岩石力学原理与方法

陶振宇
潘别桐 著

中国地质大学出版社

目　录

第一章　绪论……（1）
第1.1节　岩石力学研究对象……（1）
第1.2节　岩石力学的科学实验……（3）
第1.3节　岩石力学科学思想的发展……（8）
第1.4节　岩石的工程分类……（12）
第二章　岩石的结构性与结构面网络……（16）
第2.1节　概述……（16）
第2.2节　岩石结构面的摩擦角……（17）
第2.3节　岩体中软弱夹层的基本特性……（20）
第2.4节　岩体结构面几何参数的统计分析……（23）
第2.5节　结构面网络的计算机模拟原理……（32）
第三章　天然岩石中的三维地应力状态……（40）
第3.1节　概述……（40）
第3.2节　对岩体初始应力状态的基本认识……（41）
第3.3节　高地应力区的岩体特性……（46）
第3.4节　高地应力区岩体的岩爆现象……（49）
第3.5节　天然岩石的三维地应力状态……（55）
第四章　岩石水力学及热学特性……（58）
第4.1节　概述……（58）
第4.2节　岩石中水的作用……（58）
第4.3节　室内裂隙岩石的水力试验……（60）
第4.4节　岩石的水力模型……（62）
第4.5节　岩石的热学特性……（68）
第4.6节　不同温度下的岩石特性……（72）
第五章　岩石的应力-应变关系……（79）
第5.1节　概述……（79）
第5.2节　刚性试验机及伺服控制试验机……（79）
第5.3节　岩石受力过程的阶段性……（83）
第5.4节　循环荷载下岩石的应力-应变关系……（87）
第5.5节　软弱岩石受压时的力学性能……（89）
第5.6节　岩石内时本构方程……（92）
第六章　岩石的流变特性……（95）
第6.1节　概述……（95）
第6.2节　岩石的流变试验及观测……（96）
第6.3节　岩石的流变方程与模型理论……（99）
第七章　岩石的强度特性……（113）

第7.1节 岩石的破坏……（113）
第7.2节 岩石的强度准则……（115）
第7.3节 关于岩石强度理论的实验验证……（128）
第八章 岩石的断裂特性……（140）
第8.1节 概述……（140）
第8.2节 室内岩石断裂试验……（145）
第8.3节 岩石断裂韧度K_{IC}的现场测定……（152）
第8.4节 岩石的断裂判据……（155）
第8.5节 岩石脆性断裂的统计途径……（156）
第九章 岩石工程的监测技术与预测方法……（164）
第9.1节 概述……（164）
第9.2节 岩石工程监测的目的、内容与设备选择……（165）
第9.3节 地下工程的施工监测……（167）
第9.4节 应用灰色系统理论进行岩石工程预测……（171）
第9.5节 鲁布革水电站地下厂房开挖释放位移预报……（178）
第9.6节 岩石力学的耦合分析及水库诱发地震预测方法……（180）
参考文献……（187）

前　言

我国高等学校的教材建设中，到目前为止，已出版供大学生用的岩石力学教材很多，但供研究生用的教材却很少。本书以第一作者1985年在武汉水利电力学院研究生用的讲义为基础，又经过几年的教学实践经验的总结，进行修改、删节和补充而成。

在编写本书过程中，我们始终遵循三个基本原则，即：少而精的原则；理论联系实际的原则；以引导研究生到达学科前沿为目的的启发性原则。我们相信，这些原则对研究生从事岩石力学的学习有非常重要的指导意义。

在努力实践这些原则的同时，我们还尽力将近几年来自己以及合作者的科研成果结合进来，使本书各章的主题鲜明，既作为研究生的教学内容，又可作为将来进一步研究的课题。这是一种有益的尝试。由于我们的科研是紧密地结合工程实践开展的，这些成果的引述，使本书又可作为有关工程建设的各生产、科研单位科技工作者的参考读物。

本书共分九章，分别论述了岩石的工程分类，岩石的结构性与结构面网络，天然岩石的三维地应力状态；岩石的水力学特性和热学特性；岩石的应力-应变关系；岩石的流变特性、强度特性及断裂特性；岩石工程的监测技术和预测方法。

在本书编写过程中，初稿曾得到熊文林教授和晏同珍教授的认真审阅，提出了许多很好的意见。在本书出版过程中，得到武汉水利电力学院有关领导和同志的热情支持和帮助，特别是王宏和张忠亭同志的帮助。在此向他们表示衷心的感谢。

本书是我们编写研究生教材的初次尝试，肯定有许多不够完善甚至错误的地方，希望读者提出宝贵意见，以便改进。

陶振宇

潘别桐

1990年8月于武昌

目 录

第一章 绪论……（1）
第1.1节 岩石力学研究对象……（1）
第1.2节 岩石力学的科学实验……（3）
第1.3节 岩石力学科学思想的发展……（8）
第1.4节 岩石的工程分类……（12）
第二章 岩石的结构性与结构面网络……（16）
第2.1节 概述……（16）
第2.2节 岩石结构面的摩擦角……（17）
第2.3节 岩体中软弱夹层的基本特性……（20）
第2.4节 岩体结构面几何参数的统计分析……（23）
第2.5节 结构面网络的计算机模拟原理……（32）
第三章 天然岩石中的三维地应力状态……（40）
第3.1节 概述……（40）
第3.2节 对岩体初始应力状态的基本认识……（41）
第3.3节 高地应力区的岩体特性……（46）
第3.4节 高地应力区岩体的岩爆现象……（49）
第3.5节 天然岩石的三维地应力状态……（55）
第四章 岩石水力学及热学特性……（58）
第4.1节 概述……（58）
第4.2节 岩石中水的作用……（58）
第4.3节 室内裂隙岩石的水力试验……（60）
第4.4节 岩石的水力模型……（62）
第4.5节 岩石的热学特性……（68）
第4.6节 不同温度下的岩石特性……（72）
第五章 岩石的应力-应变关系……（79）
第5.1节 概述……（79）
第5.2节 刚性试验机及伺服控制试验机……（79）
第5.3节 岩石受力过程的阶段性……（83）
第5.4节 循环荷载下岩石的应力-应变关系……（87）
第5.5节 软弱岩石受压时的力学性能……（89）
第5.6节 岩石内时本构方程……（92）
第六章 岩石的流变特性……（95）
第6.1节 概述……（95）
第6.2节 岩石的流变试验及观测……（96）
第6.3节 岩石的流变方程与模型理论……（99）
第七章 岩石的强度特性……（113）

第7.1节 岩石的破坏……（113）
第7.2节 岩石的强度准则……（115）
第7.3节 关于岩石强度理论的实验验证……（128）
第八章 岩石的断裂特性……（140）
第8.1节 概述……（140）
第8.2节 室内岩石断裂试验……（145）
第8.3节 岩石断裂韧度K_{IC}的现场测定……（152）
第8.4节 岩石的断裂判据……（155）
第8.5节 岩石脆性断裂的统计途径……（156）
第九章 岩石工程的监测技术与预测方法……（164）
第9.1节 概述……（164）
第9.2节 岩石工程监测的目的、内容与设备选择……（165）
第9.3节 地下工程的施工监测……（167）
第9.4节 应用灰色系统理论进行岩石工程预测……（171）
第9.5节 鲁布革水电站地下厂房开挖释放位移预报……（178）
第9.6节 岩石力学的耦合分析及水库诱发地震预测方法……（180）
参考文献……（187）

第一章 绪 论

第1.1节 岩石力学研究对象

1.1.1 岩石力学研究对象

岩石力学是研究地壳岩石在其环境力场改变时，地壳岩石变形、破坏规律和理论及其应用的科学。

大多数岩石是由几种矿物组成的，如玄武岩、花岗岩、辉绿岩、页岩、砂岩、石灰岩、片麻岩和千枚岩等；也有由单一矿物组成的岩石，如石英岩、大理岩等。但是应该注意，矿物的力学性质，并不等同于由该种矿物所组成的岩石的力学性质，即使是由单一矿物所组成的岩石，也是如此。例如，由石英组成的石英岩和由方解石组成的大理岩，但石英与石英岩，方解石与大理岩，两者的性质并不相同。这表明：一方面，由矿物组成的集合体的结构与构造，在力学上起着主要的作用，因此，研究岩石的组织和结构的力学效应是十分必要的。尽管目前这方面的研究工作还远未达到令人满意的程度。另一方面，这并不等于说岩石的力学性质与其组成的矿物的性质没有关系。事实上，岩石中的矿物成分，也会对岩石的力学性质产生十分重要的影响，甚至在某些条件下会产生决定性的影响。例如，矿物的性质在一定程度上会影响岩石的强度。例如，粘土矿物、易溶矿物和不稳定矿物会使其组成的岩石产生膨胀、溶蚀和软化等物理的和化学的变化，使岩石的性质复杂起来。

就岩石的工程特性来说，其最明显的特征是岩石的组构的颗粒性及它的裂隙性。许多裂隙是肉眼可见的，而且岩石的微裂隙常常发育于其组成颗粒之间。这些特征导致岩石试件在加载一开始就出现不可恢复的塑性变形，常伴有扩容和粒间摩擦，从而使经典塑性理论在岩石力学中的应用不完全适用。因而研究岩石的本构关系成为岩石力学的重要课题之一。

岩石是一种自然历史的产物，是构成地壳(岩石圈)的物质基础。因此，岩石这一术语，是工程领域和地学领域包括岩石力学和工程地质学领域的一般用语。岩石同时是岩石力学工作者和地质工作者的研究对象，只不过研究目的各有所不同而已。岩石力学或工程地质工作者视岩石为工程建筑物的环境、基础和材料。因此，我们曾经约定：把“岩石”作为一个泛指的名词，即作为地壳岩石的统称，包括“岩块”和“岩体”。所谓“岩块”是指脱离天然状态母岩的块体，如钻取的岩芯、爆破得到的石块、人工凿取的石料等；而“岩体”是指一定范围的天然岩石（地壳岩石圈的自然状态）[1]。

天然岩石既是一种自然历史的产物，同时也一直处于运动变化过程中。所以，形成天然岩石的基本特性，除了组成物质的差异之外，最根本的还在于地壳岩石在其形成和存在的整个地质历史中，经受各种不均衡的运动的结果。

地壳岩石的运动形态，大体可归纳为三种情况[2]：

第一是成岩运动。这是指地壳岩石在生成阶段的运动过程。例如火成岩岩浆的侵入，由于多次岩浆侵入以及岩浆分异的熔蚀作用，往往形成岩性复杂、夹有多种岩脉的天然岩体。喷

出岩与下伏岩的接触面常常胶结不良，不同时期的喷出岩之间，常常形成古风化夹层。沉积岩生成时，除形成层理外，经常有软弱夹层存在。变质过程中常常形成矿物晶体的定向排列构造，等等。这些情况，都是岩石在成岩运动过程中形成的非构造特征。

第二是构造运动。从工程观点看，构造运动对地壳岩石的主要影响有三方面：首先，形成断裂（断层、节理等）系统，特别是形成定向断裂系统，可以使本来比较均质同性的岩体带有各向异性的特征；其次，使天然岩体具有高的水平初始应力（地应力），这种应力对于深置地下工程有重要的影响；再次，构造运动造成岩体内部能量的集聚和释放，因而与地震和新构造运动密切相关。

第三是非构造运动。这是指天然岩石形成后，除构造运动外的其它运动过程，主要是由于风化作用、地下水作用、卸荷作用和人类活动（例如爆破、开挖等）所引起的岩体运动。这种运动与工程活动密切相关，因而值得认真注意。

1.1.2 岩石力学的研究途径

岩石力学是一门重要的交叉、边缘学科。它以地壳岩石为对象，运用力学原理和工程技术方法来阐述地壳岩石的物理-力学规律。就其应用的领域来说，岩石力学既服务于工程，又服务于地学；就其在这些领域中的作用来说，它既具有基础理论性质，又具有实践性特点。因为岩石力学能使我们认识地壳岩石的变形、褶皱、断裂以及地震的发生和发展过程。如水利水电建设中的几起重大的事故〔法国的马尔帕塞（Malpasset）拱坝的失事、意大利的瓦依昂（Vajont）滑坡等〕，从反面告诉人们：必须具有对岩体地质因素定量方面的科学实验技术和现代化计算机分析的训练和知识。

大家知道，目前岩石力学理论还不尽完善，不够成熟。在观点上也有许多分歧，例如，奥地利的穆勒(L.Müller)在1980年5月在武汉的讲学中，把岩石力学概括为“岩石干砌体的力学研究”。我们则尝试地把岩石力学基本原理概括为对天然岩体地质条件的力学过程分析。

我们认为：岩石力学研究应该充分注意天然岩石的地质因素，这是构成我们对天然岩石规律性认识的客观物质基础，离开或不注重天然岩体地质条件的任何力学分析，都会导致不真实甚至错误的结论。因此，对岩石的地质条件和状况了解得愈深入、愈全面、愈彻底就会使力学分析的结果愈接近真实情况。

为什么要进行力学分析呢？这是因为，地质因素之所以起作用，就是地质条件本身提供了某种潜在的变形和破坏可能性，要使这种潜在的可能性变为现实，工程荷载及其边界条件是一个决定性因素。工程建设所形成的荷载条件及边界条件，可以使天然岩体的某些局部地层首先破坏，进而发展成为影响全局的失稳。因此，从总体上来讲，岩体的破坏是由地质条件所控制的，但在局部地区或在一定的条件下，力学条件也可以起决定性的影响，并可由此发展成为影响全局的因素。因此，对于某些工程建设，在一定的地质条件下，往往以力学分析为主要手段。例如格里申（M.M.Гришин）等基于室内模型试验结果，建议采用圆弧滑动法来分析具有倾向下游的成层岩基的稳定性(图1.1)；索柯洛夫基斯（B.B.Соколовский）采用极限平衡理

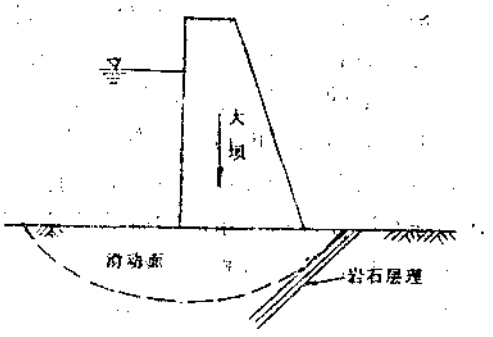


图1.1 倾向下游层状岩石的圆弧滑动分析

论来分析具有水平方向层状介质的稳定性问题（图1.2）[3]。有意义的是，这种分析结果已为室内模型实验结果所证实（图1.3）[4]。

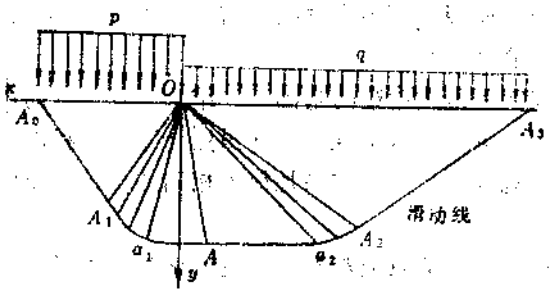


图1.2 水平层状介质的极限平衡理论解的滑动线

A_1Oa_1及a_1OA_2两区的滑动线，为由O点发出的径向线及对数螺线（图上未表示）所组成；

a_1OA及AOa_2两区，或者处于特殊极限平衡——水平平行滑动线，或者处于通常的极限平衡——两组平行的滑动线

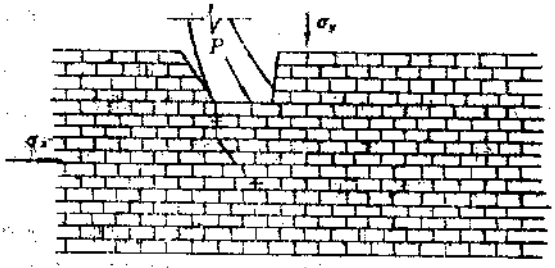


图1.3 水平层状岩石的室内模型试验

应该指出，荷载条件应该包括卸载，即施工、开挖的影响。这一点，长期以来被许多岩石力学工作者所忽视，现在正日益引起人们的注意。事实上，施工程序和方法的不同，对岩体的稳定性的影响也很不同，而且在现在的科学技术条件下，有些情况对其可能的影响，还难于准确估计出来。例如，由于深开挖而引起的卸荷裂隙的情况，就是如此。所以，不只是提作"力学分析"，而提作"力学过程分析"，这样便把施工因素的影响包括进去了。广义地说，力学过程分析，实质上是考虑了荷载历史和应力参数变化的影响问题，这样也就把地壳岩石在地史过程中的各种力学行为包括在内了。

第1.2节 岩石力学的科学实验

1.2.1 概 述

任何岩石力学课题的解决，首先要查明岩石在加、卸荷载下的物理-力学性状及其本构关系，然后才能进行分析计算。因此，岩石性状的研究是非常重要的一环，而且也只有依赖于岩石的科学实验才有可能得出正确的结论。

岩石力学的发展过程中，在工程界，有一个时期很强调现场大型试验，而忽视室内试验，认为后者是"脱离实际"的，不反映天然岩石的真实性状。当然，在一定的条件下，进行现场大型试验，本来也是可行的，但有限度，并非越大越好。因为试体大了，要求试验设备也要大，试验条件会变得更加复杂，试验时间也会拖长，费用会成倍增加。而且拿这样高的代价所得来的个别试点的资料，企图直接运用于工程建设上，恐怕还是有问题的。因为不论现场试验大到什么程度，与实际建筑物的尺寸相比较，无论从荷载条件上、从影响范围上、从荷载历时上，仍然是不可比拟的，而且有的方面还可能有质的差别。如把水当作静力荷载施加于岩石表面上，而不管水在天然裂隙岩石介质中的作用情况，可能会出现完全不同的情况，就是一个例子。因此，单纯依靠现场大型试验来获得岩石力学的计算参数的办法，不是一个好方法，既不经济，有时也不可能。此外，由于试验设备和条件的限制，有些试验还不能在现场进行，例如一向受拉，一向受压的试验等。因此，必须与室内试验研究配合进行，才能收到最佳效果。至于试验成果的应用，这是一个很复杂的问题，不能简单从事，而需要寻求相应的途径，才能

把试验成果正确地推广应用于工程设计中去。我们认为，正确的技术途径应当是：首先把岩石力学所涉及的各种基本因素，例如，岩石基质（Matrix）、结构面系统、工程结构和施工因素、渗流、地热学状态和地应力场等，各自作为一个单元进行研究；然后探求这些因素之间的相互作用和影响，在此基础上形成相应的力学模型，再与电算技术结合起来。这样就把天然岩石的基本特性与工程因素和加固措施紧密联系起来了。

为了更好地开展岩石力学的科学实验，要在工程地质勘察的基础上，结合工程设计的可能方案，对场地岩石力学试验研究进行必要的规划设计。这个规划设计虽然会随着工程的进程而有变化，甚至有很大的变化，但是有无这种规划设计，其结果是很不相同的。这一点已为许多工程的实践经验所证明。

岩石力学科学实验，包括室内试验和现场试验（包括原型观测）。室内试验，不仅包括岩块试验，也包括相似材料的模型试验等等。岩石科学实验之所以重要，不仅是因为它能够为工程设计和施工提供必不可少的岩石物理-力学性质的第一性资料，而且还能为岩石力学课题的理论分析提供客观的物理基础。反过来说，没有理论研究和分析，岩石的科学实验工作也会停滞不前。现有的岩石力学试验成果都是依靠一定的理论公式来整理资料的，而这些理论公式所依据的条件，常常是把天然岩石理想化了，而这些理想化的条件是否接近天然岩石的实际情况，又需要岩石的科学实验来验证。因此，在工程建设中，如何进行岩石力学试验，是一个很重要的问题。这个问题可以分为两个方面：一是关于岩石力学试验的全局布署。对于一个具体工程地点的岩体地质条件而言，怎样布署试验工作，才能抓住它的关键问题，能在最本质方面反映其实际情况，这就是岩石力学的试验设计问题，目前在这方面探讨较少；二是岩石试验的每一个具体项目如何进行的问题，这常常由岩石试验规程来阐明。事实上，这两方面既有区别又有联系。在这里，我们主要讨论岩石力学的试验设计问题[5]。

1.2.2 正确的指导思想

本世纪20年代已开始在工程建设中进行岩石力学试验工作，到50年代才逐渐引起人们的重视。例如，1955年第五届国际大坝会议上，在“坝的沉陷和地震对坝的影响”问题的总结报告中，就岩石试验问题，发表了如下见解：

（1）岩石试验只能得出十分局限的弹性模量值，为了得到较好的结果，必须在许多点运用这个荷载进行试验，因而要消耗大量的资金和时间；

（2）注意岩石的各向异性性质，试验应当在岩层的垂直和水平方向尽可能大的面积上进行；

（3）针对这次大坝会议上有人对应用动态模量的适宜性表示怀疑，认为动力和静力的弹性模量都是有用的，它们是互为关联的；

（4）希望野外试验要用室内试验作补充。

这些意见有一个共同点，就是对一个具体工程的岩石试验工作必需要有一个总的考虑，有一个全局安排和布署。国外水工建设正反两方面的实践经验都证明这一点[6]。

我们曾指出[1]：岩石力学试验是一种探索性工作。这种探索性工作之所以必要，是由于目前岩石试验研究和技术还很不完善，需要积累实践经验来逐步改善。因此，每次岩石试验，都要从实际出发，都具有一定的探索性。这是由于每个具体工程的岩体地质条件都是各有特点。所以，“首先要有一个正确的指导思想”。这是因为，对岩石规律性的认识，需要经过一个过程。因此，在进行岩石试验研究时，应该有准备、有计划、有步骤地进行。并且，

“要根据建筑物的等级，地质条件等情况来决定”。

总之，在岩石力学试验中，既要充分反映天然岩石实际状态和性能，又要多快好省地完成试验任务，以适应工程建筑的设计、施工和正常运转的要求。

1.2.3 合理的全局布署

岩石力学试验研究的全局布署，大体包括三个方面的内容：

(1) 关于岩石力学试验研究工作的程序和步骤。我们对于一个工程的地质岩体特性的了解和掌握，需要经过一个过程后才能达到一定的规律性的认识，这是一个认识过程，也是一个实践过程。因此，岩石力学试验工作可以有计划分阶段地进行。就水工建设来说，第一阶段的岩石力学试验研究是与水工枢纽的可行性设计相适应的，就岩石试验研究本身来说，则是预备性试验阶段，其任务有：为水工建筑物的初步设计提供试验数据；为进一步阐明岩石特性作一些探索性工作。就具体工程的岩石力学的试验研究而言，可以说没有一次是完全相同的。这是由于地质岩体条件、工程情况以及对试验的要求往往不尽相同的缘故。所以，每一个具体工程的岩石力学试验研究工作都必须从实际出发。这一阶段工作完成之后，除了得到一批试验数据供初步设计之用外，更重要的是根据具体情况拟出岩石试验研究的工作规程或详尽的试验大纲。这个规程或大纲实际上是这一阶段工作的基本总结。第二阶段的岩石力学试验研究是与水工建筑物的技术设计相适应。就岩石力学试验来说，是基本试验研究阶段，是在前一阶段的工作基础之上进行的。这一阶段的研究是为技术设计提供数据，特别要形成设计计算的力学模型，关于这一点我们将在后面作进一步的说明。这一阶段试验工作有一个重要的特点，就是岩石力学试验研究工作必须结合岩基处理方案，提供处理方案的技术经济效果的详细试验资料。第三阶段的岩石力学试验研究是进行现场观测工作。这个工作一方面是检验岩石试验研究工作成果的正确性；另一方面也是为了保证建筑物的安全。当然，观测工作还有更重要的意义，就是通过现场观测将可能发现某些新的物理现象，为岩石力学的理论和实践提出新的课题。

(2) 关于岩石力学试验研究的主攻方向问题。岩石力学试验都是在工程地质勘探工作的基础上进行的。这就有可能对不同岩性及结构特征的岩体进行服务于工程建设的各种试验研究，即要使岩石力学试验工作具有足够的代表性。为了达到这个目的，试验工作必须与工程场地的整个工程地质勘探工作紧密地结合起来。但是，全局布署的关键，就是一开始便要全力捕捉和狠抓这一工程的岩石力学试验工作的主要矛盾，要明确这个工程的岩石力学试验研究的重点是什么，主攻方向是什么？没有重点，抓不住关键，就没有代表性。不明确这一点，则这个全局布署便没有意义了。但这一点常常容易为人们所忽视，而且在实践过程中也不是一下子就能解决的。重要的是，要注意在实践过程中花大气力去捕捉和抓住主要矛盾，这样，其它问题就能迎刃而解，从而达到经济和合理的目的。例如，我国的一个工程，开始主要是做混凝土与岩体的胶结面抗剪试验工作，经过一段实践以后，才抓住岩体中的软弱夹层，尤其是泥化夹层作为该工程岩石力学试验研究工作的主攻方向，从而大大加快了岩石力学试验工作的进展，使水工设计与施工得以顺利进行。可是，进一步的实践表明，上述主攻方向对于该工程的主体——大坝来说是合适的，但对开挖深度较大的厂房坝段，岩体内的初始应力则是不容忽视的。即对于同一工程的不同部位，也会有不同的重点。必须注意对具体情况作具体分析。

(3) 为岩石力学计算提供一个反映岩体地质具体特点的物理模型。在现阶段，岩石力学

的计算简图，多凭计算者的经验来选定，如何才能与具体工程地点的岩体地质条件相吻合'似乎缺乏更多的研究。应当遵循何种具体途径来解决这个问题，似乎也较少进行讨论。基于实践经验，我们认为，可以采用岩石力学的科学试验途径来探索为岩石力学计算提供一个反映岩体地质具体特点的物理模型及其相应的计算参数。因此，在岩石力学试验研究的全局布署中应该认真地予以考虑。如何具体实施？大体说来，对工程地点的一定范围内的岩体地质情况划分不同工程地质单元，这种划分虽然主要是考虑岩性、产状、结构、构造等地质因素方面，但也应该适当考虑岩石力学计算及试验方面。例如，对于岩性相同、裂隙情况或风化程度相近的岩体条件，可以在考虑比尺效应的情况下，采用一定的试验方法求得其各种力学参数。就长度来说，相应于建筑物尺寸的裂隙、裂纹以及层面、软弱夹层层间错动或岩体中的其它缺陷，这些是力学分析中的重要部位，应该求得岩体中这些部位的有关物理力学特性及其相应的参数。另一种情况是，就单个节理裂隙来说，其长度是有限的，粗看起来，不会成为工程设计上的关键部位，但在一定条件下可扩展成岩体中的重大缺陷；或者这一类裂隙有可能与其它定向裂隙系统组合成某种滑动面，可以采用试验途径予以模拟，为岩石力学计算提供有科学实验根据的计算简图。

总之，为了获得能正确地反映岩体地质特点的物理模型，一种可能的途径是：首先把岩体的各种情况分解为基本单元进行试验，以求得相应的力学特性及其参数；又用试验途径或数学模拟在给定的荷载和边界条件下观察岩体的变形和破坏特征，总结其规律性，以便为工程设计服务。

1.2.4 试验大纲

有一个比较好的全局布署，不等于就能把岩石力学试验工作做好，因为在实施过程中，还会遇到各种各样的问题。重要的是，要使整个试验过程的每一步骤都能落在实处。因此，就要具体拟出一个岩石力学试验大纲。而试验大纲的具体实施，还要依靠更具体的岩石试验规程来阐明。对于一个具体工程来说，在遵循国家颁布的统一的岩石试验规程的同时，应根据工程及岩体地质条件的实际情况作一些具体处理。

问题在于，如何制定岩石力学试验大纲？换言之，应该遵循什么样的基本原则？根据现有的实践经验，大体是：

(1) 要努力对试验成果的可靠性进行鉴定。对岩石试验所获得的大量数据，首先要尽一切可能鉴定其可靠性和有效性。目前，对于这个问题的解决，通常的办法是对每一个具体岩石试验项目，精心组织，认真进行。例如，试验条件的选择、试验设备及仪器的选定、试验成果误差的估计等等，都是采用逐步积累实践经验来摸索解决的途径。通常是按国家的岩石试验规程来进行，使所获得的试验成果具有可比性。其次，要注意采用多种试验途径进行综合研究，使各种途径所得出的成果能够互相比较和验证。这一点是很重要的。前已提及，在岩石力学的发展进程中，在工程界有一个时期很强调现场大型试验，而忽视室内试验。50年代国外曾进行过40m²和100m²面积的抗剪试验，后来便很少有人这样做。事实上，忽视室内试验，则是不对的。例如，高温高围压的岩石三轴试验，对研究地震及其预报就很有启示作用；又如，在水工建设中，软弱夹层的危害性是众所周知的，但现在多采用野外试验与室内试验相结合的途径来进行研究，在某些情况，甚至以室内试验为主。又如：静力试验相对地说，较能反映岩体的断裂的影响，但它的速度慢、耗费的资金多，而动力试验则是比较快速的，但反映岩石断裂的影响方面却又不及静力试验。可是两者是有一定的关联性的，如果能够把两者

结合起来，不仅能互相比较和检验，而且对加速完成岩石试验工作有利。再次，大量积累岩石各种特性资料并进行综合分析与对比，对于认识岩石的一般规律性也是重要的途径之一。有了对于岩石的规律性认识，对于判别岩石试验成果的可靠性方面也是有用的。

(2) 提高完成岩石试验工作的速度。目前，一般岩石力学试验，由于试点多、工作量大、工期长、费用高，使得试验工作常常赶不上设计的需要。在水工建设中，这个矛盾是很突出的。解决这个问题的一个关键，是实现岩石试验的机械化和自动化，例如平洞的开挖、试件的制备、荷载施加及测试仪表、试验数据处理等，要使实验设备既有机械设备，也有电子设备，且两者紧密地结合在一起，组成一个统一的整体，而以电子计算机为中心的系统。使岩石测试技术现代化，这是刻不容缓的。另一方面，也要在试验方法、试验技术方面进行革新。在岩石试验工作中，它的准备试验的过程与其测试过程相比较是很长的。所以，如果能够充分利用试洞和试件条件，相对地说，也是加速了岩石试验工作的进程，在这方面，是很有潜力可挖的。例如用单点法代替多点法的剪力试验，在国内得到一定程度的推广；又如作剪力试验之前，先进行弹性模量的测定，也有人探索过；再如平洞洞壁很少为人们所利用（只有应力测量的试洞除外），看来可以利用洞壁用狭缝法进行弹性模量的测定等；还有，目前对钻孔及其岩芯的利用，太过于单一了，可以研究和开发其可能包括的多种地质信息，等等。科学实验的发展是愈来愈细致，技术也愈复杂，但当人们对其规律性有所认识之后，反过来可以用比较简单的科学实验途径来达到一定的目的。地质力学采用泥巴来做模型试验，对我们是很有启发性的。如果岩石力学试验有一套简单易行的办法，对于大量的中型水利水电工程是很有用的。现有的岩石力学试验方法，粗略地说，有三种类型：一是为获得岩石的物理-力学特性参数为目的的试验，例如剪力试验、变形试验等，这类试验方法最多，也最常用，虽然也要求从这种试验中尽可能获得更多的资料，但一般说来，这类试验的目标是比较单一的。二是综合性试验，例如隧洞水压法试验，由于具有与水工压力隧洞边界条件及受力条件相似性，而且试验工作量大、费用高、周期长，已不单纯用作岩体变形参数的测定方法，而成为研究水工压力隧洞衬砌结构及其与围岩共同工作为主的一种综合性试验方法。三是模拟性试验，在室内进行相似材料模型试验是众所周知的。但在一定的意义上说，由于洞室周围的应力图形取决于洞室的形状，而与洞室的尺寸无关(在岩石线弹性范围时)，所以在勘探平洞中进行的岩石力学试验，都可以在按相同于预定厂房高宽比开挖的洞室中进行，虽然这些洞室不能严格地象厂房那样开挖，但可以认为，所用的洞室形状对所研究的问题是有较好的近似性。

(3) 要把岩石试验与工程设计参数的取值问题结合起来。就某一个具体工程的岩石力学试验成果来说，还有一个怎样把试验成果正确而合理地运用到设计中去的问题。岩石力学试验工作一个重要的探索方面，就是要把岩石试验与工程设计参数的取值问题紧密地联系起来。有人认为：岩石力学参数的取值问题，只能依靠实践经验，岩石力学试验做与不做并无多大的关系。应该指出，这种意见是错误的，忽视岩石的科学实验，那么实践经验从何而来？对于工程实践经验，是应该尊重的，因为这是人们的劳动成果和智慧的结晶，但也应该采取分析态度，不能生搬硬套。对这些经验鉴别的依据则是有赖于岩石的科学实验。就岩石试验工作而言，要善于从岩石试验成果中找出岩石力学参数取值的客观物理依据。在这方面，我们曾经做过一些尝试[2]，虽然是初步的，但毕竟是向前迈进了一步，应该坚持下去，并不断完善。

1.2.5 关于岩石工程设计参数取值问题

岩石工程设计参数的取值方法，大体可归纳为四种[7]：

(1) 工程类比法　这是一种经验判断方法，虽然常用，但却因人而异，差别极大，并没有可遵循的科学方法论证和判断它的准确性。这种方法还有一个重要的缺陷，是这种类比常常只是宏观的，容易掩盖工程的特点，因而有可能隐藏着某些危险性。法国的马尔帕塞拱坝的建设是在法国已拥有大量拱坝建设的经验基础上进行的，然而失事了。这表明，对任何一个工程，一定要具体研究其本身的特点，没有这方面详尽的分析，其类比的可信程度就值得研究了。

(2) 系数折减法　这是试验得出的参数按不同的影响因素进行折减。这种折减的一个前提是各因素的影响彼此独立而不相互作用。事实并非完全如此。例如水的作用，不单有软化作用，还可能有膨胀作用和楔缝作用（承压水使岩石原有裂纹扩展），水还可以加强流变效应等等。所以采用这一方法应持谨慎态度。

(3) 加权平均或变形一致原则　对于这个方法，曾经进行过许多讨论。加权平均在本质上讲是一种统计方法，因此，一定要在同一母体的基础上来进行。变形一致原则本意是作为加权平均方法的改进，可是，在物理方面来说，两者迥然不同。前者完全不涉及事物的物理方面，而后者则主要是考虑物理方面，但是与天然岩石的受力状态又并不一致。因为天然岩石中的弱面在受力时可能首先屈服，其结果是它本来承受的应力部分地转移到能够承力的岩体上，从而形成应力集中，导致岩桥（Rock Bridge）的各个击破而呈现出累进性破坏过程。这种现象在岩石试验及岩石工程的破坏中，经常可以观察到。

(4) 优定斜率法　所谓优定斜率法，基本上是试验数据的下限包络线所给出的数据。这与工程界常用的试验数据取小值平均值是很相近的。这个方法的物理概念是明确的。不过，对于岩石抗剪强度来说，c与f取相同条件下的数值，不一定是合适的。因为坝基抗滑稳定分析的参数取值，主要就是直线方程中的c与f的取值，这两个参数虽然人们定义为凝聚力和摩擦系数，其实并非相互独立的两个物理参数[8]。而且c、f两者的保证率也不一样[2]。因此，在这种条件下的c、f取值还必须与安全系数相配套。

为了更准确地进行岩石工程的参数选择，根据国内外丰富的实践经验，基本原则可以概括为[2]：①岩石工程的参数取值应该是有原则的，即它应该最终能保证工程建筑物处于弹性工作状态。②要从两方面着手，一方面要研究工程建筑物的稳定性分析的原理和方法；另一方面是如何保证参数的获得具有反映实际情况的坚实基础，确保参数的获得具有可信性。③由于有些参数的精确值不易确定，因此应对参数进行敏感性分析，以便找出对工程关系重大的参数予以更详细的研究。并可选用一定变化范围的参数值来进行工程稳定性分析，以寻求最不利的情况，再进一步做工作，使后续的研究更具有针对性。④在参数选择时，要把岩石力学已有的研究成果与现场考察的经验判断相结合，例如爬坡角i、节理面的倾角等等，是很易于在平洞中观察到的，从而可以判断岩石沿不连续面的摩擦系数。⑤怎样把有代表性的参数化为整个工程场地的情况，这是目前还没有很好解决的问题，需要在实践中探索。在这方面，工程上常用的数值模拟和物理模拟方法目前仍然是一种现实的技术途径。

第1.3节　岩石力学科学思想的发展

岩石力学的形成和发展过程和其它科学技术一样，一直是紧密地与人类的生产活动相联系的。但是岩石力学这门学科在自己的发展过程中，却经历了曲折的道路。那么，为什么岩石力学会因此停滞不前呢？我们认为，这主要是（但不是唯一原因）对岩石怎样进行“科学的抽象”这个问题存在着重大的意见分歧。为此，我们不妨从岩石力学的形成年代谈起[9]。

目前，国内外的一般看法是，岩石力学是本世纪50年代中才开始形成的。但是，如果不去考虑“岩石力学”这个名词出现的时间，而注意于问题的实质方面，那么便可以把形成岩石力学的年代上推到本世纪20年代末。我们认为，判断一门学科的形成，取决于三个基本条件：①从生产建设中提出了属于本门学科领域的一系列的专门的科学技术问题，要求互相联系地按照统一观点加以解决；②要初步形成一套属于本门学科的基本的科学实验技术；③要有适合于本门学科的基本理论体系。而这些条件，在本世纪20年代末，已经大体上具备了。在那时，已经提出了岩石压力和岩石抗力问题，高坝岩基和岩坡稳定等一系列的岩石力学课题；而且，岩石力学所特有的科学实验技术在那时也都先后出现了，例如，岩石三轴试验、水压法、千斤顶法、天然岩体的应力测量技术和原型观测技术等；此外，虽然对岩体是否属于连续介质还有争论，但实际上已经引入连续介质力学作为解决岩石力学课题的理论基础，也就是说，采用连续介质作为岩石力学的物理模型。但是，由于岩石力学那时还只是处在发展的初期阶段，虽然出版过一些专门性的著作，但是岩石力学的研究领域，主要地还仅局限于岩石压力问题方面，至于岩基和岩坡的稳定性问题等方面，还没有进行深入的研究工作。更为重要的是人们对于节理繁多的天然岩体是否适合作为连续介质有怀疑，阻碍了岩石力学的发展。

岩石力学与土力学的发展相比较是很慢的。土力学刚好也是在本世纪20年代才形成为学科的。而且土力学与岩石力学是姊妹学科，有许多相似之处。但是为什么土力学的发展比起岩石力学来要迅速得多呢？我们认为，虽然两门学科都是适应生产建设的需要而产生的，但是它们的进一步的发展情况很不相同。就土力学来说，几乎从一开始便涉及到所有的工程建设部门，例如水利水电建设、建筑工程、铁道及公路建设以及矿山建设等部门，因而其迫切性容易为人们所注意，这是一；其次，从1936年开始的历届国际土力学会议，对于推动土力学的发展，无疑起了相当大作用；第三，土力学从一开始就有人写过一些有影响的比较系统的专门著作，而这些著作的作者一直在土力学这个领域中坚持不懈地进行工作。岩石力学的发展情况便不是这样。首先，在长时期内，主要只围绕矿山建设中的岩石压力问题进行工作，没有或较少扩及到其它重要课题上去。不仅如此，在许多工程建设中广泛流传着一种单纯基于室内岩块试验结果来评价天然岩体的意见；“岩石地基是可靠的”，“万无一失”的。其次，长期以来，岩石力学界没有土力学界那样的国际性组织，经常交流经验，以促进岩石力学的发展。再次，岩石力学在其发展的初期，虽然也出现过一些有价值的著作，但是这些著作的作者，没有进一步从事于岩石力学方面的工作。最后，对于天然岩体的计算模型，长期以来存在着疑问和矛盾，既怀疑连续介质模型的有效性，又没有别的可行的方案，从而影响了岩石力学理论体系的形成和发展，这与土力学从一开始便以连续介质作为自己的计算模型的情况是不同的。

有趣的是，从本世纪50年代开始，岩石力学的发展从总的趋势看，几乎是沿着土力学的发展的步伐走向新的阶段，但是这个新的阶段是由什么因素促成的呢？我们认为，这首先是由于生产实践的需要，工程实践经验的积累，使得岩石力学有可能建立在比较全面的室内和野外试验、原型观测和理论分析相结合的基础上。在这个阶段中，一个突出的特点是岩石力学大大扩大了自己的应用范围。例如，从高坝建设的情况来看，我们曾经粗略地统计过[1]：1950—1959年这10年间建造的高坝，差不多为过去60年所修建的高坝数量的总和。这样大规模的水利水电建设，必然会对岩石力学的发展起到巨大的推动作用。而1960年前后的某些大坝和水库的失事，更进一步促进水工建设与岩石力学的结合。这一点在50年代以来的多次

国际大坝会议中都有明显的反映。还应该指出，从60年代以来，对岩石破坏和流动的试验及理论研究，已经使岩石力学越出了服务于工程建设的传统领域，而深入到地学领域中去了。所以，室内高温高静围压下的变形和破坏的试验研究起着一定程度的领先作用，也就不足为奇了。其次，1951年在奥地利的萨尔兹堡（Salzburg）举行的岩石力学讨论会，已经发展成为国际岩石力学协会（ISRM）的建立（1962年），并已于1966年在里斯本举行了第一届国际岩石力学会议，以后每4年召开一次，1991年将在德国召开第七届会议，这无疑有助于促进岩石力学的发展。第三，从1957年出版了法国的塔罗勃（J. Talobre）的《岩石力学》专著以来①，有关岩石力学的著作如雨后春笋，不断涌现。国际岩石力学协会还出版了《岩石力学》杂志（季刊）和《国际岩石力学及矿业科学学报》，并附有岩土力学文摘（International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts）。这对于总结岩石力学的实践经验，交流和活跃岩石力学的学术思想，传播岩石力学知识，都是非常有益的。

前面简要叙述的这些历史经验，对于我们是富有启发性的。但是，我们认为特别值得注意的是：大规模的工程建设迫切需要岩石力学为之服务，这种迫切性有力地促进了岩石力学科学思想的一个明显转变，就是接受连续介质力学作为自己的理论体系，而又不排除对非连续介质（裂隙介质）力学的探索，从而结束了岩石力学在理论体系问题上长期徘徊不定的状态，这是岩石力学能够获得迅速发展的主要原因。

上述关于岩石力学发展原因的分析，归纳起来就是：关键在于对天然岩体进行怎样的"科学抽象"？这就是岩石力学的计算模型问题。

概括地讲，岩石力学中存在着两种对立的计算模型：一是连续介质模型；一是非连续介质模型（裂隙介质模型）。由于工程设计是以连续介质力学为基础的，所以在工程界，便很自然地把连续介质力学引用到岩石力学领域中来。在50年代有人写过这方面的专门著作，例如文献[10]及[12]。并将连续介质力学运用于：①作为岩石力学科学实验的基本原理；②作为整理岩石力学测试资料的理论公式，以便求得岩石力学的各种参数；③作为求解岩石力学课题的计算模型和方法。这种做法，开始并不是经过周密的科学论证的结果，而是由于生产的迫切需要所造成的，其可能性和合理性如何，则留待工程实践去检验，但是，实践的结果表明，这样做大体上是可行的。

有人企图把本世纪50年代以来岩石力学的发展完全归功于奥地利萨尔兹堡学派。我们认为这是不恰当的。因为岩石力学发展到本世纪50年代，由于多种原因促成它的大发展，是时代必然，不是那一个学派独立完成的。当然这丝毫没有贬低这个学派的作用的意思，只是把它放在应有的位置上去。如果奥地利学派可以叫作"地质学派"的话，那么前述作法也可以叫作"工程学派"②。从岩石力学目前实际应用的一般情况来看，工程学派的作法较具有普遍性。

为了说明这一点，我们不妨看一看奥地利学派的一些基本观点。这个学派认为：

(1) 就大多数工程问题而言，岩体的工程性质取决于岩体内部地质断裂系统的要比取决于岩石本身强度的大得多。所以，岩石力学是一种不连续体力学，即裂隙介质力学；

---

①据我们所知，首先出版《岩石力学》专著的不是法国的塔罗勃，而是苏联的П.М.Цимьаревич，其专著名称为："Механика горных пород"，（岩石力学）Углтехиздат，1948。不过因为此书局限于矿山方面，没有涉及到土木、水利等许多工程领域，流传不广，影响也小，因而没有能够成为岩石力学发展过程中的里程碑。

②工程学派的一些观点和做法，最先是由法国、葡萄牙等国的水工学界所倡导，所以有人（例如J.C.Jaeger）称之为"法国学派"，但这个名词并未被普遍采用。

(2) 岩体的强度是一种剩余强度。此剩余强度和它的各向异性都[illegible]表着岩体的各单元岩块之间的相互联结所制约；

(3) 岩体的变形性质和它的各向异性主要是由岩体结构中的单元岩块间的[illegible]部位移所造成的。

应该指出，这些概念并不都是新的，过去工程人员之所以顾虑引用弹性理论求解岩石力学课题的有效性，就是由于天然岩体具有裂隙性的缘故。不过，用这样明确的语言表达出来，并进行一系列的工作来寻求其规律性，却是地质学派的显著特点和主要贡献。

值得注意的是，地质学派虽然喊出要建立裂隙介质力学的口号，但在实践中却与工程学派并无多大差别。例如穆勒(L. Müller) 承担的日本黑部川第四坝坝基的岩石力学研究任务，从所发表的文献来看，无论测试方法、设备和成果的整理，并没有显示出裂隙介质力学的明显特征，只不过注意了试件的尺寸效应而已，这一点，工程学派也是注意的。而且，穆勒还利用连续介质力学的成果来说明某些岩石力学问题，例如利用隧洞的弹-塑性解来说明狭窄河谷平行坡面的裂隙发育情况；并在1980年来华讲学中，谈到用光弹性力学方法来研究洞周围岩的应力状态，以作为圈定加固区的作法等，且先不论这种说明的正确性和作法的合理程度如何，但这个事实本身就很清楚地表明，在岩石力学发展的现阶段，恐怕还离不开连续介质力学这个理论体系。

还应该指出，国内外都有人建议发展非连续介质力学，而且，早在本世纪50年代初期，还在一些会议讨论过非连续介质力学问题。在《工程实用岩石力学》一书中的第九章[12]，专门论述了"岩体问题中的不连续介质力学或碎块体力学"，由此可以更具体地了解不连续介质力学的具体内容。据认为：碎块岩体（裂隙岩体）是一个由微观的、中等的和宏观的多单元（块体）的集合体所组成，每一个单元具有一定的物理形状，如球体、椭球体、正方体等等(图1.4)。由于这种集合体内各单元在相互嵌合中不可避免地存在着缺陷，从而会促使

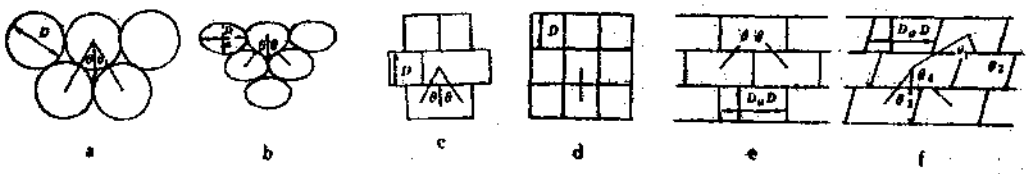


图1.4 一些典型的岩块系

各单元之间产生滑动效应。所以，如果不是在重复荷载的条件下，要想将碎块体模型的变形分析与集合体的性能联系起来是有困难的。

由此可见，岩石力学中的不连续介质模型（碎块体模型）与连续介质模型是从两种完全不同的思路去模拟天然岩体的性状的。后者是从整体着眼，认为，只要岩体在宏观上具有一定的应力-应变关系（例如线性的或非线性的等等），就可以用现有的连续介质力学方法去求解其应力及变形状态；而前者是从内部结构着眼，把岩体简化为某些物理形状的单元的集合体，进而研究这些理想碎块体模型的应力-应变关系，再去求解岩石力学问题。

在我国李四光教授的倡导下，特别是在他的地质力学的启示下，谷德振等也在探索建立"岩体工程地质力学"，与国外的情况不同之点，在于我国的工程地质工作者更着重于野外的地质形迹的调查和研究，并与工程地点的区域构造应力场相联系。

从上述情况可以看出，不连续介质力学还处在发展过程中，还有许多问题需要解决，而

且，由于电算技术的发展，连续介质力学也在发生变化。两者相互渗透、相互结合，可能形成一个新的理论体系。因为，岩石力学中的连续介质力学方法，现在普遍的做法是，采用各种方案来考虑岩体中的不连续面，进行大量的节理岩石的模型试验和电算分析，以致可以这样说，与经典连续介质力学相比较，现在这种不同程度上考虑岩石中的非连续面存在的情况，也可以叫作准连续介质力学。

应该指出，新的学科的发展，常常是把现有的某些学科中的合理内容改造成为自己的重要组成部分。例如对物体中存在着细微缺陷的研究，并利用格里菲斯(A.A.Griffith)理论以阐述其宏观特性，从而探讨岩石的断裂与强度问题，这再一次证明连续介质模型对于岩石力学是可用的。因此，可以认为，岩石力学中不连续介质力学方法与连续介质力学方法之间的分歧，可能比某些研究者所预想的要小些，而且各单元的集合体的基本特性一经确定，就可以转化为连续介质力学问题求解。

70年代初形成一种离散单元法（Discrete Element Method，简称DEM），这是一种分析非连续问题的数值计算方法。该方法以分立的块体为出发点，块体的位移大小不受限制，甚至位移可以发展到脱离母体而自由倾倒或下落。离散单元法的基本原理是牛顿运动定律结合不同的本构关系，用动态松弛法或静态松弛法求解。与此同时，石根华的块体理论(Key Block Theory)[13]也已发展成为不连续体变形分析方法（Discontinuity Deformation Analysis）。这些情况表明，岩石力学中不连续介质力学方法和连续介质力学方法正在结合起来。

还应该指出，不连续介质力学是建立在这样的基本假定上：岩体的工程性质主要取决于岩体的地质断裂系统。但是岩石的试验研究表明：这个概念只在一定的应力状态下才是可以接受的。因为，节理岩石的三轴试验表明：在低的围压作用下，虽然可以发生沿裂隙面的滑移破坏，但也发生轴向(大主应力σ_1方向)劈裂破坏，或者部分通过裂隙面部分通过完整岩石的剪切破坏，而在高的围压作用下，其破坏并不受裂隙方向的影响。我们在野外三轴试验中也观察到：在低的围压作用下，砂岩并不沿原有的构造裂隙剪破，而是受作用力的控制，在被剪破的滑动面上，很光滑、擦痕累累、清楚可见，而试件上原有的构造裂隙上却没有这个现象。这是因为地质上的软弱结构面与破坏性的剪应力的分布轨迹不一定是完全重合的缘故。因此，有一个应力取向问题，一般来说，在最大主应力σ_1与软弱面的夹角α在30—40°之间时，最容易发生破坏。

当前岩石力学研究中，岩石断裂力学与岩石损伤力学的研究获得了很大的发展，这些研究是立足于连续介质力学，而又考虑岩体中的裂纹和节理的。因此，连续介质力学模型并不限制人们采用各种途径考虑岩体中实际存在各式各样的节理情况，这正是岩石力学重要的研究课题。

第1.4节　岩石的工程分类

在工程实践中，经常需要进行岩石的工程分类。这是因为，通过一定的勘测试验，在逐步认识岩石的基本特性的基础上，对岩石的性状进行综合分析，划分等级和一定的类别，以反映介质力学属性的质的区别和相应的量的概念，又反映构成这些不同质的各种因素的一定的内在联系。这将有利于对不同类型岩石的工程特性进行深入的研究，并建立与之相应的计算模型和施工工艺及处理措施，从而使有关的工程设计和施工更加合理而经济。因此，对于岩石的工程分类的研究，在国内外都很引人注意。

从岩石工程分类的现有趋势看，大体是从单一指标（或参数）的分类转向多个参数的综合分类，从定性到定量、从感性（经验的）到理性（科学的）方向发展。但是，对岩石进行科学的、定量的综合评价，是一个很复杂的问题。这里有几个问题需要得到合理的解决，例如：影响岩石工程性质的因素是很多的，在岩石分类中应该考虑哪些最基本的因素？这些因素用什么参数（指标）来反映？以及如何综合评价？等等。

关于岩石工程分类中的基本因素问题，国内外不少人作过许多工作，从中可以看出，对岩石工程分类的主要因素的考虑是各种各样的，但也有一些共同点，归纳起来：

(1) 岩石的坚硬程度。它常用饱和抗压强度指标来表示。早期的岩石分类常用它作为单一指标的分类，虽然现在已逐渐淘汰这种分类方法，但仍然是岩石综合分类中最重要的指标之一。

(2) 岩石的完整程度。这个因素在不少分类中上升为第一位因素。但以此作为单因素分类也是不合适的。因为这与岩石坚硬程度和初始应力状态有关。如果岩性坚硬，一般可以认为其完整性（裂隙发育状态）是岩体稳定的决定因素；但如岩性软弱；或在高的围压力作用下，结构面的影响会降低或消失。此外，不完整的岩石的稳定性受地质结构面的产状与岩体中的初始应力主向（大主应力σ_1的方向）的相对关系所控制，这一点常为现有绝大多数岩石工程分类所忽视，只有个别分类注意了结构面产状的有利与不利影响。

(3) 现有许多分类普遍注意了水的作用和风化的影响。但这两个因素其实并不是完全独立的。一般说来，风化的影响主要是水在岩石中长期作用的产物。所以，为了工程的目的，主要考虑水的作用也许是更合适的。

(4) 在现有的岩石工程分类中，几乎没有一种是认真考虑了岩体的初始应力状态和温度影响。当然，过去的工程建设多在地表和浅层岩体中进行，这两个因素的影响或许可以忽略而不产生大的偏差。但在埋藏深度大的岩体中，则情况将会有所不同。例如2m直径的洞室在10m和1000m埋深的条件下，其初始应力状态可能很不相同，一般说来，前者只是自重应力场的作用，而后者除自重应力场外，肯定有构造应力场的作用，甚至主要是水平地应力的作用。因而对地下洞室围岩的稳定的影响便很不同了。这两个因素在岩石工程分类上如何考虑，还缺乏实践经验，但在一定的条件下，是需要注意的。不过温度这个因素在现有的建设深度的范围内，只有个别地点有这个问题，实践中遇到的这种情况较少，可以暂且不作考虑。

最后，统一的岩石工程分类是为各种不同的工程建设服务的。但是，同一岩体地质条件对不同的建筑物的适应性是不尽相同的。所以统一的岩石工程分类只能按照岩体本身的特性加以划分，为不同工程建筑物的设计和施工提供一个客观基础。因此，对于专门的岩石工程分类可以在这个基础上按其服务对象的特点和需要，作一些补充和变化也是很必要的。

考虑到上述情况，我们建议在岩石的工程分类中考虑主要因素的代表性指标是[14—17]：

(1) 饱和极限抗压强度(R_{cw}，MPa)或模量强度比（E_{s0}/R_{cw}，其中E_{s0}为岩石的饱和极限强度R_{cw}的50%处的切线模量）。这主要考虑了岩石坚固性质及水的软化作用和风化作用。

(2) 岩石的纵波速度（V_p，km/sec）或岩石完整性系数$K_v=(V_{pm}/V_{pr})^2$（其中V_{pm}和V_{pr}分别为岩体和岩块的纵波速度）。这一项考虑岩石的质地优良程度，又与其完整性和风化情况有关。

(3) 吕容系数（UL）和地下水状态。这两项主要考虑岩体内的裂隙和地下水的情况。

(4) RQD（%），节理间距（d，m），平面裂隙率（k，%）或块度模数（M_k）、节理

状态、节理走向与倾角情况。这五项主要是从各个不同侧面考虑天然岩石的节理条件，也反映了洞室轴线方向和地应力方向对不同节理走向和倾角的有利或不利情况。

(5) 岩体自稳情况。这一项反映了多种因素的综合作用的结果，例如地下水的作用、节理情况、地应力主向、洞室轴线方向与节理产状的关系等。

这里只探讨岩石工程分类的一般情况，如前所述，对具体工程的特点与要求没有着重考虑。

从国内外若干岩石分类中对这些因素所考虑的情况，我们可以看出：

第一，许多分类的区间划分，常带人为性。因为在分界点的前后，并不发生质变。因为在分类的分界处，有一定的搭接。这就是说，分界点是不明确的。这也反映了岩石的各项物理-力学性质指标的测量结果分散性这一特点。

第二，虽然各个分类的提出者对各单因素的划分类别颇不一致，考虑的情况也有所不同，但从总体看，似仍有一定的趋势可循。例如岩石抗压强度，这是许多岩石分类中的一个重要指标，初看起来各个分类是大不一样，但如果注意到我国的许多岩石分类多带有部门的工程建设的特点而拟定的，则可以认为，就岩石作为各种工程建设对象的总体来说，许多分类都有其大体的一致性。这种情况说明，对每个单因素的指标来说，有可能予以标准化。

这里，我们初步按上述五项因素具体化（如表1.1），作为进一步综合评价的基础。

表1.1 岩石工程分类的单因素评价

级别		Ⅰ（很好）	Ⅱ（好的）	Ⅲ（较好的）	Ⅳ（差的）	Ⅴ（很差的）
岩石饱和抗压强度	（MPa）	>196.1	196.1—98.1	98.1—49.0	49.0—9.8	<9.8
R_{cw}	评 分	100	50	25	15	5
岩石的纵波速度	（km/s）	>5	4—5	3—4	2—3	<2
V_p	评 分	100	85	60	20	10
块度模数	M_k	>4	3—4	2—3	1—2	<1
	间距（m）	1.0	0.5—1.0	0.3—0.5	裂隙密集	岩石破碎
	评 分	100	80	65	30	10
地下水	状 态	完全干燥	稍湿润	有潮湿和滴水现象，局部有渗漏现象	滴水渗漏	渗漏、股流、滴水
	流量(l/min)	<0.001	0.001—1	1—50	50—500	>500
	评 分	100	90	75	40	10
地应力主向与节理系方向的关系	情 况	很有利	有利	一般	不利	很不利
	评 分	100	100	60	30	0

附注：块度模数M_k无法考虑节理的夹泥情况，因此如遇到夹泥情况应降低其级别。

虽然现有的岩石工程分类都是以明确的参数(指标)值作为分界线，但实际上不论采用何种指标对岩石作分类鉴别，都必然是模糊的。大家知道，岩石的各项参数的测量值很分散，同一地点、同一名称的岩石的数据离散性很大。其原因很多，如目前对岩石的物理力学性质的知识尚少，还不能给出精确的岩石本构关系；地质因素的调查也不很准确，还具有一定的主观推断性；岩石力学的测试技术还不够完善等等。总之，我们不能给出准确的定量评价，这是一方面。

另一方面，岩石本身在给定的名称下，即使其地质条件是相同的，也存在一定的不确定性。因此，在岩体的综合评价中，这些不确切性是必须考虑的重要特征之一。因此，一般说来只能说明它以多大程度（或叫资格度）取得某个项目的某一具体指标，实际上，说岩石不是好的，坏的，这些概念是模糊（Fuzzy）的，不确定的，这不是概率学的概念。因此，我们曾试图将模糊集合论中模糊识别的基本理论用于岩石工程分类中来[14—17]，在此便不再详述了。

第二章　岩石的结构性与结构面网络

第2.1节　概　　述

天然岩石像所有的物质一样也具有一定的结构。这种结构因素对岩石的变形和破坏，在一定的条件下，甚至起着决定性的作用。但是，这并不构成忽视天然岩石的岩性因素的理由。因为，岩性因素是岩石作为力学研究对象的重要物质条件，一般说来，岩石的许多力学性状，就是通过岩性这个内因而显示出来的。在工程上，最早认识和利用岩石作为基础和材料的就是岩性因素，并且用其抗压强度作为衡量坚硬与软弱岩石的指标。前已指出，虽然现在岩石强度作为单因素的岩石工程分类已经不适用了，但它仍就是衡量岩石质地优良与否及综合评价所必需考虑的重要因素之一。

按岩石的力学特性可以划分为两类：塑性（软弱）岩石和脆性（坚硬）岩石。这种划分是有条件的、相对的，并且只在不深的地层条件下才可行。因为随着深度的增大，围压和温度的增加，脆性岩石会转化为具有塑性特征。尽管如此，在工程上划分出这两种基本岩性的类型，仍是有意义的。因为，现有的工程建设所涉及的深度一般都不大；这两种岩性的岩石的变形和破坏情况却很不相同。脆性岩石的破坏特点是岩石达到破坏时不产生明显的变形；塑性岩石在破坏时有相当大的塑性变形。脆性岩石常表现为张拉破坏，是岩石中产生微破裂并进一步扩展的结果；塑性岩石的破坏是剪切破坏，有明显的流变效应，在一定的条件下甚至处于塑性流动状态，而没有形成明显的破坏面。而且，由于岩性不同，岩体所能聚集的地应力的能力也不同。有资料表明：在弹性模量相差1.5个数量级的两种岩体中，其地应力相差一个数量级。因此，可以认为在地质构造环境相同的条件下，岩体中地应力量级是岩性因素的函数，而且，由于岩性的不同，在其它地质背景相同的情况下，其节理裂隙发育程度也有所不同，其地下水的活动情况也会有差异。因此，两类岩性的岩石的力学试验研究方法、研究重点，都不尽相同。

当然，岩石的结构性更需注意。岩石的结构性可以分为相互区别而又互有联系的两种：其一，是岩石的宏观结构性，国内工程地质学界称之为岩体结构，并定义为由结构体与结构面这两个基本单元所组成。这里所说的结构面，即地质界面（主要是断裂面）的统称，被这些结构面切割而成的岩块或块体称为结构体。这种区分没有涉及结构面的各种情况，而结构体内也可能有各种各样的缺陷（包括颗粒间的微裂纹），因此是有条件的。总之　宏观结构性是肉眼可见的各个基本单元的组合情况；从力学观点来说，最重要的是定向裂隙系统，相界面（层面）及结构面中的组成物质及其状况，它们是影响岩体结构力学性能的关键性因素。其二，是岩石的微观结构性。这是指组成岩石的物质颗粒的组织和排列情况，并且以内部结晶的不完全性（岩浆岩、变质岩）和颗粒间的胶结不均匀性（沉积岩）为特点。这种颗粒尺寸的结构，只是一种细观的结构性。因此，甚至最完整新鲜的岩石内部，也存在这样或那样的微孔隙、微裂纹和其它缺陷，它们是形成岩石宏观结构性——断裂的内因。从这个意义上说，岩石的宏观结构性是其微观结构性的延续和发展。因此，从形成宏观结构性的机理

来说，忽视对岩石微观结构性的研究，不能认为是全面的和正确的。这种情况现在已引起人们的注意。

岩石的结构性是与岩石的成因类型、形成条件以及它存在的整个历史环境和条件密切相关的。从工程的观点来看，宏观结构性的影响最大，这是人们着重研究它的重要原因。但是，如果完全忽视微观结构性的研究，那将不利于岩石特性及其机理的阐述。可以说，岩石断裂力学的兴起，正是在某种程度上弥补了这一点。

目前在岩石力学和工程地质学领域中，都非常重视岩石中的结构面的研究，因为它是岩石中的薄弱面，常常是岩石强度和变形的关键部位。

岩石结构面是很复杂的。在工程地质学中[18]，所谓结构面实际上是地质发展历史中，在岩体内形成具有一定方向、一定规模、一定形态和特性的面、缝、层和带状的地质界面。面是指岩块间刚性接触，无任何充填的劈理、节理、层面、片理等；缝是指有充填物，而且具有一定厚度的裂缝；层是指岩层中相对的软弱夹层，不仅是由不同物质所组成，而且明显存在上、下两个层面，当然其厚度也是相对的；带是指具有一定厚度（有时称为宽度）的构造破碎带、接触破碎带、古风化壳和风化槽等等。在岩石力学中，现在常常借用工程地质学的这个术语，但是，这个术语似过于笼统而庞杂，没有考虑各种结构面的差别，而这种差别在工程上是很重要的。考虑到这一点，似可把岩石结构面分为两种，一是节理裂隙，二是软弱夹层，特别是粘土岩类软弱夹层最值得工程上注意。一般说来，岩石中的定向结构面的存在，常常是使岩体具有各向异性的主要原因之一。并且是岩体强度的薄弱部位，也最易于变形，又是天然岩石中渗流的主要通道，也是工程建设中容易构成隐患的地方，所以需要特别注意，并采取必要而适当的工程措施，以策安全。

第2.2节　岩石结构面的摩擦角

在工程上，习惯上将库仑直线方程中的f和C叫做摩擦系数和凝聚力，事实上它们并不具有明确的物理意义。许多试验资料表明，岩石的摩擦角的一般规律是：

(1) $f_{抗剪断}>f_{摩擦}$

(2) $C_{抗切(\sigma=0)}>C_{抗剪断(\sigma>0)}>C_{摩擦(\sigma>0)}$

之所以会有这个结果，是由于真实的岩石的摩擦强度和凝聚力并不等同于库仑直线的参数f和C。但是这两者之间是否有什么关系呢？

我们根据40余个坝基的现场岩体抗剪断试验结果，且C及f（或内摩擦角φ）均取破坏时的峰值，用C/R_c（这里R_c为室内岩块的单轴抗压强度）作为坐标的纵轴，而以同一剪力试验结果中的f（或φ）作为坐标的横轴，于是可得图2.1及2.2。可以看出C/R_c-f或C/R_c-φ几乎集中在一条直线上（仅有三个点离开直线较大），并可得到：

$$C/R_c=0.456-0.0057\varphi \qquad (2.1)$$

或

$$C/R_c=0.324-0.118f \qquad (2.2)$$

而且，f或φ值越高，集中于直线的程度越明显，这可能是f或φ值低时，其相应的C值的变化范围相对要大些的缘故。

大家知道，对两个运动的固体接触面之间的摩擦力，古典的固体滑动摩擦定律有三点结论：第一，摩擦力与表观接触面积无关；第二，摩擦力与其法向荷载成正比，即就给定的接触面来说，所需要的剪力与法向荷载的比是一个常数（摩擦系数）；第三，摩擦力与滑动的

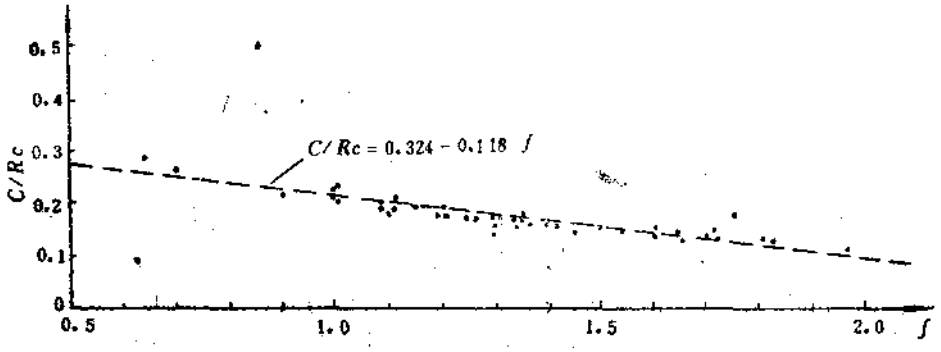


图2.1 岩体抗剪断试验f-C/R_c的关系

f—摩擦系数； C—凝聚力； R_c—岩石单轴抗压强度

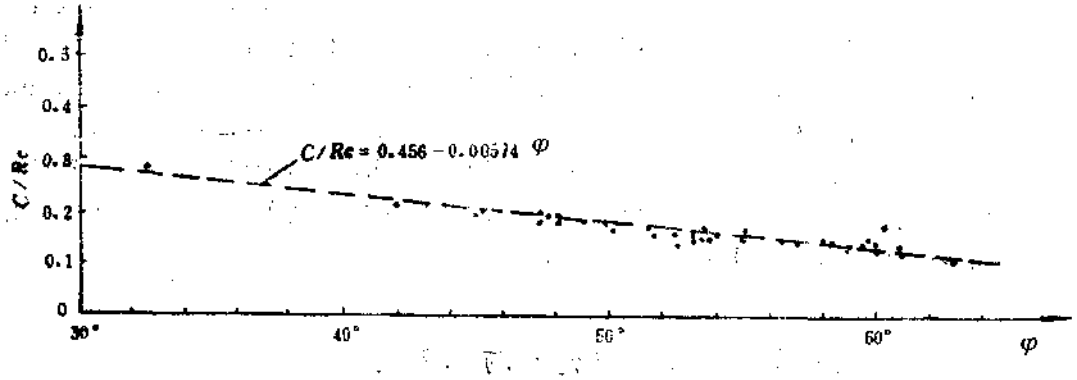


图2.2 岩体抗剪断试验φ-C/R_c的关系

φ—内摩擦角； f—摩擦系数； R_c—岩石单轴抗压强度

速度无关。但这只在有限的速率范围内才是可以接受的，在高速时摩擦力通常是变小了。因为这时可能产生很高的温度，其温度与荷载、滑动速度、热传导系数等有关。

第一条也是一种理想的情况，因为接触面总是凹凸不平的，实际接触面积比表观接触面积要小得多；而且法向压力可以把凸起的“峰顶”压碎而填入“凹谷”中去，在法向压力足够大时，还会使接触面相互“粘连”起来。在岩石力学中有许多关于节理面的粗糙度对其抗剪强度的影响的研究，就其实质来说，都是对古典固体摩擦定律的第一及第二条的修正，以适应于岩石的真实特性。

最简单的摩擦准则是：

$$\left.\begin{aligned}\tau&=f\sigma\\ f&=\operatorname{tg}\varphi\end{aligned}\right\}\quad(2.3)$$

式中：τ为剪应力；σ为正应力；f为摩擦系数，φ为摩擦角。

修正后的摩擦准则为：

$$\tau=\sigma\operatorname{tg}(\varphi_b+i)\qquad(2.4)$$

式中：i为爬坡角或剪胀角，即颗粒位移方向与剪应力方向的平均夹角；φ_b为基本摩擦角，是单一光面摩擦试验结果所发展出来的，它是岩石的摩擦特性的一个物理量。

节理岩石的基本摩擦角，一般是采用新鲜的平直表面的岩块进行直接剪切试验求得。我国50年代水工建设中，常采用金钢砂磨平试件，以求得摩擦角，这实际上就是基本摩擦角。把我国当时的试验结果与国外后来的资料进行比较，发现[8]：

(1) 国内50年代用80—100号金钢砂磨制的岩石磨光面所得出的摩擦角，大体相当于国外70年代所发表的资料的干试件的基本摩擦角的下限值。而国内资料中岩石光面与糙面相比较，糙面的摩擦角约大5±0.5°左右。

(2) 无论是干试件还是湿试件，国外资料中的φ_b情况是：岩浆岩>沉积岩>变质岩。国内过去岩浆岩资料很少，但其它岩类的光面试件的情况也具有同样的情况。

(3) 从试件的干湿状态来说，其平均基本摩擦角，湿试件都低于干试件：对于岩浆岩平均低2°；对沉积岩低2.5°；对变质岩低4—6°。因此，可以认为，岩石的基本摩擦角可能与岩石的组成、结构、岩性等因素有关；不过目前国内外对这方面的详细研究较少。

(4) 就颗粒大小的影响来说，似乎有两种情况，一种是颗粒很坚硬，在剪切过程中不容易或很少转化为更细小的颗粒，这时颗粒越大，其基本摩擦角也越大，如表2.1中的细粒花岗岩和粗粒花岗岩的情况；另一种是粗颗粒在剪切过程中较易于破碎，或者微孔隙相对增大，从而使实际接触面积变小，则摩擦角也可能随颗粒的增大而变小；我国新安江水电站的岩石按颗粒大小不同而得到的光面试件的剪切试验结果就有随颗粒变细而摩擦角有变小的趋势。如表2.2所示。

表2.1 新安江水电站岩石摩擦角与其组成颗粒大小的关系

岩石	试验类型	组数	平均摩擦角(φ°)	附注
千里岗砂岩：粗粒	岩/岩	28	37°	均在相同的法向压力下进行试验的结果
中粒	岩/岩	58	29°30′	
细粒	岩/岩	22	42°20′	
石英砂岩：含砾的	岩/岩	58	38°40′	
不含砾的	岩/岩	62	38°10′	

表2.2 千里岗砂岩不同磨光面的抗剪试验结果

试件情况	f	φ°	C(MPa)	附注
24号金钢砂磨平	0.693	34°43′	0.00514	每种磨光面是10组试验的平均值，最大法向应力为0.588MPa
40号金钢砂磨平	0.650	33°01′	0.00510	
80号金钢砂磨平	0.624	31°58′	0.00745	

(5) 我国过去虽然也进行过岩石不同磨光面的比较试验，但没有进行极光滑的岩面摩擦试验。因此，对于国外后来发现的极光滑岩面的粘滑现象和极光滑面随正应力的提高，φ值反而增大的现象，便不可能进行对比（图2.3）。

(6) 巴顿（N.Barton）提出过完整岩石的临界状态的强度理论，是以峰值强度的摩尔包络线达到斜率为零

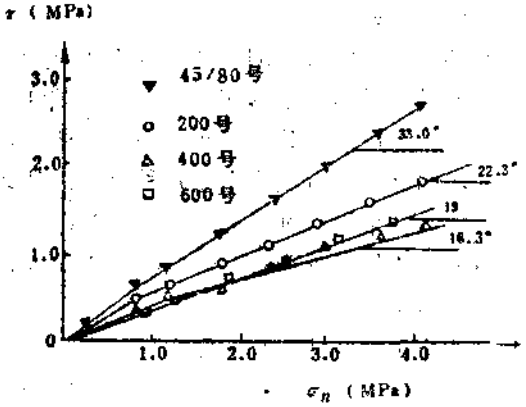


图2.3 石灰岩不同人工磨光面的试验结果

的点的应力条件为临界状态。得到$\sigma_1=3\sigma_3$。于是，在"临界状态"时岩石的摩擦角的理论值为$\varphi_c=\text{arctg}[(\sigma_1-\sigma_3)/(\sigma_1+\sigma_3)]$，当$\sigma_1=3\sigma_3$时，$\text{tg}\varphi_c=1/2$或$\varphi_c=26.6°$。这个数值低于国内外现有的实测值。不过，目前实测值是在较低的正应力下得到的，两者条件有所不同。但是，巴顿提出的"临界状态"只与σ_1及σ_3有关，而与岩性无关，似不合乎实际情况。

