少井点降水的影响范围。同时，从 No.2-1、No.2-2 观测井的水位与 No.4-1、No.4-2 观测井的水位动态对比中可以看出，前者较后者下降快，且两者水头差达 2.5m，进一步证实$⑤_a$、$⑤_b$ 层为承压含水层。

根据实测的水位降深资料，应用配线法、直线图解法、水位恢复法(见第十章渗流参数的计算方法)估算含水层参数，并根据现场实际情况得出建议降水方案设计选用的含水层参数为：渗透系数 0.30～0.60m/d，导水系数 7.50～15.00m^2/d，贮水系数 $2.0 \times 10^{-3} \sim 5.5 \times 10^{-3}$，越流因数 2 700m。另根据实际资料，单井最大出水量为 12.00m^3/h，最大水位降深为 33.012m，由估算而得降水的影响范围为 800m 左右。

(4)应用数值计算模拟抽水过程

①粘弹性越流含水层组三维渗流模型

根据场地的地质资料及抽水试验的结果，彭越浦泵站地段地层的上部第②层及第③层为潜水含水层，下部第$⑤_a$ 层及第$⑤_b$ 层为承压含水层，中部第$④_a$ 层及第$④_b$ 层为弱透水层，从而可将地层概化为双层含水层组，潜水和承压水通过弱透水层发生水力联系。承压含水层下为巨厚粘土层，起隔水作用，上部抽水对深部含水层不产生影响。在如图 4-4 所示的双层含水层组中，由于抽汲承压含水层中的地下水，含水层中水头下降，因地层总应力不变，原先由承压地下水体承受的上覆地层的部分自重，转变为施加在

承压含水层骨架上的附加荷载，使得承压含水层骨架产生压缩(压密)。承压含水层的水头下降，引起上覆弱透水层产生非弹性贮存水释放和非弹性压密，弱透水层和承压含水层的水头下降又导致潜水通过弱透水层越流补给承压含水层，使得潜水含水层水位下降，并产生相应的压缩变形，从而引起地面沉降。因抽汲承压含水层地下水，双层含水层组骨架产生压缩，从而导致地面沉降的粘弹性理论模型如下(见第十二章抽水引起的地面沉降计算)：

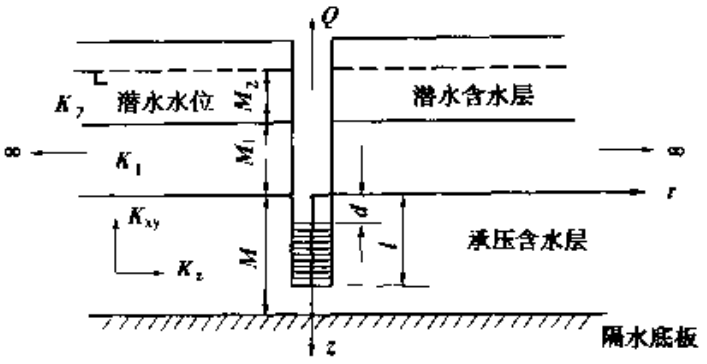


图 4-4 双层含水层组示意图

承压含水层：

$$K_r\left[\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 H}{\partial y^2}\right]+K_z\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}+W=\gamma_w(a+n\beta)\frac{\partial H}{\partial t}+\frac{1}{bq}\exp\left[-\frac{t-t_0}{bq}\right]$$

$$(-\varepsilon_0+aH_0\gamma_w)-\frac{a+b}{bq}\exp\left[-\frac{t-t_0}{bq}\right]h\gamma_w-\frac{\partial}{\partial t}\left\{\frac{\gamma_w}{q}\int_{t_0}^{t}-H(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{bq}\right]\mathrm{d}\tau\right\} \tag{4-1}$$

$$H(x,y,z,t)\big|_{t=t_0}=H_0(x,y,z) \tag{4-2}$$

$$K_r\left[\frac{\partial H}{\partial x}\cos(\bar{n},x)+\frac{\partial H}{\partial y}\cos(\bar{n},y)\right]+K_z\frac{\partial H}{\partial z}\cos(\bar{n},z)\big|_{\Gamma_2}=q^b \tag{4-3}$$

$$H(x,y,z,t)\big|_{\Gamma_1}=h_e(x,y,z,t) \tag{4-4}$$

$$\Delta M(x,y,t)=\int_0^M\varepsilon(x,y,z,t)\mathrm{d}z \tag{4-5}$$

弱透水层：

$$K_1\frac{\partial^2 H_1}{\partial z^2}=\gamma_w(a_1+n_1\beta)\frac{\partial H_1}{\partial t}+\frac{1}{b_1q_1}\exp\left[-\frac{t-t_0}{b_1q_1}\right](-\varepsilon_{01}+a_1H_{01}\gamma_w)$$

$$-\frac{a_1+b_1}{b_1q_1}\exp\left[-\frac{t-t_0}{b_1q_1}\right]h\gamma_w-\frac{\partial}{\partial t}\left\{\frac{\gamma_w}{q_1}\int_{t_0}^{t}-H_1(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{b_1q_1}\right]\mathrm{d}\tau\right\} \tag{4-6}$$

$$H_1(z,t)\big|_{t=t_0}=H_{01}(z) \tag{4-7}$$

$$H_1(z,t)\big|_{\Gamma_1}=h_{e1}(z,t) \tag{4-8}$$

$$\Delta M_1(x,y,t) = \int_{-M_1}^{0} \varepsilon_1(x,y,z,t)\mathrm{d}z \tag{4-9}$$

潜水含水层(非抽水含水层):

$$K_2\left[\frac{\partial^2 H_2}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 H_2}{\partial y^2}\right]+\frac{K_1}{M_2}\frac{\partial H_2}{\partial z}\bigg|_{z=-M_1}+W_2=\gamma_w(a_2+n_2\beta)\frac{\partial H_2}{\partial t}$$

$$+\frac{1}{b_2q_2}\exp\left[-\frac{t-t_0}{b_2q_2}\right](-\varepsilon_{02}+a_2H_{02}\gamma_w)-\frac{a_2+b_2}{b_2q_2}\exp\left[-\frac{t-t_0}{b_2q_2}\right]h\gamma_w \tag{4-10}$$

$$-\frac{\partial}{\partial t}\left\{\frac{\gamma_w}{q_2}\int_{t_0}^{t}-H_2(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{b_2q_2}\right]\mathrm{d}\tau\right\}+\frac{a\mu}{M_2}\int_{t_0}^{t}\frac{\partial H_2}{\partial \tau}\exp[-\alpha(t-\tau)]\mathrm{d}\tau$$

$$H_2(x,y,t)\big|_{t=t_0}=H_{02}(x,y) \tag{4-11}$$

$$K_2\left[\frac{\partial H}{\partial x}\cos(\overline{n},x)+\frac{\partial H}{\partial y}\cos(\overline{n},y)\right]_{\Gamma_2}=q_2^{b} \tag{4-12}$$

$$H_2(x,y,t)\big|_{\Gamma_1}=h_{e2}(x,y,t) \tag{4-13}$$

$$\Delta M_2(x,y,t)=\int_{-M_1-M_2}^{-M_1}\varepsilon_2(x,y,t)\mathrm{d}z=M_2\varepsilon_2(x,y,t) \tag{4-14}$$

上述式中：K_r、K_z、K_1、K_2——承压含水层水平向、竖向及弱透水层、潜水含水层的渗透系数；

H、H_1、H_2——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的水位；

H_0、H_{01}、H_{02}——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的初始水位；

h_e、h_{e1}、h_{e2}——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的第一类定水位边界水位；

a、a_1、a_2——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的土骨架竖向弹性压缩系数；

b、b_1、b_2——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的土骨架竖向蠕变压缩系数；

q、q_1、q_2——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的土骨架竖向压密粘滞系数；

n、n_1、n_2——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的土骨架孔隙率；

q^b、q_2^b——承压含水层、潜水含水层的第二类定流量边界流量；

W、W_2——承压含水层、潜水含水层的入渗量；W 中包含抽水井流量，W_2 中包含越流量；

Γ_1、Γ_2——第一类定水位边界、第二类定流量边界；

M、M_1、M_2——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的厚度；

μ——潜水含水层的给水度；

α——重力水滞后疏干指数；

ΔM、ΔM_1、ΔM_2——承压含水层、弱透水层及潜水含水层土骨架的压缩量；

ε、ε_1、ε_2——承压含水层、弱透水层及潜水含水层 t 时刻的竖向压密量；

$$\varepsilon = \gamma_w\left\{-aH(t) + \exp\left[-\frac{t-t_0}{bq}\right](\varepsilon_0 + aH_0) + (a+b)h + \frac{1}{q}\int_{t_0}^{t} -H(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{bq}\right]\mathrm{d}\tau\right\}$$

$$\varepsilon_1 = \gamma_w\left\{-a_1H_1(t) + \exp\left[-\frac{t-t_0}{b_1q_1}\right](\varepsilon_{01} + a_1H_{01}) + (a_1+b_1)h_1 + \frac{1}{q_1}\int_{t_0}^{t} -H_1(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{b_1q_1}\right]\mathrm{d}\tau\right\}$$

$$\varepsilon_2 = \gamma_w\left\{-a_2H_2(t) + \exp\left[-\frac{t-t_0}{b_2q_2}\right](\varepsilon_{02} + a_2H_{02}) + (a_2+b_2)h_2 + \frac{1}{q_2}\int_{t_0}^{t} -H_2(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{b_2q_2}\right]\mathrm{d}\tau\right\}$$

ε_0、ε_{01}、ε_{02}——承压含水层、弱透水层及潜水含水层 t_0 时刻的竖向压密量；

h、h_1、h_2——承压含水层、弱透水层及潜水含水层应变为零时的水位(其时各层降深亦为零)；

其余符号意义同前。

由于围护结构的影响，渗流边界复杂，上述方程组的求解只能采用数值模拟方法解决。

②数值求解过程(见第八章第二节)

上述(4-1)～(4-14)式所表述的三个定解问题中，承压含水层的粘弹性

三维渗流模型通过变分及一些近似处理可用六面体单元离散后用三维有限单元法求解；潜水含水层的粘弹性二维渗流模型通过变分可用水平三角形单元离散用二维有限单元法求解；而对于弱透水层的粘弹性一维渗流模型可通过对计算区作垂直一维的线性离散，用一维有限差分法求解。

将双层含水层组分层离散，并保证边界点连续，时段内先计算承压含水层水位，再计算弱透水层及潜水含水层水位，并对用于计算越流量的时段内平均水位进行迭代，可求得各离散点的时段水位，将各层的竖向压密量近似地由竖向各离散点的应变量加权叠加而得，即得到时段末各水平向离散点竖向的总压缩量（地面沉降量）（求解地面沉降模型的计算流程图见图 4-5）。

③模拟抽水试验过程

根据彭越浦泵站地段场地情况将计算区按数值计算要求进行离散，将承压含水层离散成 420 个六面体单元，596 个结点（图 4-6），其水平向有 149 个结点，140 个四边形单元；弱透水层竖向离散成 6 个点，共 149×6 个结点；潜水含水层离散成 149 个结点，280 个三角形单元；并保证边界点连续。

模拟的抽水试验历时 14 天，计算参数根据试验资料并由解析解优化调参而得（见表 4-1），抽水井模拟井流量见图 4-7，抽水井水位历时曲线见图 4-8，抽水试验期间沉降历时曲线见图 4-9。

计 算 参 数 表　　表 4-1

K_r	0.480 m/d	M	24.93 m
K_z	0.384 m/d	M_1	10.875 m
K_1	8.058×10^{-4} m/d	M_2	5.710 m
K_2	8.910×10^{-2} m/d	b	5.900×10^{-5} 1/kPa
a	3.300×10^{-6} 1/kPa	b_1	9.000×10^{-6} 1/kPa
a_1	6.500×10^{-6} 1/kPa	b_2	6.110×10^{-5} 1/kPa
a_2	5.030×10^{-5} 1/kPa	q	9.600×10^{5} kPa·d
n	0.602	q_1	3.800×10^{6} kPa·d
n_1	0.558	q_2	7.000×10^{5} kPa·d
n_2	0.485	α	3.600×10^{-2}
β	4.739×10^{-6} 1/kPa	μ	0.048

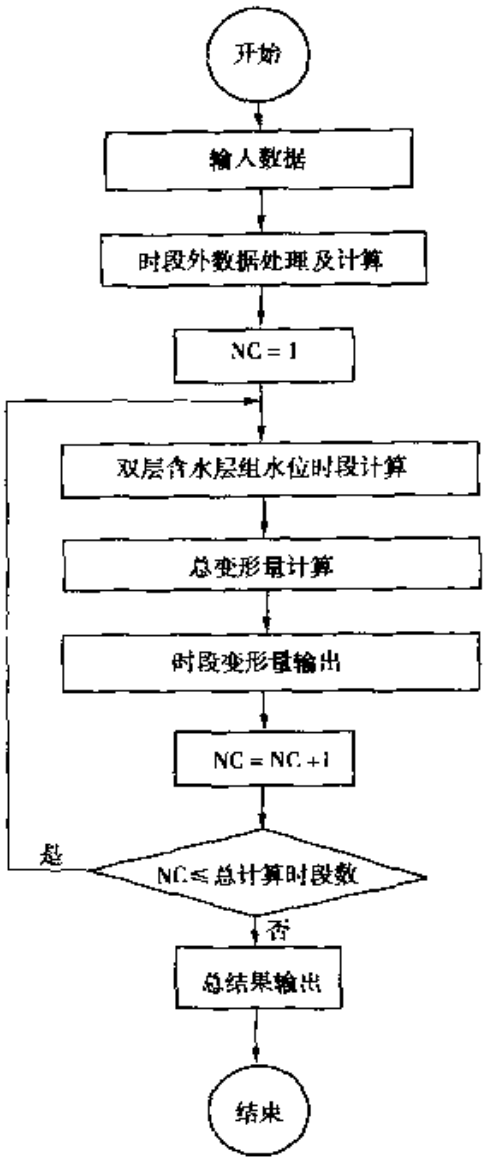


图 4-5 求解地面沉降模型的计算流程图

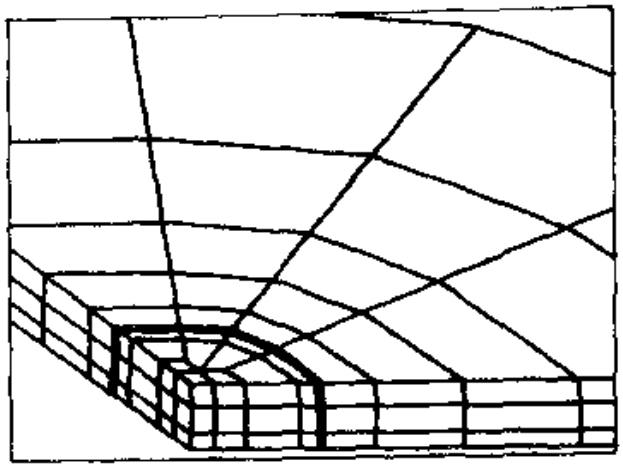


图 4-6 承压含水层离散示意图

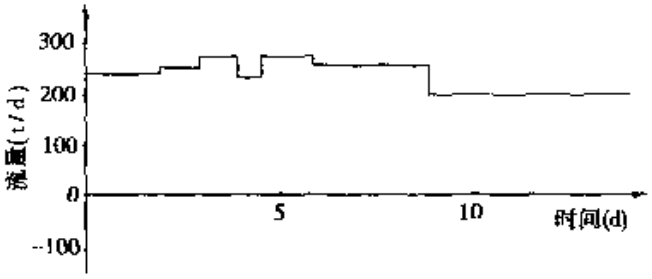


图 4-7 模拟井流量

从图 4-8 可以看出，在降水初期井流量变化较小时，计算水位与实测水位曲线形态更相近，说明数值解可以较好地反映抽水期间的水位降深。从图 4-9 也可以看出，在抽水初期，数值解的计算值小于解析解而更接近于实测值，这是由于数值解的计算考虑了连续墙的影响，连续墙的存在使墙外含水层在降水初期水位降深和沉降均较缓增长，而随着抽水时间的延续，水位降深和沉降量不断增大，连续墙的影响相对减小；从图中可进一步反映出远井点沉 3 的数值解计算值更接近于实测值。

2.降水工程

通过对抽水试验结果的分析，在实际实施降水工程中对井流量有了控制的依据，在实际降水工程中，井群布置如图4-10所示，其中No.1、No.2、No.3、No.4、No.5和No.6为抽水井，No.7为观测井，由其水位情况满足施工要求来控制各抽水井的流量。在降水工程初期，仅No.1、No.3、No.4抽水，No.5和No.7同作为观测井，应用数值解模拟了降水工程初期60天的水位降深情况及地面沉降情况。

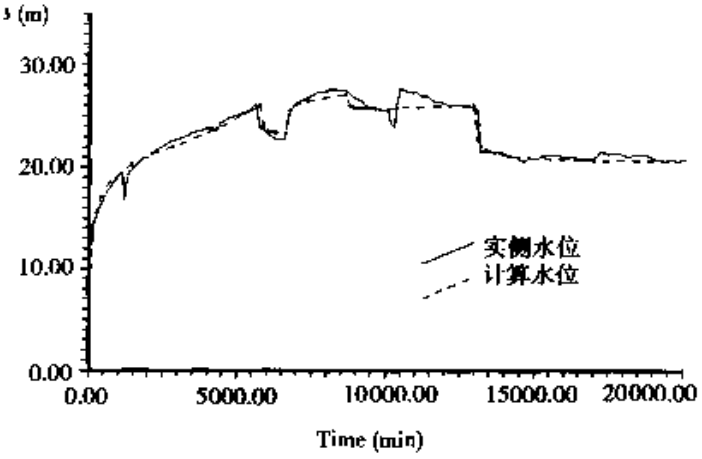


图4-8 抽水井水位历时曲线

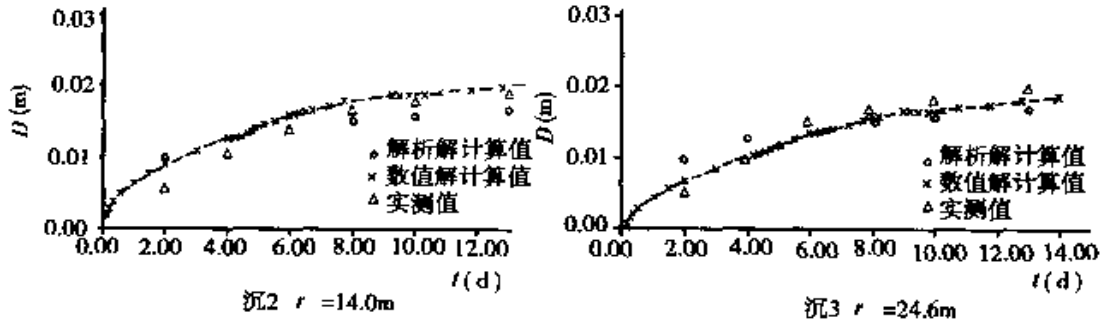


图4-9 抽水试验沉降历时曲线

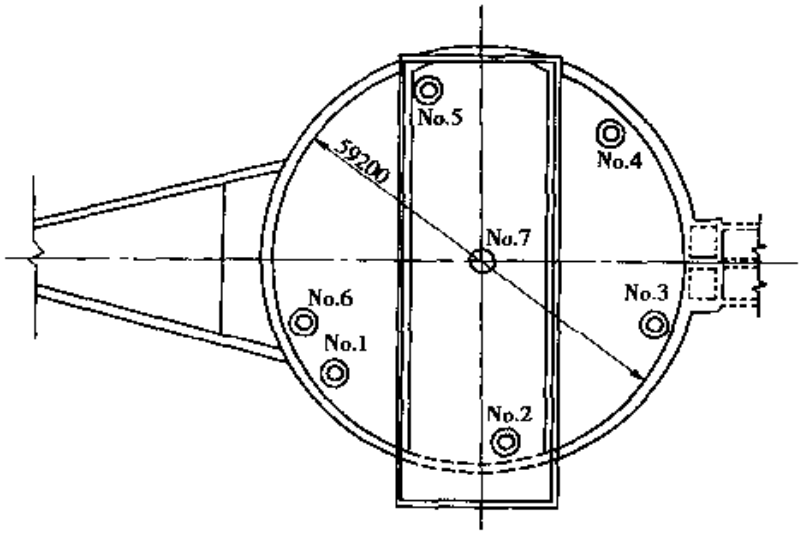


图4-10 降水工程井群分布位置图(尺寸单位:mm)

降水工程期间基坑内已开挖，潜水含水层将连续墙外界作为隔水的内边

界，弱透水层仅连续墙外部参加计算。从实际降水过程中得知，No.1 出水量较大而 No.3、No.4 出水量较小，故在计算时适当调整相应单元的参数值，使井流量和相应水位降深与实际相符，由于没有实测流量资料，故在以计算拟合抽水井水位来调整计算流量后，再以观测井水位的拟合情况来验证数值解的计算情况，图 4-11 为各井实测水位与计算水位历时曲线。从计算结果看，计算值与实测值拟合情况较好，基本反映了实测值的变化趋势，但观测井的计算水位起伏较实测值大，水位变化亦较实测值快，分析其原因主要有两个：一是数值解的各计算水位是通过各单元中的各结点而相联系的，对于这样一个直径为 60m 的圆形区域，有 7 个抽水井及观测井，计算时在水平向划分了 44 个单元，各井点均设在计算结点上，则井点间隔仅 2～3 个单元，剖分精度不足，影响井水位特别是与抽水井较近的观测井的计算水位；二是以抽水井水位推知流量，实测水位值为每天上午 9 时的统测值，而实际抽水井流量在一天乃至几小时中变化十分大，一天可能增大、减小多次（甚至开、关数次），而抽水井水位在流量变化时反映较快，所以 9 时的统测值不能反映全天的平均水位值，这也会造成计算水位与实测水位在非抽水井点的差异。

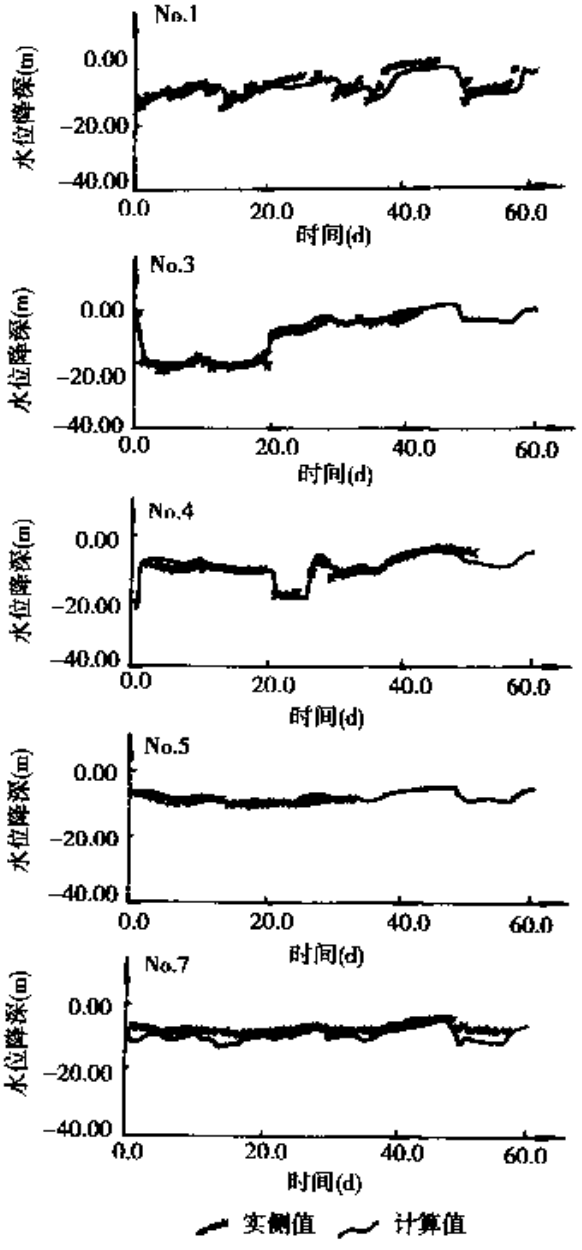


图 4-11 降水工程中的水位历时曲线

降水工程期间沉降历时曲线见图 4-12，计算值与实测值的拟合情况也较好。

四、降水效果及降水对环境的影响

由于围护结构的影响，基坑周围地下水的流态十分复杂，在地下连续墙

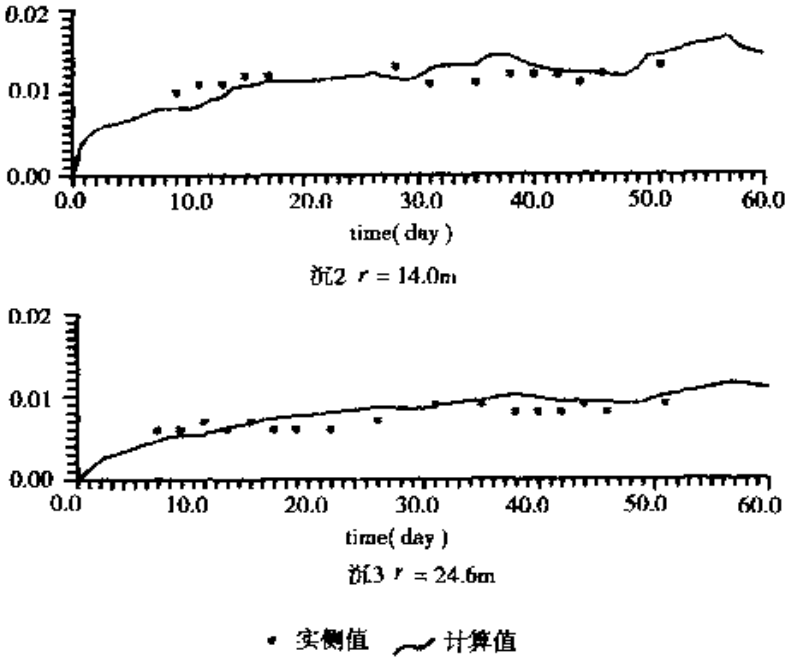


图 4-12 降水工程中的沉降历时曲线

内设置抽水井对基坑内施工可能造成额外的难度，但降水效果较好且对周围环境在短期降水时影响较小。

根据抽水试验阶段承压含水层计算水位绘制的图 4-13、图 4-14 中可以看出：数值模拟的结果基本上反映出含水层中因连续墙而产生的三维流态。从图 4-13(a)中看，在承压含水层顶面的连续墙所在处，墙内外水位相差很大(图中表现为该处有一陡坡)，特别从抽水井附近的点来看，距井相同距离的连续墙外的点的水位远高于墙内的点的水位，显示出该处连续墙内外的水位是不连续的；从图 4-13(b)中看，承压含水层底面的水位基本不受连续墙的影响，其水位是连续的(图中表现为较平缓的斜坡)。这同样更清楚地反映在图 4-14 中，在连续墙插入深度内，同一水平面上的连续墙内外的点之间并无直接的联系，该处的流线应是绕过连续墙底端的，所以得到与图 4-13 相同的结论，即承压含水层的水位在连续墙内外是不连续的，而在其底部则是连续的。从图 4-14 中还可以看出，在距圆井中心 120m(距抽水井约 100～140m)处，竖向各点的计算水位已相等，说明该处的地下水已呈二维流。以上从数值解计算水位中分析所得的结果均与实际情况相符。由于连续墙的阻隔，抽水井上部近似一隔水边界，其补给量受到影响，故水位下降迅速，近井的墙内点的水位亦较低，而墙外的点因墙体阻挡了墙内抽水井对其的直接影响，仅受其下部各点的影响，水位下降较慢，这样墙内外的水位

是不连续的，而在含水层底部则不存在这种影响，水位是连续的；随着距离的逐渐增大，连续墙的影响逐渐减小，地下水流渐呈二维流。

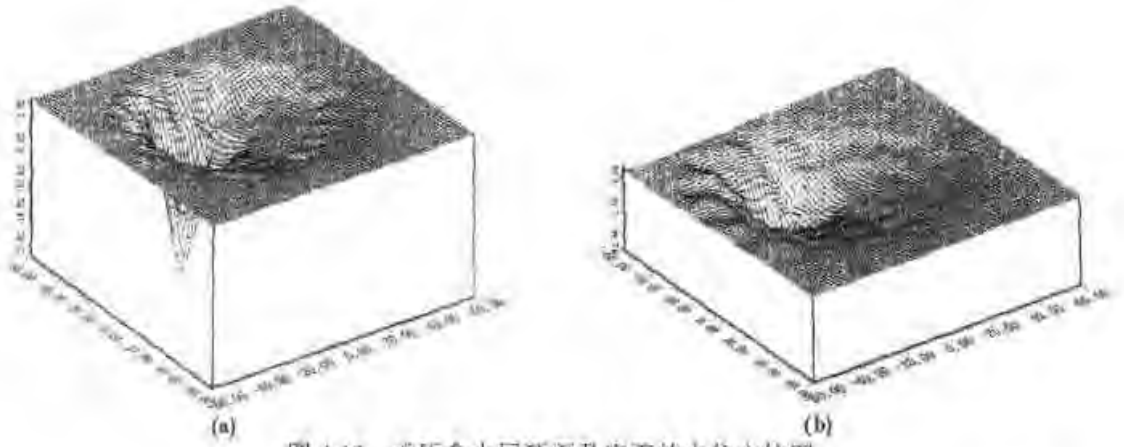


图 4-13　承压含水层顶面及底面的水位立体图

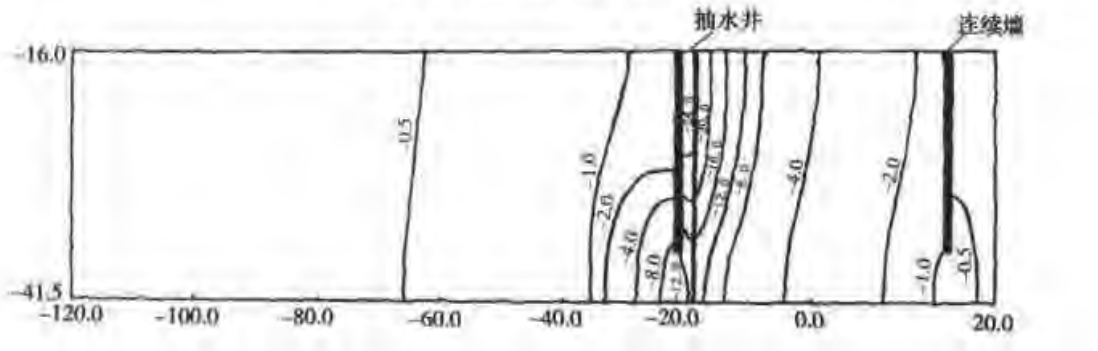


图 4-14　连续墙周围地下水等水位线示意图

第二节　复兴东路电缆隧道工作井降水工程

一、工作井工程概况

复兴东路 220kV 电缆隧道浦东工作井位于上海港务局东昌装卸公司的场区内，距黄浦江防汛墙约 50m，场区附近 50m 内有上海油脂一厂的厂房和若干油罐，及长江航运公司供应站的建筑物，工作井与相邻的煤气过江管工作井的中心距约为 41m，与煤气仪表房仅距 2m。

工作井为圆形，外径为 18.574m，有效内径为 16m，采用钢筋混凝土地下连续墙作围护结构，墙厚 0.8m，连续墙入土深度 44.30m，基坑开挖深度为 32.45m，钢筋混凝土底板厚 2m。

二、工作井工程地质概况

工作井工程地质概况如表 4-2 所示。⑦$_{1b}$层为承压含水层，承压水水位为地表下 9.12m，相当于标高 -4.12m。另根据邻近高层建筑物地质资料，自地面以下 52～90m 处都是砂，没有第⑧层。因此，承压含水层厚度大约为 60m。

工作井工程地质概况　　表 4-2

土层编号	土层名称	层底标高（m）	层厚（m）	渗透系数（$\times 10^{-5}$cm/s）	标准贯入度（击）	地基土强度（kPa）
①$_{1a}$	杂填土	1.11	3.8		——	——
②$_1$	粉质粘土	0.61	0.5		——	——
②$_2$	粉质粘土	-0.09	0.7	0.09	——	——
②$_3$	粉质粘土	-2.69	2.6		2.3	80
③	淤泥质粉质粘土	-5.19	2.5	0.08	0.5	65
④	淤泥质粘土	-13.19	8		0.8	60
⑤$_{1a}$	灰色粘土	-17.89	4.7	相对隔水层	2.4	70
⑤$_{1b}$	粉质粘土	-20.89	3		2.7	80
⑥	褐绿色粉质粘土	-24.89	4	相对隔水层	16.3	160
⑦$_{1h}$	草黄色粉砂	——	——	承压含水层	35.4	>200

三、抽水试验

1.抽水试验的目的

(1)确定承压含水层(⑦层)的水位和单井出水量；

(2)确定承压含水层(⑦层)的水力参数：K、T、S、B；

(3)了解抽水试验过程中建筑物沉降与地面沉降情况；

(4)检验降水效果，为降水方案设计提供依据。

2.抽水试验井的设置与井的结构

(1) 抽水试验井的设置

本次抽水试验由三个抽水井(降 1、降 2、降 3)和三个观测井(观 1、观 2、观 3)组成为一组群井试验。抽水试验井设置在工作井内;三个观测井中一个(观 1)设置在工作井中心,另二个(观 2、观 3)设置在工作井外,其具体位置见图 4-15。

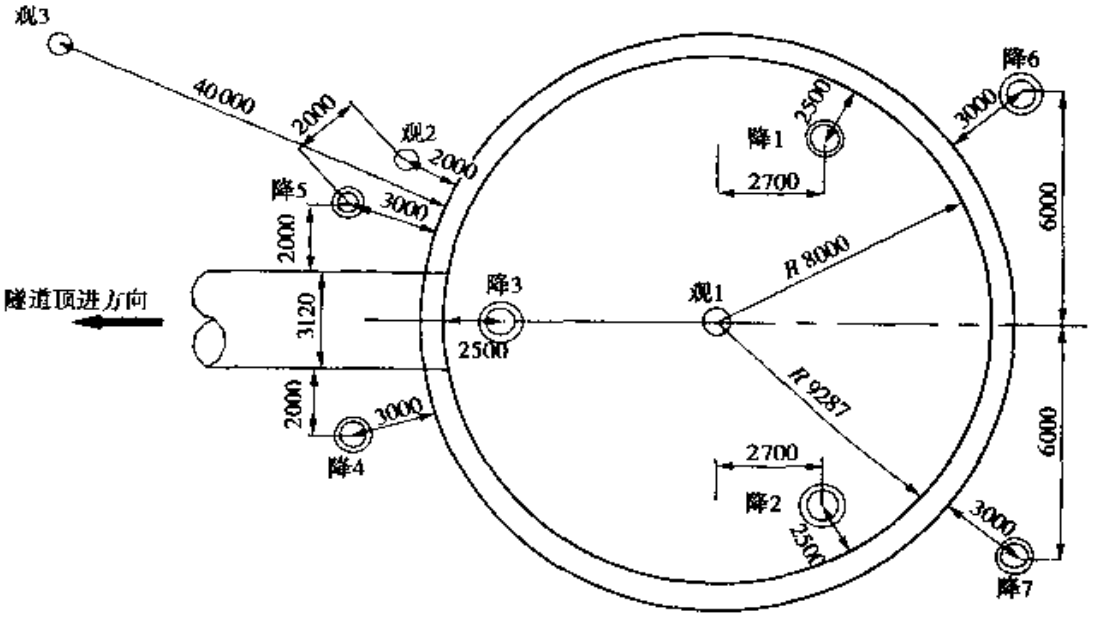


图 4-15 降水井、观测井平面布置图(尺寸单位:mm)

(2)抽水试验井与观测井的结构

抽水井的结构如图 4-16 所示,井深为 60m,各抽水井开孔直径为 ϕ650mm,终孔直径为 ϕ650mm。井管直径为 ϕ325mm,过滤管总长为 20 m 位于埋深 38.00~58.00m 处;过滤管以下 2m 为沉淀管;过滤管以上为井壁管。井管外过滤管部分按表 3-10 要求填人工砂;以上填粘土球和粘土;井口填埋混凝土或水泥。

观测井的结构如图 4-16 所示,井深为 40.00m,开孔直径为 ϕ350mm,终孔直径为 ϕ350mm。井管直径为 ϕ108mm,过滤管总长为 2.00m,位于埋深 37.00~39.00m;过滤管以上为井壁管;过滤管以下 1.00m 为沉淀管。井管外过滤管部分按表 3-10 要求填人工砂;以上填粘土球和粘土。

3.抽水试验方法

本试验先进行单井抽水试验,后进行群井抽水试验。采用定流量非稳定流抽水试验方法,应用拐点法(或切线法)和水位恢复法确定承压含水层水力参数;采用稳定流方法确定单井出水量和降水效果。

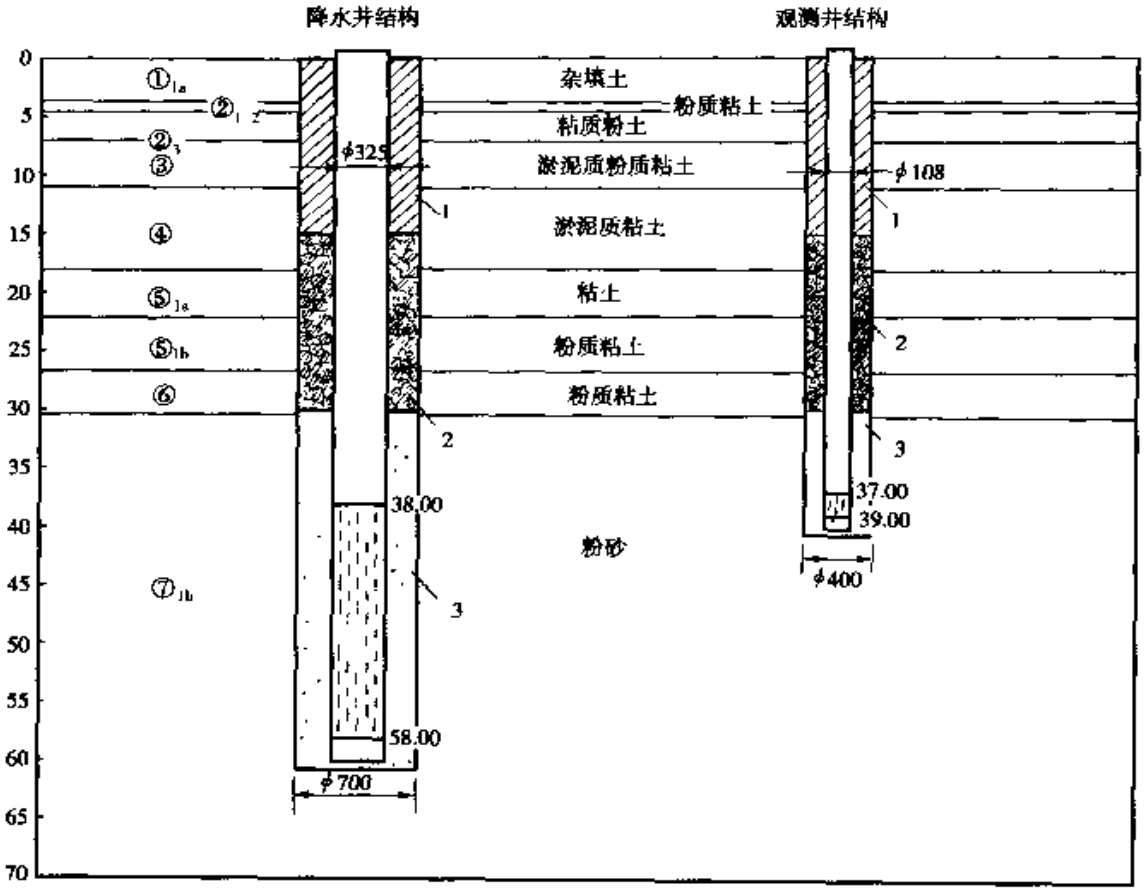


图 4-16 降水井、观测井结构图(尺寸单位:mm,标高单位:m)

1-粘土;2-粘土球;3-人工砂

抽水试验过程中抽水井和观测井同步进行水位观测，水位观测时间间隔为：1′、2′、3′、4′、6′、8′、10′、15′、20′、25′、30′、40′、60′、80′、100′、120′，以后每隔 30min 观测一次，至 1 440′止。抽水时流量观测时间间隔为 1～4h；抽水停泵后观测水位恢复情况，各井恢复水位观测时间间隔与抽水试验时相同。

4.抽水试验结果

(1)抽水试验工作量

抽水试验于 2000 年 8 月 2 日上午 9:10 开始,至 8 月 18 日上午 8:00 结束,试验历时 16 天,完成抽水试验 7 组,其中 3 组单井抽水试验,4 组群井抽水试验。抽水试验具体工作量见表 4-3。

抽水试验工程量汇总表　　表 4-3

抽水井号	起止时间		累计时间(h)		
	抽水	水位恢复	抽水	水位恢复	合计
降 3	8 月 2 日 9:10 – 3 日 8:00	8 月 3 日 8:00 – 4 日 8:00	22h50min	24	46h50min
降 1	8 月 4 日 8:00 – 5 日 8:00	8 月 5 日 8:00 – 6 日 8:00	24	24	48
降 1、降 3	8 月 6 日 9:10 – 7 日 9:00	8 月 7 日 9:00 – 8 日 8:00	23h50min	23	46h50min
降 2	8 月 8 日 8:00 – 9 日 8:00	8 月 9 日 8:00 – 10 日 8:00	24	24	48
降 2、降 3	8 月 10 日 8:00 – 12 日 8:00		48		48
降 1、降 2	8 月 12 日 8:00 – 14 日 8:00		48		48
降 1、降 2、降 3	8 月 14 日 8:00 – 17 日 8:00	8 月 17 日 8:00 – 18 日 8:00	72	24	96

(2)抽水试验基本数据

各次抽水试验观测的数据列于表 4-4、表 4-5、表 4-6 中。

单井抽水试验数据简表　　表 4-4

抽水井号	流量 (m^3/h)	抽水 1h 以后工作井中最远井的水位标高(m)					
		降 1		降 2		降 3	
		最高	最低	最高	最低	最高	最低
降 1	63			– 11.552	– 13.123	– 11.973	– 13.494
降 2	74	– 12.111	– 14.056			– 12.402	– 14.369
降 3	57	– 11.521	– 12.477	– 12.111	– 13.122		

群井抽水试验数据简表　　表 4-5

抽水井号	抽水 1h 后					
	工作井内最远井(孔)水位标高(m)				工作井外观测井水位标高(m)	
	降 1	降 2	降 3	观 1	观 2	观 3
降 1、降 2			– 19.968		– 14.198	– 12.751
降 1、降 3		– 17.956			– 13.430	– 11.621
降 2、降 3	– 19.021				– 14.357	– 12.845
降 1、降 2、降 3				– 29.393	– 16.902	– 15.059

三井抽水两天后关闭降 2 泵的水位恢复数据简表　　表 4-6

井号	水位标高(m)				
	10min	20min	30min	60min	120min
观 1	-27.178	-26.936	-26.613	-26.342	-26.157
降 2	-21.686	-21.149	-20.959	-20.654	-20.382

(3)降水效果

根据三井同时抽水试验资料,抽水两小时后观 1 水位为 -28.53 ~ -29.393m;抽水 10h 后,观 1 水位一直在 -29.01 ~ -29.393m 之间波动,因此三井同时降水可以满足封底时设计中心水位为 -28.00 ~ -30.00m 的要求。

5.承压含水层(⑦层)水力参数确定

在分析本次定流量非稳定流抽水试验数据的基础上,绘制了各抽水井抽水时各观测井的 $s \sim \lg t$ 曲线,见图 4-17(a) ~ 图 4-17(c),以及 $s \sim \lg\left\{1+\frac{t_p}{t'}\right\}$ 曲线,见图 4-18(a) ~ 图 4-18(c)。应用拐点法(或切线法)式(10-33) ~ 式(10-36)及式(10-21)和水位恢复法式(10-27) ~ 式(10-28)及式(10-23)分别计算承压含水层的渗透系数 K,导水系数 T,贮水系数 S,及越流因数 B。并根据降 1、降 2、降 3 三井同时抽水时的承压水水位降落漏斗曲线计算影响半径 R,见图 4-19。

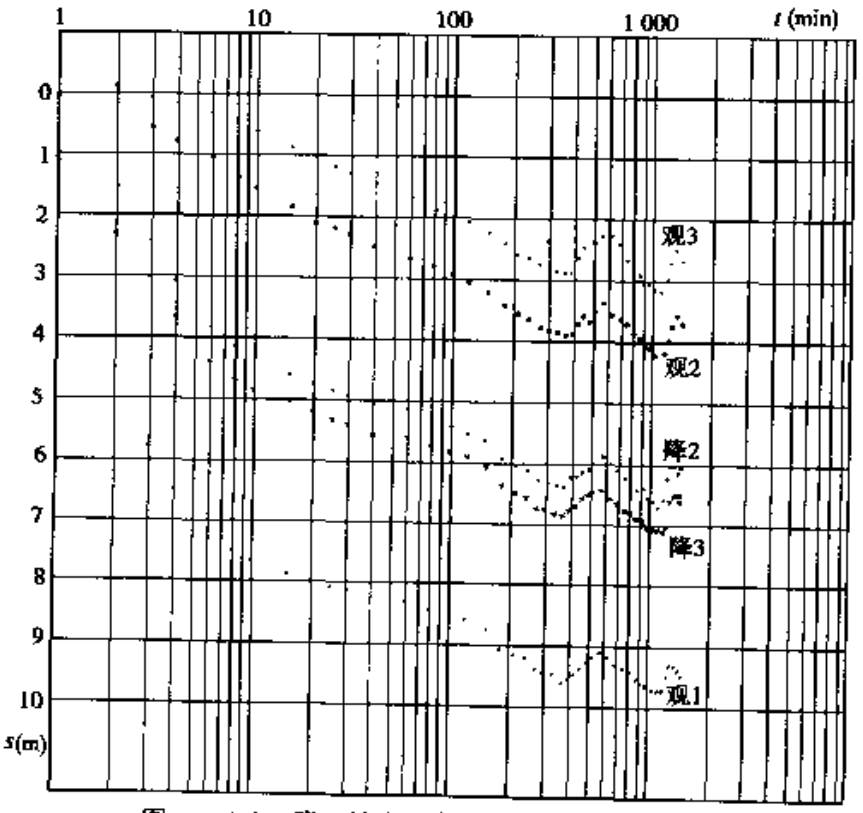


图 4-17(a)　降 1 抽水时各观测井的 $s \sim \lg t$ 曲线

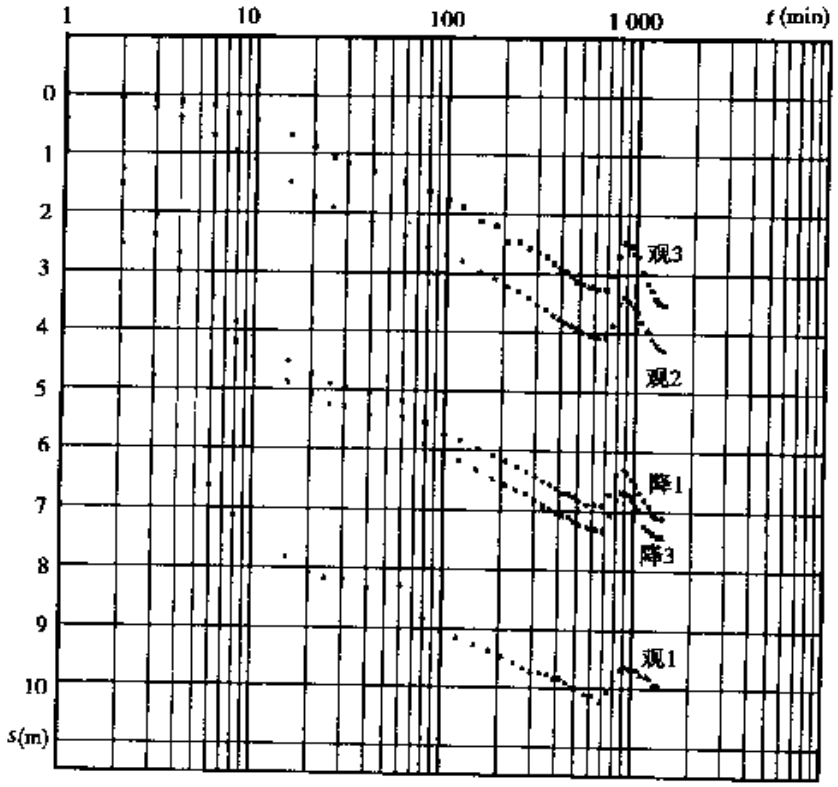


图 4-17(b)　降 2 抽水时各观测井的 $s \sim \lg t$ 曲线

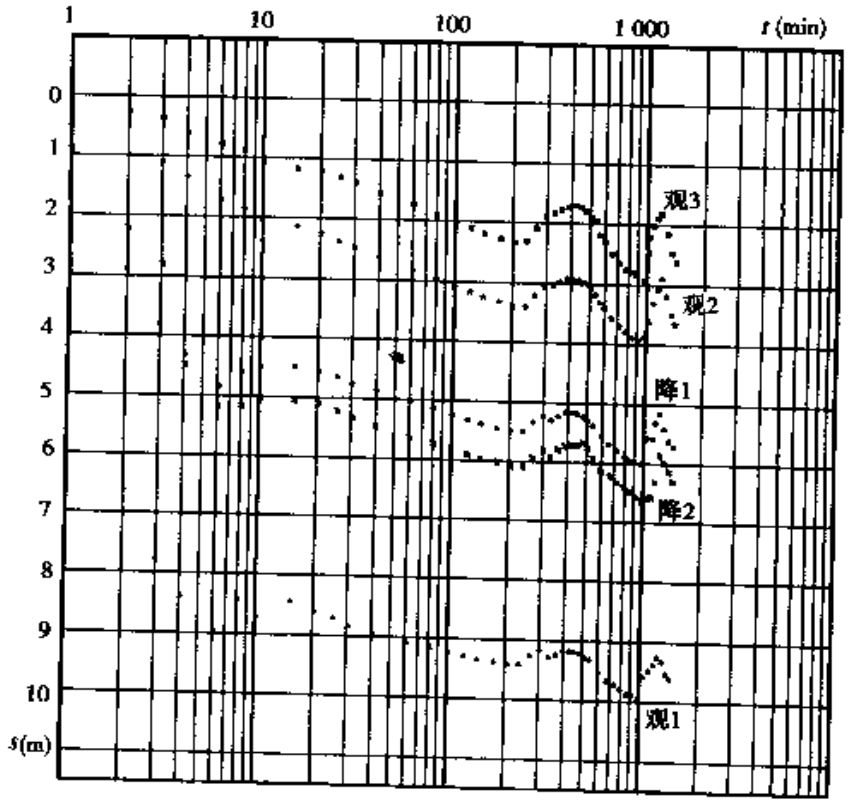


图 4-17(c)　降 3 抽水时各观测井的 $s \sim \lg t$ 曲线

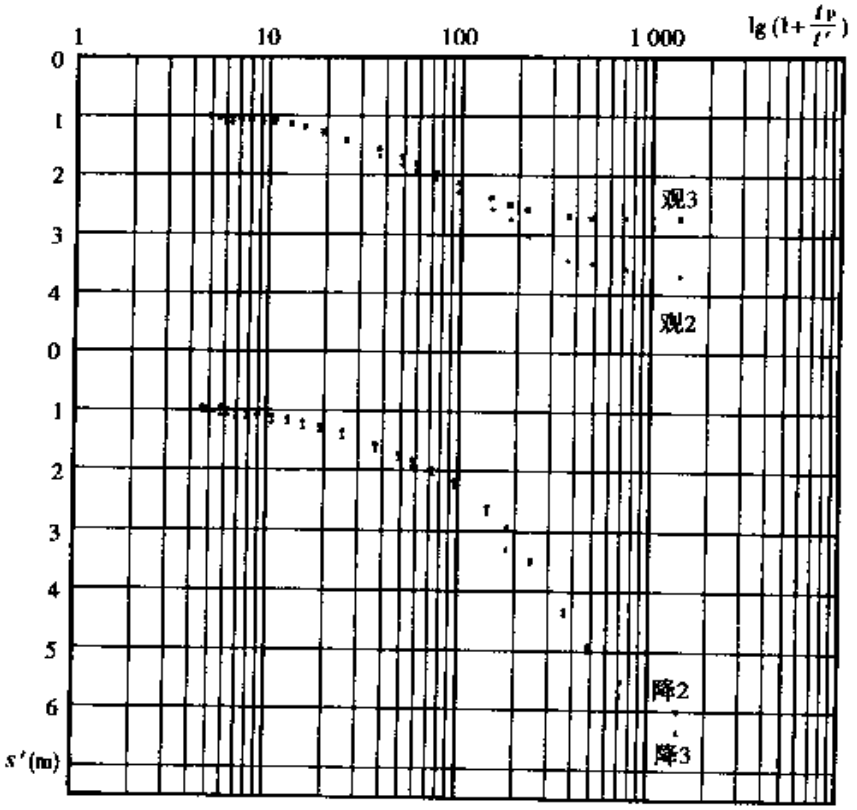


图 4-18(a) 降 1 停抽后各观测井的 $s' \sim \lg\left(t+\frac{t_p}{t'}\right)$ 曲线

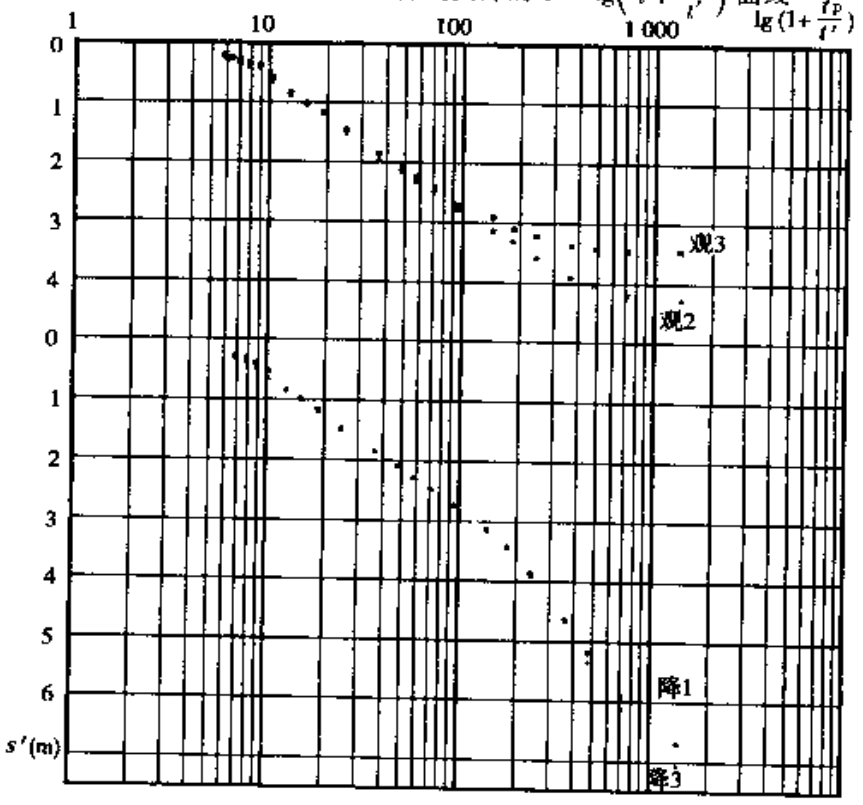


图 4-18(b) 降 2 停抽后各观测井的 $s' \sim \lg\left(t+\frac{t_p}{t'}\right)$ 曲线

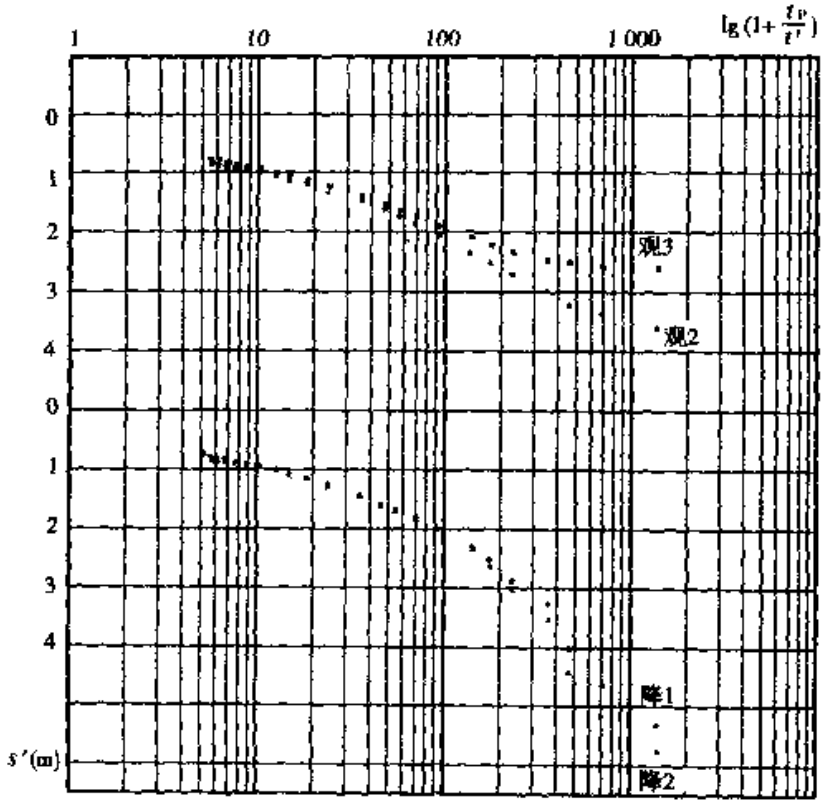


图 4-18(c)　降 3 停抽后各观测井的 $s' \sim \lg\left(t+\frac{t_p}{t'}\right)$ 曲线

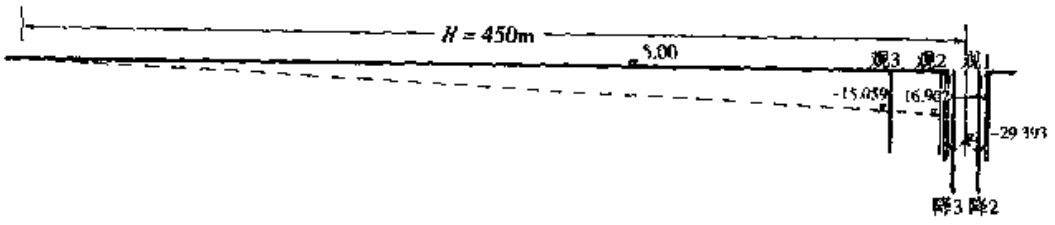


图 4-19　三井同时抽水时承压水位曲线

其计算结果见表 4-7 和表 4-8。表中可看出工作井内、外的参数值计算结果有差异，这是由于地下连续墙的阻隔作用的反映。

工作井外承压含水层水力参数一览表 表 4-7

降水井号	观测井号	计算方法	导水系数 T (m^2/d)	渗透系数 K		贮水系数 S ($\times 10^{-3}$)	越流因数 B (m)	影响半径 R(m)
				(m/d)	($\times 10^{-3}$cm/s)			
降 1	观 2	拐点法	187.28	3.12	3.61	2.600	234.38	
		水位恢复法	125 41	2.09	2.40	3.680	85.00	
	观 3	拐点法	170.88	2.85	3.30	0.916	266.82	
		水位恢复法	178.17	2.97	3.40	1.530	291.00	
降 2	观 2	拐点法	186.34	3.11	3.60	1.800	194.38	
		水位恢复法	147.31	2.46	2.80	5.970	112.28	
	观 3	拐点法	183.10	3.05	3.50	1.580	239.43	450
		水位恢复法	139.20	2.32	2.70	2.200	195.65	
降 3	观 2	拐点法	179.31	2.99	3.50	2.090	115.41	
		水位恢复法	179.31	2.99	3.50	6.560	115.41	
	观 3	拐点法	184.37	3.07	3.60	0.604	195.00	
		水位恢复法	162.01	2.70	3.10	0.823	153.19	
平均值			168.56	2.81	3.25	2.530	183.16	

工作井内承压含水层水力参数一览表 表 4-8

降水井号	观测井号	计算方法	导水系数 T (m^2/d)	渗透系数 K		贮水系数 S ($\times 10^{-4}$)	越流因数 B (m)	影响半径 R(m)
				(m/d)	($\times 10^{-3}$cm/s)			
降 1	观 1	切线法	148.54	2.48	2.90			
	降 2	切线法	134.04	2.23	2.60	3.300	364.29	
	降 3	切线法	106.82	1.78	2.10	1.090	676.00	
降 2	观 1	切线法	113.57	1.89	2.20	1.150	228.26	
	降 1	切线法	122.63	2.44	2.40	4.330	156.35	
		水位恢复法	138.50	2.41	2.70	7.930	227.00	
	降 3	切线法	148.89	2.48	2.90	0.292	404.65	450
		水位恢复法	117.59	1.96	2.30	0.925	142.00	
降 3	降 1	切线法	105.55	1.75	2.00	3.500	102.35	
		水位恢复法	111.44	1.86	2.10	0.960	128.00	
	降 2	切线法	105.55	1.76	2.00	1.690	147.46	
		水位恢复法	104.79	1.75	2.00	0.814	143.00	
平均值			121.49	2.07	2.35	2.360	247.22	

小结:承压含水层(⑦层)水力参数值

场地内承压含水层的天然静止水位在 -6.912 ~ -6.386m 之间

单井出水量:降 1 为 63m³/h,降 2 为 73m³/h,降 3 为 57m³/h

(注:上述单井出水量是根据非稳定流抽水试验时测得的流量,但不是最大的单井出水量。)

	工作井外	工作井内
渗透系数 K(cm/s)	3.25×10^{-3}	2.35×10^{-3}
导水系数 T(m²/d)	168.56	121.49
贮水系数 S	2.53×10^{-3}	2.36×10^{-4}
越流因数 B(m)	183.16	247.22
影响半径 R(m)	450	450

6.抽水试验过程中建筑物沉降与地面沉降情况分析

(1)建筑物和土体沉降情况

抽水试验前后,对场地内 3 个深层土体沉降孔进行了分层沉降观测,对 16 个地面沉降观测点和 8 个建筑物沉降观测点进行了变形监测。观测时间自 2000 年 8 月 2 日至 8 月 28 日止,历时 27 天。共有 30 个沉降观测点,其具体位置如图 4-20 所示。

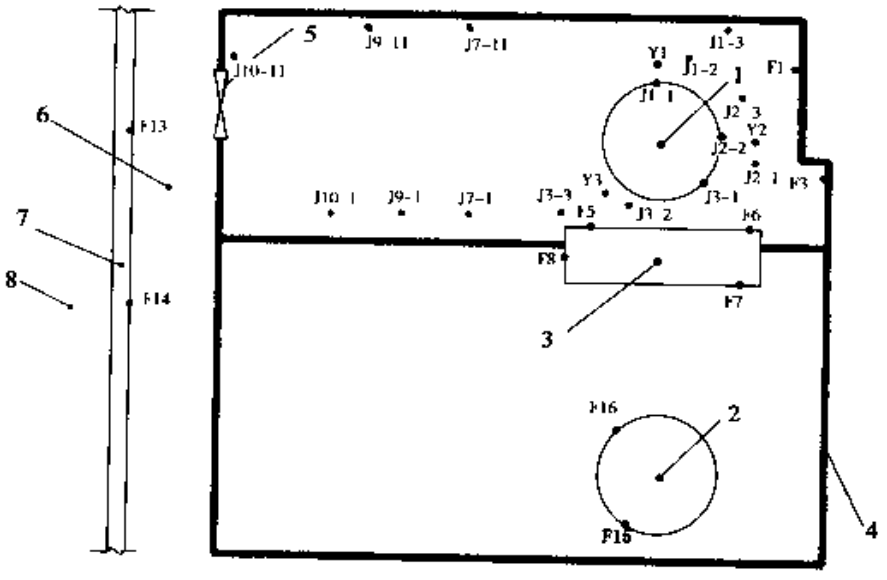


图 4-20 抽水试验期间沉降观测点平面布置图

1-工作井;2-煤气井;3-煤气仪表房;4-围墙;5-大门;6-马路;7-防汛墙;8-黄浦江

选择其中具有代表性的观测点资料绘制沉降历时曲线。其中图 4-21(a)为建筑物沉降观测曲线,F5、F6 代表煤气仪表房的沉降观测曲线,F13、

F14 代表防汛墙的沉降观测曲线；图 4-21(b)为工作井沉降观测曲线(J1-1、J2-2、J3-1)；图 4-21(c)为地面沉降观测曲线(J7-1、J9-1、J10-1)。

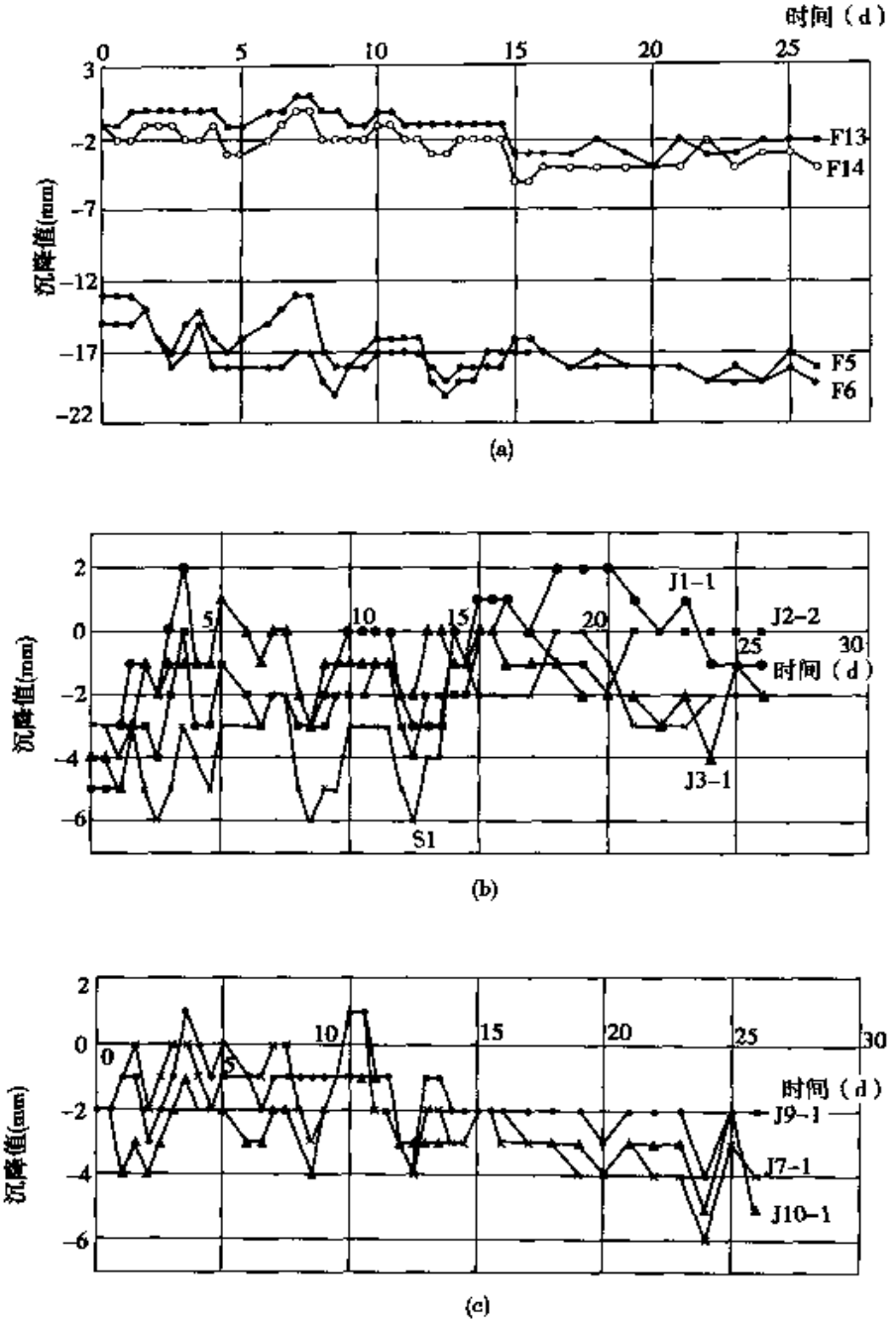


图 4-21 抽水试验时的沉降观测曲线

(a)建筑物沉降观测曲线；(b)工作井沉降观测曲线；(c)地面沉降观测曲线

(2)沉降分析

从上述沉降历时曲线以及分层沉降观测资料，可以得出以下几点认识：

①从土体分层沉降观测资料可以看出：上部土层沉降量小，下部土层沉

降量大。30m以下承压含水层(⑦层)沉降量最大为8mm,平均为6mm,而地面以下5m处沉降量为2mm。这说明抽出的地下水含砂量只要小于十万分之一,同时将承压水与③、④层地下水严格分割开来,抽取深层承压水不会引起较大的地面沉降。

②建筑物沉降:在距离工作井2m处的煤气仪表房(*F*5、*F*6)最大沉降量为4~6mm;距离工作井50m处的防汛墙最大沉降量为3~4mm。其原因为:防汛墙下面为桩基,它所反映的沉降值不是地面的沉降值,而是地面以下15~20m处的沉降值。工作井四个点(J1-1、J2-2、J3-1、S1)的沉降量均越来越小,以至于回弹,这是由于注浆的缘故。

③地面沉降:在距离工作井10m处(J7-1)最大沉降量为4mm,距离工作井20~30m处(J9-1、J10-1)最大沉降量为2~3mm,这说明距离工作井越远,由抽水引起的承压水位下降越小,地面沉降值越小。

四、降水方案

1.降水设计要求

本降水工程是降低第⑦层土中的承压水水位,确保工作井挖土、封底板以及顶管出动时的安全,不发生冒水冒砂。

2.降水设计依据

(1)浦东工作井工程地质勘察报告;复兴路变电站220kV进线混凝土顶管法越江隧道工程水工结构施工图设计说明;井区内设计地坪标高5.0m。

(2)要求工作井内第⑦层土中的承压水水位控制在地面以下33~35m(-28.00~30.00m),顶管出洞口第⑦层土中的承压水水位控制在地面以下31m(-26.00m)。

3.降水系统设计

(1)降水方法及降水井点的布设

根据降水深度要降到地面以下33~35m的要求,故只有选择管井(深井)降水方法才能实现。

由于环境要求高,管井(深井)的布设决定以基坑内降水为主,外降水为辅。即工作井挖土和封底板时,管井(深井)井点沿工作井内墙2~3m距离布置,顶管出洞时沿工作井外墙2~3m距离布置,见图4-15。

(2)降水井深度 H

降水井深度根据(2-18)式确定

$$H = H_1 + h + IL + l + s_2$$

其中 H_1 为 32.45m；h 为 1.5m；I 取 $\frac{1}{8}$；L 为 6m；l 根据抽水试验资料为 22m；s_2 根据上海情况，降⑦层土中的承压水井损为 5～10m。故

$$H = 32.45 + 1.5 + \frac{1}{8} \times 6 + 22 + (5 \sim 10) = 61.7 \sim 66.70\text{m}$$

降水井深度取 62m。

(3)降水井的结构

同抽水试验井的结构，见图 4-16。

(4)单井出水量 Q

根据现场抽水试验井的流量，单井出水量 Q 定为 56m³/d。

(5)计算不同时间基坑(工作井)中心水位降深值

①水位降深计算公式由式(2-29)得：

$$s_c = \frac{1}{4\pi T}\sum_{i=1}^{n} Q_i \left\{ W\left(u_i, \frac{r_i}{B}\right) + 2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} W\left[u_i, \sqrt{\left(\frac{r_i}{B}\right)^2 + \left(\frac{n\pi r_i}{M}\right)^2}\right] \sin^2 \frac{n\pi d}{M} \right\}$$

计算参数的确定：

根据上述抽水试验采用坑内参数：T 为 121.49m²/d；B 为 247.22m；S 为 2.36×10^{-4}；d 为 8m；l 为 20m；M 为 60m；r_c 为 6m；n 为 3；$Q_1 = Q_2 = Q_3$ 为 1 344m³/d。

②基坑中心水位降深值如表 4-9 所示。

基坑中心水位降深值(m) 表 4-9

r_c(m)	6m											
t(d)	0.021	0.042	0.083	0.167	0.250	0.333	1	2	10	20	60	90
s_c(m)	20.55	21.99	23.12	23.77	23.94	24.00	24.06	24.06	24.06	24.06	24.06	24.06
S_c(m)	29.67	31.11	32.24	32.89	33.06	33.12	33.18	33.18	33.18	33.18	33.18	33.18

注：s_c 为天然静水位以下水位降深值；S_c 为地面以下水位降深值；r_c 为降水井至基坑中心的距离。

从表中可以看出三口降水井同时降水，一天以后基坑中心水位达到要求，即降到地面以下 33.18m。

(6)降水效果预测

①工作井外围水位降深预测

工作井外围水位降深预测仍可采用上述公式计算，但要作如下变换：s_c 以 s 代替，即任意点水位降深；r_c 以 r_p 代替，即任意计算点至各井点的距离；公式中涉及的计算参数采用坑外参数，即 T 为 168.56m²/d，B 为 183.16，S 为 2.53×10^{-3}，其他参数同上。降水期间基坑外围各点的水位降深值如表 4-10 所示。

