



WEIYANDABIANXING 围岩大变形

锚杆加固 与 安全监测

汤雷 鄢建华 陈仲先 编著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

WEIYANDABIANXING

围岩大变形

锚杆加固与安全监测

汤雷 鄢建华 陈仲先 编著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

内 容 提 要

本书以围岩大变形为核心,包括三部分内容:围岩大变形的分析方法、锚杆加固和安全监测技术。全书共分十一章:绪论、围岩大变形危害实例、围岩峰后本构关系的试验研究、围岩大变形数值分析研究、围岩大变形的工程实例数值分析、锚杆与围岩共同承载的协调性、围岩大变形条件下的锚杆支护技术、小浪底工程地下结构安全监控技术经验、地下工程安全监测数据处理系统、地下工程安全监测数据分析评判系统、小浪底地下过水隧洞稳定性的监测实例。

本书可供从事地下工程的科研、设计、施工等单位的工程技术人员及大专院校相关专业师生参考。

图书在版编目 (CIP) 数据

围岩大变形锚杆加固与安全监测/汤雷,鄢建华,陈仲先编著. —北京:中国水利水电出版社,2006

ISBN 7-5084-3562-1

I. 围... II. ①汤... ②鄢... ③陈... III. ①水利工程:地下工程—围岩变形—锚杆—加固 ②水利工程:地下工程—围岩变形—安全管理 IV. TV554

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2006) 第 008238 号

书 名	围岩大变形锚杆加固与安全监测
作 者	汤雷 鄢建华 陈仲先 编著
出版 发行	中国水利水电出版社 (北京市三里河路 6 号 100044) 网址: www.waterpub.com.cn E-mail: sales@waterpub.com.cn 电话: (010) 63202266 (总机)、68331835 (营销中心)
经 售	全国各地新华书店和相关出版物销售网点
排 版	中国水利水电出版社微机排版中心
印 刷	北京市兴怀印刷厂
规 格	787mm×1092mm 16 开本 10.75 印张 255 千字
版 次	2006 年 3 月第 1 版 2006 年 3 月第 1 次印刷
印 数	0001—1100 册
定 价	28.00 元

凡购买我社图书,如有缺页、倒页、脱页的,本社营销中心负责调换

版权所有·侵权必究

前言

围岩大变形是我国当前和以后地下工程中的关键难题之一。我国的跨流域调水工程和水电开发工程，都要在非稳定岩体内开凿水工隧洞。如南水北调西线工程、新疆的北水南调工程、雅砻江水电开发工程以及已建的小浪底地下工程等。此外，目前煤矿开采深度也以每年8~12m的速度增加，东部矿井正以每10年100~250m的速度发展，预计在未来20年很多煤矿将进入到1000~1500m的深度。开挖后非稳定和高地应力岩体，具有持续变形难以稳定以及稳定后受到扰动又会继续发生变形的特点。为了保持大变形围岩的稳定性，尤其要充分利用围岩的自承载能力，锚杆支护具有独特的优越性。围岩发生大变形以后，对围岩的稳定安全性就要越发引起重视。对围岩以及地下工程的其他结构进行监测是保证结构安全、避免工程事故的有效手段。尤其是采用锚杆支护时，由于锚杆是作用在围岩体内部，具有隐蔽性，其破坏和失稳具有突发性，因而进行安全监测尤为重要。

本书在理论分析、实验室试验和现场测试的基础上，论述了围岩大变形的锚杆加固和安全监测技术。全书包括了解决围岩大变形问题的三个关键环节，并分成三个部分：第一部分为围岩大变形的分析技术，包括第一章至第五章，论述了围岩大变形危害实例、围岩峰后本构关系的试验研究、围岩大变形数值分析研究、围岩大变形的工程实例数值分析；第二部分为围岩大变形的锚杆加固技术，包括第六章和第七章，论述了锚杆与围岩共同承载的协调性、围岩大变形条件下的锚杆支护技术；第三部分为围岩大变形的安全监测技术，包括第八章至第十一章，论述了小浪底工程地下结构安全监控技术经验、地下工程安全监测数据处理系统、地下工程安全监测数据分析评判系统、小浪底地下过水隧洞稳定性的监测实例。

本书是作者承担的国家自然科学基金项目“高地应力区围岩与锚杆支护

共同承载的协调性”、水利部重点科技项目“小浪底工程地下结构安全监控技术研究”、水利部科技创新项目“南水北调西线工程水工隧洞结构稳定的控制理论和技术研究”，以及江苏省自然科学基金青年学术带头人项目“围岩体本构实验失真过程和保真实验技术研究”的部分研究成果总结，并且结合了作者承担的小浪底等地下工程横向科研任务的研究成果。书中还参考了国内外大量的文献和实践成果，为此对有关著作者深表谢意。