以上讨论是新鲜岩石的情况。节理岩石可能处于不同的风化状况，但基本规律应该是一致的。

第2.3节　岩体中软弱夹层的基本特性

在工程建设中，经常遇到岩体中的软弱夹层问题。这些软弱夹层在数量上虽然只占岩体中很小的百分比，但却是岩体中最薄弱的部位，常常是工程中的隐患，需要予以特殊的注意。

1．软弱夹层的一般特点

岩体中的软弱夹层，是地史活动中在各种不同的条件下生成的，与成岩条件、构造作用和风化影响有密切的关系。

沉积岩在成岩过程中，沉积间断的层面上常有软弱物质积聚。例如薄层页岩、泥岩和粘土岩常夹在各种砂岩之间，而石灰岩中也可能有钙质页岩、泥灰岩等软弱夹层；在火成岩中，由于侵入体与围岩接触带常形成蚀变，改变了原岩性质，形成软弱夹层，其产状、厚度及性质变化很大，规律性较难掌握；在变质岩中，常有绢云母等的富集带，相应的软弱夹层发育规律也较复杂，夹层的性质、产状及连续性等常难以确定。

岩体在构造作用下常常形成层间错动，因而顺层面发育成软弱夹层或被挤压破碎而形成构造夹层，例如断层泥、糜棱岩、压碎岩、片理带、泥化错动带、劈理带、节理密集带，它们具有不同性质和产状条件。

风化作用所形成的软弱夹层受母岩矿物稳定性所控制。例如长石、方解石、绿泥石、云母等铁镁硅酸盐矿物，经过物理、化学风化作用生成含水铝硅酸盐新矿物——高岭石、伊利石（水云母）和蒙脱石，其中次生填充的夹泥层则取决于裂隙的产状和分布规律，而沉积过程形成的软弱夹层与沉积过程有密切联系，常常具有岩相变化显著、呈尖灭或互层、在岩性上也互相递变和混杂等特点。

2．软弱夹层的产状条件

天然岩体中的软弱夹层的特征是多种多样的。有的极为破碎，有的层理极薄；有的岩性变化大；有的风化迅速，暴露在空气中很短时间内便破坏了；有的软弱夹层中有一些平行于层面的天然连续光滑面，其上分布一层泥化薄膜，含水量很高，只要轻轻一推即沿此光滑面滑动。有的软弱夹层同时具有上述几种特征。凡此种种特点，都给软弱夹层的研究工作带来许多困难。因此，采用何种研究方法才能获得软弱夹层的特性，是一个很重要的问题。目前国内外采用的方法是野外调查，室内及野外试验，虽然一般是有成效的，但还不完全能够反映软弱夹层的情况。

对工程设计和模型试验有重要意义的产状特征参数，一是软弱夹层的起伏差，一般可以根据平洞及天然露头等资料进行统计。由于软弱夹层的起伏差的存在，在剪切过程中会因爬坡角而提高强度，要发挥这个作用，其剪切变形将是很大的，对于许多工程建筑物未必是允

许的，但对岩质边坡稳定性，在有些场合下，较大的变形和位移可能是允许的。所以起伏差的影响将根据具体情况而有所不同。二是沉积型的软弱夹层的倾角，一般都是比较小的，属于缓倾角（小于30°），对水工建筑物的稳定性是不利的。特别是因为这些倾角的方向常常不是单一的。例如既倾向下游又偏向一岸，这就使得水工建筑物的受力过程复杂化，甚至产生扭动现象。这种现象在岩体现场试验及室内模型试验中均已观测到。所以准确地测定软弱夹层的倾角是重要的。三是要把软弱夹层的空间分布情况具体地与工程建筑物的位置联系起来，确定两者的相互关系。因为经过这种具体分析之后，常常只有1、2个坝段是需要重点加以研究并采取特殊的工程措施，就可以达到既使工程安全而又比较合理和经济的目的。

3．粘土质软弱夹层的泥化带

粘土岩类软弱夹层，在一定的条件下是可以泥化的。但这个过程可能是长期的。所谓泥化，是指粘土岩类其天然物理状态处在塑泥状态（即含水量在塑限与流限之间），其性状结构发生了显著变异。一般认为，软弱夹层受到构造破坏或处于不同类型风化带内，是地下水长期活动的结果。因此，研究地下水流及其对软弱夹层的作用是一个重要的课题。

某些构造软弱夹层，特别是粘土岩类软弱夹层中，由于其中含有一定的粘土矿物具有相对的隔水作用，其地下水的活动规律，除了随岩体裂隙发育程度不同外，地下水流多沿其层面和夹层中的构造破坏带活动，形成集中渗流带。根据野外调查，在这些部位，常常容易发育为泥化带。它的工程性质最差，危害性最大。泥化夹层的性状也很不均匀，往往具有明显的分带性。这种特点是在地质历史过程中，由于构造作用、水的物理化学作用以及风化作用等多种因素造成的。

一般认为，产生泥化有三个必要条件，即粘土矿物、水及水流通道。软弱夹层中一定的粘土矿物的存在是其泥化的内部根据，而水流通道和水流的作用则是其泥化的外部条件。水流通道大多是由于构造破坏、挤压、褶曲及错动所造成。而水流的作用，在水库形成后，是影响软弱夹层变异性的主导因素，必须予以重视。事实上，我国有的坝基已出现这类问题。

4．软弱夹层的力学特征

软弱夹层的抗滑稳定性是工程上很关心的。由于软弱夹层（包括泥化夹层）多遭受过构造作用的不同程度的破坏，因此沿剪切方向的矿物颗粒呈定向排列而形成残余强度。研究表明：蒙脱石类矿物为主的泥化带的强度最低，高岭石类的强度最大，伊利石类介于这两者之间。软弱夹层的流变特性和长期强度是评价其长期稳定性的重要特征。某些试验研究表明，对于高度定向排列结构的泥化夹层，其长期强度和残余强度虽然基本概念和试验方法不同，但却得到颇为一致的结果，这可能是其结构性在力学强度上的反映。

软弱夹层常呈明显的不均匀性，所以工程建筑物的不均匀沉陷问题也需要注意。

软弱夹层在长期压力渗流作用下是否会进一步恶化，这是一个需要研究的课题。这个问题有两方面：一是渗透稳定性。软弱夹层的渗水通道主要是构造裂隙，渗压水流通过时，既有冲刷作用也有淤塞现象，视裂隙通道的具体情况而定。在一定的条件下，冲刷作用占优势时，便会发生渗透失稳，把裂隙两壁的物质带走，也可能发生溶蚀现象。二是使泥化带扩大的可能性。研究表明：与泥化错动带相邻的劈理带，由于结构受到较严重的构造破坏，裂隙及微裂隙极为发育，易于吸水膨胀，特别是水的化学类型变化时，更易于使其结构破坏，强度也随之显著降低，有促使泥化带向劈理带逐步扩展的趋势，但其过程很长。

5．软弱夹层的摩擦角

软弱夹层的基本摩擦角多大，国内外都没有人进行过探讨。这是因为软弱夹层类型很多，

性质复杂，又缺乏有效的研究途径。据我国近百个水利工程的软弱夹层的抗剪强度的资料[19]，变化范围很大，似乎毫无规律。因此，还没有找到采用统一的方法以求取软弱夹层的基本摩擦角。为此，我们初步对软弱夹层进行分类：第一类是泥化物质的摩擦；第二类是碎块与泥质物质的摩擦；第三类是几乎无泥质的夹层的摩擦，以此来考察软弱夹层摩擦角的情况。于是可以看出：

（1）从现有实测资料，根据软弱夹层的泥质和破碎情况，上述分类即分为泥化夹层（泥化物质的摩擦）、破碎夹层（碎块-泥质系统的摩擦）和基本无泥质的夹层（碎块系统或层间错动系统的摩擦），是基本可行的。其实测摩擦角的平均值是[8]：

泥化夹层：$f=0.21$，$\varphi=12°$；

破碎夹泥层：$f=0.36$，$\varphi=20°$；

基本无泥的破碎夹层：$f=0.45$，$\varphi=24°$。

这是大体的趋势，因为这种区分还缺乏统一的标准，因而同一类夹层中的摩擦角，有的相差较大。

（2）泥化夹层的摩擦特性，与泥质成分、粘粒含量和含水量有关。试验资料表明：泥化夹层的含水量越高（这一般也说明其成分和粘粒的多少），摩擦角越小。特别是在高含水量的三轴快剪时，其孔隙压力很大，甚至产生$\varphi=0$的情况，这可能是某些边坡工程突然失稳的根源，值得认真注意。

（3）破碎夹泥层的摩擦特性与破碎岩块大小、坚固程度、风化及含水情况等都很有关系。如果允许它具有足够大的位移，将具有中等程度的摩擦系数。当允许位移不大时，相应的强度将是不高的。所以对这类软弱夹层的研究，似应根据工程的情况，给出不同位移情况下的摩擦系数，但目前还较少这样做。

（4）基本上无泥质的一般破碎夹层，除了与破碎夹泥层具有相似的情况外，还与夹层本身的粗糙度有关。因此，这种夹层似可分为两个亚类：其一是基本上无泥质的破碎带和构造岩，这种夹层的摩擦角将略高于破碎夹泥层，在摩擦特性上是极其相似的；其二是岩石层面或接触面之间的摩擦，这种岩石的基本摩擦角与节理岩石的摩擦角没有本质的差别，不同之点在于是两种岩石之间的摩擦面已。

（5）从我国近百座坝基中的软弱夹层的工程地质勘探查明，虽然软弱夹层按成因分类可以分为：构造型、原生型和风化（蚀变）型。但有80—90%的软弱夹层都存在这样或那样的构造破坏。这种情况显然将影响它的摩擦特性。不过，至今未见到比较系统的试验研究资料。在国外，也有类似的研究。例如图2.4所示的石灰岩的层面、节理面和褶曲滑动面三种

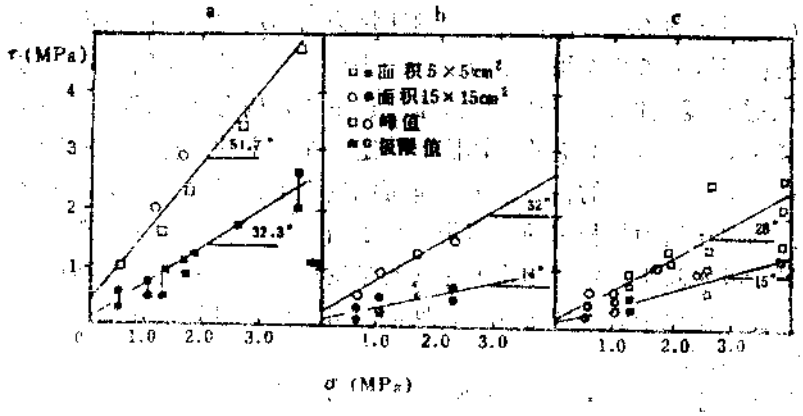


图2.4　天然岩石不连续面的试验结果

a—层面；b—节理面；c—褶曲滑动

天然情况的室内试验资料，用峰值和破坏后的强度（这取决于剪切面破坏后的糙率）表示，可见褶曲滑动面（即经过构造破坏的面）的摩擦角最小，但极限强度则与天然节理面没有什么差别。

第2.4节　岩体结构面几何参数的统计分析

天然岩体的几何参数有：结构面组数、方位、产状（走向、倾向、倾角）、间距（或密度）、迹长、开度等，除组数外，还要知道它的平均值与方差以及概率分布函数的形式[20—23]。上述参数均可通过对岩体露头或钻孔岩芯进行现场实测得到，一般由工程地质勘测来完成。

2.4.1　结构面的方位

在岩体结构面网络调查中，常把测量结果投影到赤平投影图上（如图2.5）。这种图给人以非常直观的印象，并提供有价值的资料。此图特别适宜于结构面组数的划分。结构面网

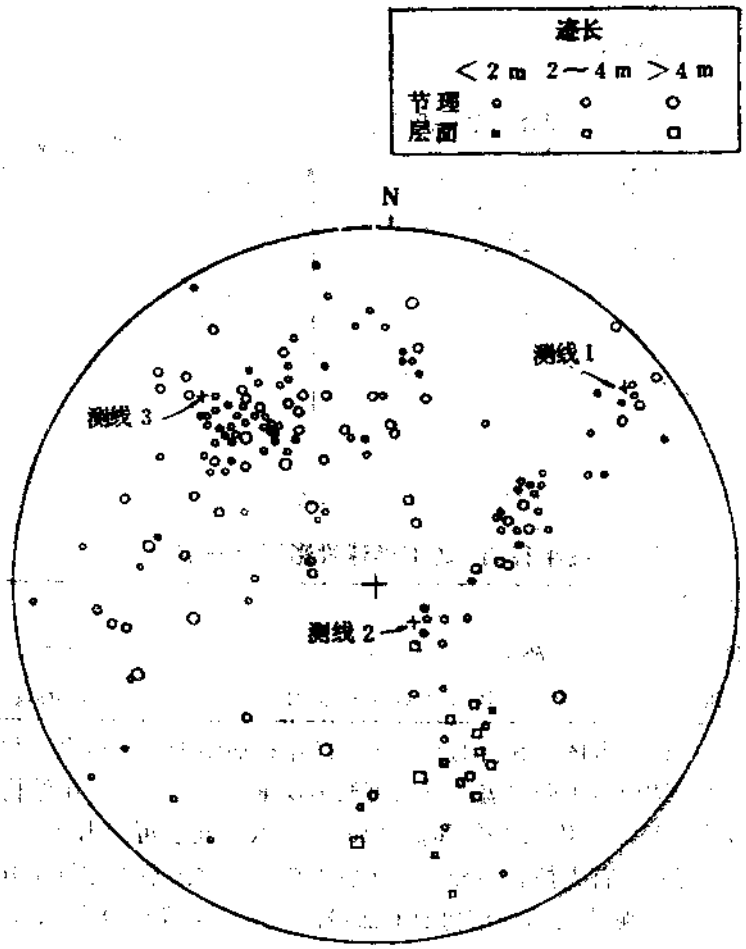


图2.5　结构面法线下半球投影图

络中出现任何大的偏离方位均可由此图的集中度反映出来。用构造地质学中的极点等密度图方法求出结构面组的代表性方位，但要注意假集中优势方位的出现。

1．结构面法线的优势方位与离中度

离中度是衡量结构面组中每条结构面方位偏离优势方位的程度。为了求得离中度，首先是把实测结构面法线投影到下半球投影网上，然后再分析其离中度。

典型的结构面方位数据是由不同方位的多条测线测得的几百个方位值组成。从实用出发，极点投影工作可由计算机来完成。下面先介绍计算机作图原理。

每一个结构面方位可用倾向α_d和倾角β_d表示，则结构面法线的倾向α_p和倾角β_p为：

$$\alpha_p=\alpha_d\pm180^\circ,\quad 0^\circ<\alpha_p<360^\circ \tag{2.5}$$

$$\beta_p=90^\circ-\beta_d \tag{2.6}$$

使用计算机作图时，则把角度转化成弧度。

图2.6a表示X、Y坐标系中，半径为R的投影图。X轴正向水平朝东，Y轴正向水平朝北。结构面方位为α_p、β_p的法向之投影点的x、y坐标值以等角和等面积投影网两种情况列于表2.3中。

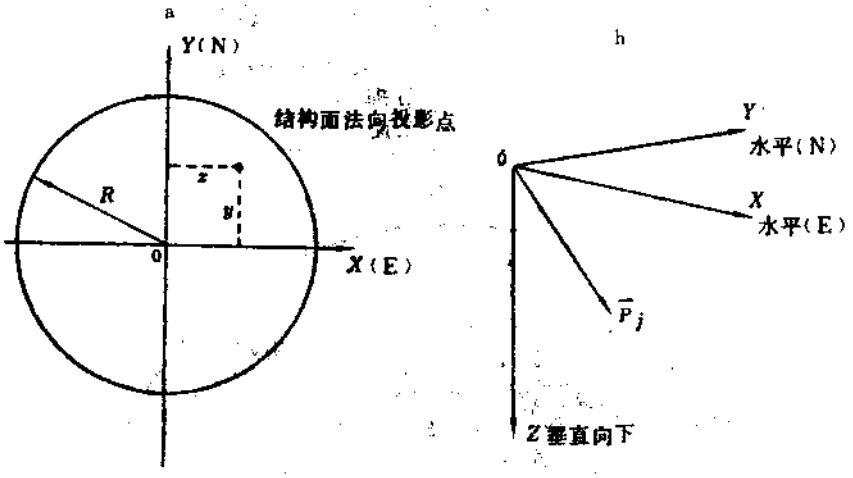


图2.6　笛卡尔坐标系

表2.3　在半径为R的下半球投影网上一点x、y

投影网	x	y
等角投影网	$R\sin\alpha_p\mathrm{tg}(\pi/4-\beta_p/2)$	$R\cos\alpha_p\mathrm{tg}(\pi/4-\beta_p/2)$
等面积投影网	$R\sqrt{2}\sin\alpha_p\cos(\pi/4+\beta_p/2)$	$R\sqrt{2}\cos\alpha_p\mathrm{tg}(\pi/4+\beta_p/2)$

不论是计算机或手作极点图，其目的是找出不同结构面组的大概边界。如果结构面方位数据很分散，由相邻的结构面组所覆盖的范围可能出现重叠。例如，一组结构面法线方位范围为$210^\circ<\alpha_p<265^\circ$，而另一组为$240^\circ<\alpha_p<315^\circ$。法线倾角也可能出现上述叠接情况。因此在结构面组数分析时，首先把它们分开，然后再总和，求出平均方位和方差。

被倾向α_i、倾角β_i的测线交切的结构面（法线倾向α_p、倾角β_p）的加权系数W如下式：

$$\overline{W}=\frac{1}{|\cos(\alpha_p-\alpha_i)\cos\beta_p\cos\beta_i+\sin\beta\ \sin\beta_i|} \tag{2.7}$$

因此，可用平行于结构面法线方向的W值的矢量来表示结构面方位。图2.6b为X轴水平朝东，Y轴水平朝北，Z轴垂直向下的左手笛卡尔坐标系。采用这种坐标系的目的是与图2.6a坐标系一致，并使下半球投影点均位于XY平面的正Z轴方向上。

考虑同一组的N个结构面，设该组的第j条结构面法线产状为$\alpha_{p\,j}$和$\beta_{p\,j}$。由式（2.7）得加权系数为W_j，则这一组结构面的总的加权结构面数为：

$$N_w=\sum_{j=1}^{N}W_j \tag{2.8}$$

由于W_j均大于或等于1.0，所以，一种情况下，N_w将大于N，且N_w/N比值在2—5间，在极点图上等值线是用百分数表示，其大小按顺序增加。在估计数据精度时，这种样本大小是重要的因素。由这点出发，为了使N_w等于N，需要对每一个加权系数W_j标准化。标准化加权系数为

$$W'_j=\frac{W_j\cdot N}{N_w} \tag{2.9}$$

由于N/N_w是常数，因此，不改变其相对加权值。由方位数据求出两个关键参数，用式（2.7）和式（2.8）求出N_w，用式（2.9）可求W'_j。

与平行于第j条结构面法线相应的W'_j的矢量$\vec{P}_j$在X、Y、Z轴上的分量P_{jx}，P_{jy}，P_{jz}分别为：

$$\left.\begin{aligned}P_{jx}&=W'_j\sin\alpha_{p\,j}\cos\beta_{p\,j}\\P_{jy}&=W'_j\cos\alpha_{p\,j}\cos\beta_{p\,j}\\P_{jz}&=W'_j\sin\beta_{p\,j}\end{aligned}\right\} \tag{2.10}$$

假设该结构面组的平均法线方位是由$\vec{P}_j$的合成矢量$\vec{R}_p$来确定（$j=1,2,\cdots,N$）。合成矢量$\vec{R}_p$在X、Y、Z轴上的分量r_x、r_y、r_z分别为：

$$\left.\begin{aligned}r_x&=\sum_{j=1}^{N}P_{jx}\\r_y&=\sum_{j=1}^{N}P_{jy}\\r_z&=\sum_{j=1}^{N}P_{jz}\end{aligned}\right\} \tag{2.11}$$

因此$\vec{R}_p$的数值由R_w给出：

$$R_w=\sqrt{r_x^2+r_y^2+r_z^2} \tag{2.12}$$

而$\vec{R}_p$的方位，$\alpha_{r\,p}$和$\beta_{r\,p}$分别为：

$$\alpha_{r\,p}=\operatorname{arctg}(r_x/r_y)+\theta\ (\text{弧度}) \tag{2.13}$$

$$\beta_{r\,p}=\operatorname{arctg}(r_z/\sqrt{r_y^2+r_x^2})\ (\text{弧度}) \tag{2.14}$$

常数θ是一个以弧度表示的角度，它保证$\alpha_{r\,p}$能落在相应的象限内，并使$\alpha_{r\,p}$位于0—2π范围内。由于大多数计算机的反正切函数是位于$-\pi/2$—$\pi/2$间，所以

若$r_x\geqslant 0$，$r_y\geqslant 0$，则$\theta=0$

若$r_x<0$，$r_y\geqslant 0$，则$\theta=2\pi$

其它情况下，$\theta=\pi$。

须注意的是式（2.13）和式（2.14）的分母不等于0。

综上所述，我们可以求出优势法线方位α_p和β_p的一组结构面，而这组结构面的代表性倾向和倾角可用式（2.5）和式（2.6）求出。

离中度指标可以用一系数K表示。它是N_w和R_w的函数式：

$$K=\frac{N_w-1}{N_w-R_w} \tag{2.15}$$

若同一组结构面均近似平行，则$R_w \to N_w$，因此$K \to \infty$。如果同一组结构面方位是随机分布的，那么R_w变小，则K也变小。理论上讲，K的最小值接近1，实际上求得的K一般小于5。

假定：矢量$\vec{P}_i$的总数是围绕某个“真”方位而成随机分布，即结构面组内的法线方位是围绕“真”方位作随机分布。从总数中随机选取的矢量在与其方位成锐角θ、$\theta+d\theta$范围内出现的概率$dP(\theta)$为：

$$dP(\theta)=Ve^{K\cos\theta}d\theta \tag{2.16}$$

式中V是一个系数，并由下式决定：

$$V=K\sin\theta/(e^{K}-e^{-K}) \tag{2.17}$$

当K值大时，则式（2.16）和式（2.17）为变量$1/K$的各向同性平面高斯分布。当样本尺寸N大时（$N>30$），其概率可近似地用下式计算：

$$P_1(\theta)=1-e^{-K(1-\cos\theta)} \tag{2.18}$$

由此得

$$\cos\theta=1+\frac{\ln(1-P_1(\theta))}{K} \tag{2.19}$$

$$P_2(\theta)=1-e^{-KR_w(1-\cos\theta)} \tag{2.20}$$

由此又得

$$\cos\theta=1+\frac{\ln(1-P_2(\theta))}{KR_w} \tag{2.21}$$

$P_1(\theta)$为从总数中随机选取的矢量与真方位间成小于θ角的概率；$P_2(\theta)$为合成矢量$\vec{R}_p$与真方位成小于θ角的概率。

式（2.18）和式（2.19）可用来检验这种方位分布概率模型是否与一组实测结构面方位资料相拟合。为了进行这一检验，首先，认为合成矢量$\vec{R}_p$是未知真方位的最好估计值。因此，围绕$\vec{R}_p$的极点分布范围在空间上是一个锥形体（其投影网上为一个圆）。锥形体的顶角为θ，故可以求出$P_1(\theta)$与锥形体顶角θ之间关系曲线，即概率分布模型。这个模型可以预测在θ角范围内发生的无误差法线方位的百分数，即$P_1(\theta)$值。在具体运用时，可以把实测和理论曲线都画在方格线上，如果分布模式能较好地与实测方位数据拟合，那么可以用式(2.19)和式（2.21）来定义出投影网上可能的代表性结构面组法线方位。若求组内的每个结构面法线方位，用式（2.19）；求组法线方位，用式（2.21）。由式（2.21）定义的区域称为“置信区”。

2．结构面方位的概率分布函数拟合

通过上述方法，我们得出了结构面分组以及属于各组的结构面方位的数据。因此，根据每组结构面方位数据，可以作出结构面方位的频率分布直方图，由此，拟合某一理论概率分布函数，并计算出平均值和方差。

2.4.2 结构面的间距和密度

1．基本概念

结构面间距为两相邻结构面之间的垂直距离，并用符号x表示，如图2.7示。

统计分析中常用平均间距$\overline{x}$来表示，即：

$$\overline{x}=\sum_{i=1}^{n}x_i/n \tag{2.22}$$

式中：x_i是沿测线测得的第i个间距值。

结构面密度定义为单位长度结构面条数。其与平均间距之间的关系为：

$$\lambda=1/\overline{x}=n/L \tag{2.23}$$

式中：n为测线长度L所交切的结构面条数。

由上述可知，为测定间距或密度，要沿结构面法线方向布线。这一要求在实际工作中难以做到，因此要研究间距或密度的换算问题。

如图2.8，设岩体中发育有一组相互平行的结构面，沿结构面法线方向上的密度为λ_1，法线与正北向成α角。现有一测线与正北向成α_1角，则在此方向上密度λ_s为

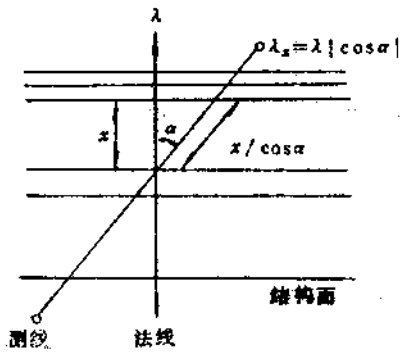


图2.7 间距随测线方位变化而变化

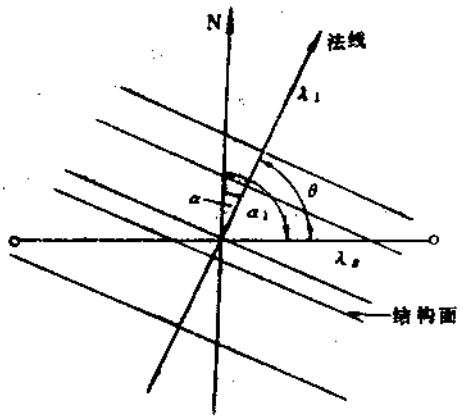


图2.8 结构面密度随测线方位而变化

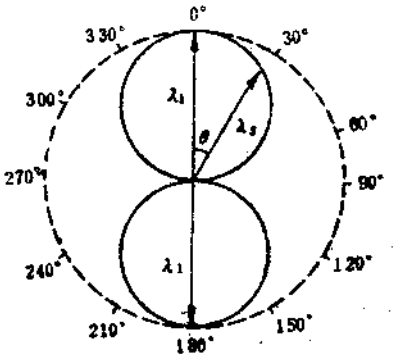


图2.9 结构面密度随方位变化

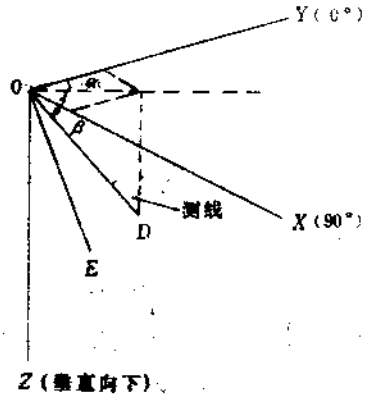


图2.10 空间坐标系中测线的位置

$$\lambda_s=\lambda_1|\cos(\alpha_1-\alpha)| \tag{2.24}$$

令$\theta_1=\alpha_1-\alpha$，则上式为：

$$\lambda_s=\lambda_1\cos\theta \qquad -90^\circ\leqslant\theta\leqslant90^\circ \tag{2.25}$$

由此式可见，结构面在测线上的密度随测线方位变化而变化。这种变化可用图2.9表示。

由此图可见，在平面条件下，存在一个最大密度方向和最小密度方向。最大、最小密度之比反映结构面发育的各向异性。

在三维条件下，定义空间坐标系中的测线位置如图2.10所示，并以走向方位角α和倾角β（在测线所在平面内测线与水平线之夹角）示之。其相应于X、Y、Z轴的方向余弦为：

$$l_x=\sin\alpha\cos\beta$$

$$l_y=\cos\alpha\cos\beta$$

$$l_z=\sin\beta$$

另外，结构面法线(OE)的走向α_1、倾角β_1，相对于X、Y、Z轴的方向余弦为：

$$m_x=\sin\alpha_1\cos\beta_1$$

$$m_y=\cos\alpha_1\cos\beta_1$$

$$m_z=\sin\beta_1$$

因此，法线与测线之夹角θ余弦为：

$$\cos\theta=l_xm_x+l_ym_y+l_zm_z$$

$$=\sin\alpha\cos\beta\sin\alpha_1\cos\beta_1+\cos\alpha\cos\beta\cos\alpha_1\cos\beta_1+\sin\beta\sin\beta_1$$

则，若结构面密度为λ_1，沿测线结构面密度λ_s有关系式：

$$\lambda_s=\lambda_1\cos\theta$$

$$=\lambda_1\sin\alpha\cos\beta\sin\alpha_1\cos\beta_1+\lambda_1\cos\alpha\cos\beta\cos\alpha_1\cos\beta_1+\lambda_1\sin\beta\sin\beta_1$$

考虑N组结构面，则上式可以写为

$$\lambda_s=\sum_{i=1}^{N}\lambda_i\cos\theta_i$$

$$=\sum_{i=1}^{N}\lambda_i\sin\alpha\cos\beta\sin\alpha_i\cos\beta_i+\sum_{i=1}^{N}\lambda_i\cos\alpha\cos\beta\cos\alpha_i\cos\beta_i$$

$$+\sum_{i=1}^{N}\lambda_i\sin\beta\sin\beta_i$$

设：

$$\sum_{i=1}^{N}\lambda_i\sin\alpha_i\cos\beta_i=a$$

$$\sum_{i=1}^{N}\lambda_i\cos\alpha_i\cos\beta_i=b$$

$$\sum_{i=1}^{N}\lambda_i\sin\beta_i=c$$

则上式为：

$$\lambda_s=a\sin\alpha\cos\beta+b\cos\alpha\cos\beta+c\sin\beta \qquad (2.26)$$

对于一定岩体而言，结构面组数和它们的方位是已知的，所以a、b、c是常数。

对式（2.26）分别对α和β求偏导，并令其为0，求得最大结构面密度的方位α_m、β_m：

$$\alpha_m=\mathrm{tg}^{-1}(a/b) \qquad (2.27)$$

$$\beta_m=\mathrm{tg}^{-1}(c/\sqrt{a^2+b^2}) \qquad (2.28)$$

最大结构面密度值λ_{max}：

$$\lambda_{max}=\sqrt{a^2+b^2+c^2} \qquad (2.29)$$

由式（2.29）可知，a、b、c是最大密度在X、Y、Z坐标轴上的矢量分量。

在空间条件下，结构面密度随测量方位不同而变化的情况，亦可用图2.11b求解。图2.11a给出了相应参数。由图中可知，$\lambda_{3max}=1.225$，方位角$\alpha_m=26.0°$，倾角$\beta_m=24.1°$。这些值与按式（2.27）至式（2.29）计算结果相符。在下半球投影网中，有四个象限，所以有四个λ_{3max}值的取值方位。如果加上半球投影的四个象限，则共有8个。

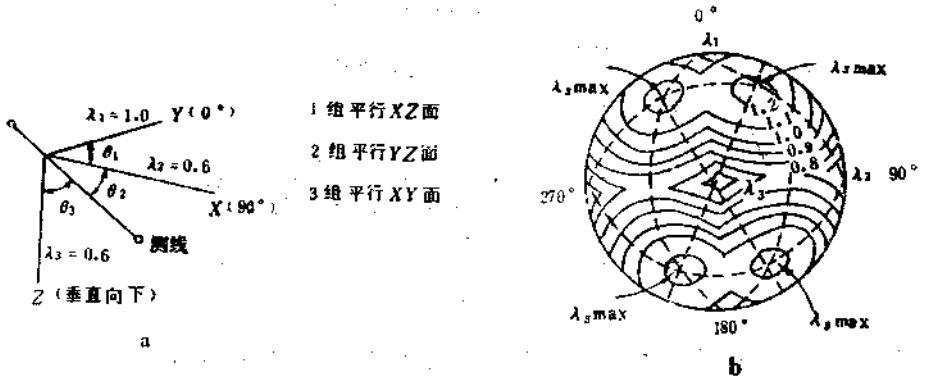


图2.11　空间坐标系中结构面密度随方位的变化

因此，在现场岩体露头的结构面测线量测中，沿任意方向布置测线，只要求出该方向的平均间距和密度，就能得出组法线方向上的间距或密度。

2．间距概率分布函数的形式

表2.4列出了国际上一些学者对间距实测结果的概率分布函数形式。由表可知，大部分统计结果均为对数正态或负指数分布。

表2.4　岩体中结构面间距分布函数实测结果

统　计　者	间距分布函数	统　计　者	间距分布函数
E.Ranalli	*N.E.*	S.D.Pliest etc.	*N.E.*
D.T.Snow	*N.E.*	G.B.Baecher	*N.E.*
A.M.Robertson	*N.E.*	C.H.Barton	*L.N.*
O.K.H.Steffen etc	*L.N.*	D.M.Cruden	*N.E.*
M.C.Bridges	*L.N.*	S.Wallis	*N.E.*
R.D.Call	*N.E.*	B.T.Pan	*L.N.*

注：*N.E.*—负指数（分布）；*L.N.*—对数正态（分布）。

研究表明：结构面的间距概率分布形式是受其成因和形成过程控制的；目前自然岩体中的结构面间距的概率分布形式是均匀分布、集中分布、随机分布等基本分布形式的互相组合与叠加。在这一过程中，小的间距值保留下来，而大的间距值，因结构在构造作用下进一步发育而消失。

2.4.3　结构面的延伸长度

1．基本概念

（1）迹长：表示结构面延伸长度的参数，系指结构面与露头面的交线。现场实测中，主要是量测迹长。

（2）半迹长：定义为测线与迹线交点至迹线一端点处的长度。

(3) 删节半迹长：定义为测线与迹线交点至某一固定点的距离c。所以删节半迹长小于半迹长。

图2.12表示上述术语的概念。由于受现场岩体露头面条件的限制，我们不能测到结构面

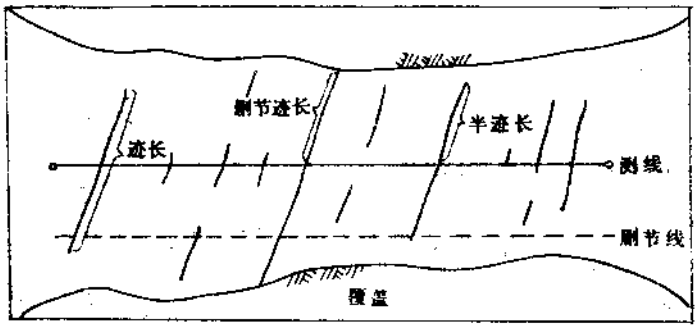


图2.12 术语解释

的迹长，而仅能测得半迹长或半迹长之一部分。因此要研究由部分迹长推求全迹长，即：删节半迹长→半迹长→全迹长。

2．测线交切迹线的概率

设迹长的概率密度分布函数为$f(l)$。又设测线交切结构面的概率与结构面的迹长成正比（迹线越长，交切机率越大），那么测线交切迹长l、$l+dl$间的迹线之微分概率$dp(l)$可表示为：

$$dp(l)=klf(l)dl \tag{2.30}$$

如果交切迹线的迹长之概率密度以$g(l)$表示，则：

$$dp(l)=g(l)dl \tag{2.31}$$

由密度函数的性质，$\int_0^\infty dp(l)=1$ 及 $\int_0^\infty lf(l)dl=\overline{l}$ 将式（2.30）和式（2.31）代入得：

$$k=1/\overline{l} \tag{2.32}$$

或

$$k=\mu \tag{2.33}$$

其中，$\overline{l}$为平均迹长；$\mu=1/\overline{l}$为迹线端点的密度。因此$g(l)$可表示为：

$$g(l)=\mu lf(l) \tag{2.34}$$

注意，当$l<0$时，密度函数取0。

对迹长的任何实际分布而言，式（2.34）给出测线量测的迹长的有偏差分布。当$f(l)$为负指数、均匀或正态分布时，$g(l)$的各种表达式列于表2.5中。

表2.5 不同迹线长理论分布和它们的平均值

分布概型	实际迹长分布			交切迹长分布		半迹长分布	
	概率密度 $f(l)$	累积密度 $F(l)$	平均$1/\mu$	概率密度 $g(l)$	平均$1/\mu_g$	概率密度 $h(l)$	平均$1/\mu_h$
负指数分布	$\mu e^{-\mu l}$	$1-e^{-\mu l}$	$1/\mu$	$\mu l^2 e^{-\mu l}$	$2/\mu$	$\mu e^{-\mu l}$	$1/\mu$
均匀分布	$\mu/2,\ l\leq 2/\mu$	$\mu l/2$	$1/\mu$	$\mu^2 l/2$	$4/3\mu$	$\mu(1-\mu l/2)$	$2/3\mu$
正态分布	$\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}\exp[(l-\frac{1}{\mu})^2/2\sigma^2]$	由表查得	$1/\mu$	$\frac{\mu l}{\sigma\sqrt{2\pi}}\exp[(l-\frac{1}{\mu})^2/2\sigma^2]$	$\frac{1}{\mu}+\sigma^2\mu$	$\mu(1-F(l))$	$\frac{\frac{1}{\mu}+\sigma^2\mu}{2}$

显然，$g(l)$式中的l因子反映，在量测中较大的l值（较大的结构面的长度）出现的频率较高，因而，由测线交切得出的迹长平均值$1/\mu_g$要比实际的平均值$1/\mu$大。由式（2.34）可获得如下关系：

$$\frac{1}{\mu_g}=\frac{1}{\mu}+\mu\sigma^2 \qquad (2.35)$$

其中σ^2为迹长方差，当负指数时，$\sigma^2=1/\mu^2$；均匀分布时，$\sigma^2=1/3\mu^2$，表2.5中的各分布的$1/\mu_g$值表明，测线量测得出的$1/\mu$估计值误差可达100%。

3．测线交切半迹线的概率

已知测线交切迹长m、$m+dm$间的迹线之概率为$g(m)dm$；又由于测线交切迹线是随机的，交切点在（0，m）上是均匀分布的，交切范围内获得半迹长在l、$l+dl$间的概率为dl/m，于是得概率元$dP(m,\ l)$：

$$dP(m,\ l)=g(m)dm\,dl/m \quad (l\leqslant m)$$

计及交切所有迹长，得交切半迹长l、$l+dl$间的概率元$dP(l)$：

$$dP(l)=\int_l^\infty g(m)/m\cdot dmdl \qquad (2.36)$$

如果交切半迹线长的概率密度以$h(l)$表示，则：

$$dP(l)=h(l)dl \qquad (2.37)$$

于是：

$$h(l)=\int_l^\infty g(m)/m\cdot dm \qquad (2.38)$$

将$f(m)=g(m)/m\cdot\mu$代入得：

$$h(l)=\mu\int_l^\infty f(m)dm=\mu[1-F(l)] \qquad (2.39)$$

式中：$F(l)=\int_0^l f(m)dm$为累积概率密度分布。

式（2.39）给出了测线测得的半迹长的概率密度分布。当$f(l)$为负指数、均匀或正态分布时，$h(l)$的表达式列于表2.5。

由表2.5可知，当$f(l)$为负指数分布时，$f(l)$和$h(l)$有相同形式。由于测线交切较长迹线引起的偏差恰好被仅量测半迹长引起的偏差抵消。

计算$h(l)$的期望值可得如下关系：

$$1/\mu_h=1/2\mu_g \qquad (2.40)$$

此式说明，测得的平均半迹长等于平均全迹长之一半。

4．测线交切删节半迹长之概率

虽然可以通过实测半迹长求全迹长，但是，在野外实测中，有时只能测到部分半迹长C_m。而且，不同的露头面上测得的C_m值也不相同。因此，一般而言，希望把半迹长删节至一个或多个任意C值，而$C<C_m$。

由删节迹长来估算平均迹长$1/\mu$，必须考虑删节半迹长概率密度函数$i(l)$与上述各迹长分布间的关系。

除了$l>C$，$i(l)=0$外，由于所涉及的均为同类迹长，$i(l)$必定直接与半迹长分布$h(l)$成正比：

$$i(l)=h(l)\Big/\int_0^C h(l)dl$$

或写为：

$$i(l)=h(l)/H(C) \tag{2.41}$$

删节半迹长平均值$1/\mu_i$：

$$\frac{1}{\mu_i}=\int_0^C lh(l)dl/H(C) \tag{2.42}$$

其中$h(l)$由式（2.39）给出。

对负指数分布：

$$\frac{1}{\mu_i}=\frac{1}{\mu}-\frac{ce^{-\mu c}}{1-e^{-\mu c}} \tag{2.43}$$

均匀分布：

$$\frac{1}{\mu_i}=\frac{2C(3-\mu c)}{3(4-\mu c)} \tag{2.44}$$

上述分析表明，对于给定的端点频率μ而言，根据删节至某一值C所估算得的半迹线长$\overline{l_i}$（$1/\mu_i$），将完全取决于$f(l)$的形式和与C有关的函数形式。

假如在露头面上的半迹长，在10m处删节。某组结构面被测线交切结构面总数200个，其中155个之长度小于此值。因此可以用155个半迹长测量值来确定$\overline{l_i}$，本例为3.8m。图2.13

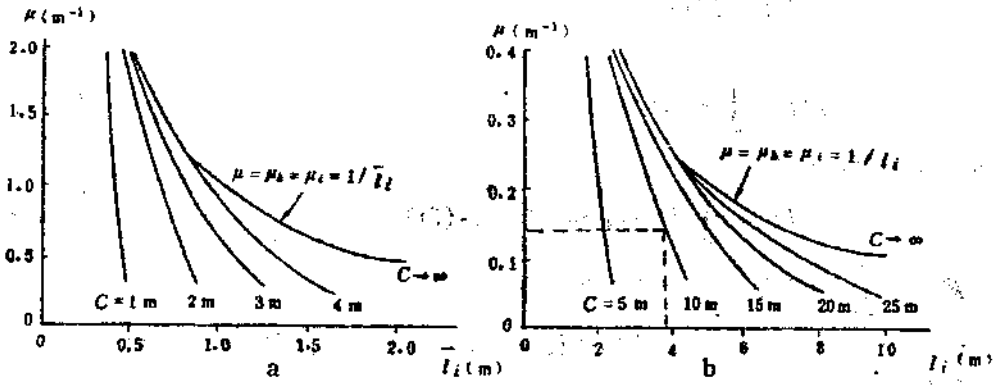


图2.13 $f(l)$为负指数分布时，$\overline{l_i}$是$1/\mu_i$的无偏估计，删节至不同c值时，平均删节半迹长$\overline{l_i}$与迹线端点频率估计值μ的关系曲线

说明，如果$f(l)$是负指数分布，μ的估计值为$0.15m^{-1}$。于是，结构面迹线长平均值$1/\mu$的估计值$6.7m^{-1}$。如果数据足够多，可以作出实测到的半迹长直方图，并与表2.5提供的曲线拟合，可为$f(l)$的函数曲线选择提供基础。

第2.5节 结构面网络的计算机模拟原理

2.5.1 概 述

结构面网络的计算机模拟过程恰好与现场实测统计过程相反。现场量测统计过程是根据岩体中存在的网络发育形式来求表征它的各种几何参数的统计分布形式的，如组数、每组产状、间距、迹长的分布函数形式及相应的平均值、方差等。而计算机结构面网络模拟过程是根据量测到的各种几何参数的概率分布函数来推求服从这些分布规律的结构网络几何图形。因此，模拟是一个实测的逆过程。实现这个逆过程采用的方法是蒙托·卡洛（Monte Carlo）

方法。

蒙托·卡洛法利用均匀随机数产生服从特定分布的随机变量。这一随机变量可以模拟自然岩体中节理的产状、间距或迹长，最后确定空间中特定的节理。这一过程继续进行下去的结果，就使我们获得了一个完整的结构面网络。由此可进行岩体结构面工程特性的评价。本节主要介绍蒙托·卡洛法的原理以及结构面网络在计算上的实现步骤。

2.5.2 产生随机数的方法

1．用物理方法产生随机数

利用某些物理现象产生随机数是完全随机的，如1947年兰德（RAND）公司曾以随机脉冲源为信息源用电子旋转轮产生随机数表。但物理方法产生随机数，有重大缺点：

(1) 由于随机过程一旦完成，便无法对结果进行核对，如果将所产生的随机数在计算机中贮存起来，不仅占用工作单元，而且还影响计算速度；

(2) 由于设备的建立和维修等原因，产生随机数的费用昂贵。

2．用数学方法产生伪随机数

这里所指的是由一种迭代过程即数学过程产生一系列数的方法。当然这样做的结果，就不是随机的了。但在迭代过程开始前，每一项都是不能预卜的，对这些所产生的成千上万的数，只要它们能通过一系列的局部随机性检验，就可当做随机数使用。有人把这样产生的数定名为“伪随机数”。下面介绍两种方法：

(1) 倍积取中法　产生伪随机数的迭代过程，最早的有倍积取中法，是由纽曼（Neumann）等人倡导的，又称自乘取中法。其基本方法是：顺序数列中，自乘即倍积，然后下一个数是取这一倍积值中的中间数，再进行平方等等。这种方法又称中间平方法。例如，起始数为 x_0，此数的平方为 x_0^2。x_1 取 x_0^2 值的中间数字，得 x_1^2。x_2 取 x_1^2 值的中间数，依次类推。举例如下：

数的序列	平方值
$x_0=12$	$x_0^2=144$
$x_1=14$	$x_1^2=196$
$x_2=19$	$x_2^2=361$
$x_3=36$	$x_3^2=1296$
$x_4=29$	$x_4^2=841$
$x_5=84$	$x_5^2=7256$
$x_6=05$	$x_6^2=25$
$x_7=25$	$x_7^2=625$
$x_8=62$	$x_8^2=3844$
⋮	⋮

这种方法，在经过一定次序后，会产生重复的数字，即数序的循环。此外，在一定条件可能产生0值。0值这一点，整个数序列愈合，不能继续进行随机数发生。由此，此法目前已不用了。

由倍积取中法可以看出，一个好的准随机数产生方法应满足条件：①在一定范围内随机数呈均匀分布；②在统计上有独立性，即数序列中，每一个数与前面的数无关；③在我们所要求的区间内，随机数不出现重复；④产生随机数速度要快；⑤理论上，要使计算机的记忆

量最小。

(2) 同余数法　同余数法的计算公式是：

$$x_i = ax_{i-1} + c \text{（模数}m\text{）} \tag{2.45}$$

式中：x_i为随机数，整数；m为模数，一般用大的整数；a、c为整形的常数，用于控制上述关系式。

例如：若$m=16$，$a=3$，$c=1$，起始点$x_0=2$，则得到伪随机数序列如下：

i	$ax_{i-1}+c$	x_i	x_i/m	说明
0	—	2	0.125	x_i系列的数是整形随机数。x_i/m系列的数为（0,1）范围的准随机数。
1	7	7	0.438	
2	22	6	0.375	
3	19	3	0.188	
4	10	10	0.625	
5	31	15	0.938	
6	46	14	0.875	
7	43	11	0.688	
8	34	2	0.125	
9	7	7	0.438	
10	22	6	0.375	

由上列可知：①在8个准随机数以后，数开始重复。②若用m除以$ax_{i-1}+c$时，x_i是余数。合理地选择m值，则0—$m-1$中间内的随机数是均匀分布的。③周期为8的准随机数无任何实用价值，最长的周期应等于m。因此，若取$c=0$，则

$$x_i = ax_{i-1} \text{（模数}m\text{）} \tag{2.46}$$

即为乘同余数法的迭代式。目前大多数计算机都采用此法产生准随机数。

关于上述参数的取值问题可以作如下考虑：

①对于二进制计算机而言，m取2^b，b是计算机的字长，对于16位字长微机，可取$m=2^{15}=32,768$；对于32位计算机，可取$m=2^{31}=2147,648$；②a的值题$8t+3$形式的奇整数，t为任意正整数。现已发现a的值接近于$2^{b/2}$就满足统计要求；③x_0应取远小于m的奇整数；④对于模拟而言，不用整形数的序列，而采用0—1.0范围内的小数表示的随机序列。为此，可用模数去除以整形数得到。

必须指出，计算机产生随机数后，应对这些随机数进行独立性和均匀性检验。

2.5.3 Monte Carlo 法模拟原理

上述随机数产生方法，只限于产生均匀分布的随机数。在岩体结构中，大多数随机变量均不呈均匀分布。在进行结构面模拟时，希望得出按现场实测到的那种具体分布的随机数。为此，可以先由计算机产生均匀分布随机数，然后按已知的实测分布函数，从均匀分布随机数中进行随机采样，得到所求的具体分布的随机数。

1．均匀分布随机数

均匀分布概率密度分布函数$f(x)$定义为：

$$f(x) = \frac{1}{b-a} \tag{2.47}$$

其中$b>a$。上式积分可得其累积概率$F(x)$为：

$$F(x)=\int_a^x \frac{1}{b-a}dt=\frac{x-a}{b-a} \tag{2.48}$$

注意连续随机变量累积概率$F(x)$是服从（0,1）上均匀分布的随机变量，此随机数以r表示，则：

$$r=\frac{x-a}{b-a} \tag{2.49}$$

即：

$$x=a+r(b-a) \tag{2.50}$$

上式表明，均匀分布随机变量x等于随机数r乘以均匀分布范围加上低限值a。

2．负指数分布随机数

负指数分布密度函数$f(x)$定义为：

$$f(x)=\lambda e^{-\lambda x} \tag{2.51}$$

式中$\lambda>0$，且$\lambda=1/\overline{x}$。累积概率$F(x)$为：

$$F(x)=\int_0^x \lambda e^{-\lambda x}dx=1-e^{-\lambda x} \tag{2.52}$$

以r代表$F(x)$，并求解上式得：

$$x=-\frac{1}{\lambda}\ln(1-r)$$

因为（$1-r$）也为（0,1）上均匀分布的随机数，故上式也可改为：

$$x=-\frac{1}{\lambda}\ln r=-\overline{x}\ln r \tag{2.53}$$

上式表明，负指数分布的随机变量x等于随机数r取自然对数再乘以负的x平均值$\overline{x}$。

3．正态分布随机数

正态分布密度函数$f(x)$定义为：

$$f(x)=\frac{1}{\sigma_x\sqrt{2\pi}}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right] \quad (-\infty<x+\infty) \tag{2.54}$$

式中：μ_x为x之期望值或平均值；σ_x^2为x方差。累积概率：

$$F(x)=\frac{1}{\sigma_x\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{x}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right]dx \tag{2.55}$$

$F(x)$是非可积函数。无明显解析表达式，用上述反函数法产生随机数有困难。运用李雅普诺夫中心极限定理可导出如下近似公式：

$$x=\left(\sum_{i=1}^{12}r_i-6.0\right)\sigma_x+\mu_x \tag{2.56}$$

其中，r_i是（0,1）中均匀分布随机数中第i个元素。上式表明：产生正态分布随机变量，要取12个随机数，求其总数，然后把此和（总数）减去6，再乘上σ_x，加上μ_x。

4．对数正态分布随机数

对数正态分布密度函数$f(x)$为：

$$f(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\ \sigma_x}\exp\left[\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right] \tag{2.57}$$

累积概率$F(x)$为：

$$F(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma_x}\int_{-\infty}^{x}\exp\left[\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right]dx \qquad (2.58)$$

是不可知函数。与第3目类似，由中心极限定理推得关系：

$$x=\exp\left\{\mu_y+\sigma_y\left(\sum_{i=1}^{12}r_i-6.0\right)\right\} \qquad (2.59)$$

式中，$y=\ln x$；μ_y、σ_y^2为y的期望值与方差：

$$\mu_y=\ln\mu_x-\frac{1}{2}\sigma_y^2$$

$$\sigma_y^2=\ln\left[1+(\sigma_x/\mu_x)^2\right]$$

r_i是（0,1）范围内均匀分布随机数中第i个元素，由式（2.59）可和，从均匀分布随机数中抽取一个对数正态分布的随机数，要按下列步骤进行：

(1) 在（0,1）内的均匀分布随机数中，抽取12个数，求和，再减去6.0，得到一标准正态分布随机数；

(2) 把得出的随机数乘以σ_y，然后加上平均值μ_y，得实际正态分布随机数；

(3) 把第(2)步求出的值作为e的指数，得对数正态分布随机数。

2.5.4 岩体结构面网络模拟

1．简单岩体结构面的模拟

在介绍岩体结构面的模拟之前，先引入结构面连续率的概念。

(1) 结构面连续率K，又称连通率，定义为单位面积内结构面面积所占的百分比。因此K可以表示成如下极限式：

$$K=\lim_{A_D\to\infty}\frac{\sum_{0\to i}a_{D_i}}{A_D} \qquad (2.60)$$

其中D是面积为A_D的平面区域，a_{D_i}是第i个结构面面积（图2.14）。式（2.60）中的求和针对区域D上所有结构面。结构面连续率K也可定义为结构面平面上，单位长度结构面迹线或节理段所占百分比，又可表示为：

$$K=\lim_{L_s\to\infty}\frac{\sum_{0\to i}L_{s_i}}{L_s} \qquad (2.61)$$

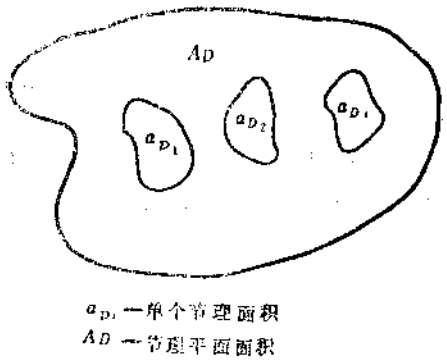


图2.14 结构面连续率

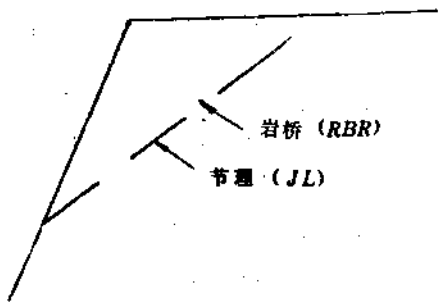


图2.15 作为长度比率的节理连续率

其中L_i是直线段S的长度；l_{ij}是第i段节理长度（图2.15）。并且求和针对S上所有节理段。于是K可以表示成如下形式：

$$K=\frac{\Sigma JL}{\Sigma JL+\Sigma RBR} \tag{2.62}$$

其中JL、RBR分别为节理段、岩桥段长度。因此，结构面连续率又称节理连续率。

连续率K反映了岩体在特定面或线上受结构面切割的程度。一般K在0～100%之间。当K达到100%时，结构面贯通；当K为0时，结构面不存在。

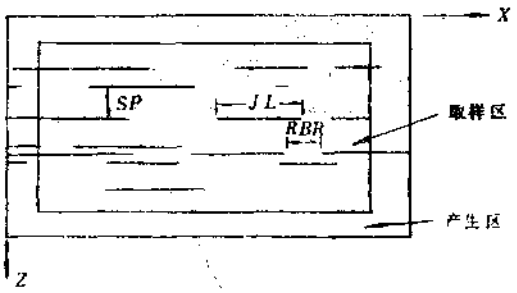


图2.16 简单岩体结构（$\theta=0$）

（2）简单结构面的模拟 我们以具有一组定向节理的岩体结构为例，介绍结构面模拟的实现方法。岩体结构面的模拟就是为了通过计算机应用蒙托·卡洛方法再现工程中的节理或结构面。对于如图2.16所示的简单岩体结构，任一节理是由这些

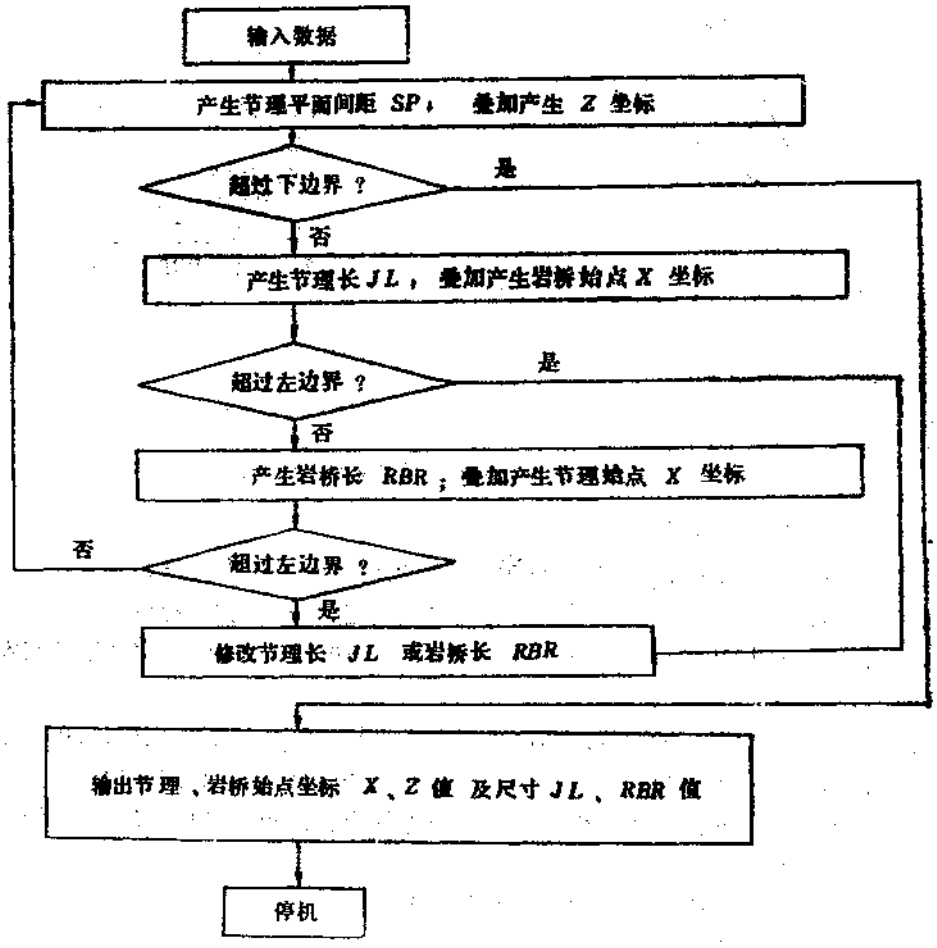


图2.17 简单结构面的计算机模拟框图

因素确定的：①产状θ：逆时针旋转至节理，获得的角度为一确定变量；②节理长JL：即迹长，服从四种分布形式之一。均匀分布；对数正态分布；负指数分布；正态分布。③空间位置：由节理平面间距SP、岩桥长RBR定。两者均为随机变量、节理平面间距SP服从负指数分布或对数正态；岩桥长RBR可假设与节理长JL服从同一分布。

计算机模拟程序框图见图2.17。

输入数据包括节理产状θ、节理平面间距SP、节理长JL、岩桥长RBR的分布概型指标与分布参数。配有绘图仪的计算机可根据节理、岩桥始点坐标绘出结构面图形。

为了减少边角效应，模拟区分为产生区和取样区。图2.18给出了在M-340S机上获取的岩坡样本。其中分布概率均为负指数分布。

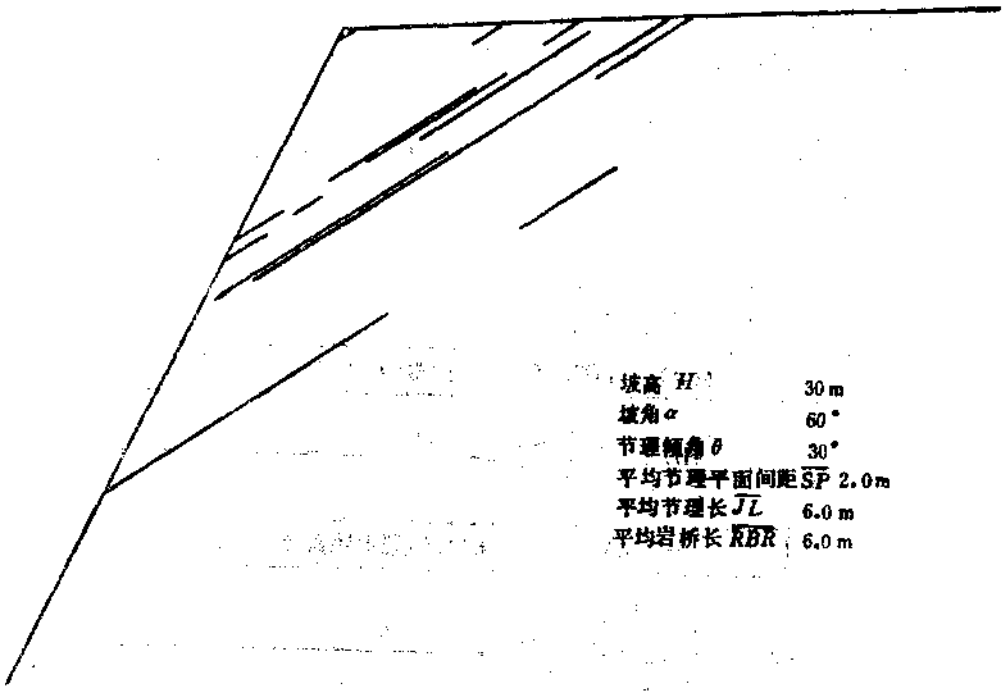


图2.18 模拟获得的具有简单结构面的岩坡

2. 复杂岩体结构面网络的模拟

在复杂结构面网络中，结构面产状θ即走向角或倾角为随机变量，并且往往由数组结构面组成。结构面在模拟区的位置可以由迹线中点确定，假设迹线中点在模拟区服从均匀分布，同时，产状角θ假设为正态分布、迹线长JL的分布假设如前。模拟程序DNWSP的程序框图见图2.19。

程序要求输入数据：①取样区与产生区角点坐标；②测线端点坐标；③每组结构面要求产生的结构面数目；④倾角、迹长、隙宽的分布概型指标及相应分布参数。

此程序执行后将输出：①结构面迹线端点（始点、终点）坐标；②预设测线上间距、迹长、密度的统计值。

图2.20 所示即为模拟获得的结构面网络图形。

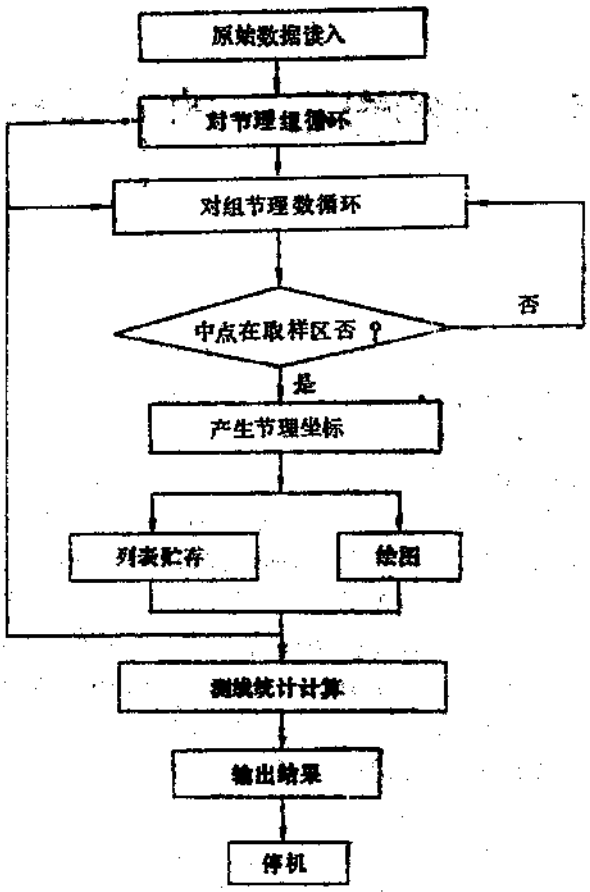


图2.19　结构面网络计算机模拟程序框图

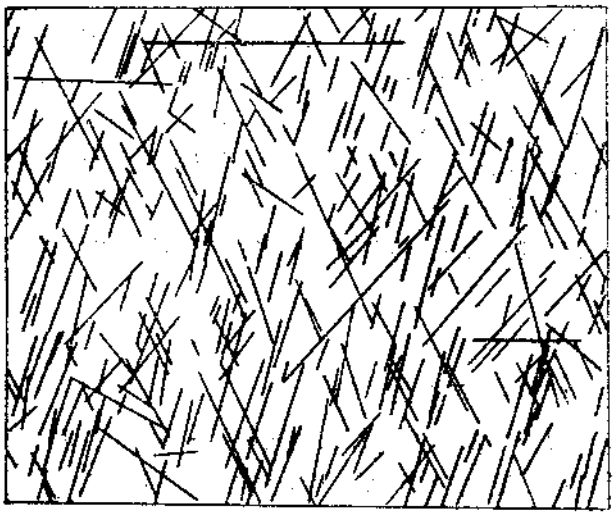


图2.20　由计算机模拟的三峡三斗坪坝址白花岗角长岩的结构面网络

第三章　天然岩石中的三维地应力状态

第3.1节　概　　述

地球表面的岩石圈内，存在着自然应力状态，这已是众所周知的事实。但是天然岩石中的初始应力状态如何？其产生的原因和发展的趋势的规律性怎样？人们并不十分清楚。这正是当前工程上和地学中所探求的重要课题之一。

岩体内的自然应力（Natural stress），在工程上通常叫做初始应力(Initial stress)，是指相对于工程活动而形成的重分布应力(这种人为引起的则叫做诱发应力（Induced stress）而说的。在地学中，则常简称为地应力(Geostress或Ground stress)或原地应力(In situ stress)。就其成因而言，自然应力是由覆盖层重量所形成的自重应力（Gravitational stress）和由构造运动所产生的构造应力（Tectonic stress）组成。而后者是由现今构造应力（Current tectonic stress）和残余构造应力（Remannent tectonic stress）所组成。现今构造应力与地壳现今变动和活动有关。残余构造应力是弹性应变被闭锁在岩石中产生的，故也有叫做闭锁（封闭）应力（Locked in stresses）。也有人认为地应力主要是指构造应力，认为在岩体中高的水平应力的存在只是构造应力作用的结果。但也有持与此相反的意见，认为这也可能是地质剥蚀造成的残余自重应力的结果。因此，也有人把岩体中的自然应力称为残余应力（Residual stress），意思是指在地质历史过程中，由于这种或那种原因积累起来的应力经释放后而残余的应力。但是地震的发生，使这个术语显示出其局限性，通常认为，地震是震源区岩体的应力集聚到超过其强度的结果。近些年的研究表明，即使是脱离母岩的岩块，其中也可以含有自身平衡的内应力状态。这又证明残余应力一词的确有其合理性的一面。从这些简单的叙述中，可以看出，单就天然岩石中的自然应力这一术语，至今仍然没有统一的意见。说明：一方面天然岩石中应力状态的研究还很不够；另一方面，这些名词术语是与天然岩石中应力的来源和发展的理论见解有关。为了以下叙述的方便，我们把自然应力、初始应力和地应力三者当作同义语使用。

对地应力的研究，在出现应力实测方法以前，基于岩体是连续均匀各向同性介质的假定，得到：

$$\sigma_v=\gamma H \tag{3.1}$$

$$\sigma_{h\cdot X}=\sigma_{h\cdot Y}=\frac{\mu}{1-\mu}\sigma_v \tag{3.2}$$

式中：γ为岩石的容重；H为计算点上覆岩体的深度；σ为应力，其脚标v、h和X、Y分别表示垂直（v）和水平（h）的相互正交（X、Y）方向；μ为波松比。

如果$\mu=0.25$，则：

$$\sigma_{h\cdot X}=\sigma_{h\cdot Y}=\sigma_v/3$$

当$\mu=0.5$（理论上认为是最大值），则：

$$\sigma_{h\cdot x}=\sigma_{h\cdot y}=\sigma_v=\gamma_H$$

这是瑞士地质学家海姆（Heim）提出的假定。

为了查明岩体中的自然应力状态，目前最常用的方法是在现场进行岩体应力测试。早在本世纪30年代初期，人们就曾经利用量测洞壁的应变来估算岩体中的初始应力状态。50年代以来，岩体应力测试着重研究岩体内部未受扰动的应力状态，出现了一些新的测试仪器和试验技术，例如美国矿务局（USBM）的应变计，瑞典哈斯特（N.Hast）压磁式应变计（Pressductor）。1964南非的李曼（E.R.Leeman）研制出门塞和三向应力量测仪器，为世界许多国家所采用。早在1957年哈伯特（Hubbert）和威利斯（Willis）发表过水力压裂产生的张破裂与周围现场压力关系的理论研究，但直到1968年海姆森（B.C.Haimson）才从理论上而且用室内试验证明了水力致裂效应，与理论推测是相符合的，从而形成一个新的岩体应力测试方法——水力压裂法。这个方法的主要优点是能测定比较深部的岩体应力，目前测量的深度已达到5000m以上。这些应力测试仪器和技术的不断革新，推动了岩体应力测试研究工作的前进。我国在60年代初期，即开始进行岩体应力测试技术的研究，70年代初期引进了李曼方法，80年代初期又引进了水力压裂法。我国水电部1981年颁发了《水利水电工程岩石试验规程》（试行），更促进了我国的地应力测量工作。

岩体中的初始应力场就现有的研究水平，还难于从理论上得到，所以目前多采用应力量测技术由现场实测。应该指出，现有实测技术有它的局限性，主要因为：

（1）现有的应力测量技术，都是在给岩体以扰动的条件下求得的。而这种扰动所带来的误差，甚至还无法予以精确估计。因为这种扰动本身就使岩体中的地应力带来集聚和释放的特性，而这种特性的影响在目前国内外尚少进行专门研究。

（2）现有的应力测量，只能求测岩体内一点的全应力（即一点的三个主应力的大小和方向），而岩体的自然应力场则仍然是不确定的，只能根据岩体中若干已测定的点的地应力状态予以推断和估计，而目前推断的物理依据，只是当作一定的介质（例如弹性介质）的一种均匀的应力场，因而各种地质因素的影响而造成的局部的应力状态的不均匀性，常常无法求得，实测资料的分散性很大，就可能包含不均匀因素在内。

（3）现有一种作法，是在地下工程的导洞或试洞中实测其位移，以反求围岩中的初始应力状态，利用若干实测点的应力测量结果作为校核，然后进行必要的调整。这种方法求得的结果用以作为工程设计的依据。当然这也是一种可行的方案，但也只是一种等效均匀应力场的方案。因为所求得的结果与岩体中的真实应力状态并不相同。不同的岩体介质，在一定的条件下，可以产生大体相同的位移。而这种位移的测量虽然要求尽量紧跟工作面，但实际上总是滞后于开挖工作面的。造成初始（瞬时）位移的缺失，且开挖过程中，围岩中的应力处于剧烈的调整过程中，因此，所测定的位移乃是一种复杂应力途径所造成的结果，只把这种结果当作最终一次开挖完成的位移以推求围岩的初始应力场；其可靠性也仍然值得认真研究。因此，我们在利用现有实测地应力资料或利用实测位移求得的等效地应力场的资料时，要注意其条件。

第3.2节　对岩体初始应力状态的基本认识

目前对岩体初始应力的规律性的认识主要来自实测资料。实测资料表明：从一个测点到另一个测点，即使是在同样的地质构造单元内进行的，也可以发现主应力的大小和方向有很

大的变化，其偏差系数可达25—50%。加之测试方法与技术的不同以及岩体所处的构造、地形、结构及其物性等方面的影响，使得我们在寻求岩体初始应力的基本认识方面遇到很大的困难。但对岩体初始应力的基本特性还是有规律可寻的[24]。

1．垂直应力分量随深度的变化

上覆岩体重量γ_H与实测岩体应力的垂直分量σ_v的关系，如果用$\sigma_v/\gamma_H=\lambda_0$来表示（这里$\gamma$为岩体容重；$H$为所考虑点至地表的深度），考虑实测值的分散性，以$\lambda_0<0.8$，$\lambda_0=0.8$—1.2及$\lambda_0>1.2$这三种情况分别进行统计，则我国现有岩体资料对此三种情况分别为13.7，17.3和69%，其中最大的$\lambda_0=19.8$。这些资料大多是在200m深度以内测得，最浅的只有十几米，最深的达500m。这些结果与国外一些实测资料的情况颇为一致。这说明在浅部岩层条件下，实测σ_v值大多数是高于覆盖岩体的重量的。但在深部（例如1000m以下），则两者渐趋一致。

2．岩体实测应力σ_v与σ_h的关系

如果取$\sigma_{h\cdot av}$〔等于$(\sigma_{h\cdot X}+\sigma_{h\cdot Y})/2$〕表示两个相互正交方向（$X$、$Y$方向）的岩体实测应力的水平分量（$\sigma_h$）的平均值，于是有$\lambda_{av}=\sigma_{h\cdot av}/\sigma_v$，仍以$\lambda_{av}<0.8$，$\lambda_{av}=0.8$—1.2和$\lambda_{av}>1.2$这三种情况进行统计，则我国现有的实测值，它们分别为27.5，42.3和30.2%。这种情况与其他国家的实测资料也是相似的。但这也是浅层的情况。

前述Heim对垂直应力$\sigma_v=\gamma_H$的估计，与现代实测资料大体是符合的，但对水平应力σ_h的估计，就目前浅部岩层实测值来说，有的相差甚远。但随着深部应力测量技术的发展，人们发现，在深的岩层中，水平应力并不大于垂直应力，而是小于垂直应力。因此，在多数情况下，水平应力随深度变化的梯度比垂直应力随深度变化的梯度小。当达到临界深度（即垂直应力成为最大主应力的地方）的时候，垂直应力就转而成为最大主应力。测量地点不同，临界深度也不同。海姆森等用同一钻孔的不同深度上进行水力压裂应力测量，压裂孔段之距离布置得比较均匀，得到主应力随深度变化的剖面（图3.1）[25]。从图上可以清楚地看到，主应力值随深度的增加，最大主应力发生变化的临界深度在200余米处。有趣的是，在300m到500m的深度上测到一个完整的高水平应力异常带（图3.1b），最大水平应力和最小水平应力都表现出同步变化的特征，这种高水平应力异常带的存在被解释为由于未受扰动的熔岩流所引起的结果。