工作井外围水位降深预测值　　表 4-10

r_1 = 10m			r_2 = 50m			r_3 = 100m			r_4 = 200m			r_5 = 500m		
t(d)	s_1(m)	S_1(m)	t(d)	s_2(m)	S_2(m)	t(d)	s_3(m)	S_3(m)	t(d)	s_4(m)	S_4(m)	t(d)	s_5(m)	S_5(m)
0.042	9.33	18.45	0.042	2.16	11.28	0.042	0.47	9.59	0.042	0.01	9.13	0.042	0	9.12
0.167	11.54	20.66	0.167	4.10	13.22	0.167	1.85	10.97	0.167	0.40	9.52	0.167	0.001	9.121
0.333	12.35	21.47	0.333	4.89	14.01	0.333	2.54	11.66	0.333	0.83	9.95	0.333	0.021	9.141
0.5	12.68	21.80	0.5	5.22	14.34	0.5	2.83	11.95	0.5	1.07	10.19	0.5	0.073	9.193
1	12.99	22.11	1	5.57	14.69	1	3.14	12.26	1	1.28	10.40	1	0.136	9.256
2	13.09	22.21	2	5.66	14.78	2	3.21	12.33	2	1.44	10.56	2	0.182	9.302
3	13.09	22.21	3	5.67	14.79	3	3.22	12.34	3	1.45	10.57	3	0.188	9.308
5	13.09	22.21	5	5.68	14.80	5	3.23	12.35	5	1.46	10.58	5	0.189	9.309
10	13.09	22.21	10	5.68	14.80	10	3.23	12.35	10	1.46	10.58	10	0.189	9.309
20	13.09	22.21	20	5.68	14.80	20	3.23	12.35	20	1.46	10.58	20	0.189	9.309
30	13.09	22.21	30	5.68	14.80	30	3.23	12.35	30	1.46	10.58	30	0.189	9.309
60	13.09	22.21	60	5.68	14.80	60	3.23	12.35	60	1.46	10.58	60	0.189	9.309
90	13.09	22.21	90	5.68	14.80	90	3.23	12.35	90	1.46	10.58	90	0.189	9.309

注：$s_i(i=1,2,3,4,5)$为天然静水位以下水位降深值；$S_i(i=1,2,3,4,5)$为地面以下水位降深值；$r_i(i=1,2,3,4,5)$为任意计算点至各井点的距离。

②降水引起地面沉降预测

地面沉降预测可采用式(12-49)计算抽水含水层的固结沉降量；至于上部土层压缩量由于抽水时间短，故可以忽略。

$$\Delta M(r,t) = \gamma_w a\int_0^M s(z,r,t)\mathrm{d}z + \frac{\gamma_w}{q}\int_0^M\int_0^t s(z,r,t)\exp\left[-\frac{(t-\tau)}{bq}\right]\mathrm{d}\tau\mathrm{d}z$$

式中：ΔM——抽水含水层土骨架的竖向压缩量，mm；

a——抽水含水层土骨架的竖向压缩系数，1/kPa；

b——抽水含水层土骨架的竖向蠕变压缩系数，1/kPa；

q——抽水含水层土骨架的竖向压密粘滞系数，kPa·d；

s——抽水含水层的水位降深，m。

式中计算参数根据抽水试验期间观测的沉降资料反求承压含水层(⑦1层)的参数为

$$a = 3.9 \times 10^{-6}\text{1/kPa}$$

$$b = 8.6 \times 10^{-6}\text{1/kPa}$$

$$q = 2.1 \times 10^{6}\text{kPa} \cdot \text{d}$$

其他参数：$\gamma_w = 10.0\text{kN/m}^3$，$M = 60\text{m}$，$s$ 水位降深值根据上述水位降深公式计算值(表 4-10)。

最终，得到工作井外围各点在降水结束时(第三个月末)的沉降值，如表 4-11 所示。

地面沉降预估值　　表 4-11

r(m)	10	50	100	200
ΔM(mm)	30.80	13.4	7.7	3.4

五、降水运行方案

1.降水运行方案

通过抽水试验数据证明，原降水方案中设计的井数、井位以及井的结构是可行的，不必修改。

工作井开挖分四段进行，前两段累计开挖深度为 13m(相当于 -8.00m 标高)，在开挖第三段(-8.00m ~ -16.60m)时，进行降水作业。

依据抽水试验观测资料，工作井的降水运行方案如下：

(1)降水方法：采用跟踪降水法，即随着开挖深度的增加而逐步降低工作井内第⑦层承压含水层的地下水位。降水过程中，开启回流阀，控制井出水量，并随时观测水位变化情况，使其始终低于开挖面 1m ~ 2m。

(2)降水作业开始时间：依据抽水试验观测资料，场地内第⑦层承压含水层的静止水位标高在 -6.386 ~ -6.912m 之间(比地质勘察报告提供的

数值低 1.926～2.452m)。另外,为减少总体抽水时间,开始降水作业的开挖深度可相应降低 3m,即开挖到 -10.00m 标高(相当于 15m 深度)时,进行降水作业。

(3)为减小因降水引起的地面沉降,降水作业应尽最大可能采用单井降水,两井与三井连抽的时间也应尽可能的短。抽水试验观测资料表明:单井抽水时工作井内第⑦层承压含水层的最低水位可降至 -14.369m,在开挖第三段土体时,尽可能采用一台泵抽水,并将降水井的出水量调到最大状态,但必须保证第⑦层承压含水层的水位低于开挖面 1～2m,否则,应调整流量或采用两井降水。在开挖第四段土体时(标高 -16.60m～-27.45m),根据抽水试验观测资料,前期(-19.0m 标高以上)尽可能采用两井降水,-19.0m标高以下应采用三井降水。

(4)结合工作井内挖土,提出如表 4-12 开泵程序:

开 泵 程 序 表 4-12

开泵台数与顺序	控制流量(m^3/h)	控制降水井内水位(m)	控制工作井内承压水位(m)
1(降 1→降 2→降 3)	80～100	-48～-50	-10.0～-16.5
2(降 1、降 3)	140～160	-48～-50	-16.5～-20.0
3(降 1、降 2、降 3)	180～200	-48～-50	-20.0～-29.3

(5)为了控制土体不发生非均匀沉降,应使每台泵运行时间基本一致,即每 8～10 天换抽一台泵,且应控制降水井流量,防止地下连续墙壁处的承压水位降至连续墙墙底之下。

缩短总体降水作业时间,尤其是三井联抽的时间,封底、土体开挖及内衬墙的施工应尽可能加快。

2.降水作业保护措施

(1)工作井外的备用降水井在工作井封底前必须安装好水泵。在抽水试验过程中,对降水作业中水泵可能发生故障的情况进行了模拟,结果表明:三井同时降水时,若一台泵发生故障(不能抽水),在 10 分钟内工作井内的第⑦层承压含水层的地下水位迅速由 -44.139m 回升至 -21.686m(见表 4-6),将造成严重淹井事故。因此为安全起见,在开挖第四段土体前,工作井外的四口降水井必须安装好水泵(扬程大于 60m,流量约为 $80m^3/h$)。一旦发生意外,立即开启工作井外的备用泵。

(2)必须对降水井管采取保护措施。随着土体的开挖,降水井管将逐步

暴露出来，长度最长时将达33m左右。因此，必须对降水井管进行加固，其措施为：利用内衬墙上预埋件将井管每隔4～6m、用2～3根70mm×80mm的角铁焊接到内衬墙上，增加其稳定性。同时在土体开挖时，井管周围1m范围内应采用人工挖掘，防止挖掘机械碰撞井管。

(3)降水作业开始前，必须检查水下电机的绝缘情况，现场需有备用电源，备用电源功率必须能满足同时开动三台泵的要求。

(4)降水作业期间，电工不得离开现场，需配有专职人员每10min巡视一次，检查井的出水量大小、出砂情况、电气设备和泵的运转情况。

六、降水效果与沉降分析

1.挖土与降水水位情况

工作井结构施工采用逆作法施工，从地面起分4段从上往下开挖基坑土体，挖完一段随即施工一段内衬。第一段从地面至+1.00m，第二段从+1.00m至-8.00m，第三段从-8.00m至-16.60m，第四段从-16.60m至-27.45m。

降水作业按照降水运行方案进行，在施工完第三段内衬后，因发现地下连续墙DQ5与DQ6之间出现错缝(错缝最大处宽约50cm)，为工程安全，在连续墙外侧利用高压旋喷桩进行加固和止水。施工高压旋喷桩期间，因高压旋喷桩工艺需要，也为了减少沉降量，只开启了一台泵，在高压旋喷桩施工结束后，继续按原定降水运行方案进行抽水。其水位降深情况见表4-13。

水位降深情况　　表4-13

时间(月/日)	挖土深度(m)	抽水情况	观测井水位降深(由地面算起)(m)	
			观1(工作井内)	观2(工作井外)
10/21～11/21	12.46～21.06	一井抽水	22.09～22.82	14.55～16.96
11/12～11/16	21.06～25.46	二井联抽	28.52～29.05	17.96～18.80
11/16～12/18	25.46～31.91	三井联抽	33.75～34.11	20.47～20.95

注：9/18～9/24一井抽水；9/24～10/21二井联抽，没有水位观测资料。

2.沉降观测

降水期间在现场共埋设了26个建筑物沉降观测点，15个地面沉降观测点，3个土体分层沉降观测点。在挖土期间，每天观测一次各点沉降，在

开挖最后一层土时每天观测 2 次，使整个基坑开挖过程都处于严密监控状态中，并得到了宝贵的沉降观测资料。为便于分析，选取具有代表性的观测点进行数据分析，其中 $F1 \sim F16$ 点为建筑物沉降观测点，J3-1 ~ J10-1 为地面沉降观测点，$Y1$ 和 $Y2$ 为紧靠工作井的土体分层沉降观测点，分别观测土体在不同深度的沉降变化情况。各沉降观测点的分布见图 4-22。各选取的点的沉降观测值详见表 4-14 ~ 表 4-17。

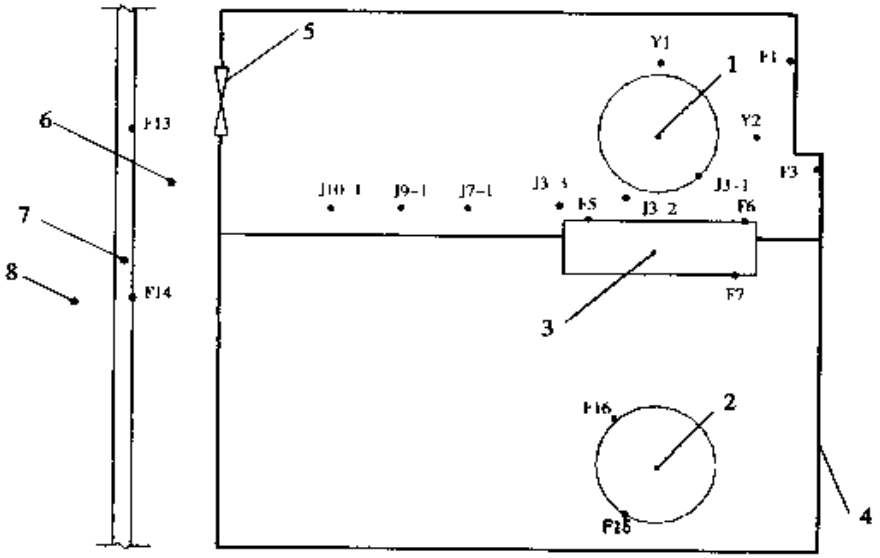


图 4-22　降水期间沉降观测点平面布置图

1-工作井；2-煤气井；3-煤气仪表房；4-围墙；5-大门；6-马路；7-防汛墙；8-黄浦江

3. 沉降情况

(1)建筑物沉降

建筑物沉降观测数值见表 4-14。

建筑物沉降观测数值(mm)简表　　表 4-14

沉降点号 / 日期	F1	F3	F5	F6	F7	F13	F14	F15	F16
1999 年 9 月 18 日	35	-9	-15	-17	-8	-3	-3	0	0
9 月 24 日	35	-9	-15	-16	-8	-3	-4	0	0
10 月 21 日	34	-10	-16	-18	-14	-3	-5	-2	-2
11 月 12 日	33	-10	-18	-19	-9	-6	-8	0	2

续上表

沉降点号 / 日期	F1	F3	F5	F6	F7	F13	F14	F15	F16
11月16日	31	-14	-19	-22	-11	-6	-7	0	1
12月18日	23	-17	-26	-29	-18	-8	-9	-5	-6
12月20日	23	-17	-25	-28	-19	-6	-7	-5	-6
12月30日	23	-17	-25	-27	-20	-6	-7	-6	-6
2000年1月17日	25	-17	-22	-24	-17	-2	-3	-4	-3

注：1999年9月18日至9月24日为单井抽水；9月24日至10月21日为两井抽水；10月21日至11月12日为单井抽水；11月12日至11月16日为两井抽水；11月16日至12月18日为三井联抽；12月18日至12月20日为两井抽水；12月20日至12月30日为单井抽水；12月30之后停止抽水。

根据数据简表，绘制的建筑物沉降曲线见图4-23(a)。

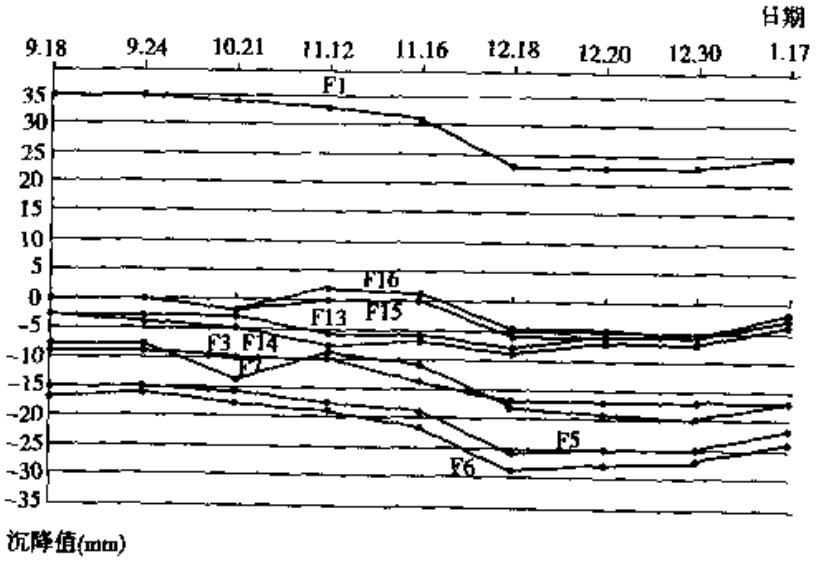


图4-23(a) 建筑物沉降曲线图

从建筑物沉降曲线图中可以看出：单井抽水和两井抽水共历时近两个月，各点沉降值均不大，一般都在3～5mm之间；三井抽水历时一个月，各点的沉降值均较大，一般在7mm左右，最大沉降值为8mm；在随后的两井抽水和单井抽水期间，各点基本无沉降，局部出现反弹，反弹量很小，一般为2mm；抽水结束后，各点均开始反弹，但根据工程经验，一般不会反弹至抽水前的标高位置。

(2)地面沉降

地面沉降观测数值见表 4-15。

地面沉降观测数值(mm)简表　　表 4-15

日　期	J3－1	J3－2	J3－3	J7－1	J9－1	J10－1
1999 年 9 月 18 日	－1	－1	－6	－2	－1	－6
9 月 24 日	1	－2	－5	－2	0	－5
10 月 21 日	－1	－3	－6	－4	－2	－5
11 月 12 日	－1	－3	－8	－5	－4	－6
11 月 16 日	－2	－4	－8	－5	－5	－7
12 月 18 日	－10	－10	－14	－12	－9	－11
12 月 20 日	－9	－10	－14	－11	－8	－10
12 月 30 日	－10	－11	－14	－11	－8	－11
2000 年 1 月 17 日	－6	－6	－10	－6	－3	－5

根据数据简表绘制的地面沉降曲线见图 4-23(b)。

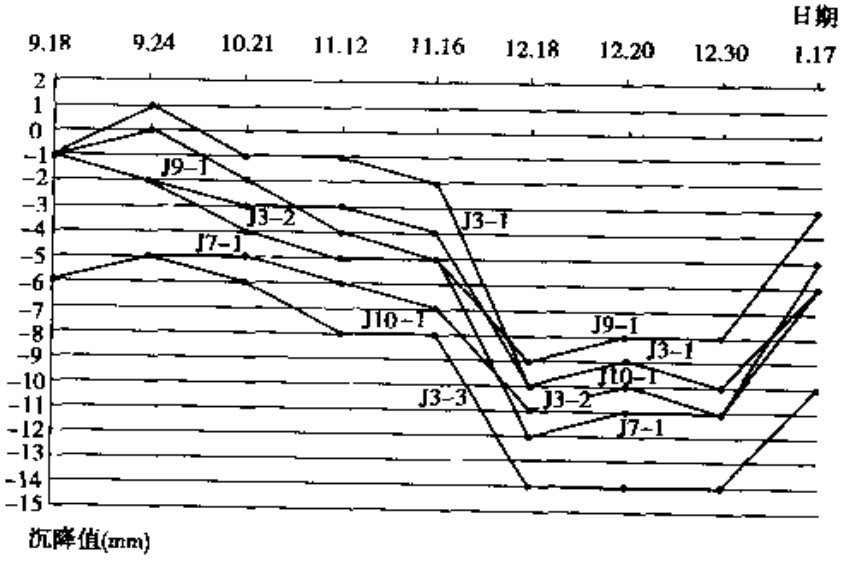


图 4-23(b)　地面沉降曲线图

地面沉降显示了与建筑物沉降相似的规律：在起初的单井和两井抽水期间，各观测点的沉降变化均不大，一般在 1～3mm 之间；沉降变化最大是

三井抽水期间，各点的沉降值一般在7mm左右，最大沉降值为8mm；在随后的两井抽水和单井抽水期间，各点基本无沉降，局部出现反弹，反弹量很小，一般为1mm；抽水结束后，各点均开始反弹。

(3)土体分层沉降

分别选取 $Y1$ 和 $Y2$ 土体分层沉降观测点，其沉降观测数值见表4-16和表4-17，绘制的沉降曲线见图4-23(c)和图4-23(d)。

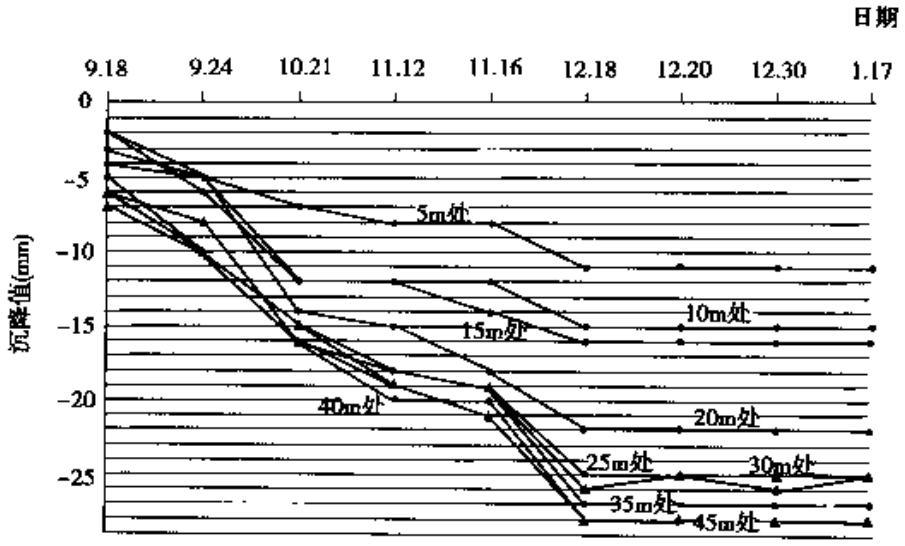


图4-23(c) Y_1 土体分层沉降曲线图

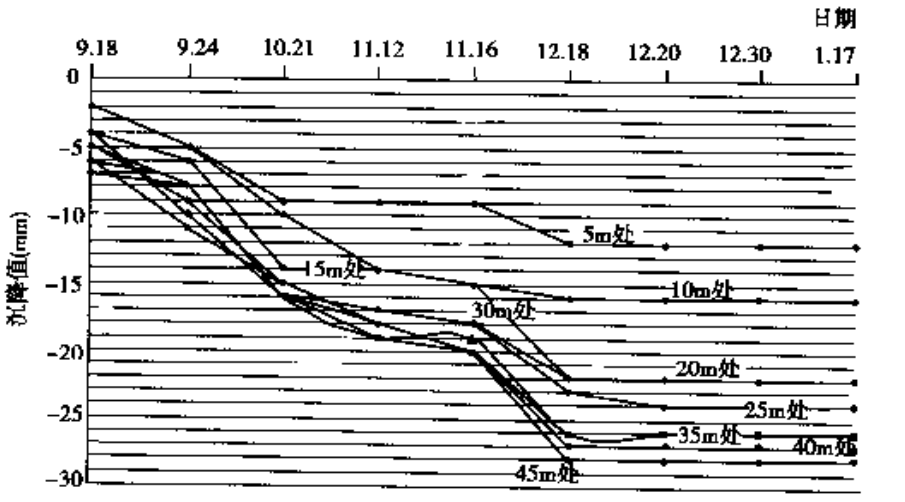


图4-23(d) Y_2 土体分层沉降曲线图

土体分层沉降与前述沉降有较大不同。从数据表纵向来看，在起初的

单井和两井抽水的两个月内，各个深度均出现较大沉降，一般在 6～14mm 之间，且随土层深度加深而沉降值不断变大；在三井抽水的一个月内，各个深度沉降速率与前期基本相同，沉降值一般在 3～8mm 之间，土层越深变化值越大；在随后的两井和单井抽水期间，各个深度均无变化；抽水结束之后，各个深度依然无沉降变化。

从数据表横向来看，土体深部的沉降始终大于浅部。一开始沉降发生在土体深部，随时间增长，深部的沉降不断加大，且沉降开始不断向上发展，即浅层土的沉降也开始产生并不断加大。

4.沉降分析

(1)建筑物、地面和分层土体沉降主要是由抽取承压水而引起的，沉降也主要产生于承压含水层中。从表 4-16 和表 4-17 可知，在土体深部的沉降远远大于浅部土层。由于成井质量较好，达到了出水含砂量小于 1/100 000 的设计要求，在降水运行过程中未出现砂、土流失的现象；同时粘土球隔离了承压水与上层土体中地下水的水力联系，使抽水过程中只抽取第⑦层粉砂中的承压水，上层软弱土体中的地下水未被扰动，由此引起的建筑物和地面沉降值远小于一般的降水方法如轻型井点降水法引起的沉降。

Y_1 土体分层沉降观测值(mm)简表　　表 4-16

深度 / 日期	地面以下(m)								
	5	10	15	20	25	30	35	40	45
1999 年 9 月 18 日	-2	-2	-3	-4	-6	-6	-5	-6	-7
9 月 24 日	-5	-6	-5	-5	-8	-8	-10	-10	-10
10 月 21 日	-7	-12	-12	-14	-16	-16	-15	-16	-15
11 月 12 日	-8	-12	-12	-15	-18	-19	-18	-20	-19
11 月 16 日	-8	-12	-14	-18	-19	-19	-19	-20	-21
12 月 18 日	-11	-15	-16	-22	-25	-26	-27	-28	-28
12 月 20 日	-11	-15	-16	-22	-25	-25	-27	-28	-28
12 月 30 日	-11	-15	-16	-22	-26	-25	-27	-28	-28
2000 年 1 月 17 日	-11	-15	-16	-22	-25	-25	-27	-28	-28

Y_2 土体分层沉降观测数值(mm)简表 表 4-17

深度 / 日期	地表以下深度(m)								
	5	10	15	20	25	30	35	40	45
9月18日	-2	-2	-4	-5	-7	-6	-4	-5	-6
9月24日	-5	-5	-6	-8	-8	-8	-10	-9	-11
10月21日	-9	-10	-14	-16	-16	-16	-16	-16	-15
11月12日	-9	-14	-14	-18	-17	-19	-19	-19	-18
11月16日	-9	-15	-15	-18	-18	-19	-20	-20	-20
12月18日	-12	-16	-22	-22	-23	-26	-26	-27	-28
12月20日	-12	-16	-22	-22	-24	-26	-26	-27	-28
12月30日	-12	-16	-22	-22	-24	-26	-26	-27	-28
2000年1月17日	-12	-16	-22	-22	-24	-26	-26	-27	-28

(2)在第⑦层粉砂中进行降水,水源补给丰富,抽出水量较大。但由于第⑦层粉砂属于低压缩性土,在自然压密状态下,结构致密,其标准贯入度 N 达到 35.4,地基土强度 > 200MPa。因此,即使抽取了大量的承压水,增加了砂粒的有效应力,也未引起砂层的较大沉降,抽水三个半月,在砂层深部,其沉降值均未达到 3cm。

(3)地下连续墙未贯穿承压含水层,但工作井井筒底部并非一般想象中的连通器。事实上,正是由于连续墙的防水性好,使其对于承压水的流动产生较大的阻隔作用,使工作井内外产生水头差。抽水资料表明:单井抽水时,工作井中心的观 1 水位比工作井外的观 2 水位低 6m 左右;两井抽水时,两者之差约为 10m;三井抽水时,两者之差约为 13m。因此,即使是在基坑内三井同时抽水,基坑内水头降低 23m,而基坑外承压水头只降低了 10m,基坑外粉砂层沉降值必定小于基坑内;若采用基坑外降水,则地下连续墙不起作用,基坑外水头降低越大,基坑外粉砂层沉降值也越大,也即基坑外降水引起的地面和建筑物沉降量必定大于基坑内降水的沉降量。由表 4-14 和表 4-15 可知:基坑开挖时,采用内降水沉降值一般不超过 2cm,即使是离工作井仅 2m 的煤气仪表房,其最大沉降也未超过 3cm,如果扣除降水运行前的沉降值,实际由降水、挖土和结构施工引起的地面沉降值不超过 1cm,

施工期间安然无恙。这就是本工程采用基坑内降水为主、外降水为辅的主要原因。

(4)从表 4-16 和表 4-17 可以看出,一开始沉降主要产生在深部,随后,沉降开始缓慢地向上发展,引起这一现象的主要原因在于第⑥层褐绿色粉质粘土。该层土是隔水层,低压缩性,标准贯入度 N 为 16.3,地基土强度 160MPa,它对于沉降的作用可形象地比作为一个刚体。当下部粉砂中产生沉降时,由于该层土的刚体作用,沉降不能马上向上反应,在一段较长时间里,该层土缓慢地发生沉降,才使得粉砂中的沉降得以缓慢地向上发展。在抽水结束后,粉砂中将有一部分回弹,但也正是由于该层土的刚体作用,这一回弹将缓慢向上发展。

(5)从沉降曲线可以看出,抽水量越大,沉降值越大;抽水时间越长,沉降越大且逐渐趋于稳定;离基坑越近,沉降越大。因此,为控制沉降的发展,应尽量减少抽水量并减少抽水时间,在降水期间,抓紧挖土和结构施工至关重要。

七、结论

1.只要做到精心设计、精心施工和严格管理,深井降水方法在深基坑施工中控制承压水是卓有成效的,相比于高压悬喷等方法也是经济的。

2.地下连续墙虽然未贯穿承压含水层,但由于渗流受到连续墙的阻挡,使内降水时墙内外的水头差有 13m 之巨。因此,采用"基坑内降水为主,外降水为辅"的降水方法取得了较好的效果,并很好地控制了地面沉降。利用此规律,可以在市区环境比较恶劣的条件下采用此方法控制承压水水位。

3.本降水施工方法较好地控制了由于降水引起的地面沉降,其规律为:地面沉降小,深部沉降大。抽水三个半月,深部(30 ~ 45m)沉降值小于 30mm,地面沉降值小于 20mm。如扣除降水之前已有的沉降值,实际由降水引起的沉降值更小。

4.深井降水施工的结果表明:设计的降水井数量、井的结构、单井出水量与沉降计算等是比较符合实际的,达到了预期的目的。

第三节　外环越江隧道浦西岸边段降水工程

外环越江隧道浦西岸边段连接井与风井是个特大型、非封闭式基坑,它

处的地质环境极为复杂，有三层地下水，其中两层（⑤$_2$层、⑦$_1$层）是承压水，水头压力高于0.2MPa以上。针对该基坑所处的复杂地质环境，我们采取非常规深井降水方法控制地下水位，即先抽水试验，后降水方案设计，再降水井施工，最后进行群井试验确定降水运行方案。

一、工程概述

基坑位于上海吴淞公园内。基坑由连接井（$k_0+695.7 \sim k_0+742.75$）和风井（$k_0+664.2 \sim k_0+k_0+695.7$）组成，连续墙入土深度为42m～46m，开挖最大深度30.359m。本降水工程要求疏干③$_2$层和⑤$_2$层中的地下水，及降低⑦$_1$层土中的承压水水位，分别为：连接井降至－25.00m左右，风井降至－20.00m左右。

二、场地地质条件概述

根据I-G25钻孔资料，自地面以下至1.48m（①$_1$层）为杂填土，1.48～3.58m（②$_1$层）为褐黄色粉质粘土，3.58～4.58m（②$_2$层）为灰黄色粉质粘土，4.58～9.08m（③$_2$层）为灰色砂质粉土，9.08～10.48m（③$_3$层）为灰色淤泥质粉质粘土，10.48～20.08m（①层）为灰色淤泥质粘土，20.08～24.48m（⑤$_1$层）为灰色粘土，24.48～29.08m（⑤$_2$层）为灰色砂质粉土，29.08～33.08m（⑥$_2$层）为草黄色粉质粘土，33.08～42.48m（⑦$_1$层）为草黄～灰色砂质粉土，42.48～60.08m（⑧$_1$层）为灰色粘土。

其中，⑤$_2$层为微承压含水层，⑦$_1$层为承压含水层。

三、抽水试验

1.抽水试验目的

（1）确定含水层的水位及水力参数。

（2）确定降水井的结构及单井出水量。

（3）通过试验了解水位下降规律确定降水方案。

2.抽水试验井的设置与井的结构

（1）抽水试验井与观测井的平面布置与数量

设置2口试验井和1口观测井，井的具体位置见图4-24。

（2）试验井与观测井结构

试验井的结构如图4-25所示，井深为47m，各试验井开孔直径为

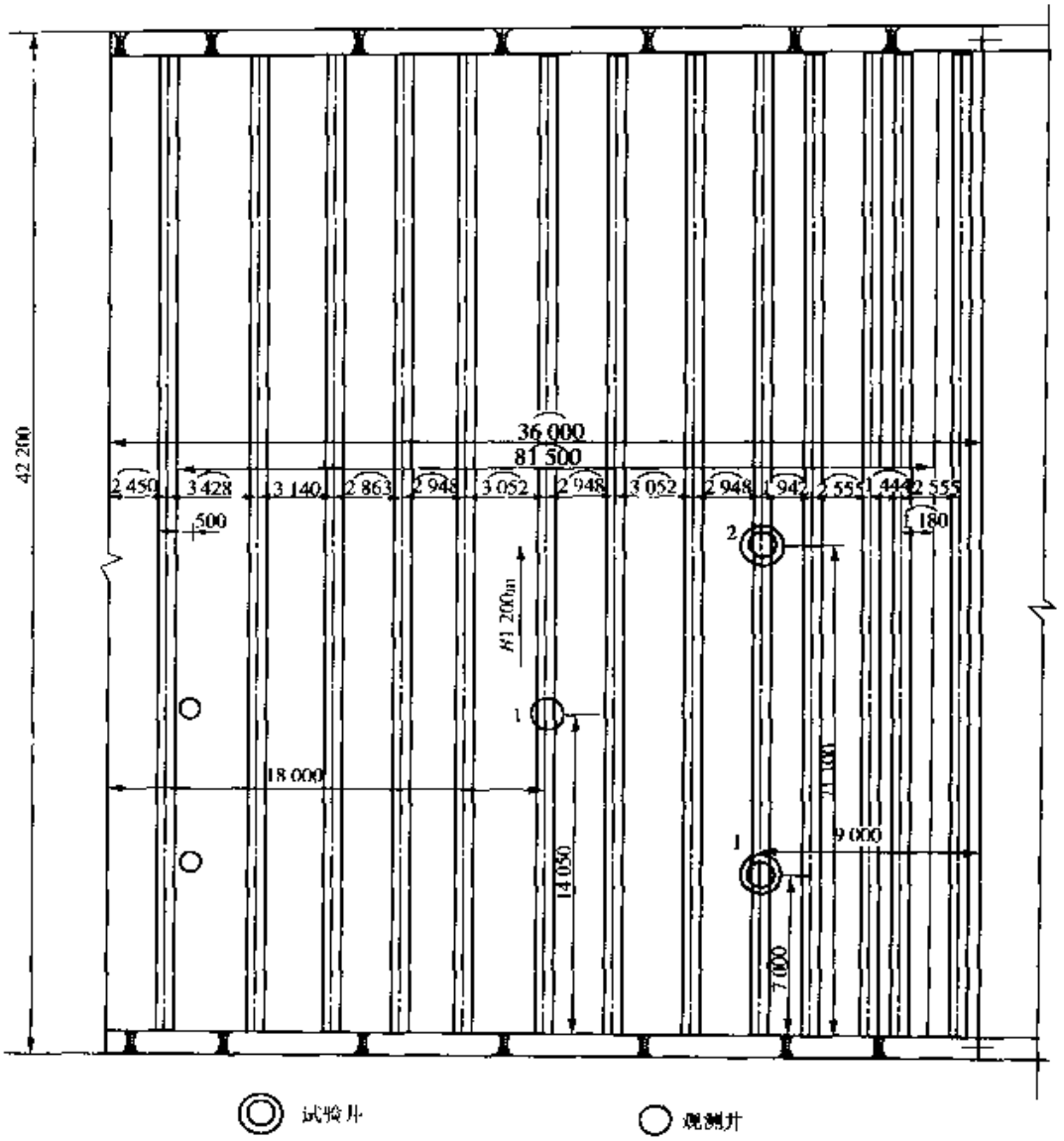


图 4-24 抽水试验井、观测井平面布置图(尺寸单位:mm)

ϕ700mm,终孔直径为 ϕ700mm。井管直径为 ϕ325mm,过滤管总长 20m,分三段:第一段位于埋深 5.00～9.00m 处,第二段位于埋深 25.00～29.00m 处,第三段位于埋深 33.00～45.00m 处;过滤管以下为沉淀管,位于埋深 45.00～47.00m 处。井管外埋深 2.00～47.00m 处按表 3-10 要求填人工砂;以上 0.00～2.00m 处填粘土。

观测井的结构如图 4-25 所示,井深为 38m,开孔直径为 ϕ350mm,终孔直径为 ϕ350mm。井管直径为 ϕ108mm,过滤管总长 12m,分三段:第一段位于埋深 5.00～9.00m 处,第二段位于埋深 25.00～29.00m 处,第三段位于埋深 33.00～37.00m 处;过滤管以上为井壁管;第三段过滤管以下 1.00m 为沉淀

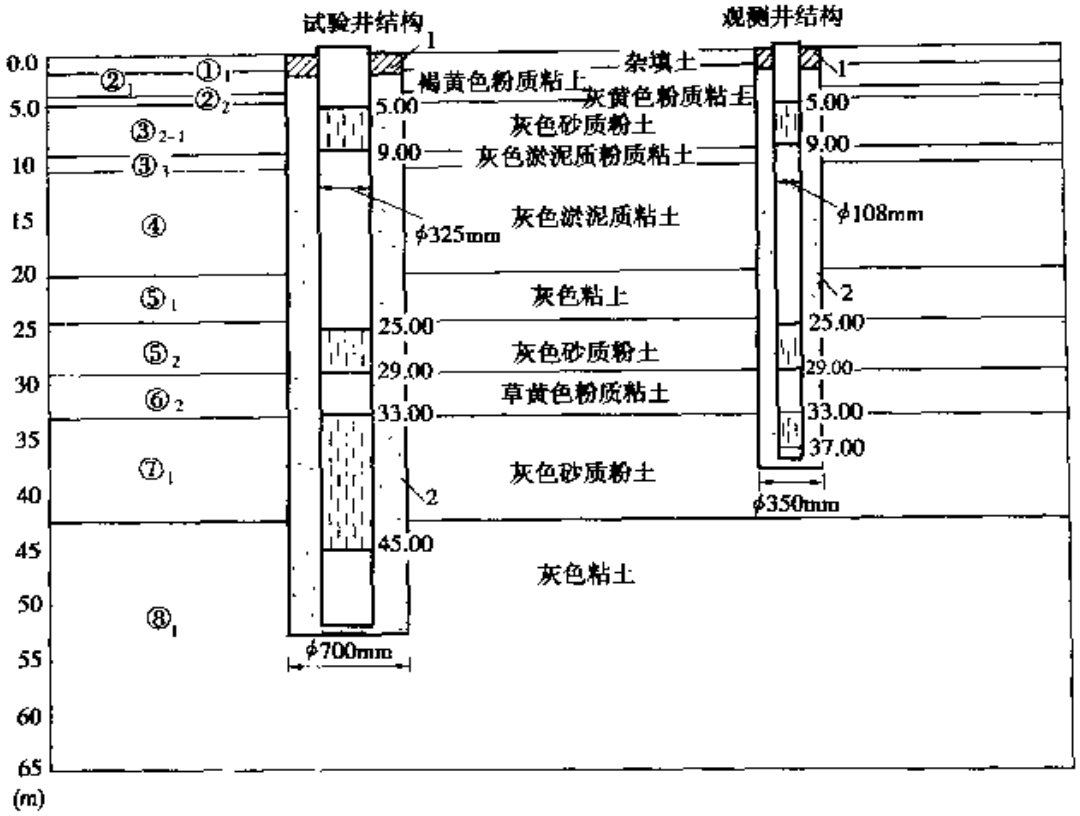


图 4-25 抽水井、观测井结构图(标高单位:m)

1-粘土;2-人工砂

管。井管外埋深 2.00 ~ 38.00m 处按表 3-10 要求填人工砂;以上 0.00 ~ 2.00m 处填粘土。

(3)抽水试验设备

①水泵 2 台($10m^3/h$ 二台)

②水泵配件(流量计、回流管、闸阀等) 2 套

③水位计 3 套

④测水位管(φ38.1mm,42m) 3 套

3.抽水试验方法

抽水试验组由 2 个试验井和 1 个观测井组成(图 4-24)。先分别对试 1、试 2 进行单井抽水试验,后进行群井(两井)抽水试验。采用非稳定流抽水试验方法,应用直线图解法和水位恢复法计算③$_2$、⑤$_2$ 层和⑦$_1$ 层承压含水层平均的水力参数。用稳定流方法确定单井出水量和降水效果。

试验过程中抽水井与观测井同步进行水位观测,水位观测时间间隔为:1′,2′,3′,4′,6′,8′,10′,15′,20′,25′,30′,40′,50′,60′,90′,120′,以后每间隔 30

分钟或60分钟观测一次，至抽水结束止；抽水停泵后观测恢复水位，各井恢复水位观测时间间隔与抽水试验观测时间间隔相同，至1 440分钟停止观测。抽水时流量观测时间间隔为1～4小时。

4.抽水试验结果

(1)抽水试验工程量

抽水试验于2000年12月14日上午9:00开始，12月21日上午10:30结束，历时7天。完成抽水试验3组，其中2组单井抽水试验，1组水位恢复试验，1组群井抽水试验。抽水试验具体工程量见表4-18。

抽水试验工程量汇总表 表4-18

抽水井号	起止时间		累计时间(h)		
	抽水	恢复水位	抽水	恢复水位	合计
试2	12月14日9:00～14日12:00		3		3
	12月14日14:00～15日9:00	12月15日9:00～16日8:40	19	24	43
试1	12月16日8:40～17日8:00		23		23
试1 试2	12月17日9:50～21日10:30		97		97
总计时间	抽水过程历时166h，其中抽水142h，恢复水位24h				

(2)抽水试验基本数据

各次抽水试验均对地下水位和流量进行了观测，抽水试验期间各井水位最大降深值数据列于表4-19、表4-20中。

单井抽水试验数据简表 表4-19

抽水井号	流量(m^3/h)	抽水试验期间各井水位值(m)					
		试1		试2		观1	
		最大水位降深	水位标高	最大水位降深	水位标高	最大水位降深	水位标高
试1	2.5	35.59	-30.69	4.39	0.46	5.78	-0.68
试2	2.0	5.18	-0.28	33.91	-29.06	5.47	-0.37

群井抽水试验数据简表 表 4-20

抽水井号	流量 (m^3/h)	累计时间 (h)	抽水试验期间各井水位值(m)			
			试 2		观 1	
			水位降深	水位标高	水位降深	水位标高
试1 试2	1.8 2.0	10	36.01	-31.16	10.08	-4.98
		24	36.65	-31.80	10.73	-5.63
		48	39.12	-34.27	11.39	-6.29
		72	38.93	-34.08	11.49	-6.39
		78	39.83	-34.98	11.59	-6.49
		80~97	41.58~40.13	-36.73~-35.28	11.45~11.27	-6.35~-6.17

(3)水位下降情况

根据两井同时抽水试验资料,抽水 48h 后试 2 水位降深值为 39.1m~41.58m 范围波动;观 1 水位降深值为 11.27m~11.59m 范围波动;抽水 78~80h 后,观 1 和试 2 水位降深值均达到最大值,观 1 水位降深值为 11.59m(标高 -6.49m),试 2 水位降深值为 41.58m(标高 -36.73m)。

5.承压含水层水力参数确定

在分析本次非稳定流抽水试验数据的基础上,绘制了各抽水井抽水时各观测井的 s-lg$t$ 曲线〔见图 4-26(a)~(c)〕和 s'-lg$\left(1+\frac{t_p}{t'}\right)$ 曲线〔见图 4-27(a)~(b)〕。应用直线图解法式(10-23)~(10-24)及式(10-21)和水位恢复法式(10-27)~(10-28)及式(10-23)计算③$_2$ 层、⑤$_2$ 层和⑦$_1$ 层承压含水层的平均水力参数:渗透系数 K,导水系数 T,贮水系数 S 及压力传导系数 a,见表 4-21。

基坑内承压含水层(③$_2$ 层、⑤$_2$ 层和⑦$_1$ 层)的水力参数:

⑤$_2$ 层的天然水位为 -9.00m 左右

⑦$_1$ 层的天然水位为 -5.00m 左右

单井出水量:试 1 为 2.3~2.8m^3/h,试 2 为 2.0 m^3/h

(注:上述单井出水量是根据单井非稳定流抽水试验时测得的流量。)

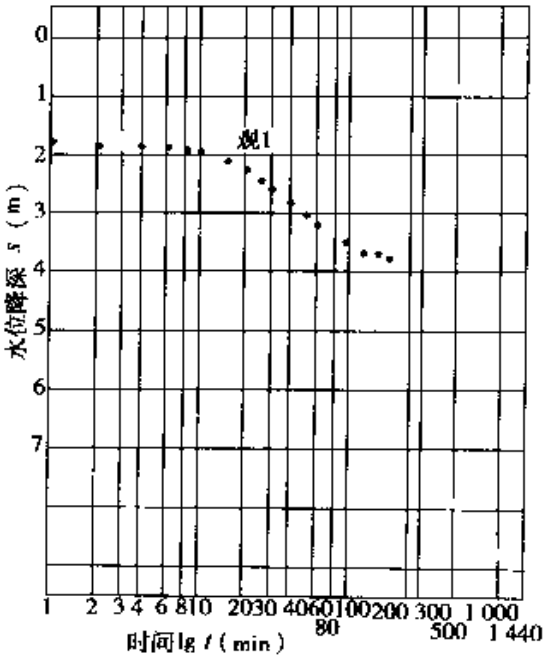


图 4-26(a)　试 2 抽水时各观测井的 s-lg$t$ 曲线

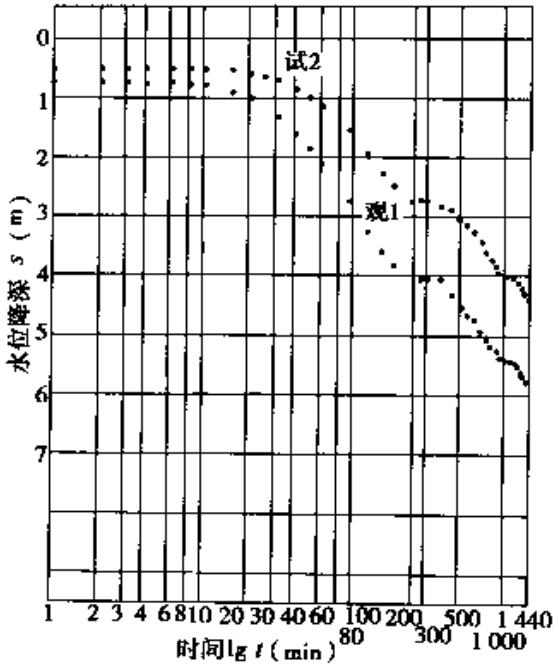


图 4-26(b)　试 1 抽水时各观测井的 s-lg$t$ 曲线

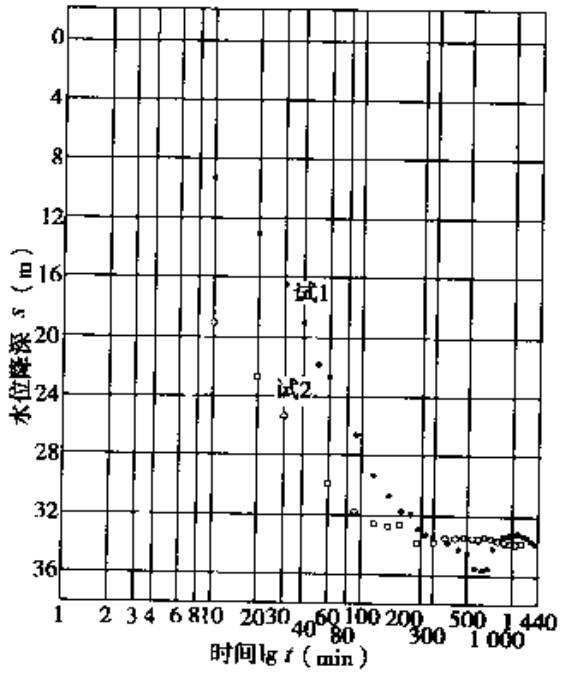


图 4-26(c)　试 1、试 2 抽水时的 s-lg$t$ 曲线

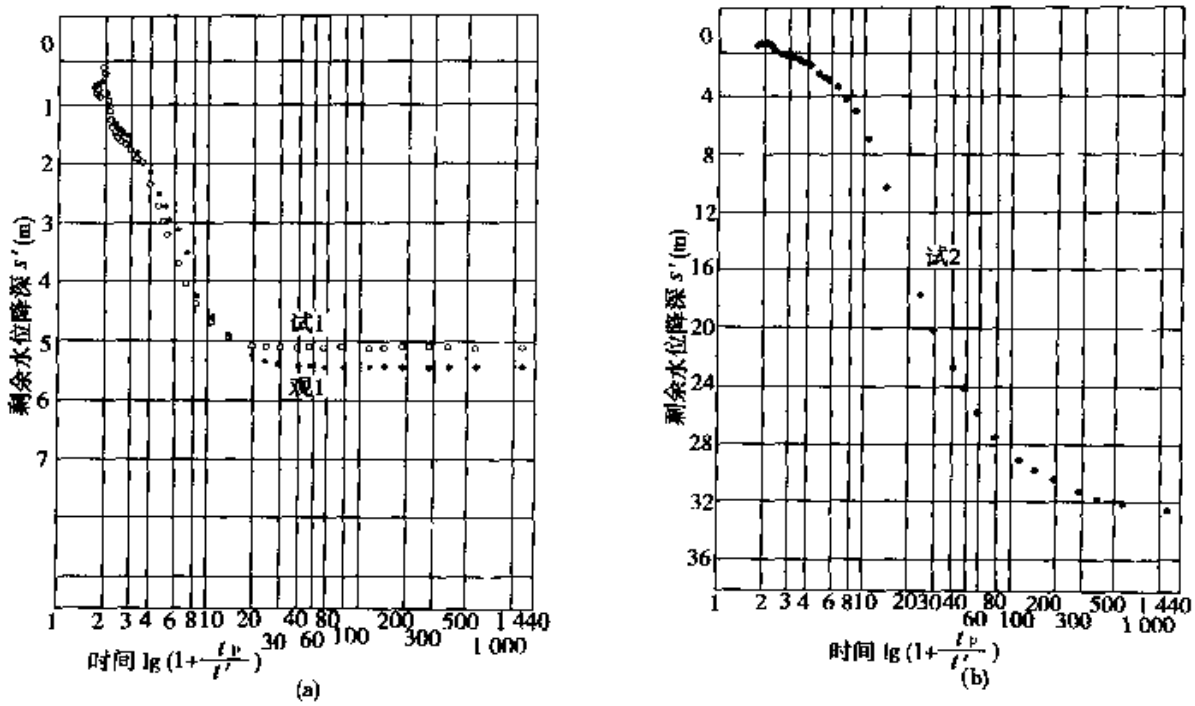


图 4-27 停抽后各观测井的 s'-$\lg\left(1+\frac{t_p}{t'}\right)$ 曲线

基坑内承压含水层水力参数一览表 表 4-21

降水井号	计算方法	观测孔号	导水系数 T (m^2/d)	渗透系数 K (m/d)	渗透系数 K (cm/s)	贮水系数 S	压力传导系数 a (m^2/d)
试 1	直线图解法	试 1	0.820	0.044	5.13×10^{-5}		
		试 2	3.138	0.170	1.963×10^{-4}	9×10^{-2}	0.348×10^{2}
		观 1	3.093	0.167	1.935×10^{-4}	7.44×10^{-2}	0.416×10^{2}
试 2	直线图解法	试 2	0.563	0.031	3.52×10^{-5}		
		观 1	4.744	0.256	2.97×10^{-4}	2.27×10^{-3}	2.090×10^{3}
	水位恢复法	试 1	1.530	0.083	9.57×10^{-5}	1.32×10^{-3}	1.162×10^{3}
		试 2	0.354	0.019	2.21×10^{-5}		
		观 1	1.800	0.097	1.13×10^{-4}	2.02×10^{-3}	0.893×10^{3}
平均值			2.005	0.108	1.254×10^{-4}	3.40×10^{-2}	8.445×10^{2}
变化范围			0.354 ~ 4.744	0.019 ~ 0.256	2.21×10^{-5} ~ 2.97×10^{-4}	1.32×10^{-3} ~ 9×10^{-2}	0.348×10^{2} ~ 2.09×10^{3}

渗透系数 K	$2.21\times10^{-5}\sim2.97\times10^{-4}$cm/s
导水系数 T	$0.354\sim4.744$m^2/d
贮水系数 S	$1.32\times10^{-3}\sim9\times10^{-2}$
压力传导系数 a	$0.35\times10^{2}\sim2.09\times10^{3}$ m^2/d

四、降水方案

1.对降水的要求

要求疏干③$_2$层和⑤$_2$层中的地下水及降低⑦$_1$层土中的承压水水位，连接井降至-25.00m左右，风井降至-20.00m左右，以确保连接井和风井挖土与封底时的安全，不发生冒水、冒砂。

2.降水方案

(1)降水设计依据

①工程地质勘察资料；②抽水试验资料；③水位计算基本公式见式(2-28)，计算时要考虑连续墙的边界作用。

$$s=\frac{1}{4\pi T}\sum_{i=1}^{n}Q_i W\left(u_i,\frac{r_i}{B}\right)$$

式中：$W\left(u_i,\frac{r_i}{B}\right)=\int_{u_i}^{\infty}\frac{1}{y}\exp\left(-y-\frac{r_i^2}{4B^2y}\right)\mathrm{d}y$，查附录3；

$$u_i=\frac{r_i^2S}{4Tt}$$

s——含水层中任意点水位降深，m；

Q_i——降水井抽出水量，m^3/d；

T——导水系数，m^2/d；

S——贮水系数；

B——越流因数，m；

r_i——含水层中任意点至降水井距离，m；

n——井数；

t——降水时间，d。

(2)降水水位预测

根据单井、双井抽水试验地下水位变化规律和理论计算，风井封底时，按六口降水井，即1#、2#、3#、4#、5#、6#井同时运行(见图4-28)，一星期后

⑦$_1$层承压水位可以降至－20m以下，③$_2$和⑤$_2$层中地下水可以疏干；连接井封底时，按十二口降水井，即7#、8#、9#、10#、11#、12#、13#、14#、15#、16#、17#、18#井同时运行（见图4-28），一星期后⑦$_1$层承压水位可以降至－25m左右，③$_2$和⑤$_2$层中地下水可以疏干。

（3）地下水位降低引起的地面沉降估计

在牡丹江路部位对③$_2$层和⑤$_2$层设置隔水帷幕，连续墙不渗水情形下，只考虑降低⑦$_1$层承压水水位引起的地面沉降可作如下估计：距离基坑10m范围内，⑦$_1$层坑外承压水位下降值不超10m，其地面沉降值六个月估计为30～50mm。

（4）降水方案

为减少降水对周围环境的影响和提高基坑内土体的强度，增加结构的稳定性，决定在基坑内进行降水。

①降水井的设置与数量

根据降水试验和理论计算结果，风井内设置六口降水井与二口观测井，连接井内设置十二口降水井与二口观测井，降水井、观测井平面布置图见图4-28。

②降水井与观测井的结构

降水井的结构如图4-29所示。井深：风井为47m、连接井为50m，各降水井开孔直径为φ700mm，终孔直径为φ700mm。井管直径为φ273mm（壁厚4mm），过滤管总长为20m，分三段：第一段位于埋深5.00～9.00m处，第二段位于埋深25.00～29.00m处，第三段位于埋深33.00～45.00m处；过滤管以上为井壁管；过滤管以下为沉淀管；风井位于埋深45.00～47.00m处，连接井位于埋深45.00～50.00m处。井管外埋深2.00～47.00m（或50.00m）处按表3-10要求填人工砂；以上0.00～2.00m处填粘土。

观测井的结构如图4-29所示。

观测井1：井深为38m，开孔直径为φ350mm，终孔直径为φ350mm。井管直径为φ108mm，过滤管总长为12m，分三段：第一段位于埋深5.00～9.00m处，第二段位于埋深25.00～29.00m处，第三段位于埋深33.00～37.00m处；过滤管以上为井壁管；第三段过滤管以下为沉淀管。井管外埋深2.00～38.00m处按表3-10要求填人工砂；以上0.00～2.00m处填粘土。

观测井2：井深为29m，开孔直径和终孔直径均为φ350mm。井管直径为φ108mm，过滤管总长2m，位于埋深26.00～28.00m处；过滤管以上为井壁

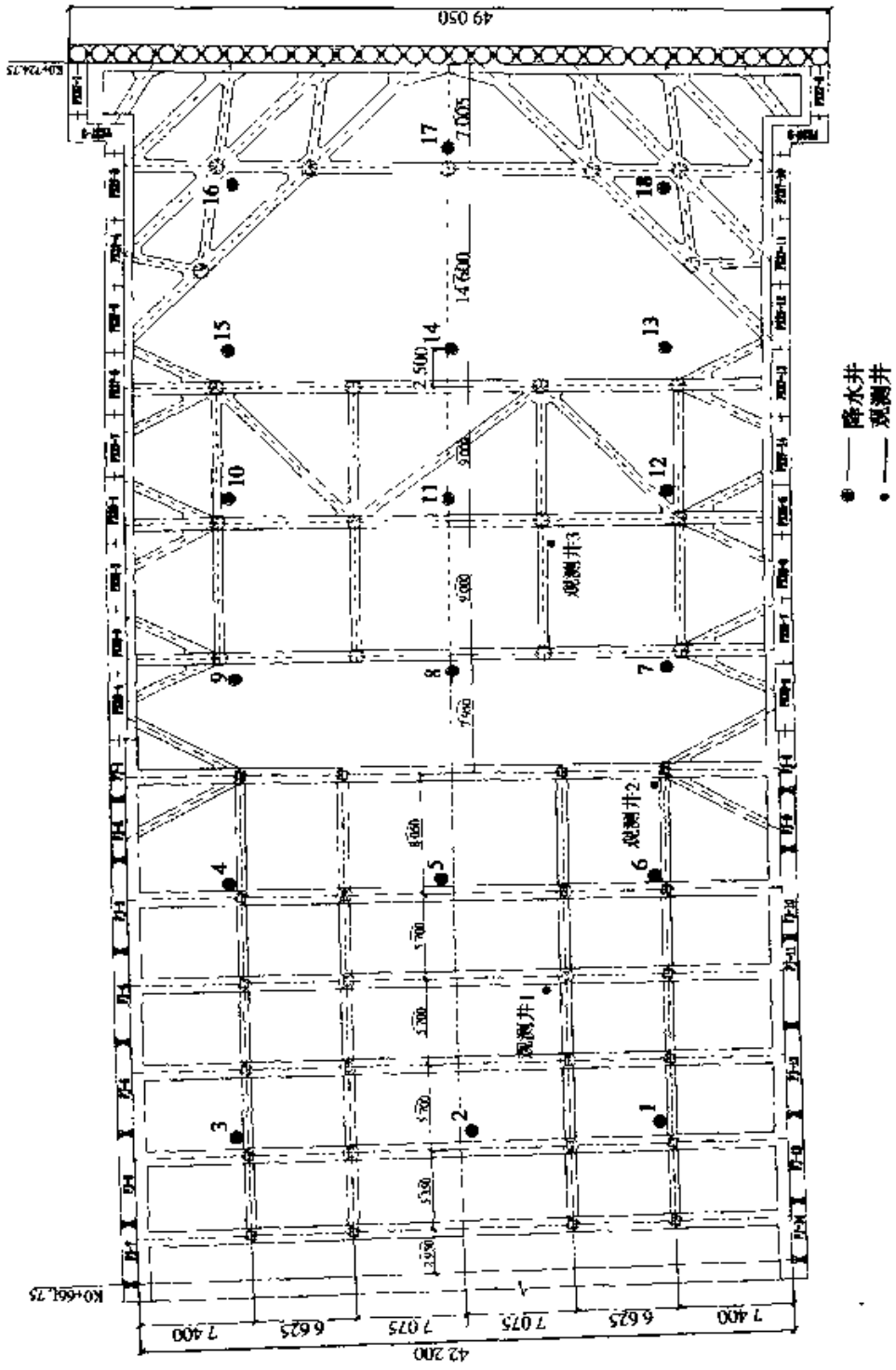


图 4-28 降水井、观测井平面布置图(尺寸单位:mm)

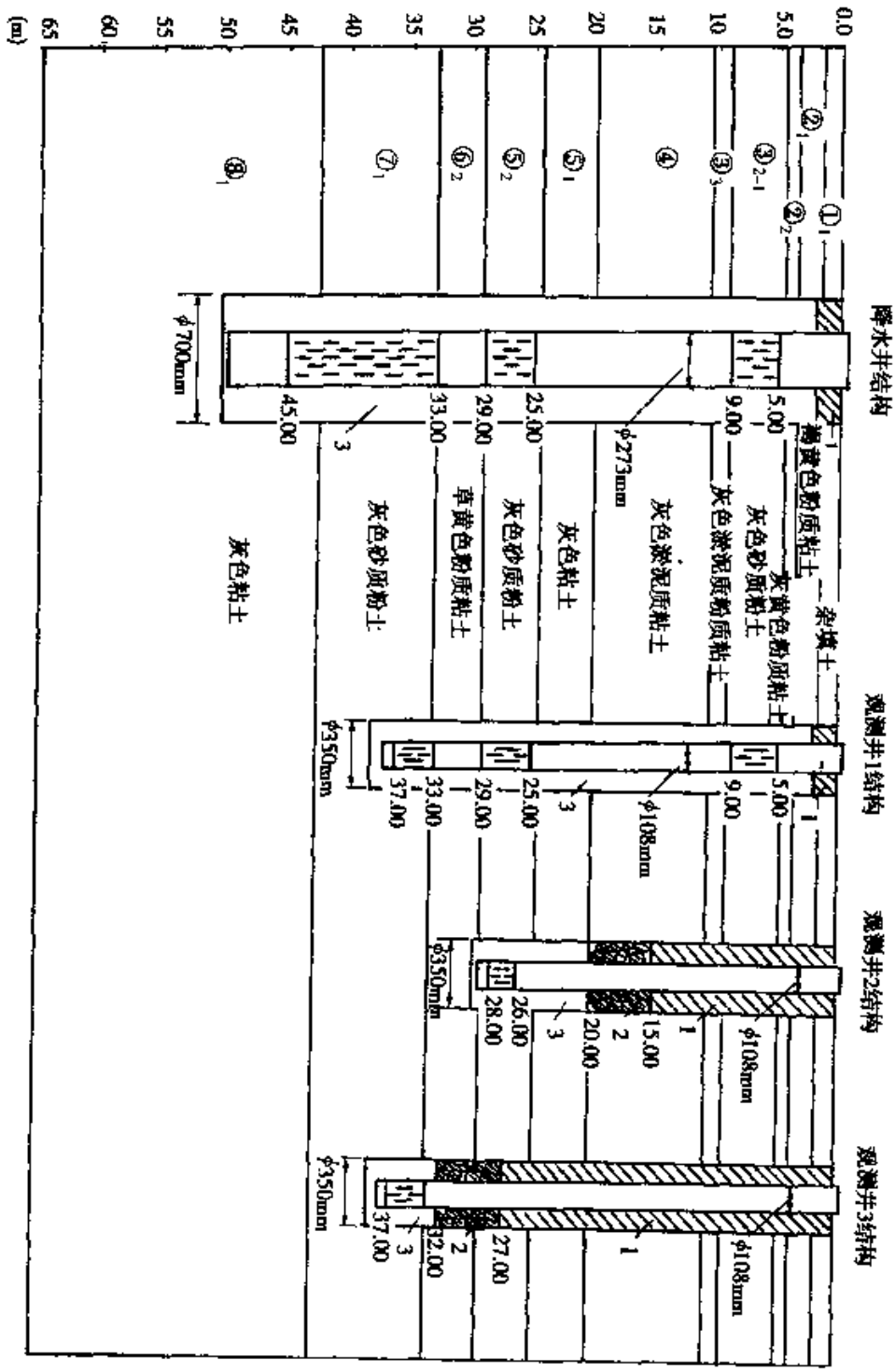


图 4-29 降水井、观测井结构图(标高单位:m)

1-粘土;2-粘土球;3-人工砂

管;过滤管以下为沉淀管,位于埋深 28.00～29.00m 处。井管外埋深 20.0～29.00m 处按表 3-10 要求填人工砂;以上 15.00～20.00m 处填粘土球;0.00～15.00m 处填粘土。

观测井 3:井深为 38m,开孔直径和终孔直径为 φ350mm。井管直径为 φ108mm,过滤管总长为 4m,位于埋深 33.00～37.00m 处;过滤管以上为井壁管;过滤管以下为沉淀管,位于埋深 37.00～38.00m 处。井管外埋深 32.00～38.00m 处按表 3-10 要求填人工砂;以上 27.00～32.00m 处填粘土球;0.00～27.00m处填粘土。

③降水井设备

水泵	18 台($10m^3/h$)
水泵配件	18 套
水位计	4 套

五、降水运行方案与降水效果

1.降水运行方案

(1)降水程序

①降水井施工完之后,必须进行群井试验以确定群井降水效果。当地下水位埋深小于 5m 时,开始降水。

②为减少降水对周围环境的影响,决定采用分层降水方法,第一层地下水降至风井为 -10m;第二层地下水降至风井为 -15m,连接井为 -18m;第三层地下水位降至风井为 -20m,连接井为 -25m。

③开泵程序:初步确定为:

第一层降水:

启动以下 9 台水泵:4#、5#、6#、10#、11#、12#、16#、17#、18#。

测量以下井的水位:观 1、观 2、观 3、降 2、降 8、降 14。

第二层降水:

启动以下 13 台水泵:4#、5#、6#、7#、8#、9#、11#、13#、14#、15#、16#、17#、18#。

测量以下井的水位:观 1、观 2、观 3、降 2、降 10、降 12。

第三层降水:

启动以下 18 台水泵:1#、2#、3#、4#、5#、6#、7#、8#、9#、10#、11#、12#、13#、14#、15#、16#、17#、18#。

测量观1、观2、观3井的水位。

(2)降水运行管理措施

①降水井运行时绝不能断电,要配备独立电源线。

②井管暴露部分每隔8~10m处加固一次,严禁挖土机、吊斗等设备撞击井管。建议距井管1m内,采用人工挖土。

③值班人员不得擅自离开现场,必须每间隔2小时测量一次水位,半小时巡回一次,检查井的出水量大小、出砂情况、电气设备和泵的运转情况。

2.降水效果

连接井和风井降水自2001年1月17日开始至8月底结束,持续七个半月,连接井水位降至-26.00m,风井水位降至-22.00m,基坑内实现了干施工,地面沉降量均小于50mm,对周边环境影响很小,未发生不利因素,保证了工程顺利完成。

第四节 上海友谊商店主楼基坑回灌工程

友谊商店主楼地下室施工时,基坑采用放坡开挖,坑外用轻型井点降水。为防止井点降水对东面相距仅10m的上海人民广播电台大楼造成损害,采用回灌井点来保持电台大楼的地下水位,确保电台大楼的安全。在整个施工过程中电台大楼未受到影响,取得了很好的效果。

一、工程概况

友谊商店主楼位于北京东路圆明园路口,地处黄浦江苏州河口交汇处。北面距苏州河60m,东面离黄浦江120m左右,该楼是一幢长82m、宽34m、高33m的六层升板结构建筑物。基础采用片筏结构,设有半地下室汽车库。基础挖土深度为天然地面下-3.40~-4.20m。东面离上海人民广播电台大楼10m,上海人民广播电台大楼是总高度为30m的六层框架结构,无桩支承的片筏基础,埋置深度为-1.50m;南面相距20m及西面相距16m处均为4~5层的混合结构。因此,施工时必须采取适当的措施,在满足顺利施工的前提下,保证电台大楼的正常工作及居民建筑物的安全。

二、地质条件

施工地区的各土层(除地层表面填土外)如下:

第②层：褐黄色粉土，稍湿，含氧化铁斑点，土质均匀，一般层顶较层底粘性重。但该层较薄或缺失，厚度为 0～1m，属中压缩性土。

第$③_1$层：灰色粘质粉土，土湿易流动，层厚约 6m，土质尚均匀并夹有少量腐植质，属中压缩性土。

第$③_2$层：灰色淤泥质粘土，湿、软塑，夹有薄层粉砂，层顶部夹砂较多。层中夹有少量蚌壳屑，属高压缩性土。

土层各项指标见表 4-22。

土层主要物理力学性质 表 4-22

分层	土名	含水量 w (%)	重度 γ(kN/m³)	孔隙比 e	压缩系数 $\alpha_{(1-2)}$ (kPa)⁻¹	压缩模量 E (kPa)	内摩擦角 φ (°)	粘聚力 c (kPa)
②	褐黄色粉土	35.0	18.8	0.946	0.024	7 800	22°30′	8
$③_1$	灰色砂质粉土	38.3	18.2	1.052	0.030	6 500	23°0′	8
$③_2$	灰色淤泥质粘土	48.0	17.4	1.399	0.100	2 200	10°45′	9

勘察报告中指出，由于本地层属粉土地区，开挖基坑时应采取必要的措施，以防止产生流沙现象。

三、井点布置

主楼基础位于第$③_1$层灰色砂质粉土内，决定使用轻型井点降低地下水位来满足基坑施工的要求，但因与相邻的建筑物距离较近，井点降水势必会给邻近建筑物产生较大影响。为此，采用井点降水的同时以补给地下水的办法来保持周围建筑物下的地下水位，防止这些建筑物产生沉陷。

1.降水井点的布置

主楼地下室的平面尺寸为 34m×82m，挖土深度为天然地面下 3.4m，局部是 4.2m。东面靠近广播电台，因施工场地限制采用 1:0.5 边坡，其余三面采用 1:0.75 坡度，这样井点降水范围为 44m×85m。设计井点时尽量减少井点降水的影响范围，决定在提高井点埋设质量确保降水效果情况下，适

当减短井管长度，采用6m长井管（包括滤水管）。井点埋设剖面见图4-30。

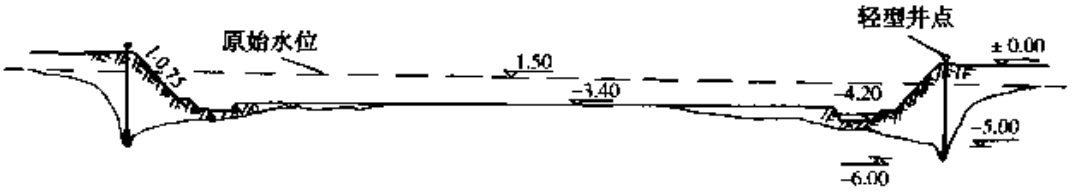


图4-30 降水井点埋设图

基坑出水量按潜水非完整大井公式计算

$$Q = 1.366K\frac{(2H_e - s)s}{\lg R - \lg A}$$

式中：Q——基坑出水量，m^3/d；

K——渗透系数，m/d；

H_e——有效带深度，m；

s——降水深度，m；

R——基坑影响半径，m，$R = A + R_i$；

A——基坑换算半径，m，当降水不规则形状布置，长宽比小于2～3时，$A = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$；

F——基坑的面积，m^2；

R_i——影响半径，m，$R_i = 10 \times s\sqrt{K}$。

参数的选定：渗透系数及原始地下水位由于地质勘察时未作测定，根据土质情况渗透系数 K 取0.2m/d，根据有关资料原始地下水位按地面下1.5m计算。

关于降水有效带深度，根据地下水动力学在非完整井中抽水时，其影响不涉及到含水层的全部深度，而只影响到其一部分，此部分称有效带。在有效带下的地下水暗流，抽水时处于不受扰动状态，有效带深度的计算见表4-23。

不同降深时的有效带深度 表4-23

$\frac{s}{s+l}$	0.2	0.3	0.5	0.8
H_e	$1.3(s+l)$	$1.5(s+l)$	$1.7(s+l)$	$1.85(s+l)$

其中：s——降水深度（原始地下水位至滤水管上部的高度），m；

l——滤水管长度，m。

该基坑设计降深 $s=3.5\text{m}$，$l=1\text{m}$，则 $H_c=1.83\times4.5=8.235\text{m}$

$$A=\sqrt{\frac{F}{\pi}}\sqrt{\frac{44\times85}{\pi}}=34.5\text{m}$$

$$R_1=10\times s\sqrt{K}=10\times3.5\times\sqrt{0.2}=15.65\text{m}$$

$$R=A+R_1=34.5+15.65=50.15\text{m}$$

$$Q=1.366\times0.2\frac{(2\times8.235-3.5)3.5}{\lg50.15-\lg34.5}=76\text{m}^3/\text{d}$$

井点系统周长为 258m，布置三套轻型井点，真空泵型"为 w4-1。

降水井点的东侧为电台大楼，在降水井点与大楼之间布置回灌井以策安全。南侧及西侧不用回灌井点，为减少降水对这两侧原有建筑物的影响，采取适当减少井管数量，管距放大为 3m 的措施。井点布置见图 4-31。

2.回灌井的布置

为了保护电台大楼，在基坑东侧与大楼之间布置回灌井点，回灌井点与降水井点相距 7m，局部地区因场地限制缩小到 3m，回灌井点布置的平面图及剖面图见图 4-31 及图 4-32。

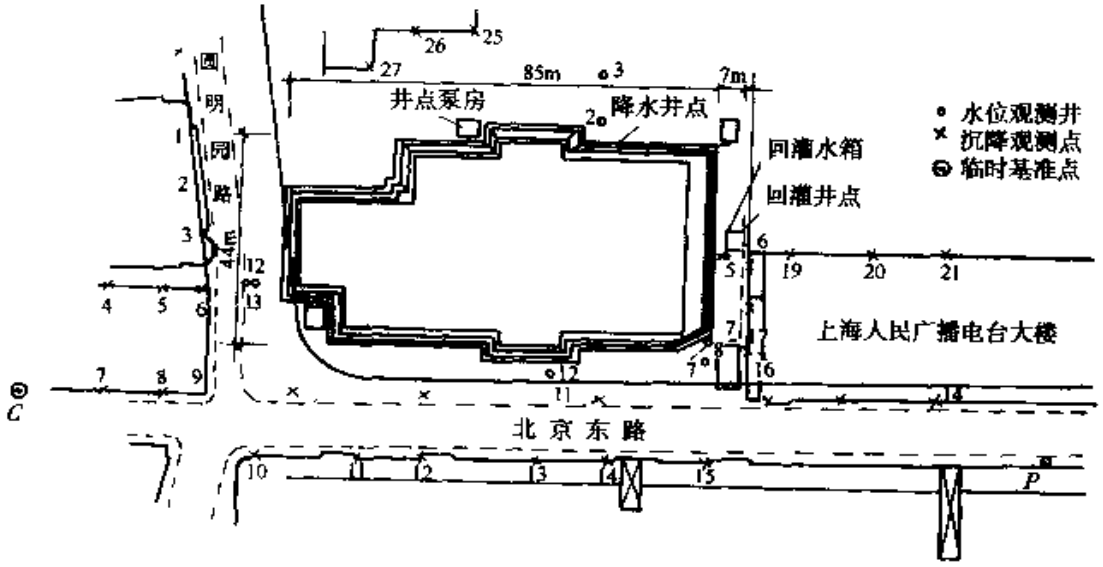


图 4-31 回灌井点平面布置图

回灌的水量按潜水的公式计算：

$$Q=1.366K\frac{h^2-H^2}{\lg R-\lg r}$$

式中：Q——回灌水量，m^3/d；

K——渗透系数，m/d；

R——影响半径，m；

r——回灌井点计算半径，m；

h——要求回灌后达到的动水位，m；

H——不回灌时的静水位，m。

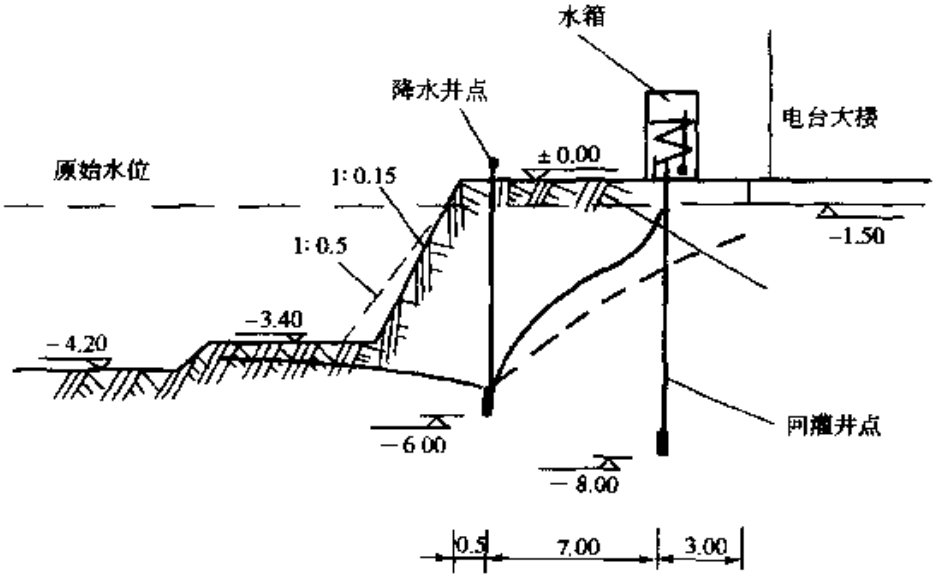


图 4-32 回灌井点剖面图(尺寸单位：m)