最后感谢南京水利科学研究院专著出版基金的资助。

作者

2005年11月

目 录

前言

第 1 章	绪论	1
	1.1 围岩大变形的分析	2
	1.2 围岩大变形的锚杆加固	7
	1.3 围岩大变形的安全监测	8
	1.4 工程背景及实际意义	10
	参考文献	11
第 2 章	围岩大变形危害实例	13
	2.1 挤压性围岩大变形的工程实例	13
	2.2 挤压性围岩大变形的工程特征	17
	2.3 挤压性围岩大变形破坏机理	17
	2.4 小结	19
	参考文献	19
第 3 章	围岩峰后本构关系的试验研究	20
	3.1 岩石类材料峰后本构关系研究进展	20
	3.2 围岩峰后本构关系试验研究	24
	3.3 基于连续损伤理论的挤压性围岩峰后模型探讨	38
	3.4 基于应变局部化研究的软化模型	42
	3.5 小结	45
	参考文献	46
第 4 章	围岩大变形数值分析研究	49
	4.1 概述	49
	4.2 本构关系	49
	4.3 考虑软化的解析分析结果对比	53
	4.4 考虑软化的数值分析结果对比	57
	4.5 小结	59
	参考文献	59
第 5 章	围岩大变形的工程实例数值分析	60
	5.1 工程概况	60
	5.2 隧道大变形的过程	61
	5.3 隧道大变形的原因	61
	5.4 有限元模型分析	62

	5.5 小结	67
	参考文献	68
第 6 章	锚杆与围岩共同承载的协调性	69
	6.1 大变形围岩内锚杆的承载能力分析	69
	6.2 围岩大变形过程中锚固力变化规律试验	74
	6.3 高地应力大型地下洞室锚杆锚固力实测分析	77
	6.4 锚杆支护与围岩共同承载的协调性	83
	6.5 小结	88
	参考文献	89
第 7 章	围岩大变形条件下的锚杆支护技术	90
	7.1 膨胀围岩大变形的锚杆支护技术	90
	7.2 破碎围岩大变形的锚注支护技术	94
	7.3 小结	100
	参考文献	100
第 8 章	小浪底工程地下结构安全监控技术经验	101
	8.1 概述	101
	8.2 仪器的布置、安装和埋设技术	104
	8.3 其他	118
	8.4 小结	118
	参考文献	119
第 9 章	地下工程安全监测数据处理系统	120
	9.1 概述	120
	9.2 小浪底工程原型监测数据基本特点	122
	9.3 系统界面与功能	123
	9.4 程序设计	126
	9.5 系统特点的实现方法	128
	参考文献	129
第 10 章	地下工程安全监测数据分析评判系统	130
	10.1 概述	130
	10.2 地下工程结构稳定安全性分析评判的理论和方法	132
	10.3 系统界面与功能	146
	10.4 程序设计	150
	10.5 分析评判系统的特点	150
	10.6 小结	151
	参考文献	152
第 11 章	小浪底地下过水隧洞稳定性的监测实例	153
	11.1 概况	153
	11.2 排沙洞	154
	11.3 小结	163

绪 论

围岩大变形是当前和以后地下工程中的关键难题之一。

深部开采和深部地下工程是未来发展的必然趋势。据不完全统计^[1]，国外开采超1000m深的金属矿山有80多座，其中南非最多。例如，Anglogold有限公司的西部深水平金矿，采矿深度达3700m；Westdriefovten金矿，矿体赋存在地下600m，并一直延伸至6000m以下。印度的Kolar金矿区，已有3座金矿采深超2400m，其中钱皮恩里夫金矿共开拓112个阶段，总深3260m。俄罗斯的克里沃罗格铁矿区，已有捷尔任斯基、基洛夫、共产国际等8座矿山采准深度达910m，开拓深度到1570m，将来要达到2000~2500m。另外，加拿大、美国、澳大利亚的一些有色金属矿山采深亦超过1000m。

我国水资源总量短缺、时空分布很不均匀是最主要的水问题，跨流域调水是科学合理配置水资源的主要措施。跨流域调水工程要穿越流域间的分水岭，使得在非稳定岩体内开凿水工隧洞成为难以避免的工程选择。在南水北调西线的一期工程中，从雅砻江的支流达曲引水穿越长江与黄河的分水岭巴颜喀拉山至黄河的支流贾曲，260km的输水线路中，244km为水工隧洞。引水隧洞埋深在300~900m，最深为1100m，并且隧洞还要穿越3条活动断层带^[2]。南水北调西线规划中，二期和三期调水线路，85%以上仍然是隧洞。新疆的北水南调工程要将天山北面的水资源调到天山以南，规划中需要开凿数十公里的水工隧洞，其最大埋深接近2000m。围岩大变形的适应和控制问题在西线的一期工程中表现得十分突出，在整个西线工程中，在西南、西北的崇山峻岭中将要修建的其他水利工程中，该问题也普遍存在。

我国已探明的煤炭资源量占世界总量的11.1%，今后相当长的历史时期内仍需保证煤炭的高产稳产。我国煤炭资源埋深在1000m以下的占煤炭资源总量的53%。目前煤矿开采深度以每年8~12m的速度增加，东部矿井正以每10年100~250m的速度发展，预计在未来20年很多煤矿将进入到1000~1500m的深度。在我国，一批金属矿山近年也已进入深部开采，例如红透山铜矿目前开采已进入900~1100m深度；冬瓜山铜矿现已建成2条超1000m竖井来进行深部开采；弓长岭铁矿设计开拓深度750m；夹皮沟金矿二道沟坑口矿体延深至1050m；湘西金矿开拓38个中段，垂深超过850m。此外，还有寿王坟铜矿、凡口铅锌矿、金川镍矿、乳山金矿等许多矿山都将进行深部开采。深井开采势在必行，已是国际矿业的重要研究领域^[1]。

在高地应力条件下，即使是中硬以上的岩体，也会表现出软岩特征，称之为高地应力软岩。深埋的高地应力软岩在开挖后具有持续变形难以稳定以及稳定后受到扰动又会继续发生变形的特点^[3]；淮南谢一矿大巷围岩变形达到800mm，只能通过不断翻修维持生