据海姆森（1978）报导，美国水力压裂法得到的实测应力的结果拟合于下式：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{h\cdot min}^{\text{平均}}&=2.0+0.016H\\ \sigma_{h\cdot max}&=7.5+0.024H\\ \sigma_v&=0.025H\end{aligned}\right\}\qquad(3.3)$$

式中，应力的单位是MPa；H是测点深度，单位是m；垂直应力σ_v是由上覆岩层重量求得。

上述公式表明：深度在1000m以内岩石平均应力$\sigma_{h\cdot av}$比垂直应力σ_v值要高，而在1000m以上的地点，平均水平应力$\sigma_{h\cdot av}<\sigma_v$，在5000m深度处，$\sigma_{h\cdot av}\approx0.8\sigma_v$，这一测量结果与非洲南部的测量结果几乎完全一致。

3．水平应力分量的各向异性

对实测应力的水平分量σ_h，如果$\sigma_{h\cdot X}\approx\sigma_{h\cdot Y}$（这里，脚标$X$、$Y$为相互正交的两个方向），则在工程计算上有方便之处。但实际上，情况却并非完全如此。因此用$\sigma_{h\cdot av}$来分析其状态，在一些情况下是不合适的。以我国华北地区初始应力场的水平应力实测值的各向异性来说，$\sigma_{h\cdot Y}/\sigma_{h\cdot X}=0.19$—0.27的占17%；0.43—0.64的占61%；0.66—0.78的占24%。因此需要查明

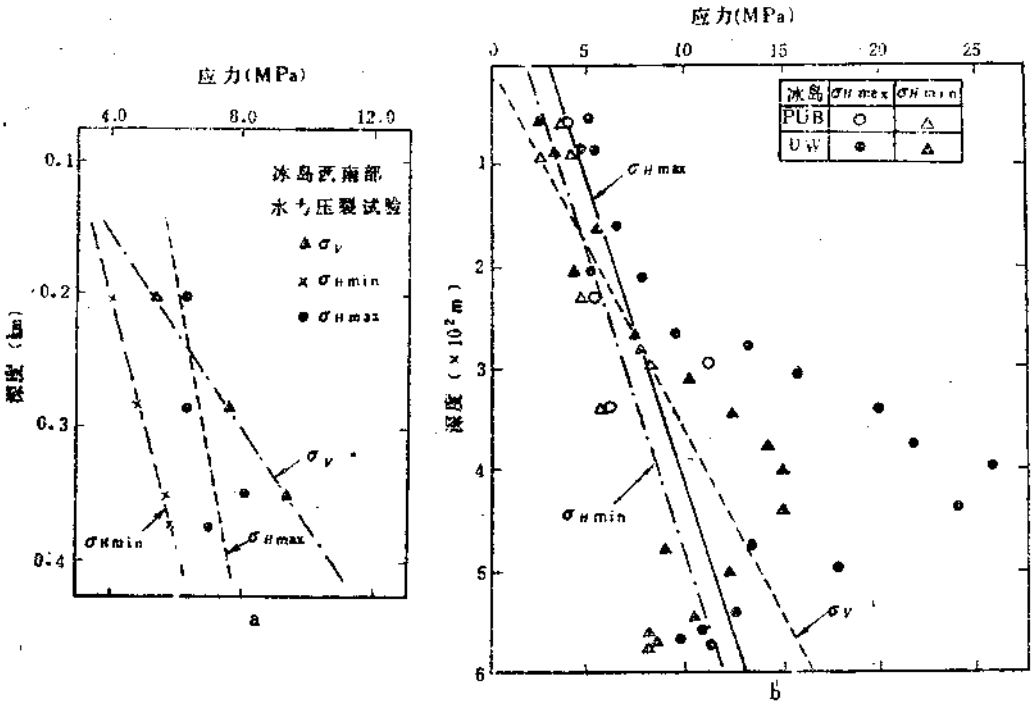


图3.1 根据水力压裂法测得的冰岛水平主应力随深度变化的趋势

a—1977年，Haimson和Voight；

b—1981年，Haimson和Rummel

水平应力分量在某一方向是否占显著优势的问题。

根据实测结果，我国华北地区和日本列岛的最大主应力都是近东西方向，这可能是由于共同受着太平洋板块俯冲作用的结果。又如中欧最大主应力的方向，实测结果（多数在500m以内的深度上进行的）明显一致，从阿尔卑斯到莱茵地堑都表现出NNW—SSE方向的特征，这种明显的统一取向，看来是受现今仍在活动的阿尔卑斯山脉控制的结果。当然，也有的地区没有显示出水平应力分量的优势取向，例如非洲南部地区。所以水平应力分量的各向异性问题与其地区的构造背景有非常重要的内在联系。

4．构造地质因素的影响

岩体初始应力与构造地质因素的关系是一个很复杂的问题。在某些地质背景条件下的岩体初始应力与构造地质因素具有明显的相关性，特别在地震活动区更是如此。这可以用唐山地震为例来说明，唐山7.8级地震发震构造断裂带总体走向为NNE向，当受到近EW方向的区域压应力作用时，会引起断层的右旋扭动。因此，可以认为唐山地震应力积累过程中的主导方向为近EW方向。当应力积累到NNE方向的断层带中产生的剪应力达到其抗剪强度时，便发生地震；而地震一旦发生，断层带错动，这时EW向的最大主应力（水平压应力）便会迅速减少（应力释放）。应力释放得最多的是靠近断裂带的岩体，离断裂带愈远的岩体，应力释放的愈少，即最大剪应力随与断层的距离的增大而变大，不仅如此，主应力的方向也显示出随距离而变化的情况：距断裂带较近的测点，偏离EW向最大，距离越远这个偏离越小。但只要震源应力场的力源不变，则这种偏离最终会恢复到近EW方向的应力积累方向（图3.2）。有意义的是顺义吴雄寺测点，在唐山地震前后多年来反复测量过。该测点实测结果如下：

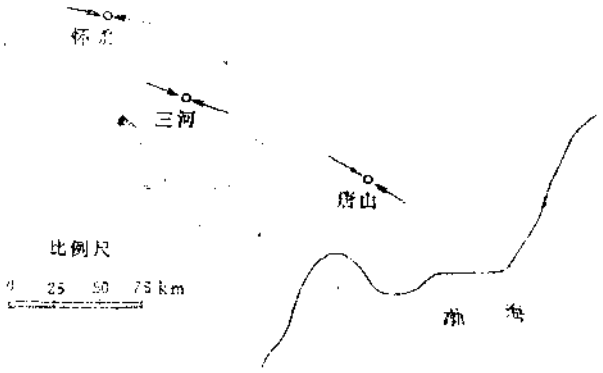


图3.2 唐山地震1年后的最大主应力方向（地震前为近EW方向）

图中：唐山：σ_1方向为N47°W

$\tau_{max}=3.92$MPa

三河：σ_1方向为N69°W

$\tau_{max}=7.84$MPa

怀柔：σ_1方向为N83°W

$\tau_{max}=14.7$MPa

1971年6月 $\tau_{max}=6.37$MPa

1973年11月 $\tau_{max}=10.78$MPa

1976年7月28日 唐山地震

1976年9月 $\tau_{max}=9.31$MPa

1977年7月 $\tau_{max}=2.94$MPa

可以看出，该测点经历一个由应力积累到应力释放的过程(唐山到顺义直线距离约100km)。而且，从最大剪应力的大小和最大主应力的方向，还可以看出，唐山地震对岩体初始应力的影响，大致到怀柔、顺义一线而止，且在主震后一年左右，在顺义便大体恢复到震前的情况了。

实测的最大剪应力随深度的变化趋势是逐渐增大的，特别在1—2km深度范围内，似乎比更深的部位增大得更为迅速。在软岩中，深度1000m以下的剪应力梯度明显地小于浅层的剪应力梯度。而且，在欧洲、北美和我国的测量结果都初步表明：断层上的应力值比其外围应力值低，是一个普遍的规律（图3.3）。这被解释为是由于断层活动时克服摩擦力而释放能量，使得断层附近比外围的应力值小一些。但也可以这么说，由于断层岩石比较破碎而较软弱，不可能积累到外围完整岩石那么高的地应力。

5．地形地貌条件的影响

这一点对水利水电建设有重要的意义。因为水利水电工程大多数修建在深山峡谷中，在同一地质构造条件下，陡峻的岩坡往往出现很高的初始应力。苏联托克托尔坝址河谷地区的系统地应力实测资料表明[26]：该坝址左岸石灰岩中实测垂直应力为1.96—11.76MPa，水平应力为5.59—13.04MPa；而右岸测得的垂直应力为2.75—7.06MPa，水平应力为2.94—5.49MPa。从谷地表面到山体内可分为三个应力带：第一带是靠近河谷边坡表面的应力降低带，该带的厚度与河谷处的发育史有关，在现在侵蚀范围内约为2—5m，而在上第四纪侵蚀范围内约为20—30m，中第四纪侵蚀范围内约为60—100m；第二带为应力平衡带，在该带内的水平和垂直初始应力比值为0.95—1.24，即大体处于静水初始应力状态。第三带为原岩应力带，

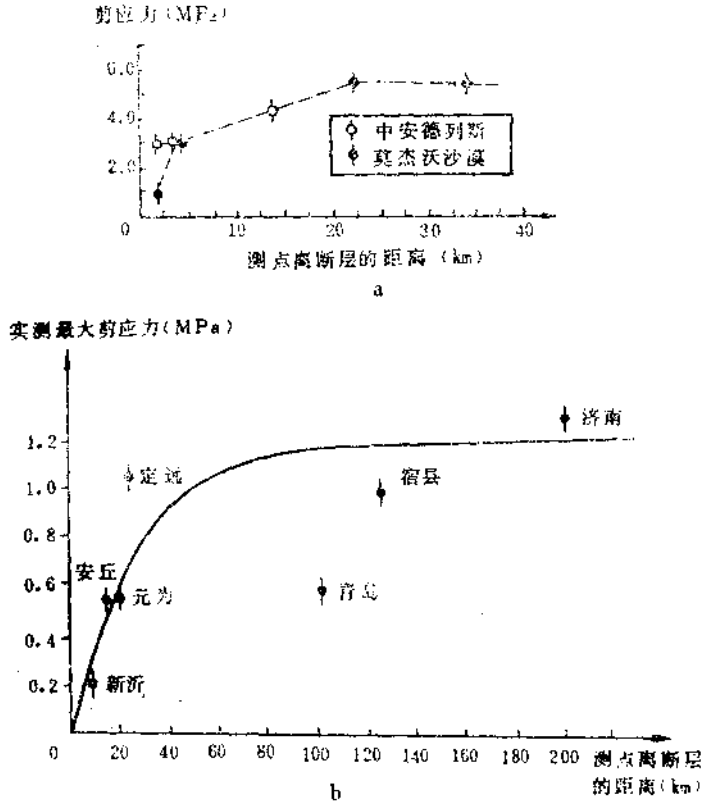


图3.3　测点剪应力（水平应力分量之差之半）与测点离断裂带的距离的关系

a—圣安德列斯断层（美国）；b—郯庐断层带（中国）

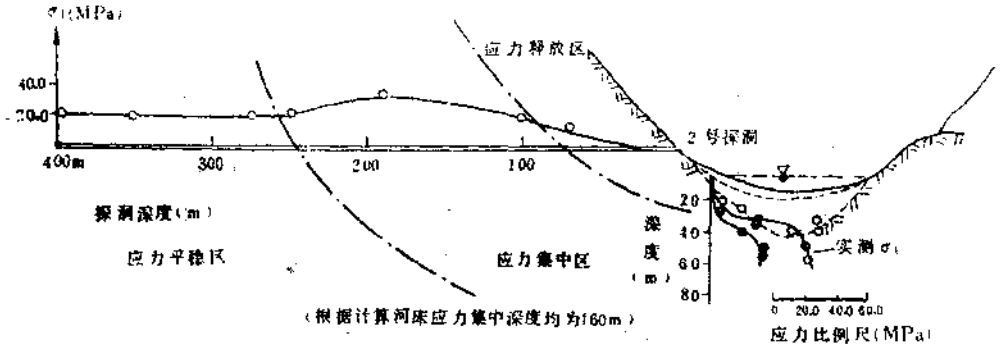


图3.4　二滩河谷实测应力分布及二号洞不同深度实测最大主应力分布

即不受河谷地形的影响。我国的二滩水电站的实测资料也表明这三个应力区的存在，即：应力释放区、应力集中区和应力平稳区。而河谷的应力集中区的深度达160m（图3.4）。

6．构造应力场随其应变能的集聚和释放而变化

这些变化与岩石的物性和强度有密切关系。根据某些实测资料，我们得到（图3.5）：

$$u=1.21k^3-37.26k^2+30.5k-6.05$$

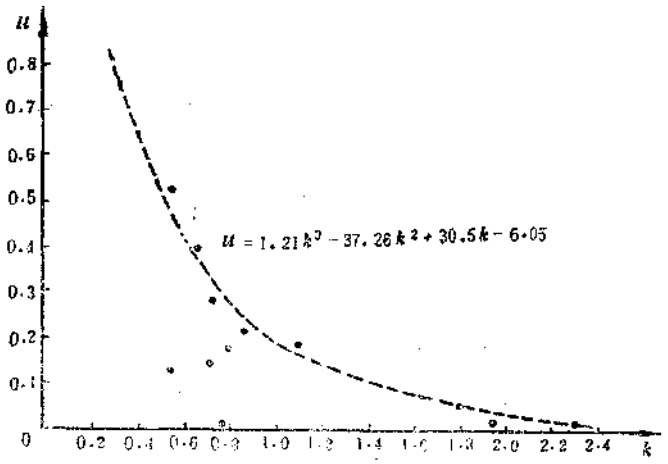


图3.5 岩体应力测量结果中u与相对强度k的关系

其中，
$$u=\sigma_1^2/E$$
$$k=R_t/\tau_{max}$$
$$\tau_{max}=(\sigma_1-\sigma_2)/2$$

且，R_t为岩石的单轴抗拉强度（MPa）；E为岩石的弹性模量（MPa）；u为岩石的弹性应变能（MPa）；τ_{max}为由实测应力得到的最大剪应力（MPa）；σ_1和σ_3分别为实测的最大和最小主应力（MPa）。

由此可以认为：随着岩体中地应力的增加，一方面积聚了弹性应变能，另一方面，在一定条件下，会发生裂纹扩展，造成岩石的扩容，k值是一个与裂纹扩展状态有关的指标。

第3.3节 高地应力区的岩体特性

在我国某些工程建设中，多次遇到高地应力问题。这里所说的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超过其上覆岩层的岩体重量。由于高地应力的存在，给工程建设带来一些新的问题。当然，一旦认识了岩体的高地应力状态，就可以采取适当的工程措施，但如果对此没有足够的认识，则可能给工程建设带来极为不良的后果。

高地应力区的岩体，究竟有些什么样的特性呢？这个问题在国内外的文献中，似乎很少详细报导过。在这里，根据我们对国内若干工程的实地考察和资料分析，得到如下几点初步看法[27—30]：

1．高地应力区的岩体在开挖过程或完成后，常发生剥离、隆起现象

这是由于开挖是一种卸荷作用，形成新的自由表面，使天然岩体处在应力解除和调整过程中，对于高水平初始应力分量的情况，这种现象最明显，并且有滞后现象，即开挖后并不立即显现出来，而要延迟发生。这在地下工程围岩和大坝岩基开挖中均可见到，而大坝基坑开挖，揭露面积大，表现更为突出，不过由于与开挖爆破等所产生的物理现象常常混杂在一起，一时不容易分辨，反而显得不那么突出了。

我们在鲁布革地下水电站进行实地考察时发现[28]，贮存高地应力的岩体，在开挖时会表现出明显的脆性和韧性的矛盾统一。我们认为韧性是岩体具有高的天然内应力所表现出来

的一种基本特征；而脆性是开挖后地应力部分释放或全部释放后的结果。而且在开挖条件下，地应力释放不会立即完成，而是有一个过程，从而滞后发生围岩剥离现象。应当指出，由于洞室周边的环向应力集中，应力释放可能带有方向性，沿洞室轴线的纵向应力的释放率相对较小，因而在围岩中会发育平行于临空面的定向裂隙系。这个现象颇值得注意，因为这可能是导致围岩失稳的重要原因。如果采用喷锚结构加固，则可能有利于控制这种定向裂隙系统的发展。

在故县（河南）水库工地，其坝基岩体也出现剥离隆起现象。据工地技术人员介绍，有一次已将基础清好准备浇混凝土，后因故未浇，拖了约半个月，原来已清基的岩体，已局部剥离隆起了。只好重新清理再浇混凝土，这种现象与鲁布革工程开挖后的岩体特性很相似。有兴趣的是，在故县水库坝基岩体中发现有局部架空现象。产生这种局部架空现象，主要是向上游缓倾角裂隙。单就9号坝段而论，已发现25条，据调查，其中有16条是构造作用形成的，另外9条是施工爆破引起的。此外，又在别的坝段、竖井和综合测井等处发现30余条（表3.1）。曾对其中的架空裂隙进行了追踪撬挖，了解到这种架空裂隙的一般特征为：向

表3.1　不同高程出现局部架空裂隙的频率统计

高程（m）	>430	430—425	425—420	420—415	415—410	410—405	405—385
出现局部架空裂隙的次数	6	5	3	2	1	0	0
百分数（%）	35.2	29.4	17.6	11.8	5.9	0	0

上游缓倾角（倾角一般为20°—30°）的架空裂隙，长度一般为1—3m，最长的达20m；在形态上大部闭合，局部张开（架空），张开部分的长度约占裂隙总长度的1/5—1/7，张开宽度一般在10mm以内，个别最大的可达140mm，这些裂隙多呈波状或弯曲型，在波谷往往局部架空，而波峰处的岩石则紧密接触，壁面一般都很粗糙，充填物以岩屑、岩片为主，个别有泥质物充填。并且发现，局部架空裂隙主要分布在构造应力易于集中的断层或挤压带、背斜交汇、背斜轴部的两翼以及岩石层厚、块度大、岩性不均一的地方，且架空裂隙的走向大致与构造应力场主向（σ_1的方向）正交（图3.6）。从一定意义上说，这可能是地应力在特定条件下的一种释放形式。

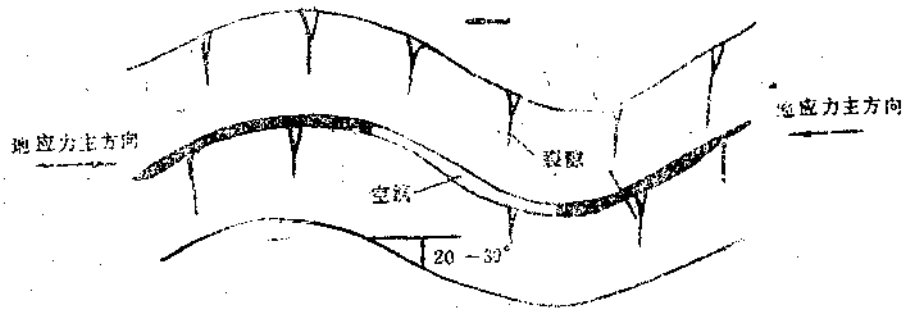


图3.6　向上游缓倾角裂隙架空现象示意图

2，高地应力区的岩体具有一种比较明显的脆碎特征

岩块很脆，而一经破坏，不是形成明显的破坏面，而是碎散成块度大小比较均匀的一堆碎块。取二滩水电站的岩体进行室内三轴试验时，其特点：一是室内三轴试验时，当$\sigma_3=$

40MPa时，形成垂直向（轴向）裂纹而脆性破坏；当σ_3=60MPa时，则稍有斜向裂纹而脆性破坏。二是岩石试件脆性破坏的结果是变成碎块状而没有明显的破坏面，见不到通常坚硬岩石试件在三轴试验时破坏的x型裂面所形成的楔形岩块。事实上，这种岩石碎裂现象在高地应力地区是常见的，在鲁布革地下水电站工地和故县水库坝基工地，都观察到这种现象。具有这种碎裂现象的岩体，结构面隐闭而紧密，相互嵌固，在一定的力的作用下，就会变得疏松裂散开来。这可能是岩体本身在地史过程中曾经历过高的地应力的作用，这些地应力如此之高，以致使岩石处于一种屈服（微破坏）状态。而在地应力的释放过程中，这种潜伏的屈服状态便为碎裂现象提供了条件，在一定的力的作用下就会显现出来。特别是卸载的情况下更是如此，这时有一个随时间的滞后过程。

3．高地应力区岩体的应力-应变曲线多是向上弯曲型的

原电力工业部成都勘测设计院科研所对二滩104组承压板法变形试验资料的应力-变形（σ-ε）关系曲线进行了详细的统计分析，发现这些曲线可以归纳为4种型式，即：

（1）a型（即上弯型）曲线（图3.7，a），55组，占53%；

（2）b型（即直线型）曲线（图3.7，c），10组，占9.5%；

（3）c型（即下弯型）曲线（图3.7，b），31组，占30%；

（4）d型（即上述几种曲线的混合型）曲线（图3.7，d），8组，占7.5%。

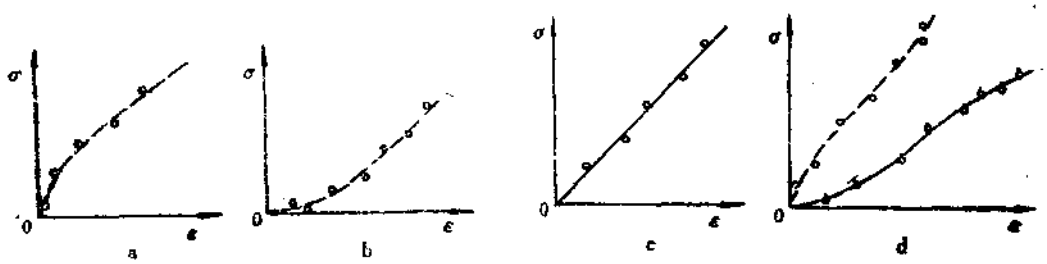


图3.7　二滩坝址岩体的σ-ε关系曲线

a—上弯型；b—下弯型；

c—直线型；d—混合型。

但基本上是前面三种，因为混合型曲线在一定的条件下可以合并到前面三种类型中。

从岩体应力的积聚和释放的特性来考察，可以认为由上弯型—直线型—下弯型这三种应力-应变关系曲线组成的系列，是岩体应力的一种释放过程。这个过程与岩体的裂隙发育程度和风化程度是相适应的。一般地讲，上弯型σ-ε曲线是二滩的新鲜岩体或微风化岩体由于存在天然内应力，具有一定的刚性，只有外荷超过这个天然内应力以后，才会显现出岩体变形与作用应力之间的近似直线关系；如果岩体中发育了一些裂隙或者大体相当于弱风化的情况，这时岩体内的初始应力逐渐释放，显示出岩体的σ-ε曲线的近似直线关系。如果岩体的裂隙很发育或者处于强风化的状态，就会出现岩体的下弯型σ-ε曲线，这时只有作用应力使岩体裂隙压密以后，才会转化为近似直线关系。从二滩水电站的岩体变形试验结果来看，基本是这样的过程。在故县水库坝基的石英斑岩（属向上弯曲型的应力-应变关系者，约占60%）和鲁布革的石灰岩（属向上弯型的应力-应变关系者约占90%）都有类似现象。

重要的是，上弯型应力-应变曲线是不是地应力的一种表现？在二滩水电站，在发现有

岩爆和洞壁开裂的4号平洞的正长岩上，曾进行了承压板法岩体变形试验共17组．包括垂直的和水平方向的，实测表明：上弯型应力-应变曲线竟达14组之多，占82.4%。从分布位置看，这类上弯型曲线的试点的地点正好与河床部位出现饼化岩芯的范围是一致的[27]。这种吻合表明，上弯型应力-应变曲线是地应力作用的结果。

4、在地下工程开挖中，具有高地应力的岩体会表现出特有的“膨胀性”（“扩容性”）

这种“膨胀性”的产生对隧洞衬砌的岩石压力，不同于一般岩体地质条件下的岩石压力。这表现在：一是压力大；二是变形量大，带有强烈的方向性，各个方向的变形量是不同的；三是变形持续时间长，有显著的流变特性；四是松动圈大。我国金川矿山建设，就遇到过这种情况，采用一般喷锚支护技术不能解决。后来根据这种高地应力区的岩体特性，逐渐形成一些支护的新方案，都获得了成功。顺便指出，这些方案的一个重要的共同特点是与一般喷锚支护只强调柔性的一面相反，认为支护最终是需要相当的刚性才成。从这一点来说，是把传统支护中的合理因素吸收进去了[31]。

这种“扩容性”的进一步发展，就与岩爆联系在一起了。岩爆是高地应力区岩体的一个重要特性。我们在下一节即将讨论到。

第3.4节　高地应力区岩体的岩爆现象

3.4.1　岩爆的物理过程

当岩石内部积聚了很大的弹性应变能时，一旦遇到扰动，就会突然释放出来，形成岩爆现象，这是高地应力区的地下工程开挖过程中经常遇到的一种代表性现象。

发生岩爆的地下工程，其围岩常常比较坚硬完整，这是岩石能够积聚很大的弹性应变能的重要物质条件。而在软弱的岩石中，当弹性应变还不太大时便产生流动，因而不能形成发生岩爆所需的高的弹性应变能，所以在软弱岩石中不大可能产生岩爆现象。在发生岩爆时，通常伴随着响声，同时有岩片从岩面弹射出来。这种响声有的可以听到声音，有的则听不见，但这种声音发射现象，完全可以监测出来，这就为岩爆的预报提供了重要的物理依据。

岩爆现象，因地应力的积聚水平、岩石的特性、地下工程轮廓形状而使应力集中的部位等情况不同，因而有不同的表现形式，例如：剥离、片帮和岩片弹射等现象。因此，岩爆也可以分级，根据不同的情况而有相应的加固及支护措施。

岩爆虽然在地下工程开挖时可立即发生，但也常常延滞发生．有的竟连续一年或好几年而时断时续地发生。我国渔子溪水电站的有压引水隧洞在施工时发生过岩爆。但从1972年隧洞投入运行以来，曾数次放空检查，运行情况正常。在最初两次检查中，曾发现有岩爆弹射出来的薄片状岩石碎块（因该隧洞内有一段没有衬砌）。在充水试运行初期，受内外水压力的作用，才得以塌落下来。在以后各次检查中，未见有新的弹出的岩片，同时也说明，该隧洞充水运行后，岩爆现象已基本消失了。

根据我们对国内外若干工程岩爆现象的考察和研究分析，对岩爆的物理过程有以下一些认识[32—35]：

（1）岩爆的发生有一个发展过程，一般地说，有三个阶段：第一阶段是启裂阶段，第二阶段是应力调整阶段，第三阶段是岩爆阶段。这一发展过程的存在，为我们防治岩爆提供了客观物理依据。

（2）从岩爆的形成条件来说，可以分为一般岩爆和纯岩爆两种。这两者的区别在于岩石

中是否存在原生微裂纹及微节理。一般岩爆的岩石中有原生微裂纹及微节理，而纯岩爆的岩石中则没有。而且，与一般岩爆相比较，纯岩爆的岩片弹射射程大，声音也响亮得多。目前人们最注意研究的就是纯岩爆现象。

(3) 纯岩爆现象的发生，首先是由于地下工程开挖，形成临空面和应力集中，而在靠近岩面的岩石内部诱发产生初始裂纹（启裂）。这种初始裂纹具有明显的定向性，通常与临空面大体平行。而且这种初始裂纹的产生总是伴随有声发射现象，可以用声发射仪来监测这一现象。岩爆的第二阶段是启裂后岩石中应力的重新调整，这通常需要一定的时间。这种应力调整的结果是发生岩爆。

(4) 由于应力集中的程度和量级不同，岩石的力学特性也各异，因而表现出来的岩爆现象（第三阶段）也会不同，有的仅发生膨胀和剥离现象，有的大块岩片坠落，有的则表现为岩片弹射出去。因此，可以根据岩爆现象的不同情况划分级别。这方面我们在后面将要谈到。一般地讲轻度的或中等程度的岩爆不会给工程造成太大的危害，需要特别注意的是严重岩爆现象，但也不是不能防治的，重要的是要针对具体的工程情况采取适当的工程措施。

(5) 还应该指出，这三个阶段的划分是相对的，有时几乎是同时发生，特别在开挖爆破的扰动下，有的则重复出现启裂—应力调整—岩爆这一过程，因而使岩爆现象断断续续，一直可以持续到一年或几年。

(6) 对于高地应力区，由于岩石在地史过程中遭受到很大的构造力的作用，甚至使岩石处于潜破坏状态而发育着许多隐微裂纹。在这种岩石中开挖所产生的岩爆现象，是上述所说的一般岩爆的情况。在这种状态下开挖隧洞，所表现出来的常常只是膨胀、剥蚀、剥离等情况，很少呈现出岩片弹射这样的岩爆现象。

(7) 正因为岩爆与应力集中的程度和量级有关，所以也与洞室形状很有关系，一般地说，洞室轮廓线的尖锐角缘处，常可发现特殊的岩爆现象，例如，二滩水电站的2号探洞中的3号支洞右边墙脚处，可以观察到岩粉连续喷射（粉爆）现象，喷射高度可达20—30cm。

(8) 岩爆通常发生在坚硬完整的岩石中，但也有其相对性。例如煤，其强度并不高，一般R_c=60—80MPa（这里R_c为单轴抗压强度），也有达到100MPa的。但在许多煤田开采中，常常观测到煤爆（岩爆）现象。这在寻求岩爆判别准则时应予注意。

(9) 在岩爆现象中，常常发生瓦斯突出。这其实是煤爆的一种特殊形式。这种被封闭在煤的孔隙中的瓦斯，是煤田沉积过程中形成的，瓦斯被封闭后，在煤田固结时使之承受很大的压缩力而具有相当高的弹性应变能，因此，在煤田开采过程中一旦被释放出来就成了瓦斯突出，这是一般岩爆中少见的现象。因为通常岩石作为单相（固相）介质来考虑的，而在富集瓦斯的煤田中，只作为单相介质是不够的，必须作为两相（固相和气相）介质来考虑。因此研究瓦斯的抽放便成了煤田安全生产的重要组成部分。但是这种现象虽然常在煤爆中被观察到，但却不是煤爆所独有的现象。我国成昆铁路北段的关村坝、乌斯河和塔足古等几座隧道中发生岩爆，也常伴随硫化氢（H_2S）的气味散发出来。这是因为这些隧道所在的石灰岩的沉积环境可能缺乏氧气，但却有溶解的硫化氢存在，因而被封闭在石灰岩的孔隙中，一旦岩爆发生，这些被封闭的残存气体便随其启裂的初始裂纹而透漏出来。因此，研究岩爆现象中的气相的作用，在有些情况下是十分必要的。

(10) 虽然岩爆具有一定的相对性，但岩石质地越坚硬，其可能集聚的弹性应变能就越大，一旦发生岩爆，给地下工程的施工安全所造成的威胁也越大。这对于金属矿山建设和火成岩地区的地下水电站建设，是一个值得认真研究的问题。而岩爆与地下工程的埋深有直接

关系。因而可能存在一个临界深度，例如2500m，在此深度以下，一般地说，不大可能修建隧洞，除非采用非常昂贵的方法。当然岩爆与地下工程埋深的关系也有其相对性，例如也常观察到浅层的岩爆现象，例如我国渔子溪水电站的岩爆，最浅埋深仅170m。

3.4.2 岩爆的形成条件

从上述岩爆的发展过程可以看出，岩爆的形成是与如下一些因素和条件有密切关系的。

1．岩性条件

发生岩爆的岩石都是新鲜完整、质地坚硬没有或很少有裂隙存在。在一般情况下，单轴抗压强度$R_c \geqslant 150.0$—200.0MPa的岩石（火成岩）或者$R_c \geqslant 60.0$—100MPa的岩石（沉积岩）常易于发生岩爆。

发生岩爆的地区，岩体现场实测的应力-应变（σ-e）关系曲线，多具有向上弯曲型（凸型）—直线型—向下弯曲型（凹型）的曲线系列，其中凸型的σ-e关系曲线约占50—60%或更多些。这就是说，岩石具有良好的储能条件。现场实测的弹性纵波速度一般大于5.0—6.0km/s。这些岩石的室内单轴抗压强度呈弹性—脆性破坏特征，而且弹性模量也高。

2．地应力条件

岩爆的发生与地应力集聚特性有密切关系。在同样的地质背景条件下，有的岩石具有较高的地应力，有的岩石则只具有较低的地应力。通常是岩石弹性模量高的，其可能聚集的地应力也高，相反，岩石弹性模量低的，其可能聚积的地应力也较低。在高地应力区通常最易于发生岩爆，形成岩石破碎区，特别是$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$的情况下的高地应力区最易于发生岩爆。

那么，什么是高地应力区？这是一个目前尚无统一规定的和定义的问题。

我们曾给出了一个定性的规定：所谓高地应力是指其初始应力，特别是它们的水平初始应力分量大大超过其上覆岩层的岩体重量。用公式表示出来，就是[32]：

$$\sigma_1 = \sigma_{h \cdot max} \gg \gamma \cdot H \tag{3.4}$$

这里σ_1为最大主应力（地应力）；$\sigma_{h \cdot max}$为地应力的最大水平分量；γ为岩石容重；H为上覆岩体高度。这种规定虽然不反映与岩爆的关系，但强调了水平地应力的作用，这对设计上有参考意义，如果在这种情况下，若仍采用普氏理论来进行地下工程的设计，则可造成重大事故。

也有人建议用应力第一不变量或平均应力来作高地应力的划分准则①，即：

$$\left.\begin{aligned} n &= I_1 / I_1^0 \\ \text{或} \quad n &= \sigma_m / \sigma_m^0 \end{aligned}\right\} \tag{3.5}$$

这里，I_1，σ_m分别为地应力的第一不变量和平均应力；I_1^0，σ_m^0为相应点的自重应力的第一不变量和平均应力。并建议：

$n > 2.0$ 为高地应力区；

$n = 1.5$—2.0 为较高地应力区；

$n = 1.0$—1.5 为一般地应力区。

应该指出，该方法在物理概念上与前者并无本质区别。也与上一方法一样，没有着重反映与岩爆的关系，而只说明一种地应力水平。

另外还有人认为应从工程岩体的变形破坏特性，考虑地应力对不同岩体的影响程度，利

①薛玺成等，1985，高地应力及其有关的几个岩体力学问题，天津大学水利系。

用岩体中的地应力值与岩体强度的比值作为评价高地应力的标准，即[32]：

$$\sigma_1 \geqslant (0.15\text{—}0.2)R_c \tag{3.6}$$

在后面，我们将指出，这是继承了Q系统分类指标的物理概念。

3．工程因素

地下工程围岩破碎的形式与工程因素也有关。因为岩爆的发生部位与地下开挖轮廓线的形状有关。一般在隧洞的转弯处的弯道内侧、在隧道断面的角脚处，都是很容易发生岩爆的部位。而且，若以水平地应力为主，则顶底板易于发生岩爆；若以垂直地应力为主，则隧洞两边侧墙易于发生岩爆。

挪威卢森（Russenes）认为岩爆活动是隧道中最大切向应力（$\sigma_{t,max}$）与岩石点荷载强度（I_s）的函数，从而把岩爆分为三类，即：

当$I_s/\sigma_{t,max}<0.083$，严重岩爆活动；

当$I_s/\sigma_{t,max}=0.083\text{—}0.15$，中等岩爆活动；

当$I_s/\sigma_{t,max}=0.15\text{—}0.20$，低岩爆活动；

当$I_s/\sigma_{t,max}>0.20$，无岩爆活动。

这种方法，在挪威曾获得较好的应用。这里I_s和$\sigma_{t,max}$都是以MPa为单位。其实这个方法也与Q系统有一定的关系，这一点我们在后面将会提到。

4．地形因素

观察表明，岩爆的发生部位与地形有关。地形因素会使地应力的最大主应力方向平行于岩坡地面，而一般工程隧洞，常处于靠近坡面的部分。因而发生岩爆的地方，常常是与最大主应力方向垂直的隧洞截面的表面围岩，如图3.8所示。

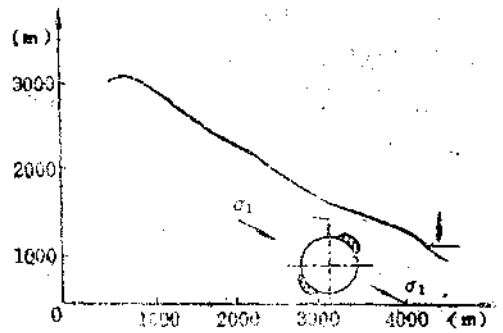


图3.8 迪于溪隧洞岩爆部位示意图

3.4.3 岩爆的判别准则

在工程实践中，很需要对岩爆进行预测及预报。岩爆的预测，一般在工程地质勘测阶段进行，但岩爆的预报，则是在预测的基础上要求进一步提供岩爆发生的地点、量级和时间的准确信息，以保证工程的安全和经济。岩爆的预测带有定性分析，而岩爆的预报则是定量分析，这两者是各自独立而又相互关联的不同的工作阶段。在岩爆预测阶段，最重要的是建立岩爆的判别准则。

在巴顿（Barton）等的Q系统分类中的SRF（应力折减系数）值，考虑岩石强度与地应力（σ_1）的比值作为一个重要的衡量指标，即表3.2中的α和β，在挪威已被用作岩爆的判别准则，且规定：

当$\alpha=5\text{—}2.5$或$\beta=0.33\text{—}0.16$时，有中等岩爆发生；

当$\alpha<2.5$或$\beta<0.16$时，有严重岩爆发生。

值得注意的是，巴顿等主要是根据他们在挪威的工程实践经验而提出来的，如表3.2的分类，却没在挪威获得广泛的应用，该国一些遭受严重岩爆的工程却常采用另一种判别准则，即卢森提出的岩爆活动性是隧洞的最大切向应力与岩石点荷载强度的函数的判别值，这在前面已作了介绍。例如长度为5360m的挪威赫古拉（Heggura）公路隧洞的岩爆，就是应用卢森法

表3.2　坚硬岩石的应力折减系数（SRF）分类

分　　级	α (R_c/σ_1)	β (R_t/σ_1)	SRF
H．低应力，靠近地表	>200	>13	2.5
J．中等应力	10—200	0.66—13	1.0
K．高应力，结构非常致密，对稳定性有利，但对岩壁则可能不利	5—10	0.33—0.66	0.5—2.0
L．破碎软弱岩体	2.5—5.0	0.16—0.33	5—10
M．很破碎的岩体	<2.5	<0.16	10—20

来判别的。卢森法的一个重要优点是可以利用电算的成果确定最大切向应力，而点荷载试验在施工进行中是很容易进行的，这比测定岩石单轴抗压及单轴抗拉强度要简单得多。

表中，

$$\alpha=R_c/\sigma_1 \tag{3.7}$$

$$\beta=R_t/\sigma_1 \tag{3.8}$$

这里，R_c为岩石单轴抗压强度；R_t为岩石单轴抗拉强度；σ_1为最大主应力。

其实，卢森法与巴顿法是有一定的继承性关系的，因为点荷载强度与岩石的抗拉强度和抗压强度有直接关系，即

$$R_t=2.15I_{s(50)} \tag{3.9}$$

$$R_c=22I_{s(50)} \tag{3.10}$$

这里的$I_{s(50)}$表示等效岩芯直径$D_e=50$mm的点荷载强度指标，而洞室周边围岩的最大切向应力$\sigma_{t,max}$是与洞型及地应力有关的。通常的应力集中系数是2—3倍，即$\sigma_{t,max}=(2—3)\sigma_1$，表3.3是若干工程应力实测值的应力集中系数。如果取$\sigma_{t,max}=3\sigma_1$，$R_c=22I_{s(50)}$，则按$I_s/\sigma_{t,max}>0.20$可得：

表3.3　产生岩爆地区的围岩应力集中系数（实测应力值之比）[32]

工程名称	岩　石	深度 (m)	单轴抗压强度 R_c(MPa)	实测应力值(MPa) 切向应力 $\sigma_{t,max}$	实测应力值(MPa) 原岩应力 σ_1	应力集中系数 K $(\sigma_{t,max}/\sigma_1)$	附　注
诺沃沃伦6号矿井	煤田石炭系岩石（泥质板岩、粉砂岩、砂岩等）	330	52.0	10.5	7.5	1.5	岩石平均容重为2.3t/m³
基洛夫（克里沃罗格）矿山	花岗岩	550	140.0—260	60.0—120	30.0—	2.0—4.0	后者为两个钻井之间的应力集中情况
		700	140.0—260	37.5	27.5	1.36	
二滩水电站	正长岩	194	180—210	125.2—73（平均值为90.2）	26.0	4.8—2.8（平均为3.4）	2号隧洞中的3号支洞底板实测应力集中情况
		37.5	180—210	65.0*	26.0	2.5	*这是河谷实测地应力值，说明河谷应力集中情况
赫吉拉公路隧洞	片麻岩	—	50—200	95.4	24.8	3.85	

$$R_c/\sigma_1=22I_{s(50)}/\left(\frac{\sigma_{t,max}}{3}\right)$$

$$=66\times\frac{I_{s(50)}}{\sigma_{t,max}}=13.2$$

即当$R_c/\sigma_1>13.2$时，将不发生岩爆活动，这比表3.2的规定值要大些。

前面提到的判别式（3.5），也与Q系统有一定关系，即：

$$R_c/\sigma_1=1/(0.15\text{—}0.2)=6.67\text{—}5.0$$

这大致相当于前述表3.2中的K级，即$\alpha=R_c/\sigma_1=5\text{—}10$。所以，只用这个标准判定也是有局限性的，更何况有的岩爆发生在$\alpha>10$的场合。

苏联杜尔恰尼诺夫（I.A.Turchaninov）等人根据他们对科拉半岛希宾地块的矿井建设的经验，提出如下的判别准则，即岩爆活动性由切向应力（σ_t）与洞室轴向应力（σ_L）之和与单轴抗压强度之比值来规定，且：

$(\sigma_t+\sigma_L)<0.3R_c$，不发生岩爆；

$0.3R_c<(\sigma_t+\sigma_L)<0.5R_c$，有发生岩爆的不同可能性（从下限0到上限1）；

$0.5R_c<(\sigma_t+\sigma_L)<0.8R_c$，肯定发生岩爆；

$0.8R_c<(\sigma_t+\sigma_L)$，发生严重岩爆。

这个判别方法考虑了岩石中的地应力水平，这与前述我国划分高地应力区的一些方法有相同之处。

若令$\sigma_t=2.5\sigma_L$，则$\sigma_t+\sigma_L=1.4\sigma_t$；取应力集中系数为2—3，则$\sigma_t+\sigma_L=(2\text{—}3)\times1.4\sigma_1=(2.8\text{—}4.2)\sigma_1$。于是$\frac{R_c}{(\sigma_t+\sigma_L)}=\frac{R_c}{(2.8\text{—}4.2)\sigma_1}$应该$>\frac{1}{0.5}=2$，于是令之等于2，则：

$$\frac{R_c}{\sigma_1}=5.6\text{—}8.4$$

即肯定发生岩爆的条件与Barton等的表3.2中的5—10（K级）也可能是相近的。

根据上述情况，采用前述$\alpha=R_c/\sigma_1$或$I_t/\sigma_{t,max}$作为岩爆预测的指标，大体上是可行的。已经经过一定工程实践的检验，当然要注意其条件性。

上述这种方法在国内也常被人们所引用。但因国内较少进行岩石单轴抗拉强度试验，故通常只采用$\alpha(R_c/\sigma_1)$来进行判别。贵州的天生桥二级（坝索）水电站的引水隧洞就是利用这个方法进行了预测，如表3.4所示。根据表3.4中的$2.5<\alpha=2.86\text{—}4.76<5.0$和$0.17<\beta=0.14\text{—}0.19<0.33$的情况，预测将有发生中等岩爆的可能性存在。工程开挖的实际情况证

表3.4　天生桥二级（坝索）隧洞可能发生岩爆处的α及β值

分段桩号	岩　石	埋深 (m)	单轴抗压强度 R_c (MPa)	单轴抗拉强度 R_t (MPa)	地应力的最大主应力σ_1 (MPa)	α R_c/σ_1	β R_t/σ_1
1+600—3+900	白云岩及白云质灰岩	450—760	70—100	3.5—4.0	21	3.33—4.76	0.17—0.19
3+900—4+180	白云质灰岩	485—635	60—80	3.0—3.5	21	2.86—3.81	0.14—0.17
4+220—5+240	白云质灰岩	430—530	60—80	3.0—3.5	21	2.86—3.81	0.14—0.17
5+380—6+300	白云质灰岩	440—620	60—80	3.0—3.5	21	2.86—3.81	0.14—0.17

明这个预测基本上是成功的①。但也说明这个方法仍然有改进的余地。这是因为，有的岩石的α值很高，达到10以上，例如渔子溪映秀湾水电站的花岗岩及花岗片麻岩$\alpha_s=R_c/\sigma_1=160/12.3=13.0$，也仍然发生岩爆。瑞典的福尔马克（Formark）核电站的引水隧洞，主要由片麻花岗岩组成，其单轴抗压强度为$R_c=280$MPa，而实测最大的主地应力$\sigma_1=20$MPa，于是$\alpha=280/20=14$，那里却仍有岩爆发生[33][34][35]。因此，我们建议一个新的判别界值，如表3.5所示。

表3.5 岩爆的分级

岩爆分级	R_c/σ_1	说明
Ⅰ	>14.5	无岩爆发生，也无声发射现象
Ⅱ	14.5—5.5	低岩爆活动，有轻微声发射现象
Ⅲ	5.5—2.5	中等岩爆活动，有较强的爆裂声
Ⅳ	<2.5	高岩爆活动，有很强的爆裂声

注：R_c为岩石单轴抗压强度；σ_1为地应力的最大主应力。

第3.5节 天然岩石的三维地应力状态

任何工程建设，特别是大型水利水电建设、矿山建设等，都需要了解所处场地的地应力状态。一般地说，地应力（岩体初始应力）是三维的，如果用主应力系统来表示，通常的情况有：$\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$；$\sigma_1>\sigma_2\approx\sigma_3$；$\sigma_1\approx\sigma_2>\sigma_3$；和$\sigma_1>\sigma_2>\sigma_3$等几种。这里$\sigma_1$、$\sigma_2$和$\sigma_3$分别表示最大、中间和最小主应力，一般取压应力为正。

事实上，天然岩体在其所经历的漫长的地质构造运动的过程中，产生变形、褶皱、断裂等情况，其中所现存的地应力场，是一种复杂的应力途径所造成的结果，是地质历史的产物，并决定其所能承受的荷载作用和卸荷作用的行为以及岩体的变形和强度特性。因此，我们认为，也许可以借助于岩石力学模型来探讨具有三维地应力的岩体的力学性状。但是，过去由于实测资料不多，特别是三维地应力实测资料甚少，因而没有人对工程场地处在什么样的地应力状态进行研究，而一个具体工程即使取得一点或二三点实测资料，一方面由于测点太少，无法进行进一步的分析和研究，另一方面，由于对工程场地的初始应力状态没有一个明确的概念，因而无法或难于加以充分利用。目前最通常的办法，是以少量的实测数据作为校核，而借助于有限元法以形成一个等效的初始应力场，作为工程设计计算的依据。

对于重要的大型工程建设来说，认识和掌握岩体的力学性状是很必要的。现在，国内有的工程作过较多的岩体三维应力实测工作，例如金川矿区和二滩水电站[36]。下面介绍金川矿区岩体的三维应力状态。

金川矿区位于甘肃西部龙首山东南段北坡，与潮水盆地相毗连，处于活动性构造体系阿拉善弧形构造边缘主旋褶带与祁吕—贺兰山字型西翼、陇西系外围部分的斜接复合部位。矿区的地层有前震旦系及第四系。前震旦纪主要为混合岩、大理岩、片岩及片麻岩等，岩层走向NW或NWW，多向WS倾斜，倾角一般在45°以上。侵入岩有含矿超基性岩，肉红色花岗岩及各种岩脉。含矿超基性岩侵入前震旦系，产状与围岩大体一致，被一组近EW向扭断裂平错为几段。矿区的断裂F_1、F_{16}等为挤压性断裂，走向NWW，其中F_1分布在龙首山和潮水盆地的交界地带，是矿区最大的断裂。整个矿区、断裂、节理及层间错动等破坏面很发育；其中，NWW、EW及NNW方向的断裂都程度不同的受过挤压，破碎带一般较宽，破碎的

①邹成杰，1985，天生桥二级（坝索）水电站区域构造及大跨度长隧洞围岩稳定的研究，水利电力部贵阳勘测设计院。

岩石多未胶结。这些地质因素对矿区巷道的稳定性影响颇大。为了解决巷道变形和矿山开采设计有关的问题，从1973年开始至1980年止，许多单位先后在金川矿区进行原岩地应力测量，取得相当多的实测数据（表3.6），为我们研究分析金川矿区岩体三维地应力状态提供了可靠的依据。从表3.6可以看出：[36]

表3.6 金川矿区原岩应力实测结果

序号	岩石	测点位置	测点深度(m)	主应力(MPa) σ_1	σ_2	σ_3	P (MPa)	q (MPa)	附注
1	大理岩	龙首矿1580中段14行穿脉巷道测点	120	16.7	11.9	5.7	11.3	9.4	
2	大理岩	二矿东副井1300中段测点	460	49.0	32.7	27.6	36.5	19.3	
3	富矿体	龙首矿1460中段12行穿脉测点	240	33.7	20.7	2.5	19.0	27.1	
4	特富矿体	二矿1250中段38.5行沿脉巷道测点	480	31.4	21.0	20.2	24.1	10.8	
5	富矿体	二矿1250中段38行测点	480	33.4	11.2	3.0	15.9	27.3	
6	富矿体	二矿1250中段	480	27.0	15.2	3.9	15.4	20.0	
7	贫矿体	二矿1250中段19行穿脉巷道测点	480	18.8	12.7	11.2	14.2	7.0	贫富矿体交界处
8	大理岩	二矿1250中段44行巷道测点	480	17.7	15.3	13.9	15.7	3.3	
9	花岗岩	二矿西主井1250中段测点	480	24.0	15.1	12.7*	17.3	10.3	
10	大理岩	二矿1200水平11行穿脉巷道	500	32.7	20.7	20.3	24.8	12.2	
11	大理岩	二矿区东部18公里处地表46行	20	2.4	2.3	0.53	1.7	1.8	
12	大理岩	二矿区东主井1350中段测点	375	19.4	10.6	7.4*	12.5	10.3	
13	大理岩	二矿区东部18公里处地表46行	44	4.1	3.4	1.2*	2.9	2.7	
14	花岗岩	青山堡测点	14.7	2.8	2.2	0.4*	1.8	2.2	矿区外围
15	花岗岩	平口峡测点	37.0	8.2	2.9	9.8*	4.0	6.5	矿区外围

* 原资料无σ_3，表中是按γH(γ=2.7t/7m³)的计算值。

(1) 矿区是以水平应力为主导，并且都是压应力。这一点与矿区巷道的变形破坏调查结果是一致。例如，二矿区西付井1150中段的双轨巷道，该巷道位于F_{16}断层影响带，围岩为黑云母片麻岩的石墨片岩，曾用多点位移计对巷道位移进行了观测，结果表明，水平位移比垂直位移大的多。

(2) 地应力值随深度增加而增大很多，且在所实测深度范围内，水平应力远大于垂直应力。这正是高地应力区的一个基本特征，并且与现今构造运动有关。据原国家地震局西安地震测量大队在1970年以来在河西走廊地区所进行的地形变测量结果表明：祁连山北麓的NWW走向断裂带现今具有挤压和右旋的活动趋势；龙首山地区断裂也具有相同的活动趋势。

(3) 聚集地应力的必要条件是岩石的坚硬和完整程度。岩石愈坚硬完整，弹性模量越高，则所可能集聚的地应力也愈大。就金川矿区的情况而言，其坚硬完整程度是：围岩最破碎，含矿超基性岩要完整些；而随含矿的多少不同，其完整性也不一样，愈是含矿量高的愈是坚硬完整。所以完整程度由大到小的次序是：特富矿体>富矿体>贫矿体>不含矿的围岩。这个次序正是矿体的层次，特富矿体在最内层，不含矿的围岩在最外层。这种情况可能

与成矿条件有关，也与成矿后构造作用有关，就是说，既与地应力的集聚、又与地应力的释放情况有关。值得注意的是：二矿区最内层的特富矿体的$\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3=1.0:0.67:0.64$三者的差别不算太大，这与外层贫富矿体交接处的$\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3=1.0:0.67:0.59$及最外层的围岩（大理岩）的$\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3=1.0:0.86:0.79$或$1.0:0.67:0.56$是比较接近的，而介于特富矿体与贫矿体之间的富矿体则为1.0:0.33:0.09及1.0:0.56:0.15，与前者差别大的多。看来富矿体似乎是含矿岩体的一个应力集中带，估计是由于贫矿体与不含矿围岩在地质构造作用下发生断裂和松动，亦即应力有所释放和转移的条件下形成的。值得注意的是，1250中段的19—20行矿体为海绵晶状构造富矿石，性硬脆，裂隙发育，抗压强度为57.2—103.4MPa。1976年中国科学院地质研究所在19行穿脉打钻进行应力解除，曾得到饼化岩芯。而36—37行为块状特富矿石（含矿8.4%），其完整性看来比富矿石好，肉眼所见节理情况很少，但实测抗压强度却只有43.6—73.3MPa，比富矿石要低23.7—29.1%。初看起来似不合理，实际上这正是高地应力区岩体的另一个重要特征，因为这种地区的岩石，曾经历过高的地应力作用，产生许多微节理，在原位条件下，由于高地应力的存在，是完整的。但一经脱离母岩，岩石试件的抗压试验，便使其许多微节理的作用显现出来了，因而其抗压强度降低了。这种物理现象，我们在好几个工程中，例如鲁布革水电站等，都观察到，这在前面已经提及了。

第四章　岩石水力学及热学特性

第4.1节　概　　述

天然岩石的水力学及热学两种特性，在工程上都具有重要的意义。在本章中，我们将把天然岩石作为传导水及热的介质，对岩石工程特性产生的影响作一概要的叙述。

在岩石力学中，应该怎样认识水在天然岩体中的影响和作用，这是一个十分重要的问题。我们认为，应该把天然岩石看作固相（矿物颗粒）、液相（主要是水）和气相（主要是空气）组成的三相介质。虽然气相在某些情况下，其作用不容忽视（例如油气田的开采），但一般来说，在许多场合下其作用不甚显著，可以把它简化为矿物颗粒-液体（水）系统的两相介质。在加、卸荷载（包括水头的作用）过程中，这一系统中各组成相的自身变化及其相互作用是值得认真研究的课题。但从岩石力学现状来看，一般把它当作单一的固相介质，没有或很少注意它是一种多相介质。随着工程建设的发展，特别是水工建设中若干起重大事故的发生，使工程技术人员得出了一个结论，就是：从工程的观点来看，水对天然岩体起着破坏作用。因此，研究岩石的水力特性，在工程上是十分迫切的任务。

大家知道，在现有的工程岩石力学的研究中，几乎都不大注意考虑岩石的热学特性这一问题，这是不妥的。对于埋深大的地下工程，高的地温是一个必然会遇到的问题；还有高寒地区进行工程建设，例如青藏高原的铁道建设，也会遇到低温岩石特性的问题；还有由于岩层破碎而必须进行冻结法进行开挖的工程，也要遇到低温岩石的问题；另外，在某些地热资源丰富，需要进行开发利用地热的地区，例如青藏羊八井的地热发电工程；还有在地温异常的岩体地质条件下进行水电资源开发和矿山采掘的工程建设；以及由于核工业特别是核电站建设中核废料处理工程，都将遇到岩石的热学问题，并且，这个问题与岩石水力特性密切相关。

下面，我们首先讨论岩石中水的作用和水力学特性问题，然后叙述岩石的热学特性。

第4.2节　岩石中水的作用

从许多工程实例中可以看到，水对天然岩体的影响决不可忽视。水在岩石中的作用有两方面：一是水的物理化学作用；二是水的力学效应。

对于水的物理化学作用，在工程上是用岩石的软化系数表示，就是湿和干的岩石单轴抗压极限强度值之比。几乎所有的岩石的软化系数都在0—1.0之间。所谓软化系数为0的情况，就是岩石在水中崩解，无法成型，不能进行湿抗压强度试验。

粘土岩类的泥化问题，也与水的物理化学作用有关，特别是粘土岩类的软弱夹层经常遇到这种情况。一般认为，由于这种夹层所具有的分带性，其可能泥化的部位只存在于其中的劈理带。

溶蚀作用主要是指水对可溶性岩石的溶蚀。可溶性岩石有：石灰岩、白云岩、石膏和盐岩等。但如果水中含有某些特定的物质，也会对岩石的某些组成矿物起溶蚀作用。例如氧化硅在纯水中可以认为是不溶解的，但随着水的酸性的提高，它便可以溶解。一般说，氧化硅在pH大于10时方能被溶解。显然，水的这些物理化学作用，会对岩石的各种力学特性产生重要的影响。

岩石中水的力学效应，主要是指水在岩石中所可能起的力学作用。一般认为，首先是减少作用在岩石固相上的应力，从而降低岩石的抗剪强度，即：

$$\tau=(\sigma-u)\mathrm{tg}\varphi+C \qquad (4.1)$$

式中：τ为岩石的抗剪强度；σ为法向应力；u为裂隙水压力；φ为岩石的内摩擦角；C为岩石的内凝聚力。

如果u值很大，以致$(C-u)\mathrm{tg}\varphi<0$，即出现排斥力（负凝聚力）的情况，当这个数值超过$\sigma$值时，则将使岩石破坏。这已为某些岩石试验所证实。在各向受压的情况下，则有：

$$(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2+\alpha(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3-3u)=0 \qquad (4.2)$$

式中：σ_1、σ_2、σ_3分别为最大、中间和最小主应力；α为系数。

某些研究指出：

(1) 如果岩石裂隙中的水压力u等于三轴试验的围压力σ_3，则破坏发生在：

$$\sigma_1-\sigma_3=R_c \qquad (4.3)$$

这里，R_c为岩石的单轴抗压强度。

(2) 当仅有u作用时，即$\sigma_1=\sigma_3=0$，$u\neq0$，则岩石发生破坏的条件为

$$u=|R_t| \qquad (4.4)$$

式中：R_t为岩石的单轴抗拉强度。

除了这种静水压力作用外，还有渗透水的动水力学(渗透力)问题。事实上，天然岩石中的水流特性，决定于三个基本因素：第一、断裂的方向和组数，一般多从最简单的断裂开始研究，这就是单一定向断裂的水流问题，然后研究二维、三维的水流问题；第二、与断裂本身的情况有关，如：断裂有无充填物、表面光滑程度、空间几何形状等等。如有的渗流是沿夹层与母岩接触面进行（接触渗流），有的渗流是沿夹层内部的构造破坏带进行的。第三、水头作用情况，有的为无压水流，有的是有压水流。常常观察到在一定的水力坡降里，许多夹层中的水流状态基本符合达西定律；而超过此水力坡降后就不能用达西定律来描述（图4.1），而这种情况又常常与管涌、流土现象有关。在渗流过程中常常有冲刷、淤积。冲刷占优势时，便形成管涌和流土现象；而淤积占优势时，只有在更大的水力坡降下，才会发生更大规模的流土现象。很显然，裂隙中充填物质的孔隙率对渗透性影响很大，而且随水力坡度的增大，孔隙大的夹层的渗透性将会成倍地增长。

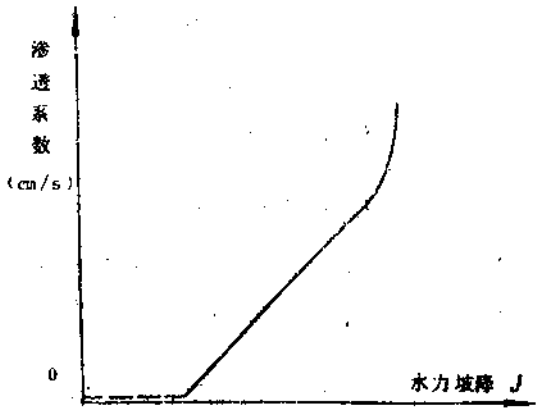


图4.1 裂隙岩石渗透试验

在岩石现场剪切试验中，我们还发现，试件破坏后，沿软弱夹层破坏面上的含水量比试验前的含水量高得多，尽管并没有别的补给水源。这可能是因为在即将破坏的地方，发育着微裂隙，而使水富集的缘故；而水富集的结果又进一步促使其破坏。这是在岩石中水的运动规律的又一表现。

渗透试验表明[67]，新鲜完整的岩石的渗透系数 $K=10^{-7}$—10^{-16}cm/s。对于这种岩石的孔隙介质水流规律，适用于达西定律。长期以来，人们集中研究孔隙介质的液体运动，但对裂隙介质这个重要领域的研究则较少涉及。新近形成的“岩石水力学”这个分支学科，就是分析岩石裂隙体水力特性，研究其中的水流现象和它们的效应。

在岩石水力学中断裂起着决定性的作用。因此天然岩体的渗流现象具有明显的不均匀性和各向异性（方向性强），并在张开度大的裂隙中形成集中渗流（是紊流而不是层流）。过去在水工建设中把坝基作为各向同性的多孔介质来看待，用抽水或压水试验来确定其渗流系数以计算其渗流量或借鉴于多孔介质电模试验来确定坝基扬压力等作法，未必都是恰当的，因为它不完全反映裂隙岩体的水流特性。

岩石水力学的研究历史，可以说是渗流力学与岩石力学相互渗透和结合的历史。自1859年达西定律问世以来，在本世纪内渗流力学得到了飞速的发展，但直到本世纪50年代，裂隙岩石含水层的水文地质学问题才得到重视。在此之前的研究工作都是以均匀多孔介质为前提条件进行的。为了解释裂隙岩石含水层中渗流的特殊性，人们提出了一些模型去概化裂隙岩石含水层，同时做了许多室内试验研究，来认识在各种条件下水在裂隙中的运动规律，并提出了一些经验公式，以考虑裂隙介质应力状态对渗流的影响。另一方面，也注意液体（水）的渗入对岩石的断裂特性的影响。为此，我们来考察某些岩石渗流试验结果和几种水力概化模型。

第4.3节　室内裂隙岩石的水力试验

首先研究裂隙岩石水力学的是苏联的罗米杰（Lomize），他在1947年首先出版了这一方面的著作。罗米杰（1947，1951）和惠特（Huitt）（1956）的研究结果促进了裂隙介质水力学基本方程的建立。他们把裂隙简化为平行板之间的裂缝，并设水流服从达西定律，根据单向、层流、粘性不可压缩介质的纳维-斯笃克（Navier-Stokes）方程，建立了单个裂隙和一系列相互交错裂隙的水力势方程和连续方程。

$$Q=-K_f\frac{\partial H}{\partial l} \tag{4.5}$$

$$\frac{\partial}{\partial l}\left(K_f\frac{\partial H}{\partial l}\right)=0 \tag{4.6}$$

$$K_f=\frac{\rho g}{12\mu}(2b)^2 \tag{4.7}$$

式中：Q为裂隙水通量，即单位时间内通过裂隙单位宽度的水流体积；K_f为裂隙的渗透系数；H为水头；ρ为水的密度；g为重力加速度；μ为水的粘滞系数；l为长度；$2b$为裂隙张开度。

有人做了许多试验，以验证平行板模型理论。实验表明实验值与理论值吻合良好，这说明，用平行板理论来模拟单个裂隙是可行的。但是，这一平方关系未考虑裂隙受应力作用的影响。

通过野外和实验研究表明：孔隙压力变化会引起有效应力的变化，明显地改变裂隙张开度、流速和流体压力在裂隙中的分布。裂隙水通量随裂隙正应力增加而降低很快（图4.2）。

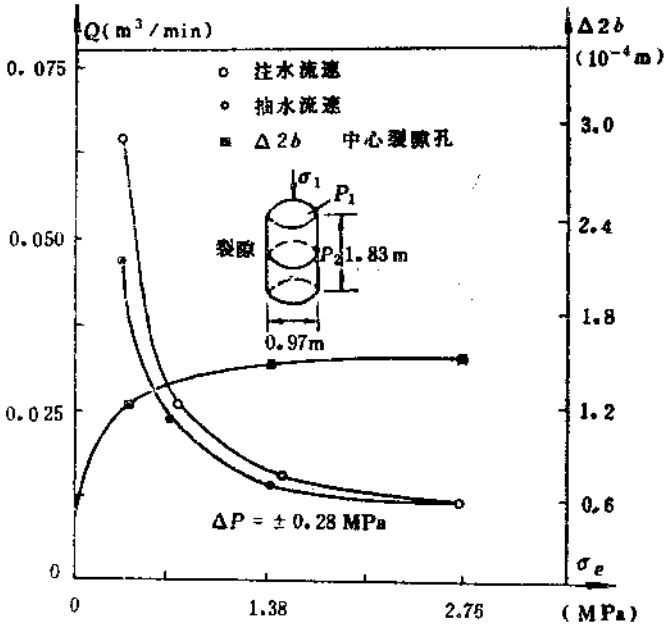


图4.2 裂隙张开度及其水通量与有效应力的关系

进一步研究还发现应力-渗透曲线具有回滞现象（图4.3），随着加-卸荷载次数的增加，裂隙渗透能力降低。经过几个加-卸载循环后，应力-渗透曲线基本稳定。这是由于裂隙受力闭合的结果。因此，许多人提出了经验模型来描述渗透性随正应力的变化。斯诺（Snow）（1966）采用的公式是：

$$K_n=K_0+(K_N(2b)^2/S)(P-P_0) \qquad (4.8)$$

式中：K_n为水平裂隙的渗透系数；K_0为初始应力P_0下的渗透系数；$2b$为裂隙张开度；K_N为裂隙的法向刚度；S为裂隙间距。同时指出，因为K_N不是压力P的线性函数，所以K_N与P也不是线性关系。

琼斯（Jones）（1975）提出碳酸盐类岩石裂隙渗透系数K的经验公式为：

$$K=K_0(\log(P_h/P))^3 \qquad (4.9)$$

式中：K_0为常数；P_h为当$K=0$时愈合有效应力。

路易（Louis）等提出的模型为[38]：

$$K_f=\beta\sigma_e^{\alpha} \qquad (4.10)$$

这里，α为直线的斜率；β为前期有效正应力σ_e'下裂隙的水力传导系数K_f'值。

一般认为，裂隙渗透性是裂隙接触面积的函数。改变接触面积有两种方法，一是增加裂隙面上的正应力；二是改变裂隙面试件的尺寸和大小。这两个问题在地质环境中考虑，就是介质应力大小和裂隙连通性及其充填情况问题。从而提出尺寸效应问题，但目前资料有限，还不能得出明确的表达式。

关于土力学中的有效应力原理是否也适用于岩石的问题，许多人做过试验研究。布雷斯（Brace）和拜里（Byelee）指出，这一原理也适用于许多岩石。但是他们没有讨论固体质点

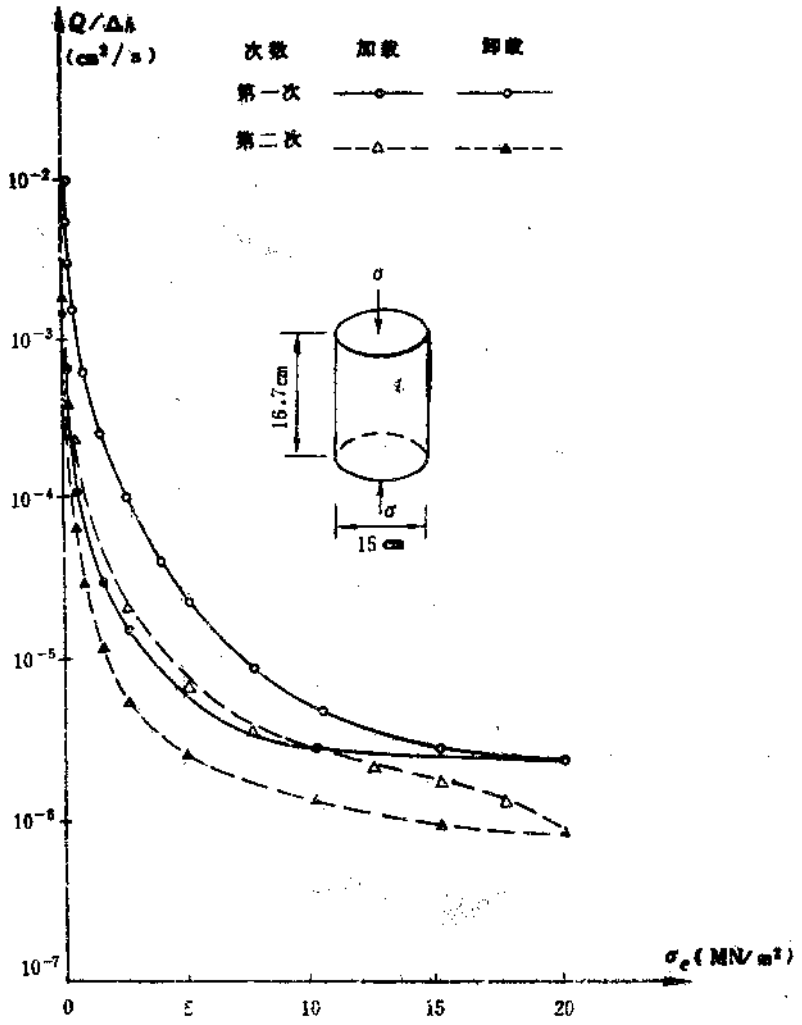


图4.3　循环加—卸载对裂隙渗透性的影响

之间的结合面积问题。韩丁（Handin）和另外一些作者发现，如果用有效应力原理来解释，则在三轴应力条件下，对具有或没有孔隙压力的许多岩石，其极限强度便没有差别。Brace等还指出，简单的有效应力原理可能适合无裂隙的花岗岩，但对砂岩不适合，也无足够的资料来检验其对裂隙岩石的适应性。同时有人发现，在破坏前呈柔性的石灰岩，其强度几乎与孔隙压力无关；在那些破坏时有塑性表现的结晶大理岩和白云岩，它们的变形也未显示出与有效应力原理有关。Brace和Byelee认为，这是由于这两种岩石孔隙度低的缘故。

第4.4节　岩石的水力模型

4.4.1　概　　述

目前，处理裂隙岩石地下水流有两种作法，其一，裂隙岩石被看作等效的连续介质特性的统一体，所以裂隙和孔隙的大小和位置的差别均不予考虑；其二，裂隙岩石被认为是一种

按一定几何规律分布的裂隙系统，所以裂隙大小、形状和位置都在考虑之列。

裂隙岩石中液体流动的状态和基本储体（含水层）参数，即渗透量和储存量与孔隙-裂隙介质的状态与参数是不同的。岩层的储存和传导水流的能力取决于储体的两个重要特性：相互联系的孔隙-裂隙度（供贮存液体的岩体容积或百分率）和岩体的渗透率（液体在压力下通过相互联系的孔隙-裂隙空间的能力度量）。岩层容纳液体的能力受其弹性和在一定的有效压力下岩体应力状态的影响；储体中的压力减小会引起岩层的压缩和液体的扩展，而压力增大则将使应力集中在粒间接触点上，并扩大孔隙-裂隙网络和压缩含饱和液体的岩石，所以孔隙-裂隙度在一定程度上受储体中任何压力变化的影响。

可以将储体中的孔隙-裂隙划分为三种主要类型：岩石矿物颗粒间的孔隙空间构成的粒间孔隙、由风化引起的、淋滤作用造成的多孔孔隙、由孔洞、裂纹、节理组成的裂隙孔隙。因为粒间孔隙是岩石固有的特性，被认为是原生孔隙，而其它孔隙则被认为是次生诱发的孔隙。除原生的粒间孔隙外，岩石中不存在大量的裂隙。对某些裂隙含水层的分析表明：原生致密基岩中液体流动的渗透率一般是很低的，仅介于0.001—0.5毫达西之间，而裂隙的渗透率则在几千毫达西至几达西之间。实测表明，原岩的粒间孔隙率在2—27%之间，而裂隙孔隙率估计在1%以内，一般为0.1—0.4%。

研究还表明，裂隙可以将岩体的渗透率增大几个数量级，甚至最小的裂隙也有十分高的排泄水流的能力。虽然裂隙造成了错综复杂的多裂隙网络结构，但岩石的原生孔隙并不起多大作用。因此，裂隙岩石可以看作是两个截然不同的单元——致密的含原生孔隙的岩块和互相连通的裂隙组成，它们分别具有各自特有的孔隙和渗透率，裂隙岩石传导水流的特性几乎完全取决于裂隙的状态，而被传导的液体的贮存与粒间孔隙度有关。裂隙是地下渗透通道，控制了岩体中液体压力的分布和流动状态，而岩块的孔隙度控制了液体的储存，可见裂隙强烈地影响了液体流动的特性。

为了研究方便，将传导性质主要与渗透率有关、而贮存特性与岩石的原生孔隙有关的岩层，叫做裂隙岩层。根据孔隙岩块与裂隙特性之间的关系，若岩层是由裂隙的孔隙度和渗透率所控制（粒间孔隙可忽略不计），则叫做纯裂隙介质；若裂隙与岩块的渗流特性都是同等重要的（总渗透率仍取决于裂隙的存在），则叫做裂隙-孔隙岩层或“双重孔隙度介质”。这时，可将岩石的孔隙和裂隙重叠在一起作为连续介质来考虑，这与过去传统的渗流理论大不相同；在空间每一点上都存在两个液体压力，分别代表该点附近孔隙和裂隙中液体的平均压力，这样，裂隙中的渗流是在裂隙中不同点的液体压力差作用下进行的，而储量的变化（水交换）是在岩块孔隙和相应位置裂隙的液体压力差作用下进行的，从而构成一个完整的渗流场。