计算参数的选定：

$$K = 0.2m/d$$

$$R = \sqrt{\frac{3KtH_0}{\mu}}$$

式中：H_0——含水层厚度，取 6.5m；

t——降水天数，取 5d；

μ——给水度，取 0.05。

$$R = \sqrt{\frac{3 \times 0.2 \times 5 \times 6.5}{0.05}} = 19.75\text{m}$$

按含水层厚度为 6.5m 计算，回灌处预计降低水位约为 3m，则静水位 H 为3.5m，要求回灌后保持原地下水位的高度，即自然地面下 - 1.5m，则动水位高度 $h = 6.5\text{m}$。

回灌井点的直线长度约 30m，作条形井点计算，则计算半径 $r = \frac{L}{4} = \frac{30}{4} = 7.5\text{m}$。

$$Q = 1.366 \times 0.2 \frac{6.5^2 - 3.5^2}{\lg 19.75 - \lg 7.5} = 19.49\text{m}^3/\text{d}$$

如果要使地下水位升至自然地面下 -1.0m，则动水位高度 h 为 7m，回灌量即为：

$$Q = 1.366 \times 0.2 \frac{7^2 - 3.5^2}{\lg 19.75 - \lg 7.5} = 23.87 m^3/d$$

回灌井点采用与降水井点相同构造的井管。条形布置长度为 38m，支管间距为 3m，数量为 13 根，长度（包括 1m 长滤水管）为 8m，埋至粉土层底部。在每根支管上装有闸阀，以便调节灌水量。回灌水源采用自来水，在回灌井点系统中部设置一只架空的储水箱，这样可使回灌水具有一定的压力以利灌入土中。进水口设在总管中段，回灌水靠水位差重力自流灌入土中，在水箱与总管的连接管上设置流量表、闸阀、压力表作测试用。

3.测试系统的布置

为了掌握降水影响及灌水效果，必须布设沉降观测点及水位观测井，观测降水及回灌后四周建筑物的沉降状况和地下水位的变化，以便及时调节灌抽量，达到灌抽基本平衡，确保周围建筑物的安全。

（1）为确保沉降量测量精度的可靠性，将水准点设在离降水区域 60～80m 之间的 C 点和 P 点，并将水准观测线路设计成 Ω 字形。还在南面离降水井点较近的围墙上埋设三个临时沉降观测点，观测降水后地面沉降的发展情况。沉降观测点、水位观测井的布置见图 4-31。

（2）水位观测井必须灵敏可靠，能随时准确反映地下水位的实际情况，以便根据地下水位的变化来调节灌抽量。观测井采用 2 英寸铁管，降水区域的观测井管长 6m，下部 3m 为透水部分。回灌区域的观测井管长 3m，全部为透水部分。观测井透水部分的制作方法及井管的砂井施工与降水井管相同，其埋设位置在基坑每边的中部剖面上及回灌井点的沿线上。水位观测井埋设完毕后做渗水试验进行检验。

四、井点的施工及管理

1.井点的施工

抽灌井管的埋设均采用电动旋转钻机加水、气冲孔。降水井点和回灌井点从 1981 年 12 月 17 日开始施工到 1982 年 1 月 1 日全部埋设完毕。共埋设 109 根降水井点、13 根回灌井点。砂滤层采用中粗砂。

降水井点按施工先后顺序，在埋设好非回灌区域的一套井点后，于 1981 年 12 月 28 日开始逐步降水。东面回灌区域的井点向地下灌水一天后

再启动降水井点。回灌井点于1982年1月2日开始灌水，其对应的井点于1月3日开始降水。这样可确保电台大楼的地下水不致流失，保持原地下水位的高度。

2.灌水的管理

回灌井点的灌水量根据地下水位的变化调节。当地下水位高时将灌水量调小，地下水位低时将灌水量增大。由于地下土层渗透情况的变化差异，所以每根井管都要用闸阀调节灌水量，使整个回灌地段地下水位保持基本一致。各井管灌水量不能过大，以防回灌水从砂井中溢出。

3.观测及记录

井点开动后即对地下水位、灌抽的水量、灌水压力和降水真空度进行了全面的观测记录。初始阶段每2小时记录一次，一周后每4小时记录一次，水位稳定后每8小时一次，后期则每天记录二次。

沉降观测在降水前即进行，开始时每天测量一次，水位稳定后改为2～3天一次，挖土结束后改为每周一～二次，沉降观测以 C、P 为基准，从 C 到 P 一个环路的闭合差控制在2mm以内，实际测量时一般都能控制在0～1mm左右。

4.施工过程中采取的措施

(1)因施工场地的限制，东面的边坡坡度改小到1：0.5后仍不能满足悬臂梁部分和基础一起挖土和同时浇捣混凝土的要求。但挖土后由于井点降水及回灌效果都较好，坡脚的地下水一直维持在4.5～5.5m左右，边坡稳定，故采取油布保护土坡措施后，将坡底改陡到1：0.15使基坑底部放大，这样满足了一次浇捣的需要，一直到施工结束边坡都没有出现什么问题。

(2)回灌井点处的地下水位通过调节回灌水量来控制，使其保持在-1.50m左右。

(3)挖土结束后，基坑干燥，边坡稳定。为了减少降水对电台大楼的影响，采取了井点间断降水的措施：即根据边坡、地下水位及天气情况，每天适当停抽一定时间，停抽时灌水井点也作相应暂停。停抽时加强了对地下水位及边坡的观测及监视。

(4)在降水期间，有的水位观测井曾出现被泥浆堵塞的情况，经采取措施疏通后，一直工作到施工结束。

五、数据整理与分析

1.降水井点

降水井点从1981年12月28日起相继启动降水，约一个月左右井点出水量趋于稳定。前45天的日平均出水量为70m³，以后稳定在每日60m³左右。

降水井点 Q-T 曲线见图4-33。

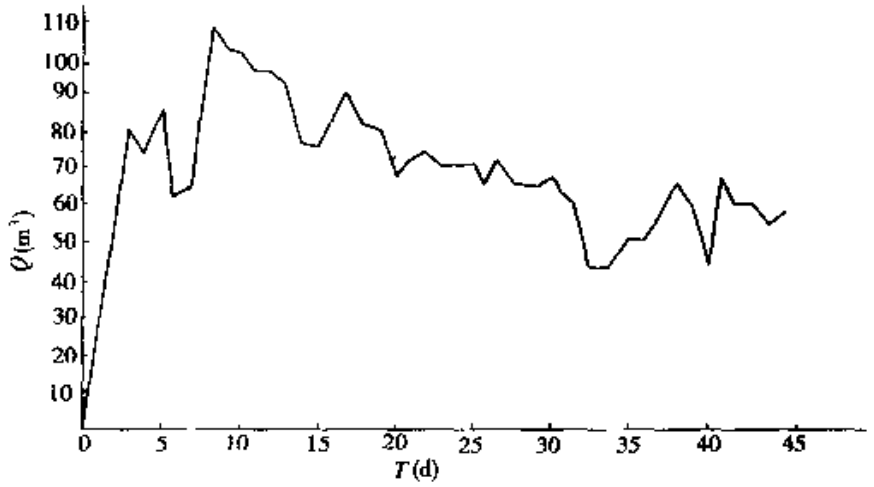


图4-33 降水井点 Q-T 曲线
(1981.12.28—1982.2.10)

降水区域观测井水位埋深变化见表4-24。

观测井水位埋深(m) 表4-24

水位 \ 日期 / 井#	1981年			1982年				
	12/28	29	30	1/1	3	8	15	18
1	1.20	3.35	3.75	4.99	5.21	5.74		
2	1.09	1.82	2.35	2.84	3.12	5.70		
3	1.14	1.99	2.49	2.87	3.04	3.97		
12						1.70	3.59	3.73
13						1.71	2.11	3.16

地下水位降落曲线见图4-34。

根据实测资料计算渗透系数：

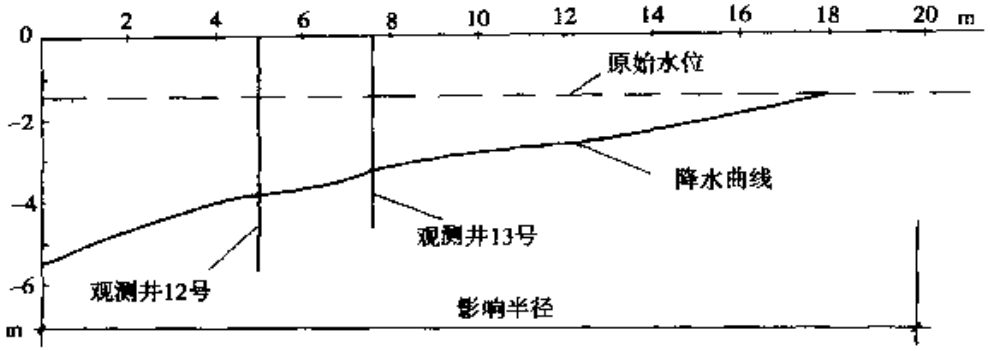


图 4-34 地下水位降落曲线

$$K = \frac{Q(\lg R - \lg A)}{1.366(2H_e - s)s}$$

计算参数选定：$s = 5.5 - 1.5 = 4\text{m}$，$l = 0.5\text{m}$，计算出 $H_e = 8.415\text{m}$。Q 取 $70\text{m}^3/\text{d}$，根据图 4-34，R_i 为 18m，则 $R = 34.5 + 18 = 52.5\text{m}$

$$K = \frac{70(\lg 52.5 - \lg 34.5)}{1.366(2 \times 8.415 - 4)4} = 0.128\text{m/d} = 2.1 \times 10^{-4}\text{cm/s}$$

从以上记录资料及计算结果可以看出：实际出水量与计算值相接近，计算的渗透系数与原选取的渗透系数亦相接近，这一数值亦符合土层的实际情况。

当土方开挖到基坑中间时，在开挖处的不同标高上，深入土约 20～30cm 的部位，取土样测定了含水量，其数值与钻探时的土层含水量对比见表 4-25。

降水前后土层含水量对比 表 4-25

土层名称	降水前		降水后	
	深度(m)	含水量(%)	深度(m)	含水量(%)
粉质粘土	1.5～3.0	34.4	1.6～1.8	31.23
砂质粉土	2.0～3.0	35	2.2～2.8	31.7
	3.0～3.5	36.75	2.9～3.0	34.6
	4.0～4.5	39.43	3.9	33.7

2.回灌井点

由于回灌井点提前一天灌水，所以灌水区域的地下水位基本一直保持在原有水位－1.5m 左右。回灌区域地下水位变化见表 4-26。

回灌区域地下水位埋深(m)的变化　　表 4-26

日期 / 井号	1982 年 1 月								
	7	8	9	10	11	12	13	14	15
6	1.03	0.92	1.12	1.15	1.61	1.85	1.32	1.85	2.00
7	1.04	1.15	1.18	1.21	1.56	1.13	1.26	1.25	1.25
8	1.27	1.36	0.59	0.81	16.16	0.56	1.27	1.24	1.43

日期 / 井号	1982 年 4 月					1982 年 5 月				
	23	24	25	26	27	3	4	5	6	7
6	1.15	1.20	1.30	1.18	1.18	1.15	1.55	1.60	1.57	1.85
7	1.41	1.46	1.41	1.41	1.41	1.41	1.42	1.41	1.42	1.41
8	1.26	1.29	1.34	1.39	1.34	1.34	1.29	1.29	1.29	1.34

回灌水量在初始的几天时较小，以后逐步增大，到降水稳定时，回灌量也趋稳定。回灌正常时，灌水量在 18 ~ 22m³/d 之间，施工后期的回灌水量略比稳定初期的回灌量小。

根据回灌水量及灌水后地下水位计算土层的渗透系数：

$$K = 0.732Q\frac{\lg R - \lg r}{h^2 - H^2}$$

计算参数如下：$R = 18\text{m}$，$r = 7.5\text{m}$，$H = 3.5\text{m}$，Q 及 h 取回灌正常时的一段时间内的算术平均值，h 由 7 号、8 号、9 号水位观测井水位计算：

1 月 7 日 ~ 1 月 15 日，Q 取 22m³/d，$h = 6.76\text{m}$

$$K = 0.732 \times 22 \times \frac{\lg 18 - \lg 7.5}{6.76^2 - 3.5^2} = 0.183m/d = 2.12 \times 10^{-4}\text{cm/s}$$

从记录资料和计算结果看实际灌水量和计算值相接近。计算的渗透系数和原选取的数值相接近和降水井点计算的渗透系数相一致。

3.沉降观测成果

为了摸清采用井点降水回灌法施工对周围建筑物的影响程度，在整个降水期间对各沉降观测点共进行了 37 次观测，停止降水半月后又作了一次沉降观测。

观测结果表明，虽然井点降水历时 4 个半月，但由于采取了回灌措施，

距降水井点仅 10m 的电台大楼上的各观测点只有少量的沉降，对整个建筑物的结构没有产生不良后果。沉降量最大处仅为 5mm，为电台大楼距基坑最近的一个观测点，沉降量发展最快的时间是土方挖到电台大楼附近的那一天，这一天的下沉量为 3mm，这一沉降的产生，是由于大楼附近的土方被挖掉后，破坏了原有土体的平衡，从而使大楼下面的土体向开挖的基坑方向产生侧向位移，造成一天下沉了 3mm，而挖土结束后的三个半月内的施工期，该点只下沉了 2mm。电台大楼其余的测点沉降量为 1～2mm。而不设回灌井点的北面的几个观测点，虽离井点较远约 20m，但沉降量却比较大，达到 12mm，可以看出，由于采用回灌措施，井点降水对建筑的影响很小。

第五节 上海新世界商城基坑工程中降水加固地基

上海新世界商城位于上海市中心，南京路与西藏路交口处，周围环境十分拥挤。基坑开挖深度为 10.50m，由于其基础位于地铁区间隧道的线路上，因此在基坑开挖施工时分为东西两部分分别开挖，各自形成支护体系。基坑支护墙体采用地下连续墙，结合坑内整体式钢筋混凝土支撑体系，以确保基坑开挖安全并尽量减小基坑施工对周围环境的不利影响，见图 4-35。

由于本工程地处闹市区，而且离对变形十分敏感的地铁隧道仅 3m，因此不可能在施工降水方案选择时采用坑外降水，而只能采用坑内降水方案，而且基坑开挖深度达 10.50m，基底以下土体又为渗透系数很小的流塑性粘土夹薄层粉砂，综合以上因素，本工程降水方案采用坑内深井泵结合真空泵降水方式，一方面达到所需的降水深度，另一方面利用真空泵产生的真空作用加速地下水向井管渗入。

为防止坑内降水将坑外地下水抽走而对基坑周围环境，特别是地铁隧道造成不利影响，在深井布置时其深度比地下连续墙浅 4.50m，这样地下连续墙在作为支护墙体挡土的同时，还起到了隔水帷幕的作用。另外在靠近地铁隧道一侧，另设了一道深度比地铁隧道底标高略深的水泥搅拌桩隔水帷幕，以加强对地铁隧道的保护见图 4-36。

降水施工时在基坑内设置若干套“深井泵结合真空泵降水装置”（每口井内放入一台长轴深井泵，每三口井用密封管路连接一台真空泵），进行“变流量、间断性”抽汲地下水。每 200m^2 左右设置 1 口大井（孔径 ϕ650mm，井筒 ϕ250mm，深度 19.0m），平面布置为等边三角形；小井（孔径 ϕ450mm，井筒

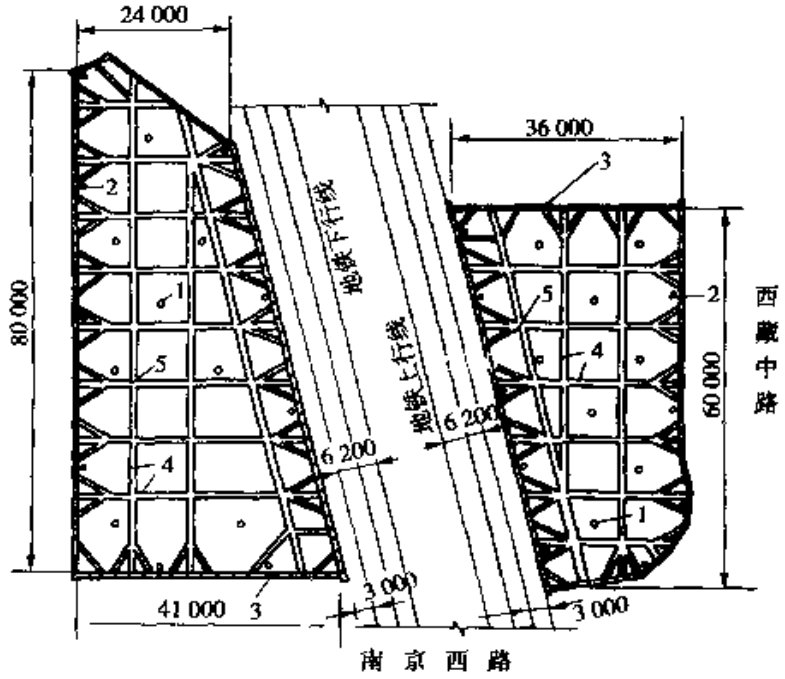


图 4-35 新世界商城深基坑围护结构体系及井点布置图(尺寸单位:mm)

1-大井;2-小井;3-地下连续墙;4-支撑;5-立柱

ϕ150mm,深 17.0m)每 20m 左右设置 1 口,沿地下连续墙内侧布置。设计真空度≥50kPa,最终降水水位设计值为坑底以下 3.0~4.0m,降水期限:从基坑开挖前 28d 开始到基坑底板浇筑后 7d 结束,其中,大井降水到基础垫层浇筑后 7d 结束。降水加固后,要求坑内土层不排水抗剪强度提高 35%~40%,并达到软塑状态。井点平面布置见图 4-35,井点竖向布置见图 4-36。

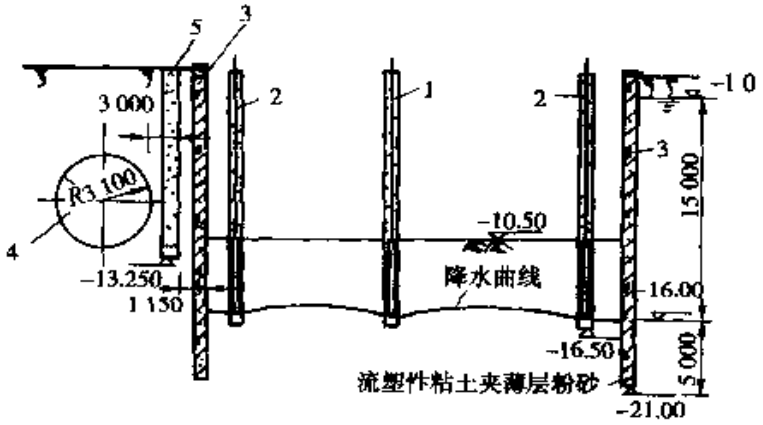


图 4-36 井点竖向布置(尺寸单位:mm,标高单位:m)

1-大井;2-小井;3-地下连续墙;4-地铁隧道;5-水泥搅拌桩隔水帷幕

在该降水工程中进行了土体降水前后不排水抗剪强度的现场测试。坑

内土层中埋设的“深井真空降水装置”能使土体从原来的饱和流塑状态变成非饱和软塑状态，随着土体空隙中自由水逐渐排出而产生固结，土体的抗剪强度得到较大提高，使坑底附近土体的隆起量和墙后土体向坑内的塑性及粘性变形显著减小。经现场“贯入电测十字板”试验，测得坑底土体不排水抗剪强度的平均值为 30kPa，比降水加固前增加了 8.0kPa，提高了 36.4%。

第二篇 基坑渗流理论

第五章 渗流理论基础

第一节 多孔介质

多孔介质指的是可以把它分成很多微小的体积，在每个小体积中，都包含有固体和流体；其中固体部分称为“骨架”，而充满流体（液体及气体）的部分称为“孔隙”，所有连通的孔隙所占的体积称为“有效孔隙”。在有效孔隙中，流体可以从一点连续运动到任意另外一点。在一般情况下，常认为孔隙都是连通的。以后如果不特别声明，就是把有效孔隙和孔隙看成一回事。

在自然界，多孔介质指的是松散土层，含裂隙或溶隙的坚硬岩石，而含有溶洞或地下暗河的岩溶介质不属于这个范围。多孔介质具有孔隙性、压缩性和贮水或释放出水的一些性质。

一、多孔介质的孔隙性

反映多孔介质的孔隙性，采用孔隙率或孔隙比。用以下的方法定义多孔介质在一点 $\chi(x_1, x_2, x_3)$ 的“孔隙率” $n(\chi)$

$$n(\chi) = \lim_{\Delta U \to \delta^3} \frac{\Delta U_v}{\Delta U} \tag{5-1}$$

式中：ΔU——包含 χ 的小球体积；

ΔU_v——ΔU 中孔隙的体积；

δ——大于分子间平均距离的小量。

孔隙率 n 是一个无量纲的量，为 $0 < n < 1$。

孔隙比 e 的定义是孔隙体积与骨架体积之比，即：

$$e = \frac{nU}{U - nU} = \frac{n}{1 - n} \tag{5-2}$$

在上中，孔隙率 n 的大小与颗粒形状、排列方式以及粒径大小有关。

二、多孔介质的压缩性

实践证明，在荷载作用下，多孔介质会产生压密变形。例如，抽汲地下水引起地面沉降就是一种多孔介质压密变形。

下面考虑处于静止状态下，承压含水层的受力情况(见图 5-1)。为简化讨论，假设含水砂层的颗粒之间没有粘聚力。在含水层中切一水平的横截面，面积为 A。若设 $A = 1$，按 Terzaghi 一维固结理论，作用在该平面上的上覆荷载分别由颗粒(固体骨架)和水承担，即

$$\sigma = \sigma' + p \tag{5-3}$$

式中：σ——上覆荷载引起的总应力；

σ'——作用在固体颗粒上的粒间应力，即有效应力；

p——孔隙水压力。

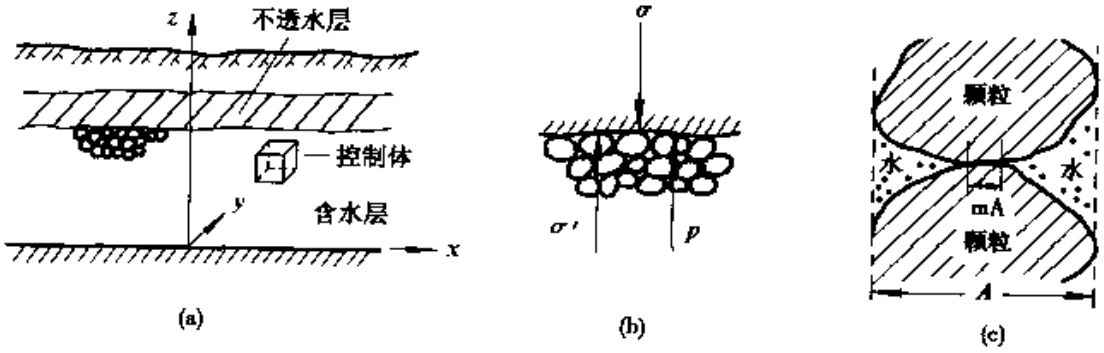


图 5-1 可压缩的承压含水层(据 J. Bear)

由(5-3)式可以分析多孔介质的压密过程是，抽汲地下水时，孔隙水压力降低，使得粒间应力即有效应力增加，而导致多孔介质压缩产生地面沉降。大多数情况下，压密属于一维变形，压密的时间延滞效应与土层的透水性性质有关。一般认为，砂层的压密是瞬时发生的，粘性土的压密时间较长。

另外，根据试验结果，在饱和的情况下，土的孔隙比 e 与有效应力 σ' 具

有线性关系，即

$$e = e_0 - \alpha^* \sigma' \tag{5-4}$$

式中：α^*——土的压密系数。

该式说明，孔隙比是有效应力的下降函数，随着有效应力的增加，孔隙比越来越小。

多孔介质的压密变形是一种非弹性变形。为了计算简便，将多孔介质看成弹性体，用弹性体的应力应变关系式描述多孔介质的压密变形规律，即

$$\mathrm{d}p = -\frac{1}{\alpha}\frac{\mathrm{d}U}{U} \tag{5-5}$$

式中：α——多孔介质骨架的弹性压缩系数；

U——多孔介质中所取单元总体积(含骨架体积和孔隙体积)。

多孔介质的贮水性或释放水的性质将在后面介绍。

第二节　空间平均法

多孔介质中流体的运动发生在骨架的孔隙和缝隙中，即流体在以孔隙或缝隙壁面为边界的小通道中运动。从这种尺度上研究多孔介质中的现象称为微观水平上的方法。由于多孔介质微观几何结构的复杂性，在实际上要从微观水平上进行研究是很难做到的。因此则只好从微观过渡到比较粗的宏观水平上来描述多孔介质中发生的各种现象。下面介绍的空间平均方法是实现这一过渡的杠杆。

考虑渗流区域中的一个数学点 χ，其坐标为(x_1, x_2, x_3)。以 χ 为中心的一个小球体或小立方体，记为$[U_0(\chi)]$，被定义为多孔介质的一个质点。一方面把$[U_0(\chi)]$取得足够大，使其中包含有相当多的固体颗粒和孔隙，以致我们可以得到在$[U_0(\chi)]$上确定的一些物理量的稳定的平均值，例如，把$[U_0(\chi)]$中的孔隙部分记为$[U_{0,v}(\chi)]$，则当$[U_0(\chi)]$的大小在一定范围内变动时，体积比

$$n(\chi) = \frac{U_{0,v}(\chi)}{U_0(\chi)} \tag{5-6}$$

基本上保持为常数，因而可以把它确定为点 χ 处的孔隙率。另一方面，$[U_0(\chi)]$又是足够小，以致和整个渗流区域相比可近似看作一个点。这样定义的多孔介质质点也称为多孔介质的表征体元。

让渗流区域中的每个数学点都联系着一个多孔介质质点，则本来是由固体颗粒和孔隙所构成的多孔介质，就可以近似看成是由完全充满空间的多孔介质质点所构成的连续介质，各种有关的量或参数，例如水头、浓度、孔隙率、渗透系数等也相应成为空间中的连续甚至可微的函数，涤而避免了弄清多孔介质微观结构的困难。基于这一尺度研究多孔介质中发生的现象称为宏观水平上的方法。

为简单起见，我们来考虑饱和流体，此时多孔介质的孔隙空间全部为所考虑的流体所充满。设 a 是对孔隙空间中流体所定义的一种微观水平上的量(数量或向量)，在表征体元$[U_0(\chi)]$的孔隙空间$[U_{0,v}(\chi)]$上量 a 的积分平均值为：

$$\overline{a} = \frac{1}{U_{0,v}(\chi)}\int_{[U_{0,v}(\chi)]} a\mathrm{d}U_{0,v} \tag{5-7}$$

$\overline{a}$ 是与多孔介质质点相联系的量，是宏观水平上的量。因此，任何微观水平上的量经(5-7)式的空间平均便可得到相应的宏观水平上的量。对某些量 a 还可以补充规定它在固体颗粒所占据点上的值为零，此时(5-7)式可以改写为：

$$\overline{a} = \frac{1}{nU_0(\chi)}\int_{[U_0(\chi)]} a\mathrm{d}U_0 \tag{5-8}$$

式中：n——(5-6)式确定的孔隙率。

例 1 设 a 是多组分流体中组分 α 的密度 ρ_α，它确定在多孔介质中每个流体质点上，一个微观水平上的量。经空间平均得：

$$\overline{\rho}_\alpha = \frac{1}{U_{0,v}(\chi)}\int_{[U_{0,v}(\chi)]} \rho_\alpha\mathrm{d}U_{0,v}$$

平均密度 $\overline{\rho}_\alpha(\chi,t)$确定在多孔介质的质点上，是宏观水平上的量，它表示多孔介质区域中组分 α 的密度分布。若固相中不含组分 α，则上式也可以写做：

$$\overline{\rho}_\alpha = \frac{1}{nU_0(\chi)}\int_{[U_0(\chi)]} \rho_\alpha\mathrm{d}U_0$$

例 2 设 a 是孔隙中流体质点的微观速度分布 $\boldsymbol{v}$，则经空间平均得：

$$\overline{\boldsymbol{v}}(\chi,t) = \frac{1}{U_{0,v}(\chi)}\int_{[U_{0,v}(\chi)]} \boldsymbol{v}\mathrm{d}U_{0,v}$$

式中：$\overline{\boldsymbol{v}}$——多孔介质区域上的平均孔隙速度。

若补充规定在固体颗粒处的 $v=0$，则上式可改写为：

$$\bar{v}(\chi,t)=\frac{1}{nU_0(\chi)}\int_{[U_0(\chi)]}v\mathrm{d}U_0$$

第三节　渗流物理参数

渗流物理参数包括流体参数、介质参数和状态参数。

一、流体密度

设多孔介质中液相 β 的微观密度为 ρ_β，经空间平均可得到宏观水平上的量，即在多孔介质表征体元上的平均值

$$\bar{\rho}_\beta=\frac{1}{U_{0,\beta}(\chi)}\int_{[U_{0,\beta}(\chi)]}\rho_\beta\mathrm{d}U_{0,\beta} \tag{5-9}$$

式中：$[U_{0,\beta}(\chi)]$——多孔介质表征体元被液相 β 所占据的部分。

流体的重度 γ 定义为：

$$\gamma=\rho g \tag{5-10}$$

式中：g——重力加速度。

由此可知多孔介质中液相 β 的平均重度为：

$$\bar{\gamma}_\beta=\bar{\rho}_\beta g \tag{5-11}$$

二、溶质浓度

多组分流体的某一组分 α 的浓度实际上就是该组分的密度 ρ_α，但在谈到浓度时习惯上常用 C_α 表示。对于只有溶剂和溶质的二元体系，可以单用字母 C 表示溶质的浓度。

对于多孔介质来说，组分 α 既可能存在于液相中，也可能存在于固相中。用 $C_{\gamma,\alpha}$ 表示 γ 相中含溶质 α 的浓度，并用

$$\bar{C}_{\gamma,\alpha}=\frac{1}{U_{0,\gamma}(\chi)}\int_{[U_{0,\gamma}(\chi)]}C_{\gamma,\alpha}\mathrm{d}U_{0,\gamma} \tag{5-12}$$

表示 γ 相中溶质 α 的平均浓度，其中 $[U_{0,\gamma}(\chi)]$ 是表征体元中 γ 相所占据的部分。

三、流体粘度

流体受到切向力作用时将发生连续的变形，即流动。流体阻止这一变

形的性质称为它的粘滞性。所谓牛顿流体均服从下列牛顿粘滞定律

$$\tau = \mu \frac{\partial u}{\partial n} \tag{5-13}$$

式中：τ——切应力；

$\frac{\partial u}{\partial n}$——液面的法向速度梯度；

μ——比例系数，称为流体的动力粘度。动力粘度与密度的比 $\upsilon = \frac{\mu}{\rho}$ 称为流体的运动粘度。这些量显然都可以借助于空间平均过渡到多孔介质的宏观水平上。

四、流体速度

设 $\boldsymbol{V}$ 为位于点 χ 的流体质点速度

$$\boldsymbol{V}(\chi) = u(\chi)\boldsymbol{i} + v(\chi)\boldsymbol{j} + w(\chi)\boldsymbol{k} \tag{5-14}$$

式中：$u(\chi)$、$v(\chi)$、$w(\chi)$——$V(\chi)$的三个分量；

$\boldsymbol{i}$、$\boldsymbol{j}$、$\boldsymbol{k}$——坐标轴上的单位向量。

若用 $\boldsymbol{V}_\alpha$ 表示组分 α 的速度，则整个流体体系，可以定义以下两个平均速度，即质量平均速度

$$\boldsymbol{V} = \sum_{\alpha=1}^{N} \omega_\alpha \boldsymbol{V}_\alpha \tag{5-15}$$

和体积平均速度

$$\boldsymbol{V}' = \sum_{\alpha=1}^{N} \upsilon_\alpha \boldsymbol{V}_\alpha \tag{5-16}$$

式中：$\omega_\alpha = \frac{\rho_\alpha}{\rho}$——组分 α 的质量因数，表示单位质量的混合液中含组分 α 的质量，而 ρ_α 为组分 α 的质量，而 ρ 为整个流体体系的密度；

υ_α——组分 α 的体积因素，表示单位体积的混合液中含组分 α 所占的体积。

上述两个平均速度为多孔介质中多组分流体的微观速度，经空间平均可得宏观水平上的量，即表征体元上的平均值

$$\overline{\boldsymbol{V}} = \frac{1}{U_{0,\beta}(\chi)} \int_{[U_{0,\beta}(\chi)]} \boldsymbol{V} \mathrm{d}U_{0,\beta} \tag{5-17}$$

$$\overline{\boldsymbol{V}'} = \frac{1}{U_{0,\beta}(\chi)} \int_{[U_{0,\beta}(\chi)]} \boldsymbol{V}' \mathrm{d}U_{0,\beta} \tag{5-18}$$

上述式中：$[U_{0,\beta}(\chi)]$——多孔介质表征体元中被多组分流体所占据的部分。

当多孔介质为不可压缩的均质流体所饱和时，就有：

$$\overline{V} = \overline{V'} = \frac{q}{n} \tag{5-19}$$

式中：q——达西渗流速度，也是一个宏观水平上的量；

n——孔隙率；

$\overline{V}$——表征体元上的平均值，人们也称实际速度。

五、压力与水头

设液相在多孔介质表征体元中所占的部分为$[U_{0,\beta}]$，p 是液相中的微观静水压力，利用空间平均可得：

$$\overline{p}(x,t) = \frac{1}{U_{0,\beta}(\chi)}\int_{[U_{0,\beta(\chi)}]} p\mathrm{d}U_{0,\beta} \tag{5-20}$$

称为多孔介质的平均孔隙压力，并称

$$H = z + \frac{\overline{p}}{\overline{\rho}g} \tag{5-21}$$

为点 χ 处的水头，其中 z 是点 χ 相对于某一基准面的高度；$\overline{\rho}$ 是流体在点 χ 处的宏观平均密度。水头 H 依赖于 $\overline{p}$ 和 $\overline{\rho}$，也是宏观平均意义下的量，它表示该点处单位重量的水所具有的宏观平均势能。由于地下水的运动非常缓慢，动能可以忽略不计，所以也可以把 H 看作是该点处单位重量的水所具有的全部机械能。

六、多孔介质的含水率

在土或岩石中，水的体积一般只占整个孔隙中的一部分，另一部分则为气体所填充，在研究地下水运动时，一般认为骨架是不动的，而空气的运动可以忽略，只考虑水的运动。

水在多孔介质中所占的比例可以含水率 θ 表示。水在点 χ 的含水率为

$$\theta = \frac{U_{0,w}(\chi)}{U_0(\chi)} \tag{5-22}$$

式中：$U_0(\chi)$——表征体元的体积；

$U_{0,w}(\chi)$——表征体元中水所占的体积。从这个定义可以看出，$0 \leqslant \theta \leqslant n < 1$。

如果在一个区域内，$\theta = n$，那么就把这个区叫做饱和区，记 $\theta_s = n$，这个区域的水叫饱和水；而对 $\theta < n$ 的区域称为非饱和区域，其中的水称为非饱和水。

七、比表面

在多孔介质的表征体元中，固体颗粒与孔隙之间的总面积 S_0 与表征体元的体积 U_0 的比值称为骨架的比表面，记为 M_0，即：

$$M_0 = \frac{S_0}{U_0} \tag{5-23}$$

显然，细颗粒介质的比表面比粗颗粒介质的比表面大得多。比表面的大小依赖于孔隙率、粒径分布，颗粒形状和排列方式。吸附、解吸、离子交换等作用均发生在固相与液相的介面处，因此在研究溶质运移问题时比表面的大小起重要作用。

八、弯曲率

流体质点在多孔介质中的微观运动实际上是沿着弯曲的通道绕过固体颗粒在孔隙空间中进行的，见图 5-2。从微观上看，各点局部速度的大小和方向都不同于宏观的平均速度。作为一个物理模型，我们设想多孔介质的孔隙空间由若干弯曲的管子构成。图 5-3 是其中的一根管子，设管轴与平

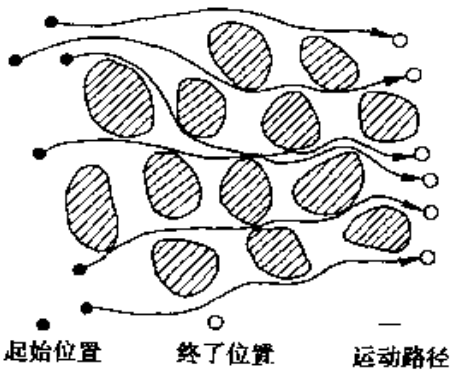


图 5-2 流体质点在多孔介质中的微观运动

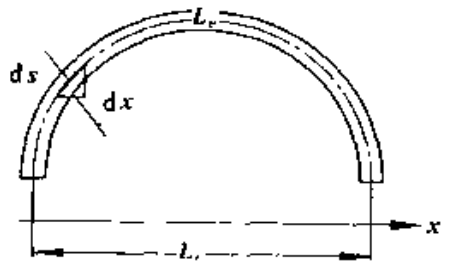


图 5-3 多孔介质弯曲率的几何解释

均流动方向(x 方向)在同一个平面上,其长度为 L_e,它在 x 轴上的投影长度为 L。

若用 $\overline{V}$ 表示流体质点沿管轴运动的平均速度,用 $\overline{u}$ 表示投影到 x 方向的平均速度,则由 $L_e/\overline{V} = L/\overline{u}$,可得

$$\overline{u} = \overline{V}(L/L_e) \tag{5-24}$$

再设管子两端的水头差为 Δh,沿管子的平均速度 $\overline{V}$ 与沿管子的平均水力梯度 $\Delta h/L_e$ 成正比,即

$$\overline{V} = K\Delta h/L_e \tag{5-25}$$

式中:K——比例系数。

把(5-25)式代入(5-24)式得:

$$\overline{u} = K\left(\frac{L}{L_e}\right)^2 \frac{\Delta h}{L} = KT\frac{\Delta h}{L} \tag{5-26}$$

式中:$\overline{u}$、$\Delta h/L$——x 方向的平均速度和水力梯度;

KT——比例系数,其中:

$$T = (L/L_e)^2 \tag{5-27}$$

称为管子的弯曲率。显然 $0 < T < 1$,它反映管子弯曲的程度,管子弯曲的程度愈高,T 值越小。由(5-26)式可知,T 值的减小相当于增加了沿 x 方向的流动阻力。

现在考虑管子的一个微元,见图 5-3。则(5-27)式中的 L 应换成 $\mathrm{d}x$,代替 L_e 的是弧长微分 $\mathrm{d}s$,于是我们可以在微观水平上定义管子中各点对 x 方向的弯曲率

$$T_{xx} = \left(\frac{\mathrm{d}x}{\mathrm{d}s}\right)^2 \tag{5-28}$$

因为表征体元中孔隙空间可以看成是由管子组成的,所以,只要在微观水平上确定了孔隙中各点的弯曲率,便可通过空间平均方法求出多孔介质的弯曲率。各向同性多孔介质的弯曲率为一数量,各向异性介质的弯曲率为二秩对称张量。多孔介质的弯曲率和孔隙率一样,也是刻画多孔介质的一个基本参数。

九、比贮水系数

比贮水系数 S_s 定义为水头下降一个单位时,从表征体元中释出的水所占的体积,即

$$S_s = \frac{\Delta U_w}{U_0 \Delta h} \tag{5-29}$$

式中：ΔU_w——表示[U_0]中由于多孔介质骨架的变形和水的膨胀而释出的水的体积；

Δh——表示水头的下降值。

根据多孔介质的弹性压缩变形规律(5-5)式

$$\mathrm{d}p = -\frac{1}{\alpha}\frac{\mathrm{d}U}{U}$$

和水的弹性压缩变形规律

$$\mathrm{d}p = -\frac{1}{\beta}\frac{\mathrm{d}U_w}{U_w} = -\frac{1}{\beta}\frac{\mathrm{d}(nU)}{nU} \tag{5-30}$$

可以建立以下关系

$$S_s = \rho g[\alpha^*(1-n) + n\beta] \tag{5-31}$$

式中：α、β——多孔介质骨架和水的弹性压缩系数；

U——多孔介质中所取单元总体积；

U_w——所取单元中水的体积。

给水度 μ 表示潜水含水层的释水能力，定义为潜水面下降一个单位时，单位面积含水层释放出来的水的体积，即

$$\mu = \frac{\Delta U_w}{A_0 \Delta H} \tag{5-32}$$

式中：A_0——所考虑的点处的面积单元；

ΔH——潜水面的下降值；

ΔU_w——表示由于潜水面下降而从以 A_0 为底，以 ΔH 为高的含水层体积中释放出来的水的体积。

一般说来，μ 小于孔隙率 n，因为潜水面降下去以后，会有少量水靠毛细力的支撑而保留下来。若忽略这一部分水量，则可以认为 μ 近似等于有效孔隙率。

有关多孔介质中溶质运移参数，例如，流体动力弥散系数、多孔介质中的分子扩散系数等不在本书范围内介绍。至于渗透系数、导水系数等参数将在第十章中专作介绍。以上提到的物理参数和其他有关参数的符号与量纲请参考附录。

第四节　渗流基本定律——Darcy 定律

一、Darcy 实验定律及其适用范围

1856 年，法国的 H. Darcy 在装满砂的圆管中(见图 5-4)进行实验。得到如下关系式

$$Q = KA\frac{H_1 - H_2}{l} \tag{5-33}$$

式中：Q——渗流量；

H_1、H_2——通过砂样前后的水头；

l——砂样沿水流方向的长度；

A——试验圆筒的横截面积，包括砂粒和孔隙两部分面积在内；

K——比例系数，称为渗透系数，也称水力传导系数。

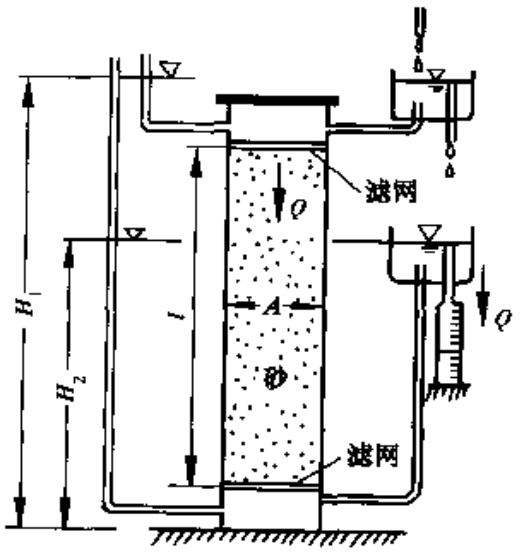


图 5-4　Darcy 实验装置

(5-33)式中的$\frac{H_1 - H_2}{l}$即水力梯度 J，故可改写为：

$$q = \frac{Q}{A} = KJ \tag{5-34}$$

上述两个关系式称为 Darcy 定律。它表示渗流速度 q 与水力梯度 J 成正比关系。

Darcy 定律有一定适用范围。根据 Reynolds 数判断，如图 5-5 所示，渗流速度 q 与水力梯度 J 呈直线关系，Reynolds 数不超过 1 ~ 10 时，地下水运动才符合 Darcy 定律。另外，也可以从多孔介质中的水流状态判断 Darcy 定律适用范围，当渗流速度由低到高时，可把多孔介质中的地下水运动状态分为三种情况(如图 5-6 所示)：(1)当地下水低速度运动时，即 Reynolds 数小于 1 ~ 10之间的某个值时，为粘滞力占优势的层流运动；(2)随着流速的增大，当 Reynolds 数大致在 1 ~ 100 之间时，为一过渡带。由粘滞力占优势的层流运动转变为惯性力占优势的层流运动再转变为紊流运动；(3)高 Reynolds 数时为紊流运动。显然，Darcy 定律适用范围为：地下水低流速，以粘滞力占优

势的层流运动范围。然而天然条件下，多孔介质中地下水流速都很小，绝大多数地下水运动都服从 Darcy 定律。

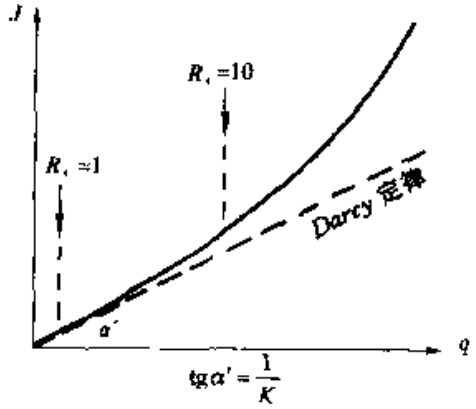


图 5-5 渗流速度与水力梯度的实验关系(据 J. Bear)

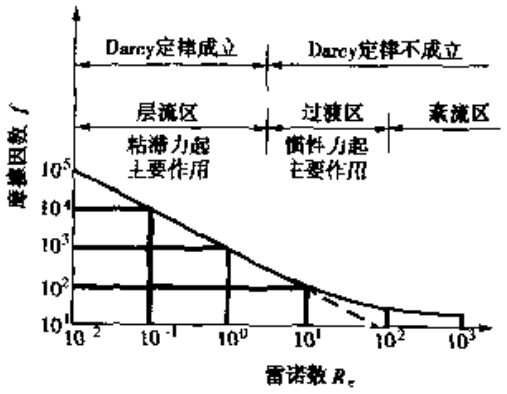


图 5-6 多孔介质中流动分类示意图(据 J. Bear)

二、Darcy 定律的推广

在 Darcy 实验中，地下水做一维的均匀运动，即渗流速度和水力梯度的大小与方向沿流程变化，而且随介质的方向变化。因此，有必要将实验 Darcy 定律推广到以微分形式表示，即地下水在多孔介质中一点的渗流速度 q 与该点的水力梯度成正比

$$q = -K\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}l} \tag{5-35}$$

式中：$-\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}l}$——水力梯度。

对于各向异性多孔介质，三维流情形，Darcy 定律可以表示为

$$\begin{cases} q_1 = -K_{11}\dfrac{\partial H}{\partial x_1} - K_{12}\dfrac{\partial H}{\partial x_2} - K_{13}\dfrac{\partial H}{\partial x_3} \\ q_2 = -K_{21}\dfrac{\partial H}{\partial x_1} - K_{22}\dfrac{\partial H}{\partial x_2} - K_{23}\dfrac{\partial H}{\partial x_3} \\ q_3 = -K_{31}\dfrac{\partial H}{\partial x_1} - K_{32}\dfrac{\partial H}{\partial x_2} - K_{33}\dfrac{\partial H}{\partial x_3} \end{cases} \tag{5-36}$$

式中：(q_1, q_2, q_3)——渗流速度 $\boldsymbol{q}$ 的三个分量。渗透系数

$$\underline{\boldsymbol{K}} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \tag{5-37}$$

是二秩对称张量。采用向量表示，Darcy 定律(5-36)可以写为：

$$\overline{\boldsymbol{q}} = -\underline{\boldsymbol{K}}\mathrm{grad}H \tag{5-38}$$

式中 $\overline{\boldsymbol{q}} = \overline{\boldsymbol{q}}(x,y,z,t) = (q_1,q_2,q_3)$。如果利用求和约定，Darcy 定律[①](5-36)式也可以缩写为

$$q_i = -K_{ij}\frac{\partial H}{\partial x_j} \qquad (i = 1,2,3) \tag{5-39}$$

对于各向同性介质，渗透系数约化为一数量，Darcy 定律相应简化为：

$$q_i = -K\frac{\partial H}{\partial x_i} \qquad (i = 1,2,3) \tag{5-40}$$

三、渗透系数

1.渗透系数和渗透率

渗透系数，也称水力传导系数，是渗流力学中一个重要参数。根据(5-34)式，当水力梯度 $J=1$ 时，渗透系数在数值上等于渗流速度。因为水力梯度无量纲，所以渗透系数具有速度的量纲。即渗透系数的单位和渗流速度的单位相同，常用 cm/s 或 m/d 表示。

渗透系数不仅取决于多孔介质的性质(如粒度成分、颗粒排列、充填状况、裂隙性质和发育程度)，而且和渗透液体的物理性质(密度、粘滞性等)有关，可以表示为：

$$\underline{\boldsymbol{K}} = \frac{\underline{\boldsymbol{k}}\rho g}{\mu} \tag{5-41}$$

式中：ρ、μ——分别是在宏观平均意义下液体的密度和粘度，即 $\overline{\rho}$ 和 $\overline{\mu}$；

g——重力加速度；

$\underline{\boldsymbol{k}}$——多孔介质的渗透率，它只与骨架性质有关，量纲为$[L^2]$。

对于各向异性多孔介质，渗透率 $\underline{\boldsymbol{k}}$ 与渗透系数 $\underline{\boldsymbol{K}}$ 一样，也是二秩对称张量(5-37)式，即：

---

① 在(5-36)式中使用了爱因斯坦求和约定，这是在和张量有关的表达式中常用的一种缩写方法。该约定是：当等式右端的下标在等式左端不出现时，即表示对该下标求和。例如，写 $b_i = a_{ij}$，就表示 $b_i = \sum_{j=1} a_{ij}$；写 $b = a_{ij}$，就表示 $b = \sum_i \sum_j a_{ij}$；在三维问题中，求和从 1 到 3，在二维问题中求和从 1 到 2，所以(5-39)式实际上表示：$q_i = -\sum_{j=1}^{3} K_{ij}\frac{\partial H}{\partial x_j}(i = 1,2,3)$

$$k_{12} = k_{21}, \quad k_{13} = k_{31}, \quad k_{23} = k_{32}$$

所以只有六个独立的分量，在二维情况下只有三个不同的分量。

研究各向异性介质发现，在各向异性介质中水力梯度和渗流速度的方向是不一致的，但在三个方向上两者是平行的，而且这三个方向是相互正交的。这三个方向称为主方向。沿主方向测得的渗透系数称为主渗透系数或主值，分别以 K_1，K_2 和 K_3 表示。如果所采用的 Descartes 坐标系其三个轴分别和渗透系数张量的主方向平行，则：

$$K_{11} = K_1 \quad K_{22} = K_2 \quad K_{33} = K_3$$

此时渗透系数张量 $\boldsymbol{K}$ 是个对角阵，即：

$$\boldsymbol{K} = \begin{bmatrix} K_1 & 0 & 0 \\ 0 & K_2 & 0 \\ 0 & 0 & K_3 \end{bmatrix} \tag{5-42}$$

2. 等效渗透系数

在实际的土层中，渗透性很少是均匀而且各向同性的，这就给计算带来不少困难，因而人们常用一些“等价”的均匀模型来代替。下面以一维流为例说明这种办法。

(1)水流方向平行层面的情况，如图 5-7 所示。考虑一个总厚度为 M 的 n 层沉积土层，每一层都是均匀而各向同性的；分层厚度和渗透系数分别为 M_i、$K_i(i = 1, 2, \cdots\cdots, n)$。

设其中有 x 方向的一维流动，每层的水力梯度一样。单位宽度面积的总流量为 Q，那么由 Darcy 定律，第 i 层的单宽面积流量 Q_i 为：

$$Q_i = -K_i \frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}l} M_i \tag{5-43}$$

于是

$$Q = -\sum_{i=1}^{n} K_i M_i \frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}l} \tag{5-44}$$

现在设想这 n 层土是均匀的，它的渗透系数为 K_p，则由 Darcy 定律

$$Q = -K_p \frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}l} M \tag{5-45}$$

比较(5-44)和(5-45)式，就有：

$$K_p = \frac{1}{M} \sum_{i=1}^{n} K_i M_i \tag{5-46}$$

这就是"等价"的渗透系数。如果原来渗透系数是 y 的连续函数 $K(y)$，那么把流场分为 n 层而让 $n\to\infty$，$\max M_i\to 0$，这时就有：

$$K_p = \frac{1}{M}\int_0^M K(y)\mathrm{d}y \tag{5-47}$$

这就是当不均匀的方向与流动方向垂直时，用一个"等价"的常数 K_p 代替 $K(y)$ 的办法。这种情形的 K_p 可看成是各 K_i 对厚度的加权算数平均值。

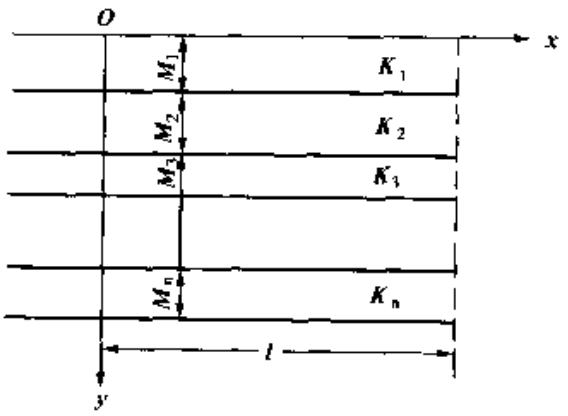


图 5-7 层状含水层中平行层面的流动

(2)水流方向垂直层面的情形，仍如图 5-7 所示，但设主流方向为 y。这时单宽面积流量在各层不变，但每层的水力梯度不同。设第 i 层的水力梯度为 $\frac{\Delta H_i}{M_i}$，则由 Darcy 定律

$$Q = -K_i\frac{\Delta H_i}{M_i}l$$

$$\Delta H = \sum_{i=1}^{n}\Delta H_i = -\frac{Q}{l}\sum_{i=1}^{n}\frac{M_i}{K_i}$$

设想这 n 层是均匀的，渗透系数为 K_v，由 Darcy 定律，应有

$$Q = -K_v\frac{\Delta H}{M}l = -K_vQ\sum_{i=1}^{n}\frac{M_i}{K_i}\frac{1}{M}\text{或}\frac{1}{K_v} = \frac{1}{M}\sum_{i=1}^{n}\frac{M_i}{K_i} \tag{5-48}$$

如果原来是 $K = K(y)$，那么让 $n\to\infty$，$\max M_i\to 0$ 以后，即得

$$\frac{1}{K_v} = \frac{1}{M}\int_0^M\frac{\mathrm{d}y}{K(y)} \tag{5-49}$$

因此，对不均匀性与流动方向一致的情形，用"等价"的均匀模型来代替原来不均匀介质的办法是取常数 K_v 为各 K_i 对厚度的加权调和平均值。

容易证明 $K_p > K_v$，所以经过这样的"均匀化"以后，就得到一个均匀而各向异性的"等价"模型，在这个模型中，水平渗透系数大于垂直渗透系数。

第五节 渗流的连续性方程

一、传输定理

流体力学研究运动着的流体，会遇到求可变区域上积分的变化率问题。例如研究一团运动着的变密度流体的质量，它可以用积分 $\iiint_{\Omega(t)}\rho \mathrm{d}v$ 表示。而它对时间的变化率就是要求这个积分对 t 的导数，由于 ρ 与区域 Ω 都是 t 的函数，求起导数率就非常复杂。下面引入“传输定理”可以处理这类问题。

传输定理：设 $\Omega(t)$ 是三维空间中一个随时间变化的区域，它具有光滑的边界 $S(t)$；$U(x,y,z,t)$ 是一个 $\Omega(t)$ 上的可微数量值（或向量值）函数，那么

$$\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}t}\iiint_{\Omega(t)} U\mathrm{d}v = \iiint_{\Omega(t)} \frac{\partial U}{\partial t}\mathrm{d}v + \iint_{S(t)} U\overline{V}\cdot\overline{n}\mathrm{d}s \tag{5-50}$$

式中：$\overline{V}$——$\Omega(t)$ 点的运动速度，即表征体元上的平均值；

$\overline{n}$——外法线向量。

这里不证明这个定理，只是作一点说明。

积分 $\iiint_{\Omega(t)} U\mathrm{d}v$ 对 t 变化率可以分为两部分：一部分是区域不动而 U 变化，另一部分则是区域变化的影响。后者可以这样计算：$S(t)$ 的每一微元 $\Delta S(t)$ 在 Δt 时间内，由于质点的运动形成一个小柱体 $\overline{V}\cdot\overline{n}\Delta S\Delta t$，于是当时间从 t 变化到 $t+\Delta t$ 时，整个容积的改变量是：

$$\left[\iiint_{\Omega(t)} U\mathrm{d}v\right]_t^{t+\Delta t} = \iiint_{\Omega(t)} [U]_t^{t+\Delta t}\mathrm{d}v + \iint_{S(t)} U\overline{V}\cdot\overline{n}\mathrm{d}s\Delta t$$

两边除以 Δt 后令 $\Delta t\to 0$ 即得式(5-50)。

二、渗流的连续性方程

在(5-50)式中如果取 U 为 $n\rho$，那末 $\iiint_{\Omega(t)} n\rho\mathrm{d}v$ 就是 $\Omega(t)$ 中多孔介质中流体的质量，由于质量不灭，对任意 $\Omega(t)$，$\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}t}\iiint_{\Omega(t)} n\rho\mathrm{d}v = 0$，也就是：

$$\iiint_{\Omega(t)} \frac{\partial(n\rho)}{\partial t}\mathrm{d}v + \iint_{S(t)} (n\rho)\overline{V}\cdot\overline{n}\mathrm{d}s = 0$$

式中：n——多孔介质的孔隙率；

$\bar{n}$——外法线向量。

由 Gauss-Green 公式，上式可写成

$$\iiint_{\Omega(t)} \left[\frac{\partial(n\rho)}{\partial t} + \mathrm{div}(n\rho\bar{V})\right] \mathrm{d}v = 0$$

因为 $\Omega(t)$是任意取的，因此被积函数必须恒为零，即：

$$\frac{\partial(n\rho)}{\partial t} + \mathrm{div}(n\rho\bar{V}) = 0 \tag{5-51}$$

这个方程称为多孔介质中流体运动的连续性方程，如果不用向量表示，令 $\bar{V} = (V_1, V_2, V_3)$，则(5-51)式就是：

$$\frac{\partial(n\rho)}{\partial t} + \frac{\partial(n\rho V_1)}{\partial x} + \frac{\partial(n\rho V_2)}{\partial y} + \frac{\partial(n\rho V_3)}{\partial z} = 0 \tag{5-52}$$

第六节　渗流的基本方程

设想有一个承压含水层 Ω，其中渗透性为各向异性，但假定每一点的三个主渗透方向都相同，而且有一个与含水层顶底板垂直。于是取这三个主方向为坐标轴，z 轴与顶板垂直。

假设压力较大，水和孔隙都可压缩，但只能在垂直方向(z 方向)压缩。

如果垂直总应力为 σ，可知有以下关系式

$$\sigma = \sigma' + p$$

$$e = e_0 - \alpha^* \sigma'$$

$$\mathrm{d}p = -\frac{1}{\beta}\frac{\mathrm{d}(nU)}{nU} = -\frac{1}{\beta}\frac{\mathrm{d}\rho}{\rho}$$

还有渗流连续性方程和 Darcy 定律

$$\frac{\partial(n\rho)}{\partial t} + \mathrm{div}(n\rho\bar{V}) = 0$$

$$\bar{q} = -\underline{K}\mathrm{grad}H$$

由这些已知关系可以推出渗流的基本方程。

由(5-51)和(5-38)式得：

$$n\frac{\partial\rho}{\partial t} + \rho\frac{\partial n}{\partial t} = \mathrm{div}(\rho\underline{K}\mathrm{grad}H) \tag{5-53}$$

由(5-4)和(5-3)式得：

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{1}{(1-n)^2}\frac{\partial n}{\partial t} = -\alpha^*\left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial p}{\partial t}\right) \tag{5-54}$$

由(5-30)式得:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = \beta\rho\frac{\partial p}{\partial t} \tag{5-55}$$

定义 $\alpha = \alpha^*(1-n)$

并称为多孔介质骨架的压缩系数,又如果所加的压力已经稳定,即$\frac{\partial \sigma}{\partial t}=0$,则把(5-54)和(5-55)式代入(5-53)式,得:

$$\rho[\alpha^*(1-n)+n\beta]\frac{\partial p}{\partial t} = \mathrm{div}(\rho\boldsymbol{K}\mathrm{grad}H)$$

由定义 $H = z + \int\frac{\mathrm{d}p}{g\rho}$ 或$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{1}{g\rho}\frac{\partial p}{\partial t}$

于是

$$\rho^2 g[\alpha^*(1-n)+n\beta]\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\rho K_x\frac{\partial H}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\rho K_y\frac{\partial H}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\rho K_z\frac{\partial H}{\partial z}\right)$$

$\rho g[\alpha^*(1-n)+n\beta]$叫做含水层的"比贮水率系数",记为 S_s,上式就简化为:

$$\rho S_s\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\rho K_x\frac{\partial H}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\rho K_y\frac{\partial H}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\rho K_z\frac{\partial H}{\partial z}\right) \tag{5-56}$$

这就是含水层水头 H 所满足的基本方程。

(5-56)式可以简化。例如如果介质是均匀而且各向同性的,则 $K_x = K_y = K_z = K = \frac{k\rho g}{\mu}$,(5-56)式的右端可化为:

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{k\rho^2 g}{\mu}\frac{\partial H}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{k\rho^2 g}{\mu}\frac{\partial H}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{k\rho^2 g}{\mu}\frac{\partial H}{\partial z}\right)\\
&= \rho K\Delta H + 2K\left(\frac{\partial \rho}{\partial x}\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial \rho}{\partial y}\frac{\partial H}{\partial y} + \frac{\partial \rho}{\partial z}\frac{\partial H}{\partial z}\right)\\
&= \rho K\Delta H + 2K\rho\beta\left(\frac{\partial p}{\partial x}\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{\partial p}{\partial y}\frac{\partial H}{\partial y} + \frac{\partial p}{\partial z}\frac{\partial H}{\partial z}\right)\\
&= \rho K\Delta H + 2K\rho\beta(H_x^2 + H_y^2 + H_z^2 - \mathrm{H}_z)\rho g
\end{aligned}$$

假设渗流速度不大,因而水头的梯度平方$|\mathrm{grad}H|^2$可以忽略,这时(5-56)式就成为:

$$S_s\frac{\partial H}{\partial t} = K\Delta H - 2Kg\rho\beta\frac{\partial H}{\partial z} \tag{5-57}$$

如果考虑到 β 相当小，而含水层不太厚，H_z 比较小，这样右端最后一项也可以忽略而得：

$$S_s \frac{\partial H}{\partial t} = K\Delta H \tag{5-58}$$

方程(5-58)式的物理意义可以这样看：右端是由于有水力梯度，根据 Darcy 定律，流体流入(出)某个小容积的量。流量的变化引起容积中水头的变化，左端就表示容积中水头的变化；S_s 的意义是单位体积中当水头下降(上升)一个单位时，从容积中释放(贮存)的水量，它的量纲是 L^{-1}。对水来讲，它的数量大约是 10^{-6}/m 左右，随不同的土而不同。

如果渗流是稳定的，而且水的密度为常数，那么基本方程(5-56)变成

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(K_x \frac{\partial H}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(K_y \frac{\partial H}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(K_z \frac{\partial H}{\partial z}\right) = 0 \tag{5-59}$$

而如果再设土是均匀而各向同性，则(5-59)式就简化为 Laplace 方程如下

$$\Delta H = 0 \tag{5-60}$$

第七节 定解条件

在前一节中，已经根据渗流连续性方程和 Darcy 定律导出了渗流的基本方程以及它们的一些特殊形式。然而光有这些方程还不可能把解唯一地确定，必须根据问题的实际情况加上适当的边界条件和初始条件。

一、初始条件

初始条件指的是初始时刻(一般取这个时刻为零)整个渗流场的状态，即给定限制条件

$$H(x,y,z,t)\Big|_{t=0} = H_0(x,y,z) \tag{5-61}$$

式中：$H(x,y,z,t)$——某渗流场水头；

$H_0(x,y,z)$——已知函数。

这种条件说明地下水的运动是从什么状态出发继续运动的，初始时间可以任意选择，并不一定非要是地下水未抽水时的天然状态。

如果渗流场已达稳定状态，那末初始状态的影响已经不起作用，所以对稳定渗流不需要初始条件。

二、边界条件

边界条件是指地下水渗流场周围边界上流动元(水头、速度或速度势)的状态。边界指的是上下(z 方向)和四周(x,y 方向)渗流场与非渗流场的交界面;边界上流动元的状态是指从一开始一直到需要计算的时刻为止边界上的全部状态。这种边界条件说明渗流场内流动元不断受到边界上的哪些影响。

边界条件有好几类,先看一个具体例子。如图 5-8 所示,Ω 表示一个土坝的截面,上游水位 $H_1(t)$,下游水位为 $H_2(t)$;坝体内潜水面为 DE(一般称为浸润曲线)。

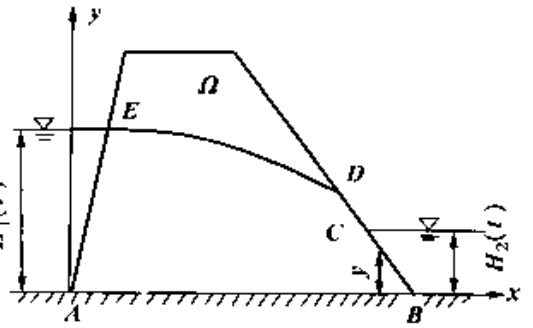


图 5-8 土坝渗流边界条件

该渗流场就是一个截面为 $ABCDEA$ 的无穷长的区域,所以是一个平面问题。现在写出水头 H 在区域边界上应满足的不同边界条件。

(1)在 AB 上。假设坝底建在基岩上,水不会往下渗漏,所以 AB 是一个"不透水边界",根据 Darcy 定律,这个边界条件应写为:

$$\left.\frac{\partial H}{\partial y}\right|_{y=0} = 0$$

这类边界条件称为流量边界条件或第二类边界条件。

(2)在 BC 上。假设水位 $H_2(t)$ 随 t 变化很缓慢,这样可以把 BC 面上所受的水的压力看成是水的静压力,于是在 BC 上任一点 y

$$p\Big|_{BC} = \gamma[H_2(t) - y]$$

换成对水头 H 的条件,利用 $H = \frac{p}{\gamma} + z$,得到:

$$H\Big|_{BC} = H_2(t)$$

同样的理由,在 EA 面上的边界条件也应该是:

$$H\Big|_{EA} = H_1(t)$$

这类边界条件称为水头边界条件或第一类边界条件。

(3)在 CD 上。饱和水从土中排出来,这种面称为渗出面(或排泄面)。沿渗出面水所受的压力就是大气压,即 $p = 0$,所以边界条件应为:

$$H\big|_{CD} = y$$

这类边界条件称为“渗出面条件”。

(4)在 DE 上。因为 DE 是潜水面,所以是0压面,边界条件就是:

$$H\big|_{DE} = y$$

这类边界条件称为“自由面条件”。

从以上实例分析,可以看出,一般常见的边界条件有以下几类:

1.第一类边界条件

如果在区域 Ω 的一部分边界 Γ_1 上知道水头随时间变化的规律

$$H\big|_{\Gamma_1} = \varphi_1(x,y,z,t) \tag{5-62}$$

式中:φ_1——已知函数。

这种边界条件就称为第一类边界条件或水头边界条件。如果在一段边界上,已知压力就是静压力,或在这一段边界上有长期观测的水头值,或者沿这一段与某个强补给源(大河或湖等)连接,以至于水头一直保持定值,这些条件都属于第一类边界条件。

2.第二类边界条件

如果在区域 Ω 的一部分边界 Γ_2 上,在计算的时段内,流量是已知的,则由 Darcy 定律,函数 H 应该满足

$$-(\underline{\boldsymbol{K}}\mathrm{grad}H)\cdot\overline{\boldsymbol{n}}\Big|_{\Gamma_2} = \varphi_2(x,y,z,t) \tag{5-63}$$

式中:$\overline{\boldsymbol{n}}[\cos(\overline{n},x),\cos(\overline{n},y),\cos(\overline{n},z)]$——$\Gamma_2$ 的外法线向量;

φ_2——已知函数。

(5-63)式又可写为:

$$\left[K_x\frac{\partial H}{\partial x}\cos(\overline{n},x) + K_y\frac{\partial H}{\partial y}\cos(\overline{n},y) + K_z\frac{\partial H}{\partial z}\cos(\overline{n},z)\right]\Big|_{\Gamma_2} = \varphi_2(x,y,z,t)$$

(5-63)式称为第二类边界条件或流量边界条件。

对于各向同性的介质,(5-63)式还可以简化:

$$K\frac{\partial H}{\partial n}\Big|_{\Gamma_2} = \varphi_2(x,y,z,t) \tag{5-64}$$

一般情况下,边界上的流量不容易了解。最常用的第二类边界条件是隔水边界,即已知 Γ_2 上 $\varphi_2=0$,对各向同性介质这种第二类边界条件就是:

$$\left.\frac{\partial H}{\partial n}\right|_{\Gamma_2} = 0 \tag{5-65}$$

在平面流中，如果在以原点为心，r_ω 为半径的水井中以流量 Q 抽水，这就可以写成下列的第二类边界条件：

$$2\pi r_\omega MK \left.\frac{\partial H}{\partial r}\right|_{r=r_\omega} = Q \tag{5-66}$$

式中：M——含水层厚度。

3.第三类边界条件

如果在区域 Ω 的一部分边界 Γ_3 上，H 和$\frac{\partial H}{\partial n}$的线性组合在计算时段内是已知的，即：

$$\frac{\partial H}{\partial n} + \alpha H = \beta \tag{5-67}$$

式中：α、β——已知函数。

这种边界条件称为第三类边界条件或混合边界条件。

4.分界面上的连续边界条件

这种条件往往出现于两个相邻区域的共同边界上。设 Ω_1、Ω_2 为两个以 Γ 为共同边界的区域，H_1、H_2 分别是 Ω_1、Ω_2 中的水头值。如果压力分布 p 在 $\Omega_1 \cap \Omega_2$ 上是连续的(这是一般情况)。而通过 Γ 的流量也是连续的(这也是一般情况)。那么在 Γ 上就有两组连续性边界条件：

$$(H_1 - H_2)\,|_\Gamma = 0$$

$$\boldsymbol{K}\mathrm{grad}(H_1 - H_2)\cdot \vec{n}\,|_\Gamma = 0 \tag{5-68}$$

Ω_1、Ω_2 可以是两个性质不同的渗流场，例如 Ω_1 可以是一个渗透性较强的含水层，而 Ω_2 是一个相邻的弱透水层；或是 Ω_1 为饱和区面 Ω_2 为非饱和区等。

第六章 基坑围护结构(隔水帷幕)周围第一类渗流计算

在第一类地下水渗流模式中，围护结构(隔水帷幕)深入到降水含水层

以下，起到了隔水的作用，可视为完全隔水边界，基坑内外地下水无直接水力联系，如图 1-17 所示。

第一节　圆形基坑第一类渗流计算

一、承压含水层

对于含水层为承压含水层时，根据工程实际，建立数学模型，为简化起见做如下假定：

1.抽水含水层均质、各向同性；含水层底板水平，厚度为常数，抽水前地下水位保持水平；

2.含水层水流符合 Darcy 定律，同时不考虑越流和竖向补给；

3.水的弹性释放在水头下降的瞬间完成；

4.抽水井设置在基坑围护结构以内，为完整井，其半径可视为无限小；抽水量在整个降水过程中保持为常数；

5.考虑到防渗构造对渗流的滞缓作用，将深基坑周边视为完全隔水边界。

上述假定在一般的工程中均能近似满足，结果满足工程精度要求，这样可采用如下数学模型：

$$\begin{cases} \dfrac{S}{T}\dfrac{\partial s}{\partial t} = \Delta s + \dfrac{Q}{T}\dfrac{\delta(\rho-\rho_0)\delta(\theta-\theta_0)}{\rho} \\ \qquad 0 < \rho < b, \quad 0 \leqslant \theta < 2\pi, \qquad t > 0 \\ \qquad 0 < \rho_0 < b, \quad 0 \leqslant \theta_0 < 2\pi \end{cases} \tag{6-1}$$

$$s(\rho,t)\Big|_{t=0} = 0 \tag{6-2}$$

$$\frac{\partial}{\partial \rho}\Big|_{\rho=b} = 0 \qquad t > 0 \tag{6-3}$$

其中：

$$\Delta s = \frac{1}{\rho}\frac{\partial}{\partial \rho}\left(\rho\frac{\partial s}{\partial \rho}\right) + \frac{1}{\rho^2}\frac{\partial^2 s}{\partial \theta^2}$$

