

普通高等教育地质工程类教材

地质工程学原理

孙广忠 孙 毅 编著

地质出版社

· 北 京 ·

内 容 提 要

本书扼要地介绍了地质工程学基础理论——地质控制论的基本内容，较详细地论述了地质工程基本理论（地质构造控制论、岩体结构控制论、土体结构控制论、地质环境因素控制论），并扼要地论述了地质工程应用基础和应用技术理论，这是地质工程学的地质基础。书中还举例阐述了各类地质工程勘察、设计和施工技术原理和方法问题。

本书可供从事地质工程勘察、设计和施工工程师再教育的教材和参考书，亦可作为高等院校地质工程专业高年级学生、研究生学位课的教材和主要参考书。

图书在版编目（CIP）数据

地质工程学原理/孙广忠，孙毅编著. —北京：地质出版社，2004. 11

普通高等教育地质工程类教材

ISBN 7-116-04249-0

I. 地... II. ①孙... ②孙... III. 工程地质—高等教育—教材 IV. P642

中国版本图书馆 CIP 数据核字（2004）第 112061 号

责任编辑：黎青宁 陈 磊

责任校对：田建茹

出版发行：地质出版社

社址邮编：北京海淀区学院路 31 号，100083

电 话：（010）82324508（邮购部）；（010）82324565（编辑部）

网 址：<http://www.gph.com.cn>

电子邮箱：zbs@gph.com.cn

传 真：（010）82310759

印 刷：北京市朝阳区小红门印刷厂

开 本：787mm×1092mm¹/₁₆

印 张：13.5

字 数：330 千字

印 数：1—2000 册

版 次：2004 年 11 月北京第一版·第一次印刷

定 价：20.00 元

ISBN 7-116-04249-0/P·2524

（凡购买地质出版社的图书，如有缺页、倒页、脱页者，本社出版处负责调换）

前言

著者在多年从事工程地质科研和生产工作中，逐渐觉察到在工程中有一种被忽视的特殊工程，这就是地质工程。土木工程师把它视为与土木工程一样的土木工程；工程地质工程师认为这类工程的设计和施工是土木工程师的事，结果使这类工程建筑中事故层出不穷。其原因就在于没有认识到这是一种特殊工程——地质工程。地质工程的研究对象是以地质体作为建筑材料、工程结构和建筑环境的一种特殊构筑物。广义的来说，是一种大地改造工程。它既不是一般的建筑工程，也不是一般的土木工程，很有必要专门地把它提出来，引起有关方面重视。所以在 1984 年 3 月，于成都召开的全国第二届工程地质大会上，孙广忠以“工程地质—岩体力学—地质工程”为题明确地提出了“地质工程”观点，至今已经 20 年了，它已经逐渐地被人们接受。许多人以事实论述“地质工程”这个命题，以地质工程观点作指导开展工程地质工作，参与和承担地质工程设计、施工工作。引人注目的是“长江三峡链子崖和黄腊石地质灾害防治”工作就是在这一观点指导下进行的。近年来已经出现了“地质工程公司”、“地质工程勘察院”、“地质工程勘察设计院”这类企业实体。这表明，这一观点已经被社会所接受。1997 年 6 月国务院学位委员会和国家教育委员会在联合颁布的“授予博士、硕士学位和培养研究生的学科、专业目录”里正式提出了地质工程学。地质工程学不仅是在程序上已经提出来了，而且作为学科形成的条件已经具备了。它的研究对象明确，基础理论已经形成，还有独特的技术手段。现在地质工程已经不仅是一个行业，而且已经成为一个正式学科了。

目前在地质工程实践中由于缺乏明确的和正确理论指导，致使在工程实践中不是保守就是冒险，可以说保守和冒险并存，而且常常是保守大于冒险。原因就在于正确的地质工程理论还没有普及，工程师们在进行地质工程设计和施工中主要还是应用土木工程学的理论和经验办事。为了工程安全可靠，经常采取比较高的安全系数保证工程的安全。著者估计目前在地质工程建设中由于缺乏正确的理论指导，在工程实践中采取保守措施造成的潜在经济损失可能高达地质工程投资的 20% ~30%，这个数值十分令人吃惊，但是，这个数值是看不见的，往往不被人们重视。这表明加速普及地质工程理论已是当前急迫的要求。

地质工程已经经过了几十年的实践，提高着人们的认识，逐渐认识到地质工程建筑的规律，概括上升为地质工程建筑理论。理论的作用可以指导人们思考、分析问题。没有理论指导的行动是盲目的行动，盲目的行动是要失败的。没有理论指导的知识领域构不成学科；没有理论支持的行为构不成行

业。每一个人的思想活动都是在一定的理论指导下进行的，不是在正确理论指导下进行，就是在错误理论指导下进行，这就是理论的重要性。特别是经过近十余年的实践，地质工程已经形成了它的基础理论。1984年著者提出了“岩体结构控制论”是岩体力学的基础理论，实际上它也是用于指导岩体地质工程实践的基础理论。著者在组织煤与瓦斯突出综合治理研究时，又提出了“地质构造控制论”的观点，发展了“岩体结构控制论”。经过多年的地质工程实践，著者深深体会到，控制地质工程稳定性的因素，除岩体结构、土体结构和地质构造外，还应强调地质体赋存环境条件，即地应力、地下水、地温和活动断层等，这是一个综合体系。显然，地质工程学理论不是简单的一个两个定理构成的，而是一个理论体系。它是由岩体结构控制论、土体结构控制论、地质构造控制论、地质体赋存环境因素控制论综合构成，它们构成地质工程学基本原理、应用基础及应用技术理论，概括起来可以称为“地质控制论”。

1958年著者参加了“引洮上山工程地质综合研究”，第一次大规模地开展了黄土地质工程课题研究。1976年著者又开始了大规模的岩体地质工程课题研究，如××劈岭工程稳定性研究，二滩电站岩体力学研究、小浪底电站地下洞室群稳定性研究等。20世纪70年代末到80年代初著者结合承担的课题任务在实验室组织了一系列工程地质力学模型实验，获得了大量的建立地质工程理论的启示。1983年开始又组织了一系列大型地质工程课题研究，如“大同煤矿坚硬顶板有控压裂放顶理论和技术研究”、“军都山隧道快速施工地质超前预报”、“南桐煤矿煤与瓦斯突出综合治理”、“长江三峡链子崖和黄腊石地质灾害治理”等。在这些地质工程项目实践中积累了经验，增长了见识，思想认识产生了一个接着一个的飞跃，1985~1995年这十年间是著者对地质工程认识升华的时期，1995~1996年终于形成了“地质控制论”的理论体系，为地质工程形成为一门学科奠定了基础，出版了《地质工程理论与实践》和《孙广忠地质工程文选》。以上便是《地质工程学原理》产生的背景。这是一个艰巨的历程，也是一个愉快的历程。

在上述思想指导下形成了本书的框架。本书共由4部分组成：第一部分第一章绪论，阐述了地质工程学形成和发展；第二部分共由5章组成，简述了地质工程学基本原理；第三部分共由4章组成，论述了地质工程学应用基础和应用技术理论；第四部分为专门地质工程问题，简述了岩体地质工程、土体地质工程、矿山地质工程及地质灾害防治地质工程工作观点和方法，为应用地质工程基础理论进行了展示。由于著者知识量和本书篇幅有限，只能提纲挈领地论述，可能挂一漏万，敬请读者批评指正、赐教。

孙广忠 孙毅

2004年4月于北京

目 录

前 言

第一章 绪论	(1)
一、地质工程学是工程地质学和土木工程学交叉的一个新生长点	(1)
二、工程地质学的发展及地质工程学的形成	(2)
三、工程建设实践中的地质工程	(4)
四、地质工程问题解决的途径	(5)
五、地质工程学基础理论	(5)
六、21 世纪地质工程学发展的瞻望	(9)

第一部分 地质工程学基本原理

第二章 地质构造控制论	(12)
第一节 地质构造	(12)
第二节 地质构造控制作用和地质构造控制论	(13)
第三节 地质结构	(14)
第四节 地质环境	(15)
一、现代地壳运动及地壳稳定性	(15)
二、地壳活动性表生现象及地质灾害	(16)
三、地质体赋存环境条件研究	(16)
四、地质构造控制论的实例——防御长江洪水泛滥的地质基础	(17)
第三章 岩体结构控制论与岩体结构力学原理	(21)
第一节 岩体结构	(22)
第二节 岩体结构控制论	(22)
第三节 岩体结构力学原理	(25)
一、岩体变形基本规律	(25)
二、岩体破坏机制及破坏判据	(32)
三、岩体力学性质分析原理	(33)
四、岩体力学性质结构效应	(33)
五、岩体赋存环境因素的力学效应	(35)
第四节 岩体结构力学分析原理	(36)
一、连续介质岩体力学分析原理	(36)
二、碎裂介质岩体结构力学分析原理	(37)
三、块裂介质岩体结构力学分析原理	(38)

四、板裂介质岩体结构力学分析原理	(39)
第四章 土体结构控制论与土体力学原理	(40)
第一节 土体基本特征	(40)
一、土体成分——土、水和空气	(41)
二、土体结构	(42)
三、土体赋存环境	(43)
第二节 土体结构控制论	(45)
第三节 土体力学基本规律	(47)
一、土体变形规律	(47)
二、土体破坏判据	(48)
第四节 土体力学分析理论	(50)
第五章 地应力	(57)
第一节 地应力分布规律	(57)
第二节 高地应力地区与低地应力地区的地质标志	(64)
第三节 卸荷带及实例——十三陵抽水蓄能电站蟒山卸荷带及其对地质工程 的影响	(66)
一、十三陵抽水蓄能电站蟒山卸荷带的基本特征	(66)
二、地质工程问题	(67)
第四节 地应力资料在地质工程中的应用	(69)
第六章 地下水	(75)
第一节 地下水及有关的概念	(75)
一、吸附水的物理力学意义	(75)
二、自由水的物理力学意义	(76)
三、土体中地下水运动规律	(77)
四、岩体中地下水运动规律	(77)
五、地下水赋存条件	(78)
第二节 地下水与地质工程	(80)
一、地下水压力	(80)
二、渗透稳定性——潜蚀	(81)
三、流沙	(82)
四、管涌	(83)
五、基坑突水	(84)
六、降低地下水位和疏干理论与技术	(84)
七、帷幕灌浆问题	(86)
八、地下水与滑坡	(86)
九、隧道涌水与突水	(87)
十、黄土湿陷与黄土喀斯特	(87)
十一、浸水软化在施工中的应用	(88)
十二、地下水勘察问题	(88)

第二部分 地质工程应用基础和应用技术理论

第七章 地质环境质量评价理论与方法 (90)

 第一节 地质环境与工程建设 (91)

 第二节 地壳稳定性评价原理和方法 (93)

 第三节 表生作用地质环境质量综合评价原理和方法 (95)

第八章 岩体质量评价理论与方法 (97)

 第一节 中华人民共和国《工程岩体分级标准》 (98)

 第二节 对《工程岩体分级标准》的评论 (106)

第九章 隧道施工地质超前预报原理和方法 (110)

 第一节 军都山隧道施工地质超前预报实例 (110)

 第二节 隧道施工地质超前预报工作内容 (114)

 第三节 资料搜集方法 (114)

 第四节 掌子面前方地质条件预报 (116)

 第五节 突水预报理论 (118)

 第六节 成灾预报方法 (120)

 第七节 超前防护措施 (122)

第十章 地质体改造原理、技术和方法 (124)

 第一节 地质体改造原理 (126)

 第二节 岩体改造方法和技术 (127)

 一、岩体材料改造 (128)

 二、岩体结构改造 (128)

 三、地质体赋存环境条件改造 (130)

 第三节 有控水力压裂放顶理论和技术及其在煤矿坚硬顶板管理中的应用 (133)

第三部分 专门地质工程问题

第十一章 岩体地质工程问题 (139)

 第一节 岩体地质工程建筑原理 (139)

 一、岩体地质工程设计问题 (139)

 二、岩体地质工程施工问题 (141)

 第二节 高边墙地下洞室洞壁围岩板裂化问题 (144)

 一、板裂化力学模型 (145)

 二、板裂化地下洞室围岩力学作用分析 (146)

 三、高边墙地下洞室洞壁围岩板裂化实例——鲁布革电站地下厂房 (148)

 四、防止边墙失稳和围岩板裂化技术 (151)

第十二章 土体地质工程问题 (152)

 第一节 土体地质工程建筑原理 (152)

 一、土体地质工程特点 (152)

 二、土体地质工程设计问题 (152)

三、土体地质工程施工问题 (153)

四、土体改造实例——总参二部宿舍楼防护工程设计 (154)

第二节 黄土中修筑渠道的地质工程问题 (155)

一、黄土渠道边坡稳定性问题 (158)

二、黄土渠道湿陷变形预测原理及黄土渠道湿陷变形预测 (164)

三、黄土渠道塌陷预测问题 (168)

四、傍山及填方渠道决口问题 (173)

第十三章 矿山地质工程原理 (175)

一、矿山地质工程问题及工程地质条件 (175)

二、矿体及围岩的工程地质条件 (176)

第一节 露天开采地质工程问题 (178)

一、控制露天矿边坡稳定性的地质因素 (179)

二、露天矿边坡稳定性分析方法 (181)

三、露天矿边坡变形监测 (185)

第二节 井工开采地质工程问题 (186)

一、井巷围岩破坏机制 (187)

二、冲击地压预报及防治 (187)

三、采场顶板管理 (189)

第十四章 地质灾害防治地质工程问题 (191)

第一节 我国地质灾害灾情分析 (191)

第二节 地质灾害防治原则 (193)

一、地质灾害防治工程中的基本理论和几个主要技术 (194)

二、关于地质灾害防治阶段问题 (194)

第三节 地质灾害勘察 (195)

第四节 地质灾害防治设计中的几个问题 (199)

参考文献 (207)

后记 (208)

第一章 绪 论

地质工程 (Geoengineering) 是以地质体做建筑材料、以地质体做工程结构或以地质体赋存环境做建筑环境建筑起来的一种特殊工程, 如地基、边坡、地下工程、钻井、地质灾害防治、地质环境整治等统称为地质工程。我国著名的都江堰引水工程就是一项典型的地质工程, 它引岷江水入成都平原, 灌溉成都平原耕地, 大大改变了成都平原环境面貌, 这是一项造福人民的环境整治工程。故广义地说, 地质工程又可称为大地改造工程。

地质工程的工作领域极为广泛, 从工作内容来说, 有认识世界、改造及保护世界两个部分。工程地质工作属于认识世界; 地质工程设计和施工、地质体改造属于改造及保护世界。这两方面工作的综合才是地质工程工作的全部。从工程类型来分: 有土木建筑行业中的地基、边坡、隧道、地下洞室、建筑基坑工程; 国防工程中的各类掩体工程; 地质资源勘察工作中的钻探工程、山地工程; 地质资源开发中地面开采的露天矿坑工程、地下开采的井巷工程; 石油开采中的油井工程; 地下水采取中的水井工程; 天然气开采中的采气井工程; 地质灾害防治工程、地质环境治理工程等。

地质工程建筑设计和施工的基本方法是地质监控施工法, 它是用地质工程理论指导进行的。地质工程理论和方法的共同基础是地质, 地质工作是地质工程研究的最基本工作。这些基础理论中最重要的是工程地质预测预报和地质体改造两项。因为今天社会的经济实力雄厚了, 技术手段强大了, 对不良的地质条件可以进行改造, 达到工程建筑的需要, 人们可以根据自己的意愿选择工程布置位置。一般来说, 今天的建筑场地和线路位置选择, 可以根据规划所选定的经济效益最优方案来确定。这就要求工程地质工作者在工程位置选定后, 查清建筑场地的工程地质条件, 为地质工程设计、施工和地质改造及保护提供科学依据。

一、地质工程学是工程地质学和土木工程学交叉的一个新生长点

当前, 重大工程建筑中出现的灾害性事故与地质有关的比例越来越大。出现这一情况的原因有两个: 一方面是与工程地质勘察工作深度不够和质量不高有关; 另一方面是与设计、施工对工程地质勘察资料认识不足和设计方案、施工措施对地质条件针对性不强有关。这些问题是怎么造成的呢? 我们认为是地质勘察与设计、施工相互脱节造成的。这里强调的是相互脱节, 不是单方面造成的。一方面, 地质勘察工作不够深入, 对一些不良的地质条件没有查清或由于对所从事的工作性质认识不深, 对所需要的地质资料的要求深度认识不够, 以至地质勘察取得的有用资料不够齐全, 从而使设计上不好用造成的; 另一方面, 在设计上对所从事的工程性质认识不清和对所从事的这类工程对地质条件的依赖性不认识, 而对地质的重要性认识不足或对地质勘察资料消化不够造成的。这个问题怎么解决呢? 我们认为应该把“地质工程”这个命题提出来, 从两个方面来解决, 一方面工程地质工作者应该尽量提高对地质工程认识水平, 拓宽工程地质工作领域, 既要努力做好地质

勘察工作，又要开展地质工程设计和施工工作，使所取得的工程地质工作结果能够满足地质工程建筑的需求；另一方面设计和施工要提高地质工程建筑对地质的依赖性的认识，这就要求既应认识地质体是工程结构的一部分或全部，地质材料就是地质工程建筑材料，地质环境就是地质工程的建筑环境，又要紧密地与工程地质部门合作，尽量防止设计、施工与地质脱节。因此，在进行地质工程设计、施工时，要充分考虑并利用地质体作建筑结构、建筑材料、地质环境是建筑环境等实际情况，充分利用地质体自稳能力进行地质工程建筑。在地质体自稳能力不足时，要想办法对地质体改造加固或对其赋存环境条件进行改造，使之满足地质工程建筑的需要。这样就提出另一个重要课题，即地质体改造问题。据此，我们认为设计和施工需要转变一下观念，即从土木工程观念转到地质工程上来，要认识地质控制作用，建立用地质监控施工法指导施工的观念。此外，地质工作者也要认识到地质勘察和地质试验都是为地质工程建筑服务的，要积极参与地质工程设计和施工工作，积极开展地质工程工作，运用自己取得的地质勘察、试验结果进行地质工程设计和施工。这样，地质、设计、施工就会逐渐地走到一起来了。将来的发展方向是工程地质工作者要将地质工程勘察、设计、施工三部分工作作为一体承担起来，这是工程地质科学的一个新的发展方向，也是工程地质与土木工程相互交叉、相互渗透的一个重要生长点——地质工程。

从工程地质学科发展来说，地质工程学是工程地质学的新的生长点，是工程地质学的新发展；从工程实践来说，工程地质工作是认识世界，地质工程工作是在认识世界基础上改造及保护世界。从这层意义上来说，工程地质工作是地质工程工作的一个重要组成部分。地质工程工作必须在查清建筑区工程地质条件基础上进行设计和施工，才能确保地质工程建筑的成功，这是工程地质和地质工程工作的辩证关系，不论工程地质工作者或地质工程工作者都必须清楚认识和牢记这一点，应该把工程地质工作是认识世界，地质工程工作是在认识世界基础上改造及保护世界这句话作为座右铭。从历史发展来说，地质工程是工程地质学和土木工程学相互交叉的新的生长点；从学科构成来说，地质工程学则包含了工程地质学，即地质工程学为一级学科，工程地质为地质工程学下面的二级学科，这是新的发展。

二、工程地质学的发展及地质工程学的形成

地质工程学是工程地质学发展形成的新的分支学科，实际上是工程地质学和土木工程学的边缘杂交学科。因此在研究地质工程学之前，有必要回顾一下工程地质学的发展。

工程地质学研究已经经历了三个阶段：

第一阶段：20 世纪 60 年代以前，以工程地质条件研究和质量评价为主要工作。一方面是对作为工程建筑载体、工程建筑材料、工程建筑结构的地质体质量评价；另一个方面是对作为工程建筑环境的地质环境质量评价，这阶段的评价主要是定性的。在 20 世纪 60 年代末，世界各国大体同时都开始了工程建筑中能否出现地质灾害，或者说能否出现工程地质灾害的成灾条件研究，开始了成灾预报研究工作。

第二阶段：开始于 20 世纪 60 年代末，以开展地质体稳定性分析为特征的工程地质灾害预测预报研究阶段。如谷德振教授在 20 世纪 60 年代末开始提出地基稳定性、边坡稳定性、地下洞室稳定性评价研究课题；20 世纪 70 年代他进一步提出地基稳定性、边坡稳定性、地下洞室稳定性、山体稳定性、地壳稳定性评价研究五大课题，开始了工程地质研究的第二阶段。当时研究内容主要是稳定性评价。实际上开始了工程地质预

报研究工作。

第三阶段：20 世纪 80 年代以来出现了许多新技术（实际上 60、70 年代也零星地在做），“中国岩土锚固工程协会”和中国岩石力学与工程学会下成立了“岩石注浆与锚固工程分会”，大力开展不良地质条件改造。工程地质发展第三阶段是以工程地质灾害预测预报及地质灾害防治、施工地质超前预报和地质体改造等主要课题为特征的地质工程研究阶段，明确地提出了地质监控施工法。地质监控施工法的核心就是超前地质预报和超前地质体改造，而超前地质预报和超前地质体改造正是工程地质工作进入第三阶段的重要标志。这样，今天的工程地质工作已经不仅仅作工程地质条件评价、各类地质工程稳定性评价或工程地质预报，而且还应该研究不良地质条件的改造及地质工程施工问题。今天已经有一些办法能够对不良的地质体进行改造，使之适应工程建筑的要求。过去解决地质体不稳定的办法主要是支护，不让它失稳，这种做法现在看来是不够的。今天可以进行地质体改造，使之满足工程建筑要求。地质体赋存环境也可以改造，改造后的地质体照样可以建筑工程，这样工程地质就发展到以工程地质超前预报和地质体改造为核心的地质工程阶段。

事物的发展总是经过渐变到突变。人类的认识也是经过渐变到突变产生飞跃。人们对地质工程的认识也是经历了这样一个过程。在工程地质学发展的第二阶段，工程地质工作者和岩土力学工作者在认识上已经孕育着地质工程的认识，提出地基稳定性、边坡稳定性和地下洞室稳定性课题就意味着孕育着地质工程的认识。具有工程地质和岩土力学双学科知识的工作者是这个认识的先觉者。有文字记载的则有 1974 年 Hock E. 和 Bray J. W. 发表了《ROCK SLOPE ENGINEERING》专著，明确地提出了“岩石边坡工程”概念。首次把岩体边坡作为工程来研究，他的主要工作也是在地质基础上对边坡进行岩体力学研究。Hock E. 的岩体边坡工程概念对工程地质学的发展和地质工程的形成具有很大的推动作用。1976 年 R. E. Goodman, 发表了《METHOD OF GEOLOGICAL ENGINEERING IN DISCONTINUOUS ROCK》专著，首先使用了“地质工程（Geological Engineering）”术语，他提的地质工程方法实际上是岩体力学与工程地质相结合进行工程地质工作的方法。1983 年著者在主持“大同煤矿坚硬顶板有控压裂放顶理论和技术研究”课题中首次提出了岩体结构改造概念。1984 年在第二届全国工程地质大会上提出了岩体改造原理，同时提出了“工程地质、岩体力学和地质工程三位一体”开展工作的学术思想，在中国率先提出了“地质工程”命题。1986～1989 年主持了“大秦线军都山隧道快速施工地质超前预报”课题，并在这项工作中提出了以地质为基础开展地质预报，其中包括超前预防，实际上深化了地质体改造理论，深化了地质工程概念，明确地提出了地质工程定义是“以地质体为工程结构，以地质体为建筑材料，以地质环境为建筑环境建筑起来的一种特殊工程”。1990 年 10 月著者应葛洲坝水电工程学院的邀请，在宜昌开办了“工程地质与地质工程”讲座，对著者关于地质工程的认识进行了系统的总结，1993 年出版了《工程地质与地质工程》专著，这本书是著者对地质工程认识的一次升华，该书对地质工程定义、地质工程特性、工作内容、工作方法进行了系统的论述。1996 年出版了《地质工程理论与实践》一书，系统地论述了地质工程概念、定义、理论和方法，明确地提出了地质工程的基本原理是“地质控制论”，阐述了地质工程理论体系。

从 20 世纪 90 年代初开始，中国出现了地质工程公司，地质工程勘察设计院等机构，实际上已经出现了地质工程行业。1997 年 6 月国务院学位委员会和国家教育委员会在联合颁布的“授予博士、硕士学位和培养研究生的学科、专业目录”里正式提出了地质工程学，现在地质工程已经不仅是一个行业，而且已经形成为一个学科了。一个学科的形成必须具备三个条件，这就是有特定的研究对象，有独特的理论，有专门的技术手段。对地质工程学来说，这三者已经具备了。地质工程的研究对象是以地质体为工程结构，以地质体做建筑材料，以地质环境作为建筑环境的特殊工程建筑；地质工程的基本原理是地质控制论；地质工程建筑的专门技术：地质超前预报技术和地质体改造技术已经形成了。今天来说，地质工程学已经形成为一门独立学科是客观存在的。

三、工程建设实践中的地质工程

过去工程地质工作主要是研究工程地质条件的质量定性评价，也就是说评价建筑地区地质条件好坏。在地质工程建设早期时候，工程规模比较小，对工程地质条件要求不高，作一般的定性评价就够了。现在的地质工程建筑规模比以前大得多了，比如说边坡工程，目前建成的矿山边坡已经高达 300 ~500m，而正在酝酿开挖 700m 的高边坡，在工程建设中遇到的自然边坡已达千米以上。工程建筑地基要求是与建筑物高度有关。坝基承受力的大小与坝高有关，目前修建的大坝高度已经高达 300m。这么高的大坝坐落在地质体上，对坝基要求就不一般了。工业与民用建筑物的规模也在发展，对地基承载力要求也在不断提高，如国内已有在土层上建筑 88 层高层建筑物，高达 420.5m；国际上已有在岩层上建筑 120 层高层建筑物。在地下工程方面，目前地下工程中双轨隧道的跨度是 11m，洞高约 10m。水利水电工程中地下厂房跨度达 20 ~30m，边墙高度达到 50 ~60m，我国已经建成的二滩电站地下厂房尺寸为 280.29m× 55.5m× 65.38m (长×宽×高)。正在计划建筑的地下工程的边墙高度达到 70m，埋深是 500 ~600m；现在已经建成的秦岭隧道最大埋深是 1500m。在矿山的矿井设计方面问题就更严重，矿山的一些地下采场跨度常达 80 ~140m，一个使用综合采煤机的采场跨度是 120 ~160m，赵各庄煤矿采深已经超过 1200m。

表 1-1 工程实践中的地质工程类型简表

工程实践	地质工程类型
水利、水电工程	高坝坝基、各类人工及自然边坡、隧道工程、地下厂房及防渗工程等
铁路、交通及航运工程	自然及人工边坡、桥基、隧道工程、码头及船闸等
煤炭工业工程	露天矿边坡、通风及提升竖井、地下采场及巷道等
冶金工业工程	露天矿边坡、竖井、地下采场及巷道岩体工程等
工业与民用建筑工程	高层建筑地基、山城边坡及地下空间开发等
石油工业工程	深钻工程及采油过程中油井工程等
地下水开发工程	水井工程、引水管道及泵房站等
采气工程	采气井工程、天然气输送管道工程
核电工业工程	电厂地基、引水及排水隧道及核废料处理工程等
国防工程	各类掩体工程等
地质灾害防治工程	崩塌、滑坡及泥石流防治工程等

上述这些工程实例说明，当前的地质工程规模大、条件复杂，要使地质工程建筑安全、可靠，必须提高对地质体的认识水平，关键在于要掌握住地质环境、工程地质条件及工程地质力学条件。目前，地质工程类型非常繁多，详见表 1-1。

今天摆在我们面前的地质工程类型多、规模大、条件复杂，地质工程中出现的问题 80% ~90% 是设计、施工与地质脱节以及地质工作成果不符合地质工程建筑要求造成的。客观地说，地质工作是一项探索性工作，完全搞清楚不是一件容易的事。地质环境、地质条件和工程地质力学性质在施工前不可能一次彻底搞清楚，但需搞清楚主要问题，这样我们就可以做到心中有数，再加上设计与地质紧密地相结合，按地质工程要求办事，在施工过程中加强地质超前预报，工作中把握就大一些。因此，必须把地质工程提出来。此外，国际上愈来愈多的人也认识到这个问题，由于地质工程类型多，规模大，遇到的地质条件愈来愈复杂，必须进行专门地研究，才能提高地质工程建筑水平。

四、地质工程问题解决的途径

我们经过实践研究概括提出，地质工程工作有如下三大支柱：①构造地质与地质结构；②工程地质力学；③地质技术。

第一个支柱是构造地质和地质结构。对地质工程来说，构造地质学知识最为重要。它是解决地质工程问题的基础。

第二个支柱是工程地质力学，它是以地质力学分析为基础，开展岩体力学和土体力学，特别是岩体结构力学研究。因为工程规模大了，主要出现的地质工程是岩体工程，岩体边坡已经高达 300 ~500m，国际上最高露天矿边坡为 1000m。分析这么高的边坡稳定性时必须搞清楚它的地质构造、地质结构、地质体的力学性质，采用科学的岩体力学理论，即岩体结构力学理论去分析、预测变形和破坏，防止工程地质灾害发生的技术措施，当然也还要有经验。

第三个支柱是地质技术。地质技术包括：地质勘察技术，地质测试及试验技术，地质体改造技术。这三部分合到一起称为地质技术（GEOTHECHNIQUE）。上述三大支柱是做好地质工程工作的重要基础。这三大支柱还要大力发展，使之能够满足地质工程建筑的需要。

随着工程建筑规模不断增大，地质工程问题愈来愈突出，这是一类特殊工程。工程地质工作者在这类工程建筑中大有作为，应该责无旁贷地顺应工程地质的发展趋势，担负起地质工程建筑的重担。工程地质工作不应该仅做地质勘察，而且应该积极开展地质工程工作，开展地质工程设计和施工工作。当前的主要任务应该大力开展地质体施工地质超前预报和地质改造研究工作，积极推广地质工程建筑中的地质监控施工法，纠正现行工程建筑中的脱离地质的倾向，提高工程建设质量，避免浪费。

五、地质工程学基础理论

随着人类对地球空间利用的不断扩大，工程规模不断增大，在工程建筑中出现了一类新的工程类型，即地质工程。在国内外这一类型工程迅猛地发展，类型之多，规模之大令人吃惊。日本的青涵海底隧道，英吉利海峡的海底隧道，中国的秦岭隧道，都是梦想变成现实的惊人之作。在国内外已有不少科技工作者提出了地质工程命题，并对这个问题进行

了论述。在中国，地质工程已经不是一个概念，而已经变成了实际，已经变成了一个行业，一个学科。

随着地质工程的深入开展，人们对地质工程的认识愈来愈深，对地质工程性质的认识愈来愈清楚，对地质工程给出了明确的定义。狭义的地质工程的定义是：以地质体做建筑材料，以地质体做建筑结构，以地质环境做建筑环境建筑起来的一种特殊工程谓地质工程；广义的地质工程定义是大地改造工程或者地质环境改造工程。都江堰从宝瓶口劈山筑渠引水灌溉 1000 多万亩成都平原耕地、保卫兰银铁路的沙波头固沙工程都是典型的大地改造工程；长江三峡链子崖危岩体防治也是一种大规模的大地改造工程。改造地质环境，改造大地面貌，是一种广义的地质工程。大量实践证明，地质工程的建筑必须以地质为基础，一刻也离不开对地质条件及地质环境的认识，如果离开了对地质的认识就会造成失误。采矿工程是一种典型的地质工程，这项工程不仅要保证矿山开采安全，提高采矿的经济效益，也要保证环境不遭到破坏。可是由于采矿界对这项地质工程的特点认识不够，只顾采矿，不顾及对地质环境的保护，因而使采矿引起的地质灾害经常发生，盐池河山崩和乌江鸡冠岭山崩就是由此引起的。

实践教育着人们，提高着人们的认识，人们经过总结，逐渐地认识到建筑地质工程的规律，概括上升成为地质工程建筑的理论。理论的作用可以指导人们思考分析问题，没有理论指导的行动是盲目的行动，盲目的行动是要失败的，没有理论的知识领域，构不成学科。每一个人的思维活动都是在一定理论指导下进行的，不是在正确的理论指导下进行，就是在错误的理论指导下进行，不同理论导致不同的结果，这就是理论的重要性。

地质工程学现在有没有自己的理论呢？如果没有自己的理论那就没有它特殊的地方了，也就形成不了学科。经过十多年来的地质工程实践和 40 年来的工作经验，著者认为已经建立起了地质工程学的基础理论。一般来说，地质工程理论是由地质和工程两个方面的理论构成的。实践经验表明，地质工程建设中发生问题主要是在地质工程设计和施工中由于对地质条件不重视或认识不清造成的。归根结底地说，对地质工程建设成败起控制作用的是地质因素。据此，著者认为：地质工程学的基本原理是地质控制论。地质控制论的作用表现在 3 个方面：①是指导工程地质勘察、地质工程设计和施工的基本理论；②是指导地质工程施工的施工地质超前预报理论；③是指导地质灾害防治的地质体改造理论。地质控制论对基岩地区是很明显的，对土体也照样是适用的。它包括对地质环境的控制，也包括对岩体结构和土体结构的控制，对岩体力学的控制作用，对土体力学的控制作用。

地质超前预报问题在地质工程工作里非常重要，再好的再精的地面测绘和钻探结果也搞不清掌子面前方的真实的地质情况。我们在军都山隧道施工中作过统计，1:2000 的地面地质勘探获得的结构面，仅仅相当于地下开挖揭露出来的 9% ~10%。结构面在地下变化错综复杂，地质超前预报对地质工程施工十分重要。

地质超前预报是一项具体技术。地质超前预报包括地质条件超前预报、成灾可能性预报和地质灾害防治方案预报 3 个部分，这 3 个部分的基础都是地质。目前，一般施工单位对地质超前预报还不太认识，做得也不多，但是做与不做大不一样，做了效果很显著。

还可以举一个如著者曾指导过在黄土中建大型竖井工程的实例。竖井直径达 25m，建设单位邀请著者给他们当顾问。著者明确提出，这是一个地质工程，不管怎么设计，怎么施工，有一条必须遵守，这就是必须了解地质情况，而地质情况仅根据勘察结果不行，在

施工过程中要进行地质超前预报。勘察时提出地面 18m 以下有一层厚层的砂卵石夹层，砂卵石层以下都含地下水。著者的经验是西北黄土中 18m 以下都位于地下水里是不多见的，故表示怀疑，建议在施工过程中做超前预报。具体的办法是在已经挖成的井底超前挖一个 2m 深的探坑，进行超前探测，探明情况。如果井下地质情况和设计时判断的情况一样，就按原设计继续施工；如果不一样那就修改设计。他们照做了，挖到 18m 左右出现了砂卵石层，但是没有像原先认为的那样厚 3m，只有 80 ~100cm，这一层强行通过了。下面部分有没有水？开挖结果没有水，但是节理十分发育，这是预先估计到的，老黄土里面有节理，这是西北黄土的普遍规律。但是向下挖时，沿着黄土节理面出现掉块儿现象。他们认为是塌方，急忙把著者找到现场，著者看后，告诉他们这不是塌方，而是黄土中节理切割局部掉块。建议采取短进尺，快支护措施解决。一次进尺 80 ~100cm，及时封闭，暴露面大了，时间长了不行，就容易掉块。为了缩短暴露时间，建议把井壁划分为 1/4 或 1/8，分段开挖，挖一段挂网喷射混凝土封闭一段。他们按这个方法做了，结果顺利通过。里面有没有水呢？节理面内有吸附水，有时往外渗，水量很小。这个例子很好地说明在土体里施工也要实行地质超前预报。

地质体改造及保护，一般叫加固或支护，著者认为叫地质体改造好。这里有一个概念问题。目前在地下工程中防治岩体失稳的措施叫支护。支护是对着岩体失稳后作用于支护上的荷载而言，其基本概念是荷载支护体系。许多施工中，不管土体和岩体的好坏，都认为要产生塌落，塌落下来的地质体压到衬砌上，为此而采取支护。实践表明，大部分工程衬砌后面常常是空的，根本没有支护上，有的根本不需要支护。这样做的结果，有的是虚设，有的是有潜在危险的。因为现在没有支护上，时间长了，有的地方塌了，形成了偏压，隧道衬砌最怕偏压。支护在理论上和实践上都有许多问题。著者提出地质体改造概念主要的出发点是认为地质体自身存在有自稳能力。对地质工程来说它可能某一部分或某一方面不能满足地质工程稳定性的要求，可以对其薄弱部分进行改造，使之满足地质工程稳定性的要求。如果是地质材料强度不足，可以利用灌浆的办法对地质体进行加固。如果是节理裂隙发育，岩体的完整性差，可以采取锚固的办法将结构体串起来或采用灌浆的办法将结构面粘结起来，增加其完整性，提高岩体强度。如果属于应力差太大， σ_3 太小，可以采用预应力锚索或支护的办法提高 σ_3 ，减小应力差，提高地质工程稳定性。这是对症下药的办法。哪儿出问题了就解决哪儿的问题，是材料强度不足就解决材料问题；是结构薄弱就解决结构问题；是环境条件问题就解决环境条件；如属于地下水的问题则可以采取疏干地下水或封堵地下水的办法解决问题；属于地应力就解决地应力问题。对建筑基坑工程问题，为了保证基坑稳定性，目前都是采用按土压力计算来加一个抵抗，采用挡墙或护坡桩支挡来做。这个做法是不确切的。最好的方案是采取合适措施维持基坑开挖前的地质环境条件。

1992 年著者在北京黄寺做了一个基坑工程。这个基坑距已建成的 12 层楼房的 8m 处。地基土是淤泥，建筑方担心基坑开挖时，老楼会遭到破坏，要求保护老楼。我们采取的办法是保持老楼现在的地质体赋存环境条件，让老楼地基内的地下水尽量少改变，尽量慢改变，使老楼地基均匀沉降，就不会出现导致老楼破坏的差异变形。为此我们提出一方面在新楼与老楼之间作一道帷幕灌浆防渗，使地下水位尽量慢的变动；另一方面是地应力，开挖卸掉了侧压力，从而使地基土向基坑方向变形。一般的基坑支护是防止基坑壁的土体产

生破坏。这里的问题不仅是不允许产生破坏，而且不允许产生过大的变形。根据这一要求我们设计了采用护坡桩控制老楼地基内的应力状态，实际上完全保持是不可能的，设计的目标是让桩端的变形不超过老楼允许的倾斜变形。为此，护坡桩直径取 800mm，间距 1.8m，桩长 22.5m，桩顶设有联梁并在联梁上加有拉索。在施工过程中进行了监测，开挖以后，桩顶变形 15cm，基坑深已经达到 9.5m，基本达到了设计的要求。所以说，对基坑支护不能简单的根据土压力计算，要根据工程工作目的要求来设计。地质工程设计要根据防止产生工程地质灾害的要求对地质体进行改造的目的进行设计。也就是根据地质体的成分、地质体结构、地质体的赋存环境条件，来满足地质工程稳定的要求对地质体进行改造来设计。在黄寺那个工程，因为土质为淤泥，为了增加它的强度，还在护楼桩后面进行了灌浆，提高淤泥的强度，减小土压力，也就是进行土质改造。采取综合措施，保持住老楼的地质环境，保持住了老楼的安全。地质体改造的概念和过去的支护概念最大的不同之处在于，最重要的则是承认不承认地质体有自稳能力。荷载支护观点不承认地质体有自稳能力，地质体改造观点认为地质体是有自稳能力的，而且这样做的结果符合地质实际。我们利用这些综合理论来对工程建设中与地质有关部分的地质工程，如边坡、地基和地下洞室，包括地质灾害防治和地质环境改造工程工作是有有效的。

经过 10 余年的实践，地质工程学已经形成了它的基础理论。这个理论不是简单的由一个两个定理构成的，而是一个理论体系。它包括有基本原理、应用基础理论和应用技术理论，是一个理论体系，概括起来可以称谓地质控制论，这个理论可由图 1-1 展示。

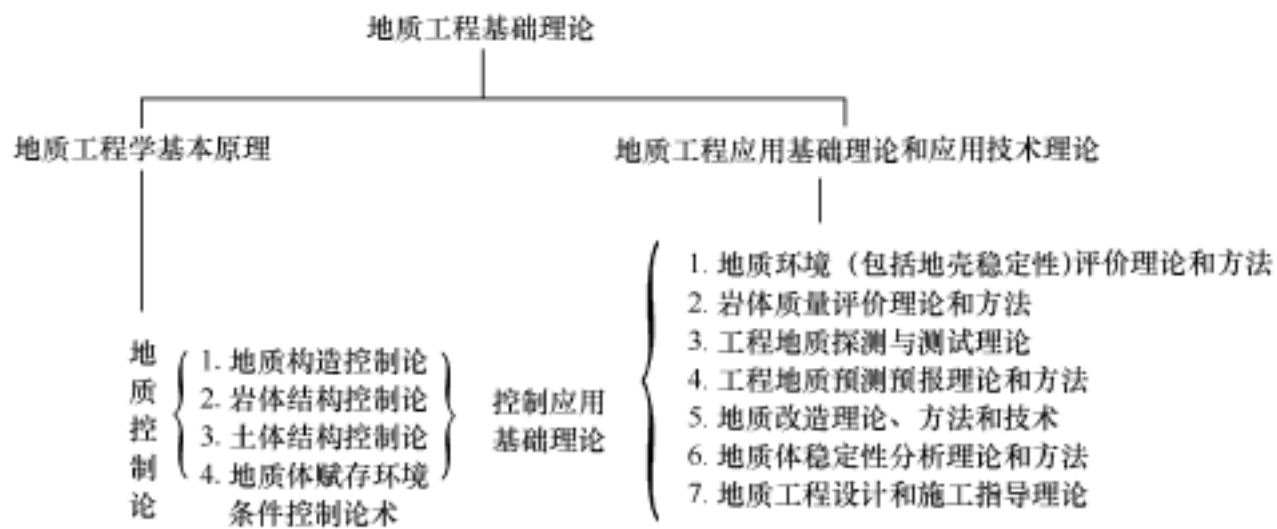


图 1-1 地质工程学基础理论框图

这个框图表明，地质工程学的理论基础是地质控制论，它有两个层次，第一个层次是地质工程基本原理，也就是说地质工程工作必须紧紧地依靠地质。在搞清地质条件基础上，进行设计和施工，这个观念必须时刻牢记。它的具体内容包括：地质构造控制论、岩体结构控制论、土体结构控制论和地质体赋存环境条件控制论。这既是地质控制论的基本内容，又是地质工程学的基本原理；它不仅有其自身的规律和技术理论，也是建立应用基础或应用技术理论的指导理论。地质工程学应用基础理论和应用技术理论是地质工程学基础理论的第二个层次。这里列出了 7 项应用基础理论：地质环境（包括地壳稳定性）评价理论和方法、岩体质量评价理论和方法、工程地质探测和测试理论和方法、工程地质超前预报理论和方法、地质体改造理论、方法和技术、岩土体稳定性分析理论和方法、地质工程设计和施工指导理论。这是解决地质工程问题时经常用到的实用基础理论，必须在搞清地质条件基础上实施，如果离开了地质，必将脱离地质实际，做出错误结论。可

能有人认为，这些提法是人所共知的，没有什么新鲜内容。著者认为不是这样，实际上，在地质工程实践中脱离地质实际的实例随手可拾。可以说地质工程施工中出现事故的绝大部分是设计和施工脱离地质实际的结果，或者是对工程地质条件没有搞清楚或认识不清的结果。据著者所作的粗略统计，目前在地质工程施工中由于对地质条件没有搞清楚或认识不清，致使在施工中出现事故所延误工期约占总工期的 30%，这是一笔巨大的浪费。其原因就在于对地质工程的基础理论没有掌握，口头上讲是知道的，实际上是没有真正知道或没有真正按照去做。因此，在地质工程实践中不认识地质控制论，由此便不重视地质条件对地质工程的控制作用，地质工程施工和设计缺乏针对性，事故层出不穷。

上面谈到的基本理论和应用基础理论并不是并列的，它们之间是有主有从的。地质构造控制论是所有理论的基础，它对所有理论都有控制作用，是地质控制论的核心理论。它也是所有地质工作的指导思想，是地质工程理论的核心理论。

上面仅就地质工程学基本原理做了概括的论述，在此再强调一点，现有的规程、规范常常脱离地质实际，所推荐的理论往往不符合地质实际，应该牢记地质工程学的基础理论是地质控制论。地质工程实践中必须抓住地质控制条件，特别是上述的地质工程学基本原理的控制作用来进行工作才能奏效。地质环境评价必须抓住大地构造背景，地质构造控制理论在这里具有重要的控制作用；岩体质量评价必须抓住岩体结构、结构面的级序控制作用及地质环境赋存条件进行分析才能得到正确的结论；工程地质探测和测试必须抓住地质构造的控制作用，布置勘探网，进行测试设计才能取得符合实际的资料；工程地质超前预报必须抓住地质规律、地质体结构、地应力的地质规律、地下水的地质规律来进行才能取得成效。地质体改造及保护则更是如此，必须抓住地质体结构、地应力和地下水条件进行设计地质体改造及保护方案和选取地质改造及保护技术才能取得可靠的效果；岩土体稳定性分析必须抓住岩土体结构和岩土体赋存环境条件控制作用，正确地确定力学模型和岩土体力学参数，选取合适的分析方法，才能取得正确的结果。归根到底一句话就是这些应用基础理论是为地质工程服务的应用基础理论，必须在研究清楚地质体规律基础上才能取得为地质工程服务的积极成效。

六、21 世纪地质工程学发展的瞻望

地质工程是在 20 世纪 80 年代开始被认识的，最近才形成为一门地质工程学学科。对它的认识、形成和发展是在国民经济建设中地质工程建设类型和规模不断增多和加大而逐步发展起来的。今天来说，地质工程学的形成还是初步的，还不完善，但是，它的发展是势不可挡的，原因就在于地质工程建设将与日俱增地迅猛发展。

资源、环境、人口将继续是 21 世纪的持续发展的重大问题，这是社会发展的必然，这里必然涉及大量的巨大的地质工程建设。如为了开发地质资源，矿山采掘深度将越来越大，我国煤炭开采深度已经超过 1000m，21 世纪将向 2000m 采深进军。水电开发规模亦将越来越大，工程地质条件越来越复杂；我国水力资源 80% 分布于高山峡谷和高地应力、强地震活动的西南地区，一些大型的高坝坝基工程、地下厂房、深埋长大引水隧洞工程将频繁出现。南水北调工程将是 21 世纪势在必行的跨流域的综合性工程，其中绝大部分都是地质工程。平原区和高山峡谷地区的铁路、公路建设将加速发展；平原区的软土路

基，高山峡谷地区的高边坡、深埋长隧洞工程将比比皆是；地质工程类型之多，规模之大，工程地质条件之复杂将是惊人的。人们已经认识到地质环境是关系到人类的生存的大问题，山崩、滑坡、泥石流、采空区塌陷、水土流失、沙漠化的治理，实质上都是地质工程，更恰当地说，是环境地质工程，作为地质工程的一个重要分枝——环境地质工程将应运而生。随着人口的不断增长，21世纪内地面空间利用将越来越紧张，地下空间的利用将是人们关注的焦点，城市地下停车场、多层地铁、地下仓库、地下商场、地下城市等将迅速出现，建设深度将达千米，地下空间的利用规模越来越大，地质工程问题越来越复杂。随着社会发展，经济建设规模日趋增大，地质工程建设中的工程地质条件日趋复杂，仅凭经验解决地质工程建设中的问题，越来越力不从心，这就要求有完整的地质工程学理论和地质工程技术指导解决这些问题，这是大势所趋，是不以人们意志为转移的客观规律。

为了满足大规模地质工程建设的需要，必须完善地质工程理论和地质工程技术。为了满足21世纪地质工程建设的需要，急需发展和完善下面几个方面地质工程理论和地质工程技术：

(1) 工程地质学、岩土力学、钻探掘进工程学是地质工程学的基础学科，这就要求大力发展工程地质学、岩土力学、钻探掘进工程学理论和技术；

(2) 大力发展工程地质勘察、测试理论和技术（包括物探、钻探及地质体物理力学性质、地应力、地下水测试、综合测孔技术、工程地质力学参数反分析技术）；

(3) 加速发展地质超前预报理论和技术，建立专门的地质超前预报公司和队伍；

(4) 加速发展地质保护和改造理论和技术，建立专门的地质改造及保护公司和队伍；

(5) 加速发展地质工程设计理论和技术，建立地质工程设计公司，开发各种设计软件，实现设计自动化；

(6) 建立一批地质工程建设专门队伍，如：岩体地质工程建设专业队伍、土体地质工程建设专业队伍、复杂地质条件下地质资源采掘专业队伍、地质灾害防治专业队伍；

(7) 发展信息化施工，建立动态地质信息监测公司和专业队伍；

(8) 发展地质工程教育，在高等院校设立地质工程专业，大力培养地质工程建设专门人才。

21世纪的地质工程建设不论建设类型、规模和工程地质条件都十分繁多、十分巨大和十分复杂的，为了适应地质工程建设需要，必须加速发展地质工程学理论和技术，当务之急是发展地质工程教育和结合地质工程建设开展地质工程理论研究和技术开发。

第一部分 地质工程学基本原理

地质工程基础理论由两部分组成：①地质工程学基本原理；②地质工程应用基础理论和应用技术理论。地质工程学基本原理是地质控制论，它由地质构造控制论、岩体结构控制论、土体结构控制论、地质体赋存环境条件控制论。

地质构造是研究地质体的形成和改造，研究地质体的变形和演化，地质体运动过程和现在运动状况，即现代地壳活动状况。它控制着地质体结构、岩体结构、土体结构、地质体赋存环境条件特征，也控制着地质环境（包括地壳稳定性）评价理论和方法、岩体质量评价理论和方法、岩土体工程地质力学性质及勘探测试技术方法、工程地质超前预报理论和方法、地质体改造理论和技术、岩土体力学模型及计算分析方法、地质工程设计和施工方法等。地质构造研究应该分级序进行，最常用的有两个重要级序，这就是大地构造和小构造。在为地质工程服务的工程地质研究中，必须将这两级地质构造搞清楚。另一个方面是地质构造活动性，也就是地壳活动性或稳定性。地壳活动性常常从两个方面从事研究，一个方面是研究隆起和凹陷升降速率，对区域地壳稳定性做出判断；另一方面，是从断层活动性，断层规模，断层活动强度等方面判断诱发地震可能性，预测区域地震烈度以及断层活动性对工程的具体威胁程度。这个问题已经构成每项重大工程的工程地质研究的主要内容之一。

岩体结构和土体结构是评价岩土体质量和场地环境质量的基础依据和进行岩土体力学分析时抽象岩土体力学模型的基本依据。对岩体来说，根据岩体结构特征可将岩体划分为四种力学介质模型，即连续介质力学模型、碎裂介质力学模型、板裂介质力学模型、块裂介质力学模型。在进行力学分析时，对不同的力学模型应采用不同的力学分析方法。岩体结构还控制着岩体变形、岩体破坏、岩体力学性质规律，这是岩体力学理论的基础。著者经过多年的研究提出了“岩体结构控制论是岩体力学的基础理论”，并据此建立了“岩体结构力学”理论体系，它是地质工程的力学理论之一。在土力学研究中常常谈到土的结构和土体结构不是一回事。土的结构是指土体材料的结构，通常划分为三种类型，即粒状结构、蜂窝状结构和棉絮状结构。土体结构是指土体形成时伴随形成的相的特征以及后期改造过程中产生的节理、裂缝等不连续面切割成的土块在土体中的排列组合特征。总的来说，土体的原生结构可以用堆积相来描述。层理面是堆积的不连续面，也是土体内物理力学性质的弱面，是制定土体力学模型的重要依据。土体在构造和水的变动下形成有节理和裂缝，它常常破坏土体的完整性，由此形成不同的力学模型。根据土体结构特征及变形破坏模式可将土体划分为不同的力学模型，主要的有均质力学模型、层状力学模型、块裂力学模型。

地质体赋存环境因素主要有三种：地应力、地下水和地温，还有活动断层。它们对岩

体和土体变形、破坏和岩体力学性质具有重要的控制作用。

地应力既可以改变岩体和土体的力学性质，又可以改变岩体和土体的力学介质特征和稳定性。为了保持地质工程的稳定性，常常采用支护措施防止产生变形和破坏，其主要机理就是改变开挖后的应力状态，使之尽量减少对原始应力状态的破坏，减少主应力差，提高地质体的稳定性。地应力具有明显的三带性特点，即卸荷带、应力集中带及正常地应力带。不少大型工程由于对建筑场地的地应力特征认识不清，往往把一个点的地应力当作整个地质体的地应力使用，使设计脱离了地应力实际。

地下水的作用亦有两个方面，一个是改变岩土体的物理力学性质；另一个是构成岩土体的环境应力：静水压力和动水压力。地质体中有水就有压力，这个概念是不确切的，吸附水和薄膜水组成的束缚水是不能传递静水压力的，也就是说不能构成孔隙水压力。孔隙水压力是指在地质体内地下水两点间存在压力差，地下水在重力作用下可以流动时才能存在水压力。在涉及地下水问题时，千万不要把地下水状态看成一成不变，它是易变的。

在深埋地质工程中，地温常常是地质工程建筑的一个重要控制因素。由于开挖通风，温度降低，地质体内的地应力亦产生降低，而更重要的是对施工带来麻烦。如平顶山煤矿深采过程中，矿井下温度可达 38℃，不做特殊处理无法作业。

第二章 地质构造控制论

地层、构造、岩石、矿物是地质科学的基础学科，张文佑教授认为在众多的地质学科中地质构造具有控制作用，实际上地质构造控制论是张文佑教授提出来的。著者提出地质工程学基本原理是地质控制论。地质控制论是一个理论体系，这个理论体系中的核心是地质构造控制论。

第一节 地质构造

地质构造是研究岩石圈内地质体的形成、形态和变形构造作用的成因机制以及其相互的影响、时空分布和演化的规律。地质构造作用和地质构造运动常常是其他地质作用的起始或触发的重要因素，因此地质构造学说也就成为地质学的基本学说。狭义的地质构造一般限于形变和变形机制方面的研究，通常将地质构造分为大地构造与小构造。大地构造是对岩石圈或区域性宏观构造演化的研究，小构造与大地构造相辅相成，它是研究变形机制的成因、环境和条件及构造形态的综合。地球表层的岩层和岩体形成过程中及形成以后，还会受到各种地质作用力的影响，有的大体上保持了形成时的原始状态，有的则产生了形变。它们具有复杂的空间组合形态，即各种地质结构。断裂和褶皱是地质结构单元的两种最基本形式。

从覆盖全球的大陆和洋底到一块岩石标本，都具有自己的结构。岩层、岩体本身的物

理、化学性质和形成条件的不同，使这些结构各有特点。地质学把它们作为重要的研究对象来追索、认识地质历史上发生过的各种地质变动。地球的岩石圈，已经并还在发生着全球规模的地质构造运动。

为了概括地质构造运动的机制、形态和发展特征，提出有各式各样的学术观点，最著名的则有沉积轮回说，即地槽、地台学说和板块构造学说。板块运动地质构造学说是 20 世纪中叶提出来的对地质构造及地质作用的新认识。其基本内容是，岩石圈是地球中最坚硬部分，它漂浮在地幔中具有塑性、局部熔融、密度大的软流圈上。岩石圈中存在着许多深大断裂，这些深大断裂把岩石圈分割成巨大的块体称为板块。一般认为，地球内部热的分布不均匀引起物质对流运动，推动着板块运动。板块运动的形式有断续运动、发生分离、碰撞等。地幔中熔融物质沿着板块间的拉张断裂带挤入，并不断向断裂两侧扩展，形成新的洋壳，而部分板块则随着载荷着它的软流向移动而俯冲消失于地幔之中。

地质构造控制论的观点认为各类矿产资源赋存的地质条件都是受地质构造控制的，他提供了寻找矿产资源的地质标志。这一理论指导过找油，预测过我国储油盆地，预测过铁矿分布。实际上，这一理论也是地质工程建筑的基础理论之一，地质工程建筑成功与否与对建设区的地质构造认识的正确程度密相有关，所以著者也把地质构造控制论作为地质工程建筑的基本原理之一，而且视为诸多基础理论的基础。

第二节 地质构造控制作用和地质构造控制论

地质构造作用结果形成了地质结构和地质环境。现代地壳运动或称为内动力作用是现代地壳活动、外生作用和地质体赋存环境条件的形成条件。在一定时间尺度内，它们是相对稳定的，实际上它们在地质构造作用下是不断地在变动着。地壳运动从不停止，从较长的时间尺度来看，地质结构也是不断地在变动着，地质环境也是不断地在变化。地震和断层活动强度是周期性地在变动，地壳沉降带也是不断地在变化，外生地质作用也有周期性变化，地质体赋存条件也是在不断地变化，地应力不是固定不变的，是呈波动状变化，地下水和地温在地质构造运动控制下也在变动。这个观点对认识地质条件和地质现象十分重要，不能用固定论观点看待地质事物。地质构造控制论包括的基本内容，如图 2-1 所示的框图，这个框图大体上反映了著者对地质构造控制论认识的基本要点。地质构造控制实质上是控制两大问题，一个是控制地质结构，一个是控制地质环境。地质结构包括地质体组成和经过运动产生的改造，它包括：区域地壳结构或区域构造，它是由大地构造单元构成的，它控制着各种地质作用，区域性

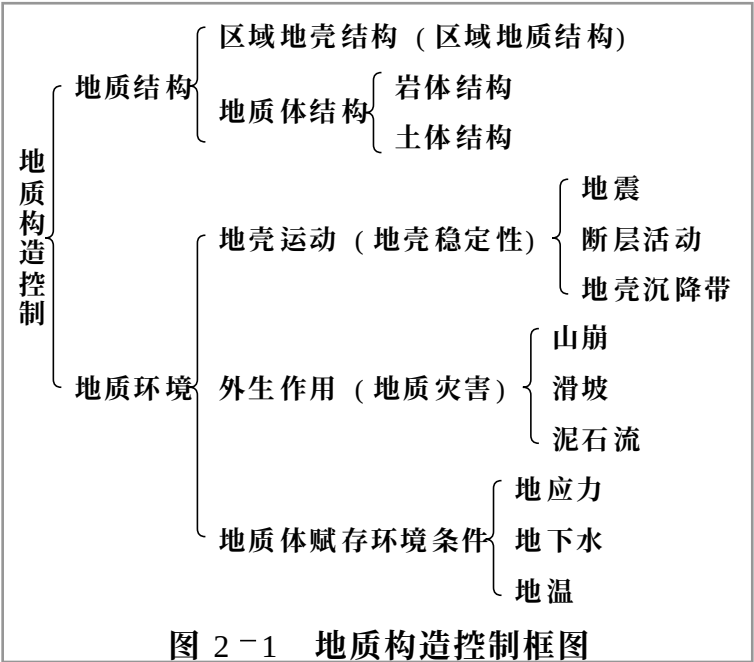


图 2-1 地质构造控制框图

地质构造与地壳稳定性有关，我们常常谈到的地壳稳定性问题，实质上是区域地质构造活动性问题。地质体结构包括有岩体结构和土体结构，岩体结构的范围比较小，它是指工程岩体范围之内的地质体结构，土体结构是指工程范围内土体的地质体结构。我们遇到的土体工程常常被作为连续介质材料问题处理，这是不恰当的，这个问题是很复杂的，实际上也是受结构控制。

地质环境有 3 个方面内容：①地壳稳定性，搞工程的经常涉及地壳稳定性问题，20 世纪 60 年代曾提出过地壳稳定性问题，但是当时对地壳稳定性包括一些什么内容并不清楚；50 年后的今天，清楚了，可以明确提出这个问题。国内研究这个问题的人还不少，如刘国昌、胡海涛、李兴唐、谭周地等都做了大量工作。今天看来，地壳稳定性应包括地震活动、地壳升降活动、断层活动以及由地壳活动引起的地壳表生活动，它们都是受地质构造作用控制的。关于地壳沉降带问题过去不太重视，实际上它也是地壳稳定性的一个方面。内陆的地壳沉降带常构成洪泛区、盐碱化区；沿海的地壳沉降带则构成海水入侵带。有人认为海水入侵是温室效应结果，据著者观察，现今的中国沿海的海水入侵主要是受地壳升降带控制的。②地质灾害，地质灾害是在地质构造控制下外动力作用（外生作用）结果，山崩、滑坡、泥石流是在地质构造控制下在重力、降水作用下产生的。③地质体赋存环境条件中的地应力、地下水和地温也是密切的受地质构造条件控制着，在研究地应力分布、地下水赋存条件和地温的分布切不可忽视地质构造的控制作用。

第三节 地质结构

地质结构是地质构造单元在地壳内排列组合形式。地质构造单元可分为大地构造单元和小构造单元。由大地构造单元在地壳内排列组合成的结构称为地壳结构；小构造单元在地壳内排列组合成的结构称为地质结构。小构造单元又称为地质结构单元。地壳结构控制着地壳活动性，地质结构控制着岩体和土体结构。它们都是受地质构造控制的。

地质结构是地质建造和改造的结果，它是岩体结构、土体结构和地质环境的宏观基础。岩体结构和土体结构是建立岩土力学模型的基础依据，岩体结构与地质结构有着相关关系，它们的关系可用表 2-1 表示。

表 2-1 地质结构模型的基本类型

序号	地质结构模型类型	地质建造特征	地质改造特征	岩石学特征	岩体结构特征
1	水平层状地质体	沉积岩建造	极轻微构造运动	未变质的粘土岩、砂岩、砾岩、石灰岩	层状完整结构、层状断续结构及碎裂结构，地层及层间错动不发育
2	缓倾层状地质体	沉积岩建造	中等程度构造运动	轻微区域变质的板岩、砂岩、砾岩、石灰岩	层状碎裂结构、出现有块裂结构，断层稀疏，层间错动少量发育

序号	地质结构 模型类型	地质建造特征	地质改造特征	岩石学特征	岩体结构特征
3	陡倾层状地质体	沉积岩建造、变质岩建造	强烈构造运动，岩层倾角达40°~60°	中深变质的千枚岩、片岩、石英砂岩、片麻岩、大理岩	层状碎裂结构、块裂结构，板裂结构为主，散体结构亦常见，断层及层间错动极发育
4	陡立层状地质体	沉积岩建造、变质岩建造	强烈构造运动，岩层倾角达60°~90°	中深变质的千枚岩、片岩、石英砂岩、片麻岩、大理岩	层状碎裂结构、块裂结构，板裂结构为主，散体结构亦常见，断层及层间错动极发育
5	褶曲地质体	各种建造	轴部褶皱	各种岩石	层状碎裂结构、块裂结构，板裂结构为主，散体结构亦常见，断层及层间错动极发育
6	完整块状地质体	岩浆岩建造、碳酸岩建造	轻微构造运动	新鲜岩浆岩及碳酸岩	原生节理发育，构造节理较小，多属于断续结构
7	碎裂块状地质体	岩浆岩建造、碳酸岩建造	经受强烈的构造作用	中深变质岩	层状碎裂结构、块裂结构，板裂结构为主，散体结构亦常见，断层及层间错动极发育
8	岩溶化块状地质体	海相碳酸岩建造	各种程度构造作用	泥灰岩、石灰岩、白云岩	架空结构

表中资料表明，岩体结构是很复杂的，绝不是简单的几个岩体结构类型所能代表的，应该根据地质结构特点进行分析，所给出的力学模型只能是概率上的意义，不能绝对化。

第四节 地质环境

地质环境是以人类为核心的周围地质空间。我们关心的是我们人类活动的周围地质空间对人类活动的适宜性；对地质工程建筑来说，就是对地质工程建筑的适宜性。这个适宜性控制于地壳稳定性、外生地质作用的成灾作用及地壳表部的地质体赋存环境条件，它们对地质工程建设有重要影响。

一、现代地壳运动及地壳稳定性

地壳稳定性是现代地壳运动的表现，是受内动力作用控制的。地壳在内动力作用下不断地在运动，此起彼伏。但是在不同地区地壳的运动速率是不等的，有的变化较快，断层活动剧烈，地震频繁发生；有的变化很慢，甚至慢到觉察不到它对人类活动有没有影响。这样一来，对工程建设来讲，我们根据地壳活动程度将地壳不同地区进行稳定性分级，研究它对工程建设的影响。地壳活动是内动力作用结果，不仅有快有慢，而且有升有降。随此产生了不同的表生现象，它有如链条一样连锁反应。地壳活动性研究不仅是研究地壳稳定性评价的基础，而且也是研究地壳表生活动现象的基础。关于地壳稳定性评价问题将在第七章内论述。

二、地壳活动性表生现象及地质灾害

与地壳稳定性有关的表生现象，又称为外动力地质作用现象。外动力作用结果造成人类生命财产损失的称为地质灾害（包括3种：山崩、滑坡、泥石流），都与区域新构造活动有关。还有一些与区域新构造活动有关的重要的地质灾害，如洪水泛滥、地面沉降。洪水泛滥目前一般的概念认为，洪水主要是与大气降水有关。但是，洪水不一定都成灾，洪水泛滥才成灾。洪水泛滥灾害是怎么形成的？著者总结了一些我国洪泛区与地质构造关系发现，近代的洪泛区都位于近代的地壳沉降带里面。我们国家的大江大河上的近代洪泛区，都是位于近代的地壳沉降带里。这就提出了一个问题，洪水泛滥到底是怎么形成的？水是一个方面的原因，它可以形成洪水，但不一定泛滥成灾；洪水泛滥成灾的一个重要方面是大江大河位于地壳沉降带内，地壳沉降带才是形成洪泛区的主要原因。这就牵扯到一个问题，防洪对策是什么？现在我们的防洪对策都是修大堤，也有人提出要改道。著者认为防御方案有两个，一个是躲，一个是治，但都必须以地质为基础，其中最重要的是地质构造控制。不论是躲还是治，都不是根治，因为它是受地质构造运动控制的，地壳升降人类无法控制，这是自然规律规定了的，因此，不可能治本，就像滑坡治理一样，想要一次滑坡治理就可以保证以后永不再产生滑坡，这个想法是违反自然规律的。地壳运动不断地在改变地壳面貌，制造新的不稳定条件，继续产生滑坡，这就是地质作用。我们可以通过人力将滑坡体稳定100~200a，赢得发展时间，这是可以的。我们办事要符合客观规律，这就是科学。还有的人提出清理河口，说是洪水泛滥是河口淤高造成的，著者认为这种意见不可取。现在不是有一种意见，认为长江三峡工程建立起来以后，长江洪泛问题就可以解决了么，未必如此。三峡大坝可以将三斗坪以上部分的洪水拦住，而三斗坪以下部分降水是拦不住的，而且洪水泛滥的根本原因不仅是洪水，而是受地壳沉降控制的。汉口、沙市、九江等地区地壳照样还会继续沉降，洪水泛滥照样还会发生的，不过规模会小一些，成灾会小一些。

从地质构造控制来看，山崩、滑坡、泥石流也是与地壳活动性有关。今天来说，山崩、滑坡、泥石流主要是人类活动引起的。从地质观点看，人类活动也是一项地质作用，即挖掘和堆积作用。但是从地质构造控制观点来讲，在近代地壳活动地区产生的要剧烈一些，地壳稳定地区比较少。

三、地质体赋存环境条件研究

地质体赋存环境条件有地应力、地下水、地温。这些问题不弄清楚，地质工程建设和地质灾害防治就要出问题。

地应力问题在地质工程工作中，已经开始被重视起来了，但是对地应力的规律目前还缺乏认识。地应力随深度的变化目前还是作为线性规律看待，实际上不是，而是具有三带性变化，即从地表向下首先是卸荷带，其次是地应力集中带，里面才是正常地应力带。关于这个规律不弄清楚，在地质工程建设中会遇到许多难处理的问题。一个地区的地应力的高低也是受地质构造控制的。目前地应力测量已经受到重视，但是测的结果是否可靠，经常有争论，特别是关于地应力方向问题争论很大，这个问题的解决必须依靠地质构造分析才能得到比较符合实际的结论。如十三陵抽水蓄能电站、大柳树坝址的争论，问题就在于

不认识这个地区存在巨大的卸荷带引起的，实际上是地应力问题。

地下水和地温也是一样，如果离开了地质构造控制观点，常常也弄不清楚。如平顶山煤矿井下地温很高，怎么降温，首先要弄清楚平顶山煤矿井下温度为什么那么高。华北那么多煤矿井下温度都不高，赵各庄煤矿井下深 1250m，井下温度并不太高，这又是什么？这是地质构造和地下水控制的。因为华北煤矿底下都有一层奥灰水（奥陶纪石灰岩含水层），深部的地温通过它进行调节，温度上不来。平顶山煤矿底下没有奥灰水，所以温度很高。像这样的环境你不清楚的话，盲目的去治，可能治不住。华北这些煤矿里的问题是突水，有承压的奥灰水存在。突水的原因有两个：一个是有承压水；一个是采场底板有缺陷。许多提出突水课题研究方案丢掉了地质背景。突水从哪儿发生，不是一般意义上的导高，而是沿着底板岩体内的断裂带、陷落柱上来的。这些薄弱环节控制着能否产生突水，必须把这些薄弱环节查清了以后才能解决突水问题，还是地质构造控制。所以著者认为地质构造控制是地质工程基础理论里面最重要部分之一，这对于开展地质工程工作具有重要的指导意义。

四、地质构造控制论的实例——防御长江洪水泛滥的地质基础

洪水泛滥成灾是自然灾害中的一项重大灾害。1998 年 10 月 18 日北京青年报报道：据民政部公布 1998 年灾情截至 10 月 12 日全国共有 3.8 亿人（次）受到各类灾害影响，因灾死亡 4610 人，造成直接经济损失 3072 亿元。特别是入汛以后，长江出现了继 1954 年的一次全流域性的洪水，嫩江、松花江流域出现超历史记录的特大洪水，许多省区重复受灾，造成严重损失。据民政部统计，受水灾影响，全国 29 个省（市）2.3 亿人（次）不同程度受到灾害影响，因灾死亡 3656 人，紧急转移安置 2044 万人；倒塌房屋 733 万间，损坏房屋 1379 万间；农作物受灾 2544 万公顷，成灾 1599 万公顷，绝收 614 万公顷；水灾造成经济损失 2642 亿元。1998 年水灾造成的经济损失占自然灾害造成的损失 80% 以上。

洪灾过后，各界都在反思，经过论证得出结论：“我们别无选择，必须一方面立即停止上游乱砍滥伐，另一方面刻不容缓地加紧中下游清淤、整治河道。从这个角度来说，防洪治洪比抗洪更为重要”。北京青年报 1998 年 10 月 18 日以“中科院百名专家呼吁全流域重建长江生态环境”为题，报道了专家们为长江勾画了“上蓄、中防、下排”的防洪远景：“即首先将大量雨水留存于有绿色水库之称的森林中，并在上游筑坝控制流量，然后在中游采取加固堤坝、平垸行洪等综合措施防御洪水，再在下游地区宽留滞洪区和行洪道以利排泄”。这些意见无疑都是正确的，但并不全面。水是天上降下来的，汇集成洪水是植被破坏造成的，江水中泥沙含量高是植被大量破坏的结果，这是形成洪水和河道淤积的重要原因，但是形成地上悬河和洪水泛滥成灾并不都是这些原因，著者认为与洪泛区的地质条件密切有关，防洪大堤设计不仅要根据水文资料，而且必须充分考虑地质资料。

1. 大江大河洪水泛滥特点

洪水是大气降水到地面汇集成的水流，水流大者称为洪水。洪水不一定都成灾。成灾者系洪水漫出河道，淹没耕田、村庄和城镇，造成经济损失的自然现象。一般河道洪水泛滥也可以淹没河道两岸耕地，甚至较小的村庄，淹没造成的经济损失一般不大，被淹没地区在地貌上常划分为漫滩（低漫滩和高漫滩），这是正常的现象。大江大河产生的洪水泛

滥，造成大灾的主要是防洪大堤决口引起的。河道两岸大堤越高，大堤决口引起的洪水泛滥造成的灾害越大，这种现象主要产生于大江大河存在有地上悬河的情况下，长江黄河发生的洪水泛滥就是由此产生的。地上悬河是产生洪水泛滥的主要隐患。

地上悬河是指大堤围限的河道水位高于堤外地面，即河水位高于地面的现象。长江、黄河的中下游都存在地上悬河。在洪水期间由于洪水漫堤、大堤塌方、产生管涌诱发的溃堤都可以引起大堤决口，1998年长江洪水期间引起洪水泛滥的最大威胁是管涌和洪水漫堤。产生管涌的主要原因是受地上悬河高度和大堤下的土质控制的，产生洪水漫堤的原因是大堤高度不够，这是制定防洪方案和工程设计必须考虑的。

2. 地上悬河成因

长江黄河中下游都存在地上悬河。1998年长江荆江河段长江大堤一般高出地面10余m，也就是说地上悬河一般高于地面十余米；黄河由于多次泛滥对地面产生淤积，地上悬河较低，但是开封市建设中开挖发现开封古城埋于地下达8m，如果从开封古地面算起，黄河地上悬河高出地面高度远远高于长江地上悬河高出地面的高度，其原因在于黄河形成地上悬河地段的开封盆地地壳沉降速度大于长江形成地上悬河地段的江汉盆地地壳沉降速度。

1998年长江洪水流量并不大于1954年，但洪水水位高于1954年，为了防御1998洪水泛滥，在大堤上加高筑有子堤，子堤有的高达2~3m（这里可能有地面下沉造成的原因），也就是说长江地上悬河高于地面12~13m。

地上悬河是怎么形成的？水利学观点认为是淤积形成的，也就是说因为长江、黄河河水中泥沙含量大，在中下游沉积，淤高河床形成地上悬河。这种观点是不完全符合实际的。黄河在历史上河水中的泥沙含量一直很高，这是事实。可是长江就不是这样，长江大堤在晋朝时就开始修建，而长江水一直都是清的，新中国成立后由于上游植被破坏，河水泥沙含量才增多，而且愈来愈多。由此可见，说是泥沙淤积形成地上悬河是与实际不符的。著者认为：地上悬河的成因主要在于地质构造因素，对长江是，对黄河也是。长江存在地上悬河的洪泛区在地质上位于江汉盆地，或者称为江汉近代沉降带；黄河存在地上悬河的洪泛区在地质上位于开封凹陷盆地内，也就是华北平原沉积盆地里的近代沉降最显著的开封盆地内。由于地壳下沉，江、河水泛滥，为了防止江、河水泛滥，则筑堤束水，随着地面不断下沉，大堤不断增高；由于大堤增高，水深加大，由此导致流速减缓，引起泥沙淤积；由此可见，不是泥沙淤积形成地上悬河；而是地面下沉，筑堤束水形成地上悬河。由此可见，单纯一味追求加高大堤并非是防御洪水泛滥的良策，在一定地质条件下，不适当地加高大堤还会对防御洪水泛滥起到相反的作用。所以在加高大堤时，还应考虑地面不断下沉这一地质因素对策。

3. 防御长江洪水泛滥的地质对策

前面谈到过，洪水泛滥的主要方式有：①洪水漫堤；②溃堤。溃堤产生方式是大堤塌方和管涌。

洪水漫堤主要是由于大堤高度不够引起的，解决的办法是加高大堤。大堤塌方可以通过控制筑堤质量解决，管涌则不能采用这种办法解决。管涌则必须通过降低产生管涌的条件来控制。管涌能否产生，主要决定于堤脚下土质成分和渗透水形成的渗透压力或称为动水压力，动水压力大小控制于渗透水出逸坡降。土质是客观存在的，渗透水动水压力或出逸坡降是与修筑大堤有关，大堤加高了，形成渗透的水位增高或者说加大了出逸坡降 I ，

增大了动水压力。动水压力 P_v 为

$$P_v = \frac{1}{2} \rho K I^2$$

上式表明，具有重度 ρ 的流动的地下水的动水压力与渗透系数和水力坡降（出逸坡降）的二次方成正比。渗透系数（ K ）和水力坡降（ I ）愈大时，渗透压力愈大，愈易引起管涌。

长江黄河存在地上悬河的地段，在地质上属于冲洪积土质，由粉细砂和粉质粘土组成，比较容易产生管涌。但是它存在一个产生管涌的临界条件，即临界出逸坡降或允许出逸坡降 I_0 。这个指标不仅决定于土质，而且决定于土体结构，应该综合分析给出。

综上所述，解决长江洪水泛滥问题技术方案，除了已提出的禁止乱砍滥伐，封山育林，进行水土保持，筑坝拦水外，还应从地质角度作两方面考虑：

（1）治本措施——放淤：因为形成洪水泛滥的地上悬河是筑堤束水，限制地壳下沉造成地面沉降接受淤积，致使大堤与地面高差不断加大，隐患愈来愈大。筑堤挡水由于地壳不断沉降，随之而来的是险情不断增大，大堤必须不断加高，这不是长久之计。从长远来说，最好的办法是放淤。也就是说通过放淤将沉降地带填平，减小大堤高度，实际上是对大堤进行压脚，防止管涌发生。提高大堤的安全度，这是治本的办法，这是适应自然规律，这就需要政府有计划地进行，这个难度更大。一个沉降盆地有许多城市，很难全部同时搬迁。但是著者认为这很可能是解决问题的长远方案。著者认为就长江和黄河的泥沙含量来说，通过 20 年淤平一个盆地是可能的。地壳下沉速率每年按 1cm 计，淤平一次我估计至少可以保 1000 年平安。从历史来看，长江大堤是晋朝时开始修建的，到现在已经 1500 多年了，现在淤一次，保证 1000 多年的安全，从长远来看是值得的。改道也是一个治理方案，但也不容易，改道最好是改到地壳稳定地区，那就必须把这个区域地质构造搞清楚，特别是要把这个区域的新构造搞清楚，这须要认真论证。地壳总是不断地在变动，水向低处流，你能控制住河道么，也不是一件容易的事，难度很大。而且，应该看到，目前江水中泥沙含量很高，具有很好的放淤条件。现在上游正在大力开展水土保持，在不久的将来，江水有可能变清，泥沙含量很少，利用放淤措施，治理长江洪水泛滥条件就不存在了，治理长江洪水泛滥的难度就更大了，目前是难得的放淤的良机。应该明确，地壳沉降何时停止，我们还不得而知，所以这两个方案还不是根治的治本的方案，这是自然规律规定的，不可能根治，这一点必须清楚。但从长治久安着想，放淤还是上策。

（2）应急方案——加高加固大堤：这是一项简便易行的应急措施，大堤加高加固一次可以考虑保一百年平安。加固加高大堤应从三个方面考虑：

a. 防止洪水漫堤 唯一的办法是加高大堤。大堤高度的决定不仅要根据水文资料，而且要考虑地壳沉降速率资料。如根据水文资料确定的大堤高度为 H ，地壳沉降速度为 a ，大堤设计使用时间假设为 100 年，则由于地壳沉降需加高大堤高度为 $a \times 100$ ，则设计的大堤高度应为 $H + 100a$ 。

b. 防止产生管涌 大堤加高了，管涌发生的机会就增大了，必须采取措施降低渗透水出逸坡降，具体的办法可以采用清淤压脚或设置防渗墙增大渗透途径，这是应急措施，也是一项简易可行的措施。

c. 防止大堤坍塌 加高大堤，溃堤的危险性就加大了，在此同时，必须加固大堤。

加固大堤的重要措施是合理设计大堤坡度、加固堤脚和加宽大堤。为此，在大堤设计时必须认真考虑动水压力。河道涨水时必须考虑渗透水在外边坡出逸问题；退水时必须认真考虑渗透水逸出的动水压力，采取合适的加固措施。因此，大堤外必须留出一定宽度的大堤加固带，在进行国土规划时必须考虑这个问题。

因为地壳沉降人类目前还无法控制，只能采取躲避政策处理，因此不论是为了放淤还是加高大堤，都必须限制地上悬河沿江地段（如沙市、武汉、九江等）的大城市发展，避免造成巨大损失。

上述表明，地质是防御长江洪水泛滥的不可忽视的基础依据之一，仅考虑洪水和淤积进行防洪和治洪是不全面的，防御洪水泛滥是一个综合课题，必须综合考虑。进行科学地防洪设计时，既要进行充分的水文气象论证，也要进行充分的地质条件论证。地质条件论证包括：

（1）防洪设计地区的地质结构、土质成分调查，对产生管涌的允许出逸坡降 I_0 进行论证，这是防洪大堤设计必须的重要参数。如加高大堤，提高了水位，实际上是加大了出逸坡降 I ，如出逸坡降 I 出现大于允许出逸坡降 I_0 ，大堤很容易产生管涌，引起溃堤；为了防止大堤出现溃堤，需要加大渗透途径，可以采取加高堤外地面（清淤堆积于堤脚，放淤抬高地面等措施）或于大堤内建筑隔水墙，增长渗透途径。

（2）地壳沉降速度调查研究，这也是进行大堤高度设计必需的参数。如上所述，大堤高度设计不仅要根据水文资料，而且要考虑地壳沉降速率，这是大堤设计的重要参数，应认真研究。

第三章 岩体结构控制论与 岩体结构力学原理

纵观岩体力学研究历史，可以看出，岩体力学研究成果始终不能满足解决工程建设所提出问题的需要。在工程规模较小时，工程建筑者对岩体力学研究的要求并不迫切，实际上是无求于它，仅根据经验就可以解决工程建设中遇到的岩体力学问题。随着工程规模不断增大，经济和技术要求愈来愈高。工程建筑者们逐渐感到，仅凭经验已不能解决工程建设中遇到的岩体工程问题，要求从岩体力学作用理论上加以判断和思考。第二次世界大战后，特别是 20 世纪 60 年代以后，工程建设中的岩体工程发展十分迅速，规模不断增大。这个问题亦愈来愈突出，在岩体力学发展中，许多科学技术工作者做出了有价值的贡献，而现状仍不能令人满意。目前的岩体力学工作结果之所以不能令人信服，其原因大体有两个方面：①岩体力学研究脱离了地质实际；②岩体力学理论还受到某些观念、观点和已有理论的束缚，致使岩体力学理论和实际的岩体力学作用存在脱节现象。

岩体力学发展，大体上可以分为 3 个阶段。早期岩体力学工作，实际上是把岩体视为一种连续介质材料，利用连续介质力学模型理论处理岩体工程中遇到的岩体力学问题，即把岩体力学视为一种岩石材料力学这是岩体力学发展第一阶段。20 世纪 60 年代以后，国际上相继发生了几起重大的工程事故。研究结果表明，很多工程事故的发生与不认识和不重视岩体中断层、节理等裂隙有关。此后，出现了重视碎裂岩体力学研究的动向，并且做了大量的工作。但是，这些研究仍然是把岩体视为一种连续介质材料。研究工作的目标则在于探讨由于岩体被裂隙切割，其力学性质应如何降低的问题。也就是说，应如何选取合理的岩体力学性质指标问题，在理论上，仍然用的是连续介质力学理论。这一阶段可以称为碎裂岩体力学阶段这是第二阶段。自从岩体结构观点形成以后，岩体力学的发展发生了很大变化。20 世纪 70 年代以后，岩体结构力学效应的研究愈来愈受到重视。随着研究工作的不断深入，逐渐认识到，岩体结构的力学效应、不仅表现在岩体力学性质上，而且岩体变形和破坏也存在有明显的结构控制作用。因此，岩体结构的力学效应包含着 3 个重要方面内容：①对岩体力学性质的影响；②对岩体变形的力学作用规律的影响，③对岩体破坏的力学作用规律的影响。近年来的一些研究结果和实验愈来愈揭示出，岩体的力学作用不仅受构成岩体结构基本单元——结构面和结构体控制，而且还受岩体结构特征控制。这一特点向我们展示，仅用材料力学观念去研究岩体的力学作用和力学性质已经不够，应采用结构力学理论和方法进行研究。随此，岩体力学的发展进入了岩体结构力学阶段这是第三阶段。岩体结构力学基本特点是：承认岩体是有结构的；岩体结构控制着岩体力学性质和力学作用，即控制着岩体变形和破坏规律；同时，认为在岩体上或岩体内修建工程时岩体是工程结构的一部分和全部。结构力学的观点和方法是研究岩体力学作用的基本观点和方法。著者认为，地质背景是岩体力学作用的基础。岩体力学研究的任务是根据岩体结构

特征及其赋存环境特点，考虑工程作用特点，将地质模型转化为力学模型；进一步，与数学力学工作者协作，将力学模型转化为数学语言（模型），对岩体工程作用引起的岩体变形和破坏状况进行分析；与设计工程师协作，分析工程岩体变形和破坏对岩体工程结构稳定性的影响程度，即进行岩体工程结构稳定性分析。将地质模型转化为力学模型是岩体结构力学研究的中心课题。

第一节 岩体结构

岩体结构力学最基本的地质基础是岩体结构。岩体结构的基本特点是不连续性，或者说岩体在各种结构面切割下具有一种割裂结构。切割岩体的结构面，按其力学性质可分为两类，即软弱结构面和坚硬结构面；结构面切割成的块体称为结构体，结构体按其形状和它的力学功能可分为块状结构体和板状结构体。结构面和结构体称为岩体结构单元，如图 3-1 所示。据此，岩体结构可分为两级，即在软弱结构面切割下形成的块裂结构和板裂结构，属于一级结构；在坚硬结构面切割下形成的岩体结构，属于二级结构。坚硬结构面切割下形成的二级岩体结构，按结构面切割程度又可分为：完整结构（断续结构）、碎裂结构及散体结构，这一划分结果示于表 3-1。

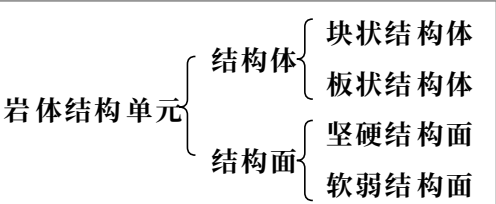


图 3-1 岩体结构单元

表 3-1 岩体结构级序及类型

级序	类型	亚类	划分依据	力学作用控制因素
I - 1	块裂结构	块状块裂结构 层状块裂结构	软弱结构面	软弱结构面
I - 2	板裂结构	块状的板裂结构 层状的板裂结构	板状结构体 软弱结构面	软弱结构面 及板状结构体
II - 1	完整结构	块状的完整结构 层状的完整结构	坚硬结构面连续性	岩体及结构面连续性
II - 2	碎裂结构	块状碎裂结构 层状碎裂结构 镶嵌碎裂结构	坚硬结构面	坚硬结构面 组数、产状、数量
II - 3	散体结构	粗碎屑的结构 糜棱化的结构	结构面无序状分布	结构体大小及数量

第二节 岩体结构控制论

20 世纪 60 年代谷德振、孙玉科教授提出了“岩体结构”概念，提供了将复杂的岩体抽象为科学的结构类型分类依据，也提出了岩体结构控制岩体稳定性的重要观点。谷德振教授著的《岩体工程地质力学基础》是这一观点的代表著。经过长期实践和研究，著者于 1984 年进一步提出“岩体结构控制论”是岩体力学的基础理论，全面、系统地以“岩体结构控制论”为指导研究了岩体变形、岩体破坏及岩体力学性质的基本规律；提出岩

体变形系由岩体材料变形和岩体结构变形共同贡献的，岩体破坏系由岩体材料破坏和岩体结构破坏控制的；岩体力学性质不仅决定于岩体材料力学的性质，而且受控于岩体结构力学效应及环境因素力学效应；提出了岩体可以划分为连续、碎裂、块裂及板裂四种力学介质，从而建立了完整的岩体结构力学体系。著者于 1989 年出版的《岩体结构力学》是这一理论体系的代表著。

岩体结构力学是一个新的理论体系，它以岩体结构控制论为纲，并与力学与地质相结合。岩体结构力学是解决土木工程、矿山工程、国防工程建设中存在的岩体工程建筑的基础理论。随着人类向地下深部进军大趋势的到来，岩体工程类型愈来愈多，规模愈来愈大，其安全性和经济效益愈来愈受到关注，对岩体力学的需求愈来愈迫切。岩体力学已经受到国内外广泛重视，出版了许多专著、论文和教科书，但是工程界仍感到已有的岩体力学理论解决实际问题的能力很低。著者在前面已经指出过原因有两条：

- (1) 岩体力学研究与地质研究脱节，抽象成的岩体力学模型不符合岩体的地质实际；
- (2) 已有的岩体力学理论不能反映岩体力学的真实规律。已有的岩体力学理论是从材料力学和土力学移植过来的，实质上是连续介质力学理论，不符合岩体力学作用的地质实际。

岩体的地质实际是什么，经过多年研究，著者逐步认识到：岩体是经受过变形，遭受过破坏，具有多种不连续结构的地质体。岩体力学是研究环境应力改变时经受过变形，遭受过破坏的岩体产生再变形、再破坏的规律、理论和应用技术的科学。这两个“再”字非常重要，是岩体力学的特点。这两个“再”字是严格地受岩体结构控制着，即岩体结构控制着岩体变形、岩体破坏、岩体力学性质。著者于 1978 年提出岩体结构力学效应是岩体力学的力学基础这一理论，1984 年又提出，岩体结构控制论是岩体力学的基础理论。如图 3-2 所示，岩体结构控制论有两个层次：第一个层次是岩体结构对岩体变形、岩体破坏、岩体力学性质规律的控制，这是岩体结构力学基础理论，是岩体结构力学的核心。第二个层次是应用这三个基础理论作指导去解决岩体工程实际问题。显然，岩体力学的核心理论是岩体结构控制论，解决岩体力学问题的基础方法是岩体结构分析方法和结构力学分析方法。下面是著者以岩体结构控制论为依据建立的岩体结构力学的具体理论。

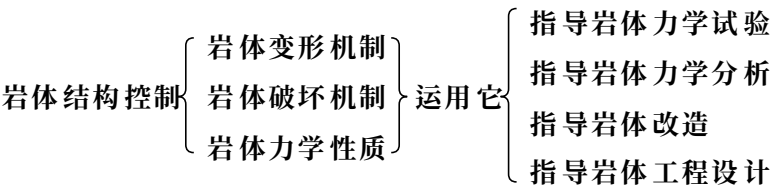


图 3-2 岩体结构控制论框图

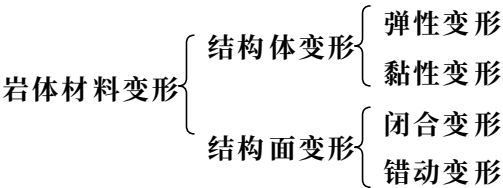


图 3-3 岩体材料变形图

1. 关于岩体变形规律的理论

已经有不少人研究过岩体变形本构规律，但是，大多数研究结果是脱离岩体地质实际的。在解决岩体工程问题时，采用材料力学理论分析岩体变形，作出来的结果不好用。著者经过多年研究和实践，发现岩体变形是由岩体材料变形和岩体结构变形共同贡献的，即：

$$\text{岩体变形 (U)} = \text{岩体材料变形 (U}_m\text{)} + \text{岩体结构变形 (U}_s\text{)}$$

如图 3-3 所示，岩体材料变形是由结构体弹性变形、结构体黏性变形、结构面闭合变形、结构面错动变形 4 种机制成分构成的。根据这一方案，作者对岩体材料变形进行了系统的研究，针对岩体地质特征的不同，给出了 17 种岩体材料变形模型和本构方程（孙广忠，1988）；同时对岩体结构变形规律也进行了基础性研究，提出了 4 种岩体结构变形本构规律，这就是沿软弱结构面滑移变形规律、软弱夹层挤出变形规律、块状结构体转动变形规律和板状结构体弯曲变形规律。这样，著者为岩体变形分析提供了岩体结构力学理论基础。然而，目前岩体变形分析大多还是把岩石材料变形当作岩体变形的全部。所以，岩体变形理论分析结果与实际观测结果相差十分悬殊。著者在 1986 年曾对鲁布革电站地下厂房边墙变形进行过分析，设计时根据胡克法则计算得地下厂房边墙变形为 0.19mm，而实际变形观测结果为 22.5mm，相差达 100 倍以上。利用著者提出的板裂结构岩体力学理论计算得洞室边墙岩体结构变形达 22.7mm，且岩体内部产生了开裂。这与实际观测结果十分相符。这表明仅用胡克法则分析岩体变形是不符合实际的，岩体变形分析必须考虑岩体结构变形。

2. 关于岩体破坏规律的理论

很多人把这个问题作为岩石材料强度研究。实际上，也是脱离岩体地质实际的。著者根据多年的研究和实践，发现岩体破坏也是受岩体结构控制的。在总结大量岩体破坏资料基础上发现岩体在其结构控制下，具有如表 3-2 所示的 7 种破坏机制：①张破裂；②剪破坏；③结构体滚动；④结构体沿结构面滑动；⑤倾倒破坏；⑥溃曲破坏；⑦弯折破坏。前 2 种为材料破坏，后 5 种为结构破坏和结构失稳。相应地给出了 7 种破坏判据，批判了用单一库仑莫尔破坏判据评价岩体力学破坏的片面性错误，建立了岩体破坏判据体系。这一论点得到了广泛的实践验证，碧口电站引水隧洞破坏实例分析清楚地说明了这个问题。该隧洞穿过的岩体为千枚岩，具板裂结构，设计时是用库仑莫尔准则进行了稳定性分析。结果认为可以挖成 12.9m 的引水洞，而施工时被破坏了。1985 年作者发表了板裂介质岩体力学理论，原设计工程师倪国荣利用著者提出的板裂介质岩体力学理论重新进行分析，该洞是不稳定的。原分析结果的错误导致该工程长时间停工处理，给施工带来巨大困难。

表 3-2 岩体破坏机制表

岩体结构类型	完整结构	碎裂结构	板裂结构	块裂结构
破坏机制	1. 张破裂 2. 剪破坏	1. 张破裂 2. 剪破坏 3. 结构体滚动 4. 结构体沿结构面滑动	1. 倾倒破坏 2. 溃曲破坏 3. 弯折破坏	4. 结构体沿结构面滑动

3. 关于岩体力学性质规律的理论

现行的岩体力学性质分析方法是岩体材料力学试验结果加经验折扣，没有理论。20 世纪 70 年代中期，鲁尔大学教授约翰曾提出，岩体力学性质受岩体结构控制。因为他没有掌握岩体结构力学效应规律，因此没有解决这个问题。作者经过多年研究和实践，发现岩体力学性质结构效应可概括为 3 个法则：①爬坡角效应法则；②尺寸效应法则；③各向异性效应法则。考虑岩体力学性质时还必须考虑工程结构特点，这样才能得到比较符合实际的工程岩体力学性质。这一理论为岩体力学性质分析提供了理论基础。

4. 岩体力学介质

通过岩体变形、岩体破坏、岩体力学性质规律的研究，著者发现岩体力学的基本规律的确是受岩体结构控制着，据此，提出岩体结构控制论是岩体力学的基础理论，不仅提出了岩体结构控制论是岩体力学基础理论的基本论点，而且运用这一基本理论建立了岩体结构力学理论体系。同时，在应用方面也做了一些基础性研究。为了保证岩体力学分析的科学性和岩体力学模型选择的科学性，根据岩体变形和破坏机制以及地应力特点将岩体划分为如表 3-3 所示的 4 种力学介质为连续介质、碎裂介质、块裂介质、板裂介质。对各类介质岩体力学分析方法进行了深入的研究，从而建立了完整的岩体结构力学体系；还以岩体结构控制论为指导，对岩体改造原理进行了基础性研究，使岩体结构力学理论更完善，更便于使用。

表 3-3 岩体力学介质分类

岩体力学介质类型	岩体结构类型及地应力条件	相应的岩体力学方法
块裂介质	块裂结构岩体	块裂介质岩体力学
板裂介质	1. 板裂结构岩体 2. 单向应力作用下的碎裂结构岩体	板裂介质岩体力学
碎裂介质	1. 低环境应力条件下的碎裂结构岩体 2. 粗碎屑散体结构岩体	碎裂介质岩体力学
连续介质	1. 完整结构岩体 2. 高地应力条件下的碎裂结构岩体 3. 细碎屑散体结构岩体	连续介质岩体力学

5. 岩体结构力学定理

综合前人研究结果及著者的研究结果，1991 年在岩体结构控制论的指导下著者将岩体结构力学核心内容归纳为如下 5 条，称为岩体结构力学的基本定理或者称为岩体力学的基本定理（孙广忠，1993）：

- （1）岩体是经受过变形、遭受过破坏，由一定的岩石成分组成，具有一定的结构和赋存于一定的地质环境中的地质体，岩体力学是研究环境应力改变时岩体产生再变形和再破坏规律、理论和应用的科学。
- （2）岩体在结构面控制下，形成有自己独特的不连续结构，岩体结构控制岩体变形、破坏及其力学性质。岩体结构对岩体力学的控制作用，远远大于岩石材料的控制作用。
- （3）岩体结构控制论是岩体力学的基础理论，岩体结构力学效应是岩体力学的力学基础，岩体结构分析方法和结构力学分析方法是岩体结构力学研究的基本方法。
- （4）岩体赋存于一定的地质环境中，岩体赋存环境条件可改变岩体结构力学效应和岩石的力学性能。
- （5）在岩体结构、岩石成分及环境应力条件控制下，岩体具有多种力学介质和力学模型，岩体力学是由多种介质力学构成的力学体系。

第三节 岩体结构力学原理

一、岩体变形基本规律

如前所述，岩体变形，受三个基本因素控制，即岩性、岩体结构和地应力状况。

目前，对岩体变形研究还是停留在岩石材料变形的特点上，只考虑材料变形的弹性变形和流动变形两种表现形式。实际上，岩体变形受岩体结构影响很大，岩体结构对岩体变形的影响表现在两个方面：①岩体结构基本单元对岩体变形的影响；②岩体结构特征对岩体变形的影响。前者属于材料变形范畴，后者属于结构变形范畴。目前，对前者做了一些研究，对后者研究得很不够。岩体结构基本单元对岩体变形贡献的基本规律如下。

(一) 岩体结构单元材料变形

1. 结构体变形

弹性变形：其变形基本规律试验结果及作为一种结构力学元件的代表符号示于图3-4。虎克方程是它最合适的本构规律表征方程，即：

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_b} \quad (3-1)$$

式中： ε 为应变； σ 为应力； E_b 为结构体弹性模量。

黏性变形：其变形基本规律试验结果及作为一种结构力学元件的代表符号示于图3-4。修正的牛顿方程是这一规律的合适表征方程，即：

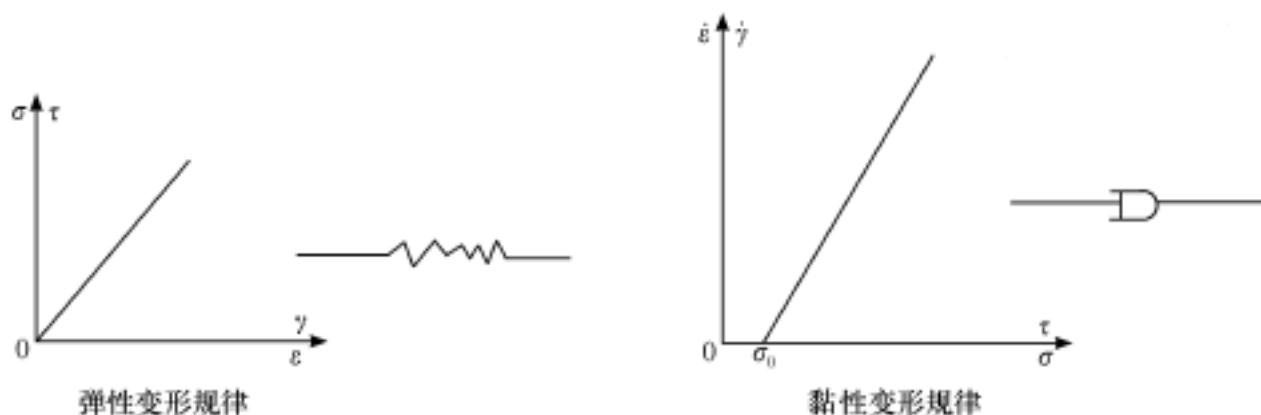


图 3-4 结构体变形规律示意图

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\sigma - \sigma_0}{\eta} \quad (3-2)$$

$$\dot{\gamma} = \frac{\tau - \tau_0}{\eta} \quad (3-3)$$

式中： $\dot{\varepsilon}$ 为应变速率； σ 为应力； σ_0 为初始应力； η 为黏滞系数； $\dot{\gamma}$ 为角应变速率； τ 为剪应力； τ_0 为初始剪应力； η 为黏滞系数； γ 为角应变。