产^[4,5]，具有较高构造地应力的二滩水电站地下厂房围岩最大变形量也达到了 180mm^[6]。围岩大变形是当前和以后地下工程中的关键难题之一。

在围岩发生大变形的条件下，为了保持围岩的稳定性，尤其要充分利用围岩的自承载能力，与框式支架相比锚杆支护更能发挥其优越性。锚杆支护作为新奥法最主要的支护方式获得了越来越广泛的应用，当前我国煤矿巷道锚杆支护率已超过了 30%。锚杆是安装在围岩体内部，只有围岩发生了变形，锚杆体上才能产生锚固力，并且围岩变形越大，锚杆体上产生的支护力就越大，对围岩变形的控制作用也越大。

围岩发生大变形以后，对围岩的稳定安全性就要越发引起重视。对围岩以及地下工程的其他结构进行监测是保证结构安全、避免工程事故的有效手段。尤其是采用锚杆支护时，由于锚杆是作用在围岩体内部，具有隐蔽性，其破坏和失稳具有突发性，因而进行安全监测尤为重要。

本书以大变形围岩为对象，论述围岩大变形分析、锚杆加固技术和安全监测方法。

1.1 围岩大变形的分析

1.1.1 高地应力的判据

岩体中任何一点都处于受力状态中，在地下洞室开挖之前，岩体中已经存在着的地应力场通常称之为初始应力场。岩体初始应力场是在长期、复杂的地质作用过程中不断变化，逐渐形成的，主要组成部分有自重应力，现今构造应力和残余构造应力等。自重应力是指岩体中任一点上覆一定厚度的岩石产生的重力作用引起的该点的应力。构造应力是由于各种内力和外力的作用，引起地壳中现今仍存在的应力。地壳现今的构造应力场的成因和整个构造动力学源问题仍未被人们完全认识和解决，通过地震、新构造研究及地应力的测量等，可以找到一些规律性。岩体在形成过程中经受着建造阶段和构造形变阶段，形成了它的原生应力状态，原生应力经过地表次生变化阶段的风化、卸荷等而部分释放，仍然保留在岩体的部分通常称为残余应力。这是一种由于内部约束造成的内应力。有些畔河隧洞或河岸平洞临近河谷，按弹性理论应力应该已经基本上释放完毕，但仍发现有相当大的初始地应力，这就是残余应力。

据 Hoek 等人的统计^[7]，垂直地应力随深度的增加基本上呈线性增长，增加的梯度约为 0.027MPa/m，与地壳岩体的平均容重接近，水平构造应力随深度变化增加呈双曲线形式变化，在一定深度后稳定。国内外对高地应力的含义迄今还未达成统一的认识。例如在工程实践中大多将大于 20MPa 的岩体内的初始应力称为高地应力，法国隧道工程协会、日本应用地质协会和前苏联顿巴斯矿区等部门在勘察、设计阶段则采用岩石单轴抗压强度 (R_c) 和最大主应力 (σ_1) 的比值 R_c/σ_1 (即岩石强度应力比) 来划分地应力高低级别 (见表 1-1)，这样划分和评价的实质是可以反映岩体承受压应力的相对能力^[8]。

表 1-1

国外部分国家地应力分级方案

地应力级别	高地应力	中等地应力	低地应力
岩石强度应力比 (R_c/σ_1)	<2	2~4	>4

我国陶振宇教授(1983)对高地应力给出了一个定性的界定:所谓高地应力是指其初始应力状态,特别是它们的水平初始应力分量,大大地超过其上覆岩层的岩体重量。这一定性界定强调了水平地应力的作用。天津大学薛玺成等(1987)建议用下式来划分地应力量级(见表1-2):

$$n = I_1 / I_1^0 \quad (1-1)$$

式中 I_1 ——实测地应力的主应力之和;

I_1^0 ——相应测点的自重应力主应力之和。

表 1-2 地应力分级方案(薛玺成等, 1987)

地应力级别	一般地应力	较高地应力	高地应力
n	1~1.5	1.5~2	>2
说明	$n=1$ 时为纯自重应力场	有 30%~50% 是构造应力, 其余为重力场应力	50% 以上的地应力值是由构造应力产生的

显然表 1-2 中薛玺成等人的地应力分级方案在物理概念上与陶振宇教授的高地应力定性界定并无本质区别。姚宝魁、张承娟(1985)认为,陶振宇等人的分级、评价方法没有考虑岩体的变形和稳定条件,因而在工程建设实践中没有实用价值;他们认为应从工程岩体的变形破坏特性出发,来考虑地应力对不同岩体的影响程度,建议以下式作为判断高地应力的标准:

$$\sigma_1 \geq (0.15 \sim 0.20) R_c \quad (1-2)$$

实际上式(1-2)继承了 Barton 等人(1974) Q 系统分类指标的物理概念。我国建设部、国家技术监督局 1994 年联合发布的《岩土工程勘察规范》(GB50021—94)中也采用岩石强度应力比(R_c/σ_1)来划分高地应力级别,这是迄今为止可以参照的我国最具权威性的规范标准,它规定: $R_c/\sigma_1=4\sim7$ 为高地应力, $R_c/\sigma_1<4$ 为极高地应力。我国的这一规定与表 1-1 中的国外部分国家地应力分级方案是有出入的,反映了不同国家对高地应力的定义是悬殊的。

