

节理岩体破坏机理和 锚固效应及工程应用

朱维申 李术才 陈卫忠 著



科学出版社

节理岩体破坏机理和锚固效应 及工程应用

朱维申 李术才 陈卫忠 著

科学出版社

2002

内 容 简 介

本书针对节理岩体提出了多种不同的本构模型,并介绍了运用物理模拟试验和数值方法对节理岩体的破坏机理、损伤演化方程、锚杆和锚索对围岩的加固效应展开的多方面研究。最后介绍了将上述成果对三峡和小浪底等重大工程所做的稳定性应用分析。

本书可供水利、矿山、土木、铁道、人防、国防等系统的科技人员和相关专业的高等院校师生参考。

图书在版编目(CIP)数据

节理岩体破坏机理和锚固效应及工程应用/朱维申,李术才,陈卫忠著.
-北京:科学出版社,2002
ISBN 7-03-009762-9

I. 节… II. ①朱… ②李… ③陈… III. ①节理岩体-岩石破坏机理-研究 ②节理 岩体-锚固-研究 IV. TU45

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2001)第 069920 号

科学出版社 出版

北京东黄城根北街16号

邮政编码:100717

<http://www.sciencep.com>

新蕾印刷厂 印刷

科学出版社发行 各地新华书店经销

*

2002年1月第 一 版 开本:720×1000 B5

2002年1月第一次印刷 印张:16 3/4

印数:1—2 000 字数:474 000

定价:39.00元

(如有印装质量问题,我社负责调换(新欣))

前 言

我国的国民经济近 10 余年来已取得飞速发展。但我们国家原有经济基础薄弱,许多基础性的产业仍待大力开发和加强,否则难以跟上形势,无法满足国计民生的需要。在这些产业部门中,能源、交通、矿产资源以及许多公共工程处于较为突出的地位,它们需要长期的财力和人力的投入,并逐步以现代科学技术和新的管理进行改造,才能更快地赶上国际先进水平。我国的西部大开发方针更为我们提供了新的挑战 and 机遇。值得指出的是上述这些领域的开发所依附的母体正是我们脚下的岩体和土体。这些工程领域的开发不可避免地要对岩体和土体进行开挖扰动,也就产生了开挖工程的稳定性和安全性问题。如何保证工程开挖期和运行期的长期稳定性,如何尽量减少开挖以及减少加固支护的成本,就成为十分重要的课题。岩体又是土体的母体,在地壳中占有绝大部分。我国是一个多山的国家,相当多数的开挖工程要深入到岩体中去,因此如何尽量少开挖扰动岩体,保护岩体并科学合理地利用岩体就成为一门新兴科学——岩体力学。

岩体是一种地质介质,在漫长的地质年代中经受到多次的地质构造运动,在地壳岩体中形成了规模不等的构造形迹,这些形迹是普遍存在并成组出现的,多数呈间断分布。正是这些结构面强烈地影响着工程岩体的力学性质。因此对该类岩体提出力学模型并研究它的破坏机理,必须考虑地质构造形迹的分布、力学性质,以找出相应的分析方法。

本书的第一个主要内容就是从这一观念出发,对节理岩体进行研究,提出相应的本构方程,分析其破坏机理,并建立科学的计算分析方法。本书的第二个主要内容是研究岩体的锚固效应,因为国际、国内的岩土工程都在大量使用锚杆、锚索来加固岩体和土体,这些锚固工程的效果往往都比较好。而运用现有的数值方法却很难反映出锚固的效果,这说明锚固的作用原理尚不清楚,也缺乏能对之进行科学合理的分析和设计的方法,在工程界目前还主要停留在经验设计水平。如我国的三峡工程,仅在永久船闸就使用了锚杆和锚索数万根。所以,研究锚固效应并寻求科学的分析和设计方法是非常重要的。本书对锚固效应的研究重点集中在有节理和断层存在的情况,提出了相应的力学模型和分析方法,并比较了分析效果。本书第三方面的内容是将前述两个主要方面的研究成果,结合实际工程进行应用分析,列举了结合三峡、小浪底、李家峡等大型地面或地下工程的稳定分析实例,以说明本书所反映的研究成果的有效性和可信性。

从本书的章节划分来看,第一章绪论部分主要是指出了上述研究对象的重要意义和国内外研究现状。第二章和第三章提出了节理岩体若干力学模型和分析方法以及它们在变载条件下的破坏机理和计算模型。第四章和第五章介绍了作者近

年来对锚固效应开展的相似材料模型试验结果,并对节理岩体锚固效应提出了若干分析模型。第六至八章则主要介绍了前面几章所提出的研究成果和分析计算模型在工程中的应用实例。其中第七章和第八章中有一部分介绍了几种自国外引进的离散型模型的分析方法在边坡稳定和洞室稳定分析中的应用实例。

本书的内容主要是来自作者近年来在所完成的一系列科研项目中所取得的成果,其中相当的部分曾以科学论文的形式发表过,但也有不少内容是尚未发表过的。这些内容主要取自已结题的国家自然科学基金委员会和中国长江三峡工程开发总公司联合资助的国家自然科学基金重大项目(编号 59493600)中一个专题“三峡船闸高边坡锚固作用机理及布设方案优化研究”、国家自然科学基金项目“复杂岩体动态施工过程力学和自适应集成智能系统”(编号 59679019)、国家“八五”科技攻关项目“岩质高边坡开挖及加固技术研究”(预应力锚索加固机理)、国家“九五”科技攻关部分项目、中国科学院“八五”重点科研项目和与中国-日本合作研究项目,以及正在开展的国家自然科学基金重点项目“大型地下洞室群稳定性及优化分析研究”(编号 59939190)和国家自然科学基金项目“断续节理岩体渐近破坏和锚杆加固止裂机理研究”(编号 50004007)。本书的出版得到了中国科学院科学出版基金和山东大学岩土与结构工程研究中心的资助,特表示衷心的感谢!