2. 结构面变形

闭合变形：其变形基本规律试验结果及作为一种结构力学元件的代表符号示于图3-5。其基本规律遵循衰减法则，即：

$$\frac{d\varepsilon_j}{d\sigma} = E^{-1} (\varepsilon_{j0} - \varepsilon_j) \quad (3-4)$$

式中： $d\varepsilon_j$ 为偏剪应变； $d\sigma$ 为偏应力； E 为弹性模量； ε_{j0} 为初始结构面应变； ε_j 为结构面应变。

错动变形：其变形基本规律试验结果如图3-5所示。

这一基本规律可简化用两段直线表征，即：

$$\text{当 } \sigma \leq \sigma_{s0} \text{ 时 } \gamma = \frac{\sigma_s}{G_{sj}}; \quad \text{当 } \sigma \geq \sigma_{s0} \text{ 时 } \dot{\gamma} = \frac{\sigma_s - \sigma_{s0}}{\eta} \quad (3-5)$$

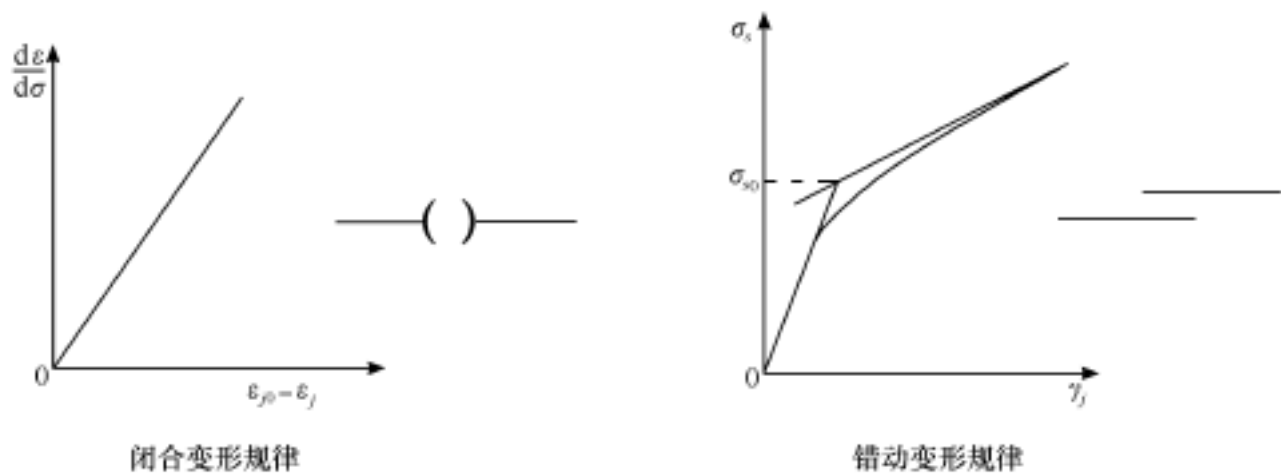


图 3-5 结构面变形规律示意图

式中： γ_j 为结构面剪应变； σ_s 为剪应力； G_{sj} 为结构面剪切刚度； $\dot{\gamma}$ 为结构面剪应变速率； σ_s 为剪应力； σ_{s0} 为初始剪应力； η 为结构面黏滞系数。

根据上列基本规律，可以从理论上得到典型岩体材料变形本构规律，下面是几种典型岩体在单轴压力作用下，变形本构方程及其变形曲线特征。

(二) 岩体材料变形规律

1. 完整结构岩体变形本构规律

均匀弹性介质岩体：图 3-6a 为其地质模型；图 3-6b 为其物理模型；图 3-6c 为其力学模型；图 3-6d 为其应力应变曲线结构。根据力学模型可以求得其一维变形本构方程为：

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (3-6)$$

式中： ε 为应变； σ 为应力； E 为弹性模量。

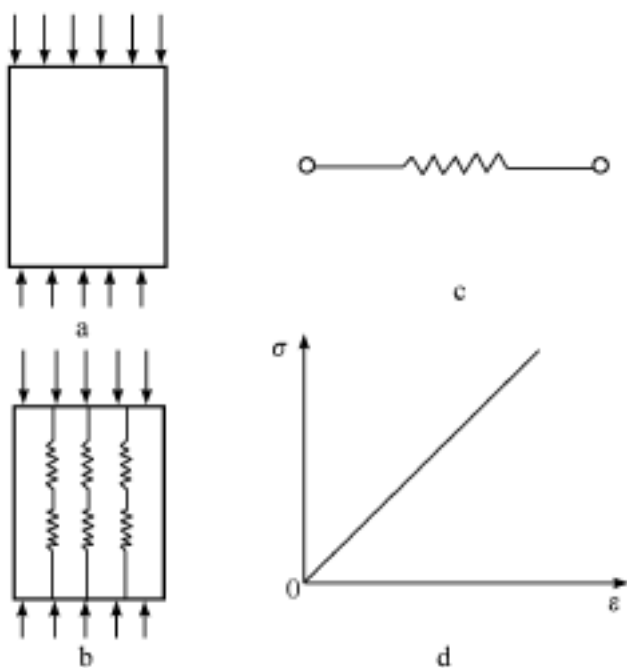


图 3-6 均匀弹性完整结构岩体变形机制及变形特征

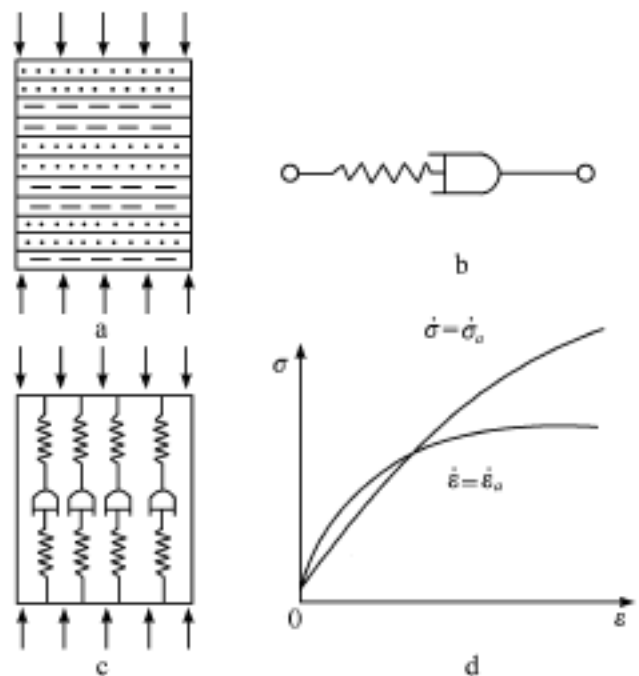


图 3-7 水平层状黏弹性岩体变形机制及变形特征

水平层状黏弹性岩体：图 3-7a 为其地质模型；图 3-7b 为其物理模型；图 3-7c 为其力学模型；图中 d 为变形曲线示意图。据此，可求得其一维本构方程为：

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_b} \quad (3-7)$$

这一本构方程表明，其应变结果与加载控制方式和速度密切相关。如：
 应力速率控制加载，取 $\dot{\sigma} = \dot{\sigma}_a$ ，求得：

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_b} + \frac{\dot{\sigma}^2}{2 \eta \dot{\sigma}_a} \tag{3-8}$$

应变速率控制加载，取 $\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_a$ ，求得：

$$\sigma = \eta \dot{\varepsilon}_a \left[1 - e^{-\frac{E}{\eta \dot{\varepsilon}_a}} \right] \tag{3-9}$$

上列式中： $\dot{\varepsilon}$ 为应变速率； $\dot{\sigma}$ 为应力速率； E_b 为结构体弹性模量； $\dot{\sigma}_a$ 为应力速控制加载的应力速率； η 为黏滞系数。

直立层状黏弹性岩体：图 3-8a 为其地质模型。视其岩性及其力学性质不同，可抽象为 4 种物理及力学模型，分别可得到 4 种变形本构方程，即：

$$\left. \begin{aligned} M_1: \quad \sigma &= E \varepsilon + \eta \dot{\varepsilon} \\ M_2: \quad \sigma &= E_1 \left[\varepsilon - \frac{\sigma}{E_2} \right] + \eta \left[\dot{\varepsilon} - \frac{\dot{\sigma}}{E_2} \right] \\ M_3: \quad \dot{\sigma} &= \left[\varepsilon - \frac{\sigma}{\eta} \right] + \eta \left[\ddot{\varepsilon} - \frac{\dot{\sigma}}{\eta} \right] \\ M_4: \quad \dot{\sigma} &= E_2 \left[\dot{\varepsilon} - \frac{\dot{\sigma}}{E_1} - \frac{\sigma}{\eta} \right] + \eta \left[\ddot{\varepsilon} - \frac{\dot{\sigma}}{E_1} - \frac{\dot{\sigma}}{\eta} \right] \end{aligned} \right\}$$

$$\tag{3-10}$$

实际上 M_1 、 M_2 、 M_3 只是 M_4 的特例。 M_4 在不同加载条件下的应力应变方程为：

应力速率 $\dot{\sigma}_a$ 控制下的本构方程：

$$\varepsilon = \sigma \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right] - \frac{\dot{\sigma}_a \eta}{E_2^2} \left[1 - \exp \left[- \frac{E_2 \sigma}{\dot{\sigma}_a \eta} \right] + \frac{\sigma_2}{2 \dot{\sigma}_2 \eta} \right] \tag{3-11}$$

应变速率 $\dot{\varepsilon}_a$ 控制下的本构方程：

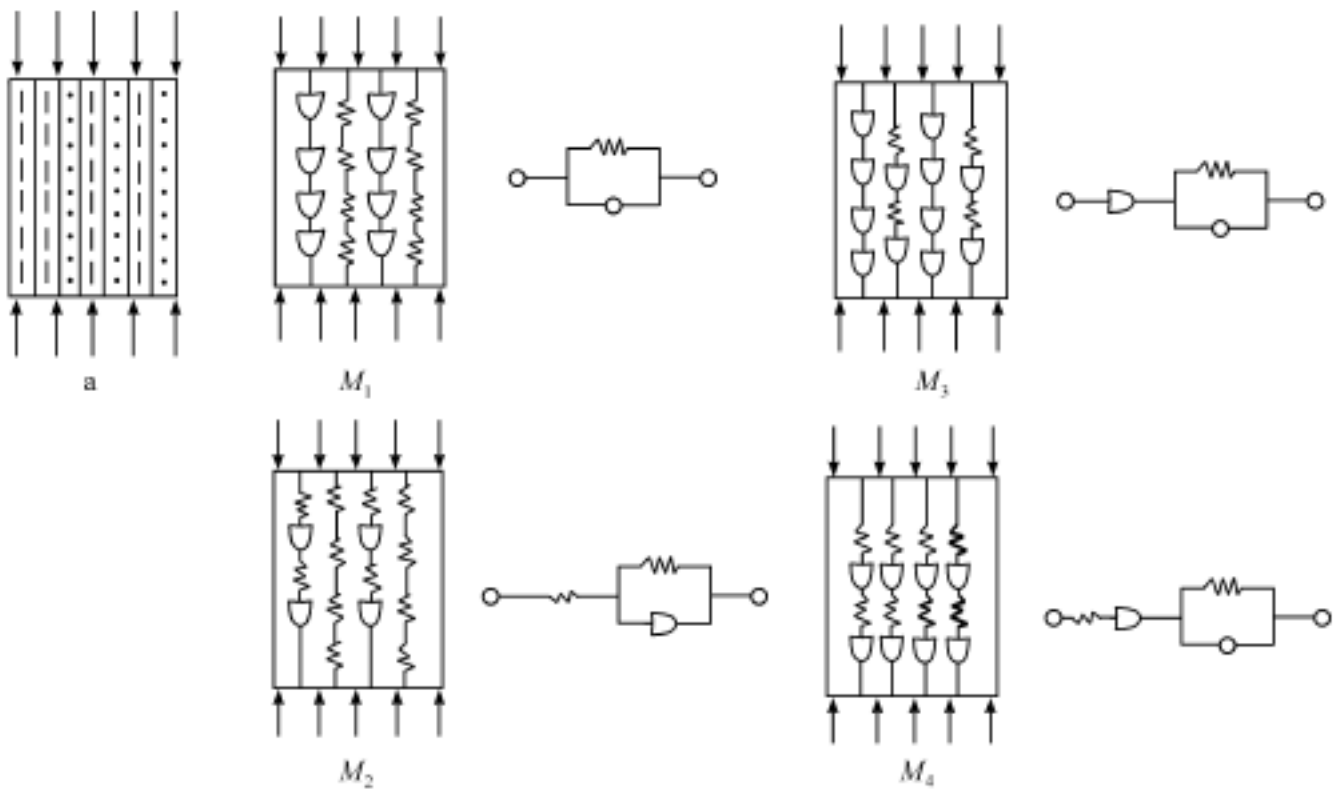


图 3-8 直立层状黏弹性岩体变形机制及变形特征

$$\sigma = \frac{\dot{\varepsilon}_a \eta \left[1 - \exp \left(- \frac{E_1}{\dot{\varepsilon}_a} \right) \right] \left[\eta + \frac{E_2 \varepsilon}{\dot{\varepsilon}_a} \right]}{\eta \left[1 - \exp \left(- \frac{E_1}{\dot{\varepsilon}_a \eta} \right) \right] + \eta + \frac{E_2 \varepsilon}{\dot{\varepsilon}_a}} \quad (3-12)$$

上列式中： ε 为应变； $\dot{\varepsilon}$ 为应变速率； $\dot{\varepsilon}_a$ 为加载控制应变速率； σ 为应力； $\dot{\sigma}$ 为应力速率； $\dot{\sigma}_a$ 为控制加载的应力速率； E_1 、 E_2 为黏性结构体、砂性结构体弹性模量； η 、 η 为黏性结构体、砂性结构体黏滞系数。

碎裂结构岩体分为均质弹性碎裂岩体、水平层状黏弹性碎裂岩体、直立层状黏弹性碎裂岩体。

(1) 均质弹性碎裂岩体：图 3-9a 为其地质模型；图 3-9b 为其物理模型；图 3-9c 为其力学模型；图 3-9d 为其应力应变曲线特征，它是在岩体力学试验中极常见的一种变形曲线结构形式。

其变形本构方程为：

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_b} + \varepsilon_0 \left[1 - \exp \left(- \frac{\sigma}{E_j} \right) \right] \quad (3-13)$$

式中： ε 为岩体应变； σ 为岩体应力； E_b 为材料弹性模量； E_j 为结构体弹性模量。

(2) 水平层状黏弹性碎裂岩体：图 3-10a 为其地质模型；图 3-10b 为其物理模型；图 3-10c 为其力学模型；图 3-10d 为其变形曲线特征。

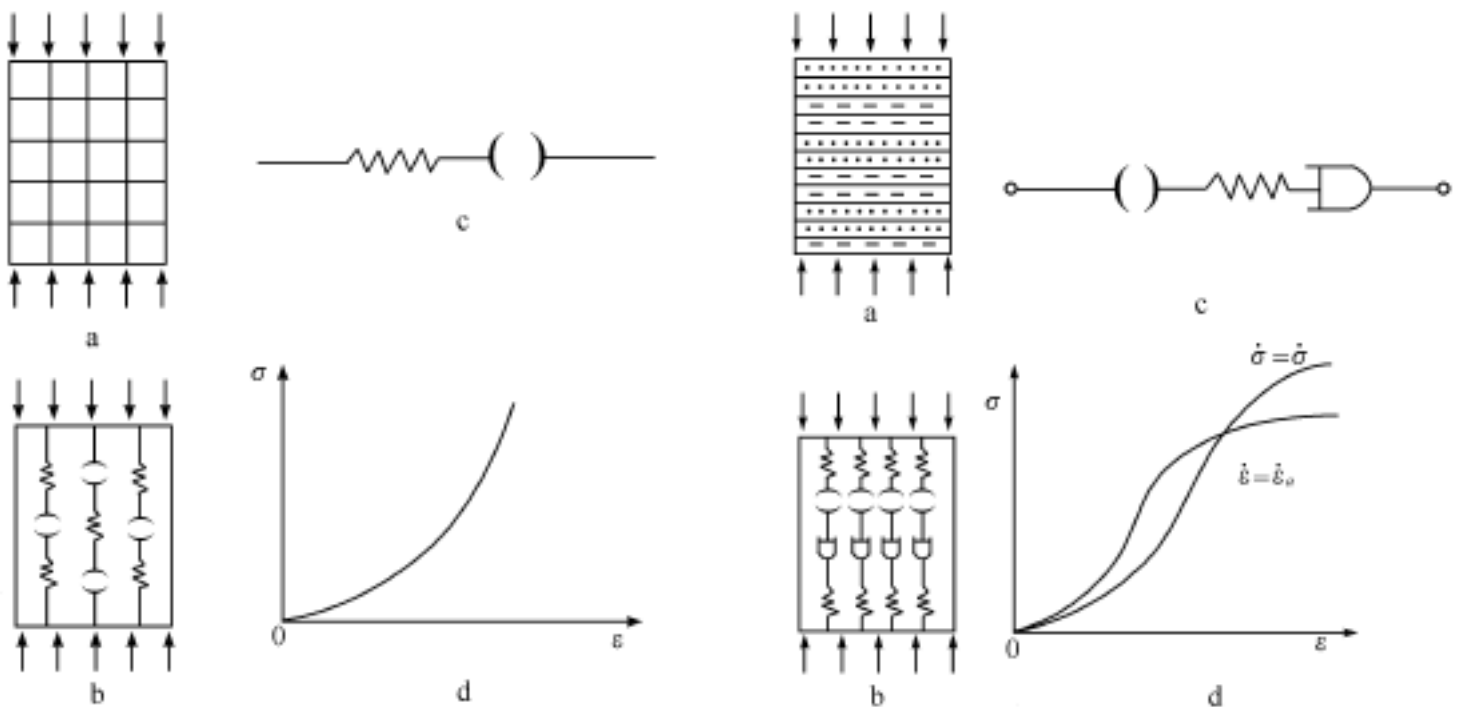


图 3-9 均质弹性碎裂岩体变形机制及变形曲线特征

图 3-10 水平层状黏弹性碎裂岩体变形机制及其变形曲线特征

根据力学模型，求得其本构方程为：

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\sigma}{E_b} + \frac{1}{E_j} \dot{\varepsilon}_0 \exp \left(- \frac{\sigma}{E_j} \right) + \frac{\sigma}{\eta} \quad (3-14)$$

在常应力速率 $\dot{\sigma}_a$ 控制下的变形本构方程为：

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_b} + \varepsilon_0 \left[1 - \exp \left(- \frac{\sigma}{E_j} \right) \right] + \frac{\sigma^2}{2 \eta \dot{\sigma}_a} \quad (3-15)$$

在常应变速率控制下的变形本构方程为：

$$\varepsilon = \frac{\eta \dot{\varepsilon}_a}{E_b} \ln \frac{\eta \dot{\varepsilon}_a}{\eta \dot{\varepsilon}_a - \dot{\sigma}} + \left[1 - \frac{\eta \dot{\varepsilon}_a}{\eta \dot{\varepsilon}_a - \dot{\sigma}} e^{-\frac{\sigma}{E_j \dot{\varepsilon}_{j0}}} \right] - \eta \int_0^{\sigma} \frac{e^{-\frac{\sigma}{E_j \dot{\varepsilon}_{j0}}}}{\eta \dot{\varepsilon}_a - \dot{\sigma}} d\sigma \quad (3-16)$$

上列式中： $\dot{\varepsilon}$ 为应变速率； ε 为应变； $\dot{\sigma}$ 为应力速率； σ 为应力； $\dot{\varepsilon}_j$ 为结构面应变； $\dot{\varepsilon}_{j0}$ 为结构面初始应变； E_b 为结构体弹性模量； E_j 为结构面应变模量； η 为黏滞系数； $d\sigma$ 为偏应力。

(3) 直立层状黏弹性碎裂岩体：这种岩体的力学模型比较复杂，它与粘土岩内裂隙对变形的贡献密切相关。主要有4种情况：①粘土质岩石内裂隙对变形的贡献与砂质岩石内的裂隙一样；②粘土质岩石内无裂隙影响；③粘土质岩石内裂隙的影响小于砂质岩石内裂隙的影响；④粘土质岩石内裂隙影响大于砂质岩石内裂隙的影响。如此，根据图3-11，可组合成16种力学模型。作为代表性的只有4种（图3-11）。实际工作中究竟取哪种力学模型，应视地质模型中岩石的力学特性而定。

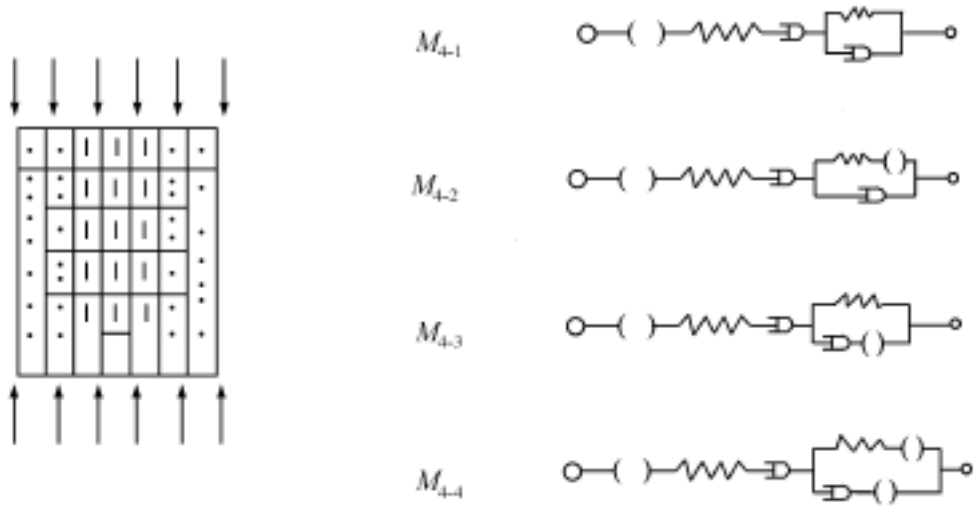


图 3-11 直立黏弹性碎裂岩体的力学模型

上面讨论的几种典型岩体材料变形本构规律，只是岩体结构基本单元对岩体材料变形控制作用的几个例示，是岩体结构对岩体变形贡献的一个方面。

(三) 岩体结构变形

岩体结构变形对岩体变形的作用往往比岩体材料变形的贡献大得多，这是不可忽视的岩体变形成分。岩体结构变形主要有4种成分：①沿软弱结构面滑移变形；②软弱夹层挤出变形；③块状结构体转动变形；④板状结构体弯曲变形。

现将结构变形本构规律简述如下。

(1) 沿软弱结构面滑移变形本构方程：常速流动变形阶段变形本构方程为

$$\dot{u} = \frac{1}{\eta_k} (\sigma_s - \sigma_{si}) \quad (3-17)$$

$$u_s = \frac{1}{\eta_k} (\sigma_s - \sigma_{si}) t \quad (3-18)$$

式中： u_s 为剪位移； $\dot{u}$ 为位移速率； σ_s 为剪应力； σ_{si} 为初始剪应力； t 为剪动时间； η_k 为黏滞刚度系数。

(2) 软弱夹层压缩挤出变形本构方程：其力学模型如图3-12所示。其本构方程为

$$\frac{\sigma_x}{x} = \frac{2(f\sigma_x + C)}{h} \quad (3-19)$$

式中： σ_x / x 为水平应力梯度； f 为摩擦系数； σ_x 为水平应力； C 为内聚力； h 为夹层厚度。

(3) 块状结构体滚动变形方程： 其力学模型如图 3 - 12 所示。其变形方程为

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_y &= \frac{v}{b} = \sqrt{1 + 2 \operatorname{tg} \delta \operatorname{tg} \gamma} - \operatorname{tg} \gamma - 1 \\ \epsilon_x &= \frac{u_t}{a} = \frac{1}{\cos \gamma} - 1 \end{aligned} \right\} \quad (3-20)$$

式中： ϵ_y 为垂直应变； ϵ_x 为水平应变； v 为垂直变形； u_t 为水平变形； a 为结构体宽度； b 为结构体高度， 其他符号见图。

(4) 板状结构体弯曲变形： 这是一种比较重要的变形， 即由组合板状结构体及软弱结构面形成的板裂结构岩体， 在与组合板柱平行的垂直的力作用下， 可以产生弯曲变形。 这种结构变形常表现为大变形， 甚至使岩体内出现开裂（图 3 - 12）， 致使岩体变形观测结果与按材料变形理论分析结果相差很远。 这种结构变形， 可用结构力学理论近似地进行估算。 图 3 - 12 是这种变形的变形机制。 这一力学模型表征了板裂结构岸体中地下洞室边墙、 岩质边坡及地基变形及破坏机制。

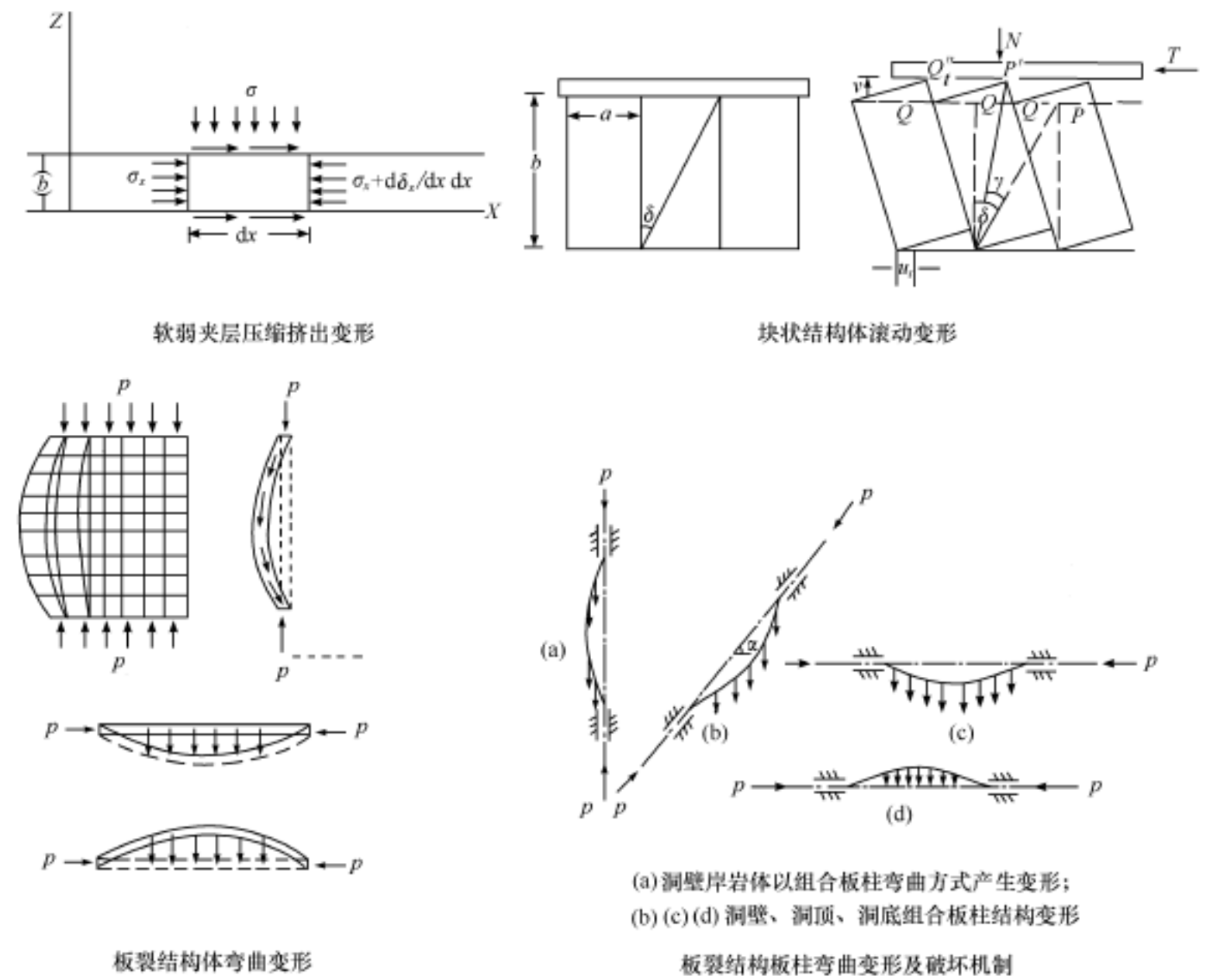


图 3 - 12 岩体结构变形示意图

根据图 3-12 模型，可以得到板裂结构岩体板柱弯曲变形基本方程为

$$\frac{1}{2} \int_0^l EI (y'')^2 dx \pm \int_0^l g y \cos \alpha dx = \frac{1}{2} P \int_0^l (y')^2 dx + g \sin \alpha \int_0^l (lx) (y')^2 dx \quad (3-21)$$

作为一种比较常见的条件，即固定端条件，设：

$$y = \alpha \left[1 - \cos \frac{2\pi x}{l} \right] \quad (3-22)$$

则得到其弯曲变形 y ：

$$y_{\max} = \frac{2l^4 g \cos \alpha}{8EI \pi^4 - 2P \pi^2 l^2 - \pi^2 g l^3 \sin \alpha} \left[1 - \cos \frac{2\pi x}{l} \right] \quad (3-23)$$

其最大或极限变形为：

$$y_{\max} = \frac{4l^4 g \cos \alpha}{8EI \pi^4 - 2P \pi^2 l^2 - \pi^2 g l^3 \sin \alpha} \quad (3-24)$$

上列公式中： y 为弯曲变形； l 为板裂体长度； g 为单宽板裂体重度； E 为弹性模量； I 为单宽板裂体惯性矩； EI 为单宽板柱体刚度； P 为轴向载荷， α 为板裂体倾角。

二、岩体破坏机制及破坏判据

综合室内外岩体力学试验资料、自然和人工岩体破坏现象及地质构造作用中岩体破坏现象，岩体基本破坏机制可以用图 3-13 表征。

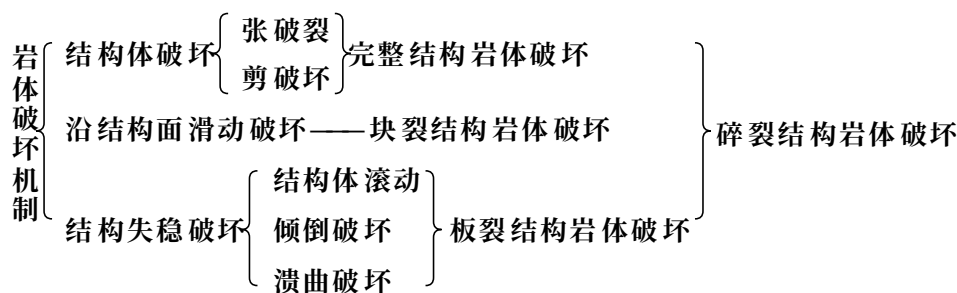


图 3-13 岩体破坏机制

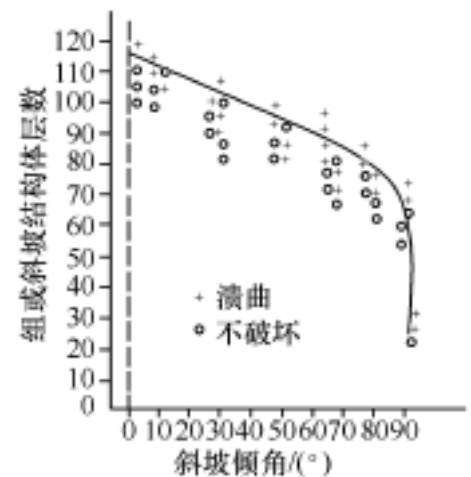


图 3-14 板裂结构岩体溃曲破坏实验结果

已有的岩体力学著作中，对材料破坏和沿结构面滑动问题讨论较多，而对结构失稳问题讨论较少。近年来，这个课题已经受到重视。如 R. E. 古德曼曾对结构体滚动破坏问题进行过专门讨论，霍克、杜永廉等曾对岩体倾倒破坏问题进行过专门讨论。著者对溃曲破坏做过探讨，这种破坏机制导致的岩体破坏在与边坡、洞室及地基有关的岩体中都可以见到。著者曾指出过，发生溃曲破坏的判据有两个：

(1) 结构破坏判据：图 3-14 资料系利用模型试验取得的结果。

(2) 力学判据：对固定端板柱来说，其临界载荷为：

$$P_{cr} = \frac{8 \pi^2 EI - g l^3 \sin \alpha}{2l^2} \quad (3-25)$$

式中： P_{cr} 为板柱体临界载荷， EI 为板柱体刚度， g 为单宽板柱体重度， l 为板柱体长度。

如果无载荷作用，自重导致溃曲破坏的极限长度 l_{cr} 为：

$$l_{cr} = \sqrt[3]{\frac{8 \pi^2 EI}{g \sin \alpha}} \tag{3-26}$$

岩体破坏机制是岩体稳定性分析时确定岩体力学模型的依据。具体的岩体破坏机制是十分复杂的，不仅同时出现几种机制，而且在破坏过程中，由于岩体中应力不断转化，其破坏机制也不断在转化。在岩体稳定性分析中认为，仅一种破坏机制在起作用往往是不符合实际的，应该考虑多种破坏机制和破坏机制转化的可能性。

三、岩体力学性质分析原理

岩体力学工作者一致认为，采用小块试样在实验室内试验取得的岩块力学性质资料，不能代表岩体力学性质。在研究岩体力学性质问题上，已经形成有两种观点和途径：①以 L. 米勒为代表的，认为野外大试件力学试验结果可以表征岩体力学性质；②以 K. E. 胡克为代表的，认为试块试验结果，有的可以代表岩体力学性质，有的不能代表，只能代表岩体一定部位的力学性质；岩体力学性质应该通过典型地质单元试块力学试验结果与岩体的地质特征相结合综合分析取得。著者认为，第二种观点是可取的。

关于第二种观点，从理论上来说，绝大多数人都是赞同的；但考虑到实际，许多人又持怀疑态度，关键在于实现为这一设想的途径还不具体。著者认为，实现这一设想的具体途径可以用图 3-15 表述。左图对各向同性岩体是有效的，对各向异性岩体尚需考虑工程作用特点。这样才可以给出工程岩体力学性质。这一观点可以用图 3-15 右面的图式表述；右图表明，为了取得能够反映工程岩体力学性质结果，不仅在进行岩体力学性质分析时要考虑力学作用特点，而且，在试块力学性质试验时就要考虑工程对岩体作用的特点。工程作用特点对岩体力学性质的影响，主要是岩体结构力学效应的反映，同时与岩体赋存条件亦有一定的关系。显然，能否实现分析岩体力学性质这一设想的关键，在于能否揭露岩体力学性质的结构效应及岩体赋存环境因素的力学效应规律。

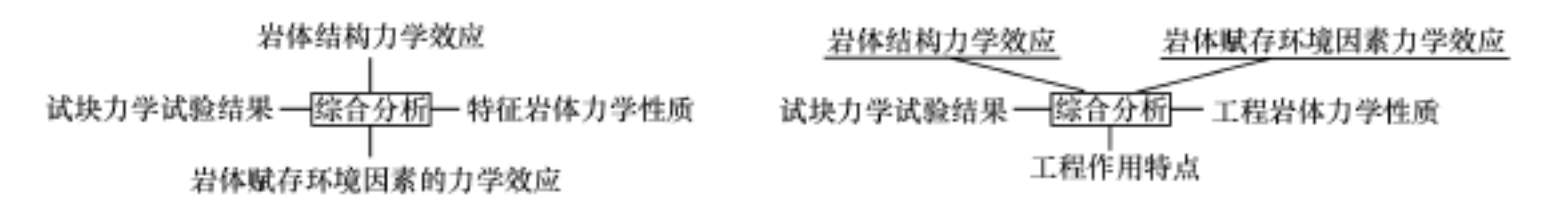


图 3-15 岩体力学性质分析原理

四、岩体力学性质结构效应

岩体力学性质结构效应的最主要的影响因素是结构面。结构面对岩体力学性质影响因素可以归纳成 7 个方面，即：

- (1) 结合状况
 - (2) 充填状况
 - (3) 形态特征：
 - a. 粗糙度和
 - b. 起伏度——爬坡角力学效应
 - (4) 延展性、贯通性
 - (5) 间距——密度
- } 包括在试验值内
- } ——尺寸效应

- (6) 结构面产状 }
(7) 结构面组数 } ——各向异性

这 7 个方面因素，有的包括在试验值内，有的则很难包括进去，且在力学作用上有其特殊规律或法则。著者将它们概括为 3 个法则，即：①爬坡角法则；②尺寸效应法则；③各向异性法则。

第一法则为爬坡角法则 爬坡角理论包括三个部分：

(1) 爬坡角的力学效应：它表现为

$$\alpha = \alpha_j + \alpha$$

$$c_\alpha = c_j \frac{\sin \alpha (\cos \alpha - \sin \alpha \tan \alpha_j)}{\cot \alpha + \cot \beta} \quad (3-27)$$

式中： α 、 c_α 为具有 α 爬坡角 β 下坡角的结构面的摩擦角和咬合联结力； α_j 、 c_j 为平直结构面的摩擦角和联结力。

(2) 啃断条件：爬坡作用系以不啃断结构面上的起伏体为条件。不啃断条件为

$$\sigma_n \leq \sigma_m \text{ 或 } \sigma_m \leq 0$$

$$\sigma_m = \frac{c_b - c_j [\sin \alpha (\cos \alpha - \sin \alpha \tan \alpha_j) (\cot \alpha - \cot \beta)]}{\tan(\alpha_j + \alpha) - \tan \alpha_b} \quad (3-28)$$

(3) 工程岩体结构面强度分析：工程岩体结构面强度，可通过爬坡角力学效应改正后进行综合分析给出。这对单调起伏的硬性结构面来说是可行的，而对于复杂起伏的硬性结构面和夹有软弱物质的软弱结构面来说，则是困难的。在这种情况下，可采用同步位移法或采用结构面强度模型试验法进行综合研究。

第二法则为尺寸效应法则 当岩体赋存环境应力较低时，结构面对岩体变形和破坏具有明显影响，对岩体力学性质亦有显著影响。这种影响表现为，工程岩体内含有结构面数量愈多或岩体内结构面分布比较均匀，且工程岩体尺寸愈大时，岩体力学性质指标愈低，即：

$$R_m = R_0 + \frac{a}{N^\alpha} \quad \text{或} \quad R_m = R_0 + \frac{b}{V^\beta} \quad (3-29)$$

式中： R_m 、 R_0 中的 R 值可以是抗压强度 σ_c 、弹性或变形模量 E 、抗拉强度 σ_t 及抗剪强度等。下脚 m 为代表任一尺寸岩体的数值，下角 0 代表岩体无限大时的数值； N 为工程岩体内含有结构体数； V 为工程岩体体积； a 、 b 为力学性质衰减量； α 、 β 为结构效应指数。

根据著者和长江科学院试验结果整理得岩体力学性质尺寸效应示于图 3-16。它不仅表征岩体力学性质尺寸效应，而且给出了根据岩块试验结果及岩体节理密度资料分析岩体力学性质的经验资料。

第三法则为各向异性法则 岩体内结构面对岩体力学性质的影响表现在两个方面：

(1) 岩体受力方向与岩体内结构面夹角不同，岩体破坏强度和变形模量也不同。这一特点可以用库兹涅佐夫提出的强度矢量图（图 3-17a，b）表征。这一规律已被米勒等的试验结果所证实。

(2) 岩体内存在多组结构面时，岩体强度各向异性显著降低，呈均匀化，且其强度接近于岩体破坏后的残余强度。这一规律亦可用强度矢量图求得（图 3-17c）。

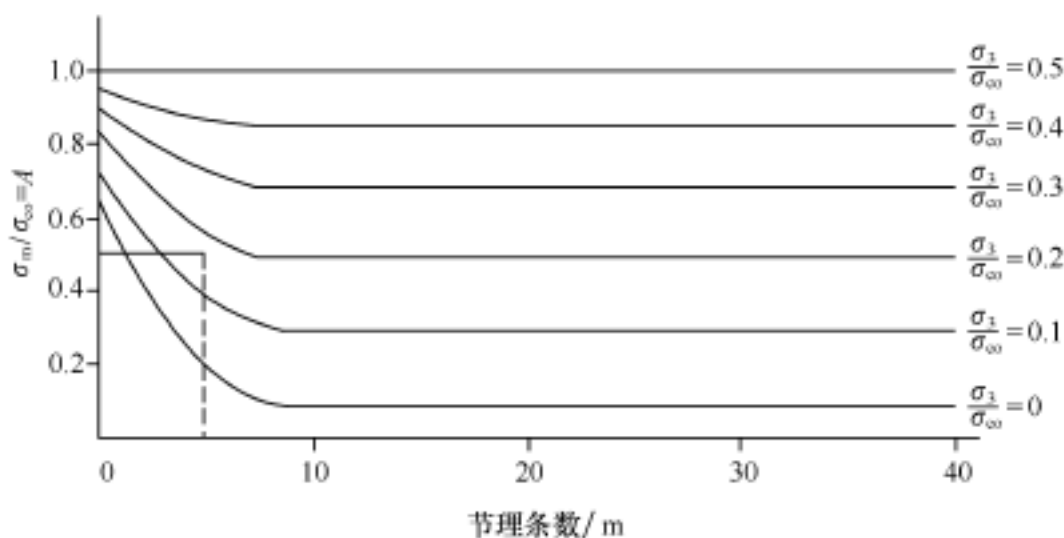


图 3-16 岩体力学性质尺寸效应归一化关系

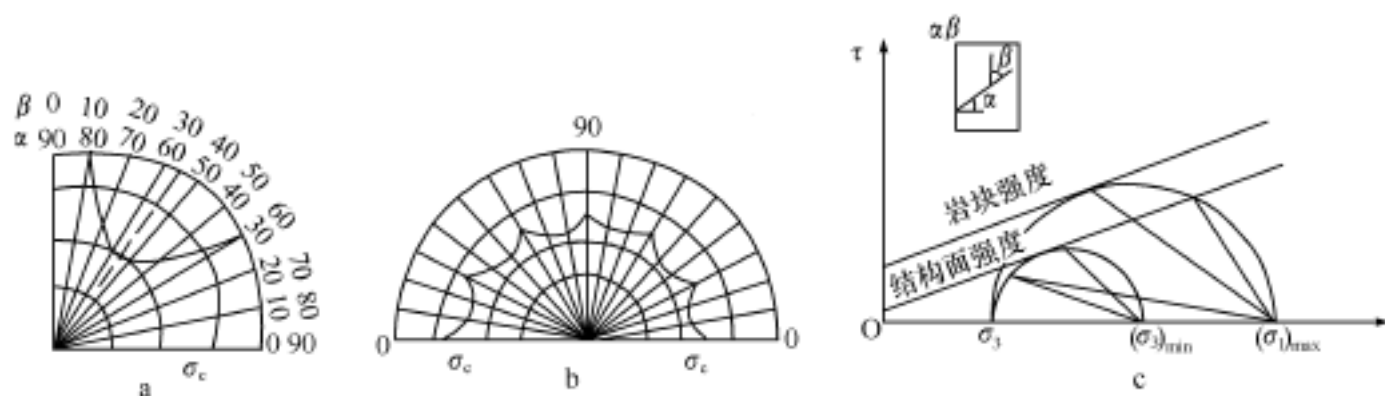


图 3-17 结构面产状的力学效应分析

第一法则是研究块裂介质岩体力学性质的理论依据，第二、三法则是研究碎裂介质岩体力学性质的岩体结构力学理论依据；同时，对认识完整结构岩体力学性质亦有一定的帮助。

五、岩体赋存环境因素的力学效应

岩体与其他物体的主要不同点，除结构特征外，赋存环境亦有其特殊性。从岩体力学作用来说，必须考虑地应力、地下水和地温等环境因素的作用。在岩体力学性质研究中，亦必须对这三种环境因素的作用进行研究，并对其力学效应进行修正。

1. 地应力

岩体赋存环境因素的力学效应表现在两个方面：①对岩体变形及破坏机制的影响；②对岩体力学性质的影响。

实验研究结果表明，随着地应力的增高有：

(1) 完整结构岩体：①破坏机制由脆性向塑性转化；②破坏强度由低逐渐增高。

(2) 碎裂结构岩体：①结构面由起作用向不起作用转化；②岩体结构的力学效应由显著逐渐向消失转化；③破坏强度由低逐渐增高；④岩体力学介质由碎裂向连续转化。

(3) 块裂结构岩体：它主要反映在起伏结构面破坏机制上，由爬坡滑动向啃断转化，其抗剪强度亦随之增高。

(4) 板裂结构岩体：板裂结构岩体同碎裂结构岩体；软弱结构面同块裂结构岩体内的软弱结构面的力学效应相同。

2. 地下水

地下水的力学效应则表现在两个方面：①孔隙-裂隙水压力作用；②软化作用。这两种作用往往是有联系的，其综合的力学效应可用下式表达：

$$\Delta = \sigma_n (\tan \phi - \tan \phi_w) + \sigma_w \tan \phi_w + (c - c_w) \tag{3-30}$$

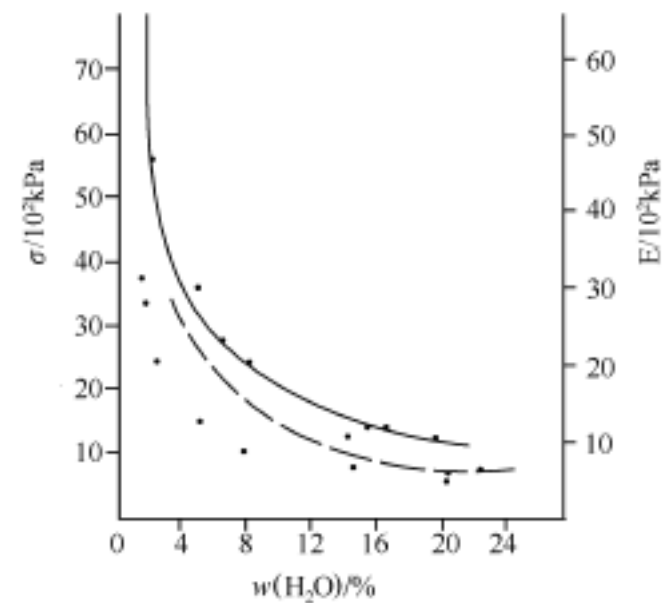


图 3-18 砖红色粘土单轴抗压强度与变形模量和含水量的关系

式中：Δ 为地下水作用引起岩体抗剪强度的降低值；σ_w 为孔隙-裂隙水压力；c、φ 为浸水前岩体的联结力和摩擦角；c_w、φ_w 为浸水后岩体的联结力和摩擦角。

孔隙、裂隙水压力作用对所有岩体都一样，而水的软化作用则主要对粘土岩起作用。图3-18是水分对粘土岩岩体力学性质影响的一组试验结果，试验结果表明，岩体由于湿度变化可使其单轴抗压强度及变形模量变化高达 10 倍。一般砂岩、砾岩仅降低 30% ~50%，变化并不十分显著。

3. 地温

已有资料表明，岩体由于温度作用产生的应力是很可观的。温度变化 1℃可使岩体产生 400 ~800kPa 的温度应力，这种温度应力实际上是地应力的一部分，它和其他成分的地应力一起对岩体力学作用和力学性质产生影响。

第四节 岩体结构力学分析原理

岩体中发育的结构面有其自己的规律，它控制着岩体结构力学规律，同时也规定着岩体力学模型，控制着岩体力学作用和岩体力学性质。据此，可将岩体划分为 4 种力学模型：①块裂结构岩体力学模型；②板裂结构岩体力学模型；③碎裂结构岩体力学模型；④完整结构岩体力学模型。另一方面，岩体赋存环境对岩体力学作用和力学性质也有很大影响。因此，在岩体结构、岩体赋存环境应力及结构体成分（岩性）控制下，岩体又可划分为 4 种力学介质（表 3-3），即块裂介质、板裂介质、碎裂介质及连续介质。这 4 种力学模型和 4 种力学介质具有各自的力学法则，构成了完整的岩体结构力学理论体系。

在这里只择要列举一下岩体结构力学分析基本原理（孙广忠，1988）。

一、连续介质岩体力学分析原理

连续介质岩体力学分析必须满足下面 3 组连续介质力学方程，即

(1) 力学平衡方程：

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_x}{X} + \frac{\tau_{xy}}{Y} + \frac{\tau_{yz}}{Z} + F_x &= 0 \\ \frac{\tau_{yx}}{X} + \frac{\sigma_y}{Y} + \frac{\tau_{yz}}{Z} + F_y &= 0 \\ \frac{\tau_{zx}}{X} + \frac{\tau_{zy}}{Y} + \frac{\sigma_z}{Z} + F_z &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3-31)$$

(2) 变形方程：

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{U}{X}, \quad \epsilon_y = \frac{V}{Y}, \quad \epsilon_z = \frac{W}{Z}, \\ \gamma_{xy} &= \frac{U}{Y} + \frac{V}{X}, \quad \gamma_{yz} = \frac{V}{Z} + \frac{W}{Y}, \quad \gamma_{zx} = \frac{W}{X} + \frac{U}{Z} \end{aligned} \quad (3-32)$$

(3) 变形协调方程 (或连续性方程)：

在同一平面应变分量之间必须保持下列关系

$$\left. \begin{aligned} \frac{\epsilon_x}{Y^2} + \frac{\epsilon_y}{X^2} &= \frac{\gamma_{xy}}{X Y} \\ \frac{\epsilon_y}{Z^2} + \frac{\epsilon_z}{Y^2} &= \frac{\gamma_{yz}}{Y Z} \\ \frac{\epsilon_z}{X^2} + \frac{\epsilon_x}{Z^2} &= \frac{\gamma_{zx}}{Z X} \end{aligned} \right\} \quad (3-33)$$

在不同平面内应变分量之间必须保持下列关系

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{Z} \left(\frac{\gamma_{yz}}{X} + \frac{\gamma_{zx}}{Y} + \frac{\gamma_{xy}}{Z} \right) &= \frac{\epsilon_z}{X Y} \\ \frac{1}{X} \left(\frac{\gamma_{zx}}{Y} + \frac{\gamma_{xy}}{Z} - \frac{\gamma_{yz}}{X} \right) &= \frac{\epsilon_x}{Y Z} \\ \frac{1}{Y} \left(\frac{\gamma_{xy}}{X} + \frac{\gamma_{yz}}{X} - \frac{\gamma_{zx}}{Y} \right) &= \frac{\epsilon_y}{Z Y} \end{aligned} \right\} \quad (3-34)$$

二、碎裂介质岩体结构力学分析原理

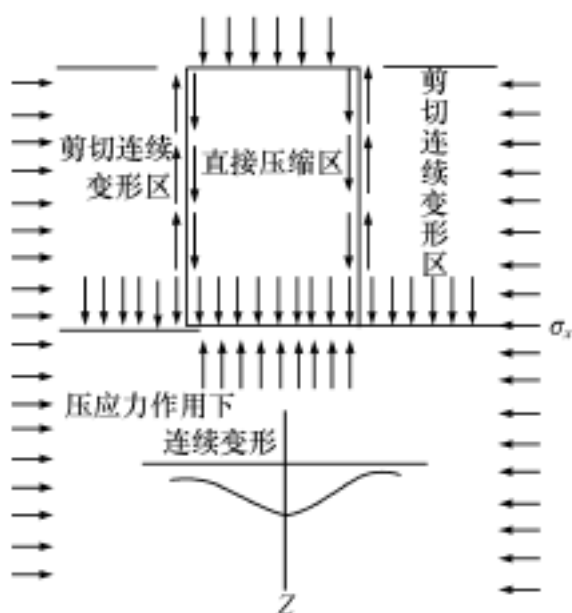
从理论上来讲，只有完整结构岩体才具备连续性条件。碎裂结构是岩体中最常见的一种结构类型，能否也作为连续介质处理？岩体是赋存于一定的地质环境条件中，地应力可以改变岩体力学介质条件，根据作者的研究，下面条件是碎裂结构岩体转化为连续介质的判据，也可称为连续性判据，即

$$\frac{W}{X} b \leq \frac{1}{K_s} (\sigma_x \tan \phi_j + C_j) \quad (3-35)$$

式中：W为岩体压缩变形；b为结构体尺寸； σ_x 为岩体内水平向应力或称环境应力。碎裂结构岩体只有符合上述连续性判据条件才能作为连续介质力学处理，反之，即应属于碎裂介质。

自然界存在的碎裂结构岩体可以归结为两种基本类型：①对缝式碎裂结构；②错缝式碎裂结构。它们在地应力作用下可以呈现为碎裂介质岩体和连续介质岩体。

碎裂介质岩体特点是结构体与结构体之间是可以分离的，即结构面在切向力作用下可以产生错动，对缝式碎裂结构岩体不都是碎裂介质岩体，在上面所述的连续性判据控制下，浅部的



则为碎裂介质，深部的则为连续介质。图 3-19 为其力学模型图，表明在破裂面分割下模型可分为 3 个区：①直接压缩区；②剪切连续变形区；③压应力作用下连续变形区。

如果知道了碎裂介质岩体下限深度，问题就容易解决了。碎裂介质岩体下限深度可根据连续性判据及岩体内应力分布规律求得。著者求得的几个典型模型的极限深度如下。

(1) 单个结构体受力作用时形成的破裂面深度：

$$Z_0 = \frac{ab\sigma_{zp}}{2(f\sigma_x + C)(a+b)} - \frac{\pi E a}{2K_s(1-\mu^2)(a+b)} \quad (3-36)$$

图 3-19 对缝式碎裂结构岩体力学作用模型

(2) 直接压缩区为矩形状时破裂面延展深度：

$$Z_0 = \frac{mnab\sigma_{zp}}{2(f\sigma_x + C)(na+mb)} - \frac{mn\pi E}{2K_s(1-\mu^2)(na+mb)} \left[\frac{2}{a} + \sum_{i=1}^n \frac{1}{y_{ij}=1} - \sum_{k=1}^n \frac{1}{y_{kl}=m} \right] \quad (3-37)$$

式中 m 、 n 为 a 、 b 边结构体个数。

(3) 带状载荷作用下破裂面延展深度：

$$Z_0 = \frac{\sigma_{zp}}{2(f\sigma_x + C)} - \frac{\pi E}{2(1+\mu)(\mu^4 + \mu - 1)K_s a \left[\frac{2n+1}{n+1} \right]} \quad (3-38)$$

对缝式碎裂结构岩体有了上述条件，就将复杂的问题转化为简单直接压缩和连续介质问题了。

根据模型实验资料求得，错缝式碎裂结构岩体应力传播遵循下式规律：

$$P_{mn} = A \left[\frac{1}{2} \right]^m P \quad (3-39)$$

指数 m 为距受力点距离内的层数；系数 A 遵循着二项式展开，则

$$n = 1, 2, 3, 4, \dots, n$$

$$A = 1, m, m \frac{(m-1)}{2!}, \frac{m(m-1)(m-2)}{3!}, \dots$$

$$\frac{m(m-1)(m-2)\dots(m-n+2)}{(n-1)!} \quad (3-40)$$

不连续性判据及力学作用分区的主要依据是破裂面延展深度及分区轮廓同对缝式碎裂结构岩体应力分布，碎裂岩体变形及破坏分析可根据相应的变形和破坏判据进行。

三、块裂介质岩体结构力学分析原理

块裂介质岩体结构力学分析简单可看成为块裂体力学分析，实际上是立体几何问题。它由 3 部分组成：①危险块裂体筛选；②块体几何分析（主要任务是确定块裂体表面积和体积）；③作用于块裂体上的力的分析（主要是分析作用于各个面上的力的合成与分解）。

解决上述问题的方法有许多，如立体几何法、立体解析几何法、坐标投影法及赤平极

射投影法等。其中赤平极射投影法简单方便，应用较广。应当指出，赤平极射投影图本身只是表示物体的空间几何要素的方向、几何要素的角矩，而不表示他们之间的尺寸大小，给不出线段长度、面积大小等数值。这一缺陷可以采用实体比例投影法补救。赤平极射投影法与实体比例投影法相结合，通过数解法或图解法的分析是进行块裂介质岩体力学分析的有效方法。应当指出，这一方法只对共点力系有效，对非共点力系是无法反映的，张菊明教授（1986）解决了这一问题。因为论述这一问题的文献较多，故不详述。

四、板裂介质岩体结构力学分析原理

板裂结构岩体的特点是软弱夹层将岩体分割为多层组合板，软弱夹层不抗剪，板裂体可以弯曲和折断。板裂体弯曲的静力平衡方程为

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[EI \frac{d^2 y}{dx^2} \right] + (P \pm q_i x) \frac{d^2 y}{dx^2} \pm q_i \frac{dy}{dx} = 0 \quad (3-41)$$

能量平衡表达式为

$$\frac{1}{2} \int_0^l P (Y')^2 dx + \frac{1}{2} q \sin \alpha \int_0^l (l-x) (Y')^2 dx = \frac{1}{2} EI (Y'')^2 dx + \int_0^l q Y \cos \alpha dx \quad (3-42)$$

板裂结构岩体可以抽象为3种力学模型：①顺层倾斜岩层；②直立岩层；③反倾岩层。

顺层倾斜岩层如果被截断则可以发生滑动破坏，库仑方程为其破坏判据；岩层不被截断时则产生溃曲破坏，其破坏判据为

$$P = \frac{4 \pi^2 EI}{l^2} - \frac{1}{2} ql \sin \alpha \quad (3-43)$$

在自重作用下直立岩层稳定性判据为

$$P = \frac{4 \pi^2 EI}{l^2} - \frac{1}{2} ql \quad (3-44)$$

其极限直立高度为

$$l_{cr} = \sqrt[3]{\frac{8 \pi^2 EI}{q}} \quad (3-45)$$

上列公式仅适用于单层板。多层板条件下公式形式与单层板的完全相同，而在刚度表达形式上是不同的。它们的差异可用下式表达：

$$\text{单层板刚度} \quad D = EI \quad (3-46)$$

$$\text{单宽重量} \quad q = \gamma h \quad (3-47)$$

式中 h 为单层板厚度。

$$\text{多层板刚度} \quad D = \sum D_i = \sum E_i I_i$$

$$\text{单宽重量} \quad q = \sum q_i = \sum \gamma_i h_i \quad (3-48)$$

既然是多层板，这里就存在一个滑动起始深度。滑动起始深度可由下式来定，即

$$h = \frac{C_j}{\gamma (\sin \alpha + \cos \alpha \tan \varphi_j)} \quad (3-49)$$

式中： α 为岩层倾角； φ_j ， C_j 为结构面摩擦角和内聚力。

反倾倾斜岩层一般产生倾倒变形，在此过程中岩体内部产生折断，进一步则产生倾倒破坏。倾倒破坏系沿折断面滑移、溃曲破坏。

第四章 土体结构控制论与土体力学原理

土体力学是地质工程工作的重要基础之一，做地质工程工作的工程技术人员必须对它有一个基本的认识，下面对这个问题做概括地讨论。

著者 20 世纪 50 年代开始研究过土力学，更多的是研究土质学，其研究工作一直是与地质工作相联系的，曾做过土坝建筑材料、地基、边坡及库岸稳定性研究，相当长时间是做黄土土体力学研究。在从事土力学研究过程中，由于紧密地与工程地质相结合，因此认识到土体边坡稳定性不仅受土质控制，而且不少是受土体结构控制，特别是受土体中节理控制，有的也受土体中软弱夹层和软弱层面控制。例如在西安附近霸河二级台地冲沟内，就见过上层黄土沿其底部的淤泥夹层滑动，接触面的倾角约 $6^{\circ} \sim 7^{\circ}$ 。1983 年著者有机会到山西省万荣进行“流海缝”考察研究，更加深了这种认识。通过“流海缝”考察工作，更深刻地认识到，老黄土中普遍存在构造节理。通过上述研究，著者认识到土力学研究不仅是土的材料力学问题，而应该是研究土体力学问题。“土力学”应该恰当地发展成为“土体力学”，只有这样才能解决土体地质工程问题，现有的“土力学”常常脱离土体地质实际，而不好用。另一方面著者从 1973 年开始从事岩体力学研究，逐步认识到岩体力学作用主要是受岩体结构控制，岩体结构控制着岩体变形、岩体破坏及岩体力学性质。不是像已有的教科书上讲的那样，仅受岩石材料控制。现有的岩石力学理论不能解决岩体工程实际问题的原因，就是岩石力学研究脱离了岩体的地质实际。利用这一认识重新认识土力学时，著者产生了一个想法，土力学研究也应该紧密地与地质研究相结合，太沙基在创立土力学时就是紧密地与地质相结合的。土力学研究现在有点儿走到脱离地质实际，空谈理论的境地了，土力学要发展，必须走理论与地质实际相结合的道路。因此，建议将“土力学”改名为“土体力学”，从事土体力学研究首先要研究“土体的地质特征”，根据土体地质特征研究土体变形、土体破坏及土体力学性质规律，用以解决土体地质工程问题，即建筑地基、边坡及地下工程建设等问题。只有这样，土力学才能得到发展，发挥它解决地质工程问题的能力。

第一节 土体基本特征

现在我们提出讨论“土体力学”，首先就必须明确一下“土体”的概念是什么。过去讲的是“土力学”，对“土”的定义是不言而喻的。著者认为“土”和“土体”是截然不同的两个概念。“土”是“土体”的组成成分，是“土体”的组成材料。“土体”的概念不仅有“由一定的土体材料所组成”的方面，而且还有“具有一定的土体结构和赋存于一定的地质环境”的特点。据此，我们可以对“土体”给出如下的定义：“土体是由一定的土体材料组成，具有一定的土体结构，赋存于一定地质环境中的地质体”。过去在土力学中曾讨论过土的结构，将土的结构划分为 3 种：粒状结构、蜂窝状结构及棉絮状结

构。应当明确这是土的结构，而不是土体结构。土体结构是指土层组合和被节理裂隙切割成的土块在土体内排列、组合方式。如流水沉积作用形成的层理结构、裂缝土中的龟裂结构、黄土中的柱状节理和构造节理切割成的土块在土体中排列组合特征。在不具有上列结构特征，而呈现为连续土体材料的土体可称为完整结构土体。完整结构土体根据土层组合特点又可分为若干亚类。这种土体的物理学性质和变形、破坏作用则主要决定于土体组成材料——土的特征。土体的赋存环境对土体变形、破坏及力学性质具有重要的控制作用。对土体力学起控制作用的环境因素，主要有土体中的水和土体中的应力，尤其是土体中的水是土体的物理力学性质容易产生变化的易变因素。粘性土组成的土体干燥时强度可以很高，浸水时又可以变得很低；砂性土组成的土体干燥和饱和时强度都很低，而具有一定湿度时强度达最大值。而土体中的湿度又是多变的，与工程作用时，随着季节变化土体的物理力学性质产生时好时坏的变化。这是研究土体力学时不可忽视的条件，也是“土体”概念中不可忽视的因素之一。我们给“土体”下的定义不是做文字游戏，而是给出研究土体力学时必须考虑的内容，这就是研究土体力学时必须认真研究：①土体成分；②土体结构；③土体赋存的地质环境。

土体概念中这些因素是在土体形成过程中经过建造和改造作用形成的。土体经过搬运、堆积的形成过程谓之建造，土体形成后经过内动力和表生作用的改造称为土体的改造。土体在建造过程中形成了土体的原生成分、原生结构和原生的赋存环境。形成土体的地质作用有多种多样，主要有流水地质作用、风力地质作用以及残积作用等。由于不同的地质作用经历的地质过程不同，形成的土体具有不同的结构。如流水作用形成的土体具有不同类型的层理，而风积作用构成了不同的原生结构。土体建造后在内外动力作用下，又进行了不断的改造，改造结果主要是形成后生土体结构和改变土体赋存环境。土体改造对土体结构的改变主要表现为节理、裂缝对土体的切割，破坏了土体的完整性，增加了土体的不完整性。同时改变了土体的赋存环境，特别是改变了土体中的应力环境，经过建造和改造形成了现状的土体。在研究土体力学时，绝不能把土体看成千古不变，也不能把土体和构成土体的材料的土等同看待。应该清醒地看到土体是一种地质体，必须以地质观点研究土体，当今土力学脱离实际的一个重要表现，就是土力学研究脱离了土体的地质实际，这一点必须引起重视。

一、土体成分——土、水和空气

前面曾谈到，土是土体的成分。土是岩石经过风化、剥蚀、搬运和堆积而形成的。任何一种土体都是由固体、液体及气体三相组分构成的。固体成分是土体的绝对组成，而液体成分和气体成分是易变的成分，时多时少，经常变化。从矿物学角度来看，土的固体组成是由原生矿物颗粒、粘土矿物、有机质及胶体 4 种成分构成的。其中原生矿物颗粒亲水性弱，粘土矿物、有机质（特别是腐殖质）及胶体亲水性强，水多了它就胀大，吸收大量水，可塑性很高；水少了塑性就低了，不可塑了，就转变为固态。粘土矿物是土体成分中最活跃的成分，常见的粘土矿物有蒙脱石、水云母、伊利石和高岭石。其所以活泼是因为它周围的双电层对水的吸引力很强，也就表现为亲水性很强。其中蒙脱石亲水性最强，饱水的蒙脱石压缩性最高，强度最低，内摩擦角接近于零。在粘土矿物中，高岭石的活动性最低，可压缩性也较低，而强度较高，其内摩擦角可高达 $6^{\circ} \sim 12^{\circ}$ ；且与含水量和吸附

离子成分有关。一般来说，随着土体内含水量变化土体可呈现为流态、塑态及固态。这个变化主要是由土体内粘土矿物、腐殖质及胶体物质具有亲水性所决定的。土体固体成分中胶体是十分重要的，当含水量低时胶结强度很高，随着含水量增高其强度也迅速降低，这是粘性土特点。这一特点主要决定于土体内粘土矿物成分，而胶体也有一定的作用。土体中胶体成分有很多种类型，主要有： $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ， $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ， $\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ，腐殖质胶体等成分，这些成分大多数具有遇水可逆作用。这是十分重要的一个问题，可是目前对这个问题研究的还是十分不够的，对其胶结机理还很少研究。

土体的第二种成分是液体，它的重要性上面已经讲过了。土体中液体成分主要是指吸附在土体颗粒表面和胶团周围的水。这种水的成分也是很复杂的，没有一种是纯粹的蒸馏水。多数都是矿化水，含有各种类型的盐类。主要盐类阳离子有 Na^+ ， K^+ ， Ca^{2+} ， Mg^{2+} ， Fe^{3+} 等。它们可以与粘土颗粒表面 H^+ 离子交换吸附于粘土颗粒表面，而改变粘性土的性质。交换后吸附有 Na^+ ， K^+ 离子的粘性土塑性高，可压缩性大，抗剪强度低；吸附有 Ca^{2+} ， Mg^{2+} 离子的粘性土可塑性低，可压缩性小，抗剪强度高。根据这一特性常用含 Ca^{2+} ， Mg^{2+} 离子的石灰水处理粘性土使之交换吸附 Ca^{2+} ， Mg^{2+} 离子，改良粘性土的物理力学性质。

土体的第三种成分为气体。赋存于土体中的气体主要为空气，有时含有水蒸气和沼气。沼气是一种有毒气体成分，井深大时由于沼气聚集可以使人窒息，这一点要特别注意，如遇到这种情况应采取通风措施来处理。

为了便于掌握土体特性，常将土划分为若干类型。常用的土的分类依据主要有两种，一类是按颗粒级配分类；另一类是按可塑性分类。按可塑性分类主要适用于粘性土，关于土的分类一般土工规范中都有，这里就不讲了。

还有一个问题应该提一下，即土的状态。表征土的特征总的来说土可分为两大类，即砂性土的密度和粘性土的稠度。这两个指标在定性的评价地基承载力时常用到。

二、土体结构

土体结构是在土体形成过程中或土体形成后，经过环境变迁对土体进行改造而形成的。土体形成过程中形成的结构我们称谓原生结构，实际上是沉积学里讲的相；土体形成后经过环境变迁形成的结构我们称谓后生结构。现状的土体结构实际上是原生结构和后生结构的叠加，即指土层组合和被节理、裂缝切割成的土块在土体中的排列、组合形式。如经过流水沉积作用形成的层理结构，裂缝土中的龟裂结构，黄土中的柱状节理和构造节理切割成的楔形块裂结构等，代表性的原生结构有 3 种：①流水堆积形成的层理；②风积形成的均质结构；③残积、洪积、冰积形成的无序状结构。

原生结构土体对应于后生结构土体来说，又称完整结构。实践经验表明，层状结构土体中粘土夹层和淤泥夹层具有特殊意义。它的渗透性极低，浸水时，强度极低，是一种极软弱夹层，建筑基坑出现的破坏事故多与存在有这种夹层有关，在土体结构划分中应将它特别划分出来，称为夹软层层状结构。

土体的后生作用主要有两种：一种是构造作用；另一种是湿度变迁引起的胀缩作用。构造作用常在土体内形成褶皱、断层、节理和劈理，特别是节理，它对形成后生结构具有特别重要意义。土体中构造节理多呈“X”形，它常将土体切割成楔形块体，构成楔形体

块裂结构。土体在湿度变迁引起收缩作用下常产生裂缝，这些裂缝多呈垂直产出，有时亦称谓柱状节理或龟裂，它们使土体形成柱状体状块裂结构。根据上述，我们可以将土体结构划分为表 4 - 1 所示的两大类，6 种亚类。

表 4 - 1 土体结构类型

土体结构类型	土体结构亚类	原生作用	后生作用
完整结构	层状结构	流水堆积作用	未经受
	夹软层层状结构	流水堆积作用	未经受
	均质结构	风积作用	未经受
	无序状结构	残积、洪积、冰积	未经受
块裂结构	楔形体块裂结构	无关	构造作用形成的节理切割
	柱状体块裂结构	无关	湿度变迁引起收缩产生裂缝切割

三、土体赋存环境

土体作为一种地质体有其特有的赋存环境。土体是赋存于一定的地质环境中，它不是脱离地质环境而赋存于大气中的。作为土体浅部也赋存于大气环境中，但它仍没有脱离开地质体的环境。作为地质体的一部分的土体总是赋存于一定的环境应力、环境水和气体环境中，即土体赋存环境因素有 3 个：地应力、地下水和空气。在研究土的固结曲线时人们早就发现土的固结曲线有如图 4 - 1 所示的两种类型，即正常固结曲线和超固结曲线。正常固结曲线是土体在连续沉积的条件下形成的产物，即土体在其形成过程中形成了自己的应力环境。正常固结土体中的应力系土体在自重作用和侧胀作用下形成的，即土体中的垂直应力为其上覆土体质量。设土体自重为 γ 上覆土体厚度为 h ，则土体中垂直应力为 σ_z ：

$$\sigma_z = \gamma h \tag{4 - 1}$$

其侧向或水平向应力为 σ_h ：

$$\sigma_h = \zeta \sigma_z = \zeta \gamma h \tag{4 - 2}$$

在土体中含水量较低时，低于 4% ~6% 时土体处于一定的弹性状态，则侧向应力系数为

$$\zeta = \frac{\mu}{1 - \mu} \tag{4 - 3}$$

式中 μ 为泊桑比。当土体中含水量较高时，则土体处于一定的塑性状态，这时形成土体的侧向应力系数为

$$\zeta = \frac{1 - \sin}{1 + \sin} \tag{4 - 4}$$

上述方法仅适用于正常固结的土体状态。

关于超压密状态以下土体中的应力状态比较复杂，目前仍假定与正常固结土体中应力计算方法相同，即：

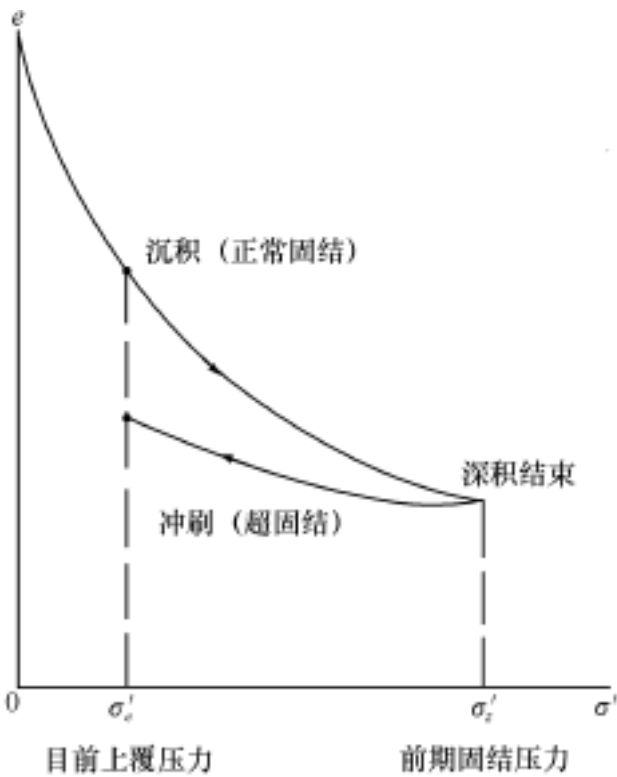


图 4 - 1 原状土固结曲线

$$\sigma_z = \gamma h \quad (4-5)$$

式中 γ 为超压密状态土体的自重。

$$\sigma_h = \zeta \sigma_z = \zeta \gamma h \quad (4-6)$$

其侧压力系数仍采用

$$\zeta = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad \text{或} \quad \zeta = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (4-7)$$

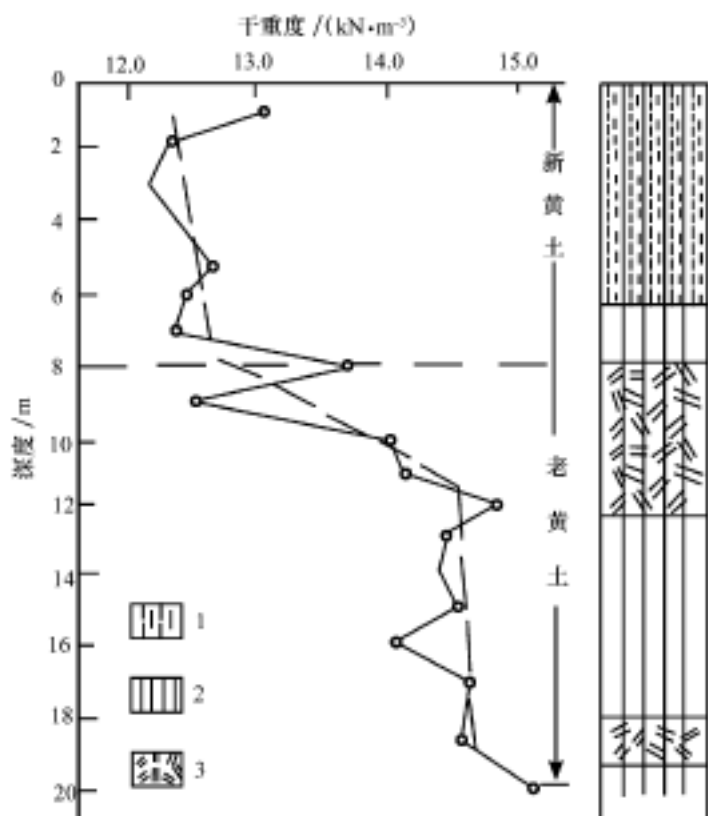


图 4-2 黑城河 No. 2 试坑黄土重度的变化
1—新黄土；2—老黄土；3—古土壤

实际并不一定是这样，超固结土体一般为上覆土体被剥蚀掉而残存的土体，这种土体中有的可能残存有较高水平应力。如图 4-2 所示，上部新黄土中的应力可采用正常固结土体应力计算公式来估算，而其下部的老黄土显然是经过剥蚀而残存的。西北地区老黄土曾经历过构造挤压作用，产生过褶曲和断裂，存在有大量的节理，而且节理多正交。这表明它曾经历过构造应力作用，且中间主应力面为垂直的，最大和最小主应力为水平的，也就是说最大水平主应力曾经高于土体中的垂直应力。原生岩石有一个特点，即对地应力有记忆能力，因此历史上经历的地应力能被记忆下来。土体是否有这种能力，目前没有研究。估计土体的记忆能力远不如岩石强，但是还是会存在的，且土体密度越大，记忆能力可能越大。这里有一个问题，

土体中含水量可能像温度一样具有退磁性能一样，对土体中构造应力存在有退应力能力。至于能退掉多少，保留多少应该通过实际测量来确定。估计土体中还是可能存在一定量的残余构造应力的，这个问题对在土体中建筑地下工程和竖井工程具有重要影响。应该研究土体中应力测量问题，特别是对深埋地下工程和深挖竖井工程来说更为重要。因为浅层土体中构造应力很可能松弛掉，深层土体中地应力就不一定会全都松弛掉，很可能还保留一部分，且还存在各向异性。如果不了解这一点，而按正常固结土体中应力计算，很可能作出错误的设计结果，施工时将出现严重的塑性变形和塌方破坏事故（如大寨岭隧道施工时曾产生大量收敛变形）。这是应该引起重视的一个问题。

土体中的水，包括重力水和吸附水两部分。吸附水前面已经讲了很多，这里就不讨论了，下面重点讨论重力水。土体赋存于重力水环境中时，由于水的浮力作用，土体中有效应力减小了。水的应力或者水的浮力可用下式表示，即：

$$\sigma_w = \gamma_w h \quad (4-8)$$

式中： γ_w 为土的湿重度，通常等于 1； h 为水深或水柱高，则处于水深为 h 的土体内有效应力 σ_0 为

$$\sigma_{z0} = \sigma_z - \sigma_w \quad (4-9)$$

$$\sigma_{h0} = \sigma_h - \sigma_w \quad (4-10)$$

由此，使水下的土体强度降低了，即

$$\tau_w = (\sigma_n - \sigma_w) \tan \varphi_w + C_w \quad (4-11)$$

其减小量为

$$\Delta \tau = \tau - \tau_w = \sigma_n (\tan \varphi - \tan \varphi_w) + \sigma_w \tan \varphi_w + C - C_w \quad (4-12)$$

式中： φ_w 及 C_w 为饱水土体抗剪强度参数。这就是土体中水的孔隙压作用。因此在水下建筑地质工程时，必须考虑孔隙压效应。为改善土体强度常采用疏干地下水的办法，其原理就在于此。

重力水在其内部水动力差作用下，可由压力高方向向压力低方向运动，其运动速度 v 与水力坡降 i 和土体的渗透系数 k 有关，即

$$v = ki \quad (4-13)$$

这是达西方程，进一步研究发现，这个方程对砂性土是合适的，而对粘性土就不一定合适。有人提出对粘性土来说不是线性，而是与有关 i^n ，即

$$v = ki^n \quad (4-14)$$

可是目前地质工程实际中仍用线性方程。还有一个问题需要提一下，这就是比较致密的粘性土，必须高于一定的水力坡降才能产生渗流运动。如图 4-3 所示， I_0 为起始渗流坡降，如此则达西方程应进行初始水力坡降改正。改正后的达西方程为

$$v = k(i - i_0) \quad (4-15)$$

初始水力坡降可通过试验求得。渗透法则也是土体力学三大法则之一。

作为土体赋存环境的第三个因素为空气，土体上部总是或多或少的赋存于空气之中。赋存于空气内的土体内也含有水，是吸附水，常常以含水量来表示。空气流动可减低土体的湿度，也可以增加土体的湿度。当土体内空气湿度高于地表上的空气湿度时，它可以通过蒸发使土体内湿度降低；如果土体内空气湿度低于地表上空气湿度时，又可通过水汽运移使土体内湿度增加。还有一种情况，特别在夏天空气湿度较高土体温度较低时，通过水汽凝结作用空气中水分凝聚在土体表面，然后通过水膜转移作用向土体内部运移，改变着土体湿度状态。毛细管作用也可以改变土体湿度，地下水位以上的土体里有这种现象，这一带仍属于空气带。

上述三种土体赋存状态，地应力、地下水和空气对地质工程建筑有重要影响。在土体地质工程建筑中，必须给予重视。

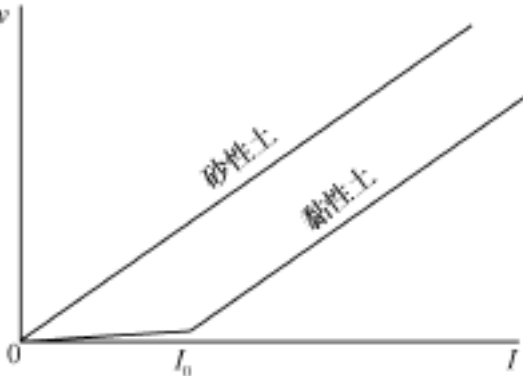


图 4-3 土体渗透特性曲线

第二节 土体结构控制论

作者认为土体结构控制着土体的变形、土体破坏及土体力学性质，它是土体力学的基础理论。土体结构控制论的基本内容可用图 4-4 表述。

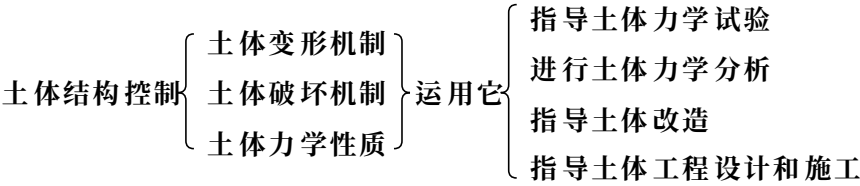


图 4-4 土体结构控制论

土体变形、破坏及土体力学性质不是仅控制于土体结构，土体赋存环境条件也有重要影响，它可以改变土体力学行为。因为有时土体赋存环境条件改变时土体结构也可以改变，土体中湿度变化就可以产生这种作用。应该明确，土体结构研究是土体力学工作的基本工作。作为土体力学工作的另一个重要方面工作，则是土体赋存环境条件研究。

1. 土体变形规律

不同结构的土体的变形规律是不一样的，主要表现在不同结构单元的力学性质规律上。目前，一般还是把土体作为土来看待，把土体变形规律视为线形法则。

实际上并不是这么简单，而土体变形是受土体材料和土体结构两者控制的。土体材料变形又受土体组成成分、土体中应力状态、土体的湿度控制的。由于土体中应力不同，土体变形有超压密曲线型和欠压密曲线型两种。土体由于湿度不同，其变形曲线可分为潮湿状态型和干固状态型两种。潮湿状态型土体变形基本法则，遵循半对数曲线法则；干固类土体变形规律遵循着指数法则。

楔行体块裂介质土体除存在上述的土体材料变形外，还存在沿节理面滑动变形。柱状体块裂介质土体除产生竖向变形外，侧向产生侧胀变形很小。所以说土体变形分析不能都采用一种力学模型，必须针对不同的土体结构、土体力学介质采用不同的力学模型和力学方法来决定。

2. 土体破坏规律

土力学中是采用单一的库仑-莫尔破坏判据判断土体稳定性，库仑-莫尔破坏判据是适用于连续介质材料。土体不是单一的连续介质材料，而是在结构面控制下有多种介质类型，常见的力学介质类型有：①连续介质；②楔形体块裂介质；③柱状体块裂介质。由此，最常见的土体破坏机制有4种：①土体材料剪破坏；②土体材料张破裂；③沿软弱面滑动破坏；④倾倒破坏。对应着土体力学介质产生破坏机制及破坏判据列于表4-2。

表 4 -2 土体力学介质、破坏机制及破坏判据

土体力学介质	破坏机制	破坏判据
连续介质	剪破坏	库仑莫尔判据
	张破裂	压张破裂判据
楔形体块裂介质	沿软弱面滑动	库仑判据
柱状体块裂介质	张破裂	压张破裂判据
	倾倒破坏	倾倒破坏判据

3. 土体力学性质规律问题

土体力学性质指标是很多的，在组织土体力学性质试验时必须根据土体力学介质类型、土体工程特点及力学模型来选定，不能有多少指标就做什么试验，必须有的放矢。应该指出，土体力学性质试验取得的土体力学性质指标，不一定符合土体力学实际。不论取样做试验或野外原位试验取得的试验结果，都不能保持土体的野外实际环境条件。一般来说，所取得数值是偏低的。以变形模量为例，室内试验结果一般为100~200MPa，而根据变形监测结果反分析取得的结果常达1000MPa以上。在进行土体力学性质指标选择时，必须注意这个问题，这也是土体力学分析常常与实际不符的重要原因。

第三节 土体力学基本规律

一、土体变形规律

土力学至今还是把土体变形视为线性法则，即

$$\frac{\Delta \varepsilon}{\Delta P} = \alpha \tag{4-16}$$

或

$$\varepsilon = \alpha P \tag{4-17}$$

式中： ε 为孔隙比； P 为压力； α 为压缩指数。

实际上，土体变形遵循如下的曲线规律（图4-5，4-6）。土体变形规律实际为曲线变形法则，而工程实际中常常作为线性法则处理。结果是在割点以下的应力水平状态下对土体变形计算结果小于实际变形，而在割点以上应力水平状态下对土体变形计算结果则大于实际变形，结果都是失真的。

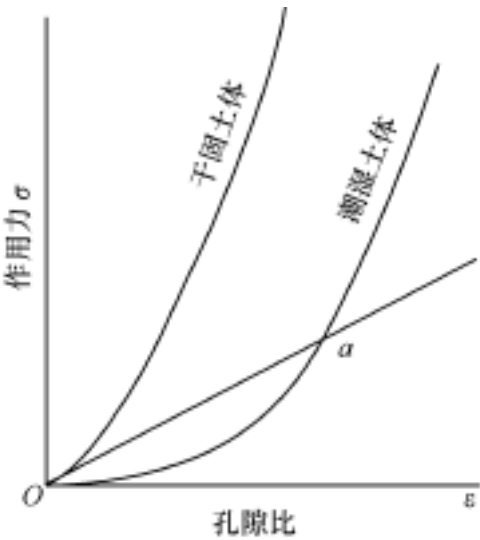


图 4-5 土体变形特征曲线

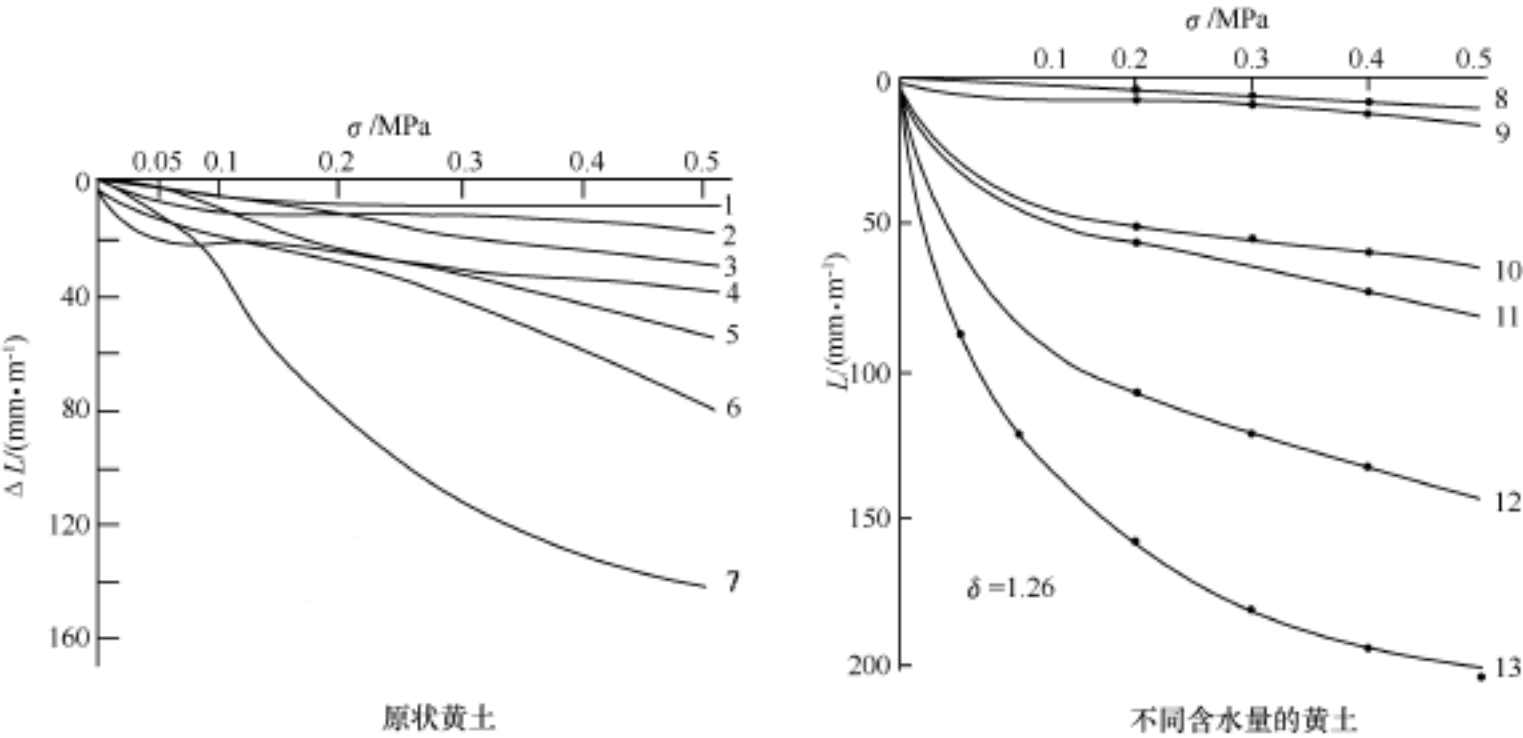


图 4-6 黄土压缩曲线

1—永 No. 9 - 3, $\delta=1.46$, $w(\text{H}_2\text{O})=3\%$; 2—永 No. 4 - 1, $\delta=1.16$, $w(\text{H}_2\text{O})=1.5\%$; 3—永 No. 4 - 3, $\delta=1.31$, $w(\text{H}_2\text{O})=4\%$; 4—永 No. 2 - 4, $\delta=1.52$, $w(\text{H}_2\text{O})=8\%$; 5—永 No. 3 - 1, $\delta=1.23$, $w(\text{H}_2\text{O})=6.3\%$; 6—永 No. 1 - 10, $\delta=1.20$, $w(\text{H}_2\text{O})=4.3\%$; 7—永 No. 3 - 7, $\delta=1.21$, $w(\text{H}_2\text{O})=10.8\%$; 8—永 No. 3 - 2, $w(\text{H}_2\text{O})=4.9\%$; 9—蒋 No. 2 - 5, $w(\text{H}_2\text{O})=5.5\%$; 10—姜 No. 1 - 11, $w(\text{H}_2\text{O})=11.6\%$; 11—营 No. 3 - 14, $w(\text{H}_2\text{O})=17\%$ ($\delta=1.27$); 12—营 No. 3 - 7, $w(\text{H}_2\text{O})=20\%$ ($\delta=1.25$); 13—No. 4 - 2 (饱和)

土体变形实际上是土体在附加应力作用下土体中孔隙压缩、孔隙中气体和水排出的结果。在一般工程荷载作用下，土粒压缩变形远远小于土体中气体和水从孔隙中挤出，孔隙

压缩产生的变形。故在实际工程中把土体孔隙压缩变形近似地作为土体压缩变形，通常用孔隙比 ε 变化 $\Delta\varepsilon$ 来表示。土体中含水量愈高，土体变形愈以孔隙变形为主；当含水量很低，处于干固状态时，在作用力较小时则其变形以颗粒间联结变形为主，其变形曲线曲率不同于潮湿状态（图 4-6）。在高作用力下，土体颗粒间联结被破坏，其变形曲线与潮湿状态相同。根据实验结果统计得知，潮湿状态土体变形基本法则符合于半对数曲线法则，即：

$$\varepsilon = \varepsilon_0 [1 - C_m (\lg \sigma - \lg \sigma_0)] \quad (4-18)$$

式中 C_m 为潮湿土体压缩指数，其倒数 $1/C_m$ 为压缩模量 E_0 ，这是一维压缩模型。上式又可写为

$$\varepsilon_0 - \varepsilon = \varepsilon_0 \lg \left[\frac{\sigma}{\sigma_0} \right] \quad (4-19)$$

在应力由 σ_0 改变至 σ 时土体体积 V 改变为

$$- \Delta V = V_0 (\varepsilon_0 - \varepsilon) = \left[\frac{V_0 \varepsilon_0 C_m}{(1 + \varepsilon_0)} \right] \lg \left[\frac{\sigma}{\sigma_0} \right] \quad (4-20)$$

当初始土层厚度为 H_0 时，在一维压缩条件下土层压缩量为

$$- \Delta H = \left[\frac{\varepsilon_0 C_m}{(1 + \varepsilon_0)} \right] H_0 \lg \left[\frac{\sigma}{\sigma_0} \right] \quad (4-21)$$

此公式可作为潮湿土体地基一类工程土体压缩变形估算公式。

干固类土体变形规律遵循指数法则，即

$$\varepsilon = \varepsilon_0 [1 - \exp \{ - C_d (\sigma_0 - \sigma) \}] \quad (4-22)$$

式中： ε_0 、 σ_0 为初始状态土体的孔隙比和土体中的应力； ε 、 σ 为土体工作状态的最终孔隙比和土体中的应力； C_d 为干固状态土体压缩指数，其倒数 $1/C_d$ 为压缩模量 E_0 。

在土体中应力由 σ_0 改变到 σ 时，其体积改变为

$$- \Delta V = V_0 \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon}{1 + \varepsilon_0} = \left[\frac{\varepsilon_0 V_0}{1 + \varepsilon_0} \right] \exp [- C_d (\sigma_0 - \sigma)] \quad (4-23)$$

当初始土层厚度为 H_0 ，土体中应力由 σ_0 改变到 σ 时，土层单向压缩量为

$$- \Delta H = \left[\frac{\varepsilon_0 H_0}{1 + \varepsilon_0} \right] \exp [- C_d (\sigma_0 - \sigma)] \quad (4-24)$$

这个公式可适用于干固状态土体在结构联结未被破坏状态下的地基一类地质工程变形估算。

土体变形不是受荷载作用后立即就完成的，而是经过排气排水过程完成的。排气过程是短暂的，排水过程随着土体渗透系数不同经历的过程是不同的。简单地说，土体渗透系数愈大压缩完成愈快，渗透系数愈小的土体，如粘性土，需经历几年的时间才能完成土体的固结过程。这个问题太沙基研究得比较透彻，一般的书籍都引用他的研究成果。在这里就不重复了。

二、土体破坏判据

土力学中讨论土体破坏判据只是单一的库仑-莫尔判据，库仑-莫尔破坏判据的适用条件是均质、连续材料。土体不是单一的均质、连续材料，而是在土体结构控制下有多种类

型，不仅有连续的，而且还有不连续的。

破坏判据系以破坏机制为依据而建立起来的。库仑-莫尔破坏判据系以材料的剪破坏机制为依据建立起来的，不是材料剪破坏方式产生土体破坏时，使用库仑-莫尔破坏判据校核其极限平衡条件是不对的。在讨论土体破坏判据时，必须先对土体破坏机制有所了解。

土体破坏机制既控制于土体材料性质，又控制于土体结构特征。最常见的土体破坏机制有 3 种类型：①土体材料剪破坏，这是最常见的；②土体材料张破裂，这在边坡顶部地面及受张应力控制的土体内部或表层极为常见；③沿弱面滑动破坏，这在节理和层理比较发育的土体工程破坏中极为常见。各自的破坏判据简述如下。

1. 土体材料剪破坏判据——库仑-莫尔破坏判据

这是极常用的一种土体破坏判据，其数学表达式为

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \alpha + 2C \cos \alpha \quad (4-25)$$

或

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cot^2 \left[45 - \frac{\alpha}{2} \right] + 2C \cot \left[45 - \frac{\alpha}{2} \right] \quad (4-26)$$

或

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 \left[45 - \frac{\alpha}{2} \right] - 2C \tan \left[45 - \frac{\alpha}{2} \right] \quad (4-27)$$

据此可求得土体处于塑性状态时土体中侧压力系数分为

$$\zeta = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \tan^2 \left[45 - \frac{\alpha}{2} \right] - \frac{2C}{\sigma_1} \tan \left[45 - \frac{\alpha}{2} \right] \quad (4-28)$$

当土体中应力 $\sigma_1 = gh$ 时：

$$\zeta = \tan^2 \left[45 - \frac{\alpha}{2} \right] - \frac{2C}{gh} \tan \left[45 - \frac{\alpha}{2} \right] \quad (4-29)$$

2. 土体材料张破裂破坏判据

这类破坏判据有两种情况：①在拉应力作用下，产生张破裂；②压致张破裂，这多半是土体较干燥情况下产生的，在土体湿度较高时则以剪破坏为主，其适宜的破坏判据为库仑-莫尔破坏判据。在拉应力作用下产生的张破裂的破坏判据为土体中张应力 σ_1 大于土体抗拉强度 T ，即

$$\sigma_3 \geq T \quad (4-30)$$

土体抗拉强度可由土体抗拉试验求得。

压致张破裂实际上是受张应变控制。其破坏判据形式为

$$\sigma_1 = \frac{1 - \mu}{\mu} \sigma_3 + \sigma_0 \quad (4-31)$$

式中： σ_0 为上体单轴抗压强度； μ 为土体材料泊桑比。

3. 沿软弱面滑动破坏判据

库仑破坏判据是其对号的破坏判据，它是物体沿斜面滑动的极限平衡条件。如图 4-7 所示，斜面上物体重 W ， N 为其法向分力， S 为切向分力。在切向力作用下下滑的物体，在反力 T 抵抗下阻止其下滑，当

$$T = S \quad (4-32)$$

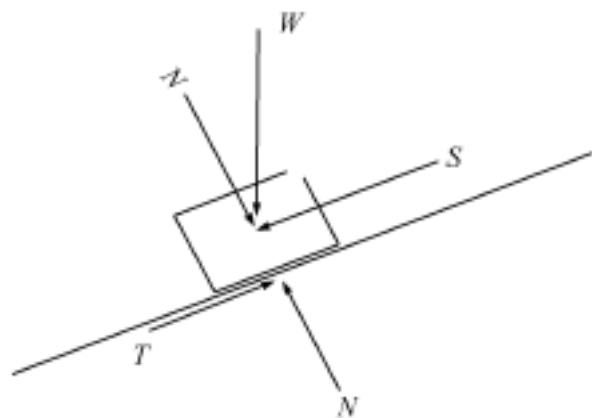


图 4-7 斜面滑动模型

时处于极限平衡状态。库仑研究结果表明，抗滑力大小与法向力大小有关，且与斜面摩擦系数有关，库仑根据实验结果得到下列关系式，即

$$T = f_j N + C_j = N \tan \varphi_j + C_j \quad (4-33)$$

式中： f_j 为节理面摩擦系数； φ_j 为节理面摩擦角，它们都是无向量参数； C_j 为节理面黏结力。

这就是有名的库仑破坏判据。这一破坏判据是土体中发育有层面和节理面时，在地质工程建筑中，检核临空部分土体能否产生沿软弱面滑动破坏的对号破坏判据。

上面讨论的土体概念、土体成分、土体结构、土体赋存环境以及土体变形法则、土体破坏判据及土体力学性质规律等基本概念，是研究土体工程首先必须明确的基本概念。不能不分土体类别的差异，而把土体看成都是一样的。土体是有差别的，土体结构、土体赋存状态，特别是地应力和地下水的赋存条件的差别导致土体力学性质变化多端。其中土体结构对土体变形、土体破坏和土体力学性质，以及土体力学介质和土体力学模型具有控制作用，这就是土体结构控制论的内涵。因此在研究土体变形、土体破坏时不能不分具体对象的差异都采用单一的一种法则，而应该采用相应的力学法则来解决土体工程问题。为了进一步确立上述概念，下面进一步选择几个地质工程类型中的力学问题，讨论一下上述理论的使用方法。