在裂隙岩体含水层中抽水时，表现出下列基本特征[37,39]：

（1）两个相距很远的水井具有明显的水力联系，抽水时它们几乎同时反映，而均匀孔隙介质含水层中的水井，只有在降落漏斗范围内，彼此才有联系。

（2）与均匀孔隙含水层相比，其压力-时间曲线下降缓慢。

（3）在抽水井附近的一定范围内，孔隙压力增加，离抽水井越远的地方（有一定的范围），水头下降越大，这与均匀孔隙介质含水层的情况恰好相反。

（4）时间-降深曲线在半对数坐标系中具有两条直线渐近线（图4.4），而均匀孔隙介质含水层的时间-降深曲线达到稳定时为一直线或围绕此直线稍有波动。

（5）抽水开始时，观测井就出现极大的水力反映，而在均匀孔隙介质中却无此反映。

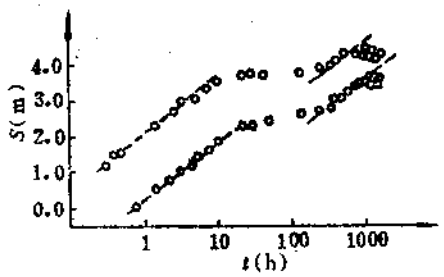


图4.4 裂隙岩体含水层地下水降深值

(6) 时间-降深曲线的斜率在上述反弯点处发生变化。

上述(1)和(5)说明裂隙的导水能力很强。(3)说明抽水时，首先补给的是裂隙水。即抽水初期，抽水井附近水位降低，裂隙水便立即予以补给；暂时造成水位增高。(2)说明孔隙水向裂隙补给，但如裂隙连通性极好，离抽水井很远的地方还有裂隙水补给源，那也可以出现此情况。另有一些资料表明，裂隙岩体含水层的特性与上述特征虽不完全相同，但基本上还是近似的。因此，可以认为，裂隙岩体含水层不能当成均匀连续介质含水层处理，即使可以，那也是极其粗糙的或有条件的。

为了对裂隙岩体含水层水资源及动态作定量评价，人们便根据不同情况，抽象出了几类特殊的含水层构造，形成三类概化模型：均质模型、孔隙-裂隙双重介质模型和独立裂隙-块体介质模型，并建立了与之对应的数学模型[39]。

4.4.2 均质模型

这一模型假定孔隙和裂隙均匀分布于整个岩体中，裂隙岩体等效于均匀孔隙介质，地下水在均匀孔隙介质中储存和运移，岩体内流体压力、水位等随空间点连续变化，水的流动服从达西定律。

其基本方程为：

$$\left.\begin{aligned} V_x &= K\frac{\partial h}{\partial x} \\ V_y &= K\frac{\partial h}{\partial y} \\ V_z &= K\frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned}\right\} \tag{4.11}$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}=\frac{1}{K}\cdot\frac{\partial M_0}{\partial t} \tag{4.12}$$

式中：M_0为均衡单元中单位体积所含水的质量；K为等效渗透系数；h为含水层中$M(x、y、z)$处的测压水头。

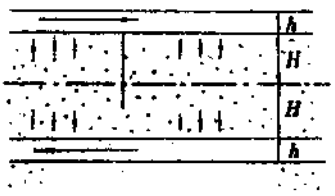


图4.5 双重连续介质单元

这种模型是人们最初研究裂隙岩体含水层时形成的，是对均匀孔隙介质含水层地下水研究方法的借鉴。若含水层岩体非常破碎，如断层破碎带或节理密集带，用此模型来描述宏观水流是可取的，否则会与实际情况不符。

4.4.3 孔隙-裂隙双重连续介质模型

这一型模是巴朗勃拉特(G.E.Barenblatt)等在1960年提出的(图4.5)，其基本假定为：孔

隙、裂隙分布均匀，即在每微元体积中，孔隙与裂隙体积之比不变。模式微元体中各点具有孔隙、裂隙双重水头，并分别用平均水头表示。孔隙体积比裂隙体积大得多，裂隙的导水系数比孔隙的大得多，当压力降低时，孔隙和裂隙的水头差使空隙中的水经裂隙流向水井。含水层的骨架是刚性的，即不考虑含水层骨架的弹性压缩。孔隙和裂隙的水交换与其压力水头成正比。

根据上述假定，可建立承压含水层和潜水含水层的偏微分方程。

1．承压含水层的地下水动态方程：

$$\left.\begin{aligned} &T_1\left(\frac{\partial^2 s_1}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial s_1}{\partial r}\right)=S_1\frac{\partial s_1}{\partial t}+V_d \\ &V_d=S_2\frac{\partial s_2}{\partial t}=K_2\frac{s_1-s_2}{l} \\ &\frac{\partial s_2}{\partial z^2}=\frac{1}{a_2}\frac{\partial s_2}{\partial t} \end{aligned}\right\} \qquad (4.13)$$

对图4.6所示的模型，若满足定解条件：

$$\left.\begin{aligned} &\left.\frac{\partial s_2}{\partial z}\right|_{z=h}=0 \qquad (t\geqslant 0) \\ &s_2|_{t=0}=0 \qquad (0<z\leqslant H) \\ &s_2|_{z=0}=s_1 \qquad (t\geqslant 0) \\ &\lim_{r\to 0} r_w\frac{\partial s_1}{\partial t}=-\frac{Q}{2\pi T_1}=\text{const}\ (\text{常量}) \end{aligned}\right\} \qquad (4.14)$$

则可解得：

$$s_1=\frac{Q}{4\pi T_1}\int_0^\infty 2J_0\left(\frac{r}{B_1}\frac{x}{V}\right)\{1-\exp[-0.5\alpha_1 t\eta(1+x^2)]\}$$
$$\times\{\cosh(0.5\alpha_1 tq)+\frac{\eta(1-x^2)}{q}\sinh(0.5\alpha_1 tq)\}\frac{dx}{x} \qquad (4.15)$$

$$s_2=s_1\left\{1-\frac{8}{\pi^2}\sum_{n=1,3,5\cdots}^{\infty}\frac{1}{n^2}\exp\left[-\left(\frac{n\pi}{2H}\right)^2 k_2 t\right]\right\} \qquad (4.16)$$

其中：$B_1^2=\dfrac{T_1}{T_2}$，$T_1=kh$，$T_2'=\dfrac{k_2}{H}$，

$q=\{\eta^2(1+x^2)^2-4\eta x^2\}^{1/2}$

$V^2=(\eta-1)/\eta$，　$\eta=1+s_2/s_1$

这里，T_1为裂隙的导水系数；S_1为裂隙的释水系数；S_2为块体的释水系数；s_1为裂隙中的水头降；s_2为块体中的水头降；k_1为裂隙的渗透系数；k_2为孔隙的渗透系数；a_2为孔隙的压力传导系数；Q为稳定抽水量；t为开始抽水后的时间；J_0为第一类零阶Bessel函数。

2．非承压含水层的地下水动态方程：

$$\left.\begin{aligned} &T_1\left(\frac{\partial_2 s_1}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial s_1}{\partial t}\right)=S_1\frac{\partial s_1}{\partial t}+a_1 S_2\int_0^t\left.\frac{\partial s_1}{\partial t}\right|_{t=\tau}\cdot e^{-a_1(t-\tau)}d\tau \\ &+a_2 S'\int_0^t\left.\frac{\partial s_1}{\partial t}\right|_{t=\tau}\cdot e^{-a_2(t-\tau)}d\tau, \\ &\frac{d\bar{s}_1^2}{dr^2}+\frac{1}{r}\frac{d\bar{s}_1}{dr}-q^2\bar{s}_1=0, \\ &q^2=\frac{pS_1}{T_1}+\frac{a_1 S_2}{T_1}\frac{p}{p+a_1}+\frac{a_2 S'}{T_1}\frac{p}{p+a_2} \end{aligned}\right\} \qquad (4.17)$$

这里，p为拉氏（Laplace）变换常数；s_1为平均水头降；$\overline{s_1}$为s_1的Laplace变换；S'为等效均质含水层给水度，其余符号意义同前。

4.4.4 独立裂隙-块体介质模型

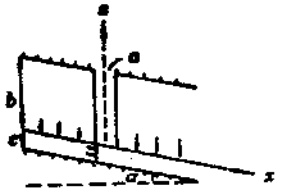


图4.6 块体-裂隙单元

将岩石块体和裂隙分别考虑，块体和裂隙在空间上彼此独立，由于裂隙的存在，地下水位、水压和流速等不再是空间点的连续函数。为建立具有解析解的数学模型，可将裂隙含水层理想化（图4.6）。含水层由一组倾角为θ的裂隙和其间的岩石块体组成。

1．承压含水层

（1）忽略块体中水体向抽水井的流动

假设：块体和裂隙均是可压缩的；块体中的水流是铅直的；块体向裂隙的水流无阻力；从一开始就定流量抽水，抽水井的半径很小；裂隙厚度与块体厚度相比很小；裂隙中的水流服从达西定律。基于上述假定，可以求得块体和裂隙中的水头降表达式：

$$\left.\begin{aligned} s_1 &= \frac{Q}{2\pi T_1}\int_0^\infty y J_0\left(\frac{r}{b}y\right)\left(\sum_{m=1}^{\infty}\psi_m\right)dy \\ s_2 &= \frac{Q}{2\pi T_1}\int_0^\infty y_0 J_0\left(\frac{r}{b}y\right)\left(\sum_{m=1}^{\infty}\Psi_m\varphi_m\right)dy \\ \Psi_m &= \frac{1-\exp(-\beta_m^2 a_2 t/b^2)}{e\beta_m^2+0.5f\beta_m(\tan\beta_m+\beta_m\sec^2\beta_m)} \end{aligned}\right\} \qquad (4.18)$$

式中，β_m是方程$\beta_m(e\beta_m+f\tan\beta_m)=y^2$的正根，

$\varphi_m=\cos(\beta_m z/b)+\tan\beta_m\sin(\beta_m z/b)$，

$e=a_2/a_1$，$f=T_2/T_1$，$y^2=(ba)^2+\left(\frac{b}{B}\right)^2$　$B=\frac{2\bar{h}}{i}$　$a=\frac{r}{b}$

（2）考虑块体中水体向抽水井的流动

假设：块体和裂隙均是可压缩的；块体中水流为三维流，裂隙中的水流为二维流，且其流线平行于裂隙面。块体与裂隙之间渗流无阻力；抽水时块体和裂隙补给水井的流量与其导水系数成正比；定流量抽水，井径很小；裂隙厚度与块体厚度相比很小；块体与裂隙中的水流均服从达西定律。基于上述假定，可求得裂隙和块体中的水头降：

$$\left.\begin{aligned} s_1 &= -\frac{Q}{2\pi u(T_1+T_2)}\int_0^\infty x J_0\left(\frac{r}{b}x\right)\left(\sum_{m=1}^{\infty}\Psi_m(x)\right)dx, \\ s_2 &= -\frac{Q}{2\pi u(T_1+T_2)}\int_0^\infty x J_0\left(\frac{r}{b}x\right)\left(\sum_{m=1}^{\infty}\Psi_m(x)\varphi_m(x)\right)dx \end{aligned}\right\} \qquad (4.19)$$

其中：

$$\left.\begin{aligned} \Psi_m(x) &= \frac{1-\exp(\lambda_{2m}t)}{\lambda_{2m}b^2 x_m}\left(1+cu\frac{\tan\beta_{2m}}{\beta_{2m}}\right), \\ \varphi_m(x) &= \frac{\cos(\beta_{2m}(1-z/b))}{\cos\beta_{2m}}u, \\ \lambda_{2m} &= -\frac{a^2}{b^2}(x^2+\beta_{2m}^2), \\ x_m &= \frac{1}{a_1}+\frac{c}{2a_2}\left(\frac{\tan\beta_{2m}}{\beta_{2m}}+\sec^2\beta_{2m}\right). \end{aligned}\right\} \qquad (4.20)$$

式中，β_{2m}是方程 $\beta_{2m}(d\beta_{2m}+c\tan\beta_{2m})=(1-\frac{a_2}{a_1})x^2+\frac{b^2}{B_1^2}$的正根。$u=\exp(-x_i/2\bar{h})$；

$i=\mathrm{tg}\theta$；　$B_1=\frac{2\bar{h}}{i}$；$\bar{h}$为裂隙中的平均水头；$c=T_2/T_1$；$d=a_2/a_1$。

2．潜水含水层水流

假设：块体和裂隙都是可压缩的；自由水面始终在块体中，自由水面下H处是一厚为h的裂隙，裂隙下面是隔水层，孔隙水体向裂隙的渗透无阻力；裂隙厚度和块体厚度相比很小，水头采用平均水头；块体中的水流是垂向的；稳定抽水$Q=$常数，井径很小。

于是可推导出如下的水头降公式：

$$\left.\begin{aligned} s_1&=\frac{Q}{2\pi T_1}\{K_0(\frac{r}{B})-\int_0^\infty x'J_0(\frac{r}{B}x')[\sum_{m=1}^{\infty}\Psi_m]\}dx' \\ s_2&=\frac{Q}{2\pi T_1}(1-\frac{z}{H})K_0(\frac{r}{B})-\int_0^\infty x'J_0(\frac{r}{B}x')[\sum_{m=1}^{\infty}\Psi_m\varphi_m]dx' \end{aligned}\right\}\quad(4.21)$$

其中：$\Psi_m=\dfrac{\exp[-0.25\beta_m^2(S_1/S_2)(r/B)^2\theta]}{(S_1/S_2)\beta_m^2+0.5\beta_m(\mathrm{ctg}\beta_m-\beta_m\sec^2\beta_m)}$

$\varphi_m=\cos(\beta_m z/H)-\mathrm{ctg}\beta_m\sin(\beta_m^2/H)$

$\Theta=4K_1t/r^2$　　$C=T_2/T_1$　　$B=H/\sqrt{C}$

β_m是方程$(S_1/S_2)(\beta_m^2-\mathrm{ctg}\beta_m)=x^2$的正根

这三种概化模型并非同时形成，最初是均质模型，其次是双重介质模型，最后才是独立裂隙-块体介质模型，这反映了人们对裂隙岩体含水层认识深化的过程。均质模型没有考虑裂隙的影响，一般地说，对裂隙岩体含水层不适合，只对岩石十分破碎的断裂破碎带含水层才有较好的适应性。孔隙-裂隙双重介质模型虽考虑了裂隙的影响，但认为裂隙是一连续介质在空间分布，这与实际情况有些不符，对裂隙发育的灰岩有较好的适应性。独立裂隙－块体介质模型对含水层虽也有些抽象，但它考虑了裂隙的独立存在及对地下水流的影响，因而与实际情况最为接近，但要获得较好的计算结果，含水层要基本满足一组大的裂隙平行这一前提。

4.4.5　计算实例[14]

某裂隙岩体含水层地质情况如图4.7，含水层为三叠系角砾状、蜂窝状灰岩。垂直背斜轴面发育一正断层构造，周围伴生构造较发育。在井$_2$处打井抽水，发现该含水层是一承压含水层，厚100m，其参数为：$s_1=0.0001$，$s_2=0.01$，$s_1/s_2=0.01$，$K=28.9\mathrm{m/d}$，等效单裂隙的$k_1=166\mathrm{m/d}$，$k_2=0.3\mathrm{m/d}$，根据平行板理论，计算可取：$2h=0.15\mathrm{m}$，$2H=19.85\mathrm{m}$，在定流量抽水的前提下，按不同的概化模型计算，得离抽水井rm处不同时刻水头

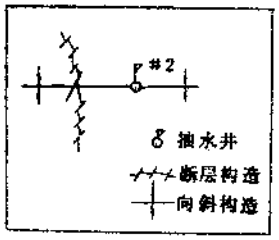


图4.7　某含水层简易地质平面图

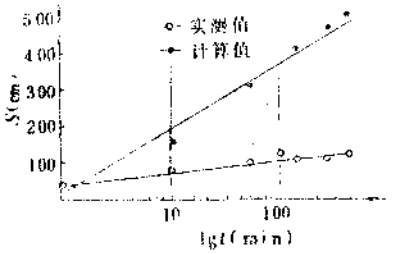


图4.8　均质模型计算值与实测值对比

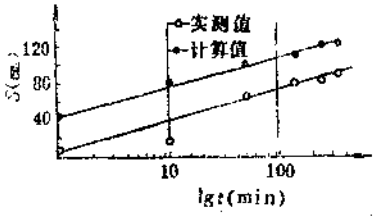


图4.9 孔隙-裂隙双重连续介质模型计算值与实测值对比

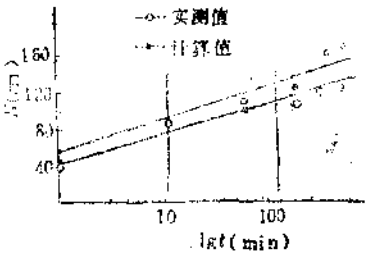


图4.10 独立裂隙-块体介质模型计算值与实测值对比

表4.1 不同水力模型计算结果的比较

模型与实测	降深(m)	时间t(min)					
		1	10	60	120	240	300
均质模型	S	0.18	1.6	3.2	4.05	4.7	5.1
双重连续介质模型	S	0.025	0.17	0.67	0.8	0.84	0.89
独立裂隙-块体模型	S	0.42	0.80	1.013	1.25	1.60	1.67
实测值	S	0.42	0.805	1.015	1.080	1.170	1.215

降，将计算结果绘成图4.8，4.9、4.10及表4.1。

从图中不难发现，以均质模型计算而得的降深与实测值偏差较大，以孔隙-裂隙双重连续介质模型计算而得的次之，以独立裂隙-块体介质模型计算而得的结果与实测资料拟合较好。采用均质模型的计算误差为57—319.7%，采用孔隙-裂隙双重连续介质模型的计算误差为26.7—94.9%，且绝对误差完全为正。采用独立裂隙-块体介质模型的计算误差为0—36.7%，且在6个点中，有1个点误差为零，有2个点绝对误差为负，有3个点绝对误差为正。这说明独立裂隙-块体介质模型对此类裂隙岩体含水层有较好的适应性，利用它来反求裂隙岩体含水层的水文地质参数或计算地下水水头降能获得较满意的结果。

用概化模型来研究裂隙岩体含水层地下水动态，克服了一概将裂隙岩体含水层当成均匀孔隙介质含水层的不足，也避免了考虑实际裂隙带来的繁琐，是可取的。采用此法，可不通过现场抽水试验，而通过实验室方法获取水文地质参数，同时能考虑应力状态的影响，与边坡工程、水库地震等问题结合起来，使水文地质的领域得到拓广，具有广阔的发展前景。

第4.5节 岩石的热学特性

4.5.1 概 述

在研究地壳岩石的热学问题时，通常假定：传导传热、对流传热和辐射传热这三种热交换方式的物理学原理也同样适用于天然岩石。其中，传导传热控制着几乎整个地壳岩石的热状态；而对流传热主要在液体（水）渗流的地带内进行，天然地热条件当受到钻井和采矿等工程活动扰动时，对流将是一种决定性的传热现象；辐射传热发生在地球表面，地表温度决定于太阳和地球之间的热辐射交换。

在岩石力学中，最重要的岩石热学特性是岩石的比热、热导率和热扩散率[6][40]。

4.5.2 岩石的比热

据热力学第一定律，热是能的一种形式，它来源于它种能，而且在一定的条件下，又可转化为另一种能，但其总量保持不变。热的常用单位是千瓦-小时（kW·h）、焦耳、尔格等。任何物质都有贮存热量的能力。每当一个物体的温度发生变化时，总是伴随着该物体热含量即通常所说的焓（Enthalpy）的变化，严格地说，焓的变化意味着一个系统的状态在常压条件下所发生的变化。某一物体贮存热量的能力用它的比热来表示。比热定义为一克物质的温度升高1℃所需要的热量。质量为m的某一物体，温度由Θ_1升至Θ_2所需要的热量Q（Cal）为：

$$Q=cm(\Theta_1-\Theta_2) \qquad (4.22)$$

式中：c为比热（Cal/g·℃），某些岩石的比热见表4.2。

表4.2 0—50℃的岩石热学性质

岩石	密度 (g/cm³)	比热 温度 (°C)	比热 Cal/g·°C	热导率 温度 (°C)	热导率 10^{-3}Cal/cm·sec·°C	热扩散率 温度 (°C)	热扩散率 10^{-3}cm²/sec
玄武岩	2.84—2.89	50	0.211—0.212	50	3.84—4.14	50	6.38—6.83
辉绿岩	3.01	50	0.188	25	5.53	20	9.46
闪长岩	2.92			25	4.87	20	9.47
花岗岩	2.50—2.72	50	0.188—0.233	50	5.19—7.35	50	10.29—14.31
花岗闪长岩	2.62—2.76	20	0.20—0.30	20	3.91—5.56	20	5.03—9.06
正长岩	2.80			50	5.25		
蛇纹岩				20	3.4—5.2		
片麻岩	2.70—2.73	50	0.183—0.208	50	6.16—7.03	50	11.34—14.07
片麻岩(平行片理)	2.64			50	7.00		
片麻岩(垂直片理)	2.64			50	4.98		
大理岩	2.69			25	6.90		
石英岩	2.66	50	0.188	50	14.76	50	29.52
硬石膏	2.65—2.91			50	9.80—14.50	50	17.00—25.7
粘土泥灰岩	2.43—2.64	50	0.186—0.234	50	4.14—6.15	50	8.01—11.66
白云岩	2.53—2.72	50	0.220—0.239	50	6.01—9.06	50	10.75—14.97
灰岩	2.41—2.67	50	0.197—0.227	50	4.05—6.40	50	8.24—12.15
钙质泥灰岩	2.43—2.62	50	0.200—0.227	50	4.40—5.74	50	9.04—9.64
致密灰岩	2.58—2.66	50	0.197—0.220	50	5.58—8.38	50	10.78—15.21
泥灰岩	2.59—2.67	50	0.217—0.221	50	5.55—7.71	50	9.89—13.82
粘土板岩	2.62—2.83	50	0.205	50	3.45—8.79	50	6.42—15.15
盐岩	2.08—2.28			50	10.70—13.70	50	25.20—33.80
砂岩	2.35—2.97	50	0.182—0.256	50	5.20—12.18	50	10.9—423.62
板岩	2.70			25	6.20		
板岩(垂直层理)	2.76			25	4.51		

上式也可用微分式来表示：

$$c=\frac{1}{m}\frac{\partial Q}{\partial \theta} \qquad (4.23)$$

干燥的岩石的比热一般为0.2±0.02Cal/g·℃，含水的多孔岩石具有较大的比热。干重x_1克的岩石且含有x_2克的水，其比热等于

$$c_{湿}=\frac{x_1 c_{干}+x_2 c_{水}}{x_1+x_2}\ (\text{Cal/g}\cdot℃) \tag{4.24}$$

对于地下工程的地热问题，由于热交换是在岩体和通入空气之间进行的，所以必须知道空气的比热。干燥的空气在恒压下的比热$c_P=0.24$Cal/g·℃，当温度压力改变时，干燥空气的比热变化不大。如果每克空气含有x克水汽，则空气的比热是

$$c_{空气}=\frac{c_P+xc_v}{1+x}\cong\frac{0.24+0.45x}{1+x}\ (\text{Cal/g}\cdot℃) \tag{4.25}$$

且$c_v=0.45$Cal/g·℃，是水汽在0—100℃间的比热。

当一个物体的相发生变化时，焓也发生变化，即物体或者是放出热量，或者是吸收热量。单位质量物质发生相变时吸收或释放的热量叫做潜热。潜热分为熔化潜热和气化潜热。熔化潜热是指熔点温度下的一克物质从固态转变为液态时所吸收的热量，在固结过程中则将释放出同等的热量。气化潜热的定义与此相同。相变所吸收(或释放)的热量(Cal)可写成：

$$Q=L\Delta m \tag{4.26}$$

式中：L为潜热（Cal/g）；Δm为发生相变的物质的量（g）

在地壳岩石的热学问题中，焓的变化通常包括温度和相两方面的变化，其关系式如下：

$$\Delta Q=\sum cm\,\Delta\theta+\sum L\,\Delta m \tag{4.27}$$

ΔQ的单位为Cal，其它符号意义同前。

4.5.3 岩石的热传导

根据热力学第二定律，一个密闭系统内部的温度差将随着时间的推移而均一化。在一个固体中，这种温度均一化过程主要是通过晶格间的相互作用（分子的相互作用）进行的。温度均一化过程和热从高温点向低温点的流动相伴随。任何两点间的热流动速度则随温度的加大而增加。

假定在一个给定的时间内，温度只沿x轴发生改变。设距坐标原点为x的温度为θ。如果热流动的方向为x轴的正方向，则根据热力学第二定律，温度将随x的增加而下降。因此，当距离变为$x+dx$时，温度将变为$\theta-d\theta$。量$d\theta/dx$叫做x点的温度梯度（℃/cm）。于是在时间dt之内，流过垂直于x轴，距原点为x且面积为F的平面上的热流量Q（Cal）将等于：

$$Q=-kF\frac{d\theta}{dx}dt \tag{4.28}$$

式中：k即为热导率，是一个既取决于组成介质的物质的性质，又取决于温度等物理条件的物理量，但是在许多实际应用中，k可以作为与温度无关的物理量，其倒数为热阻率。

方程（4.26）就是傅里叶定律，它只是一个基本假定，而不可能从理论上加以证明。对温度场的更一般情况，该定律可表示为：

$$\left.\begin{aligned} q&=-k\,\text{grad}\theta \\ \text{且}\quad q&=\frac{Q}{F\cdot dt}\end{aligned}\right\} \tag{4.29}$$

式中：q为热流量即在单位时间内流过单位面积的热量；$\text{grad}\theta$代表温度梯度，它是一个向量，表示在热导率为k的固体中，每一个点的温度最陡变化的幅度和方向。

岩石最重要的热学性质之一是它的热导率。在地壳岩石中，各种岩石的热导率彼此并无很大的差别。在室温条件下，岩石的平均热导率近似值通常取作6×10^{-3}Cal/cm·s·℃。某些岩石的热导率见表4.2所示。

页岩、板岩、某些砂岩等层状岩类，热导率存在各向异性现象，它的定义如下：

$$A=\frac{k_{//}}{k_{\perp}} \qquad (4.30)$$

式中：A为各向异性因子；$k_{//}$为平行于层理的热导率；$k_{\perp}$为垂直于层理的热导率。

如果与层面法线的夹角为φ，则各向异性岩类的热导率为：

$$k_{\varphi}=k_{\perp}\cos^2\varphi+k_{//}\sin^2\varphi \qquad (4.31)$$

某些岩石的各向异性因子如表4.3所示。

表4.3 某些岩石的各向异性因子

岩石名称	各向异性因子，$A=k_{//}/k_{\perp}$
花岗岩、片麻岩	接近 1.49
大理岩	1.03
石英砂岩	1.04
页岩	接近 2.50
砂岩	接近 1.28

压力对岩石的热导率的影响很小，且有：

$$k=k_0(1+\delta P) \qquad (4.32)$$

式中：k_0为常压（≈1MPa）下的热导率；δ为热导率的压力系数（1/MPa）；P为压力（MPa）。

压力对某些岩石热导率的影响见表4.4所示。

表4.4 压力对某些岩石的热导率的影响

岩　石	$k(10^{-3}$Cal/cm·s·°C)	$\delta(10^{-7}$MPa)	ρ(g/cm³)	附　注
石灰岩，30°C		1.0		在静水压力下，压力范围1～1200MPa
石灰岩，75°C		6.5		
岩盐30～75°C		36.0		
玄武岩　30°C		4.7		
玄武岩　75°C		2.2		
大理岩（干）	5.8	185	2.67	单向压缩，压力接近1000MPa
（湿）		28		
石灰岩（干）	4.4	95	2.31	
（湿）		13.5		
白云岩（干）	6.71	160	2.72	
（湿）		30		
砂　岩（干）	9.2	255	2.64	
（湿）		57		
辉长岩	4.51	28	2.87	

4.5.4 岩石的热扩散率

温度变化对一个固体的影响程度取决于物质的热扩散率。热扩散率好的岩石对温度的变化反应快，接受影响的深度也比较大。

热扩散率λ可以用热导率k，比热c和密度ρ来表示，即：

$$\lambda=\frac{k}{\rho c} \quad (\mathrm{cm^2/sec}) \qquad (4.33)$$

某些岩石的热扩散率如表4.2所示。

4.5.5 岩石的温度传导系数

岩石（介质）的温度传导系数，表示吸热或放热时岩石（介质）温度的变化速度。设一立方体岩块，使数值上等于岩石温度传导系数的热流垂直于立方体的任意一面，则单位时间内该热流使立方体对立的反面的温度升高1K。对此，所必需的热量等于$\rho\cdot c$，这里ρ为岩石

密度，c为单位质量热容量〔单位为$J/(kg\cdot K)$〕。如果传递的热量等于θ则温度升高$\theta/\rho c$，由此得出温度传导系数$a(m^2/s)$：

$$a=\frac{\theta}{\rho c}=\frac{\theta}{c_0} \tag{4.34}$$

这里，c_0为单位体积热容量（$J/m^3\cdot K$）。某些岩石的温度传导系数如表4.5所示。

表4.5 岩石在不同温度条件下的温度传导系数（$10^{-7}m^2/sec$）

岩石	温度(K)									
	350	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
花岗岩	16.5	14.7	10.5	6.8	4.8	3.9	3.4	3.5	3.7	4.0
辉岩	14.1	13.0	11.0	8.9	7.3	6.9	6.7	6.6	6.3	5.8
橄榄岩	13.5	12.3	10.3	8.2	6.7	6.4	6.4	6.3	6.1	5.6
辉长岩	12.5	11.1	8.8	7.0	5.6	4.5	3.8	3.4	3.3	3.4
橄辉岩	11.9	11.2	9.7	8.4	7.3	6.4	5.7	5.3	5.0	4.6
微斜长石	10.4	9.8	8.8	7.8	7.0	6.6	6.3	6.1	6.0	5.9
辉长辉绿岩	9.9	9.3	8.5	7.6	6.9	6.2	6.0	5.0	4.5	4.2
闪长岩	9.6	9.2	8.1	6.7	5.2	4.7	3.5	3.0	—	—
橄榄岩	9.1	8.6	7.6	6.8	6.2	5.7	5.0	3.7	3.3	3.0
玄武岩	6.3	6.2	6.1	6.0	5.7	5.2	3.9	3.6	3.9	4.1

温度传导系数取决于岩石的孔隙度、湿度及粒度成分。该参数取决于湿度的变化规律，对不同岩性特征的岩石来说实际上是相同的。随着湿度的增加，温度传导系数开始上升至最大值，然后即下降。最大值的宽度和幅度是由岩性特征决定的。

第4.6节 不同温度下的岩石特性

4.6.1 概 述

国内铁道、矿山、水利水电建设，都遇到过不同程度的较高温度围岩的洞室工程建设问题。根据某些实测资料，国内地下工程的最高岩温达到47℃。就水电工程建设来说，以礼河四级水电站地下工程的岩石温度为较高，达到34—35℃。某些水工地下工程围岩的实测温度见表4.6及4.7所示。

一般说来，地下工程施工的适宜温度在24℃左右，高岩温洞室的施工是困难的。而且高的岩温与地下热水有密切的关系，因此在地质勘探方面需要查明地下热水的埋藏条件及分布规律。但是最重要的是需要弄清岩石的热学特性及其与力学特性的关系。一般讲，高的岩温有利于岩石流变性的发展，因而会对岩石脆性破坏的裂隙扩展效应起抑制作用。虽然在工程上对地温、地热问题及其影响较少注意，但在地学领域中，已经为人们所注意，例如，有人认为在地热区的地震过程中，由于岩石受到快速扩展破裂而发生应力重新分布，这种破裂一方面是由膨胀引起，另一方面也由冷却造成，因为在地热区由于地下水的水热对流加速了这种冷却。还有人认为：唐山地震的北端迁安、卢龙地区和南端的天津附近这两个热区介质的粘度“较大”，不能为在主震时“立即提供充分的让位”作为唐山大地震后余震发生的物理基础。这些论点的正确性如何，在此将不论及，但这却说明了岩石的热学特性的研究具有重要的意义。特别在我国西南的大型水电建设中，已经遇到高岩温地下工程，又处于高强震区，岩石热学特性及其对工程的影响的研究更具有重要意义。

表4.6 国内某些水工地下工程围岩实测温度值

工程	岩石	情况	实测温度(°C) 钢管管壁	混凝土	岩石表面	附注
小江水电站压力管道	破碎白云质灰岩及炭质灰岩	仪器埋设时	26.7	26.1	26.5	电阻式温度计测得
		混凝土水化热最高温度时	38.3	39.8	36.1	
		充水前	31.1	31.1	31.4	
		运行中温度的变化范围	6.0—20.7	7.8—20.4	12.3—20.4	
		仪器埋设时	28.5	28.5	28.6	电阻式温度计测得
		混凝土水化热最高温度时	40.8	44.0	40.8	
		充水前	33.0	34.4	40.8	
		运行中温度的变化范围	6.4—21.4	9.0—22.0	16.5—24.0	
盐水沟隧洞	破碎玄武岩	运行时	6.3—21.0	11—19	12—20	
下岗沟隧洞	石灰岩	—	—	—	12—13°C	水温为15—22°C（夏季）及4—10°C（冬季）；其平均值为20°C（夏季）及8°C（冬季），放水时气温为0—10°C

表4.7 某些深置隧洞的岩体温度（实测值）[2]

隧洞名称	隧洞长度 (km)	最大埋深 (m)	最大实测温度 (°C)
阿尔别尔格	10.24	720	18.5
道艾尔	8.6	1570	24
黎-先尼斯	13.0	1700	29
伊泽尔-阿尔克	10.7	2000	30
哥塔尔特	14.94	1706	30.8
略契别尔格	14.64	1673	34
辛浦隆	19.80	2140	56
新黑部川第二水电站	5.28	—	100—170

在工程建设中，也常可遇到低温（0℃以下）条件下的岩石力学问题。例如在低温条件的施工，包括冻结法处理某些不良地质条件下的岩石。还有是贮能地下工程，例如天然气的地下贮藏。天然气主要成分是甲烷，在大气压力下其液态体积只是其气态体积的1/590，但相应的温度应是−162℃。因此，研究低温（−160℃—−180℃）的岩石特性，对液化天然气（LNG）贮存是有用的。

4.6.2 温度对岩石特性的影响

温度对岩石特性的影响主要有两方面：一是温度对岩石力学特性的影响，二是由于温度的变化将引起热应力变化。目前，我国在这方面的研究，还只刚刚开始。在国内，由于液化天然气（LNG）的贮存、复杂地质条件的冻结法施工以及核工业废料的处理工程的需要，温度对岩石特性的影响问题越来越引起人们的重视。

岩石的冻结与孔隙、裂隙中的水转化成冰以及岩石力学性质的变化有关。低温状态下的岩石特性是低温条件下的工程建设及工程措施（如冻结法施工技术）所必须注意的问题。某些岩石低温状态下的特性如图4.11—4.15所示[41]。

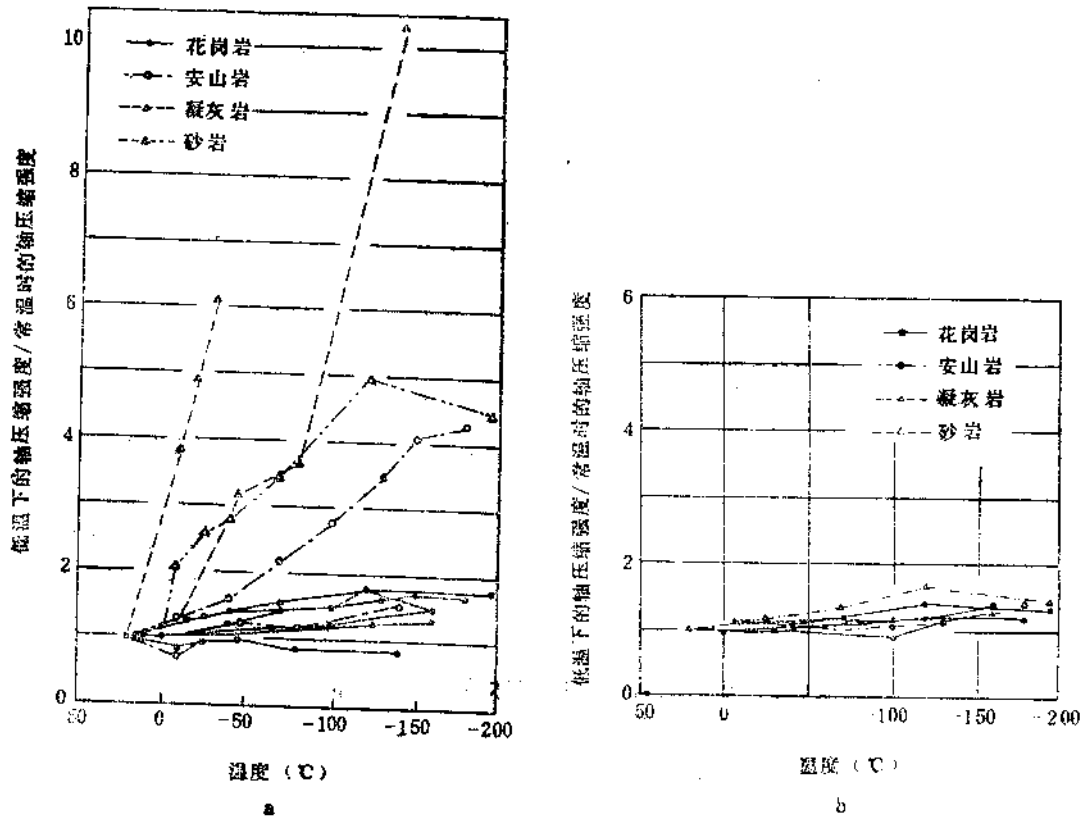


图4.11　单轴抗压强度（R_c）增长率与温度（℃）的关系

a、含水饱和状态；b、干燥状态

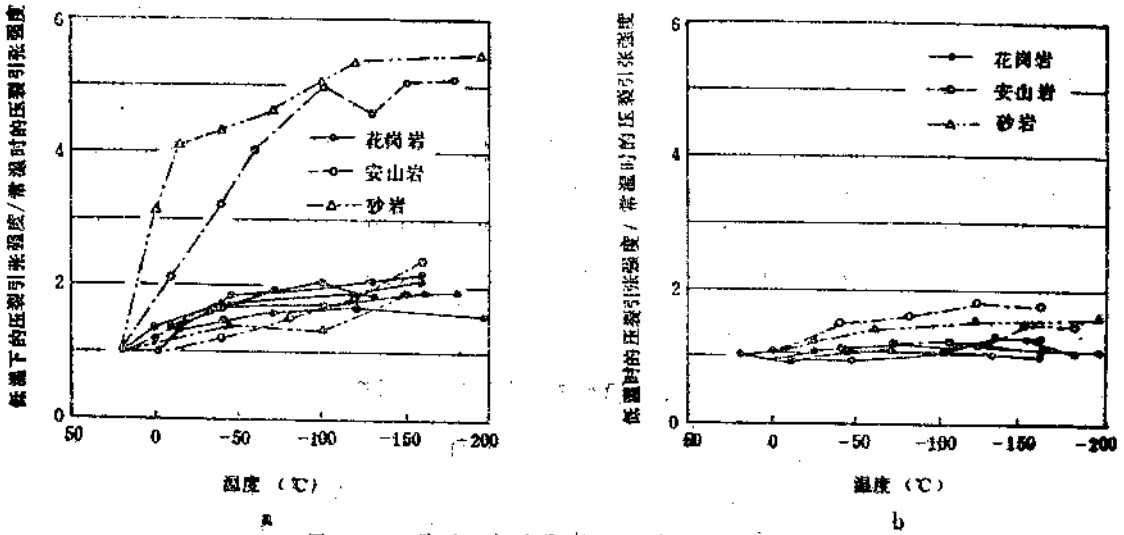


图4.12　劈裂强度（R_t'）增长率与温度的关系

a—含水饱和状态；b—干燥状态

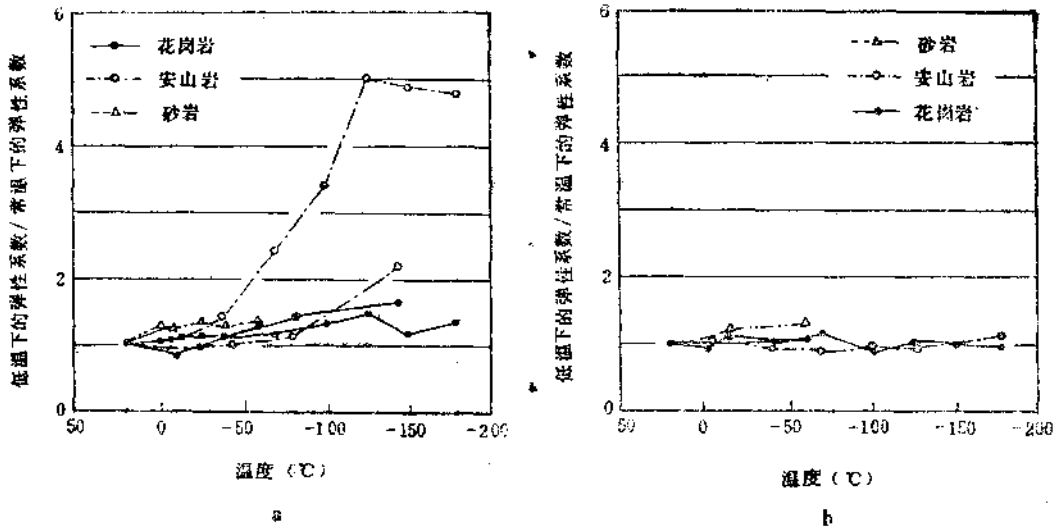


图4.13　弹性模量（E）增长率与温度的关系

a—含水饱和状态；b—干燥状态

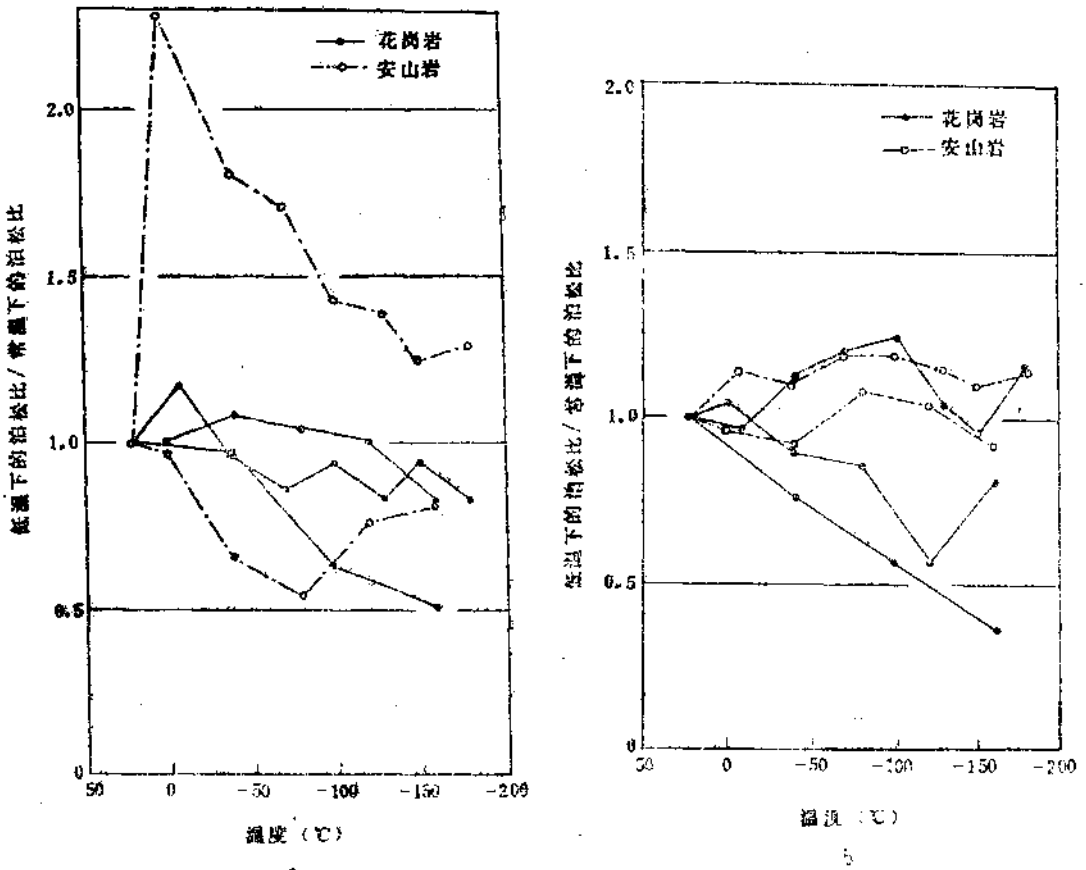


图4.14　泊松比（μ）的增长率与温度的关系

a—含水饱和状态；b—干燥状态

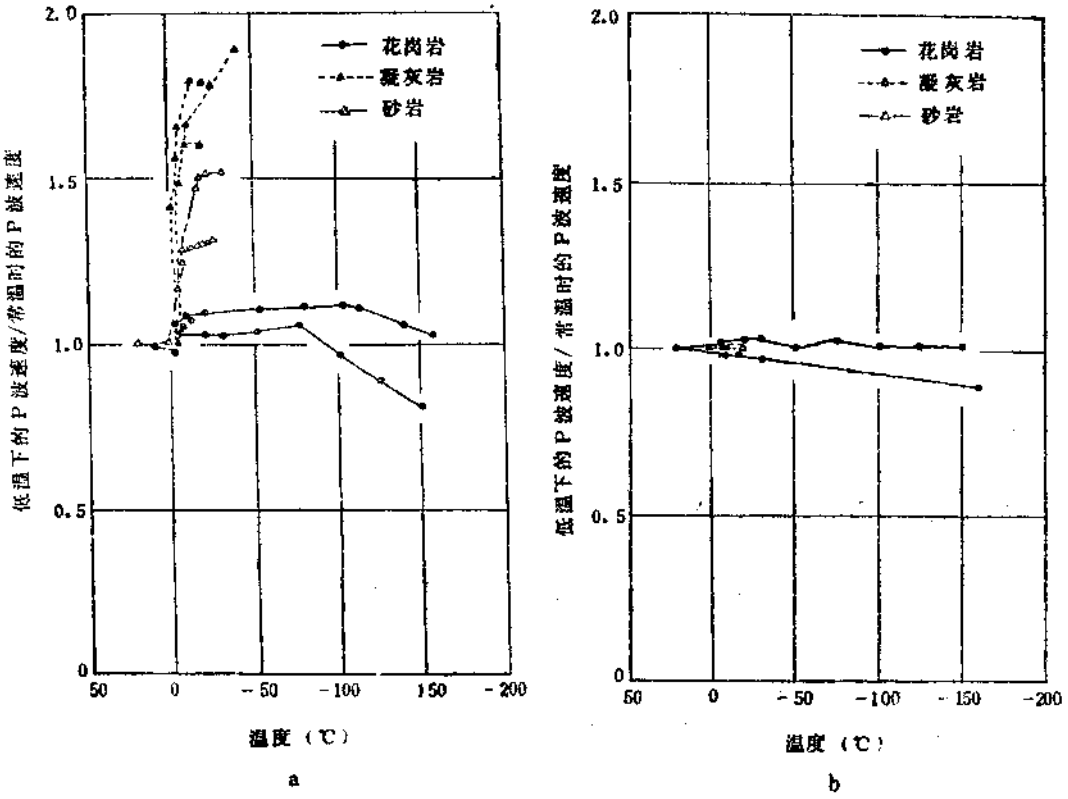


图4.15 纵波速度（V_P）增长率与温度的关系

a—含水饱和状态；b—干燥状态

在高温作用下，岩石特性甚至有化学上的变化，目前在这方面的研究还很少。大冶大理岩在高温状态下的特性如图4.16及表4.8所示[42]。表4.9为不同高温条件下岩石的弹性模量值。而且，在高的温度作用下，某些资料表明，1℃温度的变化，在岩石内可以产生0.4—0.5MPa的热应力变化，这是很可观的（表4.10）。

4.6.3 计算实例

下面介绍一个计算实例[43]。

城门洞式是水工建筑中常见的一种洞型。在表4.7中，提供了一个在常温下的实测数据，包括岩石表面温度为12—13℃，水温变化平均值：夏季为20℃，冬季为8℃。有关的物理常数：弹性模量$E=2.25\times10^5$MPa，波松比$\mu=0.3$，导热系数$\lambda=1.8$kCal/m·h·℃。热交换系数取为86.12kCal/m²·h·℃，考虑到空气流动和洞外环境的影响，取空气温度$T_a=2$℃（冬季），$T_a=16$℃（夏季）。采用数值分析，得到冬季和夏季的温度应力σ_θ沿洞壁的分布情况如图4.17及图4.18所示（因为对称只画出右半边）。结果表明：在冬季，浸水部分产生拉应力，并且以水面为界，应力相差一个符号，因而产生应力间断现象，且在圆角处还会产生应力奇异现象。所以在夏季中温度应力将起有利作用，而冬季里温度应力只会对拱顶部分起有利作用，而洞的两侧边墙及底部则会产生不利影响。由圆形洞室的解析解可知，水工隧洞的温度应力除随着变温和热膨胀系数增大而增大外，还随弹性模量的增大而增大，另一方

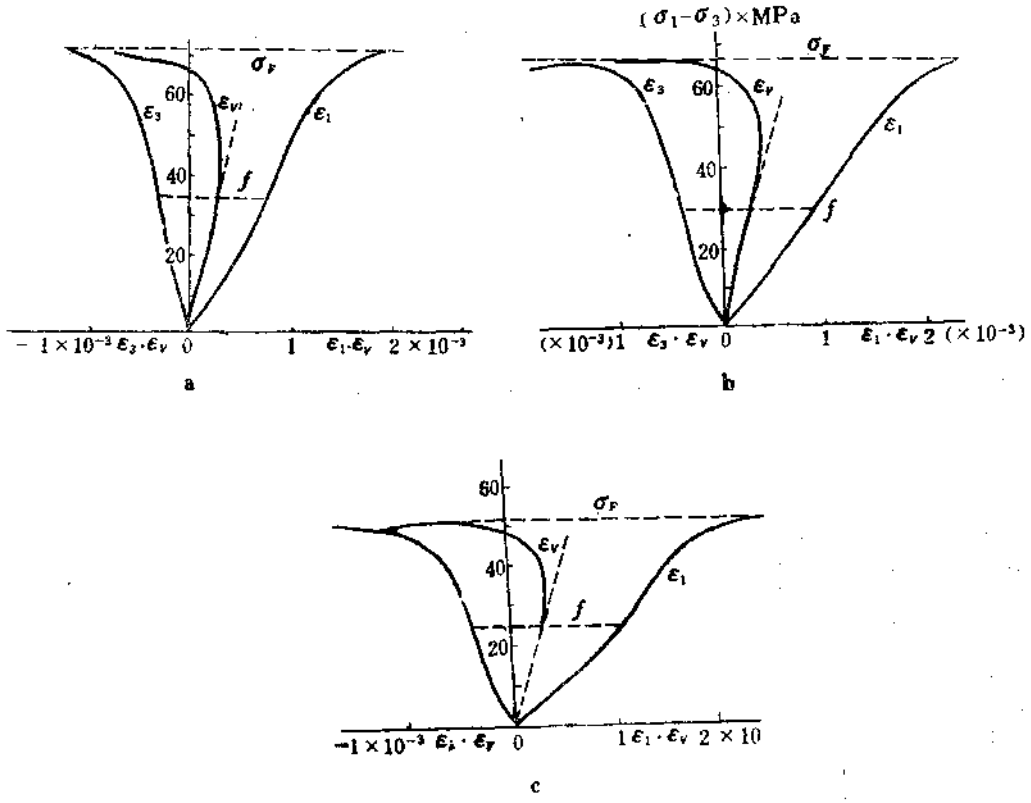


图4.16　大冶大理岩在常围压$\sigma_2=\sigma_3=16$MPa下不同温度的应力—应变关系曲线

a—$T=20$°C；b—$T=100$°C；c—$T=150$°C

表4.8　在常围压16MPa下，不同温度对大理岩特性的影响

试件 NO.	温度 T (°C)	围压 $\sigma_2=\sigma_3$ (MPa)	上屈服强度 f^* (MPa)	峰值强度 σ_F (MPa)	$f^*(T)/f^*(20°)$	$\sigma_F(T)/\sigma_F(20°)$	f^*/σ_F	$\acute{E}$ (GPa)
1	20	16	34.5	71.5	1.00	1.00	0.48	43.2
2	100	16	29.5	66.5	0.86	0.93	0.44	32.5
3	100	16	27.5	57.0	0.78	0.80	0.48	
4	150	16	25.0	51.0	0.72	0.71	0.49	22.2

表4.9　高温条件下的岩石弹性模量值（单位为0.98×10^7MPa）

岩　石	深　度 (km)	297.15K(20°C)	423.15K(150°C)	623.15K(350°C)	附　注
硬石膏	11.0	3.44/3.53	1.96/3.24	1.47/1.96	①分子为$\sigma_2=9.81$巴的值，分母为$\sigma_2=19.62$巴的值，1巴(bar)=0.1MPa ②K为热力学温度，即Kelvin
泥质页岩	9.0	2.01/3.64	1.28/3.14	0.59/1.57	
板岩	10.0	2.94/4.56	2.75/4.32	1.72/4.12	
石英砂岩	16.5	2.06/2.80	2.11/2.60	2.02/3.04	
粉砂岩	7.0	1.52/2.36	1.18/1.86	0.54/0.78	
石灰岩	14.5	3.78/3.97	1.96/2.90	1.96/2.45	
白云岩	17.0	4.32/4.90	3.74/5.20	1.67/3.73	
白云岩	21.0	3.42/4.22	3.74/4.22	3.34/4.02	

表4.10 某些岩石的热学特性参数

岩　石	比　热 c (Cal/g·°C)	导热系数 λ (10^{-3}Cal/cm·s·°C)	线膨胀系数 β (10^{-5}/°C)	弹性模量 E (10^4MPa)	热应力系数 βE (MPa·°C)
辉长岩	0.172	480	0.5—1	9—6	0.4—0.5
辉绿岩	0.167	800	1—2	4—3	0.4—0.5
花岗岩	0.187	641	0.6—6	1—8	0.4—0.6
片麻岩	0.210	610	0.8—3	3—6	0.4—0.9
石英岩	0.191	1321	1—2	2—4	0.4
页　岩	0.185	410	0.9—1.5	4	0.4—0.6
石灰岩	0.217	500	0.3—3	4	0.2—1.0
白云岩	0.179	848	1—2	4—2	0.4

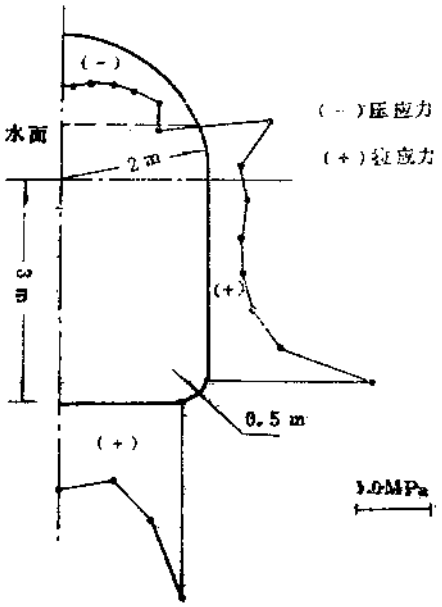


图4.17 冬季沿洞壁的σ_θ的分布

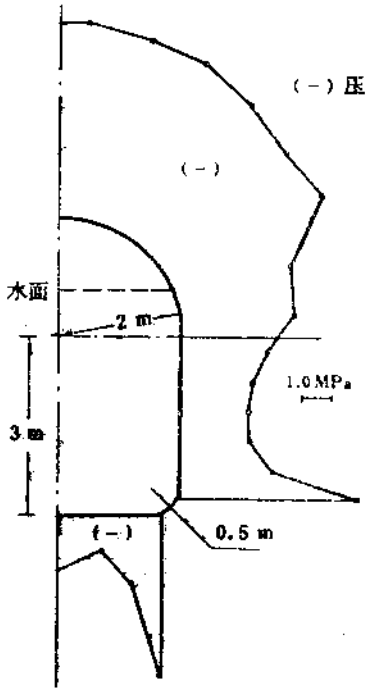


图4.18 夏季沿洞壁的σ_θ的分布

面，弹性模量的增大又导致岩石的抗拉能力的增强，这两方面各自增加的速率值有待进一步探讨。

第五章　岩石的应力-应变关系

第5.1节　概　　述

在前面各章里，我们叙述了天然岩石的自然属性和特征，即岩石力学研究对象本身的特点，例如，岩性、结构性、地应力、水理性和热学特性等。这只是岩石力学的一个方面，即地质-物理基础方面。但还要研究在荷载或卸载条件和工程边界条件下，天然岩石将会发生什么样的变化，以及这些变化与其自然属性和特征之间的规律性的关系。

大家知道，固体力学要解决的问题，归根到底是要建立一个不等式。不等式的左边是由外界条件和所研究结构的几何、物理性质决定的一个参量，而其右边则是这个参量的临界值，它是材料物性的反映，它可以是强度、稳定性、剩余寿命等物理量。若以 a 记之，则有 $a\leqslant a_{cr}$。现代固体力学的研究，可以说主要是在不等式的左边，而对不等式的右边和不等式本身的研究不那么令人满意。因此，这就需要与材料科学相结合，必须在大量科学实验的基础上抽象出能反映材料微观或细观组织对其宏观行为影响的新概念。现代固体力学的这个发展趋势，正好是岩石力学研究的重要特点。

就岩石力学研究本身来说，最早被注意的是强度理论的研究，这正是直接从固体力学继承下来的。这种研究，在现在也仍然是重要的。但其进一步的发展，就需要研究岩石的应力-应变关系全过程了。广义的应力-应变关系还需要考虑时间、温度等因素的影响。这正是本章及随后几章所要讨论的问题。

第5.2节　刚性试验机及伺服控制试验机

自从试验机在18世纪初出现后，它逐渐地完善起来，并具有多种功能。对于实验室内的岩石变形和破坏研究来讲，试验机技术的两个最新进展是特别重要的：即刚性试验机的发展和反馈控制系统的使用。因此，研究岩石的应力-应变关系全过程，就必然要涉及刚性试验机及伺服控制机问题。

当岩石试件在试验机中被加载时，试件和试验机随着加载都将产生变形，如图5.1所示。在图中试件和试验机是用两个刚性支座R和R′之间的弹簧代表的。如果支座R′固定，支座R向R′移动，试验机和试件受到压力。然而，相对于弹簧之间的连续点O来说，支座R以负方向移动，支座R′以正方向移动，如图5.1b所规定的符号。这样，如果两个弹簧都是线性的，则试验机和试件的荷载-位移关系曲线如图5.1c所示，并且有如下关系：

$$F=-K_m\delta_m \tag{5.1}$$

$$F=K_s\delta_s \tag{5.2}$$

式中：F是力，被定为正号；K，δ分别为弹簧的常数（刚度）和位移；脚标m和s分别表示试验机的和试件的。

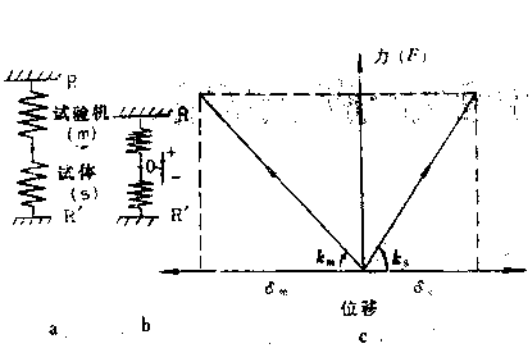


图5.1 试验机—试件系统

a、b—试验机-试件试验系统示意图

c—具有线性关系的力-位移曲线

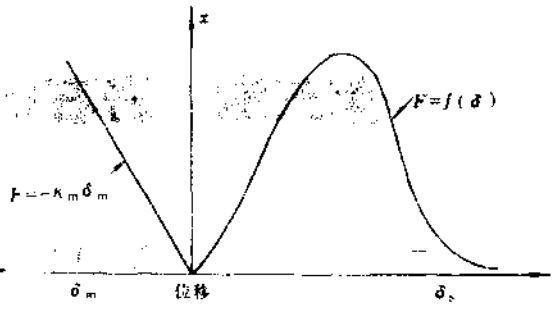


图5.2 线弹性试验机和非弹性试件的力-位移曲线

虽然大多数试验机的特性是线性的力-位移关系，但是许多材料，例如岩石及混凝土实际上是非线性的。需要强调指出，随着试件的破坏所产生的全过程力-位移曲线与试件面积和长度有关时，该曲线不一定是岩石的真正的应力-应变曲线。这种非线性的性能可以用函数关系表示：

$$F=f(\delta_s) \tag{5.3}$$

如图5.2所示。如果在方程式（5.1）和（5.3）中的力F是相等的，则试验机和试件系统是平衡的，即：

$$-K_m\delta_m=f(\delta_s) \tag{5.4}$$

如果在图5.1中所示的刚性支座R和R'是固定的，该试验机-试件系统得不到附加的外来能量。这时，在两弹簧间的O点产生虚位移$\Delta\delta$，该虚位移诱使试件产生虚功ΔW_s，试验机产生同样的虚位移和由此位移产生虚功ΔW_m，当前者大于后者，该平衡是稳定的，即：

$$\Delta W_s-\Delta W_m>0 \tag{5.5}$$

如果：

$$\frac{1}{2}\{K_m+f'(\delta_s)\}\Delta\delta>0 \tag{5.6}$$

则式（5.5）即可满足。

式中$f'(\delta_s)$是试件的力-位移曲线（图5.2）的导数。这样的稳定状态可表示为：

$$K_m+f'(\delta_s)>0 \tag{5.7}$$

由于试验机的刚度是正的，所以按照方程式（5.7），在试验机和试件系统中，除非$f'(\delta_s)<0$，才有可能不稳定。在试件破坏后即达到试件的最大承载力之后，$f'(\delta_s)$能够变为负值。因此，当$f'(\delta_s)\geqslant K_m$，则试验机-试件系统是不稳定的，试件将突然破坏，而在$f'(\delta_s)<K_m$时，试件的破坏将是可以被控制的，在这种情况下，只有系统得到外部供给的能量，试件才会继续变形。只有当K_m超过$f'(\delta_s)$，而且$f'(\delta_s)<0$时，试验机相对于试件来说才是“刚性的”，否则就是“柔性的”。

自从斯佩斯（Spaeth）在1935年第一个提出使用刚性试验机的好处以来，刚性试验机有了巨大的发展，提供了控制混凝土和岩石破坏的方法。可以证明，在单向压缩条件下，加载系统的刚度大于岩石破坏过程的变形刚度的绝对值〔式（5.7）〕，就可获得岩石的应力-

应变全过程。而对具有一定刚度的试验机，减少试件的刚度（即减少试件的尺寸）也可以满足上述要求，但这个结论在三向加载条件（$\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$）下是不适用的。这时，在岩石试件轴向（$\sigma_1$方向）加载的过程中，一直到A点（图5.3）以前，岩石试件是储能过程，所积蓄的弹性势能为e_n；同时，试验机也受力变形，积蓄的能量为e_m，于是：

$$e_n = \frac{1}{2} P u_n = 0.5 K_n u_n^2 \tag{5.8}$$

$$e_m = \frac{1}{2} P u_m = 0.5 K_m u_m^2 \tag{5.9}$$

式中：P为岩石试件最大的荷载；$K_n = \frac{E_r A}{L}$为岩石试件加载过程的刚度；K_m为试验机系统的刚度；E_r为岩石试件的加载模量；A为岩石试件的断面积；L为试件的长度。

在A点以后的AB破坏过程中，释放的能量为岩石试件的贮能e_n和试验机的贮能e_m，而消耗的能为岩石破坏耗能e_f及侧向应变所作的功e_a，如果：

$$e_f + e_a \geqslant e_n + e_m$$

或

$$e_s = e_f + e_a - (e_n + e_m) > 0 \tag{5.10}$$

即岩石破坏耗能等于或大于试件及试验机的贮能，则破坏过程是可能控制的，反之为不可能控制的，这里e_s为加载系统提供的能量。

利用刚性试验机对岩石进行研究后发现：岩石的破坏有两种情况，即：当要使岩石进一步破坏必须增加能量时，岩石破坏是稳定的；当能量必须从岩石试件上移出才能防止它突然破坏时，岩石的破坏是不稳定的。根据岩石的破坏发展是与其强度降低相联系的情况，在单轴压缩状态下的破坏是稳定的或非稳定的（如图5.4所示），可以分为Ⅰ类及Ⅱ类两种特性

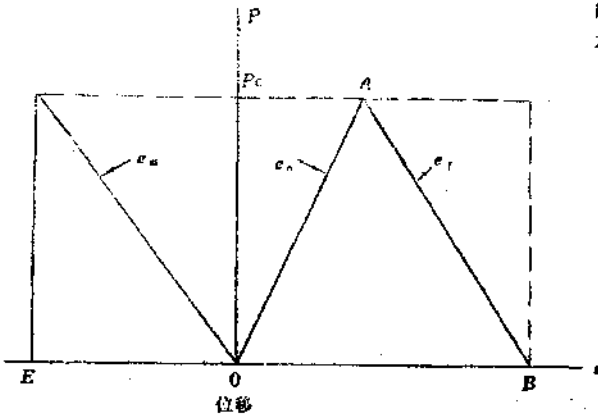


图5.3 试验机(左)及岩石试件(右)能量分配

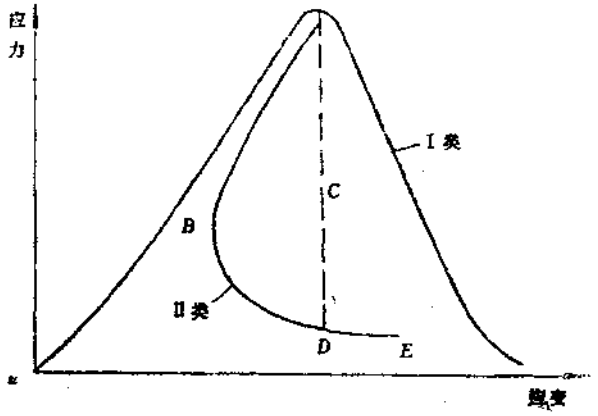


图5.4 单轴压缩下岩石破坏特性的分类

曲线。第Ⅱ类岩石的“全应力-应变曲线”代表循环加载的轨迹，因为对于这类岩石，其破坏过程是自身产生的，甚至在“无限大刚度”的试验机中进行试验也是如此。一般认为，如果在整个破坏过程中，力-位移全过程曲线中的位移是单调地增加，就称这种曲线为Ⅰ类，否则都认为是Ⅱ类。但是刚性试验机只是参照力-轴向位移特性专门设计的，是固定化的，且仅能控制轴向位移，不能适用岩石力学特性的多样性。而闭路伺服控制试验机可用任何独立变量和可实现的任何函数进行控制。这是近20年才利用这种反馈控制系统，使自动地、连续地、准确地控制实验变化成为可能。伺服控制试验机应用的闭路控制的基本原理是：由传感

器产生某种实验状态的反馈信息（t），与代表所期望的实验状态和程序信号（P）进行比较，如果存在差异，便产生一个误差信号并用来诱发校正作用。闭路系统的连续操作保证了实验能被自动控制并沿着跟踪程度的路线进行。

在刚性试验机中，当试验机的刚度大于岩石试件破坏后段的最大绝对值刚度时，岩石试件的破坏能被控制。而在伺服控制试验中，反馈控制系统的操作，完全闭路系统的响应时间和反馈信号的正确选择，决定着岩石试件破坏是否能成功地被控制。

岩石力学试验研究表明：在拉伸作用下岩石裂纹的初期发展是相当缓慢的。在大多数情况下，岩石破坏过程与试验机的响应时间（大约5ms）比较是一个比较慢的过程。这种情况表明，能够用闭路操作来避免突然破坏，并允许在这种情况下详细研究如何控制破坏。

为了说明反馈信号的正确选择，我们来考察图5.5所示的情况。这时，可以测得两种位移。位移δ_1是直接在加载点作用力F_1处下面测得的，而位移δ_2是在物体内任意两点间测量的。假定在试验中发生的力-位移F_1-δ_1曲线的情况是Ⅱ类，而F_1-δ_2曲线的情况是Ⅰ类。在这种情况下，不论试验机的刚性是怎样大，也不能实现自动控制，因为不能从F_1-δ_1曲线的峰值处沿图5.5中的虚线卸载。在伺服控制系统中，用相应于δ_1的反馈信号，当试验机企图增加δ_1位移时，破坏也可能在F_1-δ_1曲线的峰值处发生。然而，如果伺服控制系统的操作呈线性地增加δ_2（利用相应于δ_2的反馈信号），就可以实现完全控制了，并且也能独立地监测F_1-δ_1的Ⅱ类曲线。根据这个原则，当反馈传感器放在侦察破坏最敏感的地方，用伺服控制试验机控制岩石破坏是最优的。一般地说，由于试件趋向于最小的主应力垂直方向发育裂纹扩展，如果将传感器安装在最小主应力方向，将对破坏位移产生很敏感的反馈信号。在单轴压缩试验中宜将位移传感器垂直于加载轴位置；在单向拉伸试验中，则要平行于加载轴位置。各种情况的最优控制的位移测量如图5.6所示。

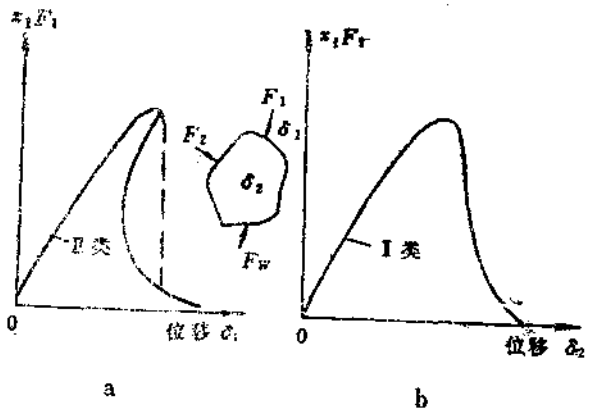


图5.5　全力-位移曲线

因此，应当改变过去习惯上常用的以力为独立变量的作法，而用位移作为独立变量，则岩石的破坏就能被

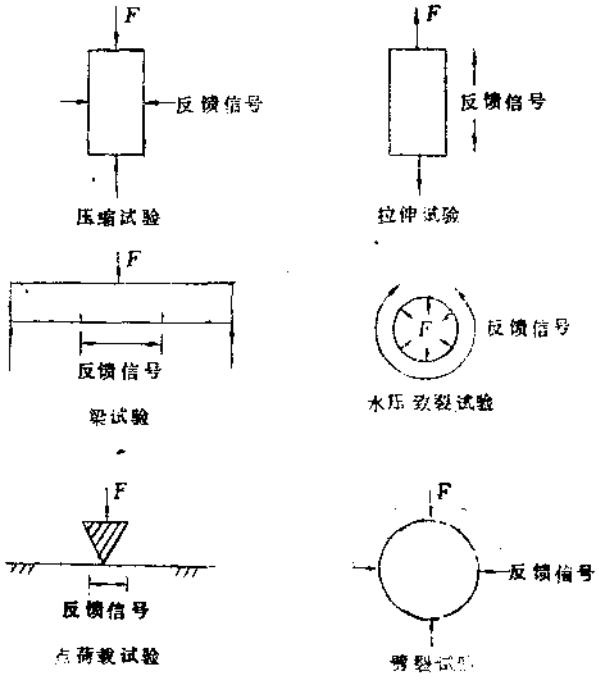


图5.6　各种情况的最优位移控制的反馈装置的安装位置

控制，并可得到应力-应变全过程曲线。在刚性试验机中，控制被试验的岩石（或混凝土）试件破坏的可能性取决于两个主要因素：试验机的刚度和试件的刚度。这些因素既不是固定的，也不是独立的，而取决于试件的尺寸和形状。伺服控制试验机的独特性能是由反馈控制的任何函数可以被选择来作为独立变量，并且能被自动地、连续地、精确地控制。这是因为岩石破坏的微裂纹传播特性在初期是慢速扩展的，而伺服控制试验机（响应时间为2—50ms）调整试验状态返回到程序状态的速度大于岩石破坏的速度，所以能够研究各种情况的岩石破坏。

第5.3节　岩石受力过程的阶段性

5.3.1　概　　述

荷载作用下岩石发生的物理现象，首先是变形。随着作用荷载的不断增加或者在荷载超过某一数值而保持恒定时，随着这个恒定荷载作用历时的增长，都会导致岩石的破坏。因此，岩石的变形和破坏，只不过是荷载作用下岩石性能变化过程的两个不同的阶段，并且具有相对性。因为在变形阶段，也包括有岩石的局部的微破裂，只不过不占主要成分，并且是形成变形不可逆现象的内因，随着荷载的增加，在变形进一步发展的同时，局部破损所占的份额愈来愈大，终于导致岩石的宏观破坏。因此，截取某一阶段，例如变形阶段或破坏阶段来进行研究，虽然是可能的，但必须同时顾及岩石应力-应变关系（即岩石的变形—破坏）的全过程，才有利于阐明岩石基本特性之间的内在关系和物理实质，这一点是十分重要的。

岩石力学的试验研究表明：荷载作用下岩石的工作状态，即岩石由变形发展到破坏的过程，是具有明显的阶段性的。大体而言，在应力-应变（或荷载-变形）关系曲线的峰值以前是一个阶段，叫做破坏前阶段（破坏前区）；峰值以后是另一个阶段，即破坏后阶段（破坏后区），而在这两个阶段中可细分为若干小的阶段。