本书第三章 3.4、3.5 节,第五章 5.2、5.3 节,第六章 6.4 节,第八章 8.3 节为第二作者李术才所撰写。第二章 2.2、2.3 节,第三章 3.2、3.3、3.6、3.7 节,第四章 4.4 节,第六章 6.7 节为第三作者陈卫忠所撰写。其余的 26 个章节都由第一作者朱维申所撰写。应指出,本书所反映的研究成果都是在第一作者所指导下的研究集体(包括许多博士生及课题组成员)多年来共同完成的。其中张强勇、王拉才、程峰、申晋、徐靖南等博士生以及原课题组成员白世伟、李铀、张玉军、杨家岭、任伟中、邱祥波以及在海外的华人合作伙伴张兴、井兰如、王宝林等都作出了相应的贡献。作者特在此对他们表示衷心的感谢。

朱维申

2001 年 7 月 15 日

目 录

前 言

第一章 绪论	1
第二章 节理岩体的非线性本构模型	8
2.1 压剪状态下节理刚度分析模型	8
2.2 节理岩体损伤断裂蠕变本构模型	15
2.3 岩体中裂隙间的相互作用	30
2.4 裂隙岩体渗流耦合模型.....	48
2.5 考虑能量耗散的岩体本构模型	50
2.6 岩体的脆裂-弹性三维本构关系	53
2.7 多裂隙岩体的三维弹塑性损伤本构模型.....	67
第三章 节理岩体损伤断裂及破坏机理	73
3.1 节理尖端次生裂纹演化及变形分析模型.....	73
3.2 节理岩体岩桥断裂扩展机制	82
3.3 节理岩体蠕变断裂机制.....	88
3.4 分支裂纹稳定扩展的长度	98
3.5 裂纹扩展失稳的突变模型	102
3.6 裂隙扩展和蠕变断裂的损伤演化方程	107
3.7 断续节理岩体强度特性分析	109
第四章 岩体锚固作用效果和岩桥破裂的物理模型研究	116
4.1 锚杆不同埋设密度对岩块力学性质的影响	116
4.2 节理岩体加锚后强度及变形特性变化研究	121
4.3 预应力长锚索锚根区受力特征研究	128
4.4 雁型裂纹扩展的断裂机制与模型试验	133
4.5 地下工程节理围岩锚固效应的模型试验	146
第五章 锚固对提高岩体刚度和强度作用的力学模型	152
5.1 岩体和锚固件的组合单元模型	152
5.2 加锚节理面变形特点与抗剪强度	157
5.3 加锚节理岩体能量损伤力学模型	162
5.4 裂隙岩体的空间损伤岩锚柱单元模型	168
第六章 节理岩体模型及锚固效应在边坡工程中的应用	179
6.1 非线性弹塑性分析法的应用	179
6.2 断层发育边坡的合理锚固方法	184

6.3	节理滑移次生裂纹断裂损伤分析法	190
6.4	加锚断续节理岩体的能量分析法	197
6.5	裂隙岩体的损伤流变分析法	199
6.6	固液耦合作用的渗流力学分析法	204
6.7	粘弹-塑性-损伤耦合率模型的应用	205
6.8	脆裂-弹塑性-损伤三维模型的应用	208
6.9	考虑能量耗散的非线性分析法	212
第七章	边坡稳定的非连续分析方法的应用	215
7.1	二维离散元分析的应用	215
7.2	块体弹簧模型分析法	222
7.3	三维离散元分析法	226
7.4	边坡岩体裂隙分形分布及尺寸效应	229
第八章	地下工程节理围岩稳定性的应用分析	235
8.1	块体-弹簧元分析法在地下工程稳定研究中的应用	235
8.2	节理尖端次生裂纹扩展变形分析法	238
8.3	加锚节理岩体能量分析法的应用	245
8.4	考虑能量耗散时地下工程稳定性分析法的应用	250
参考文献		254

第一章 绪 论

当前,国内外岩体工程发展迅速,越来越多的能源、交通、矿山、水利和国防工程建造在岩石地区。其工程设计、施工、稳定性评价和岩体加固等都直接依赖于对岩体的强度、变形、渗透性及破坏规律等特征的研究。岩体结构面和软弱面大多是由远古历史上的地质构造运动造成的形迹。除了大型断层外,其中Ⅳ级和Ⅴ级结构面在工程区域中是普遍存在的,从而对岩体稳定性具有直接影响。包含这些构造面的岩体,我们称之为节理岩体。工程岩体中普遍存在着不同规模的结构面或其他软弱裂隙面。