第四节 土体力学分析理论

目前进行土体力学分析时，一般都采用连续介质力学方法，多数情况下这是对的。可是在有一些情况下就不对，如在边坡和地下洞室中，常常见到块体塌方和黄土直立边坡崩塌破坏，这就不能用连续介质力学模型能处理的。它们是属于块裂介质力学，因此在进行土体力学分析时必须根据土体结构和土体赋存环境条件分析其力学介质，结合土体工程特点，给出合适的力学模型进行分析才能取得符合实际结果，不能千篇一律地都采用连续介质力学方法进行分析。根据土体结构及土体在环境应力改变时，其力学作用方式和规律类型的不同，可将土体划分为若干土体力学介质力质。根据作者的经验和认识，目前可将土体划分为三种力学介质：①连续介质；②楔形体块裂介质；③柱状体块裂介质。划分条件及其力学作用规律示于表 4-3，这是土体力学分析的基本依据。

表 4-3 土体力学介质划分

力学介质类型	划分依据	力学作用规律
连续介质	高应力和高湿度条件下的完整结构的土体	遵守连续介质力学规律
楔形体块裂介质	低湿度和低应力环境下在构造节理切割下形成的楔形体块裂结构土体	遵守块裂介质力学规律
柱状体块裂介质	低湿度和低应力环境下的被收缩裂缝切割下形成的柱状体块裂结构的土体	遵守碎裂介质力学作用规律（柱状体垂直传递压力，侧向力无效）

1. 土体地基工程变形分析方法

地基工程变形是土力学讨论十分深入的一个问题。一般来说，地基变形可用下面方法估算。这个方法不论对均质土体或者是不均质土体地基都适用，这个方法称为分层总合法。具体方法如下：

(1) 将变形土体分成适当数目的水平层，对多层结构土体来说，可对应土层界面及应力变化点来分层（图 4-8）。

(2) 计算每一水平层的有效附加应力。为实用起见，每层值可取在该层中心深度处。

(3) 计算每一水平层的附加垂直应力平均值。如果每层厚度与地基宽比较起来很小的话， $\Delta\sigma_z$ 的平均值可以取分层的中心深度应力值。因为应力分布与土体特性无关，故均质土体和多层土体内应力计算可用同样方法。

(4) 计算由于附加垂直应力引起的每一水平层厚度的压缩量 ΔH_i ：

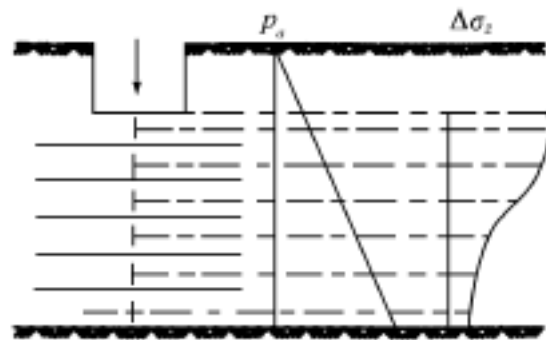


图 4-8 固结沉降计算草图

$$\Delta H = \frac{C_m H_i \epsilon_0}{1 + \epsilon_0} [\lg(\sigma_{zi} + \Delta\sigma_z) - \lg \sigma_{zi}] \quad (4-34)$$

或

$$\Delta H_i = \frac{H_i \epsilon_{0i}}{1 + \epsilon_{0i}} \exp(-C_d \Delta\sigma_{zi}) \quad (4-35)$$

(5) 基础下任一深度处沉降变形一等于这一点以上各水平层沉降变量为之和，即

$$\Delta H = \sum \Delta H_i \quad (4-36)$$

这个方法把不均匀性影响考虑进去了，是目前估算地基工程变形比较通用的方法。

2. 土体边坡工程稳定性分析方法

目前土体边坡稳定性分析方法有许多种，最常用的是圆弧滑动面法。1958~1960 年，著者在西北黄土区进行渠道地质工程建设研究过程中，曾对西北黄土边坡力学问题进行过一系列的调查研究，收集了大量的边坡破坏资料。对所收集的资料进行分析后得到了一个重要认识，即西北黄土边坡产生滑坡的力学过程是：上部土体塌落，边坡部分土体受挤压而产生滑落。这一过程的力学机理可用图 4-9 来说明，上部为塌落应力区，下部为滑落应力区，中间为过渡区。塌落区内应力 σ_1 方向大致与地面垂直，滑落区内应力 σ_1 方向大致与边坡面平行。根据土体平衡理论，塌落应力区破裂面与 σ_1 方向成 $45 - \psi/2$ 角， ψ 为抗剪角；滑落应力区破裂面与 σ_1 成 $45 - \psi/2$ 角，在边坡情况下则与边坡面成 $45 - \psi/2$ 角；过渡区为共轭破裂面交角，即 $(45 - \psi/2) + (45 - \psi/2) = 90 - \psi$ 。据此可以绘制出土体边坡理论破裂面轮廓。在理论上，土体内理论破裂面不是一条，而是一组（图 4-10）。当土体某一个或几个理论破裂面失稳时便产生滑坡，边坡产生破坏。图 4-11 是这个理论的一个例证。该边坡内同时有三个破裂面达到破坏条件，因此产生了三个台阶状破坏。由此可知，在进行边坡稳定性分析时，不能仅核算通过坡脚的理论破裂而产生边坡破坏可能性问题，而且应该对如图 4-10 所示的各个理论破裂面破坏可能性进行核算，找出最危险或者说稳定性最低的破裂面，给出稳定性系数，评价边坡稳定性。下面具体谈一下理论破裂面图解法绘制方法。如图 4-12 所示：

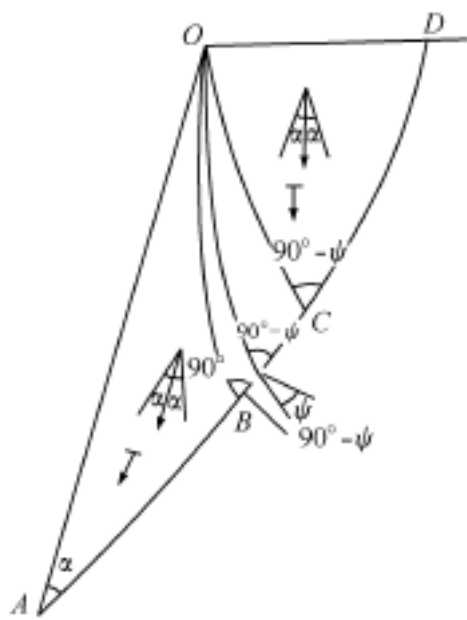


图 4-9 边坡土体滑坡作用的力学机理草图

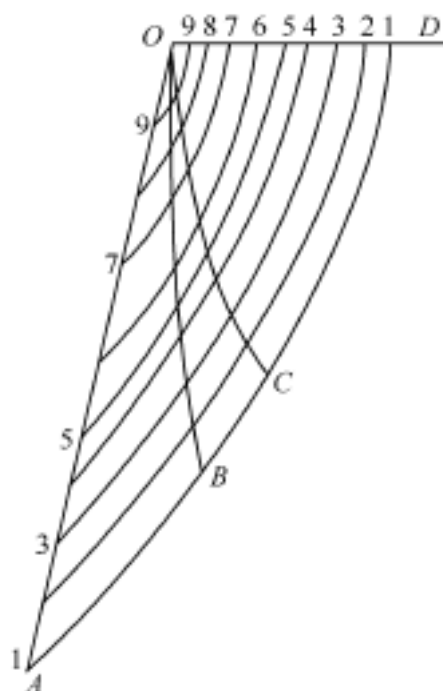


图 4-10 黄土边坡的理论破裂面组合

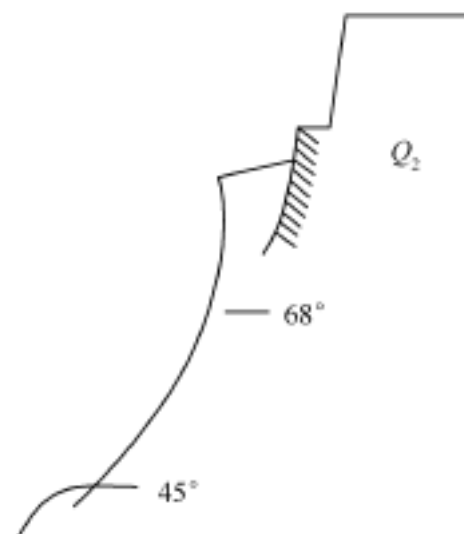


图 4-11 宝鸡瞿家台黄土边坡的破坏 (坡高 18m)

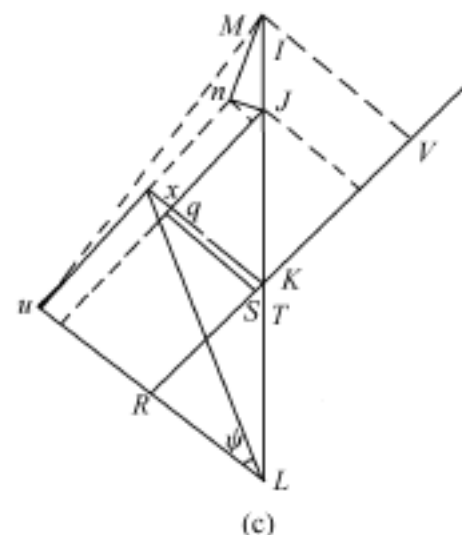
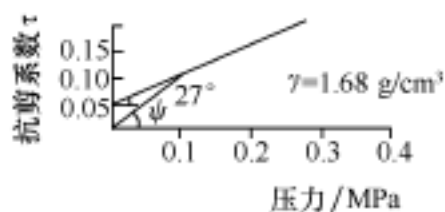
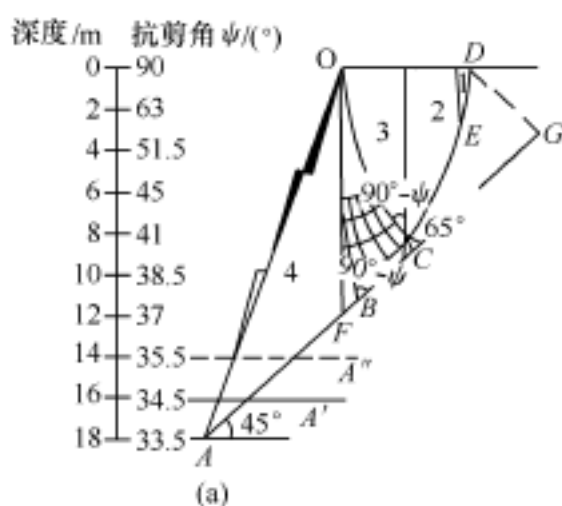


图 4-12 宝鸡瞿家台黄土边坡稳定性核算结果

(1) 按比例作出边坡几何外形 AOD。

(2) 利用抗剪试验结果, 求出不同深度处抗剪角, 注于高程坐标尺上, 抗剪角 ψ 既可以利用公式

$$\psi = \tan^{-1} \left[\tan \alpha + \frac{C}{\sigma_n} \right] \quad (4-37)$$

计算, 亦可以用图解法求得。

(3) 利用高度坐标尺上注的抗剪角 ψ 分段作理论破裂面 AB, OC 及 DC, OB、AB 段理论破裂面与边坡面成 $45 - \psi/2$, OC, DC 段理论破裂面与垂直方向成 $45 - \psi/2$ 角。将 BC 间划分为若干等份并与 O 点联线, 由 B 点向上依次作 $90 - \psi$ 包线, 交 OC 线于 C 点再由 C 点向上作 DC 线。至此即完成一条理论破裂面曲线。

图 4-12 为瞿家台黄土边坡稳定性核算绘制的理论破裂面, 绘制的理论破裂面上部为 90° , 迅速转变为 80° , 中部为

65°，下部为45°；图4-11所示的实测剖面的上部为80°~90°，中部为65°，下部为45°。显然，上述方法是可信的。有了上述的理论破裂面，就可以利用图解法或代数法求各个理论破裂面的稳定性，核算边坡稳定性。上面介绍的是完整结构土体边坡稳定性分析方法。对完整土体来说这个方法是可信的，当土体内发育有软弱层面或节理面的情况下就不行了。常见的受软弱层面和节理面控制下的破坏有如下两种情况：

- (1) 如图4-13a所示的受软弱层面和节理面控制下破坏；
- (2) 如图4-13b所示受垂直节理或裂缝控制下的塌落。

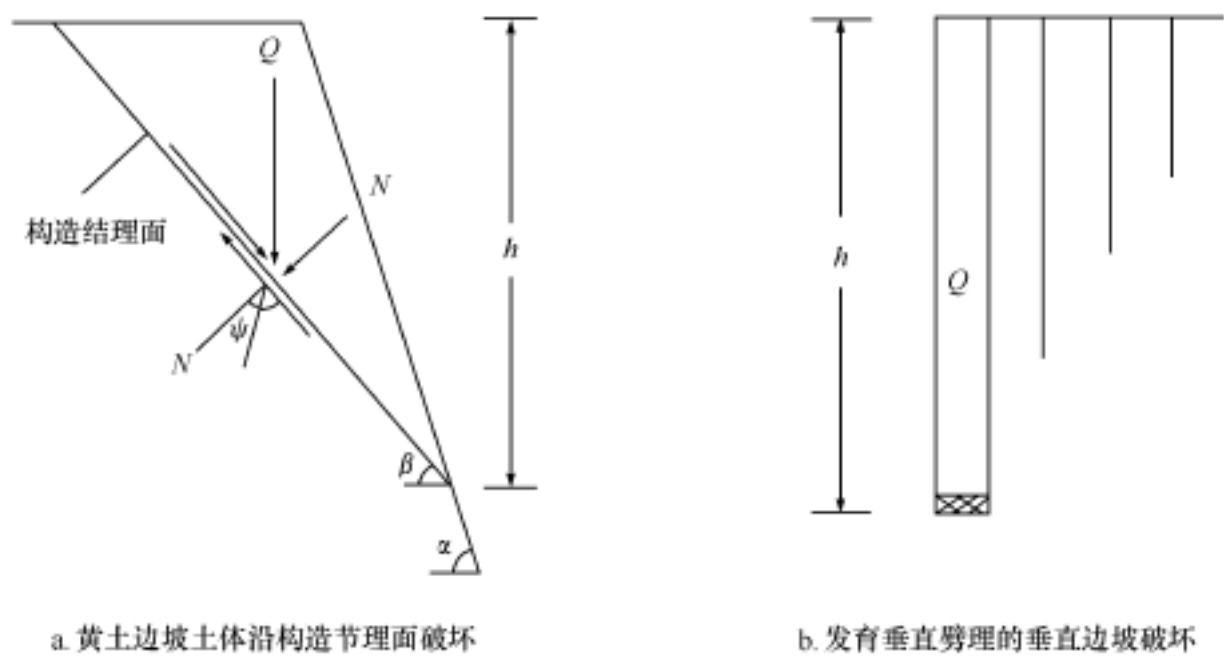


图4-13 破坏力学示意图

这两种边坡破坏类型不仅见于黄土区，而在许多黏性土地区也常见到。受构造节理和软弱层面控制产生的破坏系沿弱面下滑。它完全符合库仑定律，可以很简单地利用斜面滑动极限平衡原理分析边坡稳定性。问题在于在野外就要鉴别出这种地质模型。有了地质模型，就可以很容易转化为力学模型，力学计算是很简单的，可用公式(4-34)进行。

图4-13b所示的垂直裂缝控制下的边坡塌落条件，可以通过坡脚土体压致拉裂破坏判据来分析其稳定性，即

$$K = \frac{\sigma_c}{\sum \gamma_i h_i} \tag{4-38}$$

式中： σ_c 为土体单轴抗压强度； γ_i ， h_i 为各分层土体重度及分层厚度。

土体边坡稳定性分析的关键是搞清地质模型，合理的抽象出力学模型，选定合理的力学参数，计算工作并不复杂。而目前一种偏向是计算理论研究得很深，选用的力学模型和力学参数并不符合土体的地质实际，所取得的结果常常不符合实际。

3. 土体中洞室稳定性分析方法

土体中修建地下洞室，如隧道、土库等稳定性问题很早就进行过研究。这些研究出发点都是以洞顶塌落土体作为支护的外载，从而形成了地下工程建筑中的荷载支护体系的概念。好像地下工程建筑中的主要土体力学问题，就是寻求给出洞顶土体塌落高度。因此，很多人都在研究洞顶土体塌落高度计算公式。这些研究结果中最有名的要算普氏塌落拱理论，它曾控制达半个世纪之久。现将普氏理论主要内容介绍如下。

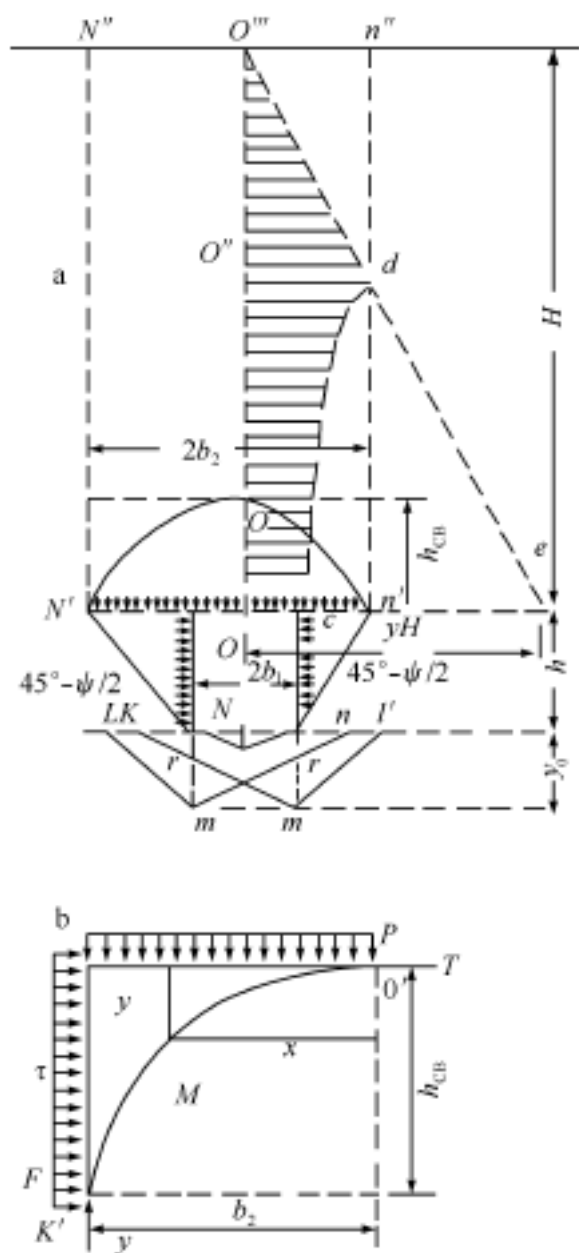


图 4-14 普氏塌落拱力学模型

普氏塌落拱模型如图 4-14 所示，他的理论的基本点如下：

(1) 普氏定义土体抗剪角为土体强度系数，通常称为普氏系数，即

$$f = \tan \psi = \tan \phi + \frac{C}{\sigma_n} \quad (4-39)$$

(2) 设洞室宽度为 $2b_1$ ，洞室高度为 h ，塌落拱宽度为 $2b_2$ ，支持拱脚的土体与洞壁成 $45^\circ - \frac{\psi}{2}$ 角，则塌落拱半宽为 b_2 ：

$$b_2 = b_1 + h \tan \left[45^\circ - \frac{\psi}{2} \right] \quad (4-40)$$

(3) 塌落拱力学平衡条件为

$$\frac{1}{2} P x^2 - T y = 0 \quad (4-41)$$

$$y = \frac{P x^2}{2T} \quad (4-42)$$

$$T = F - h \quad (4-43)$$

式中：T 为水平反力；F 为附加抗剪力。

$$F = f P b_2 \quad (4-44)$$

(4) 当时 $x = b_2$ 时 $y = h_g$ ，则式 (4-41) 变为

$$T = \frac{P b_2^2}{2 h_g} \quad (4-45)$$

将上列结果代入式 (4-43) 得

$$= \frac{P b_2 (2 f h_g - b_2)}{2 h_g^2} \quad (4-46)$$

(5) 对 h_g 取极值得

$$h_g = \frac{b_2}{f} \quad (4-47)$$

(6) 由式 (4-47) 得知，任一点土压力为

$$\sigma_v = \gamma h_g \quad (4-48)$$

而最大土压力为

$$\sigma_{vmax} = \frac{\gamma b_2}{f} \quad (4-49)$$

在地下工程设计时，则取 σ_{vmax} 作为土压力，设计衬砌厚度。

这个理论有什么优缺点？在地下工程设计中可否应用？著者认为，首先应该肯定一下，这个理论有可取之处。因为在土体中修建地下洞室，不管是人工的，还是自然的，其稳定的洞形的洞顶都是呈拱形。这就为塌落拱理论提供了实际依据。这证明在地下洞室稳定性核算时，用普氏理论是可行的，但是普氏理论在岩体力学中的应用是不符合实际的。另外，仅有这一点还是不够的。地下洞室埋深较大时，在施工过程中常常出现有流动变

形，即不停止的变形。这是为什么，普氏理论就回答不了这个问题。这个问题与土体中应力有关，下面讨论一下这个问题。

应力极限平衡理论如图 4 - 15 所示， P_0 为土体中垂直应力， λP_0 为土体中水平应力，地下洞室周围土体内应力分布遵循下列规律：

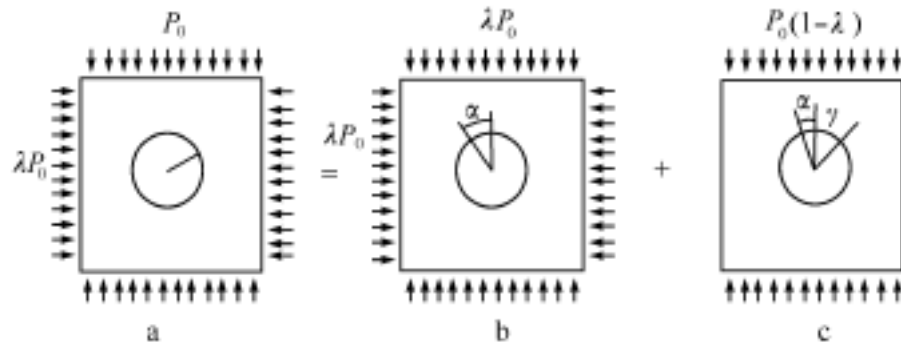


图 4 - 15 在环境应力作用下隧洞周围土体内应力分布计算草图

$$\sigma_r = \frac{1}{2}P_0(1 + \lambda)\left[1 - \frac{a^2}{r^2}\right] - \frac{1}{2}P_0(1 - \lambda)\left[1 - \frac{3a^4}{r^4} - \frac{4a^2}{r^2}\right]\cos 2\theta \quad (4 - 50)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{2}P_0(1 + \lambda)\left[1 + \frac{a^2}{r^2}\right] + \frac{1}{2}P_0(1 - \lambda)\left[1 + \frac{3a^4}{r^4}\right]\cos 2\theta \quad (4 - 51)$$

$$\tau_{rt} = \frac{1}{2}P_0(1 - \lambda)\left[1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right]\sin 2\theta \quad (4 - 52)$$

土体稳定性最低部位位于洞壁处，即 $r = a$ 处。如此，求得洞壁土体内应力为

$$\sigma_r = 0 \quad (4 - 53)$$

$$\sigma_t = (1 + \lambda)P_0 + 2(1 - \lambda)P_0\cos 2\theta \quad (4 - 54)$$

当 $\theta = 90^\circ$ 时有极值，则

$$\sigma_r = 0 \quad (4 - 55)$$

$$\sigma_t = (3 - \lambda)P_0 \quad (4 - 56)$$

土体内部变形破坏基本上处于塑性状态，其破坏判据为

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} + 2C \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4 - 57)$$

洞壁处 $\sigma_1 = \sigma_t$ ， $\sigma_3 = \sigma_r = 0$ ，如此，极限平衡条件为

$$P_0 = \frac{2C\cos \phi}{3 - \lambda(1 - \sin \phi)} \quad (4 - 58)$$

即当实际地应力大于 P_0 时将出现破坏和流动变形。如果 $P_0 = \gamma h$ ，则洞壁不产生破坏的最大深度为

$$h = \frac{2C\cos \phi}{\gamma(3 - \lambda)(1 - \sin \phi)} \quad (4 - 59)$$

上述表明，地下洞室稳定性受两个条件控制：①受塌落拱高度形成的土压力控制；②受洞壁土体极限条件控制。第一个条件可用普氏理论计算，第二个条件可用上面推导的极限深度公式估算。

上面讨论的是完整土体中地下洞室建筑问题。当土体内发育有软弱层面和构造节理时，深埋地下的土体开挖暴露风化后，洞壁土体将沿软弱层面和节理面产生塌落（图 4 - 16），在这种情况下仅用上面方法分析洞室稳定性是不够的。因为在未开挖前土体处于潮

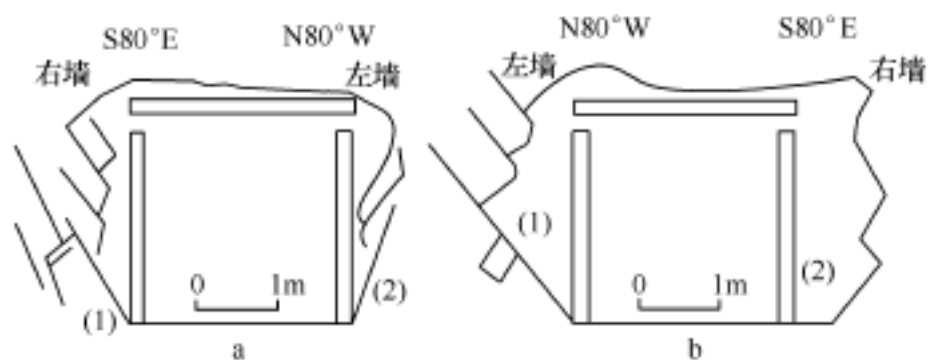


图 4 - 16 腰岷河隧道 DK613 + 350 下导洞开挖面素描图
(据钟世航, 1984)

湿状态下，节理面不起作用，可作为连续介质看待，可利用上述理论分析洞室稳定性；如果土体失水处于干硬状态，节理面将起作用，这种情况下，可利用岩体结构力学中块体介质力学理论和方法分析。土体力学有时也受结构控制，这一点在实际工作中应该重视。

第五章 地 应 力

现在已经不像几十年前把地壳内有地应力的观点看成是异端邪说，有争议问题是地应力的规律是什么，如何准确地测量出地应力大小和方向，如何利用地应力的问题也没有解决。第一次测量地应力是在美国丹佛的一个水坝下隧道里。1951 年 N. 哈斯特在芬兰斯堪的那维亚半岛进行了地应力测量。地应力测量真正开始是在矿山，矿山开采时刻也离不开地应力，露天开采与井下开采都与地应力有关。我国金川露天矿边坡变形是一个大问题，实际上是开挖卸荷引起倾倒变形。关于倾倒变形的原因直到今天也没有完全搞清楚，讨论倾倒变形的文章很多，还没有见到过讨论倾倒变形与地应力关系的文章。实际上正在发展的倾倒变形，主要是开挖卸荷卸掉支持岩体保持稳定的地应力所引起的，如果没有开挖卸荷，仅在自重作用下而产生倾倒变形的还没有见到过。井下开采就更明显了。前面说过，地应力测量最早是在矿山，今天地应力测量最多的也是在矿山。大概是在 20 世纪 60 年代后，水利水电工程也开始了地应力测量，水电工程中的一个大的项目——地下厂房建筑日益增多，还有引水洞、泄洪洞建设中出现了许多问题，边坡开挖中出现了不少问题，有些地方坝基开挖中也出现了问题。据判断，这些问题中很大一部分是与工程开挖引起地应力变化有关。为此，开始了地应力测量。在各类工程建设中，都提出了地应力问题，地应力问题目前普遍受到重视，在 70 年代以后，地震研究受到很大重视，相应地地应力也受到很大的重视。我们国家地应力测量的专业队伍有中国科学院岩体土力学研究所、国家地震局地壳应力研究所。但是地应力在地震研究中如何应用，这个问题比较大，从理论上讲是需要的，但是条件太复杂，难以解决，具体工作中很难应用，这个问题难度很大。地应力测量开始的时候，测量方法有很多，主要是通过测量岩石应变反算地应力，但测量结果都是相对的。1977 年美国海姆逊把石油工业中水力压裂扩充裂隙的办法（即水压致裂法），引用到地应力测量中来，开始了地应力直接测量工作，也开始了深孔地应力测量工作。这个测量方法是直接测量地应力的。

第一节 地应力分布规律

地应力测量资料越来越多，有人就开始了地应力规律的总结研究，尽管总结出的地应力规律什么样的都有，但毕竟是反映了人们对地应力规律逐渐有了认识。目前对地应力规律有各种各样的认识，主要的有一条，这就是认为地应力的分布是随深度增加呈线性增大。不仅认为垂直地应力随深度增加呈线性增大，而且认为水平地应力随深度增加也呈线性增加。图 5-1 所示垂直地应力随深度增加呈线性增加，图中还表示最大水平主应力随深度增加也呈线性分布；最小水平主应力随深度增加也呈线性分布；它两个的差值是剪应

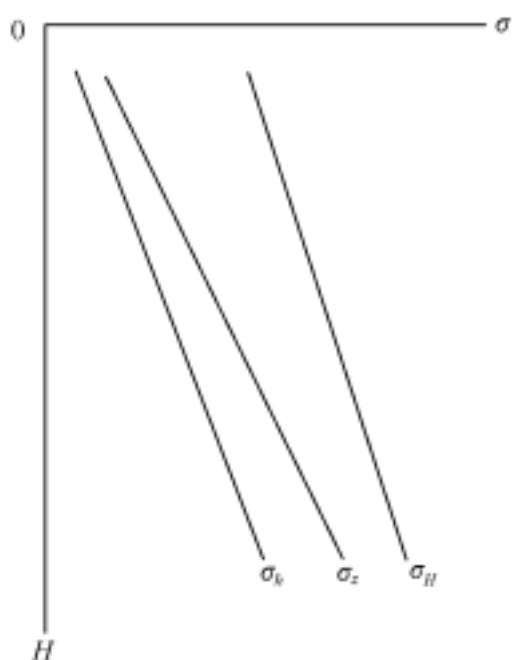


图 5-1 地应力随深度变化规律示意图

σ_z —垂直地应力； σ_h —最小水平地应力； σ_H —最大水平地应力

力，这个值在达到一定深度后不随深度而变，是一个常数，一般约为 20MPa。还应该注意一点，地应力在地面处不一定为零，不管水平地应力，还是垂直地应力都有这个现象，即都有不通过原点的现象。有的在压应力轴上是正的，有的是负的。正的是压应力状态，负的处于张拉状态。比较多的垂直地应力是正的，即大于零，而水平地应力则有时是负的，这是目前公认一般的规律。根据这一规律，目前地应力测量结果作回归处理时，总是把地应力作为线性分布来考虑，地应力随深度变化呈线性分布已被看作是一般的法则，这一模型著者称为布林-哈盖模型，对不对？我们在下面再讨论。

对已取得的地应力资料分析，发现地应力有两个趋势，即最大水平地应力多数大于垂直地应力；最小水平地应力多数小于垂直地应力。根据这一现象，在用水压致裂法测量地应力时，常把垂直地应力作为中间主应力。其实也不都一样，也有例外的情况，这与测量深度的地质背景

有关。在地表浅处，有的垂直地应力大于水平地应力，也有的垂直地应力小于水平地应力。而水平地应力与垂直地应力之比也不是一个常数，而是变化很大。

表 5-1 是在一些国家测得的水平地应力与垂直地应力比值资料，表中用的水平地应力是平均水平地应力值。表中资料表明，中国的地应力水平不算太高，水平地应力与垂直地应力的比值小于 0.8 的竟占 32%，比值介于 0.8 ~1.2，也就是平均为 1.0 的占 40%，大于 1.2 的占 28%；比值最大的可达 2.09。奥地利的情况是大于 1.2 的占 78%，平均水平地应力与垂直地应力之比的最大值为 2.95。而加拿大 100% 大于 1.2。美国与中国情况相近，小于 0.8 的占 18%，0.8 ~1.2 的占 41%，大于 1.2 的也占 41%。对原苏联来讲，一般比值较低，小于 0.8 的占 51%，大于 1.2 的占 20%，这与俄罗斯地台构造活动比较微

表 5-1 水平地应力与垂直地应力比值

国家名称	水平地应力平均值 / 垂直地应力			平均水平地应力 垂直地应力最大值
	< 0.8	0.8 ~1.2	> 1.2	
中 国	32	40	28	2.09
奥 地 利	0	22	78	2.95
加 拿 大	0	0	100	2.56
美 国	18	41	41	3.29
挪 威	17	17	66	5.56
瑞 典	0	0	100	4.99
南 非	41	24	35	2.5
原 苏 联	51	29	20	4.30
其他地区	37.5	37.5	20	1.96

全世界概况：水平地应力平均值 / 垂直地应力一般介于 0.5 ~5.5。多数为 0.8 ~1.2。

弱有关。从全世界来说，水平地应力与垂直地应力之比为 0.8 ~1.2。加拿大水平地应力与垂直地应力之比大于 1.2 的高达 100%，这与它的特殊地质环境有关。加拿大地盾从前曾被巨大的冰盖覆盖着，现在冰盖融掉了，垂直地应力相应地也卸掉了许多，水平地应力卸掉较少，因此造成加拿大地区水平地应力与垂直地应力之比大于 1.2。这很可能是在浅层岩体内的测量结果，深层岩体内也不会保持这么高的比例。这是现在测到的结果，而应当注意这些结果多数是浅层地应力，因为早期地应力测量多数是测浅层的，深层测量比较困难，目前测得的资料还不多。两个水平地应力之比如表 5-2 所示，一般来说，两个水平地应力之比多数是小于 0.75，斯堪的纳维亚半岛是一个古老的地台，其最大水平地应力与最小水平地应力之比多数大于 0.5 ~0.75；美国最大水平地应力与最小水平地应力之比多数大于 0.5 ~0.75，中国也是一样，大于 0.5 ~0.75 的占 50% 以上。

表 5-2 最大和最小水平地应力比值

地区	测点数	第二水平地应力 / 第一水平地应力			
		1.0 ~0.75	0.75 ~0.5	0.5 ~0.25	0.25 ~0
斯堪的那维亚半岛	51	14	67	13	0
北 美	222	22	46	23	9
中 国	25	12	56	24	8
中国华北地区	18	6	61	22	11

地应力方向测量是一个大问题。对已有的测量结果进行综合分析，我们得到了这样一些概念，一个地区的最大的主应力方向与这个地区最强烈的一期地质构造的主压应力方向一致，后期构造作用对它有一定的影响，但影响不大。只有后期构造作用强度超过前期构造作用强度时，主应力方向才会改变。据此，我们认为可以利用岩组分析方法确定地应力方向。中国地应力测量的资料大部分是浅层的。从这些资料看，必须引起我们的注意，在不大的范围内最大主应力的方向也是可以改变的。图 5-2 是北京大灰厂浅层地应力测量结果，这个地方的地应力方向围绕着花岗岩体不断地在改变。花岗岩体外围是石灰岩，石灰岩中的水平地应力值是较大的。如在北车营地下 5 ~7m 处测得的水平地应力就高达 5.8MPa，最小水平主应力也达 2.4MPa，而这个地区用应变法测得的地应力方向与岩组法测得的地应力方向比较一致。

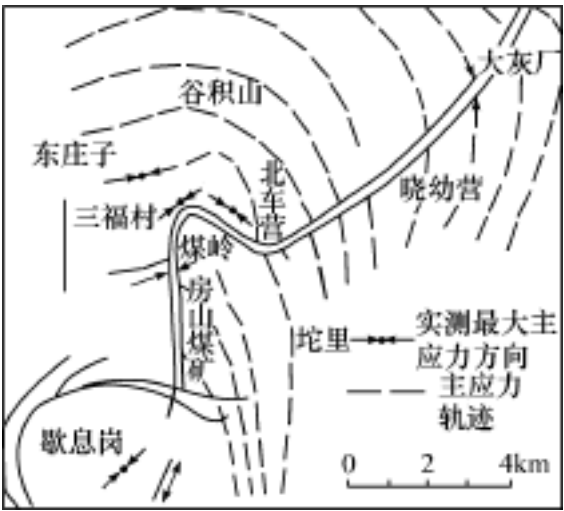


图 5-2 北京大灰厂地应力测量结果
(据国家地震局地壳应力所资料，1982)

地应力在剖面上有集中现象。在坝址的地应力测量结果表明，测点由山坡表面向山里移动，地应力首先由小逐渐增大，然后又逐渐变小，到山里后便逐渐稳定于一个常值，这个现象是地应力在山体内集中的现象。在二滩电站可行性研究阶段进行了大量的地应力测量。这些结果主要是中国科学院岩体土力学研究所测的，他们的测量结果证明了这种现象确实是存在的。图 5-3 便是中国科学院岩体土力学研究所在二滩电站测量结果。图中所示的资料是 4#洞及河边处测量结果，图中资料表明，4#洞从地面向里随洞深增加地应力

逐渐增加，然后逐渐减小，减小到一定程度后就逐渐稳定了。据此，地应力在剖面上分布可以划分为三个带：地表浅层为应力卸荷带，山里面为稳定地应力带，中间存在一个地应力集中带。这个集中带不仅在水平方向有，而在垂直方向也有。在河边坡脚处测得的一个孔，孔深小于 30m 部分地应力很小，向下地应力逐渐增大，大概深度到 60m 处地应力达最大，大到 59MPa 以上。这个地区稳定地应力为 25MPa 左右，山坡上应力集中带处地应力达 35MPa 左右，而该处为峡谷，河谷坡脚处地应力集中带的地应力竟高达 59MPa，再往深处又逐渐恢复正常了。所以在垂直剖面上也有应力在集中，我们不要把地应力测量结果拿来一个数据就使用，认为这个地区的地应力就这么大，不是这么回事。在不同点、不同地方地应力是变化着的，地应力分布大多数不是遵循线性分布规律，布林-哈盖模型是不成立的。著者认为比较普遍的规律是三带型模型：①卸荷带；②地应力集中带；③构造地应力正常带。

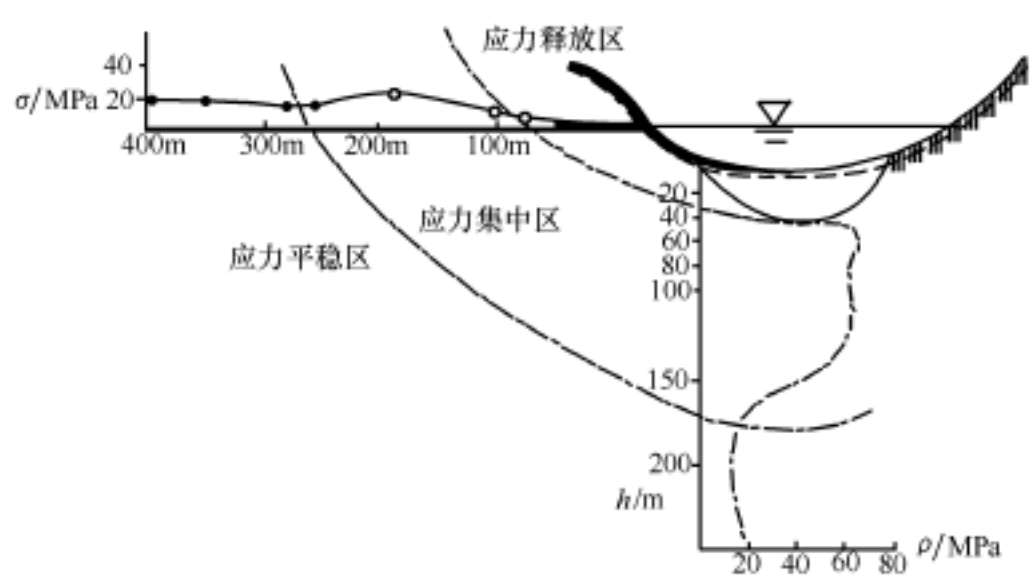


图 5-3 雅砻江二滩电站坝址地应力集中现象
(李光煜、白世伟资料, 1982)

这个概念很重要。因为我们接触到的实际工程往往是位于应力集中带内，像二滩电站地下普遍存在一个应力集中带，坝基位于这个带的深度处。如果我们不加分析地将稳定带、集中带、卸荷带地应力拿来经过归一化处理，将应力集中带中最高应力值削减变小进行设计，这样的设计结果会不符合实际的。由于地应力很高，设计时没有考虑采取处理措施，施工时岩体会产生水平剥离、地面岩爆，河南金刚台坝基清基时就出现过这种情况。任其剥离开裂显然是不行的，我们不能仅从地应力自动终止剥离来考虑，还应采取一些工程措施，比如用预埋锚杆来限制岩体剥离，保证岩体完整性，保证岩体强度。我们在这个地区研究下游冲刷坑时，遇见一个麻烦的问题：高地应力地区高速水流冲刷岩体时地应力会起什么作用。高地应力剥离与水流冲刷有什么关系？处于高地应力状态下岩体受水流冲刷以后，下面又可以剥离，再冲刷，再剥离，到何时为止，很难考虑。

地应力在剖面上除存在应力集中现象外，还有一种时大时小不稳定的现象，大家都知道二江电厂基坑开挖的当时，曾出现过基坑变形现象，据分析这个变形可能是地应力引起的。因此中国科学院岩体土力学研究所进行了地应力测量，图 5-4 就是他们测量所得的结果。这个测量结果有人怀疑是错的，因为浅层测得的结果是大的，往下是小的，再向下又大，有的再向下又小了。我们认为这个测量结果是对的，下面来分析这个现象产生的原因。陶振宇教授曾经写过一篇文章，其中曾阐述过地应力大小与岩石强度有关。他指出的

这一重要现象，可能与岩体受应力历史有关，这可能是强烈构造作用地区的现象，即地应力水平与岩体强度有关系。对轻缓构造作用地区不一定遵循这一规律，轻缓构造作用地区的地应力水平可能与弹性模量有关系，因为这种地应力水平不至于使岩体产生破坏只是产生一定程度的变形。我们认为对轻缓构造作用地区来说，岩体内储存的地应力大小很可能是与岩石的弹性模量有关。而应变法测量地应力都是测量岩石应变，然后乘上岩石的弹性模量换算成地应力，实际上测的地应力是地应变。应当注意，岩石的抗压强度是与弹性模量呈线性关系。图 5-5 是二滩电站正长岩抗压强度与弹性模量关系，它们呈很好的线性关系。图 5-6 为中国科学院武汉岩体土力学研究所测得的二滩电站坝址地区最大主应力与岩石弹性模量关系，这一结果表明，最大主应力与岩石弹性模量成很好的线性关系。因此可以认为，轻缓构造作用地区地应力测量的结果是与岩体的弹性模量大小直接有关。弹性模量大的岩石内地应力高，弹性模量小的岩石内地应力低。在葛洲坝二江电厂基坑内测

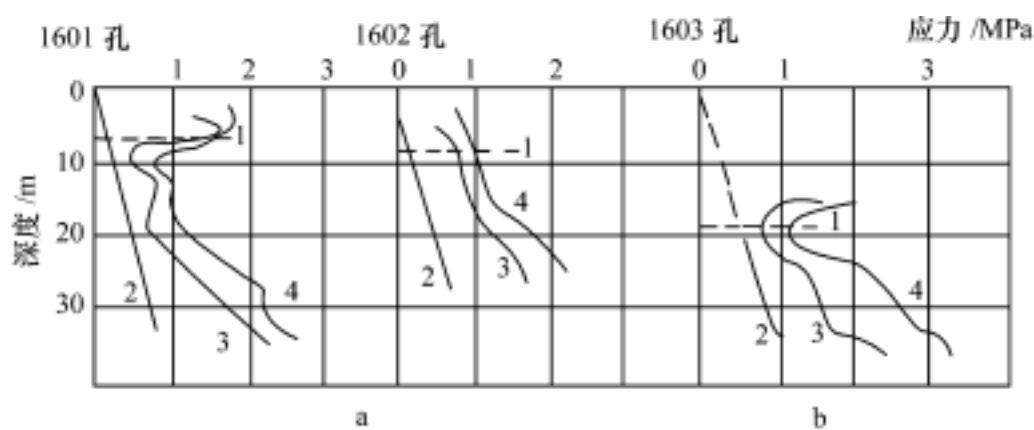


图 5-4 葛洲坝二江电厂基坑地应力测量结果
(中国科学院岩体土力学研究所，1977)

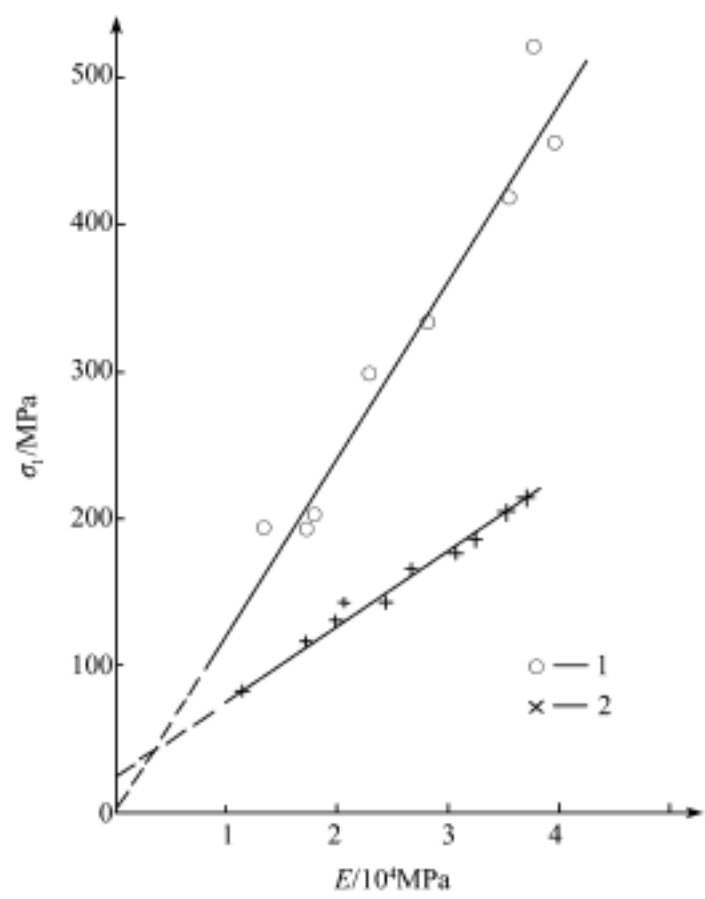


图 5-5 正长岩抗压强度与弹性模量关系
(李光煜、白世伟资料，1977)
1—完整岩块；2—含裂隙岩块

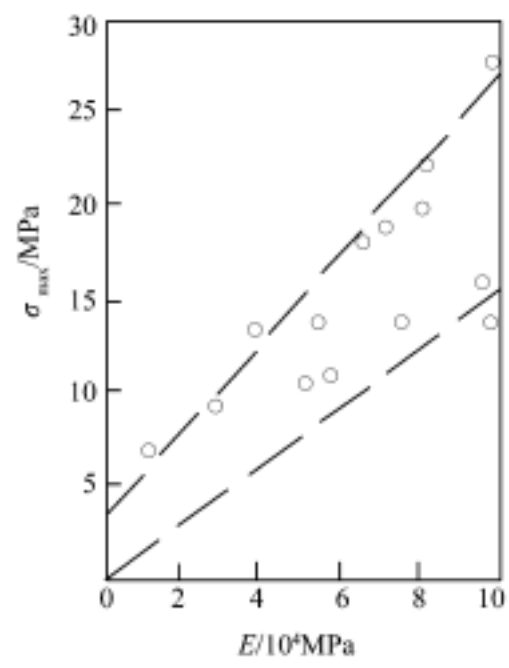


图 5-6 二滩坝址实测最大主应力值与
岩石弹性模量关系
(中国科学院岩体土力学研究所，1977)

得的地应力资料时大时小，上大下小，其原因就是受岩体弹性模量控制。砂岩内测得的地应力由于弹性模量高，所以地应力测量结果也高；粘土岩内测得的地应力由于弹性模量低，所以地应力测量结果也低，这个地区也是轻缓构造作用地区。该地区地应力在剖面上时大时小，实际上是岩性的反映。这种地区用应变法测量的地应力实际上测得的是地应变，利用弹性模量计算给出地应力值；弹性模量越大，计算给出的地应力值越大，弹性模量越小，计算给出的地应力值越小。地应力实际上是随着弹性模量变动而变动，轻缓构造作用地区内很可能地应变是一个常数，它随着深度变化成线性变化。因此我们有一个设想，轻缓构造作用地区地应力测量结果可以用地应变来表示。应该说明一点，剧烈构造作用地区可能不服从这个规律，而剧烈构造作用区地应力测量结果与岩体强度有关，因为这类地区岩体已经遭受破坏，岩体变形已经不是协调的了。轻缓构造作用地区地应变是协调的，地应力测量结果用地应变表示是可以的。如图 5-7 所示，在剖面上岩性由砂岩和页岩互层构成，可是这个地区经历构造运动的时候，地层的变形在不大范围内可能是等应变的，即运动过程中产生同步位移，产生一个相同的应变值。如果岩石弹性模量高，计算得的地应力也就高，页岩的弹性模量低，计算得的地应力也就低。

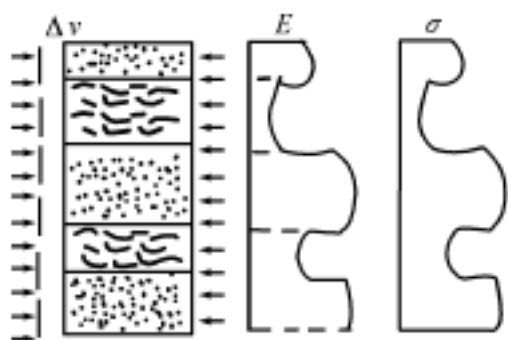


图 5-7 地应力值与岩性关系示意图

如图 5-7 右边部分地应力与弹性模量是对应的相关关系，所以说中国科学院岩体土力学研究所在长江葛洲坝电站二江电厂测得的资料有它的实际意义。因此，可以认为地应力随深度变化成线性变化，可能是不对的，而应该是轻缓构造作用地区地应变随深度变化成线性变化，在一个不大的地段内可能是一个常数。因此可以认为，对轻缓构造作用地区来说，表达地应力测量结果的科学办法应该是用地应变，而不是用地应力（孙广忠，1988）。目前来说，这还是一个理论设想，但可以相信这一设想是会被证明是正确的。这样我们就提出一个问题，在轻缓构造作用地区地应力测量结果进行归一化处理时，不应该用地应力值，而应该用地应变值。现在已经有一些资料证明这一设想是正确的。在二滩电站、在葛洲坝二江电厂基坑中测量的结果可以作为一个证据。我们在大同煤矿测得的资料也显示了这种现象，地质矿产部 562 队在长江秭归测得的资料也可以作为一个证据。对剧烈构造作用地区地应力测量结果应该根据地应力与岩体强度成线性变化这一规律，进行归一化处理。用地应力 σ 与岩体强度 R 之比 R/σ ，即应力系数，来归一化处理比较合适。简单地用地应力作归一化处理，结果常常造成地应力测量结果失真。应当指出，到目前为止所获得的关于地应力规律的认识是不够确切的。上面根据已有的地应力测量结果总结出来的认识是否确有把握，还有待于进一步证明。

为了正确地认识地应力规律，我们必须对地应力的形成有一个基本认识。一般地认为地应力有 4 种成因：①自重作用；②构造作用；③地温作用；④地球自转作用。对具体地区的地应力是怎么形成的很难说得清的，因为我们测量的地应力结果是一个综合值，而这个数字不是一成不变的，它随着地质构造作用、沉积加载作用和剥蚀作用而在不断变化。这种变化在时间过程是这样，在空间上也是这样的。在现今的不同地区的剖面内也是不断变化的，比如说，堆积区和剥蚀区的地应力在剖面分布上是不一样的，在山顶上、山坡上、山脚下的剖面内，地应力分布也不一样。图 5-8 代表一般地区内地应力分布状况。

地表浅处一般存在着一个地应力卸荷带，这个带的地应力一般受自重作用控制；向下的一个带是应力集中带，或者说是剥蚀残余地应力带，这个带内的地应力由于剥蚀卸荷作用的原因，残留的水平地应力比较大。有时卸荷带很薄，剥蚀残余构造地应力带就接近地表，地表浅处地应力就比较高，北京大灰厂处的地应力场就是这种原因形成的，所以深在 5 ~7m 之间，水平地应力高达 5.8MPa。构造剥蚀残余地应力集中带下面则是以自重和构造应力为主的地应力带，这个带的上部地应力一般垂直应力大于水平应力，再往深部由于岩石接近于塑性化，地应力就接近于静水压力状态。亥姆假定对这一带来说可能是成立的，一般将垂直地应力 σ_z 等于水平地应力 σ_h 处一般称为临界深度，在临界深度以上水平地应力都大于垂直应力，这包括卸荷带；在临界深度以下垂直地应力大于水平地应力，一般来说这个带的深度为 500 ~800m，也有的更深一些。再往深部由于岩石处于塑性状态，地应力的三个分量接近于等值，即 $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ 。今天实际我们所遇到的地应力状态，多数是处于构造剥蚀残余应力带，这样看来地应力测量的结果与地应力测量位置深度有关。测点处在不同的应力带内，服从于不同的规律，不能从地表到地下都采用同样的线性规律来处理。建筑的地质工程位于不同的地应力带内，地应力分布规律是不同的。我们在军都山隧道工作时，原先认为这个地区是燕山褶皱带，水平地应力应该是高的，可是在施工过程中到处塌方、涌水，这些现象令人迷惑。经过用反分析方法求得的这个地区的地应力是以自重为主，是处于卸荷带内，在埋深达 300m 以后地应力就高起来了，洞壁出现了大变形现象，这个地方可能是剥蚀构造残余应力集中带。即使同一条隧洞，想用同一种地应力分布规律来处理也不行，这表明地应力在地下分布是不均匀的。在卸荷带内作工程最容易产生塌方、涌水，在剥蚀构造残余应力集中带内常常出现构造应力水平大于岩体强度所能承载的水平，而常常出现岩爆或流动变形现象，这样的地带被称为高地应力地区，前面说的卸荷带称之为低地应力地区。认识、鉴别出这两个带是很重要的。一般来说，低地应力地区多水，容易产生塌方；高地应力地区易产生瓦斯突出和岩爆。我们国家的主要高瓦斯矿都处于高地应力地区内，如北票煤矿、阳泉煤矿、南桐煤矿等瓦斯突出都很严重，而这些地区都是高地应力地区。事物总是矛盾的，高地应力地区施工时容易产生岩爆，但洞体稳定性较好；而低地应力地区容易产生塌方、涌水，但不会产生岩爆和洞体流变。

现将上面所讲的地应力一般规律简单归结一下，一般认为地应力随深度变化成线性关系，著者根据所获得的资料综合分析认为，把地应力简单地看成与深度变化成线性关系是靠不住的，它是有条件的。这些条件是：①地应力随深度分布与地应力场形成的过程，特别是构造作用与剥蚀作用有关，不同的地应力带内其分布规律是不同的；②在剥蚀作用下在地下不太深处存在一个地应力集中带，接近于地面的地方存在着一个卸荷应力带，在比较深处才是正常的地应力带，地应力分布一般呈三带型模型，正常地应力带的位置深度大体在 150 ~250m 以内；卸荷应力带有的比较厚，厚达百米以上（十三陵蟒山厚达 250 ~350m），有的地方比较薄，接近于地表，深仅 10 ~20m；③地应力分布还与岩性密切有

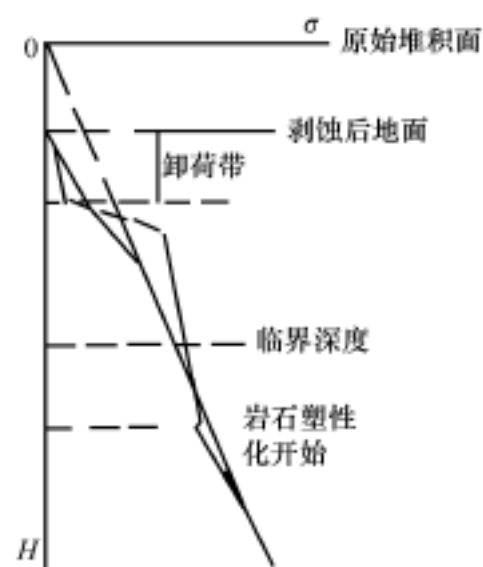


图 5-8 不同地形单元地应力剖面分布示意图

关，坚硬岩体内地应力高，软弱岩体内地应力低，它受岩体的弹性模量或岩体强度所控制。地应力随深度的分布，由于岩性的影响不是线性的，而地应变或应力系数的分布则可能是线性的，所以在作地应力归一化处理时采用地应变或应力系数作参数可能更科学些。

第二节 高地应力地区与低地应力地区的地质标志

下面我们来讨论高地应力地区和低地应力地区的地质标志问题。这里所说的高地应力和低地应力是指水平地应力与垂直地应力比较而言。地应力测量一般投资很大，是否实测是需要慎重权衡的，但如果地应力在这项工程中处的位置很重要，而且它可能处于卸荷带以下，不能利用自重进行估算，这就必须进行地应力测量。特别是那些对地下工程位于可能引起工程破坏、出现大变形的高地应力地区内时，这就一定要进行地应力测量，否则可能作出错误的设计，给施工带来麻烦，甚至造成返工的重大浪费事故。作者总结了所接触到的高地应力地区和低地应力地区的一些地质现象，提出了高地应力地区和低地应力地区的一些地质标志。这里归纳出来的高地应力地区和低地应力地区的地质标志并不是全面的，也不一定都合适，但是它可以帮助大家思考，大家也可以补充完善它，这里可以起到一个抛砖引玉的作用。现在概括地将我们归纳的高地应力地区和低地应力地区的地质标志列于表5-3。

表 5 - 3 高地应力地区和低地应力地区的地质标志

高地应力地区地质标志	低地应力地区地质标志
①围岩产生岩爆、剥离	①围岩松动、塌方、掉块
②收敛变形大	②围岩渗水
③软弱夹层挤出	③节理面内有夹泥
④饼状岩心	④岩脉内岩块松动，强风化
⑤水下开挖无渗水	⑤断层或节理面内有次生矿物呈晶簇、孔洞等
⑥开挖过程有瓦斯突出	

1. 高地应力地区地质标志

第一种，开挖探洞时或开挖隧道时出现岩爆，有的不出现岩爆而出现剥离现象，其位置多在两个边墙拐角处。有时剥离现象也看不见，用锤子敲击洞壁时出现有哑声，这是存在高地应力的现象。有时在开挖正洞时不出现，而在开挖支洞的入口处出现。我们在二滩作原位岩体力学试验挖试验洞时，就遇到过这种现象。可以利用这个现象分析这个地区地应力的大小，与此相应的还有基坑开挖时出现岩爆现象，葛洲坝电站的二江电厂基坑开挖时就曾出现过这种现象。有的地方在边坡开挖中也出现过剥离现象，这也是高地应力地区的一种地质标志。1978 年我们在河南工作时，河南省金刚台坝基开挖时不断的出现剥离现象，这是高地应力地区的地质现象。松潘地震发生前，有人报告曾见到过地面岩爆现象，这说明这个地方的地应力在集中，酝酿着地震。隧道中的剥离现象见得很多，南桐矿务局井下大巷里也见到过种现象，他们为了文明施工把巷道喷了白灰，喷过白灰的洞壁上就可以看到一块一块的黑斑，这是洞壁剥离现象。在十三陵水库蓄能电站的探洞里，1989 年我们去考察时也见到过这种现象。在这个探洞施工以后，没有用水冲刷洞壁，洞壁附着的粉尘是灰色的，岩爆剥离后留下黑斑，在洞子的交叉口处，出

现黑斑更多。

第二种，是收敛变形特别大，特别是软岩地区更为显著。金川二矿区井下 500m 深度处，1975 年我们下去时巷道收敛变形后仅剩一个人可以爬过去的空间，这个地区的岩石的单轴抗压强度仅 30 ~50MPa，而这个地区的地应力经过测量高达 20MPa 以上，显然这样大的收敛变形是地应力引起的。山西省汾西矿务局的一个水浴矿，有一个巷道埋深并不大，埋深大体上也就是百十米左右。这个巷道位于铝土页岩中，开拓时建的双轨矿车运输巷道，1984 年我们去考察时单轨矿车也通不过去了。开拓时是用素混凝土衬砌的，经过一段时间以后在收敛变形应力作用下素混凝土被压碎了；后改为砂岩块石衬砌，结果又被压碎了；再改为用辉绿岩衬砌，我们去考察时看到又被压成了碎片儿，巷道断面已经缩小到单轨矿车都通不过去了，已经无法再进行维护，结果这条巷道被放弃了。这明显的是地应力高的征兆，这种现象在我们国内经常见到，特别是在煤炭矿山中尤为多见。收敛变形除了上述岩石流变成分外，有时还见到有结构变形成分参与，前面我们说的鲁布革电站地下厂房边墙板裂化就是一个例子。像这样的例子在岷江上的中滩堡电站的地下厂房内也见到过，这种变形一般不是均匀收敛变形，而多数是边墙中部收敛变形大。

第三种，是软弱夹层挤出，隧道施工中叫它“吐舌头”。这也是地应力高的现象。与此相似的还有一种软弱夹层较薄，构成一种软弱结构面，边坡开挖时，出现沿着软弱结构面临空的岩体向外错动的现象。这种现象在葛洲坝电站二江电厂基坑开挖时曾出现过，在天生桥二级电站调压井开挖时也出现过，与此相应地在边坡岩体内可以拉开比较宽的缝、洞现象，这些现象都可以作为判断这一地区有较高地应力的参考依据。

第四种，是饼状岩心。饼状岩心出现的范围相当广，饼的厚度与岩心直径和地应力大小有关，直径越大厚度越大，直径越小厚度越小，地应力越大饼越薄，地应力越小饼越厚。在钻探过程中要仔细观察有无饼状岩心，在二滩电站见到的饼状岩心比较薄；在大冶铁矿见到的饼状岩心也比较薄，但是它的位置深度比较大，大约在钻孔深 300 ~400m 处以下出现；在金川和白云鄂博都见到过饼状岩心，白云鄂博是在打水平钻时出现的，钻孔离地面深度约 70m。保定冶金勘探公司在八达岭作交通洞勘探时，打钻在地面下 30m 处也见到过饼状岩心，这都是高地应力现象。利用饼状岩心我们也可以分析该地区的地应力状况。

第五种，水下开挖隧洞时没有渗水现象。这是地应力比较高，把所有的节理、裂隙挤压闭合的结果。

第六种现象是开挖过程中有瓦斯突出。有瓦斯突出地段就不会有突水。因为瓦斯突出需要有高的地应力将瓦斯封闭在岩体里。地应力高，节理、缝裂被封闭，也就没有水的存在条件，无水可突。这也是高地应力地区的一个重要标志。

2. 低地应力地区地质标志

低地应力地区的一些地质现象的问题是在进行军都山隧道施工地质超前预报工作中觉察到的。过去我们主要研究了高地应力地区的地质标志，而在军都山隧道施工初期塌方、涌水现象比较严重。经过分析发现这个地区水平地应力低，由此我们总结出来地下开挖中围岩松动、塌方、掉块及围岩渗水等是低地应力地区的地质标志。现将接触到的一些事实归纳成如下几种低地应力地区地质标志。

第一种，在开挖隧洞时频繁地出现围岩松动、塌方、掉块现象。

第二种，围岩渗水现象。如果在地下洞室里有两组主要节理，而追踪这两组主要节理都有渗水现象时，这表明该地区是低地应力地区。如果仅一组出水，另一组不出水，这表明这个地区最大主应力方向与出水线方向是垂直的。这还不能证明这个地区是低地应力地区，只能证明第一水平主应力与第二水平主应力差值比较大。

第三种，节理面内有夹泥现象。这表明它位于卸荷带内，夹泥是由地表渗透水带下去的，这是节理开裂的表现，高地应力地区水是渗透不下去的。

第四种，岩脉内岩块松动或强风化。

第五种，节理面内有次生矿物与空洞。如果两组节理与断层都有这种现象，这可以肯定它是处于卸荷带内，是处于低地应力状态。如果仅有一组存在有这种现象，这表明这个地区最大主应力方向与这组节理垂直，最小水平主应力比较小。

上面这些标志可以作为判断这个地区地应力水平高低的参考资料，可帮助我们下决心作出该不该测量地应力的决策。

第三节 卸荷带及实例——十三陵抽水蓄能电站 蟒山卸荷带及其对地质工程的影响

上面谈到的低地应力地区，实际上多半是卸荷带。这种现象在北京军都山隧道、八达岭隧道、十三陵抽水蓄能电站上池地区及黄河大柳树水利枢纽、小浪底电站坝址地段都属于卸荷带。这是一个重大的环境地质工程问题。下面以十三陵抽水蓄能电站蟒山卸荷带特征及其对水电工程建设的地质工程带来的影响进行分析，以期促使对低地应力地区和卸荷带作进一步地认识，引起对这个问题的重视。在地质工程建设中常常由于对这个问题的不认识，引起对工程地质条件评价的争论不休或采取的技术措施不当，在施工中事故层出不穷。

卸荷的概念应当是岩体内应力释放，使岩体松弛、松动、裂隙开裂，密度降低，渗透水活动活跃，风化加剧，结构面内泥质充填物增多，岩体质量恶化。对受这种作用的地质体称为卸荷岩体或卸荷带。过去对这个问题的研究是不够的。

岩体内应力组成是复杂的。不论哪种岩体，在成岩过程中都形成有自重应力和内部结构应力，在地壳运动过程中又叠加有构造应力，在特定地质环境条件下还有温度应力参与等。大量的地应力测量资料表明，岩体内赋存的地应力以构造应力为主。岩石强度、岩体结构、断裂构造、地貌形态等条件对岩体内地应力分布规律和大小有较大的影响。所以在同一个地区内尽管采用了多种方法进行地应力测量，仍很难得到一个比较符合实际的地应力场的结果。尤其是低地应力地区，岩体结构松弛，风化强烈，地应力释放给地质工程稳定性带来十分不利的影响。

一、十三陵抽水蓄能电站蟒山卸荷带的基本特征

十三陵抽水蓄能电站地处燕山构造带的东部南侧。工程区内分布的地层，主要为中生代侏罗系多次喷发的火山岩和陆相沉积的砾岩。区内断裂构造十分发育，以近东西和近南北向展布的大断裂构成“井”字形构造背景。沿喷发间歇界面和沉积岩的层面形成不同

程度、不同规模的层间剪切破碎带。

电站地下厂房工程选择位于地下 300m 深处的沉积砾岩体内。岩石比较新鲜，岩体比较完整。而上池和引水压力管道位于半孤立、地形破碎的蟒山山顶和斜坡上。上池地基岩体和地下压力管道围岩为喷出的安山岩，断裂十分发育，有的规模甚大，断层破碎带出露宽度达 30 ~100m，工程地质条件甚差，在施工过程中出现一系列地质灾害事故。其原因何在？对已取得的地质资料综合分析，发现这里存在着一个深达 250 ~300m 的巨大的卸荷带（图 5-9）。在这个带里岩体松动，节理开裂，结构面内充填有泥，风化剧烈，岩体强度低，变形模量小，稳定性极低。划分出这个带的主要依据有：①探洞内见到节理面内夹泥；②地应力测量结果，这个带内的地应力为自重应力状态；③地震波测试结果是地震波的低值背景与这个带范围相符；④钻探岩心采取率极低，多数取不上岩心，钻探没有打穿这个带；⑤压水试验结果表明，单位吸水率多大于 0.5L/m·min，甚至漏水，不起压。

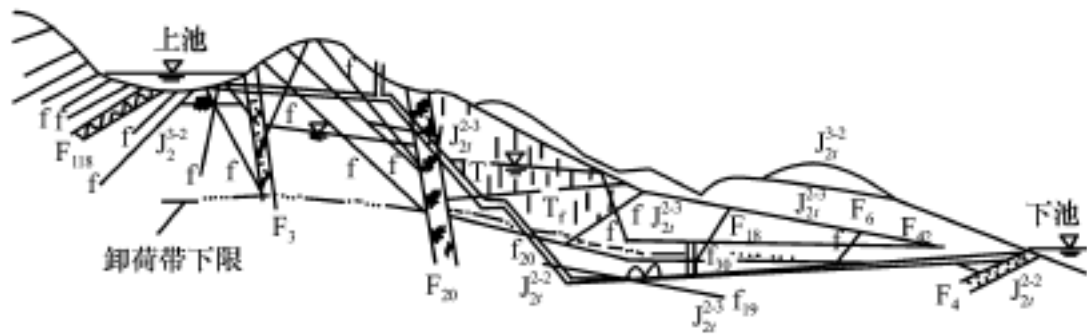


图 5-9 十三陵抽水蓄能电站工程地质剖面图
(韩志诚, 1992)

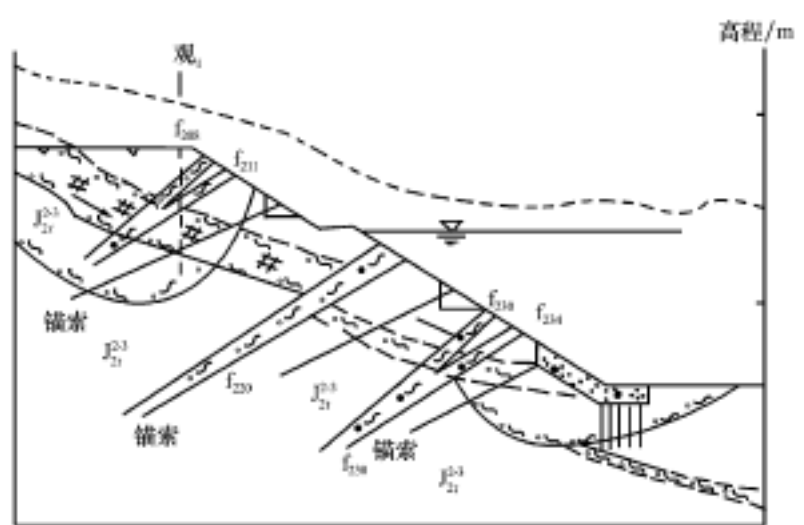
根据探洞及压力管道掘进中见到的节理面内夹泥的分布范围，判定这个卸荷带分布深达 250 ~300m。上池及引水压力管道位于此卸荷带内，岩体质量很差。上池和引水压力管道在施工过程中出现大量岩体失稳事故是不足为怪的。

二、地质工程问题

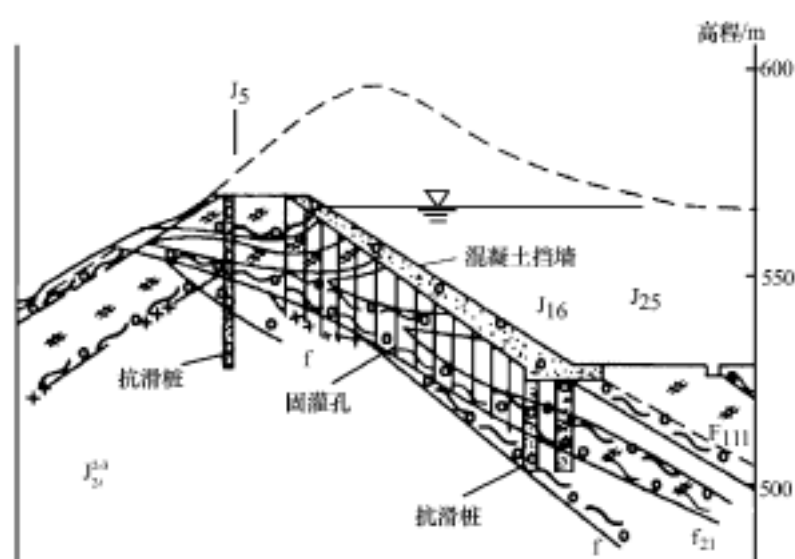
1. 上池

上池位于高程 570 ~620m 的山顶洼地，除局部地带分布有砾岩外，主要为多次喷发形成的安山岩、凝灰岩及火山岩组成，岩体受卸荷影响，极为疏松。有正长岩和闪长岩脉穿插，池盆内断裂十分发育，除有 F₃、F₁₁₈ 大断层外，沿不同岩性接触带都发生过不同程度的层间剪切错动破坏。节理很发育，将岩体切割成 5 ~30cm 不等的碎块。风化卸荷严重，岩体结构松弛，一般表现为碎裂夹泥。断层带及层间剪切破碎带物质一般由断层泥或泥夹碎屑组成，断层泥内蒙脱石含量达 50% 以上，亲水性强，抗剪强度低。岩体弹性波纵波速度一般为 2000 ~3200m/s，岩体原位变形试验测得，严重破碎带岩体变形模量 E₀ = 42 ~50 MPa，泥质软化带 E₀ = 15 ~30 MPa，一般较好岩体 E₀ = 110MPa 左右，断层泥的抗剪强度 = 8 °~12 °，C = 0.01 ~0.05MPa，破碎夹泥带（含强烈卸荷风化岩体）= 26 °~28 °，C = 0.01 ~0.02MPa。

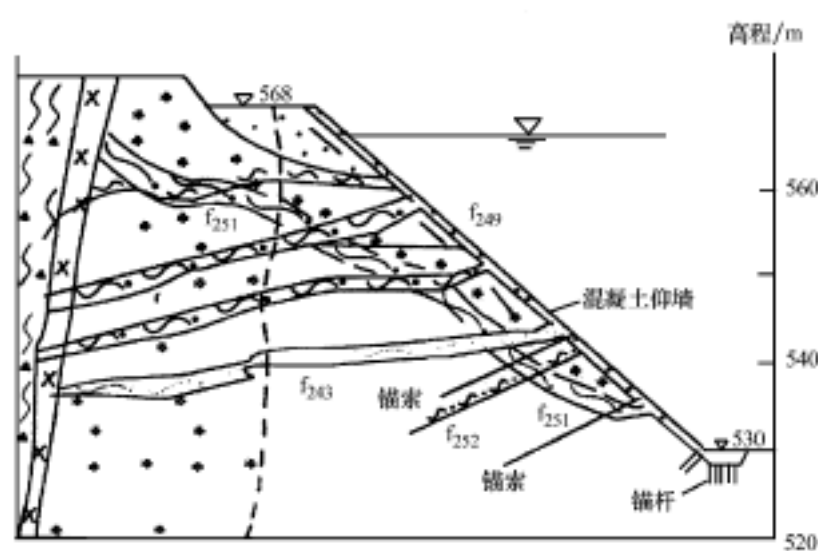
断裂发育并强烈卸荷的地质环境，给上池工程带来下列严重地质工程缺陷：①池盆渗漏严重，需作全面防渗工程处理；②副坝坝基和防渗面板地基压缩变形大，可能产生不均匀变形，可能导致防渗面板破坏；③池盆边坡岩体变形失稳严重。



北坡滑坡开挖锚固图



西坡塌滑挡护图



南岸塌滑体挡护锚固图

图 5-10 上池卸荷带加固工程示意图

(据韩志诚, 1992)

上池以 1:1.5 的坡比开挖，一般挖深 20 ~35m，最大达 40 ~70m。池盆坡高为 31m，池盆以上边坡高度为 0 ~40m 不等。沿池顶计算，开挖池坡总长约 1135m，其中 705m 属于不稳定或潜在不稳定地段，占总长的 67%。在开挖过程中，先后出现滑坡、坡体蠕动变形滑动三处，累计变形破坏地段长度达 310m，最大滑坡体积达 30 万 m^3 。为了确保池坡岩体的稳定，分别对滑坡和蠕动变形岩体进行了开挖减载、加抗滑桩、混凝土挡墙、预应力锚索加固、局部固结灌浆和帷幕灌浆进行防渗处理，防止渗透水浸泡外边坡岩体，产生外边坡失稳等 (图 5-10)。

2. 引水压力管道

引水压力管道大部分位于蟒山卸荷带内。岩体卸荷松弛，风化严重，充填次生夹泥多，岩体质量极差，同时又有 F_3 和 F_{20} 两条规模较大的断层通过。由于断层构造岩 (泥化带) 隔水，使地下水形成阶梯状分布的水文地质结构 (图 5-9)。施工开挖过程中，经常发生突水塌方。其中引水洞挖至 F_{20} 断层带时，两条引水洞都产生了大体积的突水和塌方。通过断层带时，又产生了大塌方。其中 2#塌方冒顶通天 (图 5-11)，位于 F_{20} 断层带内的 1#塌方也接近通天冒顶，塌方高度达 20 ~30 余 m。通过鱼骨排梁顶棚超前支护 (图 5-12)，超前固结灌浆，施工开挖又做全封闭式处理，方通过了该段破碎带岩体。在 2#压力管道导洞开挖过程中，曾经产生过三次大体积塌方和突水。第一次突水和塌方

历时约半年之久，最初为碎屑流式突水，渐次变为块体塌方和涌水，零星掉块。塌方突水期最大日塌方量达 $450m^3/d$ ，突水时最大涌水量达 $35 \sim 40m^3/d$ 。塌穴高 32m，直径 14 ~17m，总塌方量 $4000m^3$ 。第二次塌方历时 3 个月，塌方仍由突水引起的。塌形与第一次塌方相似。塌穴高 20m，直径 9 ~13m，总塌方量约 $2500m^3$ 。第三次塌方发生在斜洞扩挖过程中 (导洞内)，塌方量约为 $200m^3$ 。三次塌方均采用混凝土回填塌穴和灌浆加固处理

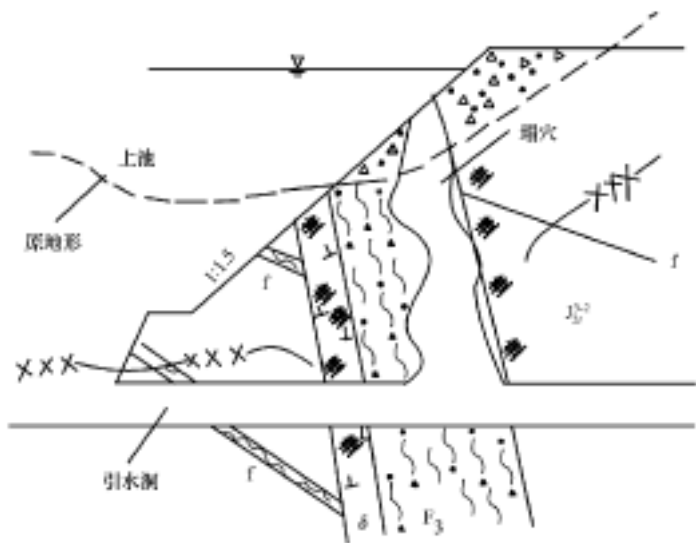


图 5-11 引水洞 2#塌方剖面图
(据韩志诚, 1992)

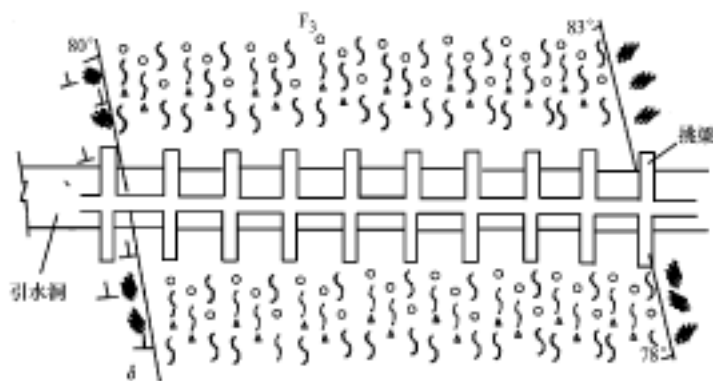


图 5-12 引水洞超前支护处理平面图
(据韩志诚, 1992)

(图 5-13), 其塌方皆发生于 F_{20} 断层带及其影响带内。其余地段由于卸荷风化严重, 岩体稳定性极差, 不同规模的塌方屡屡发生。所以在高压管道斜井扩挖时, 采取了厚度达 20 ~30cm 的系统喷锚加固 (双网)。由于岩体软弱破碎, 结构松弛, 所以压力管道必须全部采用钢管衬砌承担内水压力。

十三陵抽水蓄能电站建设实践经验表明, 地质工程建设必须认真地对环境地应力进行研究。十三陵抽水蓄能电站蟒山卸荷带是一个重大的环境工程地质问题, 对这个问题进行专门研究对认识建设场区的工程地质条件具有重要的意义。十三陵抽水蓄能电站蟒山卸荷带是十三陵抽水蓄能电站上池及引水压力管道稳定性的主要控制因素, 对这个问题的发现大大提高了对十三陵抽水蓄能电站工程地质条件的认识水平, 对其他工程的工程地质条件研究具有重要意义。

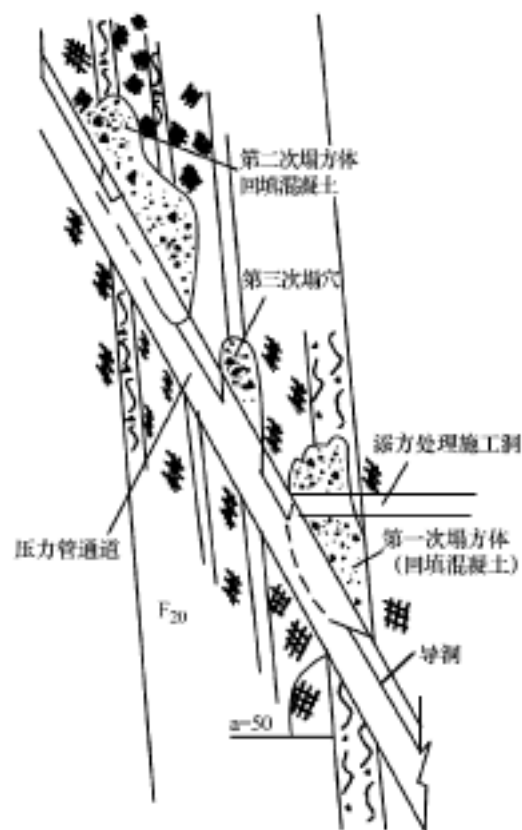


图 5-13 压力管道塌方图
(据韩志诚, 1992)

第四节 地应力资料在地质工程中的应用

地应力资料对地质工程来说是比较重要的, 尤其是对地下工程来说, 必须考虑地应力。

对于地应力资料在地质工程中怎样应用的问题, 还存在两种不同的看法。以隧道工程为例, 只把隧道衬砌看成是工程, 而把隧道上覆岩体自重看作是作用于围岩上的荷载, 或把围岩看成是在自重作用下冒落作用于衬砌上的荷载, 这是一套荷载支护体系观点。隧道工程实际上是以地质体做环境, 以地质体做材料, 以地质体做结构的一项特殊工程。它的稳定性主要受控于环境应力及岩体特性, 环境应力是主要作用力, 洞体围岩是抵抗地应力的基本结构和材料。地质体是有自稳能力的, 当洞壁应力差大于围岩强度时, 就会出现变形和破坏。为保证洞体稳定, 可采用地质体改造的办法提高洞体稳定性。这是一种地质工

程观点。在这一观点指导下进行地下洞室设计时，必须有地应力资料和岩体强度资料。作为一种最简单例子，现在取均匀地应力场圆形洞室洞壁围岩稳定性判据来说明：

$$K = \frac{\sigma_c}{2P_0}$$

(5 - 1)

式中：K 为稳定性系数； σ_c 为岩体抗压强度； P_0 为地应力值。

式（5 - 1）表明，洞壁围岩稳定性系数大小主要决定于岩体抗压强度及地应力 P_0 。当岩体强度太低或地应力太高时洞体首先从洞壁开始破坏，从而导致洞体失稳。根据这一观点，当岩体强度不足以抵抗地应力作用时，可以采取加固围岩、采用支护提高 σ_3 或采取弱化洞壁围岩中应力等岩体改造的办法来提高围岩稳定性。而对于荷载支护观点来说，当支护强度不够时维护支护稳定性的办法，则要增加支护厚度和提高支护强度等，这完全是两条路子。上述表明，地应力是地下工程设计中必不可少的一个基本资料。正确的地下工程设计必须有地应力资料。

地应力对地质工程的影响是多方面的，下面先从总的轮廓上讨论一下，即地应力的力学效应。前面讨论了岩体结构力学效应，现在讨论地应力的力学效应。地应力的力学效应总的来说有如表 5 - 4 所示的一些内容。下面简单展开地谈一下。

表 5 - 4 地应力的力学效应 (地应力由低到高)

岩 体 类 型	地 应 力 的 力 学 效 应
完整结构岩体	①破坏机制：由脆性—塑性转化 ②破坏强度：由低—高转化 ③变形模量：由低—高转化
碎裂结构岩体	①结构面起作用—结构面不起作用转化 ②岩体力学性质结构效应：由显著—消失转化 ③岩体破坏机制：由结构面控制—结构体控制转化 ④破坏强度：由低—高转化 ⑤变形模量：由低—高转化 ⑥岩体力学介质：由碎裂—连续转化
块裂结构岩体	起伏结构面破坏：由爬坡—啃断转化
板裂结构岩体	板裂体同碎裂结构岩体 平直软弱结构面不起作用，起伏结构面破坏：由爬坡—啃断转化

第一，对完整结构岩体来说，地应力可以改变岩体破坏机制。脆性岩体在高地应力条件下可以转化为塑性，而且其破坏强度随着地应力增高而增高，但它不是无限制地增大，达到塑性状态以后，它将保持一个稳定值。有一些岩石在高压下还可以转变为流体，其强度不仅不增高，而且还降低。这在比较高的压力条件下的地球深部和核爆炸的爆炸腔里可以看到。地下核爆炸腔周围的最外部成弹性变形，往里变为脆性破坏，再往里有一圈致密的，实际上是塑体化圈，在爆心里面呈流体状态。在陨石坑里也可以看到岩石呈流体状态，陨石坑里的岩石都呈玻璃质状态，其摩擦角接近于零，内聚力也很低，这是一种特殊状况。一般的地质工程中见不到。变形模量也存在这种现象，随着地应力增高变形模量增大。完整岩体里或多或少都存在有裂隙，这样岩体在低围压条件下的变形是结构面变形为

主，即结构面变形为岩体变形的主要部分；随着围压增高结构面变形逐渐减小，当应力达到一定水平，大约为 8MPa，结构面就全部闭合了。压力再增高时岩体变形则为岩石材料变形，但随压力增高弹性模量就接近于一个常数，而不变。这些现象表明，测量岩体力学性质时必须考虑环境应力水平。现在有些规程、规范规定试验加载到多少多少，实际上是不对的。正确的做法应该是根据工程作用的最大应力水平确定最大试验压力，一般来说，试验压力应该高于工程作用压力，这对于试验成果分析来讲是十分重要的。

- 第二，对碎裂结构岩体来讲，地应力力学效应可以反映在以下六个方面：
- (1) 碎裂结构岩体内结构面在低地应力条件下起作用，而随着地应力增高，结构面的作用逐渐减弱，而在高地应力条件下结构面便不起作用了，这个应力条件大体上是 8MPa。
 - (2) 在低地应力条件下，碎裂结构岩体力学性质的结构效应十分显著，而随着地应力水平逐渐增高，力学性质的结构效应逐渐消失，这个条件大体上为岩体抗压强度的 1/2。
 - (3) 随着地应力增高，岩体破坏机制由受结构面控制逐渐转变为受岩块控制，即变为受结构体控制。
 - (4) 随着地应力增高，岩体破坏强度的结构效应逐渐消失，图 5 - 14 是一个很好的例子，左图是在单轴压（无围压）条件下用劈裂法（巴西法）作的石灰岩岩块劈裂强度与试块尺寸关系，右图为高围压条件下的试验结果。试验结果表明，无围压时试验块力学性质具有明显尺寸效应，而在高围压条件下尺寸效应消失了。

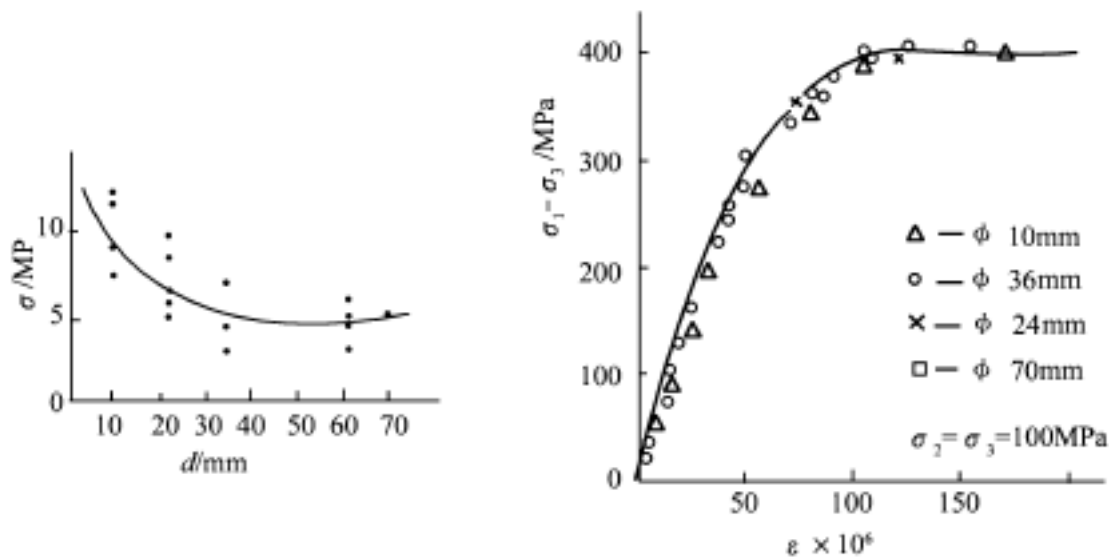


图 5 - 14 不同围压条件下巴西法试块试验结果

- (5) 随着地应力增高，岩体弹性模量的尺寸效应也逐渐消失。
- (6) 随着地应力增高，岩体力学介质类型也在发生变化。低地应力条件下呈碎裂介质；高地应力条件下则转化为连续介质，也就是说结构面不起作用了，起始转化的应力条件大约为岩块抗压强度的 1/2。

第三，块裂结构岩体随着地应力增高，其地应力效应反映在岩体力学性质和破坏机制的改变上。这就是随着法向应力增加，其强度增大，结构面由滑动破坏转化为啃断破坏。但是作为一种力学介质来说，在工程所及的地应力条件下，其介质类型一般不会产生变化。

上述事实表明，我们在作岩体力学研究时，不要把岩体看成是孤立的，不变的。而它是随着环境应力改变而不断的变化着。特别是岩体内存在坚硬结构面时，这种变化十分明

显，也可以说岩体力学与其他连续介质力学的不同就在于岩体内存在有结构面。岩体力学规律所以千变万化，就是因为岩体内存在有大量结构面。岩体的变形规律、破坏机制及力学性质与其他材料的区别，就在于岩体内有结构面作用。随此，便产生了地应力的力学效应。所以我们把岩体结构力学效应与岩体力学基本规律等同看待。

第四，板裂结构岩体的板裂体实际上都属于碎裂结构，随地应力增高，切割板裂体的结构面力学作用消失，转化为完整结构岩体；分割板裂体的软弱结构面的力学作用很难消失，只是结构面强度逐渐增加，起伏的结构面则由爬坡转化为啃断。

下面进一步来讨论地应力与地下工程的关系。很多人经常遇到这样一个问题，地应力测了很多，在地下工程中怎么用？实际上它与地下工程建筑观点有关。早期的地下工程建筑观点是荷载支护体系，这个观念认为地下工程中的围岩破坏塌落下来的地质体是作用于衬砌上的荷载，维护地下工程稳定的措施是衬砌。那么作用于衬砌上的荷载怎么求？基本的概念是围岩不能自稳，在自重作用下是要塌落的，想方设法要找到塌落体高度，把塌落体的自重作为作用于衬砌上的荷载，来设计衬砌。这就是地下工程建筑早期的荷载支护体系观念，统治隧道设计理论达半个世纪以上的普氏理论是这一观念的代表性观点。随着隧道建筑经验的不断增加，许多人提出了异议，看出了普氏理论在地下工程中应用的不合理性。我国 20 世纪 70 年代曾出现过批判普氏理论的潮流，可是由于没有找到合理的理论取代它，批判归批判，使用归使用，问题没有得到解决。应当指出，普氏理论对土体力学还是适用的，对于岩体力学就不适用了。80 年代以后，越来越多的人接受了厚壁圆筒理论在地下工程建筑中的应用，逐渐地取代了普氏理论。应当指出厚壁圆筒理论在地下工程中的应用并非是从 80 年代开始的，钱令希教授在 40 年代就提出了厚壁圆筒理论在地下工程中的应用问题，不过当时是将自重作为岩体中的应力而应用，因此效果不好。80 年以来采用了实测地应力作为环境应力，从而建立起了新的理论体系，今天已经取代了普氏理论。厚壁圆筒理论的基本点如下。

首先我们知道地下洞室围岩中的应力与地应力大小有关，与围岩的力学介质无关。不管是弹性的还是塑性的，其应力分布规律都具有下面公式所表达的形式：

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{1}{2}P_0(1 + \lambda) \left[1 - \frac{\alpha^2}{\gamma^2} \right] - \frac{1}{2}P_0(1 - \lambda) \left[1 - \frac{3\alpha^4}{\gamma^4} - \frac{4\alpha^2}{\gamma^2} \right] \cos 2\theta \\ \sigma_t &= \frac{1}{2}P_0(1 + \lambda) \left[1 + \frac{\alpha^2}{\gamma^2} \right] + \frac{1}{2}P_0(1 - \lambda) \left[1 + \frac{3\alpha^4}{\gamma^4} \right] \cos 2\theta \\ \sigma_{rt} &= \frac{1}{2}P_0(1 - \lambda) \left[1 + \frac{2\alpha^2}{\gamma^2} - \frac{3\alpha^4}{\gamma^4} \right] \sin 2\theta \end{aligned} \right\} \quad (5-2)$$

$$\sigma_z = \mu(\sigma_r + \sigma_t)$$

式中符号示于图 5-15。地应力方向和大小对围岩内应力分布有较大的影响，就拿洞壁应力状态来说，在均匀应力场条件下，洞壁应力分别为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_t = 2P_0 \\ \sigma_3 &= \sigma_r = 0 \end{aligned} \right\} \quad (5-3)$$

式中 P_0 为地应力大小。在双向应力不等的条件下洞壁处应力为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_t = P_0(1 + \lambda) + 2(1 - \lambda)P_0 \cos 2\theta \\ \sigma_3 &= \sigma_r = 0 \end{aligned} \right\} \quad (5-4)$$

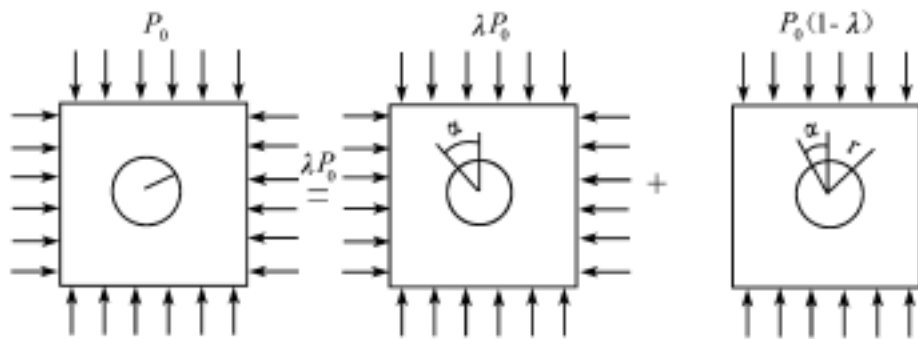


图 5-15 各向不等地应力条件下围岩内应力分析计算草图

与地应力最大主应力方向成 $\frac{\pi}{2}$ 处洞壁切向应力最大，径向应力最小，即

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_t = (3 - \lambda) P_0 = \sigma_H - \sigma_h \\ \sigma_3 &= \sigma_r = 0 \end{aligned} \right\} \quad (5-5)$$

式中： σ_H 为地应力的最大主应力分量； σ_h 为地应力的最小主应力分量。

$$\lambda = \frac{\sigma_h}{\sigma_H}$$

这里可以明显看出，洞壁围岩内应力分布是与地应力状态有关。这就是说，地下工程建筑中必须有地应力的资料。如果岩体是脆性破坏，则其破坏判据为

$$K = \frac{\sigma}{(3 - \lambda) P_0} \quad (5-6)$$

式中 K 为稳定性系数。当 $K=1$ 时，岩体抗压强度如小于 $(3 - \lambda)$ 倍地应力值时岩体就要产生破坏，如地应力场是均匀的，即 $\lambda=1$ ，则岩体强度小于两倍地应力值时，岩体就要产生破坏。现在再来看，如果围岩为塑性介质时，岩体的破坏判据应用下式表达

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin}{1 - \sin} \sigma_3 + 2C \cos (1 - \sin) \quad (5-7)$$

它的破坏点也应该发生在洞壁处。这时 $\sigma_3 = \sigma_r = 0$ ，则破坏判据变为

$$[\sigma_1] = \frac{2C \cos}{(3 - \lambda)(1 - \sin)} \quad (5-8)$$

洞壁稳定条件为

$$K = \frac{C \cos}{(3 - \lambda)(1 - \sin) P_0} \quad (5-9)$$

这也表明洞壁稳定性既与岩体强度有关，也与岩体内地应力大小有关。提出地应力在地下工程中有什么用的同志可能忽略一个问题，他在用评价洞室稳定性的公式中，没有直接出现地应力 P_0 这个参数，因为过去在这些公式中没有实测的地应力值，而是用自重 (γ) 乘上埋深 (H) 来代替地应力。这实际上也是考虑了地应力，只是由于没有实测的地应力资料，不得已而用自重代替罢了。现在我们进行了地应力测量，有了实测资料，如上面所介绍的那样，实际上地应力并不等于 γH ，有时甚至大于 γH 的两倍或三倍。特别是在地下不深处有一个水平地应力集中带，地应力就更比 γH 高了。而我们所修建的地下洞室要经常通过地应力集中带，显然不能用 γH 来代替。有一种情况可以用 γH 来代替，这就是