地质研究和实测资料表明,在高地应力区常有一系列与之相联系的岩体力学现象,即高地应力的地质标志,如饼状岩芯、勘探平洞和地下洞室在施工中出现岩爆剥离、洞室和钻孔的缩径、边坡或洞壁上出现台阶错动、野外测得的岩体力学物理力学指标较室内者高等。

1.1.2 围岩大变形研究^[9~11]

近年来,大变形问题已经引起了人们的广泛关注,国际岩石力学学会(ISRM)还为此成立了一个专门的工作小组。受到 Terzaghi 思想的影响,学者们一般把大变形机制分为以下两大类:①开挖形成的应力重分布超过围岩强度而发生塑性挤出;②岩石中某些矿物和水反应而发生膨胀,水及某些膨胀性矿物的存在,是发生膨胀变形的必要条件。Anagnostou(1993)认为,挤出主要取决于岩石强度和覆盖层厚度(地应力),原则上可以在任何类型的岩石中发生。发生膨胀变形的围岩变形一般表现为底鼓,而顶拱和边墙一般保持完好状态。Qtsuka、Takano(1980)和 Tyan O(1993)等将建成后 6~12 个月内发

生严重底鼓的日本 Niigata Prefecture 隧道和 Nabetachiyam 隧道的变形归结于膨胀作用。岩石(土)的膨胀机理方面已经积累了相当多的研究成果, Wahlen (1973)、Einstein (1975)、Lindner (1986)、张乃娴等 (1990)、任磊夫 (1992)、杨雅秀 (1994) 及何满潮 (1997) 等众多国内外学者均在这方面进行过深入的研究。

在大变形中, 挤出作用与膨胀作用的关系及两者对大变形的贡献, 是人们普遍关心的重要问题。Terzaghi 认为, 从理论和室内试验的角度, 挤出和膨胀是完全可以分开的, 挤出是一种物理破坏, 而膨胀则是必须是有水参与的化学过程; 膨胀发生所需的时间通常要比挤出长得多。但大多数学者认为, 在实际隧道工程中, 挤出与膨胀往往是很难分开的, 绝对单纯的挤出或绝对单纯的膨胀引起的大变形都很少见。一般来说, 挤出作用在围岩大变形中占有更重要位置, 或者说是围岩大变形的机制。

大变形预测计算是大变形研究中最重要内容, 尽管在这方面的研究已经积累了一些成果, 但仍然是大变形研究领域中最薄弱的环节。和机制研究一样, 即有的大变形预测研究基本上也可分为挤出和膨胀两大类。Muirwood (1972) 提出用坚固系数来预测围岩稳定性, 坚固系数被定义为单轴抗压强度和上覆围岩自重应力的比值。我国学者采用的类似系数是应力强度比, 即最大主应力、围岩切向应力或垂直主应力与单轴抗压强度的比值。

Saari (1984) 提出用隧道围岩的切向应变 (ϵ_θ) 来识别和预测岩石挤出, 即

$$\epsilon_\theta = \frac{\mu}{R} \quad (1-3)$$

式中 μ ——隧道轮廓线的切向收敛值;

R ——隧道轮廓线的初始半径。

发生挤出的临界应变值为 1%。

Tanimoto (1984) 把挤出归结于围岩的弹—塑性行为, 提出了用来估算围岩应变的弹—塑性解。他认为当岩石变形达到残余塑性状态 (流动状态) 时, 便会发生挤出。

Tydan 等 (1993) 在对日本已经发生大变形隧道进行广泛调查的基础上, 根据单轴压缩或低约束压力条件下得出的岩石应力—应变曲线特征, 提出了利用切向相对应变来预测围岩挤出潜势 (squeezing potential) 的方法。

Wiesmann 于 1914 年首次研究了瑞士 Hauenstein 隧道的膨胀问题。此后各种各样的分析预测模型被相继提出。Einstein (1972)、Grob (1972)、Koyari (1987、1988) 等提出和采用的简化分析方法都是建立在应变仅沿着隧道底以下的垂直对称轴发生这一假设的基础上的。这些分析方法可以为结构设计提供一定的依据, 但不能解释所观察到的全部变形现象, 也不能预测变形的全过程。Wittke (1976)、Gysel (1977、1987) 及 Frohlich (1986) 等将膨胀问题视为连续介质力学问题, 形成完善的应力—应变关系, 这些关系和平衡方程及兼容性方程一起构成了解决特定边界和初始条件下的膨胀问题的理论框架。

Anagnostou (1993) 提出了一个更为完善的膨胀岩模拟和预测的模型。该模型的理论要点主要有以下几点:

(1) 合理的膨胀岩隧道计算模型应该考虑地下水的运动, 渗流方程必须和应力分析方程同时考虑。在这样的水—力耦合模型中, 位移场取决于水头场, 当然也就与边界条件密切相关。由于边界条件的不对称, 隧底和拱顶的水头分布应该是不同的, 这样就使得模拟

边墙和拱顶稳定时的底鼓现象成为可能。

(2) 应力—应变关系: 膨胀可以用满足摩尔—库仑破坏准则的理想弹性塑性材料来模拟, 但是由于标准的线弹性或完全塑性的模型不能模拟实际变形的某些重要特征, 所以在此模型中一般的弹—塑性材料的应力—应变关系被拓展到容许膨胀和各项异性等。