国内外大量的工程实践表明,几乎所有的工程岩体破坏失稳都不是一开始就出现的,通常是,开挖面附近荷载的变化,引起应力重分布而使岩体变形在某些结构面或其中的薄弱部位逐渐地增长发展,或者是,地质条件恶化,使岩体中的断续节理面不断地蠕变、演化,进而产生宏观断裂并产生新的贯通滑移面所引起的。例如,法国的马尔帕塞大坝的溃决破坏、意大利的瓦依昂大坝边坡塌滑、中国长江三峡链子崖新滩滑坡等事故都与其自身节理、裂隙的扩展和贯通密切相关。

遍布于岩体中的节理,根据其发育程度以及对岩体强度的控制作用,通常被分为贯通节理、遍布节理、断续节理和隐蔽节理。如果岩体中某组节理断续发育或者与其结构体相互切割时并未将岩体完全割离,则称该组节理面为断续节理面。由于岩体的强度和变形以及破坏形态往往受断续节理组所控制,所以从工程研究角度称这样的岩体为断续节理岩体。这种节理岩体在工程中是最常见的。

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。而且岩体从原始状态直到最终破坏的整个变形过程中,同时存在分布缺陷和奇异缺陷以及二者之间的相互影响、相互作用和相互转化。若想详细研究每一缺陷或所有缺陷之间的相互作用,对岩体的精确力学效应是不现实的,工程中往往要从较宏观的角度进行较简化的近似分析。宏观的剪切破坏是岩体破坏的主要方式。如果岩体内存在贯通节理,其强度的薄弱环节是节理面的剪切滑移,岩体结构效应有时可归结为节理面强度特性的研究。对断续节理岩体,由于岩桥的存在使其受力及破坏特征都发生了质的变化。节理端部高度的应力集中,将导致脆性断裂破坏。整体的破坏特征表现为原生节理和自节理端部扩展的岩桥断面所组成的复合破裂面。节理面使岩体强度削弱,岩桥则对强度作出贡献。由节理面和岩桥组成的节理岩体的强度特性研究,因进行现场大型试验有困难,所以以往对一般的岩体工程难以从定量上考虑岩体断续节理面对岩体强度的影响。同时,由于岩体中节理裂隙分布的随机性,实际工程中,一般无法给出岩桥的确切位置与尺寸。但可以通过大量的模型试验和统计分析的方法给出断续节理岩体的总体强度和变形规律。其中如何根据模型试验的结果建立一种能客观地评价含有岩桥演化、扩展、贯通破坏机制的断续节理岩体

力学模型是正确认识断续节理岩体强度的一个关键问题。

分析断续节理岩体的强度特性及其时效变形机制,可以合理地预测节理面的扩展及贯通破坏模式,从而评价工程岩体的稳定性。如对水利大坝基础的稳定性评价、核废料地下储藏的安全可靠性评价、节理岩体岩质边坡的稳定性分析、地下洞室围岩松弛带的稳定分析、岩质地基的承载力评估、基础开挖设计评估等。

地质灾害防治、地震预测特别是水库诱发地震的机制分析,都与断续节理岩体的压剪断裂密切相关。岩石中微裂纹研究、岩石的破碎及高应力区岩爆机制的分析,在很大程度上都建立在岩石压剪断裂模式的基础上。

目前,国内外公认的岩体力学模型可归纳为两大类,即离散介质模型和连续介质模型。

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。Cundall(1971)提出的离散元法是将岩块抽象为刚体或变形体,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。Kawai(1977)提出了刚体-弹簧法(RBSM)来模拟节理岩体的稳定性。石根华后来又提出了更为严谨的非连续变形分析法和流形元分析法。

连续介质模型将节理岩体视作连续介质,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当量体法、断裂力学方法、损伤力学方法以及差分法等。

当量体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。变形等效法认为等效连续体与多裂隙岩体之间在同样荷载作用下变形相同,由此推出等效连续体的本构关系;强度等效法即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,从而建立起等效体的应力应变关系;材料参数等效法就是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)等人都采用该方法从弹性和弹塑性应变等效出发系统地研究了节理岩体的力学性质。等效法简洁明了,能较好地描述多组连续节理切割的岩体变形,但它实际上是将断续分布的节理裂隙一概近似处理为连续的结构面,使得模型很难描述工程断续岩体的强度和破坏机制。这就促使岩石力学的众多学者寻求其他路径来解决困难。

断裂力学方法不再把材料看作是完整的均质体,而看成是包含众多裂隙的复合结构体。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,随后是断裂韧度 K_{IC} 概念的形成、断裂初

度实验技术的建立,从而奠定了线弹性断裂力学的基础。对大范围塑性材料,Dugdale (1960)提出的 COD(裂纹张开位移)法,Rice (1968)提出的 J 积分原理,为弹塑性断裂力学奠定了基础。

岩体断裂力学是工程地质学与断裂力学交叉的边缘学科。它将岩体中的断续节理、裂隙模拟为裂纹,岩体不再被看成完全连续均质体,而是看成含有众多裂纹的裂纹体。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进破坏机制。岩体断裂力学的应用研究已涉及到地震力学、地震预测和岩爆机制等方面。

Brace 和 Bombackis(1963),Hoek 和 Bieniawski(1965)通过实验明确地指出,在压应力作用下,宏观断裂破坏不是单一预先存在的微裂隙扩展而形成的,而是各微裂隙、颗粒边界及孔洞集聚的结果;永广昌之(1974)注意到微破裂的雁型式排列特点;Gramberg(1989)注意到常规岩石试验中的断裂起始与扩展现象;Roberter(1979)将微裂隙的相互作用归结为雁型式、牵引式和裂纹、孔穴式三种基本类型。