地下洞室所通过的地区位于地应力松弛带内，因为构造作用产生的水平地应力已经都卸除了，剩下的只是自重应力，在这种情况下用 γH 替代地应力是完全正确的。在中国来说，水平地应力多半是大于自重应力。如北京郊区大灰厂地下 12m 深度处，测得的最大水平主应力高达 8MPa。二滩电站的水平地应力也远远大于自重应力。金川二矿区测得的水平地应力也远大于自重应力。这样的实例很多。这充分说明，在地下洞室稳定性分析中，不能简单地一律采用 γH 来代替地应力。这样我们在具体的地下工程设计中要注意下面两个问题：

(1) 洞轴线选择时不要垂直于最大主应力，如果许可的话最好平行于最大主应力，避免洞壁受最大主应力作用。地下洞室不仅怕地应力大，而更怕应力差大。如果我们避开最大主应力，这就使得洞室受的应力差小些，对洞室稳定性有利。在高边墙大型地下洞室建筑中，更应该注意这个问题。

(2) 我们习惯设计地下洞室形状是圆形、圆拱直墙或马蹄型的，总是长轴方向是垂直的，短轴方向水平，好像这是一种习惯，很少考虑地应力状况。我们在金川遇到一个问题，二矿区的一个巷道，几乎是没有不破坏的，经过采用很多办法来支护，但仍然破坏，这是为什么？著者认为是与地应力状态有关。金川的水平地应力比垂直地应力大 2~3 倍，在这种情况下洞室的短轴方向受到大的地应力作用，而长轴方向受到小的地应力作用，这是最容易破坏的，从结构设计来讲这是不合理的。因此在 1977 年我们到现场工作时，曾向他们建议巷道长轴应放躺下，与最大主应力方向平行，洞子的截面形状，即洞的长轴与短轴之比应该与最大主应力与最小主应力匹配。这一点在地下工程设计中非常重要，所以出现上述不合理的情况，与长期以来把垂直应力看作是最大主应力有关，而过去我们也没有接触过这么多水平应力大于垂直应力的情况。还应该指出，最大主应力和最小主应力的分布并不是垂直的或水平的，而是与水平面成一个角度，这种情况下洞子应该怎么放？如果是一个单个洞子恐怕要从结构上想办法，即开挖洞形与使用洞形不一定一样。开挖洞形剖面可以是倾斜的、椭圆形的洞形，而使用的洞形应在里面加一衬砌层作成所需要的洞形。如果是洞室群，像电站地下厂房那样。洞室群总体排列应该与地应力分布相适应，洞室群长轴方向应该与最大主应力方向平行，短轴方向应该与最小主应力方向平行，它所形成的整体形状应该与地应力的三个分量的比值相匹配。这样可以避免掉地应力造成的麻烦，其内部的个体建筑才能比较稳定。这也是一种优化设计方案。

上述的地应力与地下工程的理论，不仅适用于与平卧的地下洞室，也适用于直立的竖井和钻孔设计中的稳定性检核。在地应力地带的竖井和钻孔在围岩强度不高，应力差过大时，或者出现缩径变形，或者出现井壁和孔壁破裂，导致竖井和钻孔破坏，不能正常应用，这种事故在矿山和采油井、采气井、采水井等地质工程中经常见到，为了避免事故，应在设计中进行井壁和孔壁稳定性检查。

第六章 地下水

地下水是地质体赋存环境条件之一，是影响地质工程稳定性的重要因素。它是一个极活跃因素，可以以液态方式运动，也可以以气态方式运动，可以说是无孔不入，防不胜防。所以在地质工程工作中必需时刻注意地下水活动。地质体内的地下水可以由于开挖而涌出或突出；也可以由于人类活动而向地质体内充水，增加湿度，提高地下水水位，所有这些都可能引起地质灾害。而在自然地质灾害形成中，地下水也是重要的诱发原因之一，70% ~80%的地质灾害的形成都与地下水有关，如崩塌、滑坡、泥石流、地面沉降、地面塌陷、地裂缝、盐碱化、冻胀、洪涝、冷浸田、膨胀土、黄土湿陷等都与地下水活动有关。泥石流看来是与地表水活动有关，其实不然，它也是由于大气降水渗入第四纪堆积物内，使土体饱和，形成悬浮体而流动的，如果大气降水不渗入堆积体内，就不可能诱发成泥石流。不论是在地质工程设计中，还是在施工中，经常需要判断地质体的稳定性，或者说防止地质灾害发生，都必须事先对地质体的稳定性做出判断。在判断准确条件下再要求精，就是说先进行模型判断，再做计算分析，这样才能做到稳妥可靠。而在这些判断中，最最困难的是对地下水这个因素的判断。因为，地下水是极为活跃的因素，它随时都在发生变化，人类活动可以引起地下水变化，气候变迁也可以引起地下水的变化，因此在地质工程设计或地质灾害防治设计中都必须慎重地考虑地下水这个因素。为此必须建立正确和准确的概念，这一章简练地阐述一下与地质工程有关的地下水概念。

第一节 地下水及有关的概念

地下水是地质体的重要赋存环境条件之一，也是地质体组成成分之一。它影响着地质体的变形和破坏，影响着地质工程的稳定性，是许多地质灾害诱发的主要因素之一，从事地质工程工作者必须深刻地认识它的特性和掌握它的规律，才能做到心中有数，使地质工程建设稳妥可靠。这是地质工程工作中极为重要的基础性课题之一，必须给予足够的重视。

一提到地下水，就很容易地想到它是在地质体中流动的水，其实还有很重要的一部分，在水文地质学中称谓包气带水。工程岩土学把前一部分称谓自由水，后一部分称谓吸附水。自由水是地质体的赋存条件，吸附水是地质体的组成部分。

一、吸附水的物理力学意义

吸附水是在分子吸引力（范德华斯力）作用下，吸附在矿物颗粒周围的水。分子吸引力的强度，随距颗粒距离增大迅速衰减。因此，水分子距颗粒愈近，颗粒吸附得愈紧。超过一定距离，水分子受重力吸引作用大于分子吸引力作用时，它就变为不受颗粒吸引力约束的自由水了。通过吸附水作用，可以形成矿物颗粒间的联结力或称为黏结力、内聚

力。颗粒愈小，这种作用愈显著。砂土颗粒比较大，一般来说，这种联结力很小；粘土颗粒很小，粘结力十分突出。粘结力大小与地质体内矿物成分和含水量多少密切相关，含水量愈小，粘结力愈大；含水量愈大，水分子受分子吸引作用愈弱，粘结力也就变小了。由于水分子愈靠近颗粒表面受到的分子吸引力愈大，所以，当地质体湿度较低，在周围环境有水分布时，通过分子引力很快将水分子吸附到颗粒周围，形成吸附水，使颗粒周围水膜增厚。通过这种作用，高含水量颗粒可以将水自动地转移给低含水量的颗粒，低含水量颗粒周围水膜厚度增大，这是吸附水运动的基本规律。由于这种原因，土体可以引起膨胀或收缩，这时水分子在颗粒间好像起一种楔子作用，这种作用称谓水楔作用。由于吸附水具有上述作用，所以，随着土体含水量的增减，土体的强度也做增减变化，土体体积做胀缩变化，这些奇妙变化的基本原因即在此。

吸附水又可划分为吸着水和薄膜水两种类型。

(1) 吸着水：被分子吸引力吸附在矿物颗粒周围形成极薄的水膜称谓吸着水，其吸附力高达一万个大气压力，又称谓强结合水。该水的密度比普通水大一倍左右，可以抵抗剪切，但不传递静水压力，在 - 78℃的低温下也不结冰。在外界压力作用下吸着水不能移动，但在 105℃温度下，保持恒温可将吸着水从矿物颗粒周围排除。粘性土仅含吸着水时呈现为固体状态。砂土也含有微量的吸着水。

(2) 薄膜水：受分子吸引力作用包围在吸着水外面的一薄层水称谓薄膜水，也称谓弱结合水。它的运动系受分子吸引力作用，不受重力作用支配，不能在重力作用下自由运动。薄膜水在外界压力作用下可以变形，可以由水膜厚处向水膜薄处移动，其抗剪强度较小。在蒸发作用下，薄膜水可由矿物颗粒周围散发掉，薄膜水可被植物根吸收。

二、自由水的物理学意义

自由水系不受矿物颗粒的分子吸引力约束，而在重力作用下可以产生垂直上下运动，能传递静水压力的水，可以自由变形，但不能抵抗剪切。自由水包括毛细管水和重力水两种类型。

(1) 毛细管水：由于毛细管引力张拉充填在岩体和土体细小孔隙中的水称谓毛细管水。它同时受毛细管力和重力作用，当毛细管力大于重力时，毛细管水就上升。因此，地下水面上普遍存在着一层毛细管水带。毛细管水能垂直上下移动，能传递静水压力。常见的土体中毛细管水上升高度详见表 6 - 1。

表 6 - 1 毛细管水上升的高度

土的名称	粗砂	中砂	细砂	粉土	粉质粘土	粘土
h_c / cm	2 ~4	12 ~35	35 ~120	120 ~250	300 ~350	500 ~600

(2) 重力水：在重力作用下能在岩体和土体孔隙和裂隙中运动的水称谓重力水，通常称的地下水即指此。它不受分子吸引力影响，能传递静水压力，不抗剪。地下水中的静水压力遵循巴斯加原理，即地下水内一定位置深度 h 处的静水压力为 P ：

$$P = \gamma_w h \tag{6 - 1}$$

式中 γ_w 为水的密度，通常取为 1。这个压力是球体压力，没有方向性。因此，土体中的地下水具有浮力作用又称为孔隙压力。在它作用下，土体内颗粒间的接触压力将减小，土

体颗粒间的实际接触压力，即有效应力 σ_e ：

$$\sigma_e = \gamma h - \gamma_w h \tag{6-2}$$

式中： γh 为土体自重压力； $\gamma_w h$ 为地下水的浮力或称孔隙压力。

三、土体中地下水运动规律

由于土体中地下水存在有巴斯加效应，故在同一个平面上两个点的水头高度不同时，高水头处的地下水就向低水头处流动。流动速度大小受这两个点间的水头差 Δh ，流通途径 l 及土体的透水性控制。法国科学家达西进行过实验研究，得到地下水渗透速度 v ：

$$v = K \frac{\Delta h}{l} \tag{6-3}$$

式中 K 为渗透系数。

表 6-2 列出了一些常见的土体渗透系数经验资料，可供参考。

表 6-2 常见土体渗透系数

土体名称	渗透系数 $K / (m \cdot d^{-1})$	土体名称	渗透系数 $K / (m \cdot d^{-1})$
粘土	≤ 0.005	中砂	10 ~20
粉质粘土	0.005 ~0.1	粗砂	20 ~50
砂质粉土	0.1 ~0.5	极粗砂	50 ~100
黄土	0.05 ~0.25	砾石夹砂	75 ~150
粉砂	0.5 ~1.0	清洁的砾石	100 ~500
细砂	1 ~10	漂石	500 ~1000

四、岩体中地下水运动规律

岩体有两种类型：①孔隙岩体；②裂隙岩体。这两种岩体中的地下水移动规律是不同的，实际的岩体既有孔隙也有裂隙。在研究岩体中地下水移动规律时应该综合考虑。为了研究方便，我们可以分别探讨它们各自的规律。

1. 孔隙岩体地下水移动规律（即渗透规律）

孔隙岩体的渗透规律和土体内地下水运动规律基本相同，服从达西法则，即

$$v = K_r (I - I_0) \tag{6-4}$$

式中： v 为孔隙岩体中地下水流速； K_r 为孔隙岩体渗透系数； I 为两点间的地下水力坡降

$I = \frac{\Delta h}{l}$ ($I = \Delta h / l$) ； I_0 为开始产生地下水流动时的水力坡降，通常称起始坡降。

对于粗颗粒的沉积岩 I_0 常很小；对于结晶类岩体 I_0 常很大。由于这种作用，结晶岩体常表现为不透水，粘土、粘土岩、断层泥等也具有这种特性。因此它们常构成为隔水层。

2. 裂隙岩体中地下水运动规律

这个问题比较复杂。复杂就复杂在裂隙岩体内常存在多组裂隙和地应力。在地应力作用下，各种裂隙的开度是不同的。根据实验结果，裂隙岩体的渗透性与裂隙开度、地应力条件和岩体材料透水性有关。单裂隙岩体的渗透性仍遵循达西法则，即

$$v = K_f I \quad (6-5)$$

式中: K_f 为裂隙的导水系数, 它与裂隙开度有关。我们通过对裂隙开度与岩体渗透性关系实验得到如下公式, 即

$$K_{fj} = \beta \left\{ \frac{b}{E} [\sigma_3 + (\mu' - \mu)(\sigma_1 + \sigma_2)] \right\}^2 e^{-\frac{4\sigma}{K_n}} \quad (6-6)$$

式中: b 为结构面间距; K_n 为结构面法向刚度; e 为结构面开度或宽度; μ 为泊松比; μ' 为侧向扩张系数; β 为结构面特征系数。

路易斯 (C. Louis, 1974) 给出:

$$\beta = \kappa g / 12 v C \quad (6-7)$$

式中: κ 为结构面连续性系数; C 为结构面粗糙度数; v 为黏滞度。

上述结果表明, 裂隙岩体的渗透系数, 与结构面开度、结构面连续性、结构面粗糙度、岩石性质及地应力场特征有关, 这是比较复杂的问题。上面分析结果表明, 岩体渗透性与地应力场关系极为密切, 它对指导地质工程实践具有重要意义。有了地应力场资料我们可以判断最大渗透方向, 有了最大渗透方向, 又可以判断最大和最小地应力方向。它可以帮助我们以较少工作量, 准确地进行地下水和地应力参数测量。

有了上述结果, 就可以研究水在裂隙岩体中的运动规律。裂隙岩体渗透流量 q 由岩石的渗透流量和结构面渗透流量两部分构成, 即

$$Q = \sum q = e K_f I + b K_r (I - I_0) \quad (6-8)$$

式中 b 为过水断面尺寸, 取 $v = q/b$, 则

$$v = \eta K_f I + K_r (I - I_0) \quad (6-9)$$

式中 $\eta = e/b$ 为单位岩体内节理占的面积。当岩石透水性很小时, 岩体的地下水流动规律为:

$$v = \eta K_f I \quad (6-10)$$

岩体的渗透系数由于与地应力密切相关, 所以它存在着显著的各向异性, 在研究岩体透水性时必须注意。

五、地下水赋存条件

地下水赋存规律与地下水赋存状态和地质体结构密切相关。上面已经谈到, 地下水按其赋存状态可分为吸附水和自由水, 吸附水可以改变岩体和土体的物理力学性质, 自由水可以改变岩体和土体中的应力状态。吸附水既可以来自渗透水的补给, 又可以来自凝结水的转移。渗透水补给比较好理解, 如大气降水渗入地下, 经过水分转移而转变为吸附水, 这种水运动主要靠分子吸引力作用。凝结水一般不受重视, 它是空气中的水分由于温度差异则凝结在矿物颗粒表面, 逐渐向里转移, 使岩体和土体的含水量增大。如果地质体原始湿度较低时, 由于凝结水吸附结果, 地质体表面含水量高, 愈往里面愈低。这种现象夏天在地下洞室的围岩里表现得十分清楚。如在粘土岩中新开挖的地下洞室, 开挖时岩体中含水量仅为 2% ~ 3%, 而过一些日子后, 由于凝结水作用, 洞壁表面含水量可高达 12% ~ 14%, 在深到 5 ~ 6m 处达 5% ~ 6%, 而深到 10m 时则就等于原始含水量 2% ~ 3% 了。这一结果表明, 粘土岩的原位试验结果, 并不一定能代表实际岩体的力学性质, 这一点要特别注意。相反, 如果岩体和土体的原始含水量高, 在夏天, 在蒸发作用下岩体和土体表面

含水量可以散失，而表层含水量可以低于里面的含水量，表面部分可以低至 2% ~3%，向里逐渐增高，大约深至 5 ~6m，就与原始含水量一致了。上述表明，地质体中的吸附水含量是可以变的。为了正确评价地质体的力学特性，必需认真地研究地质体中的含水量问题，不仅要研究它在空间上的变化，而且还要研究它在时间上的变化。

水文地质学中研究的地下水实际上指的是自由水，主要是重力水。重力水实际上就是狭义的地下水，故常把重力水泛称为地下水。地下水在地质体中按流动方式来分，主要有三种类型：①孔隙水；②裂隙水；③管道水。在一个地区地质体常被隔水体分割成为几个含水层，含水层和隔水体称谓水文地质单元；含水层和隔水体的组合称谓水文地质结构。根据地下水赋存、埋藏条件及运动规律，以地质体结构为基础，可将地质体划分为若干种水文地质结构类型，谷德振教授划分为如下表所示的 6 种水文地质结构。

表 6-3 水文地质结构类型

岩体结构	岩性	水文地质结构
完整结构 (包括愈合的碎裂结构岩体)	粘土层、断层泥、结晶岩体	不透水体、隔水体 (层)
	疏松的高孔隙度岩体	①孔隙统一含水层
	夹于致密岩层内的疏松岩体	②层状孔隙含水层
碎裂结构	大体积连续分布	③裂隙统一含水层
	夹于相对含水层之间	④层状裂隙含水层
块状结构	夹于结构体之间的破碎带及其影响带内	⑤脉状裂隙含水层
架空结构	喀斯特化岩体内	⑥管道含水层

著者将表 6-3 所列的 6 种水文地质结构又可以归并为 4 种：①统一含水层；②层状含水层；③脉状含水层；④管道含水层。

现将这 4 种水文地质结构的地质体地下水活动特征简述如下。

(1) 统一含水层内的地下水特征：这种水文地质结构主要见于没有隔水体的河间地块地质体中。它可以是孔隙统一含水层亦可以是裂隙统一含水层。其补给来源主要是靠大气降水，其运动方式遵循达西法则，其运动速度受潜水面的水力坡降和地质体的渗透性控制。

(2) 层状含水层内的地下水特征：它的特点是夹于隔水层之间。地下水补给、运行、排泄严格地受隔水层控制，多半是远缘补给，顺层运行，远缘排泄。它可以由大气降水补给，亦可由河湖补给，它可以排泄于河湖和统一含水层，亦可以以泉的方式溢出地表。这种含水层内的地下水有的为无压水，多数为承压水。在有多层层状含水层时，在地下水勘察中要特别注意鉴别各个含水层的水是无压，还是有压，地下水水位测量十分重要，应该采用分层止水技术对各层地下水水位进行测量。

(3) 脉状含水层内的地下水特征：它主要存在于切割隔水体的断层破碎带或结构面内，含水层状况主要受断层发育情况控制，也可以把它视为陡倾角产状的层状含水层。而这种层状含水层可以有很多分支，成为脉状含水体系。脉状地下水系往往与统一含水层、层状含水层相通，因而使他们成为脉状地下水的补给、排泄场所。

(4) 管道含水层内的地下水特征：它主要发育于喀斯特化岩体内，是一种喀斯特水，它是由大气降水补给，沿喀斯特管道流动，以喀斯特泉的方式排泄。这种地下水比较复杂，对厚层碳酸岩发育地区应该重视这种地下水活动。

还有一种概念需要说明一下，上面是以含水体和隔水体为单元研究了水文地质结构。我们知道，含水体必然是透水体，但是反过来，透水体不一定是含水体，很多情况下是不含水的，但是地下水可以在它里面变动（孙广忠，1988）。著者在《岩体结构力学》里面提出了岩体水力学结构的概念。这个概念是以透水体（层）和隔水体（层）为基本单元，划分为岩体水力学结构。这种划分对地质工程研究具有重要意义。著者分析了地质体透水 and 隔水特征，提出了作为地下水活动通道的透水体有 3 种主要类型：

- (1) 孔隙透水体（层）；
- (2) 裂隙透水体（层）：①块状裂隙透水体；②层状裂隙透水体；③脉状裂隙透水体；
- (3) 管道透水体。

与此相应的隔水体也有 3 种主要类型：

- (1) 块状隔水体；
- (2) 夹层或带状隔水体；
- (3) 层状隔水体。

层状隔水体是连续的，有效的隔水体。夹层状隔水体与带状隔水体在空间上常呈不均匀分布，常存在渗漏窗口或薄弱环节，在高水头作用下常被击穿而形成渗漏通道，这个问题在地质工程研究中要特别给予重视。

第二节 地下水与地质工程

一、地下水压力

地下水是地质工程力学分析的必须考虑的力学因素之一。地下水在地质体里常以孔隙水、裂隙水和管道水方式存在。它既是一种内力，同时也以一种外力方式作用于地质体的分离体上。所谓内力是指地下水对位于它里面的地质体具有浮托作用，使地质体有效容重减小，而变为浮重度，地质体颗粒间的有效压力减小，而变为有效应力。浮重度为 γ_e ：

$$\gamma_e = \gamma - \gamma_w \quad (6-11)$$

式中： γ 为地质体的干重度； γ_w 为水的相对密度，一般取为 1。

地质体由于地下水浮托作用，颗粒间的有效接触压力称有效应力，有效应力用 σ_e 表示：

$$\sigma_e = \sigma - \sigma_w \quad (6-12)$$

式中： σ 为干燥地质体内应力； σ_w 为地下水应力，等于 $\gamma_w h$ ， h 为位置深度。

这种作用常称孔隙压力作用，而地下水也常称孔隙水，它所形成的压力常称孔隙压力或简称孔隙压。孔隙水是在有水情况下孔隙和裂隙岩体内才存在，在无地下水和不透水的岩体内是不存在的，在这种地质体内做工程，如打隧道，用压裂法测地应力等工作中都不应该考虑孔隙压力。这种压力又称静水压力。在挡土墙设计、隧道衬砌设计、坝基稳定性检核、边坡稳定性分析等工作中都必须考虑这个因素。

流动的地下水还有一种动水压力。这个问题比较复杂，它不像纯水体那样简单，没有任何阻力作用，可以给出柏努利压力方程。柏努利方程的流速条件是

$$v = \sqrt{2gh} \quad (6-13)$$

式中： v 为流速； g 为重力加速度； h 为位置深度。

而地质体的渗流方程是

$$v = KI \quad (6-14)$$

式中：v 为速度；K 为渗透系数；I 为水力坡度。

也就是说，它的流动时刻都存在阻力，而且颗粒愈细，阻力愈大；颗粒愈粗，阻力愈小，甚至接近于纯水体。这时，柏努利方程对它可以近似地采用。为了讨论问题方便，我们采用柏努利方程来讨论动水压力问题，假如在一个以速度为 v_0 均匀流动的水体里放置一个障碍物，则紧靠障碍物前缘的水体就受阻挡，而向各个方向分散绕过此物体流动。在受阻区中心点（驻点）流动就完全静止。假设驻点压力为 P_0 ，未受扰动流体同样深度处的压力为 P ，应用柏努利方程可以得到

$$P_0 = P + \frac{1}{2} \rho v_0^2 \quad \text{或} \quad P_0 - P = \frac{1}{2} \rho v_0^2 \quad (6-15)$$

这个压力增量 $\frac{1}{2} \rho v_0^2$ 就是动压，也叫做驻压或速压。式中 ρ 为水体的重度。在地质体中地下水渗透速度符合于达西法则：

$$v = KI \quad (6-16)$$

代入动压公式，得动压：

$$P_v = \frac{1}{2} \rho K^2 I^2 \quad (6-17)$$

上式表明，流动的地下水的动水压力与渗透系数和水力坡降的二次方成正比。渗透系数和水力坡降愈大时，渗透压力愈大。

二、渗透稳定性——潜蚀

在坝基、地基、边坡、地下洞室施工或运营中，地质体中的矿物颗粒被地下水动水压力冲走或被溶蚀的现象称潜蚀。潜蚀作用结果使地质体中孔隙逐渐增大，甚至形成洞穴，导致地质体结构疏松，产生松动、破坏，造成地面裂缝、塌陷，影响工程稳定性。

潜蚀可分为机械潜蚀和化学潜蚀两种类型。机械潜蚀是指地质体中颗粒材料被地下水冲走，形成空洞现象；化学潜蚀是指地质体中可溶物质在水中的酸碱度作用下被溶蚀，使地质体的颗粒间联结力削弱、破坏，导致岩体疏松，强度降低，从而导致工程破坏。1953年大连市有一个化工厂的烟筒歪了。经过调查发现，是烟筒地基下的钙质千枚岩中的碳酸盐被化工厂排出的废水溶蚀掉，千枚岩变成朽木一样的残积物，一边溶蚀得严重，一边溶蚀得轻微，故烟筒歪斜了，这种例子是很多的。

机械潜蚀产生的条件主要有两个：一个是地质材料的组成；一个是地下水动力条件。具体地说，①对土体来说，土的不均匀系数 $C_u = d_{60}/d_{10}$ 愈大时，愈易产生潜蚀作用，一般来说 $C_u \geq 10$ 时，极易产生潜蚀；②两种互相接触的物体，其渗透系数之比 $K_1/K_2 \geq 2$ 时易产生潜蚀；③当地下水渗透水流的水力梯度大于临界水力梯度 I_0 时，易产生潜蚀。产生潜蚀的临界水力梯度可按下式计算：

$$I_0 = (G_s - 1)(1 - n) + 0.5n \quad (6-18)$$

式中： G_s 为地质材料相对密度； n 为地质体的孔隙度。

化学潜蚀又有两种类型：一种是可溶性盐类矿物在酸性水作用下溶解，被带走。有的

盐类矿物极易溶解，如普通酸度 $\text{pH} = 6 \sim 7$ 时即可溶解；有的环境水的 pH 值可低至 $4 \sim 5$ （有报告说水库的深水部分 $\text{pH} = 4 \sim 5$ ），这种情况下钙盐也很容易溶解，在这种环境水里混凝土可以变成豆腐渣一样；另一种是游离的硅、铁、铝氧化物在地下水中碱度 $\text{pH} \approx 9$ 的情况下，亦可游离成溶胶或凝胶，从地质体中带走，使地质体的胶结作用削弱。

防止机械潜蚀作用的措施主要有两种：一种是改善渗透水的水力条件，使水力坡度小于临界水力坡度；另一种是改善地质材料条件，增强其抗冲能力，如设反滤层等措施。对化学潜蚀来说，最好是隔断这种水源，或采用抗腐蚀材料做建筑材料。

三、流沙

在位于地下水位以下的松散细粒地质体（特别是粉细砂）内开挖基坑、隧道、边坡时，在动水压力即水头差作用下，矿物颗粒产生悬浮流动现象称流沙。其表现形式是所有的颗粒同时从一近似管状通道被渗透水冲走，故又称管涌。流沙发展结果是使地质体滑塌或不均匀下沉，使工程遭到破坏或引起地质灾害。它在土体地质工程中危害甚大。

流沙产生的地质材料条件是土质均匀， 0.01mm 以下颗粒含量在 $30\% \sim 35\%$ 以上的粉细砂，土中含有较多的片状、针状矿物（如云母、绿泥石等）和附有亲水胶体矿物颗粒，从而增加了土体吸水膨胀性，降低了颗粒质量，因此极易产生悬浮流动。

流沙产生必须有一定的地下水动力条件。一般来说，地下水水力梯度大，流速大，动水压力超过了土颗粒的质量时，就能产生悬浮流动。《水力水电工程地质手册》提出了如下的临界水力梯度计算公式，斜坡表面由里向外水平方向渗流作用时，产生流沙破坏的临界水力梯度为：

对砂性土：

$$I_0 = G_w \frac{\cos \theta \tan \alpha - \sin \theta}{\gamma_b} \quad (6-19)$$

对粘性土：

$$I_0 = \frac{[G_s(\cos \theta \tan \alpha - \sin \theta + C)]}{\gamma_b} \quad (6-20)$$

式中： G_w 为土的浮重； γ_b 为水的重度； α 为土的内摩擦角； C 为土的内聚力； θ 为斜坡坡度。

对地基和坝基来说，土层受自下而上的渗流作用时，产生流沙的临界水力梯度为

对砂性土：

$$I_0 = \frac{\gamma_d}{G_s} - (1 - n) \quad \text{或} \quad I_0 = \frac{\gamma_d}{G_s} - (1 - n) + 0.5n \quad (6-21)$$

对粘性土：

$$I_0 = \frac{\gamma_d}{G_s} - (1 - n) + \frac{C}{G_s} \quad (6-22)$$

式中： γ_d 为土的干重度； n 为土的孔隙度； G_s 为土的相对密度； C 为土的粘聚力。

一般来说，土的渗透系数愈小，排水条件不通畅时不易形成流沙；土的孔隙度愈大，愈易形成流沙。避免流沙产生的合理的方法是在开挖前对易产生流沙的土层进行疏干排水；对地基来说，应避免开挖，可采用桩基进行处理；对坝基来说常设反滤层来防止。

四、管涌

地基在具有某种渗透速度（或梯度）的渗透水流作用下，其细小颗粒被冲走，地质体的孔隙逐渐增大，形成一种能穿越地基、坝基、堤基的管状渗流通道，从而掏空地基、坝基、大堤地基，使工程产生变形、破坏现象称为管涌。

1. 管涌产生的条件

管涌多产生在非粘性土中，其特征是，土质颗粒大小相差较大，往往缺少某种直径粒组，磨圆度较好，空隙直径大而互相连通，细颗粒较少，不能全部充满空隙。颗粒多由比重较小的矿物组成，易随水流移动，有较大的和良好的渗透水流出路等。具体条件包括：

- (1) 土为粗颗粒（粒径为 D ）和细颗粒（粒径 d ）组成，其 $D/d \geq 10$ ；
- (2) 土的不均匀系数 $d_{60}/d_{10} \geq 10$ ；
- (3) 两种互相接触土层渗透系数之比 $K_1/K_2 \geq 2 \sim 3$ 。
- (4) 渗透水流的水力梯度（ I ）大于土的临界水力梯度（ I_0 ）时。

2. 临界梯度（ I_0 ）确定方法

(1) 根据土体中细颗粒含量确定：管涌破坏的临界梯度与土体中细颗粒含量关系示于图 6-1。应用图 6-1 时需注意：当土体中细颗粒含量大于 35% 时，由于趋向于流沙破坏，应同时进行对流沙破坏可能性检查。

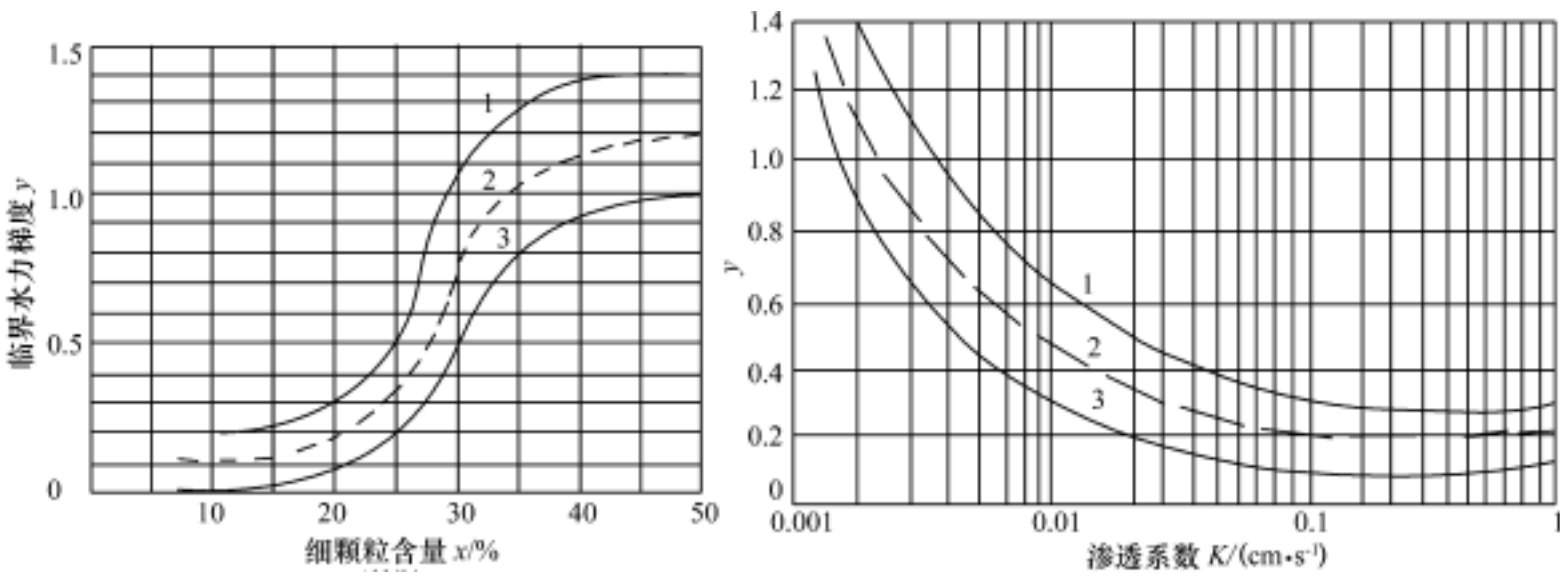


图 6-1 管涌发生的临界水力梯度与细颗粒含量及渗透系数关系示意图

1—上限；2—中值；3—下限

(2) 根据土体渗透系数确定：管涌破坏的临界水力梯度与土体渗透系数关系示于图 6-1。

(3) 根据公式计算确定：见公式（6-19）。

(4) 工程类比法确定：应用已成功的工程资料，对比试验成果和相似条件，提供其临界梯度参考值。应用上述方法确定的临界水力梯度在进行地基渗透管涌稳定性计算评价时，应考虑采用一定的安全系数。对于管涌安全系数可取 ≥ 1.5 修正后的水力梯度称为容许水力梯度。

根据渗透系数确定容许水力梯度的参考值示于表 6-4。

表 6-4 容许水力梯度经验值

土体的渗透系数 / (cm · s ⁻¹)	容许水力梯度
≥ 0. 5	0. 1
0. 5 ~0. 025	0. 1 ~0. 2
0. 025 ~0. 005	0. 2 ~0. 5
≤ 0. 005	≥ 0. 5

摘自《工程地质手册》

3. 防止管涌的措施

在可能发生管涌地质体上修建水坝、大堤、挡土墙工程及基坑排水工程等时为了防止流沙、管涌发生，设计时必须控制地下水出逸点处的水力梯度，使其小于容许的水力梯度。防止管涌发生最常用的方法与防止流沙的方法相同，主要是控制渗流，降低水力梯度，设置保护层，打板桩截断渗透水流等。

五、基坑突水

当基坑下存在有承压水时，开挖基坑减小了含水层上覆的不透水层厚度，在不透水层厚度减小到一定程度时，承压水的水头压力顶裂或冲毁基坑底板，造成突水现象。基坑突水将会破坏地基强度，并给施工带来很大麻烦。

1. 基坑突水产生条件

如图 6-2 所示，基坑不透水层厚度与承压水头压力平衡条件为

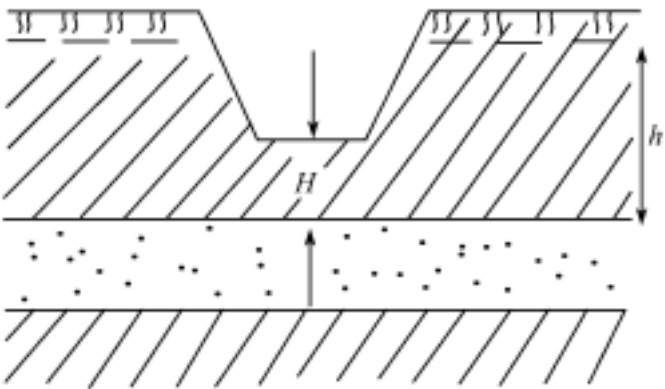


图 6-2 基坑底部最小不透水层厚度

$$\gamma H = \gamma_w h \tag{6-23}$$

式中：H 为基坑开挖后不透水层厚度 (m)； γ 为岩土体的重度 (kN/m³)；h 为承压水头高于含水层顶板的高度 (m)； γ_w 为水的重度 (kN/m³)。由上式可知，基坑不透水层厚度 (H) 为

$$H = \frac{\gamma_w}{\gamma} h \tag{6-24}$$

当 $H \geq \frac{\gamma_w}{\gamma} h$ 时，基坑不发生突水； $H \leq \frac{\gamma_w}{\gamma} h$ 时，基坑将发生突水。

2. 防止基坑突水措施

若出现发生基坑突水可能时，应在基坑外围设置抽水孔或井，采用人工办法局部降低承压水水位或采用锚杆将不透水层锚固于深部土体内，这样可以防止产生基坑突水现象。

六、降低地下水位和疏干理论与技术

在地质工程施工、地质灾害防治等工作中，常常需要降低地下水位或疏干地下水，借以提高地质体强度，消除地质灾害，如防治突水、滑坡、流沙等发生。常用的方法有：明沟排水、井点降水、导洞排水等。

明沟排水是在地面设置排水沟和集水井，用抽水设备将地下水从集水井内排走，以达到疏干地下水的目的。这种方法适用于地下水不丰富或要求排除的地下水位不高的情况

下。集水井宜低于排水沟 0.4 ~0.5m。

井点降水是利用井或孔集水，用泵抽水。将地下水降至设计地下水位的一种方法。常用的井点降水方法有：轻型井点、喷射井点、辐射井点、电渗井点、管井井点及深井井点等。它们的适用范围如表 6 -5 所示。

表 6 -5 各种降水方法的适用范围

井点类型	地层渗透系数 / (m · d ⁻¹)	降低水位深度 / m
轻型井点	0.1 ~50	3 ~6
喷射井点	0.1 ~50	8 ~20
辐射井点	0.1 ~50	≥ 15
电渗井点	≤ 0.1	5 ~6
管井井点	20 ~200	3 ~5
深井井点	10 ~250	≤ 15

井点降水方法的确定与选择应根据地层的渗透系数，要求降低地下水位深度及工程特点，作技术、经济和节能比较后确定。

轻型井点适用于渗透系数 0.1 ~50m/d 的地质体，尤其是对渗透系数为 2 ~50m/d 的地质体更为有效。一般井管采取直径为 38 ~50mm 的钢管，集水管采取内径为 100 ~127mm 的钢管，每一集水管与 50 ~60 个井点管用软管连接。井点间距一般取 0.8 ~1.6m，以 1.2m 者最多。

喷射井点是将喷射器装置在井管内，利用高压水或高压气为动力进行抽水的井点装置。这种井点不但具有轻型井点所具备的安装迅速、简便的优点，而且降深大，施工能力高，效果好的特点，有的称谓负压降水。一般泵的工作压力取 7 ~8 个大气压力，可用单排井点，亦可用双排井点。井点间距一般为 2 ~3m，井点直径一般取 400 ~600mm，孔深应比滤水管底端深 1m 左右。井点管下入孔内后，填入砂滤料，其上面 1.5m 左右用粘土捣实封口。当基坑宽度大于 10m 时，水位降深要求不大时，可采用双排井点，当基坑宽度小于 10m 时，可采用单排井点。

辐射井点是在大孔径井内向周边打辐射孔增大排水空间的一项技术。在地下水埋深大，降水深度不大时比较适用。辐射孔深度可打 10 ~20m，孔径愈大愈好，宜用大于 100mm，井点间距应与辐射孔深度搭接，以保证降水效果。

电渗井点是利用黏性土的电渗现象而达到降水目的的降水方法。它适用于渗透系数小于 0.1m/d 的粘性土、淤泥、淤泥质粘性土疏干用的降水方法。一般以井点管为阴极，金属棒为阳极，阴阳极平行交错排列，间距为 0.8 ~1.0m 左右；阳极出露地面 20 ~30cm，其下端入土深度应比井点管深 50cm 左右。阴、阳极数目应相等，分别接在直流电源上。地下水从地质体内流入井点管内，从井点管连续抽水。为了安全，电源电压一般应低于 60V。

管井井点降水适用于含水层渗透系数大，水量丰富，而厚度不大的情况下。井点间距一般采用 10 ~50m，凿孔直径应大于井管，井管直径 200mm 以上。井管与孔壁间用 3 ~15mm 砾石充填做过滤层，要洗井。

深井井点法适用于含水层为渗透系数较大的砾石、卵石层，且厚度较大（大于 10m），降深要求也大（大于 15m）的情况下。井点管、滤水管直径大于 300mm。井点管

沉放前应清孔、下井管、放过滤料、洗井。每一井管安装一台深水泵。

井点降水主要用于工程施工降水，即用于短时期施工排水，对于长时期排水是不合适的。长时期排水，最好是用帷幕防渗，因为这里有一个经济问题。到底用什么方法降低和疏干地下水，应从技术、经济、效果比较来定。

导洞排水是适用于疏干滑坡和边坡内地下水，也可用于大水隧道施工掌子面疏干地下水。为了提高疏干效果亦可以在导洞内打辐射孔，增加排水效果。长江三峡黄腊石滑坡治理中，就采用过导洞疏干地下水方案。为了增加疏干效果，设计了辐射孔。在审查中有的专家提出、辐射孔维护可能困难，建议采用竖井与导洞结合进行疏干。不论采用哪种方案，在进行疏干排水时，最重要的是要把水文地质结构、地下水量搞清楚。

七、帷幕灌浆问题

为了防止地下水侵袭和创造施工方便条件与降水疏干相对应的是进行帷幕灌浆来处理地下水问题。帷幕灌浆还有一个重要作用是防止渗漏，在水力工程中经常采用这一技术。这个技术已经成熟，但要运用得适当还是不容易的。这里最重要的问题是，在进行帷幕灌浆之前，必须查清水文地质结构和水文地质参数，进行科学的设计才能达到目的。如为保护抚顺露天矿边坡稳定性进行帷幕灌浆设计中就曾由于对浑河与露天矿之间的水文地质结构没有搞清楚，认为渗透通道在东边，而在东边，设置了 2000m 长的帷幕灌浆。实际上向西，卵石层厚度还大，不得不又向西延伸 1500m。我们许多水库坝基由于帷幕灌浆深度不够，坝基下地质体产生了潜蚀，威胁着大坝稳定性，其原因就是由于在建坝时对坝基渗透性没有搞清楚。现在，大柳树水利枢纽工程又遇到了这样的问题。大柳树坝址岩体比较松动，渗透性比较大，而且渗透带比较深，绕坝渗漏问题比较大。渗漏大不仅是指水量损失，而是指由于渗漏可造成潜蚀，威胁大坝和山体稳定性。最好是加大帷幕灌浆深度解决这个问题。

帷幕灌浆一般采用水泥浆灌浆，它适用于地质体渗透系数较大的情况下；对于渗透系数较低时，不宜采用水泥浆灌浆，这时可以采用化学灌浆。在采用化学灌浆时，一定要注意安全问题，国内外有些化学灌浆材料具有毒性，容易造成环境污染，这个问题也一定要注意。

八、地下水与滑坡

实践经验表明，80% 以上的滑坡与地下水活动有关。这个问题已经引起人们的重视。有一些人进行了地下水诱发滑坡的阈值统计研究，谢守益在他的硕士论文中对长江三峡地区几个典型滑坡降雨诱发的阈值统计研究结果为：

- (1) 鸡扒子滑坡属于暴雨诱发型： $Q_0 = 280\text{mm}$ ， $T_0 = 2\text{d}$ ；
- (2) 黄腊石滑坡属于久雨诱发型： $T_0 = 36\text{d}$ ， $I_0 = 12.5\text{mm/d}$ ；
- (3) 新滩滑坡（姜家坡滑坡）属于久雨型， $T_0 = 29\text{d}$ ， $I_0 = 15\text{mm/d}$ 。

这个结果表明，降雨对滑坡的诱发作用是复杂的，笼统讲滑坡与降雨有关，是不够确切的。这可能与地质体结构和岩体以及地形特征有关。从理论上讲，实际上是降水、入渗、排泄、储存关系，也就是说，大气降水的一部分由地面排走，一部分入渗地下。入渗地下部分，一部分渗流流走，一部分储存在地质体内，使地质体内的地下水位逐步升高。当地下水位升高到一定高度时，地质体就失去稳定性，而诱发成滑坡。这个关系是十分复

杂的，这里有许多难确定因素，如降雨后有多少从地面流走，有多少渗入地下，这里有一个入渗系数，很难确定；入渗到地下形成的地下水又有多少渗流掉，留在地质体内的有多少，这部分地下水需要多长时间才能上升到地质体失稳的高度，这是很难确定的。示意性地可以用下式表示降水时地下水位上升高度 H ：

$$H = \int \left[\frac{\xi W}{dT} - \frac{KdI}{dT} \right] dT \quad (6-25)$$

式中： ξ 为入渗系数； W 为降水强度； K 为地质体渗透系数； I 为地下水的水力梯度； T 为降水时间。

当 H 超过地质体稳定性允许的极限水位时，就要产生滑坡。

为了防止滑坡发生，可采取地面排水和地下疏干措施，如果疏干的水量能等于入渗的水量，则地质体内就不会由于大气降水形成地下水位逐渐升高。这一点是很难办到的，难是难在大气降水很难预报准确，入渗系数很难确定，地质体的渗透系数很难确定。

九、隧道涌水与突水

在含水地质体内进行地下工程施工中，常遇到的一个麻烦问题就是涌水和突水。涌水是指地下水从掌子面的地质体的孔隙或裂隙大量涌出，给施工带来麻烦现象；突水是指掌子面前方地质体在高水头地下水作用下地下水和地质材料一起突出，将已经挖成的隧道埋死的现象，又称为地下泥石流或地下碎屑流。大瑶山隧道过 9 号断层掘进时，曾产生过大规模的泥石流，延误工期达 8 个月之久。军都山隧道在施工过程中也发生过泥石流，延误工期达 3 个月。这是一种大型的地质灾害。

为了解决这个问题，首先要对产生涌水和突水的可能性进行预报。这个预报的难度是很大的。目前预报掌子面前方涌水量是采用假定由潜水位到隧道中心线间都属于潜水，利用地下水力学方法估算涌水量。这里有一个问题，往往地表浅层含水，而地下深层并不含水，而断层带含水。而且断层带透水性很大，当施工掘开断层带时，产生大量涌水。在这种情况下，预报结果又仿佛小了。要想作出正确预报，必须查清水文地质条件。

突水预报问题也是一个复杂的问题。问题在于掌子面前方地下水水头、水量、岩体结构及其力学参数很难搞清楚，使预报结果很难准确。即使是这样，有一个预报结果对施工还是很有益处的。在军都山隧道施工地质超前预报工作中，著者曾对这个问题进行研究过，获得了如下结果。

著者设想高压地下水与掌子面之间存在一个防突层，防突层厚度为 h 。假定岩体被节理切割成条形板，节理间距为 b ，岩体抗拉强度为 σ_t 。则产生突水的极限突出水头为 H ：

$$H = \frac{4 \sigma_t h^2}{\gamma_w D^2} \quad (6-26)$$

式中 D 为隧道直径。上式为极简单的纯理论公式，但由此我们可以看出些问题。即产生突水的极限水头与防突层厚度和岩体抗拉强度成正比，与隧道直径成反比。这一点在做经验对比时要特别注意，这些概念对突水预报非常重要。它告诉我们，在研究突水预报时必须取得地下水水头、掌子面岩体抗拉强度及隧洞直径资料。

十、黄土湿陷与黄土喀斯特

黄土的特点是湿度低，密度小，浸水变形显著，也可以说怕水，再明确地说，这主要

是对新黄土而言；对老黄土而言，情况可能不符合实际。一般来说，老黄土重度较大，多大于 1.4g/cm^3 ，故浸水变形不显著。20 世纪 50 年代我国西北地区曾广泛地出现黄土地基湿陷问题，今天看来，主要发生在新黄土层。因为，新黄土重度多低于 1.3g/cm^3 ，极为疏松，而且湿度很低，浸水后黄土的胶结物——可溶盐和粘土矿物很容易失掉胶结作用。在建筑物作用下就可以继续被压密，产生浸水下沉变形，这种变形称谓湿陷。处理这个问题的办法是采用浸水、夯实等办法提高黄土的重度，使其重度高于 1.45g/cm^3 以上，情况就可以大大改观，甚至不再发生显著的湿陷变形。

这种湿陷变形不仅发生于建筑物作用下，而且亦可发生于在自重作用下，这种作用著者称谓黄土自重塌陷。1958 ~1960 年著者在西北从事黄土渠道稳定性研究时，对已建成的黄土渠道稳定性考查结果发现，新黄土中修建的黄土渠道通水时大量发生自重塌陷。根据测试结果发现，当含水量很低时，干重度是鉴别黄土自重塌陷的一重要指标。具体地说，当黄土干重度小于 1.28g/cm^3 时普遍产生自重塌陷；当干重度大于 1.32g/cm^3 时，基本上不产生自重塌陷。这个结果来自于甘肃、山西、陕西省的已建成的渠道考查结果，对这几个省的黄土是适用的。

黄土与地下水作用还有一个现象，这就是黄土喀斯特。著者于 1983 年开始对黄土喀斯特的研究工作。1983 年 8 月山西省运城地区万荣县薛店村下了一场大雨，村里产生了从南到北 5km 长的一条大裂缝，遇到墙墙塌，遇到房屋房屋塌，损失巨大。经过一个星期的现场考查，查明原来是地下黄土中存在一套洞穴网络，在地表积水作用下洞穴上面的覆土塌陷而形成的。这个黄土地下网络就是黄土喀斯特，实际上黄土中的喀斯特是地下水沿黄土中节理流动，对黄土进行潜蚀冲刷形成的，它的分布间距大约 400 ~500m。黄土中的冲沟多半是由黄土中喀斯特塌陷形成的，可以利用冲沟分布来判断黄土中的喀斯特发育情况。

十一、浸水软化在施工中的应用

在地下水的基本特性里著者谈了吸附水的作用。亲水矿物遇到地下水时迅速增大其矿物颗粒周围的水膜，使地质体强度降低、软化。利用这一原理，在施工中采用注水软化地质体，降低开挖难度。在土体施工中常采用土体中注水使土体软化，使难挖的土体变为易挖的土体；向煤体内注水一方面可以降低粉尘，另一方面亦增加了煤体易采性。利用这一方法，常常使施工取得很大的经济效益。

十二、地下水勘察问题

地下水勘察方法和技术已经成熟，已经形成有专门的规程规范和专门的技术装备。即使是这样，还是经常查不清楚。关于这个问题只补充谈如下三点。

(1) 地下水有的是单层潜水，有的是具有多层结构，上面是含水层，下面是隔水体或不含水体；有的是多层含水层，上层为潜水，下面也是潜水；有的是上面为潜水，下面是承压水，类型繁多。在地下水勘察中由于地下水位测量技术限制，误测为统一含水层。结果给地质工程工作做出错误设计或分析结果。用水压致裂法测量地应力中，常在无地下水的岩体中测出孔隙压力，使地应力测量结果偏小。在地下工程中由于地下水测量结果不符合实际，使衬砌保守，造成浪费。解决这个问题的最有效的办法是采用分层进行地下水测量技术，搞清水文地质结构及其水力学参数。

(2) 对岩体来说，由于岩体内节理及地应力的作用，地下水渗透性具有明显的方向性，即垂直于最大主应力方向的节理渗透性最小，垂直于最小主应力方向的节理渗透性最大。可是目前在测量岩体渗透性时，对这个问题重视不够，只是垂直打孔进行水文地质试验，很少考虑节理分布和地应力场特征，给出的岩体透水性不符合实际，这个问题今后应该重视。

(3) 还有一个问题，即地下水测量的时间性问题。常常出现地质工程施工时的地下水位与勘察报告给出的地下水位不一致，给施工带来困难。出现这个问题的原因在于地下水位随季节等因素而经常变化，如地下水勘察时，正值附近工地降水，所以勘察时测得的地下水位很低，而施工时地下水位已经恢复了，故与勘察结果不符。在地下水勘察时必须注意这类问题，避免给施工造成麻烦。

第二部分 地质工程应用基础和应用技术理论

工程地质科学有两个重要发展方向：①地质工程学；②环境工程地质学。

地质工程工作有两个重要领域：①工程地质超前预报和地质体改造；②地质环境质量评价。

第七章 地质环境质量评价理论和方法

地质环境（包括地壳稳定性）质量评价是地质工程建设的战略性工作，它从整体上保证地质工程建设的安全与经济。控制地质工程建筑的工程地质条件，不可能一次性地搞清楚，必须分阶段逐步深入，逐步搞清。应该随着设计和施工的进展，对工程地质条件精度的要求，依次进行地质超前预报，最最关键的是施工地质超前预报，它是地质体改造的基础。对工程地质工作者来说，上面的认识是非常重要的。

目前工程建设对地质环境质量评价是不重视的。很多工程建设由于不进行地质环境质量评价或对地质环境质量不认识，而遭到重大经济损失。如十三陵抽水蓄能电站建设中由于对上池和引水压力管道位于深达 250 ~300m 的蟒山卸荷带不认识，对该山体地质体质量缺乏足够的认识，施工设计不当，致使上池和引水压力管道施工中连续出现事故，设计和施工上对为什么出现这些事故十分困惑，对产生的事故采取头痛医头，脚痛医脚的办法进行处理，致使在施工中不仅造成重大经济损失，而且延误了工期。

十三陵抽水蓄能电站地处燕山构造带的东部南侧。工程区内分布的地层，主要为中生代侏罗系多次喷发的火山岩和陆相沉积的砾岩。区内断裂构造十分发育，以近东西和近南北向展布的大断裂构成“井”字形构造背景。沿喷发间歇界面和沉积岩的层面形成不同程度、不同规模的层间剪切破碎带。电站地下厂房工程选择位于地下 300m 深度处的沉积砾岩体内，岩石比较新鲜，岩体比较完整。而上池和引水压力管道位于半孤立、地形破碎的蟒山山顶和斜坡上。上池地基岩体和地下压力管道围岩为喷出的安山岩，断裂十分发育，有的规模甚大，断层破碎带出露宽度达 30 ~100m，工程地质条件甚差，在施工过程中出现一系列工程地质灾害事故。其原因就在于这里存在着一个深达 250 ~300m 的巨大的卸荷带。在这个带里岩体松动，节理开裂，结构面内充填有泥，风化剧烈，岩体强度

低，变形模量小，稳定性极低。上池及引水压力管道位于此卸荷带内。上池和引水压力管道在施工过程中出现大量岩体失稳事故是不足为怪的。

地质环境有的是可以改造治理的，有些不良地质环境人力是无法改造处理的，如形成洪泛区的近代地壳沉降带，人力是无法改造的，解决问题的办法只有躲避。地质环境研究和评价实际上是从总体上掌握工程地质条件质量和工程建设环境，它控制着工程建设的顺利与否以至成败。地质环境质量评价对地质工程建设来说是至关重要的，必须认真对待。

第一节 地质环境与工程建设

环境是以人类活动为核心的周围空间。地质环境是以人类活动为核心的周围地质空间条件。工程建设环境是以工程建设活动为核心的周围地质空间条件。地质环境研究主要是进行人类活动的地质条件的适宜性或地质环境质量评价。一般来说，地质环境质量评价包括两方面内容：①地质环境质量评价；②地质环境容量评价。地质环境质量评价是指论证供人类活动的地质环境体系和相互作用结果对人类活动地质条件适宜性的优劣；地质环境容量主要是指特定地质环境内地质资源所能供养的人口数量，地质环境容量评价是论证特定地质环境内地质资源的丰度和人类合理开发能力的高低。广义地说，地质环境质量也包括地质环境容量。对一般工程建设来说，不专门论证地质环境容量，对于一些专门课题，如新的居民点开发、城市持续发展论证等才专门进行地质环境容量论证。对狭义的工程建设研究，一般不专门进行地质环境容量论证。

地质环境是指人类活动的基本场所，包括地球表层岩石圈和土壤层两部分地质体的组成、特征和各类地质作用与现象所构成的人类生活、生产条件的总体，或者称为地质环境系统。人是地质环境的主体，又是地质环境变化的动力。“地质环境”的提出，是相对于人类的存在，即地质环境研究是为人类生存和生活服务的。从人类产生起，就对地质环境不断地进行改造，破坏和建设，其力度随人类活动强度的增大而不断地增强，这种作用强度如果在同一时间尺度内衡量，它比其他自然地质营力都大得多。由此来看，地质环境的形成来自两方面营力，如图 7-1 所示，

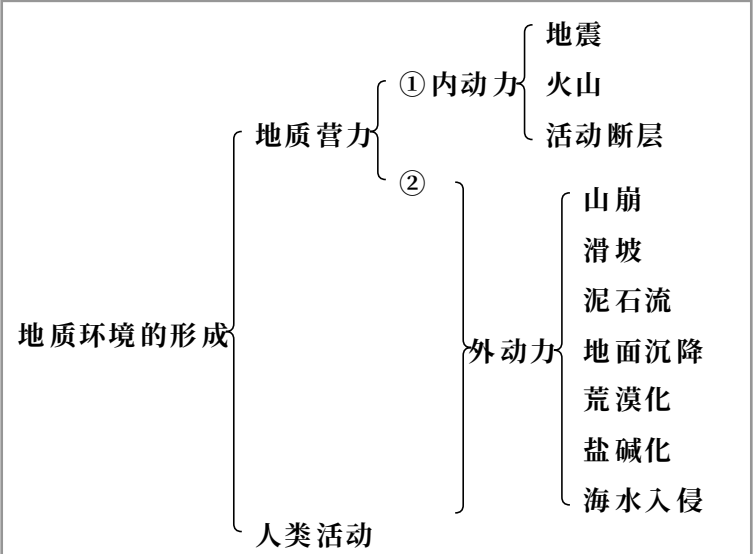


图 7-1 地质环境的形成示意图

即地质营力和人类活动。地质营力包括内动力（内营力）和外动力（外营力）两种。人类活动，从地质角度看，也是一种外动力（外营力），它和自然的地质外营力作用共同构成改造地质环境的外动力。今天来说，在改造地质环境的外动力中人类活动的作用百倍、万倍的大于自然地质的外营力作用。所以，地质环境质量评价应该包括人类活动与地质环境体系和相互作用的多种因素作用。地质环境体系是由多种因素构成，所以地质环境质量既包括地质环境各种要素特征和因素总体对人类生存、生活和社会经济发展的适宜程度，又包括人类活动对地质环境的开发利用和保护改善的合理性与能力，同时还包括人类与地质环境之间相互作用的协调程度。也就是说，地质环境质量既有人类活动与地质环境两种

事物自身质量的含义，也有相互间作用质量的含义。其直接体现则是人类与地质环境之间相互作用所产生的效益与危害之比，比值越大，质量越好；比值越小，质量越差。这是地质环境质量评价的基本概念。

目前的工程建设与地质环境关系研究，主要是着眼于地质工程稳定性，特别是地基、边坡、地下洞室稳定性，这方面问题已经引起了重视。可是，关于地质环境问题还没有引起足够重视。由于对地质环境问题不重视，在城市、新的开发区、道路、水利水电、矿山建设中出了不少问题，为国家造成巨大的经济损失。比如洪水淹没，是不是地质环境问题？有人说不是，著者认为是。因为，它是由于近代地壳沉降诱发的，实质上是内动力和大气降水联合作用结果。洪水泛滥淹没造成的城市和经济开发区事故，就是这个原因。我国江河湖海附近地区存在着许多近代地壳沉降带，当地群众有经验，这种地方谁也不用它，成为撂荒地。工厂和开发区建设中，因为对这种地区的地质环境问题不认识，就破土动工建设高楼大厦，一遇到洪水泛滥，就遭受淹没灾害。近几年，著者遇到一些与此有关的问题。著者参与了北京市西八间房开发区航空干部管理学院建筑群开发，在地基勘察前甲方已经作好了设计，著者拿到 1:2000 的工程布置图，展开一看，发现这张图上有两组十分有规律的断续分布的线形水体，一组是北北东向；另一组是北西西向，这与北京市新近断裂方向十分一致。因此怀疑它是活断层在地面的反映。经查阅了北京市有关的地质资料，证实良乡-顺义断裂通过这个地区，当基坑开挖后，到基坑底进行验槽时，基坑东南角产生了塌方。这个基坑深 9m，在地面下 4m 处留有宽 1m 的台阶，塌方的后缘就在这个台阶处，塌方后这个台阶呈现出“X”节理遗迹——锯齿状破裂面。这明显是良乡-顺义断裂的影响带。良乡-顺义断裂主断裂面在哪里？著者建议采用测量氦气的 α 卡仪进行断层带逸出的 α 射线剂量测量，结果得到良乡-顺义断裂带位置距建筑物的距离仅 70m，规范规定建筑物距断裂带距离不得小于 50m，按理来说，是允许的。但该断层的活动强度较大，以至其作用影响到基坑处，基坑内淤泥与粉细砂层面处出现有一系列的揉皱和错动现象，淤泥层显现为“X”节理。这在北京市是少见的。这个事实表明，该处土体中的地应力的水平应力分量大于垂直分量。根据极限平衡理论，著者建议取作用于地下室上的水平应力 $\sigma_h = 1.2 \gamma h$ 校核地下室结构稳定性。甲方同意此意见，设计单位按此意见复核了设计，这些工作完成后，延误工期一个多月，总共增加费用 50 ~ 60 万元。著者曾介入了北京某房地产开发公司在丰台区的一个程庄子开发区的地基勘察工作，并对开发区做了地质环境质量评价。中国地质科学院地质工程公司用电法和 α 卡仪作了一下探测，发现西四-五里店断裂通过开发区西北部，下盘埋深仅 30m 左右，为正断层，断层错距达 6m，显然高楼不能建在它上面。又如长江三峡移民点，巫山县城搬迁选择的新城址位于长江六级台地上，台地上部堆积有 10 ~ 20m 厚的黄土，三峡水库蓄水后，这些黄土构成水库的库岸，在风浪作用下肯定会发生塌岸。现在看起来城址条件比较好，可是水库蓄水后，水库塌岸有可能塌掉几十米，甚至上百米宽。这个后果应该考虑，要进行预测。1995 年何满潮教授等研究结果表明，巫山县新址是位于一个复杂的滑坡体上，问题比较复杂，要深入地进行地质环境评价，否则损失就大了。重庆有一个川东电业大楼，在建设过程中勘测单位确定地基为砂岩，认为地基承载力足够。著者到现场调查发现，地基后缘存在有宽 20 ~ 30cm 的裂缝，是一个滑坡的后缘，重庆长江大桥建设时就发现了这个滑坡，这是由于在勘察过程中不重视地质环境研究的结果。1994 年 4 月 30 日乌江鸡冠岭山体发生了大崩

塌，这也是一种典型的地质环境问题。著者于6月下旬应地质矿产部的邀请到现场进行了考察，考察的目的是论证治理方案。著者判断这次崩塌的主要原因是在已存在采空区的上盘内凿风井引起的。这个事故产生的原因主要在于在采矿开凿风井前没有进行地质环境评价。这次崩塌结果，乌江停航近200天，据地方估计，停航一天损失达98万元，仅航运损失就达2亿元。上面列举的事例表明，地质环境对工程建设的经济和安全至关重要，所以在工程建设开始之前必须进行地质环境质量评价。

第二节 地壳稳定性评价原理和方法

地壳稳定性是地质环境的一个重要方面。重大工程建设必须进行地壳稳定性评价。关于地壳稳定性问题国内外有许多专家进行过研究。我国对这个问题研究作出突出贡献的专家有刘国昌、胡海涛、李兴唐等，刘国昌教授运用地质力学理论对我国许多重大工程建设区地壳稳定性作出过评价；胡海涛教授发展了李四光教授提出的安全岛理论；李兴唐教授吸收众家所长，发展形成了地壳稳定性综合评价理论和方法。他运用：①地壳结构与深断裂；②活动断裂和地壳第四纪升降速率；③叠加断裂角；④大地热流值；⑤布格异常梯度值；⑥地壳压强偏差值；⑦地壳应变能量；⑧地震最大震级；⑨地震基本烈度；⑩与地壳运动有关的地面形变等综合指标评判，将地壳稳定性划分为四级：I. 稳定区；II. 基本稳定区；III. 次稳定区；IV. 不稳定区。这是对地壳稳定性评价的较全面的考虑。

著者认为表征地壳稳定性的最基本要素是断层活动性，这也是评价地壳稳定性的最基本工作。断层按其活动性可划分为活动断层和休止断层。活动断层又可分为现代活动断层和现在活动断层。现代活动断层又称为孕震构造，它可以诱发地震；现在活动断层存在有明显位移活动。这样一来，地壳稳定性问题实际上就包括两个问题，一个是地震震级和地震烈度预测；另外一个就是断层活动性，现在活动断层判定。地震烈度怎么预测？它是受地壳结构控制，也就是构造活动性控制。为了进行地震烈度预测，国家地震局专门从事这方面研究工作。地震烈度确定高了，工程造价要翻几番，地震烈度确定低了，将来一旦出事将是毁灭性的。现在活动断层也是一个大问题，在工程中现在活动断层可以将工程错断，所以大家十分关心这个问题。在水电工程中经常遇到这样问题，为了一条活断层就把一个坝址给否定，刘家峡当年为了一条断层活动性争论的不可开交，有的说是活动断层，有的说不是活动断层；长江三峡高家冲断裂，也是有的人说是活动断裂，有的说不是活动断裂，争论的很厉害。这两条断层我都去看过后，认为这两条断层都是胶结的，高家冲断裂是被长英岩脉胶结的，没有活动的迹象。这个问题说起来容易，实际上不是那么好解决的，有的断层带没有被胶结，你能断定它就是活动的么，不一定。现在有一些技术可以帮助我们判断，如用氦气测量来了解判断。实际上滑坡体内的裂缝里也含有氦气，这里也有不确定性，怎么肯定就是现在活动断层？所以目前对这个问题也不那么容易确定。现在活动断层确定是一个重要问题，但是需要多方面做工作，根据大的地质背景判断，最好能有变形监测资料协助，才能作出比较可靠的结论。

上面所述，现代活断层研究的目的是：评价地震活动性，为工程设计提供场地烈度值；现在活动断层在论证工程布置位置上至关重要，避免工程位于现在活动断层带上，防止断层活动错断工程结构，引起工程破坏。

现代活动断层是指在一定时限之内产生过断层活动和地震活动的断层。现代活动断层的时限的分歧是很大的，众说纷纭。谭周地教授认为，现代活动断层的时限应按工程等级规模大小不同要求来定是适宜的。他建议：“中小型水利水电工程可对比工业民用建筑要求，只将全新世期间（1 万 ~1.1 万年）有过活动的断层定为现代活动断层（著者认为它是属于现在活动断层）。一般大型水利水电工程则以晚更新世晚期（距今 5 万年）作为现代活动断层下限。而大江大河上的大型工程则以晚更新世早期（距今约 10 万 ~13 万年）作为下限。特大型和特别重要的工程则参照核电站要求，将距今 50 万年以来多次活动的断层定为现代活动断层，以更新世中期作为最新活动时期下限（著者赞同这个建议）”。现代活动断层研究内容主要是断层空间位置、断层长度 L 和活动位移错动量 D。现在活动断层空间位置、活动位移速率与建筑物布置位置密切有关，为了防止建筑物免遭断层活动错动的破坏，建筑物布置应避开现在活动断层空间位置，为此应进行现在活动断层活动性监测研究。

现代活动断层活动引起的地震震级与现代活动断层长度 L 和活动位移错动量 D 有关，Slemmons（1977）给出了现代活动断层长度 L 与震级 M 之间相关方程式，即

$$M = a + b \ln L$$

(7 - 1)

式中 a 和 b 为常数和系数，表 7 - 1 给出的参考资料。

表 7 - 1 震级——断层长度方程常数和系数表

地 区	资料数	a	b	σ	R
North American	26	- 0.146	1.504	0.628	0.815
Rest of World	49	2.971	0.920	0.500	0.680
World Wide	75	1.606	1.182	0.603	0.724
A. Normal-Slip	18	1.845	1.151	0.521	0.575
B. Reverse-Slip	9	4.145	0.717	0.167	0.932
C. Normal-Oblique-Slip	10	3.117	0.913	0.457	0.604
D. Reverse-Oblique-Slip	7	4.398	0.568	0.340	0.522
E. Strike-Slip	31	0.599	1.351	0.694	0.775
A + C	28	2.042	1.121	0.490	0.666
B + D	16	3.355	0.847	0.320	0.833
C + D + E	48	1.149	1.262	0.650	0.737
C + D	17	2.992	0.918	0.437	0.625
B + E	40	1.42	1.277	0.664	0.773
A + C + E	59	1.204	1.260	0.639	0.724
B + E + D	47	1.357	1.217	0.638	0.758

表中：σ 为标准方差；R 为相关系数；L 单位为 km。

蒋溥给出了地震震级与地表断层位移错动量相关方程式为

$$M = 6.15 + 0.58 \lg D$$

(7 - 2)

这个方程的标准方差 σ 为 0.50，相关系数 R 为 0.47，D 的单位为 km。目前在工程实践中，特别是在工程设计中常用地震烈度值。庄乐和研究结果得到地震震中烈度与震级相关方程式为

$$I_0 = 3.24e^{0.1504M} \tag{7-3}$$

式中：I₀ 为震中烈度，M 为震级。此方程相关系数 R = 0.9946。距震中任一距离 r 处地震烈度为 I：

$$I = \frac{0.4962M - \ln 481.9 - \ln \sqrt{h}}{1.19 - 0.07569M} \tag{7-4}$$

式中 h 为震源深度，km。地震烈度 I 根据计算结果四舍五入取整数。

有了上列地震参数，可为地质工程设计提供依据，也可根据李兴唐提出的标准，可以给出地壳稳定性分级。李兴唐给出的地壳稳定分级与地震指标关系示于表 7-2。在这个表中不仅给出了与地震有关的地震基本烈度和震级，而且给出了它们的建筑条件和相应的地震加速度值。是一种半定量-定量评价，适用于工程规划、设计使用。表中震级是按浅源地震（震源深度为 10 ~45km）的相应地震烈度估算的。

表 7-2 地壳稳定性分级与地震指标

地震指标 稳定性等级	基本烈度 I 度	地震级别 M	地面最大水平 加速度 K [☆]	建筑条件
稳定区（I 类）	≤VI	≤5 $\frac{1}{2}$	≤0.003g	适宜
基本稳定区（II 类）	VII	5 $\frac{1}{2}$ - 5 $\frac{3}{4}$	0.125g	适宜
次稳定区（III 类）	VIII, IX	6 - 7	0.250g, 0.500g	不完全适宜
不稳定区（IV 类）	≥X	≥7 $\frac{1}{4}$	≥1.000g	不适宜

☆ g 为重力加速度。

第三节 表生作用地质环境质量综合评价原理和方法

上面讨论了内动力作用的地壳稳定性评价原理和方法，这一节概略地论述一下表生作用形成的地质环境质量评价原理和方法。

地质环境质量评价实质上是对地质环境质量对工程建设的适宜性进行论证。鉴于地质环境的复杂性和与人类关系的多样性，很难用某一种类型的评价来反映各个方面的适宜性与质量，所以地质环境质量评价需从各种途径进行，以满足不同的要求。欧正东高级工程师提出的（著者作了部分修改）地质环境质量评价应遵循下列基本原则：

（1）质量是针对事物或工作而言，应有可供量度构成成分，即评价要素。地质环境质量的评价因素必须是地质环境、地质资源和人类活动的有关因素。

（2）地质环境研究的主要目的是为促进人口、资源、环境三者之间的协调发展，为社会经济稳定、持续发展服务，故对人口、资源、环境有不同的要求，但又都是为人类活动服务的，应据此建立合理的评价标准。

（3）评价某一个对象的质量，在程序上应遵循由单因素到多因素，由局部到整体的原则；先评价单因素对评价目的的适宜程度，再综合评价整体的适宜程度。

(4) 对工程建设的地质环境质量评价应先评价地壳稳定性，再论证表生地质现象发育程度，再论证地质灾害危害程度，进行地质环境损、益的经济评价，论证工程建设的适宜性。

一般来说，地质环境质量评价包括：①地质环境容量评价；②地质灾害危害程度评价；③地质环境经济评价；④地质环境综合评价。

地质环境质量评价方法，可分为定性评价、定量评价和定性定量相结合评价等三种类型。目前多采用定性定量相结合的评价方法。定性评价主要采用地质分析、统计对比、比拟、反演等手段，对人类-地质环境体系中各种要素特征优劣进行分析，针对人类活动进行适宜性评估，预测可能产生的问题与正、负效益。定量评价是将地质环境特征要素相关关系进行量化处理，用数值表示评价结果，可以给出量的概念。定量评价工作中目前存在的主要问题是评价因素的代表性指标和指标值难于确定，常采用人为给定，这样一来，评价结果就具有很强的人为性，经验丰富的人给定的结果可能比较符合实际一些，缺乏经验的人给定的结果可信度就低一些。定性定量相结合评价方法是在定性评价基础上再进行定量评价，它吸收了两者的长处，弥补对方的不足。定性定量相结合方法的主要步骤为：

(1) 全面考察评价区内人类活动（包括工程建设）——地质环境体系中各种要素、在体系中的作用、相互适宜协调程度，定性评价区内单要素和总体质量要素效益与危害性；

(2) 分解评价因素，找出作用的关键因子及相互作用关系，确定评价指标和指标值；

(3) 分析反演确定评价因素在质量中的贡献，即确定“权重”，给出相关方程。

(4) 运用计算技术计算评价价值。

现以城市地质环境评价为例，简要展示一下地质环境综合评价要点：

(1) 分析研究拟评价城市地质环境的基本特征及其可能成灾因素，在此基础上确定能够全面反映影响城市建设与发展的地质环境控制要素。

(2) 围绕地质环境控制要素，建立用以表征场地地质特征、场地开发费用计算模型及表征土地开发潜在地质灾害费用计算模型。以此二模型为基础，并综合考虑地质环境资源要素的损益价值及土地利用形成的地面价值（建筑物价值等），依据费用效益分析的原理，建立用于地质环境单元评价的损益比评价模型。

(3) 地质环境场地单元评价要同城市总体规划相结合，需要依据城市规划确定土地利用类型，调查获取土地利用类型的自然特征及土地利用形成的地面资产价值（建筑物价值、室内价值）以及土地资源价值等。

(4) 依据评价结果编制地质环境损益评价图，提出城市地质环境合理开发利用的政策与建议。

第八章 岩体质量评价理论与方法

岩体是千变万化的，十分复杂，其成分、结构、赋存条件多种多样，其工程性能变化多端，在进行地质工程建筑时工程师必须具有丰富的实践经验，才能进行设计和施工，多快好省地进行工程建设；对于工作经验不太丰富的工程师来说就有些为难了。解决问题的途径是掌握一定的理论和学习一些实践经验。随着工程建设的发展，特别是随着地质工程规模不断地增大，一些科学技术工作者开始总结岩体质量评价原理和方法，研究岩体分级问题，以期在工程建设不同阶段：规划、勘察、设计和施工中，正确安排勘探、试验工作，该多做的就多做，可少做的就少做，节省勘探、试验工作量，正确地对岩体的质量和稳定性作出评价。这项工作具有十分重要的意义，从岩体稳定性来讲，质量高、稳定性好的岩体不需要或只需要很少的加固支护措施，并且施工安全、简便；质量差、稳定性不好的岩体，需要复杂和昂贵的加固支护措施，常常在施工中带来预想不到的复杂情况。正确、及时地对工程建设涉及的岩体质量和稳定性作出评价，是经济合理地进行岩体改造设计、快速安全施工，以及保证建筑物安全运行必不可少的条件。

如果有了岩体工程分级，针对不同岩体工程特点，根据影响岩体稳定性的各种地质条件和岩体物理力学特性，将工程岩体分成稳定程度不同的若干级别，以此为尺度作为评价岩体稳定性的依据，是岩体稳定性评价的一种简易快速的方法。这是由于岩体分级方法是建立在以往工程实践经验和大量岩体力学试验基础上的，进行工程岩体分级时，只需要进行少量简易的地质勘探和岩石力学试验就能据以确定岩体级别，作出岩体稳定性评价，给出相应的物理力学参数，为进一步详细勘探试验和初步设计提供参考依据，从而可以大量节约勘探试验工作量，缩短前期工作时间，获得这些岩体工程建设的勘察、设计和施工不可少的基本依据，并可在进一步总结实际运用的经验的基础上，为制定各种岩体工程施工定额提供依据。

关于岩体分级有一个比较长的发展过程。最早是用岩石单项指标进行划分，如原苏联的马斯洛夫（用岩石单轴抗压强度）、普罗嘉柯罗夫（用岩石坚固性系数 f ），我国早期也是参照他们的资料使用。随着经验的积累，人们逐渐认识到岩石单项指标不能表征岩体整体性能，岩体最大特点是在地质构造作用下产生有大量的断层、节理等不连续面，它对岩体性能的控制作用远比岩石强度特性要大。据此 Z. T. Bieniawski (1973)、N. Barton (1974) 等提出了考虑岩体节理特性、风化特性、岩石材料特性等进行岩体分类（分级），这一划分方案影响极广。由于他们所用的指数很难掌握，在实践中使用起来十分不便，但是他的划分原理还是被赞同的。20 世纪 80 年代我国许多规范中都编制了岩体质量分级标准，进一步考虑了各种因素，摘要列于表 8-1。表中资料表明，所编制的岩体分级标准愈来愈多的考虑地质因素，如岩石强度、岩体完整程度、地下水、初始地应力状态、结构面与工程走向关系、声波速度等，编制出来的标准愈来愈符合实际，步步在前进。

表 8-1 国内岩体分级考虑因素情况

代表性的岩体分级标准	考 虑 的 主 要 因 素							
	岩石强度	岩体完整程度	地下水	初始地应力状态	结构面与洞轴组合关系	结构面状态	声波速度	其他
水利水电工程地质勘察规范（国标，1994）	×	×	×	×	×			
水工隧洞设计规范（部标，1988）	×	×	×					
锚杆喷射混凝土技术规范（国标，1985）	×	×		×			×	
铁道隧道设计规范（部标，1985）	×	×	×			×		
国防工程锚喷支护技术暂行规范（军标，1984）	×	×	×	×	×	×	×	×
围岩稳定性动态分级（东北工学院，1984 年冶金工业部鉴定）	×	×（节理间距）					×	
坑道围岩分类（总参工程兵，1985 年部级鉴定）	×	×	×	×	×	（辅助）	× （辅助）	
大型水电站地下洞室围岩分类（水电部昆明勘测设计院，1988）	×	×	×	×	×	×		
铁路隧洞工程岩体分级方法（铁道部科学研究院西南所，1986 年部级鉴定）	×	×	×	×	×	×		

现有的标准大都是行业性的，为了统一操作，原国家计委以计标发〔1986〕28 号文和计标〔1987〕39 号文下达工程建设国家标准“岩石工程分类”的编制任务，由水利部长江水利委员会长江科学院、东北工学院、建设部综合勘察院、铁道部科学研究院、总参工程兵第四设计研究所 5 个单位组成编制组，水利部为主编部门，长江科学院为主编单位。在广泛吸收各行业和各专业的工程经验和意见基础上于 1993 年 6 月提交了“送审稿”，1993 年 10 月由建设部标准司组织评审，根据评审会意见修改，1994 年颁布，最后定名为中华人民共和国国家标准“工程岩体分级标准”。这个标准比以往的行业标准有很大进步，它有两个特点：①将对各类岩体工程质量影响最大的因素——岩石坚固程度和岩体完整程度控制的岩体质量定义为“岩体基本质量”；②将岩体分级分两步进行，第一步根据岩体共性进行岩体基本质量分级（或工程岩体分级），然后针对各类工程特点，考虑其他地质的和工程的因素，对已经给出的岩体基本质量级别进行修正，确定各类工程岩体级别。这个工程岩体分级思想明确，既继承了已有岩体分级的长处，又有所创造，从理论上讲，是一个优秀的岩体分级标准。

第一节

中华人民共和国《工程岩体分级标准》
(GB 50218—94)

1 总则

1.0.1 为建立统一的评价工程岩体稳定性的分级方法；为岩石工程建设的勘察、设计、

施工和编制定额提供必要的基本依据，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于各类型岩石工程的岩体分级。

1.0.3 工程岩体分级，应采用定性与定量相结合的方法，并分两步进行，先确定岩体基本质量，再结合具体工程的特点确定岩体级别。

1.0.4 工程岩体分级所必需的地质调查和岩石试验，除应符合本标准外，尚应符合有关现行国家标准的规定。

2 术语、符号（略）

3 岩体基本质量的分级因素

3.1 分级因素及其确定方法

3.1.1 岩体基本质量应由岩石坚硬程度和岩体完整程度两个因素确定。

3.1.2 岩石坚硬程度和岩体完整程度，应采用定性划分和定量指标两种方法确定。

3.2 岩石坚硬程度的定性划分

3.2.1 岩石坚硬程度，应按表 3.2.1 进行定性划分。

表 3.2.1 岩石坚硬程度的定性划分

名称	定性鉴定		代表性岩石
硬 质 岩	坚硬岩	锤击声清脆，有回弹，震手，难击碎； 浸水后，大多无吸水反应	未风化—微风化的：花岗岩、正长岩、闪长岩、辉绿岩、玄武岩、安山岩、片麻岩、石英片岩、硅质板岩、石英岩、硅质胶结的砾岩、石英砂岩、硅质石灰岩等
	较坚硬岩	锤击声较清脆，有轻微回弹，稍震手， 较难击碎； 浸水后，有轻微吸水反应	1. 弱风化的坚硬岩； 2. 未风化—微风化的：熔结凝灰岩、大理岩、板岩、白云岩、石灰岩、钙质胶结的砂岩等
软 质 岩	较软岩	锤击声不清脆，无回弹，较易击碎； 浸水后，指甲可刻出印痕	1. 强风化的坚硬岩； 2. 弱风化的较坚硬岩； 3. 未风化—微风化的：凝灰岩、千枚岩、砂质泥岩、泥灰岩、泥质砂岩、粉砂岩、页岩等
	软岩	锤击声哑，无回弹，有凹痕，易击碎； 浸水后，手可掰开	1. 强风化的坚硬岩； 2. 弱风化—强风化的较坚硬岩； 3. 弱风化的较软岩； 4. 未风化的泥岩等
	极软岩	锤击声哑，无回弹，有较深凹痕，手可捏碎； 浸水后，可捏成团	1. 全风化的各种岩石； 2. 各种半成岩

3.2.2 岩石坚硬程度定性划分时，其风化程度应按表 3.2.2 确定。

表 3.2.2 岩石风化程度的划分

名 称	风 化 特 征
未风化	结构构造未变，岩质新鲜
微风化	结构构造、矿物色泽基本未变，部分裂隙面有铁锰质渲染
弱风化	结构构造部分破坏，矿物色泽较明显变化，裂隙面出现风化矿物或存在风化夹层
强风化	结构构造大部分破坏，矿物色泽明显变化，长石、云母等多风化成次生矿物
全风化	结构构造全部破坏，矿物成分除石英外，大部分风化成土状

3.3 岩体完整程度的定性划分

3.3.1 岩体完整程度，应按表 3.3.1 进行定性划分。

表 3.3.1 岩体完整程度的定性划分

名 称	结构面发育程度		主要结构面 的结合程度	主要结构面类型	相应结构类型
	组数	平均间距 /m			
完整	1 ~2	>1.0	结合好或结合一般	节理、裂隙、层面	整体状或巨厚层状结构
较完整	1 ~2	>1.0	结合差	节理、裂隙、层面	块状或厚层状结构
	2 ~3	1.0 ~0.4	结合好或结合一般		块状结构
较破碎	2 ~3	1.0 ~0.4	结合差	节理、裂隙、层面、小断层	裂隙块状或中厚层状结构
	≥3	0.4 ~0.2	结合好		镶嵌碎裂结构
			结合一般		中、薄层状结构
破碎	≥3	0.4 ~0.2	结合差	各种类型结构面	裂隙块状结构
		≤0.2	结合一般或结合差		碎裂状结构
极破碎	无序		结合很差		散体状结构

注：平均间距指主要结构面（1 ~2 组）间距的平均值。

3.3.2 结构面的结合程度，应根据结构面特征，按表 3.3.2 确定。

表 3.3.2 结构面结合程度的划分

名 称	结构面特征
结合好	张开度小于 1mm，无充填物
	张开度 1 ~3mm，为硅质或铁质胶结；
	张开度大于 3mm，结构面粗糙，为硅质胶结
结合一般	张开度 1 ~3mm，为钙质或泥质胶结；
	张开度大于 3mm，结构面粗糙，为铁质或钙质胶结
结合差	张开度 1 ~3mm，结构面平直，为泥质或泥质和钙质胶结；
	张开度大于 3mm，多为泥质或岩屑充填
结合很差	泥质充填或泥夹岩屑充填，充填物厚度大于起伏差

3.4 定量指标的确定和划分

3.4.1 岩石坚硬程度的定量指标，应采用岩石单轴饱和抗压强度（ R_c ）。 R_c 应采用实测值。当无条件取得实测值时，也可采用实测的岩石点荷载强度指数（ $I_{s(50)}$ ）的换算值，并按下式换算：

$$R_c = 22.82I_{s(50)}^{0.75}$$

(3.4.1)

3.4.2 岩石单轴饱和抗压强度（ R_c ）与定性划分的岩石坚硬程度的对应关系，可按表 3.4.2 确定。

表 3.4.2 R_c 与定性划分的岩石坚硬程度的对应关系

R_c / MPa	> 60	60 ~30	30 ~15	15 ~5	< 5
坚硬程度	坚硬岩	较坚硬岩	较软岩	软岩	极软岩

3.4.3 岩体完整程度的定量指标，应采用岩体完整性指数（ K_v ）。 K_v 应采用实测值。当无条件取得实测值时，也可用岩体体积节理数（ J_v ），按表 3.4.3 确定对应的 K_v 值。

表 3.4.3 J _v 与 K _v 对照表					
J _v / (条·m ⁻³)	<3	3 ~10	10 ~20	20 ~35	> 35
K _v	> 0.75	0.75 ~0.55	0.55 ~0.35	0.35 ~0.15	< 0.15

3.4.4 岩体完整性指数（K_v）与定性划分的岩体完整程度的对应关系，可按表 3.4.4 确定。

表 3.4.4 K _v 与定性划分的岩体完整程度的对应关系					
K _v	> 0.75	0.75 ~0.55	0.55 ~0.35	0.35 ~0.15	< 0.15
完整程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎

3.4.5 定量指标 K_v、J_v 的测定，应符合本标准附录 A 的规定。

4 岩体基本质量分级

4.1 基本质量级别的确定

4.1.1 岩体基本质量分级，应根据岩体基本质量的定性特征和岩体基本质量指标（BQ）两者相结合，按表 4.1.1 确定。

表 4.1.1 岩体基本质量分级		
基本质量级别	岩体基本质量的基本特征	岩体基本质量指标（BQ）
I	坚硬岩，岩体完整	> 550
II	坚硬岩，岩体较完整； 较坚硬岩，岩体完整	550 ~451
III	坚硬岩，岩体较破碎； 较坚硬岩或软硬岩互层，岩体较完整； 较软岩，岩体完整	450 ~351
IV	坚硬岩，岩体破碎； 较坚硬岩，岩体较破碎—破碎； 较软岩或软硬岩互层，且以软岩为主，岩体较完整—较破碎； 软岩，岩体完整—较完整	350 ~251
V	较软岩，岩体破碎； 软岩，岩体较破碎—破碎； 全部极软岩及全部极破碎岩	≤ 250

4.1.2 当根据基本质量定性特征和基本质量指标（BQ）确定的级别不一致时，应通过对定性划分和定量指标的综合分析，确定岩体基本质量级别。必要时，应重新进行测试。

4.2 基本质量的定性特征和基本质量指标

4.2.1 岩体基本质量的定性特征，应由表 3.2.1 和表 3.3.1 所确定的岩石坚硬程度和岩体完整程度组合确定。

4.2.2 岩体基本质量指标（BQ），应根据分级因素的定量指标 R_c 的兆帕数值和 K_v，按下式计算：

$$BQ = 90 + 3R_c + 250K_v$$
(4.2.2)

注：使用（4.2.2）式时，应遵守限制条件：①当 R_c > 90K_v + 30 时，应以 R_c = 90K_v + 30 和 K_v 代入计算 BQ 值。
②当 K_v > 0.04R_c + 0.4 时，应以 K_v = 0.04R_c + 0.4 和 R_c 代入计算 BQ 值。

5. 工程岩体级别的确定

5.1 一般规定

- 5.1.1 对工程岩体进行初步定级时，宜按表 4.1.1 规定的岩体基本质量级别作为岩体级别。
- 5.1.2 对工程岩体进行详细定级时，应在岩体质量分级的基础上，结合不同类型工程的特点，考虑地下水状态、初始应力状态、工程轴线或走向线的方位与主要软弱结构面产状的组合关系等必要的修正因素，其中边坡岩体，还应考虑地表水的影响。
- 5.1.3 岩体初始应力状态，当无实测资料时，可根据工程埋深或开挖深度、地形地貌、地质构造运动史、主要构造线和开挖过程中出现的岩爆、岩心饼化等特殊地质现象，按本标准附录 B 作出评估。
- 5.1.4 当岩体的膨胀性、易溶性以及相对于工程范围，规模较大、贯通性较好的软弱结构面成为影响岩体稳定性的主要因素时，应考虑这些因素对工程岩体级别的影响。
- 5.1.5 岩体初步定级时，岩体物理力学参数，可按本标准附录 C 中表 C.0.1 选用。结构面抗剪断峰值强度参数，可根据岩石坚硬程度和结构面结合程度，按本标准附录 C 中表 C.0.2 选用。

5.2 工程岩体级别的确定

- 5.2.1 地下工程岩体详细定级时，如遇有下列情况之一时，应对岩体基本质量指标 (BQ) 进行修正，并以修正后的值按表 4.1.1 确定岩体级别。
- 5.2.1.1 有地下水；
- 5.2.1.2 岩体稳定性受软弱结构面影响，且由一组起控制作用；
- 5.2.1.3 存在本标准附录 B 表 B.0.1 所列高初始应力现象。
- 5.2.2 地下工程岩体基本质量指标修正值 ([BQ])，可按附录 D 计算。
- 5.2.3 对跨度等于或小于 20m 的地下工程，当已确定级别的岩体，其实际的自稳能力，与本标准附录 E 相应级别的自稳能力不相符时，应对岩体级别作相应调整。
- 5.2.4 对大型的或特殊的地下工程岩体，除应按本标准确定基本质量级别外，详细定级时，尚可采用有关标准的方法，进行对比分析，综合确定岩体级别。
- 5.2.5 工业与民用建筑地基岩体应按表 4.1.1 规定的基本质量级别定级。
- 5.2.6 工业与民用建筑地基岩体基岩承载力可按下列规定确定：
- 5.2.6.1 各级岩体基岩承载力基本值 (f_0) 可按表 5.2.6-1 确定。

表 5.2.6-1 基岩承载力基本值 (f_0)

岩体级别	I	II	III	IV	V
f_0 /MPa	> 7.0	7.0 ~4.0	4.0 ~2.0	2.0 ~0.5	< 0.5

- 5.2.6.2 考虑基岩形态影响时，基岩承载力标准值 (f_k) 可按下式确定。

$$f_k = \eta f_0 \tag{5.2.6}$$

- 5.2.6.3 基岩形态影响折减系数 (η)，可按表 5.2.6-2 选用。

表 5. 2. 6 - 2 基岩形态影响折减系数 η

基岩形态	平坦型	反坡型	顺坡型	台阶型
岩面坡度 / (°)	0 ~10	10 ~20	10 ~20	台阶高度 < 5m
η	1. 0	0. 9	0. 8	0. 7

注：基岩内结构面倾向与基岩面坡向大致相同为顺坡型，相反为反坡型。

5. 2. 7 边坡工程岩体详细定级时，应按不同坡高考虑地下水、地表水、初始应力场、结构面间组合、结构面的产状与边坡面间的关系等因素对边坡岩体级别的影响进行修正。

附录 A K_v 、 J_v 测试的规定

A. 0. 1 岩体完整性指数 (K_v)，应针对不同的工程地质岩组或岩性段，选择有代表性的点、段，测定岩体弹性纵波速度，并应在同一岩体取样测定岩石弹性横波速度。 K_v 值应按下式计算：

$$K_v = (V_{pm} / V_{pr})^2$$

(A. 0. 1)

式中： V_{pm} 为岩体弹性纵波速度 (km/s)； V_{pr} 为岩石弹性横波速度 (km/s)。

A. 0. 2 岩体体积节理数 (J_v)，应针对不同的工程地质岩组或岩性段，选择有代表性的露头或开挖壁面进行节理（结构面）统计。除成组节理外，对延伸长度大于 1m 的分散节理亦应予以统计。已为硅质、铁质、钙质充填再胶结的节理不予统计。

每一测点的统计面积，不应小于 $2 \times 5m^2$ 。岩体 J_v 值，应根据节理统计结果，按下式计算：

$$J_v = S_1 + S_2 + \cdots + S_n + S_k$$

(A 0. 2)

式中： J_v 为岩体体积节理数 (条/ m^3) ； S_n 为第 n 组节理每米长测线上的条数； S_k 为每立方米岩体非成组节理条数。

附录 B 岩体初始应力场评估

B. 0. 1 在无实测成果时，可根据地质勘察资料，按下列方法对初始应力场作出评估：

(1) 较平缓的孤山体，一般情况下，初始应力的垂直向应力为自重应力，水平向应力不大于 $\gamma_H \cdot \nu / (1 - \nu)$ 。

(2) 通过对历次构造形迹的调查和对近期构造运动的分析，以第一序次为准，根据复合关系，确定最新构造体系，据此确定初始应力的最大主应力方向。

当垂直向应力为自重应力，且是主应力之一时，水平向主应力较大的一个，可取 $(0.8 \sim 1.2) \gamma_H$ 或更大。

(3) 埋深大于 1000m，随着深度的增加，初始应力场逐渐趋向于静水压力分布，大于 1500m 以后，一般可按静水压力分布考虑。

(4) 在峡谷地段，从谷坡至山体以内，可区分为应力释放区、应力集中区和应力稳定区。峡谷的影响范围，在水平方向一般为谷宽的 1 ~3 倍。对两岸山体，最大主应力方向一般平行于河谷，在谷底较深部位，最大主应力趋于水平且转向垂直于河谷。

(5) 地表岩体剥蚀显著地区，水平向应力仍按原覆盖厚度计算。

(6) 发生岩爆或岩心饼化现象，应考虑存在高初始应力的可能，此时，可根据岩体

在开挖过程中出现的主要现象，按表 B. 0. 1 评估。

注：H 为工程埋深（m）， γ 为岩体重力密度（ kN/m^3 ）， ν 为岩体泊松比。

表 B. 0. 1 高初始应力地区岩体在开挖过程中出现的主要现象

应力情况	主 要 现 象	$\frac{R_c}{\sigma_{\max}}$
极高应力	1. 硬质岩：开挖过程中时有岩爆发生，有岩块弹出，洞壁岩体发生剥离，新生裂缝多，成洞性差，基坑有剥离现象，成形性差 2. 软质岩：岩心常有饼化现象，开挖过程中洞壁岩体有剥离，位移极为显著，甚至发生大位移，持续时间长，不易成洞，基坑发生显著隆起或剥离，不易成形	< 4
高应力	1. 硬质岩：开挖过程中可能出现岩爆，洞壁岩体有剥离和掉块现象，新生裂缝较多，成洞性较差，基坑时有剥离现象，成形性一般尚好 2. 软质岩：岩心时有饼化现象，开挖过程中洞壁岩体位移显著，持续时间较长，成洞性差，基坑有隆起现象，成形性较差	4 ~7

注： $\sigma_{\max}$ 为垂直洞轴线方向的最大初始应力。

附录 C 岩体及结构面物理力学参数

C. 0. 1 岩体物理力学参数可按表 C. 0. 1 选用

表 C. 0. 1 岩体物理力学参数

岩体基本质量级别	<u>重力密度 γ</u> ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	抗剪断峰值强度		<u>变形模量 E</u> GPa	泊松比 ν
		<u>内摩擦角</u> ($^{\circ}$)	<u>粘聚力 C</u> MPa		
I	> 26. 5	> 60	> 2. 1	> 33	< 0. 2
II		60 ~50	2. 1 ~1. 5	33 ~20	0. 2 ~0. 25
III	26. 5 ~24. 5	50 ~39	1. 5 ~0. 7	20 ~6	0. 25 ~0. 3
IV	24. 5 ~22. 5	39 ~27	0. 7 ~0. 2	6 ~1. 3	0. 3 ~0. 35
V	< 22. 5	< 27	< 0. 2	<1. 3	>0. 35

C. 0. 2 岩体结构面抗剪断峰值强度参数可按表 C. 0. 2 选用

表 C. 0. 2 岩体结构面抗剪断峰值强度

序 号	两侧岩体的坚硬程度及结构面的结合程度	内摩擦角 / ($^{\circ}$)	粘聚力 C/MPa
1	坚硬岩，结合好	> 37	> 0. 22
2	坚硬—较坚硬岩，结合一般； 较软岩，结合好	37 ~29	0. 22 ~0. 12
3	坚硬—较坚硬岩，结合差； 较软岩—软岩，结合一般	29 ~19	0. 12 ~0. 08
4	较坚硬—较软岩，结合差—结合很差； 软岩，结合差； 软质岩的泥化面	19 ~13	0. 08 ~0. 05
5	较坚硬岩及全部软质岩，结合很差； 软质岩泥化层本身	< 13	<0. 05

附录 D 岩体基本质量指标的修正

D.0.1 岩体基本质量指标修正值 ([BQ])，可按下式计算：

[BQ] = BQ - 100(K₁ + K₂ + K₃) (D.0.1)

式中：[BQ] 为岩体基本质量指标修正值；BQ 为岩体基本质量指标；K₁ 为地下水影响修正系数；K₂ 为主要软弱结构面产状影响修正系数；K₃ 为初始地应力状态影响修正系数。

K₁、K₂、K₃ 值，可分别按表 D.0.1-1、D.0.1-2、D.0.1-3 确定，无表中所列情况时，修正系数为零。[BQ] 出现负值时，应按特殊问题处理。

表 D.0.1-1 地下水影响修正系数 K₁

K ₁ 地下水出水状态	BQ			
	> 450	450 ~351	350 ~251	< 250
潮湿或点滴状出水	0	0.1	0.2 ~0.3	0.4 ~0.6
淋雨状或涌流状出水，水压 ≤0.1 MPa 或单位出水量 ≤10L/min · m	0.1	0.2 ~0.3	0.4 ~0.6	0.7 ~0.9
淋雨状或涌流状出水，水压 > 0.1 MPa 或单位出水量 > 10L/min · m	0.2	0.4 ~0.6	0.7 ~0.9	1.0

表 D.0.1-2 主要软弱结构面产状影响修正系数 K₂

结构面产状及其与洞轴线的组合关系	结构面走向与洞轴线夹角 < 30 °，结构面倾角 30 °~75 °	结构面走向与洞轴线夹角 > 60 °，结构面倾角 > 75 °	其他组合
K ₂	0.4 ~0.6	0 ~0.2	0.2 ~0.4

表 D.0.1-3 初始应力状态影响修正系数 K₃

K₃ BQ 初始应力状态	> 550	550 ~451	450 ~351	350 ~251	< 250
	极高应力区	1.0	1.0	1.0 ~1.5	1.0 ~1.5
高应力区	0.5	0.5	0.5	0.5 ~1.0	0.5 ~1.0

附录 E 地下工程岩体自稳能力

E.0.1 地下工程岩体自稳能力，应按表 E.0.1 确定。

表 E.0.1 地下工程岩体自稳能力

岩体级别	自 稳 能 力
I	跨度 ≤20m，可长期稳定，偶有掉块，无塌方
II	跨度 10 ~20m，可基本稳定，局部可发生掉块或小塌方； 跨度 <10m，可长期稳定，偶有掉块
III	跨度 10 ~20m，可稳定数日至 1 个月，可发生小—中塌方； 跨度 5 ~10m，可稳定数月，可发生局部块体位移及小—中塌方 跨度 <5m，可基本稳定