式中：ρ-θ——极坐标系如图 6-1 所示；

s——任意点 A 处的水位降深，$s = H_0 - H$；

t——自抽水时刻至计算时刻的时间；

S——抽水含水层的贮水系数，量纲为 1 的常数，对于多层含水层组，取各含水层相应参数的厚度加权平均值；

T——为抽水含水层的导水系数，对于多层含水层组，处理同上；

Q——抽水井流量，在基坑开挖过程中保持恒定。

对上述定解问题运用 Green 函数法进行求解，设

$$q^2 = \frac{T}{S},$$

$$A = \frac{Q}{T}q^2 = \frac{Q}{S},$$

$$f(\rho,\theta) = \frac{A}{\rho}\delta(\rho-\rho_0)\delta(\theta-\theta_0) \tag{6-4}$$

则定解问题对应的 Green 函数应当满足

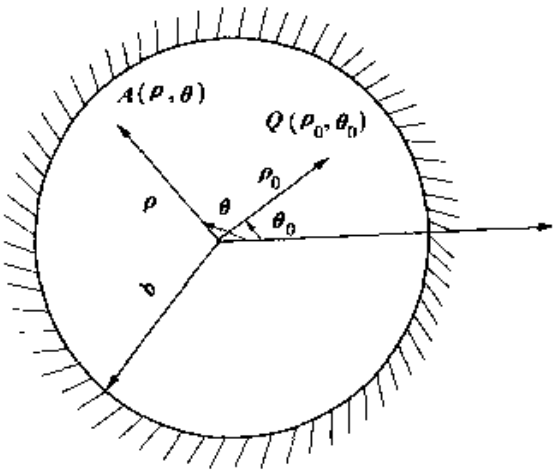


图 6-1 圆形基坑的极坐标系

$$\begin{cases} \dfrac{\partial s}{\partial t} - q^2\Delta s = \delta(\rho-\rho',\theta-\theta',t-\tau) \\ \qquad 0<\rho<b, \quad 0\leqslant\theta<2\pi, \quad t>0 \\ \qquad 0<\rho'<b, \quad 0\leqslant\theta'<2\pi \end{cases} \tag{6-5}$$

$$s(\rho,t)\Big|_{t=0} = 0 \tag{6-6}$$

$$\left.\frac{\partial s}{\partial \rho}\right|_{\rho\to b} = 0 \quad t>0 \tag{6-7}$$

Green 函数的物理意义是圆形隔水边界内的承压含水层在 $t=\tau$ 时刻，在点(ρ',θ')处有一单位抽水量的抽水井时在基坑内部产生的水位降深分布。

对上式应用特征值方法进行求解，可求得 Green 函数

$$\begin{aligned} G(\rho,\theta,t,\rho',\theta',\tau) &= \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} W_{n,m}(\rho,\theta)W_{n,m}(\rho',\theta')H(t-\tau)e^{-\lambda_{n,m}q^2(t-\tau)} \\ &= \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(\cos n\theta+\sin n\theta)(\cos n\theta'+\sin n\theta')}{2\pi L_n^2(\tilde{\mu}_m^{(n)})}J_n\left(\frac{\tilde{\mu}_m^{(n)}}{b}\rho\right) \\ &\quad\times J_n\left(\frac{\tilde{\mu}_m^{(n)}}{b}\rho'\right)H(t-\tau)e^{-\lambda_{n,m}q^2(t-\tau)} \\ &\quad m=1,2,3\cdots, n=1,2,3\cdots, \end{aligned} \tag{6-8}$$

式中：特征值 $\lambda_{n,m} = \left(\dfrac{\tilde{\mu}_m^{(n)}}{b}\right)^2$；

特征函数 $W_{n,m}(\rho,\theta) = \dfrac{(\cos n\theta+\sin n\theta)}{\sqrt{2\pi}L_n(\tilde{\mu}_m^{(n)})}J_n\left(\dfrac{\tilde{\mu}_m^{(n)}}{b}\rho\right)$；

$J_n\left(\frac{\tilde{\mu}_m^{(n)}}{b}\rho\right)$、$J_n\left(\frac{\tilde{\mu}_m^{(n)}}{b}\rho'\right)$——第一类 Bessel 函数；

$\tilde{\mu}_m^{(n)}$——$J'_n(\rho)$的第 m 个正零点；

$L_n(\tilde{\mu}_m^{(n)})$——$J_n(\rho)$的模值，即：

$$L_n^2(\tilde{\mu}_m^{(n)}) = \int_0^b J_n^2\left(\frac{\tilde{\mu}_m^{(n)}}{b}\rho\right)\rho d\rho = \frac{b^2}{2}J_n^2(\tilde{\mu}_m^{(n)})\left[1-\left(\frac{n}{\tilde{\mu}_m^{(n)}}\right)^2\right] \tag{6-9}$$

$H(t-\tau)$是 Heaviside 函数，定义为：

$$H(x) = \begin{cases} 0, & x < 0 \\ 1, & x \geqslant 0 \end{cases} \tag{6-10}$$

由 Green 函数可以得到原定解问题的解，即：

$$\begin{aligned} s(\rho,\theta,t) &= \int_0^b\int_0^{2\pi}\int_0^t G(\rho,\theta,t,\rho',\theta',\tau)f(\rho',\theta')\rho' d\tau d\theta' d\rho' \\ &= \frac{Q}{\pi T}\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(\cos n\theta+\sin n\theta)(\cos n\theta_0+\sin n\theta_0)}{J_n^2(\tilde{\mu}_m^{(n)})[(\tilde{\mu}_m^{(n)})^2-n^2]} \\ &\quad J_n\left(\frac{\tilde{\mu}_m^{(n)}}{b}\rho\right)J_n\left(\frac{\tilde{\mu}_m^{(n)}}{b}\rho_0\right)(1-e^{-\lambda_{n,m}q^2 t}) \end{aligned} \tag{6-11}$$

在上式中，不妨令 $B(n,m) = J_n^2(\tilde{\mu}_m^{(n)}[(\tilde{\mu}_m^{(n)})^2 - n^2]$，$r = \frac{\rho}{b}$，$r_0 = \frac{\rho_0}{b}$，$r_1 = \frac{T}{Sb}$，$P(\theta) = (\cos n\theta + \sin n\theta)(\cos n\theta_0 + \sin n\theta_0) = \cos n(\theta - \theta_0) + \sin n(\theta - \theta_0)$，对于井点布设的任意情况，总可以假定基坑中心与降水井的连线方向为极坐标系的极轴，即 $\theta_0 = 0$，则 $P(\theta) = (\cos n\theta + \sin n\theta)$，上式成为：

$$s(\rho,\theta,t) = \frac{Q}{\pi T}\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{P(\theta)}{B}J_n(r\tilde{\mu}_m^{(n)})J_n(r_0\tilde{\mu}_m^{(n)})(1-e^{-r_1\tilde{\mu}_m^{(n)}t}) \tag{6-12}$$

从上式可以看到，决定水位降深的是计算点和抽水井点的相对位置，二者的互换对计算点的水位降深值没有影响；其次，在计算中是这两点的相对极半径 ρ/b，ρ_0/b 而非极半径 ρ，ρ_0 决定了计算点的水位降深值；第三，影响水位降深随时间变化规律的因素不是水文地质参数 S、T 的绝对值，而是它们与基坑平面尺寸的相对量$\frac{T}{Sb}$，这一些都是符合经验认识的。

二、潜水含水层

当潜水含水层的水位降深 $s < 0.3H$ 时，潜水与承压含水层的情况相同，可以采用如下计算方法，精度满足工程需要。

在前述计算中，将承压含水层的势函数 $V=ms$（m 是承压含水层的厚度）用潜水含水层的势函数 $V=(H^2-h^2)/2$ 代替，且 S 替换为 μ，T 替换为 kh_{cp}（如图 6-2 所示），由此得到基坑内降水时，对于第一类渗流情况的潜水含水层的水位降深计算公式

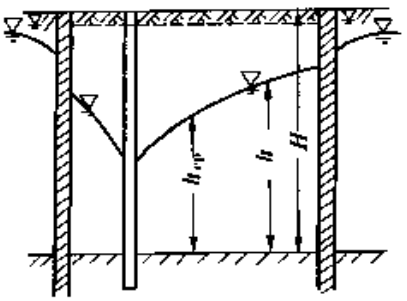


图 6-2 潜水含水层

$$H^2-h^2=\frac{2Q}{\pi K}\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(\cos n\theta+\sin n\theta)(\cos n\theta_0+\sin n\theta_0)}{J_n^2(\tilde{\mu}_m^{(n)})[(\tilde{\mu}_m^{(n)})^2-n^2]}J_n\left(\frac{\tilde{\mu}_m^{(n)}}{b}\rho\right)J_n\left(\frac{\tilde{\mu}_m^{(n)}}{b}\rho_0\right)(1-e^{-\lambda_{n,m}q^2t}) \tag{6-13}$$

从中可以计算水位降深值 s。

第二节 矩形基坑第一类渗流计算

对于实际工程中常见的矩形基坑，可以相应地建立第一类渗流问题的数学模型，其前提假设与圆形基坑相同：

$$\begin{cases}\dfrac{S}{T}\dfrac{\partial s}{\partial t}=\Delta s+\dfrac{Q}{T}\delta(x-x_0)\delta(y-y_0)\\ \qquad 0<x<a,\quad 0\leqslant y<b,\quad t>0\\ \qquad 0<x_0<b,\quad 0\leqslant y_0<b \end{cases} \tag{6-14}$$

$$s(\rho,t)\Big|_{t=0}=0 \tag{6-15}$$

$$\left.\begin{aligned}&\frac{\partial s}{\partial x}\Big|_{\substack{x\to 0\\ x\to a}}=0\qquad t>0\\ &\frac{\partial s}{\partial y}\Big|_{\substack{y\to 0\\ y\to b}}=0\qquad t>0\end{aligned}\right\} \tag{6-16}$$

x-y 坐标系及 Q、B 的位置如图 6-3 所示，在 x-y 坐标系中，Laplace 算符 $\Delta=\dfrac{\partial^2}{\partial x^2}+\dfrac{\partial^2}{\partial y^2}$，其余物理量的意义同前一节。

相应地，上述定解问题对应的 Green 函数应满足：

$$\begin{cases} \dfrac{\partial s}{\partial t} - q^2 \Delta s = \delta(x-\xi, y-\eta, t-\tau) \\ \qquad 0 < x < a, \quad 0 < y < b, \quad t > 0 \\ \qquad 0 < x < a, \quad 0 < y < b \\ s(\rho, t)\Big|_{t=0} = 0 \\ \dfrac{\partial s}{\partial x}\Big|_{\substack{x=0 \\ x=a}} = 0 \qquad t > 0 \\ \dfrac{\partial s}{\partial y}\Big|_{\substack{y=0 \\ y=b}} = 0 \qquad t > 0 \end{cases} \tag{6-17}$$

$$G(x, y, t, \xi, \eta, \tau) = \sum_{m=0}^{\infty}\sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{ab}\cos\frac{m\pi}{a}x\cos\frac{n\pi}{b}y$$

$$\cos\frac{m\pi}{a}\xi\cos\frac{n\pi}{b}\eta H(t-\tau)e^{-\lambda_{n,m}q^2(t-\tau)} \tag{6-18}$$

式中：$\lambda_{n,m} = \left(\dfrac{m^2}{a^2} + \dfrac{n^2}{b^2}\right)\pi^2$

Green 函数的物理意义是矩形隔水边界内的承压含水层在 $t = \tau$ 时刻，在点(ξ, η)处有一单位抽水量的抽水井时在基坑内部产生的水位降深分布。

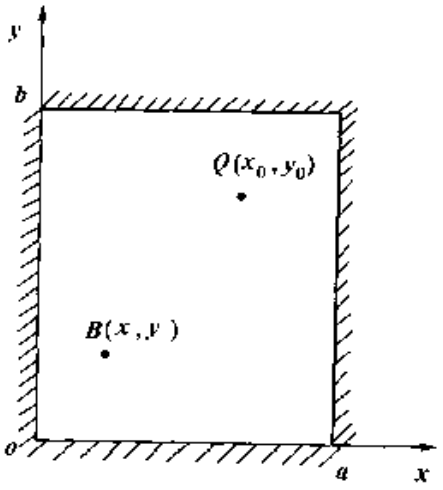


图 6-3 矩形基坑的坐标系

由此，可以得到矩形隔水边界内某一点(x_0, y_0)以恒定流量 Q 抽水时，在基坑范围内形成的水位降深分布，也即此时任意一点(x, y)任意时刻 t 的水位降深值为：

$$s(x, y, t) = \frac{2Q}{abT}\left\{\frac{b^2}{\pi^2}\cos\pi\frac{y}{b}\cos\pi\frac{y_0}{b}\left(1 - e^{\frac{T}{b^2}\pi^2 t}\right)\right.$$

$$+ \frac{a^2}{\pi^2}\cos\pi\frac{x}{a}\cos\pi\frac{x_0}{a}\left(1 - e^{\frac{T}{a^2 S}\pi^2 t}\right)$$

$$\left. + \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} \frac{\cos\frac{m\pi}{a}x\cos\frac{n\pi}{b}y\cos\frac{m\pi}{a}\xi\cos\frac{n\pi}{b}\eta}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)\pi^2}\left[1 - e^{\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}\right)\frac{T}{S}\pi^2 t}\right]\right\} \tag{6-19}$$

相应地，潜水含水层的水位降深值可通过势函数的转换求得，它对于 $s<0.3H$ 的情况都是足够精确的：

$$H_0-H=\frac{4Q}{abK}\left\{\frac{b^2}{\pi^2}\cos\pi\frac{y}{b}\cos\pi\frac{y_0}{b}\left(1-e^{\frac{T}{b^2\mu}\pi^2 t}\right)+\frac{a^2}{\pi^2}\cos\pi\frac{x}{a}\cos\pi\frac{x_0}{a}\left(1-e^{\frac{T}{a^2\mu}\pi^2 t}\right)\right.$$
$$\left.+\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{\cos\frac{m\pi}{a}x\cos\frac{n\pi}{b}y\cos\frac{m\pi}{a}\xi\cos\frac{n\pi}{b}\eta}{\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}\right)\pi^2}\left[1-e^{\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}\right)\frac{T}{\mu}\pi^2 t}\right]\right\}$$

(6-20)

第三节 解析解的分析

根据解析解的结果，可以考察基坑内不同位置降水时所形成的水位降深分布。

图 6-4 是抽水井位于圆形基坑中央时在基坑内部形成的降深漏斗。图 6-5(a)是与其相对应的等水头线，呈非常规律的分布；而图 6-5(b)是降水点位于距基坑中心 $0.3b$ 处时形成的等水头线，b 为基坑半径。此时的等水头线受降水点偏心的影响，呈蝶形分布。当降水点逐渐远离中心时，蝶形也随之发散，整个图形沿基坑中心与降水点的连线对称分布。

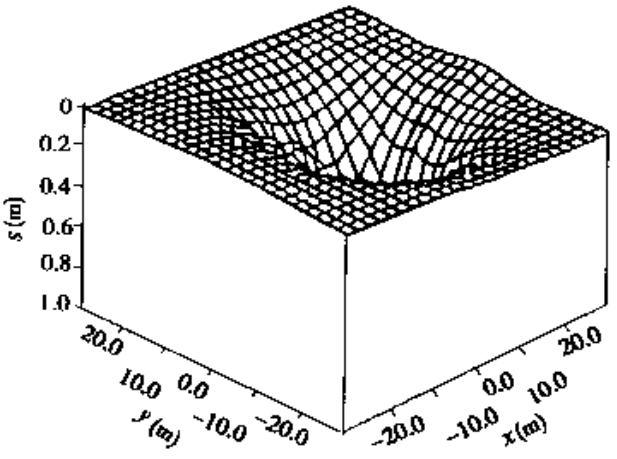


图 6-4 圆形基坑内的降落漏斗

在图 6-6 中，水位降深沿极半径 ρ 的变化规律表现为：

(1)在抽水井点处，水位急剧下降，形成降落漏斗；

(2)在降水井靠近隔水边界的一侧，水力坡降较大，边界处有较大的水位降深值；

(3)在降水井远离边界的一侧，水力坡降相对较小，并逐渐趋于零降深；当然，当抽水量较大时，零降深是不可能存在的，只表明相对的量较小。

图 6-7 中，水位降深随角度 θ 的变化规律也较为显著：

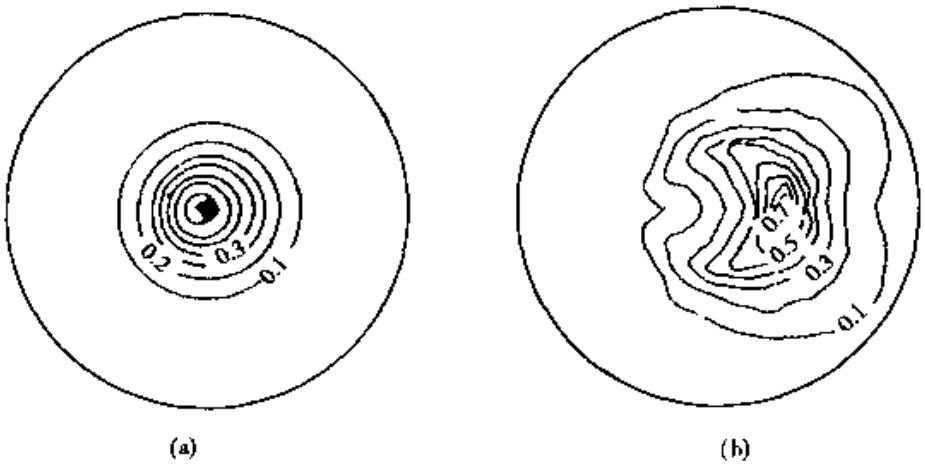


图 6-5 圆形基坑的等降深线

(a)$\rho_0/b=0.01$;(b)$\rho_0/b=0.3$

(1)对于 $\rho<\rho_0$,水位降深随角度的增长出现了多次峰值;

(2)而对于 $\rho\geqslant\rho_0$,水位降深随角度变化的规律类似于正弦曲线与衰减曲线的叠加。

在矩形基坑中,水位降深形态见图 6-8,随降水井位置的变化呈现规律与圆形基坑中随极半径的变化规律类似。

从解析解中可以了解到,抽水引起的水位降深随时间的变化规律符合指数函数的变化规律,在一定的时间后达到稳定,稳定的时间

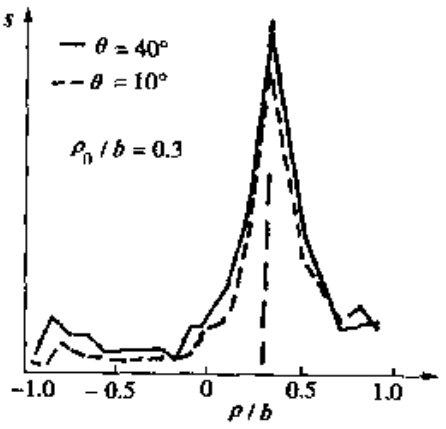


图 6-6 水位降深 s 随 ρ/b 的变化示意图

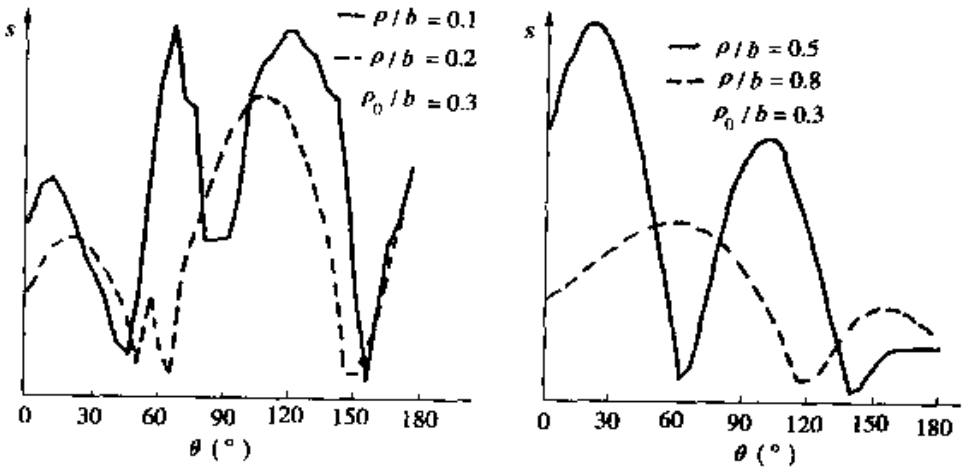


图 6-7 水位降深 s 随角度 θ 的变化示意图

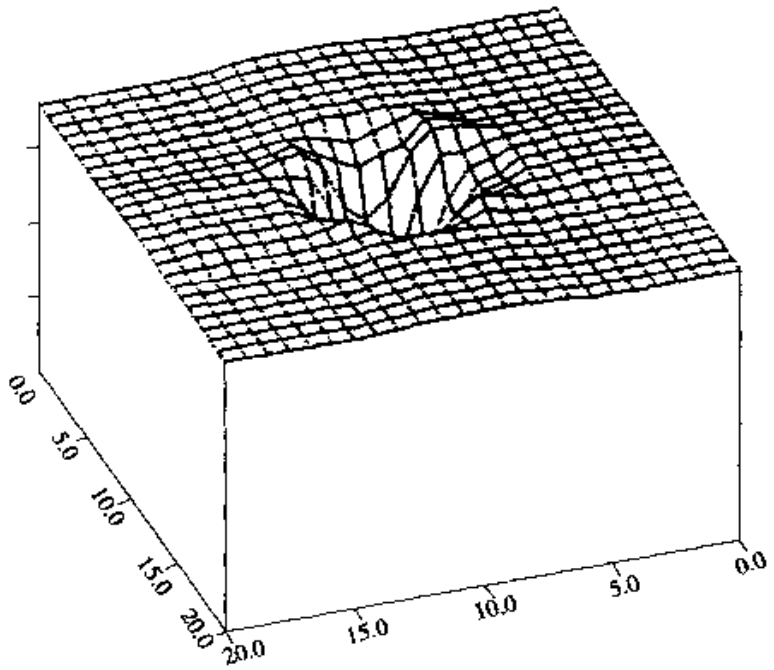


图 6-8 矩形基坑内的降落漏斗

由当地的水文地质条件决定，一般可由单井或多井抽水试验确定。抽水的影响范围在一定的时间段内，呈增大的趋势，随后达到稳定，不再向外发展。其次，基坑内的水位降深分布随边界形状的不同存在较大差异。

从目前解析解的结果可看到，解析解本身存在一定缺陷，由于微分方程中 δ 函数的引入，无论是圆形基坑还是矩形基坑在特定点上均存在奇异点，在奇异点上计算值失真。这是需要进一步研究解决的问题，解决的途径可能在与如何将解析方法与数值方法结合起来进行考虑。

第七章 基坑围护结构(隔水帷幕)周围第二类渗流计算

在第二类地下水渗流模式中，围护结构(或隔水帷幕)仅深入到降水含水层的隔水顶部，基坑内、外降水含水层未被分隔开。由于不受围护结构(或隔水帷幕)的影响，基坑以下地下水连续相通，其渗流特征主要受地质条件、井的结构等影响。如图 1-18 所示。

本类渗流根据实际地层条件、降水井揭露含水层的程度和进水条件又可分为如下几种情况：

(1)如图 7-1，承压含水层的顶底板均为严格的隔水层，当工程降水过程不受边界影响时，单个完整降水井流适用经典的 Theis 公式；

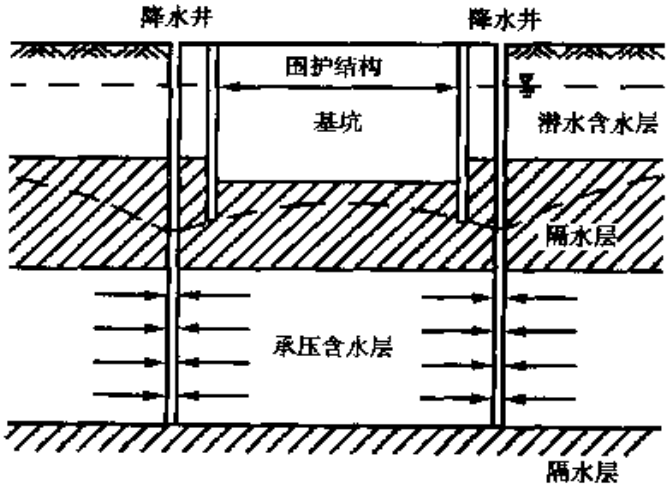


图 7-1 基坑围护结构周围第二类渗流的第一种情况

(2)如图 7-2，承压含水层的顶(或底)板并不是严格的不透水层，即：在降水过程中，主抽承压含水层、弱透水层(忽略弹性释水)、相邻含水层(既可以是潜水也可以是承压水，在整个降水过程中水位保持不变)组成一个简单的越流系统，不考虑边界的影响，单个完整降水井流适用 Hantush 和 Jacob 于 1955 年建立的有越流补给的承压水完整井公式；

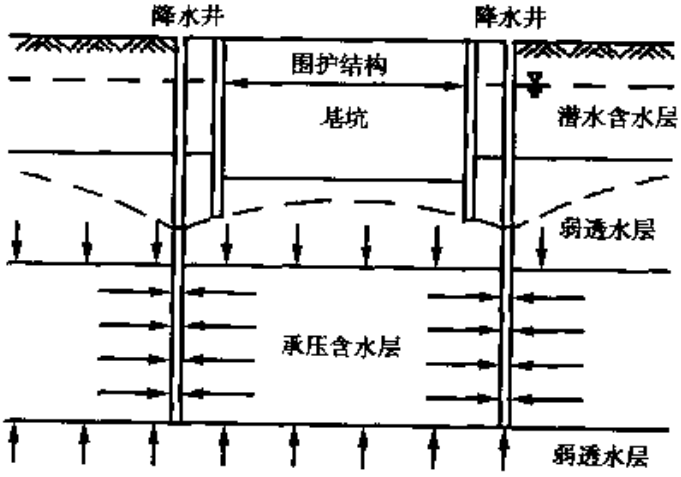


图 7-2 基坑围护结构周围第二类渗流的第二种情况

(3)地层条件与第二种情况基本相同，但考虑弱透水层的弹性释水补给；

(4)如图 7-3,承压含水层厚度较大,降水井只揭露其一部分,此时,降水井附近的地下水呈典型的三维流。

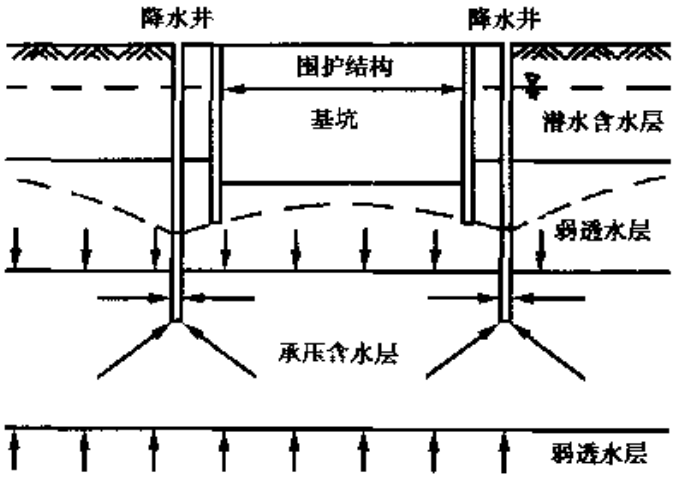


图 7-3 基坑围护结构周围第二类渗流的第四种情况

上述四种情况在实际工程中都可能存在边界影响等问题,使工程计算和预测更加困难和复杂。

第一节 无限承压含水层完整井非稳定渗流计算

一、定流量抽水的非稳定渗流计算

当降水井远离含水层边界,在整个降水运行过程中,边界的存在对降水井周围的地下水位分布不产生实质性影响时,从实用角度上可以将抽水含水层看作是侧向无限的。

1.单井定流量抽水——Theis 公式

如图 7-4,假设(如无特别说明,本章后续的数学模型均表示已自动引入,并不再一一列举):

(1)含水层均质各向同性,水平等厚,侧向无限延伸;

(2)含水层抽水前天然水力梯度为零;

(3)含水层抽水时,地下水流服从 Darcy 定律;

(4)抽水井为完整井,流量恒定,井径无限小;

(5)在抽水过程中,反映含水层性质的物理参数 K、S 等保持恒定。

在上述假设条件下,含水层抽水时的水位动态可归结为如下数学模型:

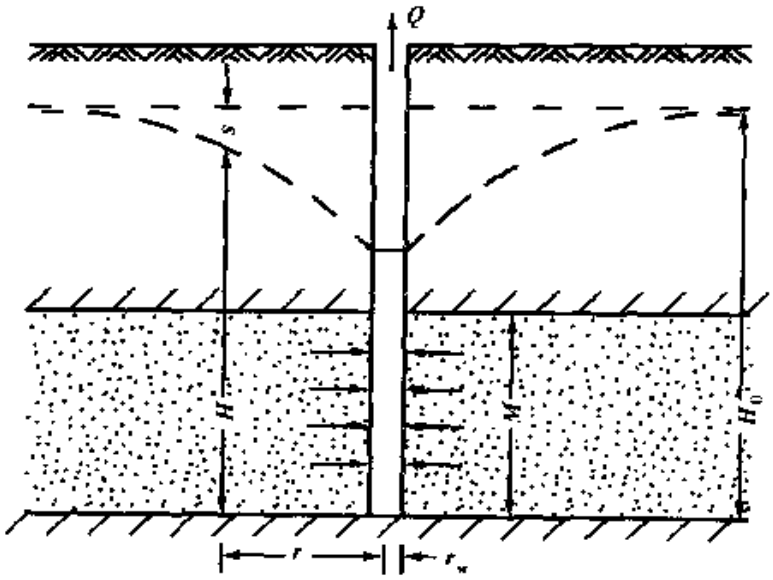


图 7-4 无限承压含水层的非稳定井流

$$\begin{cases} \Delta H = \dfrac{S}{T}\dfrac{\partial H}{\partial t} & t > 0 \qquad (7\text{-}1) \\ H(x,y,t)\big|_{t=0} = H_0 \qquad (7\text{-}2) \\ H(x,y,t)\big|_{x\to\infty} = H(x,y,t)\big|_{y\to\infty} = H_0 \qquad (7\text{-}3) \\ \dfrac{\partial H}{\partial x}\Big|_{x\to\infty} = \dfrac{\partial H}{\partial y}\Big|_{y\to\infty} = 0 \quad t > 0 \\ 2\pi rMK\dfrac{\partial H}{\partial r}\Big|_{r\to 0} = Q \qquad t > 0 \qquad (7\text{-}4) \end{cases}$$

式中：$\Delta = \dfrac{\partial^2}{\partial x^2} + \dfrac{\partial^2}{\partial y^2}$，二维 Laplace 算符；

H——地下水位；

t——抽水持续时间；

H_0——含水层初始地下水位；

Q——抽水井流量；

S、M、K、$T = KM$——含水层的贮水系数、厚度、渗透系数、导水系数；

$r = \sqrt{x^2 + y^2}$——含水层中任意一点到井中心的距离。

上述模型中，(7-1)～(7-4)式依次为反映承压含水层中地下水流动的基本微分方程、初始条件、无穷边界条件、抽水井边界(也称内边界)条件。其中假设抽水井的井径无限小(即将抽水前井中的水用含水层中的水代替，事

实证明这样做误差极小)是为求解方便,这样实际的井流边界(7-4)就变为二维平面的一个汇点,数学上易于处理。作变量代换 $s = H_0 - H$,将初始条件(7-2)和无穷边界(7-3)齐次化,考虑到实际降落漏斗关于抽水井中心的轴对称性,采用极坐标,可得:

$$\begin{cases} \left(\Delta - \dfrac{S}{T}\dfrac{\partial}{\partial t}\right)s = 0 \qquad t > 0, \quad r > 0 & (7\text{-}5) \\ s(r,t)\Big|_{t=0} = 0 \qquad r > 0 & (7\text{-}6) \\ s(r,t)\Big|_{r\to\infty} = 0, \quad \dfrac{\partial s}{\partial r}\Big|_{r\to\infty} = 0 \qquad t > 0, \quad r > 0 & (7\text{-}7) \\ r\dfrac{\partial s}{\partial r}\Big|_{r\to 0} = -\dfrac{Q}{2\pi T} \qquad t > 0, \quad r > 0 & (7\text{-}8) \end{cases}$$

式中:s——任意一点任一时刻的水位降深。

与定解问题(7-1)~(7-4)相比,由于(7-6)、(7-7)式是完全齐次的,其求解相对简单。

Theis.C. V.于 1935 年求得这一数学模型的解为[2]:

$$\begin{cases} s(r,t) = \dfrac{Q}{4\pi T}W(u) = \dfrac{Q}{4\pi T}\displaystyle\int_u^{\infty}\frac{e^{-y}}{y}dy & (7\text{-}9) \\ u = \dfrac{r^2 S}{4Tt} & (7\text{-}10) \end{cases}$$

(7-9)式即为经典的 Theis 公式,式中的 $W(u) = \displaystyle\int_u^{\infty}\frac{e^{-y}}{y}dy$ 称为 Theis 井函数,它是一个非初等函数,其数值见附录 2。

2.Theis 公式的降深—时间关系

作 $W(u)$关于 $\dfrac{1}{u}$的关系曲线如图 7-5。从图上可以看出:同一过水断面(即 r 相同的圆柱面),降深随着时间的延续而增大,永不稳定。从数学上,这是由于,当$\dfrac{1}{u}\to\infty$即 $u\to 0$时,有:

$$W(u)\Big|_{u\to 0} = \left(\int_u^{\infty}\frac{e^{-y}}{y}dy\right)\Big|_{u\to 0} > \left(\int_u^{1}\frac{e^{-y}}{y}dy\right)\Big|_{u\to 0} > \left(\int_u^{1}\frac{e^{-1}}{y}dy\right)\Big|_{u\to 0}$$

$$= (-e^{-1}\ln u)\Big|_{u\to 0} \to +\infty \qquad (7\text{-}11)$$

因而，在同一地点，随着 $t\to\infty$，$u\to 0$，$W(u)\to+\infty$，$s\to+\infty$。当然，实际承压含水层的降深不可能趋向无穷大，因为一旦地下水位降至隔水顶板及其以下，数学模型(7-1)～(7-4)不再成立，Theis 公式自动失效，即此时已不能再用 Theis 公式来描述含水层的水位动态。

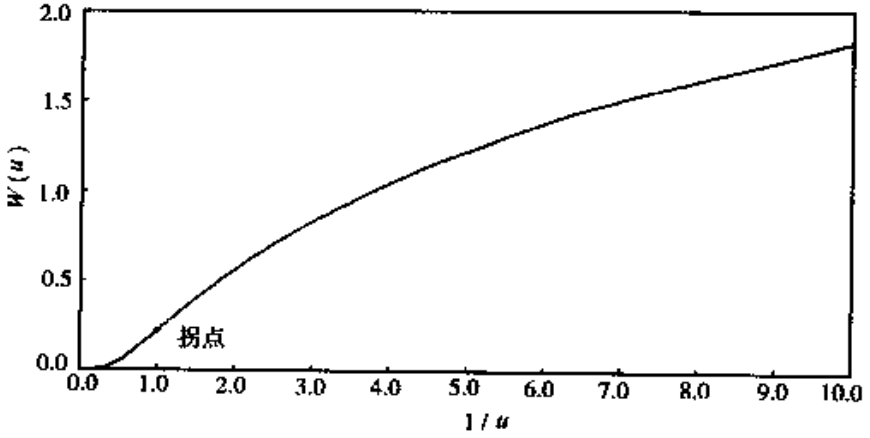


图 7-5　$W(u)\sim\frac{1}{u}$曲线

Theis 公式所表现出的降深随时间的永不稳定性是和它的前提假定相一致的：在一个完全没有外来补给的无限承压含水层中抽水，其流量只能来自于含水层本身的弹性贮存(地下水位高于隔水顶板)，而含水层弹性贮量的消耗必然要引起地下水位的下降；因此，只要抽水不停，地下水位就不可能稳定，只是其下降速度越来越慢而已(可参阅有关地下水动力学方面的文献)。

3. Theis 公式的近似表达式

如前所述，Theis 公式中的井函数 $W(u)$是一个非初等函数，虽然实际应用中可查表，但在现场进行简单估算以及一些简单的编程计算时，应用起来有一定难度。

将井函数广义积分中的 e^{-y}项用泰勒级数展开，有：

$$W(u)=\int_u^{\infty}\frac{e^{-y}}{y}dy=\int_u^{\infty}y^{-1}\sum_{n=0}^{\infty}(-1)^n\frac{y^n}{n!}dy$$

$$=\int_u^{\infty}d\left[\ln y+\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^n\frac{y^n}{n\cdot n!}\right] \tag{7-12}$$

作：

$$f(y)=\ln y+\sum_{i=1}^{\infty}(-1)^n\frac{y^n}{n\cdot n!} \tag{7-13}$$

可以证明[①]，当 $y \to +\infty$ 时，函数 $f(y) = \ln y + \sum_{i=1}^{\infty}(-1)^n \frac{y^n}{n \cdot n!}$ 存在极限。记这个极限为 C（C 介于 -0.5772158 至 -0.5772156 之间）。则(7-12)式可以改写成：

$$W(u) = \int_u^{\infty} df(y) = C - f(u) = C - \ln u + \sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1} \frac{u^n}{n \cdot n!} \tag{7-14}$$

式(7-14)中的第三项是一个交错级数，其和大于 0 小于 u，如果 $W(u)$ 仅用前两项来代替，其相对误差 $< u/W(u) < u/(C - \ln u)$。因此，当 u 很小时，第三项完全可以忽略不计。例如：取 $u = 0.01$，$u/(C - \ln u) < 0.25\%$，这在工程上已足够精确。

所以，一般地，当 $u \leqslant 0.01$ 时，有：

$$W(u) \approx -0.577216 - \ln u \approx \ln \frac{2.24584Tt}{r^2 S} \approx \ln \frac{2.25Tt}{r^2 S} \tag{7-15}$$

代入 Theis 公式，得：

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \approx \frac{Q}{4\pi T} \ln \frac{2.25Tt}{r^2 S} \approx \frac{0.183}{T} \lg \frac{2.25Tt}{r^2 S} \tag{7-16}$$

上式也称为 Jacob 公式(1946)。需要注意的是：使用该公式进行计算时，结果不应超过 3 位有效数字。

4.叠加原理与群井抽水计算

Theis 公式反映的是整个含水层中只有一个降水井时降落漏斗的时空分布，而实际降水工程一般总是多个降水井同时工作，这时就要用到数学上的叠加原理。

所谓叠加原理，简单地说，就是：对于由线性算子 L 所定义的线性偏微分方程 $L(f) = 0$，若 f_1、f_2、…、f_n 是方程的解，则这些解的任意线性组合 $\sum_{i=1}^{n} C_i f_i$（C_i 为任意常数，$i = 1, 2, \cdots, n$）仍是原方程的解。归结到具体的定解

① 在式(7-13)中对 y 求导有：

$$f'(y) = \frac{1}{y} + \sum_{i=1}^{\infty}(-1)^n \frac{y^{n-1}}{n!} = \frac{e^{-y}}{y} > 0$$

则，对于任意的 $y_2 > y_1 > y_0$，存在下列关系：

$$|f(y_2) - f(y_1)| = \int_{y_1}^{y_2} f'(y)dy = \int_{y_1}^{y_2} \frac{e^{-y}}{y} dy < \frac{1}{y_0}\int_{y_1}^{y_2} e^{-y}dy = \frac{1}{y_0}(e^{-y_1} - e^{-y_2}) < \frac{e^{-y_0}}{y_0}$$

问题如(7-5)~(7-8),其中的任意常数 C_i 不再是任意的,而是由实际的定解条件(初始条件和边界条件)来确定,通常总是设法使这些常数等于 1,从而使最终的解在形式上表现为若干个独立解的数学之和。

回到本小节的开头,假设一无限承压含水层多口井同时定流量抽水,试求其降落漏斗(或水位)的时空分布。参照(7-5)~(7-8),容易写出该定解问题的数学模型如下:

$$\begin{cases} L(s) = \left(\Delta - \dfrac{S}{T}\dfrac{\partial}{\partial t}\right)s = 0 \qquad t > 0 & (7\text{-}17) \\ s(x,y,t)\Big|_{t=0} = 0 & (7\text{-}18) \\ s(x,y,t)\Big|_{x\to\infty} = s(x,y,t)\Big|_{y\to\infty} = 0 & (7\text{-}19) \\ \dfrac{\partial s}{\partial x}\Big|_{x\to\infty} = \dfrac{\partial s}{\partial y}\Big|_{y\to\infty} = 0 \qquad t > 0 & \\ r_i\dfrac{\partial s}{\partial r_i}\Big|_{r_i\to r_{wi}} = -\dfrac{Q_i}{2\pi T} \qquad t > 0,\quad i = 1,2,\cdots,n & (7\text{-}20) \end{cases}$$

式中:Q_i——第 i 号抽水井的流量;

r_i——第 i 号抽水井的半径,$r_i = \sqrt{(x-x_i)^2 + (y-y_i)^2}$;

其余各符号意义同前。

该定解问题的最后一式其实包含了 n 个独立的等式,据此将原问题分解为 n 个独立的子问题,每个子问题对应其中一口井单独抽水。根据前面的讨论,可以很容易地写出这 n 个独立子问题的解为:

$$\begin{aligned} s_i &= \frac{Q_i}{4\pi T}W(u_i) = \frac{Q_i}{4\pi T}\int_{u_i}^{\infty}\frac{e^{-y}}{y}dy \\ u_i &= \frac{r_i^2 S}{4Tt} = \frac{[(x-x_i)^2 + (y-y_i)^2]S}{4Tt} \end{aligned} \qquad i = 1,2,\cdots,n \quad (7\text{-}21)$$

作:

$$s = \sum_{i=1}^{n} s_i \qquad (7\text{-}22)$$

则从数学上不难验证:s 就是原问题 n 口井同时抽水情况下的解。

叠加原理是数学上求解线性问题的基本方法之一,应用广泛,但具体到特定的定解问题,如何分解与叠加,则需视情况而定,本章后续内容还将有所涉及,在此不一一赘述。

二、变流量抽水的非稳定渗流计算

Theis 公式是在假定抽水井流量恒定不变的情况下导出的，实际降水工程有时需配合其他工程施工进度而作一些必要的调整。

工程中遇到这种情况，首先要绘出如图 7-6 所示的所有降水井的 $Q \sim t$ 关系折线，即降水井流量调整过程折线。对单一降水井的这一降水过程，我们可作如下的分析：

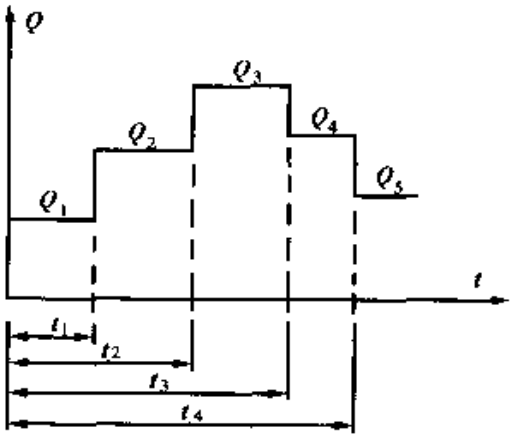


图 7-6 降水井流量过程曲线

1. 在降水第一阶梯，即 $0 < t < t_1$ 时段，降水井以定流量 Q_1 持续降水，含水层的水位降深适用 Theis 公式，即：

$$s(r,t) = \frac{Q_1}{4\pi T}W\left(\frac{r^2S}{4Tt}\right)$$

2. 在降水第二阶梯，即 $t_1 < t < t_2$ 时段，降水井以定流量持续降水。与第一时段相比，第二时段从一开始即 t_1 时刻就有一个恒定的流量增量 $\Delta Q = Q_2 - Q_1$，这就好比从 t_1 时刻开始，在原有的 Q_1 抽水基础上，在同一位置新增加了一个定流量 $\Delta Q = Q_2 - Q_1$ 抽水。这样，运用上一小节第四部分所述的叠加原理，可以得出在第二时段含水层的水位降深为：

$$s(r,t) = \frac{Q_1}{4\pi T}W\left(\frac{r^2S}{4Tt}\right) + \frac{Q_2 - Q_1}{4\pi T}W\left(\frac{r^2S}{4T(t-t_1)}\right) \quad t_1 < t < t_2 \tag{7-23}$$

3. 重复上面对第二时段的分析，连续运用叠加原理，可得经过 n 个阶梯流量之后（$t > t_{n-1}$）含水层的水位降深为：

$$\begin{aligned} s &= \frac{Q_1}{4\pi T}W\left(\frac{r^2S}{4Tt}\right) + \frac{Q_2 - Q_1}{4\pi T}W\left(\frac{r^2S}{4T(t-t_1)}\right) + \cdots \\ &\quad + \frac{Q_n - Q_{n-1}}{4\pi T}W\left(\frac{r^2S}{4T(t-t_{n-1})}\right) \\ &= \sum_{i=1}^{n}\frac{Q_i - Q_{i-1}}{4\pi T}W\left(\frac{r^2S}{4T(t-t_{i-1})}\right) \text{（设 } t_0 = 0, Q_0 = 0\text{）} \end{aligned} \tag{7-24}$$

当 $u_n = \frac{r^2S}{4T(t-t_{n-1})} \leqslant 0.01$（$u_1 < u_2 < \cdots < u_n$），上式可采用 Jacob 近似，变为：

$$s(r,t)=\sum_{i=1}^{n}\frac{Q_i-Q_{i-1}}{4\pi T}\ln\frac{2.25T(t-t_{i-1})}{r^2S}$$

$$=\frac{0.183}{T}\sum_{i=1}^{n}(Q_i-Q_{i-1})\lg\frac{2.25T(t-t_{i-1})}{r^2S} \qquad (7\text{-}25)$$

第二节 无限越流含水层完整井定流量非稳定渗流计算

天然状态下，越流系统内部相邻含水层之间由于经过漫长时间的地质演化而达成动态平衡，流量交换趋于稳定。但发生在越流系统内部的工程降水等人类活动会打破这种平衡，引发新的流量交换，越流成为必须考虑的因素。

从地下水运动的角度，按照考虑因素的复杂程度，可将越流系统分为三类：

(1)简单越流系统，即不考虑弱透水层的弹性释水和相邻含水层的水头变化，是最简单的越流形式；

(2)一般越流系统，考虑弱透水层的弹性释水，但不考虑相邻含水层的水头变化；

(3)复杂越流系统，既考虑弱透水层的弹性释水，又考虑相邻含水层的水头变化，即将整个越流系统当作一个整体来考虑。

上述三类越流系统依次由简单到复杂，特别是第三类“复杂越流系统”，由于考虑因素众多，模型复杂，因而难于求解，实际应用较少，在此不作介绍。

一、简单越流含水层的非稳定渗流计算

1.单井抽水的数学模型及其解

如图 7-7，假设(其他假设参见本章第一节)：

(1)越流系统中每一层皆均质各向同性，水平等厚，侧向无限延伸；

(2)含水层抽水前的地下水位与相邻含水层相等；

(3)虽然发生越流，但相邻含水层的地下水位在降水过程中保持不变；

(4)弱透水层本身的弹性释水可以忽略不计；

(5)弱透水层的渗透系数比抽水含水层小得多(两个数量级以上)，因

此，通过弱透水层的水流可视为垂向一维流，而抽水含水层中的水流则可视为平面运动。

在上述假设条件下，越流含水层抽水时的水位动态可归结为如下的数学模型：

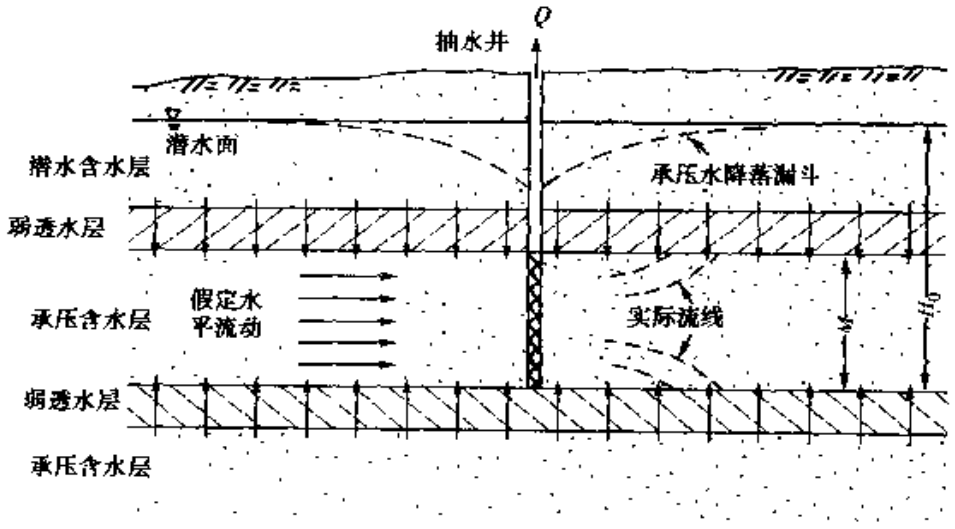


图 7-7 简单越流含水层的完整井抽水

$$\begin{cases} KM\Delta H + K_1\dfrac{H_0 - H}{M_1} + K_2\dfrac{H_0 - H}{M_2} = S\dfrac{\partial H}{\partial t} \qquad t > 0 & (7\text{-}26) \\ H(x,y,t)\Big|_{t=0} = H_0 & (7\text{-}27) \\ H(x,y,t)\Big|_{x\to} = H(x,y,t)\Big|_{y\to\infty} = H_0 \\ \dfrac{\partial H}{\partial x}\Big|_{x\to\infty} = \dfrac{\partial H}{\partial y}\Big|_{y\to\infty} = 0 \quad t > 0 & (7\text{-}28) \\ 2\pi rMK\dfrac{\partial H}{\partial r}\Big|_{r\to 0} = Q \qquad t > 0 & (7\text{-}29) \end{cases}$$

式中：M_1、M_2、K_1、K_2——上、下弱透水层的厚度、渗透系数；

其余各符号意义同前。

上述模型与 Theis 模型相比，区别仅在于描述地下水运动的基本方程中增加了两个表示通过上下弱透水层发生越流的项：$K_1\dfrac{H_0 - H}{M_1}$和 $K_2\dfrac{H_0 - H}{M_2}$。不难看出：当 K_1 和 K_2 趋于零或 M_1 和 M_2 趋于无穷大，即承压含水层的顶底板由弱透水层变为隔水层后，该模型完全退化成 Theis 模型，也可以说 Theis 模型仅仅是该模型的特殊情况。

作变量代换 $s = H_0 - H$，令井径趋向无穷小，将坐标原点平移到井中心并采用极坐标，于是上述数学模型简化成：

$$\begin{cases} L(s) = \left(\Delta - \dfrac{S}{T}\dfrac{\partial}{\partial t} - \dfrac{1}{B^2}\right)s = 0 & t > 0, \quad r > 0 \qquad (7\text{-}30) \\ s(r,t)\Big|_{t=0} = 0 & r > 0 \qquad (7\text{-}31) \\ s(r,t)\Big|_{r\to\infty} = 0,\ \dfrac{\partial s}{\partial r}\Big|_{r\to\infty} = 0 & t > 0, \quad r > 0 \qquad (7\text{-}32) \\ r\dfrac{\partial s}{\partial r}\Big|_{r\to 0} = -\dfrac{Q}{2\pi T} & t > 0, \quad r > 0 \qquad (7\text{-}33) \end{cases}$$

式中：$B = \left(\sqrt{\dfrac{1}{B_1^2} + \dfrac{1}{B_2^2}}\right)^{-1}$，其中 $B_1 = \sqrt{T\dfrac{M_1}{K_1}}$，$B_2 = \sqrt{T\dfrac{M_2}{K_2}}$。

Hantush，M. S.和 C. E. Jacob 于 1955 年求得该数学模型的解为：

$$\begin{cases} s(r,t) = \dfrac{Q}{4\pi T}W\left(u, \dfrac{r}{B}\right) = \dfrac{Q}{4\pi T}\displaystyle\int_u^\infty \frac{1}{y}e^{-y-\frac{r^2}{4B^2y}}dy & (7\text{-}34) \\ u = \dfrac{r^2S}{4Tt} & (7\text{-}35) \end{cases}$$

式中 $W\left(u, \dfrac{r}{B}\right) = \displaystyle\int_u^\infty \frac{1}{y}e^{-y-\frac{r^2}{4B^2y}}dy$ 为不考虑相邻弱透水层弹性释水的越流系统（简单越流系统）的井函数，它是一个非初等函数，其数值见附录 3。

2. 解的分析——与 Theis 公式的比较

仿照图 7-5，作 $W\left(u, \dfrac{r}{B}\right)$ 关于 $\dfrac{1}{u}$ 的曲线，如图 7-8。所不同的是：由于越流的存在，得到的不是一条曲线，而是对应于不同的 $\dfrac{r}{B}$ 值的一个连续的曲线族。该曲线族自下向上，$\dfrac{r}{B}$ 值越来越小，其极限即为 Theis 曲线。这是因为：

$$\int_u^\infty \frac{1}{y}e^{-y-\frac{r_2^2}{4B^2y}}dy \underset{r_2>r_1}{<} \int_u^\infty \frac{1}{y}e^{-y-\frac{r_1^2}{4B^2y}}dy \leqslant \int_u^\infty \frac{1}{y}e^{-y}dy = W(u)$$

（当且仅当 $\dfrac{r}{B} = 0$ 时等号成立） (7-36)

具体到每一条曲线，根据抽水时间的延续，大致可分为如下三个阶段：

(1)抽水早期，与 Theis 曲线基本一致。这是因为：当 t 很小时，$u = \dfrac{r^2S}{4Tt}$

很大，$-\frac{r^2}{4B^2u}$ 与 $-u$ 相比可以忽略不计，从而 $W\left(u,\frac{r}{B}\right)=\int_u^{\infty}\frac{1}{y}e^{-y-\frac{r^2}{4B^2y}}dy\approx\int_u^{\infty}\frac{1}{y}e^{-y}dy=W(u)$。其物理意义则是：抽水初期主抽含水层水位降深较小，因而得到的越流量也较少，井的抽水量几乎全部来自主抽含水层的弹性释水，整个越流系统的表现类似一个无越流补给的无限承压含水层。

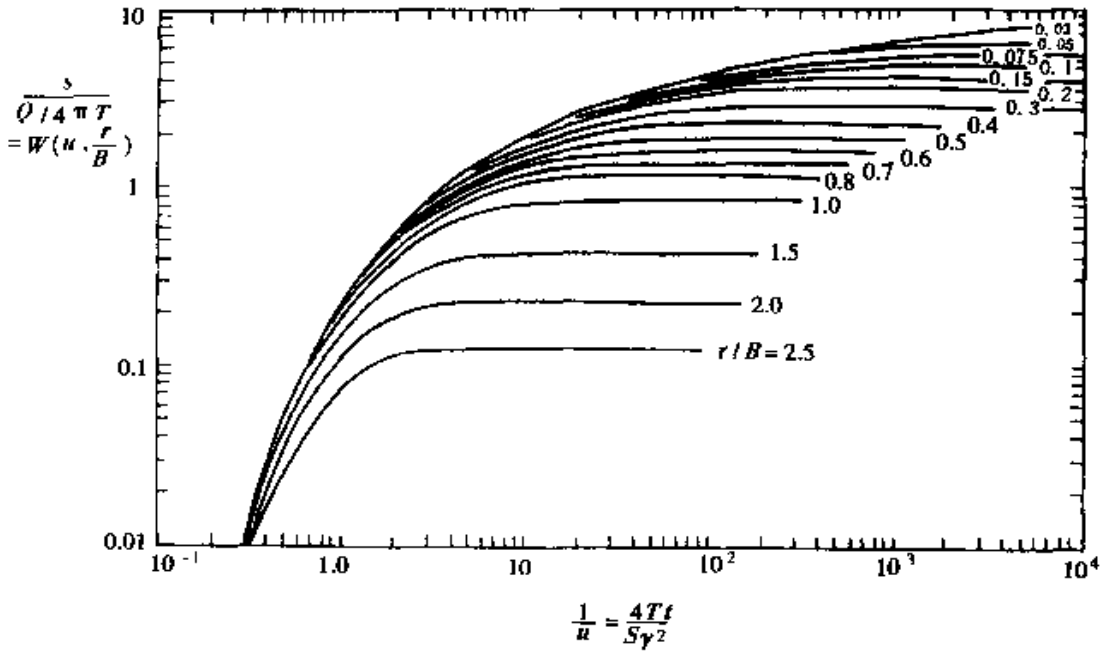


图 7-8 简单越流系统完整井抽水的标准曲线

(2)抽水中期，与 Theis 曲线开始出现明显偏离。随着抽水时间的延续，$u=\frac{r^2S}{4Tt}$ 逐渐变小，$-\frac{r^2}{4B^2u}$ 与 $-u$ 相比不再是一个可有可无的小量，积分的结果使 $W\left(u,\frac{r}{B}\right)$ 明显小于 $W(u)$。其物理意义则是：随着主抽含水层的水位降深渐渐加大，所得到的越流量也越来越多，越流量与井的抽水量相比已不再是一个小数，它使得主抽含水层的水位降深明显要比没有越流来得小。

此外，从图 7-8 上还可以看出，$\frac{r}{B}$ 不同，对应曲线开始偏离 Theis 曲线的时间也不一样：同等条件下，$\frac{r}{B}$ 越大，偏离越早或与 Theis 曲线一致的时间（抽水早期持续的时间）越短，反之亦然。这是由于：同一过水断面，在其它

条件都相同的情况下，$\frac{r}{B}$ 越小，即表示弱透水层的渗透性越差，厚度越大，因而越流阻力也越大，同等流量的地下水进入抽水含水层的时间来得越晚，$W\left(u,\frac{r}{B}\right)\sim\frac{1}{u}$ 曲线偏离 Theis 曲线所需时间越长。

(3)抽水后期，曲线趋于水平直线，含水层水位(或降深)趋向稳定。这是因为：

$$W\left(u,\frac{r}{B}\right)\Big|_{t\to\infty}=\int_0^{\infty}\frac{1}{y}e^{-y-\frac{r^2}{4B^2y}}dy=2K_0\left(\frac{r}{B}\right) \tag{7-37}$$

从公式(7-34)变为：

$$s(r)=\frac{Q}{2\pi T}K_0\left(\frac{r}{B}\right) \tag{7-38}$$

式中：$K_0\left(\frac{r}{B}\right)$——零阶虚宗量第二类 Bessel 函数(见表 7-1)。

零阶虚宗量第二类 Bessel 函数 $K_0(x)$数值表 表 7-1

x	$K_0(x)$	x	$K_0(x)$	x	$K_0(x)$
0.010	4.7212	0.1	2.4271	1.0	0.4210
0.020	4.0285	0.2	1.7527	1.5	0.2138
0.030	3.6235	0.3	1.3720	2.0	0.1139
0.040	3.3365	0.4	1.1145	2.5	0.0623
0.050	3.1142	0.5	0.9244	3.0	0.0347
0.060	2.9329	0.6	0.7775	3.5	0.0196
0.070	2.7798	0.7	0.6605	4.0	0.0112
0.080	2.6475	0.8	0.5653	4.5	0.0064
0.090	2.5310	0.9	0.4867	5.0	0.0037

式(7-38)也称为 Hantush—Jacob 公式。

式(7-38)表明：在越流系统中，含水层抽水较长时间以后，由于越流补给量与抽水量趋于平衡，其地下水位从不稳定趋于稳定，任意断面的水位降深趋于最大水位降深。

与式(7-38)相对应，含水层动态趋于稳定后不同断面的流量分布规律

为：

$$Q(r) = -2\pi rMK\frac{\partial s}{\partial r} = -2\pi rT\frac{d}{dr}\left[\frac{Q}{2\pi T}K_0\left(\frac{r}{B}\right)\right] = Q\frac{r}{B}K_1\left(\frac{r}{B}\right)$$

$$\frac{Q(r)}{Q} = \frac{r}{B}K_1\left(\frac{r}{B}\right) \tag{7-39}$$

式中：$K_1\left(\frac{r}{B}\right)$———一阶虚宗量第二类 Bessel 函数(见表 7-2)。

一阶虚宗量第二类 Bessel 函数 $K_1(x)$数值表　　表 7-2

x	$K_1(x)$	x	$K_1(x)$	x	$K_1(x)$
0.010	99.9739	0.1	9.8538	1.0	0.6019
0.020	49.9547	0.2	4.7760	1.5	0.2774
0.030	33.2715	0.3	3.0560	2.0	0.1399
0.040	24.9233	0.4	2.1843	2.5	0.0739
0.050	19.9097	0.5	1.6564	3.0	0.0402
0.060	16.5637	0.6	1.3028	3.5	0.0222
0.070	14.1710	0.7	1.0503	4.0	0.0125
0.080	12.3742	0.8	0.8618	4.5	0.0071
0.090	10.9749	0.9	0.7165	5.0	0.0040

根据表 7-2 中的数据作 $\frac{r}{B}K_1\left(\frac{r}{B}\right) \sim \frac{r}{B}$ 关系曲线，如图 7-9。从图上可以看出，随着 $\frac{r}{B}$ 的增大，$\frac{r}{B}K_1\left(\frac{r}{B}\right)$ 迅速减小。计算表明，当 $\frac{r}{B} = 4$ 时，$\frac{r}{B}K_1\left(\frac{r}{B}\right) = 0.05$。也就是说，在 $r = 4B$ 处，侧向流入量(来自该处断面到无穷远处的越流的总和)只占抽水井流量的 5%，而 95% 的抽水井流量来自 $r \leqslant 4B$ 区域的越流。

3. 近似公式

对于零阶虚宗量第二类 Bessel 函数 $K_0(x)$，当 $x \ll 1$ 时，有：

$$K_0(x) \approx \ln\frac{1.123}{x} \tag{7-40}$$

因此，在井附近，Hantush - Jabob 公式(7-38)可简化成：

$$s \approx \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{1.123B}{r} \tag{7-41}$$

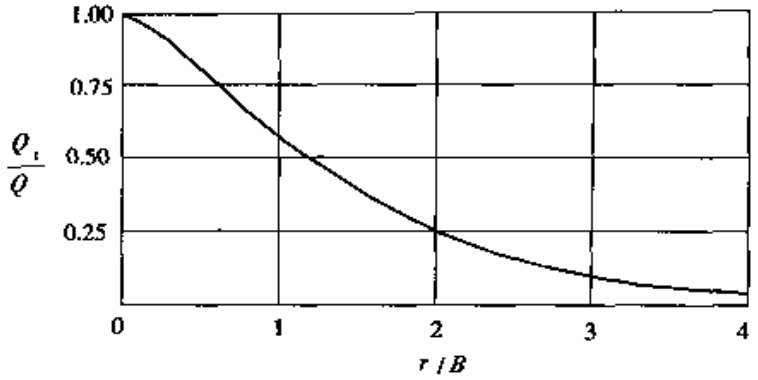


图 7-9 $\frac{r}{B}$-$K_1\left(\frac{r}{B}\right)$ ~ $\frac{r}{B}$关系曲线

利用上式计算，$\frac{r}{B}$越小，相对误差也越小。当$\frac{r}{B}=0.2$时，相对误差为1.5%；当$\frac{r}{B}=0.1$时，相对误差为0.35%，这对实际工程而言精度已足够。

4.群井抽水

显而易见，对于变量 s，数学模型(7-30)～(7-33)适用叠加原理。因此，当有 n 口井一同抽水时，含水层的水位降深为：

$$s(r,t)=\sum_{i=1}^{n}\frac{Q_i}{4\pi T}W\left(\frac{r_i^2S}{4Tt},\frac{r_i}{B}\right) \tag{7-42}$$

当抽水较长时间以后，含水层的动态趋于稳定，可用式(7-38)进行叠加，即：

$$s(r)=\sum_{i=1}^{n}\frac{Q_i}{2\pi T}K_0\left(\frac{r_i}{B}\right) \tag{7-43}$$

如果抽水井相对集中，所要计算的点到各个井中心的距离满足 $r_i\leqslant 0.1B$，则也可用(7-41)式进行叠加：

$$s\approx\sum_{i=1}^{n}\frac{Q_i}{2\pi T}\ln\frac{1.123B}{r_i} \tag{7-44}$$

二、一般越流含水层的非稳定渗流计算

1.单井抽水的数学模型

上一节的分析表明，由于存在弱透水层的越流补给，Hantush－Jacob 公式(式 7-38)和 Theis 公式(式 7-9)的最终结果大不相同：前者随抽水时间的延续趋于稳定——含水层中任何一点都有一个极限(最大)水位降深，而后

者则永不稳定——只要时间足够长，地下水位可以降至任何位置；当其它条件都相同时（r、t、S、M、K、Q 均相同），前者水位降深始终小于后者。这仅仅是考虑了弱透水层作为导水通道这样一个方面的性质的结果。其实，在承压含水层（或主抽含水层）抽水时，弱透水层还有另外一个重要性质未被考虑。从理论上说，只要发生地下水位的下降，弱透水层的弹性释水总会存在，只不过是量的大小而已。一旦弱透水层由于厚度和压缩性较大而使其弹性释水量与总抽水量相比变得不可忽略不计的时候，问题便突显出来。1960 年，M. S. Hantush 对此进行了系统且较为详细的研究。

如图 7-10，将坐标原点选在井中心与下弱透水层的交点，采用极坐标，对应于两个弱透水层的相邻地层的不同水文地质条件，得到如下三类定解问题（假设条件与简单越流的情况基本相同，但弱透水层的弹性释水不再忽略）：

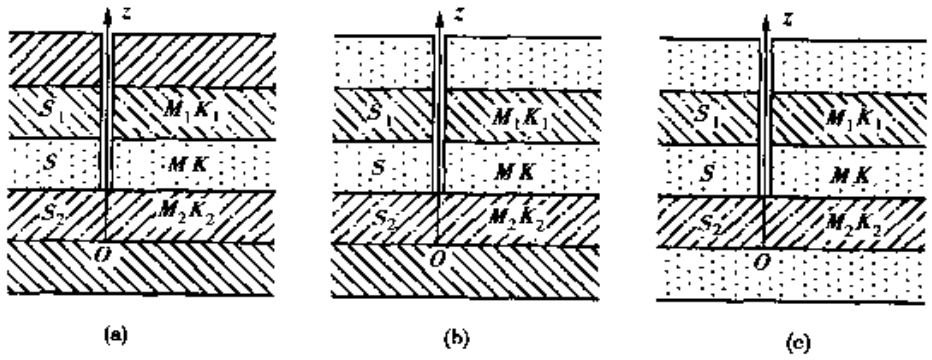


图 7-10 一般越流系统的三种情况

Ⅰ如图 7-10(a)，与两个弱透水层相邻的地层是两个隔水层（实际上，这种地层组合并不是越流系统，而是一种多层含水层组，但是它的求解和后面的两种越流系统相关联，固放在一起进行阐述）：

上弱透水层

$$L(s_1) = \left(\frac{\partial^2}{\partial z^2} - \frac{S_1}{T_1}\frac{\partial}{\partial t}\right)s_1 = 0 \tag{7-45}$$

$$s_1(r,z,t)\Big|_{t=0} = 0 \tag{7-46}$$

$$\frac{\partial s_1}{\partial z}\Big|_{z=M_2+M+M_1} = 0 \tag{7-47}$$

$$s_1(r,z,t)\Big|_{z=M_2+M} = s(r,t) \tag{7-48}$$

抽水含水层

$$\Delta s + \frac{K_1}{T}\frac{\partial}{\partial z}s_1(r, M_2 + M, t) - \frac{K_2}{T}\frac{\partial}{\partial z}s_2(r, M_2, t) = \frac{S}{T}\frac{\partial s}{\partial t} \tag{7-49}$$

$$s(r,t)\Big|_{t=0} = 0 \tag{7-50}$$

$$s(r,t)\Big|_{r\to\infty} = 0, \quad \frac{\partial s}{\partial r}\Big|_{r\to\infty} = 0 \tag{7-51}$$

$$r\frac{\partial s}{\partial r}\Big|_{r\to 0} = -\frac{Q}{2\pi T} \tag{7-52}$$

下弱透水层

$$L(s_2) = \left(\frac{\partial^2}{\partial z^2} - \frac{S_2}{T_2}\frac{\partial}{\partial t}\right)s_2 = 0 \tag{7-53}$$

$$s_2(r,z,t)\Big|_{t=0} = 0 \tag{7-54}$$

$$\frac{\partial s_2}{\partial z}\Big|_{z=0} = 0 \tag{7-55}$$

$$s_2(r,z,t)\Big|_{z=M_2} = s(r,t) \tag{7-56}$$

II 如图 7-10(b)，与其中一个弱透水层(此处假定是上弱透水层)相邻的地层是含水层，与另外一个弱透水层(此处假定是下弱透水层)相邻的地层是隔水层：

数学模型与情况 I 基本相同，只需将式(7-47)改成下式：

$$s_1(r,z,t)\Big|_{z=M_2+M+M_1} = 0$$

III 如图 7-10(c)，与两个弱透水层相邻的地层是两个含水层：

数学模型与情况 I 基本相同，只需将式(7-47)和式(7-55)用下面二式替换：

$$s_1(r,z,t)\Big|_{z=M_2+M+M_1} = 0$$

$$s_2(r,z,t)\Big|_{z=0} = 0$$

2.数学模型的解及其分析

对上述定解问题，M. S. Hantush 求出了两种情形下的近似解。

(1)抽水初期

当 $t < \max\left(\frac{M_1 S_1}{10K_1}, \frac{M_2 S_2}{10K_2}\right)$ 时，三类模型有相同的近似解：

$$s(r,t) = \frac{Q}{4\pi T} H(u,\beta) \tag{7-57}$$

式中：$\beta = \frac{r}{4B_1}\sqrt{\frac{S_1}{S}} + \frac{r}{4B_2}\sqrt{\frac{S_2}{S}}$；

$H(u,\beta) = \int_u^\infty \frac{e^{-y}}{y} \operatorname{erfc}\left[\frac{\beta\sqrt{u}}{\sqrt{y(y-u)}}\right] dy$，其值见表(7-3)；

$\operatorname{erfc}(x) = 1 - \operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}}\int_x^\infty e^{-t^2} dt$，为余误差函数；

其它各式意义同前。

$H(u,\beta)$数值表 表 7-3

μ \ β	0.001	0.002	0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.2	0.5
1(-6)	11.9842	11.4237	10.5928	9.9259	9.2469	8.3395	7.6497	6.9590	6.0463
5(-6)	10.8959	10.4566	9.7174	9.0866	8.4251	7.5284	6.8427	6.1548	5.2459
1(-5)	10.3789	9.9987	9.3203	8.7142	8.0657	7.1771	6.4944	5.8085	4.9024
5(-5)	9.0422	8.8128	8.3171	7.8031	7.2072	6.3523	5.6821	5.0045	4.1090
1(-4)	8.4258	8.2487	7.8386	7.3803	6.8208	5.9906	5.3297	4.6581	3.7700
5(-4)	6.9273	6.8375	6.6024	6.2934	5.8561	5.1223	4.4996	3.8527	2.9933
1(-3)	6.2624	6.1969	6.0193	5.7727	5.4001	4.7290	4.1337	3.5045	2.6650
5(-3)	4.6951	4.6649	4.5786	4.4474	4.2231	3.7415	3.2483	2.6891	1.9250
1(-2)	4.0163	3.9950	3.9334	3.8374	3.6669	3.2752	2.8443	2.3325	1.6193
5(-2)	2.4590	2.4502	2.4243	2.3826	2.3040	2.1007	1.8401	1.4872	0.9540
1(-1)	1.8172	1.8116	1.7949	1.7677	1.2157	1.5768	1.3893	1.1207	0.6947
5(-1)	0.5584	0.5570	0.5530	0.5463	0.5333	0.4969	0.4436	0.3591	0.2083
1(0)	0.2189	0.2184	0.2169	0.2144	0.2097	0.1961	0.1758	0.1427	0.0812
5(0)	115(-5)	114(-5)	114(-5)	112(-5)	110(-5)	104(-5)	934(-6)	763(-6)	423(-6)
10(0)	415(-8)	414(-8)	411(-8)	407(-8)	399(-8)	375(-8)	339(-8)	277(-8)	153(-8)

续上表

μ \ β	1	2	5	10	20	50	100	200	500
1(-6)	5.3575	4.6721	3.7756	3.1110	2.4671	1.6710	1.1361	1.6879	0.2698
5(-6)	4.5617	3.8836	3.0055	2.3661	1.7633	1.0574	0.6256	0.3091	0.0787
1(-5)	4.2212	3.5481	2.6822	2.0590	1.4816	0.8258	0.4519	0.1978	0.0388
5(-5)	4.4394	2.7848	1.9622	1.3943	0.8994	0.4024	0.1685	0.0494	405(-5)
1(-4)	3.1082	2.4658	1.6704	1.1359	0.6878	0.2698	0.0963	0.0222	107(-5)
5(-4)	2.3601	1.7604	1.0564	0.6252	0.3089	0.0787	0.0166	169(-5)	129(-7)
1(-3)	2.0506	1.4776	0.8271	0.4513	0.1976	0.0388	590(-5)	361(-6)	
5(-3)	1.3767	0.8915	0.4001	0.1677	0.0493	403(-5)	205(-6)	228(-8)	
1(-2)	1.1122	0.6775	0.2670	0.0955	0.0221	106(-5)	274(-7)		
5(-2)	0.5812	0.2923	0.0755	0.0160	164(-5)	126(-7)			
1(-1)	0.3970	0.1789	0.0359	552(-5)	300(-6)				
5(-1)	0.1006	0.0325	388(-5)	151(-6)	171(-8)				
1(0)	0.0365	993(-5)	547(-6)	151(-7)					
5(0)	167(-6)	309(-7)							
10(0)									