5.3.2　单轴压缩下岩石的应力-应变曲线

就破坏前的阶段而言，一般地说，可以有条件地划分为三个分段（图5.7）。

第一段是OA，曲线是上弯的，曲线的斜率逐渐增大，这通常是由于岩石中原有裂隙逐渐压紧闭合的过程。

第二段是AB段，它的特点是曲线近似直线，即曲线的斜率大致为常数。

在这两个阶段中，虽然也可能伴随一些初始破损，但由于相应的荷载不大，因而不占重要地位。

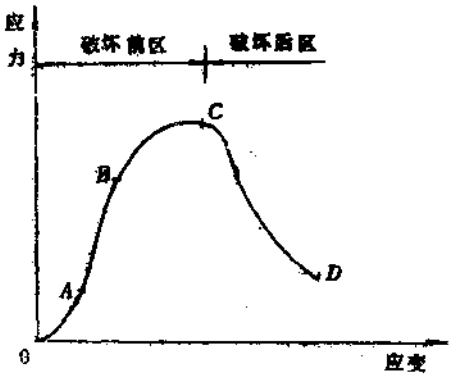


图5.7　岩石在单轴压缩下的应力-应变曲线

第三段是BC段，曲线逐渐偏离近似直线而下弯，曲线斜率逐渐地减小。在此阶段内，岩石的局部破损逐渐增多，最终导致试件破坏，可以叫做临近破坏阶段，或简称破坏阶段。

这个临近破坏阶段的变形，具有明显的特征，对于研究工程上的监测系统和地震前兆现象，具有十分重要的意义，因而受到人们的注意。岩石力学的室内试验研究表明：这个阶段

岩石的变形特点是：首先岩石的变形速率增加了，并且在几乎不变的应力作用下变形会继续增加；其次，变形区内体积发生变化，大多数岩石会发生膨胀（扩容）；再次，这种膨胀之所以发生，是由于微破裂的结果，而微破裂的取向是与最大主应力方向近于平行；最后，会逐渐形成微破裂或膨胀的集中，形成一个强烈的应变集中带。这个应变集中带将是岩石的最终宏观破坏面。而这个应变集中带的初步形成，仍然能承受较此时作用荷载大得多的瞬时荷载。如果保持形成应变集中带时的作用荷载不变而历时较长，或者施加这个荷载的多次"加一卸"荷载循环，都会使岩石破坏。应该指出，这个应变集中带的形成，正好是岩石断裂的力学过程，并且可以用有限元法来进行模拟，图5.8就是一个例子。

这三个阶段统称为岩石破坏前阶段，过了C点（峰值）便进入岩石破坏后阶段。这一阶段可视岩石的性状分为两种情况。

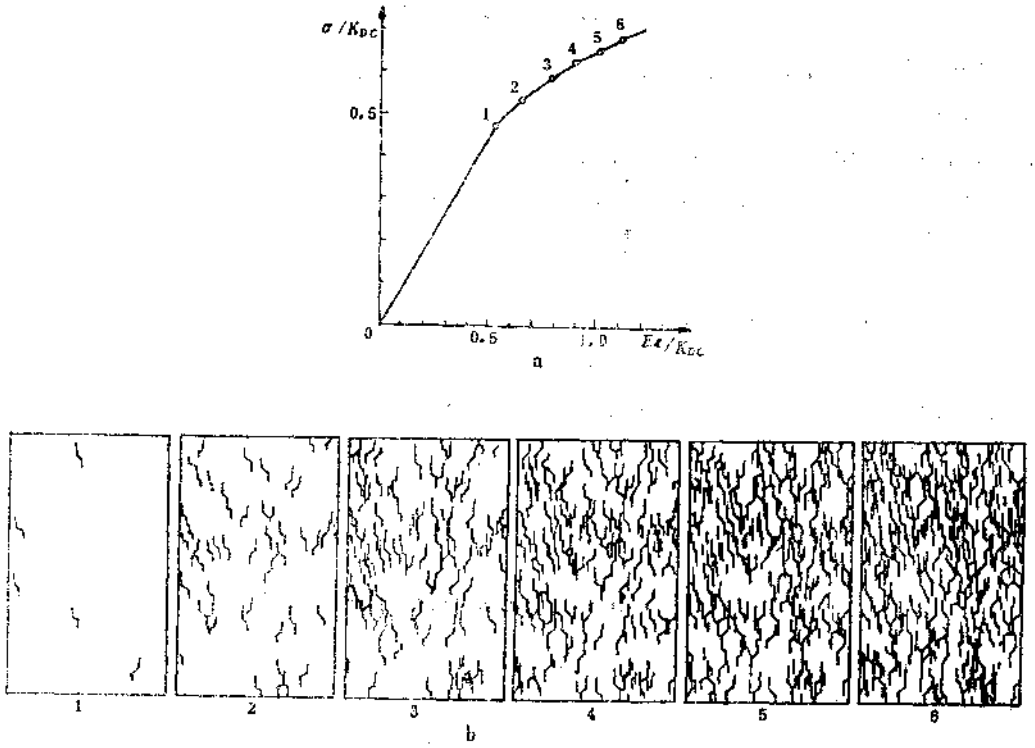


图5.8 单轴压缩作用下岩石的应力-应变发展过程

a—应力-应变关系　　b—微破裂发生及发展过程

第一种情况，岩石仍然保持部分的强度——残余强度。因此，可以在峰值后的任意点进行卸载再重复加载，而仍保持峰值前（破坏前阶段）岩石所具有的一般变形特征，即在循环加载时也会出现回滞圈，并且当下一级加载到前次卸载的荷载时，又会沿着初始变形曲线变化，其弹性模量不断地下降，这反映了岩石试件在荷载作用下的破坏程度（图5.9）。

第二种情况是超过峰值后，试件即失去了自己的承载能力，其残余强度只是岩石破碎块体之间的摩擦力而已。图5.10所示的灰色花岗岩即为一例。

5.3.3 三轴压缩下岩石的应力-应变关系

以上说的单轴压缩作用下岩石的变形-破坏过程，在三轴压缩作用下，其情况也类似。

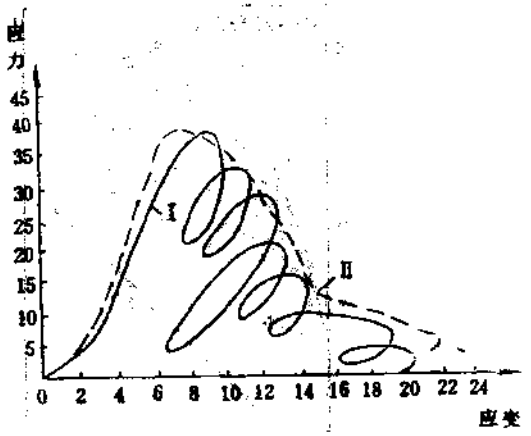


图5.9 两个同类岩的单轴压缩应力-应变曲线
Ⅰ—在破坏后循环加载的曲线；Ⅱ—逐级加荷曲线

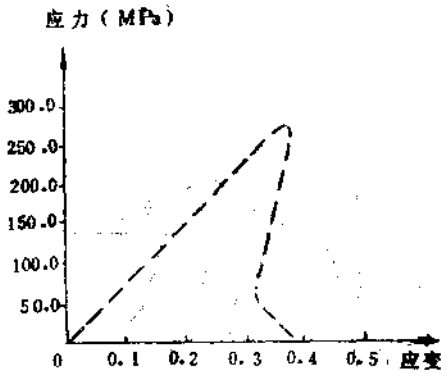


图5.10 灰色花岗岩的单轴压缩应力-应变曲线

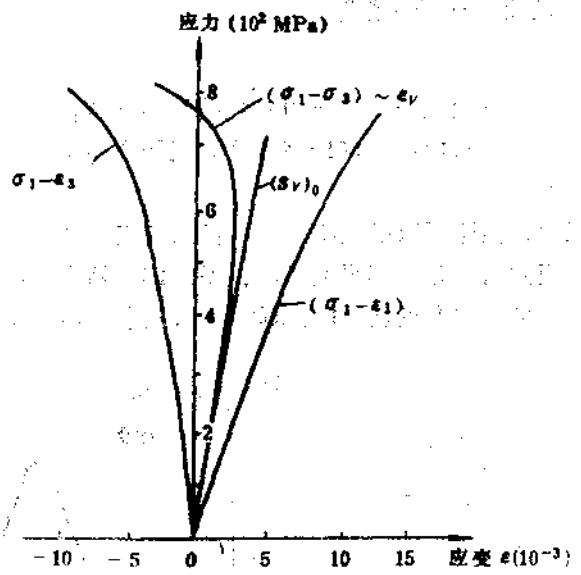


图5.11 $\sigma_2=\sigma_3=100$MPa时花岗岩的应力-应变曲线

图5.11所示的是$\sigma_2=\sigma_3=100$MPa的花岗岩的应力-应变关系曲线。从原点作一条与$(\sigma_1-\sigma_3)$-ε_v曲线相切的直线（这里ε_v为体积应变，即$\varepsilon_v=\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3$），此直线即$(\sigma_1-\sigma_3)$-$\varepsilon_{v_0}$表示线性弹性材料的体积应变随压力的增加而按一定比例增加的关系。$(\sigma_1-\sigma_3)$-ε_v曲线与$(\sigma_1-\sigma_3)$-ε_{v_0}直线的比较表明：在应力差约达强度值之半时，体积应变ε_v曲线从$(\varepsilon_v)_0$直线开始偏离。此种偏离表明试件体积随应力差的增加而增加，并且出现负值（膨胀），因此，这种偏离现象被称作扩容作用，这是由于岩石试件内产生微破裂，发育着微裂纹张开和扩展所造成的。

白云岩在其三轴压缩试验下（$\sigma_3=1.25\times10^2$MPa）σ_1-ε_1的关系曲线（图5.12）和在不同σ_3的作用下σ_1-σ_2的关系曲线（图5.13）。可以看出，在σ_3为定值时，强度随σ_2的增大稍有增大（图5.12）；而σ_2的增大，对σ_1的极限影响较大，随着σ_3的值的增大，其影响逐渐

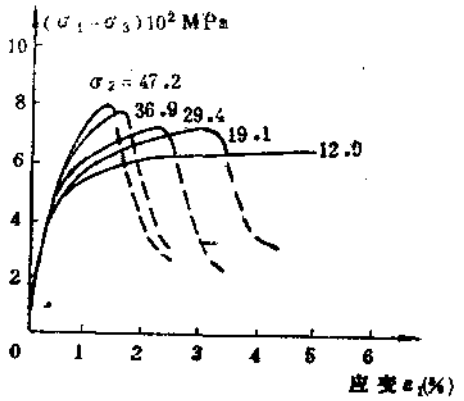


图5.12　白云岩在$\sigma_3=1.25\times10^2$MPa与不同σ_2作用下的应力-应变曲线

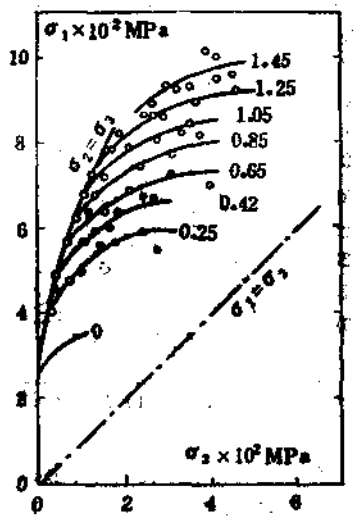


图5.13　白云岩破坏应力σ_1为σ_2及σ_3的函数

减少（图5.13）。

从不同围压的岩石三轴试验表明：岩石由脆性破坏逐渐转化为塑性（韧性）状态（图5.14），当达到一定值后（图5.14中为1618MPa），屈服点后的应力差随应变的增加而稳定增长，这种情况叫做应变硬化现象。

对于某些岩石，三轴试验还可以研究排水与不排水情况。图5.15为页岩的试验结果，表明，当试件发生孔隙水压力增大时，其强度降低，图5.16为粘土质砂岩在饱水前后的三轴试验结果之比较。康文法所得的结果见表5.1所示[42]。可见水的影响是十分重要的。

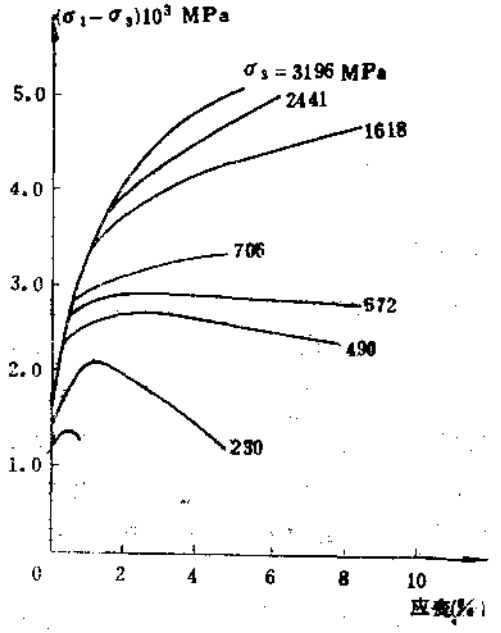


图5.14　不同围压下大理岩的应力-应变曲线

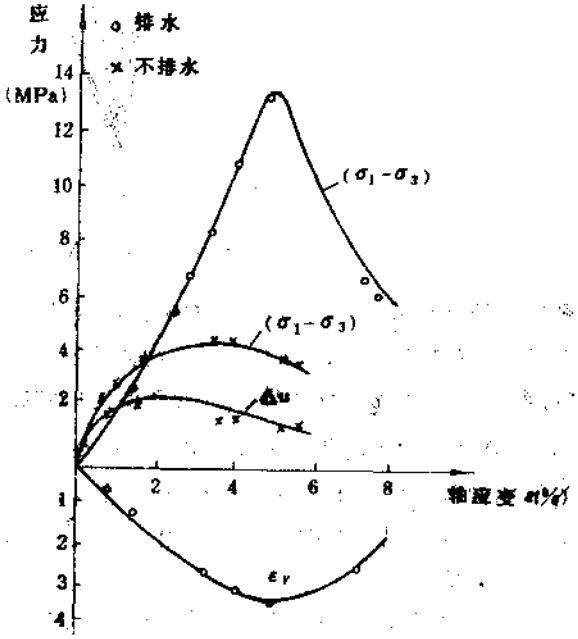


图5.15　页岩三轴不排水与排水的试验结果（Δu为孔隙水压力）

表5.1 水对砂岩的影响

试样 No.	岩样状态	试验条件				实测参数			
		σ_3 (MPa)	u (MPa)	$\overline{\sigma_3}$ (MPa)	t (min)	f^* (MPa)	E (GPa)	E_d $\times10^{-3}$	σ_F $(\sigma_1-\sigma_3)\max$ (MPa)
A_1	干	10	0	10	1.5	65	11.9	0.89	144
B_1	湿（排水）	10	3	7	720	39	9.6	4.90	110
A_2	干	6	0	6	1.5	49	12.3	0.33	125
B_2	湿（排水）	6	3	3	720	33	9.0	2.30	83

试样 No.	岩样状态	水对岩样的力学效应				
		σ_F (B/A)	f^* (B/A)	E (B/A)	E_d (B/A)	f^*/σ_F
A_1	干	0.76	0.60	0.81	5.50	0.45
B_1	湿（排水）					0.36
A_2	干	0.66	0.67	0.73	6.97	0.39
B_2	湿（排水）					0.40

注：σ_3=围压；u=施加的水压力；$\overline{\sigma_3}$=有效围压；σ_F=最大应力差；f^*=上屈服值（扩容起始应力）；E=弹性模量；e_d=体积扩容应变。

"水对岩样的力学效应"一栏中，B/A是指B_1及B_2试样与相应的A_1及A_2试样的比值。

第5.4节 循环荷载下岩石的应力-应变关系

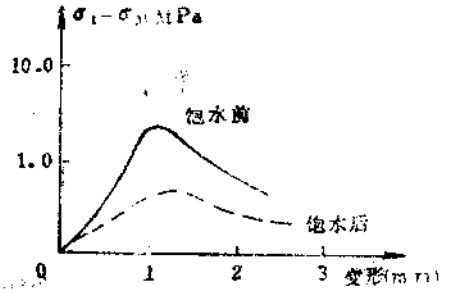


图5.16 黏土质砂岩饱水后的三轴试验结果比较

在岩石工程中，常常会遇到循环荷载的作用，这种条件下的破坏往往低于其静力强度。因此，研究岩石在循环荷载下的应力-应变关系，不仅对工程问题有实用价值，也是岩石的基本研究的重要课题之一。而且，这方面的研究还没有引起人们的普遍注意。在本节中，将介绍我们的一些研究结果[45,46,47]。

试验所用的岩样为鄂城红砂岩和黄石大理岩。鄂城红砂岩属中细砂岩，结构较致密，无节理，新鲜完整，单轴抗压强度为40—65MPa。黄石大理岩为白色，结构致密，无明显节理，单轴抗压强度为90—115MPa。全部岩样均按国际岩石力学标准加工成直径为5cm，长度为10cm的圆柱体试件，其端面的不平整度小于5‰mm。端面经过磨光处理，试验时试件处于自然风干状态，温度为室温。

试验是在MTS815.03型电液压伺服控制刚性压力机上进行的。该机的荷载架刚度为

1.31×10^{6}MPa，液压源流量为9.5 l/min，伺服阀最大流动额定值为151 l/min。

我们进行了两种循环试验。一种是轴向变形控制的应变逐渐增加的循环试验。这种控制比较直观，且加载初期不会产生较大的冲击。加载和卸载均采用斜波。因此，这种循环试验实际上是等应变率的。另一种是荷载控制的反复荷载循环试验。这种试验具有相同的加载峰值和卸载谷值，且峰值应力低于试样的静力强度。这种试验采用两种波形加载：锯齿波和正弦波。锯齿波加载和卸载按同一斜率进行，在加载和卸载的转折点没有停顿，它是严格的等应力率的。正弦波加载指的是荷载与时间呈零上正弦关系，其特点是在接近峰值或谷值时加、卸载速率变慢，而在中间段较快，在峰值和谷值会保持一定的时间，这种加载方式在每个循环中应力率是个变量，但对各个循环相应点则是一个常量。这两种加载方式对应着工程实践中不同的荷载条件。

试验结果表明：循环荷载下岩石的变形是由三部分组成：静力加载引起的初始变形、渐进的蠕变变形和循环本身造成的损伤引起的变形。相应地，存在三种扩展裂纹：应力诱发扩展、应力腐蚀扩展和疲劳扩展。影响岩石在循环荷载下的应力-应变关系曲线的因素和其特点如下：

(1) 加载方式　我们用两种加载方式得到的应力-应变曲线是有所不同的。锯齿波加载方式，如图5.17所示，第一个滞环最大，然后逐渐减少，最后趋于稳定，直到破坏，未见滞

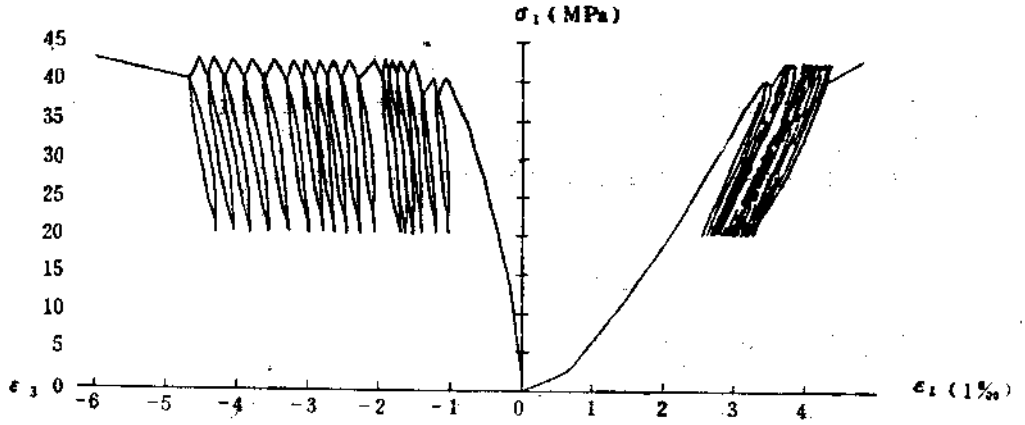


图5.17　红砂岩的应力-应变曲线

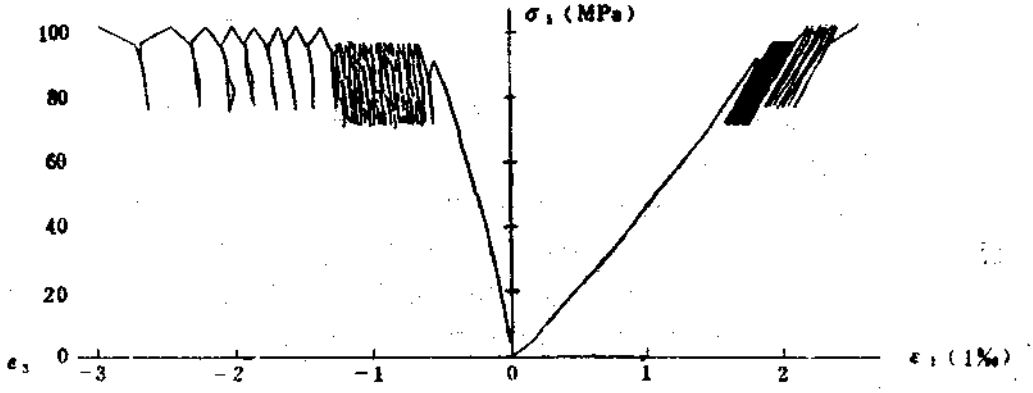


图5.18　大理岩的应力-应变曲线

环增大，这个结果与现有的结果一致。正弦波加载方式，如图5.18所示，滞环由大变小，循环到一定次数时，又逐渐变大，直到试件破坏，这个结果与现有的试验结果也是一致的。由于正弦波加载方式，在峰、谷值时加载率变慢，在转折点停留时间相对较长，使得蠕变效应增大，故峰值应变增量较锯齿波加载方式的相应值要大些。因此，在相同条件下，正弦波加载方式达到破坏所需的循环次数和时间要少些。

(2) 循环振幅　在相同峰值的条件下，缩小循环振幅意味着平均应力的提高。这会使应力腐蚀扩裂增加而使循环损伤扩裂减少。振幅较小，则滞环很狭窄；振幅大则滞环大。滞环小意味着裂纹闭合和张开较小，损伤量也小，能量耗散少。而且，在卸载初期，环向变形回复很慢，只存在卸载量超过一定值时，环向变形才会回复。因此，当振幅小于某一数值时，环向变形回复很小或不会回复，而只是累积增加。这时起主要作用的是应力腐蚀，损伤量很小，因而达到破坏所需的循环次数相应要多些；而振幅大的情况，则在应力腐蚀和循环损伤的联合作用下，试件很快就会破坏。

(3) 加载速率　在单调加载试验中，加载率的影响是很明显的。那么，在循环试验中，加载率的影响怎样呢？在国外有的试验中没有发现过这种影响。而有的试验中，这种影响是明显的：在同样的峰值应力、振幅和围压下，加载率越小则变形越大。这个结果与单调加载时的规律是一致的。在我们的试验中，由于加载率相差不到一个数量级，因此，这种影响不明显。不过，我们认为，由于应力腐蚀使得岩石的强度和变形与时间相关这一观点来看，加载率的影响应该是存在的。定量地求出加载率的影响，还有待于进一步的试验工作。

(4) 应力水平　影响循环荷载下岩石的应力—应变关系的最重要的因素是峰值应力。从图5.18的结果看，当峰值应力水平从92%提到97%的情况下，后面8个循环的应变增量之和大于前面28个循环的和。当循环应力峰值小于某一数值时，循环次数即使很多也不会导致试件的破坏，而超过这一数值时，随着循环应力峰值的提高，破坏时的循环次数将会减少。而且，随着循环应力峰值的改变，初始变形与循环变形的比例也会改变。因此，应该存在一个临界值，超过此临界值的循环荷载作用下，岩石试件将会破坏，而低于此值则不破坏。这一临界值将不仅与应力水平有关，而且与加载率、振幅、加载方式等有关。

(5) 应力-应变关系的三个阶段　从所得到的试验曲线可以看出，应变(ε)-时间(t)和应变(ε)-循环次数(N)与静态蠕变曲线在形态上是相似的。这些曲线中的三个变形阶段与蠕变曲线中的初始蠕变、等速蠕变及加速蠕变三个阶段相对应。如同蠕变曲线一样，当应力水平低于某一数值时，第三阶段蠕变将不会出现。在第三阶段中，等速只是一个宏观概念，每个循环的应变增量并不是相等的。并且，变形的发展往往是轴向和环向交错进行的，而在第一及第二阶段中，轴向和环向变形是同时发展的。而且，即使是同一种岩石，在同一应力水平下，不同的加载方式和振幅，得到的ε-N曲线也是有所不同的。另一方面，循环试验破坏时的应变要大于单调加载和静态蠕变在同一应力水平下破坏时的应变。这并不是偶然的。因为循环荷载作用下，比一般蠕变试验中要多一个疲劳变形的成分。如能对同一岩石作循环试验和蠕变试验，就有可能求得在同一应力水平下的疲劳变形。

第5.5节　软弱岩石受压时的力学性能

研究天然岩体的变形特性的方法有多种，例如承压板法、狭缝法、水压法等，但最常用的是现场承压板法（千斤顶法）试验。这些方法的试验荷载一般采用略大于设计荷载（通常

大10—20%），因而不能了解压缩作用下岩体的力学全过程，但仍然能够揭示岩石受压时的力学性能。在这里，我们叙述一个软弱岩石的承压板法试验的结果[48]。

这次试验的基本方法和步骤与一般的承压板法是相同的。试验时采用钢质圆形承压板厚5cm，直径为32cm，面积约为800cm²。共进行三个试验，编号分别为D—1、D—2及D—3。其中，D—1按每级荷载施加后，立即观测其变形，然后间隔3分钟读一次数，以间隔3分钟前后两次读数不超过1/100mm作为稳定标准，即按所谓变形控制方法进行；D—2及D—3则按所谓时间控制方法进行的，但两者又略有不同：D—2是按每级荷载施加后的第10分钟，观测其变形后，立即施加下一级荷载，而D—3则为第3分钟，观测其变形后才施加下一级荷载。退荷的要求与加荷时同样处理，这是三个试验都相同的。此外，D—1及D—2均为单一荷载循环，D—3则为多级荷载循环。其它技术要求和试验条件，例如岩面的平整清洁、加荷系统的安装精度要求和测试仪表的率定，等等，则完全是一样的。

试验时，粘土质粉砂岩的天然含水量为3.1%；平硐温度在18.2—20℃之间；岩石的单轴抗压极限强度（天然含水量状态）为20.7MPa。

由试验得出D—1、D—2及D—3的应力-变形曲线，从而可以得到相应的弹性模量和变形模量，如表5.2所示。

为了比较，我们也将同一试硐中2000cm²的圆形刚性承压板的变形试验和室内试验结果列于表5.3中。

表5.2 粘土质粉砂岩的变形模量和弹性模量

试件编号	荷载循环	变形模量 (MPa)	弹性模量 (MPa)	附注
D—1	Ⅰ	559	804	
D—2	Ⅰ	578	961	
D—3	Ⅰ	1059	1549	Ⅰ—Ⅳ循环是连续进行的；第Ⅳ循环后休息12小时再继续进行Ⅴ、Ⅵ两个循环
	Ⅱ	1216	1392	
	Ⅲ	1235	1274	
	Ⅳ	1196	1333	
	Ⅴ	1206	1343	
	Ⅵ	1353	1490	

表5.3 现场常规试验和室内试验结果

试验情况	编号	数量	最大应力		变形模量 (MPa)	弹性模量 (MPa)
			σ (MPa)	为单轴抗压强度的%		
现场试验（A=2000cm²）	E_1	1	0.75	3.6	1373	2618
	E_2	1	0.71	3.4	833	1176
室内单轴变形试验		37	—	—	366—2431	—

从这些结果中可以看出，即使像粘土粉砂岩这种裂隙不发育，看来比较均质的岩石，其变形参数的变化幅度也是颇为显著的。

按应力-变形曲线计算能量，同时，把总的应变能u_i分为两部分，即：

$$u_i = u_r + u_i$$

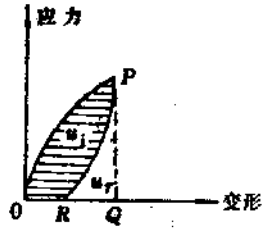


图5.19　变形能计算图（$u_i = u_r + u_i$）

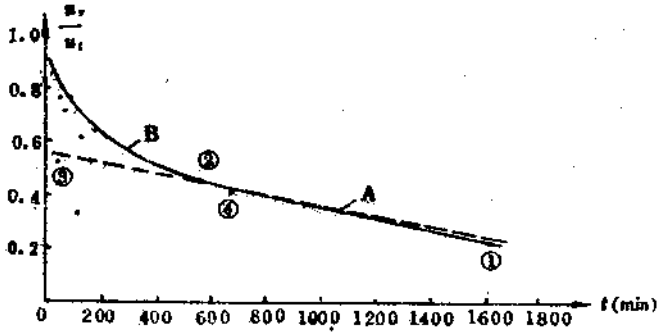


图5.20　可恢复变形能与时间的关系

④D—1的结果　②D—2的结果　③D—3第一循环的结果

④D—3第六循环

这里，u_r为可恢复的应变能（图5.19中PQR所围的面积）；u_i为不可恢复的变形能（图5.19中OPR所围的面积。

这样，便可得到表5.4。

表5.4　粘土质粉砂岩的变形能

试件编号	荷载循环	最大应力 (σ_{max}) (MPa)	最大应力 (σ_{max}) 为单轴抗压强度的%	变形能 (cm-MPa) u_t	变形能 (cm-MPa) u_r	变形能 (cm-MPa) u_i	$\frac{u_r}{u_t}$ %	时间 (min) 加荷	时间 (min) 卸荷	时间 (min) 总计
D—1		24.9	120.0	13.0	4.3	8.7	33.2	957	657	1632
D—2		12.5	81.5	5.7	3.7	1.8	47.8	450	120	570
D—3	I	2.7	13.0	0.76	0.4	0.35	53.2	27	27	54
	II	3.9	18.9	1.4	1.0	0.40	72.0	36	36	72
	III	5.6	27.0	3.4	2.6	0.77	77.4	48	48	96
	IV	7.3	35.2	4.8	3.0	1.8	62.5	66	66	132
	V	9.9	48.0	9.5	6.1	3.4	64.5	90	90	180
	VI	20.2	98.0	37.5	15.8	21.6	42.8	90	90	180
							合计	357	357	714

由此可以得到几点认识：

（1）如果取粘土质粉砂岩的第一循环计算，则由图5.20及图5.21的A线可以看出，三个试验的结果都位于直线上。也就是说，可恢复的变形能u_r与作用应力σ之间和前者与总变形能u_t之比（u_r/u_t）同所经历的时间t（min）之间都是线性关系。有意思的是，如果取累积总历时，则D—3的第六循环的试验结果也落在图5.20的A线上；这说明A线可能是多次循环后的一支渐近线。

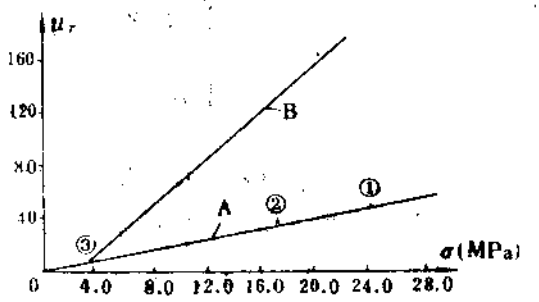


图5.21　可恢复变形能与应力的关系

（2）D—3的第二荷载循环以后的少数次数的试验结果，且荷载在单轴抗压强度的50%

以下时，对粘土质粉砂岩可能有固结作用，因而有所强化，这就是图5.20及图5.21中的B线表示的情况。

(3) 从表5.2中的弹性模量和变形模量的情况来看，似乎没有多大的差别。但实际上，弹性模量有一个从大到小再变大的过程（表5.2）。反弯点大致相当于单轴抗压强度（R_c）的30%左右。这说明粘土质粉砂岩由于裂隙不发育、完整性好，可能存在一种原生结构强度，随着荷载的增大，原生结构逐渐损坏，而使其弹性模量有少许降低，但随着应力的增加而使岩石压密，因而在超过某一应力水平（在本试验中约为$0.3R_c$。这里R_c为岩石单轴抗压强度），便使岩石逐渐硬化，从而提高其变形模量。

(4) 这个过程并不是一直持续硬化下去。从D—1的应力-变形曲线看来，在加荷到大约$0.8R_c$时，出现一个与直线明显偏离的转折点，但D—2的应力-应变曲线中却没有，可能还需要更高一级荷载下才会出现，因为D—2的最大荷载仅达到$0.8R_c$左右（表5.4）。如果这种情况为进一步试验所证实的话，则这一点可能是粘土质粉砂岩的屈服极限，用相应于这一极限的荷载进行长期承压板压缩试验，则有可能随着时间的推移而发生蠕变破坏。但我们由于试验条件所限，没有能够这样做。

第5.6节　岩石内时本构方程

内时理论建立在一种以内变量理论为基本思想的基础上，通过由内变量表征材料内部特性的研究，寻求内变量变化所必须满足的规律，并由此规定所研究材料的本构响应特性，且能够以显式的本构方程形式表达出来。虽然内时理论本身尚有一些需要进一步完善的地方，但仍不失为一种值得探讨的理论途径，并且在土力学、岩石力学中获得了应用。

内时理论最基本的概念是：塑性和粘塑性材料内任一点的应力状态是该点领域整个变形和温度历史的泛函，特别是该历史可用一个取决于材料特性和变形程度的内蕴时间来量度。内蕴时间的引入是在应变空间进行的。在这个空间里用一个取决于材料性质的四阶正定张量作为该空间的度量张量。应变空间中每一点都表示一种应变状态。一个材料单元在变形过程中经历了一系列变形状态，相应地就在这个空间中划出了一条路径。内蕴时间是一种广义时间，它与以时钟量度的牛顿时间没有直接关系，它完全是由变形和材料性质决定的。如果所研究的问题与外部时间也有关系，则可引入一个与外部时间有关的时间标量。

内时理论在不考虑温度和外部时间的影响下，其基本方程式为[45,46,47]：

$$S_{ij}=2\int_0^z \overline{G}(Z-Z')\frac{\partial e_{ij}}{\partial Z'}dZ' \tag{5.11}$$

$$\sigma_{kk}=3\int_0^z \overline{K}(Z-Z')\frac{\partial e_{kk}}{\partial Z'}dZ' \tag{5.12}$$

式中：Z为内蕴时间；$\overline{G}(Z)$和$\overline{K}(Z)$为核函数；

S_{ij}及e_{ij}分别为偏应力及偏应力张量。

且

$$S_{ij}=\sigma_{ij}-\frac{1}{3}\sigma_{kk}\delta_{ij} \tag{5.13}$$

$$e_{ij}=e_{ij}-\frac{1}{3}e_{kk}\delta_{ij} \tag{5.14}$$

若核函数$\overline{G}$和$\overline{K}$均取为一项指数函数的形式：

$$\overline{G}(Z)=G_0\exp(-aZ) \tag{5.15}$$

$$\overline{K}(Z)=K_0\exp(\beta Z) \tag{5.16}$$

则可将积分形式的本构方程（5.11）和（5.12）化为下列微分形式：

$$dS_{ij}=2G_0de_{ij}-aS_{ij}dZ \tag{5.17}$$

$$d\sigma_{kk}=3K_0de_{kk}+\beta\sigma_{kk}dZ \tag{5.18}$$

其中：

$$dZ=d\xi/f \tag{5.19}$$

$$d\xi=\|de_{ij}\| \tag{5.20}$$

式中：$\|\cdot\|$为欧几里得模。

因此，只要恰当地选取dZ的定义，就能使本构方程（5.17）和（5.18）表示岩石的力学特性。当$d\xi$的定义如（5.20）式时，主要就是恰当选取岩石的材料函数f。根据岩石的变形特性，f应当是变形历史（内时量度）ξ、围压（最小主应力σ_3）、应变状态（$J_2(\varepsilon)$）的函数。通过对一些试验资料的分析和反复试算，f可取为：

$$f(\xi,\sigma_3,J_2(\varepsilon))=\frac{1+b_1\xi^2}{\exp(b_2+b_3J_2(\varepsilon))} \tag{5.21}$$

式中：$b_i(i=1,2,3)$是σ_3的函数，当描述单一曲线时可取为常数。$J_2(\varepsilon)=(e_{ij}\cdot e_{ij}/2)^{1/2}$。$1+b_1\xi^2$是一个单调增函数，它描述了历史效应的影响，并使本构方程能在变形小时描述循环硬化现象；$\exp(b_2+b_3J_2(\varepsilon))$是关于$J_2$的单调增函数，它的作用是反映应力和应变状态的影响。由于$\exp(b_2+b_3J_2(\varepsilon))$的增加速度大于$1+b_1\xi^2$，因此，由这两个函数组成的函数$f$可以在变形大时消除硬化影响。$f$的值恒为正，满足$dZ/d\xi>0$（$0\leqslant\xi<\infty$）的要求。这样选取的函数既可以描述硬化现象，也可以描述软化现象。

若把参数β归并到f中去，则可重写本构方程如下：

$$dS_{ij}=2G_0de_{ij}-S_{ij}dZ \tag{5.22}$$

$$d\sigma_{kk}=3K_0de_{kk}+A\sigma_{kk}dZ \tag{5.23}$$

$$dZ=d\xi/f(\xi,\varepsilon_3,J_2(\varepsilon)) \tag{5.24}$$

$$d\xi=\|de_{ij}\| \tag{5.25}$$

$$f=\frac{1+b_1\xi^2}{\exp(b_2+b_3J_2(\varepsilon))} \tag{5.26}$$

式中 $A=\alpha/\beta$，以上各式组成了增量型的岩石本构方程。

为了便于进行有限元计算，可以把（5.22）和（5.23）式合并成矩阵形式。于是有：

$$\{d\sigma\}=[D]\{\varepsilon\}+\{dF\} \tag{5.27}$$

式中：

$$[D]=\begin{vmatrix} D_1 & D_2 & D_2 & & & \\ D_2 & D_1 & D_2 & & 0 & \\ D_2 & D_2 & D_1 & & & \\ & & & D_3 & & \\ & 0 & & & D_3 & \\ & & & & & D_3 \end{vmatrix} \tag{5.28}$$

$$\{dF\}=\{(A+1)\sigma-\sigma_X,\ (A+1)\sigma-\sigma_Y,\ (A+1)\sigma-\sigma_Z,\ \tau_{XY},\ \tau_{YZ},\ \tau_{ZX}\}^TdZ \tag{5.29}$$

且

$$\left.\begin{aligned} D_1&=K_0+4G_0/3\\ D_2&=K_0+2G_0/3\\ D_3&=G_0\\ \sigma&=(\sigma_X+\sigma_Y+\sigma_Z)/3 \end{aligned}\right\} \tag{5.30}$$

这种形式的本构方程易于编制计算机程序，在应用上是很方便的。

为了检验这一本构方程的合理性和可行性，我们对岩石和混凝土的试验资料进行了计算。

图5.22是大理岩的循环试验结果与计算结果的比较。这个试验循环加载是在破坏后区进

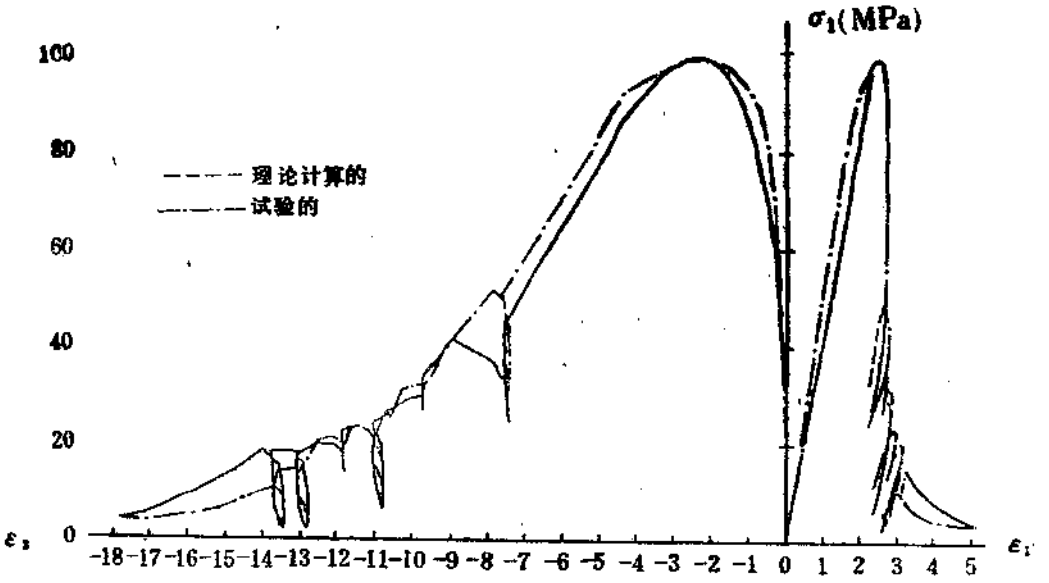


图5.22 大理岩的试验及计算应力-应变曲线

行的，加载控制和数据采集均由轴向应变控制。所用的计算参数为：$2G_0=38.241$，$b_1=0.02212$，$b_2=-1.5016$，$b_3=0.3215$。如图5.22所示，在破坏后区施加循环荷载，卸荷和重新加载均沿不同的路径。随着循环次数的增加，试件刚度在不断地减小；重新加载后的强度均不大于卸载时的应力。计算结果能够较好地描述这一变形特性。

第六章　岩石的流变特性

第6.1节　概　　述

岩石力学的试验研究表明：岩石的应力-应变关系曲线，既非直线的，在卸荷时又不是完全可逆的，即总是有塑性变形产生。如果把卸荷后试件不产生塑性（不可恢复的）变形定义为弹性极限，那么，几乎所有岩石都没有弹性极限。因为岩石甚至很小的荷载作用下（例如在破坏荷载的2—5%的荷载作用时），就出现显著的不可逆变形。不过，对于新鲜岩石，随着荷载的增加，在开始的一段（除去可以忽略的压密外）其变形基本上是按比例增长，即呈直线关系，只有不大的、实际上可以忽略的偏离。这一事实表明，岩石是具有一定的弹性性质的。过了这一阶段，其塑性（不可恢复的）变形便大量增加，即进入塑性阶段。

大家知道，岩石的变形随荷载的增加或减少的历时长短不同而有差异，这就是岩石的流变性。岩石的流变既可以是弹性（可恢复）的，也可以是塑性(不可恢复)的。这种随时间而变化的变形，叫做粘性。在这一点上，作为固体物质的岩石便开始向液体物质过渡。因此，岩石是具有一定弹性、塑性和粘性，而又具有节理裂隙、水和地应力的介质，还处在一定的地温的条件之下。岩石流变性的研究如果要全部考虑这些地质-物理因素，就目前的情况看，是比较复杂而难于进行的。岩石流变力学是研究岩石流变性的力学特性，它是岩石力学的一个重要课题。岩石的流变性，也和一切固体物质一样，可以分为两种情况：一是在应力为恒定的情况下岩石变形随时间的发展过程，叫做蠕变现象；二是在应变保持恒定的情况下岩石的应力随时间而减少的过程，叫做松弛现象。当前岩石流变力学的研究，在工程上，大都没有着重考虑温度、水、地应力等因素的影响，而只侧重于应变（变形）-时间（在恒定温度条件下的蠕变现象），或应力-时间（恒定温度条件下的松弛现象）的关系。目前，研究前者的多，而研究后者的少。

近十余年来，在岩石力学领域中，对岩石流变的研究引起人们广泛的兴趣。最近几届国际岩石力学会议上，可以清楚地看到这一点。在国内情况也是如此。从这种动向看出：一是岩石力学特性是随时间因素而变化的，对于坚硬完整的岩石或许在大多数情况下可以忽略，但对不良地质岩体条件的工程建设，特别是边坡工程，这个因素就是完全不能忽略的；二是地下工程中的喷锚支护技术的长足进展，特别是新奥法的推广，其中围岩及支护系统力学变化过程的量测，占有十分重要的地位，以致人们把这种量测称为新奥法的三要素之一。而这实际上是围岩-喷锚支护系统的流变过程的量测。它对调整和确定支护的设计参数、选择二次支护施作的合理时间、探讨围岩稳定性的特点和支护系统的作用原理和信息施工的管理，都是必要的和有益的。因此，岩石流变试验和观测问题，在某种意义上讲，已越出了一般单项岩石试验的范畴，而是地下工程的设计和施工的一个关键性的环节。虽然岩石的流变试验和观测是重要的，但目前它的试验方法却并不完善。例如，我国各部门的岩石试验规程以及国际岩石力学协会的建议方法中，并没有把这个项目列为必须进行的试验项目，当然谈不上

试验方法标准化了。在国外，岩石流变试验虽比我国多一些，但总数也并不多。这也是为什么许多岩石力学及岩石工程学工作者对这个课题特别有兴趣的原因之一。

第6.2节 岩石的流变试验及观测

较早注意岩石蠕变性研究的是格里格斯（D. T. Griggs），他使用梁式试件进行弯曲蠕变试验，这种试验方法在国内和国外使用较为广泛，因为这种试验比较简单易行。另一种使用得较多的是岩石单轴压缩试验。此外，也有人利用岩石扭转仪进行蠕变试验，但是这种试验方法使用较少。

由于岩石工程的实际问题中，比如坝基或洞室围岩，往往处于复杂的应力状态中，因此，仅用上述简单应力状态下的蠕变性的研究，在很多情况下，并不能反映工程实际的岩石性状。这样，复杂应力条件下岩石蠕变试验设备的发展就成为十分必要的了。这方面的发展比较缓慢。直到1976年，国际上还没有进行岩石三轴蠕变试验的专用设备[49]。为此，我们曾与长春试验机厂合作，研制了国内第一台岩石三轴流变仪，经过使用，证实性能良好，符合设计要求[50]。

在岩石力学领域中，一向比较重视现场岩石试验。在国内，流变现场试验开展得比较早，最初是在陈宗基教授领导下在大冶进行过现场剪切蠕变试验。后来我们用这种方法在葛洲坝进行过粘土质粉砂岩及其夹层的现场直剪蠕变试验[51]，使这种方法逐步完善和推广开来。在国外，很少见到介绍这种现场剪力流变试验的报导，较多的情况是在某一荷载作用下观测岩石的流变变形。与我国不同的是，他们主要研究其变形特性，而不着重于研究长期强度方面。当然，也可把现场流变观测列入岩石现场原位测试的范畴。

洞室位移观测是目前广泛进行的岩石流变的原型观测之一。这种观测既可在导洞或试洞中进行，也可以在实际工程洞室中进行；还可以在加固处理（喷锚支护）之前或之后进行。一般说来，这种观测有如下一些特点：

(1) 这种观测可以借助于多点位移计来进行，所以，不仅能观测洞室围岩表面，而且也可以观测围岩内部的位移。图6.1是金川矿区应用BM-1型多点位移计1150中段双轨巷道第二

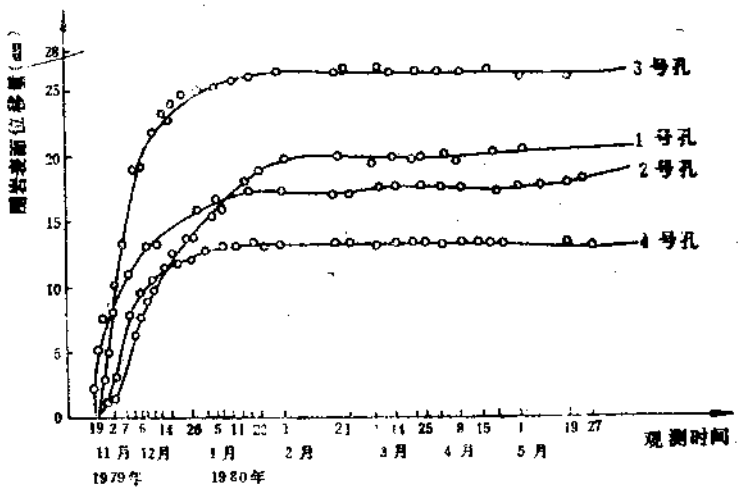


图6.1 1150中段第二观测断面围岩表面位移-时间曲线

观测断面围岩表面位移-时间关系曲线[52]。该巷道位于F16断层影响带，围岩为前震旦纪古老变质岩，主要有黑云母片麻岩、石墨片岩和绿泥石片岩等，层理、节理发育，层间错动明显，尤其在石墨片岩中扭曲现象和擦痕面很普遍，一般呈层状碎裂结构。由图6.1可以看出，初期资料缺失，得不到瞬时的位移量，这是因为洞室开挖完成后才能安装测试仪表，而且各测点（孔）位移量是不同的，这表明各点所承受的荷载是不一样的。此外，多数位移-时间曲线是趋于一个稳定的值，但也有坡度的，是否趋于稳定，还有待进一步观测，目前尚不十分清楚。

(2) 因为地下工程的位移观测可以为实施支护的最优时间提供信息，在实际工程建设中，是不允许位移发展到第三阶段蠕变的，常常采用支护或衬砌予以抑制。但在某些试验段也有出现这种情况的，不过一般较少观测到。图6.2是张家洼铁矿试验段第一观测断面（围

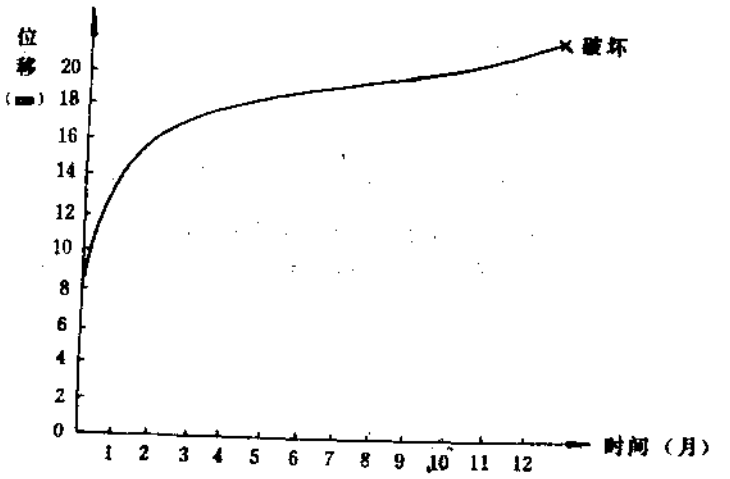


图6.2 张家洼铁矿试验段Ⅰ断面顶板点位移-时间曲线

岩为红板岩，洞室断面面积为13m²，素喷试验段，喷层厚4—5cm），经过几个月的观测，顶板位移达22mm时，拱腰鼓包处终因喷层开裂而使围岩大片冒落而破坏。这里值得注意的是，所观测的位移-时间曲线在大部分时间内与一般趋于稳定的曲线无异，只是到了临近破坏阶段才会呈现蠕变加速现象而发展到破坏。因此，就有一个如何判别是属于稳定蠕变，还是属于非稳定的蠕变破坏阶段的问题。

(3) 在地面工程中，最常监测的是不稳定的岩质边坡的位移随时间的发展过程。图6.3为盐池磷矿山体岩坡失稳前坡顶第Ⅳ号裂纹的位移观测曲线[53]，观测到崩滑前一天（1980年6月3日晨5时35分崩滑）即6月2日为止，可以看出，在崩滑前观测点的垂直位移曲线急剧下降，而水平位移曲线则加速上翘。有意思的是，早在1978年冬开始发现崩滑体有裂缝时，其宽度已达1—2cm，可见开始蠕变位移的时间应当更早，但直到1980年4月21日才开始位移的量测工作，这时张开裂缝的最大宽度已达20cm之多。因此，这种观测的初期资料的缺失，比一般洞室围岩更为严重。但是，岩坡位移的监测，如果在工程开始就进行，完全可以避免这种缺失现象。图6.4是金川露天矿边坡的观测曲线[54]，同样地，初期资料缺失。值得注意的是该边坡的蠕变具有大变形大位移的特征，已经达到10m以上的蠕变位移。这种大变形大位移的岩石力学分析方法尚待建立。虽然也可以借用连续介质力学方法，但应该认为这是不得已

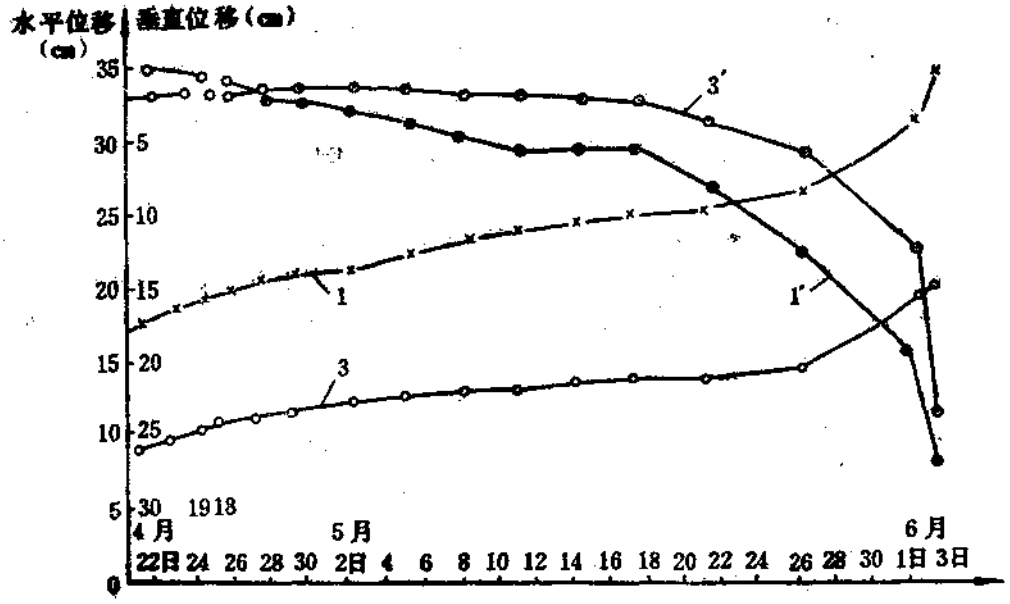


图6.3 盐池矿区岩坡崩滑第Ⅳ号裂缝位移-时间曲线

1，3—水平位移曲线；1'，3'—垂直位移曲线

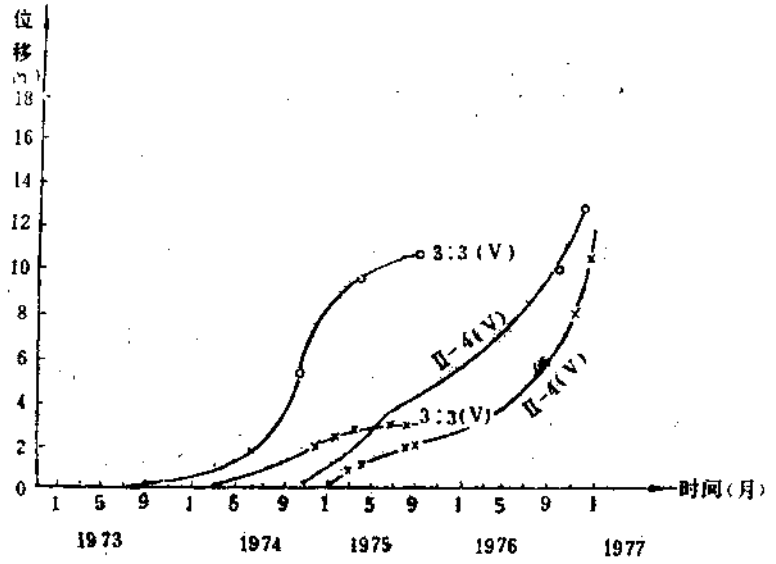


图6.4 金川矿岩坡的位移-时间曲线

的，因为连续介质力法的物理基础是小变形的。近十年来兴起的离散元法，为这种大变形大位移的岩石工程问题提供了一个可行的数值分析方法。

(4) 原型岩石位移观测的一个重要特点是可以长期进行。前述金川岩质边坡的观测长达4年之久，这是一般现场试验做不到的，只有室内试验可以这样做。但是，在这种观测过程中常常伴随着工程的进程，因此，并不是处在一种恒定的条件下。这一点与室内试验有区

别。但是洞室开挖后的长期观测，一般地说，可以视为在恒定的条件下进行的。图 6.5 是张家洼铁矿的一个长期观测实例的曲线①。围岩为闪长岩及其断层破碎带。观测表明：头7天的变形速率，深部测点为1.08mm/天，浅部测点为0.88mm/天；两个月后的变形速率，深部测点为4×10^{-3}mm/天，浅部测点为1×10^{-3}mm/天。可是，这个变形保持恒定，能否视其已经稳定，恐怕需要进一步研究。

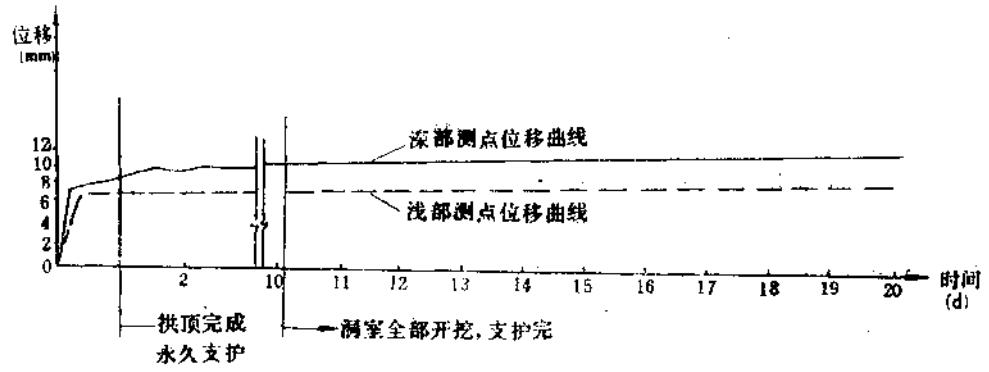


图6.5　洞室顶点位移—时间曲线

上面简要的叙述中，可以看出：虽然原型观测有自己的特点和优点，但也有其自身的缺陷和局限性。因此，有必要同时进行室内岩石流变试验，并把这两者结合起来进行研究，才有利于全面而深刻地揭示天然岩石的流变规律。

第6.3节　岩石的流变方程与模型理论

6.3.1　概　　述

经过大量的试验和实测，归纳起来岩石的蠕变有以下三种类型：

(1) 加载后岩石发生瞬时变形，随着荷载历时的增加。变形也逐渐增加。但增加的速率越来越小，以致最后变形不再发展，故在长期荷载作用下，形变为某一稳定值，岩石没有破坏（图6.6，1曲线）。

(2) 加载后一段时期后，形变速率接近于常数，变形继续发展，在足够长期时间的荷载作用下，岩石可能破坏（图6.6，2曲线）。

(3) 加载后，变形迅速发展，在较短时间内，岩石便破坏（图6.6，3曲线）。

从蠕变的全过程来看，可分为四个阶段（图6.7）

(1) 瞬时变形，在加荷的瞬间产生的变形，主要是弹性变形，也可以包括部分不可恢复的塑性变形（图6.7，OA段）。

(2) 第一阶段蠕变，也叫减速蠕变，其特点是变形在最初随时间增加很快，但变形速率递减得很快（图6.7，AB段）。

①冶金工业部马鞍山矿山研究院，冶金工业部张家洼工程指挥部，1982，张家洼小官庄铁矿地下粗破碎洞室喷锚支护及其稳定性评价。

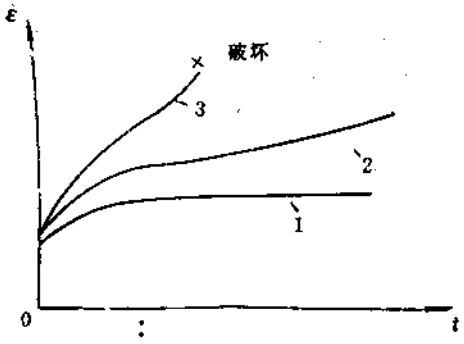


图6.6 岩石蠕变的类型

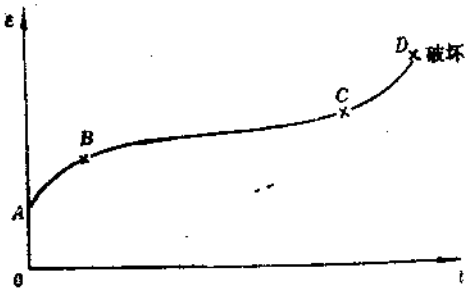


图6.7 岩石蠕变过程曲线

(3) 第二阶段蠕变（稳定蠕变），其变形速率接近于常数（图6.7，BC段）。

(4) 第三阶段蠕变（加速蠕变），变形速率迅速增加，变形急剧加大，很快便发展到岩石破坏（图6.7，CD段）。

当荷载较小时，岩石的蠕变变形趋于某一稳定值；而在荷载较大时，变形将以稳定的速率发展，因此存在一临界荷载σ_l。当荷载小于这个临界荷载时，岩石不会发展到蠕变破坏；而大于这个临界荷载时，岩石会持续变形，并发展到破坏，这个临界荷载被叫做岩石的长期强度，对工程很有意义。还应该指出，加速蠕变阶段的研究，对工程建筑物的蠕变破坏的预测预报很有意义。

表6.1 瓦依昂滑坡的观测结果

日　期	蠕变速率	蠕变型式
1963年9月18日—24日	1cm/天	常速蠕变
9月25日—10月1日	10—20cm/天	似粘滞蠕变
10月2日—7日	20—40cm/天	似粘滞蠕变
10月8日	40cm/天	导致破坏的蠕变
10月9日(滑坡前)	80cm/天	导致破坏的蠕变

上述蠕变发展过程不仅在室内和野外试验中观测到，而且在原型观测中也可以看到。例如，瓦依昂（Vajont）大滑坡中观测到的结果如表6.1所示[2]，可以清楚地看到破坏阶段加速蠕变的过程。

6.3.2 岩石蠕变试验结果及其蠕变方程

格里格斯（D. T. Griggs）对石灰岩、页岩、云母、玻璃及简单晶体在室温条件下进行过蠕变试验[55]。他所试验的石灰岩是各向同性的细粒材料，在50%的极限抗压强度的荷载（即140MPa）作用下，450天内，试件缩短了0.014%，应力是逐级施加的，每一级应力保持恒定以观测纵向变形情况，并用下式描述岩石的蠕变特性：

$$\varepsilon(t)=A+B\log t+C_t \tag{6.1}$$

式中：$\varepsilon(t)$为在恒定荷载作用下岩石的相对变形；t为时间；A，B，C为取决于岩石类型的试验常数。

由公式（6.1）可以看出，A与时间无关，亦即瞬时变形；而蠕变变形是由两部分组成：即表示假粘滞流动的C_t项和表示弹性流动的$B\cdot\log t$项。当卸荷后，恢复曲线为：

$$\varepsilon(t)=A'-B\log t \tag{6.2}$$

这里，A'为瞬时恢复变形。

典型的加荷及卸荷曲线（石灰岩）如图6.8所示。

对方程（6.1）取导数，则得：

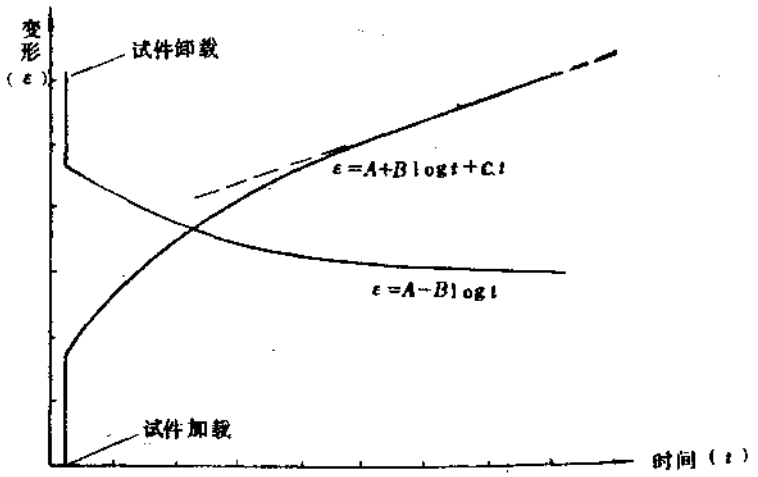


图6.8　加载及卸载的典型蠕变曲线

$$\frac{d\varepsilon}{dt}=\frac{B}{t}+C \tag{6.3}$$

由此可见，假粘滞流的速率保持为常值，而弹性流动速率则随时间而减少。当 t 值相当大时，则有：

$$\frac{d\varepsilon}{dt}\approx C \tag{6.4}$$

格里格斯得到的石灰岩的试验资料如表6.2。

表6.2　石灰岩的蠕变特性

压力差$\sigma_1-\sigma_3$ (MPa)	围压力σ_3 (MPa)	试验持续时间t_m （昼夜）	公式(6.1)中的试验常数		
			A	B	C
140	0.1	>1100	6.1×10^{-8}	5.2×10^{-5}	$<2\times10^{-9}$
440	1000	0.04			0.041
550	1000	0.11			0.17
676	1000	0.80			0.88

在室内简单应力状态下（没有围压力作用，对煤的挠曲试验，时间有的为500天），马纳舍维奇（А. Д. Манасевич）得到：

$$\varepsilon(t)=\frac{t}{at+b}+1 \tag{6.5}$$

或
$$\varepsilon(t)=1+A\log t+B \tag{6.6}$$

式中：a，b及A，B均为试验常数。

比较公式（6.1）及（6.6），可见两式是有差别的。主要差别在于：前者表示在某一时间后，实际上是以常速增长的蠕变曲线；而后者所描写的蠕变现象，则随时间而衰减。

塞拉芬（J. L. Serafim）根据图6.9的典型蠕变曲线（片岩及花岗岩的试验结果），得到[55]：

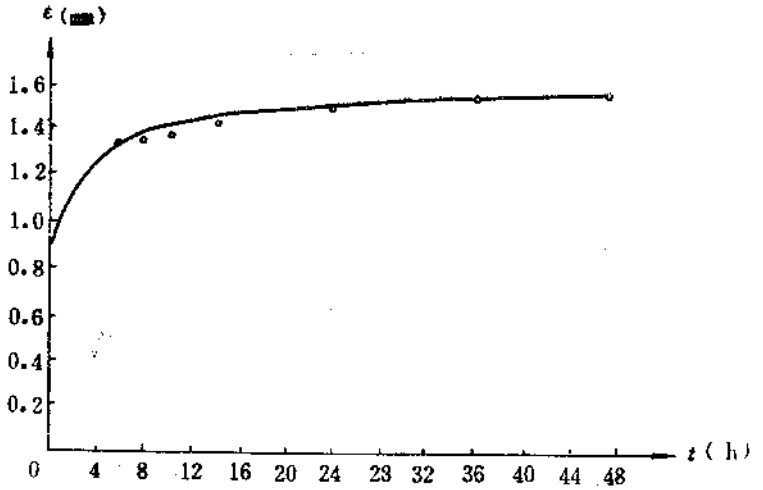


图6.9 比姆朴斯塔（Bemposta）坝基岩石的蠕变试验（$\sigma=2.5$MPa）

$$\varepsilon(t)=\varepsilon_0+K_1e^{-\frac{K_2}{\sqrt[3]{t}}} \tag{6.7}$$

式中：K_1及K_2为试验常数，取决于岩石的风化程度和压缩性。ε_0为瞬时变形。

我们曾进行过混凝土与粘土质粉砂岩胶结面直剪蠕变试验，得到[2]：

$$\varepsilon(t)=\varepsilon_0+A\log t \tag{6.8}$$

式中：$\varepsilon(t)$为表示某一时刻的剪变形；ε_0为瞬时剪变形；t为时间。

并可得到抗剪强度随时间的变化关系式，即松弛方程为：

$$\tau(t)=\tau-B\log t \tag{6.9}$$

式中：$\tau(t)$为时刻t的抗剪强度（MPa）；τ为快剪试验破坏值（MPa）；t为时间（h）。

B以10^{-3}MPa/h表示，如表6.3。

表6.3 某些软弱夹层的B值（当$\sigma=0.1$MPa作用时，σ为正应力）

软弱夹层的名称	试验持续时间 (h)	B×10⁻³ (MPa/h)	附 注
大理岩的顺坡层面	1413	2.5	层面上含有方解石、绿泥石、粘土质泥等
粘土质粉砂岩中的粘土质泥化夹层	520	5.0	
混凝土与粘土质粉砂岩胶结面	860	4.0	

对石灰岩和页岩进行三轴蠕变试验表明：体积膨胀总是伴随第二阶段蠕变，而固结通常伴随第一阶段蠕变发生；此外，预固结对于石灰岩和页岩都会延缓第二阶段蠕变速率。体积效应极大地影响蠕变变形特性；相反，法向应力与第二阶段蠕变速率很有关系；在轴向应力增大时速率增大；在围压增大时它便减少。而且蠕变速率本身常伴随体积蠕变速率的变化而变化。

有些野外试验和原型观测资料表明，岩石的蠕变变形要比它的瞬时弹性变形大好几倍，日本长濑坝基的观测结果即为一例。

6.3.3 岩石蠕变的常见模型

在研究材料的蠕变时，常常采用所谓力学模型方法。当然模型不能与实物试验完全满意地吻合，但是却可以反映材料状态的若干主要方面的性质。这种方法是将一定数目的弹簧元件H（或称虎克体）和活塞元件N（或称牛顿体）串联或并联起来，组成描述岩石流变特性的模型（图6.10）。最简单而又较常用的两个模型：一是马克斯威尔（J.Maxwell）M模型，是把H与N串联起来；二是开尔文（Kelvin）K模型，也有叫伏格特（W.Voigt）模型的，是把H与N并联起来，这时：

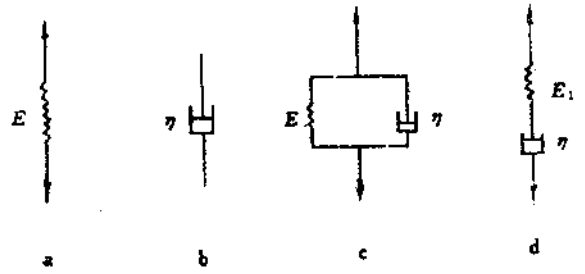


图6.10 材料的简化模型

a—弹簧元件；b—粘滞元件；c—开尔文模型；d—马克斯威尔模型

对M模型

$$\left.\begin{aligned}\sigma&=E\varepsilon_e\\ \sigma&=\eta\cdot\frac{d\varepsilon_b}{dt}\\ \varepsilon&=\varepsilon_e+\varepsilon_b\end{aligned}\right\}\tag{6.10}$$

这里脚标e和b分别表示弹性元件和粘性元件。η为粘滞系数。消去ε_e及ε_b，则得：

$$\frac{\sigma}{\eta}+\frac{1}{E}\cdot\frac{d\sigma}{dt}=\frac{d\varepsilon}{dt}$$

或

$$E\cdot\frac{d\varepsilon}{dt}=\frac{\sigma}{t_0}+\frac{d\sigma}{dt}\tag{6.11}$$

这里

$$\eta=Et_0\tag{6.12}$$

其中：t_0为具有时间因次的常数；E为弹性模量。

当ε=const，则公式（6.10）的解为：

$$\sigma=\sigma_0e^{-\frac{t}{t_0}}\tag{6.13}$$

当σ=const，则得到：

$$\begin{aligned}\varepsilon&=\varepsilon_0+\frac{\sigma}{E}\cdot\frac{t}{t_0}\\ &=\frac{\sigma}{E}\left(1+\frac{t}{t_0}\right)\end{aligned}\tag{6.14}$$

这里，ε_0为瞬时弹性变形，即：$\varepsilon_0=\frac{\sigma}{E}$

对于软弱的塑性岩石，立别尔曼（Ю.М.Либерман）建议采用马克斯威尔模型作为页岩蠕变的计算模型。

日本熊谷和伊藤对两根大的花岗岩梁，最大尺寸为215×12.3×68cm，已经进行了30余年之久的观测，现在仍在继续观测中。在最近的一次报导中说，目前的蠕变率几乎与十年前相同，估计花岗岩即使在应力很小的情况下，也可能有塑性流动（粘滞流动）。从蠕变的总趋

势看，花岗岩的粘性在常温常压下为$3\sim6\times10^{20}$泊（Poise）。并认为花岗岩试件的流动可以近似地用M体来描述。

对K模型

$$\left.\begin{aligned}\sigma_B&=\eta\cdot\frac{d\varepsilon}{dt}\\ \sigma_e&=E\cdot\varepsilon\\ \sigma&=\sigma_B+\sigma_e\end{aligned}\right\}\tag{6.15}$$

于是可得：

$$\sigma=E\cdot\varepsilon+\eta\frac{d\varepsilon}{dt}\tag{6.16}$$

当$\sigma=\sigma_0=$const，且$t=0$时，$\varepsilon=0$，则

$$\varepsilon=\frac{\sigma_0}{E}(1-e^{-\frac{t}{t_0}})\tag{6.17}$$

哈尔蒂（H.R.Hardy）建议采用布尔格尔斯（J.M.Burgers）模型——把马克斯威尔模型与开尔文模型串联起来，如图6.11所示，表示岩石的蠕变。这样便得到：

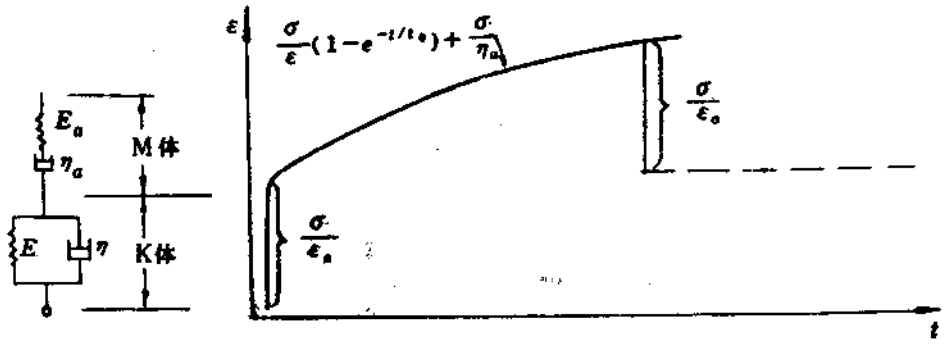


图6.11 布氏模型及其变形过程

$$\varepsilon=\sigma\left(\frac{1}{E_a}+\frac{1}{\eta_a}+\frac{1}{E}(1-e^{-\frac{t}{t_0}})\right)\tag{6.18}$$