岩体级别	自 稳 能 力
IV	跨度 > 5m，一般无自稳能力，数日至数月内可发生松动变形、小塌方，进而发展为中—大塌方。埋深小时，以拱部松动破坏为主，埋深大时，有明显塑性流动变形和挤压破坏； 跨度 ≤ 5m，可稳定数日至 1 个月
V	无自稳能力

- ①小塌方：塌方高度 < 3m，或塌方体积 < 30 m³；
- ②中塌方：塌方高度 3 ~6m，或塌方体积 30 ~100m³；
- ③大塌方：塌方高度 > 6 m，或塌方体积 > 100m³。

第二节 对《工程岩体分级标准》的评论

——摘自 1993 年 10 月 7 日在《工程岩体分级标准》审查会上的发言

这本《标准》思路明确，理论依据比较充分，参照了当前国内外已有的岩体分级、分类标准的理论和经验。从总体上来讲，我认为是一本比较好的分级标准。过去对岩体的概念是什么说不清。这本《标准》的编制过程中，理出了一个头绪来，抓住了岩体的基本组成成分——岩石和岩体的完整性，《标准》编写组抓住了这两条，编制了一个岩体基本质量分级标准，在这个基础上编制了服务于各类工程的工程岩体分级的办法，这个指导思想非常好，在理论上是站得住的。对岩体来说，从理论上来讲，它的定义包括有三部分内容：一个是岩体组成成分——岩石；一个是它的结构；还有一个是它的赋存环境。编写组把岩体结构用岩体完整性来表示也很好。当然，前两者是主要的，后者也应该作为重要的修正因素。你们采用前两者为依据，编制了一个岩体基本质量分级，在后面又利用岩体赋存环境因素进行修正，再给出各类工程岩体分级，我认为思路是正确的。

(1) 建议把这个标准作为“推荐标准”。作为一个《标准》，和一部专著和成果不一样，专著和成果有它的科学水平就行了。对一个《标准》来说，它必须有一定的成熟度。这个成熟度不在于它的框架上，不在于指导思想上，而在于它里面规定的档次的指标是否成熟上。现在你们利用收集到的资料进行论证是很充分的。林教授在论证所提出的公式的依据，使人感到是很充分的。可是岩体是很复杂的。在论证中你们利用了不少实例，但是，你们选用的岩体类型是不是够全面的，你们收集到的工程类型是不是够多，再把工程规模大小等一系列问题联系到一起，就可以看出来问题是十分复杂的，是个大问题。我不是说你们收集资料少，而是过去没有一个标准做引导去做工作，这样已有的工程中积累的资料，内容极不相同，对照不起来，可用的资料并不多。你们已经收集了 500 多个数据，可用的才 103 个，就充分地说明了这个问题。这就是说目前所取得的资料论证这个标准的成熟程度是不充分的。而在成熟度上我感觉还欠缺一些，欠缺是在于这些指标尚缺乏实践的考验。所以，我认为从大的方面来讲，作为一个推荐性《标准》好一些。一下子就作为国家强制性《标准》，可能因成熟度不够而带来麻烦。我感觉成熟度尚缺乏考验。这是我的第一个意见。

(2) 关于结构面定义问题。岩体的一个很重要特点是它的不连续性，这个不连续性是由各种结构面切割造成的。这里有一个问题，你们在附录里对结构面有一个定义。这个

定义很关键，因为你们这么定义了，你们就要按着定义规定的内容去做。一定要区别地质界面和结构面，所有的节理、断裂，不管胶结的或未胶结的都是地质界面，但不都是结构面。而结构面指的是未胶结的、开裂的或易开裂的地质界面。严格地讲，是强度的不连续面。被胶结的节理、断裂不属于结构面，这一点十分重要。结构面定义是十分重要的，我建议你们把结构面的定义修正一下。你们的定义是“结构面指地质发展史中，在岩体内形成的具有一定方位，一定形态，一定规模和特征，在力学上不连续的地质界面，包括层面、节理和断层等”。我建议改为：“结构面指地质发展史中，在岩体内形成的具有一定方位，一定形态，一定规模和特征的开裂的和易开裂的，在力学上不连续的地质界面，包括层面、节理和断层等”。加上“开裂的和易开裂的”这几个字很重要，这是我在岩体力学中讲的结构面的主要标志，没有这几个字的描述，不能称为结构面。根据这个定义，我们来看正文中表 3.3.1 岩体完整程度划分中采用的要素主次排法就有点不合适。我认为前两者调一个位置，即“主要结构面的结合程度”放到“结构面发育程度”的前面。这就是说，那些地质界面中已经胶结很好的就不作为结构面处理，未胶结的地质界面我们才作为结构面来处理。这是结构面概念的重要基础，在此基础上再划分结合程度，你们用结合程度系包括胶结和未胶结的结合程度。这是不妥的，我认为应该是指假胶结和未胶结程度，在此基础上再配合结构面发育程度，对岩体进行完整程度划分较好。鉴别结构面十分重要，有的人往往弄错了，常把地质界面和结构面等同看待。节理面已经胶结的不能称为结构面，不能把地质界面和结构面混同起来。所以我建议，把表 3.3.1 中的前两项要素调换一下位置，首先要看胶结和结合程度。如果地质界面是开裂的，然后我们才再考虑结构面发育程度，这是非常重要的。这个问题请你们考虑一下，这里还有一个问题，即结构面规模问题。节理、断层能否等同看待？你们上午做报告中有一个表（国家标准《工程岩体分级标准》编制工作报告 9 页图 4），写的有节理，有小断层。多大规模的断层可以纳入你们的《标准》划分里面？在那个报告的 9 页图 4 里提出的主要结构面类型包括有：节理裂隙、构造节理、小断层、构造断裂。这就严重了，还包括构造断裂。构造断裂就不能拿开裂度来表示了。结构面规模不同，其力学作用是极不相同的。规模较小的结构面的力学作用主要是对岩体力学性质起一种弱化作用，规模较大的结构面，如结构面宽度大于 20~30cm 以上时，它就不仅仅是弱化岩体力学性质了，而可以单独构成一种软弱结构面，在它切割下很容易诱发成塌方。这种特殊的力学作用一定要区别出来。目前进行工程岩体分级或分类采用的结构面主要是指低级序、小规模的结构面。这些低级序、小规模结构面将岩体切割成不同的破碎程度。而对高级序的、软弱结构面不能考虑进去。我在隧道工作中的经验是，当遇到宽度大于 30cm 的结构面时就要塌方。显然其作用不仅是切割，它可以和周围较小的结构面一起或单独地产生塌方。节理再多，在较高地应力条件下，也不产生塌方；而宽度大于 30cm 的软弱结构面地应力对它不起转化作用。尤其是软弱结构面配合上长大的坚硬结构面也可以组合成楔形块体，而形成块体塌方。这是地下工程施工中最常见的一种塌方类型。

(3) 写明“本标准适用于低级序结构面切割的岩体质量评价”。结构面的级序和规模必须进行划分。将高级序的、软弱结构面划分出来，不参与岩体质量分级。对那些高级序的、软弱结构面应该进行块体组合，专门地进行块体稳定性分析。这种类型应该特殊处理，不应该纳入岩体质量分级标准划分里面来。因此我建议，将总则的第二条“本标准

适用于各类岩石工程的岩体分级”改为“本标准适用于低级序结构面切割的岩体质量标准划分，对于高级序的、软弱结构面切割成的块体或其自身的稳定性评价，应另做专门研究”。还应该强调一下，宽度大于 30cm 的大型断层带本身也可以造成塌方，不能和一般的节理等量齐观。这个《标准》仅适用于低于几厘米或十几厘米的结构面切割的岩体质量评价，而对于宽度大于 20、30cm 的较大的高级序的软弱结构面是不适用的。你们将这个标准的第二条，即第 1.0.2 条改一下，这样使用时就好办了，当遇到宽度大于 20cm 的小断层时，告诫使用者不要和一般的节理一样处理，我相信这个《标准》在使用中与实际符合率就可以大大提高了。这一条的修改很重要，这种修改不是降低了这个《标准》的声誉，而是提高了这个《标准》的质量；同时告诉使用者遇到高级序、比较大的、软弱结构面时，不要简单地和低级序同样对待，除了进行一般的岩体质量评价外，还应该进行组合块体和断层带稳定性分析，这样才可以确保岩体稳定性评价。对于高级序和低级序的界限如何划分，可以在进行岩体质量分级时采取将宽度小于 30cm 的结构面包括在分级的结构面数量内，在进行块体组合分析时要包括宽度大于 5cm 的所有的软弱结构面，当结构面宽度大于 30cm 时，还要进行断层带稳定性分析，这样作出来的结果更稳妥一些。前些年我还是钻了不少水利水电、矿山、铁路、国防以及工民建的洞子我都钻过，给我的一个突出的印象是出现塌方机会最多的还是块体和断层带本身的塌方。有的洞子是花岗岩的，洞子没有什么变形，而在遇到断层交汇带时则产生了塌方，洞子被埋了，全部报废了，问题就出在断层带上。所以我建议把这个问题专门的说明一下，在总则里把它写明了好，不写适用于各类工程，而更重要的是要写适用于哪种类型结构面切割的岩体。

(4) R_c 和 K_v 是乘积关系。为了选择“BQ”公式，你们处理过那么些组合，还有一个组合你们做过没有，即 R_c （岩块强度）和同 K_v （裂隙度）乘积，可以写作：

$$Q = \beta R_c^n K_v^m$$

的形式。为什么？因为 K_v 的作用是在对岩石强度衰减上。岩石强度可以很高，但是它里面有一条缝，强度就可以衰减下来，因此我认为这两个指标是相乘的关系，不是相加的关系。相加也可以作出来，但不太合适，原因有两个，一个是作用机制不符；另一个是在量纲上也不通。统计公式的处理，不能简单地仅从数学上考虑，而更重要的是要从机制上考虑，从量纲组合上去考虑。这个问题请你们再考虑一下。

(5) 低地应力问题。你们在第四章里谈到了地应力和地下水因素修正问题。这在围岩分类或分级来说是一个进步，对地下水因素修正我没有什么意见，对地应力修正问题的看法是，你们在地应力修正里面强调了高地应力的修正，这是正确的。但是我在 1986 ~ 1989 年在军都山隧道工作的时候，发现军都山位于燕山褶皱带里面，应该是高地应力区，可是塌方那么厉害。这是为什么？杨志法教授做了一下利用变形监测结果进行地应力反分析，分析结果是侧压力系数仅为 0.1，也就是说侧向应力仅为最大（垂直）主应力的 10%，还不到弹性侧胀系数 ξ 的一半。这说明，这个地区是低地应力地区。这样我就明白了，侧向应力小，当然塌方就厉害了。显然，低地应力也是一个大问题。正确的认识应该是将地应力划分为三档，即高地应力地区、中地应力地区和低地应力地区。高地应力地区地下工程建筑中主要地质灾害是岩爆、剥离、板裂化、塑性收敛变形。低地应力地区地下工程建筑中的主要地质灾害是塌方和涌水，它的危害比高地应力还厉害。在这种地段产生塌方可能塌到洞顶，军都山隧道就是一个很好的实例，过去只知道塌方，而不知道原因

在哪里，所以我说认识低地应力这一事实是十分重要的。现在我比较强调低地应力了，我在今年出版的《工程地质与地质工程》里面专门谈了低地应力问题，还给出了低地应力地区的地质标志。我希望将低地应力问题在这个《标准》里面给予充分重视。我建议可否将划分的标准采用自重的侧向应力系数 ξ 为依据，大于它的为中等地应力，小于它的则为低地应力地区，请你们研究一下。这个问题在地下工程里十分突出，在地面工程里面不十分大。因此我希望将低地应力地区的地质标志在《标准》里补充进去，可参考我写的《工程地质与地质工程》书里面的内容。地应力划分为三档很重要，高、低地应力地区地下工程建筑都有特殊的问题，中等地应力地区比较好。

(6) 这个《标准》应作为岩体基本质量分级标准，暂不涉及各类工程实用的分级标准。我很同意你们在岩体分级标准里面首先给出岩体基本质量分级标准，而对各类工程岩体分级来讲暂不涉及，因为对具体工程来讲，与岩体稳定性有关的因素很多，你们在这里讲这么一点，也说明不了什么问题，最好还是不谈为好。如地下工程，范围大了，小至一个小洞，大至一个地下空间群，几十米至上百米的跨度，几十米至上百米的高边墙，仅仅那么几条来说明是说不明白的。目前一般分类里面都是以单轨隧洞尺寸，即 5m 为标准来定分级标准，双轨隧洞就得专门研究，因为双轨隧洞空间达 10m，10m 空间软弱结构面切割成的块体塌方机遇就多了，简单地用质量标准来评价它的稳定性就不是那么回事了。因为软弱结构面切割成的块体在里面起作用了，尤其是在地下工程中主要是自重和地应力起作用，当地应力低时就很容易产生塌方了；不像坝基，坝基里重力对岩体稳定性有好的作用，只有缓倾角软弱结构面在水平力推动下才有可能失稳。高层建筑问题就更不大了，它的水平推力是很小的。所以我的意见是关于各类工程的岩体质量分级在这个《标准》里不提，而把地应力和地下水作为岩体质量评价的修正内容，制定一些一般的修正办法纳入这个《标准》里面去，可能更合适一些。你们在这个《标准》里对地应力和地下水采用系数修正的办法进行修正，可能比采用降级的办法进行修正更准确一些，这个方法前进了一步。把地应力和地下水因素对岩体基本质量的影响，以修正系数来修正我是赞成的，在这里暂不要考虑工程为宜，目前除地下工程经验多一些外，地面工程的岩体质量分级的经验是十分少的。尽管目前在坝基岩体质量方面研究的很详细，作为岩体质量分级标准也提不出来。比如说地应力在坝基里就没有考虑，实际上是应该考虑。对任何工程中的岩体质量评价，地应力地下水都应该修正，而对于地下工程要考虑尺寸，对边坡工程也要考虑工程尺寸，边坡高度也是一个很重要的因素。工程因素有很多，在这个《标准》内仅仅几条不易讲清。这个问题留给专业标准来处理可能更好些。我建议将第四章标题改为“工程岩体分级的环境因素修正”好一些。

还有一个小问题，我很欣赏你们的创新精神，将分类改成分级，提出岩体基本质量概念，给出岩体质量系数 (Q) 等，这都很好。可是在这个《标准》里有一个矛盾，为什么在这本《标准》里出现了“岩石工程”和“岩体分级”的字样，我建议将“岩石工程”改为“岩体工程”统一起来更好些。

总的来说，我认为这个《标准》编的不错，思路比较清晰，理论依据比较可靠，质量也比较高，可以作为推荐性标准公布实施，在实施中总结经验，进一步修正，然后作为强制性标准公布实施为宜。

第九章 隧道施工地质超前预报原理和方法

现在地质工程规模比较大，地质条件也比较复杂，我们在地面可以尽量详细地进行勘察研究，但开挖以后，有许多实际情况与勘察时得到的认识有很大差异。我们曾作过一些研究，研究表明在地面我们测得的断层和节理仅为地下实际揭露的百分之几。美国柯拉拉多隧道施工中取得的资料是一个很好的例子，隧道掘进中遇到的小断层仅为地下开挖中所遇到的 1% ~9%，即使大一点儿的断层，地面测绘到的也仅为地下开挖所遇到的 2% ~7%。我们在军都山隧道施工中也作过统计，以小金房沟地段为例。地面测绘时测得的大小断层和接触破碎带有 5 条，隧道开挖遇到的大小断层有 100 多条，为地面测绘到的 20 倍。测绘时确定的三类围岩以下的岩体仅为开挖时遇到的 50% 左右，这说明地面测绘的精度达不到施工的要求。这种情况下施工过程中必然出现预料不到的塌方、涌水事故，不得不停工处理事故，而这种处理事故的停工少则几个星期，多则几个月前进不了，要进行塌方清理、支护处理，严重的还会造成人身伤亡事故。要解决这个问题必须采用在施工过程中进行掌子面前方地质超前预报工作。在军都山隧道施工过程中，我们系统地开展了施工地质超前预报方法和技术研究，作了施工前方地质条件的超前预报工作。工作结果表明，我们预报的准确率可以达到 70% 以上，减少了塌方、涌水、停工事故的发生，受到了施工人员的欢迎。

下面简要介绍隧道施工地质超前预报的原理、方法和技术。有的时候我们也叫做“隧道快速施工地质超前预报”。为什么这么说？因为今天的掘进技术已经相当高了，影响施工的关键因素是塌方、涌水、突水造成的停工事故。如果我们能进行准确预报，把事故消灭在开挖之前，就可以使施工速度大大加快。因此可以说，地质超前预报是提高施工速度的重要措施之一。

第一节 军都山隧道施工地质超前预报实例

隧道施工地质超前预报问题是怎么提出来的？1985 年底，铁道部专业设计院邀请著者到军都山隧道现场去看看塌方事故处理工作。著者到现场对军都山隧道正在施工的掌子面进行了考察，听取了工地施工人员的反映，当时在 2#斜井进主洞处正处于停工状态，通不过去，要我们给看看能不能过去。我们做了些地质工作，认为前方也不过是 4 ~5m 宽的一条断层带，可以用紧跟支护的办法强行通过。他们按我们的意见办了，结果很快就通过去了。使停工达半年之久的掌子面开始了正常掘进。考察过程中，还了解到这个隧道掘进过程中经常发生塌方、涌水。引起塌方的地质因素是什么？我们经过分析认为，主要有 4 个：①断层；②大节理；③风化的岩脉；④地下水。这就提出了一个问题，有没有办法对施工掌子面前方的断层、节理、岩脉及地下水做出超前预报？我们经过认真考虑以后，认为是可以办得到的，这就是用地质的办法作超前地质预报。刚提出这个办法时，有

人讲是不可能的。他的根据是什么？因为 20 世纪 70 年代成昆线隧道施工中就曾碰到过这样的一个问题，塌方、涌水非常严重。曾经成立过一个地质预报组，研究施工过程中掌子面前方地质预报方法和技术问题。当时他们的着眼点是什么？主要是抓前方地质预报的新技术、新方法，结果没有获得成功，而预报组变成了抢险组。因为新技术没有研制成功，预报不了前方的地质条件，塌方、涌水得不到超前控制，塌方、涌水造成的停工不断产生，一出现事故就把他们找去，研究治理对策，他们的工作内容变成了抢险。地质预报组变成了抢险组，地质预报落了空，成了一个梦想。我们这次又提出了地质超前预报，自然就有人怀疑能否成功的问题了。关键在于怎么作，也就是技术路线问题。当时是议论纷纷，有的说要搞物探，有的说要搞水平钻进，有的说要搞平行导洞探测。我们分析了各种方法的使用条件和成功的可能性，决定不把这些技术作为主要预报手段，而把地质素描作为主要手段。因为物探方法主要困难在于掌子面形状太杂乱，搞接触物探耦合问题没有办法解决，非接触物探精度又不高。再有，断层带宽度只要大于 30cm，就会引起塌方，而当时物探精度可能测得的断层带宽度要大于 1.5m，现有物探水平达不到要求测的小断层条件，所以我们否定了这个技术；钻探技术问题，日本青函隧道曾用过，我国大瑶山隧道也曾用过，效果也不是很理想，特别是对施工有干扰，施工单位也不欢迎；平行导洞我们采用过，结果也不理想，原因是有的平行导洞施工进度常落后于正洞，起不到预报作用；即使超前了，预报的精度也不高，后面我们将介绍这方面资料，在此暂不详述。到底采用什么方法好？经过比较，还是采用以地质方法预报为基础，也就是以地质素描为基础，辅助以风钻孔钻速测量、声波测试等手段开展超前预报工作，这样，获得了比较满意的结果。当时现场要求我们超前预报 30m，我们办不到，根据他们施工所用台钻车的条件，用两根钻杆接起来可以超前打 15m 深，因此，开始时我们是采用 15m 深的风钻孔测试和地质素描资料分析进行超前预报。后来钻杆接头没有了，就采取 8m 深的风钻孔测试加地质素描资料分析进行超前预报。工作做得越多，胆子越大。实践结果表明，5m 深的风钻孔也就可以满足要求。因为坏的地方摆在你眼前，不需要再作预报，好的地方一次爆破深度也不过 2~3m，前方还有 2m 厚的防护层，基本可以保证施工安全。这样我们就形成了一套简易而又非常有效的隧道施工地质超前预报的方法。概括起来，这个方法就是以洞体地质素描为基础，配合风钻孔的钻速测量、声波测量、压水试验等为辅助的综合超前地质预报方法。

这样一项工作的经济效益是非常大的。以军都山隧道为例，施工的第一年未作地质超前预报工作，5 个掘进掌子面停工 650 多天，占施工日期的 40%，就等于两个掌子面全年停工；第二年我们开始研究预报方法，边研究边预报，6 个掌子面工作总共停工了 129 天，仅占施工日期的 6%，也就相当于一年里只有半个掌子面停工；施工的第 3 年，即 1986 年 7 月以后，我们全面地开始了地质超前预报工作，在以后的施工中基本没有发生大的塌方。下面举几个预报成功的实例：

(1) 隧道掘进过程中曾遇到一条宽达 60 多米的 F_9 断层破碎带，由于坚持了地质超前预报工作，顺利通过施工，没有发生大的导致停工的塌方。

(2) 1986 年 3 月我们对 DK291 + 162—DK290 + 805 段长达 270m 一段围岩的类别做出了预报，定为 IV~V 类围岩，由于心中有数，施工加快了速度，结果创造了月成洞 241m 的全国隧道施工记录。

(3) 在隧道 DK285 + 410 地段，我们根据地质素描资料预报前方存在有断层交汇带，岩

体破碎，建议采用短进尺、强支护的手段进行施工，结果长 60m 的Ⅱ类围岩顺利通过施工。

上面实例可以说明，隧道施工地质超前预报不仅是可行的，而且是有很大的经济效益与社会效益。下面简单介绍一下军都山隧道施工地质超前预报工作情况。

军都山隧道长 8.46km，是双线隧道，隧道截面为 10.5m×11m。隧道经过地段火山岩占 70%，地质条件比较复杂。隧道经过地段有三个火山口，对隧道所通过地段的地质条件产生了很大影响。但是这个地区的地质构造还是很有规律的，测绘时见到这个地区存在的断层主要为北西向，少量的是南北向，而东西向和北东向的极少见，在地质图上没有显示。地质图中编号的断层共 11 条，都是北西向的，北东向的仅有节理。这里应该强调地说一句，隧道开挖过程中间见到了大量的、规模不大的东西向的和北东向的小断层和大节理。这表明地面测绘结果不能完全反映地下的情况。我们第一次去考察时，他们把隧道线路地质图给我们看了一下，问我们哪些地方在施工过程中会出现麻烦，哪些地方是危险地段。我们根据看到的印象和他们提供的 1:2000 的地质图，当时明确地提出了这条线路上存在 5 个施工困难地段。第一个是进口处，岩体风化破碎，节理面内夹泥，岩体松动，而且还有少量地下水，这个地段施工时要注意产生塌方；第二个施工困难地段是隧道通过黄土地段，这个地段有地下水，施工时会遇到困难，主要困难是洞壁收敛变形大，洞体成型困难；第三个施工困难地段是小金房沟地段，那里存在一个断层束，而且泉水溢出比较多，地势低，说明岩体破碎，有可能是隧道施工最困难的地段，塌方、涌水都会出现，施工中必须作好预防塌方措施准备；第四个施工困难地段是花岗岩与火山岩接触带，这个地方图上没有绘出断层，而在附近画有一条断层，这里有不少泉水溢出，而溢出点不在断层带上而在花岗岩与火山岩接触带上，这儿地形也偏低，地下岩体肯定是比较破碎的，施工通过这个地方时也有可能产生塌方和涌水；第五个施工困难地段是隧道出口处，这儿是由花岗岩组成的，但是有大量基性岩脉穿插，主要为煌斑岩，在这个地区煌斑岩脉风化都比较厉害，而且路边上也可见到泉水溢出。这个地方也可能出现比较大的塌方，但因为这儿地势较低，地下水量和水头都不大，而不会产生涌水。今天，军都山隧道已经竣工，施工结果证明，当时做出的判断是正确的，实际上这也是一种预报，是战略性预报。可以帮助施工单位作好施工抢险准备，避免问题出现时措手不及。在作了上面预报的 3 个月以后，我们到现场落实地质超前预报研究工作，来到出口段时，这时出口段正好发生了一次大塌方，从地下塌到山顶，塌方产生的原因就是掘进中截断了一条倾向洞外的煌斑岩脉，这条煌斑岩脉已经风化成泥状了，开挖过程中首先在洞底出现，施工人员没有重视，没有及时支护处理，在放第二炮时就发生了大塌方，主要是上盘部分大量滑塌下来。这个塌方造成停工达 1 个半月之久。当时工地停工一天损失约 5 万元。这次塌方停工造成的损失就达 200 多万元。我们目前存在一个问题，施工中出现了事故造成 200 多万元损失好像是合法的，为了避免事故提前作一点科研和技术工作，申请一点儿投资那是难上加难，而且先期作点预报性工作，预报准了，避免了塌方，多数是不承认的，因为没有塌。谁也没有看见造成什么损失，怎么好承认，这是隧道施工地质预报工作的又一难题。实际上这是一个重大认识误区。以前的施工没有地质超前预报，对前方地质情况不太了解，掘进带有很大的盲目性，盲目的掘进就避免不了不出事故。地质超前预报实际上是帮助施工单位查明掌子面前方的地质情况，情况明了，就可以做到有科学依据、有准备、有计划地掘进，克服了盲目性。实际上施工地质超前预报工作具有隧道施工发展划阶段的作用，也就是由盲目的掘进转变为

有科学依据的掘进。这在军都山隧道施工中和以后的其他隧道施工中都具有重要意义。

上面讲到，地面测绘观察到的地质构造和地下开挖揭露出来的地质构造情况不完全一样，现在来举几个实例说明一下。下面几个资料是在军都山隧道工作中取得的，如图9-1所示，a表明地面测绘统计得的节理间距大约主要为0.7~0.8m，c是在地下统计得的大节理间距主要为1.0~1.2m，a与c的分布规律大本相似；b为地下统计得的所有的节理的分布情况，主分布的节理间距为0.2~0.4m，这是为什么？b统计的资料中有很大概象，这种小间距的节理实际上是施工爆破引起的。地上、地下节理对比时应采取较大的节理，大节理间距的分布是较相近的。这个特征我们可以从下面两张节理统计极点投影图上看得更清楚。图9-2的资料说明地表的构造，特别是小小构造，大节理、小断层，地下见到的与地表见到的不一样。前面已经谈过小金房沟地段，地面见到的断层仅有5条，而地下开挖遇到的有100多条，断层带宽度达2m以上的也有几十条，这说明它们之间的差别是相当大的。由于有这么多差异，所以我们提出要作施工地质超前预报。施工地质预报

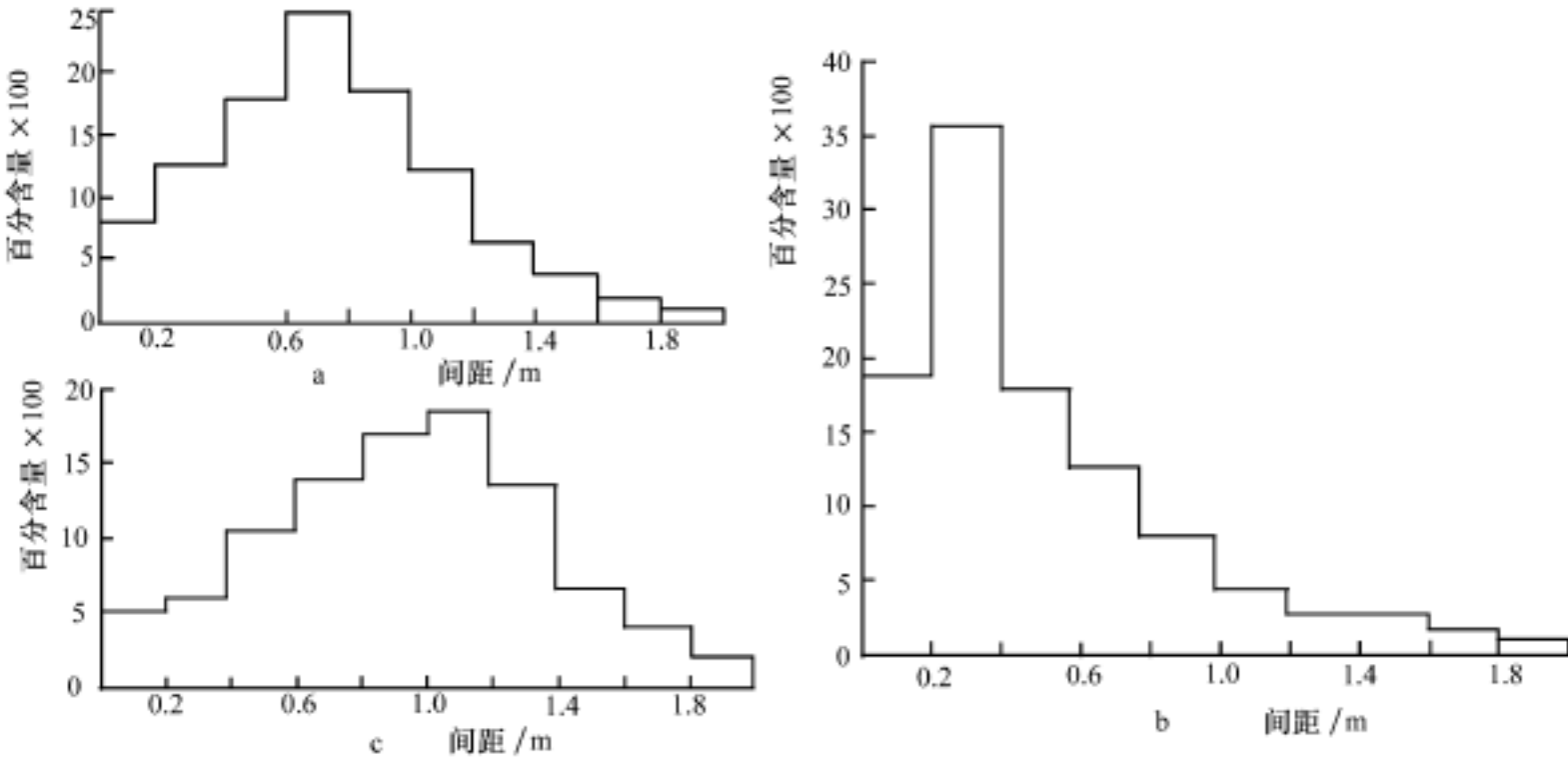


图 9-1 地上与地下节理间距分布对比

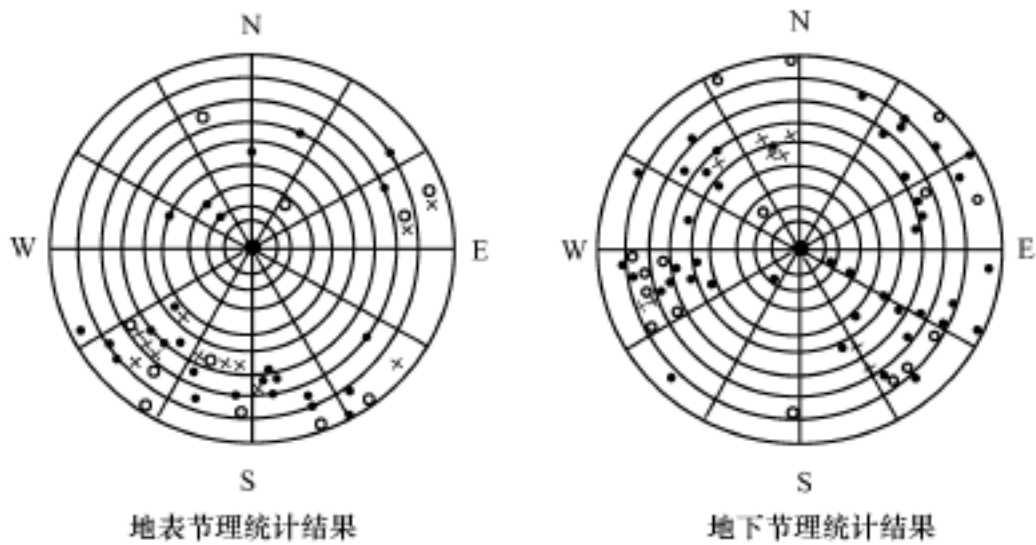


图 9-2 2#斜井地段地表和地下节理统计

●节理面开度小于 1mm 的节理；× 节理面开度为 1~5 mm 的节理；○节理面开度大于 5 mm 的节理

工作量很大，说起来容易，实际作起来可不那么简单。为了统一管理我们编写了《军都山隧道快速施工地质超前预报指南》，有了《指南》施工单位下死命令将地质超前预报纳入为一道工序，硬性规定必须贯彻执行。这是一个非常重要的条件，没有施工部门的配合，方法再好也发挥不了作用。这个《指南》现在已经由铁道出版社正式出版，铁道部基建局决定推广这一技术。应该说这是隧道施工中的一个重大举措。它将对我国隧道建设事业发挥重要作用。

第二节 隧道施工地质超前预报工作内容

根据对军都山隧道施工地质超前预报工作经验的总结，将隧道施工地质超前预报工作内容归纳为如下4个部分：

(1) 资料搜集：①搜集前人研究成果；②施工过程中搜集。

(2) 掌子面前方工程地质条件预报：①断层；②大节理；③岩脉；④地下水；⑤地应力；⑥瓦斯。

(3) 成灾预报：①围岩类别预报——完整、碎裂岩体；②块体塌方——块裂岩体；③溃曲破坏——板裂岩体；④岩爆；⑤突水；⑥瓦斯突出。

(4) 超前防治方案预报。

第一部分是搜集资料。要搜集施工开始以前的地质测绘、地质勘探、地质试验等已有的资料；最重要是要搜集施工过程中的资料。施工以前的资料可以帮助我们认识施工地段地质特点，施工过程中搜集的资料是做地质超前预报的主要依据。

第二部分工作内容是掌子面前方地质条件预报。预报范围大概为掌子面前方10m、8m就够了。军都山隧道地质超前预报工作后期实际上用到5m，这对于地下水不多的地段也够用了。第三预报范围应与施工爆破作业孔深度和防护层厚度联系起来考虑，它又决定于洞室尺寸、岩体质量及环境因素，特别是地下水压力。有了掌子面前方地质条件预报资料就可以作掘进前方能否产生地质灾害可能性预报。

成灾预报并不是最终目的，还应该对前方可能产生地质灾害的防治方案作出预报。这是地质超前预报的第四部分内容。以这一套工作内容为指导的施工方法我们称为地质监控施工法。这对地质工程施工是非常重要的。地质监控施工法的核心工作就是施工地质超前预报和超前防治工作。它可以减少施工的盲目性，增加施工的科学性。这项工作应该由地质人员和施工技术人员共同来完成。这项工作如果做好了，可以节省施工经费投资20%~30%。

第三节 资料搜集方法

隧道施工地质超前预报工作中最最重要的工作是资料搜集。我们在军都山隧道采用了如图9-3所示的资料搜集方法。对已有资料的搜集包括：这个地区的区测资料、各种专题研究资料及隧道工程地质勘察资料。更要重视搜集施工过程中的资料，我们采用了两套方法搜集施工过程中的地质资料，一套方法是地质素描，另一套方法是风钻孔测试。地质素描是基础，我们是在每一炮通风之后紧跟着就做地质素描。在军都山主要是做正洞地质

素描，同时也做超前平行导洞地质素描。在正洞中我们做了风钻孔测试，没有利用水平钻，大瑶山隧道曾经打过水平钻，从得到的资料看，可靠性也不大。

地质素描内容在军都山我们主要抓住下面 5 个：①岩性；②断层；③岩脉：在军都山隧道地区特别是煌斑岩脉风化程度很高，风化深度也很大，常常引起塌方，在碰到岩脉时我们要求注明岩性、风化程度及它的厚度、产状等内容；④贯通性大节理：也就是延伸长度达几十米的大节理，它常常配合断层引起块体塌方；⑤地下水：同时我们也不断地判断这个地区的地应力高低。地质

素描结果用地质素描图来表示，如图 9-4 所示，这个图表示的是两帮及洞顶的地质素描。因为洞底被弃渣覆盖着，看不见。我们还进行了导洞与正洞地质素描结果对比。对 DK287+053-286 之间 233m 导洞素描结果与正洞素描结果进行了相关统计，统计中主要考虑的是断层。在这一段在导洞中遇到大小断层共 16 条，在正洞中一条变成了裂隙，2 条尖灭掉了，一条变成了破碎带。正洞共出现了断层 22 条，将近一半在导洞中没有见到。导洞中出现的断层数仅为正洞中出现的断层数的 73%。如果仅考虑导洞中出现的断层在正洞中也出现了的部分，则导洞素描结果预报正洞的可靠率仅为 54%。而且在位置预报上也不准确，位置误差小于 2m 者占 56%~62%，位置误差 5~10m 者 75%~81%。应该指出，这个导洞距正洞才 30 多米，就有这么大的误差，相距这么近还是预报不准。我们经过分析，最后决定还是以正洞地质素描和风钻孔测试为主要的资料搜集方法。导洞还是继续向前打，其主要用处是疏干地下水，这是一项地质工程措施。

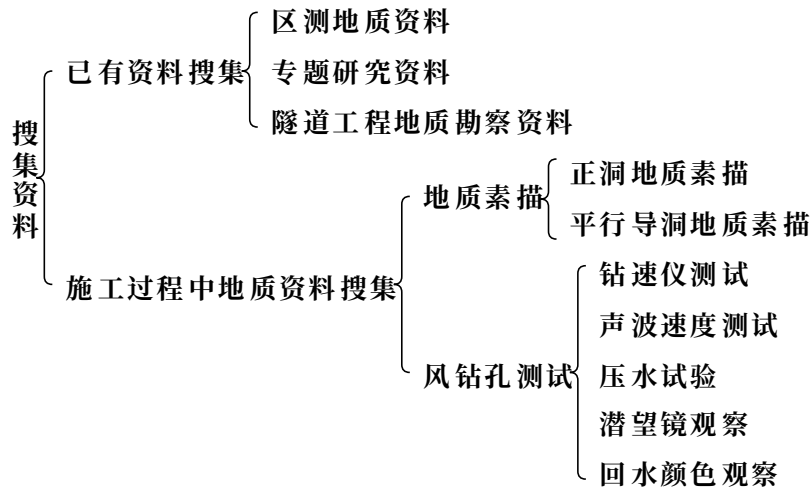


图 9-3 资料搜集方法

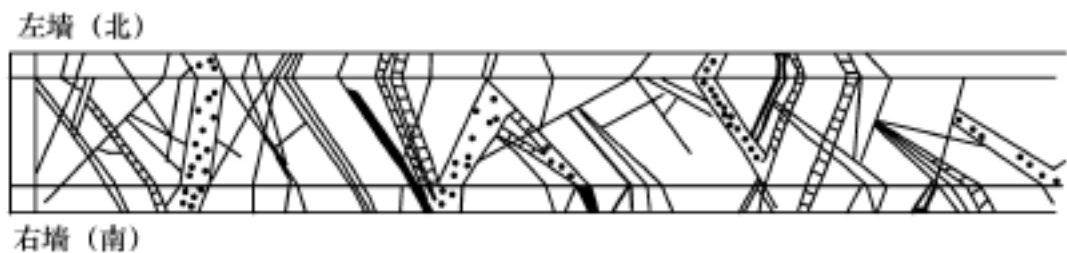


图 9-4 洞体地质素描图

风钻孔测试主要内容之一是钻进速度测试。我们研制了一种钻速仪，测量风钻钻进速度。实际上是测量钻进每米耗费的时间，钻速仪是安装在钻杆上，边钻进边测量不占施工时间，施工单位很欢迎。测量结果的用法也很简单（图 9-5），测试结果可用进尺与钻进耗时相关曲线表示，图中横坐标表示钻进深度，纵坐标表示钻进耗费的时间，也就是每钻进 20cm 耗费的时间，好的岩石耗费的时间就多，坏的岩石耗费时间就短，单位为秒。很明显，好岩石钻进时间耗费多，图中资料表明，掌子面处钻进耗费时间多，石质较好；进尺 2~2.4m 及深 3.0~3.4m；3.8~4.2m 段钻进耗费时间少，石质较坏。在军都山隧道条件下，钻进时间低于 6s 者为破碎带。显然，掌子面 DK286+887m 前方 2~4.2m 为一条破碎带。开挖结果也证明，预报结果是正确的。除钻进速度

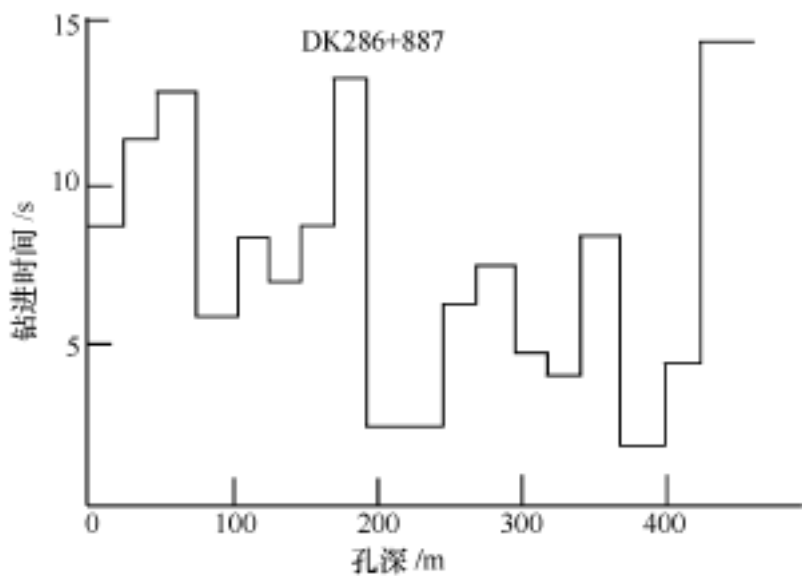


图 9-5 掌子面风钻孔钻进耗费时间与进尺关系

理论是建立在地质规律的基础上，地质是基础。隧道施工地质超前预报用到的地质规律主要有三套。一套是结构面发育规律，一套是高地应力和低地应力地区的地质标志，第三个是岩体水力学规律。前两者在前面的第三章、第五章内已经讲过了，后面的第五节内简单地介绍了岩体水力学规律及其应用问题。

第四节 掌子面前方地质条件预报

掌子面前方地质条件预报内容包括：①断层；②大节理；③岩脉；④地下水；⑤地应力；⑥瓦斯，这是成灾预报的基础。断层、大节理、岩脉是地质构造内容，应该用地质构造规律正常和异常变化来预报。正常规律在第三章岩体结构部分归纳为十条。地质构造预报内容中最最重要的是断层预报，主要利用结构面规律出现异常来预报。对于与掌子面斜交的断层用地质素描的办法完全可以准确地作出预报，而对于与掌子面接近平行的断层可以用节理发育特征变化与断层关系来预报。图 9-6 是军都山隧道 DK286 + 630 地段节理发育密度与距断层距离关系。远离断层时节理密度比较低，而且比较稳定；靠进断层时节理密度逐渐增加，至断层处节理密度达最大。图 9-7 是岩体内节理组数与距断层距离关系，距断层距离大于 15m 以外时，节理发育组数比较稳定；而距断层距离小于 15m 时节理组数明显增多，这种关系对预报断层有重要的指示作用。究竟在什么地方出现断层要靠钻速仪来最后决定，图 9-8 是军都山隧道 DK286 + 835 - 870 间利用节理预报断层结果。图中实线是表示节理密度与断层距离关系，随着距断层距离缩短，节理密度不断增加。在两条断层之间，有一段节理密度比较低的地段表明没有断层。节理组数分布也是一样，愈接近断层带节理组数愈多，可是什么时候出现

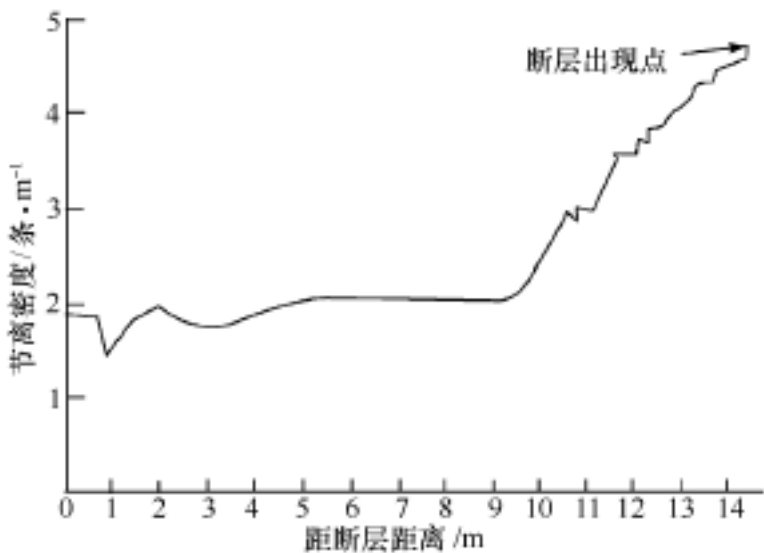


图 9-6 军都山隧道 DK286 + 630 地段平均节理密度与距断层距离关系

测量外，我们还作了声波速度测量、压水试验、潜望镜观察等测试项目。我们就是用这种办法，搜集掘进过程中揭露出来的地质资料。在这些资料基础上，便可以进行地质条件超前预报。地质条件超前预报不完全是就事论事，要作一些推断。这就需要用一些地质规律作依据，这些地质规律是地质超前预报的理论基础。如果没有这个理论基础，只凭看到的，那就不叫地质超前预报了，那叫地质勘探。应该明确地认识到，地质超前预报理论是建立在地质规律的基础上，地质是基础。隧道施工地质超前预报用到的地质规律主要有三套。一套是结构面发育规律，一套是高地应力和低地应力地区的地质标志，第三个是岩体水力学规律。前两者在前面的第三章、第五章内已经讲过了，后面的第五节内简单地介绍了岩体水力学规律及其应用问题。

断层？我们采用两种方法预报，一种是注意节理面内充填物变化，一旦节理面内出现夹泥，前方将出现断层，这个方法还是不能给出具体的断层位置；另一种方法是用钻速仪来最后确定，一旦节理密度单调增加时，就加紧进行风钻孔钻速测试，而且为了预防不测，风钻孔深度要大一些，要注意观测钻速变化，一旦钻速加快就出现断层；军都山隧道的经验是，当 20 cm 钻进时间小于 4s 时断层就出现了。岩体声波速度低于 4500m/s，且波速不稳定的地段也是断层带。对破碎带比较大的地段我们要给出围岩类别的划分。表 9 - 1 资料是我们在军都山隧道工作中总结出来的围岩类别与风钻孔测试结果关系资料。

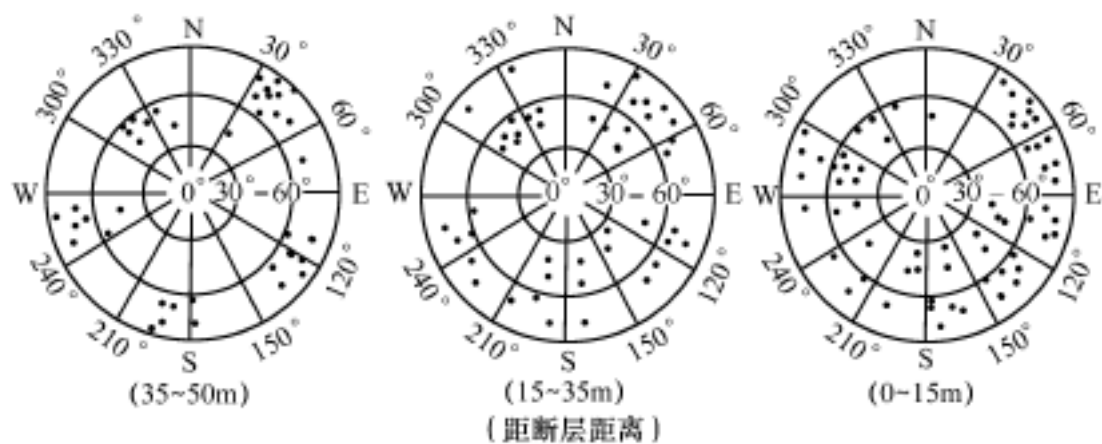


图 9 - 7 岩体内节理发育组数与距断层距离关系

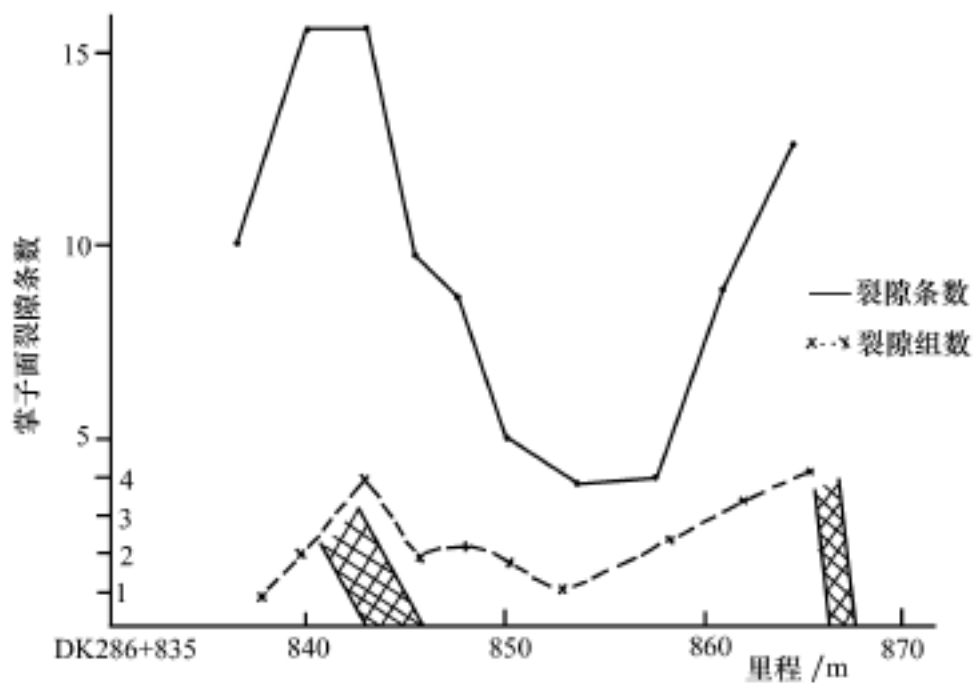


图 9 - 8 DK286 + 835 - 870 地段节理发育状况与距断层距离关系

表 9 - 1 围岩类别与风钻孔钻时和声波速度关系

围岩类别	钻速指标 (s · 20 cm ⁻¹)	声波速度指标 (m · s ⁻¹)	施工要求 (m · 次 ⁻¹)	处理方案
VI. V	t ≥ 6	V ≥ 4500	炮眼深度 ≥ 3	不支护或喷锚
III	t = 4 ~ 6	V = 4500 ~ 2500	炮眼深度 2 ±	钢拱支护
II	t ≤ 4	V ≤ 2500	炮眼深度 1	超前管棚

另一个预报内容是地应力、地下水、瓦斯。

地应力超前预报可以采用第五章第三节内谈到的“高地应力与低地应力地区的地质标志”和隧道收敛变形反分析来预报。最大地应力方向可以利用出水节理分布方向来定。

地下水预报的目的是预报突水。突水往往与断层塌方相联系。当风钻孔钻进出现涌水时，要用仪表测量水头和流量，这个资料对预报突水非常重要。

对隧道通过煤系地层时要注意监测瓦斯。要注意测量瓦斯压力和瓦斯涌出量。瓦斯预报的目的是为了预报煤与瓦斯突出和瓦斯爆炸灾害。

第五节 突水预报理论

突水预报理论是在岩体水力学规律基础上建立起来的。岩体水力学规律最核心部分是岩体渗透性规律。孔隙性材料渗透规律服从于达西法则，即：

$$v = KI \quad (9-1)$$

式中：v 为渗透速度；K 为渗透系数；I 为水力梯度。

这是人所共知的了。而岩体材料——岩石是弱透水的，岩体中的水主要是沿岩体内裂隙流动，岩体渗透性主要与岩体内裂隙闭合程度有关；如果岩体内裂隙完全闭合，则裂隙在岩体内渗流水活动中不起作用，而岩体内渗流水活动主要决定于岩石的透水性；裂隙开度愈大，地下水沿裂隙渗透性愈大。在岩体结构力学中我们曾给出结构面的开度与地应力关系，即结构面的变形 U_j

$$U_j = U_{j0} \exp\left[-\frac{\sigma}{K_n}\right] \quad (9-2)$$

式中： U_{j0} 为结构面初始开度； σ 为作用于结构面上应力； K_n 为结构面闭合变形刚度。

而根据平行板渗流试验结果裂隙导水系数为：

$$K_f = \beta U_f^2 \quad \text{或} \quad K_{j0} = \beta U_{j0}^2 \quad (9-3)$$

式中 U_f 为结构面开度函数，将式 9-2 代入式 9-3 得：

$$K_f = U_{j0}^2 \exp\left[-\frac{2\sigma}{K_n}\right] \quad (9-4)$$

或

$$K_f = K_{j0} \exp\left[-\frac{2\sigma}{K_n}\right] \quad (9-5)$$

上式为裂隙导水系数，岩体渗透系数为：

$$K = \eta K_f + (1 - \eta) K_r \quad (9-6)$$

式中： η 为岩体内裂隙系数， $\eta = U_f/b$ ；b 为裂隙间距； K_r 为岩石渗透系数。

一般岩石渗透系数很小，故：

$$K = \eta K_f \quad (9-7)$$

或

$$K = \eta K_{f0} \exp\left[-\frac{2\sigma}{K_n}\right] \quad (9-8)$$

上式表明岩体渗透性与地应力成反比，即地应力越大，渗透系数越小；反之，地应力

越小，渗透系数越大。这个关系可以用图 9-9 示意。利用这张图所示的关系，当知道工作区域应力场后，可以对地下岩体渗透特性做出预报；反之，我们又可以根据隧道掘进揭露的地下水特征预报工作区的地应力状态。还可以利用这个关系确定疏干排水钻孔方向。

另一个问题是掌子面突水的岩体力学条件。我们可以设想高压水与掌子面之间存在一个防突层。隧道直径为 D ，防突层厚度为 h 。我们假定岩体被节理切割成条形板，节理间距为 b 。根据材料力学理论，在地下水作用下，岩体内产生拉应力 σ_t 为：

$$\sigma_t = \frac{My}{I} \quad (9-9)$$

地下洞室掌子面为固定条件，其中心处力矩为

$$M = \frac{qD^2}{24} \quad (9-10)$$

式 (9-9) 中：

$$\frac{y}{I} = \frac{6}{bh^2} \quad (9-11)$$

将式 (9-10)、(9-11) 代入式 (9-9) 得：

$$\sigma = \frac{qD^2}{4bh^2} \quad (9-12)$$

荷载 $q = \gamma_w bH$ ，代入上式得：

$$\sigma_t = \frac{\gamma_w HD^2}{4h^2} \quad (9-13)$$

设岩体抗拉强度为 σ_r ，当 $\sigma_t \geq \sigma_r$ 时即将发生突水。据此我们可以得到防突层厚度 h 为：

$$h = \frac{D}{2} \sqrt{\frac{\gamma_w H}{\sigma_r}} \quad (9-14)$$

在实际工作中防突层厚度是规定了的，一般取 3m。由式 (9-14) 我们可以给出极限突出水头 H ：

$$H = \frac{4\sigma_r h^2}{\gamma_w D^2} \quad (9-15)$$

上式为极简单的纯理论公式，但由此我们可以看出些问题，即防突层厚度与作用于掌子面上水头和隧洞直径成正比，与岩体抗拉强度成反比。式 (9-14) 表明，防突层厚度与隧洞直径有着线性相关的关系。这一点非常重要，在作经验对比时要特别注意。这些概念对突水预报非常重要，它告诉我们，在研究突水预报时必需取得地下水水头、掌子面岩体抗拉强度及隧洞直径资料。

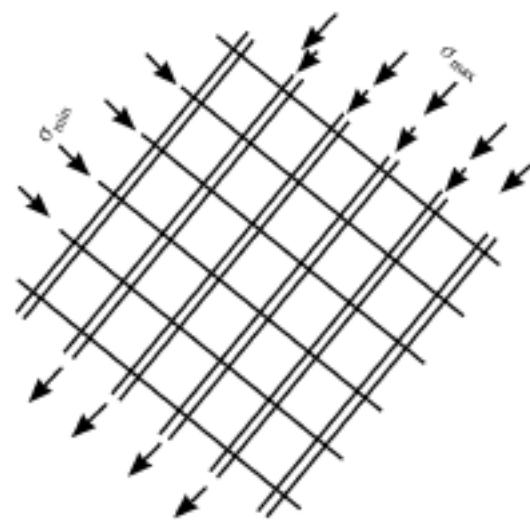


图 9-9 岩体中结构面渗透性与地应力关系

第六节 成灾预报方法

掌子面掘进前方产生地质灾害可能性预报，简称成灾预报。经常遇到的成灾预报内容有以下一些：①完整及碎裂结构岩体围岩类别预报；②块裂结构岩体塌方预报；③板裂结构岩体塌方、片帮预报；④突水超前预报（包括发生碎屑流）；⑤岩爆预报；⑥瓦斯突出预报。

（1）完整和碎裂岩体成灾预报：是采用岩体质量评价的方法或称围岩分类的方法，通过对搜集到的资料分析预报前方围岩类别。有了这个资料，施工单位就有规范可参考了。

（2）块裂结构岩体塌方预报：我们是用结构面组合分析的方法，来作掌子面前方能否出现块体塌方预报。

（3）板裂结构岩体溃曲破坏—塌方、片帮预报：主要是鉴别出岩体结构类型及结构特征，岩性及地应力条件，按岩体结构力学公式作出判断。

（4）突水超前预报，这是比较困难的，如上面所做的分析，还是有办法做出预报的。这里最重要问题有两个，一个是防突层厚度，一个是突水规模。解决这两个问题都需要知道水头、岩体抗拉强度，特别是隧洞直径有重要控制作用。有一个难题是爆破影响深度很难估计。尽管难，做出粗略的估计还是可能的，可以利用风钻孔钻进与耗时曲线资料来判断，据此可以粗略地作出突水倾向性预报。我们的目的不在于看到它的发生情况，而是要采取适当措施防止它的发生。这就需要粗略地给出防突层厚度，这是非常必要的。有了这个资料，我们可以与风钻孔测试结果对比决定是否采取防突措施。防治突水措施不外两个方面，一个是“堵”，一个是“排”。“堵”是采用超前灌浆的办法防突，灌浆段长度应大于理论防突层厚度加两至三倍单次进尺深度。军都山采用超前灌浆 30m 防突层厚度留 10~15m，该处地下水水头约 200m。“排”可采用在掌子面打排水孔或超前掘进小断面平行导洞疏干地下水的办法。究竟采用哪种方法是有条件的，如果地下水补给是大气降水，则可以采取疏干的办法；如果是承压水、岩溶水、地下水补给源是大江、大河，疏干是不行的，则必须采取“堵”的办法，即采取固结灌浆或帷幕灌浆的办法来防治突水，强行通过。

岩爆和瓦斯是两个十分专门的课题，这里就不详谈了。

下面进一步讨论关于塌方预报问题。这是隧道施工中的一种主要工程地质灾害。根据军都山隧道 2#斜井附近塌方资料分析，52% 的塌方是发生在铁路隧道围岩分类的 IV 类围岩中，III 类围岩中塌方占 37%，II 类围岩中塌方占 11%。这不是一个怪事么！怎么会岩石越好塌方越多？不是的，而是这一地段好岩石地段多一些，坏岩石地段少一些的原因。IV 类围岩中的塌方主要是块体塌方，其中 83% 是发生在断层交汇带处。从总体看，在军都山隧道施工中发生的块体塌方与围岩变形的比例大约对半开。因此，在预报中对围岩分类和块体塌方预报工作要一样重视。根据军都山隧道预报和施工开挖结果，我们编制了军都山隧道地质超前预报围岩分类表（表 9-2）。表中列出了各类围岩的主要工程地质特征和风钻孔测试结果，包括声波速度、20cm 进尺的钻进时间、钻孔排水状况及成孔状况，同时也给出了毛洞稳定状态。应当说明，这个表内的岩体质量级序排列与水电工程、冶金工程系统用的不同。水电、冶金系统用的岩体质量的排序是岩体质量由好到坏的次序是 I、II、III、IV、V、VI，而铁道系统用的岩体质量排序是岩体质量由好到坏的次序是 VI、V、IV、III、II、I，大家在参考此表时要特别注意。还应当注意这个表是从一个特

定地区总结出来的，不一定到处都适用。

表 9 - 2 军都山隧道超前地质预报围岩分类表								
指 标 类 别	主要工程地质特征			钻孔测试及成孔状态				毛洞稳 定状态
	特征描述	主要裂隙组数	岩石强度	钻孔纵波速度	钻进速度	钻 孔	成孔	
		裂隙间距(cm)	MPa	(10 ³ m · s ⁻¹)	(s · 20cm ⁻¹)	排 水 状 态	状 态	
V	坚硬完整岩体，裂隙极不发育，含宽间距或分散的裂隙，裂隙多闭合，呈大块状	$\frac{1 \sim 2}{\text{大于 } 80}$	> 60	> 4. 8	钻进 时间 长而 变化小	不 浑	不 塌	稳定， 无塌方
IV	坚硬完整岩体，裂隙不发育，裂隙一般无泥充填，呈中等块状结构	$\frac{2 \sim 3}{40 \sim 80}$	30 ~60	2. 5 ~4. 8	> 4	不 浑	不 塌	稳定，局 部有掉块
III	坚硬至中等坚硬。中等完整岩体，裂隙中等发育，裂隙间多有泥充填，呈小块状的碎裂镶嵌结构	$\frac{3 \text{ 以上}}{\text{小于 } 40}$	30 ~60	2. 0 ~2. 5	钻进 时间短 变化大	浑	卡钻、 塌孔 不严重	暂时稳定， 由于局部 不稳定， 块体塌落 可引起较 大塌方
II	II - 1	中等坚硬完整性差的岩体，裂隙很发育呈碎块状碎裂结构或断层带	30 ~60	1. 5 ~2. 0	< 4	很 浑	卡钻、 塌孔 严重	稳定性差， 有较多的 松动塌落， 能引起继 发性大塌方
	II - 2	老黄土，有一定胶结的砾石土		1. 5 ~2. 0				暂时稳定 至极不稳 定，可能 有较大塌 方
I	松散或松软结构的岩体，强烈风化的岩体或挤压极强烈的断层破碎带内；各类土		< 10	< 1. 5			塌孔 严重	不稳定至 极不稳定， 松动塌落 或剪切破 坏往往形 成大的塌 方

下面我们来讨论地下水问题。地下水研究有两个目的：一个是研究预报前方突水可能性；另一个是利用地下水发育特征预报断层。图 9 - 10 是一个典型资料，在有水地区地下水的涌水量随着距断层距离的缩短而增加，在断层带中涌水量最大，这个资料可以帮助我们预报前方是否会出现断层。而这个断层带也可能突水，但是突水地段并不一定都与掌子面渗水量大小有关。突水往往发生在前方有一个隔水层将前方的高压地下水挡住，一旦隔水层被揭露，就产生像溃坝一般的地下水涌出，同时还携带大量的岩石碎屑将隧道堵死而

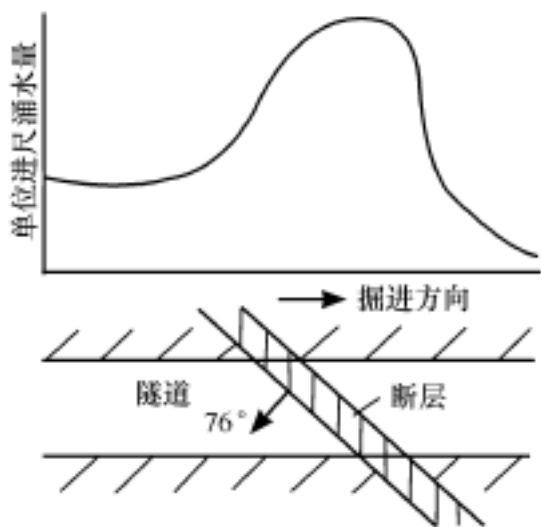


图 9-10 靠近断层带附近地下水涌
出量分布

形成突水灾害。军都山隧道施工中曾遇到这种情况。实际上这次突水我们已经做出了预报，提出用超前灌浆进行超前防治。由于现场没有灌浆设备，施工单位又要抢进度，没有进行超前防治，故在掘开防突层时便产生了大规模的碎屑流大突水现象，将已掘进的隧道埋没了 100 多米长，只得停工处理。后来还是采用超前灌浆的办法通过了突水地段。这个例子表明，突水是可以预报的，也是可以超前防治。关键在于要认真对待地质超前预报结果，突水预报最重要的是两个资料，一个是高水头；另一个是大流量。水头大小可以用压水试验设备

测量，水量比较难于求得，只能根据地质资料进行判断，主要是含水的破碎带宽度大小和破碎带物质组成状况。我见到一些关于描述突水的资料，青涵隧道的突水资料、成昆线突水资料、大瑶山隧道突水资料以及军都山隧道突水资料。从这些资料里我们获得了一个认识，这些隧道都是双轨隧道，从水头来讲，水头都是大于 200m，也就是说水压大于 2MPa，就要产生突水。因此我们可以采取一个预报指标，即突水的水头压力定为 2MPa，这样可能较安全一些。当然也可以利用前面讲的公式估算。这个数字比较难定，因为防突层厚度和强度比较难定。根据我们的经验，完整岩体抗拉强度一般可以选用 3~5MPa。现在我们假定隧道直径为 10m，防突层厚度取 3m，岩体抗拉强度为 5MPa，则不产生突水的极限水头利用公式（9-15）求得：

$$H = 4 \times 50 \times 3^2 \div (0.1 \times 10^2) = 180\text{m}$$

如果防突层厚度为 2m，则：

$$H = 4 \times 50 \times 2^2 \div (0.1 \times 10^2) = 80\text{m}$$

显然，防突层厚度是一个十分灵敏的数值，如果防突层厚度取 3.5m，则不产生突水的极限水头用公式（9-15）计算为：

$$H = 4 \times 50 \times 3.5^2 \div (0.1 \times 10^2) = 245\text{m}$$

如果岩体抗拉强度为 3MPa，防突层厚度为 2m 时，不产生突水的极限水头为 48m；防突层厚度为 3m 时，不产生突水的极限水头为 108m；防突层厚度为 3.5m 时，不产生突水的极限水头为 147m。

上面分析结果表明，岩体抗拉强度对防止突水是一个十分敏感指标，且很难确定准确，因此，在有突水倾向性危险地区，最好将防突层厚度留大一些。提前采取防突措施，这样可以大大加快施工进度。

第七节 超前防护措施

根据预报结果我们了解了前方地质情况和地质灾害发生情况，施工工程师就可以做出科学的施工设计，正确的指导施工。如果前方有可能出现塌方、涌水，那就要进行超前防护。地质预报工作还必须给出超前防治的防护方案预报，这就是地质超前预报工作的第四部分内容。超前防护技术是很多的，怎样运用这些技术，要对症下药。

对块裂及板裂岩体来说，防治塌方的有效措施是锚固。对块裂岩体锚固多数是要采取长锚杆，锚杆必须穿过切割块体的软弱结构面而打入好的岩体内，锚浅了是没有意义的。如在军都山隧道，我们根据地质素描结果预报前方要出现块体塌方，需要做锚固处理，锚杆必须打入岩体内 15m。因为这个洞子最大尺寸仅 11m，现场没有锚固 15m 的能力，只能锚固 5m，故只作了 5m 深的锚固。施工挖过这个地段以后，还是产生了塌方，已打的锚杆都跟着下来了。这表明为了对付各种地质灾害情况，施工部门必须掌握多种成套的技术和设备。如表 9-1 所示，对完整及碎裂岩体来讲，V、VI 类围岩可以不加支护，炮眼深度可大于 5m，应当注意越是好岩体越要加紧地质预报工作，防止前方突然出现不良地质体。IV 类围岩可采用喷锚支护作为施工防护，一次进尺可采用 3m 左右。III 类围岩要进行强支护，用钢拱架支护，采取短进尺，一次进尺 2m 左右。II 类围岩比较麻烦，成洞一般比较困难，可以采用超前管棚的办法进行防护，每次进尺 1m 左右，不宜采用爆破，而宜采用直接开挖掘进的方法施工。超前管棚支护非常重要，如果不作超前支护，挖出来以后再支护就可能来不及了。当然也可以采用超前灌浆的办法进行防治。

关于突水防治问题，在水源水量不大时，可采取疏干；如果水源水量大，而且可能出现碎屑流时，疏干是很困难的，可采用灌浆超前固结的办法通过。

根据预报工作结果，我们发现了一个规律，如图 9-11 所示，岩体越破碎的地方地下水越多，塌方越多，施工进度越慢，造价越高；岩体质量越好，地下水越少，塌方也少，掘进速度快，造价也越低。根据这个资料我们可以看出，开展地质超前预报工作是十分重要的。因为地质预报主要是预报前方的不良地质条件，预报是帮助施工单位顺利地、快速地通过不良地质条件的地段，实际上这就加快了施工进度，也降低了工程造价。这个资料也说明地质超前预报的主要内容是破碎地带和地下水。可是在作预报工作时，越是好的地质条件的地方，越是要重视地质预报工作，因为在这种地段最容易产生麻痹情绪；而在地质坏的地段，一般来说，施工单位比较重视，产生事故相对的来说要少一些。地质预报结果要经过一定手续交给施工工程师，这样可提高其责任心，重视地质预报结果，对前方可能出现塌方、涌水地段就可以主动地、及早地采取防治措施，避免可能产生的事故，加快施工进度。

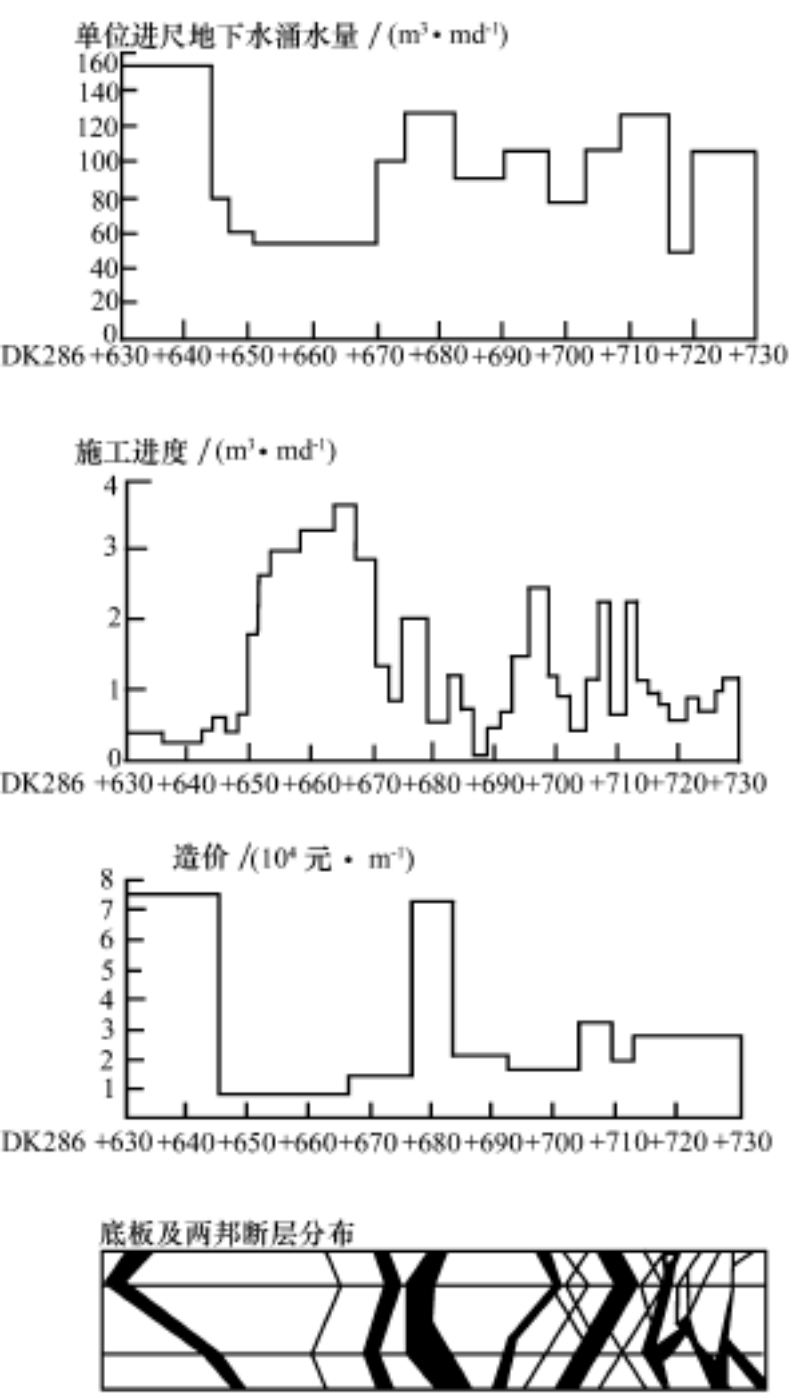


图 9-11 军都山隧道 DK286 + 630 到 DK286 + 735 地段施工造价与地质背景关系

第十章 地质体改造原理、技术和方法

前面零星地讨论过地质体改造问题，现在稍微系统地、集中地再来进一步讨论这个问题。地质体改造问题今天显得非常突出，是因为今天的地质工程规模十分巨大，它所涉及的地质体总免不了存在有不良地质条件，对不良地质条件必须进行适当的处理，使之满足地质工程建筑的需要。不良地质条件处理有两种观点，一种是工程观点；另一种是地质观点。工程观点又可以概括称为荷载支护体系的观点；地质观点可以概括地称为地质体改造的观点，对岩体来说，又可称为岩体改造的观点。今天的工程地质工作，不仅仅是搞工程地质勘察，搞工程地质条件评价，而是应当作为一项地质工程来研究。从地质观点研究地质工程建筑的工程地质条件评价，研究工程地质条件预测，包括不同设计阶段的工程地质条件预测，在施工阶段进行工程地质超前预报，预报施工掌子面前方的地质条件、产生地质灾害的可能性及防治措施。这种防治措施有的属于施工临时支护，多数是属于永久性的，最有效的措施是进行地质体改造。地质体改造是地质工程建筑当中很重要的一部分内容。

地质体改造工作不是今天才有的，过去也做了不少这方面的工作，但是仅从工程观点，从荷载支护观念考虑，把地质工程仅仅看成是土木工程的一部分，指与地质体相接触部分的人工建筑，它的功能是防止地质体破坏形成的荷载对所建成的工程运转的危害，常说的支挡工程就属于这类工程，如隧道衬砌、边坡挡墙等。这种观点不相信地质体本身有自稳能力，认为地质体一经开挖就一定产生破坏。地质体破坏部分是形成作用于人造建筑物上的荷载，普氏塌落拱理论就是这一观点的典型代表，是简单地把地质体看作荷载，地质工程的不稳定的原因是由于地质体形成的荷载太大造成的，而不是把地质工程不稳定原因看作是地质体强度不足而产生的破坏。当要求工程必须稳定时，不是考虑对地质体进行改造提高其自稳能力，提高其稳定性，而是采取支护措施对其进行支护，这种支护本身完全是靠人造结构进行抵挡。可是很少有的支护能真正充分发挥支护作用，原因在于支护设计理论与实际不符，大部分支护与地质体之间没有接触，是空的，或者说是部分接触的，部分是空的。不仅没有起到支护作用，而且一旦支护后面的地质体产生破坏，对支护产生偏压，在偏压作用下支护更容易破坏，因为一般支护设计是假定荷载是均布的，实际荷载往往是偏压的，这就是大多数事故产生的原因。

地质体改造观点的基本点首先在于承认以地质体材料为建筑材料、以地质体为工程结构，认为以地质环境为建筑环境所建立起来的地下洞室、边坡和建筑物地基等工程为地质工程。这类工程产生破坏的原因是在地质体本身，是地质体材料、地质体结构或地质环境条件不足以维持地质工程稳定性的需要而导致地质工程破坏。提出防止和防治地质工程破坏的基本措施是改造地质体材料或地质体结构，增加其强度，提高其自稳能力，或者改造地质环境，增高或降低环境地应力或地下水水平，消除导致地质工程破坏的作用因素。地质体改造观点强调地质工程破坏的原因在于地质体本身，防治地质工程失稳的措施是改造地质体，提高地质体的自稳能力。在运用这一观点防治地质工程失稳事故时，必须查明导致地质工程

破坏的主要矛盾，然后针对主要矛盾进行地质体改造，提高强度，消除隐患，保证地质工程稳定性。

在实际工程中往往违背了这一规律，如图 10 - 1 所示，由于对主要矛盾没有抓住，尽管作了加固工程，但是隐患没有消除，地质工程稳定性没有保证。图 10 - 1a、a' 是常见的边坡地质工程，组成边坡的地质体内存在一条小断层，一旦边坡开挖，边坡面与断层面切割的地质体就会沿断层面滑动，导致边坡破坏。很明显，它的破坏是受结构面控制的，合理的防治方案应该是如图 10 - 1a 所示的对控制性结构面进行结固，即用预应力锚索对断层面施加预应力，提高作用于结构面上的 σ_n ，提高其抗滑能力。因为坡体之所以破坏是由于开挖使结构面上的法向应力降低了，同时坡体的地质体失掉了支撑力，预应力锚索的功能，除了可以增加作用于结构面上的法向应力 σ_n 外，还可以对结构面外坡体提供一部分支撑力，这是一举两得的措施。如果用图 10 - 1a 所示短锚杆对边坡表层加固或挡墙显然是不行的。它仅加固了坡脚部分结构面，不足以抵抗上部的大块地质体下滑，加固后的边坡照样破坏，这种加固方案是劳而无功的，原因就在于没有对症下药。

在做预应力锚固时，锚索施加方向非常重要，如果预应力施加方向不当，不仅无功，而且还会有害。合理的预应力施加方向，应该是垂直结构面或与结构面法线方向微微向上倾斜一个 α 角，而 α 角必须小于结构面摩擦角 ϕ 或结构面抗剪角，图 10 - 1b、b' 所示是地下洞室加固的一个示例。该洞体受两条小断层切割形成了一块体塌落体，洞室开挖后断层切割的块体将发生滑动而塌落。又是有两个方案，一个是用穿过可能产生落动的结构面进行预应力锚固，另一个用短锚杆加固洞壁。显然短锚杆加固洞壁方案是不能解决问题的，要想解决问题就得用长锚索。用钢筋混凝土衬砌行不行？衬砌厚度薄了是不能解决问题的，衬砌厚度厚了很可能造成巨大浪费，最优方案还是预应力锚索，因为这个洞室稳定性的主要矛盾是倾角较大的那条断层，这是针对实际的一项措施。

图 11 - 1c、c 所示的是坝基处理方案的示例，该坝基被倾向上游的一条断层切割，而且倾角较缓，水库蓄水后大坝很可能沿着这条断层面滑动，导致溃坝事故。也有两个处理方案，一个是深挖回填，另一个是利用预应力锚索或预埋锚杆将断层面锁住。深挖回填方案不是一个好方案，因为深挖就必须爆破，爆破使周围地质体遭到破坏，不论从质量或经济上来讲，都是不可取的。这几个例子说明，不同的观点将导致防治方案的对与错，造价上的经济与浪费的不同。同时也说明按照荷载支护观点进行防治地质工程破坏，在许多情况下所采取的措施是脱离地质实际的，是劳而无功，造成巨大浪费。显然地质体改造的观点是科学的、针对性较强的、经济的措施。

上面有时谈到地质体改造，有时又谈到地质体加固，那么地质体改造和地质体加固是什么关系？在实际工作中对地质体有利用，即在地质工程建筑过程中，有时为了保证地质工程稳定性，可以对地质体加固，实际上也可以采取降低环境应力和地下水的办法来保持

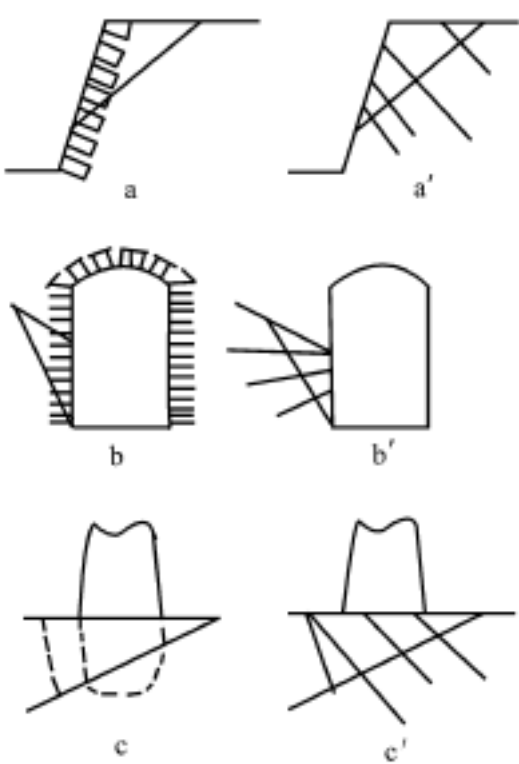


图 10 - 1 采用不同技术措施对地质工程加固的比较

地质工程稳定性；另一方面为了降低对地质体施工的难度，也常常采取一些技术措施使地质体弱化，比如为了便于对地质体挖掘，而利用爆破松动地质体、注液软化地质体，借以提高挖掘效率。显然地质体加固包括不了对地质体的弱化和对环境因素的改造，而地质体改造既包括了地质体加固，也包括了地质体弱化，后面我们将称地质体加固为地质体强化，实际上就是指的加固。

以荷载支护观点进行地质工程稳定性维护工作，已经有一个多世纪的历史了。在地质工程规模日益增大的今天，这个观点已经不适用了。许多地质工作者和地质工程工作者开始了探索维护地质工程稳定性的新理论、新技术，兴起最早、发展最快的则是锚固技术。锚固技术的兴起是在 20 世纪 50 年代，经过 40 多年在理论和技术上不断的充实和提高，今天已经形成一整套接近完善的、多种类型的锚固体系，60 年代末又提出了应力控制施工问题，相应地又开展了地下工程中地应力改造技术研究，将锚固与地应力改造结合起来进行地质体改造和对地应力场转移技术也开展了大量研究，今天也已经形成了一整套理论和技术。为了改造地质体，对早已存在的灌浆技术和地下水疏干技术，也进行了大量的改进和发展。这样，已经为地质体改造提供了成套理论和技术，使地质体改造工作有了扎实的理论和技术的保证。地质体改造问题已经成为地质工程建筑的现实，而且已经构成地质工程的重大支柱之一。

第一节 地质体改造原理

过去人们对支护、支挡比较熟悉，而对地质体改造不大熟悉。什么是地质体改造？上面基本上已经讲清楚了。这里还有一个问题就是改造什么和怎么改造，也就是地质体改造目的和技术问题。改造目的有两个层次，第一层次是地质体改造解决什么问题，第二个层次是改造对象和内容。下面以具体工程为例来说明这个问题，首先我们以地下工程为例来分析，地下工程建筑是通过开挖建成可供应用的各种隧道、地下工作空间、地下采掘系统等。为了便于开挖，我们常常采用爆破手段对地质体进行松动，也就是对地质体强度进行弱化处理；为了使建成的地下工程坚固耐用，洞体一般是在自重和环境因素作用下是稳定的，对不稳定部分要采取技术措施进行处理。提高其自稳能力，达到洞体稳定的目的。何谓洞体稳定？在力学上来讲是有明确定义的。在“地应力与地质工程”部分内曾经谈过，洞壁岩体稳定性系数 K ，对脆性岩体来说，为：

$$K = \frac{\alpha\sigma_r + \sigma_c}{\sigma_l} \quad (10-1)$$

式中： σ_r 为作用于洞壁上的切向力； σ_l 为作用于洞壁上的径向力； σ_c 为岩体抗压强度。

式 (10-1) 表明，洞体稳定性首先决定于洞壁稳定性，而洞壁稳定性则控制于洞壁岩体强度和受力状态，即作用于洞壁上的切向力和径向力。要提高洞体稳定性，显然，有两项技术可以采用，即提高洞壁岩体强度和缩小作用于洞壁上的应力差。前者称为岩体强化处理，后者称为应力改造处理。具体来说，可以通过提高岩体材料强度，提高岩体结构强度或提高作用于洞壁上的径向力来提高洞体稳定性；还可以通过切缝的办法、钻孔的办法降低洞壁围岩刚度，使洞壁岩体变形增大，使洞壁围岩内应力向里转移，降低洞壁表层切向力，提高洞室稳定性。这个例子说明，地质体改造的第一层目的是提高洞体稳定性，

其第二层目的是强化或弱化地质体，针对地质体内薄弱环节，采取不同的技术措施，提高洞体稳定性。边坡、坝基等地质工程中同样是如此。可是过去的做法是，对灌浆技术比较熟悉的，到处采用灌浆；对锚固技术比较熟悉的，到处都采用锚固；对支挡技术比较熟悉的则到处采用支挡。这样做的结果很多情况下问题并没有解决，原因在于没有做到对症下药。实际上地质体的破坏是由于地质体本身某一部分有缺陷或环境地应力太大，或富含地下水而造成的。

下面以岩体为例进一步讨论地质体改造原理。从事岩体改造工作必须对岩体有一个明确的概念，前面曾给岩体下过明确定义。岩体的定义是“岩体是经受过变形、遭受过破坏由一定的岩体成分组成、具有一定的结构、赋存于一定的地质环境中的地质体”。岩体物质组成、岩体结构、环境因素这三个要素作为岩体的概念是缺一不可的。不论是进行岩体力学分析，还是进行岩体改造，都要针对这三个部分做工作。在作具体工程的岩体改造时首先必须分析破坏原因，选择改造对象，即要明确改造对象是岩体成分，还是岩体结构或者是赋存环境因素。只有明确了改造对象才能做到对症下药。对多年实际经验进行总结，整理成表 10 -1 所示的岩体改造原理，它可以帮助我们考虑如何开展岩体改造工作。

表 10 -1 岩体改造原理

改造对象		改造目的	改造机理及原则		改造方法和技术
岩体材料		强化	增加胶结		灌浆
		弱化	削弱联结		注水弱化(粘土质胶结), 注酸分解(盐类胶结)
岩体结构		强化	增加结构完整性	岩体内	①锚固②灌浆
				表面	喷射混凝土
		弱化	破坏结构完整性		水压致裂, 爆破致裂
环境条件	地应力	强化	①提高 σ_1		预应力锚固, 支护
			②降低或转移 σ_1		洞壁切缝, 打钻孔, 硬包囊
			③维持初始地应力		预埋锚杆
		弱化	降低地应力		地应力解除
	地下水	强化	降低岩体中的含水量		疏干, 排水
		弱化	增加岩体中的含水量		注水

表中第一、第二栏列出了改造对象和改造目的，第三、四栏列出了改造原则和改造技术。改造对象可归纳成三部分，即岩体材料、岩体结构和环境条件。改造的工程目的可归纳为两类，即为了增加地质工程稳定性而做的对岩体进行强化处理和为了降低岩体强度而做的对岩体进行弱化处理。改造原则和改造技术是根据改造对象的特点，改造目的的要求而建立的。

第二节 岩体改造方法和技术

上面列出的岩体改造原理的表内，已经初步地给出了岩体改造技术的梗概，下面来稍微展开讨论一下岩体改造的方法和技术。

一、岩体材料改造

岩体材料是由岩石和裂隙、孔隙组成。岩石组成成分又可分为各种矿物构成的颗粒和各种胶体构成的胶结物。岩体材料改造一个是为了提高岩体强度而进行强化改造；另一个是为了降低岩体强度而进行的弱化改造。一般来说矿物是很难改造的，岩体材料改造主要是改变岩石的胶结物和岩体内的裂隙、孔隙充填物成分或胶结特征。岩体材料强化改造最重要的是通过灌浆手段增加岩石胶结物强度、裂隙和孔隙的联结。现在已有许多种类型灌浆材料可供选择使用，如水泥灌浆、水玻璃灌浆、环氧树脂灌浆、化学灌浆，有时为了防渗而采用粘土灌浆。用灌浆办法提高岩体材料胶结特征是非常有效的。岩体弱化处理的基本原理是削弱岩体内部的联结。常用的办法之一是注水，它对削弱粘土矿物而形成的水胶胶结是非常有效的。也可以采用注酸液的办法对盐类物质胶结的岩体进行弱化，它的机理是通过酸化使岩体内部的盐类胶结物分解，实现岩体弱化。在具体的地质工程中究竟采用强化或弱化，选择那种材料进行强化或弱化处理，要视具体情况而定，这个具体情况中包括经济效益。

二、岩体结构改造

岩体结构改造也有强化和弱化两种类型，强化是增加岩体结构完整性，弱化是破坏岩体结构完整性。对岩体结构强化处理，从处理部位来说，一种是通过处理岩体表面结构提高岩体表面结构完整性和表层强度；另一种是通过处理岩体内部结构来提高岩体完整性，提高岩体刚度和强度。

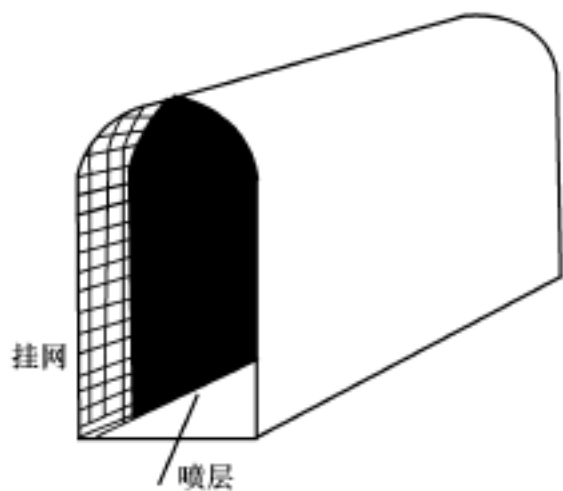


图 10-2 混凝土喷层结构

岩体表面结构强化处理通常是通过喷射混凝土的办法来实现（图 10-2）。实践证明，喷射混凝土处理岩体表层，增加地质工程的稳定性是一种十分有效的办法。有时为了增强喷层的强度，在喷层内部还加有钢筋，即所谓挂网喷射混凝土的办法。但是很多人对这种方法的本质并不清楚，他们把薄薄的一层混凝土看成是支护层，这实际上是错误的。混凝土喷层的厚度与地下洞室周边尺寸相比，简直是一张纸，根本不具备形成支护层的刚度，起不了支护作用。喷层的作用实际上是使

岩体表面裂隙愈合，增加岩体表面的强度，增加洞壁的稳定性。这个机理可以用下面公式来说明：

$$b = a \left[\frac{(1 - \sin \alpha)(\cos \alpha + p)}{C \cos \alpha} \right]^{\frac{1 - \sin \alpha}{2 \sin \alpha}} \quad (10-2)$$

式中：b 为洞室破坏半径；a 为洞室半径；p 为初始地应力；C， α 为岩体强度参数。

上式表明，岩体强度参数 C 值非常重要。C 值愈小，洞室破坏半径愈大，一旦 C 值接近于 0 时，洞室将无休止的破坏。一般来说，只要地下洞室表层强度足够，岩体内部是不会出问题的。同时这个公式还表明，喷层还必须有一定的厚度，因为切向力的衰减还是有一定的区间的。一般来讲喷层厚度不宜小于 20 ~30 cm。

岩体结构内部改造，一般来说也有增加结构面间的联结力和增加结构间的摩擦作用两种方法。具体在什么时候、什么地方、采用什么方法，要根据岩体结构特征作出设计。对于完整结构岩体来说，提高岩体强度一种是采用灌浆的办法增加结构面的联结力；另一种办法是采用锚固的办法增加结构面间的法向力，提高岩体强度，也可以用预埋锚杆的办法维持岩体内部的应力状态使结构面不产生开裂。对碎裂结构岩体来说，有时可以采用锚杆增加岩体结构完整性，增加作用于岩体上的围压 σ_3 ，借以提高岩体强度（图 10 - 3）。块裂结构岩体改造的关键，在于对软弱结构面进行处理。一般的办法是利用预应力锚固的办法，提高作用于软弱结构面上的 σ_n （图 10 - 4），增加软弱结构面间的摩擦力，阻止岩块间相对滑动，因为改变软弱结构面的黏着力是比较困难的。如果软弱结构面摩擦系数非常低时，利用增加结构面间法向力 σ_n ，提高结构面的摩擦力效果很低时，可以采用灌浆、设置抗滑键等办法增加软弱结构面联结力，提高结构面抗剪强度，增加地质工程稳定性。板裂结构岩体的特点是被软弱结构面分割的骨架抗滑、抗弯能力很低，以它为建筑材料和工程结构建筑起来的地质工程稳定性极差。改造这种岩体的基本原则是提高层间抗滑力，提高岩体刚度。改造这种岩体的主要措施是采用锚杆将岩层串起来，（图 10 - 5）。最好同时加一点儿预应力，锚杆间距可采用单层板不产生溃曲破坏的自由段长度来决定，锚杆间距 l 可由下式估算

$$ql^3 \sin \theta + 2p_{cr}l^2 - 8\pi^2 EI = 0 \tag{10 - 3}$$

式中： θ 为岩层倾角； p_{cr} 为单层板抗溃曲的极限载荷； E 为弹性模量； I 为单层板单宽截面矩。

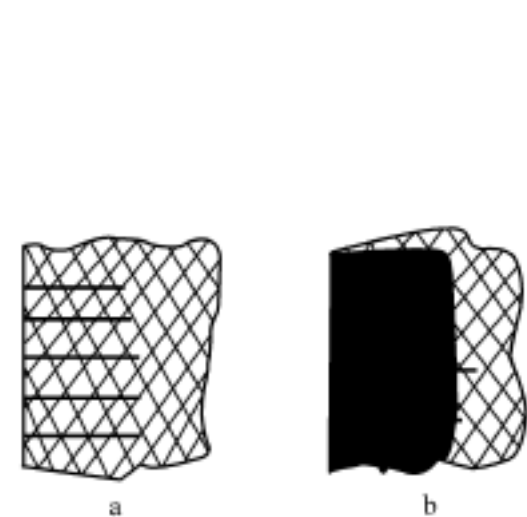


图 10 - 3 碎裂结构岩体
岩体结构改造
a— 碎裂结构岩体锚固处理；
b— 碎裂结构岩体灌浆处理

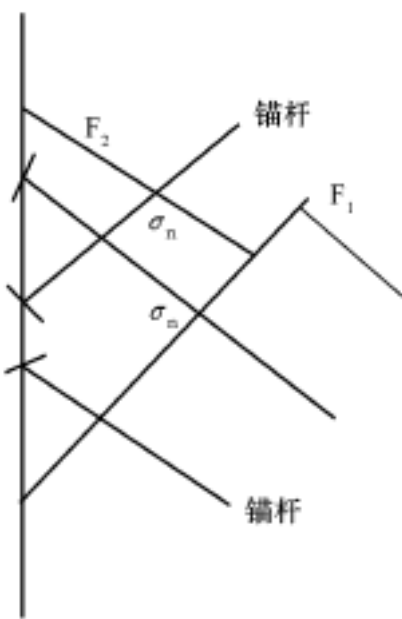


图 10 - 4 块裂结构岩体软弱
结构面预应力锚固处理

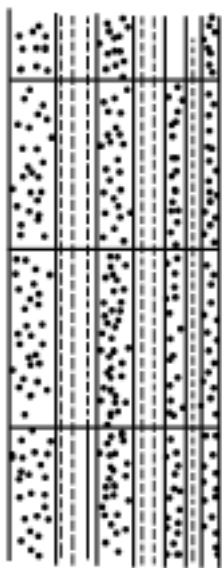


图 10 - 5 板裂结构岩体
的岩体结构改造原理

实际应用时锚杆间距应该比计算结果稍小一些为宜。

对岩体弱化改造，有些情况下是十分必需的。比如地质体开挖、采场松动冒落、地基不均匀性改造等。有时为了使岩体容易开挖，而采取注水软化、采用爆破松动等办法，这是极常用的一些技术措施。有时为了实现某种工程目的而对岩体结构采取有控制的改造措施，如我们曾研究过大同煤矿坚硬顶板强迫冒落问题。我们经过考察发现大同煤矿坚硬顶板所以难以冒落，不仅是因为顶板岩体强度高，而更重要的是顶板完整，刚度大，所以难

以冒落。针对这种情况我们提出了采用有控压裂的办法改造煤矿顶板岩体结构，变完整结构岩体为板裂结构岩体，使顶板岩体刚度弱化，变难冒顶板为易冒顶板，实现煤炭采掘后顶板就跟着冒落下来，保证采煤安全。为实现这个目的，必须进行科学的设计。

三、地质体赋存环境条件改造

地质环境改造主要指的是改造地质工程中的地应力和地下水条件。地下水条件改造主要指地面防渗和地下水疏干，这是地质工程中防治地质灾害的老问题，但近年来又有了发展，如为了提高岩体强度，大力降低地质体中含水量，而出现了负压抽水技术。这一技术在边坡加固和竖井施工中，愈来愈多地发挥作用。这方面的技术比较成熟，而经验也比较多，故在这里不再详谈了。下面主要谈谈地应力改造技术问题。

地应力改造的基本原理可以用图 10 - 6 说明。图中斜线是代表岩体强度，图中大莫尔圆是地质工程开挖后形成的应力状态 σ_1 及 σ_3 。我们知道当莫尔圆位于地质体强度曲线下面时，则地质工程处于稳定状态，当莫尔圆超出地质体强度曲线时，地质工程就处于不稳定状态。

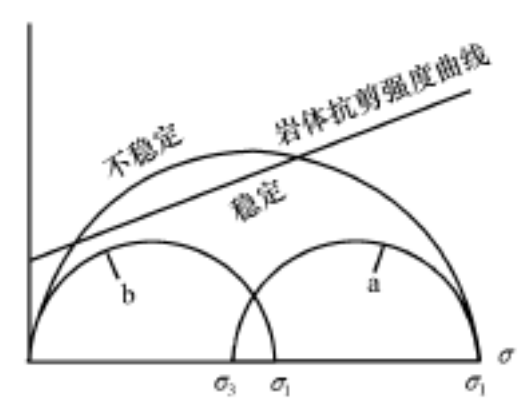


图 10 - 6 地应力改造原理

为了保持地质工程稳定性，就是将地应力加以改造，使莫尔圆变小，使之位于地质体强度曲线下面，变不稳定地质体为稳定的地质体，提高地质工程稳定性。解决的办法有提高 σ_3 和降低 σ_1 。图 10 - 6 中 a 为提高 σ_3 后得到的莫尔圆，它位于地质体强度曲线下面，在改造后的应力条件下，地质工程显然是处于稳定状态；图 10 - 6 中 b 为降低 σ_1 后形成新的应力状态的莫尔圆，它也位于地质体强度曲线下面，经过地应力改造后，地质工程也处于稳定状态，达到了地应力改造的目的。