广泛的有关高地应力围岩挤压性大变形的研究资料表明, 在高地应力环境下发生大变形的实际工程中, 许多并非是由于岩体水化膨胀所致, 而是因为岩体开挖引起的应力重分布超过岩体强度时岩体不断屈服和破坏的结果。如家竹箐隧道工程, 虽然在发生大变形的地层主要为泥岩和泥质砂岩, 遇水有一定的膨胀性, 但此地段大部分干燥无水或者水量甚少, 没有水的参与, 也就不会有水化膨胀。而且在无膨胀可能的砂岩和煤层中, 也同样有支护大变形的现象, 有些还比较严重。所以家竹箐隧道支护大变形的主要原因并非围岩膨胀。另外, 在金川矿区, 除部分片岩和片麻岩外, 整个矿区内岩石的强度和弹性模量均较高, 属于坚硬岩—较坚硬岩, 对岩石进行的相关试验表明, 岩石的遇水膨胀非常微弱, 属无膨胀岩。岩石的流变特性也属普通岩石的正常范围, 可以认为不具有流变性。金川矿区地下巷道的挤压性大变形研究资料表明, 高地应力是地下洞室围岩发生强烈变形的一个非常重要的因素。

1.1.3 裂隙岩体稳定性分析^[12~14]

随着对岩体研究的深入, 人们认识到岩体的基本特征是不连续性, 这是由于岩体在长期的地质构造进程中形成的结构面、软弱面所致, 也正是岩体中的众多不连续面使岩体表现出各向异性、非均质性, 显示出显著的尺寸效应、结构效应和围压效应, 进而影响和制约着岩体的力学性态和对力场的响应。岩体的力学响应不单是岩石材料的行为, 也是结构行为。大量的研究结果和工程实践说明, 若不考虑岩体结构面力学效应的影响, 在分析岩体稳定时将造成相当大的误差。为此人们提出了许多的岩体力学模型, 可归纳为两大类, 即离散介质模型和非连续介质模型。离散介质模型主要包括极限平衡理论、关键块理论、离散单元法和非连续变形分析法等。对地面工程, 在分析岩石块体稳定性时, 极限平衡法具有独特的优点, 随着刚体极限平衡理论的广泛使用, 极限平衡法得到不断发展, Sarma (1979) 和 Hoek (1987) 建立了广义极限平衡理论。Shi 和 Goodman (1985, 1989) 在极限平衡理论基础上提出了关键块理论, 利用拓扑学和群论评价三维不连续岩体稳定性, 认为岩体中存在控制其稳定性的关键块体, 如果关键块是稳定的, 那么整体也是稳定的。P. A. Cundall (1971) 提出的刚性块离散单元法 (DEM) 将岩体视为被结构面分割成的不相同且独立的岩块, 岩块沿结构面可变形, 岩块本身为刚性块体, 利用 Newton 运动定律表达块体的不平衡力与块体运动速度和位移的关系, 最后通过有限差分法求得块体的位移。由于该方法较好地反映了岩体变形的实质, 故很快便在岩体工程得到广泛应用。Cundall (1986) 进一步完成了块体自身可变形的离散元法。在关键块体理论基础上, 石根华进一步完善了块体理论, 并提出不连续块体变形理论 DDA (Discontinuity Deformation Analysis), 以模拟复杂加载条件下离散块体系统的非连续大变形行为。DDA 是平行于 FEM 的一种数值方法, 在岩土体的非连续性大变形力学过程 (如破损、失稳、极限分析) 仿真模拟方面具有较好的效果。后来, 石根华又以数学流形为基础, 在 DDA 基础上新发展了数值流形元方法 NMM (Numerical Manifold Method), 该方法将连续介质的有限

元 FEM、非连续变形分析方法 DDA 和解析方法统一起来,属更高层次的计算方法,近年来受到岩体力学界的瞩目,并取得了一大批研究成果。

连续介质模型将节理岩体视为连续介质,由此建立节理岩体的等效本构模型,这方面的研究方法主要有等效连续法、断裂力学法、损伤力学法和界面法等。

等效连续法是用一种均质的、各向同性或正交各向异性的、其性态等效于原节理岩体的连续介质来替代岩体,只要能估算出层面和节理的平均影响程度,就可以用连续介质理论以足够的精度解决岩石力学问题。此方法又分为变形等效法、强度等效法、能量等效法和参数等效法等。变形等效法认为等效连续体与多裂隙岩体之间在同样的荷载作用下变形相同,由此推出等效连续体的本构关系;强度等效法认为等效连续体的强度与裂隙岩体的强度相等,由此推算出等效连续体与裂隙岩体之间的材料常数的关系;能量等效法认为等效连续体与多裂隙岩体两种材料所储存的应变能相等,从而建立起等效体应力—应变关系;参数等效法把裂隙岩体看作弱化了均质连续体。Horri H. (1983)、Cai M. (1993)、Margolin L. G. (1983)、Yoshiaki Okui (1993) 及我国朱维申 (1992)、张明焕 (1995) 等人都采用等效连续方法研究了节理岩体的力学性质。

岩体断裂力学方法不再把岩体看作是完整的均质体而看成是包含裂隙的复合结构体,它将岩体中的断续节理、裂隙模拟为裂纹。Griffith (1921) 最早提出了裂纹扩展导致材料破坏的条件,他从能量的角度得出了物体强度与材料性质及裂纹长度之间的表达式。Irwin (1957) 提出了应变能释放率 G 与应力强度因子 K 的概念,随后是断裂韧性 K_{IC} 的概念的形成。Dugdale (1960) 提出的 COD (裂纹张开位移) 法, Rice (1968) 提出的 J 积分原理,为断裂力学奠定了基础。应用断裂力学的方法,可以追踪岩体中节理裂隙的起裂、扩展到相互贯通使岩体局部破坏的过程,从而揭示出岩体失稳的渐近破坏机制。但断裂力学的这些分析都是在弹性力学理论的基础上针对单一裂纹展开的,对于多裂纹相互耦合情况下的裂纹相互影响和扩展等问题,目前断裂力学方法就无法很好地加以解决了。