这里：$t_0=\eta/E$为松弛时间；E_a，E为两个模型的弹性模量；η_a，η为两个模型的粘滞系数。

萨鲁斯托维奇（A. Salustowicz）根据开尔文模型与弹簧元件相串联的模型(图6.12)，得到岩石的蠕变方程：

$$\varepsilon=\varepsilon_\infty\left(1-\left(1-\frac{G}{G_0}\right)e^{-\frac{G}{\eta}\cdot t}\right)\tag{6.19}$$

式中：G_0为瞬时剪切模量；G_∞为最终剪切模量，且$G_\infty<G_0$；ε_∞为最终变形；其余符号意义同前。

朱维申利用这个模型来求解洞室围岩的应力与时间的关系[56]。也有把开尔文模型与一个非线性弹簧相联结（图6.13），据说利用这个模型进行计算与某坝基岩石的观测结果相近[55]。也可采用波英庭-汤姆逊（J.H.Poynting, J.J.Thomson）模型（图6.14），但并联的弹簧是非线性的。这样便有：

$$\frac{d\varepsilon}{dt}=\frac{1}{E}\cdot\frac{d\sigma}{dt}+\frac{1}{t_0}\left(f\left(\frac{\sigma}{E}\right)-\varepsilon\right)\tag{6.20}$$

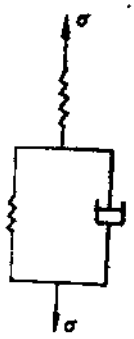


图6.12　K—H串联模型

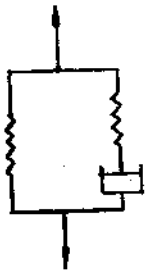


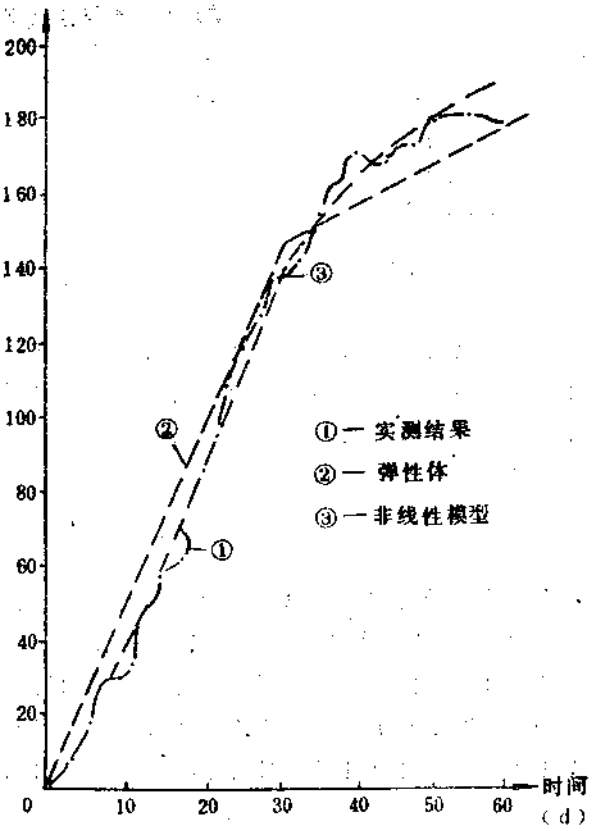
图6.14　波英庭-汤姆逊模型（M-H并联）

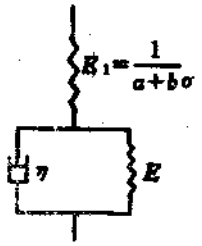
式中：t_0为松弛时间；$f(\sigma/E)$是试验确定的某一函数，当$t>t_0$时，这个函数考虑变形与应力之间的非线性关系，可写作：

$$f(\sigma/E)=\alpha\cdot\frac{\sigma}{E}+\beta\left(\frac{\sigma}{E}\right)^2 \tag{6.21}$$

式中：α，β为无因次系数。

某些岩石的α、β及t_0值如表6.4所示。





$a=3.10\times10^{-6}$

$b=10^{-6}$

$E=3750$ MPa

$\eta=29600$ MPa/d

图6.13　岩石的非线性模型

表6.4　某些岩石的α，β及t_0值

岩　石	α	β	t_0(昼夜)	附　注
软弱粘土质页岩	1.5	600—800	30—40	α，β的误差为5—10%
坚硬粘土质页岩	1.3	200—300	5—10	
砂质页岩	1.2	100	3—5	
砂　岩	1.1	20	2—3	

考虑到一般坚硬岩石的β值很小，为了简化，可以略去其非线性，因此方程式6.20变为：

$$\frac{d\varepsilon}{dt}=\frac{1}{E}\cdot\frac{d\sigma}{dt}+\frac{1}{t_0}\left(\frac{\sigma}{E_\infty}-\varepsilon\right) \tag{6.22}$$

这里，E及E_∞分别为$t=0$及$t=\infty$时岩石的弹性模量，且$E\geqslant E_\infty$，某些岩石的E及E_∞的试验结果如表6.5所示。

表6.5　某些岩石的试验资料

岩石类别	E (MPa)	泊松比 μ	G (MPa)	$\frac{G}{G_\infty}$
砂　岩	30000	0.1	13600	1.0—1.1
砂质页岩	20000	0.2	8300	1.1—1.3
粘土质页岩	15000	0.3	5800	1.3—1.5

注：G及G_∞相应于$t=0$及$t=\infty$时按公式$G=\frac{E}{2(1+\mu)}$计算得出。

我们现在来考虑另一种表示为线性积分方程的岩石蠕变方程[55]。这时认为：岩石的蠕变特性和其它材料一样（例如混凝土），可以表示为它的整个变形历史过程中某一时刻及其相应的变形之间的关系。这个特性通常称之为继效性。因此，岩石的蠕变规律可以写成下列的线性积分方程的形式：

$$\varepsilon(t)=\frac{1}{E}\left[\sigma(t)+\int_0^t\varphi(t,\tau)\sigma(\tau)d\tau\right] \tag{6.23}$$

这里，E是岩石的瞬时弹性模量。$\varphi(t,\tau)$是该积分方程的核，它表示在时段τ内，单位应力$\sigma(\tau)$对t时刻的变形的影响。因此，公式6.23中的积分项，是岩石继效特性对t时刻变形的影响的总和。显然，材料的全部变形可以表示为瞬时弹性变形和因时间而增加的蠕变变形之和。当$t\to0$时即没有蠕变变形发生，公式6.23中的积分项为零。只剩下右边的第一项，亦即瞬时弹性变形，这就是通常的虎克定律。正因为如此，通常把$\varphi(t,\tau)$叫做蠕变度或蠕变核。

设$\sigma(t)=\sigma=\text{const}$，且$\varphi(t,\tau)=\varphi(t-\tau)=\varphi(s)$，即$s=t-\tau$时，可以把公式（6.23）改写为：

$$\varepsilon(t)=\frac{\sigma}{E}\left[1+\int_0^t\varphi(s)ds\right] \tag{6.24}$$

令$\frac{\sigma}{E}=\varepsilon_0=\text{const}$，并对公式(6.24）取导数，即：

$$\frac{d\varepsilon}{dt}=\varepsilon_0\varphi(t) \tag{6.25}$$

由此可见，蠕变核（积分核）是一个与变形速度成比例的物理量。根据某些试验研究，岩石的蠕变核，既可表示为幂函数形式，也可以表示为指数形式。但以前者为佳。因为前者在起始变形阶段较后者更能与试验结果相吻合（图6.15）。

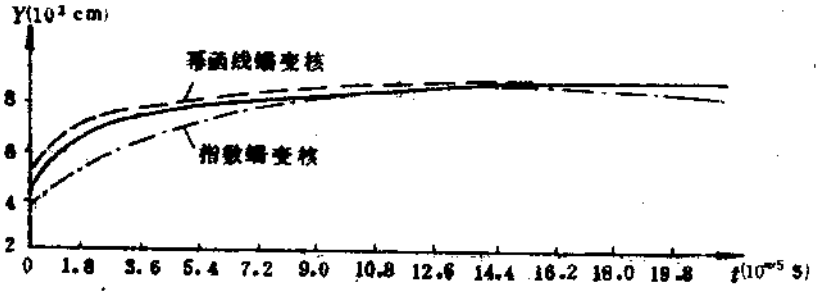


图6.15　砂质页岩的蠕变曲线

采用指数函数及幂函数的蠕变核时，可分别表示为：

$$\varphi(t,\tau)=\omega\cdot e^{-m(t-\tau)} \tag{6.26}$$

$$\varphi(t,\tau)=\delta(t-\tau)^{-\lambda} \tag{6.27}$$

式中：ω、m及δ、λ是试验常数，且$0<\lambda<1$。

根据上述，可以把材料蠕变特性的各种模型表示为一个统一的公式，即：

$$a_1+a_2\varepsilon+a_3\frac{d\varepsilon}{dt}=a_4\sigma+a_5\frac{d\sigma}{dt} \tag{6.28}$$

这里：a_1、a_2、a_3、a_4及a_5为常数。

当$a_1=0$时，便是波英庭-汤姆逊模型，这便是公式（6.20）所表示的。

现在，我们对公式（6.23）按t取导数，并考虑公式（6.26），即有：

$$\frac{d\varepsilon}{dt}=\frac{1}{\varepsilon}\cdot\frac{d\sigma}{dt}+\frac{1}{E}\cdot\frac{d}{dt}\int_0^t\sigma(\tau)\omega e^{-m(t-\tau)}d\tau$$

$$=\frac{1}{E}\cdot\frac{d\sigma}{dt}+\frac{\omega\sigma}{E}-\frac{\omega m}{E}\int_0^t\sigma(\tau)e^{-m(t-\tau)}d\tau$$

再把公式（6.26）代入公式（6.23），然后再代入上式，经过整理，便得出：

$$\frac{d\varepsilon}{dt}+m\varepsilon=\frac{1}{E}\frac{d\sigma}{dt}+(m+\omega)\frac{\sigma}{E} \tag{6.29}$$

可以看出，公式（6.29）也相当于$a_1=0$的情况。

对于以积分方程表示的岩石蠕变方程，关键在于如何适当地选取蠕变核。这主要依靠试验成果来决定。

应该指出，布尔格尔斯模型与波英庭-汤姆逊模型是不同的。前者有两个粘滞构件，而微分方程的阶与粘滞构件的数目相同，因此为二阶微分方程；而后者则为一阶微分方程。

上述各种组合的模型，有一个共同的特点，即不用开尔文模型来反映岩石的蠕变过程。因为这个模型不能反映$t\to0$时出现瞬时变形这一客观事实。因此，总在开尔文模型上加上一个并联的或串联的能反映瞬时变形的构件：弹簧（线性的或非线性的）或马克斯威尔模型。但在地学领域中，由于应力作用的时间很长。因蠕变而产生的变形远大于弹性变形，所以可以忽略弹性变形而采用开尔文模型。在工程上，一般说是要考虑瞬时弹性变形的。但对喷锚支护计算，因为支护总是延期于开挖的，所以，作为近似，也有略去弹性变形而直接采用开尔文模型的。

6.3.4 岩石蠕变的其它模型

我们在这里介绍一个基于开尔文模型，不同之点在于引用了一个结构系数θ，以考虑弹性变形（图6.16），于是有[57,58]

$$2\frac{d\varepsilon}{dt}=\frac{\theta}{E}\cdot\frac{d\sigma}{dt}+\frac{\sigma(1-\theta)}{\eta} \tag{6.30}$$

作为第一近似，设η不取决于温度，则有起始条件：

$$\left.\begin{aligned}&t=0,\\&\sigma_1=\sigma_0,\\&\sigma_2=0,\\&\varepsilon=\frac{\sigma_0\theta}{E}\\&\varepsilon_1=\frac{\sigma_0}{E}\end{aligned}\right\} \tag{6.31}$$

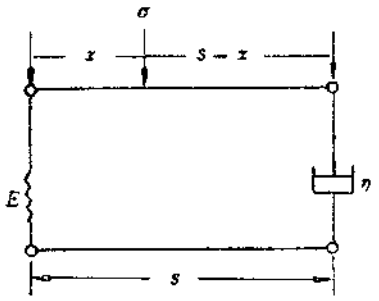


图6.16 粘弹性体

这里，e_1为弹性变形。

此外，已知

$$\frac{de_2}{dt}=\frac{(1-\theta)\sigma}{\eta} \tag{6.32}$$

这里，e_2为塑性变形。

我们把σ分为两部分，即：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_1&=\sigma\theta\\ \sigma_2&=\sigma(1-\theta)\end{aligned}\right\} \tag{6.33}$$

在松弛时，$\varepsilon=\text{const}$，则：

$$\sigma=\sigma_0 e^{-\frac{E}{\eta}\left(\frac{1}{\theta}-1\right)t} \tag{6.34}$$

把公式（6.34）代入公式（6.32），得到e_2的表达式，积分后，可得：

$$e_2=\frac{\sigma_0\theta}{E}\left\{1-e^{-\frac{E}{\eta}\left(\frac{1}{\theta}-1\right)t}\right\} \tag{6.35}$$

弹性变形能可以由图6.16及图6.17的模型来求得。这时，由于图6.17上的三角形ΔOBC和ΔODF相似，有：

$$\frac{e_2}{\frac{\sigma_0}{E}-e_1}=\frac{s-x}{x}$$

因为：

$$\frac{s-x}{x}=\frac{\theta}{1-\theta}$$

即：

$$\frac{e_2}{\frac{\sigma_0}{E}-e_1}=\frac{\theta}{1-\theta}$$

或

$$e_1\theta+(1-\theta)e_2=\varepsilon \tag{6.36}$$

这里

$$\varepsilon=\frac{\sigma_0\theta}{E}$$

把公式（6.35）的e_2值代入公式（6.36），可得：

$$e_1=\frac{\sigma_0}{E}\left\{\theta+(1-\theta)e^{-\frac{E}{\eta}\left(\frac{1}{\theta}-1\right)t}\right\} \tag{6.37}$$

有意义的是图6.17上角φ随时间的变化。在荷载开始作用的瞬间，杠杆绕B点转动一个φ_0角，此时仅有瞬时弹性变形产生。接着产生随时间而增加的变形，杠杆绕0点转动到一个新的位置。角φ取决于在外荷作用下发生的内力变化。对于任何不完全的弹性体来说，角φ完全是一个确定的物理量，它表征应力与残余变形的情况，并可称之为剪切角。由图6.17可知，

$$\text{tg}\varphi_0=\frac{\varepsilon}{\theta} \tag{6.38}$$

代入公式（6.36）则有：

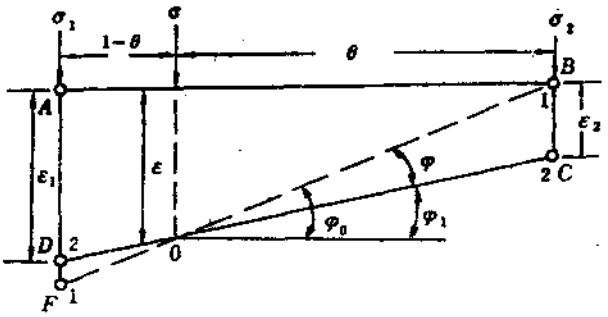


图6.17　荷载作用下的粘弹性体

$$\mathrm{tg}\varphi_0=\varepsilon_1+\left(\frac{1}{\theta}-1\right)\varepsilon_2 \tag{6.39}$$

同样地

$$\mathrm{tg}\varphi_1=\frac{\varepsilon-\varepsilon_2}{\theta}$$

$$=\frac{\varepsilon_1\theta+(1-\theta)\varepsilon_2-\varepsilon_2}{\theta}=\varepsilon_1-\varepsilon_2 \tag{6.40}$$

由此得出：

$$\mathrm{tg}\varphi=\frac{\mathrm{tg}\varphi_0-\mathrm{tg}\varphi_1}{1+\mathrm{tg}\varphi_0-\mathrm{tg}\varphi_1}$$

$$=\frac{\varepsilon_2}{\theta+[\theta\varepsilon_1+(1-\theta)\varepsilon_2](\varepsilon_1-\varepsilon_2)} \tag{6.41}$$

把公式（6.35）及公式（6.37）代入公式（6.41），得出：

$$\mathrm{tg}\varphi=\frac{\frac{\sigma_0}{E}\left[1-e^{-\frac{E}{\eta}\left(\frac{1}{\theta}-1\right)t}\right]}{1+\frac{\sigma_0^2}{E^2}\cdot e^{-\frac{E}{\eta}\left(\frac{1}{\theta}-1\right)t}} \tag{6.42}$$

由此可见，当$t\to 0$时，$\mathrm{tg}\varphi\to 0$，即$\varphi\to 0$。这说明只有弹性变形发生。当σ_0增大时，角φ也增大，但φ角力求趋于一个极限值，即：

$$(\mathrm{tg}\varphi)_{t\to\infty}=\frac{\sigma_0}{E}$$

在$\varphi=45^\circ$时，$\sigma_0=E$。即外力和物体内力达到弹性平衡。大家知道，在岩石抗压试验时出现留德尔斯（Luders）线，它与主法向应力成近似45°的角。就是这种极限状态。

将公式（6.42）对时间t取导数，得：

$$\frac{d\varphi}{dt}=\frac{(1-\theta)}{\theta}\cdot\frac{\sigma_0}{\eta}\cdot\frac{e^{-\frac{E}{\eta}\left(\frac{1}{\theta}-1\right)t}}{1+\frac{\sigma_0^2}{E^2}\cdot e^{-\frac{2E}{\eta}\left(\frac{1}{\theta}-1\right)t}} \tag{6.43}$$

当$t\to 0$时，有：

$$\left(\frac{d\varphi}{dt}\right)_{t\to 0}=\left(\frac{1-\theta}{\theta}\right)\cdot\frac{\sigma_0}{\eta\left(1+\frac{\sigma_0^2}{\varepsilon^2}\right)} \tag{6.44}$$

就是说，随着时间的增加，剪切角的改变量变小。物体流动性愈大，这个过程愈快。对很粘

性的物体（$\theta\to 0$），φ角随时间的变化很快。相反，具有很大弹性的物体（$\theta\to 1$），φ角的降低需要的时间为无穷大。因此，弹性和粘性的概念也是相对的。由于岩石的松弛时间$t_0=\frac{E}{\eta}$很大，所以在荷载作用下剪切角的改变也很慢。

塑性变形的物理方面，可以表示为一个能量的吸收过程。外荷作用下在岩石中聚集了弹性及塑性变形能。弹性变形能在卸荷时，以热的形式完全消失了。塑性变形能在卸荷时，一部分随热而消失，另一部分聚集成为所谓潜能。在长期加荷下潜能增加，并集中在结晶缺陷或结构破坏处，因而逐渐改变剪切角φ。

看来，这个模型在物理概念上有其可取之处。因为它把岩石的蠕变与岩石的内摩擦联系起来了。

这里将简要地介绍陈宗基教授提出的与时间有关的扩容本构方程，他认为他所建议的本构方程，可以用于岩爆及地震研究。这个方程是[59][60]

$$e(t)_{ij}=e_{eij}+e_c(t)_{ij}+e_{dij}+e_d(t)_{ij} \tag{6.45}$$

式中：$e(t)_{ij}$为与时间有关的总应变；e_{eij}为弹性应变；$e_c(t)_{ij}$为蠕变应变；e_{dij}为瞬时扩容应变；$e_d(t)_{ij}$为与时间有关的扩容应变。

或

$$e(t)=3\cdot\frac{1-2\mu}{E}P+3\cdot\int^t\phi(t-\theta)\frac{dP(\theta)}{d\theta}d\theta$$

$$+3D^*\{F_1(\frac{\sigma_{oct}}{f_3})\}$$

$$+3D^*\zeta\int^t[F_1(\frac{\sigma_{oct}}{f_3})]dt \tag{6.46}$$

式中：$P=(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3$，这里$\sigma_1$、$\sigma_2$、$\sigma_3$分别为最大、中间及最小主应力；$e(t)=e_x(t)+e_y(t)+e_z(t)$，是体应变，其中$x$、$y$、$z$是相互正交的坐标系；$\sigma_{oct}=J_2=\{\frac{1}{6}[(\sigma_x-\sigma_y)^2+(\sigma_y-\sigma_z)^2+(\sigma_z-\sigma_x)^2+6\tau_{xy}^2+6\tau_{yz}^2+6\tau_{zx}^2]\}^{1/2}$，是八面体正应力；$t$为时间；$E$，$\mu$为弹性模量及泊松比；$f_3$为与偏应力——体应变关系曲线的反弯点相应的偏应力（f^*）有关，即：$f_3=f^*/3$。根据试验结果，一般可取：$F_1(\frac{\sigma_{oct}}{f_3})=(\frac{\sigma_{oct}}{f_3})^n$；$D^*$、$n$、$\zeta$为扩容系数。这些扩容系数以及$E$、$\mu$等都是应力不变量$I_1$、$I_2$、$I_3$及温度$T$的标量函数。

该方程是假定介质为连续的及屈服面为圆锥面，且只适用于当应力达到最大应力（峰值）前的情况。

陈宗基教授的这一本构方程，其特点是不仅考虑一般的蠕变，而且考虑扩容变形也随时间而增加。他的这一方程实际上是50年代他从事土的流变方程的研究成果的继承性发展（例如f_3的概念等）。并进行了相应的试验研究。

最后我们简单介绍一下扩裂模型[61][62][63]。

岩石在蠕变接近破坏的最后阶段（加速蠕变阶段），一般是由于微裂隙的发展，扩张使变形增加。据此，提出一个扩裂模型，对加速蠕变给予近似地模拟，如图6.18所示。粘性元件的粘性系数为K，系统中K和H的形变相同，它们的合力等于外荷，其应力—应变关系为：

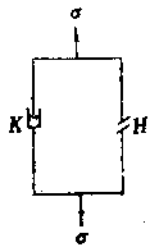


图6.18 反映加速蠕变过程的流变模型

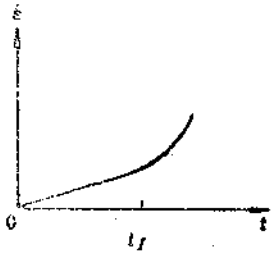


图6.19 加速蠕变模型的t与ε关系曲线

$$\begin{cases}\sigma_4=K\cdot\dot{\varepsilon}\\ \sigma_H=\sigma_1-h\cdot\varepsilon \quad (t>t_1)\\ \sigma=\sigma_4+\sigma_H\end{cases} \tag{6.47}$$

h是一个与应力大小、材料性质有关的参数，为扩裂模型的特征参数，称为扩裂系数。

在式（6.48）中消去σ_K和σ_H，则该系统的本构关系为：

$$\sigma=\sigma_1-h\varepsilon+K\dot{\varepsilon} \tag{6.48}$$

其蠕变方程为（在$t=0$时，加载σ_0，然后保持σ_0不变）：

$$\varepsilon=\frac{\sigma_0-\sigma_1}{h}(e^{\frac{h}{K}}-1) \tag{6.49}$$

蠕变曲线如图6.19所示。

岩石流变的全过程可以用图6.20所示的模拟系统表示，它为统一的流变模型，可以表示各种典型的流变方式，而将图6.6中的1、3类曲线作为它的特例。整个系统的应力-应变关系为：

$$\left.\begin{aligned}&\sigma=E_1\varepsilon_1\\ &\sigma=E_2\varepsilon_2+K_1\dot{\varepsilon}_2\\ &\sigma=\sigma_1-h(\varepsilon_3-\varepsilon_{3,1})H(t-t_1)+K_2\dot{\varepsilon}_3\\ &\varepsilon=\varepsilon_1+\varepsilon_2+\varepsilon_3H(\sigma-\sigma_1)\end{aligned}\right\} \tag{6.50}$$

式中：ε_1、ε_2、ε_3分别表示Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ部分的形变；$H(x)$为单位函数，$H(x)=\begin{cases}1 & x>0\\ 0 & x\leqslant 0\end{cases}$；$E_1$、$E_2$、$K_1$、$K_2$、$h$为表示材料弹性、粘性、塑性的参数；$t_1$为岩石由二次蠕变发展为三次蠕变的时间；$\sigma_1$为岩石的长期强度；$t_1$、$\sigma_1$为两个控制参数，当它们取不同的值时，可以对应不同的流变状态，如当$\sigma_1>\sigma$，则对应着图6.6中的1类曲线，而$\sigma_1<\sigma$，$t_1=0$，则对应着3类曲线。

为验证本方程的可行性，对正长岩三点弯曲流变试验曲线进行拟合计算。试件尺寸为（图6.21）：梁长200mm，宽18.5mm，高37mm，跨度160mm。加载方式：在跨中作用一铅直集中力P。第一级荷载为85.42kg，历时140天；第二级荷载为100kg，历时83天；第三级荷载为125.385kg，历时97天，然后断裂破坏。注意到流变速率并不完全与荷载增加成正比，考虑这是由于蠕变应变硬化所致。对扩裂模型进行改进，假设其摩擦阻力随应变增加而变化。设：

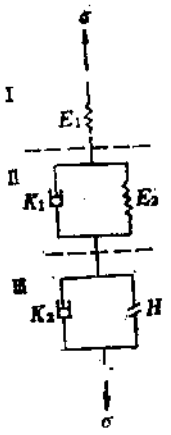


图6.20　统一流变模型

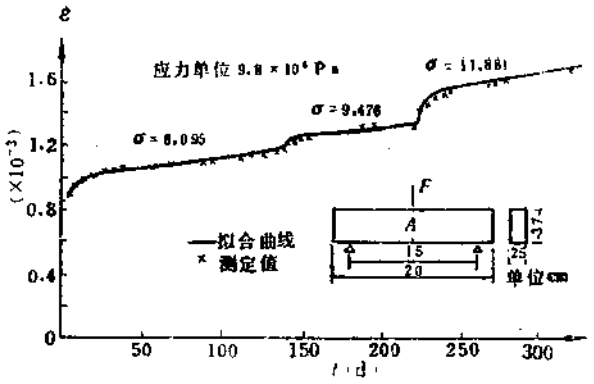


图6.21　二滩正长岩室内弯曲流变试验结果

$$\sigma_f=\sigma_{f'}+E(\varepsilon-\varepsilon_{f'}) \tag{6.51}$$

式中：$\sigma_{f'}$、$\varepsilon_{f'}$为长期强度及其对应下的应变。

对图6.21梁跨中A点的应变拟合，得流变参数：

$E_1=12100\text{MPa}$

$E_2=26230\text{MPa}$

$E'=5592\text{MPa}$

$K_1=1.64\times10^5\text{t}\cdot\text{MPa}$

$K_2=1.717\times10^6\text{t}\cdot\text{MPa}$

$h=1.36\times10^6\text{MPa}$

根据求得的流变参数E_1、E_2、E'、K_1、K_2、h，可得蠕变曲线（如图6.21所示）。可见试验结果拟合得很好。

第七章　岩石的强度特性

第7.1节　岩石的破坏

7.1.1 概　述

岩石力学的基本问题之一，是关于岩石的强度理论（破坏准则），即如何去确定岩石破坏时的应力状态。

岩石的强度是指岩石对荷载的抗力，或者说是岩石对破坏的抗力。在工程设计中，常常需要进行强度校核。在进行强度校核时，首先要计算出在给定的荷载和边界条件下岩体中的应力分布，然后根据所得到的应力分布状况，采用适合于反映岩石特性的力学强度理论判别岩体是否破坏。目前，常用有限元数值计算方法求得岩体的应力分布，同时在计算程序中考虑强度准则。显然，这种强度校核方法的关键，在于应力分布计算结果和据以判别破坏的强度准则的可靠性。

目前，一般假定：岩石的破坏准则就是由其初始各向同性的破坏准则（强度理论）控制的。在单轴压缩或拉伸时，初始弹性状态的界限就是压缩或拉伸屈服极限。在复杂应力状态下，初始弹性状态的界限称为屈服条件。由于假定岩石是初始各向同性的，故屈服条件与坐标轴的选择无关。在应力空间中，屈服条件将表示为一个曲面，即屈服曲面，简称屈服面。屈服面定义为：在发生弹性变形与塑性变形这两种变形时的应力状态和只发生弹性变形时的应力状态之间的界面。一般假定屈服面形状与破坏面的形状一样。从屈服面发展到破坏面有一个过程。因此，破坏面是屈服面的最终位置。通常在屈服面以内的应力所产生的变化是纯弹性的，应力超出屈服面后所产生的变形包括弹性变形和塑性变形两部分。对于理想塑性材料和纯弹性材料，屈服准则与破坏准则相同，故屈服面与破坏面重合；但是，岩石的屈服面的发生，常不够明显，因为岩石在很小的应力作用下，在产生弹性变形的同时，就伴随着塑性变形，但最后位置的屈服面（即破坏面）常常是很明显的，故以这种破坏作为破坏准则，或称为强度理论。

岩石力学的研究表明，岩石有两种基本破坏类型：一是脆性破坏，它的特点是岩石达到破坏时不产生明显的变形；二是塑性破坏，这时产生明显的塑性变形而不呈现明显的破坏面。通常认为，脆性破坏是由于在应力条件下，岩石中的裂隙的产生和发展的结果；而塑性破坏，通常是在塑性流动状态下发生的。这是由于组成物质颗粒间相互滑移所致。这只是一种简单的说明，要作详细说明，则还有待进一步研究。

7.1.2 脆 性 破 坏

大家知道，岩石是由比较稳定的一种或几种矿物所组成的固态集合体，矿物本身也是一种天然存在的自然体，具有一定的物理的和化学性质。不同的矿物由于它们的化学成分及分子结构不同，并有不同类型的化学键，因而所表现的力学特性也不相同，而且经常表现出矿物

强度沿某些方向特别脆弱（通常是岩石的解理方向）。由于岩石的成岩条件与成岩过程不同，岩石内部的组织结构也有很大的差异，这就是岩石的非均质性。

岩石组织结构的不均匀性对其力学特性具有重要影响。例如，试验研究表明，在碳酸盐岩类岩石中，如果有SiO_2和R_2O_3等物质存在时，即使其含量不大，也会大大增强其抵抗化学溶解能力。但是，应该指出，不能单从化学成分上来考虑岩石不可溶性问题，还必须注意岩石的组织结构及矿物结晶的情况。有的石灰岩，由于SiO_2含量很高（达20—30%），并可定名为硅质石灰岩，但仍然易于受到地下水的溶蚀作用。我国官厅水库震旦纪雾迷山硅质石灰岩就属于这种情况。究其原因，是由于在结晶过程中石英和方解石各自相对地聚集在一起而不呈散布状分布，因而不能有效地阻止水对方解石晶粒的溶蚀作用[2]。

岩石的非均质性和不连续性（裂隙性）都是岩石的基本特性，并且具有一定的相关性。岩石的变形和破坏不仅与岩石内部存在大量的微裂纹有关，而且也与岩石的非均质性有关。这是因为，其一，在岩石受力变形过程中，由于其组成的各种矿物质变形特性不同，有的质地坚硬，弹性模量大，因而刚度及抵抗变形的能力也大，在承受荷载时，这种矿物便组成受力骨架（图7.1），而组成岩石的较软的矿物因受力时变形大，承受的荷载较小。其二，又由于矿物颗粒的分布不均匀，其组成的受力骨架具有一定的随机性和不确定性，受力骨架中也可能夹有某些软弱的矿物和微裂纹，即受力骨架本身也是内含这样或那样的程度不同的缺陷，使得受力骨架各处的强度也不尽相同。其三，微观研究表明：岩石中的微裂纹多发育于矿物颗粒的交界面上。造成这种原因可能是多种多样的，有的是由于结晶缺陷，有的是胶结不良，还有的是岩石在其构造历史中受力作用的结果，使有的坚硬矿物（如石英）嵌入软矿物（如长石）而发育的裂纹。矿物本身也会存在一些原生裂纹。这些裂纹有的比较平直，有的弯曲，有的呈分枝状，有的则呈各种几何形态。

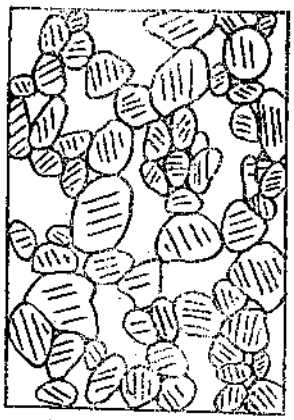


图7.1 刚性大的矿物（如石英）组成的岩石受力状态

这些微观研究的结果深化了人们的认识，并提出了许多要进一步研究的问题。首先，岩石的这些组织结构特性在受力条件下，将会发生怎样的变化，并且是怎样导致破坏的？既然岩石具有组织结构的不均匀性，在荷载作用下，一方面由于不同的荷载条件，其应力传递情况是不同的；另一方面是受载岩石会由于组织结构的不均匀而产生应力分布的特点。因此，有的坚硬矿物，具有相当的刚性，会使一定的应力转化为弹性能而贮存起来；有的是软弱面，又处在主要传递应力途径上，因而会迅速达到屈服而变形，随着外力和变形的不断增加，岩体内部会产生两个相互关联的作用：其一，由于应力集中，尤其是在受力骨架中矿物颗粒的某些软弱界面（特别是主要微裂纹所处的界面）或者矿物的解理面处于易于扩展的有利方向时，都会引起原有裂纹的进一步扩展或者产生新的微破裂（裂纹），其后果是使受力骨架被局部削弱了，有效弹性模量也相应地减小，这些都会造成对岩石的弱化作用。其二，在裂纹扩展或者新裂纹产生的过程中，不但使得应力重新分布，而且使得应力的传递途径和受力骨架的组成都会发生变化。在一定的应力水平下，这种应力转移现象，只有在部分比较坚硬矿物重新组成新的受力结构时，才能达到新的平衡。这时裂纹扩展或新的微破裂（微裂纹）产生的作

用过程才会停止下来。这种应力的调整以及转移和岩石中新的受力结构的逐步形成几乎是同步发生的。这在一定的意义上，可以称为对岩石的强化作用。在前述的岩石破坏前区的第一阶段（压密阶段）中，岩石的强化作用占主导地位，因而岩石的弹性模量会逐渐增大；第二阶段（近似直线阶段）显然是一个过渡阶段，是岩石由强化作用为主导过渡到弱化作用为主导的阶段。但由于微破裂在岩石内处于随机均匀分布，微裂纹扩展的长度不大，且处于相互孤立发生的状态，所以弱化作用基本上还能为强化作用的补偿而平衡。只是到了这个阶段以后，由于微破裂而产生的扩容现象逐渐显著，才过渡到破坏阶段，微破裂由随机分布而逐渐形成集中带，发展成为宏观破坏裂纹，从而达到破坏阶段。

其次，岩石内含的微裂纹状态，也向我们提出一个问题，就是岩石断裂力学是否具有足够的物理基础？因为岩石断裂力学方法需要材料缺陷或裂纹的描述，包括结构内裂纹的位置和尺寸的规格的描述，这是无法实现的。但一旦裂纹被定义后，裂纹尖端的应力强度就可以按照结构的几何和边界条件描述。在许多教科书和文献中，应力强度因子公式理想地假定为一维缺陷，这就是说，裂纹是足够平坦的，可以阻止任何平面应力的应力强度的增加，一些火成岩在一定条件下或许能满足这个条件。然而，很少有沉积岩能满足这个条件。

岩石试件在完成室内制备和确定抗拉强度时，曾观测到三个情况：一是表观抗拉强度取决于试件尺寸（试验尺寸越大，其抗拉强度越低）；二是表观抗拉强度取决于所进行的试验类型；三是对于不同的试验和试件尺寸，所得到的平均值是很分散的。且通常的抗拉强度测定是无法解释这些情况的。决定论断裂力学能说明其中的前两个情况，但不能说明第三个情况，而能说明三个情况的是统计断裂力学。这也是人们对岩石统计断裂力学日益感兴趣的原因。因此，把断裂力学引用于岩石力学中来的时候，一定要注意与岩石本身的特性相结合。当然在工作的初期（因为岩石断裂力学的发展才是最近20余年的事），或在一定的情况下，也不排除直接引用金属断裂力学的结果，因为事物的发展总是有一个过程的。

7.1.3 塑性破坏

关于岩石的脆性破坏，即微破裂的发生和发展过程，虽然在许多岩石中占有主导地位，但却不是岩石破坏的唯一情况。因为对于某些松软岩石来说，例如泥岩、粘土岩之类，还具有另一种较明显的破坏情况，即塑性破坏。这是岩石中的结晶颗粒内部晶格间或颗粒之间的滑移破坏。这种破坏主要是在剪应力作用下产生的，虽然也可以产生微破裂和剪胀现象，但其变形的重要特点，是能够在一定的应力水平下发生随时间的连续不断的变形——塑性流动。这种变形特性在某些软弱夹层或节理裂隙中经常被观察到，也可以在多晶岩石中见到。因为，在岩石结晶时，总是有结晶缺陷的。晶格空缺或间隙原子(interstitial atom)就是这种点缺陷，通过这些点缺陷便会发生所谓扩散流动（diffusional flow）。当然这是以在剪应力作用下发生屈服为条件的。此外还有位错，也能产生流动现象。不过这些情况常常作为岩石流变力学的研究课题，在一般的岩石破坏机理研究方面，反倒较少予以考虑了。但是，我们认为，对流变发展为断裂的研究是很重要的一个方面。缺失这个方面，将不会获得岩石破坏的全面而真实的认识。

第7.2节 岩石的强度准则

7.2.1 概 述

在叙述岩石强度理论之前，先将几个基本概念作一简单叙述。这些基本概念就是[65]：

应力空间，π平面和罗德参数。

任何一点的应力状态，可由一个二阶对称的应力张量表示，它在x，y，z坐标系中，用矩阵形式写成：

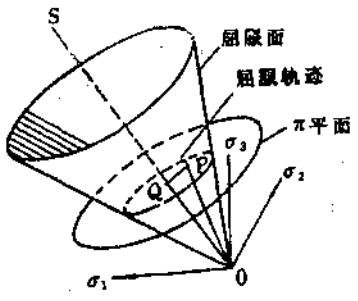


图7.2　主应力空间

$$T\sigma=\begin{bmatrix}\sigma_x & \sigma_{yx} & \tau_{zx}\\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy}\\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z\end{bmatrix} \qquad (7.1)$$

若以这六个分量σ_x，σ_y，σ_z，τ_{xy}，τ_{yz}，τ_{zx}为坐标轴，则应力状态的变化，可用这六维应力空间中的曲线来表示。如果以主应力σ_1，σ_2，σ_3（即最大、中间和最小主应力）为坐标轴，就构成主应力空间。对于各向同性材料，主应力的方向（主方向）与材料的性质无关，因此常用主应力空间来描述应力状态。

在主应力空间中，应力状态可以用一矢径$\vec{OP}$来描述（图7.2）。设以$\vec{i}$，$\vec{j}$，$\vec{k}$各表示应力空间内三个坐标轴方向的单位矢量，则：

$$\vec{OP}=\sigma_1\vec{i}+\sigma_2\vec{j}+\sigma_3\vec{k}$$

把它分解为偏量部分和静水应力部分，即：

$$\begin{aligned}\vec{OP}&=S_1\vec{i}+S_2\vec{j}+S_3\vec{k}+(\sigma_m\vec{i}+\sigma_m\vec{j}+\sigma_m\vec{k})\\&=\vec{ON}+\vec{OQ}\end{aligned}$$

$$S_i=\sigma_i-\sigma_m \qquad (i=1,2,3) \qquad (7.2)$$

$$\sigma_m=\frac{1}{3}(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3) \qquad (7.3)$$

其中，$\vec{ON}$为主偏应力矢量；$\vec{OQ}$矢量则位于π平面上。所谓π平面，是经过原点并与等应力线OS垂直的平面，它的方程为：

$$\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3=\text{const} \qquad (7.4)$$

这里的等应力线OS是应力空间中的对角线，其方程为：

$$\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3 \qquad (7.5)$$

并用S表之，S的方向余弦为$\cos(\sigma_i,S)=\cos(\sigma_2,S)=\cos(\sigma_3,S)=1/3$。它等倾于各应力轴，等倾角为$\cos^{-1}(1/3)=54^\circ44'$，在$S$线上的各点代表各向等拉或各向等压的应力状态，这是一种静水应力状态，或一种球形应力张量，在S线上所有各点的应力偏差等于零。因为$\vec{ON}$的三个分量之间总有下列关系：

$$S_1+S_2+S_3=0 \qquad (7.6)$$

因而$\vec{ON}$总是位于π平面上，而平面π上$\sigma_m=\text{const}$。可见，任何与π平面平行的π′平面，其$\sigma_m=\text{const}$，即都是平均应力保持为某一常数的应力状态；

因此，利用S线和π平面就可分解任一点应力状态为球张量和偏张量。若只研究主偏应力的变化时，只需在π平面上分析就行了。

可以证明（图7.2）：

$$\overline{OQ}=\frac{\sqrt{3}}{3}(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)=\frac{I_1}{3} \tag{7.7}$$

而
$$I_1=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3 \tag{7.8}$$

$$\overline{PQ}=\frac{\sqrt{3}}{3}[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}}=\sqrt{2}(J_2)^{\frac{1}{2}} \tag{7.9}$$

而
$$J_2=\frac{1}{2}(S_1^2+S_2^2+S_3^2)$$

$$=\frac{1}{6}[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2] \tag{7.10}$$

我们将采用p，q两个新的应力不变量，并称p：

$$p=\frac{1}{3}(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3) \tag{7.11}$$

为八面体法向应力，称q：

$$q=\frac{1}{\sqrt{2}}[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2]^{\frac{1}{2}}$$

$$=\sqrt{3}J_2 \tag{7.12}$$

为八面体剪应力。假定图7.3代表经过Q及P两点的π平面，QR与σ_2轴垂直，可以证明，如$\angle RQP=\theta_\sigma$，

$$\sqrt{3}\,\mathrm{tg}\theta_\sigma=\mu_\sigma=\frac{2\sigma_2-\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_1-\sigma_3} \tag{7.13}$$

这里，μ_σ叫做罗德（Lode）应力参数，p，q，μ_σ是应力的三个独立不变量，用以取代σ_1，σ_2，σ_3来表示应力状态，即：

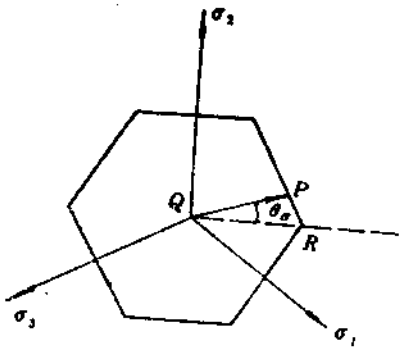


图7.3　经过Q及P两点的π平面

$$\sigma_1=p+\frac{3-\mu_\sigma}{3\sqrt{3+\mu_\sigma^2}}\cdot q$$

$$\sigma_2=p+\frac{2\mu_\sigma}{3\sqrt{3+\mu_\sigma^2}}\cdot q \tag{7.14}$$

$$\sigma_3=p-\frac{3+\mu_\sigma}{3\sqrt{3+\mu_\sigma^2}}\cdot q$$

μ_σ可以表示主应力的相对比值。若规定$\sigma_1\geqslant\sigma_2\geqslant\sigma_3$，则$-1\leqslant\mu_\sigma\leqslant1$，$-30^\circ\leqslant\theta_\sigma\leqslant30^\circ$。一些典型的应力状态，在$\pi$平面上用极坐标表示为（取压应力为正）：

在纯剪时，　$\sigma_2=0$，$\sigma_1=\tau$，$\sigma_3=-\tau$，$\mu_\sigma=0$，$\theta_\sigma=0$

在纯拉时，　$\sigma_3=-\sigma_1$，$\sigma_3=\sigma_2=0$，$\mu_\sigma=+1$，$\theta_\sigma=+30^\circ$

在纯压时，　$\sigma_1=\sigma_2$，$\sigma_2=\sigma_3=0$，$\mu_\sigma=-1$，$\theta_\sigma=-30^\circ$

当　$\mu_\sigma=$const时，可得

$$\sigma_2=\frac{\sigma_1}{2}(1+\mu_\sigma)+\frac{\sigma_3}{2}(1-\mu_\sigma) \tag{7.15}$$

7.2.2 库仑准则

在岩石力学中，最常用也最简单的就是库仑（C.A.Coulemb)内摩擦准则，通称库仑强

度理论。若用σ和τ代表受力单元体的某一平面上的正应力和剪应力，则这条准则规定[66]：当τ达到下列数值时，该单元就会沿此平面发生剪切破坏，即：

$$|\tau|=f\sigma+C \tag{7.16}$$

式中：C为凝聚力；f为内摩擦系数。

若将τ和σ用主应力σ_1，和$\sigma_2=\sigma_3$表示，这里$\sigma_1>\sigma_2=\sigma_3$，且以压应力为正，则

$$\sigma=\frac{1}{2}(\sigma_1+\sigma_2)-\frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_3)\cos 2\theta \tag{7.17}$$

$$\tau=\frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_3)\sin 2\theta \tag{7.18}$$

式中：θ为剪破面与最小主应力σ_3之间的夹角，即剪破面的法线方向与最大主应力σ_1的夹角（图7.4）。

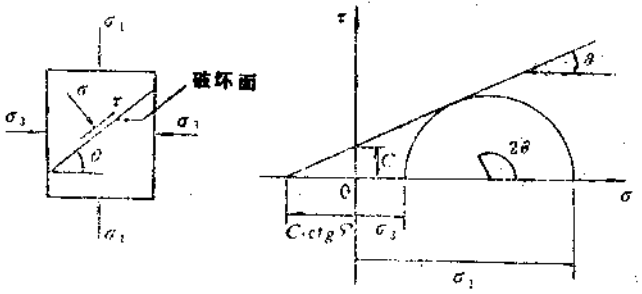


图7.4 破坏面

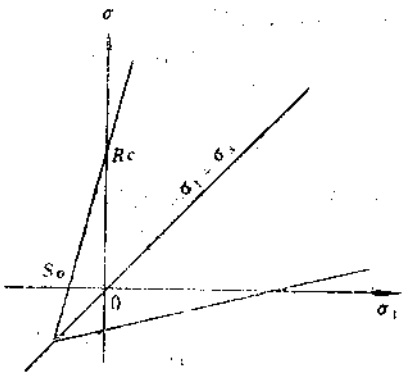


图7.5 库仑直线

因此 $C=|\tau|-f.\sigma$

$$=\frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_3)(\sin 2\theta+f\cos 2\theta)-\frac{f}{2}(\sigma_1+\sigma_3)$$

令 $\frac{\partial C}{\partial\theta}=0$，可得

$$\tan 2\theta=\frac{1}{f} \tag{7.19}$$

所以，2θ的值介于0°和90°之间。由此可得σ_1和$\sigma_2=\sigma_3$表示的库仑准则，即：

$$f(\sigma_1,\ \sigma_2=\sigma_3)=0 \tag{7.20}$$

或

$$2C=\sigma[(f^2+1)^{\frac{1}{2}}-f]-\sigma_3[(f^2+1)^{\frac{1}{2}}+f] \tag{7.21}$$

此式在σ_1—σ_3平面上是一支直线（图7.5），并交σ_1轴于

$$C_0=2C/[(f^2+1)^{\frac{1}{2}}-f)] \tag{7.22}$$

交σ_3轴于

$$S_0=-2C/[(f^2+1)^{\frac{1}{2}}+f] \tag{7.23}$$

这里，$C_0=R_c$（单轴抗压强度），但S_0不是单轴抗拉强度，只具有几何意义。

引入内摩擦角φ，并定义为

$$f=\mathrm{tg}\varphi \tag{7.24}$$

代入（7.21）式，便得到库仑准则常用的形式之一：

$$\sigma_1=C_0+K\sigma_3$$

或

$$\sigma_1=R_c+K\sigma_3 \tag{7.25}$$

式中

$$K=[(f^2+1)^{\frac{1}{2}}+f]/[(f^2+1)^{\frac{1}{2}}-f] \tag{7.26}$$

或

$$K=(1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi) \tag{7.27}$$

这个准则在τ—σ平面上，是一条与σ轴的斜率为$f=\mathrm{tg}\varphi$，而与τ轴的截距为τ的直线。剪切面上的正应力和剪应力由应力圆给出（图7.4）。当此应力圆与式(7.16)所表示的直线相切时，便发生破坏，并有：

$$2\theta=\frac{\pi}{2}+\varphi \tag{7.28}$$

且

$$\frac{1}{2}(\sigma_1-\sigma_3)=[C\cdot\mathrm{ctg}\varphi+\frac{1}{2}(\sigma_1+\sigma_3)]\sin\varphi \tag{7.29}$$

由（7.25）式，有：

$$R_c=\frac{2C(1+\sin\varphi)}{\cos\varphi} \tag{7.30}$$

于是有

$$\frac{R_c}{R_t}=\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \tag{7.31}$$

当$\varphi=45^\circ$时，

$$\frac{R_c}{R_t}=5.8 \tag{7.32}$$

目前岩石力学试验结果中，主要是单轴抗拉强度、单轴抗压强度和轴对称三轴试验的结果证明：库仑准则不适于$\sigma_3<0$，即有拉应力的情况（因为断裂面与σ_3垂直）；同时也不适用于高围压的情况；只适用于较低围压的情况。但对于一般工程来说，库仑准则还是适用的。库仑准则没有考虑中间主应力（σ_2）的影响，试验证明这个影响是存在的。

7.2.3 莫尔准则

莫尔（Mohr）首先认识到材料的强度是应力的函数，因而假定，在极限时，滑动面上的剪应力达到最大值，并取决于法向压力和材料的特性。滑移面与σ_2方向平行，即认为σ_2不影响材料的剪切破坏。这一破坏准则可表示为如下的函数关系，即：

$$\tau=f(\sigma) \tag{7.33}$$

此式在τ—σ平面上是一条曲线，它可以由试验确定，即在不同应力状态下达到破坏时的应力圆的包络线。这个准则也没有考虑σ_2对破坏的影响，这是它存在的一个问题。但是莫尔准则与现有的岩石试验结果却颇为一致。

关于莫尔包络线的数学表达式，有直线型、双曲线型、抛物线型和摆线型多种建议，但以直线型为最通用。

1．直线型

如果莫尔包络线是直线，则莫尔准则与库仑准则等价，但要注意这两个准则的物理依据是不同的。正是由于这一点，在工程实用上，常用库仑-莫尔（Coulomb-Mohr）准则的提

法。很显然，这也只适用于较低围压的情况。

对于库仑-莫尔准则，需要提出的是：

(1) 库仑准则是建立在实验基础上的破坏判据，C、φ是它的试验参数，其物理意义是不确定的。

(2) 库仑准则和莫尔准则都是以剪切破坏作为其物理机制的。但是，岩石试验证明：岩石破坏存在着大量的微破裂，这些微破裂是张拉破坏而不是剪切破坏。

2. 抛物线型

这里只讨论二次抛物线型的莫尔准则，此时：

$$C_0\sigma=a\cdot\tau^2-R_t \tag{7.34}$$

也就是说，在拉伸区，包络线应与单向拉伸圆切于$\tau=0$、$\sigma=-R_t$这一点。如果用σ_1、σ_3表示方程(7.34)则得：

$$(\sigma_1-\sigma_3)^2=\frac{2}{a}(\sigma_1+\sigma_3)+\frac{4R_t}{a}-\frac{1}{a^2} \tag{7.35}$$

在单向压缩破坏时，即$\sigma_1=R_c$，$\sigma_3=0$，有：

$$a=\frac{R_t+2R_t\pm2\sqrt{R_t(R_c+R_t)}}{R_c^2}$$

$$=\frac{m+2\pm2\sqrt{m+1}}{m^2R_t} \tag{7.36}$$

这里

$$m=\frac{R_c}{R_t} \tag{7.37}$$

将a值代入(7.35)中，且令：

$$\beta=\frac{m+2\pm2\sqrt{m+1}}{m^2} \tag{7.38}$$

得

$$(\sigma_1-\sigma_3)^2=\frac{2R_t}{\beta}(\sigma_1+\sigma_3)+\frac{4R_t^2}{\beta}-\frac{R_t^2}{\beta^2} \tag{7.39}$$

令$\sigma_3=0$，由此解得：

$$\sigma_1=\frac{R_t}{\beta}\pm2R_t\frac{1}{\beta} \tag{7.40}$$

此时，取“+”号，则得单向抗压强度R_c；取“-”号，便得对应于单轴抗拉强度$-R_t$。为使方程(7.35)的曲线经过$-R_t$这一点，则需使：

$$\frac{R_t}{\beta}-2R_t\sqrt{\frac{1}{\beta}}=-R_t \tag{7.41}$$

由此得$\beta=1$，于是由(7.40)式(取“+”号)得：

$$R_c=R_t+2R_t=3R_t$$

即

$$m=\frac{R_c}{R_t}=3 \tag{7.42}$$

这比前述库仑准则的$m=5.8$($\phi=45°$时)要低得多，而岩石试验表明$m\gg3$。但是，如果在拉伸区取$\sigma_3=-R_t$作为破坏准则，而在压缩区则仍以方程(7.35)作为破坏准则，且当$m=8$时，由(7.35)式得出的破坏准则和Griffith准则完全一样，而这两条准则的基本假设却完全不一样。

7.2.4 米赛斯准则

米赛斯(Von Mises)提出的歪形能准则为：

$$\sqrt{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2}=K \qquad (7.43)$$

式中：K为材料本身的特性常数。

此式的左边是主应力的第二不变量，在考虑材料屈服时，这个不变量具有重要的意义。因此有人建议用式（7.43）作为岩石的屈服准则。但作为破坏准则，似缺乏足够的岩石试验作依据。因此，在岩石力学中较少采用。

这个准则的一个特例，是$\sigma_2=\sigma_3$的情况，这时（7.43）式变为：

$$\sigma_1-\sigma_3=K_1 \qquad (7.44)$$

这就是特例屈斯加（Tresca）准则，也就是材料力学中的第三强度理论。因为主应力差（$\sigma_1-\sigma_3$）相应于剪应力，所以这个准则也可令$\varphi=0$，而直接由（7.16）式得出。这个准则没有被岩石试验结果所证实，因为主应力差为常数，只是一种理想塑性的情况。

虽然米赛斯准则在岩石力学中很少应用，但它的广义形式，即德鲁克-普拉格（Drucker-Prager）准则，近20年来在岩石力学中却得到了较为广泛的应用，这个准则可表示为：

$$\alpha I_1+J_2=K_f \qquad (7.45)$$

式中

$$\alpha=\frac{\mathrm{tg}\varphi}{(9+12\mathrm{tg}^2\varphi)^{1/2}} \qquad (7.46)$$

$$K_f=\frac{3C}{(9+12\mathrm{tg}^2\varphi)^{1/2}} \qquad (7.47)$$

I_1和J_2符号意义同前（7.9）及（7.11）式。也可把这个准则表示为前述公式（7.12）及（7.13）的p、q的表达式，即：

$$3\alpha p+\frac{1}{\sqrt{3}}q=K_f \qquad (7.48)$$

这个准则的优点是考虑了σ_2的作用。

7.2.5 格里菲斯准则和修正的格里菲斯准则

由计算得出的单晶抗拉强度比实际材料的抗拉强度大得多。格里菲斯（A.A.Griffith）认为，这是由于材料中存在着裂纹，当材料受到拉应力作用时，对于不利方位的裂纹尖端产生高度的应力集中，其值大大超过平均拉应力。当材料所受到的拉应力足够大时，便会导致裂纹不稳定扩展而使材料脆性断裂。因此，格里菲斯准则认为：脆性破坏是由于受拉破坏，而不是受剪破坏。对于平面问题，为了计算这个集中力，把这些裂隙假定为很小的扁平而椭圆裂纹，计算简图如图7.6所示。即在承受压力σ_1和σ_3的板内，有一个微小的扁平椭圆裂纹。它的短半轴与长半轴之比（a/b）为n，并且n很小。oxy坐标原点取在椭圆中心，法

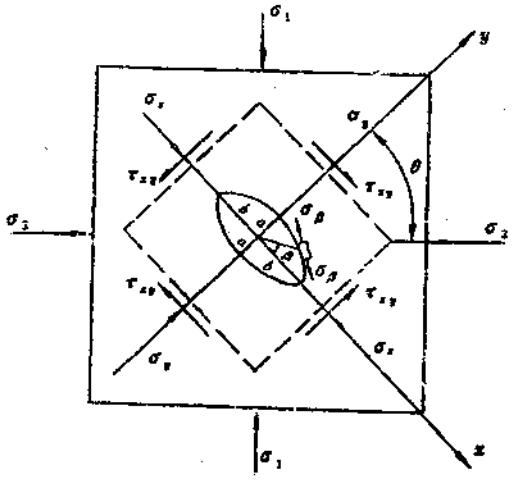


图7.6 椭圆孔周边应力计算图

线为x、y的面上的应力，可由下式表示：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x&=\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}+\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\cos2\theta\\ \sigma_y&=\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}-\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\cos2\theta\\ \tau_{xy}&=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\sin2\theta\end{aligned}\right\}\qquad(7.49)$$

根据弹性理论，由于σ_x，σ_y，τ_{xy}的作用，在椭圆微裂纹周边产生的切向应力σ_β可由下式计算：

$$\begin{aligned}\sigma_\beta=\frac{1}{\sin^2\beta+n^2\cos^2\beta}&\{\sigma_y[n(n+2)\cos^2\beta-\sin^2\beta]\\&+\sigma_x[(1+2n)\sin^2\beta-n^2\cos^2\beta]\\&-\tau_{xy}[2(1+n)^2\sin\beta\cos\beta]\}\end{aligned}\qquad(7.50)$$

由于n很小，最大的σ_β将发生在椭圆裂纹的端点处，因而β角也很小，令$\sin\beta\approx\beta$，$\cos\beta\approx1$，代入（7.50）式中，并略去高次项后，可得下列近似表达式：

$$\sigma_\beta=\frac{2(\sigma_y n-\tau_{xy}\beta)}{n^2+\beta^2}\qquad(7.51)$$

由上式可以看出，平行于椭圆长轴的应力σ_x，对靠近裂纹端P处的周边切向应力的影响可忽略不计。

令$d\sigma_\beta/d\beta=0$，整理后可得：

$$\beta^2-\frac{2n\sigma_y}{\tau_{xy}}\beta-n^2=0$$

所以

$$\beta=\frac{(\sigma_y\pm\sqrt{\sigma_y^2+\tau_{xy}^2})n}{\tau_{xy}}\qquad(7.52)$$

取β为正值，并代入公式（7.51），整理后得：

$$n\sigma_\beta=\sigma_y-\sqrt{\sigma_y^2+\tau_{xy}^2}\qquad(7.53)$$

此式可求得裂纹尖端最大的周边切向应力。

将（7.49）中的σ_y和τ_{xy}代入（7.53）式中，可得：

$$\begin{aligned}n\sigma_\beta=&\frac{1}{2}[(\sigma_1+\sigma_3)-(\sigma_1-\sigma_3)\cos2\theta]\\&-\{\frac{1}{2}[(\sigma_1^2+\sigma_3^2)-(\sigma_1^2-\sigma_3^2)\cos2\theta]\}^{1/2}\end{aligned}\qquad(7.54)$$

令 $\frac{d\sigma_\beta}{d\theta}=0$，化简后可得：

$$\cos2\theta=\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2(\sigma_1+\sigma_3)}\qquad(7.55)$$

将此式代入（7.54）式中，得

$$n\sigma_\beta=\frac{-(\sigma_1-\sigma_3)^2}{4(\sigma_1+\sigma_3)}\qquad(7.56)$$

在（7.55）中，$\cos2\theta\leqslant1$，所以

$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2(\sigma_1+\sigma_3)}\leqslant1$$

因而有

$$\sigma_1+3\sigma_3\geqslant0\qquad(7.57)$$

由于n难于测定，需寻求一个较容易测定的量来表示$n\sigma_\beta$项。为此，引用岩石的单轴抗拉强度R_t。因此，在（7.54）式中，令$\sigma_1=0$，$\sigma_3=-R_t$，则有：

$$n\sigma_\beta=-R_t\{\frac{1}{2}(1+\cos2\theta)+[\frac{1}{2}(1+\cos2\theta)^{1/2}]\}$$

在上式中，当$\cos2\theta=1$，或$\theta=0$，对应于最大切向应力，即得：

$$n\sigma_\beta=-2R_t \tag{7.58}$$

将此式代入（7.56）中，得：

$$\frac{(\sigma_1-\sigma_3)^2}{\sigma_1+\sigma_3}=8R_t \tag{7.59}$$

另外，当$\sigma_1+3\sigma_3<0$时，破坏发生的条件为：

$$\sigma_3=R_t \tag{7.60}$$

这时，破裂面垂直于σ_3的方向。因此，格里菲斯强度准则可表示为：

$$\left.\begin{array}{ll}\text{当} & \sigma_1+3\sigma_3<0\text{时，有}\\ & \sigma_3=R_t\\ & \theta=0\\ \text{当} & \sigma_1+3\sigma_3\geqslant0\text{时，有}\\ & (\sigma_1-\sigma_3)^2-8R_t(\sigma_1+\sigma_3)=0\\ & \theta=\frac{1}{2}\arccos\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2(\sigma_1+\sigma_3)}\end{array}\right\} \tag{7.61}$$

由（7.59）式可知，当$\sigma_1=R_c$，$\sigma_3=0$时：

$$R_c=8R_t \tag{7.62}$$

如果将公式（7.58）代入（7.53）中，化简后得：

$$\tau_{xy}^2=4R_t(R_t-\sigma_y) \tag{7.63}$$

上式代表$\sigma-\tau$平面中一条抛物线方程，如果用应力圆来表示，则（7.63）式将意味着莫尔包络线是抛物线型。

这个准则表明，$m=R_c/R_t=8$，这是以上各种强度准则中最大的。虽然如此，这个具体数字并没有为岩石试验所证实。但却证实了：这个理论对于脆性破坏的岩石是比较吻合的。因而近年来受到人们的广泛的重视，为断裂力学引入岩石力学领域提供了物理基础。但对于塑性破坏的岩石情况，则并不适合。

实际上，岩石在承受压应力作用时，其中的裂纹会因压缩而闭合。因此内摩擦力的因素是必须考虑的。因此，有人提出了修正的格里菲斯破坏准则。因而：

$$\begin{aligned}n\sigma_\beta&=f\sigma_y-\tau_{xy}\\&=\frac{1}{2}\{(\sigma_1-\sigma_3)\sin2\theta\\&\quad-f[(\sigma_1+\sigma_3)-(\sigma_1-\sigma_3)\cos2\theta]\}\end{aligned} \tag{7.64}$$

令$\frac{d\sigma_\beta}{d\theta}=0$，可得

$$\operatorname{tg}2\theta=\frac{1}{f} \tag{7.65}$$

因而有 $\sin2\theta=\frac{1}{\sqrt{1+f^2}}$

$$\cos 2\theta = \frac{1}{\sqrt{1+f^2}} \tag{7.66}$$

由此式(7.64)变为

$$n\sigma_\beta = -\frac{1}{2}\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sqrt{1+f^2}} - f\left[(\sigma_1+\sigma_3) - \frac{f(\sigma_1-\sigma_3)}{\sqrt{1+f^2}}\right] \tag{7.67}$$

考虑公式(7.58)，上式可改为：

$$\sigma_1 = \frac{4R_t}{(1-\frac{\sigma_3}{\sigma_2})\sqrt{1+f^2} - f(1+\frac{\sigma_3}{\sigma_1})} \tag{7.68}$$

令 $\sigma_3=0$，$\sigma_1=R_c$，由上式可得

$$R_c = \frac{4\sigma_t}{\sqrt{1+f^2}-f} \tag{7.69}$$

由式(7.68)及式(7.69)可得σ_1和σ_3表示的修正格里菲斯强度准则，即：

$$\sigma_1 = \frac{\sqrt{1+f^2}+f}{\sqrt{1+f^2}-f}\cdot\sigma_3 + R_c \tag{7.70}$$

另外，由(7.64)式可得：

$$2R_t = f\sigma_y - \tau_{xy}$$

或

$$\tau_{xy} = f\sigma_y - 2R_t \tag{7.71}$$

此式说明，这条准则对应于莫尔包线是一条直线。

格里菲斯准则的一个重要特点是能正确地预测裂纹开始扩展的方向，这已为某些室内岩石试验所证实。但是这个准则是一个启裂准则，而不是一个破坏准则。因为裂纹的进一步扩展却偏离了其初始扩展方向，而转向与最大主应力σ_1的方向平行，这时，裂纹便相对稳定下来，要使其最后破坏，则要大大增大σ_1才行。正是由于这种近似平行于σ_1方向的微破裂的发生，从而形成强烈应变集中带，导致岩石的宏观破坏。

7.2.6 岩石强度理论的变形准则

一般说来，岩石的宏观破坏现象可以分为两种：拉断（拉破）和剪断。但有时候岩石的塑性变形也能够破坏它的正常工作条件，所以广义的强度概念还应该包括对于塑性变形的抗力。因此，材料的三个古典强度理论（破坏准则）中，第一强度理论（最大正应力理论）和第三强度理论（最大剪应力理论）是从应力的观点来考虑材料的破坏的，而第二强度理论（最大伸长理论）则是从变形的观点来考察材料的破坏。但是，前一种应力观点的强度理论发展很快。例如在岩石力学中获得广泛应用的库仑-莫尔强度理论，还有米赛斯强度理论和格里菲斯强度理论等，都是应力观点强度理论的继承和发展；后一种变形观点的强度理论则发展迟缓。但是，近年来人们对这种准则也逐渐产生了兴趣，并且在岩石力学中也开展了研究工作。例如，有人提出用垂直于主要裂隙的相对变形来作为判别有裂隙的岩体的破坏标准。

为了考察临近破坏时岩石的变形特性，我们需要研究荷载作用下岩石的变化状态，即岩石由变形发展到破坏的全过程。岩石力学试验研究表明：这个过程是有阶段性，并与一定的应力和变形特征值相对应，这可以从岩石的应力-应变曲线上观测到。大多数的情况下，这个曲线呈S形（图7.7），并可划分为三部分：一是图7.7中的OA段，斜率比较小，但逐渐增大，这是由于易于闭合的原有裂隙和空隙被压密的结果；二是图7.7中的AB段，是斜率近于不变的直线部分，这是岩石的弹性变形的反映；三是应力-应变关系逐渐偏离直线，斜率变

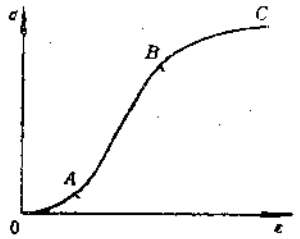


图7.7 裂隙岩体的应力-应变关系（破坏前阶段）

OA—裂隙压密阶段；*AB*—直线变形阶段；*BC*—破坏阶段

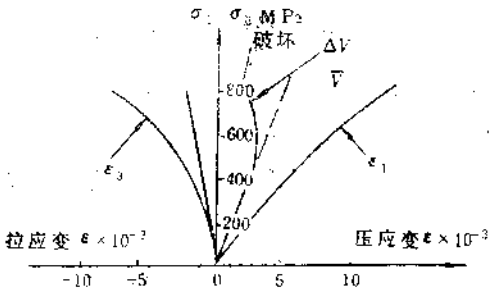


图7.8 花岗石的真三轴压缩试验

$\sigma_3=70\text{MPa}$，$\sigma_1=253\text{MPa}$

小，并发展到破坏，这是破坏的前兆阶段。

这个临近破坏阶段的变形，具有明显的特点：首先，岩石的变形速率增加了，并且在几乎不变的应力作用下变形会继续增加；其次，变形区内的体积将发生变化，大多数岩石会发生膨胀，并会逐渐形成微破裂或膨胀的集中带，这个集中带将是岩石的破裂面。而这种破裂面一旦初步形成，则只要保持这时的作用荷载不变而历时较长，或者施加这个荷载的多次"卸荷—加荷"循环，就会使岩石破坏。

促成这种变形特征的原因有二：其一是微破裂的发生和发展；其二是结晶颗粒内部或颗粒间的滑移；而两者有时又是相互影响的。对于脆性不均匀质岩石，前者占主要地位。由于微破裂的发生而使体积膨胀和有微震动活性（声发射），所以引起弹性波速度的减小以及电学和磁学性质的变化。对于塑性岩石，则以后者为主，没有上述变化。但在剪应力的作用下变形特点也有两种情况：一是在施加的剪应力作用下，发生一定的变形量后便不再继续滑移；二是在施加的剪应力后，发生随时间不断地继续变形（塑性流动），也可以是两者兼而有之。这种变形特性在软弱夹层或节理裂隙中经常被观察到。

应该指出，第二强度理论能够解释单向压缩试验中或低的围压作用下的三轴试验中、岩石破坏时发生与受力方向相平行的劈裂现象，认为这是由于该方向（与劈裂裂缝垂直的方向）的伸长变形（即横向变形）超过了危险极限的伸长变形的缘故，并可借助于格里菲斯理论把这种破坏现象与第一强度理论联系起来，这是因为岩石内总是存在有孔隙和缺陷，由于荷载作用使在其中产生拉应力而导致破坏。

前述岩石在荷载作用下产生的微破裂，也是断裂破坏而不是滑动破坏，是由于拉应力作用的结果而不是剪应力作用的结果。这说明断裂力学的理论与方法，在岩石力学中也很适用。

在工程实践中构件和建筑物的正常工作状态，都要求有适度的变形，但不能超过某一允许的变形值。在抗剪强度的取值问题上，也有按某一变形量作为标准的，

拉断破坏由于微破裂而导致膨胀，而剪切破坏也可以发生膨胀。在岩石软弱结构面中，一方面，它的强度的发挥有赖于变形量的增加，就是说，不同的变形量相应于不同的强度；另一方面，它所能达到的变形量是很大的，甚至发生塑性流动。这是一个矛盾，工程上要求最大限度地发挥出岩石的强度而又使得其相应的变形量在许可范围之内。因此，研究岩石强度理论的变形准则是很必要的，它的基本点就是查明达到破坏时的变形量，以使得工程上的变形量总低于这个破坏时的变形量。

根据岩石三轴试验结果，岩石的体积应变具有明显的阶段性，开始阶段是直线，当其偏离直线后便很快导致破坏（图7.8）。因此，岩石强度理论的变形准则可以表示如下：

$$\theta_{max} \leqslant [\theta] \tag{7.72}$$

且

$$\theta = \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \tag{7.73}$$

式中：θ为岩石的体积应变；ε_1、ε_2、ε_3为三轴压缩试验中的主应变，分别相应于主应力σ_1，σ_2，σ_3的方向，且$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$。

显然，对于单轴压缩试验，公式（7.72）即转为第二强度理论的表示式。如果岩石符合虎克定律，则有：

$$\theta = \frac{1-2\mu}{E}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \tag{7.74}$$

或

$$\theta = \frac{\sigma_m}{3K}$$

且体积变形系数：

$$K = \frac{E}{1-2\mu}$$

平均应力：

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

当$\mu = 0.5$时，$\theta = 0$，

即没有体积的变化。

7.2.7 联合强度理论

所谓联合强度理论，实际上是根据不同情况而应用不同的破坏准则的实用方案[68]。因此，有人考虑到岩石强度的上限是没有节理的岩石试件破坏的莫尔包络线，而其下限是沿单一光滑节理滑动的莫尔包络线（图7.9）。这两支包络线必定相交于点Ⅰ，而不同节理状态的岩石破坏应在这两支包络线之间；又考虑到低的围压作用下，将服从格里菲斯理论，即岩石一般说来是处在脆性破坏；开始是弹性变形（并伴随发生塑性变形），然后产生破裂，并逐渐扩展，最终导致破坏，而形成破裂面。修正的格里菲斯理论的直线即图7.9中的Ⅱ、Ⅲ线，将与莫尔包络线相交于Ⅰ，于是有三个不同的分区：A，B及C。在A区内，主要沿着穿过完整岩石原生节理以脆性的方式发生破坏；在C区内，所有的破坏都是由单一的包络线来确定，而与原生节理无关，因为这时的围压是足够大的；在A区和C区之间有一过渡型的B区存在。它取决于节理的产状，可以是沿节理破坏，也可以穿过完整岩发生破坏，其特点是处在脆性破坏与塑性破坏之间的过渡状态。

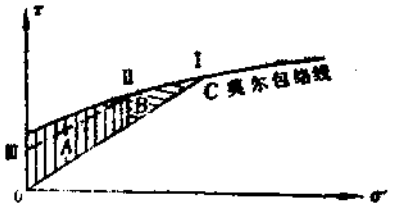


图7.9 岩石联合强度理论

综上所述，岩石服从的不是单一的强度理论，而是一种联合强度理论。当岩石内有孔隙水压力作用时，也可应用有效应力原理，即：

$$\tau = (\sigma - u)\mathrm{tg}\varphi + C \tag{7.75}$$

式中：u为岩石的孔隙水压力。

如果u值很大，以致$(C-u)\,\mathrm{tg}\varphi < 0$（这里拉应力取负号），即出现排斥力（负凝聚力）

的情况，当这个数值超过σ值，则将使岩石破坏。这已为某些岩石试验所证实。在三维各向受压情况下，则有：

$$(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2+\beta(\sigma_1+\sigma_2-3u)=0 \qquad (7.76)$$