野外构造断裂与工程岩体断裂机制的研究是岩体断裂力学的最重要的研究课题。Segall(1980)等对不连续断层进行了断裂力学分析。其后,研究者的注意力又转移到雁型式断裂构造的起始、扩展和相互作用的断裂力学机制的研究;Aydin 和 Shulz(1990)对走滑断层的地质调查研究后发现,当相邻断层的内侧相向时,断层的相互作用促进断层的扩展;而当断层发展到某种程度的相互搭接时,其相互作用便阻碍它们的扩展。对断层的相互作用问题进行分析的还有 Segall 等(1983, 1984),Kemeny(1985),Horri 和 Nemat-Nasser(1985),Aydin(1990),Andrew(1993),Olson(1993),我国的刘力强等(1986)、张之立等(1987)、马瑾等(1996)。与此同时,国内外众多学者如 Reyes O. 和 Einstein(1991),Dyskin(1994),Germanovich L. N.(1994),朱维申(1984,1995)、范景伟(1991)等开展了实验室相似材料模型试验以模拟雁型节理的扩展规律。

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。把岩体中的节理裂隙看成是岩体内部的初始损伤,通过引入一种所谓“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、体积元破坏,直到断裂的全过程。

损伤概念最早是由 Kachanov(1958)在研究金属的蠕变断裂过程中提出的,后经 Rabotnov(1969),Lemaitre(1978,1985,1986),Chaboche(1980,1981),Krempf(1977),Krajcinovic(1981,1982,1987),Murakami(1979),Hult(1977)等学者的共同努力,在连续介质力学理论和不可逆过程热力学的基础上,建立了损伤力学的新学科。

研究损伤的方法可分为能量损伤和几何损伤。

由 Lemaitre 等(1985)创立的损伤理论是以连续介质力学和热力学为基础,将损伤过程视为能量转换过程,而且这种转换是不可逆的。由自由能和耗散势导出损伤本构方程和损伤演化方程。

由 Murakami 等(1980)创立的几何损伤理论认为,材料的损伤也是由材料中的微缺陷所造成的,但损伤度的大小和损伤的演变与材料中微缺陷的尺寸、形状、密度及其分布有关。损伤的几何描述(张量)和等效应力的概念相结合,形成了几何损伤理论的核心。

最早进行岩石及混凝土材料损伤力学研究的是 Dougill(1976), Dragon 和 Mroz(1979),他们根据断裂面的概念研究岩石的脆塑性损伤行为,并建立了相应的连续介质模型;Krajcinovic(1981),Kachanov(1982),Costin(1983)等学者从不同角度将损伤力学用于岩石材料,并建立相应的理论和模型,从而使岩石损伤力学的研究不断丰富和完善。Moss 和 Gupta(1982)从实验出发建立了描述脆性岩石扩容及破坏的本构模型;Nemat-Nasser 和 Obata(1988)根据岩石中原生裂隙和扩展分支裂纹与扩容之间的关系,分析了扩容机理并建立了岩石扩容的微裂纹模型,但该模型主要是从单条微裂纹两侧的相对位移及其变形响应来描述扩容的,而没有包含相邻裂纹之间非常重要的相互作用效应,所以在定量上是不够完善的。Desai(1987)建立了考虑应变软化的弹塑性损伤模型,并对应变软化本构模型作了分析和讨论;叶黔元(1991)将岩石分为损伤和未损伤两部分讨论其自由能特征,在损伤理论中引入内蕴时间概念,提出了一种岩石内时损伤模型;George Z. Voyiadjis(1992)研究了塑性大变形和损伤耦合问题,并且给出了相应的损伤演化方程;李广平、陶振宇(1995)提出了真三轴条件下的岩石细观损伤力学模型,建立了岩石的损伤演化方程,并给出了损伤柔度的求解公式。20 世纪 80 年代, Kawamoto(1988)等首先将 Murakami 和 Ohno 提出的几何损伤理论应用于岩体工程中,提出了节理岩体的损伤力学模型;我国周维垣等(1988)在节理岩体的损伤方面进行了较早的研究,建立了节理岩体损伤模型,并将其和非线性有限元分析结合起来;陶振宇(1989)用连续介质损伤力学分析节理岩体的损伤特征,建立了损伤本构方程和损伤演化方程,并进行了一系列的节理岩体模拟试验;Zhang 和 Villiappan(1990)在 Kawamoto 理论的基础上,提出岩体节理裂隙长度、方向和密度遵循一定的概率分布规律,基于岩体表面随机分布裂纹的量测结果,从而对岩体随机各向异性损伤力学问题进行了分析;杨延毅(1990)采用 Krajcinovic 的思想,按照宏观损伤的力学效应表现为损伤体柔度变化,从自治理论和即时模量角度推求岩体的等效柔度张量;朱维申、李新平(1991)通过对裂隙岩体内的应力、应变的体积平均,应用损伤力学和断裂力学理论,建立了多裂隙岩体的损伤演化方程和本构关系;Cai M. 和 Horii H. (1993)也是通过体积平均应力、应变的方法,建立了节理岩体的等效模型。该模型可反映节理大小、密度、方位、连通率及力学特性;Swoboda G. 和 Yang Q. (1995)采用内时理论结合自由能函数得到了节理岩体的损伤演化方程和本构关系。