地应力改造也有强化和弱化两种。为了强化地质体而进行的地应力改造有三套方法。

第一套即增加 σ_3 ，应力转移及维持初始应力状态。提高 σ_3 是改善地质体强度、提高地质工程稳定性的常用方法之一。为了提高 σ_3 ，通常采用的技术有支护和锚固两种（图 10 - 7）。从理论上讲支护是可以提高 σ_3 ，但是很难做到支护结构与地质体构成紧密接触，故在实际工作中支护往往发挥不了提高 σ_3 的作用。这里经常存在着假象，这种假象使地质工程中常常存在地质灾害的隐患，故这种方法提高 σ_3 不如用锚固的办法来得更可靠。为了改进这一缺点，可以采取对衬砌与地质体接触面间灌浆的办法进行补救。用锚固技术提高 σ_3 一种是砂浆锚杆，另一种是用预应力锚索。预埋锚杆是提高 σ_3 的很好办法，

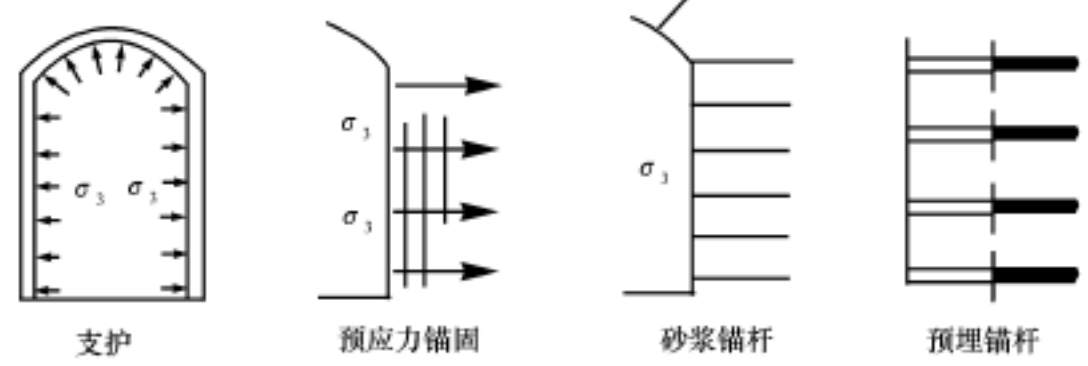


图 10 - 7 提高作用于地质体上围限应力的技术措施

近年来愈来愈受到重视。从概念上讲，预应力锚索是提高 σ_3 的最好办法，它可以根据设计施加所需要的围限应力 σ_3 ，可以实现人工控制。

第二套办法为应力转移法。这个方法在地下工程建筑中可以发挥极大的作用。在高地应力地区地下工程破坏的主要方式为洞壁岩体切向应力过大引起洞壁破坏，我们可以采用减弱洞壁围岩刚度或增加洞壁围岩内部刚度的办法使洞壁处切应力向洞壁围岩内部转移，减少洞壁围岩表部的切向应力，也就是减少洞壁围岩表层内应力差，提高洞壁围岩稳定性。这两套技术愈来愈受到重视，现在已经形成了切缝和钻孔两种减弱洞壁围岩刚度的办法（图 10-8），通过切缝或钻孔可以使洞壁围岩表部切向应力大大降低，而洞壁围岩表部降低的应力转移到围岩内部，围岩内部应力大大提高了。图 10-9 为切缝后应力变化的计算结果，计算结果表明，原型时洞壁切向应力集中系数为 2.36 ~ 2.5，切缝后应力集中系数降低为 0.25 ~ 0.35，效果十分明显。切缝技术仅适用于完整结构岩体，对碎裂结构岩体来说可能引起洞壁岩体连锁破坏，而钻孔技术则是对完整结构岩体和碎裂结构岩体都适用。钻孔改造应力技术的技术参数设计是一个很复杂的问题。

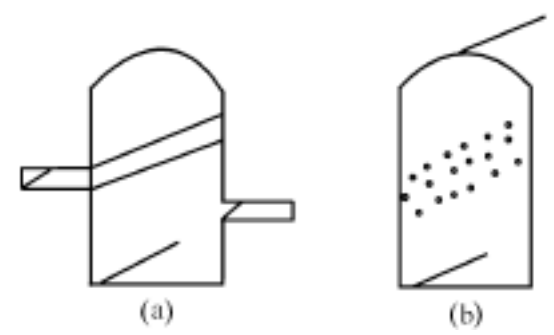


图 10-8 洞壁切缝或钻孔使洞壁围岩内切向应力向围岩内部转移示意图
(a) 洞壁切缝；(b) 洞壁钻孔

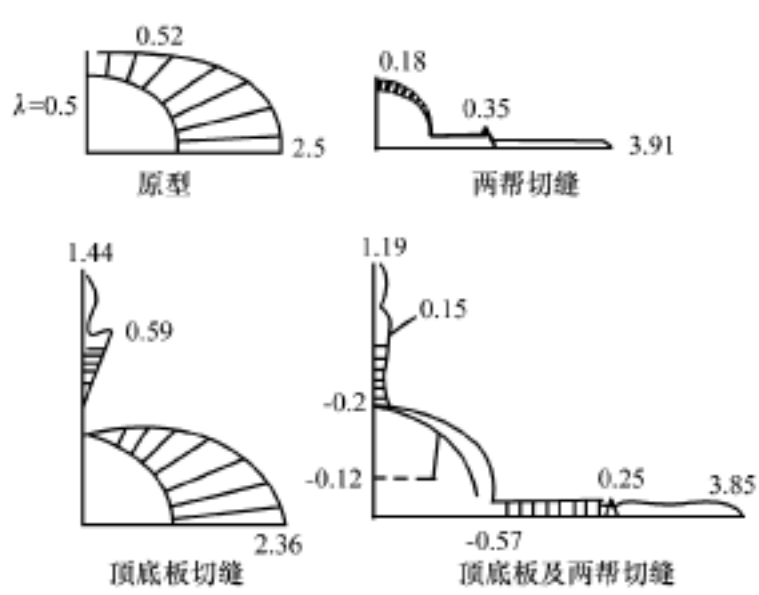


图 10-9 切缝后洞壁切向应力变化

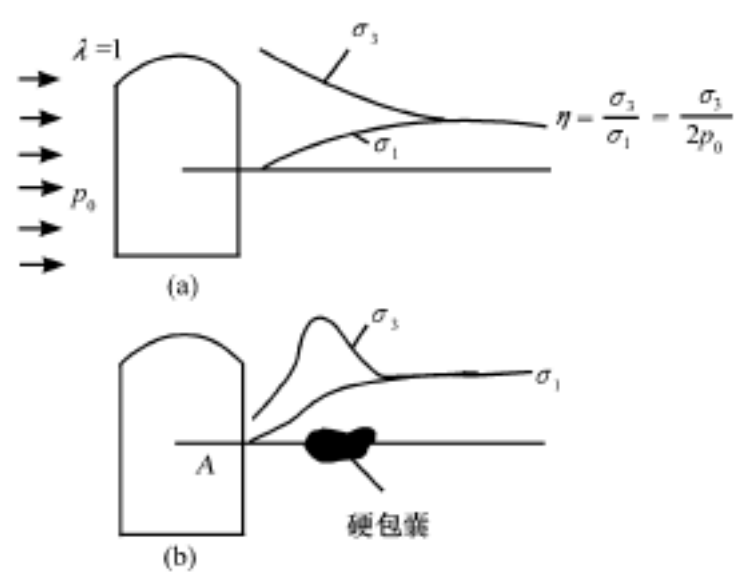


图 10-10 用硬包囊转移洞壁应力模型

关于提高围岩内部变形刚度使围岩内应力向里转移的办法，现在仅仅是从原理上提出了一个技术方案，就是向地质体内部注射浆液在地质体内部形成硬包囊，提高地质体内部的刚度，使应力向内转移（图 10-10）。这在目前来说还没有实践经验，在技术上、经济上可行性如何还有待于探讨。

第三套办法实际上是维持初始应力状态的办法。如图 10-11 所示，这个办法实际上是在未开挖之前在开挖线里面预埋上锚杆，当预埋锚杆外面的地质体被开挖时，预埋锚杆限制地质体卸荷回弹，这就等于预埋锚杆对地质体施加一个围限应力 σ_3 ，实际上这是维持初始应力状态的一种办法。因为锚杆存在着弹性变形，所以预埋锚杆不能 100% 地维持初始应力状态，经过预埋锚杆处理后的地质体内部的应力状态要比初始状态略低一些。这

个方法在地质体改造中有很多用处，它可以用于限制高地应力地区坝基清基岩体开裂（图 10 - 12）、提高边坡陡度（图 10 - 13）、限制地下洞室收敛变形等。

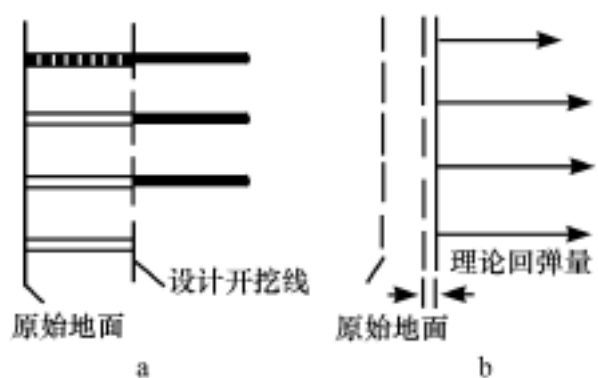


图 10 - 11 预埋锚杆维持初始地应力原理
a—开挖前预埋锚杆；b—开挖后预埋锚杆作用原理

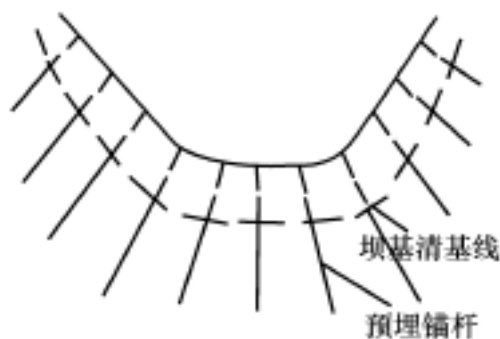


图 10 - 12 用预应力锚杆限止高地应力地区坝基清基引起岩体开裂

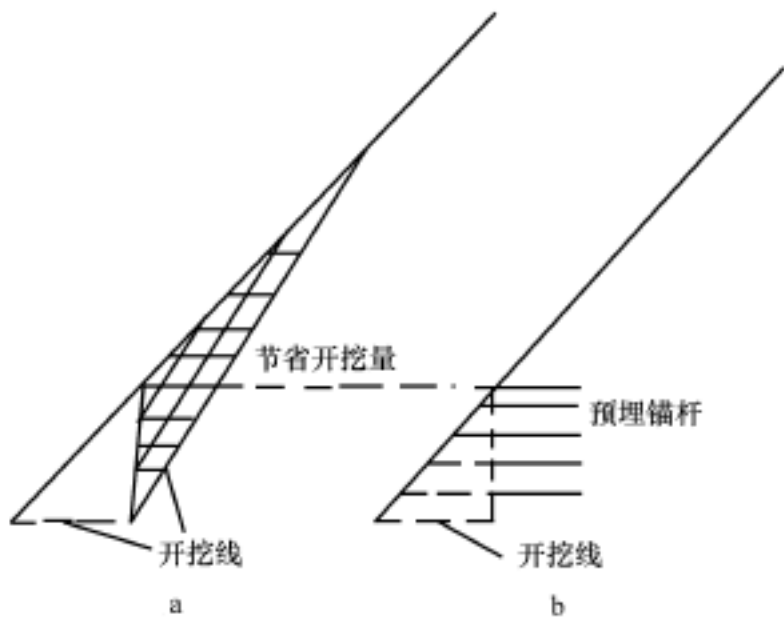


图 10 - 13 用预埋锚杆减少边坡开挖
a—原开挖方案；b—用预埋锚杆处理边坡方案

上面谈了地质体改造的一般原理和技术，在具体地质工程中究竟采用什么方法和技术，应根据具体情况而定。有时采取对岩体材料、岩体结构改造为宜，有时采取对环境应力条件改造为宜，究竟采用哪一种办法，将取决于技术可能性和经济合理性。下面以地下工程为例再作些进一步的说明。

地下工程的破坏有的受岩体材料控制，有的是受岩体结构控制，有的是受环境应力控制。随此，防治地下工程破坏的技术措施有时采用岩体材料改造，有时采用岩体结构改造，有时采用环境应力改造技术。

当地下洞室组成岩体为块裂结构岩体和板裂结构岩体时，为了保证地下洞室稳定性，首先应采取岩体结构改造技术对岩体结构进行改造。对块裂结构岩体和板裂结构岩体的岩体结构的改造技术前面已经说过了，在此不再重复。如果岩体属于完整结构和碎裂结构岩体时，首先应考虑采用地应力改造技术，局部地方可以考虑进行岩体结构改造。可用于地下洞室地质改造技术方案，一般来说，有如下一些。

- (1) 支护：支护作用是提高 σ_3 ，它系借助于限制洞壁围岩开挖回弹变形形成 σ_3 ，对洞壁围岩施加 σ_3 。
- (2) 喷射混凝土：它的作用是愈合洞壁表层围岩岩体裂缝，增加洞壁围岩表层抗拉强度，它属于一种柔性结构，允许洞壁围岩产生一定量变形。
- (3) 锚固支撑环：它是由短锚杆构成的加固环，锚杆本身可以对洞壁围岩施加 σ_3 ，而锚固体形成的支撑环对其里面的地质体又施加有附加的 σ_3 ，这种技术对完整结构岩体和碎裂结构岩体都比较适用。
- (4) 预应力锚索：这种技术一方面具有对围岩施加人工可控制的 σ_3 的作用，特别是对分割岩体的结构面施加 σ_3 最为有效，也对分离块体具有牵引作用，它常用于块裂结构

岩体的加固处理。

(5) 预埋锚杆维持初始应力技术：它可用于掌子面前方超前加固，因为施工比较麻烦，故不常用，而在边坡工程中采用维持初始地应力状态，提高边坡角时会用到。

(6) 卸载环：这是近年来兴起的改变地下洞室稳定性的一项技术。可用切缝法和钻孔法降低洞壁围岩刚度，使洞壁处最大切向力向岩体内部转移，减少洞壁围岩表层主应力表差，即减小 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ，提高洞壁稳定性。

这些技术究竟选用哪一种，在设计时应进行技术经济论证。

高地应力地区地质工程问题除地下工程外，还有许多问题，如坝基问题、边坡问题等。高地应力地区坝基承载力一般问题不大，而在坝基开挖清基的时候常常遇到一个麻烦。如 1978 年河南省正在施工的金刚台坝址，坝基由花岗岩组成，清基时清掉一层就又开裂一层，自动剥皮。这是高地应力作用的结果，当时没有更好的解决办法，只是建议他们不要再挖了，立即回浇混凝土，把它压住，然后在坝基内进行固结灌浆处理。以现在的技术处理的话，看来采用预埋锚杆的办法来防止它的开裂是比较好的。又如二滩电站坝基的地应力很高，将来坝基开挖过程中很可能也出现金刚台现象。我们建议用预埋锚杆办法解决。如图 10-12 所示，在坝基开挖前，在开挖深度线以下预埋上砂浆锚杆，在开挖后岩体产生回弹，使锚杆内产生拉应力，这样就可以防止剥裂发生。锚杆设计要求必须保证锚杆的抗拉能力大于岩体的回弹力，这就要求合理地给出锚杆的直径、间距、长度。我们国家许多地区都是高地应力地区，西南地区高山峡谷中修建电站肯定要出现这个问题。剥裂的深度与坝基尺寸有关。坝基越宽剥裂的深度越大，预埋锚杆的深度必须超过剥裂带的厚度。

在高地应力地区开挖边坡时也会遇到一些特殊问题，如金川露天矿曾产生巨大的倾倒变形，主要是开挖卸荷使板裂岩体内部产生松弛变形引起的。过去只把倾倒变形的原因归结于岩体结构，这是对的，但这不是全部。产生倾倒变形还有一个原因，这就是开挖卸荷，卸掉水平向支撑的地应力，板裂岩体很容易产生向外错动变形，反倾向边坡就表现为倾倒变形。可以利用预埋锚杆进行防治。预埋锚杆的办法实际上是维持开挖前的地应力状态的一种办法，利用这种办法我们可以防止由于开挖引起地应力的变化而导致岩体破坏，保持岩体稳定。利用这个原理我们曾对漫湾电站溢洪道边坡提出过这种建议，该边坡原设计选定为 40° 边坡角，边坡开挖高度达 120m，我们到现场看了以后，建议用预埋锚杆的办法处理，将边坡角放陡到 80°，因为有一组倾向边坡外的节理的倾角为 80°，这样边坡高度就变为如图 10-13 所示的 30m 左右了。这样作第一大大地减少了挖方量；第二减少了对环境的破坏；第三也减少了后期的维护工作，事实证明这是很经济的一个办法。

地质体改造是正在兴起的一项技术，地质工程建筑愈来愈离不开这项技术，我们可以借助这项技术，实现在复杂的地质条件下的地质工程建筑，这是十分值得倡导和推广的一项技术。

第三节 有控水力压裂放顶理论和技术及其在煤矿坚硬顶板管理中的应用

水力压裂技术首先是在石油开采工业中的三次采油中得到应用。著者在“六五”科技攻关中研究了水力压裂技术在煤矿坚硬顶板放顶中的应用，提出了有控压裂，目的是根

据坚硬顶板放顶要求设计压裂层厚度，水力压裂要保证压裂层厚度的要求，为此著者研究解决了有关的有控压裂理论和技术。在这一节里简单地介绍一下有控压裂理论和技术及其在煤矿坚硬顶板管理中的应用。

长期以来，煤矿坚硬顶板管理一直是难以解决的重大问题，曾采用过爆破法、拉槽法、注水软化法试图将坚硬顶板放下来，而至今也没有很好地解决。

新中国成立以来，我国大同煤矿曾发生过 40 多次冒顶事故，其中重大事故 27 起，使矿工生命和国家财产遭到重大损失。大同煤矿曾采用过许多措施试图实现将采空区煤层顶板放下来，消除冒顶隐患，如三强对两硬（强力支撑、强力开采、强制放顶，对付坚硬顶板和硬煤层）及注水软化等办法放顶。这些方法取得了一定的效果，但由于对坚硬顶板难冒原因不清，所以采用的技术措施缺乏理论依据，故有时有效，有时无效，无法做到控制自如。

原苏联的煤矿地质情况与中国大不相同，煤层顶板多为粘土质胶结，水可以软化，因此提出注水法。而大同煤矿 2#、3#煤层难冒顶板多数为硅质及钙质胶结，少数为粘土质胶结。注水软化对大同煤矿坚硬顶板放顶效果不大，而注水过程中实际上也存有压裂，由于无法做到有效控制，故在大同煤矿注水软化放顶实践时，有时奏效，有时无效。大同煤矿迫切要求从理论和技术上解决这一难题。

1. 坚硬顶板放顶理论

1983 年初，我们到大同煤矿进行调研，经过现场地质调查和井下采访考查，认为大同煤矿坚硬顶板难冒的原因在于顶板岩体完整，坚硬，刚度大，故难冒。据此我们提出：采用有控压裂方法将完整结构的厚层坚硬顶板改造成具有板裂结构性能的薄层组合顶板（图 10 - 14），降低顶板抗弯刚度，制造失稳条件，变难冒顶板为易冒顶板，提供在顶板自重作用下随采随冒的条件，即随着采煤工作面前进，做到在人工控制下顶板安全的逐次冒落。为此，必须解决：①有控压裂技术；②有控压裂放顶理论及放顶设计方法。著者组织了室内及野外现场实验和理论分析工作，成功地从理论到技术方面解决了这一难题。这一理论和技术不仅适用于硅质、钙质胶结的砾岩顶板，亦适用于粘土质胶结的砾岩顶板放顶，对坚硬顶板放顶具有普遍意义。

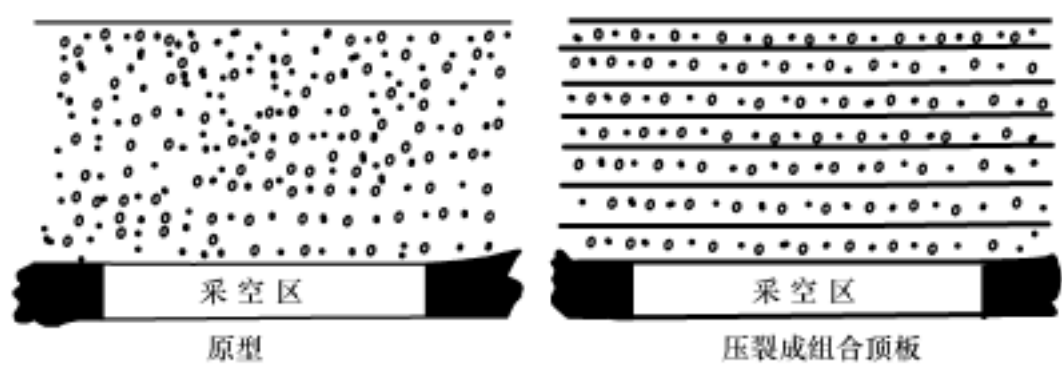


图 10 - 14 坚硬顶板改造的理论模型

2. 有控压裂技术研究

经过认真比较，我们选定采用的油田三次采油中用过的水力压裂方法作为实现有控压裂放顶技术，在这项研究中经三次大型现场实验、室内模型实验及理论分析，解决了用于有控压裂放顶的 5 个关键性压裂理论和技术问题。

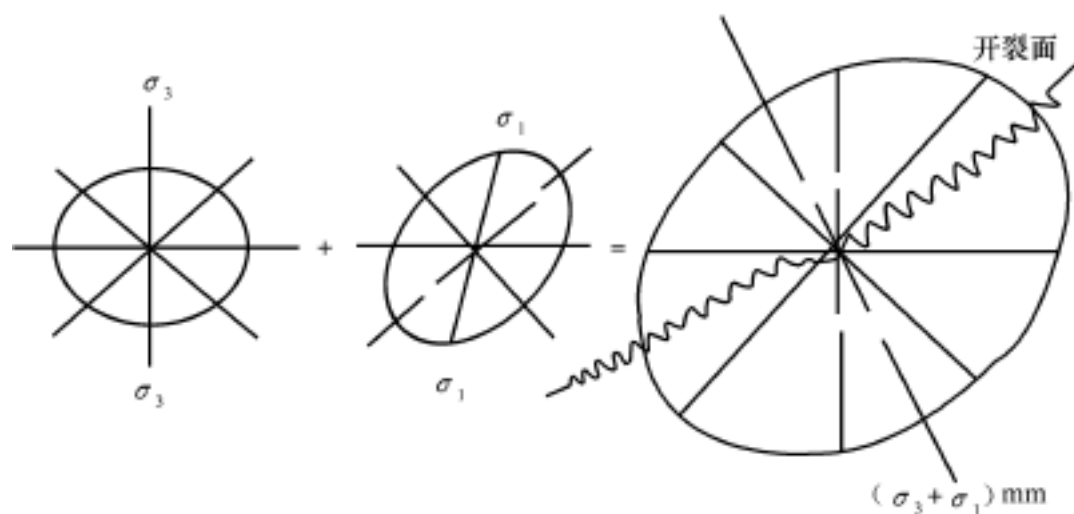


图 10 - 15 开裂面解释

(1) 开裂方向及压裂压力：根据岩体力学理论，经过计算分析求得水压致裂方向系垂直于地应力和岩体抗拉强度之和为最小值的方向（图 10 - 15）。为了掌握开裂方向，必须掌握压裂时顶板岩体内的地应力及岩体抗拉强度。为此，研究过程中利用水力压裂法测量了大同煤矿云冈矿 2#、3#煤层顶板内的地应力及岩体抗拉强度（表 10 - 2）。测定结果为：地应力最大主应力方向近水平，最小主应力方向近垂直于地面，且岩层近水平，顶板岩体最小抗拉强度方向亦近垂直。据此可以判断，大同煤矿云冈矿在开采前压裂时，开裂方向应该是近水平的。压裂压力 σ_f 从理论上分析得到： $\sigma_f \geq \sigma_3 + \sigma_t$ ，在云冈矿实测结果 $\sigma_3 = 3\text{MPa}$ ， $\sigma_t = 1\text{MPa}$ ，则 $\sigma_f = 4\text{MPa}$ 左右，现场压裂试验结果证明，上述结果是正确的。

表 10 - 2 大同煤矿云冈矿 8307 盘科 6#孔地应力测量结果

埋深 m	开裂压力 MPa	稳定压力 MPa	σ_3 取 σ_z , $\sigma_z = \gamma h / \text{MPa}$	σ_1 / MPa	σ_2 / MPa	抗拉强度 MPa	岩 性
28	1.08	0.88	0.71	1.39	0.77	0.17	细砂岩
91.8	7.22	3.22	3.00	6.00	4.26	0.93	砂砾岩
108.2	8.88	5.88	2.70	15.40	7.04	3.18	砂砾岩
111.8	8.92	4.42	2.80	13.30	6.53	2.63	砂砾岩
115.5	9.95	3.45	2.89	12.11	7.17	0.57	夹泥砾岩
119.0	9.30	4.50	3.00	9.02	5.60	1.51	砾岩
124.0	9.50	4.84	3.10	10.01	5.95	1.71	砾岩、煤
128.0	8.08	5.88	3.20	13.92	6.44	2.68	砂岩
131.0	18.21	4.61	3.28	8.62	8.50	1.32	砂岩

(2) 开裂位置控制技术：这是有控压裂顶板的关键技术之一。裂缝位置是根据放顶设计确定的，压裂时必须保证实现设计要求。在本项研究中，采用了短距离双向密封的分隔器控制裂缝位置（图 10 - 16）。实验结果证明，这套双向密封分隔器可以做到在裸孔条件下，在密封压力达 28MPa 时正常工作，分隔器密封段长度可以短至 1.4m，裂缝位置控制误差小于 30cm。

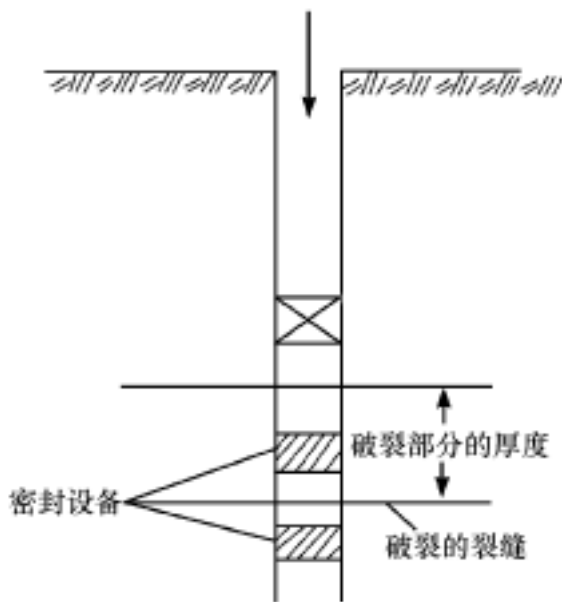


图 10-16 双向密封分隔器控制压裂技术

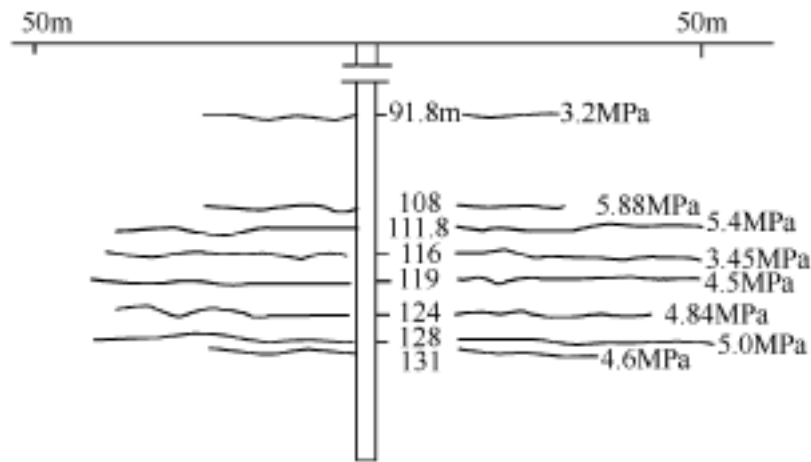


图 10-17 压裂段控制试验结果

(3) 压裂层厚度控制技术：利用短距双向密封分隔器控制裂缝开裂位置办法控制压裂段厚度（图 10-17），现场实验做过最小压裂厚度可以小于 3m。根据放顶设计计算分析，设采场跨度 120m，空场距离 30m，则在自重作用下顶板塌落厚度最小可选取 3.5m，完全可以满足要求。

(4) 压裂半径及压裂孔间距：这是有控压裂十分关键的参数，张文彬博士从岩体力学理论出发，推导得压裂半径 R 计算公式为：

$$R = \sqrt[3]{\frac{6EQt}{\sigma_t(10\ln 2 + 5)}} \approx 0.8 \sqrt[3]{\frac{EQt}{\sigma_t}} \tag{10-4}$$

式中：Q 为注入水量，l/min；E 为岩体弹性模量，MPa；t 为压裂时间，min；σ_t 为岩体抗拉强度，MPa。

现场实验过程中利用微震仪接收声发射信息分析及井下观测孔实测结果比较表明（表 10-3），所提出的压裂半径计算公式是可靠的，可以用于确定压裂孔间距 D：

表 10-3 水压致裂半径 R 计算与实测结果比较

水压致裂位置 m	井下测量结果 / m		声发射接收结果 / m		理论计算结果 / m	
	最大	最小	最大	最小	E = 5× 10 ⁴ MPa	E = 3× 10 ⁴ MPa
91.8			72.5	22.5	26	22
108	73.6	28.4	139	20.4	25	21
111.6					34	28.7
115.6	98	72	234	134	56	47
119.8	117	58			47	39.7
124					33	27.9
128	118	113			39	32.9
131					29	24.6

$$D = 2R \quad (10 - 5)$$

实际工作中采用的压裂孔间距应该小于 $2R$ 。

(5) 开裂面形状:

压裂半径公式推导中，我们假定开裂面形状是圆形的。由于岩体不均一性，实际上可能不是圆形的。为了证明假定的可信程度，本研究中在现场压裂实验过程中用激化电位法进行探测，结果证明开裂面形状近似为圆形（图 10 - 18）。

本课题研究中，从理论到实际上解决了有控压裂放顶技术中的关键性理论和技术，完全可以做到人工有控压裂；即要想在什么位置压裂，就可以做到在什么位置上压裂；要想将顶板压裂成多大厚度薄板，就可以压裂多厚，但必须弄清顶板岩体力学性质。

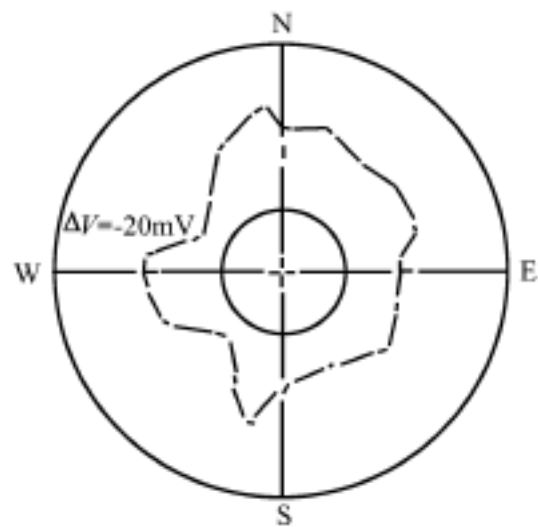


图 10 - 18 激化电位法测得的开裂面形状

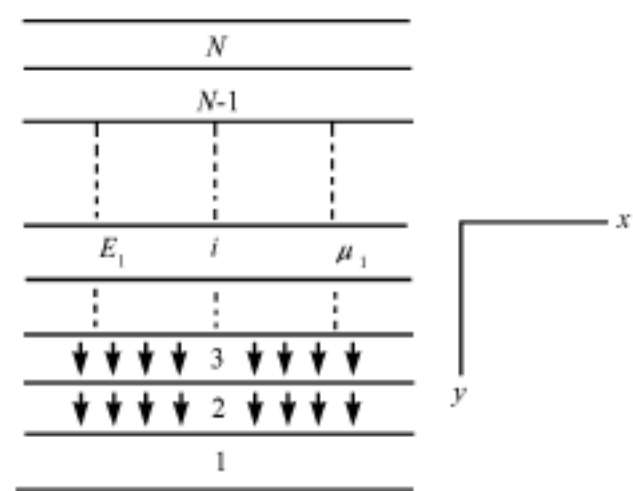


图 10 - 19 有控压裂放顶力学模型

3. 有控压裂放顶理论及放顶设计研究

为了防止发生一次性大规模顶板冒落发生灾害性事故，本项研究中提出了逐次冒落放顶理论，即当掘煤机前进约 30m 时，要求顶板冒落高 10m 左右，在掘进机前进 60m 时再冒落一次，将计划放顶部分顶板放下来，这样可防止产生冲击波危害。为了实现这一设想，我们提出了由保护顶及加载层构成的组合梁板放顶力学模型，利用结构力学及弹性力学理论对这一模型给出了解析解并通过室内模拟实验及现场试验进行了验证。

(1) 力学模型：根据压裂放顶理论及各压裂层的功能要求，其力学模型示于图 10 - 19。其中第一层为保护层，以保证安全作业，第二、三层为加载层，保证实现逐次冒落。通过满足层间接触条件，求得了各层厚度计算公式。

(2) 保护顶板厚度设计计算公式:

对初次冒落来说，保护顶板厚度 H_1 为:

$$H_1 \geq 0.005 \frac{\gamma l^2}{\sigma_t} \quad (10 - 6)$$

掘进过程中，保护顶板厚度 H_1 为:

$$H_1 \geq 0.03 \frac{\gamma l^2}{\sigma_t} \quad (10 - 7)$$

式中: γ 为岩体重度, kN/m^3 ; l 为悬顶长度, m ; σ_t 为顶板岩体抗拉强度, MPa 。

第一个加载层厚度设计计算公式

$$H_2 = X \quad (10-8)$$

$$AX^3 + BX + C = 0 \quad (10-9)$$

a. 对初次冒落来说,

$$\left. \begin{aligned} A &= 2H_1 \sigma_t \\ B &= - \gamma_2 H_1^2 l^2 \\ C &= (2H_1 \sigma_t - \gamma_1 l^2) H_1^3 \end{aligned} \right\} \quad (10-10)$$

b. 对掘进过程中来说,

$$A = H_1 \sigma_t B = - 3 \gamma_2 H_1^2 l^2 C = (H_1 \sigma_t - 3 \gamma_2 l^2) H_1^3 \quad (10-11)$$

第二加载层厚度

$$H_3 = X \quad (10-12)$$

$$AX^3 + BX + C = 0 \quad (10-13)$$

a. 对初次冒落来说,

$$\left. \begin{aligned} A &= 2H_1 \sigma_t \\ B &= - H_1^2 l^2 \gamma_3 C = (2H_1 \sigma_t - \gamma_1 l^2) H_1^3 + (\sigma_t H_2^2 - 3 \gamma_2 H_1 l^2) H_1 H_2 \end{aligned} \right\} \quad (10-14)$$

b. 对掘进过程中来说,

$$\left. \begin{aligned} A &= H_1 \sigma_t \\ B &= - 3 \gamma_3 H_1^2 l^2 \\ C &= (\sigma_t H_1 - 3 \gamma_1 l^2) H_1^3 + (\sigma_t H_2^2 - 3 \gamma_2 H_1 l^2) H_1 H_2 \end{aligned} \right\} \quad (10-15)$$

4. 在上述不同压裂层厚度条件下悬顶长度 l

按下式确定:

a. 对初次冒落来说

$$l_a = \sqrt[2]{\frac{2 \sigma_t (H_1^2 + H_2^2 + H_3^2)}{\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3}} \quad (10-16)$$

b. 对掘进过程来说

$$l_a = \sqrt[2]{\frac{\sigma_t (H_1^2 + H_2^2 + H_3^2)}{3(\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3)}} \quad (10-17)$$

压裂层厚度 H 与悬顶长度 l 是相互依存的, 在实际设计工作中需要通过多次试算求解, 我们给出了电子计算机计算程序。这样, 我们比较全面地解决了有控压裂放顶理论和技术中有关问题, 给出了全部设计参数选择方法及地面和井下压裂技术。

第三部分 专门地质工程问题

第十一章 岩体地质工程问题

第一节 岩体地质工程建筑原理

以岩体做建筑材料，以岩体做工程结构，以岩体赋存环境做建筑环境建筑起来的工程称为岩体工程。岩体工程建筑有其自己的特点，其设计和施工应该严格遵守岩体地质特征进行。这里不想具体地谈地质工程设计和施工方法，只想就与地质工程设计和施工有关的一些问题谈一些原则性意见。

一、岩体地质工程设计问题

著者曾提出地质工程基础理论是地质控制论，也就是说，地质工程作用的规律是受地质规律控制的，如地质环境和地壳稳定性是受大地构造特征控制的，岩体质量是受岩体结构和岩体赋存环境条件控制的，岩体力学作用和岩体力学性质也是受岩体结构和岩体赋存环境条件控制的，地质体改造实际上是岩体力学作用改造，也受岩体结构和岩体赋存环境条件控制，岩体地质工程设计和施工必须在地质控制思想指导下进行。这是岩体地质工程建设的基本指导思想，因此在进行岩体地质工程工作中最重要的是查清工程地质条件，否则的话，必将造成失败，这就是著者一再强调的地质工程必须以地质为基础，一刻也离不开地质，这是岩体地质工程工作的一条重要定理。

一般来说，地质是有规律的，地质体特性是有规律的，是可以掌握的，但在实际工程中，想靠地质勘察一次性地搞清楚地质结构、岩体赋存环境条件和岩体力学特性是很难的。解决这个问题的有效方法是在施工过程中继续进行地质勘察和地质超前预报，根据勘察和预报结果，及时修改设计，这一方法又称为信息反馈设计或地质监控施工，通俗地称为“三边方针”，即边勘察、边设计、边施工、边勘察……这第二个边勘察包括补充勘察和施工地质超前预报，这是比较有效的方法。

岩体地质工程设计的基本原则和其他工程设计一样，其基本原则是为保证建成的工程安全稳定、技术可行、经济合理，既要防止工程地质灾害发生，又要节省投资，还要施工技术可能做到。这里经常涉及工程选线、选址和工程选型问题，这两个问题往往是由工程规划、工程运营条件和投资经济决定。不是仅靠地质体自身稳定能力决定的，如长江三峡工程船闸边坡下部是根据工程需要选用直立边坡，上部边坡则根据地

质体自稳能力和施工要求改用斜坡，设计的任务就是采取岩体改造措施，保证总边坡安全稳定。

为了保证地质工程稳定性，设计的任务就是采取地质体改造措施，减小岩体内的主应力差、地下水压或提高岩体强度，保证岩体地质工程稳定性。判断岩体地质工程稳定性有三个重要的技术问题：①岩体结构和力学模型；②岩体力学参数；③岩体稳定性分析方法。其中最关键的问题是抓岩体结构。解决岩体地质工程十分关键的问题有4个工程地质条件：①岩体结构；②地应力；③地下水；④岩体力学参数。

1. 岩体结构

关于岩体结构从理论上讲可以划分为若干种类型，可是在实践中如何确定岩体结构类型是很难的。不得不采取模糊的办法来处理，按几种可能的力学模型来试。岩体力学模型有的是随机的，有的是具有确定模型的，比较容易鉴别的有4种力学模型：①连续介质力学模型，它对于结构面分布具有随机特征的岩体比较适用；②碎裂介质力学模型，在低地应力条件下的碎裂结构岩体具有这种力学模型特性；③块裂介质力学模型，在断层、长大节理或层间错动面切割成块体的岩体具有这种力学模型；④板裂介质力学模型，在结构面单组发育或与最大主应力平行分布时或层间错动极发育的岩体具有这种力学模型，还有一种情况是，高地应力地区的高边墙地下洞室边墙围岩极易产生板裂化，在力学模型上也属于板裂介质。在实际岩体地质工程稳定性分析时，要对这4种力学模型仔细诊断，选择应用。用单一的连续介质力学模型分析所有的岩体地质工程稳定性是不符合地质实际的。如地下洞室施工中出现破坏概率最大的是块体塌方，可是用连续介质力学是解决不了这个问题的，必须采用块裂介质岩体力学方法进行分析才行。岩体稳定性分析工作中关键是岩体结构鉴别问题，而这个问题是很难在施工掘进之前作出明确的判断的，要在施工过程中通过补充勘察和地质超前预报最后确定。

2. 地应力

地应力也是比较复杂的问题，地应力测量结果只能代表测点的地应力状况。由于岩体结构十分复杂，有的部位破碎，有的部位完整，有的部位含水，有的部位不含水，对于岩体地质工程来说不是仅涉及一小块岩石，而是涉及包含有完整岩体和破碎岩体，有的含水，有的不含水，有的部位地应力高，有的部位地应力低的这样一种复杂的地应力体系。在这种情况下，如何确定地应力大小，是比较难的。我们常常在谈到地应力场时，习惯上用一个确定数表示地应力场特征，实际上它不是一个确定数，而是与岩体弹性模量和岩体抗压强度有关的。从地应力绝对值来说，不是一个常数，而是有大有小的分布密度不等的云状分布状态，应该采用一种分布函数来表征地应力场特征。在岩体力学分析时应该给出变形破坏的分布概率，采用概率概念进行岩体地质工程设计，这是由地质结构的复杂性决定的。

3. 地下水

地下水同样也是地质工程设计中必须考虑的一个重要因素，我们经常遇到在岩体地质工程设计中，对地下水的处理具有很大盲目性。对地下水补给、排泄渠道，对地下水量、水压及其动态并不清楚。如目前在滑坡防治地质工程设计中如何进行排水设计，如何布置地表排水系统和地下排水系统，只是根据经验或主观判断，缺乏理论依据，因此所设计的工程防治效果也是带有很大的盲目性。在岩体地质工程设计时，必须对地下水状态有一个明确的认识，因为它是岩体地质工程变形破坏的重要影响因素。

4. 岩体力学参数

岩体地质工程稳定性分析工作中，困难的问题是岩体力学参数选择。岩体力学参数选取得是否符合实际，是影响岩体地质工程设计成败的关键因素之一。目前岩体地质工程设计多数是保守的，个别的也有冒险的，这里蕴藏着巨大的浪费，关键在于岩体力学参数选取得不符合地质实际。岩体力学参数取值与选用什么力学判据密切相关，在选用岩体力学参数之前必须正确选择力学判据，有了力学判据才能确定岩体力学参数。这是岩体力学测试之前必须首先解决的问题。可是目前对这个问题还不够明确，不管岩体变形、破坏机制如何，一律采用杨氏法则、库仑莫尔定律作为变形破坏判据，实际上并不完全符合实际。这也是目前岩体地质工程稳定性分析结果不符合实际的原因之一。著者在（1998）里曾提出了修正的杨氏法则和岩体破坏判据体系，为解决这个问题提供了依据，可供选用岩体力学判据参考。目前在岩体力学参数选取上有三种方法：①根据试验结果取值；②利用变形监测反分析结果取值；③利用类比分析方法取值。尽管这样，也很不容易取得符合实际的岩体力学参数。因为在根据试验结果取值中存在一个尺寸效应和地应力效应改正问题很难处理，同时，在利用试验结果取值中常用统计分析方法，也不尽合理，因为岩体力学参数有的是随机的，有的是具有确定模型的，不能一概都用随机原理进行统计分析；在变形监测反分析中，反分析的力学模型选择是否符合地质实际，对分析结果是否符合实际具有很大影响；工程类比分析中地质模型是否具有可比性，如地质结构、地应力条件、地下水条件等是否有可比性在进行类比分析中是至关重要的。对岩体来说，岩体力学性质中最重要的有三个参数，即岩体变形模量、岩体强度、结构面强度。它们都具有明显的尺寸效应，图3-16是著者总结整理成的岩体强度尺寸效应与地应力效应关系图。这个资料对根据试验结果进行岩体力学参数取值是比较有用的。

地质工程设计中另一个重要问题是确定地质体改造技术问题，关于这个问题著者在地质体改造原理、技术和方法部分里已经谈了很多，不再重复。

二、岩体地质工程施工问题

现在来简要地谈谈地质监控施工法基本内容，扼要地说，地质监控施工法的基本内容可用下面45条表述：

（1）岩体地质工程是地质工程的一种类型，它和其他类型地质工程一样，是严格地受地质条件控制的。地质工程的基础理论是地质控制论，岩体地质工程的基础理论也是地质控制论。

（2）在地质控制论指导下进行地质工程建筑的施工方法称为地质监控施工法。地质监控施工法是岩体地质工程建筑的基本方法，岩体地质工程设计和施工都必须运用这一方法作指导。

（3）岩体地质工程施工既是按图施工，又是工程地质勘察的继续。施工前的设计只是方案设计，在施工过程中应该根据新取得的资料 and 认识及时修改设计。按图施工不是目的，确保建成的工程安全稳定投入运用才是目的。

（4）岩体地质工程施工设计必须运用岩体力学理论做指导进行分析判断，修改施工设计。

（5）岩体力学是为岩体地质工程建设服务的，岩体力学为岩体地质工程建设服务不

是仅靠岩体力学计算分析，而最重要的是靠正确和准确的岩体力学概念和经验判断，岩体力学和岩体地质工程工作者必须正确和准确地掌握岩体力学概念。

(6) 为了进行岩体力学分析，在岩体地质工程施工设计前必须获取岩体结构、地应力、地下水和岩体力学参数，并以此为依据进行岩体稳定性力学分析，修改施工设计。

(7) 在进行岩体地质工程力学分析时，必须在准确地查清工程岩体的工程地质条件，准确地判断岩体力学介质和正确地抽象给定岩体力学模型，准确地取得工程岩体力学性质指标基础上，正确地选用岩体力学分析方法进行分析才能给出比较符合实际的结果。

(8) 岩体力学分析不能仅考虑岩体自然条件，还必须把岩体改造措施加进力学模型内一起考虑，否则力学分析结果是不符合实际的。

(9) 判断岩体力学模型时，除了要正确地判断岩体力学介质和岩体工程结构外，还必须正确判定岩体内结构面分布规律。结构面分布规律即是鉴别岩体力学介质和抽象岩体力学模型的必须充分考虑的地质条件，也是进行地质超前预报的重要依据。

(10) 对岩体地质工程来说，地质监控施工法有 4 项重要技术：①地质超前预测、预报；②岩体改造；③爆破技术；④变形监测和监控技术。这 4 项技术都是受地质条件控制的。

(11) 地质超前预测是指施工前，设计阶段的工程地质勘察工作，是对工程建设区的地质背景进行判断预测，但它的准确度是不高的。

(12) 获取地质结构、地应力和地下水的最有效方法是边施工边勘察及进行施工地质超前预报。

(13) 为了确保施工地质超前预报工作的兑现，应将施工地质超前预报作为施工的一道工序，纳入施工程序之中。

(14) 施工地质超前预报的主要工作内容有：施工掌子面地质素描、钻进速度测试、变形监测、掌子面地下水特征监测等。

(15) 地质超前预报是在施工过程中，一般来说，预报范围超前 5 ~10m 即可。它可以较高的准确度获取掌子面前方地质信息，对施工进行监控，采取科学的防灾措施，实现岩体工程施工科学化，减少施工事故，降低建筑成本。预报内容包括：①掌子面前方地质条件预报；②成灾可能性预报；③防灾措施方案预报。

(16) 掌子面前方地质超前预报是根据地质素描和风钻孔测试资料，运用地质规律进行判断，主要的地质规律有 3 条，即：①结构面发育规律；②地应力的地质标志；③岩体水力学规律。

(17) 地质素描的主要内容为断层、大节理、岩脉、软弱夹层、节理密度统计、结构面闭合和充填状况等，这些资料对确定岩体力学模型及力学参数十分重要。

(18) 施工设计中应该努力寻找关键块体，对易产生冒落的关键块体应该采取超前防护。

(19) 钻进速度测试可利用钻速仪，亦可通过给进把感觉获得，它对于判断掌子面前方平行于掌子面的破碎带、软弱结构面和软弱夹层十分有用。

(20) 变形监测既可以判断施工过程中岩体稳定性用作施工安全监测，亦可通过反分析方法用作分析岩体力学参数和地应力状况。

(21) 掌子面开挖后通过变形监测或根据地质素描结果进行块体稳定性分析，发现掌

子面附近存在有不稳定岩体时，必须及时进行临时支护。常用的支护技术有喷射混凝土和砂浆锚杆，喷射混凝土的喷层厚度要根据围岩岩性来定，对软弱岩体喷层厚度不能小于30cm，锚杆长度应穿过形成块体的软弱结构面。

(22) 施工暴露的工作面上出现的地下水不仅可以判断掌子面前方地下水状况，亦可作为判断地应力状况。

(23) 简单地说，高地应力地区一般岩体渗透性很低，不出现出水现象，即有出水点时不是高地应力地区，没有出水点时可能是高地应力地区，地下水呈线性分布时地下水的滴水线方向常常与地应力的最大主应力方向垂直。

(24) 在掌子面钻进过程中如果出现飙水现象时应该特别注意，这表明掌子面前方存在高压地下水，有可能出现突水现象。这时不应该急于爆破掘进，而应该迅速地进行地下水压测量，根据地下水压测量结果及前方地质结构和地质体力学性质，判断产生突水可能性，进行突水预报。

(25) 在出现有突水可能时，应停止掘进，采取防突措施。

(26) 防止突水措施有两项技术，一种是疏干掌子面前方地下水，导洞和超前钻孔可用作疏干掌子面前方地下水；另一种技术是灌浆增加地质体抗拉强度，一般可采取超前灌浆30m，掘进10~15m，步步为营地前进。至于一次超前灌浆多少，掘进多少，要视掌子面前方岩体材料特征来定，即可以通过预报灌浆体作防突层厚度来确定。

(27) 掘进的掌子面由软弱岩体组成时，掌子面出水会使掌子面形不成形状，连续产生塌方，应急的措施是疏干掌子面前方的地下水或降低掌子面前方的地下水压力。

(28) 高地应力地段容易出现岩爆或塑性变形，岩爆既可以出现在地下洞室施工中，亦可以出现在地面工程施工中。制止岩爆的方法可以采用超前向围岩内打钻孔，进行围岩内应力转移，或采用预埋锚杆防止地面岩爆。

(29) 低地应力地段容易产生塌方，必要时应对掌子面前方地应力情况进行快速测量或利用地应力的地质标志进行判断，对产生塌方地段应采取超前防治措施。

(30) 施工设计中应该努力寻找应力控制点或应力集中点，施工开挖顺序应该使应力集中点的应力分散，降低地应力集中程度，减少地质体中主应力差，防止地质体产生破坏，产生施工事故。

(31) 岩体改造不仅是为岩体工程加固服务，有时为了易于开挖或岩体放落，也要对岩体进行弱化处理，所以岩体改造有强化处理和弱化处理。

(32) 根据成灾超前预报结果，对施工开挖可能出现破坏地段，必须作出防灾措施方案预报。防灾措施方案预报内容包括：①防止施工过程中诱发产生灾害对施工提出的要求，如防止大的爆破振动，防止掌子面暴露时间过长等；②防止开挖后产生塌方、突水灾害。常用的防护技术有：采取超前支护，超前疏干，超前注浆，喷锚支护等。

(33) 几乎所有的岩体工程施工过程中都要使用爆破，爆破会损伤岩体，一旦岩体被损伤就不可能复原，而变成破碎岩体，岩体质量大大下降。岩体爆破一定要根据岩体结构特征和岩体工程要求进行设计，岩体工程施工一定要使用控制爆破，禁止使用大爆破。

(34) 为了防止岩体工程失稳，最好在岩体接近极限平衡状态时，按岩体改造原理对岩体进行加固，这是岩体加固的最佳时期；不然的话，如果岩体失稳后再采取补救措施，必然拖延工期，工程投资亦必将大大增加。

(35) 岩体加固和支护必须充分利用岩体变形发展过程特征。岩体加固支护要利用积极弹性变形和充分利用粘性变形发展的一定过程,这是岩体工程加固和支护的艺术。

(36) 因为岩体具有一定的粘性,岩体工程开挖后,即使是在力学上处于不稳定状态,它也不是立即产生破坏,其破坏需要经历一定的变形过程,即经历一段时间,这段时间称为岩体自稳时间,岩体工程加固工作必须在这段时间内完成。

(37) 岩体自稳时间随岩体质量不同而不同。岩体质量愈好,自稳时间愈长;岩体质量愈差,自稳时间愈短。铁道围岩分类中 I ~II 类围岩,如果有地下水活动的话,则不能自稳,必须采取管棚超前支护处理再开挖;II 类围岩无地下水活动时,自稳时间约为 4 ~ 8h,甚至可长至 2 ~3d,它主要决定于围岩内粘性成分含量和含水情况;III 类围岩自稳时间可长达 1 周至数月;IV、V 类以上围岩,除产生块体塌方外,一般可较长时期稳定。

(38) 为了保护地质体,在地质工程施工过程中,严禁采用大爆破。大爆破可以加快掘进速度,但由于爆破振动使地质体遭到破坏,比进行地质体加固和推迟掘进进度带来的损失更大,特别是接近设计境界时绝对禁止采用大爆破进行施工。

(39) 对于特殊的地质体,在施工过程中应该采取特殊的保护措施,如遇到膨胀岩时,应该对新开挖出来的掌子面尽快采取封闭措施,防止风化;同时,对这种地质体尽量少扰动,扰动会增加其膨胀性。

(40) 对软弱地质体掘进时应尽量采用短进尺,快支护措施,对有水的掌子面应注意留排水孔。

(41) 变形监测是监控施工的基础工作之一,是预防岩体地质工程施工过程中产生地质灾害事故和保证岩体地质工程施工安全的重要技术,它是施工人员的眼睛。根据监测结果分析,及时修改设计和及时采取防灾措施。聪明的地质工程建设者都清楚这一点,但是,很多人并不认识这一点,只是在出了事故后后悔,这是不应该的。

(42) 变形监测技术应力求可靠,不要片面地追求精度,简易可行的技术往往是可靠的,可保证工程顺利进展。愈是精密的仪器对环境条件要求愈是严格,而岩体工程现场往往满足不了它的使用条件要求,反而弄巧成拙。

(43) 为了取得位移反分析的完整资料,变形监测不仅要在施工过程中做,在施工前和后的一定时间内也应该做。这有利于资料分析,特别是位移反分析和工程质量检查工作。

(44) 位移反分析是获取岩体力学参数的重要手段之一。位移反分析结果的可靠性,除取决于监测资料的可靠性外,更重要的是取决于岩体力学模型抽象的正确性。位移反分析不应该简单地一律都采用连续介质力学模型,应该根据岩体结构、岩体工程结构特征、地应力状况及工程变形特点和经验,选用反分析力学模型。

(45) 注重变形监测结果,当日变形率小于允许日变形率时,才可以施作永久衬砌。

上列 45 条内容的基础是地质,必须根据地质情况灵活运用。

第二节 高边墙地下洞室洞壁围岩板裂化问题

地下工程是岩体地质工程的重要类型。地下工程设计、施工已经积累了大量的经验,已经形成有规程规范,对这类地质工程的论著很多,在此不做专述。只想强调一点,这类

工程的基础是地质，必须以地质为基础进行设计，也必须在地质监控下进行施工，不能简单地把它看作一般的土木工程，本书内论述的地质工程理论对这类工程的设计和施工具有重要的指导作用，也是这类工程设计和施工的基础，如果把已有的经验和本书内论述的理论结合起来，这类地质工程问题是不难解决的。随着地下工程规模不断增大，在地下工程建设中出现了一种特殊课题，即高边墙地下洞室洞壁围岩板裂化问题。在我国，这个问题最早见于四川省渔子溪电站地下厂房，相继在岷江中滩堡电站地下厂房、广西壮族自治区鲁布革电站地下厂房、北京十三陵抽水蓄能电站地下厂房见到。这是一个十分特殊，而今愈来愈多出现的一个地质工程问题，故在此专门提出论述。

著者通过工程地质力学实验和计算分析专门研究过地下洞室板裂化问题，1984年曾从理论上论述过高边墙地下洞室洞壁围岩在高地应力作用下可以产生板裂化，从而引起岩体变形成分中增加了结构变形内容。1986年11月在参加红水河上岩滩水电站边坡讨论会时，得到鲁布革水电工程局杨子文高级工程师提供高边墙地下洞室围岩产生板裂化的典型资料，鲁布革水电站地下厂房施工完后，开挖母线洞时发现，母线洞所在的岩体内存在有一系列的平行于地下厂房下游边墙洞壁的裂缝，这种现象在上游侧也存在。这是这种现象被发现的第一份珍贵资料。这份资料的意义在于：

(1) 证明岩体变形系由材料变形和结构变形共同贡献的。岩体变形分析中，除应分析岩体材料变形外，还应分析岩体结构变形；

(2) 说明变形监测资料反分析工作，仅由材料变形假设出发，而分析岩体变形参数是不够的，必须考虑监测结果中可能包含有结构变形的可能性；

(3) 对地下洞室变形观测工作中，经常遇到的实际变形观测结果远远大于理论计算结果的原因，可以作出科学的解释；

(4) 对高边墙地下洞室围岩用锚固处理给出了理论依据。

高边墙地下洞室板裂化问题已经存在，但认识到这个问题的人还不多。北京十三陵抽水蓄能电站地下厂房设计中曾设计有岩壁吊车梁牛腿，著者参加咨询时根据厂房地段岩体结构和地应力等地质特征提出了地下厂房边墙围岩很可能产生板裂化的论断和不宜在边墙上做牛腿的看法，否定了原设计方案。厂房开挖后，在开挖通向母线洞的通道时见到了围岩板裂化深达17m，这又是一份宝贵资料。这个问题在高边墙地下洞室建设中应引起重视。

一、板裂化力学模型

模型试验结果表明，在高地应力作用下，高边墙地下洞室边墙围岩内部变形不是连续的，而是在切向力作用下围岩发生开裂和板裂化。板裂化形成的板条在轴向力和自重力作用下产生弯曲变形，这种弯曲变形受板裂化形成的板条长度和截面尺寸控制。因此，近洞壁围岩板裂化形成的板条长度比内部长，其弯曲变形也大于内部的。随此，在边墙围岩内便产生空化，这和轴向力作用下产生张破裂一样，是受极限张应变控制的，高边墙地下洞室边墙围岩由于板裂化形成的板条具有板柱力学特性，其变形除有材料变形外，还有板条弯曲变形成分。当边墙围岩板裂化形成的板条弯曲变形超过洞壁围岩材料极限回弹变形时，便引起围岩产生板裂化开裂。

洞壁围岩卸荷回弹变形可以很方便地利用数值方法求得解答。关于洞壁围岩板裂化后产生弯曲变形，目前尚无成熟的分析方法。著者在下列假设条件下建议了一种近似的简化

分析方法，基本上是可用的，其假设条件是：

- (1) 板裂化形成的板条厚度受节理间距控制；
- (2) 在切向应力作用下平行于板条方向节理开裂，垂直于板条方向节理呈闭合状态，板条弯曲变形可以视为连续变形；
- (3) 由于围岩板裂化，板条弯曲变形只受洞壁围岩内切向力及自重力作用，径向力不起作用；
- (4) 板裂化形成的板条弯曲变形极限条件 控制于拱顶切向回弹变形（力）与板条缩短变形（力）的平衡条件（图 11 -1），即：

$$\Delta = 2u_y \tag{11 - 1}$$

式中： u_y 为拱顶围岩回弹变形； Δ 为板条缩短变形。

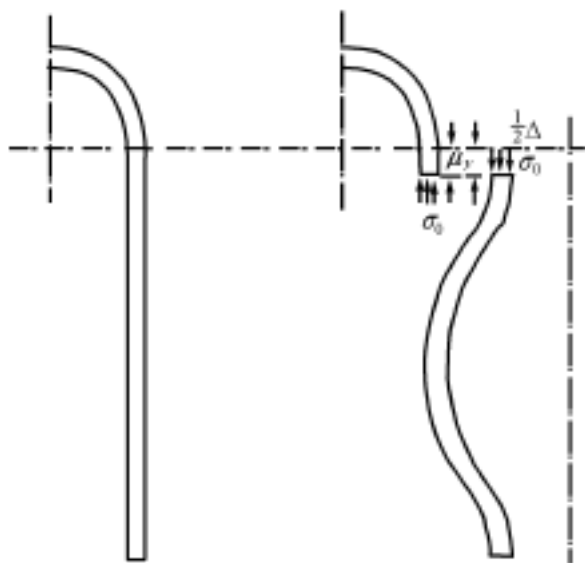


图 11 -1 洞壁围岩板条弯曲变形的力学模型

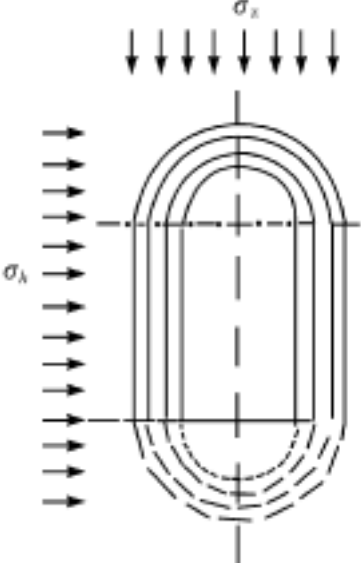


图 11 -2 板裂化地下洞室围岩力学作用模型——拱条模型

根据上列条件，张文彬博士曾设想采用拱条模型来表征高边墙地下洞室围岩的力学模型（图 11 -2），作者同意这一抽象，并具体地建立了这一力学模型。

二、板裂化地下洞室围岩力学作用分析

1. 拱条力学模型的假设条件

图 11 -2 表示拱条力学模型的假设条件为：

- (1) 地下洞室围岩可视为由图 11 -2 所示的洞顶围岩由拱条，边墙围岩由板条组成的岩体结构；
- (2) 在切向方向上拱条和板条在结构上是连续的，在径向方向上是不连续的，即具有抗压、抗弯能力，不具有抗拉能力；
- (3) 开挖前岩体内应力分布是连续的；开挖后，受压区应力分布仍是连续的，拉应力区切向应力仍是连续传递，径向应力不一定连续传递。

此外，对高边墙地下洞室，著者建议采用椭圆形洞形做应力近似计算分析。

2. 应力分析

对鲁布革电站地下厂房来说，考虑到，其倾角皆为 $10^{\circ} \sim 20^{\circ}$ ，故取倾角近垂直，以利简化计算。据此，洞壁切向应力为：

$$\sigma_{\theta} = \frac{(a+b)^2(p_z - p_{h2})\sin 2\theta - b^2(p_z - p_{h2}) + 2abp_{h2}}{(a^2 - b^2)\sin 2\theta + b^2} \quad (11-2)$$

式中: $a = 24\text{m}$, $b = 9\text{m}$, $p_z = 12\text{MPa}$, $p_{h2} = 4.5\text{MPa}$, 则:

$$\sigma_{\theta} = \frac{8167.5\sin^2\theta + 1337}{495\sin^2\theta + 81} = 16.5\text{MPa} \quad (11-3)$$

3. 洞壁变形分析

如图 11-3 所示, 边墙变形由两部分组成, 即 $u = u_x + u_m$, u_m 为洞壁围岩回弹变形, u_x 为板裂化形成的板条弯曲变形, 后者系在式 (11-1) 条件下形成的轴向力及自重作用下产生的。设作用于板条上的轴向力具有偏心 e , 则板条除受有轴向力 p 外, 还受有偏心力偶 $M = eP$, 利用能量原理可得:

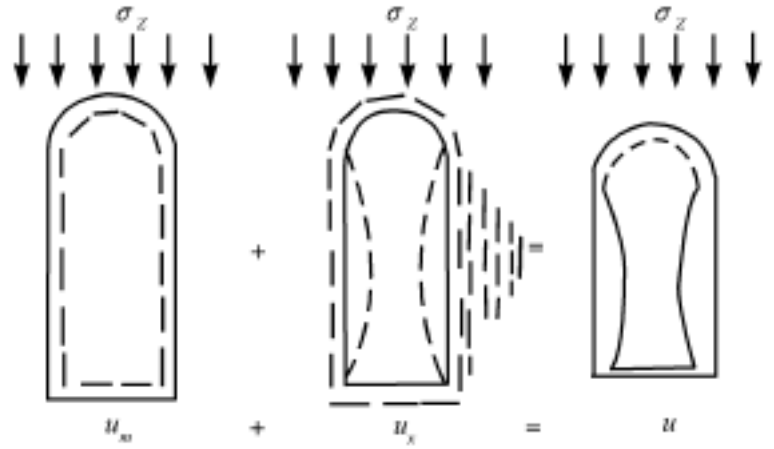


图 11-3 地下洞室变形成分

$$\begin{aligned} \pi = & \int_0^l \frac{1}{2}EI(u_x'')^2 dx - \int_0^l \frac{1}{2}p(u_x')^2 dx - \\ & Mu_x' \Big|_{x=1} - \int_0^l \frac{1}{2}ql\sin\alpha(1-x)(u_x')^2 dx - \int_0^l \cos\alpha u_x dx \end{aligned} \quad (11-4)$$

式中: π 为系统的总势能; EI 为板条的抗弯刚度; q 为板条材料的自重作用力; l 为板条的长度, x 坐标原点取在板条的下端; α 为板条与水平线的夹角; u_x 为板条弯曲变形曲线, 取为:

$$u_x = \alpha \sin \frac{\pi x}{l} + \alpha_2 \left[1 - \cos \frac{2\pi x}{l} \right] \quad (11-5)$$

根据最小势能原理, 由式 (11-4) 及式 (11-5) 解得:

$$\alpha = \frac{\left[\frac{8}{3\pi} - \frac{\pi}{4} \right] ql \cos\alpha - \frac{4\pi}{8l}}{2 \left[\frac{16}{9} - \pi^2 \right] EI \left[\frac{\pi}{l} \right]^3 - \left[\frac{16}{9} - \frac{\pi^2}{4} \right] \left[2p \frac{\pi}{l} + q\pi \sin\alpha \right]} \quad (11-6)$$

$$\alpha = \frac{4}{\pi} \left[\frac{\frac{2l}{\pi} q \cos\alpha - \frac{\pi}{l} M}{2EI \left[\frac{\pi}{l} \right]^3 - 2p \frac{\pi}{l} - q\pi \sin\alpha} - \frac{4}{3} \alpha_2 \right] \quad (11-7)$$

式 (11-6), (11-7) 中 $p = A\sigma_0$, A 为板条截面积, σ_0 为板条产生缩短变形后受到的应力。对边墙来说, $\alpha = 90^\circ$; 在 $\frac{x}{l} = 0.5$ 处变形最大, 则:

$$u_{x\max} = \alpha_1 + 2\alpha_2 \quad (11-8)$$

因为边墙板条平衡必须满足式 (11-1) 条件, 式 (11-1) 中板条缩短量 Δ 为:

$$\Delta = \int_0^l \frac{1}{2}(u_x')^2 dx \quad (11-9)$$

将式 (11-5) 代入式 (11-9) 解得:

$$\Delta = \frac{\pi^2 \alpha_1^2}{4l} + \frac{\pi^2 \alpha_2^2}{l} + \frac{8 \pi \alpha_1 \alpha_2}{3l} \tag{11-10}$$

根据拱条模型假定, 洞顶拱条伸长量为, 即:

$$u_y = \frac{1 - \nu^2}{2E} \pi R (\sigma_\theta - \sigma_0) \tag{11-11}$$

式中 R 为洞顶半径。

4. 洞壁围岩稳定性分析

边墙稳定性可以从两方面来研究

(1) 岩体强度判据 根据连续介质力学理论, 则洞壁岩体破坏稳定性系数为:

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_\theta} \tag{11-12}$$

σ_c 为岩体抗压强度, σ_θ 为作用于洞壁上的切向力, 当 $\eta \geq 1$ 时洞壁不会发生破坏, 但没有考虑到围岩发生板裂化稳定性。

(2) 板条稳定性判据 板条失稳时, 其弯曲变形 $u_x \rightarrow \infty$, 根据式 (11-7) 可得到临界载荷为

$$P_{cr} = \frac{2 \pi^2 EI - ql^3}{2l^2} \tag{11-13}$$

而板条上作用力

$$P = A \sigma_0 \tag{11-14}$$

则板裂化板条强度稳定性系数为:

$$\zeta = \frac{P_{cr}}{P} \tag{11-15}$$

当 $\zeta \geq 1$ 时, 洞壁不会出现破坏。

5. 板裂化开裂分析

前面曾提出洞壁出现板裂的条件是围岩变形 $u = u_x + u_m$ 超过了洞壁围岩极限张应变所能承受的回弹变形 $u_{xm \cdot L}$, 即:

$$u = (u_x + u_m) \geq u_{xm \cdot L} \tag{11-16}$$

式 (11-12) 又可改写为:

$$\Delta u = u_{xm \cdot L} - (u_x + u_m) \tag{11-17}$$

式 (11-13) 表明, 当 Δu 为负值时便产生开裂。

三、高边墙地下洞室洞壁围岩板裂化实例 ——鲁布革电站地下厂房

1. 洞壁围岩开裂概况及工程地质资料

鲁布革电站地下厂房开挖于三叠系钙质白云岩、白云质灰岩及泥质灰岩夹泥灰岩的岩体中。洞体所在部位断层不太发育, 仅 F_3 规模稍大, 其破碎带宽度仅 40 ~ 80cm, 产状为 $N70^\circ W/SW \angle 40^\circ$, 其余规模都比较小。厂房所在位置地质结构示于图 11-4 至图 11-7。图 11-4 为厂房区地下工程布置与地质构造的关系, 图中还展示了主厂房的纵横剖面结构

图。图 11-5 为厂房区枢纽的主剖面图，这一枢纽工程由引水洞，主厂房、尾水洞、母线洞及主变室组成，地下厂房为主体工程。图 11-6 展示了母线洞位于厂房下游的位置及其地质特征素描。图 11-7 为母线洞内 761m 高程的切面图，图中展示了厂房洞壁围岩板裂化裂缝分布情况，图中实线是实测的，虚线是作者推断的。下面一些参数是杨子文高级工程师通信告诉作者的。

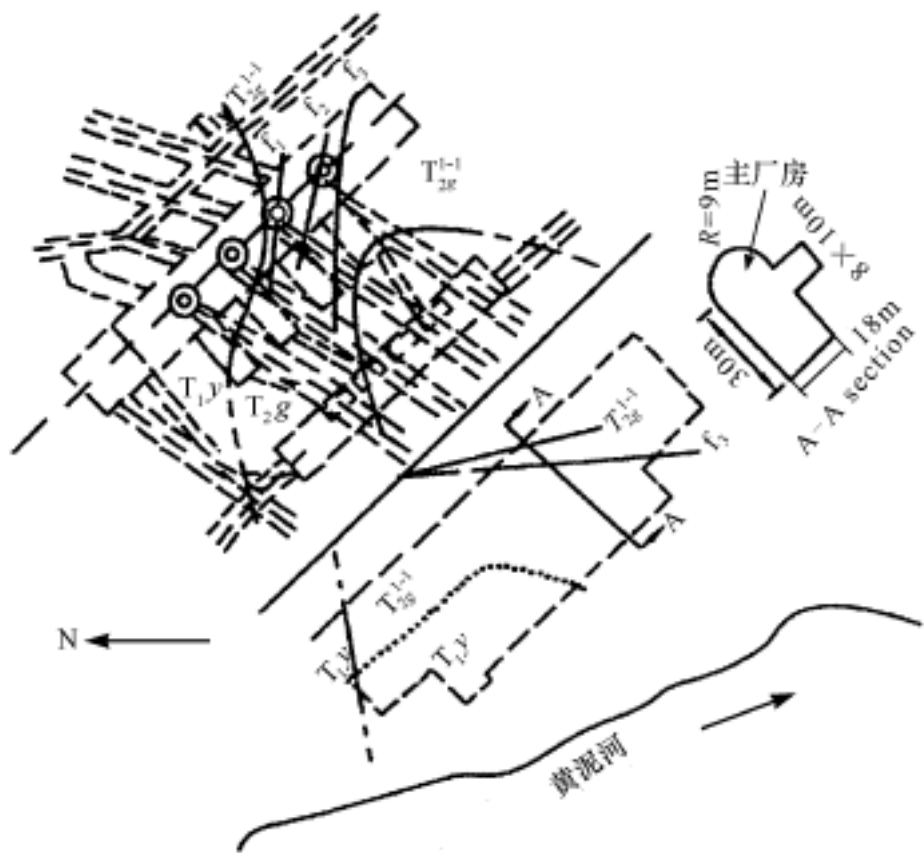


图 11-4 厂房枢纽地下洞室结构及地质图

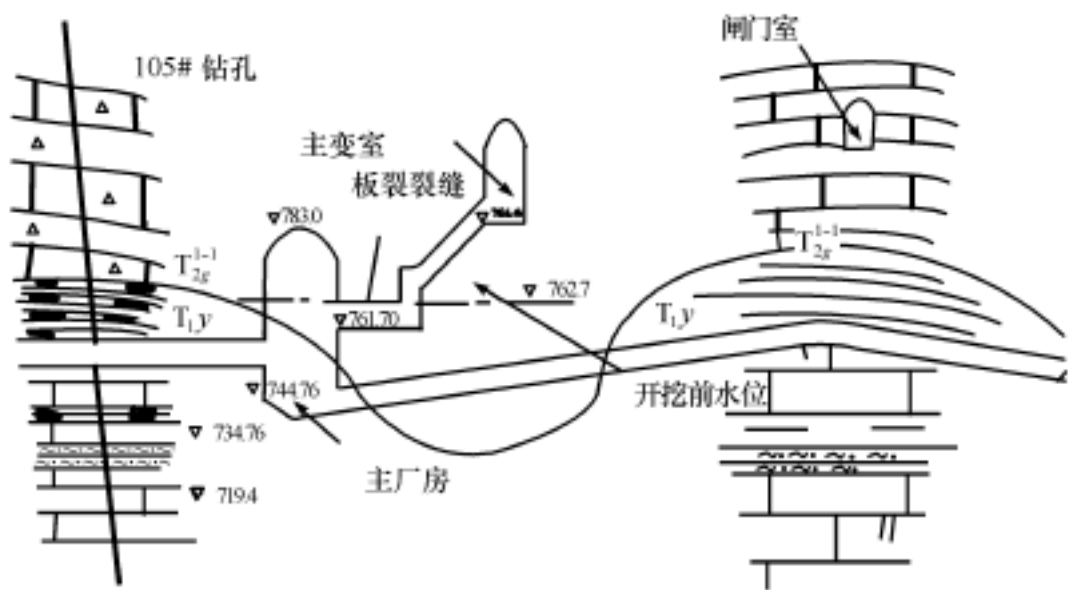


图 11-5 厂房枢纽工程及地质主剖面图

- (1) 地下厂房形状和尺寸：地下厂房剖面形状为圆拱直墙，拱的半径为 9m，厂房跨度为 18m，边墙高 30m，洞轴线走向为 N45 °W，母线洞尺寸为 8m× 10m；
- (2) 主厂房洞底标高为 744.6m，洞顶标高为 783. 0m，地面标高为 1100. 0m，地下洞室埋深为 320. 0m；
- (3) 岩体中节理比较发育，一般与地下洞室轴线斜交，倾角多为 70 °，节理间距为 1 ~3m；

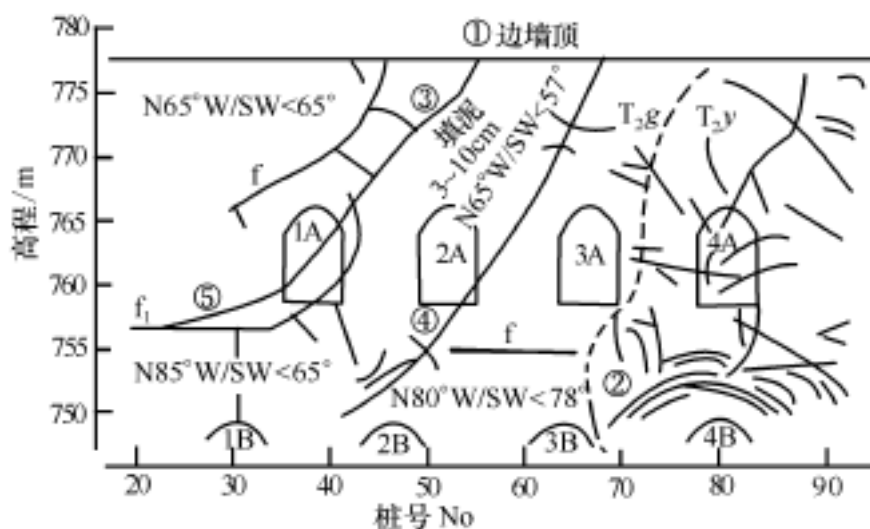


图 11-6 厂房下游边墙工程及地质剖面图

1A~4A—母线洞；1B~4B—尾水洞；①边墙顶；②层面；③填泥

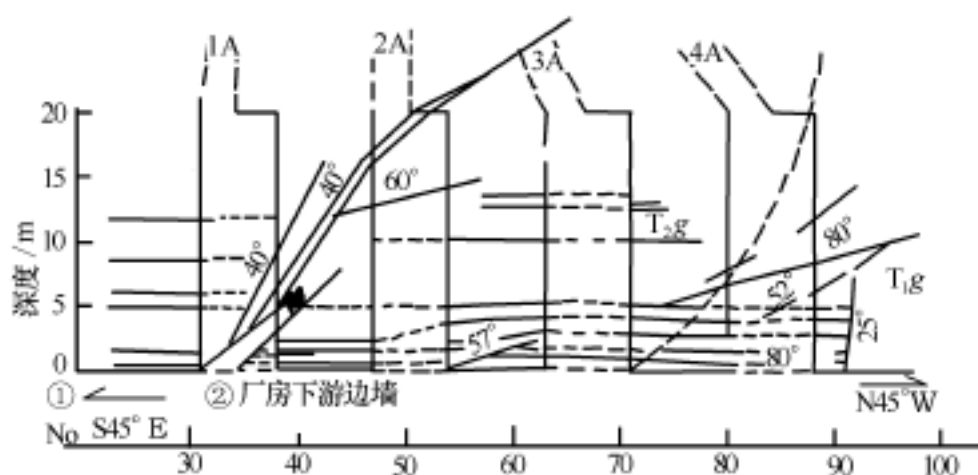


图 11-7 厂房母线洞 761.0m 高程地质平切图

(4) 地应力测量结果为 $\sigma_1 = 14\text{MPa}$, $N40^\circ \sim 60^\circ W / \angle 10^\circ \sim 20^\circ$; $\sigma_2 = 12\text{MPa}$, $S40^\circ \sim 60^\circ W / \angle 40^\circ \sim 60^\circ$; $\sigma_3 = 4.5\text{MPa}$, $N40^\circ \sim 50^\circ E / \angle 10^\circ \sim 30^\circ$;

(5) 岩体重度为 27kN/m^3 ;

(6) 岩体弹性模量一般为 $E = 4 \times 10^4\text{MPa}$, 泊松比 $\mu = 0.2$, 单轴抗压强度 $\sigma_c = 80\text{MPa}$, 抗拉强度 $\sigma_t = 5\text{MPa}$;

(7) 洞壁收敛变形结果: 最大 0.045m , 中部 0.015m , 安装间为 0.015m ;

(8) 裂缝间距: 第一条 $1 \sim 3\text{m}$, 第二条 $2 \sim 3\text{m}$;

(9) 厂房上游侧 2#及 4#叉管洞内喷层出现与母线洞内相同的裂缝, 规模亦相当。

2. 洞壁变形分析

将式 (11-10), (11-11) 代入式 (11-1), 且取偏心距 $e = 0.25 \frac{y^2}{c}$, $y^2 = \frac{1}{A}$, c 为弯曲中心到板条边缘的最短距离, 解得:

$$\sigma_0 = 16.44\text{MPa}$$

据此计算得板条最大弯曲变形

$$u_{x\max} = 0.023\text{m}$$

用边界元法解得洞壁端的平均变形为:

$$\delta = 0.00019\text{m}$$

由此求得洞壁最大收敛变形

$$u_{\max} = 2(\delta + u_{x\max}) = 0.046\text{m}$$

此值与实测结果比较接近。

3. 围岩板裂化分析

利用公式 (11 - 16) 和 (11 - 17) 条件，对鲁布革电站地下厂房计算结果示于图 11 - 8，表明开裂深度约为 12m 左右，野外现场实测到的开裂深度约为 11 ~13m。

4. 洞壁围岩稳定性分析

(1) 岩体强度判据 由连续介质力学方法求得洞边应力 $\sigma_{\theta} = 16.5\text{MPa}$ ，室内试验求得岩块抗压强度 $\sigma_c = 80\text{MPa}$ ，则洞壁岩体破坏稳定性系数为：

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_{\theta}} = 4.8$$

显然，洞壁不会发生破坏现象，但没有考虑到围岩发生板裂化稳定性。

(2) 板条稳定性判据 板条失稳时，其弯曲变形 $u_x \rightarrow \infty$ ，根据式(11 - 7) 可得到临界载荷为

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} - \frac{1}{2}ql = 31 \text{ MPa}$$

而板条上作用力

$$P = A\sigma_0 = 16.44 \text{ MPa}$$

则板裂化板条强度稳定性系数为：

$$\eta = \frac{P_{cr}}{P} = 1.9$$

仍属稳定。故洞壁不会出现破坏，分析结果与实际相符。

四、防止边墙失稳和围岩板裂化技术

防止边墙失稳和围岩板裂化主要技术措施是锚固。为达到锚固效果必须作出科学的锚固设计。

为防止边墙板裂化失稳锚固间距应小于稳定板条自由段长度 l_{cr} ，即锚杆（索）间距，自由段长度 l_{cr} 为

$$l_{cr}^3 + \frac{2P_{cr}l_{cr}^2}{q} - \frac{8EI\pi^2}{q} = 0 \tag{11 - 18}$$

为防止围岩板裂化可以采用砂浆锚杆，锚固深度应大于开裂深度 l_{cr} ， l_{cr} 可以采用式 (11 - 18) 条件确定，实际工程锚固深度应大于 $1.2 l_{cr}$ 为宜。

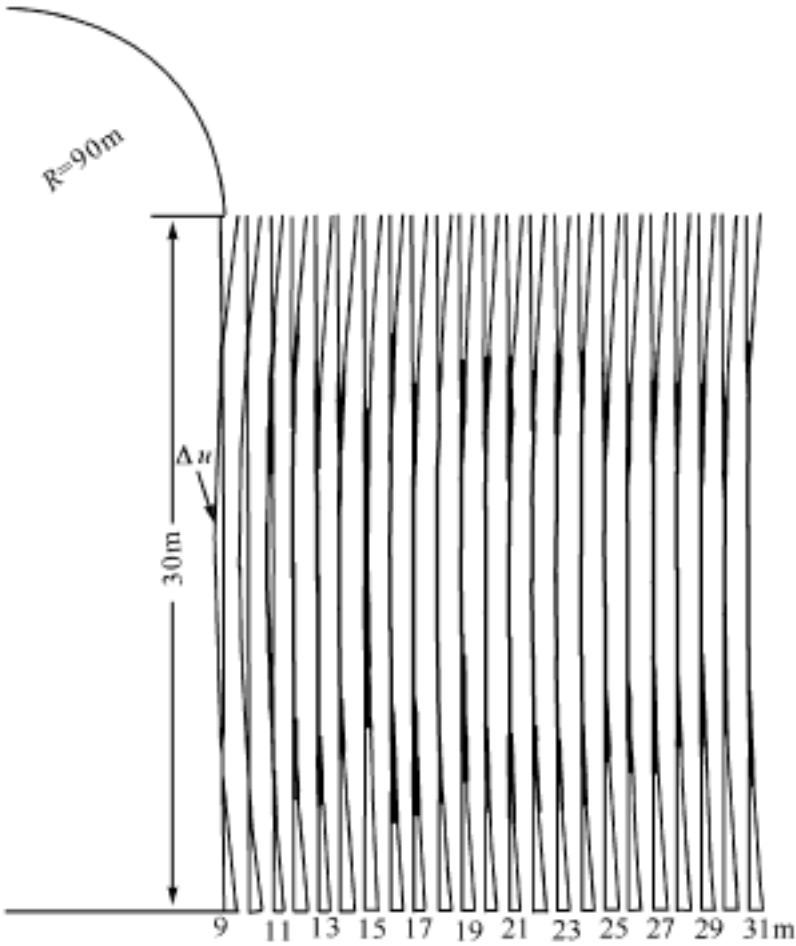


图 11 - 8 洞壁围岩开裂深度计算结果

第十二章 土体地质工程问题

第一节 土体地质工程建筑原理

地质工程理论不能不分对象地随意用，必须区别土体系列和岩体系列。通常把土体视为散体或颗粒体，颗粒间的连接为水胶连接，它靠水膜和胶体连接，具有水作用可逆性。对土体来说，水连接的力学效应远远大于应力的力学效应，在做土体工程时，一定要重视地下水。岩体的特点是结晶连接，水连接的力学效应比较微弱，水动力的力学效应比较显著；节理裂隙切割成岩体结构特征十分重要，岩体结构的力学效应十分突出，地应力的力学效应也十分突出，在做岩体工程时一定要注意岩体结构的力学效应和地应力的力学效应。

一、土体地质工程特点

1. 土体地质工程类型

以土体做建筑材料，以土体做建筑结构，以土体赋存环境做建筑环境建筑起来的工程称为土体地质工程。土体地质工程类型极其广泛，而且其规模也愈来愈大。最常见有：①基坑工程；②地基工程；③边坡工程；④地下洞室工程。

概括起来它们都属于开挖工程。这几类工程在民用建筑工程、水利水电工程、铁路工程、公路工程、矿山工程、国防工程行业里都有。

人们经常接触到的是民用建筑工程。今天的我国在土体上建成的建筑物高度已经高达420.5m，建筑基坑有的已经深达30余米，国际上建筑基坑深度已经达到40m；建筑物地基多数采用桩基；地下工程类型愈来愈多，地铁、地下商场、地下仓库等建筑类型愈来愈多，规模愈来愈大，这是近年来发展最快的一个领域。

2. 土体地质工程稳定性控制因素

(1) 土质成分：威胁土体稳定性的土体成分因素主要为淤泥、软粘土和粉土，在土体工程建筑勘察工作中必须认真查清。

(2) 土体结构：威胁土体稳定性的土体结构为软夹层层状结构，这是土体结构中最不良结构，基坑工程破坏多受它控制；特别是粘土质和淤泥质软夹层常构成积水带，威胁着土体稳定性。

(3) 地下水：地下水可改变土体强度和土体中应力状态，对黏性土尤其具有特殊意义。改变土体中地下水状态可大大改变土体强度和土体中应力状态，改变土体地质工程稳定性。

二、土体地质工程设计问题

1. 土体地质工程设计中不确定因素

土体地质工程设计中的困难在于：①地质模型难于准确地给定；②工程地质力学参数难于准确地给定；③粘性土降水很难做到符合设计要求；④施工质量也常常达不到设计要

求。以基坑工程来说，目前基坑工程是有风险的。原因在于：

(1) 目前对基坑边坡破坏机制还不都很清楚，这表明目前基坑设计在理论上还不成熟，用什么理论进行支护设计，还不是很清楚；

(2) 目前取得的土体力学参数与实际相差很大，有的说土体强度试验结果可能比实际低了 30% 左右；有的说土体的湿度具有控制作用，而土体中的湿度是很难搞清楚的，试验结果到底是高还是低很难说清；就变形模量来说，目前实验室测得的变形参数仅为几十至几百 MPa，而反分析得到的可高达 1000 ~1200MPa。原因可能在于试验取样时把土体受的围压取消了，这就造成试验结果与实际不符。目前看来，比较好的办法是采用变形监测反分析的方法来取得这些参数。

(3) 目前对土体中应力（即地应力）还不清楚，现在在设计中都是采用 γh 来估算土体中应力，实际上并不一定都符合实际。土体中除有自重应力外还有构造应力，著者在北京市航空干部管理学院主楼基坑下 4m 深处淤泥层中就见到过“X”节理，这是土体中水平地应力为第一主应力的表现，垂直地应力为第二主应力，这表明土体中确实存在有构造应力。看来需要进行土体中的地应力测量。

(4) 土体结构，在土体地质工程建设中土体结构常不被重视，这是土体地质工程建设中出事故的重要原因之一。软夹层层状结构更具有特殊意义，这种结构常被误认为层状结构，而且软夹层常不连续，而且厚薄不均，极不稳定，但是它是极为重要的土体结构单元。

(5) 地下水也是很难搞清楚的一项土体赋存环境因素：①它具有很大的不确定性；②地下水探测技术还不能把所有的隔水层和含水层都搞清楚，很难给出可靠的地下水模型，这样一来，就给土体地质工程设计带来不确定性。

在进行土体地质工程设计时必须考虑到上述因素，不要以确定论观点看待设计结果。

2. 土体力学分析方法问题

(1) 土体破坏机制：土体地质工程设计中的一项重要工作是土体力学分析。土体力学分析结果的可靠性主要决定于力学模型。力学模型确定的正确与否则决定于对土体破坏机制的判断。目前采用的土体力学模型多数是采用库仑—莫尔模型，实际上是认为土体破坏机制是剪破坏，这不完全符合实际。实际是土体破坏机制受土体结构控制。在土体结构控制下土体有多种破坏机制，也就是说有多种力学模型，详见“土体结构控制论和土体力学原理”部分。

(2) 土体力学介质及土体力学分析方法：目前土体力学分析主要是用单一的连续介质力学方法。这并不符合土体实际，土体实际是具有多种力学介质，应该采用相应的力学方法进行力学分析。在第四章“土体结构控制论与土体力学原理”内谈到过，土体至少具有三种力学介质和三种力学分析方法。这是由土体地质特点或者说土体结构特点决定的。

三、土体地质工程施工问题

土体地质工程的基本施工法也是地质控制施工法。地质控制施工法的基本要点是：

- (1) 在土体工程施工过程中认真进行变形监测；
- (2) 利用变形检测资料进行反分析，取得土体中应力、弹模、强度参数；
- (3) 利用反分析取得的土体力学参数，修改设计，修改施工设计；

根据修改后的设计进行施工，严格地进行变形监测，如此循环，进行信息反馈施工。

地下水降水问题是土体地质工程施工中关键的一环，关于降水问题在第六章第七节中谈过，在此不重述。

1. 开挖过程中变形监测问题

目前来说，变形监测技术是地质工程关键技术之一，也是土体地质工程建筑的保证技术之一。这项工作很重要。它有三个重要的用处：

(1) 根据监测结果可以及时判断土体地质工程的稳定性，及时修正设计，进行补救措施，确保土体地质工程的稳定性，变形监测不仅是要进行定量的量测，而且要进行地面变形和边坡变形产生的裂缝等地质物理现象观测，这项工作很重要；

(2) 利用监测结果反分析土体中应力、土体力学参数，修正设计，变形监测工作不要求特别精，而要求准确可靠，这是非常重要的；

(3) 它也是完善土体地质工程设计理论的基本工作，没有这方面的资料，建立起来的理论根据是不足的，只能看着是设想，应该继续努力取得更多的资料，建立起来完善、好用的土体工程设计和施工理论。

2. 土体改造问题

土体改造和岩体改造原理基本相同。其中地应力改造是十分重要的。基坑稳定性改造问题可以很好地说明这个问题。基坑不稳定的原因实际上是土体中应力差过大和土体强度不足。解决的办法有两个：①减小土体中的应力差；②增加土体强度。解决第一项技术措施的具体办法常采用支护桩和预埋锚杆，限制开挖过程中地应力释放，采用短进尺开挖，及时紧跟施做土钉，限制土体中应力释放，这是减小土体中应力差的重要办法，这是符合地质体改造原理；另一项技术措施是增加土体强度，可以采用灌浆和对土体加筋的办法，土钉的主要作用之一就是土体加筋，增加土体强度。

四、土体改造实例——总参二部宿舍楼防护工程设计

总参二部拟在黄寺修建一座高 12 层，距老楼 8m 的新宿舍楼，基坑开挖深度 9m。基坑开挖改变了老楼地基的应力和地下水条件，导致老楼地基产生变形，威胁着老楼安全，故提出采取保护措施，著者承担了这项工程的设计工作。

根据《工程地质手册》，该楼允许倾斜变形为 $1/1000$ ，实体楼长 35m，楼端部允许变形量为 3.5cm。勘察结果，地面向下到 9m 处为淤泥，9 ~ 17m 为粉土质粘土，17m 下面有一层 4m 厚的砂土，下部为粉土质粘土。试验结果求得粉土质粘土 $\phi = 22^\circ$ ， $C = 1.8\text{kPa}$ ；地下水位约为 2m。

根据上述工程地质条件判断，老楼产生变形破坏的控制因素有：①基坑排水引起地下水位下降，使地基产生不均匀变形超过允许变形；②基坑开挖改变了地基土的应力条件，使地基产生不均匀变形超过允许变形，导致老楼变形破坏。与此相应地我们提出采取两项防治措施：①做防渗帷幕，防止老楼地基内地下水下降或过猛下降形成降水漏斗，从理论上来说，保持地下水位在施工过程中不变，实际上，这是很难办到的；这项措施可以控制老楼地基内的地下水位缓慢下降，使地基内地下水位不产生陡倾角的下降漏斗，消除地基产生不均匀沉降变形的条件；②做护楼桩，尽量保持老楼地基土内应力状态，阻止地基土产生过大的侧向变形。为了实现此目的采取了三项措施：①做护楼灌注桩；②打两根拉桩，用钢丝绳将护楼灌注桩拉住，对护楼灌注桩施加拉力 P ，防止护楼桩向外产生过大变

形；③设一道联梁将护楼桩连起来，增加护楼桩的刚度，使其协同工作。护楼桩顶端允许倾斜最大变形为 X ，基坑深 9m，楼长 35m，允许倾斜变形 3.5cm，桩顶允许变形 $X = 3.5 \times 35 \div 9 = 13.6\text{cm}$ 。

(1) 护楼桩设计：护楼桩必须满足下列要求：①桩自身稳定性；②桩顶端变形不超过允许值；③桩身抗弯强度满足允许值。这项计算分析是比较复杂的，故采用试算法分析确定。

(2) 护楼桩长度设计：桩长系由桩的稳定性控制的，桩长设计可用试算法分析桩的稳定性能够满足安全系数的要求来定。为了减小桩长，桩端施加一个锚固拉力。桩的受力有土压力及拉力 P ，设 $P = 10\text{t}$ 。安全系数一般取 1.2 ~ 1.4，但不低于 1.2。

(3) 桩间距设计：桩间距由桩的强度、桩的直径决定的。根据施工条件，桩直径取 0.8m。

(4) 拉桩设计：对于护楼桩，除要求满足桩自身稳定性外，还必须满足不超过允许变形的要求。这个要求可采用拉桩或锚固来实现。考虑到施工方便，决定采用拉桩对护坡桩施加拉力。

根据经验，当桩足够长时，桩在主动土压力作用下变形的转点位于基坑底下深度 $Y = 0.25H$ 处， H 为基坑深度，即 $Y = 2.25\text{m}$ 。桩变形段长度 $l = 11.25\text{m}$ 。在主动土压力作用下桩顶变形为 δ ：

$$\delta = K_a \frac{bl^5 Y}{30EI} \quad (12-1)$$

因为桩变形的转点埋深太浅，故被动土压力的抵抗作用不计。为了减少桩端变形采取对桩端加拉力 P ，在 P 作用下固定端桩产生的变形为 δ_p ：

$$\delta_p = \frac{Pl^3}{EI} \quad (12-2)$$

$$I = \frac{\pi d^5}{64} \quad (12-3)$$

考虑到桩加筋较密，混凝土标号为 C_{25} ，故桩的 E 取 $8 \times 10^5 \text{kPa}$ ，桩直径 $d = 0.8\text{m}$ 。取拉力安全系数 $n = 2$ ，施用拉力取 P_n ，不同情况下 P_n 分析结果如下：

$$\delta = 0.47P \quad (12-4)$$

$\phi = 0$ 时， $K_a = 1$ ， $\delta = 1.05\text{m}$ ，需补充拉力 $P = 25\text{t}$ ， $P_n = 50\text{t}$ ；

$\phi = 22$ 时， $K_a = 0.455$ ， $\delta = 0.32\text{m}$ ，需补充拉力 $P = 6.7\text{t}$ ， $P_n = 13.5\text{t}$ ；

$\phi = 35$ 时， $K_a = 0.27$ ， $\delta = 0.21\text{m}$ ，需补充拉力 $P = 4.4\text{t}$ ， $P_n = 8.8\text{t}$ 。

根据上面分析结果，桩长取 18m，间距 1.2m，对桩的主动土压力区进行灌浆固结，提高土体 ϕ 拉力取用 8.8t。

采用上面分析结果进行施工，施工过程中对桩端变形进行了观测。观测结果是当基坑开挖到 9m 时，桩端最大变形为 15cm，老楼安然无恙。

第二节 黄土中修筑渠道的地质工程问题

黄土中修筑渠道是典型的土体地质工程，它不仅有一般土体地质工程特点，而且还有土体地质工程特殊性，这种特殊性主要表现在黄土与水相互作用上，本节选择黄土中修筑

渠道稳定性预报问题对土体地质工程特点进行论述。

我国北方干旱和半干旱地区广泛分布着黄土，其分布面积，据刘东生和张宗祜教授统计约为 440680km^2 。它是我国农业发展的重要基地。要在西北黄土区发展农业，灌溉是一项关键工程，黄土渠道建设是这一关键工程的关键。

黄土的基本特点是密度低、疏松、湿度低、遇水易产生湿陷和塌陷，也就是说黄土怕水。这就是黄土地质工程与其他地质工程不同之处。进行黄土地质工程建设必须掌握黄土的工程地质力学特点。

我国西北黄土的地质特点既复杂，又简单。复杂是指它因地而异，千变万化，简单是指它是有规律的。它的规律表现在：

(1) 黄土可分为新黄土和老黄土两层。新黄土一般被复式覆盖于老黄土塬地及山地之上。它质地疏松，湿度很低，怕水。老黄土有统一的黄土面，有层理，致密，一般不怕水；但它内部发育有构造节理，不能一律都作为连续介质处理。

(2) 黄土的地质特点决定了它的工程地质力学特性。一般来说，干容重高于 $14 \sim 15 \text{ kN/m}^3$ 的老黄土并不怕水；分布于低级台地上、含水量较高的新黄土也不怕水。而含水量较低的新黄土是怕水的。一般谈到黄土怕水是指湿陷而言。其实黄土浸水后强度降低引起的塌陷的严重性并不亚于湿陷。

(3) 黄土组成成分比较均一。从宏观来说，其力学性质也是有规律的。西北黄土力学性质与其组成成分中的粘土粒组含量、状态指标的干重度和含水量具有很好的相关性。因此，将粘土粒组含量、干重度及含水量作为黄土工程地质力学性质基本指标。

(4) 黄土中的天然湿度是不固定的。它因季节而变迁。在研究黄土力学性质时必须研究黄土中含水量的季节变化，借以研究黄土力学性质。由于黄土孔隙度高、含水量低、怕水，故在黄土地质工程研究中必须认真地研究水，不仅要研究天然的水，而且要研究人工水的作用，要注意防渗和排水工作。