式中：β为系数。某些研究指出：

(1) 如果岩石裂隙水压力u等于三轴试验的围压力σ_3，则破坏发生在：

$$\sigma_1-\sigma_3=R_c \qquad (7.77)$$

(2) 当仅有u作用时，即$\sigma_1=\sigma_3=0$，$u\neq 0$，则岩石发生破坏的条件为：

$$u=R_t \qquad (7.78)$$

这里R_c和R_t分别为岩石的单轴抗压及单轴抗拉强度。

7.2.8 非线性情况

我们把一些岩石三轴试验资料进行整理，发现其结果是一条$\tau_{oct}-\sigma_{oct}$曲线而不是线性关系[69]，因此，取下式是合理的[70]：

$$\tau_{oct}=C_0+C_1\sigma_{oct}+C_2\sigma_{oct}^2 \qquad (7.79)$$

如果所描述的试验结果不仅仅是三向受压状态，而且有一向是受拉的应力状态，则可把公式(7.79)的概念推广，用$\overline{\sigma}$代替τ_{oct}，用I_1代替σ_{oct}，则有：

$$\overline{\sigma}=C_0+C_1I_1+C_2I_1^2 \qquad (7.80)$$

式中：$\overline{\sigma}=\sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2]}$

$$I_1=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3$$

C_0，C_1，C_2是由试验确定的材料参数。

以σ_1、σ_2、σ_3为轴建立笛卡尔坐标系。这样所形成的空间称为应力空间。以三条轴为边的正方体的对角线中，从原点出发的空间对角线称为静水压力轴。在该轴上$\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$，法线与该轴平行的平面称为八面体平面；在八面体平面上的任一点均满足$\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3=I_1=$常数。方程(7.80)在应力空间中将是一个空间曲面，且是以某个轴为对称轴的曲面。

表7.1 岩石的C_0，C_1及C_2值[69]

编号	岩石	试验方式	C_0(MPa)	C_1	C_2(1/MPa)
1	大理石	恒侧压	56.5	0.36	-5.55×10^{-3}
2		反复加压	48.1	0.44	-1.99×10^{-4}
3		卸荷	118.8	−0.31	1.85×10^{-3}
4	济南辉长岩	恒侧压	48.6	0.82	-1.61×10^{-4}
5		卸荷	258.7	−0.19	2.40×10^{-4}
6	昌平花岗岩	恒侧压	69.9	0.68	-9.76×10^{-5}
7	掖县大理岩	恒侧压	41.1	0.71	-3.06×10^{-4}
8	房山大理岩	恒侧压	49.9	0.82	-3.34×10^{-4}
9		卸荷	282.8	−0.085	5.50×10^{-4}
10	粗面岩	水压致裂	46.3	0.72	-2.47×10^{-4}
11	大理岩	水压致裂	21.4	0.60	-2.45×10^{-4}
12	花岗片麻岩	野外恒侧压	0.23	0.67	8.66×10^{-3}

当$\sigma_1=\sigma_2$时，可得

$$\sigma_1-\sigma_3=C_0+C_1(2\sigma_1+\sigma_3)+C_2(2\sigma_1+\sigma_3)^2 \qquad (7.81)$$

当$\sigma_2=\sigma_3$时，则有

$$\sigma_2-\sigma_3=C_0+C_1(\sigma_1+2\sigma_3)+C_2(\sigma_1+2\sigma_3)^2 \qquad (7.82)$$

某些岩石的C_0，C_1及C_2值如表7.1所示

从表7.1中，可以观察到一些有趣的事实：室内试验，无论是常规三轴试验还是三轴水压致裂试验，在加载试验中，C_2值总是负的，卸载试验时C_2总取正值，野外试验的C_2值是正的。但C_0、C_1、C_2间的关系与室内卸载试验的不同，这意味着室内加载试验曲线是一条向上凸的曲线，卸载试验及野外试验曲线是向下凹的曲线。很显然，这预示着室内试验的加载与卸载所遵循的规律是不同的，其强度也就不一样了。

室内加载试验曲线与野外试验所以存在的差异，可能包含了其它因素的影响。首先是试件内部应力状态的差异。室内试验施加轴压时，试件两个端面与刚性体快接触。而野外试验一端是千斤顶及承压板，另一端是母岩，上下两端的端部应力状态有较大的差别；其次是试件尺寸也可能有一定的影响。野外试验的试件均匀性可能较室内试件要差得多，完整性也会差些；还可能由于野外试验在开挖后内应力尚未释放完，试验时使这种应力得以释放。如果能够证明这些因素的影响不是很大或不能起决定性作用的话，那么结论将是它们属于不同的曲面。这样室内试验研究天然岩石的性状将会有非常大的局限性。

第7.3节　关于岩石强度理论的试验验证

7.3.1　在有拉应力作用的情况

前已提及，当计算得到有拉应力出现的情况时，通常采用

$$\sigma\leqslant|R_t| \qquad (7.83)$$

这就是说，只要岩石出现的拉应力达不到单轴抗拉强度（而不涉及应力组合情况），都认为是安全的。这个概念是否正确呢？在工程中遇到的岩石力学课题，若属平面问题，这时将遇到三种可能的情况，即两向受拉，一向受拉另一向受压和两向受压的情况。而进行强度校核的都是单轴抗拉强度，这可以看作一向受拉另一向受压的特殊情况，即另一向的压应力为零的情况。这就提出了一个问题：上述三种可能情况的前两种是否与单轴抗拉强度的情况等同（如果其中一向的抗拉强度达到其单轴抗拉强度的话）？

目前，还没有两向受拉情况下的岩石强度试验资料，连类似岩石特性的混凝土和铸铁的资料也难于找到。但对于一向受拉一向受压的混凝土试验资料可以见到，如表7.2及图7.10。

表7.2　轻质混凝土的“拉-压”应力下的强度

应力状态	压应力，σ_1（MPa）			拉应力，$-\sigma_2$（MPa）		
	试件数	平均值	%	试件数	平均值	%
单　轴	8	29.3	100	6	−2.15	100
1∶3*	6	6.05	20.6	6	−2.05	95.2
1∶12*	8	16.6	56.6	8	−1.41	65.5

* 此值为试验时$|\sigma_1:\sigma_2|$的比值平均值。

由此可知，随着另一向的压应力的增大，岩石破坏所需的拉应力是变小了，即在试验的条件下，最低只有其单轴抗拉强度的65.5%。这说明用单轴抗拉强度作强度校核是偏于不安全的。

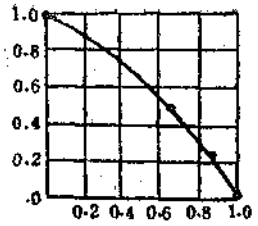


图7.10 两轴拉-压试验（轻质混凝土）

在岩石试验中，虽然目前较难见到一向受拉，另一向受压的强度试验资料，但还是可以找到另外的佐证。这就是劈裂试验（巴西试验）。所谓劈裂试验，是目前人们通常采用的岩石抗拉强度的间接法。它用一圆柱体试件，在直径的两端施加线荷载，使之受压，直到通过这一受荷直径劈裂破坏。采石场工人都是采用劈裂法来取得规则石料的。

某些岩石的直接拉伸和劈裂试验结果比较说明（表7.3）：大多数劈裂法试验结果高于单轴抗拉试验的结果；只有少数情况是前者低于后者。这显然与表7.1的结果不尽一致。因此，这个问题还有待进一步研究。

表7.3 直接拉伸法与劈裂法试验结果的比较

岩石	直接拉伸法，R_t（MPa）	劈裂法，R_b（MPa）	R_t/R_b（%）	附注
流纹岩	4.1	6.7	61	
花岗岩	9.3	11.4	82	
石灰岩	4.2	6.9	60	
石灰岩	3.5	5.2	68	
凝灰岩	5.4	5.8	92	
铁质砂岩	7.0	8.6	81	
砂岩	2.1	3.1	70	
砂岩	6.9	11.5	60	
砂岩	3.6	3.7	96	劈裂时荷载面积的中心角为75°
粗面岩	13.7	11.9	112	
大理岩	6.9	8.7	79	
斑岩	12.4	15.7	79	
黑云母闪长岩	9.2	8.6	107	
白云质石灰岩	2.6	3.7	71	
砂质粘土岩	0.23	0.38	60	
大理岩	3.1	4.8	65	
平均			78	

7.3.2 中主应力σ_2对岩石强度的影响

为了验证中主应力（σ_2）对岩石强度的影响，有几种可行的试验方案：第一种方案是应用轴对称三轴仪（通称karman三轴仪）进行压缩试验（$\sigma_1>\sigma_2=\sigma_3$）和拉伸试验（$\sigma_1=\sigma_2>\sigma_3$）。有人根据这种试验得出$\sigma_2$对岩石强度影响不大的结论，对此也有人评论说这种拉伸试验误差较大，不一定可靠。但也承认，这种比较试验是可以验证σ_2的影响。第二种方案是用空心圆筒试件进行有围压的扭转和轴向压缩的组合试验，这是塑性理论中传统的验证破坏或塑性条件的试验方法。虽然有人认为象岩石这样的脆性物质，采用这种型式的试件会使其结果的误差偏大，但对于坚硬致密的岩石，仍然是可以采用的。第三种是真三轴压缩试验。

在一定的意义上，可以说这种试验方案是验证σ_2影响的专用设备。

根据岩石真三轴仪的试验结果，发现破坏面往往平行于σ_2的方向，故破坏与σ_2无关或关系不大，而只与作用于破坏面上的平均压力（即$\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}$）有关。因此，可以采用$\tau_{oct}\sim\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}$的关系（图7.11）来描述岩石的强度条件，即：

$$\tau_{oct}=f_1(\sigma_1+\sigma_3) \tag{7.84}$$

或

$$\tau_{oct}=f_2(\sigma_1+a\sigma_2+\sigma_3) \tag{7.85}$$

其中

$$\tau_{oct}=\frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2} \tag{7.86}$$

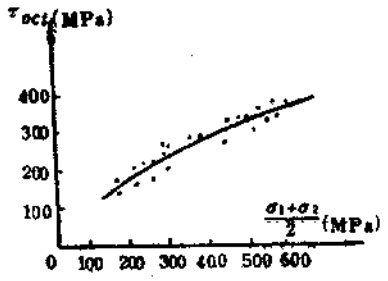


图7.11 白云岩的真三轴试验结果

且，f_1，f_2为单调增函数，a为试验系数，一般在0～0.10之间。但又认为，米赛士理论仍可用作屈服准则。因为这时没有沿某一固定方向起抑制作用的问题，所以应当考虑三个主应力，即剪切应变能达到某一临界值时发生屈服，其屈服条件是：

$$\tau_{oct}=\text{const} \tag{7.87}$$

我国三三〇型真三轴仪的试验结果[72]也说明中主应力有影响，即在较高的中主应力作

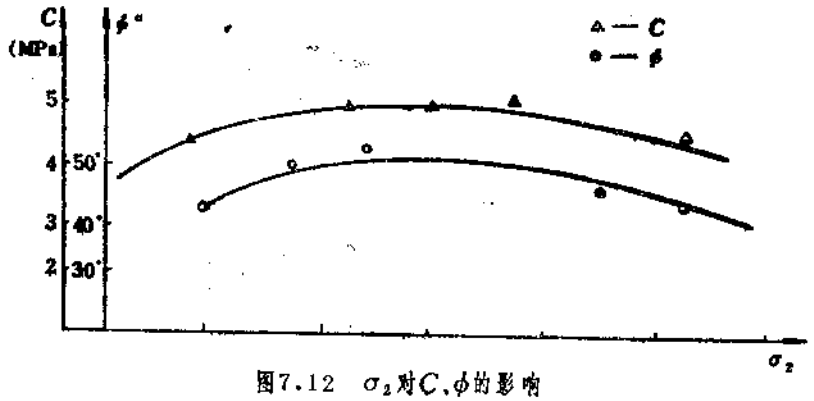


图7.12 σ_2对C、ϕ的影响

用下，似乎强度有所降低。但影响不甚显著（图7.12）。若采用空心圆筒试件（外半径r_e=2.5cm，内半径r_i=1.5cm，高h=10cm），在内、外径向和轴向应力作用下的试验结果表明[73]：石灰岩的强度随中主应力的增加而变大（图7.13）。

比较这两种试验结果，可以看出：两者有明显的异常，这也可能是由于试验条件的不同所致。但就米赛士理论而言，对于拉伸和压缩的结果是一样的，即：

$$\tau_{oct}=f_3(\sigma_{oct}) \tag{7.88}$$

式中：f_3为单调函数。

我们曾比较卡拿拉（Carrana）大理岩的压缩（$\sigma_1>\sigma_2=\sigma_3$）和拉伸（$\sigma_1=\sigma_2>\sigma_3$）试验结果[2]，发现两者并不重合在一起。如果用等腰八面体应力代替等边八面体应力，则有：

$$\tau_e=f_4(\sigma_n) \tag{7.89}$$

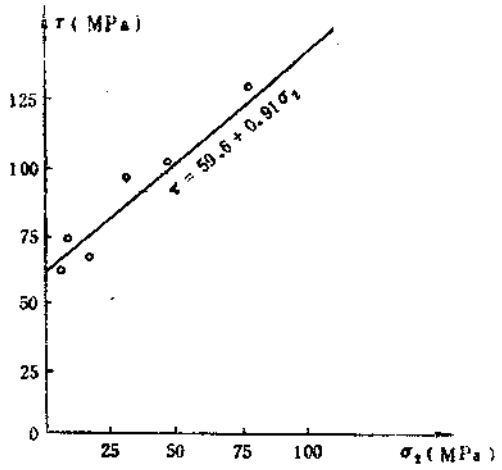


图7.13　石灰岩空心圆筒三轴试验结果

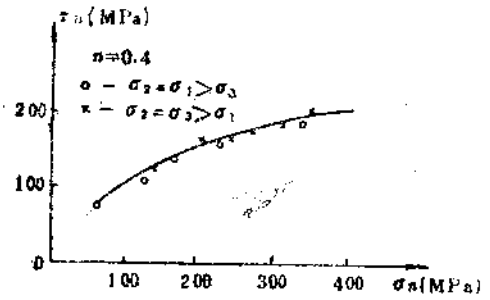


图7.14　大理岩的σ_n与τ_n的关系

式中：f_4为单调增函数，且

$$\sigma_n=\frac{\sigma_1+n^2\sigma_2+\sigma_3}{2+n^2} \tag{7.90}$$

$$\tau_n=\frac{n^2(\sigma_1-\sigma_2)+(\sigma_3-\sigma_1)^2+n^2(\sigma_2-\sigma_3)^2}{2+n^2} \qquad 0\leqslant n\leqslant 1 \tag{7.91}$$

对于卡拿拉大理岩的压缩和拉伸试验，得到$n=0.4$（图7.14）。这是一种介于摩尔理论和米赛士理论之间的强度条件。在物理意义上讲，是表示σ_2有影响，但并不及σ_1和σ_3的影响大。从这一点来说，与前述真三轴试验结果有其相似之处。三三〇型真三轴仪对岩石的试验结果如图7.15所示。但所得试验结果的围压力较低。我们把文献〔72〕及〔73〕的资料按罗德

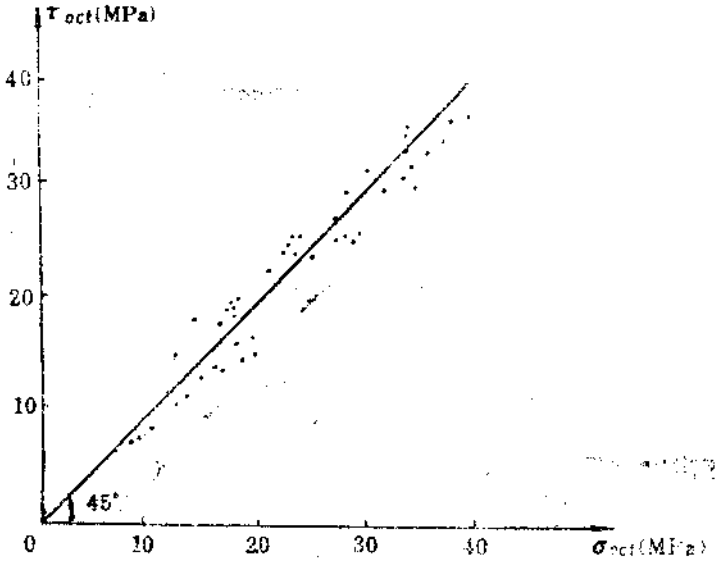


图7.15　中细砂岩真三轴试验结果

（据张金铸）

（W.Lode）参数（μ_σ）表示的米赛士理论进行整理，即米赛士条件为：

$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_T}=\frac{2}{3+\mu_0^2} \tag{7.92}$$

且 $$-1\leqslant\mu_\sigma\leqslant+1$$

于是得到图7.16所示的结果。表明这些试验资料是符合米赛士理论的。但是，三三〇试验室对粉砂岩的三轴试验结果表明（图7.17）：不同的μ_σ-σ_2-σ_3曲线并不重合。

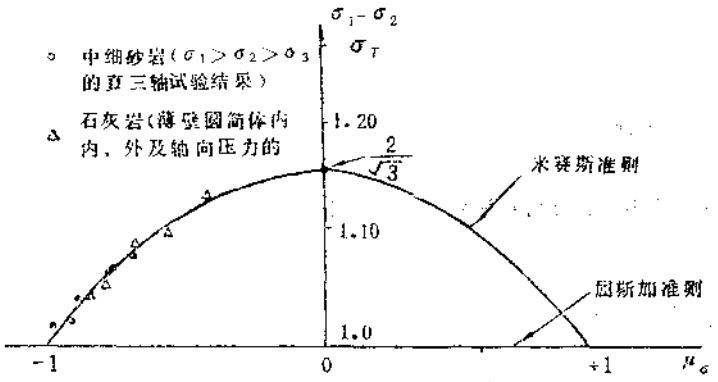


图7.16 岩石强度理论的试验结果

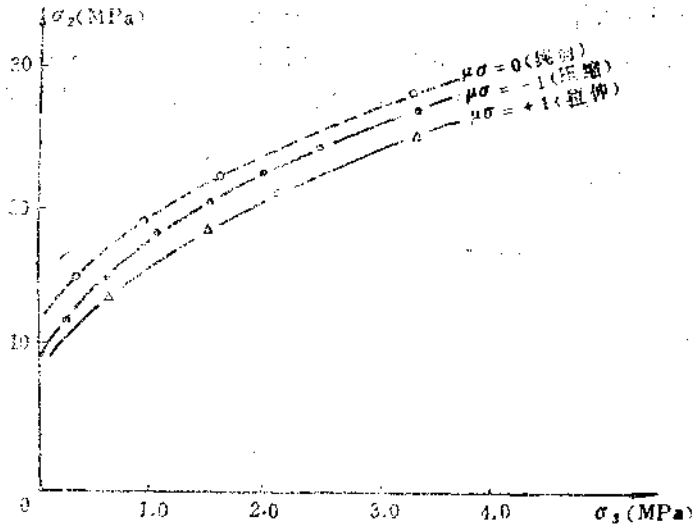


图7.17 粉砂岩的三轴试验结果

有人得到红砂岩的$\sigma_1/(\sigma_1)\mu_\sigma=-1$-$\lambda$的关系曲线，如图7.18所示[74]。当$\mu_\sigma=-1$时，由于曲线拟合，得$R$-$Q$关系为直线型。这里$R=(\sigma_1-\sigma_3)/2$，$Q=(\sigma_1+\sigma_3)/2$，其方程式为：

$$R=0.74Q+32 \tag{7.93}$$

线性拟合的相关系数$r=0.99$。因此该式曲线族方程为：

$$R=(1+\alpha\sqrt{1+\mu_\sigma})(0.74Q+32) \tag{7.94}$$

其中系数$(1+\alpha\sqrt{1+\mu_\sigma})$可根据图7.18求得。于是把上式改为$\sigma_1$和$\sigma_3$表示的形式，即：

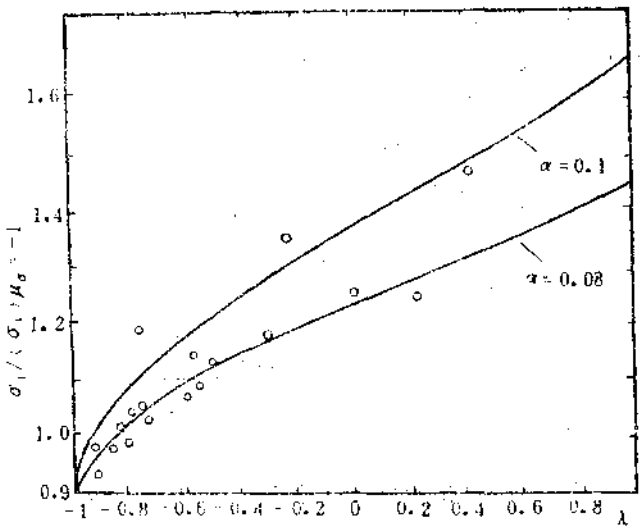


图7.18　红砂岩的$\sigma_1/(\sigma_1)\mu_\sigma=-1$-$\lambda$曲线

$$\sigma_1=\frac{1+N}{1-N}\sigma_3+\frac{86N}{1-N} \tag{7.95}$$

式中，$N=0.74(1+\alpha\sqrt{1+\lambda})$ (7.96)

当$\lambda=0.08$时，由图7.17可知，理论曲线与试验点偏离较小，于是（7.94）式变为

$$R=(1+0.08\sqrt{1+\mu_\sigma})(0.74Q+32) \tag{7.97}$$

在$O\sigma_{oct}\tau_{oct}$平面中：

$$\tau=\frac{N}{1-N^2}(\sigma+43) \tag{7.98}$$

$$\tau_{oct}=\frac{2-2N}{3-N}(\sigma_{oct}+43) \tag{7.99}$$

由此可见，σ_2的影响可仿照（7.95）式而作为直线型强度准则，其一般形式为：

$$\sigma_1=A(a)\sigma_3+B(a) \tag{7.100}$$

式中，$a=f(\mu_\sigma)$。系数A、B由试验确定。

总之，从现有资料来看，中主应力对强度显然是有影响的，但影响的大小还存在着不同的看法。我们认为，中主应力有影响，但不及大小主应力的影响大。

7.3.3　应力途径的影响[69]

对岩石的三轴试验研究表明，不同应力途径对岩石的性状有重要的影响。但它对岩石的屈服模型的影响如何，还未见有详细报导。

现在我们来考察应力途径对屈服模型的影响。所谓应力途径，就是加载方式或者说是荷载施加过程。现有的研究表明，岩石的屈服或破坏是依赖于应力途径的。

陈颙采用两种应力途径对济南辉长岩，昌平花岗岩和掖县及房县大理岩这四种岩石进行了三轴试验研究。这两种应力途径是：

A型，先对岩石试件加一定的围压（$\sigma_a=\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$），再保持围压不变（$\sigma_a=\sigma_2=\sigma_3$=常数），增加轴压（$\sigma_1$）使岩石达到破坏或屈服，这是目前国内外岩石三轴试验中最常用的一种加载方式。

B型，先对岩石试件加一定的围压，再加轴压使岩石达到破裂前的某一确定的应力状态，然后保持轴压不变（σ_1=常数），转而减少围压（$\sigma_2=\sigma_3$）使岩石破坏（图7.19）。

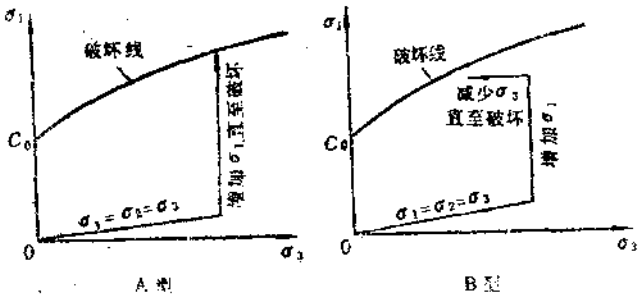


图7.19　两种应力途径（在$\sigma_2=\sigma_3$）的试验条件

陈旦熹等对大理岩也作了不同加载方式的试验，分为五种情况：第一种是恒围压情况，即侧压逐级施加到预定值，保持围压不变，然后逐级增加轴压直至破坏。这实际上就是前述的A型加载方式。第二种是卸荷方案，即加围压至指定值后，保持轴压不变，然后逐级卸除σ_3直至试件破坏。这种方案与前述B型有所类似，但又有所不同，主要是没有增加轴压(σ_1)的过程。第三种情况是反复加卸荷载，围压分为六级，采用逐级一次循环，最后直至破坏。第四种情况是等比加压。所谓等比是指围压与轴压以不同的比例同时加压。由于设备条件的限制，其最大比例不超过0.30。第五种情况是所谓常量应力方案，指的是$\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3$=常数，先加围压至一定的压力，然后在退侧压的同时增加轴向压力，每一次退（侧压）和加（轴压），始终保持三个主压力之和不变而剪应力增加，直至试件破坏为止。

上述情况都是室内轴对称三轴（karman三轴仪）试验，而且侧压比较高。因此，我们还考察了一些现场三轴试验的结果，其中梁超海所试验的岩石为全风化斑状黑云母花岗片麻岩，林伟平所试验的是粘土质粉砂岩。这些试验都是前述的A型加载，而侧压力前者在1MPa以下，后者在2.0MPa以下，这是很低的。

我们把这些试验资料都反映在p-q平面上，得到图7.20—7.24。从这些图中可以看到：

首先，室内各种不同的应力途径所得到的同一岩石的试验数据比较集中地分布在一条p-q曲线上，其分散性并不比单一的应力途径所得到的试验数据大。这说明应力途径对具有微破裂机制的岩石力学行为的影响，看来并不显著。

其次，现场岩石三轴试验尚无不同应力途径的试验资料，单就A型应力途径的试验结果来看，却有两种情况：全风化斑状黑云母花岗片麻岩服从其残余强度包络线的单一线性关系（图7.24a）。这一点与国外某些岩石试验结果一致，但后者是室内试验的结果；而粘土质粉砂岩的现场三轴试验结果，似乎有点不同，p-q关系具有非线型性（图7.24b）。造成这些不同的原因尚待研究。

第三，在p-q平面上，岩石室内试验结果均为曲线型，曲率不大而微向上凸。可以证明，此曲线可拟合为抛物线。

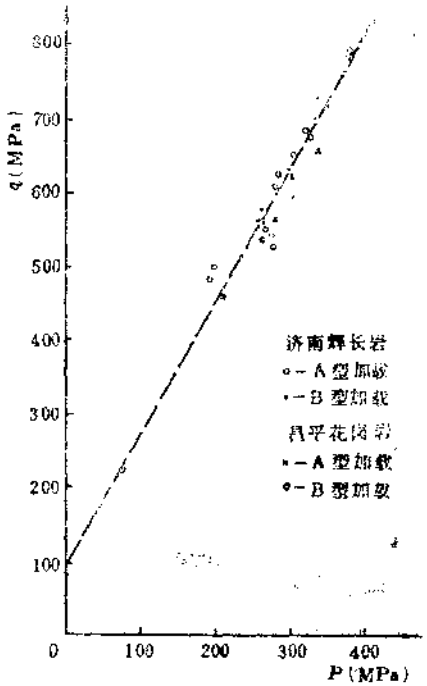


图7.20　济南辉长岩及昌平花岗岩的P–q曲线

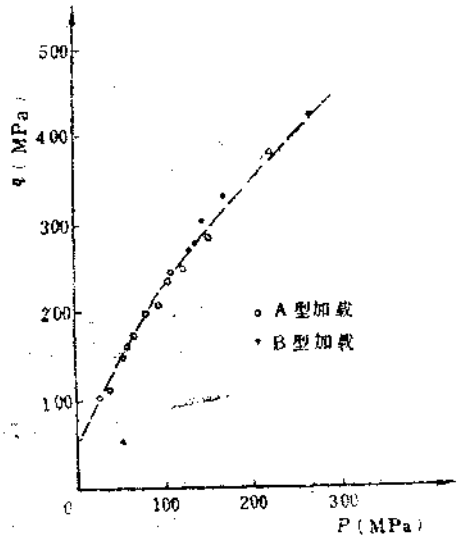


图7.21　房县大理岩的P–q曲线

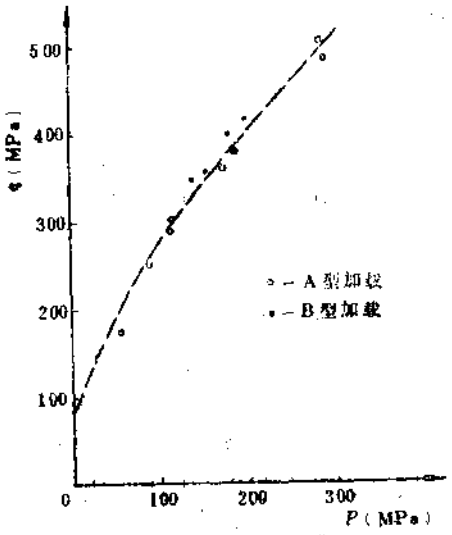


图7.22　房县大理岩的P–q曲线

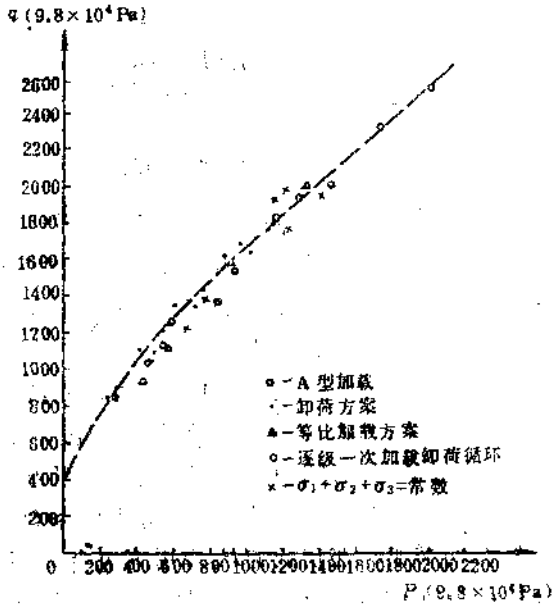
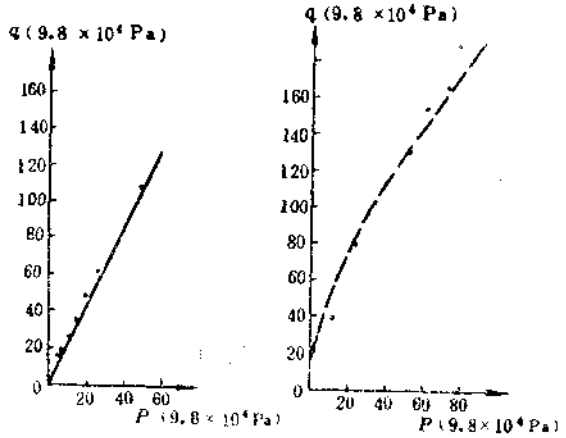


图7.23　大理岩的不同应力途径的P–q曲线



(a) (b)

图7.24 现场岩石三轴实验结果（A型加载）
（a）全风化斑状黑云母花岗片麻岩 （b）粘土质粉砂岩

7.3.4 岩石水压致裂试验的结果

我们利用岩石水压致裂试验，来研究一向受拉应力的情况[75]。

假设试件是均质，各向同性，连续和完全弹性的，这样就可以应用弹性力学中有关的公式来计算试件内部的应力。令试件的内、外半径分别为R_i、R_e，轴压为P_z，围压P_e、内压P_i。根据弹性理论有：

$$\sigma_r = \frac{R_e^2P_e-R_i^2P_i}{R_e^2-R_i^2}-\frac{R_i^2R_e^2(P_e-P_i)}{r^2(R_e^2-R_i^2)} \qquad (7.101)$$

$$\sigma_\theta = \frac{R_e^2P_e-R_i^2P_i}{R_e^2-R_i^2}+\frac{R_e^2R_i^2(P_e-P_i)}{r^2(R_e^2-R_i^2)} \qquad (7.102)$$

$$\sigma_z = \frac{P_z}{\pi(R_e^2-R_i^2)} \qquad (7.103)$$

当轴压不很大时，试件的破坏主要取决于内压与围压。试验是在广东省地震科研所的HF-1型三轴仪上完成的。由于设备条件的限制，围压只达到30MPa。所得的试验结果如图7.25，呈同一形态。因此，根据现有试验和认识水平，我们对在一定的轴压下，内压（P_i）和围压（P_e）的关系作如下的推断：

（1）当$P_e=0$，则加大内压P_i可以使试件拉破（图7.26中的A点）；

（2）当$P_i=0$，在一定的轴压和围压下试件也将剪破（图7.26中的E点）；

（3）随围压P_e的增加，使试件拉破的P_i也将增加，如图7.25所示。但P_i的增加是有限度的，现有的资料表明，大约可达$P_i\approx(2—4)R_t$，其中R_t为单轴抗拉强度。在此之后，随着P_e的增加，在较低的P_i作用下也会破坏的，这就是拉剪破坏的情况。因此，P_i-P_e关系组成的$\overset{\frown}{AE}$曲线估计是一条抛物线，它有一个顶点，目前的试验资料中还得不到此顶点的位置。但图7.25b所示的P_i—P_e曲线逐渐趋缓给我们一个启示，也许顶点位置就在$P_i\approx P_e$处。这一点显然有待于试验的证实。

（4）因为图7.26中的A点相应于拉破，而E点相应于剪破，故$\overset{\frown}{AE}$曲线在破坏形态上是由

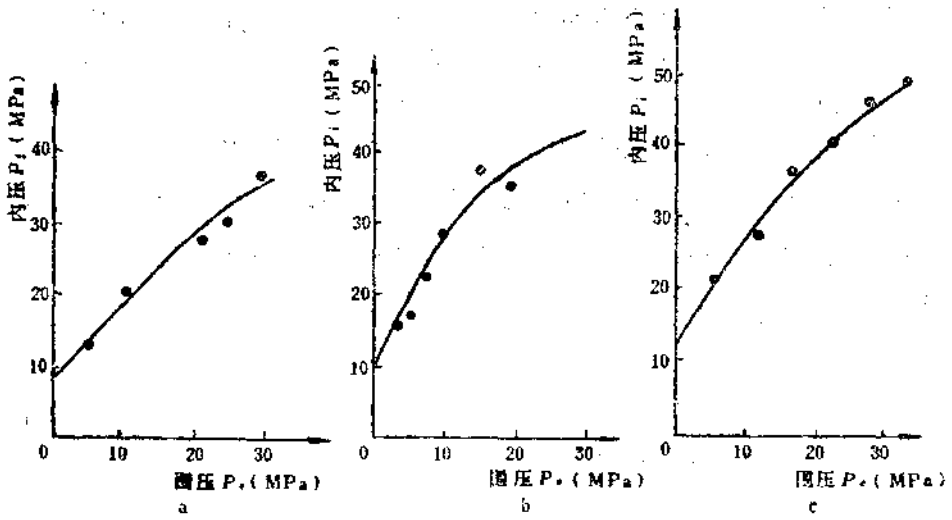


图7.25　破坏时的围压与内压关系曲线
a—水泥砂浆　b—新丰江花岗岩　c—花岗岩

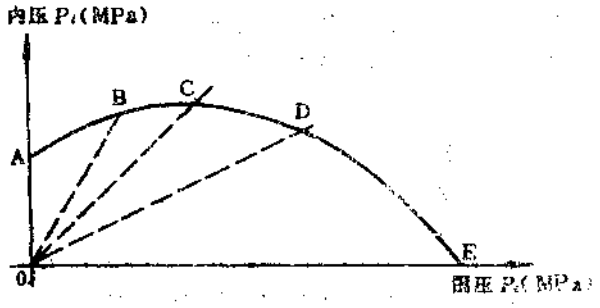


图7.26　围压与内压关系曲线

拉伸过渡到剪切破坏的过程曲线。对应试件破坏情况，可以有不同的线段相对应，关于这方面，将在后面谈到。在$\overset{\frown}{AE}$曲线中，轴压力是一个隐性因素。实际上，当围压很大时，轴压也会相应增加，但影响的主要因素仍然是围压P_e和内压P_i。

在常规三轴试验中，若$\sigma_1>\sigma_2=\sigma_3$，破坏是压（剪）性的；$\sigma_1=\sigma_2>\sigma_3$，破坏却呈张性。在真三轴试验中，试件的破坏性质是由σ_2/σ_3决定的，随着σ_2/σ_3的改变（由小至大），破坏性质由剪性逐渐变为拉剪性尔后变为张性。三轴水压致裂试验也有类似的结果。表7.4

表7.4　一些试验结果

类别	试件编号	荷载（MPa）			孔壁主应力（MPa）			破坏性质
		轴压（P_z）	围压（P_e）	内压（P_i）	σ_z	σ_θ	σ_θ	
水泥砂浆	Ⅰ-3	29.42	24.52	32.36	29.42	32.36	16.06	剪性
	Ⅰ-4	29.42	19.61	27.46	29.42	27.46	11.16	剪性
	Ⅰ-6	9.81	0	7.85	9.81	7.85	8.46	张性
花岗岩	W-4	20.5	9.81	26.77	20.5	26.77	−8.05	张性
	W-8	25.6	14.71	44.72	25.6	44.72	16.88	张性
	W-13	40.99	29.42	38.25	40.99	38.25	10.84	张剪性

反映了某些试件破坏时的荷载及内表面的主应力及破坏性质。

在上述结果中可以看出：在水压致裂试验中，当三个主应力中有一个为负值时，破坏性质总是张性的；三个主应力均为正值时，破坏性质可以是张性、张剪性或剪性的，主要决定于σ_2/σ_3。因此，改变外荷载的组合，使试件处于不同的应力状态，试件就会表现出不同的破坏形态。根据试验结果，可以这样划分：在平面上以P_e为横轴、P_i为纵轴，作出P_i-P_e曲线$\overset{\frown}{AE}$，分别作$P_i=\frac{2K_e^2}{K_e^2+K_i^2}P_e$交AE于B，$P_i=P_e$交AE于C，$P_i=\frac{1}{2}P_e$交AE于D，把AE分成AB，BC，CD和DE四段，这四段曲线所对应的应力状态及破坏形态如下：

（1）AB段：试件内表面上的应力状态为一向受拉，两向受压，

$$\left.\begin{aligned}&P_i>\frac{2R_e^2}{R_e^2+R_i^2}P_e\\&\sigma_1=\sigma_z=\frac{P_z}{\pi(R_e^2-R_i^2)}\\&\sigma_2=\sigma_r=P_i\\&\sigma_3=\sigma_\theta=[2R_e^2-(R_e^2+R_i^2)R_i]/(R_e^2-R_i^2)<0\end{aligned}\right\}\qquad(7.104)$$

破坏是张性的，破坏面平行于z轴，通常呈平面径向拉伸破裂，这种破坏形态与仅有轴压和内压作用时试件的破坏形态是一样的。由于P_i与P_e是互相制约的，所以σ_2和σ_3也是互相制约的，σ_2对破坏形态没有明显的影响，但对抗拉强度有一定的影响。

（2）BC段：试件内表面的应力状态为三向受压时

$$\left.\begin{aligned}&P_e<P_i<\frac{2R_e^2}{R_e^2+R_i^2}P_e\\&\sigma_1=\sigma_z=\frac{P_z}{\pi(R_e^2-R_i^2)}\\&\sigma_3=\sigma_r=P_i\\&\sigma_3=\sigma_\theta=[2R_e^2-(R_e^2+R_i^2)P_i]/(R_e^2-R_i^2)>0\end{aligned}\right\}\qquad(7.105)$$

破坏形态由张性逐渐变为张剪性或剪性的。破坏面在对应该段曲线较左一端的通常呈平面径向拉伸破坏或平行于z轴的径向破裂＋与z轴同轴的圆锥形破裂；靠右端，破坏有时为平行z轴的径向破裂＋圆锥形破裂，有时为平行z轴和中主应力方向的螺线面。

（3）CD段：试件内表面的应力状态仍为三向受压，但三个主应力的方向改变了：

$$\left.\begin{aligned}&0.5P_e<P_i<P_e\\&\sigma_1=\sigma_z=\frac{P_z}{\pi(R_e^2-R_i^2)}\\&\sigma_2=\sigma_\theta=[2R_e^2-(R_e^2+R_i^2)P_i]/(R_e^2-R_i^2)\\&\sigma_3=\sigma_r=P_i\end{aligned}\right\}\qquad(7.106)$$

当$P_i=P_e$时，试件内部应力是均匀的，$\sigma_2=\sigma_3$，破坏面为螺线面或径向破裂＋圆锥面。材料强度较低时也会出现破碎性破裂，当$P_i\neq P_e$时，破坏面通常为错断面＋径向拉裂或径向拉裂＋圆锥面。

（4）DE段：应力状态及主应力方向与CD段相同。

$$\left.\begin{aligned}&P_i<0.5P_e\\&\sigma_1=\sigma_z=\frac{P_z}{\pi(R_e^2-R_i^2)}\\&\sigma_2=\sigma_\theta=[2R_e^2P_e-(R_e^2+R_i^2)P_i]/(R_e^2-R_i^2)\\&\sigma_3=\sigma_r=P_i\end{aligned}\right\}\qquad(7.107)$$

$P_i \neq 0$时，破坏面往往呈圆锥面。$P_i=0$时则为圆锥面或椭圆面。

三轴水压致裂试验一个很大的特点是在某个范围内抗拉强度随着围压的增加而增加，超过这个范围以后，抗拉强度却随围压增加而降低。有的试验中，岩石的单轴抗拉强度为-3.1MPa，而对同种材料作水压致裂试验时，抗拉强度可达-8.52MPa，两者相差2.74倍。在同样的试件上施加轴向拉力和内压，当轴向拉应力-2.82MPa时，抗拉强度为-4.89MPa。另外的试验也有类似的结果，当$\sigma_z=1.53$MPa，$\sigma_r=134$MPa时，粗面岩的$\sigma_\theta=-47.7$MPa，而同种材料的巴西试验的结果是：$\sigma_1=39.4$MPa，$\sigma_2=0$，$\sigma_3=-12.9$MPa，两者的抗拉强度相差3.7倍，而无轴压时的$\sigma_\theta=-19.0$MPa，是巴西试验的1.5倍。

比较各种判据的优缺点，结合水压致裂试验的结果，可设破坏判据为下列形式：

$$\overline{\sigma}=\{a\cdot e^{b\cdot(-I_2/I_1^2)}+c\}I_1 \tag{7.108}$$

式中：

$$\left.\begin{aligned}&\overline{\sigma}=\{\frac{1}{2}[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2]\}^{1/2}\\&I_1=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3\\&I_2=\sigma_1\cdot\sigma_2+\sigma_2\cdot\sigma_3+\sigma_3\cdot\sigma_1\end{aligned}\right\} \tag{7.109}$$

参数a和c应符合下式：

$$a+c=1 \tag{7.110}$$

当$\sigma_2=\sigma_3=0$时，（7.108）式变为$\sigma_1=\sigma_1$仍然可以成立。当$\sigma_3=0$时，（7.108）式仍然是成立的。这样公式（7.108）对于二维和三维应力状态，都可以很好地模拟。

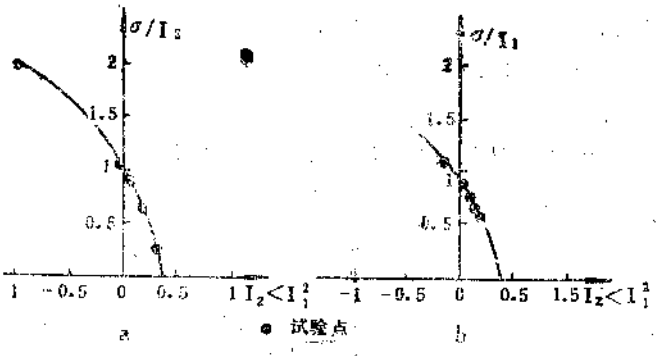


图7.27 试验数据与破坏判据的比较

a—花岗岩	$a=-1.225233$	$b=1.502184$	$c=2.252928$
b—粗面岩	$a=-0.820125$	$b=2.341465$	$c=1.82254$

我们对几种材料的试验结果进行了计算，结果是很好的。图7.27是对粗面岩、花岗岩进行了模拟的结果。试验结果与（7.108）式所表示的曲线几乎是重合的。

第八章　岩石的断裂特性

第8.1节　概　　述

岩石断裂特性的研究，实际上是岩石强度特性研究的继承和发展。

传统的力学方法通常假定材料是连续的，不存在任何缺陷或裂纹。一般的做法是，根据结构的实际工作情况，计算出其中最危险区域的应力，乘以安全系数，若其小于屈服强度或极限强度，则认为该结构是安全的，反之，则是不安全的。实际结构中可能有的缺陷和其他在计算中考虑不到的因素一起放到安全系数中加以考虑。但是，后来发现，许多高强度低韧度材料，常常发生"低应力脆断"事故。研究表明：这种脆性破坏都是由于宏观缺陷或裂纹的失稳扩展而引起的，从而形成断裂力学。其研究课题就是：它研究裂纹前缘的应力和位移，由此找出控制裂纹的物理量。因此，断裂力学也可以叫做裂纹力学。

近20年来，断裂力学的理论与方法被引入岩石力学领域中来了。据了解，某些国家高等学校的岩石力学教学大纲中，也包括岩石断裂力学的内容。在我国，也开始了岩石断裂力学的研究，并有将其成果初步运用于工程设计之中。

在工程实践中，为了防止脆性断裂，提出了两个课题：一是防止启裂；二是防止裂隙扩展。

裂纹有三种扩展的方式或类型（图8.1）：张开型（Ⅰ型），滑移型也叫纵向剪切型（Ⅱ

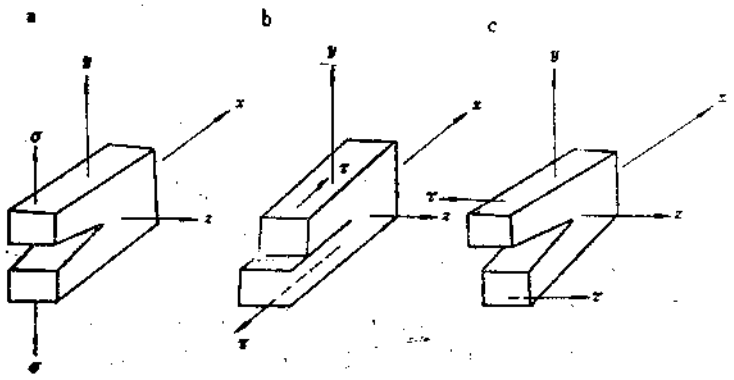


图8.1　裂纹的三种类型

a—Ⅰ型（张开型）　b—Ⅱ型（滑移型）　c—Ⅲ型（撕裂型）

型），撕裂型也叫横向剪切型（Ⅲ型）。在最普遍的情况下，裂纹面可以是空间曲面，裂纹前缘可以是空间曲线，但在实际工程问题中，常遇见的基本上是平面裂纹，所以一般都是按平面裂纹处理。

研究裂纹的扩展有两种不同的观点：一种是从能量分析出发，认为物体在裂纹扩展中所

能够释放出来的弹性能，必须与产生新的断裂面所消耗的能量相等，这种观点是本世纪20年代初由格里菲斯(A.A.Griffith)提出来的。另一种是应力强度的观点，认为裂纹扩展的临界状态，是由裂纹前缘的应力场的强度达到临界值来表征的。这两种观点有着密切的联系，但并不总是等效的。

前已提到，格里菲斯认为：断裂破坏是由于物体内部细小的缺陷或微小的裂纹所引起的应力集中的原故。当物体的裂纹扩展时，会释放出一定的弹性势能，并转化为其他形式的能量：裂纹扩展克服材料阻力所作的功和位移部分的动能（这两种能最后会转化为振动和热，但格里菲斯对此没有考虑）。因为脆性破坏是突然发生的，在断裂过程中外部能量几乎没有时间补充给它；考虑在没有塑性流动时，唯一需要考虑的功就是产生新表面所需的能量，然后根据处于平面应力状态无限薄板中的椭圆孔（假定椭圆非常扁，其端部的曲率半径很小）附近的应力场的解，且考虑只是不稳定性的开始，于是得到平面应变情况的著名方程：

$$\sigma=\frac{2TE}{\pi a(1-\nu^2)} \tag{8.1}$$

对于平面应力情况，则式（8.1）变为：

$$\sigma=\frac{2TE}{\pi a} \tag{8.2}$$

两者相差$1/(1-\nu^2)$。

式中：σ为作用于无限长的薄板的拉应力（断裂应力）；T为裂纹扩展产生新表面所需的能量（表面能）；E为材料的弹性模量；a为椭圆孔长轴之半；ν为泊松比。

根据这种分析，格里菲斯令人满意地解释了玻璃的抗拉强度在理论与实际之间的矛盾，并用实验证明了他的解释。但是，在这之后的20年间却没有获得明显的进展。只是由于高强度钢制造的船舶结构发生脆性断裂，对格里菲斯的工作才能被重新重视起来，并获得长足的进展。

建立在线弹性理论基础上的线弹性断裂力学（Lefm），是假定在裂纹尖端塑性区与裂纹长度和试样宽度相比是非常小的，把材料当作完全弹性体，运用弹性理论来研究裂纹尖端附近的应力状态。

设各向同性的均质无限板中有一长$2a$的穿透裂纹，在远处施加均匀拉应力σ_∞，其方向与裂纹面垂直（图8.2）；边界条件是：

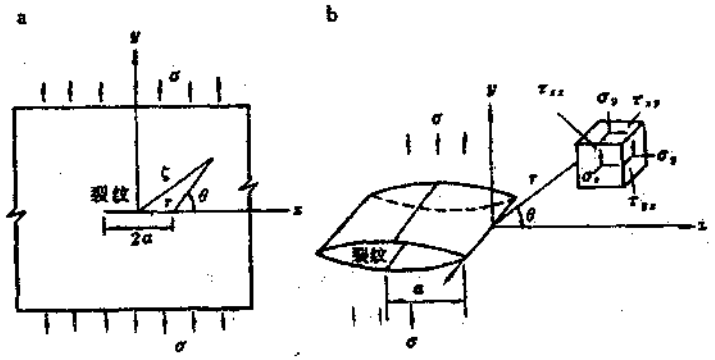


图8.2 求裂纹端部附近应力场的坐标系

a—笛卡尔坐标系 b—极坐标系

$$\left.\begin{aligned}&\sigma_{x(\infty)}=\tau_{xy(\infty)}=0\\&\sigma_{y(\infty)}=\sigma_\infty\end{aligned}\right\}\tag{8.3a}$$

裂纹面上

$$\left.\begin{aligned}&\sigma_y=0\\&\tau_{xy}=0\end{aligned}\right\}\tag{8.3b}$$

当$y=0$，$|x|>a$处，$u_y=0$

并引入以裂纹尖端$\xi=a$为原点的极坐标(r,θ)，得到在$r<a$处的主项。对于Ⅰ型(张开型)：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_x&=\frac{K_\mathrm{I}}{\sqrt{2\pi r}}\cos\frac{\theta}{2}\left(1-\sin\frac{\theta}{2}\sin\frac{3\theta}{2}\right)\\&=\frac{K_\mathrm{I}}{4\sqrt{2\pi r}}\left(3\cos\frac{\theta}{2}+\cos\frac{5\theta}{2}\right)\\\sigma_y&=\frac{K_\mathrm{I}}{\sqrt{2\pi r}}\cos\frac{\theta}{2}\left(1+\sin\frac{\theta}{2}\sin\frac{3\theta}{2}\right)\\&=\frac{K_\mathrm{I}}{4\sqrt{2\pi r}}\left(5\cos\frac{\theta}{2}-\cos\frac{5\theta}{2}\right)\\\tau_{xy}&=\frac{K_\mathrm{I}}{\sqrt{2\pi r}}\cos\frac{\theta}{2}\sin\frac{\theta}{2}\cos\frac{3\theta}{2}\\&=\frac{K_\mathrm{I}}{4\sqrt{2\pi r}}\left(-\sin\frac{\theta}{2}+\sin\frac{5\theta}{2}\right)\\\sigma_z&=\nu(\sigma_x+\sigma_y)\quad\text{(平面应变)}\\\sigma_z&=0\quad\text{(平面应力)}\\\tau_{xz}&=\tau_{yz}=0\end{aligned}\right\}\tag{8.4}$$

$$\left.\begin{aligned}u_x=u_r&=\frac{K_\mathrm{I}}{8\mu}\sqrt{\frac{2r}{\pi}}\left((2k-1)\cos\frac{\theta}{2}-\cos\frac{3\theta}{2}\right)\\u_y=-u_\theta&=\frac{K_\mathrm{I}}{8\mu}\sqrt{\frac{2r}{\pi}}\left((2K+1)\sin\frac{\theta}{2}-\sin\frac{3\theta}{2}\right)\\u_z&=0\end{aligned}\right\}\tag{8.5}$$

$$K_\mathrm{I}=\sigma_\infty\sqrt{\pi a}\tag{8.6}$$

这是在各向同性的均匀无限板中有一长$2a$的穿透裂纹，在远处垂直于裂纹面的方向施加均匀拉应力σ_∞的结果（图8.3a）。

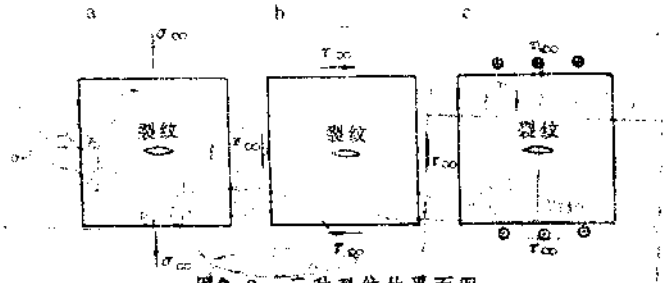


图8.3 三种裂纹的平面图

a—Ⅰ型 b—Ⅱ型 c—Ⅲ型

在上述公式（8.5）中的k值为

$$\left.\begin{aligned}k&=3-4\nu\quad\text{（平面应变）}\\k&=\frac{3-\nu}{1+\nu}\quad\text{（平面应力）}\end{aligned}\right\}\tag{8.7}$$

且，μ为剪切弹性模量；ν为材料的泊松比。

对于Ⅱ型，相应于裂纹尖端的应力和位移为

$$\left.\begin{aligned}
\sigma_x &= -\frac{K_{\text{Ⅱ}}}{\sqrt{2\pi r}}\sin\frac{\theta}{2}\left(2+\cos\frac{\theta}{2}\cos\frac{3\theta}{2}\right)\\
\sigma_y &= \frac{K_{\text{Ⅱ}}}{\sqrt{2\pi r}}\sin\frac{\theta}{2}\cos\frac{\theta}{2}\cos\frac{3\theta}{2}\\
\tau_{xy} &= \frac{K_{\text{Ⅱ}}}{\sqrt{2\pi r}}\cos\frac{\theta}{2}\left(1-\sin\frac{\theta}{2}\sin\frac{3\theta}{2}\right)\\
\sigma_z &= \nu(\sigma_x+\sigma_y)\quad\text{（平面应变）}\\
\sigma_z &= 0\qquad\text{（平面应力）}\\
\tau_{xz} &= \tau_{yz} = 0
\end{aligned}\right\} \tag{8.8}$$

$$\left.\begin{aligned}
u &= \frac{K_{\text{Ⅱ}}}{8\mu}\sqrt{\frac{2r}{\pi}}\left((2k+3)\sin\frac{\theta}{2}+\sin\frac{3\theta}{2}\right)\\
v &= \frac{K_{\text{Ⅱ}}}{8\mu}\sqrt{\frac{2r}{\pi}}\left(-(2k-3)\cos\frac{\theta}{2}-\cos\frac{3\theta}{2}\right)\\
w &= 0
\end{aligned}\right\} \tag{8.9}$$

$$K_{\text{Ⅱ}} = \tau_\infty\sqrt{\pi a} \tag{8.10}$$

这是含有$2a$长度的穿透裂纹的无限板在远处受有两对均匀剪应力τ_∞的结果（图8.3b）。

对于Ⅲ型，裂纹尖端的应力和位移分布是：

$$\left.\begin{aligned}
\tau_{xz} &= \frac{K_{\text{Ⅲ}}}{\sqrt{2\pi r}}\sin\frac{\theta}{2}\\
\tau_{yz} &= \frac{K_{\text{Ⅲ}}}{\sqrt{2\pi r}}\cos\frac{\theta}{2}\\
\sigma_x &= \sigma_y = \sigma_z = \tau_{xy} = 0
\end{aligned}\right\} \tag{8.11}$$

$$\left.\begin{aligned}
u &= v = 0\\
w &= \frac{K_{\text{Ⅲ}}}{\mu}\sqrt{\frac{2c}{\pi}}\sin\frac{\theta}{2}
\end{aligned}\right\} \tag{8.12}$$

$$K_{\text{Ⅲ}} = \tau_\infty\sqrt{\pi a} \tag{8.13}$$

这是含有$2a$长度的穿透裂纹的无限板在远处受有一对与平面垂直的剪力τ_∞的结果（图8.3c）。

上述公式中的K均按公式8.7确定。

这里，相应于Ⅰ型，Ⅱ型和Ⅲ型的$K_{\text{Ⅰ}}$，$K_{\text{Ⅱ}}$，$K_{\text{Ⅲ}}$的量纲是应力乘长度的$\frac{1}{2}$次方。它们是和(r,θ)无关的常数，是$1/\sqrt{r}$项的系数，而这一项是r高次项级数的第一项，在上述公式中只写出这一项。对于靠近裂纹尖端的点，当$r\ll a$，这一项超过了其它各项，因此叫做主项。这是因为点$r\to 0$时，第一项趋于无穷大。因此，对于各向同性的均质材料，在最普遍的加载条件下尖裂纹前缘的应力场和位移场的主项是$r^{-\frac{1}{2}}$的奇性。其强度由三个参量$K_{\text{Ⅰ}}$，$K_{\text{Ⅱ}}$，$K_{\text{Ⅲ}}$来决定，它们分别表示促使裂纹按Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ型三种方式扩展的应力场和位移场的强度。这些参量与远处的应力σ_∞或τ_∞成正比，且和含有裂纹的物体的形状有关。这里$K_i(i=\text{Ⅰ},\text{Ⅱ},\text{Ⅲ})$值，叫做弹性应力强度因子，或简称应力强度因子。因此，材料的断裂条件（判据）是：

$$K_i \geqslant K_{ic}(i=\text{Ⅰ},\text{Ⅱ},\text{Ⅲ}) \tag{8.14}$$

这里，K_{Ic}是应力强度因子的临界值，也叫做材料的断裂韧度，其数值与温度、变形速度和材料的性质有关，不随几何形状而变化。它反映了材料抵抗内部裂纹临界失稳扩展（脆性断裂）的能力。

显然，Lefm的一个主要缺点是忽略了塑性。因为，即使整体应力是弹性的，在已知的最脆性材料中的裂纹尖端处仍然是塑性的。对于少量的塑性，在Lefm中引入一个修止因子，从而使用了“有效K”。这是建立在用$a+r_p$代替裂纹的真实长度a的基础上。其中r_p为平面应力塑性区的估计尺寸：

$$r_p=\frac{1}{2\pi}\left(\frac{K}{f}\right)^2 \tag{8.15}$$

式中：r_p为裂纹平面内塑性区的半径，该塑性区假定为圆形；f为控制塑性区的屈服应力，即$\sigma_y=f$；K为作用的应力强度因子。

图8.4就是欧文（G.R.Irwin）的等效模型，就是把原来的应力分布平移了一个平行的距离r_p。

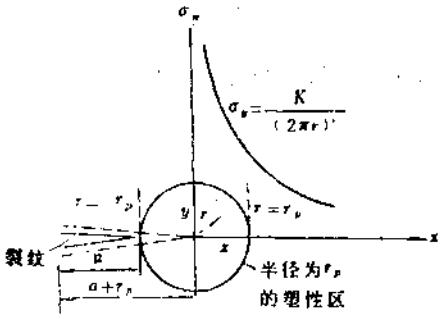


图8.4 少量屈服时的塑性区修正方法

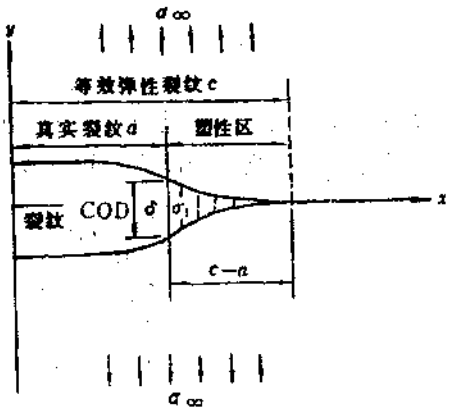


图8.5 裂纹张开位移(COD)模型

K的修正值，对于Ⅰ型将公式（8.6）改写为：

$$K_1=\sigma_\infty\sqrt{\pi(a+r_p)} \tag{8.16}$$

对于具有塑性变形的物体，可以用G表示裂纹扩张产生新表面的单位面积所作的总功，包括理论上的表面能和断裂过程中塑性流动所吸收的功。可以证明，G和K具有如下的简单关系：

$$K^2=GE \quad （平面应力） \tag{8.17}$$

$$K^2=\frac{GE}{1-\nu^2} \quad （平面应变） \tag{8.18}$$

注意，G的量纲是ML^{-1}，E的量纲是ML^{-2}，K的量纲是$ML^{-3/2}$。

通常称G为单位厚度的应变能释放率，也叫做裂纹扩展力。

Lefm经过塑性区修正后，它的应用范围虽然可以扩大到小范围屈服的情况，但并不能从根本上改善它的应用条件。因此，当塑性材料产生大范围屈服时，公式（8.14）所表示的判据便不适用了。这时便可采用COD和Jc准则。

COD的基本原理是用裂纹张开位移（Crack Opening Displacement，一般用δ表示）作为裂纹尖端附近应力应变场参量描述。它以：

$$\mathrm{COD}=\delta=\delta_c \tag{8.19}$$

作为断裂判据。这里δ_c是临界裂纹张开位移。用来表示材料的断裂韧性。

假定裂纹有一个虚构的半长c，从真实的半长a伸长（$c-a$），在$(c-a)$区域作用一拉伸应力t，使这部分“裂纹面封闭”（图8.5）。可以得到：

$$\frac{c}{a}=\frac{1}{\cos(\frac{\pi}{2}\cdot\frac{\sigma_\infty}{t})} \tag{8.20}$$

式中：σ_∞为远离裂纹处的拉应力。

在真实裂纹尖端，裂纹面的张开量δ为：

$$\delta=\frac{8f\cdot a}{\pi E}\cdot\ln(\frac{c}{a}) \tag{8.21}$$

σ_t表示约束应力，一般采用屈服强度f，而f表示材料的单轴屈服强度。

如果$\sigma_\infty<t$，可以采用近似值，即：

$$\mathrm{COD}=\delta=\frac{\pi\sigma_\infty^2 a}{E\cdot f} \tag{8.22}$$

对于Ⅰ型裂纹，且为平面应力状态时，有：

$$G=\frac{\pi\sigma_\infty^2 a}{E} \tag{8.23}$$

比较公式（8.16）及（8.17）得到：

$$G=f\cdot\delta=\frac{K^2}{E}\qquad\text{（平面应力）} \tag{8.24}$$

这样便与前述线弹性断裂力学的理论概念提供了一个直接的联系。但是这个联系只在弹性条件下才是正确的。实际上经常有塑性流动发生，这与推导公式的弹性假定是矛盾的。尽管如此，COD概念提供了一个十分容易确定的数量，并且已为一些实验所证实。

J积分是围绕裂纹尖端的一个线围积分，它假设在大范围屈服时裂纹尖端为应力-应变奇点。J积分虽是能量法，是以J积分值作为描述裂纹尖端产生大范围屈服时应力-应变场的参量，同时将：

$$J=J_c \tag{8.25}$$

作为大范围屈服时的断裂判据，以J_c作为材料韧性的度量。

在线弹性情况下，J积分等于裂纹扩张力G。此时，J_{1C}与K_{1C}之间存在着定量关系：

$$J_{1C}=G_{1C}=\frac{1-\nu^2}{E}K_{1C} \tag{8.26}$$

J积分法虽然在弹性和弹塑性情况下都能应用，但因为主要是二维的，且不允许卸载，因此，对于断裂前有较长亚临界裂纹扩展的材料不适用。而任何裂纹扩展都必然在裂纹尖端附近引起卸载。所以它的应用又是有限制的。

第8.2节　室内岩石断裂试验

8.2.1　常用的室内岩石断裂试验[76]

1．采用环形裂纹圆柱试件的（图8.6a）拉伸试验

这种试件槽口的形状可以有所不同（图8.6b），对于这种试件，得到的K_1表达式为：

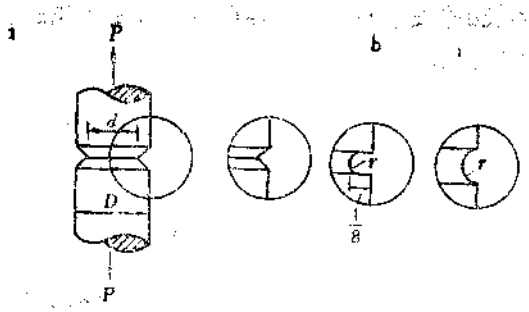


图8.6 环形裂纹圆柱试件
a—试件 b—槽口

表8.1 几种常见岩石的K_{IC}值

岩石名称	试件编号	K_{IC} (MPa$\sqrt{m}$)
花岗岩	4	6.1
砂 岩	110	2.7
大理岩	8-2	6.8

$$K_I=\frac{P}{D^{3/2}}\left(1.72\frac{D}{d}-1.27\right) \qquad (8.27)$$

$$0.5<d/D<0.8$$

式中：P为轴向拉力；D为圆柱断面名义直径；d为裂纹所在断面直径。

某些岩石这种试验的结果如表8.1所示。

2．在周压力作用下的延伸试验

这些试验的槽口与上述单轴拉伸试验是相同的。对岩石的试验结果表明：没有槽口的单轴拉伸及周压力作用下的延伸试验结果的规律性好，而带有槽口的这些试验结果则较分散。花岗岩的试验结果如图8.7、图8.8所示。

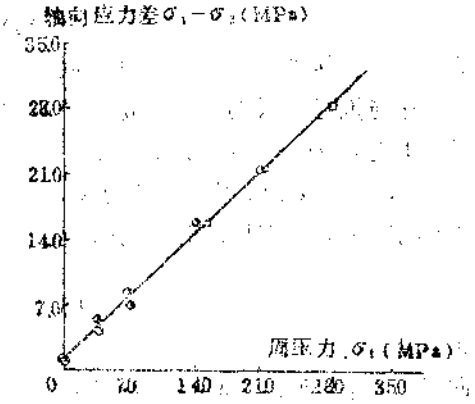


图8.7 花岗岩（无槽口）拉伸及延伸试验结果

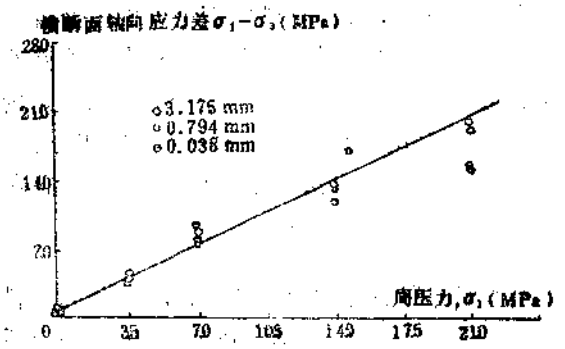


图8.8 花岗岩（有槽口）试件拉伸及延伸试验结果

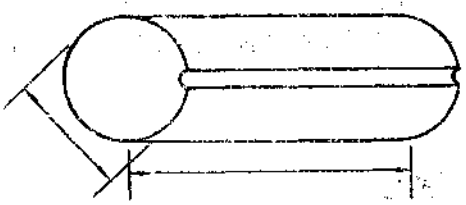


图8.9 具有纵向槽口的扭转试件

3．无侧限扭转试验

除了用前述环形槽口圆柱试件外，也采用纵向槽口圆柱试件（图8.9）进行无侧限扭转试验。名义剪应力τ由下式计算：

$$\tau=\frac{T\cdot C}{I} \qquad (8.28)$$

式中：τ为扭转力矩；C为中性轴至外表面的距离；I为横截面惯性矩。

对于环向槽口，采用净截面直径。由表8.2中可以看出，槽口对断裂弯矩有一定的影响，名义剪应力实际上是增加的。试验结果表明：无槽口及带槽口试件中，都观察到扭转断裂的

表8.2 扭转试验结果

试件情况		花岗岩		砂岩		大理岩	
		最大扭转力矩 M_{max} kN-cm	净断面剪应力 τ MPa	最大扭转力矩 M_{max} kN-cm	净断面剪应力 τ MPa	最大扭转力矩 M_{max} kN-cm	净断面剪应力 τ MPa
无槽口		6.00	18.7	4.77	14.8	5.95	18.5
环向槽口	0.3175cm	5.13	38.6	2.65	19.8	5.55	33.9
	0.079375cm	6.58	48.5	4.80	35.4	5.44	40.1
	0.00381cm	5.65	37.7	—	—	6.97	44.1
纵向槽口 (0.3175cm)		7.06	—	5.40	—	—	—

螺旋形断裂面。

4．梁的弯曲试验

因为这种试验方法，试件形状简单，便于加工。国内外断裂试验采用最多的一种是三点弯曲（图8.10）。这时的应力强度因子，可以用$K_I BW^{3/2}/M$来表达（表8.3）。其中M是弯矩：

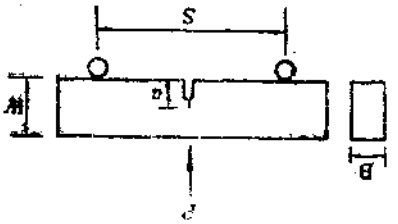


图8.10 三点弯曲试验

$$M=\frac{1}{4}PS \tag{8.29}$$

表8.3 三点弯曲试件的$K_I BW^{3/2}/M$值

$\frac{a}{W}$	$K_I BW^{3/2}/M$，当S/W为					
	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	8.0
0.25	5.25	5.32	5.37	5.41	5.43	5.56
0.30	5.98	6.05	6.11	6.15	6.19	6.33
0.35	6.80	6.89	6.95	7.01	7.05	7.20
0.40	7.76	7.86	7.94	8.00	8.05	8.22
0.45	8.94	9.05	9.13	9.20	9.25	9.45
0.50	10.41	10.53	10.62	10.69	10.75	10.98
0.55	12.32	12.44	12.54	12.61	12.67	12.93
0.60	14.84	14.97	15.08	15.15	15.21	15.50
0.65	18.32	18.46	18.55	18.63	18.69	19.01
0.70	23.33	23.46	23.56	23.64	23.70	24.07
0.75	31.02	31.14	31.22	31.29	31.31	31.82

也有采用四点弯曲试验的。这时名义弯曲应力为：

$$\sigma_b=\frac{M\cdot C}{I} \tag{8.30}$$

式中：M为弯矩；C为中性轴至外表面距离；I为槽口截面惯性矩。

岩石弯曲试验的结果比直拉试验好些，分散性较小。但梁式试件的中部常出现不规则的破裂。有人曾取断裂后梁的中部沿纵向切取剖面，磨光后用电子显微镜检查和观察，发现似乎粒间边界具有明显的缺陷，而位于拉伸与压缩两边及位于梁中性轴处的岩石，却没有显示

出多大差别。某些断裂试验结果如表8.4所示。

表8.4 某些岩石室内断裂试验实测K_{IC}值

岩石名称	试验方法	I型断裂韧度 K_{IC} MPa$\sqrt{cm}$	纵波速度 V_p (m/s)	附注
花岗岩	单轴拉伸	6.0		
花岗岩	三点弯曲	5.8—6.2		
湖南花岗岩	短棒试验	24.1		经过塑性修正
辉长岩	双扭试验	8.9		
辉长岩	短棒试验	25.2		经过塑性修正
正长岩	三点弯曲	11.6		
石英闪长岩	三点弯曲	6.9	6140	
石英闪长岩	三点弯曲	4.4	4837	
砂岩	双扭试验	4.5		
砂岩	单轴拉伸	2.6		
砂岩	三点弯曲	8.0—11.5		
砂岩	薄壁圆筒内压预裂试验	5.6—14.3		
砂岩	短棒试验	15.6		
大理岩	单轴拉伸	6.7		
大理岩	三点弯曲	7.3—13.0		
大理岩	双扭试验	6.3		经过塑性修正
大理岩	短棒试验	15.5		
石灰岩	三点弯曲	4.3	5834	
石灰岩	三点弯曲	4.3	5672	
石灰岩	单轴拉伸	9.1		
石灰岩	三点弯曲	9.7		
石膏	三点弯曲	0.29—1.08		

8.2.2 室内岩石三点弯曲测定K_{IC}的试验技术

目前，在室内测定岩石断裂韧度K_{IC}时，常常引用金属K_{IC}的测试技术和方法。但因为岩石与金属的特性有所不同，所以，引用金属的方法是有条件的。在这方面，许多岩石力学工作者开展了对岩石断裂韧度K_{IC}的测试技术的研究。在本书中，将主要讨论岩石三点弯曲的断裂试验技术问题。

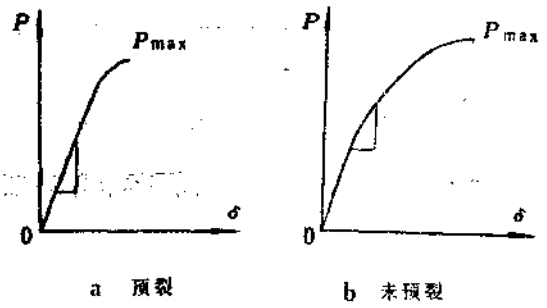
首先是关于试件的几何尺寸。

岩石三点弯曲试件的截面，如采用矩形，经过试验研究，发现其厚度的影响并不重要。而试件的高度（W），一般可取40—50mm，宽高比（B/W）为0.5—1.0；如选用圆柱梁，可取其直径D=40—50mm。而试件的高跨比（W/L），矩形梁为1:4，圆柱梁为D/L=1:3.33，且$L/W \geqslant 4.5$，$L/D \geqslant 3.8$。

试件的切割缝尺寸，一般取缝高比（a/W）为0.35—0.5。切割缝尖端以小于0.3mm为宜。

其次，遇到的问题是，要不要进行疲劳预裂，以得到尖锐的裂纹端部。大家知道，金属断裂试验是要求进行疲劳预裂的。但是经过疲劳预裂的岩石试件与不预裂的对比试验表明：三点弯曲试验所得的K_{IC}值，预裂的要比不预裂的高10—30%，究竟选用哪一种K_{IC}值较为合理？不预裂试件的荷载-位移（P-δ）的关系不是直线型，不符合线弹性断裂力学的前提条