在岩质边坡、坝基、地下洞室等岩体工程的开挖面附近区域,所观测到的岩体变形与破坏通常具有明显的时效性。由于岩体的变形与破坏,当无大的岩体构造存在时,主要取决于岩体裂隙损伤的变形与破坏。同时,由于裂隙间和岩石介质本身

的粘性特征,即使在开挖面不移动时,其附近区域中的节理、裂隙仍有可能发生蠕变损伤和断裂。

许多科学家对线粘弹性断裂问题进行了大量的研究,采用不同的裂尖过程区模型和不同的断裂判据,取得了成功的结果。如 Knauss 等(1973)提出了粘弹性体中裂纹失稳扩展的临界裂纹速度转变判据,Christensen(1979)将 Griffith 能量判据推广用作时间相依的裂纹扩展判据。然而,由于数学上的困难,非线性粘弹性材料的断裂问题至今进展缓慢。

从已有的室内外试验和理论研究表明,裂隙岩体产生粘性蠕变的主要因素是存在于岩体中的各种裂隙损伤在荷载的作用下的演化扩展过程,包括张开、闭合、滑移起裂、分支扩展、相互作用及贯通等渐进破坏过程。在岩体蠕变变形时,岩体的节理裂隙损伤几何组构特征也随之发生变化。Costin(1985)用损伤力学和断裂力学相结合的方法,研究了脆性岩石的时效变形和破坏特征,并从实验结果分析提出“蠕变损伤具有应力阈值”的重要结论;Benallal 等(1991)采用“局部断裂方法”研究带切口圆柱结构的蠕变损伤,对随动硬化弹塑性方程与蠕变损伤非耦合和全耦合两种不同模型的分析结果作了对比,表明非耦合模型得出的初始蠕变断裂时间要早一点,这是因为在非耦合方法中没有考虑损伤引起的软化。总之,节理岩体的裂隙在由起始扩展、失稳扩展直到最终整体渐进破坏过程中,同时存在着损伤和断裂两种缺陷的累积和发展,介质中的分布缺陷对断裂扩展有很大的影响;而断裂又会造成进一步的损伤累积。岩体的断裂与损伤间密切相关,同时由于岩体材料的粘性特征,这就要求岩体力学的工作者综合应用流变力学、断裂力学、损伤力学的理论来分析节理岩体的蠕变、损伤和断裂的破坏过程,以完善适合工程岩体实际应用的力学模型。

岩体的节理裂隙面性态及其分布方式和受力特征直接制约和控制着岩体的强度、变形和破坏方式。为限制岩体的变形破坏,岩体工程普遍采用锚杆或锚索加固岩体工程结构,使其稳定性得到保证,从而安全可行地发挥其工程作用。

自 1911 年美国首次采用岩石锚杆支护矿山巷道起,锚固技术便迅速发展,现已普及到世界各国的露天矿边坡加固、地下开采硐室支护、铁路隧道支护、水利水电工程中的坝基加固、高边坡稳定加固、土木建筑工程中的深基坑加固等各个领域。据不完全统计,国外各类岩石锚杆已达 600 余种,锚杆年使用量超过 2.5 亿根。从 20 世纪 50 年代后期起,我国开始在矿山巷道中使用锚杆支护。随后仅 10 年时间,到 60 年代末,锚固技术已在我国的矿山、冶金、水电、交通、土木建筑等领域内广为采用,应用范围由坚硬稳定岩石发展到松软破碎岩石,由小巷道发展到大跨度硐室,由静荷条件发展到动荷条件,由基建工程发展到工程抢险和结构补强。1969 年我国海军某仓库大跨度地下工程首先采用锚杆加固了高达 40m 的岩墙,比原计划的钢筋混凝土边墙支护节约投资 250 万元,并缩短了工期。继后跨度为 40m 的海军某地下机库等工程均采用了预应力长锚索,取得了显著的经济效益。水电系统中,早在 1964 年,就对使用中出現偏斜和裂缝的梅山水库右岸坝基采用长 30~

47m 的预应力锚索加固,取得了良好的结果。

近一二十年来,由于我国的大型水电工程相继建成或破土动工,锚固工程量大大增加,锚固技术也得到了更广泛的采用和进一步的发展。如镜泊湖水电站、洪门水电站、天生桥二级工程、葛洲坝等水电工程中都对坝基、坝体、闸室、导流洞等有隐患的部位进行了预应力锚索加固。另外还有漫湾电站,它的左岸边坡进行了大范围的锚索加固。李家峡电站对坝肩边坡普遍采用了预应力锚索加固。至于布置大量的系统锚杆、锚索进行岩体加固,则几乎无一电站不采用。

正在兴建的三峡工程,其设计锚固工程量是非常大的,仅就其双线船闸边坡而言,船闸全长共五级,全长达 1600m,其坡最高处达 170m,坡角自上而下分为 45° 、 75° 、 90° ,其高陡及其工程规模之大为世界所罕见。尤其在坡底船闸闸室部位,南北坡各形成一个高 50m 左右的直立闸墙。双线闸室之间还有宽 60m、高 50m 的直立中隔墩。这些部位必须确保其长期高度稳定,万无一失,才能保证过往船只的安全和整个三峡工程的安全进行。而要使之稳定,应大量使用锚杆、锚索进行整个边坡的加固及局部再加强。仅永久船闸工程已施作了 10 万根左右的系统锚杆和超过 1 万根的预应力锚索,其锚固工程耗资达数亿元。