(5) 黄土的结构及构造对黄土的力学性质及力学作用具有很大影响。黄土的结构及构造明显地具有级序性，大体上可分为微结构、显结构及宏观结构三级。黄土的湿陷性主要受微结构控制；黄土土体力学性质受肉眼可见的显结构控制。黄土中节理及喀斯特、地裂缝属于宏观显结构。

(6) 黄土的宏观结构及构造对黄土地质工程稳定性具有控制作用。新黄土中的主要构造是柱状劈理，它明显地具有等距性规律。老黄土中的主要构造是构造节理，它也具有等距性分布规律。它控制着黄土区冲沟、喀斯特、地裂缝发育规律，也控制着边坡、地基和地下洞室破坏机制和稳定性。

上述规律对西北黄土来说具有普遍性，在研究黄土地质工程时必须认真对待。黄土地质工程中最具代表性的工程是渠道工程，它也是土体地质工程中具有代表性的地质工程，所以著者选择黄土中修筑渠道地质工程问题作为土体地质工程的一种特殊的而又具有代表性的地质工程进行论述。

在黄土中修筑渠道时，由于设计及施工中对工程地质作用估计不足，处理不当，致使建成的渠道在运用期间，特别是初期，产生大量的破坏，不能正常运用，甚至迫使工程作废。因此，要求我们在修筑渠道时，必须慎重地对在黄土中修筑渠道可能产生的工程地质

作用及导致渠道不稳定的问题进行充分的研究，作出可靠的评价，提出合理的措施，以保证建成的渠道安全和有效运用。

根据对西北已建成的黄土渠道产生的工程地质现象考察材料，我们可以看到，在黄土中修筑渠道经常发生的不稳定的工程地质现象有三种：①渠道修成后，通水时，由于渠水渗漏，常引起渠道变形，发生湿陷及塌陷现象，而导致渠道破坏，其中尤以塌陷现象最为严重；②渠道边坡由于设计时考虑不周和施工不合理而引起的边坡破坏现象；③在傍山或塬边地带修筑渠道时，这种边坡破坏常导致渠道发生决口事故。渠道决口，一方面使渠道不能正常运用；另一方面常引起严重的淹没等人为的洪水灾害事故。在傍山及塬边修筑渠道时，决口常成为渠道稳定性的中心问题。

这里提出的黄土渠道边坡稳定性问题与一般的边坡稳定性无概念上的区别，而与在本文内提出的渠道边岸塌陷现象有本质的区别。其主要的区别在于边坡破坏现象发生的范围仅限于边坡上，而边岸塌陷现象则主要表现为岸壁下沉塌落，甚至在发生塌落的土体内包括有完整的边坡。

对黄土渠道工程地质现象考察资料分析，可以看出在黄土中修筑的渠道，在通水时所引起的渠道变形有渠底变形及渠岸变形现象。

渠底变形与湿陷系同义异语，故在下面我们将采用黄土渠道湿陷现象来概括这一工程地质现象。

渠岸变形的发生，一方面系由于渠道边岸底部黄土因渗漏水浸湿使黄土强度降低，或产生湿陷使边岸土体稳定性降低；另一方面，也决定于渠岸未浸湿的部分黄土的强度。此种现象，既有别于湿陷现象，又有别于边坡破坏现象。故我们在此把它作为一个单元划分出来，名之渠道塌陷现象。这样，在进行黄土渠道稳定性预报时，在概念上可以更清晰，在问题考虑上可以更全面些。

在塬边及傍山地带黄土中修筑渠道时的边坡稳定性问题，不仅应考虑到渠道内边坡，亦必须对外边坡的稳定性进行研究。

黄土渠道决口现象极为复杂，至今还很少研究。这种现象，不仅在渠道发生显著的湿陷及塌陷的情况下能发生，就是在上述两种现象不存在时亦可产生。因此，必须对它进行专门的研究。

在进行黄土渠道地质工程问题研究时，必须充分的认清渠道的特点，绝不允许简单的将在黄土中修建民用及工业建筑厂房工程或铁道工程时所取得的经验搬来运用；否则，将导致渠道发生严重的破坏或造成人力、物力的浪费现象。

黄土渠道不稳定现象尽管千变万化，总结起来还是一个整体问题，即黄土渠道稳定性问题。为了研究方便，根据上面所做的一般分析，我们将分为如下4个独立课题来进行分析探讨：①黄土渠道边坡稳定性问题；②黄土渠道湿陷变形预测；③黄土渠道塌陷预测；④黄土渠道决口问题。

以上4个问题对我们来讲是比较陌生的。为了解决我国正在大力开展的引水工程，著者除了对已建成的渠道上产生工程地质现象考察外，还进行：①对已建成的铁路路堑进行了综合考察；②组织了渠道试验；③开展了一些实验室的研究工作。在这些工作所获得的资料基础上，现对上述所列举的4个问题进行一些探讨。

一、黄土渠道边坡稳定性问题

边坡稳定性问题是工程界及工程地质界争论已久的一个老问题，至今亦未获得解决。

关于在黄土中修建路堑边坡的稳定性，国内已有不少人在从事研究。在黄土中修建渠道的边坡稳定性问题，基本上与路堑边坡稳定性是相同的。

对已建成的渠道及路堑边坡破坏现象分析得知，边坡破坏方式一般有两种，即在大气降水所产生的地表径流作用下产生边坡侵蚀及由于设计考虑不周和施工不合理而破坏了土体平衡条件引起滑坡现象。边坡侵蚀现象可以用施工措施上加以防治（一般采用打光和抹光法处理较有效）。如果设计上发生错误，则滑坡性边坡破坏在施工上是难以防治的。显然，要想保证所建的边坡稳定可靠，必须作出正确的边坡结构设计，即对边坡稳定性作出正确的预报。下面讨论边坡稳定性预测预报，这里所说的边坡稳定性不包括侵蚀方式边坡破坏问题，而主要是指滑坡破坏所产生的边坡破坏。到目前为止，研究边坡稳定性的一般方法概括起来可分为如下 5 种：

（1）根据极限不平衡理论，建立严密的数学力学方程式的数学力学分析法：是由雷金（1857）首创，由前苏联 B. B. 索柯洛夫斯基做了进一步的发展。此种方法在数学力学理论上是严密的。但到目前为止，尚没有发展到能够充分地反映天然土层的复杂的基本特性用来解决实际问题的阶段，故在实践中采用的还不多。

（2）假定破裂面，试算边坡土体平衡条件的半经验法：为库伦（1773）所首创，以后有很多的学者继续进行研究，提出了各式各样破裂面的假定。其目的是简化数学力学分析法，便于实践中应用。因各位学者所研究的土质特性不同，故所提出的假定在实用上具有极大的局限性。如实践中采用最广的圆柱状滑动面的假定，对塑性土体是适用的，对脆性及流性土体便不适用。

（3）根据极限平衡条件，以破裂面作为稳定边坡的数学力学分析法：是前苏联什利亚平等人提出的。从其基本原理上很容易发现其假定本身是不尽完善的。在实际现象中亦常可以见到滑动面所构成的边坡并不稳定。因此，这种假定似乎没有多大必要再继续研究。

（4）工程地质条件对比法：是工程地质工作者及工程技术人员经常采用的一种方法，这是值得重视的一种方法。但有时，由于人工条件超越了天然的及已有的工程条件，在运用上常常遇到困难。这一种方法必须与其他方法结合起来研究才有发展前途。

（5）模型试验法：虽然已有 50 年的发展历史，但此种方法尚处在研究阶段，但从原则上来讲，是有发展前途的一种方法。

由上述可见，各种方法中皆有其优点及其不足的地方。故在实践中，往往采用多种多样方法来进行比较、研究。应当指出，在采用某种方法进行工作时，必须对各种方法的运用条件首先弄清，否则必将形成主观性和盲目性。在实际工作中，我们亦应防止任意拼凑的现象。

为了解决黄土渠道边坡稳定性问题，我们采用了上述的第二种及第四种方法进行了研究，即通过对已有的黄土边坡稳定性的工程地质现象的考察资料分析，拟定出一种核算黄土渠道边坡稳定性的经验方法，进行黄土渠道边坡稳定性预测。我们除了对已建成的黄土渠道边坡稳定性进行了考察外，又补充对已建成的天兰路、兰银路路堑进行了考察。考察中着重地注意了 3 个问题：①不同的黄土层中边坡稳定情况；②黄土边坡破坏方式及破裂

面的形状；③黄土的结构构造现象，如构造节理，柱状劈理等对边坡稳定性的影响。

对已建成的黄土渠道边坡稳定性情况在渠道考察一文（参看《孙广忠地质工程文选》）中已做了介绍，在讨论边坡稳定性预报原理和方法之前，先来讨论一下路堑边坡稳定性考察结果，路堑边坡考察资料介绍如下：

（1）天兰路路堑主要位于老黄土中。老黄土层上部一般分布有 10 ~20m 的新黄土，该线路堑边坡一般为 1: 1. 0，少数的陡至 1: 0. 5。

不论路堑所穿过的黄土类型如何，其边坡系数为 1: 1. 0 者，除少数地段（如寒水岔）因地下水活动发生过破坏现象外，一般的皆稳定。而边坡陡于此者则不尽然，有的稳定无事；有的则发生了破坏现象。

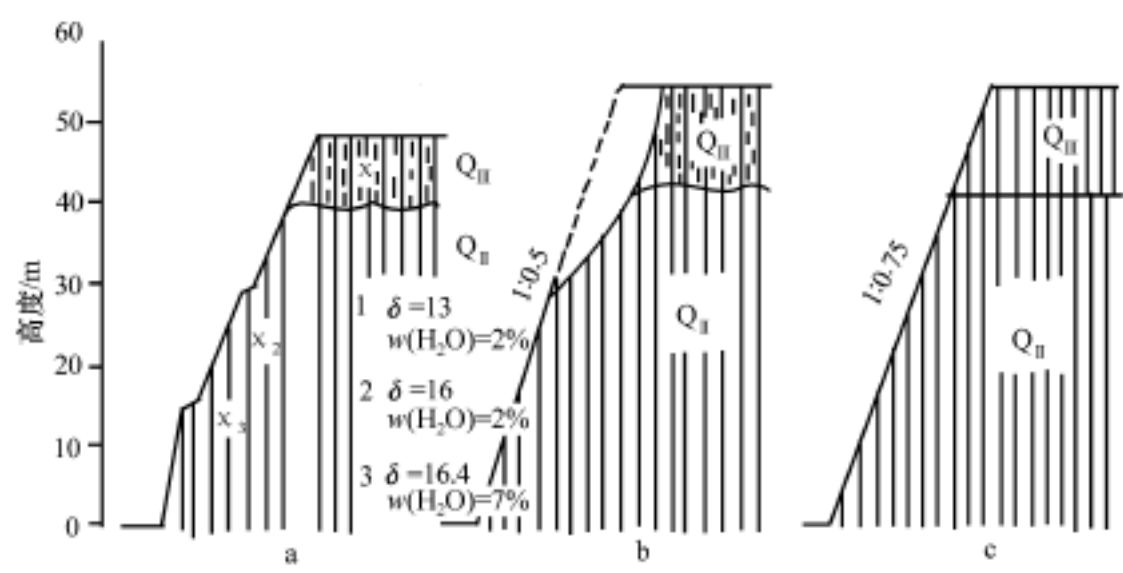


图 12 -1 天兰路几个代表性边坡剖面稳定情况
a—伯阳隧洞口；b—及 c—天水东车站东 2 km 处

如图 12 -1 所示，边坡系数为 1: 0. 5，上覆 20m 新黄土，下部为老黄土，边坡总高近 60m，上部发生了破坏现象，而下部还很稳定。

同一地段附近，路堑边坡系数为 1: 0. 75 者，安全稳定，未发生破坏现象。

（2）兰银路狄家台至兰州段，有如下 3 种情况（见图 12 -2）：

a. 高 10 ~15m 的新黄土路堑，其边坡系数采用 1: 0. 5 者，多不稳定，而采用 1: 1. 0 者则稳定。

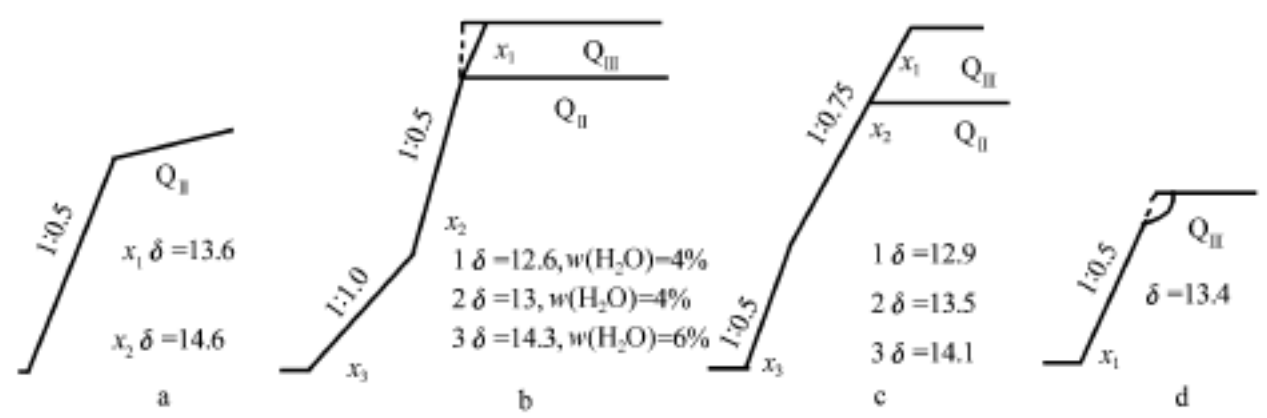


图 12 -2 兰银路（兰州至狄家台段）路堑边坡稳定情况
a—石洞寺；b—石洞寺南的 1 km 处；c—邵家堂 №10 号隧洞口；d—同 c

b. 老黄土构成的路堑边坡，高 15 ~20m，边坡系数为 1: 0.5 者稳定。高 30 ~40m 的边坡，边坡系数取 1: 0.75 的同样亦稳定。

c. 上部为 10 ~15m 的新黄土，下部为老黄土，老黄土厚 30 余米的复式土层结构路堑，上部采用 1: 1.0 的边坡系数，下部采用 1: 0.5 的边坡系数情况下，边坡未发现破坏现象。反之，上部新黄土部分边坡则发生过破坏现象（图 12 - 2b）。

应当说明一点，边坡破坏多发生在新黄土层中，但老黄土有时因受上部新黄土的影响，有时亦发生破坏。

（3）永登一带已建成的中小型黄土渠道，考察结果得到如下 3 点概念：①高 10m 左右的新黄土边坡，在施工时，边坡系数若采用 1: 0.5，稳定性不同，破坏现象多发生在边坡顶部，高度大于 15m 的新黄土边坡在施工时多不稳定；②高度达 30 ~35m 的老黄土渠道边坡，施工时，边坡系数采用 1: 0.6，并未发现破坏现象；③渠道通过具有构造节理的黄土层时，构造节理面倾向渠槽，节理面倾角大于 40 °~54 时，常发现发生破坏现象。

（4）临夏北塬渠考察结果，高达 15m 的老黄土边坡，施工边坡系数采用 1: 0.5 时，边坡稳定；当高度达 30 ~35m，边坡系数采用 1: 0.6，同样稳定。

（5）天然剖面黄土具有柱状壁理时，边坡常为垂直的。悬崖前常存在有块状黄土堆，此概系剖面上黄土沿着垂直壁理面倒塌所形成的。

在野外工作期间，我们除了对黄土边坡稳定性一般概况进行过调查外，并观察了黄土边坡的破坏方式及其破裂面形状。

黄土边坡破坏方式，在极大程度上决定于土层结构及构造特点。黄土边坡破坏方式有 3 种方式：①均质的及微成层状黄土（不论新的或老的）边坡破坏时多具有一定的破裂面。边坡破坏时，系沿着破裂面向下滑动；②具有构造裂隙的黄土破坏时，则主要系被节理切割成块状的土体沿着裂隙面向下滑动；③具有柱状劈理的黄土构成的边坡破坏时，则主要是以倒塌的方式破坏。

在工作中发现，黄土边坡破坏时，其破裂面的形状有如下 3 种（图 12 - 3）：

（1）破裂面形状接近于直线形。破裂面倾角多为 65 °~70 °；亦有的小至 50 °。

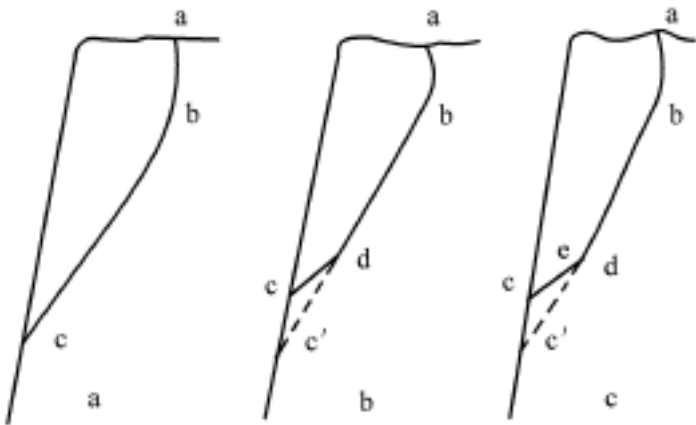


图 12 - 3 黄土人工边坡破坏形式

（2）破裂面由两段直线组成的折线状，上部直线段远远大于下部直线段。

（3）其破裂面由两段直线及一小段曲线联成的折曲线状，且上部直线段远远大于其余二部分的组合。

上述（2）及（3）两种破裂面的上部倾角一般的为 60 °~80 °，多为 70 °~75 °；底部倾角常为 35 °~40 °。

上述三种破裂面形状中，不论哪一种，其顶部皆存在着一段垂直的悬臂。悬臂的高度随黄土的类型不同而不同。一般来说，新黄土为 0.8 ~1.2m，老黄土为 1.5 ~2.5m。根据实际考察得知，在边坡高度小于 30 ~40m 时，破裂面呈折线状边坡的下部缓倾角折（曲）线部分范围在整个破裂面中所占的比例很小，一般很少超过 1/4 或 1/5。在边坡破坏范围较大或有地下水活动参与作用时，破裂面的实际情况与此大有不同。关于这种类型破裂面的资料还不多，尚不明确。下面我们将

着重讨论低边坡的稳定情况。

根据实际观察的资料分析，我们初步得出结论：即黄土渠道低边坡稳定性可以采用直线假定破裂面或平面破裂面的假定来预测。

预测工作中可以采用如图 12 - 4 所示的力学计算草图，计算进行黄土边坡稳定性：先假定一定的边坡坡度，在该边坡的不同高度 a，b，c 等点做不同倾角的假定破裂面，核定其最大稳定高度。如此假定几种边坡系数进行最大的边坡高度核算结果，便得出如表 12 - 1 的资料。这个资料经过经验资料校正后，便可作为设计的标准（表 12 - 2）。

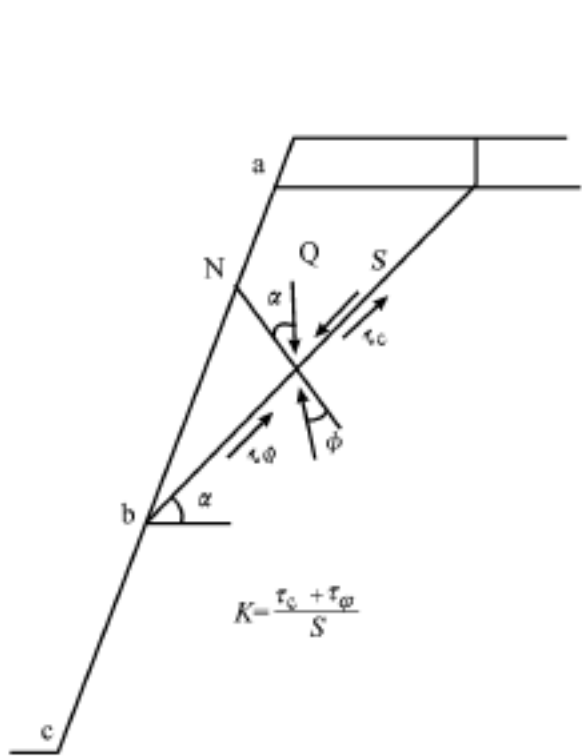


图 12 - 4 黄土边坡稳定性核算草图

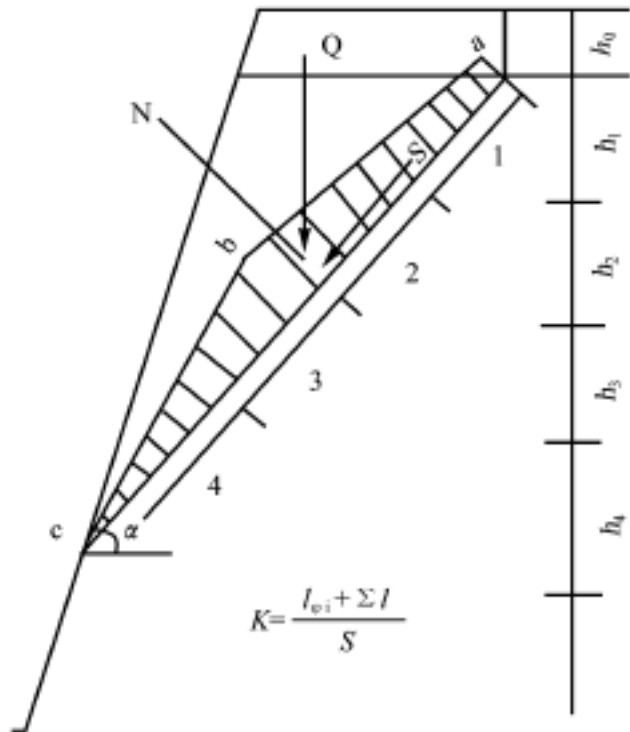


图 12 - 5 不均质土层边坡稳定性
计算草图

黄土层的工程性质计算指标在不同深度处不同。在进行施工边坡稳定核算时，我们建议按图12 - 5的假定来解决，即假定破裂面上垂直压力为：

$$q = \sum \gamma h_i \tag{12 - 5}$$

正压力 N_i 为：

$$N_i = q_i \cos \alpha \tag{12 - 6}$$

抗剪力 i 为：

$$T_i = N_i \tan i + c_i L_i \tag{12 - 7}$$

剪应力 S_i 为：

$$S_i = q_i \sin \alpha \tag{12 - 8}$$

则斜坡上土体平衡条件可以用式（14 - 5）来表示，即：

$$K = \frac{\sum N_i \tan i + \sum c_i L_i}{q_i \sin \alpha} \tag{12 - 9}$$

式中： h_i 为工程性质相同的土层厚度； γ 为 h_i 土层内的天然重度； i 为 h_i 土层的内摩擦角； c_i 为 h_i 土层的抗剪力常数； α 为假定破裂面倾角； L_i 为具有相同 c_i 的假定破裂面长度 $L_i = h_i / \sin \alpha$ 。以上便为均质的及微成层状的黄土边坡稳定性核算原理及方法。

利用上述方法，我们将陇西典型地段黄土渠道施工边坡核算结果列于表 12－1。

表 12－1 陇西地区修筑黄土渠道计算边坡极限稳定高度

边坡系数		1∶0.25	1∶0.5	1∶0.75	1∶1.0
稳定坡高 /m	新黄土	9	14	22	24
	老黄土	18	28	40	54

表中系选用新黄土的 $\gamma=12.8 \sim 13.0\text{kN/m}^3$ ， $w(\text{水})=10\%$ ， $\varphi=21^\circ$ ； $c=22\text{kPa}$ ，老黄土的 $\gamma=13.5 \sim 14.0\text{kN/m}^3$ ， $w(\text{水})=15\%$ ， $\varphi=27^\circ$ ； $c=35\text{kPa}$ 。稳定系数 $K=1.10$ 的作为极限稳定高度。

与前述资料比较，显然，计算结果与考察中所获得的资料大致相符。陇西地区黄土中修筑渠道边坡稳定系数的参考资料见表 12－2。边坡稳定性不仅要保证分台阶的稳定性，同时必须保证总边坡的稳定性。总边坡稳定性系由分边坡系数与分边坡高度及台阶宽度所决定。

表 12－2 陇西地区修筑黄土渠道边坡稳定性参考资料

边坡高度 /m		8	16	24	32	40	50
稳定边坡 系数值	新黄土	1∶0.4	1∶0.6	1∶0.8	1∶1.0	1∶1.25	1∶1.5
	老黄土	1∶0.2	1∶0.3	1∶0.5	1∶0.7	1∶0.8	1∶1.0

陇西地区新黄土与老黄土常叠覆堆积，形成双层结构的土质剖面。这种双层结构的黄土渠道边坡稳定性是值得注意的，即老黄土层上覆有新黄土层时，边坡稳定性有减低的趋势，结合陇西地区新黄土分布情况，我们对老黄土层上覆 10～15m 的新黄土层的双层结构土质剖面的边坡稳定性进行了核算。结果为双层结构土质剖面的黄土渠道边坡，如果上覆新黄土层部分取极限稳定边坡系数时，则下部老黄土层部分采取相应高度（按总高度）单一土层的极限稳定边坡则不稳定，即其稳定性有降低的趋势。

因此指出，在双层黄土层结构的情况下，在修建工程时，应当特别地注意研究其稳定性。一般地说，上部如果取极限稳定边坡时，则下部应当采用较相应高度单一土层极限稳定边坡缓一些的坡度，或者放缓上部边坡。究竟以何种方案为宜，应当由经济比较来决定。

老黄土中常发育有交叉的构造节理，它对边坡稳定性有很大的影响。

发育有构造节理的黄土边坡，破坏时，边坡土体系沿节理面向下滑落。

在野外考察工作中见到，由发育有构造节理的老黄土组成的边坡破坏时，斜坡上土体沿着节理面向下滑落时的节理面最小倾角（表 12－3）。由发育有构造裂隙的老黄土构成的边坡，当倾向渠槽的节理倾角大于 $38^\circ \sim 40^\circ$ 时，边坡即有破坏的可能性。边坡沿着构造节理面破坏的严重性并不在于边坡上被构造节理切割过的小块土体滑落，而问题在于它有可能引起边坡大规模的破坏（图 12－6）。

表 12－3 由构造节理较发育的老黄土组成的边坡破坏时节理面最小倾角

观测地点	永登东干渠	永登东八渠	兰州北塔山公路	天兰路宝兰间	岷县古城附近人工边坡	
					沟门前	马 崖
边坡破坏时节理面最小倾角	$50^\circ \sim 55^\circ$	40°	$47^\circ \sim 58^\circ$	50°	$47^\circ \sim 49^\circ$	$38^\circ \sim 45^\circ$

老黄土中节理面一般多呈轻微胶结的。然而由于开挖、卸载及风化作用结果，常又呈分离状态。从土的抗剪强度观点出发，此时，沿着节理面的抗剪力常数可以视为零，而其抗剪抵抗主要由内摩擦角来承担。

据此，经我们分析的结果，得到裂隙性黄土渠道施工边坡的稳定性与节理面倾角间关系可以简化如式 (12 - 10)：

$$K = \frac{\tan \alpha}{\tan \alpha} \tag{12 - 10}$$

式中：K 为边坡稳定系数； α 为黄土沿着节理面的内摩擦角； α 为节理面倾角。

式 (12 - 10) 表明在发育有构造裂隙的老黄土中开挖渠道时，其边坡稳定性与边坡的高度关系不大，主要决定于构造节理面的倾角与黄土沿着节理面的内摩擦角之间的关系。

构造节理发育的老黄土抗剪强度一般都很高，其内摩擦角达 $35^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 者并不罕见。而且节理是具有一定程度的胶结性，这与上面的观测结果是相符的。

为了工程安全着想，在发育有构造节理的老黄土中开挖渠道时，当裂隙面倾角大于老黄土沿着节理面的内摩擦角时，其边坡角必须放缓至老黄土沿着节理面具有的内摩擦角一致；也可以采用锚固加固，内锚头必须位于穿过构造裂隙面一定深度处。

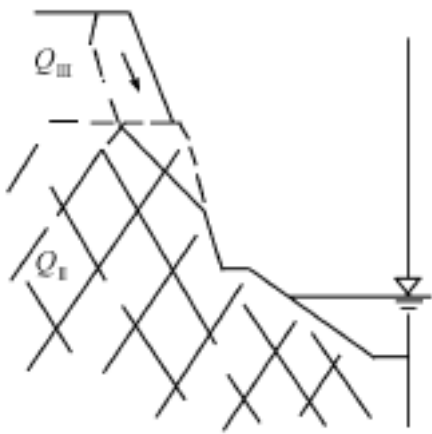


图 12 - 6 裂隙所引起的
边坡破坏

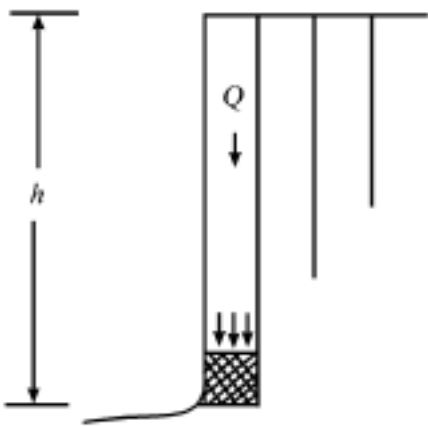


图 12 - 7 发育有柱状
裂隙黄土垂直边坡
破坏草图

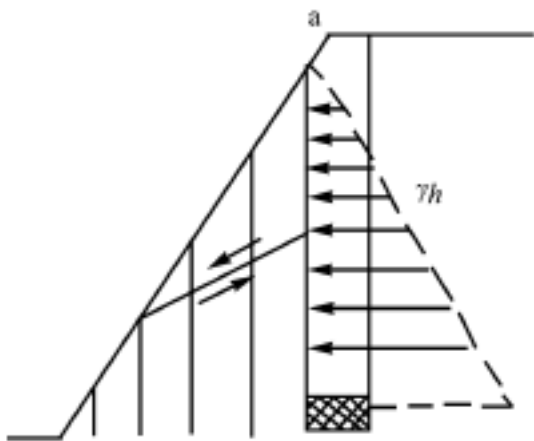


图 12 - 8 具有柱状劈理的黄土
倾斜边坡稳定性
核算草图

一般地说，陇西黄土的柱状劈理不甚发育，陇东黄土柱状劈理比较发育。

在野外考察时，我们有时见到具有垂直劈理的黄土边坡常呈倒塌式破坏。这种现象稍加分析就不难看出，其原因是由于黄土柱底部的黄土，在上覆柱状土层自重压力下破坏所引起的。如图 12 - 7 所示，具有柱状劈理的黄土垂直的边坡高度为 h ，上覆土层自重为 γ ，则作用于其底部土层上的压力 (Q) 为

$$Q = \sum \gamma h_i \tag{12 - 11}$$

假定底部土体的无侧限抗压强度为 p ，则高度为 h 的具有垂直劈理的黄土边坡的稳定性系数 (K) 为

$$K = \frac{p}{\sum \gamma h_i} \tag{12 - 12}$$

采用式 (12-9)，用试算法，可以较容易的求得具有垂直劈理的黄土可能保持的最大的边坡高度。发育有柱状劈理的垂直边坡破坏主要是在底部黄土浸水的情况下，故 p 应取黄土浸水无侧限抗压强度。如果在发育有柱状劈理的黄土中开挖成斜坡，其稳定性可用图 12-8 所示的力学模型进行稳定性分析。这时柱状劈理底部的黄土抗压强度应采用有侧限抗压强度。

由上述可知，黄土渠道的边坡稳定性是很复杂的问题。在评价黄土渠道边坡稳定性时，只有综合地考虑各种黄土层的特性、结构及构造作用发育情况，确定出正确的预报方法，边坡稳定性才能得到正确的预报结果，否则，将引起不良后果。

黄土渠道边坡一般是低边坡，如果遇到高边坡时，可利用“第四章第二节中所述的土体稳定性分析方法”进行稳定性分析，在此不重述。

二、黄土渠道湿陷变形预测原理及黄土渠道湿陷变形预测

在黄土中修筑的渠道通水时，经常发现渠底产生大量的湿陷变形。这种变形常导致黄土渠道边岸坍塌，在傍山绕行的渠道情况下，经常引起决口现象。图 12-9 为甘肃永登东干渠黄土渠道运用一年后，渠底湿陷变形情况的实测资料。该段渠道两端为老黄土 (Q_{II}) 所构成。老黄土的干重度约 15kN/m^3 。渠道通水后，湿陷变形极不显著，可以认为未发生湿陷变形。中间一段为新黄土 (Q_{III}) 所构成，其干重度仅为 $11.5 \sim 12.8\text{kN/m}^3$ ，且含水量很低，多低于 12%。渠道通水后发生了严重的湿陷变形，使渠底出现一系列的湿陷坑，边坡伴随着产生了严重的塌陷现象，仅在 1km 范围内即发生过数次决口事故。经实测所获结果，渠底产生的最大湿陷量有的达 1.8m，这种现象实在惊人。

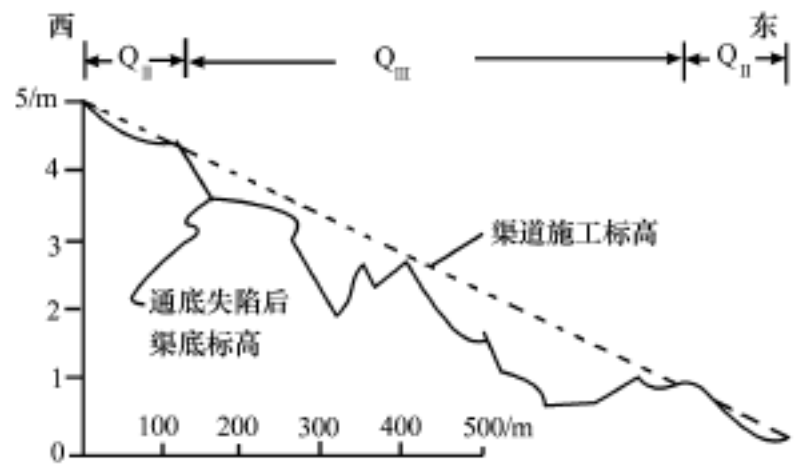


图 12-9 永登东干渠№1 号隧洞西 500m 西 1000m 段渠底湿陷变形情况
(1958. 10. 29 日实测)

黄土渠道湿陷变形预测问题，在前苏联已经进行很多的研究，特别是 A. Л. 鲁宾什坦、A. K. 拉利奥恩诺夫、H. Я. 捷尼索夫等学者对这一问题做了许多工作，但问题并未得到彻底的解决，还在继续研究中。在国内，张宗祜同志对此问题曾进行过研究。近年来，大规模的群众性的水利化建设高潮蓬勃地发展起来之后，必将提出一系列的水利地质工程问题，其中关于黄土渠道湿陷问题亦将占有重要的位置，要求及时地解决；同时，它也给研究渠道地质工程问题创造了条件。

黄土渠道湿陷预测是一个复杂的问题。A. Л. 鲁宾什坦曾正确地指出过：黄土渠道湿陷变形系由于黄土层浸水时产生的膨胀及压缩综合变形的结果。我们同意这种观点。大家

都知道，黄土浸水时在小载荷作用下常产生膨胀变形，在大载荷作用下则产生压缩变形。黄土的天然含水量一般很低，在这种土层上修筑的渠道，在运用时，由于渠道渗漏，使其下部土层的湿度状态发生了改变。在不同深度已存在的土压力状态亦相应地发生了变化。因此，迫使土的密度发生改变，而产生膨胀及压缩变形；其结果，则引起渠底发生膨胀或下沉变形，即湿陷现象。

图 12 - 10 为我们在甘肃省岷县古城马地台进行的渠道试验中实测的渠底变形过程的资料。这些资料清楚地说明了上述过程的结果。表明在渠道浸水初期，土层受水浸湿深度很小，所构成的土压力值亦很小，在此小压力作用下的黄土，由于浸湿而产生膨胀现象。在试验过程中，一度停水时，渠底即发生下沉现象。此种现象可能是在渠道通水与停水情况下所构成的浸湿带的湿度不同，而产生压力差异所引起的。再度进行试验通水时，则压力状态又恢复至停水前状态，故再次开始通水时，渠底又一次产生膨胀现象。以后，随着浸湿深度增加，土层压力状态又发生了新的变化，迫使其下部较深处土层压缩，渠道继而转入了发生下沉变形现象。

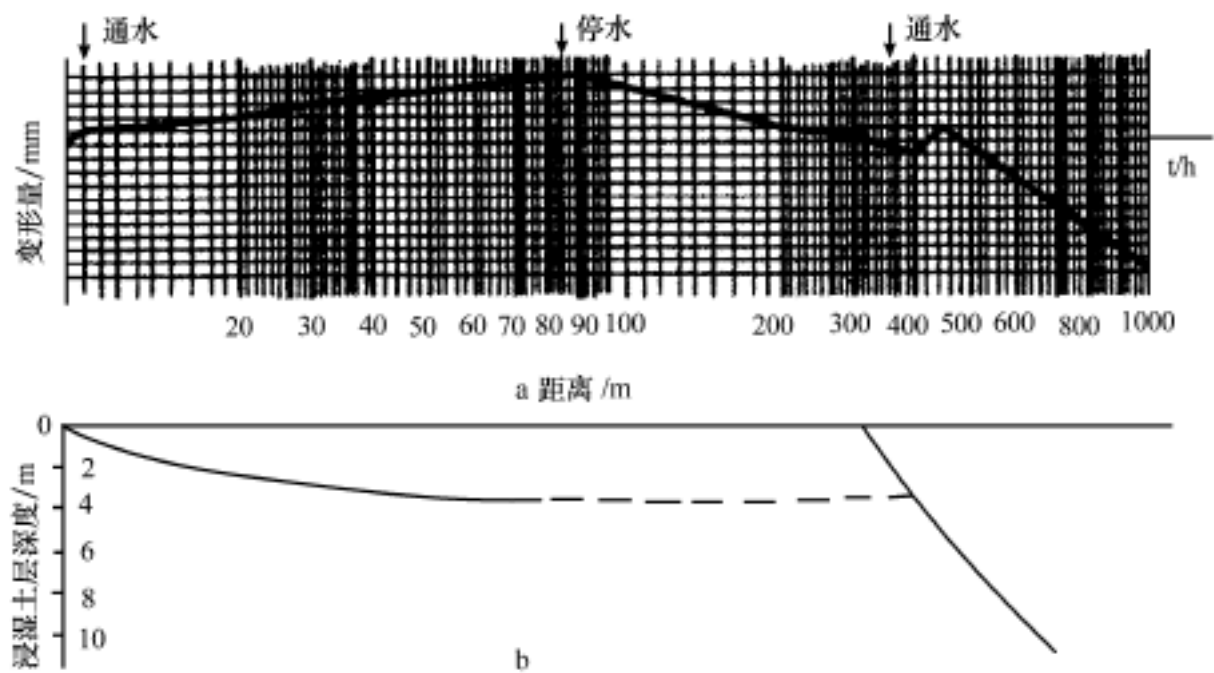


图 12 - 10 古城马地台试验渠道渠底湿陷变形动态
a—渠道湿陷变形过程线； b—渠道渗漏水浸湿黄土层深度过程示意线

据此，我们认为，黄土渠道湿陷系由于渠道在运用时漏水，浸湿着承托渠道的黄土层，使其湿度状态改变，构成不同的压力状态，黄土层在水及机械力的作用下，土的结构遭到破坏，使黄土的密度发生改变而产生膨胀及压缩变形在渠底上的综合反映。

为了正确地制订渠道湿陷变形预测方法，必须首先弄清黄土渠道运用过程中，承托渠道的下部黄土层湿度及压力状态的改变情况。

渠道通水时，由于渠水渗漏使其下部黄土层浸湿，黄土层含水量增加，以致达到接近饱和状态。

如图 12 - 11 所示，渠水渗漏使黄土层浸湿过程中的初期阶段，渗漏水在渠底下迅速地向深、向侧向扩展。当向侧向发展至一定的范围后，渗漏水便以弧状的前锋单向侧向深处发展，形成梨状浸湿泡。渠道运用时间愈长，浸湿泡前锋向深处伸展速度愈慢。

渠道连续通水不同时间内，渗漏水可能达到的最大深度可用公式（12-13）估算求得

$$h = kt + 2.3(h + h_k) \log \left[1 + \frac{h}{h_b + h_k} \right] \tag{12-13}$$

式中：h 为渠道渗漏水浸湿渠底下的黄土层深度；t 为渠道连续通水时间；h_b 为渠道水深；h_k 为黄土中毛细水上升高度；K 为黄土垂直向的渗透系数。

渠道在运用过程中，有时由于某种原因而停止通水。渠道在通水及停水交替过程中，渠底下黄土层的湿度状态亦伴随着变化。其变化过程及土体的浸湿状态一般的轮廓示于图 12-12 中。

图 12-12a 为渠道初次运用连续地通水一定的时间后，渠底下的黄土层在渗漏水作用下所形成的湿度状态草图。此时，渠道下面的黄土层，由于渗漏水作用所形成的浸湿范围内的土体湿度接近于重力水饱和状态。重力水浸润范围以外，由于毛细水的扩散作用而形成一层毛细水浸湿带。再往外，土体则仍处于原湿度状态。

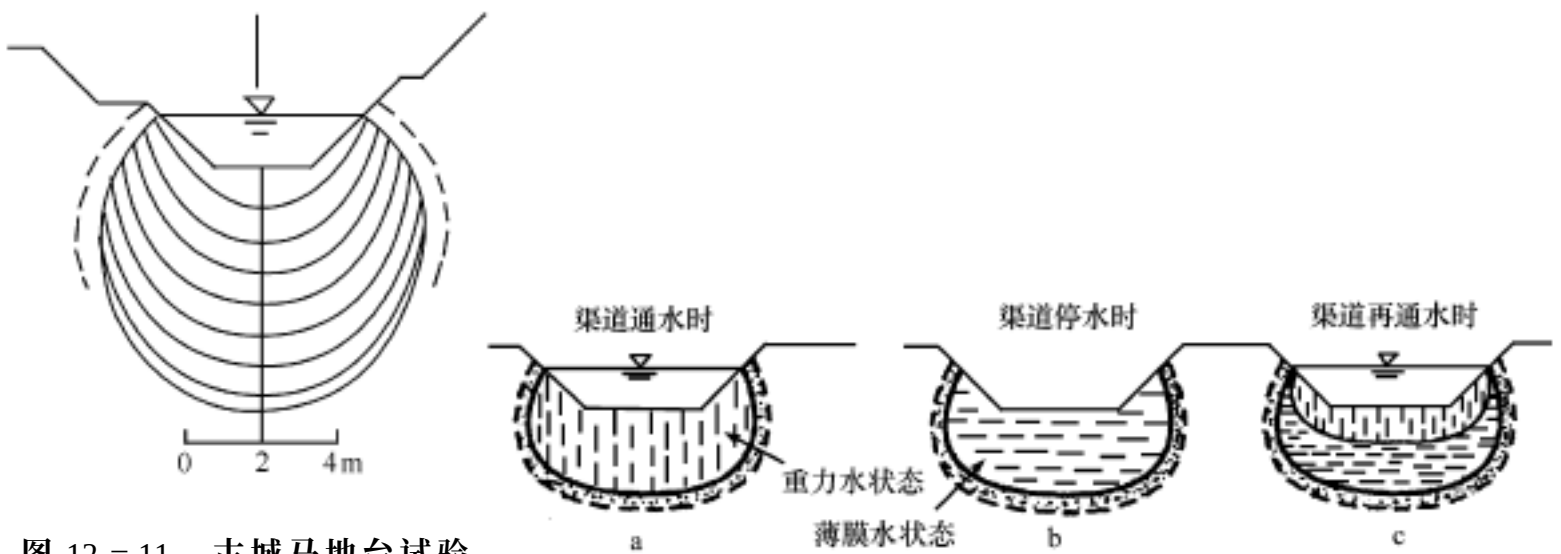


图 12-11 古城马地台试验
渠道浸水 15d 内
浸润线变化过程

图 12-12 渠道通水过程中黄土湿度状态草图
a—渠道通水时；b—渠道停水时；c—渠道再通水时

图 12-12b 为通水渠道停止通水时，不同深度处土层的湿度状态。不难理解，在渠道停水时，渠底下被重力水浸湿的黄土层中的重力水在重力作用下必然继续下渗。土体湿度则处于另一状态，首先转变为薄膜水饱和状态。继而由于水分逐渐转移，土的湿度重新分配，则黄土层的湿度将处于薄膜水不同饱和度状态。此时，黄土层被浸湿的范围将较停水时扩大一些。毛细水浸湿带则将相应地向外扩移。毛细水作用带范围以外的土体仍处于原湿度状态。

图 12-12c 系渠道停水后再通水时，土层不同深度处土体所处的湿度状态。在此种情况下，土层被浸湿的状态可以机械地视为前述二种情况的叠合。

由上述简单的分析可见，渠道底下黄土层在渠道通水、停水的过程中其湿度状态可以划分为 4 种类型，即：①重力水浸湿状态；②薄膜水浸湿状态；③毛细水浸湿状态；④原湿度状态。

渠底下的黄土层在渠道运用过程中，由于所构成的湿度状态不同，使其所形成的土压力状态及所产生的变形类型（压缩或膨胀）亦不相同，而反映在渠道湿陷状况上，则变

化不定。此四种黄土层的浸湿状态对渠道湿陷的影响各有不同。

黄土中毛细水上升高度或作用范围一般仅为 0.7 ~0.8m, 很少有超过 1.5m 的。显然, 它对渠道湿陷影响很小。故在实际工作中, 可略而不计。

原湿度带内土层所产生的变形, 系由于渠水渗漏使土层中湿度增加, 而产生作用于其上的附加压力作用的结果。附加压力值的大小决定于渠道水深及重力水或薄膜水浸湿带的范围。在渠道渗漏水浸湿黄土层厚度不大及渠道开挖深度很大的情况下, 由此所构成的附加压力将很小, 对渠道湿陷的实际变形所起的作用可以略而不计。在渠道开挖深度很小而土层浸湿深度很大时就不容忽视了。

显然, 黄土渠道湿陷变形量的大小主要决定于重力水和薄膜水浸湿带的范围。

以上所述系渠底下黄土层在渠道运用过程中其湿度状态改变的一般情况及各种湿度状态的土层对渠道湿陷变形所起的作用。下面我们来讨论一下促使在各种湿度状态下的土层产生湿陷变形的土压力问题。

(1) 重力水浸湿带内土压力: 渠道渗漏至重力水浸湿带内的渗漏水, 在其流动过程中克服着水土间所存在的黏滞性, 以缓慢的速度向下渗漏。渗漏与土层内的水基本上是与渠水相连通的。在此缓慢的流速活动下的渗漏水可以认为是具有某种程度的静水压力。显然, 位于重力水浸湿带内的黄土系处于被静水压力包围着的浮体状态。渠水本身对渠底不具有压力作用。因此, 我们假定, 位于重力水浸润带的黄土层中重力水处于饱和状态, 由此带内的土体所具有的压力强度可以用它的浮体重量来表示, 即

$$\sigma_1 = 0.00 \delta \left[1 - \frac{1}{\Delta} \right] \quad (12-14)$$

此带内任一点的土压力为

$$p_1 = \sum 0.00 \delta \left[1 - \frac{1}{\Delta} \right] \Delta h_i \quad (12-15)$$

式中: σ_1 及 p_1 为重力水浸湿带内土体所具有的压力强度及土层压力, 100kPa; δ 及 Δ 为任一深度处的黄土干重度及相对密度, kN/m; Δh_i 为具有 δ 及 Δ 相同的分层计算土层厚度, cm。

(2) 薄膜水浸湿带内土压力: 薄膜水浸湿带内的水不具有重力传递作用, 黄土浸水时即液化, 故可认为, 在此状态内土体系处于土浆状态, 据此, 可假定处在薄膜水浸湿带内的土层压力系由土浆压力传递而形成。

土浆状态的土压力强度决定于土的密度 (干重度) 及湿度。

薄膜水浸湿状态下土层的最大湿度, 据 X·A·阿斯卡洛夫的资料, 等于其饱和含水量的 70%。据我们的研究结果约等于黄土饱和含水量的 60% ~75%。此含水量与黄土的液限含水量相当。故我们认为, 可以采用液限含水量来研究土层压力。

据此, 我们认为处于薄膜水浸湿状态内土体所具有的压力强度及土压力可以用式 (12-16) 及 (12-17) 来估算:

$$\sigma_2 = 0.001 \delta (1 + 0.01 w_{fi}) \quad (12-16)$$

$$p_2 = \sum 0.001 \delta (1 + 0.01 w_{fi}) \Delta h_i \quad (12-17)$$

式中: w_{fi} 为任一深度处黄土的液限含水量。其余符号同式 (12-14) 及 (12-15)。

(3) 原湿度带内土层所受的压应力: 在前面我们已经谈过, 原湿度黄土层内土体变

形压力系由上部浸湿带内黄土由于湿度增加所构成的附加压力。在研究原湿度黄土层顶所受的附加压力时，必须考虑由于渠道开挖所构成的土层压力减小的实际情况。渠道通水情况下，对原湿度带顶面所产生的附加压力 p_{z1} 及渠道停止通水时所产生的附加压力 p_{z2} 分别可用式 (12-18) 及 (12-19) 来分析：

$$p_{z1} = 0.1h_z + 0.1h_b - p - \sum 0.0001 \delta w_i \Delta h_i \quad (12-18)$$

$$p_{z2} = \sum 0.001 \delta (w_{fi} - w_i) \Delta h_i - p \quad (12-19)$$

式中： h_i 为被浸湿的土层厚度； h_b 为渠水深度； p 为渠道开挖去的土层形成的压力，即

$$p = \sum 0.001 \delta (1 + 0.01 w_i) \Delta h_i \quad (12-20)$$

式 (12-18) 及 (12-19) 内的 Δh_i 的综合，应由渠底至土层浸湿带下缘，式 (12-20) 中的 Δh_i 的综合，应由地表开始至渠底。其余符号同前。

上述附加压力在原湿度带内产生的附加压应力可利用一般的土力学原理来分析，故不赘述。

有了上述的一些基本概念后，接下来探讨一下渠道湿陷预测方法问题。

黄土层的天然密度及湿度沿着深度变化常无一定的规律。因此，渠道湿陷变形量想用一个简单的公式来计算是困难的。我们认为，最适宜的方法应为分层综合法，即：

$$S = \sum l_{pi} \Delta h_i + S_2 \quad (12-21)$$

式中： S 为渠道湿陷量； l_{pi} 为任一深度处黄土在变形压力作用下而浸水时产生的单位变形量，变形压力可用公式 (12-11) ~ (12-14) 来估算，单位变形量系试验指标； Δh_i 为具有相同的 l_{pi} 指标的土层厚度； S_2 为原湿度黄土层在附加压力作用下产生的变形量。

这就是我们所要讨论的黄土渠道湿陷时所采用的黄土渠道湿陷量预测原理及方法要点。实际上是黄土渠道湿陷剖面预测方法。这一结果只能代表个别具体地点湿陷情况，它不能代表渠线上一般的情况。为了可靠地、因地制宜地采取渠道湿陷预防措施，则必须对重点地点进行全面的 research。如此，要求在工程地质勘测工作中，必须弄清渠道沿线上各个地点的土质剖面，特别是黄土层厚度及分层。

如图 12-13 所示，渠道沿线黄土层厚度经常不定，标高亦各处不一。修筑渠道有的地段则需挖方，有的地段则需填方。黄土层厚度较薄及填方地段渠道通水时可能发生的湿陷量可能很小，甚至有可能产生膨胀现象。开挖深度较大的地段，由上覆疏松的新黄土层大量地被剥除，故渠道通水时可能发生的湿陷量亦可能很小。而在黄土厚度很大、开挖较浅，且以新黄土为主的地段，渠道通水时将可能产生巨大的湿陷量。在这种情况下必须进行处理。

一般来说，预防由于渠道湿陷而引起灾害的工程措施有如下 4 种方案：①预先浸水；②进行防渗，但应当注意，这种方法往往不很可靠；③渠底留高；④加高外堤。

图 12-13 即为采用后两方案处理的设计草图。

三、黄土渠道塌陷预测问题

黄土渠道岸边土体在渗漏水作用下浸湿，使浸湿部分的黄土强度显著地降低或产生湿陷变形。上部未被浸湿部分呈悬臂梁状土体失去平衡状态，发生向下坐落或倒塌式的破坏现象，我们称之为塌陷现象。

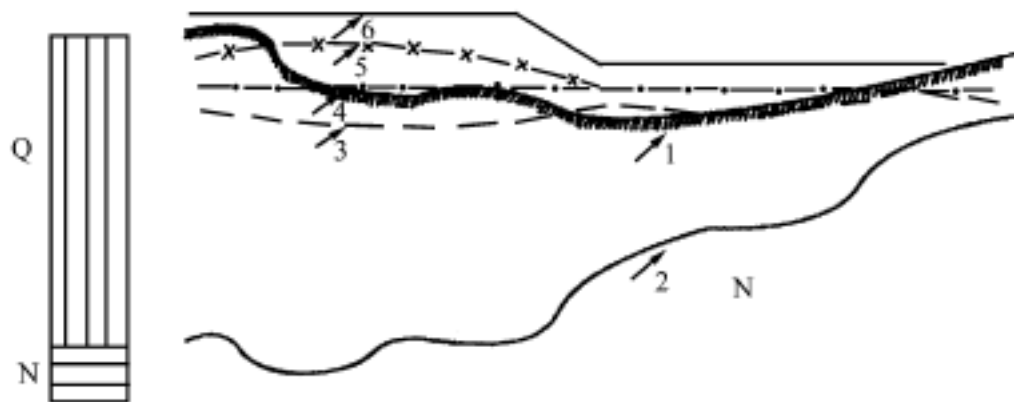


图 12-13 黄土渠道沿线湿陷预测及防治措施示意图

1—地面线；2—不整合面；3—渠道纵坡；4—渠道湿陷后渠底标高；5—渠底留高；6—渠堤超高

图 12-14 为永登东干渠黄土渠道塌陷情况之一例，可以作为上述现象的典型示例。黄土渠道塌陷性与黄土的成因类型及形成时代所决定的黄土工程性质有关系。如图 12-14 所示的永登东干渠塌陷多发生在新黄土层中，该渠道施工边坡系数为 1:0.5。施工期后，未通水前，渠道稳定规整。渠道通水后，发生了大量的塌陷现象，有的地段地表下沉达数米，塌陷范围达 20~30m 以上。与此同时，有的地段伴随着产生边坡崩塌，将渠道埋死，引起决口事故。有的地段由于塌陷使外堤破坏而产生决口事故。该渠道老黄土地段，渠道通水后，渠道仍然安全稳定，未发生塌陷现象。

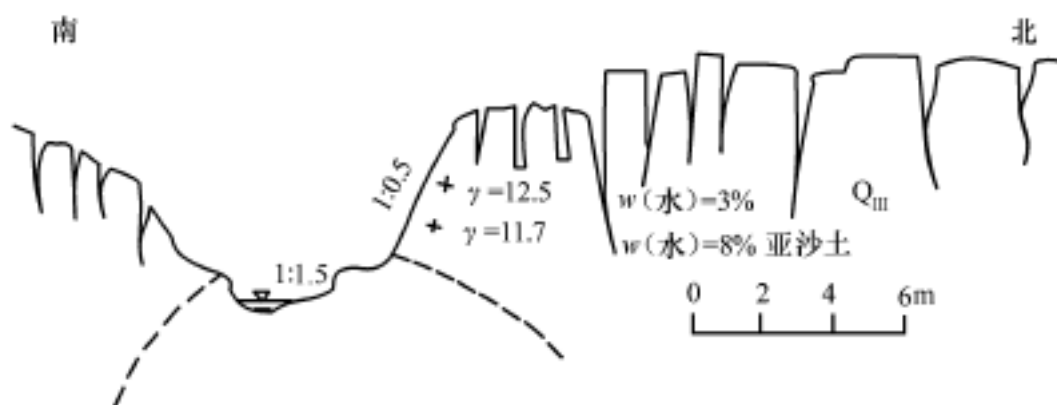


图 12-14 永登东干渠长检沟东 1200m 剖面塌陷情况

又如图 12-15 所示的永登东干渠老黄土地段，渠道通水后亦稳定无损。该渠道的边坡为 1:0.5 至 1:0.2，渠道通水已经 2 年。

图 12-14 为永登东干渠新黄土系亚砂土，结构疏松，多大孔，干重度很小，小至 11.7~12.8kN/m³，含水量很低，一般的为 5%~10%。

图 12-15 为永登东干渠老黄土系亚粘土，结构致密，大孔少而小，干重度很大，大至 14~16kN/m³，含水量很高，有的高于 20% 以上。

上面两个实例已经清楚指出了黄土渠道塌陷性与黄土类型及其工程性质间的关系。区域黄土的组成成分，特别是其颗粒成分，是有差异的，然而并不特别悬殊。区域黄土的湿度，总的来说，差异不大。但其干重度就各种成因类型及地区间有时存在着很大的差异，这种差异性将影响着黄土渠道的塌陷性。而区域不同类型的黄土的密度差别极悬殊。如新黄土的干重度常小至 11~13kN/m³；老黄土的干重度常大到 14~16kN/m³。它将是决定黄土渠道塌陷性的主要因素。

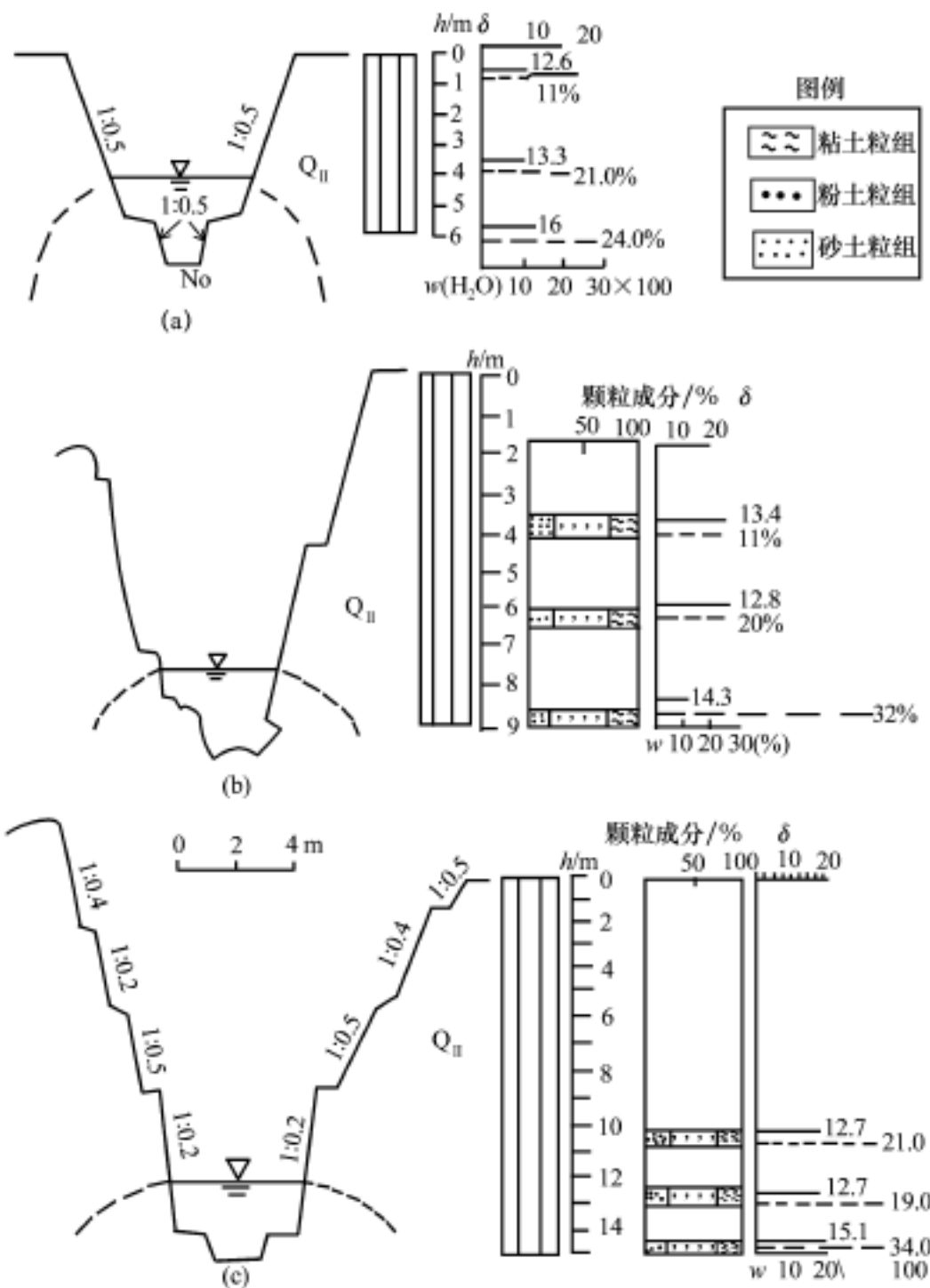


图 12-15 永登市东北东坪渠黄土渠道稳定情况

为了探讨在黄土中开挖的渠道在通水利用时，是否会发生塌陷现象，我们组织了甘肃西部及中部已建成的渠道塌陷性考察工作，着重地研究了如下几个问题：①黄土类型与塌陷性间的关系；②黄土的密度与塌陷性间的关系；③黄土的湿度与塌陷性间的关系。

考察结果发现，区域内的黄土渠道塌陷主要发生在新黄土中。所考察的渠道黄土含水量有的低到 6% ~10%，有的高至 20% 以上。塌陷的黄土渠道几乎全部皆位于含水量低至 6% ~10% 的新黄土中。渠道塌陷与黄土的干重度间存在着密切的关系。根据我们考察工作中所获得的渠道塌陷与黄土干重度间关系的资料，已经可以清楚地得到如下一个重要概念，即：在干重度小于 $12.9 \sim 13.0 \text{ kN/m}^3$ 的黄土中修筑的渠道，在通水时，存在着严重的可能塌陷的危险性。应当说明一下，我们实际观测的渠道塌陷地段黄土的含水量系小于 6% ~10%，属于新黄土。

考察获得的资料指出，黄土渠道的塌陷性与干重度有关。且可以用黄土的干重度大小来划分渠道的塌陷程度，这一现象是由黄土的干重度与其强度特性间的关系所决定的。

根据上述资料分析，我们认为，可以根据黄土的含水量状态将黄土划分为浸水稳定类和浸水不稳定类。其分界指标可以采用最大分子含水量或塑限含水量，更确切地说，以塑限含水量较合适。因为在目前情况下，塑限含水量是工程技术界所熟悉的指标，同时也是很容易求得的指标。

基于上述情况，我们认为，在陇西黄土中修筑渠道时，根据黄土的干容重及含水量可将渠道黄土塌陷性分为 3 类：①强塌陷性；②弱塌陷性；③非塌陷性。分类界限指标示于图 12 - 16。

图 12 - 16 指出当黄土干重度大于 13.5kN/m^3 时，不论其天然含水量如何或者当天然含水量大于塑限含水量时，不论其干重度如何，在这种黄土中修筑的渠道，通水运用时都不会发生塌陷现象，即属非塌陷性黄土。当天然含水量小于塑限含水量，黄土干重度小于 12.8kN/m^3 时，在这种黄土中修筑的渠道，在通水运用时，必将发生剧烈的塌陷现象，故我们称之为强塌陷性黄土。所以，我们将天然含水量小于塑限含水量、干重度介于 $12.8 \sim 13.5\text{kN/m}^3$ 间的黄土划为弱塌陷性黄土。在这种黄土中修筑渠道时，有的地段可能发生塌陷现象，但不论其规模及可能性皆远较强塌陷性的小而少。

上面划分的标准是我们的一些初步意见，还有待于进一步证实。但它对做实际工作的同志来说，倒是很方便的一种评价黄土渠道坍塌可能性的方法。

上面所提出的评价黄土渠道塌陷性方法并不是唯一可靠的方法，它只是一个半定量的方法。用这个方法是找不出渠道可能产生的塌陷范围的。为了较详细地确定渠道塌陷的可能性及其可能发生的范围，我们在下面来研究一下定量的评价黄土渠道塌陷的方法。

根据渠道考察资料得知，黄土渠道塌陷时，其破裂面绝大部分是垂直曲面形的。在剖面上看，系近于平行的垂直线型（图 12 - 14）。其破坏方式系向下坐落式的。据此，我们认为图 12 - 17 的力学草图可以反映出渠道塌陷的主要的力学作用因素。

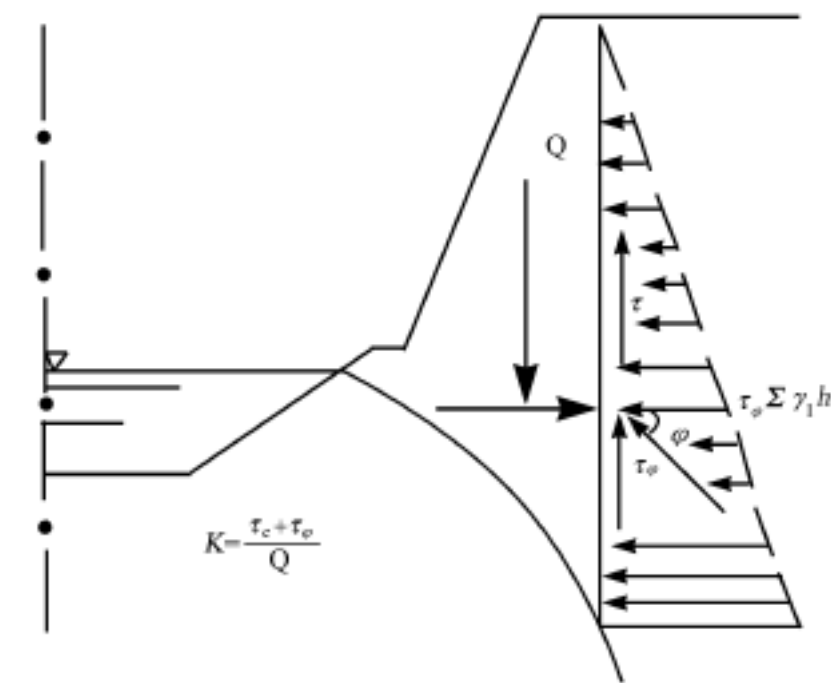


图 12 - 17 黄土渠道边岸塌陷性破坏力学草图

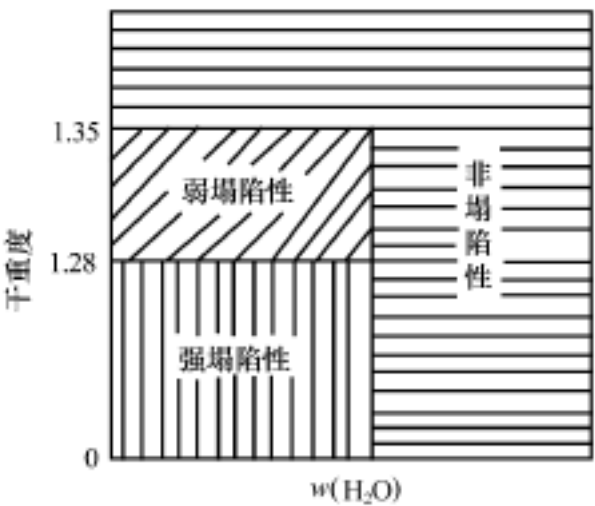


图 12 - 16 陇西黄土渠道塌陷性分类

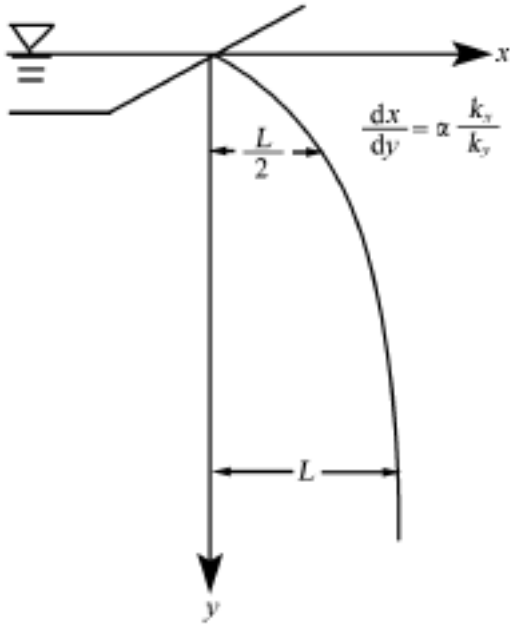


图 12 - 18 渠道渗漏浸润轮廓
计算草图

在利用图 12 - 17 的力学草图进行渠道塌陷预测时，首先必须知道渠道渗漏水可能扩展范围的轮廓。

渠道渗漏水在渠底下可能扩展的轮廓范围，我们认为可以采用 3 种方法来确定：① 渗漏水扩散理论曲线；② 流网法；③ 野外现场试验方法。

渗漏水扩散理论曲线是著者 1958 年推导的。其水力学模型如图 12 - 18 所示。渗漏水扩散范围可由式（12 - 22）给出：

$$x = \frac{1}{2k_y}(q - k_yB) \left(1 - e^{\frac{4ak}{q - k_yB}}\right) \tag{12 - 22}$$

式中：K_x 为侧向渗透系数；K_y 为垂向渗透系数；B 为渠道水面宽度；q 为渠道渗漏水量。这个方法必须给出垂向和侧向渗透系数，需要比较多的准备工作，很不方便。

在初步进行预测时可以采用流网法来绘制渠水渗漏水轮廓线。图 12 - 19 是我们绘制得的黄土渠道渗漏水浸润线轮廓图。应当指出，这种方法求得的渗漏水浸润线轮廓线并不十分可靠。因为在利用这个方法时，不能充分地反映黄土因为其结构特殊而影响所形成的浸润线轮廓线真实的特性。然而，在缺乏实际资料的情况下，它还是很有价值的。

最可靠的确定渠水渗漏水轮廓线的方法则为野外渠道试验法。但这种方法往往造价很高，必要时可应用。

有了渗漏水浸润线轮廓线以后，便可将浸润线轮廓线以上的土体划分为若干条带（图 12 - 20），逐段核算其塌陷之可能性。

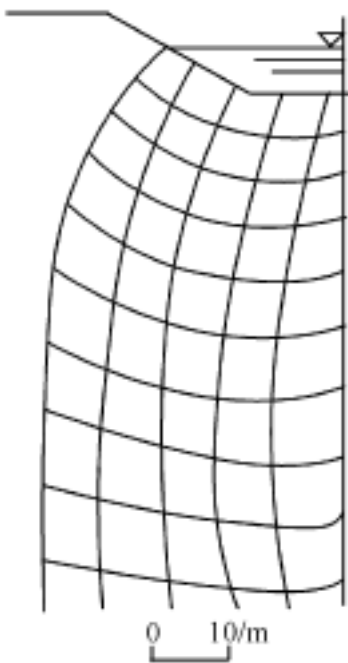


图 12 - 19 黄土渠道渗透流网

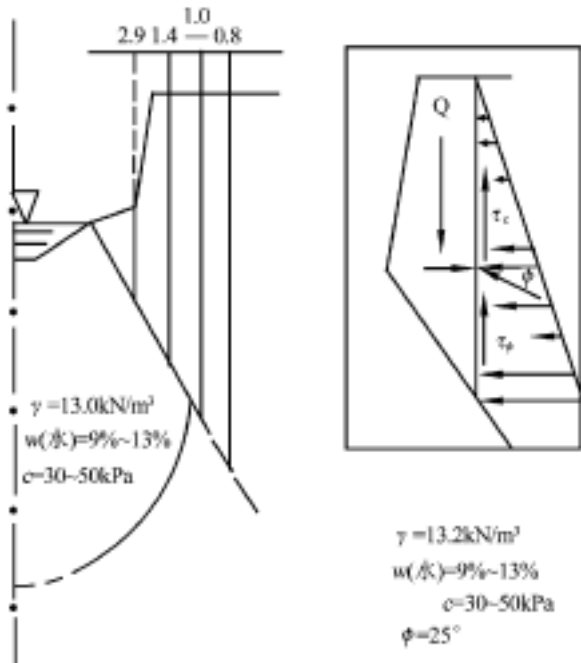


图 12 - 20 渠道边岸塌陷稳定性核算

根据上述的原理，渠道塌陷稳定性可用悬臂梁理论和塌落体稳定性理论核算来评价，即：

$$K = \frac{c + \sigma \tan \phi}{Q} \tag{12 - 23}$$

式中：σ 为黄土的内摩擦角与正压力所构成的抗剪强度，即

$$\sigma = \sum \gamma_i \Delta h_i \tan \phi_i \tag{12 - 24}$$

K 为渠道塌陷稳定系数，当 K < 1 时即有发生塌陷之可能；c 为土体抗剪力常数乘

以塌落壁的长 L ，即

$$c = cL \quad (12-25)$$

式中： Q 为塌落面前可能塌落的土体总重，即塌落体重力； γ_i 为不同深度处土层的天然重度； Δh_i 为具有 γ_i 的土层厚度； φ_i 为与 γ_i 相应的黄土的内摩擦角。

我们以马地台渠道试验结果来验证一下上述方法的可靠性。

在进行马地台渠道试验时，为了研究渠道塌陷问题，曾利用了天然地形加工成高 3.5m，边坡系数为 1:0.2、1:0.5、1:0.75、1:1.0、1:1.3 等 5 种边坡渠岸。在渠道试验过程中及其结束时，渠道全部稳定未发生塌陷现象。该渠道系新黄土组成的，黄土的干重度一般为 13.2kN/m^3 ，含水量为 9% ~ 13%，据图 12-16 的资料属于弱塌陷性，有可能发生破坏，亦有可能不发生破坏。

我们利用上述原理对该渠道塌陷性预测结果示于图 12-20 中。

图 12-20 资料指出，该渠岸在此条件下，系处于极限平衡状态。这与定性评价结果完全相符。如此，证明所提出的原理及方法基本上符合实际，而且可以应用。

四、傍山及填方渠道决口问题

傍山及填方渠道，除了同样可能发生上述的一些工程地质现象外，尚有可能发生渠堤决口现象。

渠堤决口现象过去一般很少专门进行研究。在前苏联文献中，有时零星地见到有关于这方面的材料报道，但作为一个工程地质问题系统地进行研究的文献尚未见到。关于这个问题，我们将在下面扼要探讨一下。

根据渠道考察资料分析，一般地说，引起黄土渠道决口的原因有如下 5 种：

- (1) 渠道渗漏水沿着黄土中洞穴活动而引起的；
- (2) 傍山及填方渠道外堤在渗漏水作用下形成一定的浸润轮廓线，浸润轮廓线上部土体沿着浸润面滑动而引起的；
- (3) 渠道渗漏水射穿渠道外边坡产生潜蚀作用而引起的；
- (4) 渠道通水时引起渠道坍塌，外堤因此而产生一系列的裂缝，渠水沿着这些裂缝流动而引起的；渠道坍塌使渠槽有效面积缩小，引起拥水漫堤而造成决口；
- (5) 渠道湿陷引起渠水漫堤而造成的决口现象等。

为了保证黄土渠道稳定安全，在渠道设计时必须充分考虑上述 5 种因素所引起的渠道外堤发生决口之可能性，以便施工时作出适当的措施。

下面简述与此有关的一些问题。

根据区域黄土普查所获的资料分析得知，黄土中发育的洞穴一般有 3 种：①动物活动形成的，特别是田鼠及獾洞；②植物根活动形成的根孔；③黄土由于流水潜蚀作用形成的溶洞。

这些洞穴的分布有一定的规律。其中常以田鼠、獾洞及溶洞为主。植物根孔是很少而且很小，在实际工作中，可以不必特殊考虑。

在洞穴发育的地段开挖渠道时，一般地说，有两种情况：①渠道位于洞穴带内；②渠道位于非洞穴化的黄土层中。

显然，后者发生的渠道决口现象则与洞穴无关。

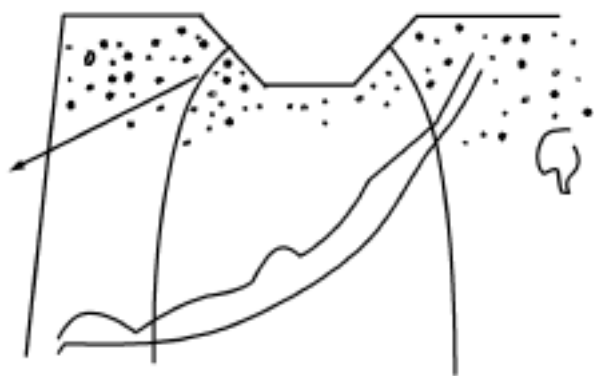


图 12-21 洞穴对渠道稳定性影响

根据野外观察统计得知，动物洞穴多分布在近地表 3 ~5m 一带黄土层中。渠道有时直接地开挖在此带内（图 12-21）。此时，这些洞将成为显洞。渠水沿这些洞流动时很容易地就会引起决口现象，在此情况下，可将这些显洞开挖一定尺寸，用坚实土回填来进行处理，永登东干渠上很多地方都可见到这种洞穴的分布，但大多数是分布在渠水位以上，而少数的亦有分布在渠水的上半部，故应当引起注意。

陇西黄土中许多地方分布有黄土溶洞。这些洞穴在各地发育情况不一。有的在渠道施工时，将被揭露，有的则将以隐洞的形式深埋于渠底深处。对于后一种溶洞可以用钎探或物探的方法弄清楚分布规律。

洞穴浅的可用坚实土填死。如很深，直径很大时，可以考虑采用钢筋混凝土板盖于洞口下探 2 ~3m 深度处，然后用坚实土回填上来处理。

隐洞是复杂一些。如果隐洞很接近于地面，它将有容易引起决口的现象。如果埋藏深度很大时，发生的可能性很小。同样，溶洞直径愈大、愈易引起上部土层塌陷而渠道引起决口或“走水”。在这种情况下，可以考虑如下的处理：①当溶洞位于渠底下深度小于 8 ~10m 时，采取开挖回填夯实土来处理；②当溶洞埋藏深度大于 8 ~10m 时，采用在洞位置两边各 20 ~30m 范围内的渠道进行高效果的防渗处理。

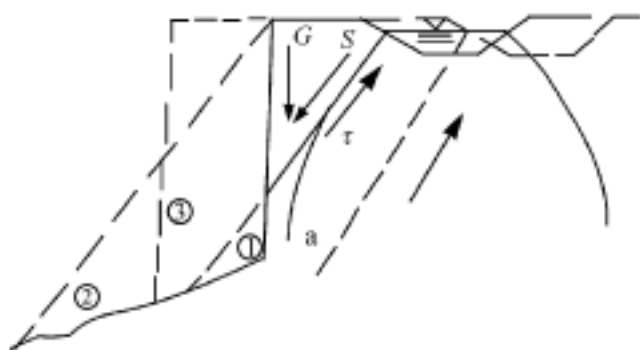


图 12-22 渠道浸漏引起外堤滑动破坏之可能
(虚线为处理措施草案)

可能引起渠道决口的第二种因素作用程度可以用图 12-22 的力学草图来进行分析。在这种情况下，必须知道渗漏水浸润轮廓线的形状。研究渗漏水浸润轮廓线的一般方法在本文的第三部分内已经叙述过。在不能获上述资料时，可以假定浸润线的顶部坡角为 $45^\circ \sim 55^\circ$ 来进行滑动稳定性分析，这个数值是根据渠道试验及流网分析求得的。

可能引起渠堤决口的第三种因素，实际上是第二种因素的另一种破坏形式而已。黄土的抗冲刷性很弱，当渠道渗漏有射穿坡脚可能性的条件下，就存在着决口的危险。

为了防治渠水渗漏可能产生上述两种决口方式，建议采用①放缓边坡和②渠道改线内移两项措施。

一般来说，边坡至少需放缓至 1: 0.8 ~1: 1.0。渠道内移范围至少得使浸润轮廓线位于坡脚内 5 ~10m。

研究第 4 及第 5 种渠道决口因素方法时可以参考前述有关部分的原理及方法，对渠道因此而发生决口的可能性作出预报，预报结果如果发现有可能引起决口的可能性时，对渠道必须采取措施。

一般来说，解决这个问题的措施有如下两个方案：

(1) 正式通水前进行预先浸水处理，具体的可以通过试水来进行。

(2) 采取绝对防渗材料进行防渗处理。古城及永东东干渠上所进行的试验已经说明，在这种情况下，用黄土夯实层来防渗是无效的。因此，必须考虑采用水泥及沥青来处理。

第十三章 矿山地质工程原理

矿山工程是利用地质体建筑成的露天开采和井巷开采工程。矿山工程的主体是由土体和岩体直接组成的构筑物，如露天矿工程是由露天矿边坡及坑底采场等土体或岩体直接开挖成的；地下采掘工程或称谓井巷工程是直接由竖井、巷道、采场等土体和岩体构成。土体和岩体，即地质体是矿山的结构物，矿山工程是典型的地质工程，这是矿山工程与其他工程的重要区别。在矿山工程建筑中，首先必须搞清楚作为矿山工程建筑的结构物——地质体及其赋存环境条件。否则，地质体及其赋存环境会对矿山工程建设者进行强烈的报复，这种事例国内外屡见不鲜。如我国金川矿区，由于对工程存在条件不够重视，在井巷施工中遇到很多麻烦，不得已只得停工、返工，造成大量浪费。在煤矿建设中，这类事例也不乏见。煤炭部 1983 年总结建井经验时指出，过去基建中出现的事故，60% 是由于水文地质条件没有查清造成的，对地质条件不够重视，是矿山产生事故的主要原因，四川三汇坝二井建设中产生瓦斯突出便是一例。1983 年 1 月 24 日 11 时 15 分在二井施工集中运输上山时，由于放炮诱发成大规模的煤（岩）与瓦斯突出事故，突出煤（岩） 4600m^3 ，沼气 555m^3 ，死亡 12 人，沼气中毒 61 人。产生这一事故的主要原因是对该处地质条件研究不够清楚，对上山穿过的 F_4 及 F_{4-1} 断层间煤和瓦斯分布情况未弄清楚，对该处煤体透气性认识不清，瓦斯压力测不准，没有作出准确预报，没有采取超前预防措施，致使造成这次严重事故。最近一个时期出现的软岩、膨胀岩巷道问题，就是对软岩和膨胀岩工程地质力学特性缺乏认识所致。如汾西水浴矿一条穿过铝土页岩的大巷道投入使用后产生破坏，三次维修，也控制不住巷道变形，最后只得放弃报废，改建在其下部的石灰岩内。由于对矿井矿山建设工程地质条件缺乏正确认识和研究，造成投产后，每年投入大量资金对矿山工程进行维护和翻修，甚至报废的例子不胜枚举。

以上实例都说明，矿山工程是典型的地质工程，工程地质工作是矿山建设的基础，工程地质学是矿山工程科学的基础科学，必须给予充分的重视。

一、矿山地质工程问题及工程地质条件

矿山地质工程研究的主要任务是对矿山建设中将要遇到的地质工程问题和工程地质条件进行预报，这项工作是非常重要的。这项工作做好了，不仅可为国家节省大量资金，且可加快矿山建设速度。矿山建设中经常遇到的地质工程问题有：①露天矿边坡稳定性问题；②井巷及采场围岩稳定性问题。

控制上列地质工程问题的关键性工程地质条件有四项：①软弱、破碎岩体及软弱夹层；②软弱结构面，包括断层带、层间错动带及贯通较长的大节理；③地下水；④地应力。这四项工程地质条件是控制上列矿山地质工程问题的关键，在矿山地质工程研究中必须查明。

地质因素是有规律的，工程地质条件是可以查清和作出预报的，我国矿山建设中有许

多成功的实例，淮南煤矿成功地强行通过潘集三井下部含水层便是一例，潘集矿区位于淮河中游，冲积层厚 139 ~463m，含有孔隙水，属于水下采煤，涌水、突水是该矿基建中遇到的大问题。调查报告提出可能遇到 17 个含水层，需做 5 次注浆处理，需耗费工期 9 个月，投资 246.28 万元。淮南指挥部地质测量处在施工过程中不断总结经验，找出地质规律，修正原地质勘察资料，在施工过程中不断作出预报，保证顺利地完成了建井任务。他们对矿井出水点进行了统计分析，发现该地区基岩裂隙水主要从 NWW 及 NNE 组裂隙及断裂中涌出。前者为淋水，水量不大，时间长；后者为突水方式出现，出水集中，而时间短。基岩裂隙水主要通道是区域性活动断裂，裂隙水具有垂直分带规律，它与岩层中的砂岩密切相关。测量结果分析表明，裂隙水的补给源是有限的。因为该地区煤系地层均上覆有较厚的新生界松散盖层。其中有较厚的粘土层分布，特别是底部有一层较厚的粘土层将上层水隔开，下部煤系中断裂不发育，且有粘土层分隔，水力联系差，突水条件极小，且在其附近的潘集一主井在 323m 处发生突水，开始时漏水量为 $151\text{m}^3/\text{h}$ ，突水点集中在井筒 9m 段内。第二天减为 $99\text{m}^3/\text{h}$ ，三五天减为 74t，64t，48t。停工 17d 就复工了。据此判断，三井不会产生严重突水，故决定不进行注浆止水，而做好准备采取强行通过。结果表明，施工工程地质预报是正确的，共节约注浆费 326.49 万元，提前工期两个月，超进尺一倍，三个井筒原计划进尺 450m，而年末实际进尺为 922.8m。

兖州煤田兴隆庄东翼皮带大巷穿过巨王林断层的地质预报是又一个成功的实例。兴隆庄矿精查报告划定的巨王林断层是影响井田设计开拓的主要断层之一，同时是东翼皮带大巷施工的一大障碍。原精查报告指出，该断层落差为 25 ~110m，断层附近岩石中裂隙发育，破碎带较宽，导水性强，施工时将面临断层突水和顶板难于支护等困难。第一工程处地质组对精查报告重新进行了分析，发现原勘察中对巨王林断层仅有一个钻孔控制，而对皮带大巷将穿过的地方断层落差未予确定。他们根据断层性质、断层面向深部延展时断距变化规律及施工中获得的资料分析，提出：巨王林断层为一扭性断层，落差较小，应在 1 ~17m 之间，具有尖灭的可能性。岩层不会太破碎，且导水性不会好。皮带大巷遇到断层时，预计断层两盘以塑性泥质岩、粘土岩为主，断层泥充填应较密实，亦预示导水性差，阻水可能性大。鉴于上述对断层导水性和临近含水层的分析认识，预计皮带大巷遇到断层时可能出现的最大涌水量为 $80\text{m}^3/\text{h}$ ，或者不出现涌水，不必停工注浆处理。在施工过程中施工人员取消了原施工组织设计中的注浆堵水措施，采取强行通过的方法通过。掘进实际情况表明，这一预报是正确的。结果井筒施工提前 10 个月左右完成，为国家节约投资 240 余万元。

上面两个实例表明，工程地质工作在适量的勘察工作量配合下，充分利用地质原理，完全可以作出正确的地质预报。关键在于矿山工程地质工作者不仅要掌握一般的地质原理，而且还要掌握与矿体埋藏条件有关的地质规律，特别是小构造及小小构造，断层、节理、蚀变带等规律，这样才能主动地去查明具体矿山工程地质条件，预报矿山建设及施工过程中可能出现的地质工程问题。

二、矿体及围岩的工程地质条件

总的来说，矿物资源有三大类

(1) 气体矿物资源——天然气；

(2) 液体矿物资源——石油、地下水;

(3) 固体矿物资源——煤炭、各类金属矿物等。

这里讨论的重点是与固体矿物资源开发有关的矿山地质工程问题, 故对气体和液体矿物资源开发的地质工程工作有关的问题暂且不论, 但不等于这类矿产开发时没有问题, 实际上, 目前已经出现了不少问题, 如地下水开发引起地面沉降; 石油开采中注水驱油进行强化开采中出现大量井损事故等。这些事故如果事先进行适量的工程地质勘察、研究, 采取适当措施, 大部分是可以避免的。

就固体矿体来说, 其矿床地质构造, 从工程地质角度来看, 可分为三大类

(1) 层状矿床: 煤、磷等矿床, 埋藏于层状沉积岩体内;

(2) 层控矿床: 铜、铁、镍等, 以似层状产状埋藏于变质岩或岩浆岩、火山岩等块状岩体内;

(3) 脉状矿床: 铅、锌、钨等脉状矿体侵入到各类岩体内。

各类矿床与其成矿条件相伴随的有其自己的工程地质条件规律。地质工程工作者掌握了这些特点后会对所研究的对象具有一定的预见性。举例如下。

1. 煤矿

煤矿是典型的层状矿床。主要为陆相、海陆交互相(湖相、沼泽相、冲积相等)。从成煤时代上来说, 从石炭纪到第三纪都有;

第一石炭—二叠成煤期主要为滨海及海陆交互相及湖相建造。其建造特点是粘土岩、砂岩、页岩、砾岩互层存在, 有的地区还存在有石灰岩。岩相比较稳定, 除因构造断裂破坏外, 相变不大, 其主要的地质工程问题为:

(1) 软岩: 特别是铝土页岩, 不仅软, 而且易风化、膨胀, 巷道变形极为常见;

(2) 地应力: 由于地应力比较高, 随着采深加大, 冲击地压及巷道收敛变形极为显著;

(3) 地下水: 这些煤矿下部一般直接与奥陶纪石灰岩接触。中国奥陶纪石灰岩中喀斯特比较发育, 地下水比较丰富, 即俗称奥灰水。煤炭开采中由于底板隔水层薄、断层切割、陷落柱连通等原因, 极易引起突水, 这些问题在华北地区极为常见。

第二个成煤期为侏罗及白垩纪, 主要为内陆盆地相碎屑岩建造。随着构造作用强度不同, 有的平缓展布, 岩体结构完整; 有的褶皱剧烈, 层间错动发育, 构成板裂结构岩体。水平地应力一般大于垂直地应力, 距主要含水层奥陶纪石灰岩较远, 突水威胁不大。而白垩纪砂砾岩常构成坚硬难冒顶板, 成为采煤过程中的难题。

第三纪煤炭在我国分布也是相当广泛, 东北、新疆、内蒙古、云南、贵州及台湾都有分布。它们主要为内陆湖相沉积, 岩性为粘土岩、砂岩及砾岩互层产出。在构造作用下, 层间错动极发育, 多具板裂结构特征。因埋藏较浅, 成岩作用很低, 极易风化和在地下水作用下极易泥化, 强度软化系数很低。

2. 菱铁矿

菱铁矿分布极为广泛, 从地质时代上来说, 除新生代外, 从古生代到太古代都有分布。从建造上看, 主要为沉积的和变质的碎屑岩—泥质岩—碳酸岩建造及火山—沉积岩系和陆相碎屑—泥质岩—有机岩建造。从成因来说, 大体可分为沉积型、火山—沉积型、沉积—热液改造型、变质沉积型和接触交代—热液型矿床。由此决定了这类矿体大部分呈层状和层控结构特征, 矿床与围岩整合产出, 局限于含矿围岩中顺层延伸, 与围岩同步褶皱

和错断，少部分与热液活动有关的呈脉状、束状和透镜体状。这类矿床在沉积—改造和变质过程中，由于后期热液活动和构造作用的影响，形成了一些不规则矿体，交切原生沉积层状矿体和围岩层（片）理发育，甚至某些呈矿巢、矿瘤和不规则矿体。层状及层控矿床构成的矿山在开发过程中遇到的问题与煤炭矿山工程地质问题比较类似；脉状、束状、透镜体状等不规则矿体的矿床尽管具有热液作用特征，但近矿体围岩蚀变很弱或没有蚀变，矿体与围岩呈硬接触。除由采矿形成架空结构使岩体恶化外，原岩体的工程地质条件还是比较好的。

3. 与火山岩有关的铁矿

对地质工程来说，我们最关心的是矿体形状与围岩接触和蚀变关系，前者控制着矿山工程特征；后者对矿山工程稳定性影响极大。根据国内外资料统计，这类铁矿体约有80%为层状或似层状与围岩整合产出，少部分为透镜体状，穿插于裂隙中的脉状，围岩有的破碎，有的完整，大部分围岩遭受蚀变，也有的无蚀变现象；围岩蚀变作用主要为矽卡岩、绢云母化、黑云母化、高岭土化，一般强度低，它们构成的接触带为软弱结构面或软弱夹层，岩体易产生失稳现象；另外还有硅化、方柱石化、钠长石化，岩体有强化作用，但范围不大。蚀变带厚度一般不大，约为数米至数十米，它们构成一种特殊的工程地质岩组。

4. 围岩蚀变

在金属矿山工程地质研究中，这是一个极为重要的工程地质问题。有色金属及与火山岩有关的黑色金属矿床绝大部分都伴有围岩蚀变作用，实际上，这是岩浆活动的伴生产物。早期形成的岩石在气化—热液作用下，两者之间产生新的化学平衡发生的一系列旧物质为新物质所代替的交代作用。围岩蚀变是多种多样的，是由许多因素决定的，其中主要的因素有：①围岩成分；②气化—热液成分和浓度、酸碱度；③温度；④压力。由于形成条件所决定，常见的围岩蚀变方式和类型有两种：

(1) 气化高温热液蚀变：矽卡岩化、云英岩化、白云母化、电气石化、黑云母化、方柱石化、阳起石化、绿帘石化、黝帘石化、钾长石化、钠长石化、霞石化、霓石化、萤石化等。

(2) 中低温热液蚀变有：绢云母化、硅化、石髓化、绢英化、黄铁矿化、绿泥石化、碳酸盐化、白云石化、粘土化、赤铁矿化、蛇纹石化、钠黝帘石化、泡沸石化、石膏化等。

上列蚀变产物下划有“——”者，对岩体都具有强度弱化作用，由它们构成的蚀变带大部分都属于软弱接触带或软弱结构面，这在研究矿山地质工程，特别是有色金属矿山地质工程时应当注意的，如矽卡岩化，其形成温度约为900～200℃，压力约为数十兆帕，其形成环境约距地表数百米至两公里深度范围内。这一范围内的岩石易遭受破坏。蚀变范围可达数十米至数百米。少数情况下可伸展至1～2km。一般来说，这一带的岩石强度比较低。

上述有限资料表明，在研究矿山工程地质条件时必须认真研究矿床形成给地质体带来的特殊条件和对地质体改造形成的特殊条件。

第一节 露天开采地质工程问题

矿山开发有两种方法：①露天开采；②井工开采。随着采矿机械的发展，世界上采矿事业总的趋势是大力发展露天开采。目前我国铁矿开采中露天开采占90%以上，有

色金属占 46%，煤炭开采中露天开采的比重亦愈来愈大。露天开采具有如下的优越性：

(1) 作业安全，劳动条件好。以 1979 年原德意志联邦共和国和美国百万吨煤死亡率为例：原德意志联邦共和国露天开采百万吨煤死亡为 0.023 人，而井工开采每百万吨煤死亡 0.5 人，相差近 20 倍；美国露天开采每百万吨煤死亡 0.035 人，而井工开采煤百万吨煤死亡 0.45 人，相差 12 倍以上，在我国也近 10 倍左右。显然，露天开采远优于井工开采。

(2) 作业空间不受限制，规模大，机械化程度高。

(3) 劳动生产率高，以 t/工统计：1981 年，原德意志联邦共和国露天开采每个工可采 81.8t，美国露天开采每个工可采 25.6t，前苏联露天开采每个工可采 24.2t。而露天开采效率与井工开采效率比：原德意志联邦共和国露天开采效率高于井工开采 25 倍；前苏联为 9 倍。而露天开采最高效率：美国为 136t/工，原德意志联邦共和国为 130t/工，前苏联为 53.9t/工。因为露天开采可大规模使用机械，可以大幅度地提高效率。

(4) 露天开采基建周期短，投产快。

(5) 露天开采吨煤投资少，开采成本比井工低。据世界技术先进国家统计，露天开采成本相当于井工开采的 1/2。

(6) 回采率高，资源浪费小。井工开采最多只占采出 70%，而露天开采理论上可达 100%。

(7) 易于实现机械化、自动化、现代化。

(8) 易于管理。

目前露天开采深度已达 300 ~400m，有的已近千米。显然，露天矿大有发展前途。

露天开采的主要地质工程为露天矿边坡，其中最主要的课题是边坡设计，露天矿边坡设计具有很大的经济性。有人统计，锥形露天矿坑在允许的边坡范围内，边坡角每增加 10°，露天采剥总量几乎减少一半。大型露天矿边坡角每增加 1°可减少剥岩量几千万吨，节省投资 2000 ~3000 万元人民币。露天矿边坡角如果设计过陡，将产生边坡破坏，解决这个问题有 3 条途径：①放缓边坡角；②采用加固措施，防止破坏；③允许产生滑坡，滑动后清理。究竟采取哪种途径，要进行技术经济比较选定。已有的经验表明，从经济上考虑，露天矿在开采过程中应该允许产生一些小型滑坡，滑动后清理掉，这是经济的办法，这样花掉的维修费很可能比加陡边坡角节省下来的投资还要少。露天矿边坡在开采过程中一点也不产生破坏不是最优设计，而是一种保守设计。因此，加强露天矿边坡稳定性问题研究，合理地确定边坡角是露天矿地质工程中的一项重要任务。

一、控制露天矿边坡稳定性的地质因素

控制露天矿边坡稳定性的地质因素主要有地质体结构（特别是软弱结构面）及地下水条件两大类。

边坡的地质体结构十分复杂，但还是有规律的，它的规律是受地质建造和后期改造控制着。一般来说，边坡按地质体结构划分有 4 种基本类型：①平卧或缓倾层状结构地质体边坡；②板裂结构地质体边坡；③块状结构地质体边坡；④复合结构地质体边坡。

(1) 平卧或缓倾层状结构地质体边坡：这类边坡一般为水平或近水平层状沉积岩层

构成，地质构造作用轻微，层间错动不发育，层面间有一定的结合能力，属于层状地质体，多为泥质岩与砂质岩互层产出。其中泥质岩变化较大，可为粘土岩、页岩、板岩等，多为软弱层。在边坡较高时，底部的泥质岩产生大变形，甚至可产生挤出，导致边坡出现崩塌。如无软弱夹层存在时，这类边坡如块状地质体结构边坡，其自身稳定性将取决于组成边坡地质体的岩性及地质体内结构面发育状况，很大程度上受结构面组合特征控制。如无临空的、倾向外的软弱结构面切割时，如地质体的强度足够高的话，高达 400 ~500m 的陡边坡（坡角达 50 °以上）亦可自稳。如组成边坡的地质体强度较低，（有的是岩石软，有的是节理切割剧烈），则可出现弧形滑动破坏。

（2）板裂结构地质体边坡：这类边坡多为层状岩体（沉积岩或变质岩）在褶皱作用下产生层间错动，形成板裂结构地质体。这类地质体结构的边坡岩层一般为倾斜的，且倾角愈陡，板裂化愈强烈。这类地质结构边坡主要有 3 种类型破坏形式：①顺层地质体边坡是岩层被切断时易产生顺层滑动，包头石拐子矿务局白灰厂滑坡便属于此类；②顺层高边坡是当坡脚未被切断时，易产生溃曲破坏；③反倾向岩层边坡是反倾向岩层的边坡易产生倾倒（变形）破坏。这类地质结构边坡多见于铁矿、镍矿及煤炭露天矿。

（3）块状结构地质体边坡：这类边坡主要由岩浆岩、火山熔岩、变质岩及碳酸岩构成，多见于金属矿山。如无软弱结构面贯通和不利的坚硬结构面切割时，其自稳能力较高。这类地质体构成的露天矿边坡的稳定性主要控制于临空的延展较长的结构面。坡高达 400m，坡角高达 40 °的大冶露天矿狮子山边坡便属于此类地质结构。