注：表中括号内的数字为10的幂次，如表中倒数第二行 $167(-6)=1.67\times10^{-4}$，$309(-7)=3.09\times10^{-5}$。

(2)抽水后期

I 当 $t<\max\left(10\dfrac{M_1S_1}{K_1},10\dfrac{M_2S_2}{K_2}\right)$ 时，I类模型有近似解：

$$\begin{cases} s(r,t)=\dfrac{Q}{4\pi T}W(u) & (7\text{-}58)\\ u=\dfrac{r^2(S+S_1+S_2)}{4Tt} & (7\text{-}59)\end{cases}$$

显而易见，这就是Theis公式，只不过将弹性贮水系数改成了三层——抽水含水层加两个弱透水层之和，这从物理上也很好理解，相当于将含水层组视作一个单一的顶底板完全隔水承压含水层，其厚度为主抽含水层的厚度。

II 当 $t>\max\left(5\dfrac{M_1S_1}{K_1}S_1,10\dfrac{M_2S_2}{K_2}\right)$ 时，II类模型有近似解：

$$\begin{cases} s(r,t) = \dfrac{Q}{4\pi T}W\left(u,\dfrac{r}{B_1}\right) & (7\text{-}60) \\ u = \dfrac{r^2\left(S+\dfrac{S_1}{3}+S_2\right)}{4Tt} & (7\text{-}61) \end{cases}$$

参照Ⅰ类模型的解，将下弱透水层与抽水含水层看成一个整体，再与上小节不考虑弱透水层弹性释水的解(7-34)、(7-35)式相比(假设底板为隔水层，则 $B = B_1$)，差别很小，仅仅是在式(7-61)中多出了$\frac{S_1}{3}$这一项。

Ⅲ 当 $t > \max\left(5\dfrac{M_1S_1}{K_1}, 5\dfrac{M_2S_2}{K_2}\right)$时，Ⅲ类模型有近似解：

$$\begin{cases} s(r,t) = \dfrac{Q}{4\pi T}W\left(u,\dfrac{r}{B}\right) & (7\text{-}62) \\ u = \dfrac{r^2\left(S+\dfrac{S_1}{3}+\dfrac{S_2}{3}\right)}{4Tt} & (7\text{-}63) \end{cases}$$

比照前面Ⅰ、Ⅱ类两种模型的解，Ⅲ类模型的解不难理解。

最后，需要说明的是，本小节中所有的解，不论是抽水早期的还是后期的，只要令 $S_1 = S_2 = K_1 = K_2 = 0$，都毫无例外地还原成 Theis 公式。

3.群井抽水

当含水层中有多个井同时抽水时，其数学模型与单井相比，仅需将其中的(7-52)式改成(7-20)式即可，从而群井抽水的水位降深就是各井单独抽水的水位降深之和，上述(7-57)、(7-58)、(7-60)、(7-62)等近似公式可直接用来进行叠加计算。

第三节 给水边界与隔水边界

实际工程中的任何含水层都是有限的。在本章第一节的开始曾经说明过可以将实际有限的含水层视作无限含水层的条件；当该条件不能满足，即降水井位于边界附近，或虽远离边界，但在长期抽水的情况下，边界的存在对井的降落漏斗扩展有明显影响时，实际的边界就需要纳入一并考虑。例如，降水井位于河流附近，且降水含水层的地下水与地表水有密切水力联系。

边界的存在与否，对计算结果影响很大，因此实际工作时必须认真查明

边界的性质。一般而言，工程中常遇的边界多为定水头边界(给水边界)和隔水边界。

实际边界大多弯曲延伸，几何上呈不规则形态。为便于数学处理，通常将它们简化成直线或折线，这样含水层的分布就显得较有规则。

一、直线边界附近的井流

镜像法是处理直线边界问题的常用方法[11]，具体做法是：在实际含水层的另一侧、对称于直线边界，虚设与实际抽水井(简称实井)相对应的一系列井(简称虚井)来代替边界，使有界、半有界问题转化成无界问题，如图 7-11。

为保证变化后的问题与原问题在实际含水层一侧具有相同的解，虚井应具备：

(1)流量大小和工作时间与实井相同；

(2)对定水头边界，工作性质与实井相反，如：实井为抽水井，则虚井为注水井[图 7-11(a)]；对隔水边界，工作性质与实井相同，如：实井为抽水井，则虚井也为抽水井[图 7-11(b)]。

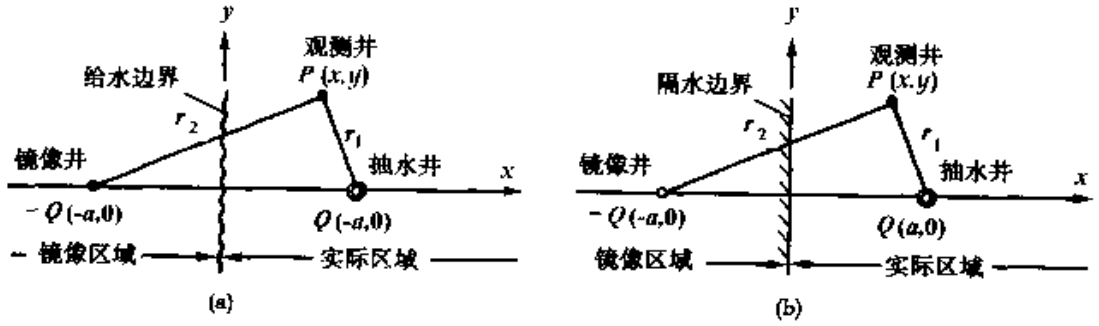


图 7-11 直线边界的镜像法

1.定水头边界附近的井流

如图 7-11(a)，运用镜像法，将半无界问题转化成无界问题，可见给水边界的存在相当于一口注水井，应用叠加原理，容易写出该定解问题的解为：

$$s = \frac{Q}{4\pi T}[W(u_1) - W(u_2)] \tag{7-64}$$

对于实际含水层中某一确定的点，当抽水延续时间较长，使得 $u_1 \leqslant u_2 \leqslant 0.01$ 时，可采用 Jacob 近似，于是式(7-64)变为：

$$s = \frac{Q}{4\pi T}\left(\ln\frac{2.25Tt}{r_1^2S} - \ln\frac{2.25Tt}{r_2^2S}\right) = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{r_2}{r_1} \tag{7-65}$$

注意到上式右端与时间无关，参照本章第一节关于 Jacob 近似公式的讨论可知，上式的绝对误差为 $\left|\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{u_1^n}{n\cdot n!} - \sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{u_2^n}{n\cdot n!}\right| < u_2$，而当 $t\to\infty$ 时 u_2 趋于零，所以，在有补给边界的情况下，含水层的水位最终趋于稳定，其稳定水位降深就是上式右端的 $\frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{r_2}{r_1}$。

在抽水井井壁，$r_1 = r_w$，$r_2 \approx 2a$，代入式(7-65)有：

$$s = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{2a}{r_w} \tag{7-66}$$

不难发现，该式在形式上和稳定流的 Dupuit 公式(见本章第 4 节)完全一致($R = 2a$)，但是二者所对应的实际流动确有很大差别：裘布依公式所对应的井周围的降落漏斗是完全轴对称的，并且有一个圆形的零水位降深边界($r = R$，见图 7-15)；而上式仅仅在井壁处适用，零水位降深边界为直线，整个降落漏斗关于从井到补给边界的垂线对称(图 7-12)。

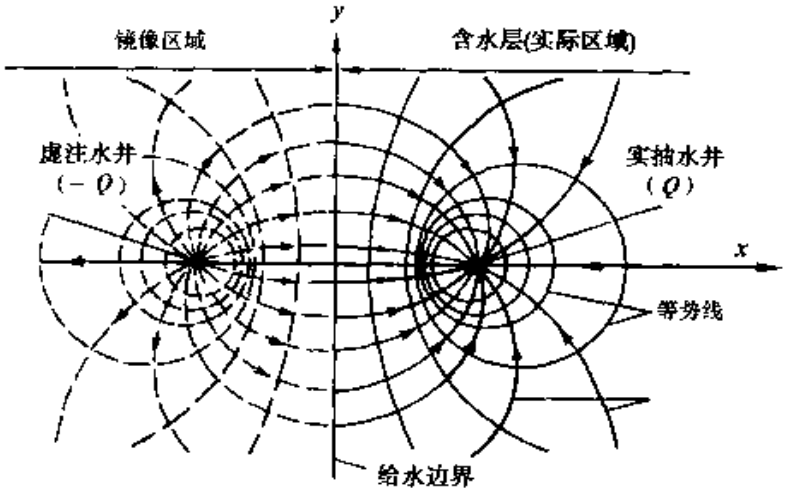


图 7-12 定水头边界附近的稳定井流的水位降深分布(据 J. Bear)

2.隔水边界附近的井流

如图 7-11(b)，同样运用镜像法将半无界问题转化成无界问题，结果隔水边界的存在相当于多了一口抽水井，易知该定解问题的解为：

$$s = \frac{Q}{4\pi T}[W(u_1) + W(u_2)] \tag{7-67}$$

对于任意给定的点，当抽水延续时间较长，使得 $u_1 \leqslant u_2 \leqslant 0.01$ 时，可采

用如下的 Jacob 近似：

$$s = \frac{Q}{4\pi T}\left(\ln\frac{2.25Tt}{r_1^2S} + \ln\frac{2.25Tt}{r_2^2S}\right) = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{2.25Tt}{r_1r_2S} \tag{7-68}$$

可以看出，随着时间的延续，降深 s 持续增加。因此，隔水边界附近的井流，如无其它补给源，不可能达到稳定。

二、扇形含水层中的水流

当两条直线边界相交时，形成扇形含水层，如在河流的拐弯处、两条河流（主、支流）的交会处。

由于存在两条边界，所以在运用镜像法时，不仅要映出井的像，还要映出另一条边界和虚井的像。为使这样持续映像不至产生不合理的结果，扇形含水层的两条边界的夹角 θ 必须满足：当两条边界的性质相同时，θ 能整除 180°；当两条边界的性质不同时，θ 能整除 90°；当 $\theta = 120°$时，两边界必须都是隔水边界，且抽水井需位于角平分线上。该条件如不满足，不能用镜像法求解。

对于满足上述条件的扇形含水层，运用镜像法的结果是在整个平面上围绕扇形含水层的顶点、半径等于从该顶点到抽水井的距离的圆上形成 $\left(\frac{360°}{\theta} - 1\right)$ 个虚井，外加一个实井，如图 7-13。

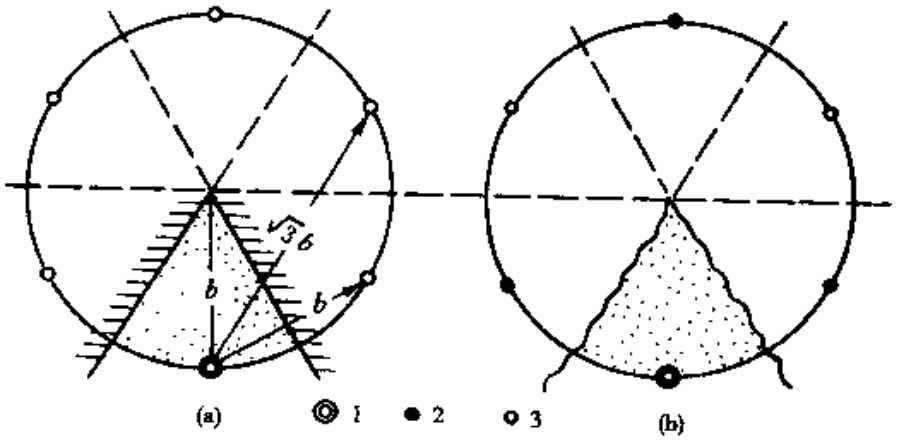


图 7-13　运用镜像法形成的虚井与实井分布

(a)两条隔水边界；(b)两条补给边界

1-实抽水井；2-虚注水井；3-虚抽水井

当然，实际的含水层不太可能严格满足上述条件，工程中可视具体情况进行适当近似。

例 1 两条隔水边界相交成 90°,如图 7-14(a),3 口虚井都是抽水井,亦即边界的影响相当于增加了 3 个抽水井,从而含水层中任意一点的水位降深为:

$$s = s_1 + s_2 + s_3 + s_4 = W(u_1) + W(u_2) + W(u_3) + W(u_4) \tag{7-69}$$

对于任意给定的计算点,当抽水时间充分长,$u_1 < u_2、u_3 < u_4 \leqslant 0.01$ 时,上式可用 Jacob 公式进行近似,有:

$$s = \frac{Q}{4\pi T}\left(\ln\frac{2.25Tt}{r_1^2S} + \ln\frac{2.25Tt}{r_2^2S} + \ln\frac{2.25Tt}{r_3^2S} + \ln\frac{2.25Tt}{r_4^2S}\right)$$

$$= \frac{Q}{\pi T}\ln\frac{2.25Tt}{\sqrt{r_1r_2r_3r_4}S} \tag{7-70}$$

这表明:在两条隔水边界的条件下,象限含水层的定流量抽水的动态不可能达到稳定。

例 2 一条隔水边界和一条定水头边界垂直相交,如图 7-14(b),应用镜像法的结果是增加了 1 个抽水井和两个注水井,根据叠加原理易得含水层的水位降深为:

$$s = s_1 - s_2 + s_3 - s_4 = W(u_1) - W(u_2) + W(u_3) - W(u_4) \tag{7-71}$$

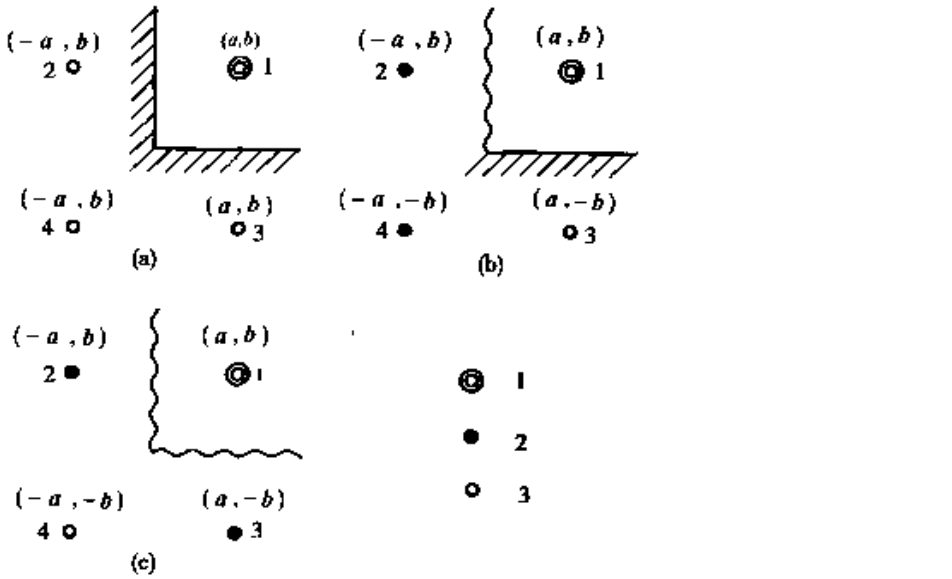


图 7-14 两条直线边界相交的不同组合

(a)两条隔水边界;(b)一条补给边界一条隔水边界;(c)两条补给边界

1-实抽水井;2-虚注水井;3-虚抽水井

对于任意给定的计算点,当抽水时间充分长,$u_1 < u_2、u_3 < u_4 \leqslant 0.01$ 时,上式也可用 Jacob 公式进行近似,有:

$$s = \frac{Q}{4\pi T}\left(\ln\frac{2.25Tt}{r_1^2S} - \ln\frac{2.25Tt}{r_2^2S} + \ln\frac{2.25Tt}{r_3^2S} - \ln\frac{2.25Tt}{r_4^2S}\right) = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{r_2r_4}{r_1r_3} \tag{7-72}$$

其绝对误差为 $\left|\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{u_1^n}{n\cdot n!} - \sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{u_2^n}{n\cdot n!} + \sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{u_3^n}{n\cdot n!} - \sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{u_4^n}{n\cdot n!}\right|$，当 $t\to\infty$ 时，它趋于零。由于近似公式(7-72)与时间无关，所以本例中长时间抽水后含水层会趋于稳定，这与例 1 明显不同。

例 3 两条定水头边界垂直相交，如图 7-14(c)，应用镜像法的结果与例 2 同样是得到 1 个抽水井和两个注水井，但 3 口虚井的分布有所不同，因而含水层的水位降深也有所差异：

$$s = s_1 - s_2 - s_3 + s_4 = W(u_1) - W(u_2) - W(u_3) + W(u_4) \tag{7-73}$$

对于任意给定的计算点，当抽水时间充分长，$u_1 < u_2、u_3 < u_4 \leqslant 0.01$ 时，上式同前面两个例子一样可用 Jacob 公式进行近似，有：

$$s = \frac{Q}{4\pi T}\left(\ln\frac{2.25Tt}{r_1^2S} - \ln\frac{2.25Tt}{r_2^2S} - \ln\frac{2.25Tt}{r_3^2S} + \ln\frac{2.25Tt}{r_4^2S}\right) = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{r_2r_3}{r_1r_4} \tag{7-74}$$

其绝对误差为 $\left|\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{u_1^n}{n\cdot n!} - \sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{u_2^n}{n\cdot n!} - \sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{u_3^n}{n\cdot n!} + \sum_{n=1}^{\infty}(-1)^{n+1}\frac{u_4^n}{n\cdot n!}\right|$，与例 2 稍有不同，但当 $t\to\infty$ 时，它同样趋于零。不难理解，式(7-72)与(7-74)并没有本质上的差别，形式上也只是 r_3 和 r_4 互换了一下，这与图 7-14(b)和 7-14(c)中虚抽水井位置的差异是一致的，所以本例中长时间抽水后，含水层水位降深也将趋于稳定。

第四节 承压含水层完整井的稳定渗流计算

根据地下水均衡原理，一个原先稳定的含水层在抽水后如需达到稳定，前提条件是抽水后(或同时)能得到稳定的、等量的补给，然而，实际工程中要确证这一点却往往不那么容易。

一、Dupuit 公式

如图 7-15，设有一圆形岛状含水层，在边界($r = R$)上地下水位保持 H_0

不变，抽水井位于含水层中心，易知抽水后含水层能达到稳定，故有如下的数学模型：

$$\begin{cases} \dfrac{\partial^2 H}{\partial r^2} + \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial H}{\partial r} + \dfrac{1}{r^2}\dfrac{\partial^2 H}{\partial \theta^2} = 0 \quad r \in [r_w, R] & (7\text{-}75) \\ H(R) = H_0 & (7\text{-}76) \\ H(r_w) = h_w & (7\text{-}77) \\ \left.\dfrac{\partial H}{\partial r}\right|_{r=r_w} = \dfrac{Q}{2\pi T r_w} & (7\text{-}78) \end{cases}$$

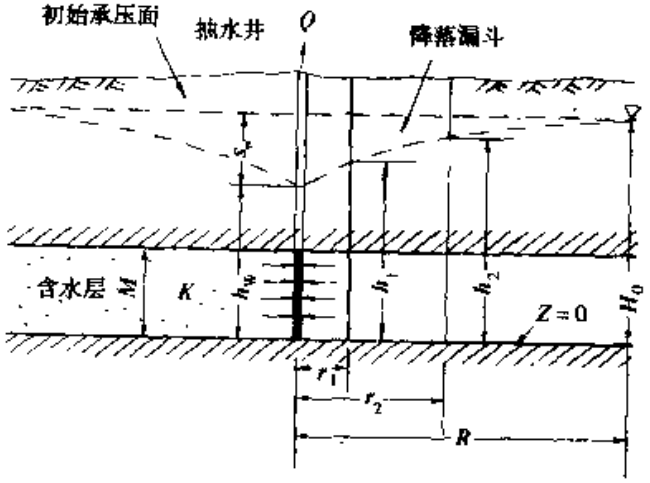


图 7-15 承压完整井的稳定渗流

根据轴对称性容易解得：

$$s = H_0 - H = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{R}{r} \tag{7-79}$$

$$s_w = H_0 - H_w = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{R}{r_w}, \quad Q = \frac{2\pi T s_w}{\ln\dfrac{R}{r_w}} \tag{7-80}$$

式(7-80)即为经典的 Dupuit(1863)公式，式(7-79)在形式上与之一致，可称为广义的 Dupuit 公式。

二、无限越流含水层中的稳定井流

基于非稳定流理论，本章第二节讨论了无限越流含水层中地下水向完整井的运动，并得出了含水层的动态最后趋于稳定的结论。既然如此，从稳定流运动的角度也应能得到同样的结论。

如图 7-7,除井径无限小外其它假定完全相同,但采用稳定运动方程建立数学模型,并考虑到降落漏斗的轴对称性有:

$$\begin{cases} KM\Delta H + K_1 \dfrac{H_0 - H}{M_1} + K_2 \dfrac{H_0 - H}{M_2} = 0 \quad r \in [r_w, \infty] & (7\text{-}81) \\ H(r)\Big|_{r\to\infty} = H_0 & (7\text{-}82) \\ \dfrac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}r}\Big|_{r=r_w} = \dfrac{Q}{2\pi MKr_w} & (7\text{-}83) \end{cases}$$

将方程改用降深 s 表示,经适当变形为:

$$\begin{cases} \left(\dfrac{r}{B}\right)^2 \dfrac{\mathrm{d}^2 s}{\mathrm{d}\left(\dfrac{r}{B}\right)^2} + \left(\dfrac{r}{B}\right) \dfrac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}\left(\dfrac{r}{B}\right)} - \left(\dfrac{r}{B}\right)^2 s = 0 \quad r \in [r_w, \infty] & (7\text{-}84) \\ s(r)\Big|_{r\to\infty} = 0 & (7\text{-}85) \\ \dfrac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}r}\Big|_{r=r_w} = -\dfrac{Q}{2\pi Tr_w} & (7\text{-}86) \end{cases}$$

容易解得:

$$s = \frac{Q}{2\pi T} \frac{K_0\left(\dfrac{r}{B}\right)}{\left(\dfrac{r_w}{B}\right) K_1\left(\dfrac{r_w}{B}\right)} \tag{7-87}$$

该式与本章第二节基于非稳定流理论得到的式(7-38)相比,在分母上多了 $\left(\dfrac{r_w}{B}\right)K_1\left(\dfrac{r_w}{B}\right)$ 这一项,其原因在于两种方法的边界条件略有不同:式(7-38)要求假定井径无限小,而式(7-88)则不需要。实际上,由于在一般越流含水层中,越流因素 B 都有相当大的值,即 $\dfrac{r_w}{B} \ll 1$,故有 $\left(\dfrac{r_w}{B}\right)K_1\left(\dfrac{r_w}{B}\right) \approx 1$,从而:

$$s = \frac{Q}{2\pi T} \frac{K_0\left(\dfrac{r}{B}\right)}{\left(\dfrac{r_w}{B}\right) K_1\left(\dfrac{r_w}{B}\right)} \approx \frac{Q}{2\pi T} K_0\left(\frac{r}{B}\right) \tag{7-88}$$

也就是说,两种方法得到的结果本质上是一致的,本章前面第二节的有关结论在此也同样适用。

三、一般边界的稳定井流

Dupuit 公式所要求的含水层形状是理想的圆形，实际含水层甚至连近似圆形都很少见，而且抽水井多数也并不位于含水层中心部位。对于如本章第二节所述的一般的定水头边界和隔水边界，其数学模型如下：

$$\begin{cases} \dfrac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \dfrac{\partial^2 H}{\partial y^2} = 0 \quad (x,y) \in D & (7\text{-}89) \\ H\Big|_{\Gamma_1} = H_0(x,y)\Big|_{\Gamma_1} & (7\text{-}90) \\ \dfrac{\partial H}{\partial n}\Big|_{\Gamma_2} = 0 & (7\text{-}91) \\ \dfrac{\partial H}{\partial r}\Big|_{r=r_w} = \dfrac{Q}{2\pi T r_w} & (7\text{-}92) \end{cases}$$

或采用柱坐标、以水位降深表示为：

$$\begin{cases} \dfrac{\partial^2 s}{\partial r^2} + \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial s}{\partial r} + \dfrac{1}{r^2}\dfrac{\partial^2 s}{\partial \theta^2} = 0 \quad (r,\theta) \in D & (7\text{-}93) \\ s\Big|_{\Gamma_1} = 0 & (7\text{-}94) \\ \dfrac{\partial s}{\partial n}\Big|_{\Gamma_2} = 0 & (7\text{-}95) \\ \dfrac{\partial s}{\partial r}\Big|_{r=r_w} = -\dfrac{Q}{2\pi T r_w} & (7\text{-}96) \end{cases}$$

上述式中：$H_0(x,y)$——已知函数，并且满足 $\dfrac{\partial^2 H_0}{\partial x^2} + \dfrac{\partial^2 H_0}{\partial y^2} = 0$；

Γ_1——定水头边界(第一类边界)；

Γ_2——隔水边界(第二类边界)；

D——由 Γ_1、Γ_2 所围成的封闭区域；

n——边界 Γ_1、Γ_2 的外法线方向；

其它符号意义同前。

设 $P(x_0,y_0)$为含水层中的任意一点，对于给定的流量 Q，其抽水后的稳定水位降深为 $s(x_0,y_0)$，则总可以构造这样的理想井流：含水层的渗透系数 K、厚度 M 以及抽水井半径 r_w 与实际情况相同，距井中心 $r(x_0,y_0)$处的水位降深恰好等于 $s(x_0,y_0)$，但边界条件不同，为理想的圆形，其半径

(即影响半径)记为 $R(x_0,y_0)$,则依据广义 Dupuit 公式(7-79)有:

$$s(x_0,y_0)=\frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{R(x_0,y_0)}{r} \tag{7-97}$$

由于 $P(x_0,y_0)$的任意性,可知数学模型(7-93)~(7-96)对于给定的流量 Q 有如下形式的解:

$$s(x,y)=\frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{R(x,y)}{r} \tag{7-98}$$

当流量发生变化时,对于任意给定的流量 Q_i、Q_j,应用上式有:

$$s_i(x,y)=\frac{Q_i}{2\pi T}\ln\frac{R_i(x,y)}{r} \tag{7-99}$$

$$s_j(x,y)=\frac{Q_j}{2\pi T}\ln\frac{R_j(x,y)}{r} \tag{7-100}$$

易证,模型(7-93)~(7-96)关于流量 Q(以及 T)是线性的,即:

$$\frac{s_i(x,y)}{s_j(x,y)}=\frac{Q_i}{Q_j} \tag{7-101}$$

将(7-99)、(7-100)式代入,可得:

$$\frac{Q_i[\ln R_i(x,y)-\ln r]}{Q_j[\ln R_j(x,y)-\ln r]}=\frac{Q_i}{Q_j}$$

$$R_i(x,y)=R_j(x,y)=R(x,y)$$

由此可见,模型(7-93)~(7-96)确实存在形如式(7-98)的解,即在形式上存在与广义 Dupuit 公式(7-79)相对应的解,故可称之为形式广义 Dupuit 公式,其中的 $R(x,y)$称为广义的影响半径.由上述证明可知它与 Q(以及 T)无关。

将 $r=r_w$ 代入式(7-98),就得到井的降深表达式:

$$s_w=\frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{R_w}{r_w} \tag{7-102}$$

该式与 Dupuit 公式(7-80)在形式上完全一致,可称为形式 Dupuit 公式;但与 Dupuit 公式不同的是:在距井中心 R_w 处并不一定存在降深为零的定水头边界[见式(7-66)和图 7-12],即 R_w 在这里并不是 Dupuit 公式意义上的影响半径,它是边界条件(7-94)、(7-95)在井壁处的综合反映,在形式上与影响半径所起的作用相类似,是一个形式上的影响半径或形式影响半径(也有称为引用补给半径)。

形式广义 Dupuit 公式有很多实际的例子,有时甚至可以用简单的数学

方法得到解析解。

1.无限越流含水层中单井抽水的稳定流公式：

$$s = \frac{Q}{2\pi T}\frac{K_0\left(\frac{r}{B}\right)}{\left(\frac{r_w}{B}\right)K_1\left(\frac{r_w}{B}\right)} \approx \frac{Q}{2\pi T}K_0\left(\frac{r}{B}\right) = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{re^{K_0\left(\frac{r}{B}\right)}}{r}, \quad R = re^{K_0\left(\frac{r}{B}\right)} \tag{7-103}$$

在井壁附近，$\frac{r}{B} \ll 1$，有如下的近似公式：

$$s \approx \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{1.123B}{r}, \quad R = 1.123B \tag{7-104}$$

2.具有直线边界补给的半无限含水层中单井抽水的稳定流公式(见本章第三节)：

$$s = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{r_2}{r_1} = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{\sqrt{(r\cos\theta + 2a)^2 + (r\sin\theta)^2}}{r}$$

(将坐标向右平移到抽水井中心)，

$$R = \sqrt{(r\cos\theta + 2a)^2 + (r\sin\theta)^2} \tag{7-105}$$

在抽水井壁：

$$s_w \approx \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{2a}{r_w}, \quad R_w = 2a \tag{7-106}$$

3.由两条相互垂直的定水头边界所限扇形含水层中单井抽水的稳定流公式(见本章第三节)：

$$s \approx \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{r_2 r_3}{r_1 r_4} = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{\sqrt{(x + 2a)^2 + y^2}\sqrt{x^2 + (y + 2b)^2}}{\sqrt{x^2 + y^2}\sqrt{(x + 2a)^2 + (y + 2b)^2}}$$

(将坐标平移至抽水井中心)

$$R = \sqrt{(x + 2a)^2 + y^2}\sqrt{x^2 + (y + 2b)^2}/\sqrt{(x + 2a)^2 + (y + 2b)^2} \tag{7-107}$$

在抽水井壁：

$$s_w \approx \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{2a \times 2b}{r_w\sqrt{(2a)^2 + (2b)^2}} = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{2ab/\sqrt{a^2 + b^2}}{r_w}$$

$$R = \frac{2ab}{\sqrt{a^2 + b^2}} \tag{7-108}$$

需要特别引起注意的是：在实际工程降水中，根据抽水试验主井观测资料求得的影响半径乃是式(7-102)中的形式影响半径，原则上不能用来计算井壁以外点的水位降深；但当 R_w 比较大时，对于抽水井附近的区域，可以用它来代替 $R(r,\theta)$ 进行近似计算而不至引起太大的误差。除非 $R(r,\theta)$ 的数学表达式已知，否则在理论上无法用多个孔的观测资料求得形式影响半径 R_w，尤其是当观测孔距离抽水井相对较远时。

第五节　无限承压含水层不完整井渗流计算

当含水层很厚或埋藏较深时，在满足工程需要的情况下，可采用不完整井进行降水。

不完整井的过滤器进水方式有三种，为井底进水、井壁进水和井底、井壁同时进水，但不论哪一种进水方式，其含水层水流形式都与完整井不同。以承压水为例，不完整井抽水时，井附近的地下水表现为复杂的三维流，而对应的完整井则为平面二维流。由于三维流动的流线弯曲加长，在其它情况相同时，不完整井的水位降深要大于完整井的水位降深。

一、半无限厚承压含水层中地下水向不完整井的稳定流动

当含水层很厚，在降水过程中隔水底板对地下水流动的影响可忽略时，可将实际厚度有限的含水层视为无限厚，便于研究和工程计算。

1.井底进水的不完整井

如图 7-16，井底刚好揭穿含水层顶板，且形状为理想的半球形，容易写出这种情况下的数学模型为：

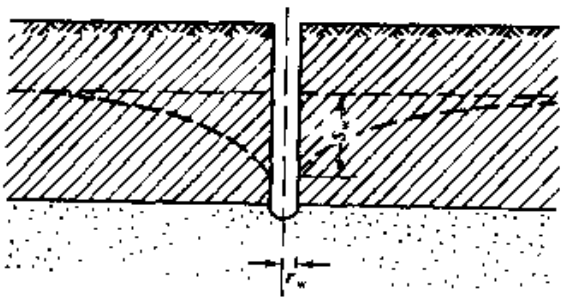


图 7-16　井底进水的承压不完整井稳定流

$$\begin{cases} \Delta s = 0 & (7\text{-}109) \\ s\mid_{\rho\to\infty} = 0 & (7\text{-}110) \\ -2\pi\rho^2 K\left.\dfrac{\partial s}{\partial \rho}\right|_{\rho=r_w} = Q & (7\text{-}111) \end{cases}$$

式中：ρ——含水层中任意点到抽水井井中心的距离。

由于所有流线皆为指向抽水井中心的直线，因此容易解得：

$$s = \frac{Q}{2\pi K\rho} \tag{7-112}$$

$$s_w = \frac{Q}{2\pi K r_w}, \quad Q = 2\pi K r_w s_w \tag{7-113}$$

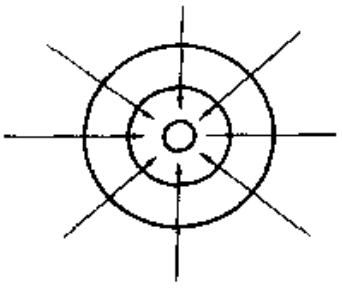


图 7-17 三维无限空间汇点的降深分布(剖面图、平面图相同)

2.三维无限空间中汇点的水位降深分布

式(7-112)实际上是半空间汇点的水位降深公式。所谓汇点指的是地下水流线沿径向流向一点，并被完全吸收的空间点，如图 7-17。在稳定流的情况下，考虑到球对称性，根据 Darcy 定律有：

$$Q = 4\pi\rho^2 KJ = 4\pi\rho^2 K\frac{\mathrm{d}H}{\mathrm{d}\rho} = -4\pi\rho^2 K\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}\rho} \tag{7-114}$$

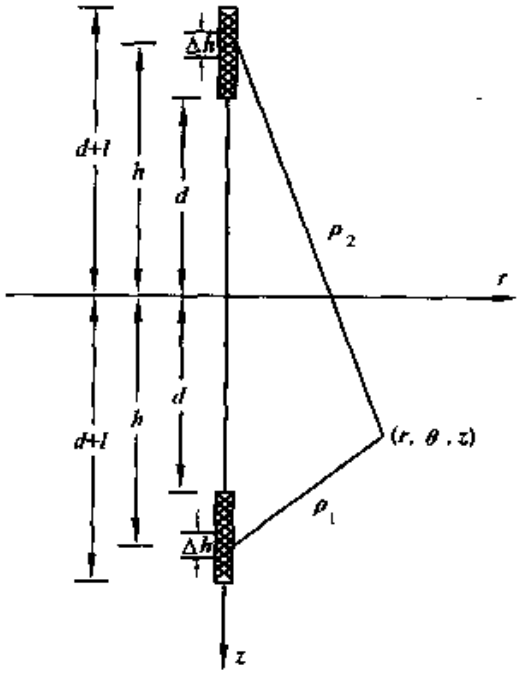


图 7-18 井壁进水的承压不完整井稳定流

分离变量积分并利用无穷远处的水位降深为零得：

$$\int_s^0 \mathrm{d}s = -\frac{Q}{4\pi K}\int_\rho^\infty \frac{\mathrm{d}\rho}{\rho^2} = \frac{Q}{4\pi K}\int_\rho^\infty \mathrm{d}\left(\frac{1}{\rho}\right) \tag{7-115}$$

$$s = \frac{Q}{4\pi K\rho} \tag{7-116}$$

式(7-116)与(7-112)相比正好差一倍，这是因为：如果将图 7-15 中的抽水井作对称于隔水顶板的镜像延拓，则其流量变为 $2Q$，代入式(7-116)，就得到(7-112)式，这证明二者是完全一致的。

3.井壁进水的不完整井

如图 7-18,假设井径无限小,将含水层和抽水井对称隔水顶板镜像延拓,利用空间汇点的公式(7-116)进行连续叠加有:

$$\begin{aligned} s &= \frac{Q}{4\pi kl}\int_d^{d+l}\left(\frac{1}{\rho_1}+\frac{1}{\rho_2}\right)\mathrm{d}h \\ &= \frac{Q}{4\pi Kl}\int_d^{d+l}\left(\frac{1}{\sqrt{(h-z)^2+r^2}}+\frac{1}{\sqrt{(h+z)^2+r^2}}\right)\mathrm{d}h \\ &= \frac{Q}{4\pi Kl}\left(\mathrm{Arsh}\frac{d+l-z}{r}-\mathrm{Arsh}\frac{d-z}{r}+\mathrm{Arsh}\frac{d+l+z}{r}-\mathrm{Arsh}\frac{d+z}{r}\right) \end{aligned} \tag{7-117}$$

式中:d——过滤器顶部到含水层隔水顶板的距离;

l——过滤器的长度;

h——过滤器中任意一点到含水层隔水顶板的距离;

r——含水层中任意一点到抽水井的水平距离;

$\mathrm{Arsh}x = \ln(\sqrt{x^2+1}+x)$;

其它符号意义同前。

当 $d=0$,即过滤器和隔水顶板相接时,上式简化为:

$$s = \frac{Q}{4\pi Kl}\left(\mathrm{Arsh}\frac{l-z}{r}+\mathrm{Arsh}\frac{l+z}{r}\right) \tag{7-118}$$

由于实际的抽水井存在井径,并且井的过水断面(井壁二维圆柱面 + 井底面)也与式(7-118) 的等降深面不一致,所以不能直接用上式来计算抽水井的水位降深。经 В.Д. Бабушкин 大量实验证实,在式(7-118)中取 $z=0.75l$,$r=r_w$,其计算结果与实际一致,故有:

$$Q = \frac{4\pi Klr_w}{\mathrm{Arsh}\frac{0.25l}{r_w}+\mathrm{Arsh}\frac{1.75l}{r_w}} \approx \frac{2\pi Kls_w}{\ln\frac{1.32l}{r_w}} \tag{7-119}$$

二、有限厚承压含水层中地下水向不完整井的非稳定流动

如图 7-19,其假设条件与第二节简单越流含水层单井非稳定流抽水相同,有:

$$\begin{cases} \Delta s - \dfrac{s}{B^2} = \dfrac{S}{T}\dfrac{\partial s}{\partial t} & t > 0 \quad r > 0 \\ s(r,z,0) = 0 & r > 0 \\ s(\infty,z,t) = 0, \left.\dfrac{\partial s}{\partial z}\right|_{z=0} = \left.\dfrac{\partial s}{\partial z}\right|_{z=M} = 0 & t > 0 \quad r > 0 \end{cases} \tag{7-120}$$

(7-121)

$$\left. r\frac{\partial s}{\partial r}\right|_{r\to 0} = \begin{cases} 0 & z \in [0,d) \\ -\dfrac{Q}{2\pi Kl} & z \in [d,l+d] \quad t > 0 \\ 0 & z \in (l+d,M] \end{cases} \tag{7-122}$$

(7-123)

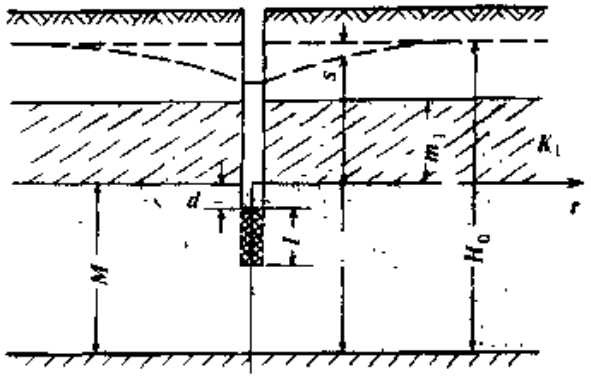


图 7-19 井壁进水的承压不完整井非稳定流

对于该数学模型，Hantush 求出了当 $d=0$ 时的解为：

$$s(r,z,t) = \frac{Q}{4\pi T}\left[W\left(u,\frac{r}{B}\right) + \frac{2M}{\pi l}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n}\cos\left(\frac{n\pi z}{M}\right)\sin\left(\frac{n\pi l}{M}\right) W\left(u,\sqrt{\left(\frac{n\pi r}{M}\right)^2 + \left(\frac{r}{B}\right)^2}\right)\right] \tag{7-124}$$

在抽水井壁，沿过滤器长度积分并取平均值消去 z，有：

$$s(r_w,t) = \frac{Q}{4\pi T}\left[W\left(u,\frac{r}{B}\right) + \frac{2M^2}{\pi^2 l^2}\sum_{n=}^{\infty}\frac{1}{n^2}\sin^2\left(\frac{n\pi l}{M}\right) W\left(u,\sqrt{\left(\frac{n\pi r}{M}\right)^2 + \left(\frac{r}{B}\right)^2}\right)\right] \tag{7-125}$$

当 $t\to\infty$ 时，有：

$$s_w = \frac{Q}{4\pi T}\left[K_0\left(\frac{r}{B}\right) + \frac{2M^2}{\pi^2 l^2}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^2}\sin^2\left(\frac{n\pi l}{M}\right) K_0\sqrt{\left(\frac{n\pi r}{M}\right)^2 + \left(\frac{r}{B}\right)^2}\right] \tag{7-126}$$

当 $B\to\infty$ 时，无越流补给，(7-124)式变为：

$$s(r,z,t) = \frac{Q}{4\pi T}\left[W(u) + \frac{2M}{\pi l}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n}\cos\frac{n\pi z}{M}\sin\frac{n\pi l}{M} W\left(u,\frac{n\pi r}{M}\right)\right] \tag{7-127}$$

在井壁，采用平均降深，消去 z 有：

$$s(r_w,t) = \frac{Q}{4\pi T}\left[W(u) + \frac{2M^2}{\pi^2 l^2}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^2}\sin^2\left(\frac{n\pi l}{M}\right) W\left(u,\frac{n\pi r}{M}\right)\right] \tag{7-128}$$

第八章　基坑围护结构(隔水帷幕)周围第三类渗流计算

在第三类地下水渗流模式中,围护结构(或隔水帷幕)深入到降水含水层中、下部,基坑内、外承压含水层大部分被围护结构(或隔水帷幕)隔开,仅含水层底部未被分隔开。其地下水渗流特征:由于受围护结构(或隔水帷幕)的阻挡,上部基坑内、外地下水不连续,底部含水层连续相通,渗流边界非常复杂,地下水呈三维流态;另外,由于承压含水层水位大幅下降,上部潜水含水层地下水通过弱透水层越流补给承压含水层;如图 1-19 所示。本章是讨论第三类渗流计算,即以潜水含水层、弱透水层和承压含水层组成的越流含水层组三维渗流模型以及数值模拟求解方法。

第一节　越流含水层组三维渗流模型的建立

一、多孔介质中的地下水渗流方程

假定含水层(组)土骨架仅在竖直方向发生抽水压密变形,即

$$\frac{\partial U_x}{\partial x}+\frac{\partial U_y}{\partial y}\ll\frac{\partial U_z}{\partial z} \tag{8-1}$$

则可得

$$\varepsilon_v=\frac{\partial U_z}{\partial z}=\varepsilon_z \tag{8-2}$$

同时假设含水层(组)仅发生土骨架瞬时的弹性压密性质,即土的主固结压缩性质,而不考虑土颗粒发生粘滞流动引起的压缩变形,即不考虑土层的次固结压缩性质,则土的竖向压缩总应变($\varepsilon(t)$)可表示为:

$$\varepsilon(t)=\alpha\bar{\sigma}(t) \tag{8-3}$$

式中:α——土骨架的弹性压缩系数;

$\bar{\sigma}(t)$——有效应力增量函数。

在得到含水层(组)的变形表达式后,要研究渗流场与渗流介质变形场的变化规律,应先建立其间的本构方程,再根据流体相对于土骨架颗粒的速度重新给出达西定律的表达式,以及建立连续性条件的前提下,假设:

①含水层组土骨架仅在竖向发生位移;

②竖向总应力保持不变。

可得多孔介质中渗流场与变形场之间的本构关系:

$$\nabla[K_{ij}\nabla\varphi]=\gamma_w n\beta\frac{\partial\varphi}{\partial t}+\frac{\partial\varepsilon_v}{\partial t} \tag{8-4}$$

式中:φ——水头势函数;

ε_v——土骨架体积应变增量;

K_{ij}——渗透系数张量 $\boldsymbol{K}$ 的分量;

β——水的弹性压缩系数;

n——土骨架孔隙率;

γ_w——水的重度。

利用水位降深求解水头压力变化值,则有:

$$\overline{\sigma}(t)=s(t)\gamma_w=-[H(t)-H_0]\gamma_w \tag{8-5}$$

式中:$s(t)$、$H(t)$——分别为 t 时刻的水位降深及水位;

H_0——t_0 时刻的水位;

t_0——初始时刻。

当 $H(t)=H_0$ 时,应变 ε 及降深 s 均为 0。

以压密变形量为正值,将(8-5)式代入(8-3)式,则不考虑含水层组粘弹性变形时,用水位表示的土骨架变形值为:

$$\varepsilon(t)=-\alpha[H(t)-H_0]\gamma_w \tag{8-6}$$

将式(8-7)代入式(8-4),以水位 H 代替 φ,则可得多孔介质中的地下水渗流方程式(5-58):

$$\nabla(K_{ij}\nabla H)=\gamma_w(\alpha+n\beta)\frac{\partial H}{\partial t} \tag{8-7}$$

二、越流含水层组三维渗流模型

在假定满足上述条件下再作如下假设:

1.由于围护结构的影响,考虑承压(抽水)含水层各向异性的渗流特征,以三维形式处理非完整井抽汲承压含水层时的地下水渗流,其上、下边界为

第二类定流量边界，水平边界为第一类定水位边界或第二类定流量边界，并将越流量(由潜水补给)作为上边界的边界流量；

2.当含水层与弱透水层的渗透系数相差两个或两个以上数量级时，可以假设弱透水层内部仅发生竖向渗流，以垂直一维形式处理弱透水层的地下水渗流，将上、下边界均视为第一类定水位边界，其上边界水位为相应的潜水含水层水位，而下边界为相应的承压含水层顶面水位，不考虑弱透水层弹性释放量；

3.由于抽汲承压含水层时潜水含水层水位变化很小，假设潜水含水层为均质、各向同性，可以水平二维形式处理潜水含水层的地下水渗流，边界为第一类定水位边界或第二类定流量边界，越流量以入渗量计。

可得越流含水层组的定解问题，描述为：

承压含水层(抽水含水层)：

$$K_r\left[\frac{\partial^2 H}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 H}{\partial y^2}\right]+K_z\frac{\partial^2 H}{\partial z^2}+W=\gamma_w(a+n\beta)\frac{\partial H}{\partial t} \tag{8-8}$$

$$H(x,y,z,t)\Big|_{t=t_0}=H_0(x,y,z) \tag{8-9}$$

$$K_r\left[\frac{\partial H}{\partial x}\cos(\overline{n},x)+\frac{\partial H}{\partial y}\cos(\overline{n},y)\right]+K_z\frac{\partial H}{\partial z}\cos(\overline{n},z)\Big|_{\Gamma_2}=q^b \tag{8-10}$$

$$H(x,y,z,t)\Big|_{\Gamma_1}=h_e(x,y,z,t) \tag{8-11}$$

弱透水层：

$$K_1\frac{\partial^2 H_1}{\partial z^2}=\gamma_w(a_1+n_1\beta)\frac{\partial H_1}{\partial t} \tag{8-12}$$

$$H_1(z,t)\Big|_{t=t_0}=H_{01}(z) \tag{8-13}$$

$$H_1(z,t)\Big|_{\Gamma_1}=h_{e1}(z,t) \tag{8-14}$$

潜水含水层(非抽水含水层)：

$$K_2\left[\frac{\partial^2 H_2}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 H_2}{\partial y^2}\right]+W_2=\gamma_w(a_2+n_2\beta)\frac{\partial H_2}{\partial t} \tag{8-15}$$

$$H_2(x,y,t)\Big|_{t=t_0}=H_{02}(x,y) \tag{8-16}$$

$$K_2\left[\frac{\partial H}{\partial x}\cos(\overline{n},x)+\frac{\partial H}{\partial y}\cos(\overline{n},y)\right]\Big|_{\Gamma_2}=q_2^b \tag{8-17}$$

$$H_2(x,y,t)\Big|_{\Gamma_1}=h_{e2}(x,y,t) \tag{8-18}$$

上述式中：K_r、K_z、K_1、K_2——承压含水层水平向、竖向及弱透水层、潜水含水层的渗透系数；

n、n_1、n_2——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的土骨架孔隙率；

a、a_1、a_2——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的土骨架竖向弹性压缩系数；

H、H_1、H_2——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的水位；

H_0、H_{01}、H_{02}——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的初始水位；

h_e、h_{e1}、h_{e2}——承压含水层、弱透水层及潜水含水层的第一类定水位边界水位；

W、W_2——承压含水层、潜水含水层的入渗量；W 中包含抽水井流量，W_2 中包含越流量；

q^b、q_2^b——承压含水层、潜水含水层的第二类定流量边界流量；

Γ_1、Γ_2——第一类定水位边界、第二类定流量边界；

其余符号意义同前。

第二节 越流含水层组三维渗流模型的数值解

由于上述三个相关的定解问题在描述实际情况时有十分复杂的渗流边界，故采用数值模拟的方法求解上述方程组。为简化计算，先将上述三个定解问题以不同的方法分别求解：以三维有限元分析承压含水层的定解问题，以一维有限差分分析弱透水层的定解问题，以二维有限元分析潜水含水层的定解问题；再组合求解整个越流含水层组三维渗流模型。

一、承压含水层的三维渗流模型的求解

1.理论推导

前述关于承压含水层的三维地下水渗流的定解问题(8-8)～(8-11)式是一个三维非稳定渗流问题,等价于在 L_{01} 中求泛函(8-19)式的极小值:

$$I(H)=\iiint_D\left\{\frac{1}{2}\left[K_r\left(\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial H}{\partial y}\right)^2\right)+K_z\left(\frac{\partial H}{\partial z}\right)^2\right]-WH+S_s\frac{\partial H}{\partial t}H\right\}\mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}z-\iint_{\Gamma_2}q^bH\mathrm{d}s \tag{8-19}$$

式中:D——由曲面 Γ_1、Γ_2 围成的空间区域;

$S_s=\gamma_w(\alpha+n\beta)$。

设 $H=\bar{h}+\lambda\eta$,$\bar{h}$ 为泛函 $I(H)$ 取极值时对应的函数,η 为 D 区内满足边界条件的任一函数,则 $I(\bar{h}+\lambda\eta)$ 在 $\lambda=0$ 时具有极小值,其导数在该点上就必然为零,即:

$$\left.\frac{\partial I(\bar{h}+\lambda\eta)}{\partial\lambda}\right|_{\lambda=0}=0 \tag{8-20}$$

由(8-19)式,可得:

$$\begin{aligned}\left.\frac{\partial I(\bar{h}+\lambda\eta)}{\partial\lambda}\right|_{\lambda=0}=\iiint_D\frac{\partial}{\partial\lambda}\Bigg\{&\frac{1}{2}\left[K_r\left(\left(\frac{\partial(\bar{h}+\lambda\eta)}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial(\bar{h}+\lambda\eta)}{\partial y}\right)^2\right)\right.\\&\left.+K_z\left(\frac{\partial(\bar{h}+\lambda\eta)}{\partial z}\right)^2\right]-W(\bar{h}+\lambda\eta)\\&\left.+S_s\frac{\partial H}{\partial t}(\bar{h}+\lambda\eta)\right\}\Big|_{\lambda=0}\mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}z-\iint_{\Gamma_2}\frac{\partial}{\partial\lambda}q^b(\bar{h}+\lambda\eta)\mathrm{d}s\end{aligned}$$

利用分部积分公式及格林公式,并根据 η 在 Γ_1 上为零,则可由上式推导出:

$$\begin{aligned}\left.\frac{\partial I(\bar{h}+\lambda\eta)}{\partial\lambda}\right|_{\lambda=0}=&\iiint_D\left\{-\left[K_r\left(\left(\frac{\partial\bar{h}}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial\bar{h}}{\partial y}\right)^2\right)+K_z\left(\frac{\partial\bar{h}}{\partial z}\right)^2\right]-W+S_s\frac{\partial H}{\partial t}\right\}\eta\mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}z\\&-\iint_{\Gamma_2}\left[q^b-K_r\left(\frac{\partial\bar{h}}{\partial x}\cos(\bar{n},x)+\frac{\partial\bar{h}}{\partial y}\cos(\bar{n},y)\right)+\frac{\partial\bar{h}}{\partial z}\cos(\bar{n},z)\right]\eta\mathrm{d}s\end{aligned}$$

由(8-20)式及变分基本预备定理可得:

$$K_r\left[\left(\frac{\partial\bar{h}}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial\bar{h}}{\partial y}\right)^2\right]+K_z\left(\frac{\partial\bar{h}}{\partial z}\right)^2+W=S_s\frac{\partial H}{\partial t} \tag{8-21}$$

$$K_r\left(\frac{\partial\bar{h}}{\partial x}\cos(\bar{n},x)+\frac{\partial\bar{h}}{\partial y}\cos(\bar{n},y)\right)+\frac{\partial\bar{h}}{\partial z}\cos(\bar{n},z)\Big|_{\Gamma_2}=q^b \tag{8-22}$$

(8-21)、(8-22)式与定解问题中的渗流方程(8-8)式及第二类边界条件(8-10)式相同,即说明该定解问题的解等价于泛函(8-19)式求极小。

利用八结点空间等参有限单元来求解上述泛函求极值的问题。以六面体单元对区域 D 进行剖分，则在区域 D 上的积分可由每个六面体单元 e 上的积分累加而得。为了便于求解单元 e 上的积分，我们把任意六面体单元通过坐标变换转化为一个参数坐标系(ξ,η,ζ)中的正六面体。如图 8-1 为一六面体的线性单元，与结点 1、2、3、4、5、6、7、8 相应的参数坐标分别为$(-1,-1,-1)$、$(1,-1,-1)$、$(1,1,-1)$、$(-1,1,-1)$、$(-1,-1,1)$、$(1,-1,1)$、$(1,1,1)$、$(-1,1,1)$，其相应的基函数为：

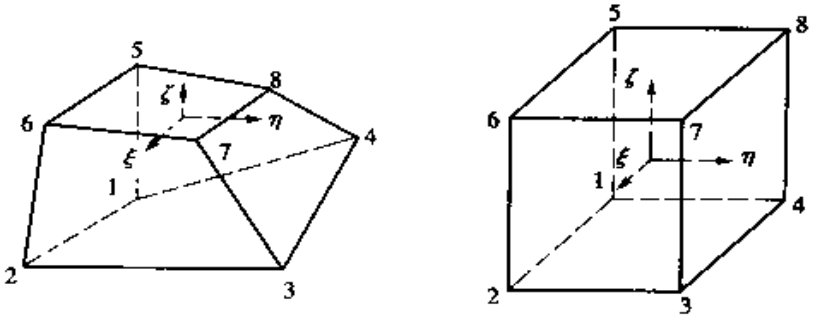


图 8-1 六面体线性单元

$$N_i=\frac{1}{8}(1+\xi\xi_i)(1+\eta\eta_i)(1+\zeta\zeta_i)\qquad(i=1,2,\cdots,8)\tag{8-23}$$

式中：ξ_i、η_i、ζ_i——相应结点 i 在(ξ,η,ζ)上的坐标。

在单元 e 上的坐标变换公式为：

$$\begin{cases}x=\sum_{i=1}^{8}x_i^eN_i\\ y=\sum_{i=1}^{8}y_i^eN_i\\ z=\sum_{i=1}^{8}z_i^eN_i\end{cases}\tag{8-24}$$

在单元 e 上 H 的插值函数为：

$$\overline{H}=\sum_{i=1}^{8}H_i^eN_i\tag{8-25}$$

将(8-24)、(8-25)式代入泛函(8-19)式，得：

$$\begin{aligned}I(H)&\approx\sum_e I^e(\overline{H})\\&=\sum_e\Big\{\iiint_e\Big\{\frac{1}{2}K_1^e\Big[\Big(\sum_{i=1}^{8}H_i^e\frac{\partial N_i}{\partial x}\Big)^2+\Big(\sum_{i=1}^{8}H_i^e\frac{\partial N_i}{\partial y}\Big)^2\Big]+K_2^e\Big(\sum_{i=1}^{8}H_i^e\frac{\partial N_i}{\partial z}\Big)^2\Big]-W^e\sum_{i=1}^{8}H_i^eN_i\\&\quad+\sum_{i=1}^{8}\frac{\mathrm{d}H_i^e}{\mathrm{d}t}S_s^e\Big(\sum_{i=1}^{8}H_i^eN_i\Big)\Big\}\mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}z-\iint_\Omega q^bH\mathrm{d}s\end{aligned}\tag{8-26}$$

则

$$\frac{\partial I^e(\overline{H})}{\partial H_i^e}=\sum_{i=1}^{8}H_i^e\iiint_e\left[K_r^e\left(\frac{\partial N_i}{\partial x}\frac{\partial N_j}{\partial x}+\frac{\partial N_i}{\partial y}\frac{\partial N_j}{\partial y}\right)+K_z^e\left(\frac{\partial N_i}{\partial z}\frac{\partial N_j}{\partial z}\right)\right]\mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}z$$

$$-\iiint_e W^e N_j\mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}z+\sum_{i=1}^{8}\frac{\mathrm{d}H_i^e}{\mathrm{d}t}\iiint_e S_s^e N_i N_j\mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}z-\iint_\Omega q^b N_\Omega\mathrm{d}s$$

式中：$\Omega=\Gamma_2\cap C^e$（C^e 为单元 e 的边界面）

再令：

$$d_{ij}^e=\iiint_e\left[K_r^e\left[\left(\frac{\partial N_i}{\partial x}\frac{\partial N_j}{\partial x}\right)+\left(\frac{\partial N_i}{\partial y}\frac{\partial N_j}{\partial y}\right)\right]+K_z^e\left(\frac{\partial N_i}{\partial z}\frac{\partial N_j}{\partial z}\right)\right]\mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}z$$

$$i,j=1,2,\cdots,8 \tag{8-27}$$

$$np_{ij}^e=\iiint_e S_s^e N_i N_j\mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}z \qquad i,j=1,2,\cdots,8 \tag{8-28}$$

$$E_j^e=\iiint_e W^e N_j\mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}z \qquad j=1,2,\cdots,8 \tag{8-29}$$

$$Q'^e_j=\iint_\Omega q^b N_\Omega\mathrm{d}s \qquad j=1,2,\cdots,8 \tag{8-30}$$

利用等参有限元中参数坐标系和原坐标系体积元素之间的关系：

$$\mathrm{d}x\mathrm{d}y\mathrm{d}z=|J|\mathrm{d}\xi\mathrm{d}\eta\mathrm{d}\zeta \tag{8-31}$$

式中：$|J|$——雅可比行列式的绝对值。

因为：

$$\frac{\partial N_i}{\partial\xi}=\frac{\partial N_i}{\partial x}\frac{\partial x}{\partial\xi}+\frac{\partial N_i}{\partial y}\frac{\partial y}{\partial\xi}+\frac{\partial N_i}{\partial z}\frac{\partial z}{\partial\xi}$$

$$\frac{\partial N_i}{\partial\eta}=\frac{\partial N_i}{\partial x}\frac{\partial x}{\partial\eta}+\frac{\partial N_i}{\partial y}\frac{\partial y}{\partial\eta}+\frac{\partial N_i}{\partial z}\frac{\partial z}{\partial\eta}$$

$$\frac{\partial N_i}{\partial\zeta}=\frac{\partial N_i}{\partial x}\frac{\partial x}{\partial\zeta}+\frac{\partial N_i}{\partial y}\frac{\partial y}{\partial\zeta}+\frac{\partial N_i}{\partial z}\frac{\partial z}{\partial\zeta} \qquad i=1,2,\cdots,8$$

则$|J|$的表达式为：

$$J=\frac{D(x,y,z)}{D(\xi,\eta,\zeta)}=\begin{vmatrix}\frac{\partial x}{\partial\xi} & \frac{\partial y}{\partial\xi} & \frac{\partial z}{\partial\xi}\\ \frac{\partial x}{\partial\eta} & \frac{\partial y}{\partial\eta} & \frac{\partial z}{\partial\eta}\\ \frac{\partial x}{\partial\zeta} & \frac{\partial y}{\partial\zeta} & \frac{\partial z}{\partial\zeta}\end{vmatrix}$$

把(8-31)式代入(8-27)～(8-29)三式中，则得：

$$d_{ij}^{e}=\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}\left[K_{r}^{e}\left(\frac{\partial N_i}{\partial x}\frac{\partial N_j}{\partial x}+\frac{\partial N_i}{\partial y}\frac{\partial N_j}{\partial y}\right)+K_{z}^{e}\left(\frac{\partial N_i}{\partial z}\frac{\partial N_j}{\partial z}\right)\right]$$

$$\times|J|\,\mathrm{d}\xi\mathrm{d}\eta\mathrm{d}\zeta \qquad i,j=1,2,\cdots,8 \tag{8-32}$$

$$np_{ij}^{e}=\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}S_{s}^{e}N_iN_j|J|\,\mathrm{d}\xi\mathrm{d}\eta\mathrm{d}\zeta \qquad i,j=1,2,\cdots,8 \tag{8-33}$$

$$E_{j}^{e}=\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}W^{e}N_j|J|\,\mathrm{d}\xi\mathrm{d}\eta\mathrm{d}\zeta \qquad j=1,2,\cdots,8 \tag{8-34}$$

对于面积微元 $\mathrm{d}s$，则有：

$$\mathrm{d}s=\sqrt{EG-F^2}\,\mathrm{d}\xi\mathrm{d}\eta \tag{8-35}$$

式中：

$$E=\left(\sum_{i=1}^{4}x_i^{e}\frac{\partial N_{\Omega_i}}{\partial\xi}\right)^2+\left(\sum_{i=1}^{4}y_i^{e}\frac{\partial N_{\Omega_i}}{\partial\xi}\right)^2+\left(\sum_{i=1}^{4}z_i^{e}\frac{\partial N_{\Omega_i}}{\partial\xi}\right)^2$$

$$G=\left(\sum_{i=1}^{4}x_i^{e}\frac{\partial N_{\Omega_i}}{\partial\eta}\right)^2+\left(\sum_{i=1}^{4}y_i^{e}\frac{\partial N_{\Omega_i}}{\partial\eta}\right)^2+\left(\sum_{i=1}^{4}z_i^{e}\frac{\partial N_{\Omega_i}}{\partial\eta}\right)^2$$

$$F=\left(\sum_{i=1}^{4}x_i^{e}\frac{\partial N_{\Omega_i}}{\partial\xi}\right)\left(\sum_{i=1}^{4}x_i^{e}\frac{\partial N_{\Omega_i}}{\partial\eta}\right)+\left(\sum_{i=1}^{4}y_i^{e}\frac{\partial N_{\Omega_i}}{\partial\xi}\right)$$

$$\left(\sum_{i=1}^{4}y_i^{e}\frac{\partial N_{\Omega_i}}{\partial\eta}\right)+\left(\sum_{i=1}^{4}z_i^{e}\frac{\partial N_{\Omega_i}}{\partial\xi}\right)\left(\sum_{i=1}^{4}z_i^{e}\frac{\partial N_{\Omega_i}}{\partial\eta}\right)$$

将(8-35)式代入(8-30)式，则得：

$$Q'^{e}_{j}=\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1}q^{b}N_{\Omega_j}\sqrt{EG-F^2}\,\mathrm{d}\xi\mathrm{d}\eta \qquad j=1,2,\cdots,8 \tag{8-36}$$

则单元渗透矩阵为：

$$\begin{Bmatrix}\dfrac{\partial I^{e}(\overline{H})}{\partial H_1}\\ \dfrac{\partial I^{e}(\overline{H})}{\partial H_2}\\ \vdots\\ \dfrac{\partial I^{e}(\overline{H})}{\partial H_8}\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}d_{11}^{e}&d_{12}^{e}&\cdots&d_{18}^{e}\\ d_{21}^{e}&d_{22}^{e}&\cdots&d_{28}^{e}\\ \vdots&\vdots&\ddots&\vdots\\ d_{81}^{e}&d_{82}^{e}&\cdots&d_{88}^{e}\end{bmatrix}\cdot\begin{Bmatrix}H_1^{e}\\ H_2^{e}\\ \vdots\\ H_8^{e}\end{Bmatrix}-\begin{Bmatrix}E_1^{e}\\ E_2^{e}\\ \vdots\\ E_8^{e}\end{Bmatrix}$$

$$+\begin{bmatrix} np_{11}^{e} & np_{12}^{e} & \cdots & np_{18}^{e} \\ np_{21}^{e} & np_{22}^{e} & \cdots & np_{28}^{e} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ np_{81}^{e} & np_{82}^{e} & \cdots & np_{88}^{e} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \frac{dH_1^e}{dt} \\ \frac{dH_2^e}{dt} \\ \vdots \\ \frac{dH_8^e}{dt} \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} Q'_1{}^e \\ Q'_2{}^e \\ \vdots \\ Q'_8{}^e \end{Bmatrix} \tag{8-37}$$

(8-37)式可简写为：

$$\left\{\frac{\partial I^e(\bar{H})}{\partial H^e}\right\} = [d]^e\{H\}^e + [np]^e\left\{\frac{dH}{dt}\right\}^e - \{f\}^e \tag{8-38}$$

$$\{f\}^e = \{E\}^e + \{Q'\}^e$$

由极小条件把各单元的微商迭加，并使其和为零，用差分表示$\left\{\frac{dH}{dt}\right\}^e$项，则可得有关 $H_1, H_2, \cdots, H_n$（n 为未知结点总数）的代数方程组：

$$[A]\{H\} = \{F\} \tag{8-39}$$

式中：

$$[A] = [d] + [np]/\Delta t$$

$$\{F\} = \{f\} + [np]\{H_0\}/\Delta t - [A]\{H\}\Big|_{\Gamma_1}$$

求解方程组(8-39)即可得定解问题(8-8)～(8-10)式的近似解。

2.其他问题的处理

若要将前文推导的近似解应用于实际工程，必需对某些问题进行分析处理。

(1)计算区的剖分　要将计算区剖分成六面体单元，可先将计算区水平面剖分成四边形单元，再将计算区竖向分为几层，则可剖分成六面体单元，并使各层竖向坐标、竖向各结点水平向坐标相同，以便于与弱透水层及潜水含水层的计算结果相连接；再根据计算区的实际情况调整单元坐标或局部加减单元、结点数。

(2)抽水井的处理　将抽水井作为单元井时，抽水量计入入渗量代入方程；而当将抽水井作为结点井时，抽水井分别由竖向的几个水平坐标相同的结点表示，当井周围地层各参数相近，且不考虑泵的位置对滤水管中流量分布的影响，而假设井流量在滤水管段均布，再集中以各抽水结点表示，结点流量的影响直接迭加在右端已知项$\{F\}$上，即(假设井流量以抽水量为正)：

$$f_i = f_i - Q_i\Delta t \tag{8-40}$$

式中：i——井结点；

Q_i——为井流量。

(3)边界的处理 将抽水含水层的上、下边界均视为第二类定流量边界，下边界为隔水边界，而将越流量视为上边界流量，越流量近似地以前一时段的抽水含水层水位及弱透水层水位计算而得：

$$Q_{wi}=\frac{K_1}{d_{ii'}}(H_i^0-H_{i'}^0) \tag{8-41}$$

式中：i——承压含水层上边界的计算点，亦即该点竖向上弱透水层的下边界点；

i'——与 i 点水平坐标相同且相距最近的弱透水层计算点；

Q_{wi}——i 点越流量；

$d_{ii'}$——i 点与 i' 点之间的距离；

H_i^0、$H_{i'}^0$——i、i' 点水位。

抽水含水层的水平向边界则根据实际情况作定水位、已知流量和未知流量边界。

上述几种对边界的近似处理对于简化程序编制，提高计算速度较有帮助，且在时段内水位变化较小的情况下，计算结果较好，故在抽水初期应缩小计算时段，尽量减小近似计算误差。

(4)方程的求解 总渗透矩阵[A]具有高度稀疏性及对称性的特点，可用改进平方根法求解，矩阵[A]用变带宽存储方式存储。

3.承压含水层水位计算流程图

见图 8-2。

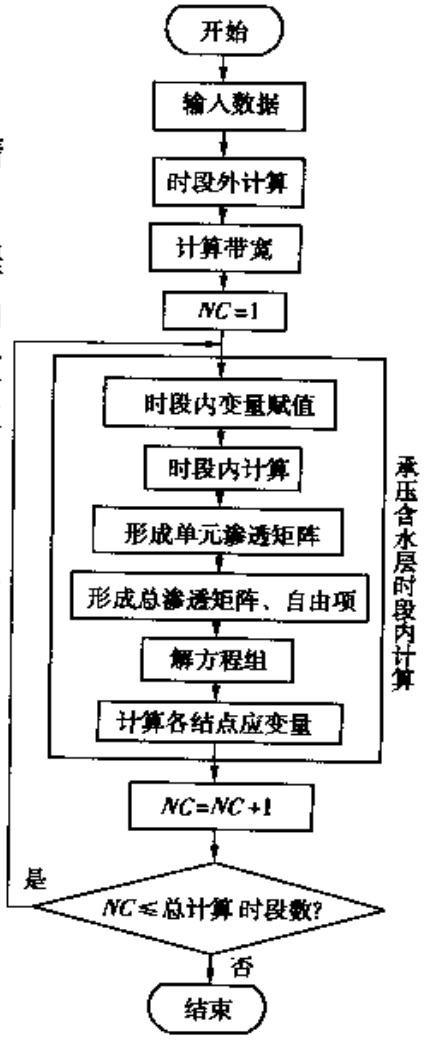


图 8-2 承压含水层计算流程图

二、弱透水层的一维渗流模型的求解

对于弱透水层的一维渗流模型，即前述的定解问题(8-12)～(8-14)，由于其边界条件均为第一类定水位边界，这对差分方程的建立和求解较为有利，故用一维有限差分方程来求解该定解问题，该定解问题与一般的一维偏微分

方程的表现形式相同(在本节中以 H 表示弱透水层水位),令:

$$S_{s1} = \gamma_w(a_1 + n_1\beta)$$

则方程(8-12)式即为:

$$K_1 \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = S_{s1} \frac{\partial H}{\partial t} \tag{8-42}$$

将计算区在竖向上作一维离散,点间距为 Δz,并用隐式差分法对上式近似,可得有关计算点 i 的差分方程:

$$K_1 \frac{H_{i+1} - 2H_i + H_{i-1}}{(\Delta z)^2} = S_{s1} \frac{H_i - H_{0i}}{\Delta t} \tag{8-43}$$

式中:H_{i-1}、H_i、H_{i+1}——分别为离散点 $i-1$、i、$i+1$ 的水位值;

H_{0i}——离散点 i 的初始水位值;

其余符号意义同前。

由(8-43)式进行简化即为 i 点的线性代数方程(8-44)。

$$a_i H_{i-1} + b_i H_i + c_i H_{i+1} = f_i \qquad i = 2,3,\cdots,n-1 \tag{8-44}$$

式中:

$$a_i = \frac{K_1}{(\Delta z)^2};$$

$$b_i = -\frac{2K_1}{(\Delta z)^2} - \frac{S_{s1}}{\Delta t};$$

$$c_i = \frac{K_1}{(\Delta z)^2};$$

$$f_i = -\frac{S_{s1}}{\Delta t} H_{0i}。$$

当 $i=1$、$i=n$ 时(n 为竖向离散结点总数),因边界均为第一类定水位边界,则其线性代数方程为:

$$b_1 H_1 + c_1 H_2 = f_1 - a_1 HO \tag{8-45}$$

$$a_n H_{n-1} + b_n H_n = f_n - c_n HR \tag{8-46}$$

式中:HO、HR——弱透水层上、下面相邻的潜水含水层、承压含水层的结点水位,也就是第一类边界的边界水位。

由(8-44)、(8-45)及(8-46)三式组成的 n 维线性方程组的系数矩阵是一个三对角线矩阵,可用追赶法求解。弱透水层水位计算流程见图 8-3。

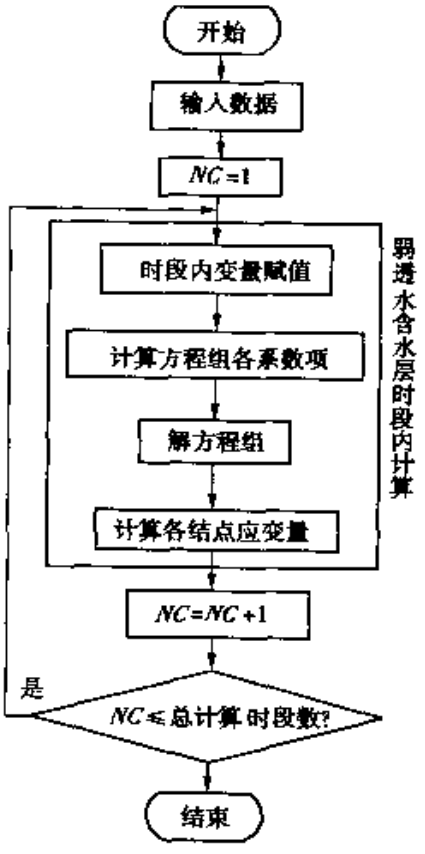


图 8-3 弱透水层计算流程图

三、潜水含水层的二维渗流模型的求解

对于潜水含水层的二维渗流模型，即前述的定解问题(8-15)～(8-18)，通过变分可得下列泛函式(在本节中以 H 表示潜水含水层水位)：

$$J(H)=\iint_M\left\{\frac{K_2}{2}\left[\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial H}{\partial y}\right)^2\right]-W_2H+S_{s2}\frac{\partial H}{\partial t}H\right\}\mathrm{d}x\mathrm{d}y-\int_{\Gamma_2}q_2^bH\mathrm{d}s \tag{8-47}$$