锚固技术已成为一种无可替代的岩土工程安全加固措施。然而尽管锚固如此重要,其应用日益广泛,但是对岩土锚固机理还没有完全搞清楚,其设计理论和计算方法都不够完善,还不能在设计阶段采取合理的、科学的设计方法和锚固效果评价方法。大多数锚固工程的设计仍采用工程类比法或半理论半经验的方法,而且更注重传统经验的沿用。即便是采取了一定的设计理论和计算方法,这种理论和方法也都存在着明显的缺陷和不足之处。事实上,岩土锚固理论方面的研究已经远远落后于工程实践。正如已故的陈宗基教授所言:“新奥法尽管已获得了许多成功,然其基础,即物理的过程还需进一步地澄清。在开挖复杂的隧道中考虑用喷浆、钢筋网、锚杆和锚注技术往往是有效的补救措施,有些情况并没有根据基本原理事先进行分析,但也获得成功,然而在其他条件下却没有明确的结果。况且有些技术在经济上收效甚微,这就清楚地表明,迄今还没有完全掌握此法的基本原理。”锚固理论落后于工程实践的现状,直接影响到锚杆技术的合理应用和发展,甚至还会造成严重的工程事故。出现这种状况的根本原因在于,一是岩土介质本身的复杂性和多样性,其真实的本构关系是随着其形成的地质年代、分布区域、构造特性及其在具体工程中的空间位置、环境因素等多种条件而变化的。尤其是节理岩体,还未能找到准确描述其力学行为的计算方法,这是客观性的一面。另一方面,主要是由于人们对锚固理论方面的研究还不够深入,还有许多相关的作用原理没有完全搞清。只有在搞清了这些基本原理之后,才能进行合理的设计,使理论指导实践,实践和理论相结合,相互促进,共同发展。

粘结型锚杆国内外有许多学者或技术人员做过大量的试验研究,近年来国内外运用断裂损伤力学原理建立节理岩体的本构关系和损伤演化方程在实际应用中取得了较好的效果,但多数未分别考虑节理裂隙在拉剪和压剪情况下不同的力学

特性及锚杆的加固作用。

粘结型锚杆对节理岩体极其有效的支护手段的事实早被工程师们所认识,但是支护效果的评价方法并不简单。目前在有限元计算中,锚杆往往采用杆单元计算,这种轴力杆式的锚杆单元主要有两个缺点:一是只计及杆体的轴力而未计及杆体本身的抗剪作用;二是杆体各区段间(即各杆单元交接处)转角不能协调。这个缺点在模拟穿节理面的锚杆时就更突出。大久保的数值计算结果和室内模型试验的结果对比证实了这一结论的正确性。葛修润、刘建武(1988)通过室外内模拟试验和理论分析,探讨了锚杆对节理面抗剪性能的影响,以及杆体阻止节理面发生相对错动的“销钉”作用机制,提出了改进的估算加锚节理面抗剪强度公式。文中指出了改进有限元计算中考虑锚杆作用模型的方向。罗先启(1990)在有限元计算中提出了反映锚杆销钉机理弹簧支承模型以及附加刚度和附加强度的概念,并分别对附加刚度和附加强度以及锚杆长度、直径、预应力等因素对支护的影响进行了研究。与此同时,国外许多学者对非连续岩体中锚杆的加固作用进行了试验研究,得出许多有益结论。

在计算方法上,除了用特定的适宜的锚杆模型来模拟锚杆作用外(这种方法当节理发育、锚杆数量多时,计算工作量很大),还采用了另外途径。如不模拟每根具体的锚杆而只是将施加锚杆后得到改善的节理面和岩体的新的力学性能反映到计算中去。例如,对于加锚节理面的 C 值及岩体的 C 、 φ 值可以在考虑到锚杆的密度、杆材性质、胶结情况后予以适当的提高。但加锚后岩体力学参数选取却是该法的难点。永井哲夫通过室内节理岩体的锚固试验,提出一个能够反映节理、锚杆相互作用的等价连续模型。该模型对节理与锚杆的相互作用的考虑是通过加锚后,以节理面的切向刚度 K_s 和法向刚度 K_n 的提高来进行的。该模型在考虑锚杆加固作用的有限元计算中简便易用,但该模型的正确性有待检验。而且该模型不易与断裂损伤联系起来。杨延毅从损伤加筋体的自一致理论出发,运用脆性类材料的损伤增韧止裂理论,依据加锚节理裂纹的断裂扩展过程建立了损伤演化方程,并给出了此类加锚岩体的本构关系。该研究未能区分拉压不同应力状态,但为推求加锚节理岩体的本构及损伤演化方程提供了新思路。

至此,综观锚固计算的发展史,目前还没有适用岩体工程特点的简便易行的计算模型,因此研究加锚节理岩体的等效连续模型和提出适于二维、三维分析的锚固体模型就成为当前的重要课题。基于这点认识,在现有理论的基础上去探讨加锚断续节理岩体的力学特性、损伤演化方程及其本构关系,并将其应用到岩体工程稳定性分析中显得十分重要。