（4）复合结构地质体边坡：这类边坡的地质体结构有两种类型：①上部为第四纪沉积物，下部为基岩构成的复合结构地质体边坡；②上部为风化层，下部为新鲜基岩构成的复合结构地质体边坡。这类地质结构边坡最大问题是第四纪堆积层和风化残积层内常赋存有大量的潜水，它一方面威胁着上部边坡稳定性；另一方面给露天开采带来排水困难，这是当前露天开采中的一大难题。

岩体结构中的一个重要要素是软弱结构面，边坡地质体内的软弱结构面发育状况对边坡自稳性有极大影响。上列 4 种边坡地质体结构中，除板裂结构地质体外，如果没有临空的控制性软弱结构面，其自稳能力是很强的。400 ~500m 高边坡，如无控制性软弱结构面切割，采用光面爆破施工，坡角取 60 °~70 °完全可以自稳。

关于控制性软弱结构面（亦可称为控制性结构面），谷德振教授生前曾多次强调过，结构面是地质体变形和破坏的控制性因素。结构面可分为坚硬结构面和软弱结构面，要着重抓住软弱结构面。软弱结构面有顺倾向的，有反倾向的，要抓住顺倾向的。顺倾向的软弱结构面有临空的和隐伏未临空的，要抓住临空的。谷德振教授称顺倾向、临空的软弱结构面为危险结构面，又可称谓控制性结构面，罗国昱教授称为优势结构面。著者建议将此类结构面称为控制性结构面较好，这类结构面对边坡稳定性有很大威胁。因此，在边坡稳定性研究中要特别注意研究控制性结构面。著者认为有必要进一步做点说明，软弱结构面不仅是存在有临空条件时具有控制作用，而在不存在临空的情况下亦具有控制作用。存在有临空软弱结构面的边坡很容易产生块体滑动；没有临空条件下顺向坡岩体内发育的软弱结构面，特别是层间错动面，是边坡产生溃曲破坏的控制条件；反倾向的边坡岩体内发育的软弱结构面，主要是层间错动面，是产生倾倒变形的控制条件。岩体内如果不存在软弱结构面也就不会产生溃曲破坏和倾倒变形（当然地应力也是产生倾倒变形的一个重要因

素), 统计结果表明, 80% 以上的边坡破坏和比较大的边坡破坏都与地下水活动有关。疏松的地质体, 特别是孔隙体中的地下水已有大量的研究。不论从理论上或研究方法上都比较成熟。而裂隙岩体中的地下水活动研究, 是很不够的。

在研究裂隙岩体中地下水活动时, 不仅要考虑裂隙分布, 而且也要研究岩体中的应力状态。对边坡来说, 岩体内应力状态是由初始应力和开挖后形成的二次应力的叠加, 因此, 在边坡临空面附近处, 最小应力方向与边坡临空方向一致, 赋水结构面与边坡走向平行。离边坡临空面远处, 由于应力场不受边坡开挖干扰, 仍为初始应力状态, 该处地下水活动系受地应力场控制, 边坡地下水观测资料已证明了这一判断。

二、露天矿边坡稳定性分析方法

露天矿边坡稳定性分析主要任务是确定既经济又稳定的边坡角。稳定是相对的概念, 实际上, 稳定性是与经济密切相关连的。关于经济问题本文不谈, 仅就稳定性本身来说也是一个模糊的问题, 因为影响边坡稳定性的因素有很多, 如地质结构、地下水、地震、边坡结构、施工影响等, 地应力有时也起作用 (如对反倾向边坡产生倾倒变形)。而这些因素又不都是很明确的, 除边坡结构可以人工给定以外, 其余的都是带有一定的模糊性的。实际上, 边坡结构也是不确定的, 施工和设计很难相符, 边坡稳定性分析是十分困难的问题。现代的办法提倡设计、监测、处理三位一体的考虑。也就是说, 在设计阶段充分运用现有的科学水平和科学储备, 确定一个既稳定又经济的设计边坡角, 为施工提供依据 (包括边坡结构、边坡角、边坡变形破坏预测、边坡加固方案等); 在施工一开始就安设变形监测系统对边坡施工过程中产生的变形监测, 根据监测资料对正在施工的边坡的稳定性作出预测, 及时修改设计和采取加固措施, 这是一套科学方法, 称为地质监控施工法。在边坡设计或稳定性分析中不能只考虑不加任何处理的边坡自身稳定性, 而且必须将加固处理与节约开挖作出对比; 同时还需对加陡边坡不作处理、对其在运营过程中产生破坏进行清理的投资额与减少挖方节省的投资额作出对比, 择优选用。尤应该是把经济放在第一位, 边坡设计绝不是简单的岩体力学和工程地质工作, 而是必须与工程设计、施工技术上可行性相结合来定。关于这一概念所有的参加边坡研究的地质、设计、施工技术工作者都必须明确。这一节主要任务是实现边坡设计的第一步, 即边坡角设计提供一点预备知识。

1. 露天矿边坡破坏模式

露天矿边坡破坏模式与露天矿边坡地质结构密切相关, 这里所讨论的可能产生的边坡变形破坏模式, 并不一定凡是具有相同地质结构的边坡都会发生, 发生与否主要取决于当时的力学条件。破坏模式是指各种地质结构构成的边坡如果发生破坏的话, 最可能出现的破坏形式, 为力学分析时建立力学模型提供预备知识, 露天矿边坡破坏模式可概括为 6 种: ①平面滑动; ②楔形体滑动; ③曲面滑动; ④倾倒变形; ⑤溃曲破坏; ⑥复合式破坏。

(1) 平面滑动模式: 平面滑动的特点是岩体沿某一层面、或断层面、大节理面下滑。产生平面滑动的条件是: ①控制性结构面的走向与边坡近平行, 在边坡上有临空面出露, 即边坡角大于控制性结构面倾角; ②垂直于边坡走向的控制性结构面倾角 α 大于结构面的摩擦角 φ_j , 即 $\alpha > \varphi_j$; ③地下水活动和各种振动 (包括地震和大爆破) 往往是这类滑动的触发因素。

(2) 楔形体滑动模式: 该模式在露天矿大边坡和阶段台阶边坡破坏中极为常见, 其

基本形式是由两个或三个与边坡斜交的控制性结构面将边坡切割成楔形块体，在自重作用下沿结构面组合交线下滑，它的规模与控制性结构面分布状况有关。金川露天矿一区边坡上部的滑动是一个很好的例子。该滑坡体系受 F_{23} 和 f_3 切割成的楔形块体。 F_{23} 是一条小断层，产状是 $N78^\circ W - NE \angle 70^\circ$ ； f_3 是一条平直的大节理，其产状为 $N40^\circ E - SE \angle 40^\circ$ 。 F_{23} 和 f_3 组合交线的倾向为 $N77^\circ E$ ，倾角 33° 。该滑体的滑动面，经多年实际观察资料分析为 $N81^\circ E$ ，相差仅 4° ，结构面组合交线的滑动方向与实际滑动方向基本一致，证明该滑体系沿 F_{23} 和 f_3 组合交线方向滑动。

(3) 曲面滑动模式：该模式主要发生于第四纪堆积层、风化层、大型断层破碎带及节理密集切割的碎裂岩体内。滑面的曲率与地质体的松散程度有关，愈松散愈软弱的地质体滑面曲率半径愈小；愈密实愈坚硬的地质体滑面曲率半径愈大。第四纪粘土层的滑动面近似圆弧形，而碎裂岩体及断层松动带内滑面近似为平面形。

(4) 倾倒变形模式：当边坡岩体内存在有贯通性的反倾向的软弱结构面时，由于开挖卸荷，在地应力松弛作用下而产生向矿坑内倾倒变形现象。倾倒变形产生的主要原因为开挖卸荷，一旦边坡停止开挖，停止卸荷，倾倒变形相应地也停止发展；但由于倾倒已经使结构面开裂，当有水灌入时，结构面内充填物软化，还可以继续产生倾倒变形；施工过程中采用较大规模的爆破振动作用时亦可以导致继续产生倾倒变形。倾倒变形的结果在岩体内形成一条折断面，贯通整个边坡，当边坡很高时，倾倒变形所形成的临近边坡的碎裂似板裂体有可能在坡脚处剪出或产生溃曲破坏，引起边坡失稳，当边坡内存在有小断层等软弱结构面切割似板裂体时亦可沿软弱结构面产生滑动破坏。

(5) 溃曲破坏模式：受到比较强烈的褶曲作用的岩体（包括岩浆岩、沉积岩、变质岩），层间错动比较发育，而形成板裂结构岩体。板裂结构岩体在自重作用下克服层间的摩擦力，而在剩余的下滑力作用下产生板裂体弯曲导致失稳破坏的一种破坏模式。这种破坏模式目前研究的还不多。瓦顿（Watton）在英国露天矿边坡破坏中见到这种破坏模式，在露天矿高边坡日益增多的情况下，出现这种破坏模式会愈来愈多。

(6) 复合式破坏模式：该破坏模式机理并无新鲜内容，但在露天矿边坡破坏中还是常见。如金川露天矿边坡上部为楔形体滑动，下部为倾倒变形；抚顺西露天矿边坡上部为第四纪堆积层，下部为玄武岩及反倾向的煤系地层。在开挖卸荷作用下下部产生倾倒变形，而导致上部地质体松脱开裂，亦属于一种复合式破坏。

露天矿边坡破坏基本模式大体上可归纳为上述 6 种。这 6 种破坏模式实际上是滑动力学模型和板裂介质力学模型。前者宜用极限平衡滑动理论分析其稳定性；后者宜用板裂介质岩体力学理论分析其稳定性。对边坡稳定性分析来说，必须建立两种力学分析方法。

2. 露天矿边坡力学分析问题

这里不讨论边坡变形破坏等力学作用分析计算方法，仅对露天矿边坡力学作用的作用力和参数选择问题做些补充讨论。

(1) 作用力分析方法：促使边坡破坏的力主要有三种：①重力；②水力；③振动力。

重力：主要是主滑体自重、排土场堆土重、附属建筑附加作用力等构成的重力。要注意，这些力并不都通过滑体的重心，因此，除有滑动作用力外，有时还存在有转动力，不能一律都用共点力系理论分析。还应当注意，在研究边坡变形及倾倒作用时必须考虑初始地应力场的作用。

水力：这里有两种情况，一种是暴雨后边坡岩体内裂隙充水，这种充在裂隙内的水对边坡岩体形成有静水压力；另一种是在边坡内流动的水，它具有动水压力。静水压力 p_s 可用下式分析：

$$p_s = \gamma h \quad (13-1)$$

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma h^2 \quad (13-2)$$

式中： p_s 为地质体内水的压强； P_s 为地质体内的总静水压力。

动水压强 p_d 应该用下式分析：

$$p_d = \frac{1}{2} \gamma_w K^2 I^2 \quad (13-3)$$

动水压力与静水压力不同，它是向量，其方向为流势线的切线方向。

振动力：振动力包括地震力和爆破振动力。地震力用下式计算：

$$F_s = m \frac{\alpha}{g} = \alpha W \quad (13-4)$$

式中： m 为岩体体积； W 为岩体重； α 为地震荷载系数。

爆破振动产生的振动力与爆破形成的位移速度 v 有关，即

$$v = K \left[\frac{Q^{\frac{1}{3}}}{R} \right]^\alpha \quad (13-5)$$

式中： Q 为一次爆破的药量； R 为作用点距震源中心的距离； K 为与炸药类型有关的系数，变化于 45 ~450 之间； α 为与岩性及纵横波形有关的系数，变化于 1.5 ~1.9 之间。

长沙矿冶研究所在金属露天矿做 500 多次控制爆破试验得到的纵横波峰值速度半经验公式为

$$v = 34.5 \left[\frac{Q^{\frac{1}{3}}}{R} \right]^{0.94} \quad (13-6)$$

据此可得到振动加速度 (α_b) 为

$$\alpha_b = 2 \pi f v \quad (13-7)$$

则爆破振动力为

$$F_b = m \frac{\alpha_b}{g} = \alpha_b W \quad (13-8)$$

α_b 为爆破振动力的荷载系数，应当注意，爆破振动力和地震力一样是向量。

(2) 岩体强度分析方法：边坡分析中用到的岩体强度有软弱结构面强度和裂隙岩体强度两大类。这些参数不能简单地用试验求得，因为不论软弱结构面或裂隙岩体在力学参数上都具有明显的结构效应——尺寸效应。应该采用典型地质单元试块力学试验与岩体结构力学效应相结合综合分析给出。

(3) 边坡稳定性分析方法：鉴于在岩体力学书籍中已论述过连续介质、块裂介质岩体边坡稳定性分析方法，在这里就不再重复，仅补充一点关于顺向坡的板裂结构岩体产生溃曲破坏的可能性分析方法。其稳定性系数采用自稳极限边坡长度 l_{cr} 与实际边坡长度 l 之比 η 表示，即：

$$\eta = \frac{l_{cr}}{l} \quad (13-9)$$

$$l_{cr} = \sqrt[3]{\frac{8EI\pi^2}{q\sin\alpha}} = \sqrt[3]{\frac{2\pi^2 Eh^2}{3\gamma\sin\alpha}} \quad (13-10)$$

式中：I 为板裂体截面距， $I = \frac{bh^3}{12}$ ；b 为单位宽度时， $I = \frac{h^3}{12}$ ；q 为单位板裂体重；α 为板裂体倾角。

这个公式是根据单层板模型推导出来的，在实践中著者逐渐认识到，板裂岩体边坡多半是多层结构。1986 年我们通过地质力学模型实验和理论研究，发现多层板和单层板模型在公式的形式上完全相同，而在刚度表达形式上是不同的，它们的差异可用下面公式表达：

$$\text{单层板刚度} \quad D = EI$$

$$\text{单宽质量} \quad q = \gamma h$$

式中：h 为单层板计算厚度。

$$\text{多层板刚度} \quad D = \sum D_i = \sum E_i I_i \quad (13-11)$$

$$\text{单宽质量} \quad q = \sum q_i = \sum \gamma_i h_i \quad (13-12)$$

上式 D_i 、 q_i 中为组成多层板的各单层板的刚度和单位质量，著者利用这个公式计算过许多实例，效果是比较好的。这里有一个问题计算深度 h 取到多深？这个问题可以通过分析滑动起始深度来定。其计算公式如下：

$$h = \frac{C_j}{\gamma(\sin\alpha + \cos\alpha \tan\varphi_j)} \quad (13-13)$$

式中：α 为岩层倾角； φ_j 、 C_j 为结构面摩擦角和内聚力。

3. 工程地质类比法

这是边坡设计中最常用的方法之一，而且被认为是信得过的方法。实际上，并不完全如此，工程地质条件类比法必须在一定的条件下才有效，这些条件应该是：①地质结构相似；②水文地质条件相似；③大气降水条件相似；④边坡施工条件相似；⑤边坡运营条件相似；⑥边坡维护条件相似。至少在这 6 个方面具有相同、相近、相似才能类比，否则很难比拟。有很多人主张用自然边坡资料类比法比拟选择人工坡角，这里有许多不可比之处。如：

(1) 自然边坡多半是在流水剥蚀精心雕刻下形成的，而人工边坡多半是在炸药爆炸作用下形成的，爆炸使岩体受到不同程度的振动破坏，而岩体强度已大大降低，且由于爆破使岩体内裂隙开裂，大气降水很容易渗入到岩体内，不仅使岩体强度降低，且有静动水压力参与作用。

(2) 自然边坡形成过程中存在有自然界的自选性，即薄弱的地质体被侵蚀掉而形成冲沟，坚固部分残留为边坡或山体；人工边坡缺乏这种自选性，一般来说不管岩体好坏，一律作成统一的边坡，这种边坡内常常存在隐患，存在有薄弱的、稳定性低的部分，在运营过程中很容易产生破坏，从理论上讲这种破坏是不可避免的，强行要求百分之百的边坡都不发生破坏，实际上，是脱离实际的。

(3) 自然边坡是经过很长的地质历史时期形成的，它在流水作用下精心雕刻过程中对岩体内的一些薄弱部分可以自己进行灌浆防渗补强；而露天矿边坡是人工边坡，一般历

史很短，无自愈能力。人工开挖的边坡上的裂隙提供了渗水能力，且无遮掩地暴露在大气中，提供了易于发生风化作用的条件。

这些条件表明，在采用工程地质条件对比法时，必须细心研究条件可比性及折减程度。这就是自然边坡可高达 1000m，坡角达到 $70^{\circ}\sim 80^{\circ}$ ；而人工边坡很难做到的原因所在。

三、露天矿边坡变形监测

上节曾论述过边坡地质结构多不均一，而设计边坡时，不能给边坡所有地段都具有相同稳定性的边坡角，如果那样的话边坡必然形成奇形怪状，即使如此，也做不到保证各处边坡具有相同的稳定性，因为我们做不到将边坡各点地质结构都查清楚，因此再好的设计师也做不到所设计的边坡百分之百不发生破坏，如果真是那样的话，所设计的边坡必然是保守的。最好的设计应该是允许有一定的破坏。设计的边坡陡一些，节省一笔投资，在开采过程中允许发生一些破坏，而维修投资不超过节省的投资，这是最好的设计。既然露天矿边坡在开采过程中允许发生一些破坏，最好的管理是能在发生滑坡之前知道什么地方、什么时候将发生破坏，以便采取预防性措施，或者避开，或者及早加固，解决这个问题的有效办法是对边坡变形进行监测。

边坡变形监测工作，包括大面积边坡岩体移动的观测、边坡表面或钻孔内部岩体移动的观测和地音监测等。

目前，在国内露天矿测量大面积边坡岩体移动时，主要仍应用经纬仪、水准仪及钢尺等测量工具；在国外，已应用了新型的激光测距仪、摄影经纬仪及各种电测仪器等。

测量边坡表面或钻孔内局部岩体移动的装置，是大面积岩体移动观测仪器的补充，这些装置应用简便，有的精度很高，还可配合自动记录仪或远距离监测装置以及报警装置使用，但它们只能应用于局部地段，一般量程均较小；有的安装复杂、费用高，这些装置用于长期测量时，易受大气、振动作用等影响而降低精度。当岩体位移较大时，装置易毁损失效。我国一些金属露天矿自行设计、安装了一些装置，已初见成效。

滑坡预报是露天矿迫切要求解决的课题。这项工作目前还处于研究阶段，特别是早期预报还难以达到，这主要是影响露天矿边坡稳定性的因素比较复杂，目前还难以定量掌握，即使测得了某些有关的数据，也不易将这些数据与时间建立一定的关系。尽管如此，多年来在国外已陆续见有根据岩体移动速度变化、噪音率等而成功预报的报道，我国大冶铁矿也于 1979 年 7 月成功地预报了滑坡，金川露天矿通过变形监测，超额地完成了露天采掘的任务。目前国内外都在从事这项研究工作，生产上需要的迫切性也必将促其日益发展。

边坡变形监测工作不应仅在边坡出现滑动迹象后才开始，对稳定性较差的重要边坡，如边坡上有重要建筑物、站场、运输干线等，应及早采用监测装置，监测边坡变形的动态，以便及时采取防治措施。

对于已开始滑动的边坡应监测滑体的范围、滑动的方向及滑动的速度，如滑落不可避免时，宜设置自动监测的警报装置。

边坡变形监测工作是一项细致、复杂、长期的工作。

细致性表现在由于对监测结果的精度往往要求较高，因而监测点的设置、监测仪器和装置的安装、使用、读数等方面都要十分仔细。

复杂性表现在由于边坡地质、采矿、变形特征的多样性，因而监测方法往往不应仅是

单一的，而应结合具体条件，周密设计监测系统，采用多种监测方法。此外，复杂性还表现在监测数据分析解释上往往是非常复杂的。例如同一位移值，对有的边坡来说，仍能维持数月或经年不滑；但对另一些边坡却可能滑落已迫在眉睫。因此，必须结合具体地质条件综合分析各种测定结果，才能得出比较正确的结论。

长期性一方面表现在监测工作应贯穿于露天矿整个生产过程的始终，应针对不同时期的边坡特点，安排各种监测工作，逐渐积累经验；另一方面，表现在对某些已开始的监测工作往往需长期坚持下去，特别是在雨季更应加强观测，否则，会漏测具有重要分析价值的

第二节 井工开采地质工程问题

井工采矿是一个复杂而特殊的典型地下地质工程系统，它由三大类地下工程组成：①竖井；②巷道；③采场。

(1) 竖井：包括垂直的竖井和倾斜的斜井。竖井的功用有运输和通风两种。前者又称为主井，后者又称为副井。在井工开采工程中，竖井属于半永久性工程。

(2) 巷道：一般指在煤层或围岩内挖掘的水平或缓倾斜分布的地下通道。有的是供运输用，有的是供通风用；有的是半永久的，有的是为采掘服务临时性的。

(3) 采场：是采矿的工作空间，采矿直接活动的工作面称为掌子面，矿物采出后的空区称采空区，掌子面和采空区构成采场。采空区是保留时间很短临时性工程。为了安全起见，采空区有两种处理方法，一种是用砂、矸石、贫混凝土等充填，这种方法称为充填采矿法；另一种令采空区的顶板围岩冒落下来，利用冒落下来松胀的岩石将矿物采出后留下

来的空区充填上，这种类型采空区处理方法称为冒落法。究竟采用哪种方法对采空区进行处理，要从安全、经济总体权衡来定。

井巷工程开拓分基本建设阶段和生产阶段。在矿山投入生产之前，必须将一些经常为采矿服务的竖井及运输和通风大巷建设好，这类工程属于半永久性工程。生产阶段，除掌子面掘进外，还要建一些供掌子面运输和通风用的临时性巷道。它们服务时间极短，据此，根据服务年限又可将井工建筑分为三种：①半永久性工程（竖井、大巷）；②临时性工程（生产开拓的巷道）；③掌子面，又称为工作面。上述情况已经反映出来它的复杂性和特殊性。而它的复杂性和特殊性还不限于此，还有存在动载作用及采动应力作用等。

对井工开采中三大件工程——竖井、巷道及采场的认识经历过两个阶段，在第一个阶段，把这三大件工程一律视为无自稳能力的介质。要使它稳定，必须加以支护，把它们

的围岩视为作用于支护上的压力，这一阶段的基本观点是山岩压力支护系统。随着工程地质和岩体力学的发展，逐渐认识到围岩是有一定的自稳能力的，围岩本身就是竖井、巷道及采场工程的结构及建筑材料，作用于这种工程结构的压力是地应力。如果围岩不能自稳，可采取适当措施对围岩进行改造，以达到在地应力作用下自稳的条件。这阶段的基本观点是地质工程观点。岩体改造，特别是岩体加固是这一阶段的重要技术措施，这后一种观点是正在发展和推广的。据此，这一节将讨论如下4个问题：①井巷围岩稳定性分析；②冲击地压预测及防治措施；③采场顶板管理问题等；④围岩改造理论和技术，这部分已有专门论述，故不重述。

一、井巷围岩破坏机制

井巷破坏现象考察表明，下列几个破坏模型是极常见的。

(1) 块体塌落模型：由一条或两条结构面与贯通型节理在洞顶或边墙组合成四面体或五面体，在自重作用下塌落，塌落后的洞顶呈人字形或锥穴形，结构面交角 α 愈大，愈易塌落，愈小愈不易塌落，这种力学模型最适宜的力学分析方法为块裂介质岩体力学分析方法。

(2) 随机冒落模型：当巷道穿过断层破碎带、蚀变、风化的岩脉或处于低地应力条件下的碎裂岩体时易产生塌落拱式倒悬槌体型冒落，冒落高度可高达 20 ~ 30m，常见的达十余米。这类破碎岩体常常是流水的通道。由于破碎岩体遇水作用后强度大大降低，使冒落尺寸大大增大，自稳时间变短，甚至巷道挖开后就冒落，这种破坏类型的围岩稳定性可采用普氏或太沙基的塌落拱理论分析。

(3) 顶板塌落模型：由平卧板裂结构岩体组成的顶板，在低地应力环境中，在自重作用下，以梁板弯折的方式产生塌落；在高地应力环境中，顶板岩体在轴向力作用下以溃曲方式产生塌落。一般塌落高度不大，常见的为 3 ~ 5m。层间错动愈发育的岩体，愈易发生这种类型破坏。这种顶板塌落模型围岩稳定性可以采用和具有自重参与作用的梁板理论估算。

(4) 溃曲破坏模型：陡倾薄层板裂结构岩体组成的巷道中易出现这种破坏形式，这是一种在高地应力条件或自重作用下产生的溃曲破坏。高地应力作用使边墙首先产生弯曲变形，然后在自重作用下产生溃曲破坏。其稳定条件可以用自由段长度 l_p 和边墙板裂体临空长度 l_0 比来评价。

$$l_p = \sqrt[3]{\frac{8 \pi^2 EI}{q \sin \alpha}} \quad (13-14)$$

式中：E 为单层板的弹性模量；I 为单层板的截面矩；q 为单位板质量； α 为岩层倾角。

如果洞壁出露临空的板柱长度为 l_0 ，则洞壁板裂体的稳定性系数 (η) 为

$$\eta = \frac{l_p}{l_0} \quad (13-15)$$

当 $\eta < 1$ 时不稳定， $\eta > 1$ 时为稳定的。

(5) 收敛变形：收敛变形过大时也会导致破坏。收敛变形有弹性回弹和流动变形两种类型。弹性回弹不会导致破坏，流动变形可导致洞壁围岩破坏，流动变形是高地应力地区软弱围岩中极常出现的一种收敛变形现象，收敛变形是结果，流动变形是产生收敛变形的原因，特别是收敛变形量高达几十厘米时的重要原因之一就是流动变形；另一原因为洞壁岩体出现板裂化，在地应力和自重作用下产生了弯曲变形造成的，不过这种变形不是流动变形，可由变形监测资料鉴别出来。判断巷道围岩能否出现流动变形的最简单的办法是利用洞壁岩体产生流变起始应力与洞壁切向力比较来定。不出现流动变形的条件是

$$\sigma_{fi} \geq (3 \sigma_1 - \sigma_3)$$

式中： σ_1 为计算剖面内的最大地应力值； σ_3 为最小地应力值； σ_{fi} 为流变起始应力。

这个公式对圆形巷道是有效的，对工程地质评价来说，其他洞形亦可参照。

二、冲击地压预报及防治

冲击地压是井工方式采矿诱发的一种特殊动力工程地质现象，它是由于开采活动破坏

了原岩应力状态，导致围岩应力高度集中，矿层及围岩产生急剧变形，当其单位面积上压力增加到引起变形率超过矿层及围岩塑性变形最大可能速率时，矿层及其围岩中积蓄的弹性能突然释放，矿层及围岩产生大位移和破坏，伴随发生震动（矿震）、冲击波、破裂声响等动力工程地质现象，这种动力工程地质现象在金属矿山及非金属矿山都有所见，而以煤炭矿山尤为突出。因此，下面以煤炭矿山为对象，对这一问题展开讨论。

对煤炭矿山来说，从 20 世纪 30 年代以来，先后在我国抚顺、开滦、枣庄、北票、门头沟、南桐等煤矿开始陆续发生冲击地压。这是煤矿井工开采深度加大伴随发生的一种工程地质灾害现象。而且随着采深不断增加，冲击地压产生的次数日益增多，成灾强度日益猛烈，危害程度愈益严重。京西煤矿的门头沟矿 1947 年开始发生冲击地压，据统计，该矿自 1976 年 9 月到 1980 年底，由月平均 53 次增加到 498 次，其中产生矿震里氏震级 2.2 级以上的由月平均 24.2 次增加到 83.9 次，由此可见问题之严重，这是必须及早重视的一个矿山地质工程问题。

1. 冲击地压产生地点及深度

冲击地压既发生在回采工作面，也发生在掘进工作面。如抚顺煤矿井工开采多数发生在回采工作面，天池煤矿则多发生在掘进工作面。这种现象既发生在煤层顶板，也发生在煤层底板；在掘进工作面也有发生在巷道两帮，但多数是发生在煤层内。

冲击地压与采掘深度关系极大，如枣庄八一矿井开采深度 140m 时，冲击地压发生不明显；采深达 185m，煤巷掘进时，出现少量冲击地压；当采深达 370m 时，冲击地压明显地增加；而采深达 500m 时，冲击地压显现十分剧烈。大量事实表明，冲击地压发生存在有一个临界深度。上述的枣庄矿为 185m，抚顺煤矿为 280m，天池煤矿为 240m，门头沟煤矿为 240m，开滦煤矿和唐山煤矿为 500m，大同煤矿忻州窑矿为 236 ~ 270m，南桐煤矿的砚石台矿采深 - 160m 时才出现，显然，冲击地压发生系与地应力水平及煤层和围岩强度有关。

2. 冲击地压预报

冲击地压的发生是有规律的，其形成过程主要表现为应力积累、积蓄的能量突然释放，关键是受作用力和煤体（岩体）变形破坏规律控制的。冲击地压显现规律可以帮助我们认识这个问题。已出现的冲击地压的显现特征有两类：其一为顶、底板弯折，伴随着炸帮；另一类为巷道片帮、煤爆、岩爆。而一般在一个矿区同一个采掘水平上显现的方式类同。如大同煤矿忻州窑矿采掘进入二水平，开采 9#、10#，11# 煤时，都产生过冲击地压，其显现方式大体相同，是以顶、底板折断，伴随着炸帮的形式发生。著者认为，这一现象与该地区地应力特征有关。据著者实测，大同煤矿云岗矿的地应力测量测得的水平应力分量约为垂直分量的两倍。显然，破坏理应先在顶、底板发生，继而诱发两帮炸裂，这是符合实际的。其发生形式为能量积累和释放。20 世纪 60 年代以来，许多研究冲击地压的学者认为，应将煤层—围岩，即顶板岩层—煤层—底板岩层视为统一的承载体系，如果该承载体系的力学平衡状态遭到破坏时，则突然释放出大量的弹性能量，如果该弹性能远远大于该体系本身的弹性能时，就会发生冲击地压。承载系统越脆，变形消耗的能量愈小，释放的弹性能愈大、愈快，发生冲击地压的可能性愈大。目前采用释放弹性能与耗损能量比 K_E 和总变形的能量比 K_w 作为预测产生冲击地压可能性指标。一般认为， $K_E \geq 6$ 和 $K_w \geq 0.7$ 时有发生冲击地压危险，生产中必须采取防治措施。

K_E 及 K_w 系根据煤及围岩应力应变曲线特征来定。（图 13-1）。煤或围岩加载—卸载释

放弹性能与系统内保存的弹性能分别为 S_4 及 S_3 。为取得 K_E 及 K_W 值一般采用单轴压循环加载方式做应力应变曲线，取单轴压应力水平相当于破坏应力的 80% 左右的变形曲线来定，如图 13-1 中 $\triangle OAH$ 为可释放的弹性能 S_4 ，而 $\triangle ABH$ 为耗损的变形能 S_3 。

$$S_4 = \frac{1}{2} \int_H^B P U dU \quad (13-16)$$

$$S_3 = \frac{1}{2} \int_0^B P U dU - \frac{1}{2} \int_H^B P U dU \quad (13-17)$$

$$K_E = \frac{S_4}{S_3} \quad (13-18)$$

$$K_W = \frac{S_4}{S_3 + S_4} \quad (13-19)$$

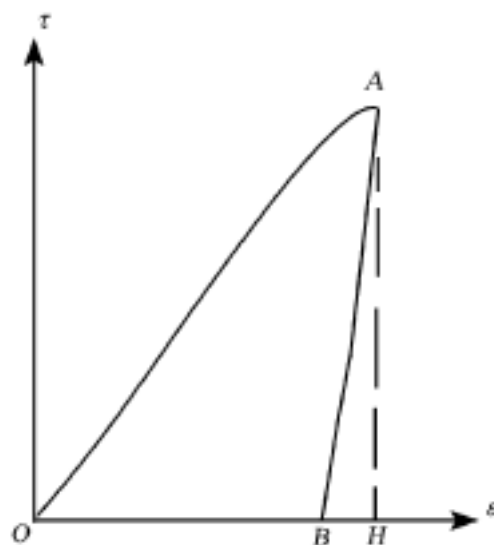


图 13-1 材料应力应变曲线特征

著者认为，上面的判据仅表明发生冲击地压的可能条件之一，而不是充分条件。另一个条件是：承载系统内煤层和顶、底板发生破坏条件，即：

(1) 如由材料强度不足而引起冲击地压时，其判据为

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_t} \quad (13-20)$$

式中： σ_c 为材料单轴压破坏强度； σ_t 为巷道或采场周边的最大切向力； η 为稳定性系数， $\eta < 1$ 时，将发生破坏。

(2) 承载系统为板裂结构岩体时，其破坏判据为

$$\eta = \frac{P_{cr}}{P} \quad (13-21)$$

式中： P 为作用于板裂体上的有效力； P_{cr} 为板裂体溃曲破坏临界载荷：

$$P_{cr} = \frac{8EI\pi^2 - ql^3}{2l^2} \quad (13-22)$$

当 $\eta < 1$ 时，有产生破坏的条件，能量判据 K_E, K_W 加上破坏判据才是预报冲击地压的充分条件，为此，在预报冲击地压时，必须取得岩石力学性质参数 E, μ, σ_c 及地应力资料。

3. 冲击地压防治

根据上面的分析，产生冲击地压实际上有地应力和煤及围岩力学性质两个条件。为了消除第一个条件，一方面从巷道布置、巷道断面选型着手，尽量消除巷道周边产生大的切向应力的可能；另一方面，采用适当的岩体改造措施，减小煤和围岩内的应力差 $\sigma_t - \sigma_c$ 。为了实现第二个条件，应采取适当的岩体改造措施降低煤和围岩材料的刚度或提高其强度。为了降低材料的刚度可采用注水技术使系统内材料软化或采用高压水劈裂的方法降低系统的刚度；为了提高材料强度可采用灌浆或预应力锚索方法加固。究竟采用哪种处理技术要由施工技术可能和经济比较来定，如果材料脆性度很高，掘进后就可能产生冲击地压，没有时间来做支护和锚固，显然支护和锚固方案是不可行的，那就必须采取降低系统刚度的预处理措施来防治冲击地压的发生。

三、采场顶板管理

采场顶板管理系指在回采过程中采取适当的技术措施，消除顶板冒落引起的冲击地压

灾害。目前来说，解决这个问题的途径有三个：

- (1) 充填采矿法：将采空区利用低价材料充填，以防止顶板冒落诱发产生冲击地压；
- (2) 冒落采矿法：在回采过程中，采取适当的技术措施，控制顶板，使之随采随冒，利用冒落下来的顶板岩体松胀，将采空区充填起来，防止产生冲击地压；
- (3) 刀柱采煤法：在采空区留有矿柱，支撑住顶板，防止顶板冒落诱发产生冲击地压。

上面三种方法各有优缺点和适用范围。充填法实际上是拿混凝土换矿石，造价高，有被淘汰的趋势，刀柱法丢矿太多，也将逐渐被淘汰；目前被重视的方法为冒落法。当矿体距地表较浅时，顶板冒落后可能引起地面塌陷，毁坏地面，破坏耕地和地面建筑物；如果在水体下采煤时还将造成淹矿事故；如果矿体埋深较大或上覆有较厚的第四纪沉积物时，顶板冒落引起的地面破坏和淹矿事故可能不大，冒落法开采就显出它的优势。究竟采用哪种方法管理采场顶板，则由矿体埋藏条件、采矿技术及经济合理性决定。

矿体结构有三种基本类型：①层状结构；②层控结构；③脉状结构。这三种类型，根据顶板破坏方式，可归并为两种基本类型，即：①层状矿体；②脉状矿体。煤炭及黑色金属矿床属于层状矿体，而有色金属矿多属于脉状矿体。在研究顶板管理时，首先必须查清矿体结构，以便对场顶板冒落发生作出预测，防治不测灾害。下面以层状矿体为例，对顶板管理问题做一些讨论。

层状矿体顶板有三种基本类型：①完整结构坚硬顶板（这种类型顶板属于难冒型顶板）；②破碎顶板（一般可做到随采随冒）；③软弱顶板（一般属于易冒顶板）。

这三种类型结构顶板，以冒落的难易程度来分，可分为可冒落型和难冒落型。下面以煤矿顶板为例简述其冒落的一般规律。

1. 可冒落型顶板

如矿（煤）层顶板全为可冒落的岩层（ $\sigma < 80\text{MPa}$ ）组成，在采用长壁冒落法开采时，随着采空区扩大，顶板不断开裂冒落，而顶板岩体内产生冒落带、断裂带、弯曲带的“三带型”破坏。当冒落带、断裂带不能到达地表时，地表出现连续的弯曲变形，地表破坏轻微；当冒落带、断裂带能达到地表时，地表出现不连续变形，则使地表遭到破坏，耕田及地面建筑被毁，如矿体在水体下时，则采场将遭水淹。

2. 难冒落型顶板

这种类型顶板的冒落又有如下类型：

(1) 如矿（煤）层顶板内某一高度上或若干层坚硬岩层（ $\sigma > 80\text{MPa}$ ）时，在采用长壁冒落法开采情况下，随着采空区的增大，坚硬岩层以下部分发生拱型冒落，即形成拱冒型。

(2) 如矿（煤）层顶板全部为坚硬且结构完整的顶板时，开采后采空区形成悬顶，暂时不发生冒落，一旦采空区面积超过一定量后，则会突然冒落，而形成冲击地压，形成巨大的灾害事故，这是一种极危险情况。大同煤矿发生这种事故已达 30 余次，在这种情况下，为了保证采矿的安全，必须采取强制性手段将顶板放下来。著者在“六五”计划期间与大同矿务局合作研究成功的《有控压裂坚硬顶板放顶方法》（参看第十章第四节）可作为可行的方法之一。该方法，将岩体压裂成板状，使难冒岩体变为易冒岩体，使之在开采过程中随采随冒，冒落后岩体松胀将采空区充填满，从而消除产生冲击地压的危险性。

第十四章 地质灾害防治地质工程问题

第一节 我国地质灾害灾情分析

减轻自然灾害活动已经受到全世界的重视，我国政府也十分重视。今天，人类对自然灾害已经摆脱了盲目状态，开始了自觉的、有组织、有计划的减灾活动。我国气象局和国土资源部每天在天气预报时都进行地区灾害预报。人类与自然灾害作斗争开始了一个新纪元。减灾必须对灾情状况、减灾技术、减灾效益有所了解，才能做到事半功倍。为此，下面对我国地质灾害地理分布特点、灾情状况及减灾效益做一简要分析，为减灾活动提供一个宏观认识。

1. 中国地质灾害地理分布特点

中国地质灾害地理分布严格地受中国大地构造控制。世界上地质灾害重灾区有两个带，一个是环太平洋带；另一个是地中海带。我国位于环太平洋带上，而且也是地中海带与太平洋带扭结带上，具体来说，我国系处于印度板块、太平洋板块、蒙古板块挤压三角区上。在这三大板块挤压下，我国大陆内形成了两大地壳活动带：这就是大家经常提到的南北带和东西带。实际上，南北带呈“Y”字形，东西带呈北东东向。在这个大的轮廓控制下，我国的强地震区、强滑坡区、强泥石流区都分布在这个带上。这个带上的地质灾害比世界其他国家和地区都严重。中国地质灾害确实比较严重，我国东部也不是铁板一块，而是破碎地块。其内部起伏不一，有升有降，它控制着这个区域内的地质灾害发生、发展；也控制着这个区域内其他自然灾害的发生和发展。比如洪水泛滥，人们只想到洪水泛滥是水文因素造成的，其实洪泛区主要是受地质构造因素控制。现在的洪泛区都是近代地壳沉降带。现在采用的防洪对策是筑堤挡水，是治标，而不是治本对策。其实，“本”是地壳沉降。盲目加高大堤，早晚要酿成大灾。所以，著者认为防洪对策也要从地质角度考虑。

2. 我国地质灾害灾情分析

下面先举几个实例，然后做一简要分析。

(1) 地震灾害：我国历史上有记载的地震 4000 多次，造成人员伤亡的 346 次，死亡人数达 230 余万。地震灾害每年造成的经济损失约 10 亿 ~20 亿元，死亡人数约 2000 ~3000 人。大震尤其严重。

(2) 山崩、滑坡、泥石流等山地灾害：我国是一个多山国家，山地、高原、丘陵占国土面积的 69%。河流纵横、沟谷广布。在地壳运动、大气、地震及人类活动影响下每年都产生大量山崩、滑坡、泥石流等山地灾害。据四川省统计，1981 ~1985 年 5 年间，一次暴雨激发崩塌、滑坡在 1000 处以上的县有 28 个，1 万处以上的县有 14 个，2 万处以上的有 3 个。云、贵、陕、川是我国崩塌、滑坡的多发区，情况类似。全国受泥石流灾害

1989 年统计资料，下同。

威胁的县城有 70 座, 1975 ~1984 年 10 年内全国 18 个省、市、区爆发泥石流造成死亡 2136 人, 毁田 65.66 万亩, 毁房 18.07 万间, 铁路中断了 4164h, 直接经济损失 16 亿元。综合分析已有统计资料, 包括山崩、滑坡、泥石流、地面沉降等地质灾害每年造成的直接经济损失达 20 ~30 亿元。

(3) 灾害性水土流失: 国际上规定, 土壤侵蚀模数超过 1 万 t/km^2 者为灾害性水土流失。我国西北黄土丘陵区超过此数者有 5 万 km^2 , 长江流域坡地坡度大于 20° 者皆属于灾害性水土流失区。另外, 覆盖厚度对土壤侵蚀成灾也极有影响。如西北黄土区土层厚度达数十米至数百米, 水土流失只造成耕地肥力降低; 而长江上游土层极薄, 仅数十厘米到数米, 水土流失使耕地石板化, 失去耕作条件。长江上游由于坡地水土流失带来的经济损失每年达 25 亿元。四川省耕地石板化已累计达 1167 万亩。湖北省郧西县已有 40 个自然村因土地石板化不得不动迁他乡。这种灾害在贵州、云南也大量出现了。

(4) 风沙和沙漠化灾害: 我国风沙和沙漠化灾害面积为 150.9 万 km^2 , 占国土面积 17.5%, 主要分布于我国北方干旱、半干旱和半湿润地区。近半个世纪来, 我国沙漠化土地扩大了 5 万 km^2 。据初步统计, 我国因风沙灾害每年损失 15 亿元。

(5) 人类诱发的地质灾害: 人类由于盲目活动在经济活动过程中诱发了大量地质灾害。人口愈集中的地方, 人类诱发的地质灾害愈多。我国东部地区是我国人口和经济最集中地区, 人类活动比较频繁, 人类活动诱发的地质灾害比较多见, 我们通常称为工程地质灾害, 如矿山建设、地下水提取、交通建设、石油开采等人类活动都会诱发地质灾害。这类地质灾害, 就其单个来说损失数字不大, 而总计起来, 数字就十分可观了。总的来说, 我国人类活动因素诱发的地质灾害损失是非常巨大的, 估计每年造成经济损失大约 10 ~20 亿元。在面上来说我国还存在严重的水土流失和沙漠化, 常被认为是气候原因形成的, 实际上也主要是人类活动诱发形成的。

综合上面资料我们得到我国在地质灾害方面每年造成的经济损失大约为 90 ~110 亿元 (1989 年统计资料)。这个数相当我国自然灾害总损失的 $1/16$, 这个数是相当可观的。地质灾害的影响主要威胁是在居民点和工程。地质灾害造成的损失不是瞬时即逝, 而是长期的, 它威胁着人类的生存。

地质灾害有两种类型, 一种是有声有色的, 如地震; 另一种是无声进行的, 如沙漠化、水土流失。有声有色的容易被重视, 无声进行的容易被忽视, 要注意无声进行的灾害后果是十分严重的。自然灾害按其发生的时间尺度来说可分为三种: ①突发性的, 发生在几分几小时内; ②中速的, 发生在几天几个月内; ③慢性的, 发生在几年或几十年、几百年内。如我国西北战国时期的晋国也就是现在的山西省, 当时是森林茂盛, 物产丰富; 现在是植被稀疏, 遍地黄土, 晋北地区一片荒凉。这就是由于长期内植被破坏, 水土流失造成的慢性灾害的后果。它威胁着我们子孙后代的生存, 问题十分严重。这就是我国地质灾害的灾情概况。

3. 减灾实例及减灾效益

我国在减轻地质灾害方面已经做了一些工作, 大体上展现在 4 个方面:

(1) 工程地质灾害预测预报预防工作 如施工地质超前预报、隧洞塌方监测预报、煤矿突水预测、煤与瓦斯突出预测、各种工程地质灾害预测。

(2) 自然地质灾害预测预报工作 如地震趋势预测、地震临震预报、滑坡预报等。

(3) 地质灾害防治工作 如鸡扒子滑坡整治、东川泥石流防治、铁路固沙、七省市

水土保持、链子崖 - 黄腊石地质灾害防治。

(4) 救灾工作 解放后我国政府对灾后救济做了大量工作，不一一列举。

总结已做过的工作，不难看出，地质灾害防治结果的经济效益是巨大的，下面举几个实例说明。

(1) 1982 年 7 月长江郧阳地区发生了鸡扒子大型滑坡，长时间碍航。花了 3 年时间，投资 8000 余万元进行防治，滑坡造成的直接经济损失估计为 1000 余万元，总计损失近 1 亿元。为了防止山坡继续滑动，投资 300 万元治坡，收到了较好效果。

(2) 1985 年 6 月 12 日凌晨，长江秭归县新滩发生了 $2000 \sim 3000 \text{ 万 m}^3$ 的大型滑坡，其中 260 万 m^3 入江，停航 12 天。由于作了准确预报，无一人伤亡，财产损失也极小。如果没有这个准确预报，据估算，可能造成的直接经济损失约 8700 万元。预报投资约 200 万元。这项防治经济效益为 1: 44。

(3) 东川泥石流是闻名于世的大型地质灾害，它对居住在东川市的 6 万多居民生存存在严重威胁。据统计，解放以来，泥石流给东川市造成的损失已达数亿元。1982 ~1985 年中国科学院成都地理所与东川市联合进行考察，提出了防治规划，1986 年开始实施防治。1987 年 7 月 5 日发生了 30 年罕见的暴雨，没有造成灾害。现在整个工程已经完成，该市已被云南省誉为“花园城市”。

(4) 七省市水土保持也取得了显著的经济效益。以宁夏西吉黄家二岔小流域综合治理试验示范区为例，该区土地面积为 5.7 km^2 。1983 年开始综合治理。以粮食单产为例，1982 年单产为 23.1 kg ，1990 年为 120 kg ，提高了 425.4%；全流域净产值：1990 年是 1982 年的 8.1 倍；人均收入 1990 年可达 731 元，比 1982 年提高了 380.9%。

我们应该看到，地质灾害防治是长效的，不仅得益于今天，而且造福于子孙后代。一般来说，地质灾害防治效益可达 1: 20，地震工程的效益一般可达 1: 10 左右。地质灾害防治效益极为可观，可以这么说，减灾就是增产。

总起来说，地质灾害成因主要来自三个方面：①暴雨洪水；②地壳运动；③人类活动。而人类活动可促进前两项自然因素作用加剧，且面广，量大。人类工程活动常可造成大量的工程地质灾害。地质灾害防治是重要的减灾措施，一般来说，下面几点措施是非常重要的：①当务之急是提高全民减灾意识，加强科学普及和提高全民减灾意识；②要有投资、有工程措施，没有投资是减不了灾、得不到效益的；③建立减灾工程是“地质工程”的观念。它不是一般的土木工程，脱离了地质的基础减灾工程有可能导致严重的致灾后果。链子崖地质灾害防治紧紧地依靠地质获得成功，为减灾实践提供了范例；④环境保护是减轻地质灾害的基础性工作，一边治理，一边破坏是减不了灾的。这个问题必须引起重视。

第二节 地质灾害防治原则

“地质灾害防治”比较复杂。首先，应了解地质灾害防治是一项什么样的工程，它涉及出发点是什么，应该怎样进行，勘察设计怎样做？这个问题有争论。在链子崖黄腊石地质灾害防治伊始对这个问题就有争论。有的人认为，是土木工程，参加这项工程的必须有甲级勘察设计执照，否则，不准参加。对此，著者明确地提出，地质灾害防治不是一般的土木工程，而是一项地质工程。土木工程的勘察设计执照对地质工程不好用，对建桥梁、打隧

道、建水坝等各种工程都行，但对搞地质灾害防治工程不见得行，结果往往脱离地质实际。地质灾害防治的基础是地质，首先是认识地质体，然后是改造地质体，达到安全、经济的目的，这个认识很重要。地质工程的主要依据是地质实际，必须根据对地质体的认识进行设计、施工。不然，设计和施工与地质脱节，就要出问题。这是很重要的一个基本观点。

地质灾害的形成是有多种原因的，不仅仅是自然因素形成的。应该注意到，人类活动，特别是工程活动诱发的地质灾害远远比自然作用形成的要多。这不是来自于推理，而是实际情况如此。我们列项勘察的地质灾害中，大部分都是由人为作用参与形成的，如链子崖危岩体、豆芽棚滑坡、鸡冠岭崩塌都是由于人类活动诱发的。因此，在人类工程活动中要重视环境保护。

一、地质灾害防治工程中的基本理论和几个主要技术

首先，要明确地质工程的基本理论问题是什么。著者认为，地质工程的基本理论是地质控制论。防治地质灾害或对地质体失稳防治的认识有两种观点：①荷载支护体系观点；②地质体改造观点。而地质体改造观点是十分重要的一种观点，它的基础理论就是地质控制论，它科学地提出防治地质体失稳的技术措施。地质体改造是地质工程理论的基本组成部分，地质体组成成分、地质体结构及地质环境条件则形成力的平衡。上述三者之一遭到破坏时，便可能产生失稳，对此可以通过改变其组成成分、结构、地质体赋存环境条件达到新的稳定状态。

地质工程工作中常用的地质技术，可概括为以下 6 个方面：①钻探技术；②物探技术：CT、电磁波层析、地质雷达等；③测试技术：综合测孔、流变试验、刚性压机等；④监测技术：遥测、遥控、立体监测等；⑤地质体改造技术：灌浆、锚固、支挡工程等；⑥计算机技术：数值分析、仿真模拟、反分析、自动化控制等。

二、关于地质灾害防治阶段问题

根据多年从事地质灾害防治工作的体会，地质灾害防治可以划分下面几个阶段：①地质灾害勘察阶段；②可行性研究阶段，地质灾害规模小时可与前阶段合并；③初步设计阶段；④施工图设计阶段，地质灾害规模小时可与前阶段合并；⑤施工阶段；⑥效果检查阶段。

（一）地质灾害勘察

地质灾害勘察是地质勘察的一种，它有其特殊性，其主要工作内容是查清灾情和成灾条件。灾情不仅是指现在已经发生的，更重要的是对将来可能发生灾情的预测。成灾条件不仅是要查清地质条件，也要查清水文、气象、地理、地震等条件。其他几个阶段的勘察内容和工程地质勘察内容一样。效果检查，是十分重要的一个阶段，地质工程和其他工程建设一样，必须进行效果检查。

目前，很多单位把地质灾害勘察按一般的勘察来进行。应该明确其特殊性，作为地质灾害勘察，是为地质灾害防治服务的。目前，这个工作的不足在于勘察中对地质灾害的研究不够，在勘察报告中对地质灾害的灾情论述不够。地质灾害勘察报告中应该论述的是要防治的孕灾体一旦成灾，可能造成的损失是多大。要进行灾情预测，这一点非常重要。

（二）地质灾害防治立项

地质灾害勘察必须提供地质灾害防治立项所需的资料，一般应从三个方面进行论证。

1. 成灾可能性判断——稳定性分析

(1) 宏观判断：根据地质、地貌形态、生物植被特征及其发展状况判断。这是非常重要的一个依据；

(2) 勘察评价：通过计算分析给出稳定性系数，评价孕灾体的稳定性，这项工作不应该是纯理论的，必须充分地吸收经验资料，其结论必须与宏观分析、监测分析结果对照，综合分析判断；

(3) 监测分析：这是极重要的依据，但是监测资料必须可靠。变形监测资料不仅可以给出孕灾体的稳定性，而且还可以给出变形发展阶段，变形体结构特征，必要时可以采用钻孔倾斜仪进行监测，对地面裂缝进行专门监测。

2. 防治效益分析

(1) 经济效益：投资额与灾情评估额之比为经济效益，根据国内已进行的地质灾害防治经济效益分析，就我国目前的经济实力，著者认为立项防治的经济效益取 1:20 较为合适。经济效益分析中的难点在于：灾情很难搞准。原因在于灾害发生影响范围及致灾时间很难预测准确。这也是地质灾害防治工作中没有解决好的一个问题。

(2) 社会效益：有一些地质灾害如果发生的话，造成的经济损失并不大，但是名胜古迹遭破坏产生的后果十分严重，如都江堰二王庙斜坡如果产生破坏将对都江堰构成威胁。都江堰灌溉面积已超过 1000 万亩，不论经济效益和社会效益都很大。

(3) 环境效益：环境效益常常与经济效益密切相关。环境效益论证必须与经济效益和社会效益论证相结合进行，环境效益中的经济效益和社会效益多数是间接的和远景的，但在效益分析中必须考虑这个方面，而且这是很重要的一个方面。

3. 方针政策依据

在地质灾害防治立项决策中往往受投资制约，不可能对所有提出的符合上述条件的项目都给予资助立项，必须有所选择倾斜。立项认可后，才能考虑防治方法。地质灾害防治首先是决定防治方案。从大的方面来讲，防治是包括两个方面，一个是防；一个是治。

目前，我国对地质灾害的防治在世界上还是名列前茅的。1992 年国务院拨款 9000 万元防治长江三峡链子崖危岩体和黄腊石滑坡，这在国际上是首屈一指的。而从 1991 年开始国家计委每年拨款 5000 万元专门用于地质灾害勘察和防治，现在已经立项勘察的防治工程 70 多项。链子崖危岩体、黄腊石滑坡、豆芽棚滑坡、乌江鸡冠岭崩塌已经拨款治理。实际上，中国地质灾害防治已经进入了一个新的阶段——工程防治实施阶段，这是令人鼓舞的历史阶段。

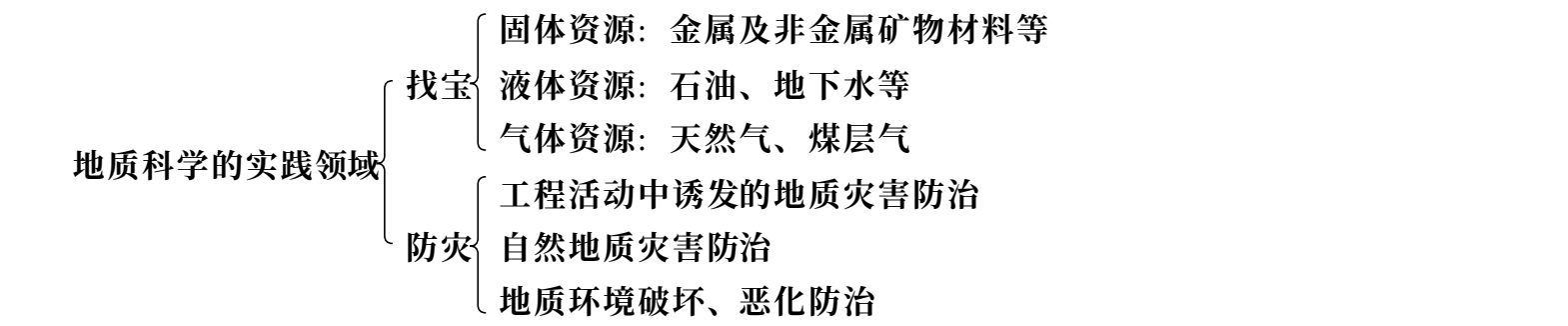
第三节 地质灾害勘察

现在地质灾害防治已经进入实践阶段。这项工作怎么做？当前呈现的是百花齐放，百家争鸣的生动局面。现根据著者十余年来参与这方面工作的经验总结，粗浅地论述一下这个问题。地质灾害防治工作中最关键的一环就是地质灾害勘察。

1. 地质科学实践领域

首先谈一下地质灾害防治在地质工作中的地位。1983 年著者在河南省地质学会年会的学术会议上曾提出，地质科学有两大实践领域，第一个是找宝，这是地质科学从它的形

成开始到今天一直进行的一项工作，包括固体矿产资源、液体矿产资源及气体矿产资源；第二个是防灾，防治多种形式的地质灾害包括三方面内容：①工程活动中诱发的地质灾害防治，工程建设中的设计就是防灾措施；②自然地质灾害防治，这方面内容很多；③环境破坏和恶化防治，这是一种慢性危害，但是它威胁着人类的生存，也需要进行防治。随着人类工程经济活动的发展，地质灾害发生愈来愈严重，具有成倍增长的趋势，认识这一点很重要，可以主动地进行防治，减少灾害造成的损失。著者在1989年曾经提出“减灾就是增产”，只搞有形的增产，不搞无形的防灾，有形的增产就被抵消了。所以说，防灾具有重大的经济效益，“减灾就是增产”。减灾事业，现在受到全世界的重视。



2. 地质灾害的定义

什么是地质灾害？有这样那样的定义，其说不一。著者给的定义是：造成人类生命、财产损失的地质事件为地质灾害，其不造成人类生命财产损失的地质事件那只是地质作用，构不成地质灾害，自然地质作用它本身就在不断地发展着，造成人类生命、财产损失的地质事件才构成地质灾害。我们的任务就是通过我们的工作避免地质灾害的危害和将地质灾害造成的损失减少到最低限度。要做到这一点，我们首先要认识地质灾害，只有认识了地质灾害，才能防治地质灾害，也就是说只有认识世界，才能改造世界，才能进行地质灾害防治。地质灾害勘察就是为认识地质灾害工作的。不做这项工作，就去治理地质灾害，很可能无的放矢，事倍功半。

3. 地质勘察类型及服务对象

为了认识地质灾害，我们已经开展了大量的地质灾害勘察工作，探讨了地质灾害的形成规律、机制、理论，为鉴别地质灾害提供理论依据。我们要充分利用已取得的基本理论和技术来鉴别是不是地质灾害、地质灾害形成过程、机制、危害及防治方案。我们怎样开展这一系列工作呢？主要的手段是进行地质灾害勘察。要认识地质灾害，必须进行地质灾害勘察，但是目前的地质灾害勘察报告是五花八门的，很多是不符合地质灾害勘察要求的。为了弄清地质灾害勘察概念，我们必须弄清地质勘察类型和内容，为了简明地阐述这个问题，归纳如表14-1。

表 14-1 地质勘察类型及内容

地质勘察类型	研究内容及服务对象
区域地质勘察	探讨地质构造区域规律，为规划服务
矿产资源勘察	寻找矿产资源，为工业建设服务
工程地质勘察	勘察工程地质条件，为工程建设服务
地质灾害勘察	认识地质灾害及其形成规律，为地质灾害防治服务

表 14 - 1 所列的区域地质勘察又叫做区域地质普查，这项工作是探讨地质构造区域规律，为规划服务，为找矿规划也好，为工程建设规划也好，为国土整治规划也好，都必须在认识区域地质构造发育规律基础上来做；矿产资源勘察工作目标是为寻找某一种矿产资源，评价矿产资源赋存条件、储量及开采条件，它是为工业建设服务的；工程地质勘察是工程地质工作者最熟悉的一项工作，它的工作内容是勘察工程地质条件，特别是不良的工程地质条件，为工程建设规划、设计和施工服务，防止工程建设人工诱发地质灾害；最近提出来的地质灾害勘察是为地质灾害防治服务的。

4. 地质灾害勘察的基本内容

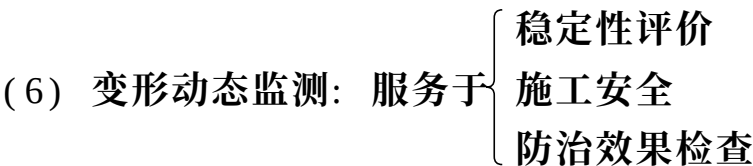
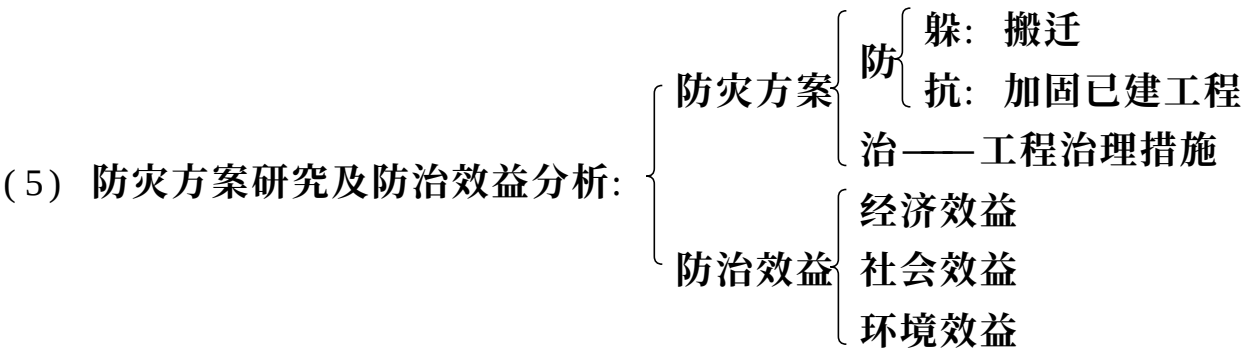
地质灾害勘察的基本内容包括 6 种：

(1) 调查地质灾害和孕灾体分布范围及规模；地质灾害已经发生了，它的分布范围和规模可以直接调查。对于已经有前兆，还没有发生的应该作出预测，如果发生时，它的影响范围和规模可能有多大为灾情评估和预测做准备。

(2) 已产生的地质灾害灾情调查及将要产生的地质灾害灾情预测和评估；

(3) 地质灾害产生原因、变形体或灾害体结构、运动机制、变形趋势预测（稳定性、影响范围）调查研究；

(4) 工程治理可能性研究（外动力作用——可治；内动力作用——难治）。



著者看到有一些地质灾害勘察报告，特别是地质部门提供的地质灾害勘察报告，在灾情评估和预测问题上说不准，有的做得很大，有的做得很小，现在我们对变形体稳定性如何评价还有一些办法，但是将来它一旦成灾时的影响范围有多大，这个问题目前研究还不多，这就影响到灾情调查和预测，所以说灾害产生的规模和影响范围是地质灾害勘察中的重要内容之一，灾情调查和预测评估工作是地质灾害勘察与其他类型的地质勘察的主要区别之处，是地质灾害勘察的重要内容之一。没有灾情不好说该防治还是不该防治。灾情包括经济损失、社会影响及对环境的破坏，即常说的三大效益，灾情评估应该包括这三个方面内容，这是地质灾害勘察的独特地方，一定要认真做好。

第三方面内容是孕灾条件、孕灾体特征、成灾原因分析、变形体或灾害体结构、运动机制、变形趋势预测（稳定性、影响范围）的研究。这是地质灾害勘察的核心工作，这对研究防灾方案来说是很重要的一环。有了这方面内容，我们才能进行工程治理可能性研究。工程治理可能性应该分别看待，比如说，外动力诱发的，包括人类活动和地质外营力诱发的地质灾害，工程可以治理；内动力造成的，比如断层活动，地震诱发的地质灾害，一般来说是很难治理的，有的是无法治理的，可以采取躲和抗的办法来防灾，如地震，

躲，有时也没有办法躲，我们可采取抗震设防来防灾。外动力作用形成的地质灾害也不都是要治理或值得治理的，防灾方案有两种，一种是抗和躲，进行工程加固和居民点搬迁，这种情况一般是经济效益和社会效益都很低，治理投资很大还不如搬迁和适当地加固，如四川省云阳县东大井滑坡，灾情很严重，但是治理的效益很低，而且三峡水库建成 2000 年蓄水时，这个村子就要淹没，显然，治理是不合理的，还不如提前投资搬迁，这是合理的。搬迁、躲避和工程治理主要决定于防治效益。防治效益，前面已经提出过，包括经济效益、社会效益和环境效益。经济效益比较具体，好论证。社会效益比较复杂，牵扯到政治和文化，比如说，西藏有一个琼结县，正在受到泥石流的威胁，但是防治的经济效益不大，可是社会效益很大，藏族的很多名胜古迹在那儿，松赞干布和文成公主合葬的大墓也在那儿，社会效益很重要，这个点就必须防治。还有环境效益，也很重要，要综合判断来确定该不该治。

另外一项勘察内容是变形监测。著者多次谈到过这个问题，著者的意见是在地质灾害勘察伊始就要把这项工作做起来。地质灾害勘察工作至少需要一年时间，我们利用这一年的时间进行变形监测、收集变形资料，对评价灾害体或变形体的活动性是非常宝贵的。著者遇到很多情况是，根据计算结果，它是稳定的，可是观测结果是裂缝还在发展。如链子崖危岩体的稳定性，有的计算得出的安全系数是 3.7，有的计算得的安全系数是 1.7，谁也没有计算出它不稳定，可是观测结果是变形继续在发展。原因在于你的计算模型和计算参数很难选准。计算结果只能做参考，那怎么办？我们要尊重监测结果。变形还在发展，说明它是不稳定的，这个结论是可靠的，这说明变形监测是很重要的。第二个变形监测的重要性是监测施工过程的安全性，防止施工过程中产生意外事故。第三个重要意义是检查治理效果。你说治理好了不行，要看治理的实际效果。效果检验不是一年半年就行的事，需要经过一段时间检查。比如说，豆芽棚滑坡经过治理后变形明显减小，但是还在微弱地活动，现在又在产生反弹，是否是变形就完了呢，还要继续进行观测。韩城电厂治理完工了以后，确实是不动了，后来又动了，这个问题应该引起重视，这是地质灾害勘察的基本内容。

下面再谈一下地质灾害勘察报告编写内容。1995 年著者审查了 6 个地质灾害勘察报告，比较合乎要求的只有一个，原因是没有规范，著者认为地质灾害勘察报告基本内容还是可以提出来的，有下面几个部分：

第一部分：阐述地质灾害发生过程及历史，灾情调查及预测评估结果（直接的和间接的损失，经济、社会和环境损失和破坏）；

第二部分：阐述地质灾害形成的环境地质条件（气象、水文、地理地貌、地质等）；

第三部分：地质灾害区域特征、可能产生的地质灾害规模、孕灾体（变形体）结构、边界条件、物理力学参数，地质灾害成因、成灾因素、变形机制、稳定性分析、运动过程和影响范围预测；

第四部分：论述治理的必要性：根据治理的经济效益、社会效益、环境效益分析论证；论述治理的可能性；论证防灾方案；

第五部分：结论。

第四节 地质灾害防治设计中的几个问题

根据链子崖黄腊石地质灾害防治工作专家组在链子崖黄腊石地质灾害防治工作中的经验，对地质灾害防治设计工作提出如下建议。

链子崖、黄腊石地质灾害防治工作专家组，是国家科委牵头、中央各部委和湖北省人民政府参加组成的防治工作领导小组的技术参谋班子（著者任专家组长），主要任务是向领导小组提出咨询建议，进行技术把关。专家组自1989年4月成立以来，除日常工作外，召开过九次专家组会议，多次深入现场勘察，召开专门会议，审查工作计划，讨论重大技术问题，解决重大技术难关，提出重大技术建议，审查勘察、设计成果，做了大量工作，于1991年9月圆满地完成了任务。

链子崖和黄腊石地质灾害防治工作，不论就其规模、复杂性和难度，在国内外都是少有的。专家组在两年的工作中遇到了许多新的和难度极大的问题，经过反复的讨论，许多问题都取得了一致的认识，向领导小组提出了许多重大建议，有些问题是带有很大的风险的，风险再大也得决策，专家组均作出了向领导小组提出决策性的意见。这一节就是专家组活动中的指导思想、重大和风险问题的决策依据及有关的经验。

1. 地质灾害防治是一项地质工程

开展任何一项工作，不管自觉还是不自觉地，都存在有一个指导这项工作的指导思想和观点。链子崖和黄腊石地质灾害防治工作从一开始就有一个明确的指导思想和对这项工作认识的基本观点。这个指导思想和基本观点就是，链子崖和黄腊石两处地质灾害防治是一项地质工程。地质灾害防治工程，从大的方面来说，是一项地质环境治理工程，从小的方面来说，是一项地质体改造工程，简单地说可以称为地质工程。这类工程不是土木工程，不是一般的建筑工程，而是一项地质工程。这项工程的目的是塑造一个安全稳定的新的地质环境，保障人民安居乐业，保障国民经济少受损失和国家经济建设顺利发展。要做到这一点，这项工程的建设必须紧紧地依靠地质，地质灾害勘察成果的水平将决定这项工程的建设水平，也可以说地质是地质工程的基础。这项地质体改造工程，从何处下手来作？要进行地质体改造，必须明确改造目的、改造对象、改造技术，这是非常关键的。如链子崖危岩体挖煤采空是变形产生的主要原因，我们就应该对采空区的应力条件、地质体强度进行改造；对黄腊石滑坡来说，滑坡体内的水是滑动的主要原因，那就应该改造滑坡体的水文地质条件和滑体的受力条件，这就叫做“对症下药”。换一句话说，地质灾害防治的地质体改造工作必须通过认真的勘测工作，查清地质灾害产生的原因、活动机制、灾害体的结构及其稳定条件，然后“对症下药”地给出防治方案，进行技术设计和施工，才能奏效，这是非常关键的一环，一定要明确这一点。

地质工程有其特殊性，特殊就特殊在它是地质体结构为建筑材料，以地质体结构为建筑结构，以地质环境为赋存条件建筑环境的一项特殊的建筑工程。它不像土木工程已经有几百年的历史，有丰富的经验，有各种各样的规程、规范可做参考；这方面的经验是不多的，即使有了，因为地质体十分复杂，也不能生搬硬套。必须在查清地质体结构、地质灾害产生的原因、机制以及地质灾害体结构的基础上，进行科学的分析，作出防治方案，再根据结构作用功能进行结构设计，方能成功。在这个过程中，必须有地质人员参加，也

可以说，应该以地质人员为主来进行更好些。对这种工程来说，设计人员包打天下肯定是要失败的。地质人员最有条件认识地质灾害产生的原因、机制和地质灾害体的结构，最有条件给出科学的防治方案，设计人员一般对地质灾害产生的原因、机制和灾害体的结构不容易搞清楚，给出的防治方案常常与地质实际不符，工程设计人员要想做好这项工作必须紧密地与地质人员合作，这个问题必须引起重视。

2. 地质灾害防治的特殊性

地质灾害防治不同于一般的地质工程，它除了具有一般的地质工作的共同特性外，尚有其特殊性。其特殊性在于它是处于孕育成灾过程中，有的刚具有发生变形迹象，有的处于变形发展过程中，有的则处于成灾过程中；有的是初次发生，有的是灾体复活，其类型繁多，成因各异，阶段不同，状态不一。这些特点在链子崖危岩体和黄腊石滑坡中都存在，链子崖危岩体和黄腊石滑坡，这两者也存在很大的不同。链子崖危岩体系处于孕育滑坡过程中的变形阶段，或者说，系处于蠕滑变形阶段，尚未进入加速变形阶段，它也可能变形速率逐渐减小，最后不发生滑动，也可能变形速率逐渐加大，进入加速变形阶段，最后产生崩塌滑坡，形成大规模的地质灾害，造成巨大的经济损失，这在历史上多次重复发生过。黄腊石滑坡系古滑坡复活，在历史上是否重复发生过没有记载，但它是一个滑坡群，互相牵连，问题也十分复杂。

链子崖危岩体变形已经历了几百年的历史，黄腊石滑坡系 1983 年暴雨后地表开始出现裂缝，以后逐年发展。链子崖危岩体系位于基岩内、黄腊石滑坡系位于松散堆积层中。据现在已掌握的资料分析认为，链子崖危岩体系在挖煤采空区下沉变形诱发下，追踪构造裂隙产生的裂缝，其前缘“五万方”的险兆十分明显；黄腊石滑坡，据已有的资料判断，最可能是沿上滑面滑动，但还存在有一个沿潜伏的下滑动面滑动的可能性。各有各的特点，必须区别对待。

地质灾害防治不是像地基、边坡、隧道建筑那样的地质工程。地基、边坡、隧道建筑是在稳定的地质体上建筑地质工程，工程地质勘察的目的是查清现状的地质体组成成分、地质体结构，以及地质体赋存环境条件和地质体的物理力学性质资料，为地质工程结构设计提供基本资料。而地质灾害防治工程是对不稳定的地质体进行改造，变不稳定的地质体为稳定的地质体。这就提出，地质灾害勘察工作目的是查清地质灾害产生的原因、运动机制、稳定状况及地质灾害体的结构和水文地质、工程地质条件，为地质灾害防治提供基础资料。

地质灾害防治与一般的地质工程不同之处，在于它的研究工作内容是，通过地质体改造防治已经产生的或将要产生的地质灾害，这项工作中最重要的是查清地质灾害产生原因、运动机制、灾害体的结构及稳定性条件，这是制定正确的防治方案和取得防治效果的关键所在。在论证过程中对链子崖危岩体变形原因是有很大争论的，有的认为是剥蚀卸荷，地应力调整引起的；有的认为是崖脚强度不足产生倾倒变形；有的认为是挖煤采空区卸荷引起地面下沉造成的，等等。不同的产生原因就有不同的防治方案，如认为是崖边卸荷产生的，就提出了锚固为主的防治方案；认为是采空区引起的，则提出了承重抗滑键为主的防治方案。对此进行了反复论证，比较一致的意见是地下采空区是链子崖危岩体变形的主要原因，崖边卸荷是附加因素。据此，最后制定了承重抗滑键为主和崖边锚固为辅的综合治理方案。这就是有的放矢的原则。

防治决策必须考虑致灾可能性，成灾的经济损失和防治效益。上面论述了链子崖危岩体和黄腊石滑坡防治是一项地质工程，还应该承认链子崖危岩体和黄腊石滑坡防治是一项防灾工程，这也是地质灾害防治的特殊性，它不是一般的地质工程，而是一项防灾工程。防灾工程就有一个该防不该防的问题，该防不该防的标准是什么？主要是经济效益，即投资和收益的关系问题。一般认为灾害防治的效益可以取得 1: 10，著者认为地质灾害防治的效益可以达到 1: 20 以上，据此著者认为根据我国目前经济实力，我国地质灾害该防不该防的投资和收益的比值界限定为 1: 20 为宜。根据这一指标，我们来看看链子崖危岩体和黄腊石滑坡该不该防治？在立项申请报告时著者曾估算过链子崖危岩体如果不防治，如果仅前缘“五万方”产生崩塌，不会造成堵江、碍航和断航灾害，没有必要进行防治；如果 250 万立方米变形体产生盐池河式崩塌破坏，崩塌体一旦入江将可能造成堵江、碍航，甚至出现断航的危险，如果产生这种情况，可能造成的经济损失约为 50 ~60 亿元人民币，如果进行防治，防治投资约为 1 亿元人民币左右，防治效益大约为 1: 50 ~1: 60 左右，显然是应该进行防治的，这是链子崖危岩体立项防治的主要依据。黄腊石滑坡防治的效益也是很大的，尤其是对保护巴东县城免于滑坡发生时产生的涌浪袭击具有重大意义。上述表明，除了经济因素外，社会意义也很重要，这两处地质灾害如果不防治，一旦发生灾害，将对人民生存和生活产生巨大的影响，甚至有可能引起社会动乱。显然，进行防治是完全应该的，合理的，这就是该不该防治的决策依据，在地质灾害防治时必须掌握这些特殊性。

3. 不确定性问题的决策

一般来说，地质体是复杂的，地质灾害勘察和测试结果或多或少都存在有一些不确定性成分，这些不确定性成分有的是随机性的，有的是定向性的。随机性的可以采用数理统计分析方法作出判断；定向性的原则上不能简单地用数理统计分析的方法进行判断。不论情况如何，在利用这些资料时，不能就事论事，而应该进行综合分析，权衡利弊地进行。为此，就需要选择一种相应的方法进行判断，专家经验评判法或者称为德尔菲法就是适合的方法，在链子崖和黄腊石地质灾害防治方案论证中就利用了这种方法。这里存在一个影响程度大小问题，有的是对防治方案具有控制作用，有的是对技术设计有影响的。显然，对防治方案具有控制作用的权比对技术设计具有影响作用的权要大得多。这就是说，防治方案正确与否是防治工作成败的关键。因此，对防治方案具有控制作用的不确定性的地质因素的判断决策尤为重要，必须认真对待，绝不能凭想像简单从事。在链子崖和黄腊石地质灾害防治方案论证中各存在一个对防治方案具有控制作用，争议较大的问题，即链子崖危岩体是否存在整体滑动可能性和黄腊石滑坡是否存在深层滑动可能性问题，我们在解决这个问题中采用的判断决策方法是专家经验判断法，即德尔菲法。

黄腊石滑坡是否存在深层滑动问题比较易于解决，黄腊石滑坡在地质勘探中发现在松散滑坡体滑动面下面的基岩内还存在有一个断续分布的破裂面。有的专家认为这个面是构造成因的；有的专家认为这个破裂面是上部滑动的影响带；有的专家认为黄腊石滑坡复活有可能沿着这个面滑动；有的专家认为不可能沿着这个面滑动，但大多数专家认为近期不会沿着这个面滑动，在地下水长期作用下，破裂带物质软化，沿着这个面滑动的可能性还是存在的，监测资料亦有迹象表明，目前黄腊石滑坡活动系沿着浅层滑动面滑动。另一方面，考虑到长江三峡工程在不久的将来即将建成，三峡水库蓄水后水深和水面都将大大增

大，黄腊石滑坡即使沿着深层破裂面滑动入江，也不会造成重大的地质灾害。据此，长江三峡链子崖、黄腊石地质灾害防治可行性研究阶段，专家组根据多数专家的意见，作出的结论是：黄腊石滑坡防治主要考虑浅层滑动面，在防治中不要扰动深层破裂带（包括防止地下水渗入）。

链子崖危岩体能否产生整体滑动问题争议比较大，多次召开专家组和专家组扩大会议进行论证。长江三峡链子崖、黄腊石地质灾害防治可行性研究阶段，专家组根据多数专家的意见作出的结论是：“危岩体山体开裂变形有多方面因素，其中以挖煤采空占重要地位。 $T_8 \sim T_{12}$ 缝段危岩体的变形破坏方式，预测以崩塌为主，但不能排除在特殊不利的情况下发生较大规模滑移（即整体滑动）的可能性，防治原则应当是既防崩又防滑，……”其根据有如下几点：

- (1) $T_8 \sim T_{12}$ 缝段后缘已经形成弧形拉裂缝；
- (2) 变形监测结果 T_8 、 T_9 及“五万立方米”地段变形量和变形速率大体相近；
- (3) 1988 年安装监测点时工人听到在 T_8 缝附近地下产生岩体破裂声，且闻到上溢的硫化氢气体；
- (4) 近年来，1#洞内渗水量增多，地表黄泥通过 T_8 、 T_9 淋滤带到 1#洞内，证明 T_8 和 T_9 缝已与地下的 1#洞连通；
- (5) 1#洞顶板及衬砌出现纵张裂缝；
- (6) 1#洞内观测到的顶板下沉变形与采空区范围相当；
- (7) $T_8 \sim T_{12}$ 包围的危岩体内部已经存在着缺陷（微破裂面），岩体已经受到损伤，在外界因素作用下，损伤会不断扩大，岩体强度将逐渐降低；
- (8) 中国科学院地质研究所三维有限元应力分析结果表明，采空区外到临空岩壁间的未采掘的煤体宽度如果大于 120m 时将不产生塑性化，如果小于 70m 时，则未开采部分煤体将产生塑性化，即出现流动变形现象，一旦进入加速流变阶段，即将导致产生大规模破坏。
- (9) 1#洞内变形监测结果表明，1991 年以来，变形速率有加剧的迹象，这一现象必须引起高度重视。
- (10) 另据秭归县志记载：长江三峡链子崖崩塌存在有 380 ~ 400 年的周期，而链子崖危岩体目前也正处于此周期当中。

上述表明， $T_8 \sim T_{12}$ 缝段产生大规模破坏的可能性是存在的，问题还在于产生大规模滑动破坏后能否成灾，灾害损失有多大。在三峡工程未建成前，产生大规模破坏时，产生碍航或断航的可能性是完全存在，造成的损失是十分巨大的。三峡水库蓄水后，如果产生大规模破坏时问题会怎么样？这也是必须认真考虑的。我们所指的大规模破坏或整个滑动系指 250 万立方米规模的崩塌，这是立项防治的主要对象。三峡水库的最高水位为 175m，正常蓄水位为 150m，枯水季节的低水位 130m，河床标高约 30m，且兵书宝剑峡峡谷出口处河谷狭窄。假设崩塌体入江后堆积坡角为 40° ，水库蓄水后流速很小，带走量很少。250 万立方米危岩体如果产生类似于盐池河形式崩塌，假设崩塌体松胀系数为 1.3，则松散堆积体积为 325 万立方米，如果崩塌入江，在河床堆积高度可能超过 130 ~ 140m，三峡水库蓄水后，造成碍航，甚至断航的可能性依然存在，即大规模成灾的可能性依然存在。因此，在链子崖危岩体防治中必须考虑整体滑动的可能性，这就是长江三峡链子崖、黄腊

石地质灾害防治可行性研究阶段专家组作出“链子崖危岩体整治不能排除整体滑动可能性”，且防治的主要对象为 250 万立方米的依据。

上述表明，在地质灾害防治工作中，对不确定性问题决策时，除应充分考虑地质现象外，还必须认真考虑成灾可能性及可能造成的损失状况，这是非常重要的，这也是地质灾害防治的特殊性所在。

4. 防治技术适宜性问题

防治目标和防治方案确定以后，防治技术选择和设计将是防治效果和防治工程成败的关键。

危岩体和滑坡防治主要原理是改变危岩体和滑坡体内的应力状态和保持其强度，从理论上讲，常用的技术原理为削头、压脚、排水。从具体技术措施来讲，常用的有卸荷、支挡、锚固、地表排水、地下疏干等。这些技术使用得当，会收到很好的效果；如果使用不当，将会出现事与愿违的后果。在链子崖危岩体防治方案论证中，曾遇这样的问题：为了防止煤层采空区顶板继续下沉和煤层下沉引起链子崖危岩体整体滑动，在采空区设置承重抗滑键。承重的作用在于防止顶板继续下沉，导致残留煤柱继续破坏和强度继续降低；抗滑的作用在于防止残留煤柱破坏导致抗剪强度降低，引起链子岩危岩体整体滑动。这是链子崖危岩体防治方案中的一个重要组成部分，是一个正确的防治方案。但在设计中采取了承重抗滑键布置方向与原采煤巷道方向直交，这就是说，施工时将要吧巷道洞间的煤柱（壁）再挖掉一部分，这样将使残留的煤柱面积进一步减小，使采空区残留煤柱的承重能力降低，有可能在施工过程中出现加速破坏的可能性，显然，这一技术设计选择是大有问题的。另一个例子是黄腊石滑坡防治方案中地面排水工程问题。黄腊石滑坡复活主要原因是大气降水渗入滑坡体内，导致地下水位升高，滑坡体重量增大，孔隙水压力增高，滑坡体失稳。很明显，解决黄腊石滑坡复活的主要技术，是采用排水为主，具体地说就是采取地表排水和地下疏干相结合的技术。有一种设想是，只做地表排水就行了，这里同样存在一个技术原理问题，地表排水的作用主要是排出大气降水在地表形成的地面径流。因此，在地表排水设计中必须包括地表整平，消除地面坑洼积水或设置支沟将洼地积水引出，防止或尽量减少大气降水向滑坡体内入渗，而入渗的水量远远小于滑坡体疏干排水的能力，这是有效的，可是在大气降水在地表形不成地表径流的情况下，地表排水就无效了。这时如果大气降水入渗量小于滑坡体的排水能力，也不至于引起地下水位上长，也不会有问题；如果大气降水入渗量大于滑坡体的排水能力，将会引起地下水位上升，滑坡体重量增大，孔隙水压力增高，也有导致滑坡复活的可能。因此，在选用地表排水为主的情况下，还必须配合采用地下疏干措施，在极为重要的地段还应该校核是否需要增加锚固措施，不能简单地把地表排水看成是万能的。上述表明，在进行危岩体和滑坡体防治技术选择中必须认真考虑各项防治技术的原理、适用范围、经济造价和施工难度，不能简单地拿来就用。

5. 孕灾体稳定性评价问题

这是地质灾害防治中的重要问题之一，它是该防治和不该防治决策的重要依据之一。如果孕灾体是稳定的或趋向于稳定的，那就没有必要投资进行防治；如果是不稳定的，防治效益大于 1:20，那就有必要投资进行防治。如何评价孕灾体的稳定性？目前常用的方法是采用数理分析，有的采用确定性模型进行数学力学计算，有的采用不确定性模型进行

概率分析。这种分析中存在着一个很大的不确定性问题，就是分析计算中的模型选择和参数取值。模型选择牵扯到地质灾害成因、机制和孕灾体的结构，这个问题必须在详细的地质研究基础上，加上经验判断给出。如何根据已取得的资料给出合理的分析计算模型，这里存在着很大的不确定性问题，在解决这个问题上经验是很重要的。例如链子崖危岩体的稳定性，许多人进行过计算分析，计算结果求得的安全系数有的高达 3.7，有的达 1.7，都是稳定的。实际上变形监测结果是，链子崖危岩体的变形与日俱增，不断地在发展，这表明计算结果是不符合实际的。其原因除了力学模型选择中存在着不确定因素外，还有一个重要因素，即参数选择问题，选用的参数多数来自于试验，部分地来自于经验。试验值的分散性是很大的，也就是说，取值中的不确定性是很大的；经验也存在着很大不确定性，这与一个人的工作实践经历有很大的关系，经验丰富的人给出的参数值可靠性就高一些，经验欠缺的人给出的参数值的可靠性就差一些。以参数 c 、 ϕ 值为例，给高一些，计算结果得到的稳定性系数就高一些；如果给低一些，计算得出的稳定性系数就低一些，究竟哪个对？很难说。显然，这个方法中的不确定性是很大的，用这个结果作依据决策该不该防治的理由是不充分的；用这个结果进行防治工程结构设计，是带有很大的危险性的。这不能作为科学的决策依据，那么这个问题该怎么解决？著者认为最最重要的，也是最科学的方法是地质分析方法。

地质分析的依据是什么？主要依据有两个方面的资料，一个是灾害体的外观形态特征，或者称为地貌特征；另一个是变形监测资料。这两者结合起来是最科学的，最可靠的，仅仅形态特征资料有时也不一定靠得住。如山坡上出现一条裂缝，就说是滑坡引起的，实际上不一定，引起山坡产生变形的原因可以有很多，不一定是滑坡。又如，山坡上常出现有马刀树，这也不一定就是滑坡，暴风也可以将树吹歪，然后再长直，而形成马刀形。外观形态特征分析绝不能简单地采用一、两个现象为依据，必须收集多方面资料进行综合判断，变形监测结果也是一样，其中也存在意外情况，在采用这方面资料之前必须剔除意外资料，否则，其结果也是靠不住的。在地质分析中，不管是外观形态特征资料也好，监测资料也好，必须认真地进行分析，首先要去伪存真，然后再进行去粗取精，这样才能得到科学的结论，这是非常重要的。

在稳定性判断中还有一个方面的资料应该充分利用，这就是历史资料。地质灾害的发生发展常常具有周期性的规律，地质灾害发生发展也存在着高低、急缓、起伏的过程，它和其他方面的自然作用一样，具有作用活动的周期性。如大气降水，有丰水年和枯水年。与丰水年相应地，则地质灾害发展就活跃；与枯水年相应地，地质灾害发展就减缓，甚至暂时休止，在这个时期变形监测结果可能是没有活动迹象，这一点是非常重要的。前面谈到过，秭归县志记载表明，长江三峡链子崖崩塌就有 380 ~ 400 年的周期，而从自然灾害发展规律来说，目前正处于自然灾害活跃时期。因此，链子崖危岩体变形近一个时期也比较明显，监测结果表明，变形也一直在发展；而链子崖崩塌现在也正处于 380 ~ 400 年的周期当中，我们在评价链子崖危岩体稳定性时充分考虑了这些因素，最后才作出链子崖危岩体必须进行防治的结论。上述结果表明，地质灾害稳定性评价必须充分采用地质分析和数理分析两个方面的方法进行，而其中最重要的是地质分析。地质分析中又可分为：地质地貌特征分析、变形监测分析和历史分析等三个方面。地质灾害稳定性评价必须采用地质地貌特征分析、变形监测分析、历史分析、数理分析和综合分析的办法才能得到可靠的

结果。

6. 安全系数选择问题

安全系数取值几乎可以说贯穿于整个地质灾害防治过程中。在判断地质灾害体是否稳定时，要采用安全系数；评价防治工程的可靠度要用安全系数表征；在结构设计时，进行作用力取值要采用安全系数；结构材料与构件强度取值要用安全系数，在施工工艺可靠性方面也要采用安全系数。这么多安全系数怎么取用？在这个问题上有时有些混乱。在链子崖和黄腊石地质灾害防治工作中由于各位专家采用的概念或所阐述的对象不同，在讨论中涉及安全系数时常常各持己见，这也是地质灾害防治与其他地质工程建筑的一个不同之处，在这里，著者再谈谈这个问题。

在判断地质灾害体是否稳定时科学的评价指标是稳定性系数 η ，但有一些工程设计人员常常也用安全系数来表述，这也是无可非议的。安全系数除包含有稳定性因素外，还包含很多环境因素和社会因素，对地质灾害评价来说，还是用稳定性系数表示为好。稳定性系数取值也存在着很大的不确定性，上面曾谈到链子崖危岩体不少人对其稳定性系数进行过分析，得到的结果相差很大，其原因在于两方面：一是计算模型选择上；另一方面在于力学参数选取上，这两方面都存在有不确定性。由此决定着在评价地质灾害体稳定性时，稳定性系数指标取值就受这两方面因素的控制。稳定性系数取值大小主要决定于计算模型选择的可靠性和力学参数取值的可靠性上，这两方面取值的可靠性，很大程度上决定于进行取值的专家的科学技术水平，也可以说是经验水平。一般来说，比较有经验的专家也只能有 80% ~90% 的把握，即各自的可靠度最低也不能低于 1.1 ~1.2。

地质灾害的稳定性系数应该是力学模型的可靠度与力学参数的可靠度的乘积，由此看来，科学的稳定性系数 η 应该是 $1.1 \times 1.1 \sim 1.2 \times 1.2$ ，即为 1.21 ~1.44，不应该低于此值，具体取值时还要考虑防治工程的重要性和取值人的实践经验水平。

在评价防治工程的可靠度时用安全系数 K 表示是正确的。一般来说，这个安全系数 K 系由三个部分组成，即作用力取值安全系数 K_1 ，材料与构件强度取值安全系数 K_2 及施工工艺安全系数 K_3 组成，即 $K = K_1 \times K_2 \times K_3$ 。其中作用力安全系数 K_1 影响因素与稳定性系数 η 相当，即可在 1.21 ~1.44 之间取值。材料与构件强度取值安全系数 K_2 与材料和构件使用方法关系极大，如材料为单一的钢材，安全系数可取 1.05 ~1.1；钢筋混凝土构件安全系数可取 1.50 ~1.65；混凝土结构构件安全系数可在 1.6 ~2.5 之间取值。地质灾害防治中所采用的构件和材料一般多为钢筋混凝土构件，故安全系数一般取在 1.5 ~1.65 之间。施工工艺安全系数与施工方法技术水平有很大关系，这个系数是很难琢磨的，大体上在 1.2 ~1.5 之间。由此决定，防治工程安全系数 K 变化于 $1.21 \times 1.5 \times 1.2 = 2.2$ 至 $1.44 \times 1.65 \times 1.5 = 3.65$ 之间。链子崖危岩体防治可行性论证中作用力的安全系数选用中参照了各种规程规范和工程实例，选用值为 1.35，这是比较合适的，其地方面的安全系数将在初步设计中进一步论证。

安全系数是极为复杂的，影响因素是变化多端的，不仅受地质因素影响，结构材料因素影响，施工工艺影响，还有环境因素影响。环境影响因素绝不可忽视，其中最主要的则为地下水的水质和大气化学成分及温度的影响，对这些因素的影响必须进行科学的论证。安全系数取低了，防治的安全度不足而蕴藏着隐患；安全系数取高了，造价太高，则又可能蕴藏着浪费，这个问题必须认真论证。

在结束本章论述时，简要归纳一下，在地质灾害防治设计中必须遵守的基本观点，这些基本观点有：

地质灾害是威胁人类生活和生存，造成资源和财产损失的地质事件。地质灾害防治是一项地质工程，它又与一般的土木工程和地质工程不同，它具有很大的特殊性。其特殊性在于地质灾害防治工程是通过地质改造手段将已经产生破坏或即将产生破坏的不稳定性的地质灾害体进行改造，达到稳定的和安全的地质环境，保障人类生存和美好的生活，简单地说是一项防灾工程。具体地来讲，地质灾害防治对象是已经产生破坏和即将产生破坏而处于不稳定的地质体，对其进行防治工作中最最重要的是必须查清地质灾害产生的原因，活动机制和灾害体的结构。在此基础上才能作出正确的防治方案和防治工程结构设计，地质灾害防治必须与经济效益挂钩，这是决策该不该立项防治的关键，也是防治投资额度决策的依据。一般来说，根据我国目前经济实力，防治投资效益取 1: 20 作为立项防治依据为宜，稳定性分析和安全系数选取是地质灾害防治中的两个重要技术问题。稳定性分析必须以地质分析为基础，参照数理分析，历史分析进行综合判断。安全系数选取必须全面地分析地质的、结构的、施工工艺、环境条件、社会效益等方面的因素综合分析选定。地质灾害防治是一项巨型的系统工程，必须认真对待，只准成功，不能失败，一旦失败，其后果是极为严重的。

参 考 文 献

- 《工程地质手册》编写委员会, 1992, 《工程地质手册》, 中国建筑工程出版社
- 中华人民共和国水利部主编, 1995, 工程岩体分级标准, 中国计划出版社
- 王景明等, 1993, 《华北地震灾害与对策》, 地震出版社
- 刘传正, 1995, 《环境工程地质学导论》, 地质出版社
- 孙广忠, 1988, 《岩体结构力学》, 北京: 科学出版社
- 孙广忠, 1989, 《西北黄土的工程地质力学特性及地质工程问题研究》, 兰州大学出版社
- 孙广忠, 1993, 《工程地质与地质工程》, 地震出版社
- 孙广忠, 1996, 《地质工程理论与实践》, 地震出版社
- 孙广忠, 1997, 《孙广忠地质工程文选》, 兵器工业出版社
- 孙玉科等, 1988, 《边坡岩体稳定性分析》, 科学出版社
- 庄乐和, 1992, 中国地震烈度影响半径的统计模型, 《第四届全国工程地质大会论文集》(一) 海洋出版社
- 李兴唐等, 1987, 《区域地壳稳定性研究理论与方法》, 地质出版社
- 李兴唐, 1991, 《活动断裂研究与工程评价》, 地质出版社
- 《岩土工程手册》编写委员会, 1994, 《岩土工程手册》, 中国建筑工程出版社
- 欧振东, 1997, 《长江三峡工程水库移民与开发的环境地质研究》, 成都科技大学出版社
- 郭映忠, 1994, 地质工程与岩土工程关系初探, 重庆地质灾害研究与防治, 重庆地质灾害研究会
- 梁炯均, 1998, 工程地质体控制论, 《岩土工程技术与概念发展》中国矿业大学出版社
- 谭周地, 1992, 活动断层的工程地质评价, 《第四届全国工程地质大会论文集》(一) 海洋出版社
- 蒋浦等, 1992, 金沙江溪落渡水电工程地震危险性评价, 《第四届全国工程地质大会论文集》, (一) 海洋出版社
- Goodman, R. E., 1976, Method of Geological Engineering in Discontinious Rocks, West Publishing Company
- Hock E., Bray, J. W., 1974, Rock Slope Engineering, The Institute of Mining and Mtallurgy, London
- John A. Franklin, Maurice B. Dusseault, 1989, Rock Engineering, McGraw - Hill Publishing Company

后 记

孙广忠—中国科学院地质与地球物理研究所研究员、博士生导师。1953 年大连工学院水利系水工结构专业毕业，留校做助教，当即参加大伙房水库土坝建筑，负责土场管理和上坝土料研究。1956 年东北地质学院工程地质研究生毕业，在研究生学习期间进行了西北黄土科学研究，并参加了官厅水库塌岸观测研究。1957 年调到中国科学院地质研究所从事土质土力学、岩体力学、工程地质、地质工程生产和科学研究工作。四十年来主持和参与生产科研项目 60 余项。积累了大量实践经验和理论储备。

孙毅—建设部综合勘察研究院高级工程师，1983 年毕业于武汉地质学院工程地质专业，毕业后分配到建设部综合勘察院从事岩土工程工作。长期从事岩土工程施工和土体力学研究，具有丰富实践经验和理论基础。常与孙广忠到黄土区和土工现场考察，研讨地质工程问题，相互切磋。

1984 年孙广忠提出了“地质工程”命题，20 世纪 80 年代末到 90 年代初在国内得到重视，出现了“地质工程勘察院”、“地质工程勘察设计院”、“地质工程公司”等机构。值得提出的是 1997 年国务院学位委员会和教育委员会联合颁布的“授予博士、硕士学位和培养研究生的学科、专业目录”里正式地提出了《地质工程学》。现在地质工程已经不仅是一个行业，而且已经形成为一个正式学科。

1997 年夏何满潮教授建议孙广忠为《中国现代科学技术全书》写一本书，为此孙广忠与孙毅商议以自己的坚实理论和实践经验为基础写成了这部《地质工程学原理》著作，本书比较系统地论述了地质工程学基本理论和地质工程应用基础和应用技术理论、技术与方法，本书主要为孙广忠执笔写成，其中第四章—土体结构控制论与土体力学和第十二章土体地质工程问题系由孙毅高级工程师执笔写成初稿，孙广忠定稿。本书将对地质工程生产实践具有重要的指导作用。并可以作为高等院校地质专业学生和博士、硕士研究生学位学习教材。《地质工程学原理》的出版定会进一步推动着地质工程事业的发展，这是地质界和工程界共同关心的一件大事。

本书在编写期间孙毅和高级教师刘淑琴投入了大量的劳动，从查找资料到文稿清绘、电脑输入和修改、最后由孙广忠定稿。可以说，孙广忠在他身体多病情况下没有孙毅和刘淑琴的支持，本书很难完成。本书 1999 年 5 月脱稿，交《中国现代科学技术全书》编辑部，《中国现代科学技术全书》编辑部邀请王思敬院士、许兵教授及何满潮教授组成专家组进行了审查，通过了审查。由于出版支持商因故无力继续支持出版，故积压至今。2004 年 4 月应中国科学院地质与地球物理研究所工程地质与浅层地球物理研究室邀请以本书为教材为该室博士研究生进行了《地质工程学原理》学位课讲授，博士后祁生文同志和北京明燠科技咨询中心总经理孙立刚工程师调制了幻灯片。讲课后反应良好，一致认为：观点新颖，内容丰富，要求尽快出版。2004 年 4 月山西省地质工程勘察院周永康总工程师了解到此情况，慷慨解囊由山西省第三地质工程勘察院出资资助出版，黎青宁教授积极支持、介绍地质出版社出版，在地质出版社大力支持下，今天得以快速出版，著者在此深表感谢。

孙广忠、孙 毅

2004. 4.