式中：M——由曲线 Γ_1 和 Γ_2 围成的平面；

$S_{s2}=\gamma_w(a_2+n_2\beta)$。

与承压含水层三维模型的泛函证明相同，可得(8-47)式是与潜水含水层定解问题等价的泛函。

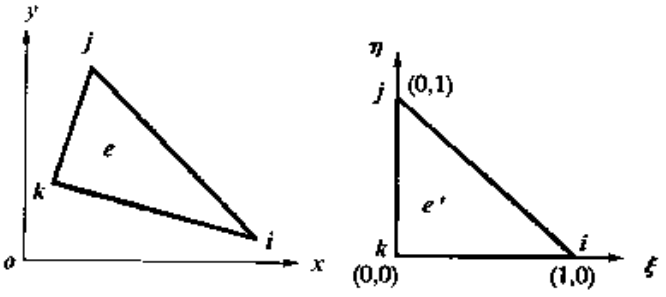


图 8-4 三角形单元

用三角形单元(见图 8-4)水平剖分潜水含水层，水位函数 H 在三角形结点上的值为 H_i、H_j、H_k，则 H 在三角形内的线性插值函数为：

$$\overline{H}=N_iH_i+N_jH_j+N_kH_k \tag{8-48}$$

$$N_i=\frac{1}{2\Delta}(a_i+b_ix+c_iy);N_j=\frac{1}{2\Delta}(a_j+b_jx+c_jy);$$

$$N_k=\frac{1}{2\Delta}(a_k+b_kx+c_ky)$$

式中：

$$\begin{cases}a_i=x_jy_k-x_ky_j\\b_i=y_j-y_k\\c_i=x_k-x_j\end{cases}\quad\begin{cases}a_j=x_ky_i-x_iy_k\\b_j=y_k-y_i\\c_j=x_i-x_k\end{cases}\quad\begin{cases}a_k=x_iy_j-x_jy_i\\b_k=y_i-y_j\\c_k=x_j-x_i\end{cases}$$

$$\Delta=\frac{1}{2}\begin{vmatrix}1&x_i&y_i\\1&x_j&y_j\\1&x_k&y_k\end{vmatrix}=\frac{1}{2}(a_i+a_j+a_k)$$

用 J^e 表示单元 e 上的泛函，则：

$$J_M(H)\approx\sum_e J^e(\overline{H})$$

$$=\sum_e\left\{\iint_e\left\{\frac{K_2^e}{2}\left[\left(\frac{\partial H^e}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial H^e}{\partial y}\right)^2\right]-W_2^eH^e+S_{s2}^e\frac{\mathrm{d}H^e}{\mathrm{d}t}H^e\right\}\mathrm{d}x\mathrm{d}y-\int_{\Gamma_2}q_2^{be}H^e\mathrm{d}s\right\}$$

求 $J^e(\overline{H})$对结点水位 H_i 的导数表达式，可得任意单元 e 的单元渗透矩阵：

$$\begin{Bmatrix}\frac{\partial J^e}{\partial H_i}\\ \frac{\partial J^e}{\partial H_j}\\ \frac{\partial J^e}{\partial H_k}\end{Bmatrix}=\begin{bmatrix}d_{ii}&d_{ij}&d_{ik}\\ d_{ji}&d_{jj}&d_{jk}\\ d_{ki}&d_{kj}&d_{kk}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}H_i^e\\ H_j^e\\ H_k^e\end{Bmatrix}+\begin{bmatrix}p_{ii}&p_{ij}&p_{ik}\\ p_{ji}&p_{jj}&p_{jk}\\ p_{ki}&p_{kj}&p_{kk}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\frac{\mathrm{d}H_i^e}{\mathrm{d}t}\\ \frac{\mathrm{d}H_j^e}{\mathrm{d}t}\\ \frac{\mathrm{d}H_k^e}{\mathrm{d}t}\end{Bmatrix}-\begin{Bmatrix}E_i^e\\ E_j^e\\ E_k^e\end{Bmatrix}-\begin{Bmatrix}Q'^e_i\\ Q'^e_j\\ Q'^e_k\end{Bmatrix}\tag{8-49}$$

式中：

$$d_{ij}=\frac{1}{4\Delta}\frac{K_2^e}{\gamma_w}[b_ib_j+c_ic_j];$$

$$p_{ij}=S_{s2}^e\omega\Delta,\text{当 }i=j\text{ 时}\omega=\frac{1}{6},\text{当 }i\neq j\text{ 时}\omega=\frac{1}{12};$$

$$E_i^e=\frac{\Delta}{3}W_2^e;$$

$$Q'^e_i=-q_2^{be}\frac{L_{ij}}{2}\qquad i,j\in\Gamma_{2e}$$

由(8-49)式及有限元的极小条件可建立离散后的有限元结点方程式，并对共有某一结点 i 的所有单元组成的集合 D_i 内的每一个单元逐个计算再累加，最终得到有关计算区中 m 个计算结点的 m 个方程组成的线性代数方程组：

$$[A]\{H\}=\{F\}\tag{8-50}$$

式中：

$$[A]=[D]+[P]/\Delta t$$

$$\{F\}=[A]+\{Q'\}+\{H_0\}([P]/\Delta t-[A]\{H\})\Big|_{\Gamma_1}$$

在编程计算时，将越流量以入渗量代入并假设在时段内不变，以潜水含水层水位和弱透水层时段内平均水位计算。

(8-50)式中的矩阵[A]也具有高度稀疏性及对称性等特点，故也可用改

进平方根法求解，并用变带宽存贮方式存贮矩阵[A]。

潜水含水层水位计算流程见图 8-5。

四、越流含水层组的数值解

在分别分析了承压含水层、潜水含水层及弱透水层各自相对独立的数值求解过程后，就可以得到求解以非完整井抽汲深层承压含水层地下水引起双层含水层组的三维井流模型的数值解。

1.计算区(双层含水层组)的统一离散

先将承压(抽水)含水层按前述方法进行离散，在水平方向上形成 m 个四边形单元，n 个结点，再在竖向上离散成 n' 个结点，则共形成 $m\times(n'-1)$ 个三维八结点六面体单元，$n\times n'$ 个结点(如个别处需增减单元，则结点总数和单元总数亦会有所改变)；再将弱透水层作 $n_1=n$ 个线性竖直一维离散，在竖向上离散成 n_1' 个结点，共 $n\times n_1'$ 个结点；相应将潜水含水层水平向离散成 $n_2=n$ 个结点，共 $m_2=2\times m$ 个三角形单元，并保证各边界点连续。

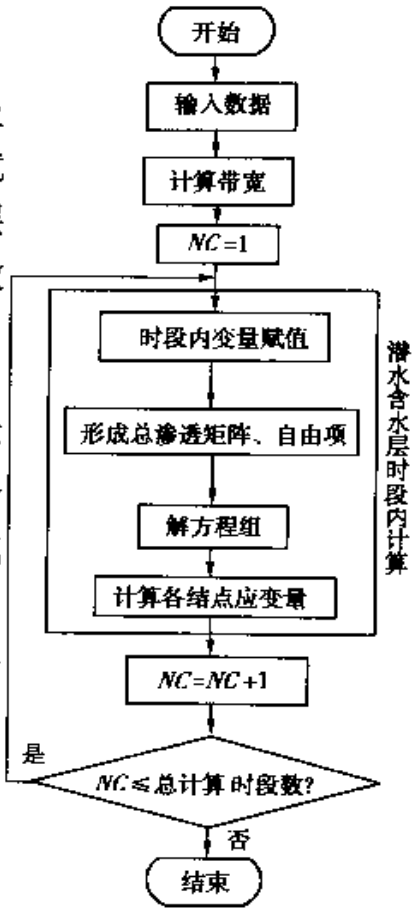


图 8-5 潜水含水层计算流程图

2.模型的求解

根据双层含水层组各层各自形成的计算求解过程，由于弱透水层及潜水含水层的水位变化较承压(抽水)含水层的水位变化来说要小得多，所以在近似地应用弱透水层前一时段水位(计算时段初始水位)来计算承压含水层边界流量的条件下，可求得各层该计算时段的末水位；然后可再由计算而得的末水位与初始水位求得近似的时段内平均水位再用以计算边界流量，从而得出更接近于实际的时段末水位，反复迭代至两次计算末水位之差小于某一精度要求即可。

这样的迭代计算当要求的计算末水位差值较小时，计算时间较长，故在计算时应适当考虑该差值精度的选取，亦可以限制最高迭代次数。

这样，我们就得到了用数值计算方法求解越流含水层组三维井流模型的计算流程图，见图 8-6。

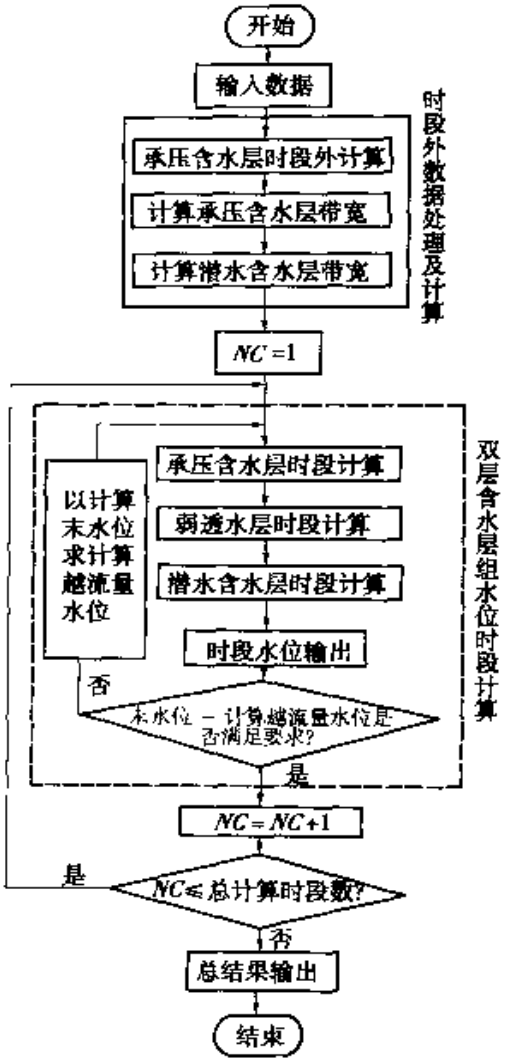


图 8-6 越流含水层组三维渗流模型水位计算流程图

第三节 解的数值分析

上述推导的越流含水层组定解问题的数值解基本能满足对水位及沉降的模拟，但推导过程中的一些近似处理及实测资料的不足对模拟结果会产生一定的影响，主要表现在以下几个方面：

一、计算区的离散精度

从理论计算的角度看，计算区划分越细，计算精度越高，但增加计算区的离散数，其计算工作量将成倍增加，同时由于实测参数精度的制约，增加

计算区离散数所能获得提高的计算精度受到很大影响，所以应适当设置计算区的离散精度，在水位变化较快的地方，加密计算区的离散，如降水井周围、连续墙附近等。但离散时应注意不出现畸形单元，防止计算不收敛或计算数据畸变。

二、计算时段的设置

在降水初期应尽量减小计算时段，在降水流量稳定时逐渐延长计算时段，由于上述数值解求解过程中对承压含水层边界流量所作的近似处理，故不能将计算时段设置得太大，保证近似处理的求解精度。当降水流量发生变化时，应再次减小计算时段，同降水初期相同。

三、计算参数的选取

计算参数以抽水试验所获取的参数为依据，通过对抽水试验的模拟优化调参而用于实际降水模拟及预测。

应用数值方法求解模型可反映出解析解无法考虑的由于地下建筑物的存在而使抽水含水层引起的三维流的情况，并且多井抽水时多点的水位值求解均可一次完成，用于绘制不同剖面的等水位线图及三维流网图，计算时间不增加，同时，数值解将水位计算分时段完成，可以直接完成某点的降水历时曲线，所以数值解较解析解的实际应用面更广。

第九章 井的水头损失问题

第一节 承压完整井稳定流的滤水管（过滤器）水头损失

一般来说，地下水自离开含水层直到进入抽水管口须经历如下过程：通过缠丝间隙、经滤水管小孔进入井内、水流由水平转为竖直、在井内壁摩阻作用下沿水流方向（竖直方向）的加速流动（由于流量沿程增加），而这一系

列过程根据水力学有关原理，必定要产生水头损失。陈雨孙(1977)对此进行了较为详细的研究，得到了如下的定解问题(抽水管口位于滤水管顶端，参见图 7-15)[15]：

$$\begin{cases} \dfrac{\partial^2 H}{\partial r^2}+\dfrac{1}{r}\dfrac{\partial H}{\partial r}+\dfrac{\partial^2 H}{\partial z^2}=0 \qquad r\in[r_w,R],\quad z\in[0,M] & (9\text{-}1)\\ \left.\dfrac{\partial H}{\partial z}\right|_{z=0}=0 \qquad r\in[r_w,R] & (9\text{-}2)\\ \left.\dfrac{\partial H}{\partial z}\right|_{z=M}=0 \qquad r\in[r_w,R] & (9\text{-}3)\\ H\big|_{r=R}=H_0 \qquad z\in[0,M] & (9\text{-}4)\\ -\dfrac{\partial H}{\partial z}=\dfrac{2K^2}{CA_p g r_w}\left(\dfrac{\partial H}{\partial r}\right)^2+\dfrac{8K^2}{g r_w^2}\left(\dfrac{\partial H}{\partial r}\right)\int_0^z\dfrac{\partial H}{\partial r}\mathrm{d}z+\dfrac{K^2 f}{g r_w^3}\left[\int_0^z\dfrac{\partial H}{\partial r}\mathrm{d}z\right]^2 \\ \qquad -\dfrac{K^2}{gC^2A_p^2}\dfrac{\partial H}{\partial r}\dfrac{\partial}{\partial z}\left(\dfrac{\partial H}{\partial r}\right) \qquad r=r_w,\quad z\in[0,M] & (9\text{-}5)\\ \int_0^M r\dfrac{\partial H}{\partial r}\mathrm{d}z=\dfrac{Q}{2\pi K} \qquad r\in[r_w,R] & (9\text{-}6) \end{cases}$$

式中：H——承压含水层的水头，m；

r_w——井的半径，m；

r——含水中任意一点到井中心的距离，m；

R——井的影响半径，m；

M——含水层的厚度，m；

K——含水层的渗透系数，m/s；

H_0——含水层抽水前的水位，常数，m；

g——重力加速度；

C——收缩系数；

A_p——滤水管的孔隙率；

Q——抽水井的流量，m^3/s；

f——滤水管(过滤器)的摩阻系数。

该定解问题在 Q 不是很大，r_w 不是很小时，有如下的近似解：

$$H=H_0-\frac{Q}{2\pi KM}\ln\frac{R}{r}-\frac{Q^2}{gCA_p\pi^4 r_w^3 M}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(-1)^n-1}{n^2}\frac{K_0\left(\dfrac{n\pi r}{M}\right)}{K_0\left(\dfrac{n\pi r_w}{M}\right)}\cos\frac{n\pi z}{M}$$

$$-\frac{4Q^2}{g\pi^4 r_w^4}\left(1+\frac{fM}{8r_w}\right)\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(-1)^n}{n^2}\frac{K_0\left(\frac{n\pi r}{M}\right)}{K_0\left(\frac{n\pi r_w}{M}\right)}\cos\frac{n\pi z}{M}$$

$$+\frac{fQ^2M}{g\pi^6 r_w^5}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(-1)^n-1}{n^4}\frac{K_0\left(\frac{n\pi r}{M}\right)}{K_0\left(\frac{n\pi r_w}{M}\right)}\cos\frac{n\pi z}{M}\quad z\in[0,M],\quad r\in(r_w,R) \tag{9-7}$$

或简写成：

$$s=H_0-H=\alpha(r)Q+\beta(r,z)Q^2 \tag{9-8}$$

式中：K_0——即 $K_0(x)$，零阶虚宗量第二类 Bessel 函数，其它符号意义同前。

将 $r=r_w$ 代入(9-7)式，即可得到滤水管外壁的水头分布：

$$\begin{aligned}H(r_w,z)&=H_0-\frac{Q}{2\pi KM}\ln\frac{R}{r_w}-\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\left[\frac{fM}{12r_w}\left(\frac{z}{M}\right)^3\right.\\&\left.+\left(\frac{z}{M}\right)^2+\frac{r_w}{2CA_pM}\left(\frac{z}{M}\right)-\left(\frac{fM}{48r_w}+\frac{1}{3}+\frac{r_w}{4CA_pM}\right)\right]\\&=H_0-\alpha Q-\beta(z)Q^2\qquad z\in[0,M]\end{aligned} \tag{9-9}$$

或用降深表示为：

$$\begin{aligned}s(r_w,z)&=H_0-H(r_w,z)\\&=\frac{Q}{2\pi KM}\ln\frac{R}{r_w}+\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\left[\frac{fM}{12r_w}\left(\frac{z}{M}\right)^3-\frac{fM}{48r_w}+\left(\frac{z}{M}\right)^2-\frac{1}{3}+\frac{r_w}{2CA_pM}\left(\frac{z}{M}\right)-\frac{r_w}{4CA_pM}\right]\\&=\alpha Q+\beta(z)Q^2\qquad z\in[0,M]\end{aligned} \tag{9-10}$$

由于实质上可近似将滤水管壁视作含水层的延续，且滤水管壁非常薄，相比之下地下水流经滤水管壁的水头损失非常之小，因此一般情况下，滤水管内外同一深度的水头基本相等，从而式(9-9)、(9-10)可同样用于井内，即有：

$$H_w(z)=H(r_w,z)=H_0-\alpha Q-\beta(z)Q^2\qquad z\in[0,M] \tag{9-11}$$

及

$$s_w(z)=s(r_w,z)=\alpha Q+\beta(z)Q^2\qquad z\in[0,M] \tag{9-12}$$

式(9-12)表明，抽水井内水位降深由两部分组成：一部分是与 z 无关的常数项，即

$$s_{w,1}=\alpha Q=\frac{Q}{2\pi KM}\ln\frac{R}{r_w}$$

这是经典的 Dupuit(1863)公式，它代表地下水从边界流经整个含水层到达

滤水管外壁的水头损失，与流量 Q 成正比；第二部分是 z 的函数

$$s_{w,2}(z)=\beta(z)Q^2$$

$$=\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\left[\frac{fM}{12r_w}\left(\frac{Z}{M}\right)^3-\frac{fM}{48r_w}+\left(\frac{Z}{M}\right)^2-\frac{1}{3}+\frac{r_w}{2CA_pM}\left(\frac{Z}{M}\right)-\frac{r_w}{4CA_pM}\right] \tag{9-13}$$

它代表了地下水在滤水管内的水头损失，与流量 Q 的平方成正比。滤水管内的水头损失具体又可分为三个小部分：

1.地下水流入滤水管内由于流向偏转引起的水头损失

$$s_{w,2}^1(z)=\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\left[\frac{r_w}{2CA_pM}\left(\frac{z}{M}\right)-\frac{r_w}{4CA_pM}\right]$$

是 z 的线性函数；

2.地下水在滤水管内加速向上运动引起的水头损失

$$s_{w,2}^2(z)=\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\left[\left(\frac{z}{M}\right)^2-\frac{1}{3}\right]$$

是 z^2 的线性函数；

3.滤水管侧壁摩阻力造成的水头损失

$$s_{w,2}^3(z)=-\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\left[\frac{fM}{12r_w}\left(\frac{Z}{M}\right)^3-\frac{fM}{48r_w}\right]$$

是 z^3 的线性函数。

容易证明，这三个部分水头损失的平均值均为零，即：

$$\frac{1}{M}\int_0^M s_{w,2}^1(z)\mathrm{d}z=\frac{1}{M}\int_0^M s_{w,2}^2(z)\mathrm{d}z=\frac{1}{M}\int_0^M s_{w,2}^3(z)\mathrm{d}z=0$$

从而

$$\bar{s}_w(z)=\frac{1}{M}\int_0^M s_w(z)\mathrm{d}z=\frac{1}{M}\int_0^M[s_{w,1}(z)+s_{w,2}(z)]\mathrm{d}z$$

$$=\alpha Q+\frac{1}{M}\int_0^M[s_{w,1}^1(z)+s_{w,2}^2(z)+s_{w,2}^3(z)]\mathrm{d}z$$

$$=\frac{Q}{2\pi KM}\ln\frac{R}{r_w}$$

也就是说，滤水管内的水头损失的平均值为零，沿滤水管纵向的平均水位降深等于 Dupuit 水位降深。

实际计算发现，在滤水管内的水头损失 $s_{w,2}(z)$ 中，一般情况下由于水流偏转造成的水头损失 $s_{w,2}^1(z)$，相比其它两项水头损失要小得多。例如，

当 $z=0$ 和 $z=M$ 时，这三项的水头损失的绝对值分别为：

$$\left|s_{w,2}^{1}(0)\right|=\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\frac{r_w}{4CA_pM},\left|s_{w,2}^{2}(0)\right|=\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\frac{1}{3},\left|s_{w,2}^{3}(0)\right|=\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\frac{fM}{48r_w}$$

及 $\left|s_{w,2}^{1}(M)\right|=\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\frac{r_w}{4CA_pM},\left|s_{w,2}^{2}(M)\right|=\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\frac{2}{3},\left|s_{w,2}^{3}(M)\right|=\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\frac{fM}{16r_w}$

由于一般 r_w 至少要比 M 小两个数量级（常见 8″抽水管，$r_w=0.1016$m，对于 10.16m 厚的含水层，$r_w/M=10^{-2}$），所以从实用角度出发，可将水流偏转引起的水头损失从上述各公式中略去，而最终的计算精度不受影响。据此，将抽水井的水位降深公式(9-12)改写成：

$$\begin{aligned}s_w(z)&=\alpha Q+\beta(z)Q^2\\&=\frac{Q}{2\pi KM}\ln\frac{R}{r_w}+\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\left[\left(\frac{z}{M}\right)^2-\frac{1}{3}+\frac{fM}{12r_w}\left(\frac{z}{M}\right)^3-\frac{fM}{48r_w}\right]\end{aligned}\quad(9\text{-}14)$$

由于抽水管位于滤水管顶端即含水层顶面，因此将 $z=M$ 代入上式即得到抽水井内水面降深：

$$s_w=s_w(M)=\frac{Q}{2\pi KM}\ln\frac{R}{r_w}+\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\left(\frac{2}{3}+\frac{fM}{16r_w}\right)=\alpha Q+\beta Q^2\quad(9\text{-}15)$$

需要指出的是，式(9-7)、(9-8)以及从它导出的式(9-9)～(9-15)虽然都是根据抽水管口位于滤水管顶端得到的，但研究表明[15]，当将抽水管口设置在滤水管中的其它位置时，依然可以得到与式(9-8)形式上一致的公式，只是其中 Q^2 前的系数 $\beta(r,z)$ 的表达式有所不同。这样，对于给定的井，根据式(9-15)，β 是一个与流量无关的常数；当然，一旦改变抽水管口的位置，β 的取值也会随之改变。

第二节 利用稳定流抽水试验确定井损常数

式(9-15)中的参数 β 是降水设计计算中非常重要的一个参数，工程上常用单井多次水位降深的稳定流抽水试验来确定。

在式(9-15)两边同时除以流量 Q，得：

$$\frac{s_w}{Q}=\alpha+\beta Q\quad(9\text{-}16)$$

可见井水面的单位流量降深$\frac{s_w}{Q}$与流量Q成正比。利用这一性质，将三次以上的稳定流抽水试验的资料以$\frac{s_{w,i}}{Q_i}$为纵坐标、Q_i为横坐标点绘在方格纸上，可得最佳拟合直线，则直线的斜率就是井损常数β(如图9-1)。或者，为避免人为因素的影响，也可用最小二乘法计算直线的斜率，即：

$$\begin{cases}\dfrac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}\alpha}\left[\sum\limits_{i=1}^{n}\left(\dfrac{s_{w,i}}{Q_i}-\alpha-\beta Q_i\right)^2\right]=0\\ \dfrac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}\beta}\left[\sum\limits_{i=1}^{n}\left(\dfrac{s_{w,i}}{Q_i}-\alpha-\beta Q_i\right)^2\right]=0\end{cases}$$

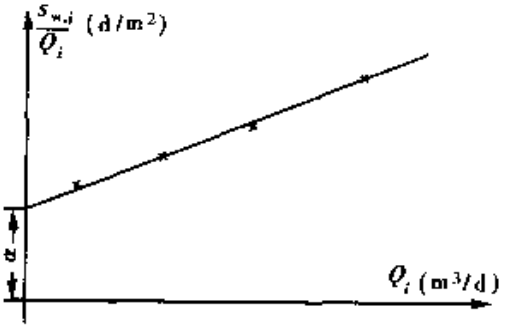


图9-1 利用稳定流抽水试验确定井损常数

由此得：

$$\begin{cases}\alpha=\dfrac{\sum\limits_{i=1}^{n}\dfrac{s_{w,i}}{Q_i}-\beta\sum\limits_{i=1}^{n}Q_i}{n} & (9\text{-}17)\\ \beta=\dfrac{n\sum\limits_{i=1}^{n}s_{w,i}-\sum\limits_{i=1}^{n}Q_i\sum\limits_{i=1}^{n}\dfrac{s_{w,i}}{Q_i}}{n\sum\limits_{i=1}^{n}Q_i^2-(\sum\limits_{i=1}^{n}Q_i)^2} & (9\text{-}18)\end{cases}$$

第三节 承压完整井非稳定流的滤水管(过滤器)水头损失

上述第一节中的公式及第二节中的求参数方法都是建立在稳定流基础之上的，但是在没有补给的含水层中抽水，含水层的水位是不可能达到稳定的；即使在有补给的含水层中抽水，在达到稳定之前，也有一个从非稳定到稳定的过程。

与稳定流抽水相比，非稳定流抽水时井内的水位不断下降；但是在其它条件相同的情况下，根据第一节的分析可知，非稳定抽水时地下水进入井内后的流动遵循与稳定流抽水同样的规律，也就是说任意时刻二者的水头在沿抽水井纵向上的分布变化应是完全一致的。这样，忽略水流偏转的影响，将式(9-14)两边同时对z求导，就得到非稳定流抽水时井内的水头分布：

$$\left.\frac{\partial s}{\partial z}\right|_{r=r_w}=-\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4 M}\left[\frac{fM}{4r_w}\left(\frac{z}{M}\right)^2+\frac{2z}{M}\right]$$

为讨论方便，假定抽水含水层侧向无限延伸、水平、均质各向同性(见图

7-4),其数学模型可归结为:

$$\begin{cases} \dfrac{\partial^2 s}{\partial r^2}+\dfrac{1}{r}\dfrac{\partial s}{\partial r}+\dfrac{\partial^2 s}{\partial z^2}=\dfrac{1}{a}\dfrac{\partial s}{\partial t} & z\in[0,M],\quad r\in[r_w,\infty), \\ & t\in[0,\infty) \qquad (9\text{-}19) \\ s\Big|_{r\to\infty}=0 \qquad z\in[0,M],\quad t\in[0,\infty) & (9\text{-}20) \\ \int_0^M\left(\dfrac{\partial s}{\partial r}\Big|_{r=r_w}\right)\mathrm{d}z=-\dfrac{Q}{2\pi Kr_w} \qquad t\in(0,\infty) & (9\text{-}21) \\ \dfrac{\partial s}{\partial z}\Big|_{r=r_w}=\dfrac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4 M}\left[\dfrac{fM}{4r_w}\left(\dfrac{z}{M}\right)^2+\dfrac{2z}{M}\right] \qquad z\in[0,M], \\ \qquad t\in(0,\infty) & (9\text{-}22) \end{cases}$$

式中:$a=KM/S$——压力传导系数或导压系数,其它符号意义同前。

该定解问题的解[15]为:

$$s=\frac{Q}{4\pi KM}\int_{\frac{r^2}{4at}}^{\infty}\frac{\mathrm{e}^{-y}}{y}\mathrm{d}y+\frac{4Q^2}{g\pi^4 r_w^4}\sum_{n=1}^{\infty}\left[\frac{(-1)^n}{n^2}+\frac{(-1)^n}{8n^2}\frac{Mf}{r_w}-\frac{(-1)^{n-1}}{4n^4}\frac{Mf}{\pi^2 r_w}\right]$$

$$\times\left\{\frac{K_0\left(\dfrac{n\pi r}{M}\right)}{K_0\left(\dfrac{n\pi r_w}{M}\right)}+\frac{2}{\pi}\int_0^{\infty}\mathrm{e}^{-a\left[\mu^2+\left(\frac{n\pi}{M}\right)^2\right]t}\frac{J_0(\mu r_w)Y_0(\mu r)-Y_0(\mu r_w)J_0(\mu r)}{J_0^2(\mu r_w)+Y_0^2(\mu r_w)}\right.$$

$$\left.\times\frac{\mu\,\mathrm{d}\mu}{\mu^2+\left(\dfrac{n\pi}{M}\right)^2}\right\}\cos\frac{n\pi z}{M} \qquad (9\text{-}23)$$

式中:J_0、Y_0——分别为零阶第一类、第二类 Bessel 函数,其它符号意义同前。

在井壁处(或井内),$r=r_w$,有:

$$s_w(z,t)=\frac{Q}{4\pi KM}\int_{\frac{r_w^2}{4at}}^{\infty}\frac{\mathrm{e}^{-y}}{y}\mathrm{d}y+\frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\left[\left(\frac{z}{M}\right)^2-\frac{1}{3}+\frac{fM}{12r_w}\left(\frac{z}{M}\right)^3-\frac{fM}{48r_w}\right]$$

$$=\alpha(t)Q+\beta(z)Q^2 \qquad (9\text{-}24)$$

可见,在非稳定流抽水时,抽水井内的水位降深同样由两部分组成:一部分与时间有关,

$$s_w^1(t)=\alpha(t)Q=\frac{Q}{4\pi KM}\int_{\frac{r_w^2}{4at}}^{\infty}\frac{GeG^{-y}}{y}\mathrm{d}y \qquad (9\text{-}25)$$

这是经典的 Theis 公式(见第 7 章第一节),与流量 Q 成正比;第二部分

与时间无关，是 z 的函数，

$$s_w^2(z)=\beta(z)Q^2=\frac{-Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\left[\left(\frac{z}{M}\right)^2-\frac{1}{3}+\frac{fM}{12r_w}\left(\frac{z}{M}\right)^3-\frac{fM}{48r_w}\right] \quad (9\text{-}26)$$

与流量 Q^2 成正比，代表了地下水在滤水管内的水头损失。注意到(9-26)式与对应的稳定流公式(9-13)相差最后两项，这是因为非稳定流模型的边界条件(9-22)式来自忽略了水流偏转影响的(9-14)式，所以不论是稳定流抽水还是非稳定流抽水，滤水管内的水头损失的计算公式实质上是一样的。

第四节　利用非稳定流抽水试验确定井损常数

一、用多次流量的非稳流抽水试验确定井损常数

在式(9-24)两边同时除以 Q，并将 $z=M$ 代入得：

$$\frac{s_w}{Q}=\frac{1}{4\pi KM}\int_{\frac{r_w^2}{4at}}^{\infty}\frac{e^{-y}}{y}dy+\frac{Q}{g\pi^2 r_w^4}\left[\frac{2}{3}+\frac{fM}{16r_w}\right]=\alpha(t)+\beta Q \quad (9\text{-}27)$$

可见，对于抽水后的同一时刻，单位流量的井内水面降深 $\frac{s_w}{Q}$ 与抽水井流量 Q 成直线关系，据此将三次以上的非稳定流抽水试验(每两次抽水试验之间水位需充分恢复稳定)的资料按 $\frac{s_{w,i}}{Q_i}$ 为纵坐标、Q_i 为横坐标绘在方格纸上，则对于同一抽水持续时间的数据可拟合出一条最佳直线，直线的斜率即为井损常数 β；依此类推，有多少的对应抽水试验记录，就可以拟合出多少直线，每条直线对应不同的时间，但所有的直线都有相同的斜率 β，即所有的直线彼此平行(如图 9-2)。当然，对于每一条直线，也可不用图解法，而用最小二乘法进行计算以避免主观影响，其计算方法可见式(9-17)、(9-18)。

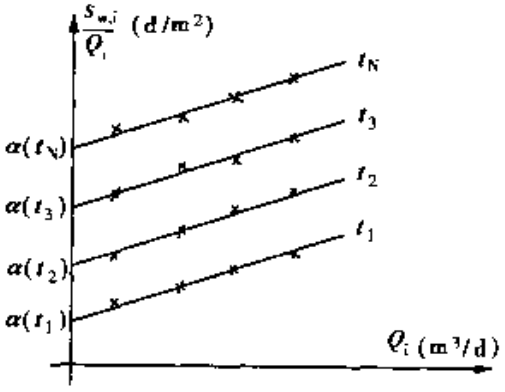


图 9-2　利用多次流量的非稳流抽水试验确定井损常数

二、利用两次流量的非稳定流抽水试验确定井损常数

上述求取井损常数 β 的方法虽然稳妥、可靠，但是在实际中至少要进

行三次或三次以上的不同流量的抽水试验，比较麻烦、耗时，而下面给出的方法仅需两次不同流量的抽水试验，可以较好地解决这个问题。

设两次不同流量的非稳定流抽水试验的水位降深和流量分别为 $s_1(t)$、$s_2(t)$以及 Q_1、Q_2，则据(9-27)式有：

$$s_1(t)/Q_1 = \alpha(t) + \beta Q_1$$

$$s_2(t)/Q_2 = \alpha(t) + \beta Q_2$$

两式相减，有：

$$\frac{s_2(t)}{Q_2} - \frac{s_1(t)}{Q_1} = \beta(Q_2 - Q_1) \tag{9-28}$$

注意到等式左边为常数，也就是说，虽然抽水量不同，但对应抽水持续时间的两次单位流量降深$\left(\frac{s_1(t)}{Q_1}、\frac{s_2(t)}{Q_2}\right)$的差值却保持恒定不变。据此，将两次非稳定流抽水试验的水位降深除以对应的流量，并按对应的抽水持续时间，逐一相减，取其平均值，再除以两次抽水试验的流量差，就得到井损常数 β，即：

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left[\frac{s_2(t_i)}{Q_2} - \frac{s_1(t_i)}{Q_1}\right]}{Q_2 - Q_1} \tag{9-29}$$

需要指出的是，该方法对抽水试验的要求比较高。在试验初始阶段，由于降深随时间变化较快而较难测得准确，应谨慎使用；试验过程中测得的含水层降深变化必须完全来自抽水影响，如存在其它影响因素必须排除，否则将得不到正确的结果。

如图 9-3，是根据某试验场先后两次不同抽水试验主孔观测资料按(9-28)式整理结果绘制(中间有一部分观测资料缺失)。

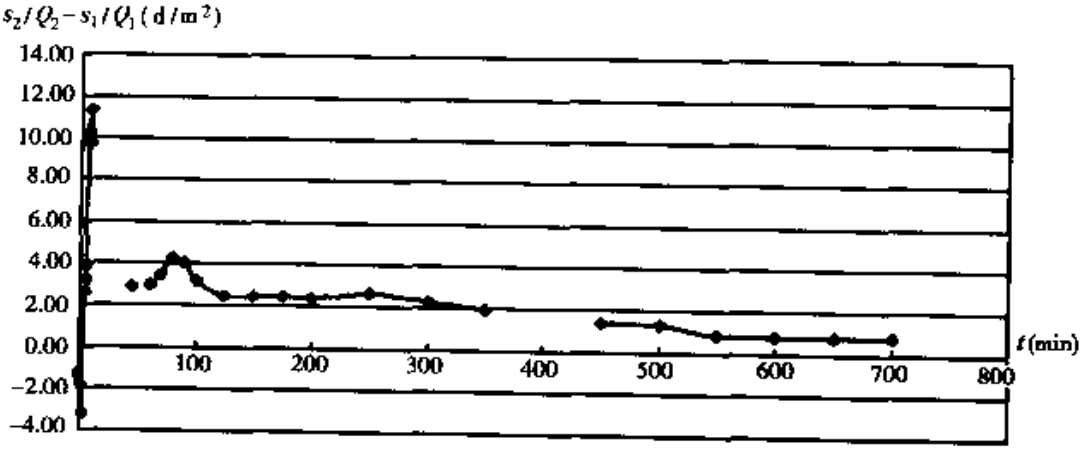


图 9-3 某试验场先后两次不同抽水试验主孔观测资料整理结果

从图中可以明显看出，抽水一定时间以后，按(9-28)式整理的结果基本成一水平线，因此可利用(9-29)式很方便地计算出该试验井的井损常数 β。

第十章　渗流参数的计算方法

降水井设计中涉及的含水层水力参数有以下两类：

第一类是表示含水层自身特性的参数。表示含水层渗透性的参数有渗透系数 K 及导水系数 $T=KM$，其中 M 为含水层厚度；表示含水层贮水性的参数，对承压含水层是贮水系数 S，对潜水含水层是给水度 μ；表示含水层中水头或水位传导速度的参数，对承压含水层是压力传导系数，对潜水含水层是水位传导系数，均以 a 表示。

第二类是表示降水后含水层间相互作用的参数，有越流因数 B；表示降水后，含水层中地下水位的影响范围，即影响半径 R。

确定含水层水力参数有室内测试和现场试验方法。

第一节　确定渗透系数 K、贮水系数 S 及越流因数 B 的方法

一、影响渗透系数的因数

1.当地的水文地质条件，在沉积土中特别要注意有否水平薄层粉砂或砂层，在含水层中有否混杂或夹有粘土，在抽水试验时还要考虑邻近是否有抽水或深井抽水，水流流向，地层构造等。

2.在试验室内测渗透系数 K 时，应注意土样的代表性，若有薄层粉砂，则应再作水平向的渗透试验；另外，在砂土中一般因取原状土很难具有代表性，从而影响测渗透系数的准确性。

3.室内不同季节温度的变化，也会引起错误的试验结果；同样，若土样含有盐分，也会使试验结果受到影响。

二、土的排水性能和渗透系数及其测试方法

见表 10-1。

三、渗透系数的室内测定

1.根据固结系数 C_v 求渗透系数

由土的固结试验求得该土样的固结系数 C_v，如下式所示

$$C_v = \frac{K(1+e)}{\alpha_v \gamma_w}$$

从而得出

$$K = \frac{C_v \alpha_v \gamma_w}{1+e} \tag{10-1}$$

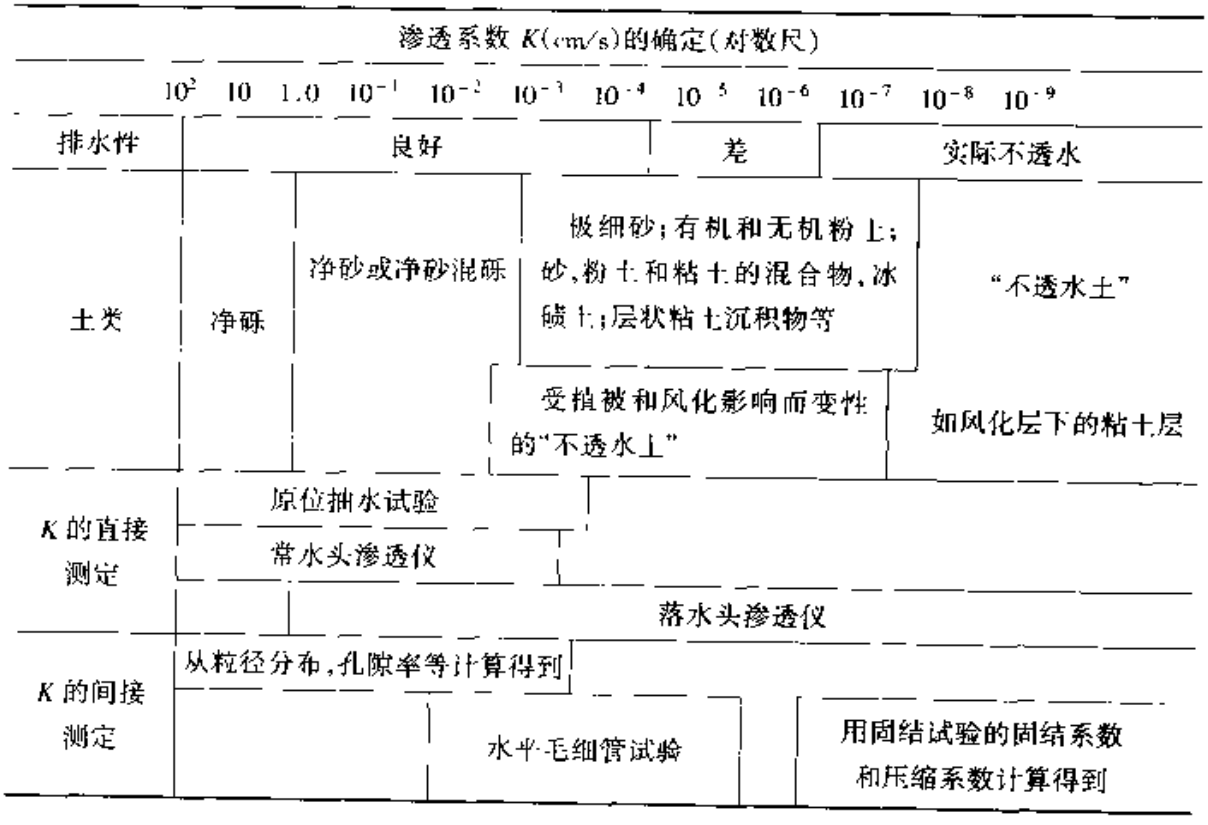
式中：C_v——固结系数，cm^2/s；

α_v——压缩系数，1/kPa；

γ_w——水的重度，kN/m^3；

e——孔隙比。

渗透系数的测定 表 10-1



2.根据颗分曲线的有效粒径 D_{10},求渗透系数

$$K = C(D_{10})^2 \tag{10-2}$$

式中：D_{10}——有效粒径,mm;

C——根据室内试验与当地经验的统计相关而得到的取值。

必须指出,室内试验所求的数据仅能参考。

3.室内渗透试验求渗透系数

室内渗透试验如图 10-1 所示。

1)常水头渗透试验求渗透系数

$$K = \frac{VL}{hAt} \tag{10-3}$$

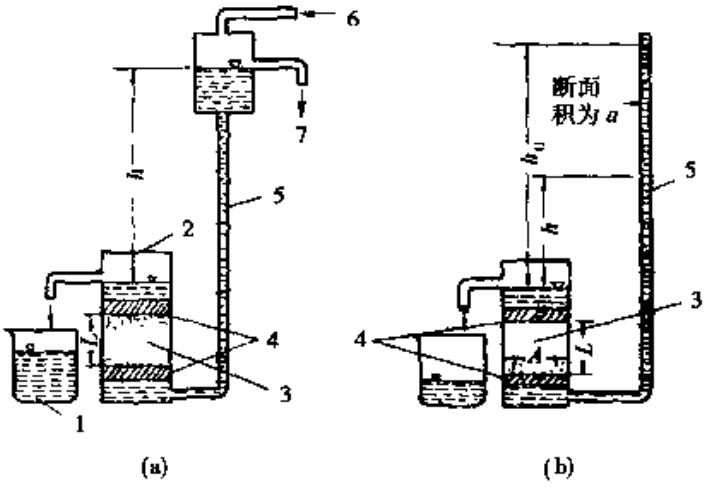


图 10-1 室内渗透试验

(a)常水头渗透试验;(b)变水头渗透试验

1-测水量筒;2-试样筒;3-土样;4-透水石;5-测压水管;6-供水管;7-溢流管

式中：V——在时间 t 时水的体积,m^3;

L——渗透路径长度,m;

h——水头差,m;

A——土样截面积,m^2。

2)变水头渗透试验求渗透系数

$$K = \frac{aL}{At}\ln\frac{h_0}{h} \tag{10-4}$$

式中：a——测压管断面积,m^2;

h_0——变水头渗透试验的初始水头,m;

h——dt 时刻的水头,m;

其余符号含义同前。

该方法的缺点是土样可能扰动,会使颗粒方向和孔隙有明显的变化,从而影响到渗透系数的准确性;另外,用泥浆钻进的土样也是一个影响因数。但可用室内的渗透试验与当地的现场抽水试验建立一些相关关系,从而减少野外试验工作量。

四、现场抽水试验确定渗透系数(导水系数)、贮水系数(给水度)及越流因数

1.抽水试验类型

按不同的分类原则,有以下主要分类:

(1)按所依据的井流理论,可以分为稳定流抽水试验和非稳定流抽水试验。

①稳定流抽水试验

稳定流抽水试验要求抽水试验必须达到流量和水位降深相对稳定,并根据含水层岩性确定需延续一定长时间,才能停止。并应用稳定流理论分析抽水试验资料,应用稳定流公式计算含水层水力参数,如渗透系数、影响半径等。在自然界中,大都是非稳定流,只有在补给水源充沛且相对稳定的地段,抽水才能形成相对稳定的渗流场,所以它的应用受到限制。

②非稳定流抽水试验

非稳定流抽水试验要求流量或水位其中一个保持常量,一般多采用定流量或阶梯定流量抽水,观测水位随时间变化。非稳定流抽水的总延续时间一般以 s-lg$t$ 曲线确定,在无限补给边界的含水层中抽水时,当曲线出现一个拐点,延续一定时间即可停止抽水;当存在定水头、阻水边界或越流补给时,曲线应出现两个以上拐点。

用非稳定流理论和公式来分析计算,较稳定流理论和公式更能接近实际和有更广泛的适用性。能测定更多的参数,如导水系数、给水度、贮水系数、压力传导系数、越流因数等;还能判定简单条件下的边界;并能充分利用整个抽水过程所提供的全部信息。但解释、计算较复杂,观测技术要求高。

一般情况下,可对抽水试验的前期非稳定流阶段,按非稳定流抽水试验技术要求观测流量和水位;而对抽水达到稳定流阶段后,可按稳定流抽水试验技术要求观测流量和水位。并分别应用相应公式计算含水层参数。这样最能充分利用整个抽水过程的全部信息。

(2)按抽水试验中抽水井和观测井的不同配置,可分为单井和多井抽水试验。

①单井抽水试验

单井抽水试验是只在一个抽水井(又称主井)中抽水,而无观测井的抽水试验。它方法简便,成本低廉,但成果精度较低。它可以测定含水层的富

水性、渗透系数及井出水量与水位下降的关系。

②多井抽水试验

多井抽水试验是在一个抽水井附近配置一个或多个水位观测井的抽水试验。它能完成抽水试验的多项任务，除测定含水层的渗透系数和井出水量外，主要用来确定含水层在不同方向上的渗透性，水位下降漏斗范围和形态、补给带宽度，确定合理的井距、干扰系数，各含水层间或含水层与地表水之间的水力联系，还可用来进行流速试验及各含水层给水度的测定。该方法所得成果精度较高，但花费成本较大。

2.抽水试验的技术要求

(1)稳定流抽水试验技术要求

①水位降深

一般正式抽水试验要求取得三个落程(降深)资料，便于确定井流量 Q 与水位降深 s 的关系，即 Q-s 关系曲线，以判断试验的正确性和推断单井流量。当对成果的精度要求不高，或对次要含水层试验，或因井流量过小(如单位井流量小于 0.1L/s.m)，或因抽水设备所限，最大降深未超过 1m 等情况下，可只做一个落程抽水试验。

对最大降深值的要求主要决定于试验的目的。当测定参数时，降深值应小些，这样可以避免紊流、三维流的产生；为疏干设计时，降深值应能保证外推至设计要求；当为判断边界性质和水力联系时，则要求有足够的降深，使问题能充分暴露。正式抽水试验的最大降深值 s_{max} 可接近井的设计动水位，其余两次降深可均匀分布，即 $s_1 = s_{max}/3$，$s_2 = 2s_{max}/3$，以便绘制 Q-s 曲线。最小降深和两次降深之差，一般均不小于 1m。

②稳定延续时间

稳定延续时间系指井(孔)的渗流场达到近似稳定后的延续时间。从抽水开始至渗流场稳定所需要的时间取决于地下水类型、含水层参数、边界条件及补给条件、抽水降深值等。潜水、弱渗透层、补给条件差以及降深大时，水流达到稳定所需要的时间长些。不同试验目的和不同含水层岩性的条件下，对抽水试验的稳定延续时间要求是不同的，一般要满足保证试验的可靠性。稳定延续时间愈长、愈容易发现微小而有趋势性的变化和临时性补给所造成的短暂稳定及"滞后疏干"所造成的假稳定。

若仅为测定参数，稳定延续时间要求短些，一般不超过 24h。其他的，一般为 48～72h。但无论何种目的的试验，最远观测孔的稳定延续时间都

不得少于2~4h。

一般,抽水井水位波动不超过降深的1%即为稳定。但当降深较小,则以3~5cm为限。当用空气压缩机抽水时,主井水位波动允许达20~30cm,观测井以不超过2~3cm为准,但不能有趋势性的变化。井流量的波动不应超过抽水量的5%。

③水位及流量观测

抽水前需观测天然稳定水位。一般地区每小时观测一次,2h内所测数值不变或4h内水位相差不超过2cm者方可作为稳定水位;如天然水位波动,则可取水位的平均值作为天然稳定水位,或考虑消除水位波动的干扰影响。

抽水过程中,水位、流量应同时观测。观测时间应先密后疏。如开始时5~10min观测1次,以后则15~30min观测1次(按具体时间间隔要求)。

抽水终止或中断后,均应观测恢复水位。观测时间也应先密后疏,直到水位稳定。对恢复水位稳定的要求与抽水前天然稳定水位相同。如所测水位与抽水前有差异,可将差值以各落程之延续时间为权分配修正各降深值。

(2)非稳定流抽水试验的技术要求

可分为定流量和定降深抽水试验。在实践中多用定流量试验。在自溢情况下,或当模拟定降深疏干地下水时,也可使用定降深抽水试验。

①流量和水位观测

对流量和水位观测的要求同稳定流抽水试验。但值得注意的是试验从开始至终了流量(或水位)均应保持定值。

抽水试验过程中,对动水位和流量要同时观测。抽水终止或中断后,均应观测恢复水位。其观测频率比稳定流试验加密,特别要求在开泵或停泵的头10~30min内,应尽量观测到较多的数据,如按开始后1,2,3,4,6,8,10,15,20,25,30min进行观测,以后每隔30min观测一次。

②抽水延续时间

非稳定流抽水试验的延续时间也取决于试验的目的、任务、水文地质条件、试验类型、抽水量及计算方法。不同抽水的延续时间差别很大,目前也无统一规定。仅就计算参数而言,在我国进行的试验,延续时间一般不超过48h。

当试验层为无界承压水时,常用配线法和直线图解法求解参数。前者虽然只要求抽水前期资料,但后者通常要求直线段能延续2个对数周期(时

间以分为单位),则总的抽水延续时间约为 3 个对数周期,即 1 000min,约 17h,故一般延续 1～2 日。如有多个观测孔,则要求每个观测孔的资料均符合上述要求。

当考虑越流时,如用拐点法或利用 s_{max} 计算参数时,抽水应延续至能判定 s_{max} 为止。如仅用配线法,则与其他情况下使用配线法相近,延续时间短些。如需利用稳定状态时段资料,则稳定段的延续时间应符合稳定延续时间的要求。

如试验目的在于判定边界位置和性质,延续时间应能保证任务的完成。例如对于定水头供水边界,抽水应至合乎稳定状态要求。对于直线隔水边界,抽水应延至 $s-\lg t$ 图上的第二个直线段,且延续一个对数周期往往为 100min 以上。对于一些隔水边界,两侧水头差达到一定数值时可以形成透水边界,因此,延续时间应保证边界处水位降深值达到预定值。

3.根据稳定抽水试验资料计算渗透系数

根据稳定抽水试验资料,应用稳定流公式只能计算渗透系数 K 或导水系数 T。

渗透系数 K 是指含水层透过水的能力,当水力坡度 $J=1$ 时,渗透系数在数值上等于渗透速度。渗透系数与介质性质和液体的性质有关。导水系数 $T=KM$(M 为含水层厚度)。

(1)利用单井稳定抽水试验资料计算渗透系数

当单井抽水试验达到稳定时,可得到抽水稳定时的水位降深 s 和抽水流量值 Q,一般情况下,单井稳定抽水试验要求有三次抽降(落程),则得出相应的三组数据,即 $s_1, Q_1; s_2, Q_2; s_3, Q_3$。

①应用 Dupuit 公式计算渗透系数

对于均质等厚、无限边界的完整井,则

承压水:
$$K=\frac{Q}{2\pi Ms_w}\ln\frac{R}{r_w} \tag{10-5}$$

潜水:
$$K=\frac{Q}{\pi(H_0^2-h_w^2)}\ln\frac{R}{r_w} \tag{10-6}$$

式中:K——含水层渗透系数,m/d;

Q——抽水稳定时,井中抽水流量,m^3/d;

s_w——抽水稳定时,井中水位降深值,m;

R——含水层影响半径,m;

r_w——抽水井半径，m；

M——承压含水层厚度，m；

H_0——抽水前潜水含水层水位，m；

h_w——抽水稳定后井中潜水含水层水位，m。

对于不同水文地质条件、不同边界条件和不同井的结构条件等，可根据具体情况，正确选择合用的计算公式反求渗透系数 K，见附录 1 表 1。

②应用三维流单井公式计算渗透系数

根据单井稳定抽水试验资料用 Dupuit 公式计算渗透系数 K 常常偏小，这是因为 Dupuit 公式没有考虑井内的三维流问题，采用偏大的降深 s_w 进行计算的缘故。因此可以采用三维流单井公式(9-14)对 Dupuit 公式加以修正。已知

$$s = \frac{Q}{2\pi KM}\ln\frac{R}{r_w} \pm \frac{Q^2}{g\pi^2 r_w^4}\left(\frac{f}{6M^2D}Z^3 + \frac{z^2}{M^2} - \frac{fM}{24D} - \frac{1}{3}\right) \tag{10-7}$$

式中：D——抽水井直径，m；

Z——滤水管口至含水层底版的距离，m。

为了使用方便，对上式两部分分别用 α，β 符号代替，即令

$$\alpha = \frac{1}{2\pi KM}\ln\frac{R}{r_w}$$

$$\beta = \frac{1}{g\pi^2 r_w^4}\left(\frac{f}{6M^2D}Z^3 + \frac{Z^2}{M^2} - \frac{fM}{24D} - \frac{1}{3}\right)$$

于是得出如下形式：

$$s = \alpha Q \pm \beta Q^2 \tag{10-8}$$

或

$$s = s_w \pm \beta Q^2 \tag{10-9}$$

式中：s_w——抽水井内水位降深值，m；

s——考虑三维流影响修正后的井内二维流水位降深值，m。

α、β 对于一定距离和一定深度来说，都是常数，因此 s-Q 呈抛物线关系，α、β 可用图解法求得。

再令 $\xi = \frac{s}{Q}$，ξ 为单位流量降深值，那么，$s - Q$ 的抛物线式可简化成 $\xi - Q$ 的直线式(图 10-2)。

$$\xi = \alpha \pm \beta Q \tag{10-10}$$

因此，α 便是直线的截距，β 是直线的斜率。

$$\beta = \frac{s_{i+1}/Q_{i+1} - s_i/Q_i}{Q_{i+1} - Q_i} \tag{10-11}$$

式中：s_i、s_{i+1}——分别为第 i 次，第 $i+1$ 次抽水时的井内水位下降值，m；

Q_i、Q_{i+1}——分别为第 i 次，第 $i+1$ 次抽水时井流量，m^3/d。

根据单井抽水试验资料计算渗透系数 K 的方法如下：

①绘制 s_w(或 Δh_w^2)-Q 曲线

根据稳定流抽水试验三次抽降和流量的资料，当承压水时，绘制 s_w-Q 曲线；当潜水时，绘制 Δh_w^2-Q 曲线，而 $\Delta h_w^2 = H_0^2 - h_w^2$。

实际工作中，s_w(或 Δh_w^2)-Q 曲线有三种类型，如图 10-3 所示。

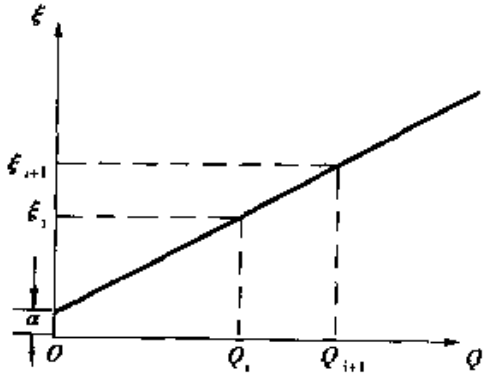


图 10-2 ξ-Q 曲线图

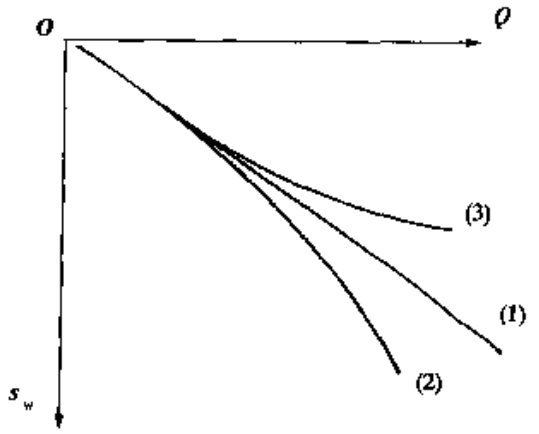


图 10-3 Q-s_w(或 Δh_w^2)关系曲线

②根据不同曲线类型，计算渗透系数 K

图 10-3 中倾斜直线(1)当 Q-s_w(或 Δh_w^2)关系曲线呈直线时，这是地下水流到井壁仍保持二维流的理想结果。因而式(10-9)中的 $\beta = 0$，则利用抽水井的试验资料计算渗透系数 K 时，可采用下列公式：

承压水完整井 $$K = \frac{Q}{2\pi s_w M} \ln \frac{R}{r_w}$$

潜水完整井 $$K = \frac{Q}{\pi(H_0^2 - h_w^2)} \ln \frac{R}{r_w} = \frac{Q}{\pi \Delta h_w^2} \ln \frac{R}{r_w} \tag{10-12}$$

Dupuit 公式应用于潜水时应满足潜水降落漏斗水力梯度小于 1/4。当潜水含水层的水位下降值 $s_w < 1/10 H_0$(H_0 为潜水含水层厚度)时，为计算简便，可直接采用承压水完整井公式，此时承压含水层的厚度 M，以潜水含水层的厚度 H_0 代换。

如果是非完整井，应选择非完整井公式计算。

图 10-3 中曲线(2)、(3)说明地下水是三维流，如果抽水井是完整井，渗

透系数仍可以用(10-5)和(10-12)计算,但需把曲线(2)、(3)按三维流公式(10-10)修正成直线,以求出相应的直线在纵轴上的截距 α 值。为此,需绘制 ξ-Q 曲线(对承压水,$\xi=\frac{s}{Q}$;对潜水 $\xi=\frac{\Delta h_w^2}{Q}$),求出 α 值(图 10-2),则渗透系数 K 可按下列公式求出:

承压水完整井

$$K=\frac{1}{2\pi\alpha M}\ln\frac{R}{r_w} \tag{10-13}$$

潜水完整井

$$K=\frac{1}{\pi\alpha}\ln\frac{R}{r_w} \tag{10-14}$$

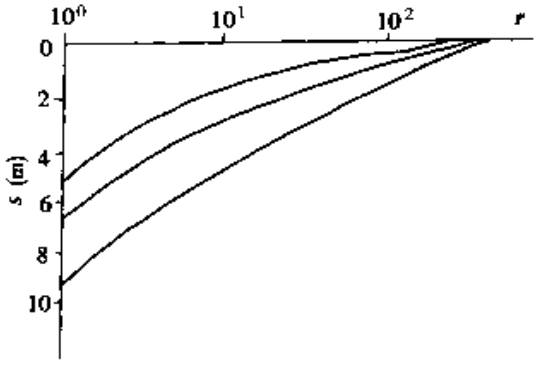


图 10-4 s(或 Δh^2)-lg$r$ 曲线

(2)利用多井稳定抽水试验资料计算渗透系数

此方法需要两个以上的观测井的资料。具体方法如下:

①整理多井抽水试验资料,绘制 s(或 Δh^2)-lg$r$ 曲线,如图 10-4 所示(其中 $\Delta h^2=H_0^2-h^2$)。

②根据 s(或 Δh^2)-lg$r$ 直线段计算 K

承压水完整井

$$K=\frac{Q}{2\pi M(s_1-s_2)}\ln\frac{r_2}{r_1}=\frac{2.3Q}{2\pi M}\frac{1}{m_r} \tag{10-15}$$

式中:s_1、s_2——在 s-lg$r$ 关系曲线上的直线段上,任意两点的纵坐标值,m;

r_1、r_2——在 s-lg$r$ 关系曲线上,纵坐标为 s_1、s_2 的两点至抽水井的距离,m;

m_r——直线斜率,$m_r=\frac{s_1-s_2}{\lg r_2-\lg r_1}$。

潜水完整井

$$K=\frac{Q}{\pi(\Delta h_1^2-\Delta h_2^2)}\lg\frac{r_2}{r_1}=\frac{2.3Q}{\pi}\frac{1}{m_r} \tag{10-16}$$

式中:Δh_1^2、Δh_2^2——在 Δh^2-lg$r$ 关系曲线上的直线段上,任意两点的纵坐标值,m;

$$\Delta h^2=H_0^2-h^2$$

H_0——抽水前潜水含水层厚度,m;

h——抽水稳定后观测井中潜水含水层厚度,m;

r_1、r_2——在 Δh^2-lg$r$ 关系曲线上,纵坐标为 Δh_1^2、Δh_2^2 的两点至抽

水井的距离，m；

m_r——直线段的斜率，$m_r=\dfrac{\Delta h_1^2-\Delta h_2^2}{\lg r_2-\lg r_1}$。

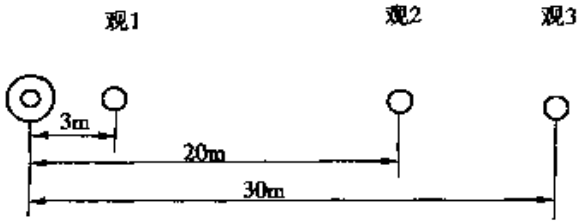


图 10-5　抽水试验平面布置图

(3)工程实例一

某工程试验井平面布置如图10-5所示，试验主井和观测井过滤器均安装在 67.7m ~ 90.8m 深度的细中砂，局部含砾中粗砂，厚为 21.3m 的承压含水层中，为承压完整井。主井直径为 305mm，观测井直径均为 152mm。根据多井稳定流抽水试验资料，见表10-2，计算含水层参数如下：

稳定流抽水试验资料　　表 10-2

抽降次数	流量 $Q(m^3/d)$	降深值			
		$S_0(m)$	$S_1(m)$	$S_2(m)$	$S_3(m)$
1	1 570	1.385	0.52	0.36	0.31
2	2 384	2.22	0.81	0.61	0.47
3	2 782	2.63	0.94	0.72	0.66

由三次稳定流抽水试验所得的 Q、s 值作 Q-s 曲线，为一直线型曲线，如图 10-6 所示。

①根据单井稳定流抽水试验资料计算 K

$$K=\frac{Q}{2\pi Ms_w}\ln\frac{R}{r_w}$$

$$K_1=\frac{1\,570}{2\pi\times23.1\times1.385}\ln\frac{920}{0.152}=68.03\quad m/d$$

$$K_2=\frac{2\,384}{2\pi\times23.1\times2.22}\ln\frac{920}{0.152}=64.44\quad m/d$$

$$K_3=\frac{2\,782}{2\pi\times23.1\times2.63}\ln\frac{920}{0.152}=63.48\quad m/d$$

$$K=\frac{K_1+K_2+K_3}{3}=65.32\ m/d$$

②根据多井稳定流抽水试验资料计算 K

$$K=\frac{2.30Q}{2\pi M}\frac{1}{m_r}=\frac{2.30Q}{2\pi M}\frac{\lg r_2-\lg r_1}{s_1-s_2}$$

在图 10-4 各曲线的直线段取值计算

$$K_1 = \frac{2.30 \times 1570}{2\pi \times 23.1} \times \frac{\lg 30 - \lg 3}{0.52 - 0.31} = 118.5 \quad \text{m/d}$$

$$K_2 = \frac{2.30 \times 2384}{2\pi \times 23.1} \times \frac{\lg 300 - \lg 100}{0.30 - 0.15} = 120 \quad \text{m/d}$$

$$K_3 = \frac{2.30 \times 2782}{2\pi \times 23.1} \times \frac{\lg 300 - \lg 100}{0.35 - 0.175} = 119.8 \quad \text{m/d}$$

$$K \approx 120 \quad \text{m/d}$$

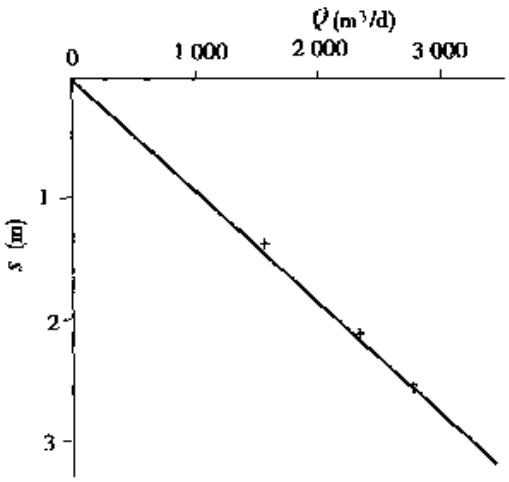


图 10-6 Q-s 曲线

比较这两种方法的计算结果，可见根据单井稳定流抽水试验资料求得的 K 值偏小，故有条件时应尽量利用多井稳定流抽水试验资料。

4. 根据非稳定流抽水试验资料计算渗透系数、贮水系数及越流因数

(1)计算承压含水层的导水系数、贮水系数及压力传导系数

导水系数 T 表示含水层导水能力的大小，它在数值上为含水层的渗透系数与厚度的乘积 $T = KM$；即是在单位水力梯度条件下，每单位时间通过宽度为 1m、含水层厚度的过水断面的流量。

贮水系数 S(或弹性给水度 μ^*)表示承压含水层的贮水性，是由含水岩层和水的弹性性能所决定。它是指当水头变化一单位时，从单位面积含水层(厚度为 M)释放或贮存的水的体积。它标志含水层在加压下(例如回灌时)的贮水能力，或在减压下(例如抽水时)的释放水的能力。

压力传导系数 a 表示承压含水层中水头传导速度：$a = T/S$。

利用非稳定流抽水试验资料，可以计算导水系数 T、贮水系数 S 和压力传导系数 a。当含水层厚度 M 已知，便可求出渗透系数 K。

在无垂向补给、均质各向同性、等厚、侧向无限延伸、产状水平的承压含水层中，根据 Theis 公式：

$$s(r,t) = \frac{Q}{4\pi T}\int_u^{\infty} \frac{e^{-u}}{u}du = \frac{Q}{4\pi T}W(u) \tag{10-17}$$

$$u=\frac{r^2S}{4Tt}\quad 或\quad \frac{1}{u}=\frac{4Tt}{r^2S} \tag{10-18}$$

上述式中：$s(r,t)$——抽水影响范围内，任一点任一时刻的水位降深，m；

t——自抽水开始到计算时刻的时间，d；

r——计算点到抽水点的距离，m；

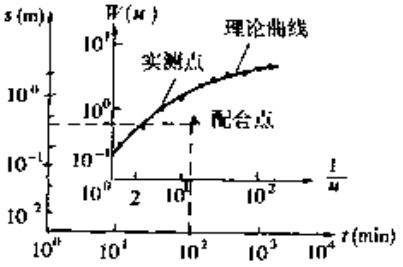
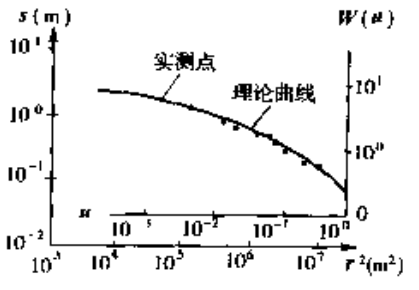
$W(u)$——可查 $W(u)$井函数表，见附录 2；

其他符号意义同前。

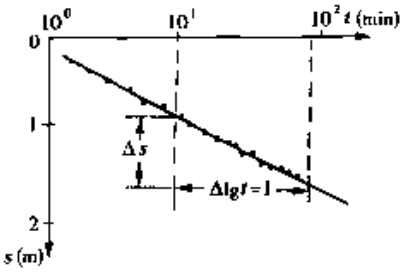
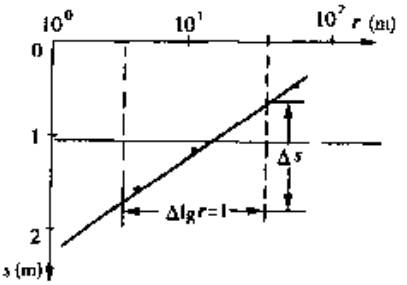
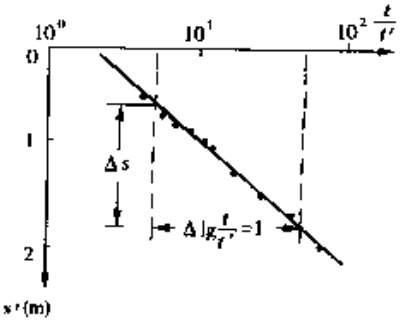
①计算参数方法

可以应用标准曲线对比法(配线法)、直线图解法和水位恢复法计算含水层导水系数 T、贮水系数 S 和压力传导系数 a，如表 10-3 所示。这些方法都是以定流量、非稳定流抽水试验的资料为依据。

应用 Theis 公式计算承压含水层水力参数的方法 表 10-3

方法		步骤	计算公式	图示
标准曲线对比法(配线法)	降深—时间配线法	1.绘制同一观测井实测的 lgs-lgt 曲线； 2.将实测的 lgs-lgt 曲线与标准的 $\lg W(u)$-$\lg(1/u)$ 理论曲线拟合、配线； 3.任取一匹配点，记下匹配点的对应坐标值 $W(u)$、$1/u$、s 和 t； 4.计算 T、S、a	$T=\frac{Q}{4\pi s}W(u)$ (10-19) $S=\frac{4Tt}{r^2(1/u)}$ (10-20) $a=\frac{T}{S}$ (10-21)	
	降深—距离配线法	1.绘制同一时间实测的 lgs-lgr^2 曲线； 2.将实测的 lgs-lgr^2 曲线与标准的 $\lg W(u)$-lgu 理论曲线拟合、配线； 3.任取一匹配点，记下匹配点的对应坐标值 $W(u)$、u、s 和 r^2； 4.计算 T、S、a	$T=\frac{Q}{4\pi s}W(u)$ $S=\frac{4Tku}{r^2}$ (10-22) $a=\frac{T}{S}$	

续上表

方法		步骤	计算公式	图示
直线图解法	降深—时间直线图解法	1.绘制同一观测井实测的 s-lg$t$ 曲线； 2.将实测的 s-lg$t$ 曲线的直线部分延长，在零降深线（即横轴 lg$t$）上的截距得 t_0； 3.求直线斜率 i。最好取和一个周期相对应的降深 Δs，则 $i=\Delta s$； 4.计算 T、S、a	$T=\frac{2.30Q}{4\pi\Delta s}$ (10-23) $S=\frac{2.25Tt_0}{r^2}$ (10-24) $a=\frac{T}{S}$	
	降深—距离直线图解法	1.绘制同一时间实测的 s-lg$r$ 曲线； 2.将实测的 s-lg$r$ 曲线的直线部分延长，在零降深线（即横轴 lg$r$）上的截距得 r_0； 3.求直线斜率 i。最好取和一个周期相对应的降深 Δs，则 $i=\Delta s$； 4.计算 T、S、a	$T=\frac{2.30Q}{2\pi\Delta s}$ (10-25) $S=\frac{2.25Tt}{r_0^2}$ (10-26) $a=\frac{T}{S}$	
水位恢复法		1.绘制同一观测井实测的 $s'\sim\lg(t/t')$ 曲线（其中 $t=t_p+t'$；t_p——抽水延续时间；t'—水位恢复延续时间；s'—剩余降深，s_p—停抽后的水位降深）； 2.求直线斜率 i。最好取和一个周期相对应的剩余降深 Δs，则 $i=\Delta s$； 3.计算 T、S、a	$T=\frac{2.30Q}{4\pi\Delta s}$ $a=0.44\left(\frac{r^2}{t_p}\right)10^{-\frac{s_p}{i}}$ (10-27) $S=\frac{T}{a}$ (10-28)	

采用配线法的最大优点是能充分利用全部观测资料，减少个别观测资料引起的随机误差，可提高计算参数的精度。但也存在缺点，在 r 小 T 值大的情况下，实际曲线较陡部分常常在抽水初期的 1～2min 内，不易测准；而容易观测的后期曲线又较平缓，在同理论曲线拟合时有较大的随意性，影响计算参数的精确性。r 越小，实际曲线较陡部分越短，曲线主要出现平滑

段。所以，利用主井抽水资料计算参数误差大。改进办法：一方面要尽量利用抽水初期的观测资料进行拟合；另一方面，应在设计时按 T 大 r 也大的原则布置观测井，使实际曲线较陡部分延伸到容易测定的区间。

直线图解法的优点是：既可避免配线法的随意性，后期观测资料精度较高，又可充分利用所有观测资料，减少随机误差。该法的缺点是：因满足条件 $u \leqslant 0.01$ 要有较长的时间，而且距离 r 不同，满足这些条件的时间也不同，r 越大需要的时间越长。所以，为了提高计算参数的精度，应按照导水性 T 越大，r 越大，而抽水时间越长的原则设计，不能随意缩短抽水时间。

此外，即使在满足条件 $u \leqslant 0.01$ 以后，抽水时间越长，直线斜率仍缓慢增大，即如抽水时间不足，则因斜率和截距偏差，使所求的 T 值偏大，而 S 值偏小。

利用水位恢复资料计算参数的优点是：它可排除抽水过程中流量变化、抽水设备等影响因数的干扰，所得的水位恢复过程的降深—时间曲线一般比较规则。因此，用主井水位恢复资料计算参数，可以提高计算精度。