节理岩体损伤力学是损伤力学理论与岩体力学、工程地质学之间的交叉学科,它把岩体中的节理裂隙看成是岩体内部的初始损伤,通过引入一种称之为“损伤变量”的内部状态变量来描述受损材料的力学行为,从而研究其裂隙的产生、演化、直到破坏的全过程。基于损伤力学理论,岩体的结构面被视为一种损伤,岩体对力场的响应即为损伤的发展、积累和演化,以损伤变量(或张量)表征岩体特征,用损伤演化方程表征岩体的发展演化。损伤并非一种独立的性质,仅作为一种劣化因素被结合到弹(脆)性、弹塑性和粘弹塑性介质中,故可用经典的数值方法(如 FEM) 计算,仅需适当修改本构方程即可。损伤力学与等效连续介质法异曲同工,但它对岩体的“等效”处理比通常的等效连续处理更接近岩体的实际,如可以表征岩体的各向异性、反映岩体力学性能随受荷历程的变化等。

为反映节理,许多学者在连续介质有限元基础上提出了一些以界面形式处理节理面的方法。如 Goodman (1968) 提出的无厚度接触单元法 (Goodman 节理单元)、刚体—弹簧法 RBSM (Rigid Block Spring Method)、刚性有限元法、分块刚体位移—界面应力元法、流动单元法、细观力学连续模型、夹层单元法等。这些方法的特点是将节理从岩体中独立出来,岩石仍视作连续介质,以岩体中节理的分布形态和力学特征为基础建立节理面

的结构响应属性,采用连续介质的分析方法,进行应力、应变和稳定性计算。

离散介质模型能够更好地反映岩体的本质(不连续变形和非线性结构变形),但是由于它们将节理岩体的离散度过于绝对化,需要事先明确不连续面的位置,假定破坏沿不连续面产生,其应用的范围受到了很大的限制,因为在一般工程范围内,结构面或软弱面并不都是完全贯穿的而是断续分布的。另外,节理岩体中包含了从微观到细观以及到宏观的各种尺度的缺陷,岩体从原始状态直到最终破坏的整个变形过程中,同时存在原生分布缺陷和后继奇异缺陷的各自影响以及两者共同作用的影响。要详细研究每一缺陷或所有缺陷之间的相互作用对岩体的力学效应的影响是不现实的,工程中往往从较宏观的角度进行较简化的近似分析,这主要是借助于岩体的连续介质模型。

人们致力于以经典数学和连续介质力学理论为基础来研究岩体力学已经历一个多世纪,现在仍在不断努力,从而使连续介质岩体力学理论至今仍具有较强的生命力。有限单元法和边界单元法等数值方法的引入,使连续介质岩体力学理论能够求解更多的较为复杂的岩体工程问题,如可考虑时间效应和动力学问题、材料非线性问题、计算岩体大变形问题(结构非线性或几何非线性);可适用于各种特征的岩体(经等效连续或损伤连续处理)和任意形状的洞室,方便地计算围岩应力、围岩位移,可用来分析围岩稳定性、围岩系统(围岩—支护结构)的相互作用、洞室的设计、支护的设计、开挖工序优化、岩体初始特征参数和初始应力场的反演等,极大地拓展了理论分析的应用范围。同时,因为真实的世界过于复杂,人们难于完全了解,只能通过建立简单模型来对其进行简化,通过分析模型来增加对真实世界的了解。因此在数值分析中采用简单的能反映主要影响因素的模型即可,复杂模型的使用只会得不偿失(Starfield, 1988)。

1.1.4 本课题的工作

对于高地应力区结构面较发育的岩体,高地应力和高度裂隙化的基本特征决定了在整个围岩动态调整的过程中,高地应力挤压性围岩大变形是其最具特色的地质问题,若无人干预或者干预不力,洞室以失稳破坏方式达到新的平衡状态是其必然方向。因此,在认识天然应力场及天然岩体的基本地质特征基础上,根据围岩应力、围岩变形和破坏等所揭示的动态规律,研究动态过程中的变形破坏机制,从而根据围岩特征与围岩应力的相互作用关系,研究围岩的力学响应和力学行为,据此寻求合理的人为干预措施,使其以稳定的方式达到新的平衡状态具有重要意义。本课题广泛调研有关高地应力挤压性围岩大变形破坏的研究资料,总结高地应力挤压性围岩变形破坏的基本特征,分析变形主控因素及其力学机理;对已有的各类岩土本构模型进行深入的学习比较,参照现有破损模型并结合本课题的相似试验结果,建立能够较好模拟围岩挤压性变形的软化模型,说明合理性;并以家竹箐隧道为实例,应用软化模型和非线性大变形有限元数值计算方法对高地应力挤压性围岩大变形进行深入的数值计算分析,再现围岩变形破坏形成和发展的动态过程,探讨在深部开挖条件下围岩的力学响应、动态特性、洞室的稳定性及其工程对策等问题。

1.2 围岩大变形的锚杆加固^[15~18]