本著作除了在节理岩体的本构关系、损伤断裂机理及锚固作用模型试验和分析模型方法进行深入研究外,同时还涉及到渗流力学、流变力学的领域。在工程应用上,除了将前述的力学模型和分析方法结合国内外的若干重大边坡工程和洞室群工程做了实际应用分析之外,还采用国外现有的几种离散体元分析方法对边坡稳定和洞室稳定做了若干实例计算,并将其结果进行对比研究。

第二章 节理岩体的非线性本构模型

在天然岩体中无论是火成岩、沉积岩或变质岩,都存在着不同成因的节理、层理、片理和裂隙等软弱面。因此,在对天然岩体建立本构模型或分析方法时,必须要考虑这些软弱面的影响。大量的研究结果和工程实践都说明,若不考虑它们的影响而把它们当成完全的连续体,将在分析岩体稳定时造成相当大的误差,而且还可能造成工程的失稳、失效甚至产生重大事故。近年来,国内外也发展了若干种离散体元的分析方法,但是由于它们将节理岩体的离散度过分地夸大,其应用的范围和适用度受到了很大的限制。因为在一般工程范围内这些软弱面并不都完全贯穿,而实际上是断续分布的。在工程分析问题中,多数情况下要反映到岩体本构关系中去的是Ⅳ级和Ⅴ级结构面。所以本章所提出的若干本构模型大多是采用损伤力学和断裂力学原理而建立的。这些模型恰恰比较适宜于反映岩体中断续分布的软弱面的影响,在计算分析的应用上也比较方便。

2.1 压剪状态下节理刚度分析模型

以往,岩石力学的研究往往建立在连续模型的基础上。但工程中的岩体往往是裂隙体,如果还是将其用连续模型来处理,就会使理论结果与实际情况大相径庭。20世纪70年代以来,国内外的一些学者着手从非连续介质力学去研究,首先是Goodman(1968)提出了具有法向刚度和切向刚度的节理单元。1971年Cundall(1971)在Newton第二定律的基础上,提出一种不连续数值方法模型,亦即离散元法。而后石根华(1985)利用赤平投影法及拓扑学提出了关键块理论。随后又在1988年进一步提出非连续变形分析方法,见文献[136]。但因岩体中裂隙数量多,采用上述方法计算工作量巨大,同时往往受到计算机容量的限制。此外,这些方法难以考虑岩体中节理间断性分布的特点。后来研究者们又提出了多裂隙岩体力学性质的平均等效法。它一般分材料参数等效、能量等效、变形等效及强度等效方法等。朱维申、王平(1992)对等效法做了深入的研究,并取得一定的进展。在工程材料的损伤力学研究方面20世纪80年代Murakami(1988)在金属蠕变理论中,提出了一个二阶损伤张量 Ω 。Kawamoto(1988)将此二阶张量引入岩体力学中,提出了适合于节理岩体的损伤力学模型。李新平等(1992)利用断裂力学与损伤力学对多裂隙岩体力学特征加以研究,提出了多裂隙岩体弹性损伤断裂模型。杨延毅等(1995)对节理裂隙的扩展过程建立了损伤演化方程。目前,多裂隙岩体的损伤力学研究方兴未艾,在岩石力学与工程中的应用有着广阔的发展前景。本节所介绍的也是近年来新发展的一种模型。

2.1.1 多裂隙岩体的本构方程

首先考虑有一组有序节理的一般情况,如图 2.1.1。

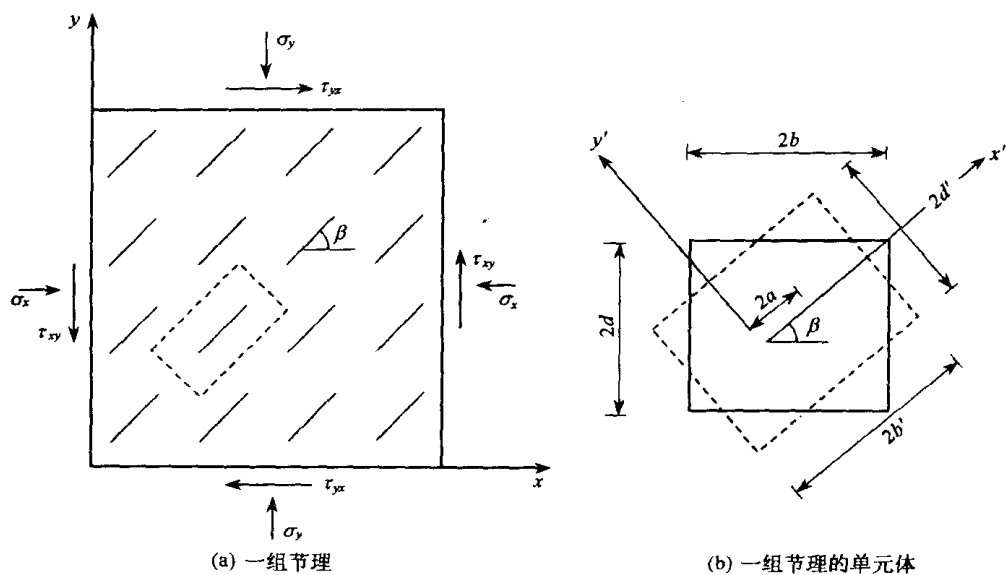


图 2.1.1 节理岩体

对于 n 组节理,采用叠加原理,其本构关系如式(2.1.1),详见文献[142,143]。

$$[\epsilon] = \left\{ \sum_{i=1}^n [A_i]^T [C_i] [A_i] - (n-1) [C_0] \right\} [\sigma] \quad (2.1.1)$$