因此，在利用非稳定抽水试验资料计算参数时，应尽量同时采用多种方法，以资分析、比较。

②工程实例二

场地水文地质条件同工程实例一，利用非稳定抽水试验资料计算含水层水力参数，计算结果见表 10-4。

(a)lg$s$-lg$t$ 配线法

观 2、观 3 的 lg$s$-lg$t$ 曲线如图 10-7 所示。

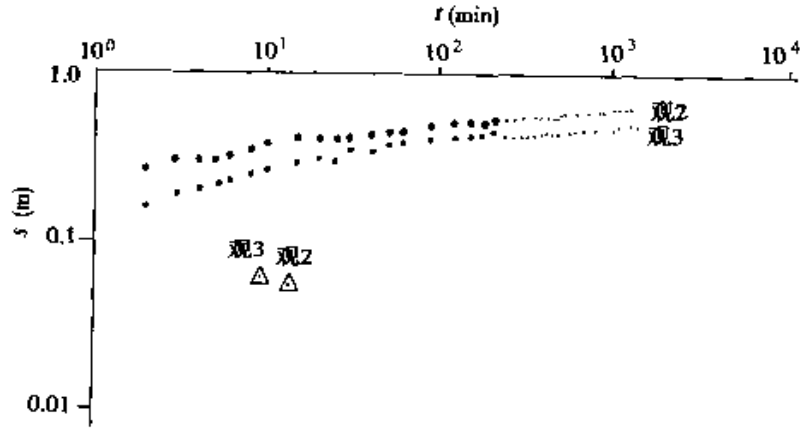


图 10-7 lg$s$-lg$t$ 曲线

与 $W(u)$-$1/u$ 标准曲线配线结果：

观 2：$W(u)=1, 1/u=10^3, s=0.061\text{m}, t=14.1\text{min}$

$$T=\frac{Q}{4\pi s}W(u)=\frac{2\,384}{4\pi\times 0.061}\times 1=3.10\times 10^3 \quad \text{m}^2/\text{d}$$

$$S=\frac{4Tt}{r^2(1/u)}=\frac{4\times 3.10\times 10^3\times 14.1}{20^2\times 10^3\times 1440}=3.04\times 10^{-4}$$

$$a=\frac{T}{S}=\frac{3.10\times 10^3}{3.04\times 10^{-4}}=1.02\times 10^7 \quad \text{m}^2/\text{d}$$

观 3：$W(u)=1, 1/u=10^2, s=0.062\text{m}, t=10\text{min}$

$$T=\frac{2\,384}{4\pi\times 0.062}\times 1=3.06\times 10^3 \quad \text{m}^2/\text{d}$$

$$S=\frac{4\times 3.06\times 10^3\times 10}{30^2\times 10^2\times 1440}=9.44\times 10^{-4}$$

$$a=\frac{3.06\times 10^3}{9.44\times 10^{-4}}=3.2\times 10^6 \quad \text{m}^2/\text{d}$$

(b)直线图解法

观 2、观 3 的 s-lg$t$ 曲线如图 10-8 所示。

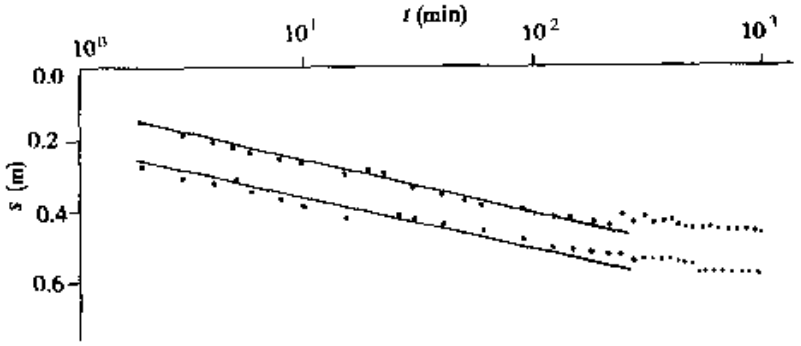


图 10-8 s-lg$t$ 曲线

观 2：$$T=\frac{2.30Q}{4\pi\Delta s}=\frac{2.30\times 2384}{4\pi(0.50-0.36)}=3.12\times 10^3 \quad \text{m}^2/\text{d}$$

$$S=\frac{2.25Tt_0}{r^2}=\frac{2.25\times 3.12\times 10^3\times 0.12}{30^2\times 1440}=6.5\times 10^{-4}$$

$$a=\frac{T}{S}=4.8\times 10^6 \quad \text{m}^2/\text{d}$$

观 3：$$T=\frac{2.30\times 2384}{4\pi(0.40-0.26)}=3.12\times 10^3 \quad \text{m}^2/\text{d}$$

$$S=\frac{2.25\times 3.12\times 10^3\times 0.04}{20^2\times 1440}=4.88\times 10^{-4}$$

$$a=6.4\times 10^6 \quad \text{m}^2/\text{d}$$

(c)水位恢复法

观 2、观 3 的 s-lg $\frac{t_p+t'}{t'}$曲线如图 10-9 所示。

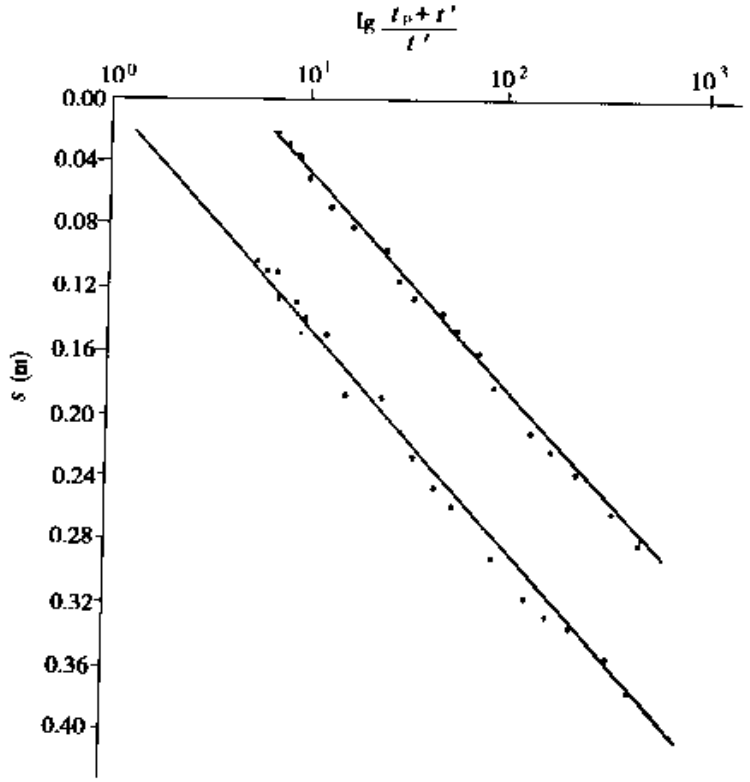


图 10-9 s-lg $\frac{t_p+t'}{t'}$曲线

观 2：
$$T=\frac{2.30Q}{4\pi\Delta s}=\frac{2.30\times 2384}{4\pi(0.276-0.14)}=3.21\times 10^3 \quad \mathrm{m^2/d}$$

$$a=0.44\frac{r^2}{t_p}\times 10^{-\frac{s_p}{t'}}$$

$$=0.44\times\frac{20^2\times 1440}{1440}\times 10^{\frac{0.58}{0.136}}=3.24\times 10^6 \quad \mathrm{m^2/d}$$

$$S=\frac{T}{a}=\frac{3.21\times 10^3}{3.24\times 10^6}=9.9\times 10^{-4}$$

观 3：
$$T=\frac{2.30\times 2384}{4\pi(0.242-0.11)}=3.31\times 10^3 \quad \mathrm{m^2/d}$$

$$a=0.44\times\frac{30^2\times 1440}{1440}\times 10^{\frac{0.52}{0.132}}=3.44\times 10^6 \quad \mathrm{m^2/d}$$

$$S=\frac{T}{a}=\frac{3.31\times 10^3}{44\times 10^6}=9.6\times 10^{-4}$$

含水层水力参数汇总表　　表 10-4

计算方法		资料依据	含水层水文地质参数值			
			K(m/d)	T(m^2/d)	S	a(m^2/d)
稳定流	单井抽水		65.32	1508		
	多井抽水		120.0	2.8×10^3		
非稳定流	配线法	观 2		3.10×10^3	3.04×10^{-4}	1.02×10^7
		观 3		3.06×10^3	9.44×10^{-4}	3.2×10^6
	直线法	观 2		3.12×10^3	6.5×10^{-4}	4.8×10^6
		观 3		3.12×10^3	4.9×10^{-4}	6.4×10^6
	水位恢复法	观 2		3.21×10^3	9.9×10^{-4}	3.24×10^6
		观 3		3.31×10^3	9.6×10^{-4}	3.44×10^6
	平均值			3.15×10^3	7.23×10^{-4}	5.21×10^6
	变化范围			3.06×10^3 ~ 3.31×10^3	3.04×10^{-4} ~ 9.9×10^{-4}	3.2×10^6 ~ 1.02×10^7

(2)计算越流含水层系统的导水系数、贮水系数、越流系数及越流因数

越流系数 $\sigma = K_1/M_1$ 和越流因数 B 是表示弱透水层的越流特性。越流补给量的大小和弱透水层的渗透系数 K_1 和厚度 M_1 有关，即 K_1 越大，M_1 越小，则越流补给的能力就越大。

越流系数 σ 表示当抽水含水层和供给越流的非抽水含水层之间的水头差为一个单位时，单位时间内通过两含水层之间的单位面积的水量。

越流因数 B，其值为主含水层的导水系数和弱透水层的越流系数的倒数的乘积的平方根，即 $B=\sqrt{\frac{TM_1}{K_1}}$。弱透水层的渗透性愈小，厚度愈大，则越流因数 B 越大。

越流系统的各水力参数的确定，主要是根据定流量非稳定抽水试验资料，根据 Hantush－Jacob 越流公式

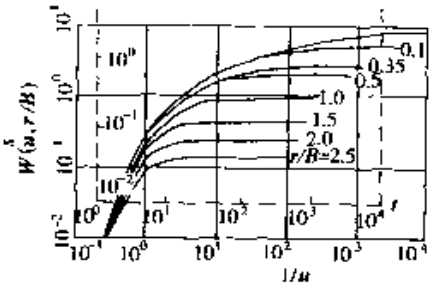
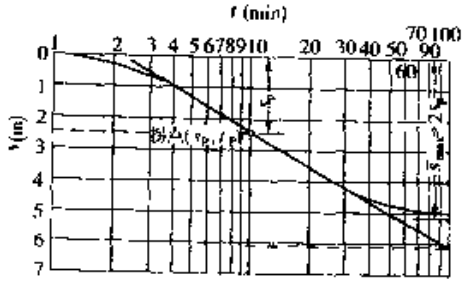
$$s=\frac{Q}{4\pi T}\int_u^\infty \frac{1}{y}e^{-y-\frac{r^2}{4B^2y}}dy=\frac{Q}{4\pi T}W\left(u,\frac{r}{B}\right) \tag{10-29}$$

$$u=\frac{r^2S}{4Tt} \quad 或 \quad \frac{1}{u}=\frac{4Tt}{r^2S} \tag{10-30}$$

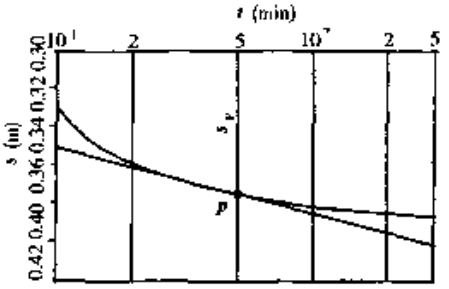
式中：$W\left(u,\frac{r}{B}\right)$可查函数表，见附录3。

可以应用标准曲线对比法（配线法）、拐点法和切线法计算含水层导水系数 T、贮水系数 S、压力传导系数 a 和越流因数 B 及越流系数 σ 等，如表10-5所示。

应用 Hantush－Jacob 公式计算越流系统水力参数的方法　　表 10-5

方法	步　骤	计算公式	图　示
降深—时间配线法	1.绘制同一观测井实测的 lgs-lgt 曲线； 2.将实测的 lgs 和 lgt 曲线与 $W(u,r/B)$-$1/u$ 标准曲线拟合，在一组 r/B 标准曲线中找最优重合曲线； 3.任取一匹配点，记下匹配点的对应坐标值 $1/u$、$W(u,r/B)$、t 和 s； 4.计算 T、S、a； 5.已知 r/B 和 r，计算 B 和 K_1/M_1	$T=\frac{Q}{4\pi[s]}\left[W\left(u,\frac{r}{B}\right)\right]$ (10-31) $S=\frac{4T[t]}{r^2\left[\frac{1}{u}\right]}$ (10-32) $a=T/S$ $B=r/[r/B]$ (10-33) $K_1/M_1=T/B^2$ (10-34)	
拐点法	1.绘制同一观测井实测的 s-lg$t$ 曲线，用外推法确定最大降深 s_{max}，并计算拐点处降深 $s_p=s_{max}/2$； 2.根据 s_p 确定拐点位置 p 及 t_p 值； 3.作拐点 p 处曲线的切线，并求斜率 i_p； 4.计算 $e^{r/B}K_0(r/B)=2.30(s_p/i_p)$，查附录4Hantush 函数表，求出 r/B 和 $e^{r/B}$； 5.计算 T、S、B 和 K_1/M_1； 6.验证	$B=r/[r/B]$ $T=\frac{2.30Q}{4\pi i_p}e^{-(r/B)}$ (10-35) $S=\frac{2Tt_p}{Br}$ (10-36) $a=T/S$ $K_1/M_1=T/B^2$	

续上表

方法	步骤	计算公式	图示
切线法	1.绘制同一观测井实测的 s-lg$t$ 曲线，并外推出 s_{max}； 2.在 s-lg$t$ 曲线上任取一点 p，记下坐标 t_p 和 s_p； 3.过 p 点作曲线的切线，并求出切线的斜率 i_p； 4.计算出 $f(\delta)=2.30(s_{max}-s_p)/i_p$，查附录4Hantush函数表得 δ、e^{δ} 和 $W(\delta)$； 5.计算 T、B、K_1/M_1 和 S，由 $K_0(r/B)=2\pi Ts_{max}/Q$，查附录4Hantush函数表得 r/B	$T=\frac{2.30Q}{4\pi i_p}e^{-\delta}$ (10-37) $B=r/[r/B]$ $K_1/M_1=T/B^2$ $S=\frac{Tt_p}{B^2\delta}$ (10-38) $a=T/S$	

(3)计算潜水含水层的给水度、贮水系数、渗透系数及导水系数

给水度 μ 是指单位面积的潜水含水层柱体中，当潜水位下降一个单位时，所排出的重力水的体积。自由孔隙率，也称饱和差是指单位面积的潜水含水层柱体中，当潜水位上升一个单位时，所需补充的水的体积。在一般情况下，给水度和自由孔隙率的数值是相同的。

抽水时潜水位变化规律符合以下 Boulton 公式

抽水早期：
$$s=\frac{Q}{4\pi T}W\left(u_d,\frac{r}{D}\right) \tag{10-39}$$

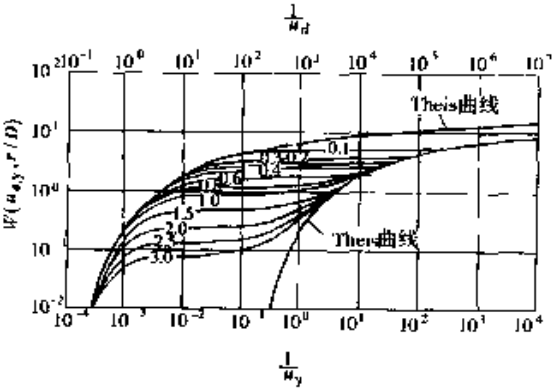
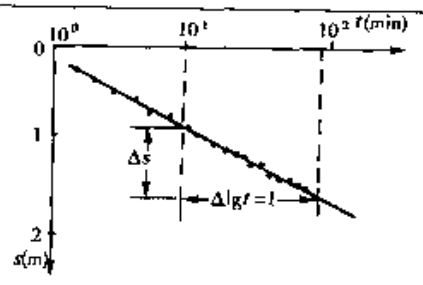
抽水中期：
$$s=\frac{Q}{4\pi T}K_0\left(\frac{r}{D}\right) \tag{10-40}$$

抽水晚期：
$$s=\frac{Q}{4\pi T}W\left(u_y,\frac{r}{D}\right) \tag{10-41}$$

$$u_d=\frac{r^2S}{4Tt},u_y=\frac{r^2\mu}{4Tt} \tag{10-42}$$

同理，可根据 Boulton 公式应用配线法和直线图解法计算潜水含水层参数，如表 10-6 所示。

应用 Boulton 公式计算潜水含水层水力参数 表 10-6

方法	步骤	计算公式	图示
降深—时间配线法	1.绘制同一观测井实测的 lg$s$-lg$t$ 曲线； 2.将实测的 lg$s$-lg$t$ 曲线与标准的曲线族拟合，使实测曲线尽可能多地与某一条 A 组曲线重合。任选一匹配点，记下匹配点的对应坐标值 $W(u_d, r/D)$、$1/u_d$、s、t 和重合曲线的 r/D，计算 T、S； 3.使实测的 lg$s$-lg$t$ 曲线的剩余部分尽可能多地与 B 组曲线重合，r/D 值不变，任选匹配点取对应坐标值 $W(u_y, r/D)$、$1/u_y$、s、t，计算 T、μ； 4.当 s/H_0 较大时，T 值变化，则需修正降深值 $s' = s - s^2/(2H_0)$； 5.计算 B 组曲线变为 Theis 曲线的时间 t_{wt}，由于 $\alpha t_{wt} = 1/4(r/D)^2 1/u_y$ 故可由 $\alpha t_{wt} - r/D$ 曲线求出 t_{wt}	$T = \frac{Q}{4\pi[s]}\left[W\left(u_d, \frac{r}{D}\right)\right]$ (10-43) $S = \frac{4T[t]}{r^2[1/u_d]}$ (10-44) $T = \frac{Q}{4\pi[s]}\left[W\left(u_y, \frac{r}{D}\right)\right]$ (10-45) $\mu = \frac{4T(t)}{r^2[1/u_y]}$ (10-46) $\eta = \frac{S+\mu}{S}$ (10-47) $\frac{1}{\alpha} = \frac{4t}{\left[\frac{r}{D}\right]^2\left[\frac{1}{u_y}\right]}$ (10-48)	
直线图解法	1.绘制同一观测井实测的 s-lg$t$ 曲线； 2.取 t_{wt} 以后的直线段利用直线图解法（步骤同表 10-3，应用 Theis 公式直线图解法）求 T、μ、α	$T = \frac{2.30Q}{4\pi i}$ $\mu = \frac{2.25Tt_0}{r^2}$ $\alpha = \frac{T}{\mu}$	

五、渗透系数经验值

国内外常就本地已进行的工程所获得的数据，编成经验的渗透系数，虽失之精确，但能反映该地的 K 值范围，以备设计施工的参考，如表 10-7 所示。

粘性土的电渗系数 K_e，如表 10-8 所示。

渗透系数的经验值 表 10-7

土　　类(统一分类土)	渗透系数　$K(\times 10^{-4}cm/s)$
1 砂质粉土	5 ~ 20
粉质粘土	20 ~ 50
极细砂	50 ~ 200
细　砂	200 ~ 500
细到中砂	500 ~ 1 000
中砂	1 000 ~ 1 500
中—粗砂	1 500 ~ 2 000
粗砂和砾	2 000 ~ 5 000
2 冲积砂和砾	
PlatteRiver, Nebraska and Kansas	400 ~ 2 000
Arkansas river	3 000
Rhone River at Genissiat	4 000
Shigenobu River, Japan	3 000 ~ 11 000
Small streams, easterAlps	200 ~ 1 600
Mississippi River	200 ~ 2 000
3 冰碛土	
冲积平原	500 ~ 20 000
冰河砂堆	100 ~ 1 300
砂, Holland	100 ~ 400
三角洲, Chicopee Mass	1 ~ 150
冰碛土	< 1
4 风积土	
砂丘砂	1 000 ~ 3 000
黄土, 大孔性土	~ 10
大孔性垆姆	~ 1

续上表

土　　类(统一分类土)	渗透系数　$K(\times 10^{-4}cm/s)$
S湖积和近海沉积土	
极细均匀砂	1～65
粉土，Avenue of the Americas,	
New York City	1～50
粉土，Brooklyn，N.Y	0.1～1
未扰动土	<0.001

电渗系数的经验值　　表 10-8

土　　类	电　渗　系　数　$Ke(cm^2/V\cdot S)$
伦敦粘土	5.8×10^{-5}
波士敦蓝粘土	5.1×10^{-5}
商业上通用的高岭土	5.7×10^{-5}
粘质粉土	5.0×10^{-5}
岩粉	4.5×10^{-5}
红泥灰土	$0.7\sim2.6\times10^{-5}$
膨润土	$2.0\sim12.0\times10^{-5}$
云母粉	6.9×10^{-5}
细砂	4.1×10^{-5}
石英砂	$4.3\sim6.8\times10^{-5}$

注：V = volt S = sec

第二节　确定影响半径的方法

确定影响半径的计算公式，一般精度不高，实践证明，利用二个以上观测井的公式计算，结果尚较可靠。

一、利用多井稳定抽水试验资料计算影响半径 R

1.承压含水层影响半径计算公式

单井

$$\lg R = 2.73\frac{KM(H_0 - h_w)}{Q} + \lg r_w \qquad (10\text{-}49)$$

一个观测井，$r_w \leqslant r \leqslant 0.178R$

$$\lg R = \frac{s_w \lg r_1 - s_1 \lg r_w}{s_w - s_1} \tag{10-50}$$

二个观测井，$r_w \leqslant r \leqslant 0.178R$

$$\lg R = \frac{s_1 \lg r_2 - s_2 \lg r_1}{s_1 - s_2} \tag{10-51}$$

上述式中：R——影响半径，m；

Q——抽水井流量，m^3/d；

r_w——井的半径，m；

H_0——抽水前承压含水层或潜水含水层水位，m；

M——承压含水层厚度，m；

h_w——抽水稳定后抽水井中承压含水层或潜水含水层水位，m；

s_w——抽水稳定后抽水井内水位降深，m；

s_1、s_2——抽水稳定后观测井内水位降深，m；

r_1、r_2——抽水井至观测井之距离，m。

2.潜水含水层影响半径计算公式

单井

$$\lg R = 1.366 \frac{K(H_0^2 - h_w^2)}{Q} + \lg r_w \tag{10-52}$$

一个观测井

$$\lg R = \frac{s_w(2H_0 - s_w)\lg r_1 - s_1(2H_0 - s_1)\lg r_w}{(s_w - s_1)(2H_0 - s_w - s_1)} \tag{10-53}$$

二个观测井

$$\lg R = \frac{s_1(2H_0 - s_1)\lg r_2 - s_2(2H_0 - s_2)\lg r_1}{(s_1 - s_2)(2H_0 - s_1 - s_2)} \tag{10-54}$$

式中符号意义同上。

二、利用经验公式计算影响半径 R

计算影响半径的经验公式很多，但精度较差，仅只介绍以下二公式供选用。

$$R = 2s_w \sqrt{hK} \tag{10-55}$$

式中：R——影响半径，m；

s_w——抽水稳定后抽水井内水位降深，m；

h——抽水稳定后潜水含水层厚度，m；

K——渗透系数，m/d。

式(10-55)适用于砂类潜水含水层大口径井群抽水，对于小口径井(钻孔)计算之值偏小，仅只适用于开始抽水时的影响半径；承压水也可用该式，但 h 为含水层底至动水位的高度。

$$R = 10 s_w \sqrt{K} \tag{10-56}$$

式中符号意义同上。

式(10-56)未考虑到含水层的厚度，其准确度较差，但对厚度很大的含水层，抽水时间又较长时可以得到较准确的数值。

第十一章　降水对软土工程性质影响的试验研究

降水已被广泛地应用于深基础的开挖中，对于降水对土体性质的改善，无论是在理论分析还是试验研究，都不断有学者涉足，但由于土体性质的特殊性，它的很多性质都与其埋置状态、应力历史等漫长时间流逝中形成的环境因素直接相关，在试验室很难重现。尤其对于以上海软土(颗粒细、饱和含水、压缩性大、灵敏度高)为代表性的软粘土，这一特点尤为显著，室内试验往往只能从某一方面对降水引起的软土工程性质的改变进行模拟，进行分析。但现场试验又往往有其局限性，只能得到土体性质改善的定性或部分定量认识，而难以进行深入地分析。只有将这两者有机结合，才有可能对降水对软土工程性质的改善有客观和较深入的了解。

第一节　室内试验方法简介

1995 年 5 月～10 月，笔者通过一系列的 CU 试验(固结不排水试验)，以

上海第三层淤泥质粉质粘土和第四层淤泥质粘土为主要试验对象，考察降水前后相应的土体工程性质的变化。这两层土是上海地区一般基坑开挖深度范围内所涉及到的主要土层，对基坑开挖的设计和施工有重要意义。试验历时6个月，共进行了三十三组试验(含对比试验)。

试验主要是通过对土体进行二次固结，模拟降水后土体前期固结压力增长。第一次固结是在天然自重应力下完成土体固结，恢复土体的自然应力水平及相应的物理状态。第二次固结按降水后土体有效应力增长和相应的排水固结进行模拟，最后进行强度试验。试验的实质是考察降水及其后的排水固结引起的土体前期固结应力的增长对土体工程性质的影响。实际上，降水对土体微观结构的影响可能并不止于前期应力增长的影响，但后者应当是土体微观结构改变的主要因素。

试验仪器主要是台式应变式三轴仪和预固结仪。第一、二次固结的时间均为24小时，强度试验是三轴不排水试验。

第二节 室内试验的成果和结论

室内试验数据表明，前期固结压力增长后，土体工程性质的改善表现在剪损时应变值的大小、抗剪强度指标的提高、孔压与有效应力的增长方式等几个方面，以下分别进行阐述。

一、试验的破坏点

试验通过综合考察主应力差与应变曲线$\left(\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\sim\varepsilon\right)$、有效应力比与应变关系曲线($\sigma_1'/\sigma_3'\sim\varepsilon$)、孔隙水压力与应变关系曲线($u\sim\varepsilon$)以及应力路径曲线$\left(\frac{\sigma_1'-\sigma_3'}{2}\sim\frac{\sigma_1'+\sigma_3'}{2}\right)$而确定土样的破坏点。

如图11-1所示，试验结果表明，对于土样破坏时的应变值，固结压力增长后的土体，其值相对集中在较大的应变值范围内，甚至有相当多一部分土样在整个剪切过程中就应力状态而言，没有达到破坏；而固结压力增长前的土体，破坏时的应变值较低。这一结果在淤泥质粘性土中表现的极为显著，而对于淤泥质粉质粘土，随着粉粒含量的不同而表现的程度不一。

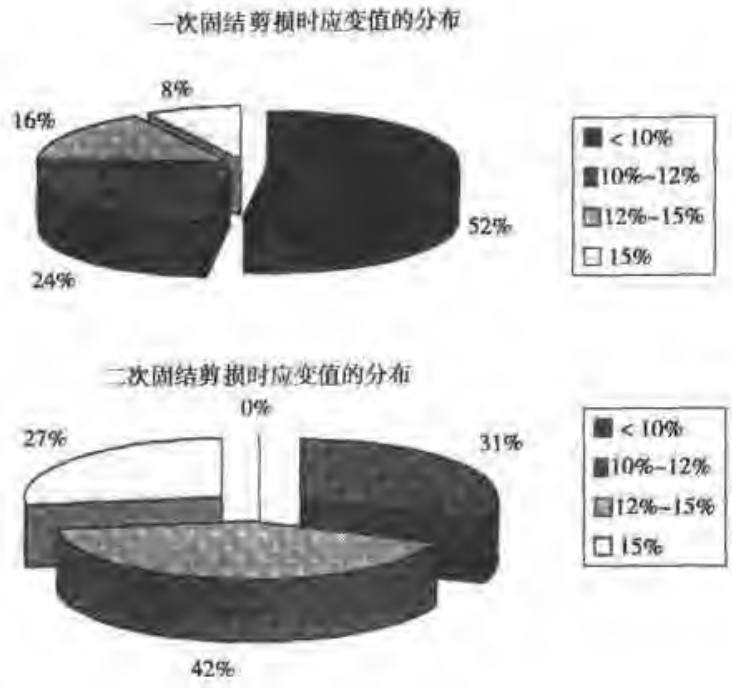


图 11-1 剪损时应变值的分布

二、抗剪强度参数

如表 11-1 所示，土体的抗剪强度参数 c，无论是总应力指标或有效应力指标，在前期固结压力增长后都有较大程度的提高，而另一参数 φ，对比试验表明无明显差异。

抗剪强度指标 表 11-1

	总应力指标		有效应力指标	
	c(kPa)	φ(°)	c(kPa)	φ(°)
前期固结压力增长前	8	14	12	18
前期固结压力增长后	12	13.5	23	17.5

因而，对于处于较低应力水平的土体，其抗剪强度值在降水后前期固结压力增长的影响下，会有较大程度的增长；而对于处于较高应力水平下的土体，这种强度的增长显得相对较小，如表 11-2 所示。考虑到自重应力随深度的线性增长分布，这种强度的增长也就呈随深度的增加而逐渐减小的趋势，如图 11-2 所示。当不考虑超载的情况，对于一般工程深度范围内的土体，固结压力增长的影响还是很显著的。

上海淤泥质粘土降水后抗剪强度的相对增长　　表 11-2

应力水平 σ (kg/m^2)	水位降深(m)				
	6	8	10	12	15
0.5	51%	—	—	—	—
1.0	46%	58%	69%	—	—
1.5	24%	32%	42%	51%	64%
2.0	13%	28%	33%	45%	57%

淤泥质粉质粘土受固有内聚力值较小的影响，其抗剪强度及参数随前期固结压力增长的变化是不显著的。

另一方面，土压力

$$F_{主} = \sum_i \gamma_i h_i \tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\tan\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$F_{被} = \sum_i \gamma_i h_i \tan^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\tan\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$$

由于内聚力指标的提高和内摩擦角的基本不变，在基坑工程的有关计算中被动土压力将有一定程度的增长而主动土压力则有所降低，这对于围护结构和支护体系的受力将是极为有利的。

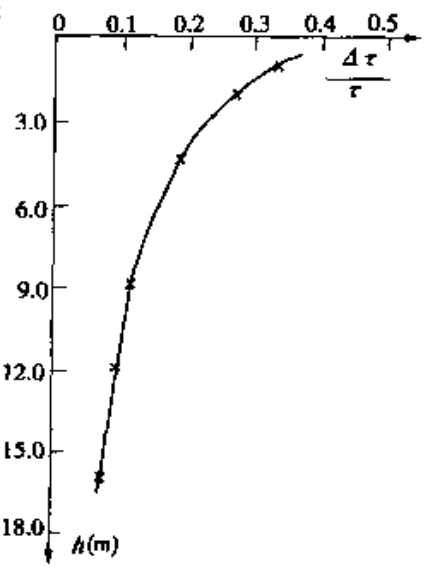


图 11-2　抗剪强度的增长随深度的变化

三、孔隙水压力的增长方式

前期固结压力的增长使得固结不排水试验过程中孔隙水压力的增长方式与一般情况下的土体有显著差别。

如图 11-3 所示，固结压力增长前，孔隙水压力在试验前期迅速上升，但在较小的应变时即达到稳定；而对于固结压力增长后的土体，孔隙水压力的增长是持续的，只是对于处于高应力水平的试样在试验后期，这种增长的趋势放缓，但直至破坏或达到应变控制条件($\varepsilon_f \approx 15\%$)，孔压的增长仍未停止，如图 11-4 所示。但就孔压增长的绝对量而言，固结压力增长前的土体要大一些。

对于孔压，有经典的 Skempton 公式：

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

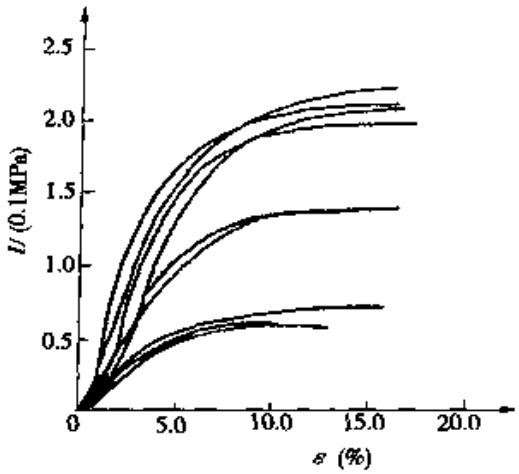


图 11-3 孔隙水压力与轴向应变关系曲线（一次固结）

在三轴试验中，孔隙水压力的增长由二种作用产生：围压 σ_3 和主应力差 $\Delta(\sigma_1-\sigma_3)$，由此：

$$A=\Delta u_d/B(\Delta\sigma_1-\Delta\sigma_3)$$

其中 Δu_d 是由主应力增量所引起的孔压增长。换言之，在 A-ε 曲线中也反映了试验过程中孔压变化的一定特征，即孔压的增长在整个应力增长中所占的比例情况。

从图 11-5、图 11-6 中可以看到，在前期固结压力增长前后，A-ε 曲线形态有很大差异，更为显著的是，孔压系数 A 在固结压力增长后有较大程度的降低。

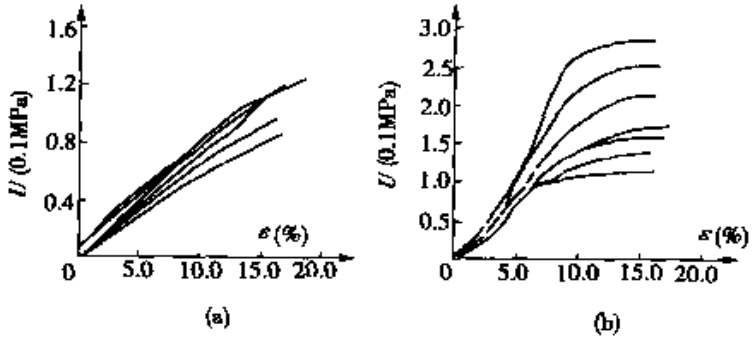


图 11-4 孔隙水压力与轴向应变关系曲线（二次固结）
(a)低应力水平；(b)中、高应力水平

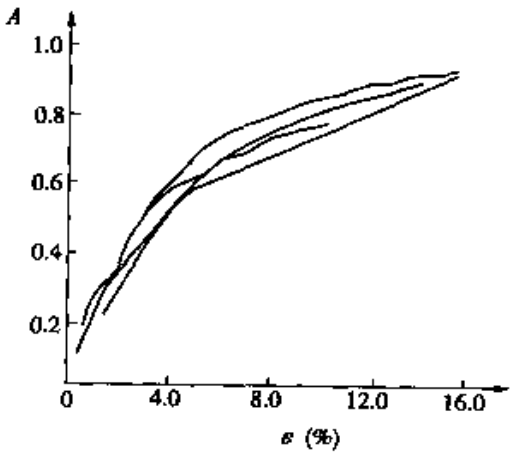


图 11-5 孔压系数 A 与轴向应变关系曲线（一次固结）

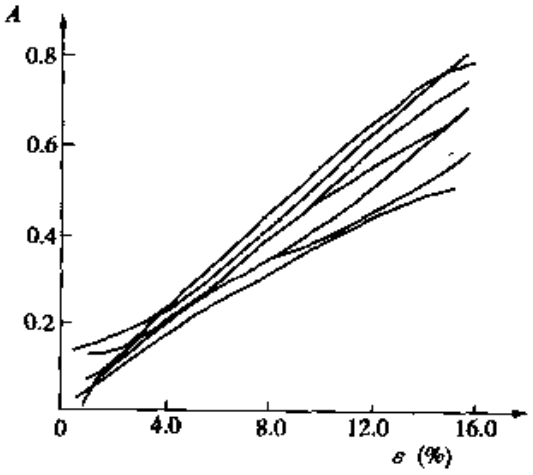


图 11-6 孔压系数 A 与轴向应变关系曲线（二次固结）

综合考虑孔隙水压力和孔压系数 A 在固结压力增长前后的这些变化，可以认为对于未经降水过程的土体，在不排水剪的前期，应力的增长以孔压的增长为主，有效应力增长的速度较慢；而降水以后，土体在不排水剪过程中，孔压增长的量和速度都较小，而以有效应力的增长为主。这对于土体的受力状况而言是有利的。

四、有效应力比

有效应力比 $\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} = 1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - u)}$，其中主应力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ 在前期固结压力增长前后，其变化趋势无明显差别，因此有效应力比的变化在这里实质上反映的是孔压的变化规律。

试验数据表明，在前期固结压力增长前后，有效应力比与应变关系曲线的形态上存在较大差异。固结压力增长前，有效应力比在试验前期迅速增长而后达到稳定；而固结压力增长后，关系曲线在整个试验过程中维持上升趋势，没有试验后期的稳定段。图 11-7 是固结压力增长前后有效应力比与应变关系的概化曲线，从中可以清楚地看到上述特征。

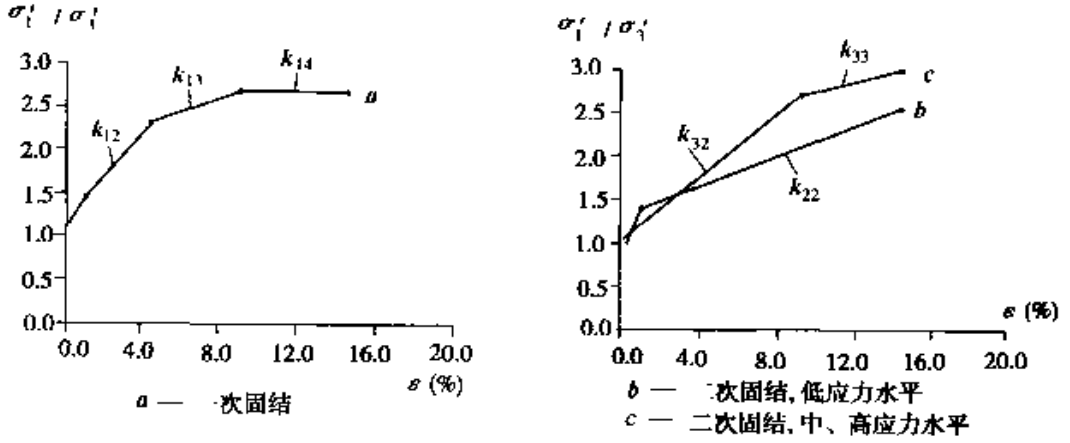


图 11-7 有效应力比与应变关系概化曲线

图中：

$$\begin{cases} k_{12} = 23, k_{13} = 7.4, k_{14} = 0 \\ k_{22} = 7.5 \\ k_{32} = 15.8, k_{33} = 5.0, \end{cases}$$

鉴于可能存在的误差，对于 $\varepsilon < 1\%$ 的曲线段 k_1 不做分析。

由此可以得到与孔压分析相类似的结论，降水引起的前期固结压力增长后，在三轴试验的全过程中，应力的增长都以有效应力的增长为主，而在固结压力增长前，在剪切的初期，孔隙水压力的增长要比有效应力的增长快得多，并明显大于固结压力增长后的土体。

第三节　试验成果分析

一、降水对土体强度的影响

降水引起的土体强度的增长应分为两个部分，其一源于降水后排水固结产生的土体有效正应力的增长，另一部分是由于降水使得土体抗剪强度参数中的内聚力有较大程度的提高，但内摩擦角没有显著变化。

土体抗剪强度的增长也同时受到土性、土体固有结构特征等的制约。对于砂性土、粉土，强度的增长主要是由有效正应力的增长引起的，强度参数无显著变化；对于粘性土，由于排水途径不畅，固结程度相对较差，但其内聚力由于前期固结压力的增长而有较大程度的提高，因此其强度的增长是内聚力和有效正应力增长的综合反映。

二、降水对土体应变和变形的影响

由于降水后排水固结，土体的前期固结压力提高。在同样的应力水平下，土体呈现较小的应变和变形量。而且与降水前的土体不同处还表现在，当土体达到破坏时往往处于较高的应力水平，变形值也较大，也即土体在小应变时就发生结构破坏的可能性相对较小，沉降控制显得尤为重要。

三、其它

土体的内聚力参数由于前期固结压力的增长而提高，而内摩擦角相对不变，这将使得土体的被动土压力增大而主动土压力相对降低。因此降水后的基坑围护结构和支撑体系在受力状态上处于相对更好的情形。

同时，降水后的土体，在以后的受荷条件下，有效应力的增长总是在整个应力增长过程中占据主要地位，这与降水前的土体应力增长情况明显不同。这种改善对土体的受力状况是有利的。

降水引起的土体前期固结压力的增长，会使土体的内部结构在一定程

度上得到改善。但由于土体固有结构的特性，这种结构形式的改变并不能马上达到稳定，而是在外荷载作用下，土体结构进一步调整，最终达到的是更为稳定和有利的结构形式。

第四节 现场试验的结论

研究降水对土体抗剪强度的影响，最直观的方法是在现场实测，即在基坑降水前后分别进行现场原位测试，或分别钻取土样进行室内试验分析。

现场试验的结果表明土体的抗剪强度在降水后有明显提高。以下是上海地区的三个工程的实测数据。

一、工程1

场地的工程地质条件如表11-3：

场地的主要物理力学指标　　表11-3

序号	土层名称	ω (%)	γ (kN/m³)	e	C (kPa)	ϕ (°)	$(C_u)_f$ (kPa)
②	褐黄色粉质粘土	34.0	18.8	0.95	14.5	11.0	28
③	灰色淤泥质粉质粘土	43.4	17.6	1.22	7.0	14.0	25
④	灰色淤泥质粘土	48.6	17.2	1.37	7.5	9.5	22
$⑤_{-1}$	灰色粘土夹粉质粘土	36.6	18.2	1.05	13.0	11.0	28
$⑤_{-2}$	灰色粉质粘土	33.3	18.3	0.98	10.0	17.0	

基坑开挖深度11.5m和12.5m，基坑开挖面位于第④层淤泥质粘土层中，设置的深井井深19m，按每200m²设置。降水水位为基坑开挖面以下3～4m。降水后30天在基坑内进行了电测十字板剪切试验，共3个孔，试验深度分别为基坑开挖面以下1.0m、2.0m、3.0m。

对第④层淤泥质粘土的试验结果如表11-4所示：

降水前后不排水强度的增长　　表11-4

	降水前$(C_u)f$ (kPa)	降水后$(C_u)_f$ (kPa)
最小值	19	27
最大值	29	35
平均值	22	30

实测资料表明，在水位降深范围内的土体，在降水前后的不排水强度有实质性变化，降水后不排水强度平均提高了 36.4%。根据计算，降水第 30 天后坑底第④层淤泥质粘土的平均固结度为 29.0%，其平均抗剪强度增量为 8.7kPa，比降水加固前提高了 39.4%。

基坑内的预降水改善了坑底软弱土层的物理力学性能，使其抗剪强度提高到一定水平，增加了基坑内被动区的土抗力。由于在坑底附近形成了一个较高强度的硬层，能够有效改善围护体的侧向变形性质，同时减少基坑开挖时坑底土体的隆起。

二、工程 2

场地的工程地质条件如表 11-5：

场地的主要物理力学指标 表 11-5

序号	土层名称	厚度 (m)	γ (kN/m³)	E_s (MPa)	ω (%)	C (kPa)	ϕ (°)
①	填土	1.3	—	—	--	--	—
②	粉质粘土	1.6	18.8	4.14	32.7	11	14.5
③	淤泥质粉质粘土	3.7	17.5	3.32	46.3	10	12.1
④	淤泥质粘土	9.9	17.7	2.23	49.8	9	7.1

基坑开挖深度为 9m，采用坑内井点降水，施工期间，对坑侧的土体进行降水前后抗剪强度的取土比较试验，实验数据如表 11-6：

降水前后物理力学性能的变化 表 11-6

深度 (m)	土层名称	含水量(%)		内摩擦角(°)		粘聚力(kPa)		压缩模量(MPa)	
		降水前	降水后	降水前	降水后	降水前	降水后	降水前	降水后
4	粉质粘土	44.7	35.1	15.6	17.0	3	11	2.33	3.97
5	淤泥质粘土	63.9	63.3	11.6	12.4	3	10	2.17	1.57
6	粉质粘土	44.0	34.1	14.8	32.4	7	9	3.83	11.12
7	淤泥质粉质粘土	43.4	43.4	14.3	17.2	3	12	3.00	3.68
9	淤泥质粉质粘土	64.7	38.2	9.9	13.2	6	12	1.76	2.96
10	淤泥质粘土	60.8	52.9	8.5	15.9	7	5	1.75	2.08
11	淤泥质粘土	54.8	56.0	9.1	16.2	8	7	1.70	2.35
12	淤泥质粘土	53.0	56.2	11.0	14.8	9	9	1.80	1.83

表中的实测资料表明，降水后抗剪强度指标有明显提高，土体的内摩擦角、粘聚力和变形模量平均增大了35%、50%和37%；同时，强度变化的范围不仅仅局限在降水深度范围内，在降水面以下一定深度范围内，土体性质仍有明显改善。

三、工程3

对淤泥质粉质粘土和淤泥质粘土在降水前后取样进行试验的结果如表11-7和表11-8所示：

降水前后含水量的变化 表11-7

土层	深度(m)	含水量(%)	
		降水前	降水后
淤泥质粉质粘土	5-6	46.2	37.1
淤泥质粘土	8-9	49.1	38.0

降水前后物理力学性能的变化 表11-8

土层	深度(m)	重度(kN/m^3)		内摩擦角(°)		粘聚力(kPa)	
		降水前	降水后	降水前	降水后	降水前	降水后
淤泥质粉质粘土	6.4	1.74	1.77	9	21.6	10	17

现场实测数据表明，降水后土体的重度、抗剪强度指标、含水量和压缩模量等均会有不同程度的增长。

第十二章 抽水引起的地面沉降计算

第一节 抽水作用下土的应力—应变本构律

一、抽水压密与注水膨胀模拟试验

地下水位升降导致的地层压密与膨胀过程，是复杂的非弹性变形过程。

为了描述这一过程，有必要进行室内抽水压密与注水膨胀模拟试验，确定反映土、水耦合作用特征，且适合用于解释抽水压密与注水膨胀变形机理的应力～应变本构关系，为建立地下水渗流模型及抽水引起的地面沉降模型，提供理论依据。

模拟试验使用的试验设备是高压渗透固结仪，其结构如图 12-1 所示。高压渗透固结仪由土固结室、土压力室、土层位移、孔隙水压力测量系统、数据采集系统、供水系统和加压系统等 6 部分组成。

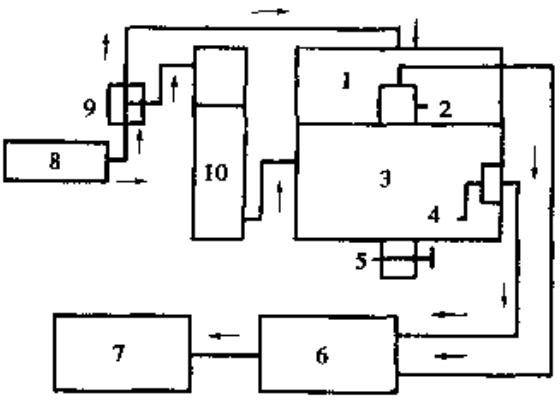


图 12-1 高压渗透固结仪结构示意图
1-土压力室；2-位移计；3-土固结室；4-压力传感器；5-出水口；6-信号转换系统；7-数据采集系统；8-空气压缩机；9-三通管；10-水箱

试样分别采用粘土、粉砂夹粘性土及标准中砂。其中粘土土样、粉砂夹粘性土土样分别取自于“上海彭越浦泵站主泵房场地”下伏的④$_b$层灰色淤泥质粘土层、⑤$_a$层粉砂夹粘性土土层。标准中砂土样岩性为灰白长石、石英砂。其颗粒分析试验结果为：砂样颗粒粒径皆小于 1.0mm；粒径在 1.0～0.5mm 之间的颗粒重量占砂样总重量的 16.5%；粒径在 0.5～0.25mm 之间的颗粒重量占砂样总重量的 39.4%；粒径小于 0.25～0.1mm 之间的颗粒重量占砂样总重量的 43.4%；粒径小于 0.1mm 的颗粒重量占砂样总重量的 0.7%。④$_b$层灰色淤泥质粘土的有关性质指标为：天然含水量 48.2%，重度 17.2 kN/m^3，比重 2.75，天然孔隙比 1.38，塑性指数 19.9%，液性指数 > 1，压缩指数 0.424，回弹指数 0.052，原状土样呈饱和流塑状态，具高压缩性性质，土质较均匀。⑤$_a$层粉砂夹粘性土的有关性质指标为：天然含水量 35.5%，重度 18.0kN/m^3，比重 2.70，天然孔隙比 1.02，粒径级配 D_{50}为 0.046mm，不均匀系数 C_u 为 7.2，原状土样呈饱和稍密状态，具中等压缩性性质。

模拟试验是在常温环境下进行的。试验内容包括模拟抽水条件下土层的压缩变形过程及注水条件下土层的回弹变形过程。

二、抽水作用下土层变形机理分析

1.抽水压密过程的土层变形机理分析

根据率定资料，对模拟试验获得的位移与孔隙水压力变化的原始观测

资料进行修正，分别换算成应变 ε 与有效应力增量 $\bar{\sigma}$。然后绘制成应力—应变曲线和应变历时曲线，如图 12-2～图 12-5 所示。

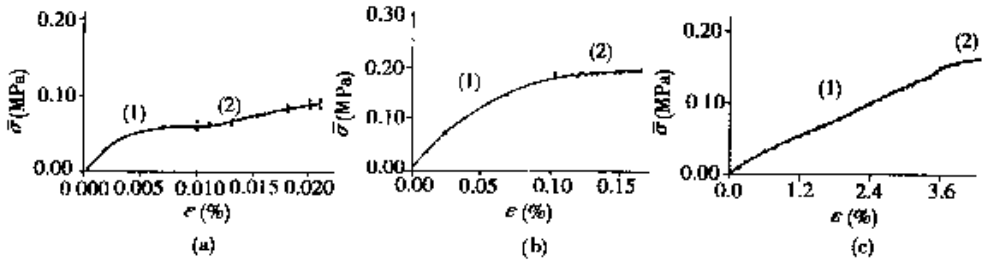


图 12-2 抽水压密应力—应变曲线

(a)中砂；(b)粉砂夹粘性土；(c)粘土

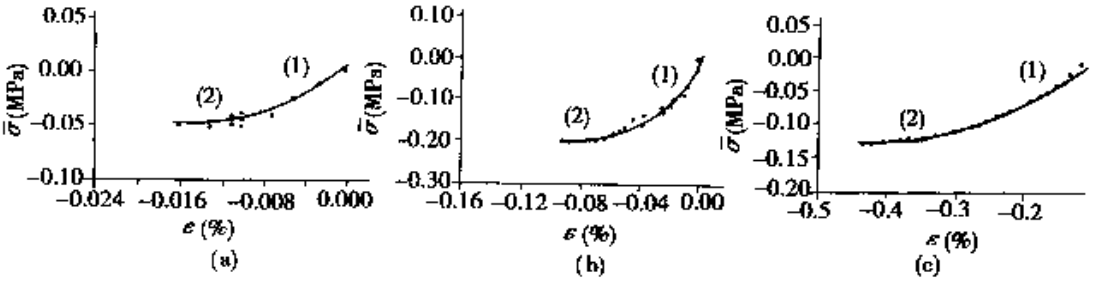


图 12-3 注水膨胀应力—应变曲线

(a)中砂；(b)粉砂夹粘性土；(c)粘土

三种土的抽水压缩应力—应变曲线如图 12-2 所示。它们具有一个共同的特点，即明显的分段性，可分(1)、(2)两段。开始阶段曲线斜率较大，几乎为直线，然后斜率逐渐减小为曲线，当应力达到一定值并基本稳定不变时，应变仍在继续缓慢地增长，随时间的延续，压缩应变的变化亦趋于稳定。

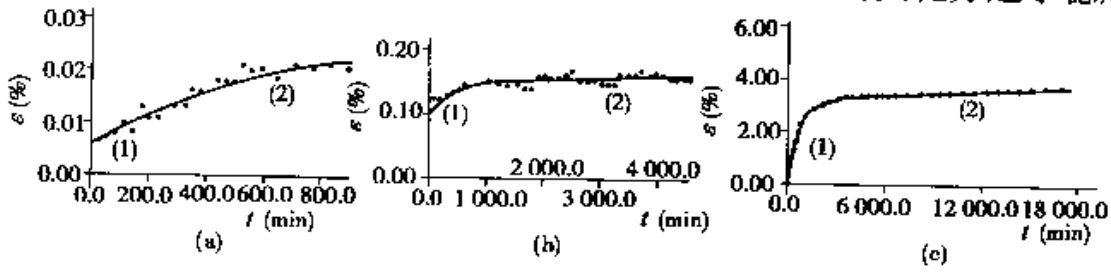


图 12-4 抽水压密应变历时曲线

(a)中砂；(b)粉砂夹粘性土；(c)粘土

曲线段(1)表明有效应力增量(即孔隙水压力减小的幅值)与压缩应变呈线性关系。反映在抽水压密过程的初始阶段，压缩变形主要是由于土骨架的弹性性质引起的，随着有效应力的增加而发生。有效应力的增加是由于土中水的渗流排泄引起的，所以，抽水压密的初始阶段实际上是伴随着孔

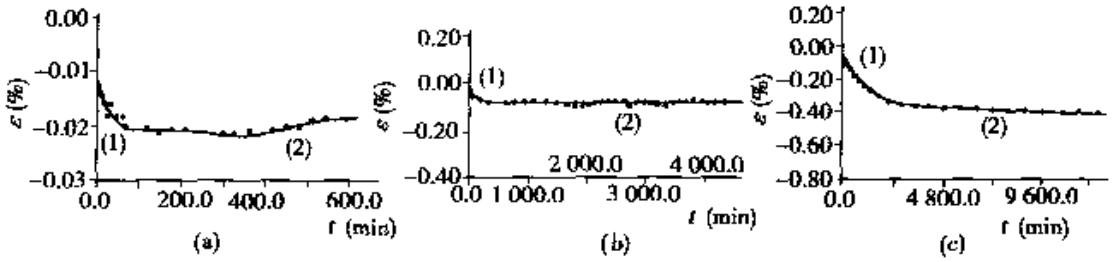


图 12-5 注水膨胀应变历时曲线

(a)中砂;(b)粉砂夹粘性土;(c)粘土

隙水的渗流而逐渐发生的,是土的主固结作用过程。曲线段(2)表明有效应力增量与压缩应变呈非线性特征:即有效应力增量变化较小,有效应力值基本上保持某一定值,而压缩应变仍在持续增加,但随着时间的延续,压密过程逐渐趋于稳定。这种非线性特征反映的变形过程是抽水压密过程的后期阶段,压缩变形主要是由于土颗粒的粘性流动及土中孔隙水的粘性流动而引起的,其压缩变形过程滞后于有效应力及孔隙水压力的变化而逐渐发生,最终趋于稳定。所以,曲线(2)的抽水压密过程,实际上是土的蠕变压缩作用过程,即土的次固结作用过程。

根据以上分析,可以认为,对于抽水压密过程而言,试验土样(中砂、粉砂夹粘土、粘土)具有粘弹性固体所反映的应力—应变特征。根据蠕变极限定义,试验所采用的土样皆属于粘弹性固体。

三种土的抽水压密应变历时曲线如图 12-4 所示。它们亦具有一个共同的规律,即应变历时曲线也可以分为两段。第一段为压缩应变快速递增曲线段,靠近竖向应变坐标轴,压缩过程经历的时间很短;第二段为压缩应变缓慢递增、逐渐趋于稳定的曲线段,远离竖向应变坐标轴,压缩过程经历时间较长。

压缩应变历时曲线的第一段相应于抽水压密过程的初始阶段,压缩应变递增速度快,经历的时间短,表明了土骨架的"瞬时弹性变形"的存在,亦反映了土骨架的弹性压缩过程与有效应力的递增几乎同步的特征,说明了土骨架的弹性变形在"瞬间"发生的性质。压缩应变历时曲线的第二段相应于抽水压缩过程的蠕变压缩阶段,压缩应变递增速度缓慢,经历的时间长,最终趋于稳定,说明了土颗粒发生粘性流动的缓慢粘滞变形过程的存在,反映了抽水压密的粘滞变形(蠕变)特征;而且,压缩应变历时曲线的第二段的形状类似于 Voigt 单元体(蠕变)所反映的应变历时曲线的形状。

实际上,对于有效应力连续变化的过程,弹性压缩变形与粘滞压缩变形

(蠕变)是同时发生的。但是,在通过试验所获得的应力—应变曲线及应变历时曲线上,却明显地表现出两个变形阶段,这体现了两种变形过程的不同性质:弹性压缩变形经历的时间短,具有"瞬时"性质;粘滞压缩变形是缓慢的土骨架结构重新调整的粘性流动过程,经历的时间较长。因此,在抽水压密的初始阶段,试验曲线主要反映了弹性压缩过程的性质,粘滞压缩变形则相对较小,其影响亦较小;随着时间的延续,有效应力递增过程逐渐趋于稳定,相应地,弹性压缩变形过程亦趋于停止,此时,粘滞压缩变形过程仍在继续发生,所以,在抽水压密后期,主要反映了土的蠕变压缩作用过程的粘滞变形性质。

2.注水膨胀过程的土层变形机理分析

三种土的注水膨胀应力—应变曲线,如图 12-3 所示。注水膨胀应变历时曲线,如图 12-5 所示。它们具有一个共同的特点,即类似于抽水压密过程的应力—应变曲线规律和抽水压密过程的应变历时曲线规律,此处不再赘述。

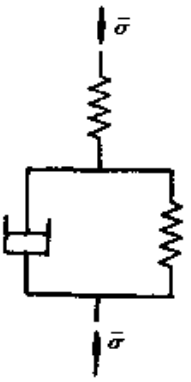


图 12-6 抽水压密结构模型示意图

三、抽水作用下土的应力应变本构律

1.土在抽水压密过程中的应力—应变本构律

(1)一维线性粘弹性应力应变本构律

根据上述试验成果分析,对于土的抽水压密过程,可分为弹性压缩变形过程与粘滞压缩变形过程。相应地,总压缩应变 ε 也可分为弹性压缩应变 ε_1 和粘滞压缩应变 ε_2,而且,$\varepsilon=\varepsilon_1+\varepsilon_2$。土的抽水压密过程的力学机制,可用如图 12-6 所示的三单元粘弹性固体模型所反映的应力—应变关系进行描述。

图 12-6 所示的粘弹性固体模型是由一根弹性虎克弹簧与一个 Voigt 结构模型串联而成的,而 Voigt 结构模型是由一根弹性虎克弹簧与一个线性减震器并联而成。抽水压密的弹性压缩变形过程,可以采用弹性虎克弹簧的压缩变形性质进行描述;抽水压密的粘滞压缩变形过程(蠕变压缩作用过程),可以采用 Voigt 结构模型的压缩变形性质进行描述。

在应力 $\bar{\sigma}=I(t)$ 作用下,三单元粘弹性固体模型的各部分所反映的应力—应变关系为

弹性虎克弹簧(E_1)

$$\varepsilon_1(t)=I(t)/E_1$$

Voigt 结构模型(E_2, η)

$$\varepsilon_2(t) = (1/E_2)[1 - \exp(-E_2 t/\eta)]I(t)$$

$$\therefore \quad \varepsilon(t) = \{1/E_1 + (1/E_2)[1 - \exp(-E_2 t/\eta)]\}I(t) \tag{12-1}$$

其中：$I(t)$为单位阶跃应力，即

$$I(t) = \begin{cases} 1 & t > 0 \\ 0 & t < 0 \end{cases} \tag{12-2}$$

所以，如图 12-6 所示的结构模型的蠕变函数 $C(t)$为

$$C(t) = \begin{cases} 1/E_1 + [1 - \exp(-E_2 t/\eta)]/E_2 & t > 0 \\ 0 & t < 0 \end{cases} \tag{12-3}$$

对于有效应力缓慢递增的加载过程，$\bar{\sigma} = \bar{\sigma}(t)$，三单元粘弹性固体的线性粘弹性应力—应变关系为

$$\varepsilon(t) = \int_0^t C(t - \tau)\frac{\partial \bar{\sigma}(\tau)}{\partial \tau}\mathrm{d}\tau \tag{12-4}$$

将式(12-2)、(12-3)代入(12-4)，得

$$\varepsilon(t) = \alpha_1 \bar{\sigma}(t) + (1/\eta)\int_0^t \bar{\sigma}(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{\alpha_2 \eta}\right]\mathrm{d}\tau \tag{12-5}$$

式中：$\varepsilon(t)$——竖向压缩总应变；

$\bar{\sigma}(t)$——有效应力增量函数；

α_1——土骨架的弹性压缩系数，$\alpha_1 = 1/E_1$；

α_2——土骨架的蠕变压缩系数，$\alpha_2 = 1/E_2$；

η——土骨架的粘滞系数；

t——时间变量。

式(12-5)即为三单元粘弹性固体模型所能反映的一维线性粘弹性应力—应变本构关系。它反映了抽水压密过程中，土骨架的粘弹性压密性质。式(12-5)右端第一项为瞬间弹性压缩应变，反映了土的主固结弹性压缩性质；第二项为土颗粒发生粘性流动所引起的压缩应变，反映了土层的次固结压缩过程中的粘滞变形特征。

(2)三维线性粘弹性应力应变本构律

含水层组土骨架抽水压密过程是复杂的三维压缩变形过程，而且伴随着地下水的粘性渗流，因此，采用一维粘弹性应力—应变本构关系解释含水层组的抽水压密现象及其力学机制，显然不够全面。所以，有必要将反映土、水耦合作用特征的一维线性粘弹性应力—应变关系，推广为描述线性粘

弹性体的三维抽水压密变形特征的三维线性粘弹性应力—应变本构律。

$$\varepsilon_{kk}(t) = \alpha_1\bar{\sigma}_{kk}(t) + (1/\eta)\int_0^t \bar{\sigma}_{kk}(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{\alpha_2\eta}\right]d\tau \qquad k = 1,2,3 \tag{12-6}$$

式中：$\varepsilon_{kk}(t)$——压缩应变张量的主分量；

$\bar{\sigma}_{kk}(t)$——有效应力增量张量的主分量；

其余符号意义同前。

式(12-6)即为三维线性粘弹性球应力—应变本构关系，它反映了三维应力场中，含水层(组)土骨架的粘弹性抽水压密变形性质。式(12-6)右端第一项为土骨架的瞬时弹性压缩应变，第二项为土骨架的粘滞流动压缩应变。

2.土在注水膨胀过程中的应力应变本构律

类似于抽水压密过程的线性粘弹性应力—应变本构关系，在注水膨胀过程中，含水层(组)土骨架的线性粘弹性应力—应变关系可用下述函数表达式表示。

(1)一维线性粘弹性应力—应变本构律

$$\varepsilon_s(t) = \alpha_{1s}\bar{\sigma}_s(t) + (1/\eta)\int_0^t \bar{\sigma}_s(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{\alpha_{2s}\eta}\right]d\tau \tag{12-7}$$

式中：$\varepsilon_s(t)$——竖向膨胀应变；

$\bar{\sigma}_s(t)$——有效应力递减函数；

α_{1s}——土骨架的瞬时回弹系数；

α_{2s}——土骨架的蠕变回弹系数；

其余符号意义同前。

(2)三维线性粘弹性应力—应变本构律

$$\varepsilon_{skk}(t) = \alpha_{1s}\bar{\sigma}_{skk}(t) + (1/\eta)\int_0^t \bar{\sigma}_{skk}(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{\alpha_{2s}\eta}\right]d\tau \qquad k = 1,2,3 \tag{12-8}$$

式中：$\varepsilon_{skk}(t)$——膨胀应变张量的主分量；

$\bar{\sigma}_{skk}(t)$——有效应力递减张量的主分量。

式(12-7)、(12-8)右端各项中，第一项为土骨架的瞬时弹性膨胀应变，第二项为土骨架的粘滞流动膨胀应变。

第二节　根据粘弹性理论计算地面沉降

一、粘弹性多孔介质中的渗流方程

1.变形场与渗流场之间的本构关系

从研究地下水渗流场与土骨架变形场之间的本构关系着手，研究渗流介质本身的运动规律及其中地下水的渗流规律，从而建立反映土、水耦合作用特征的地下水渗流模型及抽水引起地面沉降的计算模型。

根据渗流场的变化规律，探索渗流介质内变形场的变化规律，首先要弄清两种运动场之间的本质的必然的联系，建立反映渗流场与变形场之间内在联系的本构方程—液体流动方程，以此作为研究渗流介质本身运动、变化的基础。

液体流动方程的建立，一般以下列条件作为研究问题的出发点：

(1)根据流体相对于土骨架颗粒的运动速度，重新给出达西定律的定义式。

(2)以下列任一种方法，建立连续性条件：

①考虑变形坐标系中的变形单元体；

②考虑固定坐标系中的变形单元体；

③考虑固定坐标系中的固定单元体。

考虑上述条件，可以导出下述方程式

$$\nabla\left[K_{ij}\left(\frac{\nabla p}{\gamma_w}+\nabla z\right)\right]=n\beta\frac{\partial p}{\partial t}+\nabla V_s \tag{12-9}$$

式中：K_{ij}——渗透系数张量 $\boldsymbol{K}$ 的分量；

n——土骨架孔隙率；

β——水的弹性压缩系数；

V_s——土颗粒绝对速度矢量；

p——渗透压力；

γ_w——水的重度；

z——竖向位置坐标；

∇——微分算子符号。

本构方程(12-9)式成立的条件为：

$$\boldsymbol{V}_s \nabla p \ll \frac{\partial p}{\partial t} \tag{12-10}$$

$$2K_{ij}\beta \nabla p + \frac{K_{ij}\beta}{\gamma_w} \nabla p \nabla p \ll \nabla\left[K_{ij}\left(\frac{\nabla p}{\gamma_w} + \nabla z\right)\right] \tag{12-11}$$

本构方程的建立，使得变形场与渗流场相互联系，从而，根据渗流场的变化规律，可以分析和预测渗流介质变形场的变化。(12-9)式中，$\nabla \boldsymbol{V}_s$ 实际即是使三维渗流场与渗流介质三维应力场(变形场)相互关联的土骨架的体积膨胀量。Biot 首先揭示出这样的本构关系，Verruijt 给出了严密、清晰的推导过程。这种本构关系可以用下式表示为：

$$\nabla \boldsymbol{V}_s = \nabla\left(\frac{\partial \overline{U}}{\partial t}\right) = \frac{\partial}{\partial t}\left(\frac{\partial U_i}{\partial X_i}\right) = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \qquad i = 1,2,3 \tag{12-12}$$

$$\varepsilon_v = \nabla \overline{\boldsymbol{U}} = \frac{\partial U_i}{\partial X_i} = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} \tag{12-13}$$

式中：$\overline{\boldsymbol{U}}$——土颗粒位移矢量；

U_i——土颗粒位移矢量分量，$i = 1,2,3$；

ε_v——土骨架体积应变增量(体积膨胀应变)；

ε_{11}、ε_{22}、ε_{33}——球应变张量 ε_{ii} 的主应变分量；

X_i——坐标轴，$i = 1,2,3$。

将(12-12)式代入(12-9)式得：

$$\nabla\left[K_{ij}\left(\frac{\nabla p}{\gamma_w} + \nabla z\right)\right] = n\beta \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \tag{12-14}$$

引进水头势函数 φ

$$\varphi = z + \int_{p_0}^{p} \frac{\mathrm{d}p}{\gamma_w(p)} \tag{12-15}$$

将(12-15)式代入(12-14)式，则下式成立

$$\nabla[K_{ij} \nabla \varphi] = \gamma_w n\beta \frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \tag{12-16}$$

(12-14)、(12-16)式即为三维渗流场与渗流介质三维应力场(变形场)之间的本构关系式。

2.粘弹性多孔介质中的渗流方程

(1)渗流场中的应力变化规律

假设含水层(组)中某点处的总应力张量为 σ_{ij}(拉张应力为正)，有效应

力张量为 $\bar{\sigma}_{ij}$(拉张应力为正),地下水水头压力为 p(压应力为正)。根据有效应力原理,可推得下式,即:

$$\sigma_{ij} = \bar{\sigma}_{ij} - m_{ij}p \qquad i,j = 1,2,3 \tag{12-17}$$

式中:m_{ij}——单位张量矩阵 $\boldsymbol{m}_{ij}$的元素,即:

$$\boldsymbol{m}_{ij} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

地下水渗流是一个缓慢变化的拟静态过程,地下水中的剪应力分量可以忽略不计,因此,(12-17)式可以简化为:

$$\sigma_{ii} = \bar{\sigma}_{ii} - p \qquad i = 1,2,3 \tag{12-18}$$

所以

$$\mathrm{d}\sigma_{ii} = \mathrm{d}\bar{\sigma}_{ii} - \mathrm{d}p \qquad i = 1,2,3 \tag{12-19}$$

与含水层(组)的上覆总荷重相比,地下水自重的变化相对较小,因此,在含水层(组)土骨架的抽水压密过程中,可以忽略地层总应力的变化,假定总应力的变化为零,即:

$$\mathrm{d}\sigma_{ii} = 0 \tag{12-20}$$

(12-20)式正确与否,从未经过实际检验,但却是现有弹性地下水渗流方程赖以成立的基础。粘弹性地下水渗流方程的建立,仍沿用这一基本假设。

将(12-20)式代入(12-19)式,即得:

$$\mathrm{d}\bar{\sigma}_{ii} = \mathrm{d}p \qquad i = 1,2,3 \tag{12-21}$$

(12-21)式反映了地下水渗流场水头压力的变化与渗流介质粒间应力变化之间的联系。

(2)粘弹性渗流方程

假定含水层(组)土骨架仅在竖直方向发生抽水压密变形,即:

$$\frac{\partial U_x}{\partial x} + \frac{\partial U_y}{\partial y} \ll \frac{\partial U_z}{\partial z} \tag{12-22}$$

则根据(12-22)式可得:

$$\varepsilon_v \approx \frac{\partial U_z}{\partial z} = \varepsilon_z \tag{12-23}$$

将(12-23)式代入(12-16)式得:

$$\nabla[K_{ij}\nabla\varphi] = \gamma_w n\beta\frac{\partial\varphi}{\partial t} + \frac{\partial\varepsilon_z}{\partial t} \tag{12-24}$$

根据(12-5)式及(12-21)式得：

$$d\overline{\sigma}_z = dp \tag{12-25}$$

$$\varepsilon_z(t) = \alpha_1 d\overline{\sigma}_z(t) + \frac{1}{\eta}\int_0^t d\overline{\sigma}_z(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{\alpha_2\eta}\right]d\tau \tag{12-26}$$

令

$$s(t) = \varphi_0 - \varphi(t) \tag{12-27}$$

其中：$s(t)$为地下水位降深，则

$$dp(t) = p(t) - p(0) = -\gamma_w s(t) \tag{12-28}$$

将(12-25)、(12-28)式代入(12-26)式得：

$$\varepsilon_z(t) = -\gamma_w\alpha_1 s(t) + \frac{\gamma_w}{\eta}\int_0^t s(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{\alpha_2\eta}\right]d\tau \tag{12-29}$$

将(12-27)式代入(12-24)式得：

$$\nabla[K_{ij}\nabla s] = \gamma_w n\beta\frac{\partial s}{\partial t} - \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} \tag{12-30}$$

将(12-29)式代入(12-30)式得：

$$\nabla\left[\frac{K_{ij}}{\gamma_w}\nabla s\right] = (\alpha_1 + n\beta)\frac{\partial s}{\partial t} + \left(\frac{1}{\eta}\right)\frac{\partial}{\partial t}\int_0^t s(\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{\alpha_2\eta}\right]d\tau \tag{12-31}$$

(12-31)式即为反映土、水耦合作用及土骨架的粘弹性抽水压密特征的粘弹性地下水渗流方程。

根据上述推导过程，我们应该认识到，粘弹性渗流方程(12-31)式的可靠性，依赖于(12-10)、(12-11)、(12-20)式及(12-22)式得到满足。Smith 曾经对(12-10)式成立的普遍性提出疑义，并指出：在 V_s 超过 V_w 时，即在土骨架固结速率超过地下水渗流速率的场合，(12-10)式不成立。他在分析低渗透性、高压缩性的厚粘土层时，曾模拟过这样的条件。Smith 对(12-20)式也表示怀疑，特别是在地表长期连续接受沉积的条件下，(12-20)式的成立不能令人信服。应用(12-30)式分析含水层(组)的渗流机制及抽水压密导致的地面沉降，首先要检测上述粘弹性渗流方程(12-30)式赖以成立的诸假设条件，即(12-10)、(12-11)、(12-20)以及(12-22)式，是否得到满足。

二、粘弹性越流含水层组的三维井流模型

对于一个由潜水含水层—弱透水层—承压含水层组成的双层含水层

组，非完整井以定流量 Q，抽汲承压含水层地下水（如图 12-7 所示），借助于粘弹性渗流方程式(12-31)，考虑上覆弱透水层的粘弹性压密引起的贮存水释放补给以及抽水含水层的各向异性渗透特征，考虑潜水含水层重力水的延迟疏干特征及其越流补给作用，可以建立下述粘弹性定解问题，即关于粘弹性越流含水层组的三维井流模型。