一般在中、低地应力条件下,除固有弱面引起的变形外,围岩的变形是连续的弹塑性变形,变形量较小。在地应力条件下,围岩变形的本质发生变化,围岩会发生平行于自

由面的拉伸破坏,越近自由面,产生的拉伸破坏面越密,不连续变形成为变形的主要部分,围岩变形量显著增大,围岩更可能失稳。二滩电站地下洞室的实测表明,相当部分锚杆载荷超过了杆材的屈服极限。它表明普通锚固技术将不能适应高地应力围岩大变形控制的要求。

尽管各国学者对围岩的变形破坏进行了许多研究,但高地应力围岩的大变形机理仍不清楚。即使变形量接近 200mm,仍难以判断锚固体系是否会失效,围岩是否会失稳,支护设计时也不能确定能将变形量控制在什么范围。围岩变形理论的研究,目前主要研究基于弹塑性理论的数值方法,但提出的模型往往难以应用于工程实际。在中低应力条件下,围岩主要处于弹塑性状态,数值法的基本假设和结果尚较接近于实际。在高地应力条件下,不但大部分围岩进入峰后区,而且围岩中大量的原生和次生的弱面发生错动,非均匀非连续取代了均匀连续成为围岩的主要性质,弹塑性理论的基本假设不再成立。相应的数值模型也不能适应于高地应力围岩的条件。

相对于衬砌和钢框架等被动支护型式,锚杆支护技术经济效益较好,获得了广泛的应用,但目前仍缺乏科学可靠的设计理论,尤其是在高地应力大变形条件下,工程围岩与锚杆的相互作用要经历多个阶段,十分复杂,围岩也有多种失稳可能,造成锚杆支护设计、施工和监控十分困难。锚杆支护是通过保持和充分发挥围岩本身的承载能力,与围岩共同承载,使围岩稳定。在围岩侧向卸压、围岩变形的过程中,围岩压力和围岩承载能力逐渐降低,锚杆支护阻力逐渐增大。若锚固体系过刚,锚杆将承受较大的地压,锚固体系易破坏;过柔,围岩将承受较大的地压,围岩易破坏,锚杆亦会失效。因此掌握高地应力条件下围岩与锚固体系承载特性的协调性,实现共同承载,是控制高地应力围岩的关键。

本课题研究高地应力围岩的变形破坏、失稳和锚杆失效的全过程,结合真三轴大比例物理模型实验,开发围岩体扩容率测定技术,建立岩体扩容率与其自承载能力的关系模型和围岩与锚杆共同承载协调性的评判模型,得出高地应力围岩变形破坏各阶段特征指标和失稳的临界指标,掌握高地应力围岩与锚杆支护共同承载的最佳匹配关系,为高地应力围岩的支护设计、安全监控和稳定性评判提供科学依据。

1.3 围岩大变形的安全监测^[19]

地下工程是通过开挖、支护和衬砌等工序在天然的岩土体内取出一部分形成的地下建筑结构,是靠围岩和支护的共同作用保持其稳定性的。因此,工程安全在很大程度上取决于围岩本身的力学特性及自稳能力,取决于其支护后的综合特性。由于地下工程是埋藏于地下一定深度,且这种天然地质材料中存在着节理裂隙、应力和地下水,因此,地下工程的兴建比地面工程要复杂得多。地面建筑是利用人工材料和人工加工的天然材料来塑造所需的结构形式。人工材料和人工加工的天然材料可以通过挑选或制造来控制其性质,保证建筑质量。而天然的岩土体的性质十分复杂,只能去适应它,无法控制它。人们不得不借助现场监测获取建筑物性状变化的实际信息,并及时反馈到设计和施工中去,直接为工程服务。与地面建筑相比(包括大坝、水闸等),地下工程具有以下特点:

(1) 多变性:地下工程是开挖在天然的岩土体内,岩土体的力学性质及地质构造对地

下工程的安全稳定性有决定性的影响,但在开挖之前往往又难以准确预知。例如某隧洞的地质构造有60%~70%与勘测结果不同。地质条件的多变性决定了地下工程的安全监测要具有灵活性。

(2) 干扰性: 地下工程是在相当狭小的空间内施工,环境恶劣,各工序相互干扰大,安全监测的仪器仪表易被施工损坏。同时,施工期间部分仪器的监测数据也会受到较大干扰。

(3) 复杂性: 影响地下工程稳定安全性的因素十分复杂,支护与围岩相互作用规律、围岩的临界失稳指标等难题在理论上也未得到完善解决。因此无法事先建立统一的分析模型和监测指标,而要随着工程的进展不断调整。所以监测数据的处理和分析主要还是依靠专家人工完成。但是,若能开发出灵活可靠的数据处理和分析评判软件,运用计算机将可大大地提高数据处理和分析的工作效率,减少人为错误,加快工作进度。

地下工程的安全监测技术发展一直较为缓慢,进入20世纪90年代以来,随着小浪底水利枢纽工程、二滩水电站工程和数个抽水蓄能电站工程的建设,地下工程的安全监测技术迅速发展。地下工程的监测设计逐步系统化、并进一步贴近工程需要;监测仪器可靠性和精确性得到显著提高,仪器操作也越来越简便;原型监测数据基本真实可靠,在工程中发挥了重要作用。但是,纵观地下工程安全监测工作的全过程,仍然存在以下不足,需要研究解决。