其中, n 为节理组数,

$$[\epsilon] = [\epsilon_x \quad \epsilon_y \quad \gamma_{xy}]^T \quad (2.1.2)$$

$$[\sigma] = [\sigma_x \quad \sigma_y \quad \tau_{xy}]^T \quad (2.1.3)$$

$$[A_i] = \begin{bmatrix} \cos^2 \beta_i & \sin^2 \beta_i & -\sin 2\beta_i \\ \sin^2 \beta_i & \cos^2 \beta_i & \sin 2\beta_i \\ \frac{1}{2} \sin 2\beta_i & -\frac{1}{2} \sin 2\beta_i & \cos 2\beta_i \end{bmatrix} \quad (2.1.4)$$

$$[C_i] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\mu}{E} & 0 \\ -\frac{\mu}{E} & \frac{1}{E} + \frac{C_n^i}{K_n^i} \frac{a_i}{b_i d_i} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G} + \frac{C_s^i}{K_s^i} \frac{a_i}{b_i d_i} \end{bmatrix} \quad (2.1.5)$$

$$[C_0] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\mu}{E} & 0 \\ -\frac{\mu}{E} & \frac{1}{E} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \quad (2.1.6)$$

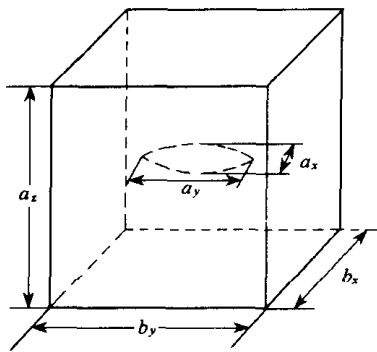


图 2.1.2 三维含裂隙单元体

式中, μ 、 E 和 G 为岩石的泊松比、杨氏模量和剪切模量; $[A_i]$ 为几何矩阵; $[C_i]$ 为反映节理组 I 的柔度矩阵; $[C_0]$ 为岩石材料的弹性柔度矩阵; C_n^i 和 C_t^i 为第 i 组节理的传压和传剪系数; a_i 为节理的半长; b 、 b' 为对 x - y 和 x' - y' (任意) 坐标系中二相邻共线节理的中心距半长; d 、 d' 为上述坐标系中同一节理组相邻二节理间距之半; β_i 为节理和 x 方向的夹角; K_n^i 和 K_t^i 为节理组 i 的法向和切向刚度。

同理我们可推得多裂隙岩体在三维状态下的本构关系。

对于三维情况, 如图 2.1.2。

若该图中裂隙与坐标轴有夹角, 则可转换为无夹角情况。新坐标与旧坐标的转换矩阵关系如表 2.1.1 所列。

表 2.1.1 坐标转换关系

方向余弦 新坐标 \ 旧坐标	x	y	z
x'	l_1	m_1	n_1
y'	l_2	m_2	n_2
z'	l_3	m_3	n_3

由此有

$$\begin{aligned} [\sigma'] &= [A][\sigma] \\ [\epsilon'] &= \{[A]^T\}^{-1}[\epsilon] \end{aligned} \quad (2.1.7)$$

其中

$$\begin{aligned} [\sigma'] &= [\sigma'_x \quad \sigma'_y \quad \sigma'_z \quad \tau'_{xy} \quad \tau'_{yz} \quad \tau'_{zx}]^T \\ [\sigma] &= [\sigma_x \quad \sigma_y \quad \sigma_z \quad \tau_{xy} \quad \tau_{yz} \quad \tau_{zx}]^T \\ [\epsilon'] &= [\epsilon'_x \quad \epsilon'_y \quad \epsilon'_z \quad \gamma'_{xy} \quad \gamma'_{yz} \quad \gamma'_{zx}]^T \\ [\epsilon] &= [\epsilon_x \quad \epsilon_y \quad \epsilon_z \quad \gamma_{xy} \quad \gamma_{yz} \quad \gamma_{zx}]^T \end{aligned} \quad (2.1.8)$$

$$[A] = \begin{bmatrix} l_1^2 & m_1^2 & n_1^2 & 2l_1m_1 & 2m_1n_1 & 2n_1l_1 \\ l_2^2 & m_2^2 & n_2^2 & 2l_2m_2 & 2m_2n_2 & 2n_2l_2 \\ l_3^2 & m_3^2 & n_3^2 & 2l_3m_3 & 2m_3n_3 & 2n_3l_3 \\ l_1l_2 & m_1m_2 & n_1n_2 & l_1m_2 + l_2m_1 & m_1n_2 + m_2n_1 & n_1l_2 + n_2l_1 \\ l_2l_3 & m_2m_3 & n_2n_3 & l_2m_3 + l_3m_2 & m_2n_3 + m_3n_2 & n_2l_3 + n_3l_2 \\ l_3l_1 & m_3m_1 & n_3n_1 & l_3m_1 + l_1m_3 & m_3n_1 + m_1n_3 & n_3l_1 + n_1l_3 \end{bmatrix} \quad (2.1.9)$$

对于转换后的坐标系, 其本构关系为

$$[\epsilon] = [C][\sigma'] \quad (2.1.10)$$