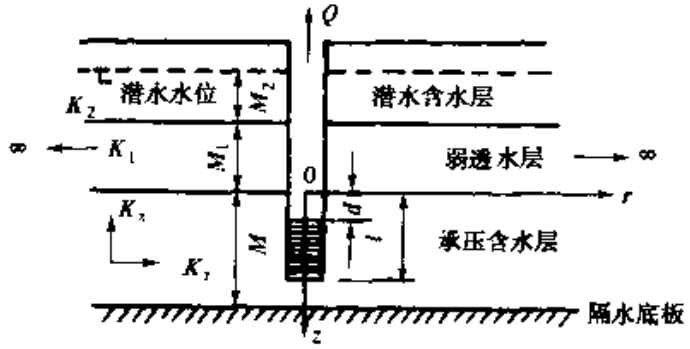


图 12-7　双层含水层组非完整井抽水结构示意图

抽水含水层(承压含水层)：

(I)
$$\begin{cases}
\dfrac{K_r}{\gamma_w}\left[\dfrac{\partial^2 s}{\partial r^2}+\dfrac{1}{r}\dfrac{\partial s}{\partial r}\right]+\dfrac{K_z}{\gamma_w}\dfrac{\partial^2 s}{\partial z^2}-\dfrac{K_1}{M\gamma_w}\dfrac{\partial s_1}{\partial z}\Big|_{z=0} \\
\quad=(a+n\beta)\dfrac{\partial s}{\partial t}+q^{-1}\dfrac{\partial}{\partial t}\displaystyle\int_0^t s(z,r,\tau)\exp\left[-\dfrac{t-\tau}{bq}\right]\mathrm{d}\tau \\
\quad 0<r<+\infty,0<z<M,t>0 \qquad (12\text{-}32) \\
s(z,r,t)\Big|_{t=0}=0 \qquad 0<r<+\infty,0<z<M \qquad (12\text{-}33) \\
s(z,r,t)\Big|_{r\to\infty}=0 \qquad 0<z<M,t>0 \qquad (12\text{-}34) \\
\lim\limits_{r\to 0} r\dfrac{\partial s}{\partial r}=\begin{cases}0 & 0\leqslant z<d,t>0\\ -\dfrac{Q}{2\pi K_r(l-d)} & d\leqslant z\leqslant l,t>0\\ 0 & l<z\leqslant M,t>0\end{cases} \qquad (12\text{-}35) \\
\dfrac{\partial s}{\partial z}\Big|_{z=0}=0 \qquad 0<r<+\infty,t>0 \qquad (12\text{-}36) \\
\dfrac{\partial s}{\partial z}\Big|_{z=M}=0 \qquad 0<r<+\infty,t>0 \qquad (12\text{-}37)
\end{cases}$$

非抽水含水层(潜水含水层):

(II)
$$\begin{cases} \dfrac{K_2}{\gamma_w}\left[\dfrac{\partial^2 s_2}{\partial r^2}+\dfrac{1}{r}\dfrac{\partial s_2}{\partial r}\right]+\dfrac{K_1}{M_2\gamma_w}\dfrac{\partial s_1}{\partial z}\Big|_{z=-M_1} \\ \quad=(a_2+n_2\beta)\dfrac{\partial s_2}{\partial t}+q_2^{-1}\dfrac{\partial}{\partial t}\int_0^t s_2(r,t)\exp\left[-\dfrac{t-\tau}{b_2q_2}\right]\mathrm{d}\tau \\ \quad+\dfrac{\alpha\mu}{M_2\gamma_w}\int_0^t\dfrac{\partial s_2(r,\tau)}{\partial\tau}\exp[-\alpha(t-\tau)]\mathrm{d}\tau \\ \qquad 0<r<+\infty,t>0 \qquad (12\text{-}38) \\ s_2(r,t)\Big|_{t=0}=0 \qquad 0<r<+\infty \qquad (12\text{-}39) \\ s_2(r,t)\Big|_{r\to\infty}=0 \qquad t>0 \qquad (12\text{-}40) \\ \lim\limits_{r\to 0} r\dfrac{\partial s_2}{\partial r}=0 \qquad t>0 \qquad (12\text{-}41) \end{cases}$$

弱透水层

(III)
$$\begin{cases} \dfrac{K_1}{\gamma_w}\dfrac{\partial^2 s_2}{\partial z^2}=(a_1+n_1\beta)\dfrac{\partial s_1}{\partial t} \\ \quad+q_1^{-1}\dfrac{\partial}{\partial t}\int_0^t s_1(z,r,\tau)\exp\left[-\dfrac{t-\tau}{b_1q_1}\right]\mathrm{d}\tau \\ \quad 0<r<+\infty,-M_1<z<0,t>0 \qquad (12\text{-}42) \\ s_1(z,r,t)\Big|_{t=0}=0 \quad 0<r<+\infty,-M_1<z<0 \qquad (12\text{-}43) \\ s_1(0,r,t)=s(0,r,t) \quad 0<r<+\infty,t>0 \qquad (12\text{-}44) \\ s_1(-M_1,r,t)=s_2(r,t) \quad 0<r<+\infty,t>0 \qquad (12\text{-}45) \end{cases}$$

上述式中：s、s_1、s_2——分别为抽水含水层、弱透水层及非抽水含水层的水位降深，m；

K_r、K_z——分别为抽水含水层的水平向、竖向渗透系数，cm/s或m/d；

K_1、K_2——分别为弱透水层、非抽水含水层的渗透系数，cm/s或m/d；

M、M_1、M_2——分别为抽水含水层、弱透水层及非抽水含水层的厚度，m；

n、n_1、n_2——分别为抽水含水层、弱透水层及非抽水含水层土骨架孔隙率；

a、a_1、a_2——分别为抽水含水层、弱透水层及非抽水含水层土骨架的竖向弹性压缩系数，1/kPa；

b、b_1、b_2——分别为抽水含水层、弱透水层及非抽水含水层土骨架的竖向蠕变压缩系数，1/kPa；

q、q_1、q_2——分别为抽水含水层、弱透水层及非抽水含水层土骨架的竖向压密粘滞系数，kPa·d；

μ——潜水含水层的给水度；

α——重力水滞后疏干延迟指数；

r——计算点至抽水井轴线的水平距离，m；

t——抽水时间，s 或 d；

其余符号意义同前。

定解问题(I)、(II)、(III)即为反映双层含水层组骨架的粘弹性抽水压密变形特征的粘弹性越流理论的三维井流模型，可以用于含水层组的地下水资源评价，也可以用于抽汲地下水引起的地面沉降计算与预测。该模型具有以下特点：

(1)考虑了弱透水层粘弹性压密导致的贮存水释放对含水层组地下水渗流的影响；

(2)考虑了非抽水含水层地下水水位随时间的变化；

(3)采用 Bulton 方法，考虑了潜水含水层重力水的滞后疏干对含水层组地下水渗流的影响；

(4)考虑了非抽水含水层、弱透水层及抽水含水层土骨架的粘弹性抽水压密特征；

(5)考虑了由于非完整井抽水引起的三维地下水渗流；

(6)当令 $\alpha=0$ 时，定解问题(I)、(II)、(III)即为双层承压含水层组地下水的粘弹性越流模型。

为了简化所研究的问题，粘弹性定解问题(I)、(II)、(III)中包含了下述假设条件：

(1)含水层组土骨架仅发生竖向抽水压密变形。双层含水层组各层土骨架的抽水压密变形符合(12-5)式所描述的粘弹性应力－应变本构律；

(2)抽水过程中，含水层组上覆总应力及含水层组内任意点处的总应力保持恒定常数；

(3)弱透水层地下水仅发生竖向一维渗流，非抽水含水层地下水仅发生

水平向(二维)渗流;

(4)含水层组内各分层的水力渗透性质分别在竖向及水平向均质,各层水平、等厚度、径向无限延伸;

(5)前文述及的有关粘弹性渗流方程(12-31)式赖以成立的条件皆得到满足。

对于上述假设条件(3),Neuman 和 Witherspoon 曾经指出,只要含水层与弱透水层的渗透系数相差两个数量级以上,将含水层地下水渗流简化为水平运动、弱透水层地下水渗流视为竖向一维运动,由此引起的误差小于5%,完全可以满足精度要求。Neuman 和 Witherspoon 是在分析双层承压含水组中,采用完整井抽汲地下水的特定情形下,得出上述结论的。对于采用非完整井抽汲地下水的普遍客观条件,应考虑抽水含水层地下水的三维渗流特征,否则,理论分析与计算结果易产生较大偏差。

三、根据粘弹性理论计算地面沉降

1.粘弹性地面沉降模型的建立

粘弹性井流模型的建立,为抽水引起的地面沉降理论分析与计算提供了理论依据与计算工具。耦合粘弹性变形模型与粘弹性井流模型,即可得到抽汲地下水导致地面沉降的粘弹性计算模型。

根据前述粘弹性越流含水层组的三维井流模型的有关假定,含水层组各层土骨架在抽水压密过程中的应力—应变关系,具有下述特征(压缩应变为负,膨胀应变为正)。

抽水含水层:

$$\varepsilon_z = -\gamma_w\left\{as(z,r,t) + \frac{1}{q}\int_0^t s(z,r,\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{bq}\right]\mathrm{d}\tau\right\} \tag{12-46}$$

非抽水含水层:

$$\varepsilon_{z2}(r,t) = -\gamma_w\left\{a_2 s_2(r,t) + \frac{1}{q_2}\int_0^t s_2(r,\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{b_2 q_2}\right]\mathrm{d}\tau\right\} \tag{12-47}$$

弱透水层:

$$\varepsilon_{z1}(z,r,t) = -\gamma_w\left\{a_1 s_1(z,r,t) + \frac{1}{q_1}\int_0^t s_1(z,r,\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{b_1 q_1}\right]\mathrm{d}\tau\right\} \tag{12-48}$$

式中:ε_z、ε_{z1}、ε_{z2}——分别为抽水含水层、弱透水层及非抽水含水层土骨架

的竖向一维应变增量(压缩应变为负值)；

其余符号意义同前。

(12-46)～(12-48)式与粘弹性定解问题(I)、(II)、(III)耦合，即为抽汲地下水引起双层含水层组土骨架发生压密所导致的地面沉降的粘弹性计算模型。耦合结果，可得到计算双层含水层组土骨架的竖向压缩变形量及地面沉降的计算公式。

(1)双层含水层组土骨架竖向压缩量的计算

假定土骨架的竖向压缩变形量为正值，则可得下述计算公式。

①抽水含水层土骨架的竖向压缩量 $\Delta M(r,t)$

$$\Delta M(r,t) = -\int_0^M \varepsilon_z(z,r,t)\mathrm{d}z$$

即

$$\Delta M(r,t) = \gamma_w a\int_0^M s(z,r,t)\mathrm{d}z + \gamma_w q^{-1}\int_0^M\int_0^t s(z,r,\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{bq}\right]\mathrm{d}\tau\mathrm{d}z \tag{12-49}$$

②非抽水含水层土骨架的竖向压缩量 $\Delta M_2(r,t)$

$$\Delta M_2(r,t) = -M_2\varepsilon_{z2}(r,t)$$

即

$$\Delta M_2(r,t) = \gamma_w a_2 M_2 s_2(r,t) + \gamma_w M_2 q_2^{-1}\int_0^t s_2(r,\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{b_2 q_2}\right]\mathrm{d}\tau \tag{12-50}$$

③弱透水层土骨架的竖向压缩量 $\Delta M_1(r,t)$

$$\Delta M_1(r,t) = -\int_{-M_1}^0 \varepsilon_{z1}(z,r,t)\mathrm{d}z$$

即

$$\Delta M_1(r,t) = \gamma_w a_1\int_{-M_1}^0 s_1(z,r,\tau)\mathrm{d}z + \gamma_w q_1^{-1}\int_{-M_1}^0\int_0^t s_1(z,r,\tau)\exp\left[-\frac{t-\tau}{b_1 q_1}\right]\mathrm{d}\tau\mathrm{d}z \tag{12-51}$$

(2)地面沉降量 $D(r,t)$

抽汲地下水引起的地面沉降总量 $D(r,t)$，实际上即是发生抽水压密变形的含水层组各层土骨架的竖向压缩量的总和。因此，地面某点处的地面沉降总量 $D(r,t)$，可以采用下式计算

$$D(r,t) = \Delta M(r,t) + \Delta M_1(r,t) + \Delta M_2(r,t) \tag{12-52}$$

式中：$D(r,t)$——地面沉降总量，mm；

$\Delta M(r,i)$——抽水含水层土骨架的竖向压缩量，mm；

$\Delta M_1(r,t)$——弱透水层土骨架的竖向压缩量，mm；

$\Delta M_2(r,t)$——非抽水含水层土骨架的竖向压缩量，mm。

2.粘弹性地面沉降计算方法

将粘弹性定解问题(Ⅰ)、(Ⅱ)、(Ⅲ)的解[10]分别代入(12-49)～(12-51)式，即得

$$\Delta M(r,t)=\frac{MQ\gamma_w}{4\pi K_r(l-d)}\int_0^\infty\left\{a+b+\frac{b^2q\gamma^2}{1-bq\gamma^2}\exp\left(-\frac{t}{bq}\right)-\frac{a+b-abq\gamma^2}{1-bq\gamma^2}\exp(-\gamma^2t)\right\}$$
$$\times\left\{G_1(\gamma)J_0\left[\sqrt{W_1(\gamma)}\right]-G_2(\gamma)J_0\left[\sqrt{W_2(\gamma)}\right]+\sum_{m=1}^{\infty}\bar{\eta}_m(\gamma)J_0\left[\sqrt{\delta_m(\gamma)}\right]\right\}\frac{d\gamma}{\gamma} \tag{12-53}$$

$$\Delta M_2(r,t)=\frac{M_2Q\gamma_w}{4\pi K_r(l-d)}\int_0^\infty\left\{a_2+b_2+\frac{b_2^2q_2\gamma^2}{1-b_2q_2\gamma^2}\exp\left(-\frac{t}{b_2q_2}\right)-\frac{a_2+b_2-a_2b_2q_2\gamma^2}{1-b_2q_2\gamma^2}\exp(-\gamma^2t)\right\}$$
$$\times\left\{G_3(\gamma)J_0\left[\sqrt{W_1(\gamma)}\right]-G_4(\gamma)J_0\left[\sqrt{W_2(\gamma)}\right]-\sum_{m=1}^{\infty}\bar{\eta}_m(\gamma)J_0\left[\sqrt{\delta_m(\gamma)}\right]\right\}\frac{d\gamma}{\gamma} \tag{12-54}$$

$$\Delta M_1(r,t)=\frac{Q\gamma_w}{4\pi K_r(l-d)}\int_0^\infty\left\{a_1+b_1+\frac{b_1^2q_1\gamma^2}{1-b_1q_1\gamma^2}\exp\left(-\frac{t}{b_1q_1}\right)-\frac{a_1+b_1-a_1b_1q_1\gamma^2}{1-b_1q_1\gamma^2}\exp(-\gamma^2t)\right\}$$
$$\times\frac{1}{\sqrt{H_1(\gamma)}}\left\{\coth\left[\sqrt{H_1(\gamma)}M_1\right]-\frac{1}{sh\left[\sqrt{H_1(\gamma)}M_1\right]}\right\}$$
$$\times\left\{\left[G_1(\gamma)+G_3(\gamma)\right]J_0\left[\sqrt{W_1(\gamma)}\right]-\left[G_2(\gamma)+G_4(\gamma)\right]J_0\left[\sqrt{W_2(\gamma)}\right]\right.$$
$$\left.+\sum_{m=1}^{\infty}\left[\eta_m(\gamma,0)-\bar{\eta}_m(\gamma)\right]J_0\left[\sqrt{\delta_m(\gamma)}\right]\right\}\frac{d\gamma}{\gamma} \tag{12-55}$$

式中：$$\bar{\eta}_m(\gamma)=\frac{4}{\pi}\frac{1}{m}\left[\sin\left(\frac{m\pi l}{M}\right)-\sin\left(\frac{m\pi d}{M}\right)\right]$$
$$\times\left\{-1+\frac{K_z}{K_r}\left(\frac{m\pi}{M}\right)^2\frac{\left[U_m(\gamma)-A_2(\gamma)\right]}{\left[U_m(\gamma)-\lambda_1(\gamma)\right]\left[U_m(\gamma)-\lambda_2(\gamma)\right]}\right\}$$
$$m=1,2\cdots \tag{12-56}$$

(12-53)～(12-55)式即为粘弹性地面沉降模型的精确解析解表达式，分别用于计算双层含水层组各层土骨架的抽水压密变形量。各层压缩变形量的总和，采用(12-52)式计算，即可得到所求地面某点 r 处，抽水历时为 t 的总沉降量。(12-53)～(12-55)式中，当 $W_i(\gamma)<0$ 时，$J_0\left[\sqrt{W_i(\gamma)}\right](i=1,2)$ 必须用零值代替；当 $\delta_m(\gamma)<0$ 时，$J_0\left[\sqrt{\delta_m(\gamma)}\right](m=1,2,\cdots\cdots)$ 必须用零

值代替。

3.计算实例

上海市黄浦江上游引水工程四号竖井开挖施工中，采用群井大降深排水。为保证四号竖井开挖、干封底的顺利进行，以及避免上部土层地下水被大量疏干，四号竖井采用了圆筒形地下连续墙结构，降水要求主要降低深层承压含水层水位。本节运用前述关于粘弹性越流含水层组的三维井流模型及粘弹性地面沉降计算模型，解释四号竖井施工过程中，深井点降水所导致的地下水渗流场的时空变化及相应引起的地面沉降现象。

(1)场地水文地质条件

工作场区自地面标高向下，存在着一个第四系松散含水层组，依次由以下含水单元组成：

①潜水含水层—微承压含水层

岩性为灰色粘质粉土，含砂量不均，顶板埋深为3.20～6.00m，厚度为8.20～9.40m，单位涌水量为0.02～1.80m^3/h·m，渗透系数为0.5～2.0m/d。黄浦江切割该含水层。

该含水层下伏地层为灰色粘土层和暗绿色粉质粘土层，为相对隔水层，其渗透系数小于0.001m/d。该层厚度为15.00m。

②第一承压含水层

下伏于上述相对隔水层。上段为褐黄色砂质粉土，顶板埋深约为29.00m，厚度为7.00～10.00m；下段为绿黄色粉砂夹细砂，顶板埋深为35.00～40.00m，厚度大于20.00m。该含水层的水平向渗透系数为3.0m/d，垂向渗透系数为2.0～3.0m/d，单位涌水量为4.1m^3/h·m。

该层为四号竖井降水工程的主要目的层。

③第二承压含水层

岩性为青灰色细砂、含砾中粗砂，顶板埋深约为60.00m，厚度约为50.00m，渗透系数为20.00～40.00m/d，单位涌水量为2.0～30.00m^3/h·m。

④第三承压含水层

岩性为含砾中粗砂，顶板埋深为100.00～110.00m，厚度约为35.00m，渗透系数为25.00～40.00m/d。该含水层与下伏含水层之间，有一层杂色粘土层分隔。

四号竖井施工场地位于第一、第二、第三承压含水层的沟通区域，第一、第二、第三承压含水层之间的隔水层缺失。第一、第二、第三承压含水层的

总厚度约为 116.00m。

⑤第四、第五承压含水层(略)

(2)降水工程实施

①设计要求

竖井直径为 19.90m。要求竖井周围均匀降水,将第一承压含水层的地下水水头降低至暗绿色粉质粘土层底板附近。

②设计原则

抽水井环绕竖井周围呈环形均匀布置,环直径为 26.00m,各井抽水量基本一致。采用深井泵抽汲承压含水层地下水。

③设计方案

沿竖井周边,均匀布置 10 口降水井,井群平面布置如图 12-8 所示。如以单井而论,抽水模式与图 12-7 所示的抽水模式相同。各降水井皆为非完整井,过滤器位于抽水含水层上段,长度为 18.00m,其上端位于抽水含水层顶板以下 9.30m 处,下端距离抽水含水层顶板 27.30m(即 $l=27.30$m,$d=9.30$m),单井深度为 60.00m。

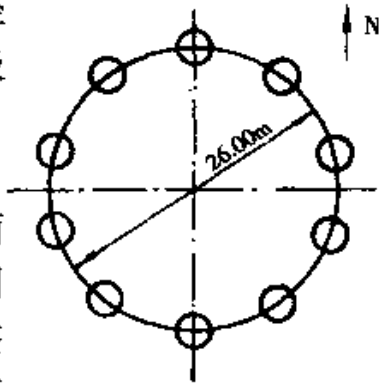


图 12-8 群井平面布置示意图

(3)降水模式分析

根据场地水文地质条件及采取的降水设计方案,降水工程的工作对象实际上相当于双层含水层组;潜水~微承压含水层为非抽水含水层;由于其间隔水层的缺失,第一、第二、第三承压含水层形成一个整体,为本次降水工程的抽水含水层(承压含水层);非抽水含水层与抽水含水层之间的灰色粘土及暗绿色粉质粘土层为弱透水层。抽水含水层底部发育有杂色粘土层,将抽水含水层与其下伏第四、第五承压含水层分隔开来,而且,本次降水的目的是降低第一承压含水层地下水位,故可以认为,第四、第五承压含水层地下水位不受本次群井降水的影响。

群井抽汲第一承压含水层地下水,使得抽水含水层地下水水位大幅度降低,相应使弱透水层、潜水—微承压含水层中的地下水水位亦下降。含水层组内的地下水位巨幅下降,使第一、第二、第三承压含水层及弱透水层、潜水—微承压含水层的土骨架产生压密,从而导致地面沉降。

由前述场地水文地质条件知,现场抽水含水层与相对隔水层的渗透系数相差两个数量级以上,因此,对于弱透水层及上伏潜水~微承压含水层,

采用前述建立粘弹性井流模型时所作的假设，即：将潜水—微承压含水层的地下水渗流视为平面二维流动，弱透水层地下水的渗流简化为竖向一维流动，完全可以满足精度要求。另外，本场地弱透水层，是上海地区工程地质领域公认的地基持力层(硬层)，具低渗透性、低压缩性等特征，(12-10)式在本场地是成立的。本场地不具备接受沉积的条件，且计算所涉及的时间范围短，故对于本场地而言，(12-20)式成立，可以忽略(12-20)式引起的误差。总之，本场地的条件及工程问题，符合应用粘弹性越流含水层组的三维井流模型及粘弹性地面沉降模型，进行地下水位预测和地面沉降预测计算所应遵守的条件及有关假设。

(4)模拟计算

①计算模型的选择

根据场地水文地质条件及降水模式分析可知，本场地抽汲地下水引起的渗流问题，属于具有越流的双层含水层组的地下水井流问题；相应引起的地面沉降，是由于双层含水层组内地下水位下降，导致各分层土骨架发生压密的结果。因此，采用前述关于粘弹性越流含水层组的三维井流模型及粘弹性地面沉降计算模型，计算、预测四号竖井场地降水所导致的地下水渗流场的时空变化与分布及相应引起的地面沉降，是较为合适的，即采用(I)、(II)、(III)方程组的解[10]计算、预测双层含水层组内的地下水位降深的时空变化与分布，采用(12-53)～(12-55)式计算、预测双层含水层组土骨架的抽水压密变形及地面沉降，较为合适。

为简化计算，假定抽水含水层仅发生弹性抽水压密变形，亦即假定

$$b = 0 \qquad q \to \infty \tag{12-57}$$

将(12-57)式代入(12-46)、(12-49)及(12-53)式，即得

$$\varepsilon_z = -\gamma_\omega a s(z,r,t) \tag{12-58}$$

$$\Delta M(r,t) = \gamma_\omega a \int_0^M s(z,r,t)\mathrm{d}z \tag{12-59}$$

$$\Delta M(r,t) = \frac{MaQ\gamma_w}{4\pi K_r(l-d)} \int_0^\infty [1-\exp(-y^2 t)]\{G_1(y)J_0[\sqrt{W_1(y)}] - G_2(y)J_0[\sqrt{W_2(y)}] + \sum_{m=1}^{\infty} \bar{\eta}_m(y)J_0[\sqrt{\delta_m(y)}]\}y^{-1}\mathrm{d}y \tag{12-60}$$

②模拟参数的选取

模拟计算所必需的有关参数 n_1、n_2、M、M_1、M_2，直接利用本场地先于

降水工程进行的工程地质勘察成果；K_r、K_z、K_1、K_2、n、a、a_1、a_2、b_1、b_2、q_1、q_2 等参数，根据降水工程的前期抽水压密记录，利用(I)、(II)、(III)方程组的解、(12-52)、(12-54)～(12-56)式以及(12-60)式进行优化计算，最终调试出令地面沉降的计算值与实测值最佳逼近的优选参数组。

③模拟计算

基于上述方法，通过优化计算所得到的最佳参数组，列于表 12-1 中，它们被用于模拟抽水引起的含水层组抽水压密的全过程。

优选参数表　　表 12-1

抽水含水层	$K_r = 2.38$	m/d	$K_z/K_r = 0.8$	
	$M = 116.00$	m	$a = 9.291 \times 10^{-7}$	1/kPa
	$n = 0.872$			
潜水～微承压含水层	$K_2 = 0.65$	m/d	$M_2 = 9.00$	m
	$n_2 = 0.515$		$a_2 = 4.289 \times 10^{-6}$	1/kPa
	$b_2 = 2.035 \times 10^{-6}$	1/kPa	$q_2 = 7.800 \times 10^{6}$	kPa·day
	$\alpha = 0.01$		$\mu = 0.058$	
弱透水层	$K_1 = 2.56 \times 10^{-4}$	m/d	$a_1 = 1.394 \times 10^{-6}$	1/kPa
	$M_1 = 15.00$	m	$b_1 = 3.125 \times 10^{-6}$	1/kPa
	$n_1 = 0.496$		$q_1 = 8.540 \times 10^{6}$	kPa·day

对于环形等距离分布的降水井群，由于受单井流量资料的限制，采用了“大井法”进行计算，该方法的中心思想是，假定有一口井位于环形井群中心，井结构不变，等效地代替井群，即假想井的井结构与实际降水井的井结构相同，其抽水量等于降水井实际抽水量的总和。

模拟计算结果如图 12-9～图 12-12 所示。

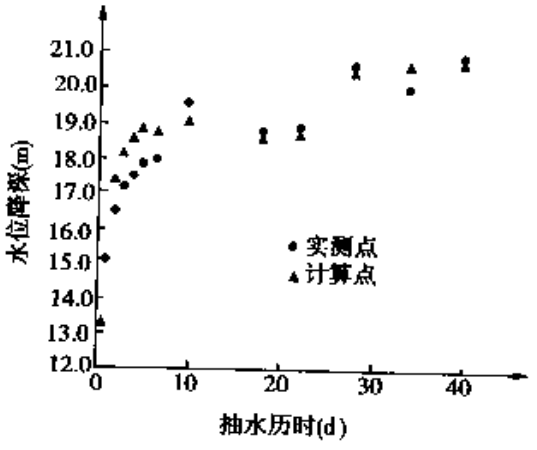


图 12-9　7 号观测井降深—时间关系曲线

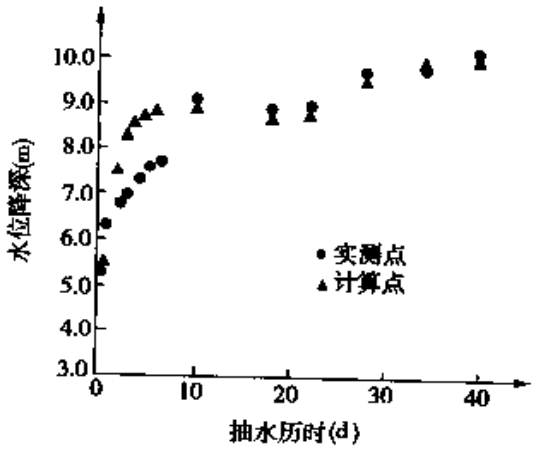


图 12-10　11 号观测井降深—时间关系曲线

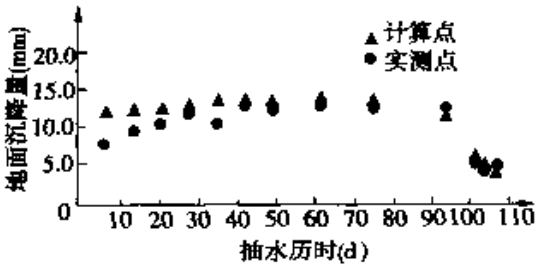


图 12-11 13号观测点处地面沉降历时曲线

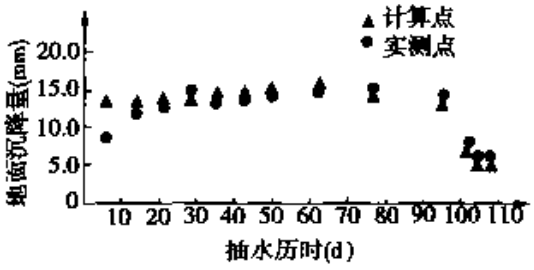


图 12-12 18号观测点处地面沉降历时曲线

第三节 根据弹性理论计算地面沉降

采用一维固结理论以总应力法将各水头作用所产生的每层土的变形量迭加起来即为地面沉降量。计算参数的确定，前期参考试验数据并用试算法加以校正，后期应用实测资料加以反算求得。

一、粘性土层的计算

1.对沉降区地层结构进行分析，按水文地质、工程地质条件分组，确定沉降层与稳定层。

2.选择合适的渗流公式计算不同时间的地下水位并绘制时间地下水位变化曲线。

3.计算每一地下水位差值下地面的最终沉降量

$$S_\infty = \sum\left(\frac{\alpha_{vi}\Delta p_i \Delta H_i}{1+e_{oi}}\right) \tag{12-61}$$

式中：S_∞——最终固结沉降量，mm；

α_{vi}——i 层土的压缩系数，1/kPa，前期参考 i 层土 100～200kPa 的压缩系数，后期应用实测资料加以反算得到（当水位回升时取回弹系数 α_{si}）；

e_{oi}——i 层土的初始孔隙比；

Δp_i——i 层土因降水产生的附加应力（应力增量），kPa；

ΔH_i——i 层土的厚度，mm。

4.计算某时间每一水位差（应力增量）作用下的沉降量 S_t

$$S_t = u_t S_\infty$$

式中：S_t——某时间固结沉降量，mm；

u_t——固结度，它是时间 t 的函数，即 $u_t = f(T_u)$，对于不同情况的应力 u_t 有不同的近似解答。

例如，对于矩形应力分布情况 0(无限均布荷载)

$$u_t = 1 - \frac{8}{\pi^2}\left(e^{-\frac{\pi^2}{4}T_u} + \frac{1}{9}e^{\frac{9\pi^2}{4}T_u} + \cdots\cdots\right) \tag{12-62}$$

由于上式括号内的级数收敛很快，实用上采取其中的第一项就已经足够，因此上式可改写为：

$$u_t = 1 - \frac{8}{\pi^2}e^{-\frac{\pi^2}{4}T_u} \tag{12-63}$$

上述式中：$T_u = \frac{C_v}{H^2}t$——时间因素；

$C_v = \frac{K(1+e)}{\alpha_v \gamma_w}$——固结系数；

其中：K——土的渗透系数，cm/s 或 m/d；

γ_w——水的重度，$\gamma_w = \rho_w g$，kN/m³；

t——时间，s。

5.将每一水位差作用下的沉降量(或回弹量)按时间迭加，即得该时间段内总沉降量，并绘出沉降量—时间关系曲线。

二、砂层的计算

含水层一般具有良好的透水性，变形可在短时间完成，不需考虑滞后效应。因而可应用一维固结公式计算沉降量。

$$\Delta S = \frac{\gamma_w \Delta h}{E_s}H \tag{12-64}$$

式中：ΔS——砂层的变形量，mm；

Δh——地下水位变化值，m；

H——砂层的原始厚度，m；

E_s——体积压缩模量 $E_s = \frac{1+e_0}{\alpha_v}$，kPa；当水位回升时应取回弹模量 $E'_s = \frac{1+e_0}{\alpha_s}$，kPa。

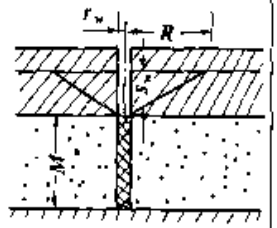
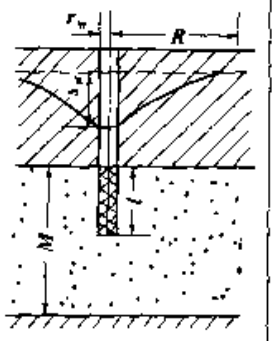
附 录

附录1 井流公式

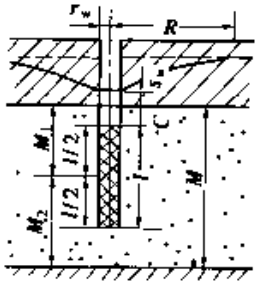
一、稳定井流公式

(一)单井稳定渗流公式(见表1)

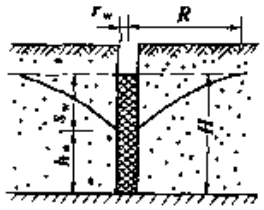
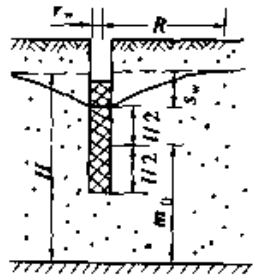
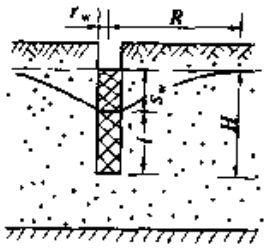
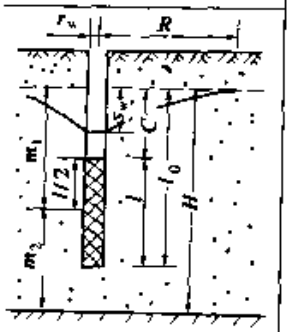
单井稳定渗流公式　　表1

图　形	地下水类型	降水井形式	计算公式	适用条件	说　明
	承压水	完整井	$Q=\dfrac{2\pi KMs_w}{\ln\dfrac{R}{r_w}}$　(1-1)	1. 圆形补给边界 2. 远离地表水体	Q——单井出水量，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；
	承压水	非完整井	$Q=\dfrac{2\pi KMs_w}{\left[\dfrac{1}{2\alpha}\left(2\ln\dfrac{4M}{r_w}-2.3A\right)-\ln\dfrac{4M}{R}\right]}$　(1-2)	1. 圆形补给边界 2. 过滤器与含水层顶板相接 3. $l>0.3M$ 4. 远离地表水体	

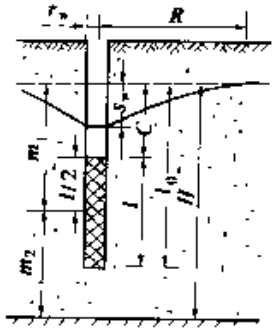
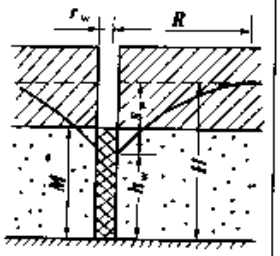
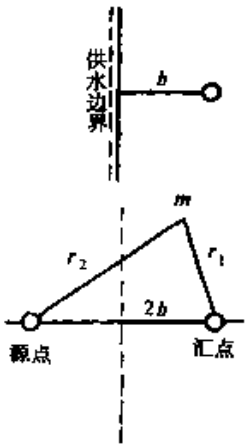
续上表

图 形	地下水类型	降水井形式	计 算 公 式	适用条件	说 明
	承压水	非完整井	$Q=\dfrac{2\pi KLs_w}{\ln\dfrac{1.6l}{r_w}}$ (1-3)	1. 圆形补给边界 2. 过滤器与含水层顶板相接 3. $l<0.3M$ 4. 远离地表水体	$\alpha=\dfrac{l}{M}$ A——系数，根据 α 值按附图 1 确定 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距离，m； $\alpha_1=\dfrac{0.5l}{M_1}$ $\alpha_2=\dfrac{0.5l}{M_2}$ $M_1=C+\dfrac{l}{2}$ $M_2=M-\left(C+\dfrac{l}{2}\right)$ A_1、A_2——参数，根据 α_1 和 α_2 值由附图 1 查得
			$Q=2\pi Ks_w(E+D)$ (1-4) $E=\dfrac{M_1}{\left[\dfrac{1}{2\alpha_1}\left(2\ln\dfrac{4M_1}{r_w}-2.3A_1\right)-\ln\dfrac{4M_1}{R}\right]}$ $D=\dfrac{M_2}{\left[\dfrac{1}{2\alpha_2}\left(2\ln\dfrac{4M_2}{r_w}-2.3A_2\right)-\ln\dfrac{4M_2}{R}\right]}$	1. 圆形补给边界 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	

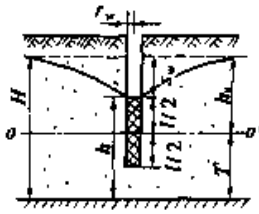
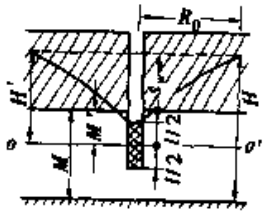
续上表

图　形	地下水类型	降水井形式	计　算　公　式	适用条件	说　明
	潜水	完整井	$Q=\dfrac{\pi K(2H-s_w)s_w}{\ln\dfrac{R}{r_w}}$　(1-5)	1.圆形补给边界 2. $s_w \leqslant (0.5\sim0.8)H$ 3.远离地表水体	
		非完整井	$Q=\pi K s_w\left[\dfrac{l+s_w}{\ln\dfrac{R}{r_w}}+\dfrac{2m_0}{\dfrac{m_0}{2l}\left(2\ln\dfrac{4m_0}{r_w}-2.3A\right)-\ln\dfrac{4m_0}{R}}\right]$　(1-6)	1.圆形补给边界 2.过滤器未被淹没 3. $l>0.3H$ 4.远离地表水体	A——系数，根据 $\alpha=\dfrac{l}{m_0}$ 值由附图1查得
			$Q=\pi K s_w\left(\dfrac{l+s_w}{\ln\dfrac{R}{r_w}}+\dfrac{l}{\ln\dfrac{0.66l}{r_w}}\right)$　(1-7)	1.圆形补给边界 2.过滤器未被淹没 3. $l<0.3H$ 4.远离地表水体	
			$Q=\dfrac{Kls_w}{0.183\left(B-2\lg\dfrac{r_w}{C}\right)}$　(1-8)	1.圆形补给边界 2.过滤器被淹没 3. $l_0<0.5H$ 4.远离地表水体	l_0——静水位以下井的深度，m； $B=f\left(\dfrac{C+l}{C}\right)$ 由附图2查得； C——静水位至过滤器顶部距离，m

续上表

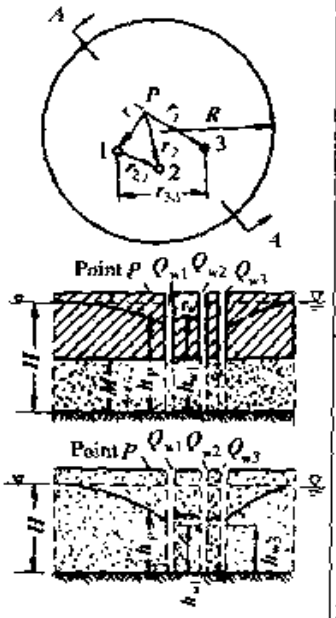
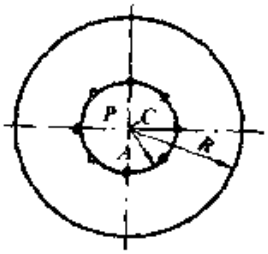
图 形	地下水类型	降水井形式	计 算 公 式	适用条件	说 明
	潜水	非完整井	$Q=\dfrac{2\pi K s_w}{\left(\dfrac{1}{E+D}\right)}$ (1-9) $E=\dfrac{m_1}{\left[\dfrac{1}{2\alpha_1}\left(2\ln\dfrac{4m_1}{r_w}-2.3A_1\right)-\ln\dfrac{4m_1}{R}\right]}$ $D=\dfrac{m_2}{\left[\dfrac{1}{2\alpha_2}\left(2\ln\dfrac{4m_2}{r_w}-2.3A_2\right)-\ln\dfrac{4m_2}{R}\right]}$	1. 圆形补给边界 2. 过滤器被淹没 3. $l_0>0.5H$ 4. 远离地表水体	$\alpha_1=\dfrac{0.5l}{m_1}$ $\alpha_2=\dfrac{0.5l}{m_2}$ $m_1=C+\dfrac{l}{2}$ $m_2=H-\left(C+\dfrac{1}{2}\right)$ A_1、A_2——系数，根据 α_1 和 α_2 值由附图 1 查得
	承压水—潜水	完整井	$Q=\dfrac{\pi K[(2MH-M^2)-h_w^2]}{\ln\dfrac{R}{r_w}}$ (1-10)	1. 圆形补给边界 2. 远离地表水体	
	承压水	完整井	$Q=\dfrac{2\pi KMs_w}{\ln\dfrac{2b}{r_w}}$ (1-11)	1. 直线补给边界 2. $b<\dfrac{R}{2}$	b——井中心至直线补给边界距离，m； T——过滤器进水部分长度 l/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； ζ——非完整井阻力系数 $f\left(\dfrac{l}{M}\right)$ 与 $f\left(\dfrac{l}{2T}\right)$ 由附图 1a 中查得
		非完整井	$Q=\dfrac{2\pi KMs_w}{\ln\dfrac{2b}{r_w}+\zeta}$ (1-12) $\zeta=\dfrac{M}{2l}\left[2\ln\dfrac{4M}{r_w}-f\left(\dfrac{l}{M}\right)\right]-1.38$		
	潜水	完整井	$Q=\dfrac{\pi K(2H-s_w)s_w}{\ln\dfrac{2b}{r_w}}$ (1-13)		

续上表

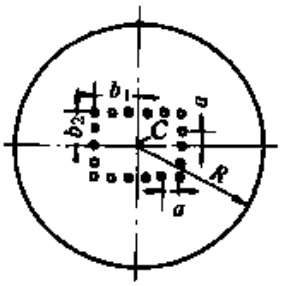
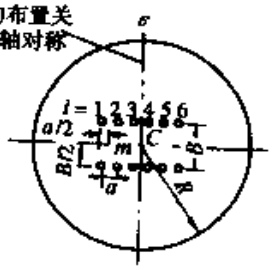
图　形	地下水类型	降水井形式	计　算　公　式	适用条件	说　明
	潜水	非完整井	$Q=\dfrac{\pi K(2h_0-s_w)s_w}{\ln\dfrac{2b}{r_w}}+\dfrac{2\pi KTs_w}{\ln\dfrac{2b}{T}+\xi}$ (1-14) $\xi=\dfrac{T}{l}\left[2\ln\dfrac{4T}{r_w}-f\left(\dfrac{l}{2T}\right)\right]-1.38$	同上	(接七) M'——过滤器进水部分长度1/2处至承压含水层顶板的距离，m； H'——过滤器进水部分长度1/2处至承压静水位的距离，m
	承压水－潜水	完整井	$Q=\dfrac{\pi K(2H-M)M-h_w^2}{\ln\dfrac{2b}{r_w}}$ (1-15)		
		非完整井	$Q=\dfrac{\pi K\left[(2H'-M')M'-\left(\dfrac{l}{2}\right)^2\right]}{\ln\dfrac{2b}{r_w}}+\dfrac{2\pi KTs_w}{\ln\dfrac{2b}{T}+\xi}$ (1-16) $\xi=\dfrac{T}{l}\left[2\ln\dfrac{4T}{r_w}-f\left(\dfrac{l}{2T}\right)\right]-1.38$		

(二)干扰井群稳定渗流公式(见表 2)

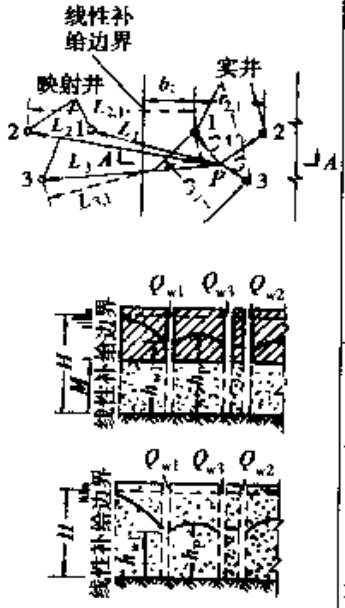
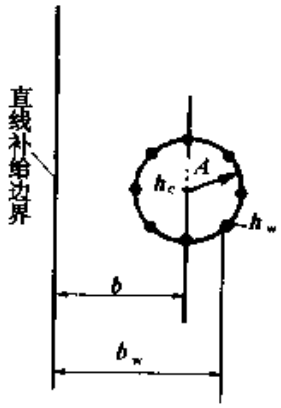
干扰井群稳定渗流公式 表 2

图形	地下水类型	降水井形式	计算公式	适用条件	说明
	承压水	完整井	$H-h_p=\dfrac{F_p}{2\pi KM}$ $F_p=\sum_{i=1}^{n}Q_{wi}\ln\dfrac{R_i}{r_{ij}}$ (1-17)	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_w——井群中任意井的降深因子； F_c——井群中心点的降深因子； F_m——双排井群中的 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的厚度，m； h_w——井群中任意井中水深，m； h_c——井群中心点承压含水层的水头或潜水含水层的厚度，m； h_m——双排井群中的 m 点承压含水层的水头或潜水含水层的厚度，m； n——井数； R_i——i 井的影响半径，m
			$H-h_w=\dfrac{F_w}{2\pi KM}$ $F_w=Q_{wj}\ln\dfrac{R_j}{r_{wj}}+\sum_{i=1}^{n-1}Q_{wi}\ln\dfrac{R_i}{r_{ij}}$ (1-18)		
	潜水	完整井	$H^2-h_p^2=\dfrac{F_p}{\pi K}$ $F_p=\sum_{i=1}^{n}Q_{wi}\ln\dfrac{R_i}{r_i}$ (1-19)		
			$H^2-h_w^2=\dfrac{F_w}{\pi K}$ $F_w=Q_{wj}\ln\dfrac{R_j}{r_{wj}}+\sum_{i=1}^{n-1}Q_{wi}\ln\dfrac{R_i}{r_{ij}}$ (1-20)		
	承压水	完整井	$H-h_w=\dfrac{F_w}{2\pi KM}$ $F_w=Q_w\ln\dfrac{R^n}{nr_wA^{(n-1)}}$ (1-21)	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	
			$H-h_c=\dfrac{F_c}{2\pi KM}$ $F_c=nQ_w\ln\dfrac{R}{A}$ (1-22)		
	潜水	完整井	$H^2-h_w^2=\dfrac{F_w}{\pi K}$ $F_w=Q_w\ln\dfrac{R^n}{nr_wA^{(n-1)}}$ (1-23)		
			$H^2-h_c^2=\dfrac{F_c}{\pi K}$ $F_c=nQ_w\ln\dfrac{R}{A}$ (1-24)		

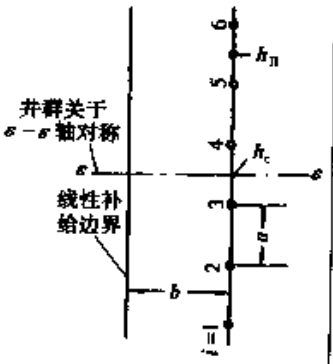
续上表

图　形	地下水类型	降水井形式	计　算　公　式	适用条件	说　明
	承压水	完整井	$H-h_w=\dfrac{F_w}{2\pi KM}$ $F_w=Q_w\ln\dfrac{R}{r_{wj}}+\sum_{i=1}^{i=n-1}Q_w\ln\dfrac{R}{r_{ij}}$ (1-25)	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	R_j——j 井的影响半径，m； r_i——i 井至 p 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
			$H-h_c=\dfrac{F_c}{2\pi KM}$ $F_c=\sum_{i=1}^{i=n}Q_w\ln\dfrac{R}{r_i}$ (1-26)		
	潜水	完整井	$H^2-h_w^2=\dfrac{F_w}{\pi K}$ $F_w=Q_w\ln\dfrac{R}{r_{wj}}+\sum_{i=1}^{i=n-1}Q_w\ln\dfrac{R}{r_{ij}}$ (1-27)		
			$H^2-h_w^2=\dfrac{F_c}{\pi K}$ $F_c=\sum_{i=1}^{i=n}Q_w\ln\dfrac{R}{r_i}$ (1-28)		
井的布置关于 σ 轴对称 	承压水	完整井	$H-h_c=\dfrac{F_c}{2\pi KM}$ $F_c=4Q_w\sum_{i=1}^{i=n/4}\ln\dfrac{R}{\frac{1}{2}\sqrt{a^2(2i-1)^2+B}}$ (1-29)	1. 井群沿两条平行线分布，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	
			$H-h_m=\dfrac{F_m}{2\pi KM}$ $F_m=2Q_w\sum_{i=1}^{i=n/2}\ln\dfrac{R}{\frac{1}{2}\sqrt{a^2(2i-3)^2+B^2}}$ (1-30)		
	潜水	完整井	$H^2-h_c^2=\dfrac{F_c}{\pi K}$ $F_c=4Q_w\sum_{i=1}^{i=n/4}\ln\dfrac{R}{\frac{1}{2}\sqrt{a^2(2i-1)^2+B}}$ (1-31)		
			$H^2-h_m^2=\dfrac{F_m}{\pi K}$ $F_m=2Q_w\sum_{i=1}^{i=n/2}\ln\dfrac{R}{\frac{1}{2}\sqrt{a^2(2i-3)^2+B^2}}$ (1-32)		

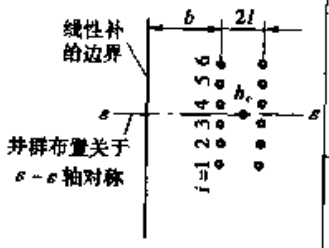
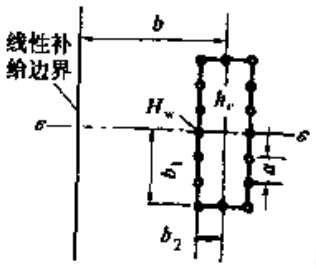
续上表

图 形	地下水类型	降水井形式	计 算 公 式	适用条件	说 明
	承压水	完整井	$H-h_p=\dfrac{F'_p}{2\pi KM}$ $F'_p=\sum_{i=1}^{i=n}Q_{wi}\ln\dfrac{L_i}{r_i}$ (1-33)	1. 井群任意分布，各井出水量不等 2. 直线补给边界	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； L_i——映象 i 井至 p 点的距离，m； F'_B——单排井群最边缘两井中的降深因子； n——实井数； L_{ij}——映象 i 井至 j 井的距离； r_{ij}——每口实井至 j 井的距离； b_j——j 井至直线边界的距离
			$H-h_w=\dfrac{F'_w}{2\pi KM}$ $F'_w=Q_{wj}\ln\dfrac{2b_j}{r_{wj}}+\sum_{i=2}^{i=n}Q_{wi}\ln\dfrac{L_{ij}}{r_{ij}}$ (1-34)		
	潜水	完整井	$H^2-h_p^2=\dfrac{F'_p}{\pi K}$ $F'_p=\sum_{i=1}^{i=n}Q_{wi}\ln\dfrac{L_i}{r_i}$ (1-35)		
			$H^2-h_w^2=\dfrac{F'_w}{\pi K}$ $F'_w=Q_{wj}\ln\dfrac{2b_j}{r_{wj}}+\sum_{i=2}^{i=n}Q_{wi}\ln\dfrac{L_{ij}}{r_{ij}}$ (1-36)		
	承压水	完整井	$H-h_c=\dfrac{F'_c}{2\pi KM}$ $F'_c=\dfrac{Q_w}{2}\sum_{i=1}^{i=n}\ln\left[1+4\left(\dfrac{b}{A}\right)^2-4\left(\dfrac{b}{A}\right)\cos(i-1)\dfrac{2\pi}{n}\right]$ 当 $\dfrac{b}{A}\geqslant 2$ $F'_c=Q_w n\ln\dfrac{2b}{A}$ (1-37)	1. 井群沿圆形分布，各井的直径、井距、出水量相等 2. 直线补给边界	
			$H-h_w=\dfrac{F'_w}{2\pi KM}$ $F'_w=Q_w\left(n\ln\dfrac{2b_w}{A}+\ln\dfrac{A}{nr_w}\right)$ (1-38)		
	潜水	完整井	$H^2-h_c^2=\dfrac{F'_c}{\pi K}$ $F'_c=\dfrac{Q_w}{2}\sum_{i=1}^{i=n}\ln\left[1+4\left(\dfrac{b}{A}\right)^2-4\left(\dfrac{b}{A}\right)\cos(i-1)\dfrac{2\pi}{n}\right]$ 当 $\dfrac{b}{A}\geqslant 2$ $F'_c=Q_w n\ln\dfrac{2b}{A}$ (1-39)		
			$H^2-h_w^2=\dfrac{F'_w}{\pi K}$ $F'_w=Q_w\left(n\ln\dfrac{2b_w}{A}+\ln\dfrac{A}{nr_w}\right)$ (1-40)		

续上表

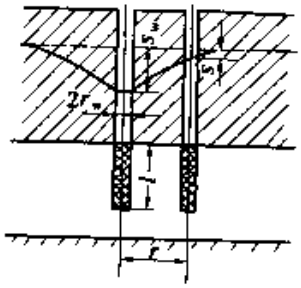
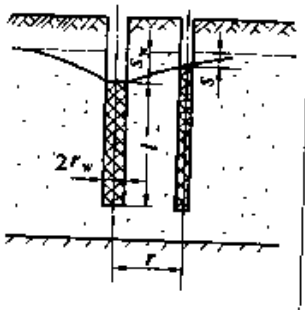
图　形	地下水类型	降水井形式	计　算　公　式	适用条件	说　明
	承压水	完整井	$H-h_c=\dfrac{F'_c}{2\pi KM}$ $F'_c=2Q_w\sum_{i=1}^{i=n/2}\ln\sqrt{1+\left[\dfrac{2b}{\frac{a}{2}(n+1-2i)}\right]^2}$ (1-41)	1. 井群沿一条线分布，各井的直径、井距、出水量相等 2. 直线补给边界	
			$H-h_B=\dfrac{F'_B}{2\pi KM}$ $F'_B=Q_w\sum_{i=1}^{i=n}\ln\sqrt{1+\left[\dfrac{2b}{\frac{a}{2}(2i-3)}\right]^2}$ (1-42)		
	潜水	完整井	$H^2-h_c^2=\dfrac{F'_c}{\pi K}$ $F'_c=2Q_w\sum_{i=1}^{i=n/2}\ln\sqrt{1+\left[\dfrac{2b}{\frac{a}{2}(n+1-2i)}\right]^2}$ (1-43)		
			$H^2-h_B^2=\dfrac{F'_B}{\pi K}$ $F'_B=Q_w\sum_{i=1}^{i=n}\ln\sqrt{1+\left[\dfrac{2b}{\frac{a}{2}(2i-3)}\right]^2}$ (1-44)		

续上表

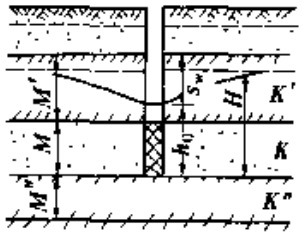
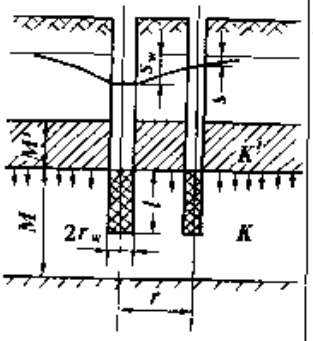
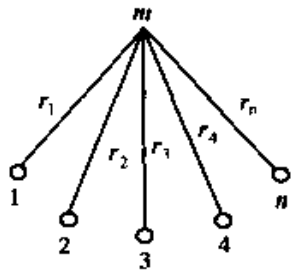
图　形	地下水类型	降水井形式	计　算　公　式	适用条件	说　明
	承压水	完整井	$H-h_c=\frac{F_c'}{2\pi KM}$ $F_c'=2Q_w\sum_{i=1}^{i=n/4}\left\{\ln\sqrt{1+\left[\frac{2b+l}{\frac{a}{4}(n+2-4i)}\right]^2}+\ln\sqrt{1+\left[\frac{2b+3l}{\frac{a}{4}(n+2-4i)}\right]^2}\right\}$ (1-45)	1. 井群沿两条平行线分布，各井的直径、井距、出水量相等 2. 直线补给边界	
	潜水	完整井	$H^2-h_c^2=\frac{F_c'}{\pi K}$ $F_c'=2Q_w\sum_{i=1}^{i=n/4}\left\{\ln\sqrt{1+\left[\frac{2b+l}{\frac{a}{4}(n+2-4i)}\right]^2}+\ln\sqrt{1+\left[\frac{2b+3l}{\frac{a}{4}(n+2-4i)}\right]^2}\right\}$ (1-46)		
	承压水或潜水	完整井	近似方法： 采用(1-37)～(1-40)式计算，其中 A 以 A_c 代替，即 $A_c=\frac{4}{\pi}\sqrt{b_1b_2}$ 精确方法： 采用(1-33)～(1-36)式计算	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	

二、非稳定井流公式(见表3)

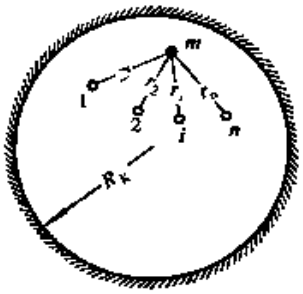
非稳定井流公式　　表3

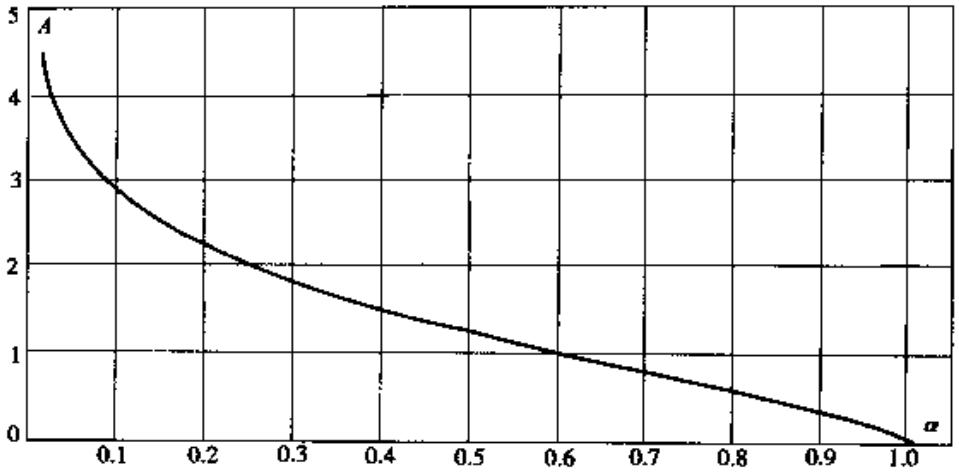
图形	地下水类型	降水井形式	计算公式	适用条件	说明
	承压水	完整井	当$\frac{r^2}{4at}\geqslant 0.1$　$Q=\frac{4\pi KMs}{W(u)}$　(1-47) $W(u)=\int_u^{\infty}\frac{\exp(-y)}{y}dy$ 当$\frac{r^2}{4at}\leqslant 0.1, r=r_w$　$Q=\frac{4\pi KMs_w}{\ln\frac{2.25at}{r_w^2}}$　(1-48)	1. 单井位于无界无越流承压含水层中 2. 井的出水量不随时间变化	Q——单井出水量，m³/d； M——承压含水层厚度，m； 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——任意点至水井距离，m； r_w——井的半径，m； l——过滤器进水部分长度，m； t——抽水延续时间，d； h——任意点含水层中动水位，m； $W(u)$——井函数，查附录2； $W\left(u,\frac{n\pi l}{M}\right)$——井函数，查附录3； $u=\frac{r^2}{4at}$ $a=\frac{T}{S}$——压力传导系数，m²/d； 其中： $T=KM$——导水系数，m²/d； S——贮水系数
		非完整井	当$\frac{r^2}{4at}\geqslant 0.1$ $Q=\frac{4\pi KMs}{W(u)+2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^2}W\left(u,\frac{n\pi r}{M}\right)\sin^2\frac{n\pi l}{M}}$　(1-49) 当$\frac{r^2}{4at}\leqslant 0.1, r=r_w$ $Q=\frac{4\pi KMs_w}{\ln\frac{2.25at}{r_w^2}+2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^2}W\left(u,\frac{n\pi r_w}{M}\right)\sin^2\frac{n\pi l}{M}}$　(1-50)		
	潜水	完整井	当$\frac{r^2}{4at}\geqslant 0.1$　$Q=\frac{2\pi K(2H-s)s}{W(u)}$　(1-51) $W(u)=\int_u^{\infty}\frac{\exp(-y)}{y}dy$ 当$\frac{r^2}{4at}\leqslant 0.1, r=r_w$ $Q=\frac{2\pi K(2H-s_w)s_w}{\ln\frac{2.25at}{r_w^2}}$　(1-52)	1. 单井位于无界无越流潜水含水层中 2. 井的出水量不随时间变化	
		非完整井	当$\frac{r^2}{4at}\geqslant 0.1$ $Q=\frac{2\pi K(2H-s)s}{W(u)+2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^2}W\left(u,\frac{n\pi r}{M}\right)\sin^2\frac{n\pi l}{M}}$　(1-53) 当$\frac{r^2}{4at}\leqslant 0.1, r=r_w$ $Q=\frac{2\pi K(2H-s_w)s_w}{\ln\frac{2.25at}{r_w^2}+2\left(\frac{M}{\pi l}\right)^2\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^2}W\left(u,\frac{n\pi r}{M}\right)\sin^2\frac{n\pi l}{M}}$　(1-54)		

续上表

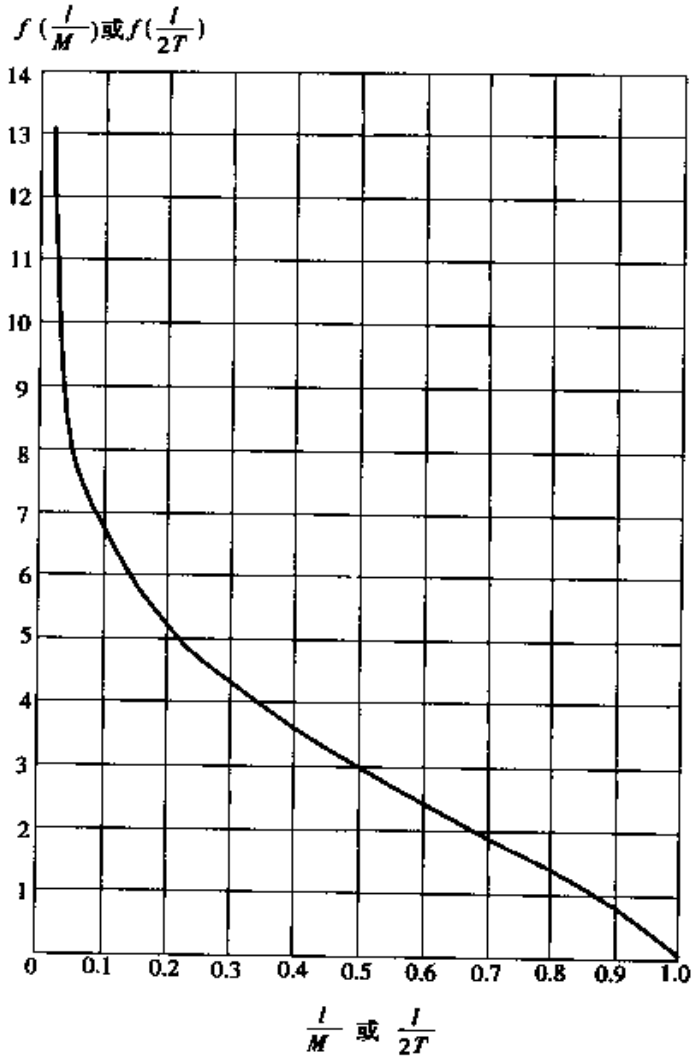
图 形	地下水类型	降水井形式	计 算 公 式	适用条件	说 明
	承压水	完整井	当$\frac{r^2}{4at}\geqslant 0.1$　$Q=\frac{4\pi KMs}{W\left(u,\frac{r}{B}\right)}$　(1-55) $W\left(u,\frac{r}{B}\right)=\int_u^\infty \frac{1}{y}\exp\left(-y-\frac{r^2}{4B^2y}\right)dy$ 当$\frac{r^2}{4at}\leqslant 0.1$，$\frac{r}{B}\leqslant 0.2$ $Q=\frac{4\pi KMs}{2\ln\frac{1.12B}{r_w}+E_i\left(-\frac{at}{B^2}\right)}$　(1-56)	1. 单井位于无界有越流的承压含水层中 2. 上部弱透水层，在开采过程中水位保持不变 3. 井的出水量不随时间变化 4. $K\gg K'$	$W\left(u,\frac{r}{B}\right)$——越流井函数查附录3； $-E_i\left(-\frac{at}{B^2}\right)$——井函数，查附录2； B——越流因数，m； K'——弱透水层渗透系数，m/d； M'——弱透水层厚度，m； K——承压含水层渗透系数，m/d； M——承压含水层厚度，m； 其余符号意义同前
	承压水	非完整井	$Q=\frac{4\pi KMs}{W(u,r/B)+\xi}$　(1-57) 其中　$\xi=2\left(\frac{M}{rl}\right)^2\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^2}$ $W\left[u\sqrt{(r/B)^2+\left(\frac{n\pi r}{M}\right)^2}\right]\sin^2\frac{n\pi l}{M}$ 当$r=r_w$ $Q=\frac{4\pi KMs_w}{W\left(u,\frac{r_w}{B}\right)+\xi_w}$　(1-58) 其中　$\xi_w=2\left(\frac{M}{nl}\right)^2\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^2}$ $W\left(u,\sqrt{\left(\frac{r_w}{B}\right)^2+\left(\frac{n\pi r_w}{M}\right)^2}\sin^2\frac{n\pi l}{M}\right)$		
	承压水	完整井	$Q_0=\frac{4\pi KMs}{\sum_{i=1}^{n}\left[W\left(\frac{r_i^2}{4at}\right)\right]}$　(1-59)	1. 井群任意分布在无界含水层中，各井的直径、出水量相等 2. 单井出水量不随时间变化	Q_0——井群总出水量，m^3/d； r_i——各井至任意 m 点的距离，m； 其余符号意义同前
			当$\frac{r^2}{4at}\leqslant 0.1$ $Q_0=\frac{4\pi KMs}{\ln\frac{2.25at}{\sqrt[n]{r_1^2r_2^2\cdots r_n^2}}}$　(1-60)		

续上表

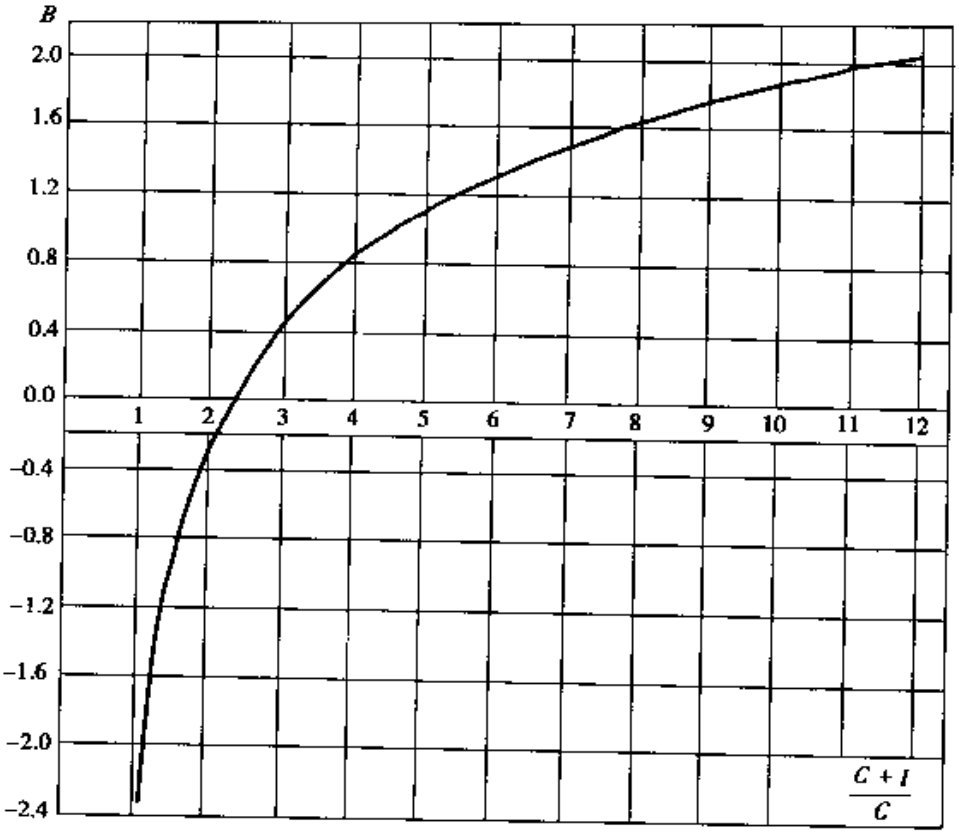
图　形	地下水类型	降水井形式	计　算　公　式	适用条件	说　明
	承压水	完整井	$Q_0=\dfrac{2\pi KMs}{\sum_{i=1}^{n}\dfrac{Q_i}{Q_0}\left(\dfrac{at}{0.5R_K^2}+\sum_{i=1}^{n}\ln\dfrac{R_K}{r_i^*}\right)}$ (1-61) $r_i^*=r_K r_i$ (1-62) $r_K=\sqrt{1-\overline{r_m}^2(1-\overline{\rho}^2)-\overline{\rho}^2+\overline{\rho}^2\cos\varphi\left[\frac{3}{4}-\frac{1}{2}(\overline{r_m}+\overline{\rho}^2)\right]}$ (1-63) $\overline{r_m}=\dfrac{r_m}{R_K}$ (1-64) $\overline{\rho}=\dfrac{\rho}{R_K}$ (1-65) $\overline{r}=\dfrac{r_i}{R_K}$ (1-66)	任意排列 n 个出水量不等的井，位于封闭含水层中，各井出水量不随时间变化，$t\leqslant 0.1-0.2\dfrac{R_K^2}{a}$	Q_0——井群总出水量，m^3/d； Q_i——任意井出水量，m^3/d； R_K——封闭含水层半径，m； s——任意点水位降深，m； h——任意点动水位高度，m； r_i^*——任意井至 m 点距离，m； r_K——系数，查附录 5； r_m——任意点至含水层中心的距离，m； r_i——任意点至抽水井的距离，m； ρ——含水层中心至抽水井的距离，m； φ——r_m 与 ρ 线之间的夹角
	潜水	井	$Q_0=\dfrac{\pi K(2H-S)S}{\sum_{i=1}^{n}\dfrac{Q_i}{Q_0}\left(\dfrac{at}{0.5R_K^2}+\sum_{i=1}^{n}\ln\dfrac{R_K}{r_i^*}\right)}$ (1-67)		
	承压水—潜水		$Q_0=\dfrac{\pi K[(2H-M)M-h^2]}{\sum_{i=1}^{n}\dfrac{Q_i}{Q_0}\left(\dfrac{at}{0.5R_K^2}+\sum_{i=1}^{n}\ln\dfrac{R_K}{r_i^*}\right)}$ (1-68)		



附图 1　系数 A-α 曲线



附图 1a　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 2　系数 $B\text{-}f\left(\frac{C+l}{C}\right)$ 曲线图

附录 2 $W(u)$Theis 井函数(表 4)

表 4

u	$\frac{1}{u}$	e^u	$W(u)$或$-E_i(-u)$	$W(u)\times e^u$	$F(u)$
0.000 000 001	10^9	1.000 0	20.146 0	20.146 0	8.75
0.000 000 005	2×10^8	1.000 0	18.536 6	18.536 6	8.07
0.000 000 01	10^8	1.000 0	17.843 5	17.843 5	7.76
0.000 000 05	2×10^7	1.000 0	16.234 0	16.234 0	7.06
0.000 000 1	10^7	1.000 0	15.540 9	15.540 9	6.75
0.000 000 2	5×10^6	1.000 0	14.847 7	14.847 7	6.45
0.000 000 4	25×10^5	1.000 0	14.154 6	14.154 6	6.15
0.000 000 6	1 666 667	1.000 0	13.749 1	13.749 1	5.97
0.000 000 8	125×10^4	1.000 0	13.461 4	13.461 4	5.85
0.000 001	10^6	1.000 0	13.238 3	13.238 3	5.75
0.000 002	5×10^5	1.000 0	12.545 1	12.545 1	5.45
0.000 003	333 333	1.000 0	12.139 7	12.139 7	5.28
0.000 004	25×10^4	1.000 0	11.852 0	11.852 0	5.15
0.000 005	2×10^5	1.000 0	11.628 9	11.628 9	5.06
0.000 006	166 667	1.000 0	11.446 5	11.446 5	4.99
0.000 007	142 857	1.000 0	11.292 4	11.292 4	4.90
0.000 008	125×10^3	1.000 0	11.158 9	11.158 9	4.98
0.000 009	111 111	1.000 0	11.041 1	11.041 1	4.80
0.000 01	10^5	1.000 0	10.935 7	10.935 7	4.76
0.000 02	5×10^4	1.000 0	10.242 6	10.242 6	4.46
0.000 03	33 333	1.000 0	9.837 1	9.837 1	4.27
0.000 04	25×10^3	1.000 0	9.549 5	9.549 5	4.15
0.000 05	2×10^4	1.000 0	9.326 3	9.326 3	4.05
0.000 06	16 667	1.000 0	9.144 0	9.144 0	3.97
0.000 07	14 286	1.000 0	8.989 9	9.989 9	3.90