(1) 监测仪器成活率低: 同大坝安全监测相比,地下工程监测仪器的成活率显著低。如二滩水电站地下厂房内的锚杆测力计,约有40%因超量程而损坏。

(2) 有效测值相对较少: 由于地下工程中的各项工作相互干扰较大,以及地质围岩条件复杂,仪器的安装埋设和监测往往要受到很大影响,而造成测值失效或有效性降低。例如:小浪底地下洞室群内的多点位移计,大部分测值均低于3.0mm。主要是由于施工干扰,仪器埋设太晚,造成最重要的前期测值丢失。

(3) 监测资料的整理分析不及时: 地下工程的安全监测数据主要用来指导设计、施工和运行,以及防止安全事故的发生。因此监测数据的时效具有头等重要的意义。但是目前安全监测数据的处理和分析均是定期进行,半年一次或一年一次,有时时间间隔更长,距离工程的实际需要较远。

小浪底工程地下结构规模大、地质条件复杂、运行要求高,安全监测工作具有更加重要的作用,工程建设单位业已投入巨资建立了十分全面的地下工程安全监测系统。但是,在取得许多重要监测成果的同时,仍然存在许多问题。本课题总结了小浪底工程地下结构安全监测的成功经验,对存在的不足研究出改进措施和相关的地下工程结构安全监测软件,对于该工程的安全监测和其他水利水电地下工程的安全监测均具有十分重要的意义。

按照地下工程建设的程序,安全监测工作可划分为前期监测、施工期监测和运行期监测。三个阶段的监测中以施工期的监测为主。为了避免重复研究,突出研究重点,因此,本课题研究以施工期监测为主,充分考虑地下工程施工期监测的特点,紧紧围绕目前我国地下工程结构安全监测存在的不足,展开研究。本课题主要包括以下研究内容:

(1) 小浪底等典型地下结构工程开挖、支护、运行的特点, 结合安全监控的数据资料, 研究测站、测点和一次仪表的位置、埋深等因素, 并结合地下结构工程时空发展的基本规律, 实现一次仪表的优化配置, 改进提高一次仪表的埋设技术。

(2) 根据典型地下结构工程安全监控资料, 主要对监控仪表的工作环境适应性、稳定性和准确性, 特别是其失效原因, 进行重点考查, 比较分析, 抓住问题症结, 结合地下结构的工程特点, 研究成功监控仪器的最优安装技术。

(3) 围绕地下工程结构多变性、干扰性和复杂性的特点, 研究开发灵活、适应性强、可操作性好的原型观测数据处理系统。

(4) 建立安全监控数据分析评判专家系统, 自动寻找原观数据的内在规律, 实现地下工程结构稳定安全性的分析和评判, 为原观数据分析专家提供依据和协助, 提高原型观测数据处理和分析的时效。

1.4 工程背景及实际意义

“19 世纪是桥的世纪, 20 世纪是高层建筑的世纪, 21 世纪是人类开发利用地下空间的世纪”^[20]。地下空间将作为新型国土资源, 造福于人类。随着我国国民经济发展的需要以及节地环保等方面的要求, 在水利资源开发、核能利用、铁路交通、矿产开采以及国防工程等方面日益涌现出复杂的大型地下工程。如水电工程中的渔子溪、拉西瓦、二滩和锦屏等水电站, 矿业工程中的开滦赵各庄煤矿、金川镍矿等。这些工程的一个共同特点是埋深大, 洞程长, 地质条件复杂, 洞室围岩处于高地应力环境中。特别在构造活动强烈地区, 残余构造应力大, 岩体工程特性差, 在修筑过程中将会发生一系列特殊的地质问题。因此, 研究高地应力环境下围岩工程特性及变形破坏机制是保证工程安全的关键。

大量工程实践表明, 深埋地下工程由于埋深大, 穿越的地质单元复杂。一般浅埋地下工程中易发生的地质问题, 如涌水、塌方、岩溶塌陷、瓦斯爆炸以及有害气体、地震等问题在深埋地下工程中都可能发生。高地应力造成的围岩挤压性大变形问题是深埋地下工程最有特色的地质问题。以家竹箐隧道为例^[21], 隧道于 1992 年 12 月开工, 但从 1995 年 3 月正洞接近最大埋深 (404m) 的煤系地带后, 由于高地应力 (水平地应力 $\sigma_x = 16.09\text{MPa}$, 垂直地应力 $\sigma_y = 8.57\text{MPa}$) 作用, 喷锚支护相继发生较大变形, 拱顶下沉变形达到 80~100cm, 底板上鼓变形达 50~80cm, 两侧边墙向内移 50~60cm, 钢架因围岩变形产生翘曲, 喷层开裂, 并与钢架脱离。到 1995 年 12 月底, 大变形的范围长达 390m。在变形最严重地段, 拱顶最大下沉变形 240cm, 底板上鼓变形 80~100cm。另外, 在青藏线 4.0km 长的关角隧道、宝中线 3.136km 长的大寨岭隧道及 1.904km 长的堡子梁隧道、川藏线 4.476km 长的二郎山公路隧道以及渝长线 4.7km 长的华蓥山公路隧道等均出现了不同程度的围岩大变形问题, 给施工设计造成了极大的困难。由此可见, 大变形破坏是一种不容忽视的工程灾害, 其后果是严重的。事实上, 这种情况在国外的隧道工程中也是屡见不鲜的。如日本的惠那山 (Enasan) 公路隧道, 奥地利的陶恩 (Tauern) 隧道、阿尔贝格 (Arlberg) 隧道等都是典型的工程事例。面对众多频频发生的大变形灾害, 目前的研究显得较为贫乏, 在治理上消极被动, 办法不多, 甚至在相当程度上可以说是“空