件，而经过疲劳预裂的试件，虽然在达到最大荷载P_{max}之前，还有一小段弯曲，但大体可以认为是线弹性的（图8.11a）；不预裂试件在计算时采用初始切口长度，而忽视实际可能延伸的部分，故计算所得的K_{IC}值偏低。据此，一种意见认为是需要预裂。另一种意见刚好相反，认为应取不预制疲劳裂纹的细切口（例如0.2—0.3mm以下）试件的K_{IC}值为宜。持这种意见者认为：带疲劳裂纹的岩石试件测得的K_{IC}值比不作此种预裂的只开窄缝切口的试件为高，这可能是岩石区别于金属材料的一个显著特点。这是因为，疲劳裂纹多属穿晶断裂，裂纹扩展时往往受晶粒所阻，而只开窄缝切口的岩石断裂多沿晶间原生弱面断裂，比较符合工程岩体实际情况；且前者测得的K_{IC}值高于后者，从工程安全考虑，也以取后者为宜。此外，岩石是具有记忆性能的。疲劳预裂所需荷载高达破坏荷载的80%，且疲劳历时在半小时以上，这种疲劳荷载的影响如何，也是需要研究的。但是，试件预裂不一定采用高频疲劳方法，也有采用静态预裂的。如果采用后者，并掌握止裂点，则在同一试件可得到几个不同的K_{IC}值，用这种方法研究裂纹长度的影响，也许是可取的。



a 预裂　　b 未预裂

图8.11 断裂试验的荷载(P)—位移(δ)曲线

再次，岩石断裂与金属的主要不同点之一，是裂纹尖端处微裂纹的形成。这个现象提出一个把线弹性断裂力学应用于岩石的一个实际问题。线弹性断裂力学假定，靠近裂纹尖端区存在一个应力与应变表征的简单参数：应力强度因子K。这个区叫做奇性区，它的大小取决于试件尺寸、裂纹情况和荷载等参数。其它被考虑的参数是断裂的尺寸，例如岩石的微裂纹形成区。当这个奇性区与断裂区（微裂纹形成区）相比是足够大时，应力强度因子是十分适当的，但当两者是很接近或者大于前者再采用线弹性断裂力学可能就不再有根据了。因为，模拟试验表明：裂纹尖端微裂纹的形成会增大初始韧度，并对裂纹扩展提供很大的抗力。

最后，现有的岩石断裂试验研究表明：断裂能（产生单位裂纹面积所消耗的能量，通常用G表示）和断裂韧度（裂纹扩展开始时的应力强度因子，常用K_C表示）的值有很大的变化。对于岩石这种多相的集合体材料，有一些变化是可以预期的，但是研究表明，G和K_C这样大的变化，相当的部分是由于试验条件的多样性造成的。例如试件外形和荷载的几何效应；裂纹长度和试件尺寸的影响，岩石平面各向异性效应（主要是微层理，由于组成不同的颗粒扁平矿物排成直线的变质结构和卷叶叠式构造，微节理和平面微裂纹组等），环境（水和应力腐蚀裂纹）的影响，温度、时间和围压效应等。因此，需要采用标准化的试验方法，才有利于比较。

8.2.3 短棒（V型切口）断裂试验技术

试件由岩心切成高径比为1.5，再加工成顶角为54°的V形切口，试件的跨距S为3.33D（D为试件直径）。试验方式仍是三点弯曲的加载条件（图8.12）。当给短棒试件缓慢加载时，裂纹首先在V形切口的尖端启裂。随着荷载的进一步增加，裂纹稳定地向前扩展。当裂纹扩展到临界长度a_c时，荷载达到最大值P_{max}，超过临界长度a_c后，裂纹失稳扩展，荷载随之降低。实验和理论分析表明：a_c是一个只取决于试件几何形状和加载方式的物理

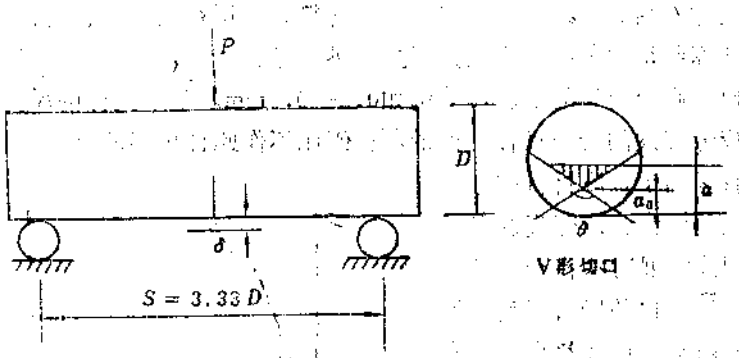


图8.12　三点弯圆棒加载示意图和试样V型切口断面

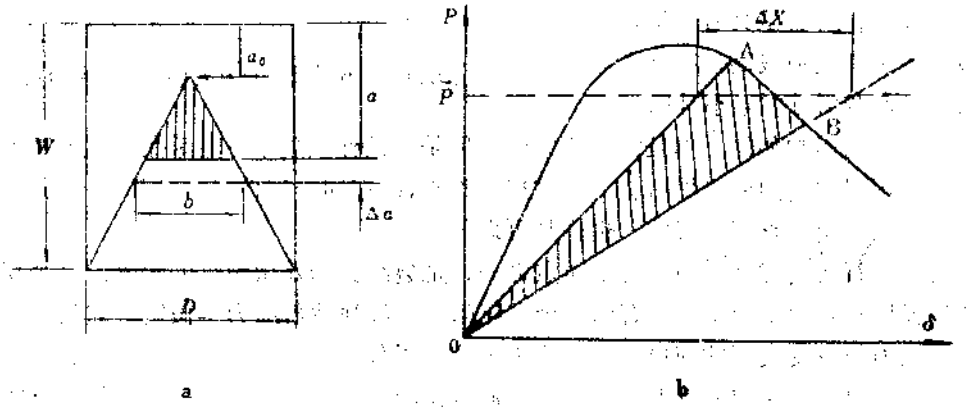


图8.13　短棒试件裂纹扩展及荷载-位移曲线示意图

量[77][78]。

短棒试件的裂纹扩展及其荷载-位移曲线见图8.13。当裂纹扩展Δa时，所需能量$\Delta \overline{W}$是：

$$\Delta \overline{W} = G_{Ic} \cdot b \cdot \Delta a \tag{8.31}$$

式中：G_{Ic}为应变能释放率；b为裂纹前缘宽度。

裂纹长度为a时，对应于P-δ曲线的A点。这时卸载，在线弹性假设下，曲线会沿AO回复到原点。当裂纹扩展到$a+\Delta a$时，对应于P-δ曲线的B点，OB线就是$a+\Delta a$裂纹长度时的卸载线。扇形面积OAB等于裂纹扩展Δa所消耗的能量$\Delta \overline{W}$。

$$\Delta \overline{W} = \frac{1}{2} \cdot \overline{P} \cdot \Delta x \tag{8.32}$$

从A到B点的柔度增量Δc是

$$\Delta c = \frac{\Delta x}{\overline{P}} \tag{8.33}$$

由此得：

$$\Delta \overline{W} = \frac{1}{2} \overline{P}^2 \cdot \Delta c \tag{8.34}$$

由式(8.31)和(8.34)得：

$$G_{Ic} = \frac{P^2}{2b} \cdot \frac{dc}{da} \tag{8.35}$$

根据Irwin-Kies转换式，得K_{Ic}的计算式：

$$K_{SR}=A\cdot F/D^{3/2} \tag{8.36}$$

其中，

$$A=\left(\frac{D}{2\overline{W}}\cdot\frac{dg}{d\beta}\cdot\frac{1-\beta_0}{\beta-\beta_0}\right)^{1/2} \tag{8.37}$$

式中：K_{SR}为短棒试件测定的断裂韧度（MPa$\sqrt{\text{cm}}$）；D为试件直径（cm）；P为荷载（MPa）；A为无量纲应力；$\overline{W}$为试件的长度(cm)；g为无量纲柔度，且

$$g=E'DC \tag{8.38}$$

$$C=\delta/P \tag{8.39}$$

式中：E'为平面应变弹性模量，且

$$E'=\frac{E}{1-\mu^2} \tag{8.40}$$

μ为泊松比

β为无量纲裂纹长度，且

$$\beta=a/\overline{W} \tag{8.41}$$

$$\beta_0=a_0/\overline{W} \tag{8.42}$$

在公式（8.37）中，$dg/d\beta$随裂纹长度β的增加而增大；而$(1-\beta_0)/(1+\beta_0)$却随β的增加而减少。结果A在失稳扩展临界裂纹长度$\beta_c(\beta_c=a_c/\overline{W})$点出现最小值$A_{min}$，这时的荷载对应于最大荷载$P_{max}$。因此，

$$K_{SR}=A_{min}\cdot F_{max}/D^{3/2} \tag{8.43}$$

对于$\overline{W}/D=1.45$的试件，经标定得到：$A_{min}=24.0$。

当试件尺寸偏离建议方法中的尺寸时，则要进行修正，即：

$$C_k=(1-0.6\Delta\overline{W}/D+1.4\Delta a_0/D-0.01\Delta\theta)$$

从而，

$$K_{SR}=C_k\times 24\times P_{max}/D^{3/2} \tag{8.44}$$

实际上，在岩石断裂试验中的P-δ曲线上的A、B两点的卸载线不可能回到原点，而是分别与坐标轴δ相交于C、D两点(图8.14)，也就是说出现了残余变形。在这种情况下，裂纹扩展Δa所需的能量$\Delta\overline{W}$就是四边形ABDC所围的面积，即：

$$\Delta\overline{W}=\frac{1}{2}(1+p)P\cdot\Delta x \tag{8.45}$$

式中：$p=\frac{\Delta x_0}{\Delta x}$，称之为塑性系数。

于是可得：

$$K^*_{SR}=\left(\frac{1+p}{1-p}\right)^{1/2}\cdot A_{min}\cdot P_{max}/D^{3/2}$$

$$=\left(\frac{1+p}{1-p}\right)^{1/2}\cdot K_{SR} \tag{8.46}$$

式中：K^*_{SR}为非线性修正后的断裂韧度。

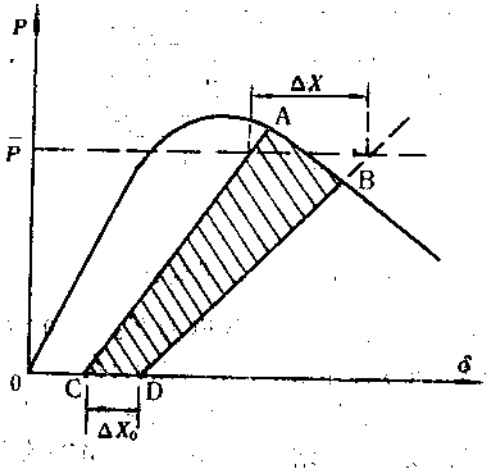


图8.14 岩石短棒试件的塑性修正

当有残余变形存在时，裂纹失稳扩展临界点a_c的荷载P_c不一定与最大荷载P_{max}相一致，需要用特殊方法确定。

第8.3节　岩石断裂韧度K_{IC}的现场测定

8.3.1 概　　述

目前，岩石断裂韧度的测定，国内外多是沿用室内测定金属断裂韧度的方法，而没有采用现场测定。但是，在岩石力学领域中，各种力学参数多由现场测定，那么岩石断裂韧度是否也可以由现场测定，根据狭缝法变形试验条件，我们认为这种方法是可以进行岩石断裂韧度的测定的。云南水电科学技术研究所和水利电力部东北勘测设计院水科所的一些狭缝法试验资料说明，虽然这些试验原来并不是专为测定现场岩体断裂韧度的，但因其在试验过程中注意观察了裂缝的开展情况，故有可能对现场岩体断裂韧度作极为初步的近似估算[79]。

8.3.2 试 验 情 况

云南水电科学技术研究所的试验是在鲁布革水电站的坝区右岸32号平洞中进行的。该坝区位于雄武背斜的西南倾伏端。坝址处在V型河谷，谷坡30°—40°（图8.15），岩层走向NW30°—40°，倾向南西。岩层为三叠系碳酸盐类沉积岩，主要为白云岩、石灰岩和泥灰岩等。试点在32号试验平洞深58m处的支洞洞底表面上，编号为E_{32-5}，作用力的方向与岩层平行。岩层为$T_{2g}2-2E$层紫红色泥灰岩，质软，结构紧密，节理较发育。试验采用的钢枕尺寸为500×600mm。试点安装如图8.16所示。钢枕埋置狭缝后，用水泥砂浆填塞密实，养护7天后进行试验。当加荷至2.37 MPa时，钢枕两端沿钢枕平面出现裂缝。根据开裂前第一荷载循环计算得出的变形模量$E_0=1.07\times10^3$MPa，弹性模量$E=1.38\times10^3$MPa（在$\sigma=1.56$MPa）的作用下，参考图8.17。

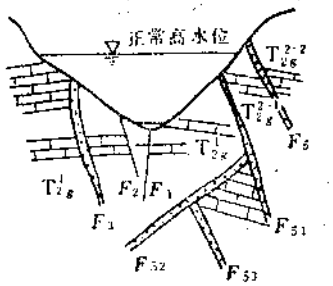


图8.15　鲁布革Ⅱ坝线地质剖面

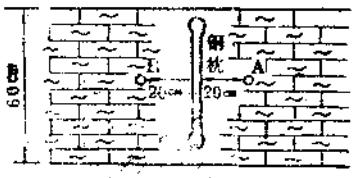


图8.16　E_{32-5}的试验布置

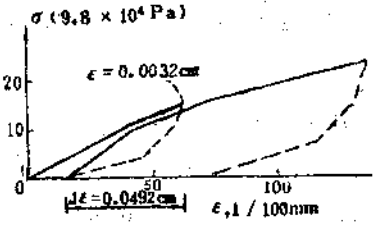


图8.17　E_{32-5}（A点）的σ-ε关系曲线

这一试验结果，与同一试验平洞洞壁上进行的承压板法变形试验编号为E_{32-1}的结果是可以比较的，其结果（在$\sigma=4.85$MPa的作用下）是：

$E_0=1.88\times10^3$MPa；$E=2.60\times10^3$MPa

水利电力部东北勘测设计院水科所的狭缝法试验在白山水电站的29坝段断层槽内进行。岩性为混合岩，狭缝长为600mm，钢枕尺寸为500×500×50mm，试点编号为E_{29-2}。测点位于中央轴线上，至钢枕平面的距离为200mm（图8.18）。在加荷至1MPa时，狭缝两端即有开裂，随压力的增加，裂缝沿曲线方向偏离钢枕平面，然后与原有裂隙T_c及T_N相搭接而重合（图8.18中的$\overline{EF}$及$\overline{E'F'}$段）。有趣的是，在E_{29-2}的第一加-卸荷载循环中，塑性变形占总变形量的44—90%（不同测点的值）。但在第二及第三加-卸荷载循环中，竟然完全没有塑性变形，即，裂隙的张开和闭合完全处于弹性状态（这时的最大荷载为3MPa）。在进行狭缝法变形试验的同时，还进行了声波测试，结果表明：在①—②孔（孔深200—400mm）间的V_P=3850—4350m/s，而③—④孔（孔深400—600mm）间的V_P=4500—5250m/s。

试点地处半风化上部的肉红色、灰白色混合岩中，因在断层槽内进行，岩体受构造及风化的影响较大，节理裂隙发育，岩石十分破碎，节理壁多被水锈及棕红色泥膜覆盖。

荷载循环以0,1,2,3MPa的分级荷载加荷（图8.19）。在达到3MPa时，狭缝两端的裂隙

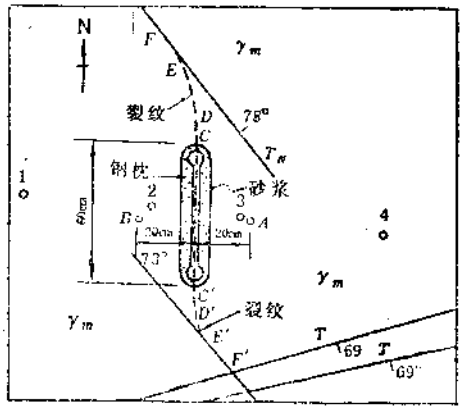


图8.18 E_{29-2}地质素描简图

γ_m—混合岩；T—闭合裂隙；T_c—岩屑充填节理；T_N—泥质充填节理；○—声波测点(点旁数字为测点号)；●—狭缝法测点(A、B两点)

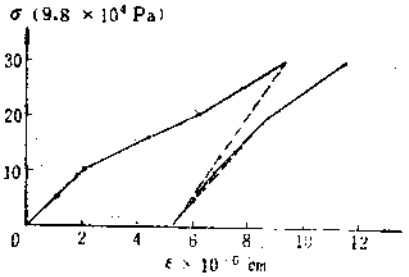


图8.19 E_{29-2}的σ—ε关系曲线

延伸已分别达到850mm及900mm，宽度已达15mm及18mm，用一般狭缝法公式来整理资料已不可能，故得不出岩体的变形模量值。

由于试点地形的影响（图8.20），在同一应力作用下，东侧的变形$u_{东}$比西侧的变形$u_{西}$要大的多，其比值$u_{东}/u_{西}$=1.7—2.8。这是因为西侧有坡，东侧却是临空面。

根据坝区的岩体初始应力测试结果，初步估计测点的地应力情况如图8.21所示。

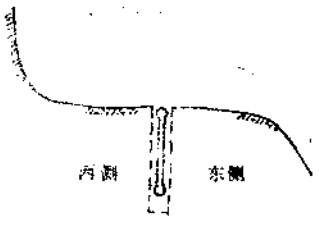


图8.20 E_{29-2}的地形条件

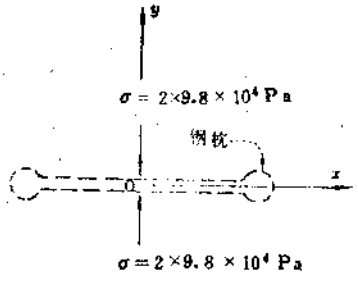


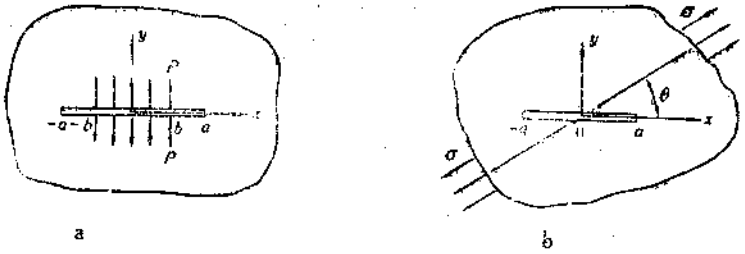
图8.21 测点的地应力情况

8.3.3 断 裂 计 算

用狭缝法对天然岩体进行断裂韧度测定，与室内试验相比，最大的不同点就是天然岩体总是处于一定的初始应力（地应力）作用之下。因此岩石断裂韧度K_{IC}可由下述断裂判据求得：

$$K_{IC}=K_I+K'_I \tag{8.47}$$

式中：K_I为狭缝内作用力为P时的应力强度因子（图8.22a），即



a　　b

图8.22　断裂计算图

a—狭缝内作用P　b—作用地应力σ

$$K_I=\frac{2}{\pi}P\sin^{-1}\frac{b}{a}\sqrt{\pi a} \tag{8.48}$$

式中：K'_I为地应力σ作用时的Ⅰ型应力强度因子（图8.22b），即

$$K'_I=\sigma\sin^2\theta\sqrt{\pi a} \tag{8.49}$$

当地应力σ与狭缝平面成θ角作用时，还有

$$K_{IIC}=K'_{II} \tag{8.50}$$

而狭缝内作用P（图8.22a）时$K_{II}=0$。

对于鲁布革的狭缝法试验，当$P=2.37$MPa时，狭缝两端出现裂缝，且$a=300$mm，$b=250$mm，于是由式(8.48)可得$K_I=12.2\text{MPa}\sqrt{\text{cm}}$。

该试验地点没有进行岩体初始应力实测，粗略估计$\sigma=\sigma_x=\sigma_y=0.75$MPa，且$\theta_x=80°$（与钢枕平面夹角），$\theta'_x=170°$，则

$$\begin{aligned}-K'_I&=-0.75\times\sin^2 80°\pi\times 3.0-0.75\times\sin^2 170°\pi\times 3.0\\&=-7.28\ \text{MPa}\sqrt{\text{cm}}\\K_{IC}&=12.2-7.28=4.92\text{MPa}\sqrt{\text{cm}}\end{aligned}$$

而

$$\begin{aligned}-K_{IIC}&=-0.75\times\sin 80°\cos 80°\times\pi\times 3.0-0.75\times\sin 170°\cos 170°\times\pi\times 3.0\\&=-1.244+1.242\approx 0\end{aligned}$$

对于白山的狭缝法试验，当$P=1$MPa时，狭缝两端出现裂缝，且$a=300$mm，$b=250$mm，于是由式(8.48)得出$K_I=5.15\text{MPa}\sqrt{\text{cm}}$。

根据岩体初始应力的估计（图8.21），于是有

$$\begin{aligned}-K_I&=-2\times\pi\times 3.0=-1.94\text{MPa}\sqrt{\text{cm}}\\K_{IC}&=5.15-1.94=3.21\text{MPa}\sqrt{\text{cm}}\end{aligned}$$

由于这两种岩石都未能进行室内断裂试验，故无法与一般方法测定的断裂韧度相比较。在此需要指出：首先，由于这两次试验只是一般的变形试验，仅初步观察了其裂纹的扩展过程

而已，显然不能满足断裂试验的技术和方法上的要求；其次，在断裂计算中，不得不作一些假定和估算。但这些假定和估算不一定恰当，而需要作进一步工作。我们的目的仅在于说明：在一定的条件下进一步改进和完善其试验技术和方法之后，看来进行现场断裂试验是可行的；第三，在现有的一些岩石力学著作中（例如文献〔67〕），通常是引用金属断裂力学的结论，如图8.23所示即为一例。如果把图8.18的裂纹扩展情况也表示在左图中，可见其初裂纹方向及裂纹发展途径与右图所示的有明显差别，但裂纹扩展最终仍是指向σ_1方向，这一点是相同的。特别值得注意的是，白山试点的裂纹扩展途径，逐渐与裂隙T_S及T_N相搭而重合起来，这充分说明将断裂力学应用于天然岩体为对象的研究中，需要与其地质因素结合起来。

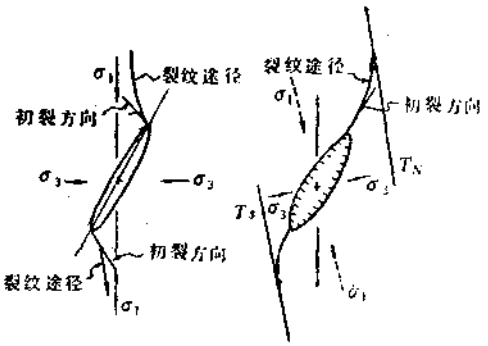


图8.23　初裂方向与裂纹扩展途径

第8.4节　岩石的断裂判据

线弹性断裂力学在处理张开型裂纹失稳扩展问题上虽然取得了很大的成功，但是工程上经常遇到的裂纹通常处于K_{I}、K_{II}、K_{III}均不为零的复合变形状态。例如荷载分布不对称，裂纹方位不对称，材料各向异性以及裂纹高速传播都会出现裂纹分支，等等。因此，复合型裂纹的断裂（判据）理论的研究有重要的理论意义和广泛的实用价值。在岩石力学领域的断裂问题，也多属这种情况。

在金属断裂力学里，有多种复合型裂纹的断裂判据。例如，最大正应力理论，应变能密度理论等等。把这些理论应用于脆性岩石的断裂时，看来是有局限性的。含中心穿透斜裂纹的有限板的单向压缩岩石断裂试验表明，岩石的初始断裂角θ与斜裂纹角β相等，与由σ_{max}理论和Sm理论判据所得的断裂角θ_0有较大的差异；但初始断裂的临界荷载值与理论判据均较接近；在K_{I}-K_{II}关系上，理论判据所得的曲线与实测值不大吻合，在$0\leqslant\beta\leqslant45^\circ$的情况下，可以用曲线或近似地用直线来表示。

值得指出的是，这种试验揭示了一些现有理论无法解释的新的物理现象。例如，在中心穿透的斜裂纹的两端对称位置上首先发生初始裂纹，这与金属断裂试验结果相同；当β较大时，这一初始裂纹随荷载的增加导致试件的最终断裂，裂纹发展到一定长度后，却出现与初始裂纹相反方向的另一对称次生裂纹，且随着荷载的增加，迅速地分枝，而这些分枝裂纹一旦出现，试件立即发生最终破坏。这种情况在金属断裂试验的报导中尚未见到。此外，试件的初始裂纹发生的部位，不一定刚好在斜裂纹的尖端处，却常发生在其端部的附近。且初始裂纹的首部，常略呈弯曲状，显然受颗粒的影响。因此，这些现象的出现，看来与岩石的颗粒结构和孔隙的存在有关。在加荷时，大量的能量被孔隙的变形所吸收，使斜裂纹尖端的能量积累大为削弱，而初始裂纹可能沿粒间原生弱面发生，这些情况显然与金属不同。

目前国内常采用校核复合断裂判据的断裂试验方法。这种方法主要有两种：一是用含有中心穿透斜裂纹的板式试件单向加载试验；二是用直剪试验（双向加载）。前一种方法，名

义正应力与剪应力的比值是固定的，后一种方法则是可变的。从现有试验结果看，K_{I}、K_{II}的关系均可用直线近似表示，周群力得到的经验判据是[80]：

$$\lambda_{12}\Sigma K_{\mathrm{I}}+|\Sigma K_{\mathrm{II}}|=K_{\mathrm{IIC}} \tag{8.51}$$

$$\lambda_{13}\Sigma K_{\mathrm{I}}+|\Sigma K_{\mathrm{III}}|=K_{\mathrm{IIIC}} \tag{8.52}$$

这里，λ_{12}，λ_{13}分别为压剪及压扭系数；K_{IIC}及K_{IIIC}分别为压缩状态下的剪切韧度和扭剪韧度。这一判据，已为国内的若干试验资料所证实。这一方程在工程使用上是方便的。如用直剪试验，很容易使人联想到库仑准则，且能反映剪荷载作用下裂纹尖端微破裂扩容膨胀与压应力作用之间临界平衡的岩石断裂机理。但前一种方法，较易与现有断裂力学的复合型理论判据相比较。由于这两种方法所得的成果都还不多，因此进一步的试验研究是必要的。

第8.5节　岩石脆性断裂的统计途径

8.5.1　问题的提出与古典最弱环理论的若干问题

本节将介绍应用统计的方法研究材料脆性断裂的有关问题。当然，研究的对象起了变化，并不是含有单一裂纹的受力体，而是含有众多裂纹的受力体。这一问题的提出，是与如下一些实验室现象分不开的：①强度的离散性；②强度的尺寸效应；③强度的加载系统效应。

对于上述的实验现象，有些可以从前述的确定性断裂力学原理解释。例如，含有一定尺寸裂纹的试样，由于应力强度因子与试样的几何形态、边界条件及试验方式有关，试样强度必然受试样尺寸、加载系统影响。但是，它不能解释有关强度离散性的现象。基本的原因是对于受力体单一裂纹的假设过于理想化。事实上，当理想化裂纹的尺寸和其它裂纹相比不具有足够大，以致于试体的变形破坏完全取决于这单一裂纹的话，上述的假设是不合理的。因为真实材料中，裂纹是以随机尺寸和形状及随机产状（相对于应力场）出现的裂纹群，这意味着裂纹尺寸、产状都是连续随机变量。

对于裂纹进行纯统计处理时，并不考虑裂纹的具体形态，而是将其当作具有断裂应力σ的缺陷。这是一种唯象的描述，但对简化问题非常有用。如果单位体积中缺陷断裂应力位于σ，$\sigma+d\sigma$间的缺陷平均数为$n(\sigma)d\sigma$，于是利用缺陷分布的泊松（Poisson）假设和断裂事件的最弱环假设[81][82]，可以导出受力体V在应力σ作用下的破坏概率：

$$P_f(\sigma)=1-\exp\left\{-V\int_0^{\sigma}n(\sigma)d\sigma\right\} \tag{8.53}$$

如果非均匀应力场下具有如下关系，$\sigma=\sigma_M g(x,y,z)$，则：

$$P_f(\sigma_M)=1-\exp\left\{-\int_V\int_0^{\sigma_M(gx,y,z)}n(\sigma)d\sigma dV\right\} \tag{8.54}$$

其中σ_M为应力场中最大应力值。

韦伯尔(W.Weibull)从一种纯启发性的方式提出了$n(\sigma)$如下关系式：

$$\int_0^{\sigma}n(\sigma)d\sigma=\begin{cases}\left(\dfrac{\sigma-\sigma_u}{\sigma_0}\right)^m & \sigma>\sigma_u\\ 0 & \sigma\leqslant\sigma_u\end{cases} \tag{8.55}$$

其中σ_u为下限值，σ_0为尺度参数，m为形状参数，m也称为Weibull模量。Weibull模型具有广泛的适用性，它和极值渐近理论具有密切的关系。由（8.53）及（8.55）式导出的一个非常

有用的关系是关于V的断裂应力σ期望值的表达式：

$$\overline{\sigma}=\sigma_u+\frac{\sigma_0}{V^{1/m}}\Gamma\left(1+\frac{1}{m}\right) \tag{8.56}$$

如果$\sigma_u=0$，则

$$\overline{\sigma}=\frac{\sigma_0}{V^{1/m}}\Gamma\left(1+\frac{1}{m}\right) \tag{8.57}$$

其中，Γ表示伽玛函数。同样地，弯曲加载下σ_M的期望值具有如下形式：

$$\overline{\sigma_M}=\sigma_u+\frac{\sigma_0}{V^{1/m}}\Gamma\left(1+\frac{1}{m}\right)\{f(m)\}^{1/m} \tag{8.58}$$

如果$\sigma_u=0$，则：

$$\overline{\sigma_M}=\frac{\sigma_0}{V^{1/m}}\Gamma\left(1+\frac{1}{m}\right)\{f(m)\}^{1/m} \tag{8.59}$$

其中$f(m)$为取决于加载系统的函数，见表8.5。

表8.5　不同加载系统中的$f(m)$函数

加载系统	$f(m)$表达式
纯弯曲	$2(m+1)$
四分弯曲*	$\frac{4(m+1)^2}{m+2}$
三分弯曲+	$\frac{6(m+1)^2}{m+3}$
三点弯曲	$2(m+1)^2$

说明：*即为加载点位于$L/4$的四点弯曲，L为跨度

+即为加载点位于$L/3$的四点弯曲

表8.6　不同材料的m值

材料	m	材料	m
玻璃	2.3	大理岩	2.36—15.8
SiC	4—10	花岗岩	4.60—23.0
Si_3N_4	6—15	砂岩	7.5
石墨	12	灰岩	2.60—10.50
铸铁	38	混凝土	7—10
纤维	1—2	铝	14.30—28.40
陶瓷	5—10	钢	2.93

同一种材料，其分布参数可以当作常数。限于$\sigma_u=0$的情况，由(8.57)式可以获得体积分别为V_1、V_2两组试样的平均强度$\overline{\sigma}_1$、$\overline{\sigma}_2$，有如下关系：

$$\frac{\overline{\sigma}_1}{\overline{\sigma}_2}=\left(\frac{V_2}{V_1}\right)^{1/m} \tag{8.60}$$

很显然，随着m增加，体积效应是减小的。同时，这种体积效应对于不同加载系统都是存在的。对于一定体积，同种材料，由（8.57）和（8.59）式可以获得加载系统对平均强度的影响。平均抗弯强度对于平均单轴强度比值为：

$$\frac{\overline{\sigma}_M}{\overline{\sigma}}=\{f(m)\}^{1/m} \tag{8.61}$$

类似于体积效应，这种强度比也是随着m增加而减小的。

由上述分析可见，Weibull模量是一个很重要的分布参数。事实上，随机变量的离散度是与$1/m$成正比的。表8.6给出了不同材料的Weibull模量m值。由此表可见，材料脆性度越大，其m值越小。

对于表面裂纹，可以进行完全类似的讨论。

m是描述缺陷微观特征的参数，但目前是由宏观实验结果确定的。对于$\sigma_u=0$，可由下式回归获得

$$\ln\{-\ln(1-P_f(\sigma)\}=m\ln\sigma+\ln\eta \tag{8.62}$$

其中η是与试样尺寸、加载系统及分布参数等有关的量。

对于一组试样的资料，进行强度统计分析时应注意的问题：

(1) 体裂纹与表面裂纹的评价　对于同一组试样，引起破坏的可能是体裂纹，也可能是表面裂纹。一般通过对试样进行表面光滑处理可以减少表面裂纹，从而得到关于体裂纹m值较为理想的结果，这可通过电子扫描显微镜对试样进行断口分析，看是否裂纹初始激化点位于截面上远离断口边缘的地方。压凹试验是获得表面裂纹m值较为有效的途径，这一试验通过三维半无限边界上球形压头施加压力，从而使压头接触面外的表面裂纹成为试样断裂的控制型裂纹。可以看出，这一途径直观简明。

埃文斯（A.G.Evans）和琼斯（R.L.Jones）[83]对于热压氮化硅进行了包括单轴受拉、圆环膨胀、三点弯曲和四点弯曲较为系统的试验。在统计分析中，他们假设试样在上述试验中分别受到体裂纹控制和表面裂纹控制两种情形。根据不同假设下，各加载系统所获得的函数$n(\sigma)$的相符程度检验控制型裂纹，并确定控制范围。当然，Evans和Jones对$n(\sigma)$没有采用Weibull公式，而是对试验结果拟合多项式表达的途径。

瓦尔德（ö.Vardar）[84]等在分析花岗闪长岩三点弯曲试样结果时，引入了威尔（Weil）和丹尼尔(Daniel)的判别方法。其具体原则是，试样分别在矩形横截面长边和短边垂直于中性轴的情况下受弯，而获得两组断裂应力值，当横截面的长边垂直于中性轴时，断裂应力的累积分布曲线如果偏向高应力，则与表面裂纹有关；当仅仅有体裂纹作用时，两组累积分布应该相同。但是Vardar在进行其中两组相应断裂应力值统计分析时，发现矩形长边与中性轴垂直时断裂应力累积分布曲线反而偏向低应力，令人费解。Evans和Jones的途径完全将体裂纹和表面裂纹脱离开来。与此不同，Weil和Daniel的方法则正视了表面裂纹和体裂纹共同对断裂产生影响的事实。

如果对控制型裂纹采用最弱环假设，即断裂由两种裂纹中最弱型裂纹控制，则根据Weibull公式可以得出冒险函数如下[85]：

$$B(\sigma)=\int_S\int_0^\sigma n_S(\sigma)d\sigma d\,S+\int_V\int_0^\sigma n_V(\sigma)d\sigma dV \tag{8.63}$$

式中：

$$\int_0^\sigma n_s(\sigma)dS=\begin{cases}\left(\dfrac{\sigma-\sigma_u}{\sigma_{0S}}\right)^{m_S} & \sigma>\sigma_u\\ 0 & \sigma\leqslant\sigma_u\end{cases} \tag{8.64}$$

$$\int_0^\sigma n_V(\sigma)dV=\begin{cases}\left(\dfrac{\sigma-\sigma_u}{\sigma_{0V}}\right)^{m_V} & \sigma>\sigma_u\\ 0 & \sigma\leqslant\sigma_u\end{cases} \tag{8.65}$$

其中角标S表示相应于表面裂纹，角标V表示体裂纹。

(2) 推断区域　正如上述，统计分析得到的结果只是相对于一定区域的，因此推断必须限于一定的范围。现在首先来看下限值σ_u的作用。从物理意义上讲，σ_u有两方面的含义：其一为当$\sigma<\sigma_u$时，试样的断裂概率为零；其二为任意试验条件下，试样的体积或尺寸增长时强度的渐近值。σ_u的存在及影响已被许多实验事实所证实。应用式（8.62）对实验资料进行拟合时，如果试验点偏离直线并凹向下，则分布与σ_u有关，即σ_u可能不为零。当然，如果任意尺寸时，任意抗拉试验得到的强度的离差系数都为常数，则$\sigma_u=0$，即相应于二参数Weibull模型。

(3) m值的变化　一般地讲，一定材料的m值应该是一定的；如果应用多模Weibull模型，其相应于不同强度区域的m值也应是定值。如上所述，m值目前是从宏观结果导出的，而宏观

试验的结果本身就受到试样尺寸、加载方式、表面粗糙度及湿度等因素的影响，因此这种影响可能带入到m值的分析中。从Vardar[24]所做的花岗闪长岩广泛的三点弯曲试验结果，可以看出上述的某些影响，表8.7中给出了几个典型的结果。另一地点的花岗岩的试验结果表明，由巴西法获得的m值比三点弯曲的低；湿度大，m值也降低。后者与Vardar的结果相似。

表8.7 m值的影响因素

试样数	尺寸(in)	截面	m	σ_0(MPa)	
35	$1\frac{3}{4}\times\frac{3}{16}\times\frac{5}{16}$		12.4	1170	试样相同
36	$1\frac{3}{4}\times\frac{5}{16}\times\frac{3}{16}$		12.1	1140	
26	$1\frac{3}{4}\times\frac{3}{16}\times\frac{5}{16}$		10.4	1015	湿
26	$1\frac{3}{4}\times\frac{3}{16}\times\frac{5}{16}$		9.5	1020	表面、支承粗糙
34	$1\frac{3}{4}\times\frac{3}{16}\times\frac{5}{16}$		11	1125	表面、支承光滑

m值的上述变化性，给分析问题带来了困难。因此，从离散的数据中分离出一个真正反映缺陷本身强度分布的参数m值是一个尚待研究的课题。产生上述现象的原因可能是：第一，在此范围Weibull公式是否真正代表了缺陷强度分布；第二，对缺陷的纯唯象处理不合理。很明显，一个裂纹面和主应力成一定倾角α与一个和主应力成垂直角的断裂程度不一样；第三，试样不同条件下，脆性断裂机制的确发生了变化。

表8.8 m值的各向异性

试样数	方向	m	视抗拉强度(MPa)
6	X	15.8	20.7
6	Y	10.4	15.9
9	Z	9.4	25.3

m值的另一个特性是它的各向异性。拉提坦（J.L.Ratigan）[85]通过对Carrara大理岩菱形截面三点弯曲的试验分析，得到的结果如表8.8。

8.5.2 脆性断裂统计分布

脆性断裂的统计分布假设：

(1) 材料是宏观均匀、各向同性的介质，同时，又含有产状和空间位置都是随机的微裂纹。

(2) 材料中的宏观均匀应力场不受裂纹存在的影响，因此，可以忽略裂纹间的相互作用。

(3) 裂纹以纹面法向方向无穷远处施加的使裂纹扩展的临界应力σ_{cr}表征。

下面的讨论限于体裂纹的情况。

如果记试样V的应力状态为Σ，体积V被划分为相等的体积元ΔV，在Σ状态下任意体积元ΔV内有一裂纹发生扩展的事件即为其中包含一个断裂裂纹的事件。在(1)、(2)假设条件下，ΔV中包含的断裂裂纹数只与ΔV有关，而与ΔV的空间位置无关；互不重迭的ΔV中包含断裂裂纹的事件相互独立，同时假设在充分小的体积元ΔV中最多只含一个断裂裂纹，且ΔV中包含一个断裂裂纹的概率为：

$$\Delta V\int_{\Omega}\int_{0}^{\infty}n(\sigma_{cr})H(\sigma_{e},\sigma_{cr})d\sigma_{cr}\frac{d\Omega}{4\pi} \tag{8.66}$$

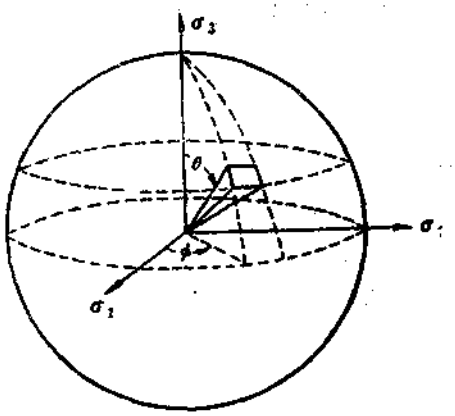


图8.24 产状球

其中$n(\sigma_{cr})d\sigma_{cr}$表示裂纹临界应力取在$\sigma_{cr}$，$\sigma_{cr}+d\sigma_{cr}$间的概率元；$d\Omega$为裂纹纹面法线所取的空间角元，以单位产状球上的面积元表示：

$$d\Omega=\sin\theta d\theta d\varphi \tag{8.67}$$

其中θ，φ见图8.24所示。θ,φ分别取〔0，π〕，〔0，2π〕中的值；$H(\sigma_e,\sigma_{cr})$为阶梯函数：

$$H(\sigma_e,\sigma_{cr})=\begin{cases}1 & \sigma_e>\sigma_{cr}\\ 0 & \sigma_e\leqslant\sigma_{cr}\end{cases} \tag{8.68}$$

它实际上是给上述概率元加上了裂纹扩展准则，其中σ_e为裂纹纹面等效应力。因此，上述假设实际上定义了一个由下述方程控制的，关于应力状态为Σ下试样V中断裂裂纹数的泊松（Poisson）过程。

$$P_k(V,\Sigma)=\left(\frac{1}{k!}\right)\{C(\Sigma)V\}^k e^{-C(\Sigma)V} \tag{8.69}$$

其中
$$C(\Sigma)=\int_\Omega\int_0^\infty n(\sigma_{cr})H(\sigma_e,\sigma_{cr})d\sigma_{cr}\frac{d\Omega}{4\pi} \tag{8.70}$$

如果整体试样V的断裂事件等于V中第r个裂纹发生扩展的事件，按上述记法，亦即V中至少r个断裂裂纹存在的事件，于是断裂概率：

$$\begin{aligned}P_F(V,\Sigma)&=\sum_{k=r}^{\infty}\left(\frac{1}{k!}\right)\{C(\Sigma)V\}^k e^{-C(\Sigma)V}\\&=e^{-C(\Sigma)V}\sum_{k=r}^{\infty}\left(\frac{1}{k!}\right)\{C(\Sigma)V\}^k\end{aligned} \tag{8.71}$$

上式也是试样V的临界应力Σ的分布。其分布密度函数为：

$$p_F(V,\Sigma)=C'(\Sigma)Ve^{-C(\Sigma)V}\left(\frac{1}{(r-1)!}\right)\{C(\Sigma)V\}^{r-1} \tag{8.72}$$

其中$C'(\Sigma)$是$C(\Sigma)$对Σ的导数。于是Σ的数学期望为：

$$\begin{aligned}\overline{\Sigma}&=\int_0^\infty\Sigma\, p_F(V,\Sigma)d\Sigma\\&=\int_0^\infty\{1-p_F(V,\Sigma)\}d\Sigma\end{aligned} \tag{8.73}$$

由式（8.69）至式（8.71）可见，断裂概率取决于如下因素：

(1) $n(\sigma_{cr})$为裂纹密度函数，常采用的形式为Weibull公式（8.55），或二参数Weibull公式（$\sigma_u=0$）。本节第一部分就此形式进行了广泛的讨论。其它的形式有泰勒（Taylor）级数展开式，及用多项式拟合冒险函数试验点导出的表达式。后两种形式均假设了较多的拟合参数，具有更大的适用性，但很复杂，因此较少使用。

(2) 裂纹扩展准则，这是因为不同的准则采用不同的σ_e形式，见表8.9。当$r=0$时，后两个准则转化为法向应力准则。从剪切效应来看：Griffith型裂纹比便士型裂纹更敏感，应变能释放率准则比局部应力准则更敏感。值得注意的是，岩石力学界中一般都采用Griffith型裂纹假设。

(3) r为引起V断裂的最小断裂裂纹数，表示了受力体贮存断裂裂纹的能力，与应力状态

表8.9 裂纹扩展准则及σ_e表达式

裂纹扩展准则	σ_e表达式	建议的使用条件
法向应力准则	σ_n	$\sigma_n>0$
局部应力准则		
GC	$0.5(\sigma_n+\sqrt{\sigma_n^2+\tau^2})$	$\sigma_n\leq 0$或$\sigma_n>0$
PSC	$0.5(\sigma_n+\sqrt{\sigma_n^2+\tau^2/(1-0.5\nu)^2})$	$\sigma_n\leq 0$或$\sigma_n>0$
应变能释放率准则		
GC	$\sqrt{\sigma_n^2+\tau^2}$	$\sigma_n>0$
PSC	$\sqrt{\sigma_n^2+\tau^2/(1-0.5\nu)^2}$	$\sigma_n>0$

注：表中$\sigma_n=l^2\sigma_1+m^2\sigma_2+n^2\sigma_3$

$\sigma_n^2+\tau^2=l^2\sigma_1^2+m^2\sigma_2^2+n^2\sigma_3^2$

且$l=\sin\theta\cos\varphi$，$m=\sin\theta\sin\varphi$、$n=\cos\theta$

GC-Griffith型裂纹；PSC-便士型裂纹

有关。当$r=1$时，由式（8.71）及式（8.72）得

$$P_F(V,\Sigma)=1-\exp[-C(\Sigma)V] \tag{8.74}$$

$$p_F(V,\Sigma)=C'(\Sigma)V\cdot\exp[-C(\Sigma)V] \tag{8.75}$$

即最弱环模型，它模拟了瞬时脆断的现象；$r>1$则模拟了裂纹群的断续启裂。两种模型相应的应力状态见表8.10。在拉压组合应力状态下，V的断裂主要由受拉裂纹引起，因此它对应的模型为$r=1$。由表8.10可见，裂纹的随机扩展对模型影响很大，特别是在单轴受压下，如果考虑了这种影响，$r=1$模型即可推广[82]。随机扩展的主要结果是导致了裂纹密度函数的变化，见本节后部分。

表8.10 断裂统计模型相应的应力状态

应力状态	$r=1$	$r>1$
单、多轴受拉$\sigma_n>0$		
NSP	V	
单轴受压$\sigma_n\leq 0$		
NSP、		V
SP	V	
多轴受压$\sigma_n\leq 0$		
SP		V

注：表中NSP—裂纹的随机扩展不显著；

SP—裂纹的随机扩展显著。

下面介绍r的确定途径。记$c=C(\Sigma)$，则$\Sigma=C^{-1}(c)$，因为：

$$P_F(V,\Sigma)=\int_0^{\Sigma}p_F(V,\Sigma)d\Sigma \tag{8.76}$$

于是：

$$P_F(V,C^{-1}(c))=\int_0^{C}Ve^{-cV}\frac{(cV)^{r-1}}{\Gamma(r)}dC$$

$$=\int_0^{C}f(V,c)dC \tag{8.77}$$

其中：

$$f(V,c)=Ve^{-cV}\frac{(cV)^{r-1}}{\Gamma(r)} \tag{8.78}$$

此即为随机变量服从伽玛分布的概率密度函数，其均值为$r/V=\rho$，均方差$r^{1/2}/V$，离差系数$1/r^{1/2}$。于是：

$$r=\rho V \tag{8.79}$$

由此可见，ρ表示了材料的允许断裂裂纹密度。如果，$\rho\simeq C(\overline{\Sigma})$，则：

$$r=C(\overline{\Sigma})\rho \tag{8.80}$$

表8.11 不同围压下的r值

$\sigma_2=\sigma_3$(MPa)	0	−10.0	−25.0	−40.0	−50.0	−60.0
r^*	1	18	24	45	97	125

*相应于SP，考虑裂纹的随机扩展。

对某地花岗岩分析获得的r值列于表8.11，其试样尺寸为$\phi 90\times 190$mm。

$r=1$模型延拓到非均匀应力场情形时，即：

$$P_F(V,\Sigma)=1-\exp\left[-\int_V C(\Sigma)dV\right] \tag{8.81}$$

但是，由非均匀应力场中应力梯度的影响，体积元间的独立性假设将受到破坏。因此，在应用上述模型时，必须保持假设条件。

8.5.3 随机裂纹体的动态扩展与裂纹密度函数

在压应力场，裂纹启裂不引起整体性破坏，而是随着外加荷载逐渐增长的。由于相关的不确定的因素影响，裂纹的增长具有随机性。正如前述，裂纹在受力体中表现为随机裂纹群，这一裂纹群充填介质之后即构成了相应的裂纹体。因此，裂纹的扩展即为随机裂纹体的动态扩展。在考虑裂纹体动态特征时假设：

(1) 裂纹体的状态过程具有Markov性，即任意时刻t，裂纹体未来所处的状态只取决于裂纹体现在的状态，而与其过去的状态无关。

(2) 裂纹以裂纹尺寸a（半轴长）表征，并存在一特征尺寸a_0，当$a\leqslant a_0$时，a为缺陷；当$a>a_0$时，a为裂纹。

记时刻t裂纹密度函数为$n(a,t)$，缺陷密度$n_f(t)$。考虑t、$t+\Delta t$间隔里，裂纹落入$a,a+\Delta a$间的概率在如下几个互不相容的过程中的变化：

(1) 缺陷产生a，$a+\Delta a$间裂纹，引起概率增量：

$$n_f(t)w_f(a_0/a,t)a_0^2/a^2\,\Delta a\Delta t$$

(2) 状态为$a'(a'<a)$的裂纹扩展到$a,a+\Delta a$间，引起概率增量：

$$\int_{a_0}^{a} n(a',t)w(a'/a,t)a'/a^2da'\,\Delta a\Delta t$$

(3) 状态为$a,a+\Delta a$间裂纹向着$a'(a'>a)$转移，离开此区间，引起概率减量：

$$\int_{a}^{\infty} n(a,t)w(n/a',t)a/a'^2da'\,\Delta a\Delta t$$

其中$w(u,t)$是与转移量u线性相关与时间t成反比的转移率函数，角标f表示缺陷情形。综合上述过程，得扩散方程：

$$\begin{aligned}\frac{\partial n(a,t)}{\partial t}=&n_f(t)w_f(a_0/a,t)a_0^2/a^2\\&+\int_{a_0}^{a} n(a',t)w(a'/a,t)a'/a^2da'\\&-\int_{a}^{\infty} n(a,t)w(a'/a',t)a/a^2da'\end{aligned} \tag{8.82}$$

其初始条件为：

$$n(a,t_0)=n_0(a/a_0)^{-\xi} \tag{8.83}$$

边界条件：

$$n(a_0,t)=h(t) \tag{8.84}$$

$$n(\infty,t)=0 \tag{8.85}$$

其中n_0，ξ为大于零的常数，$h(t)$为已知函数。

在上述条件下，求解扩散方程得：

$$n(a,t)=n_0(a/a_0)^{-\xi}(t/t_0)^{\lambda} \tag{8.86}$$

其中λ为常数。$\lambda>0$，记为χ，称之为扩散指数，表征了裂纹密度函数随时间增长的规律，即有：

$$n(a,t)=n_0(a/a_0)^{-\xi}(t/t_0)^{\chi} \tag{8.87}$$

式中ξ实际上表征了与扩散过程有关的裂纹分布模式，称之为扩散模数。如果以临界裂纹应力σ_{cr}表示，则：

$$n(\sigma_{cr},t)=2n_0a_0/\sigma_0(\sigma_{cr}/\sigma_0)^{2\xi-3}(t/t_0)^{\chi} \tag{8.88}$$

其中 $\sigma_0=K_{IC}/\sqrt{\pi a_0}$。与二参数Weibull公式对照，有关系式：

$$2\xi=m+2 \tag{8.89}$$

而t定义如下：

$$t=\sigma_e/\dot{\sigma}_e \tag{8.90}$$

其中$\dot{\sigma}_e$是对σ_e中含时间式求导。

分析表明：

(1) ξ，χ是与裂纹体微观过程密切相关的量。上述随机过程模型获得结果：$\xi\in(2,3)$，$\chi\in(0.5,\infty)$①。表明它只是模拟了其理想化的过程，超出了假设条件就可能不合适。

(2) 宏观均匀、各向同性的介质在均匀应力场下将表现出各向异性的特点。由式(8.90)可见，在均匀性假设下，各裂纹受作用的时间因素会不同。

(3) 裂纹体扩展的起始时刻t_0，对不同的材料是不同的。受压状态下，裂纹最初表现为闭合，因为裂纹密度函数有一定程度的衰减，可以衰减系数β表示。如果应用Weibull模量，则裂纹密度函数为：

$$n(\sigma_{cr},\Sigma)=\beta\frac{m}{\sigma_0}\left(\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_0}\right)^{m-1}\left(\frac{\sigma_e}{\dot{\sigma}_e t_0}\right)\chi \tag{8.91}$$

裂纹体随机过程模型一个有用的结果是，由此可将最弱环模型延拓到单轴受压状态。因为此时，试样的破坏可以认为是随机裂纹体扩展之后裂纹体中的最弱裂纹引起的。由此可以结合拉应力场下脆性断裂的资料，从宏观的途径确定扩散参数。例如，通过对花岗岩受扭及单轴受压下的试验资料分析得到：$\xi=2.178$，$\chi=0.87$，$t_0=137.831$s，$\beta=0.029$。同时，由于考虑了随机裂纹扩展这一事实，裂纹体的随机过程模型可以和断裂统计模型结合，从而对多轴受压下的裂纹体的断裂给出预测。对于准三轴下的分析表明，随着围压增大，强度离散性变小。

最后需要指出：①岩石中的缺陷是各具形态的，它们本身会引起局部应力集中发展转化为裂纹，在考虑受力体中应力场时，忽略这些缺陷或裂纹的影响，是为了将材料理想化为连续的介质并应用弹性力学解的结果。事实上在金属中，当缺陷表现为硬相颗粒的形式时，其数目每立方厘米可达10^{10}量级，将这样的材料抽象为连续体只是处理问题的需要。②工程状态下的岩体，可以离散化，使每个单元的应力近似为均匀状态，进而可以预测相应单元的断裂。因此，将有限单元法与上述断裂统计模型结合，即有可能对工程岩体可靠度作出评价。

① 王宏(1986)，随机裂纹体的状态分析方法及其工程应用，硕士学位论文，武汉水利电力学院。

第九章　岩石工程的监测技术和预测方法

第9.1节　概　　述

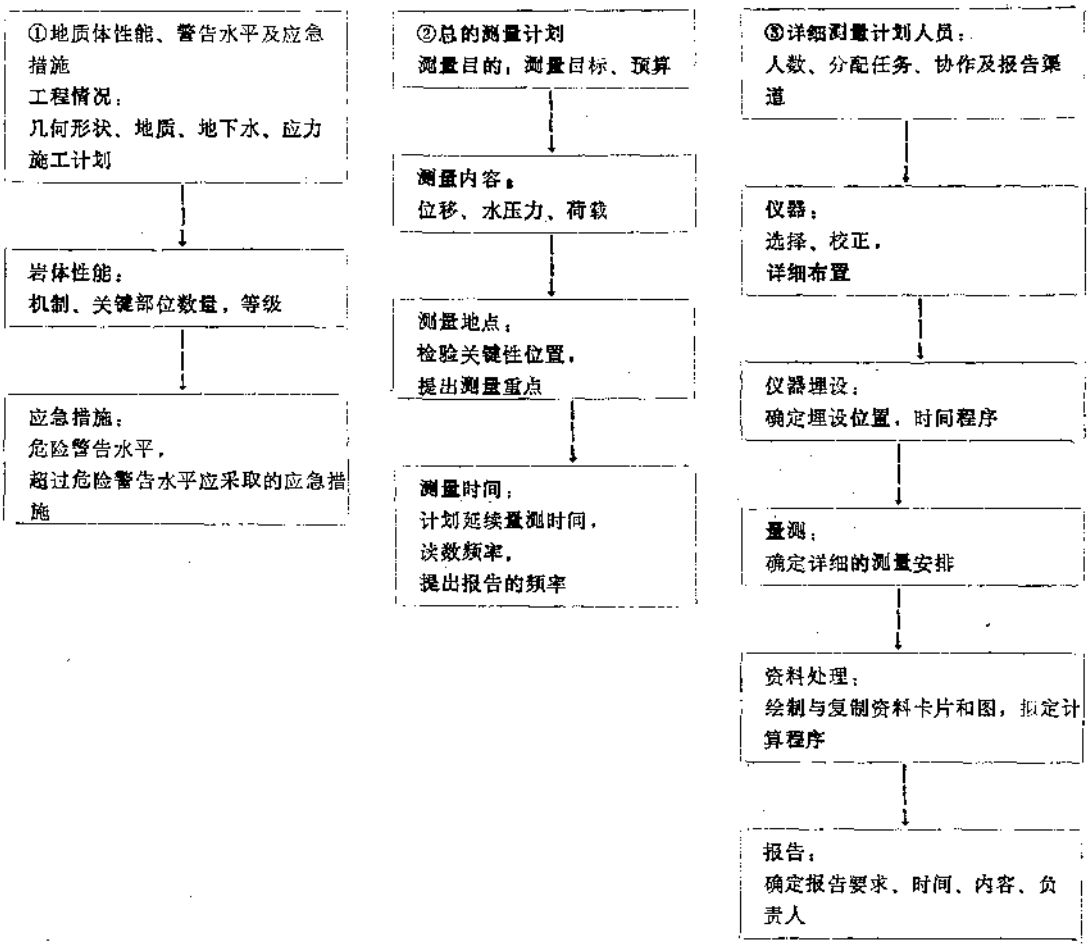
大家知道，岩石工程(包括地表工程和地下工程)是在复杂的天然岩体中开挖而建成的。天然岩体不仅具有显著的不连续性、非均匀性和各向异性，而且还具有地应力和地下水的作用。这就使得人们对工程中常用的连续介质力学原理和方法是否适用于岩体中产生了疑问。正因为如此，人们提出要根据现场测量的结果予以校核；此外，任何工程建设，都使岩体受荷情况改变，并扰动了自然条件下的地应力（初始应力）场。任何合理的计算模型，都要求能够真实地反映地应力释放和重分布时的岩体性状。很遗憾，无论是短期的还是长期的岩体性状，在目前都难于准确预测。由于这两方面的原因，对岩石工程进行岩石力学的现场测量更有重要的理论和实践意义。近年来，国际上召开过多次快速开挖与掘进岩体会议，都以岩石力学现场测量作为其主要讨论内容之一。国际岩石力学学会还多次专门召开岩石力学现场测量会议，并出版了几部岩石力学现场测量会议论文集。目前，现场岩石力学测量技术，包括仪器设备及其现场布局、测量计划的制订及实施方法，都有较大的发展。

岩石力学现场量测程序包括施工以前的、正在施工的和工程建成以后整个服务时期中的原位测量；量测的内容和方法又可以分为现场测试(主要对天然岩体的特性，例如变形、强度和渗透性等的测定)和原位观测(主要是监测岩体的位移、变形和应力等随时间的变化过程)。为了配合这些测试和观测，也需要进行室内岩块试验和地质力学模型试验，还需要进行许多分析计算工作。

一般说来，现场测量比起岩石工程中的其它方面的工作更困难、更复杂。它不仅取决于仪器本身的可靠性，还必须有周密的量测计划。国外曾有人拟出了一个现场量测计划示意流程表（表9.1）。整个计划程序包括三个方面：①预估地质性能、警告水平及相应的应急措施；②总的量测计划；③详细量测计划。当然，这不是所有岩石工程现场测量的唯一固定模式，它可以根据工程情况的不同要有某些相应的变化。

就测试内容而言，大体包括[86]：①岩体力学参数测试；②应力（地应力、支护结构应力等）测试；③变形（应变）和位移量测；④压力（岩石压力；水压力）量测等。但目前人们普遍认为位移和变形（应变）测量较其它项目更为重要。“新奥法”的主要测试内容之一也是变形和位移的量测。但也有人提出，测试的内容应根据所采用的设计方案而定。例如，如果一个建筑物的设计要考虑边界压力而不考虑位移，那么就得作压力量测，而不是其它。一般地说，现场测量的内容应随岩石工程的进展而有所侧重。如施工前，进行一般勘测应以量测岩石的各种力学参数、地应力为主。这时的测试重点应放在这些内容上而不是变形和位移上。相反，施工期间往往以量测变形（应变）和位移为主。如变形不稳定，甚至有加速的趋势，则需要及时地采取有效的预防措施，以保证施工的正常进行和施工人员的安全。事实上，岩石工程的监测工作本身也是一种短期预报。因此，岩石工程的预报工作是十分重要的。目前，

表9.1 测量计划示意流程表



我们已把灰色系统理论推广应用到岩石工程的预测方面。同时，利用耦合分析方法对水库诱发地震的预测也做了尝试，本章将作一些介绍。

第9.2节 岩石工程监测的目的、内容与设备选择

9.2.1 监测的目的和基本内容

岩石工程稳定性监测目的就是利用监测技术获得工程作用下岩体的信息，从而来改善设计，指导施工，确保工程安全，并为今后的工程设计提供指导。岩石工程稳定性监测的基本内容，就是围绕以上目的来组织监测工作[86][87]。根据工程的进展，一般工程大体可分为三个阶段，即前期量测，施工期的监测和工程运行中的原型观测（表9.2）。

9.2.2 监测仪器设备的选择

关系到现场测量成败的关键之一是仪器设备。当前许多国家发明和研制了各种测量设备和仪器，随着现代科学技术的发展，测试仪器也在不断地改进、创新，变得越来越自动化、轻便化和遥测化。现场测量成功与否，选用适当的仪器是很重要的，应该根据不同的工程实践和测量目的选用最适宜的仪器。例如法国地下工程协会认为，对收敛测量选用的仪器要求是：

表9.2 岩石工程监测的基本内容

工作阶段	主要项目	仪器设备	目的与要求
Ⅰ前期测量	变形（位移） 应变 应力	多点位移计，收敛计 精密水准 应变计 应力计	1．量测岩体的变形（位移）或应力，反求岩体力学参数，建立力学模型，预测洞室的稳定性； 2．研究滑坡，断裂的运动规律
Ⅱ施工期监测	变形（位移）	多点位移计，收敛计 倾斜仪，挠度计	量测岩体测点的相对位移和绝对位移，反馈给设计、施工，监控建筑物的安全
	应　力	液压应力计	量测岩体的应力变化
	声学测量	声波仪，声发射仪	研究岩体分类，监控岩体稳定
	衬砌应力、应变测量，锚杆荷载测量，支护应力测量，水压力监测等	应力计和应变计，锚杆测力计，应力计或压力计，压力盒	1．了解衬砌内的应力分布； 2．测定锚杆的锚固； 3．决定支护上的荷载大小； 4．测定地下水压力的变化
Ⅲ原型观测	变形（位移）	遥测或多点位移计 倾斜仪，挠度计	监视岩体的位移，保证建筑物的安全运行 监测岩体的稳定性
	应　力	应力计	量测岩体的应力变化
	声学测量	声波仪，声发射仪	监视岩体的稳定性
	衬砌内应变或应力 水压力	应变计或应力计， 压力计	监视支护的荷载，监测地下水位变化及分布

①能够快而易于靠近工作面安装；②结构坚固并有妥善保护；③不干扰施工；④能直接很快读数；⑤经济(因需要量大)；⑥灵敏度高。现将适用于洞室测量的仪器列表说明（表9.2及表9.3)。一般认为，对于选用仪器的基本要求是简单、坚固、可靠。由于地下工程的特殊环境，简单、坚固的机械仪器设备有时比更复杂的电子仪器更优越。因为，复杂的电子仪器受环境因素的影响更大，可靠性较差。但是，另一种趋势也很明显，即如前面所说的，随着现代科学技术的发展，测量仪器更趋于轻便化、自动化和遥控化。例如法国电力局在伯乐东（Belledone)隧洞工程中，利用一种测定振荡电路中频率变化的应变计，将它安装在离掌子面1.5m的地方，用无线电遥控测量。对于那些需要长期观测或危及工作人员安全而又非测不可的地方要利用自动记录并结合遥控测量。目前国外不仅出现了种类繁多的电子测量仪器，同时，声学、光学、激光等技术也在工程现场测量技术中得到广泛应用。如日本利用弹性波速测定隧洞开挖时的松弛范围有相当丰富的经验；美国在某些矿井中用红外线报警器报警也是相当成功的；还有意大利在地下电站中利用由激光调制的光学测距仪对洞壁收敛进行了测量等等。这些都是将现代科学技术用于现场岩石力学测量的较好实例，也预示着地下工程现场测量技术的发展趋势。

对于一定的测量目的，通常有多种同样适用的仪器可供选择。例如对地基因地下工程施工所引起的水平位移，可用装在水平钻孔里的引伸仪，也可用装在竖直钻孔里的倾斜仪，而引伸仪和倾斜仪又有多种类型供选用。选用哪件仪器，要根据现场具体情况，同时要考虑仪器安装工程师和测量工作人员的意见综合判定。因为一旦仪器选定以后，决定测量成果好坏的，

表9.3　现场监测仪器的性能

项　目	仪器名称	基本性能	适用条件
1．岩体移动 a．位移	钻孔多点位移计	能测量围岩不同深度的变形，一般为15m，最大可达50m，钻孔直径ϕ50—80mm。能直接或遥测，精度0.01—0.05mm，量程为10cm	地下洞室，边坡，坝基的位移及承压板试验等的测量
	倾斜仪	能量测直线的位移	边坡，地下洞室，坝基等垂直方向的偏移，水平方向的移动不能测量
	挠度计	能测钻孔垂直方向的岩体变形	地下洞室，边坡，岩石的挠度测定
b收敛	钢钢尺或钢钢收敛计	能测两点间的位移变化，精度0.2mm，量测范围约20m	地下洞室的相对位移的量测
c应变	应变计(机械式、钢弦式、电阻式)	有表面及内部埋设两种	适于岩体表面及内部应变测量
2．岩体应力	液压应力计	直接量测应力的变化	围岩的相对应力值，可了解应力的变化，但深部不能测量
	钻孔应力计	能量测深部的应力	一般依赖于应变量测，换算成应力，不能直接量测应力
3．锚杆荷载	荷　载	能量测深部的应力	不能用于完全约束的锚杆，且取决于操作者的技术；也不适应于荷载变化的量测，低荷载不精确
4．表面支护	应变计(钢弦式电阻式等) 应变计	用于监测喷层及混凝土衬砌中的荷载，可拆卸，具有各种计量长度，任何时候都能校正	局部量测，要求保护，要进行温度校正 局部量测
5．水压力监测	水压力计	对压力改变能迅速反映	为点测量，因而要有足够的范围提供具有代表性的水压力值

不仅是仪器本身，还往往决定于安装工程师的经验和测量工作人员的熟练程度。

在选用监测仪器及设备时，通常要考虑以下几点：

(1) 仪器应尽可能地简单、坚固，操作方便，能在恶劣环境下可靠地工作，并能很快地直接读数；

(2) 要有足够的精度和灵敏度，能保证长期观测的稳定性。完全自动化监测的仪器是最理想的监测方案。但就目前国内情况看，电子仪器在潮湿环境下工作的稳定性差，采用机械式仪器较为可靠；

(3) 能迅速而易于靠近工作面安装，埋设要可靠，仪器结构要坚固，并有妥善的保护装置。

(4) 要经济、合理。

第9.3节　地下工程的施工监测

岩石工程稳定性监测技术，在地下洞室工程中广泛采用。对即将修建的隧洞工程来说，现场测试常在导洞中进行。它的目的是搞清钻孔测量所不可能确定的参数。对大型地下洞室来说，现场监测通常是在试洞中进行。它适合于进行岩石力学试验，以便为最后开挖和临时支

护取得资料。为了做好监测工作，施工前，量测仪器安装是十分重要的，仪器安装得好才可以取得围岩未受施工影响时的几组初始读数，以便作为仪器性能校准的参考，同时，对以后受施工影响的岩体性态作出估计。例如，当监测隧洞附近的地下水位时，这时的水位不仅受隧洞施工的影响，而且也受季节变化的影响。与此类似，岩体的位移与应力也受着自然环境的影响，施工以后的量测常难于分辨是施工的影响还是其它自然变化的影响。另外，有些仪器需要提前安装，有些仪器则需要尽可能安装在施工处附近。例如将倾斜仪和引伸仪提前安装在稳定的隧洞或洞室开挖沿线的钻孔里，是因为岩体的大多数重要的性态发生在施工开挖的最初阶段，以后安装的仪器被置于已受扰动的岩体里，则不能记录到岩体初始的对施工影响的反应。再如在大型地下水电站施工时，由于洞室尺寸大，要求工程分级开挖。为了尽可能了解岩体开挖前的性状和随着开挖几何形状的变化而引起岩石性态的变化，需分批安装仪器，即在基本观测断面上布置一个中心导洞，在导洞的横向布置仪器。在第一阶段的仪器安装好后，按级开挖，测定增加开挖跨度和深度时岩石性态所受的影响。在完成每个阶段以后，再安装另外的仪器，以监测后续开挖对岩体的影响。施工期间的测量是在洞室围岩或衬砌支护中进行。表9.4及表9.5为洞室中进行的测量种类及其性能。测量仪器的布置如图9.1所示。

施工期间的测量目的是由工程的类型、难度来决定的。主要有以下几方面：首先，要求较早的给出围岩失稳的警报，以便及时采取补救措施，防止事故发生；其次，利用施工期间的观测资料来校核某些特定数据，可能对施工限制（渗透率、超挖原因、表面沉降限度、预应力大小、锚杆数量等）或对设计有特别重要的意义；第三，施工期间的量测减少了设计假定中未确定的因素，因而增加了长期使用中的安全性。有时也可根据实测资料修改原设计和调

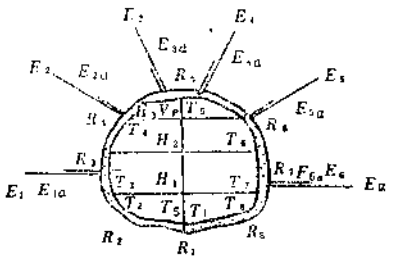


图9.1 新奥法标准测量剖面

R_1—R_8—径向压力计；T_1—T_8—切向压力计；H_1—H_3—收敛测量；E_1—E_6—伸长计（长）；E_{1a}—E_{6a}—伸长计（短）；V_F、V_S—顶板和底板测点

表9.4 适合于试洞的量测种类

测量类型	工作性能	备注
主要的：		
岩石位移：		
a 位移	在表面或深处测量岩石移动距离	位移观测可用来作为估算大体积岩石性能的资料。仅得到局部资料，受表面条件影响
d 收敛	量测开挖表面两个参考点的相对移动	
次要的：		
岩石应变	在岩石的一个点上测量变形比例的变化	点测量值可能无规律
岩石应力	测量开挖周围的应力或应力变化	点测量值可能无规律
锚杆荷载	锚杆荷载变化的测量可用局部测量（便于操作）	荷载变化很小，直接测量荷载不适宜
辅助的：		
表面支护评价	观测表面支护有效性	局部点应力应变测量，常用目测
水压力监测	测量水压力分布	点测量，因此需要多组

表9.5 试洞所选用的仪器的特性

测量类型和仪器	仪器特性	缺点
1．岩石移动		
a 位移、钻孔引伸仪（杆式）	直接测量，给出深部岩石的性态。如果是完全灌浆，则装置方便，并在一个钻孔中容易设置多个测点，能直接读数或遥控读数，有长期的可靠性，钻孔可取岩芯，得到另外的地质资料，参考端头精密水准或收敛测量的共同基点	端头要求防爆破，如果表面松散，某些类型的参考端端头可能给出不可靠的结果，为了给出绝对位移值，要求深钻孔（可达3倍的开挖跨度），温度效应显著（合金钢杆为代表）
精密水准	精度0.01mm—0.05mm，给出大范围岩石性态的资料，直接的测量型式，给出绝对位移，适合于对引伸仪读数总校核	费时间，需要一系列水准基点和好的条件才能满足精度要求，精度很大程度上取决于操作者的技术和操作程序，不能给出深部岩石性能
b 收敛		
钢尺	简单、设备轻便、适合于测量洞径的直线变化	读数时对开挖流程有干扰，精度比钻孔引伸仪差。精度随跨度的增加而降低，不能给出深部岩石的性状
引伸仪	适用于引伸仪联合装置	
c 应变		
应变计（机械式）	容易装设，表面安装直接测量，简单、准确	不给出深部岩石的性态，表面情况影响测量结果，量程相对小，因而测量受局限
2．岩石应力		
压力盒	直接测量应力改变，设备灵敏	不给出绝对应力值，要求有经验的操作人员装设。装置压力可能改变岩石应力状态，岩石近表面的情况变化会严重影响结果，洞室表面岩石应力分布无规律、近表面装置受局限
钻孔应力计	可测深处岩石的应力，设备灵敏	局部测量无规律，不适于接近岩石强度的应力，一般依赖于应变测量
3．锚杆荷载	直接测量无约束锚杆的荷载	对顶部情况的变化相对地不灵敏，不能用于完全约束锚杆，成果的精度取决于操作者的技术，不适于量测荷载变化
荷载盒拉拔试验	荷载监测的最简单方法，不取决于事先埋设的仪器，试验简单、方便	
扭矩试验	试验简单、方便	只适合于低荷载，不精确
应变测量锚栓	能用于约束的和无约束的锚筋	不适于高强度锚筋
计量应变的锚筋	唯一能给出应力分布的方法	只用于研究，需要极好的控制条件
4．表面支护估计		
应变计（振弦式）	用于测量钢筋、喷混凝土或混凝土衬砌中的荷载，可埋入混凝土或喷混凝土中，耐用、长期可靠、易防水	局部测量，要防止损坏，由于蠕变和温度效应，解释混凝土中的量测资料困难，要求温度校正
应变计（机械式）	可拆卸，具备各种计量长度，任何时候都能校验	局部测量，必须有温度补尝，反测量表面应变，成果的质量取决于操作者
目检	裂隙型式，可能给出混凝土中的应力	不能给出应力和应变的定量估计
5．水压力监测		
水压和气压计	要求低压力的压力计，因而对压力的改变能迅速反应	点测量，因而要求有足够的地方提供有代表性的测值

整施工方案；第四，施工期间的量测可保证施工完全符合实际要求，同时，由于提供了可靠的数据，也可提高现代施工法的信誉。图9.2为某些工程量测仪器的现场布置情况。

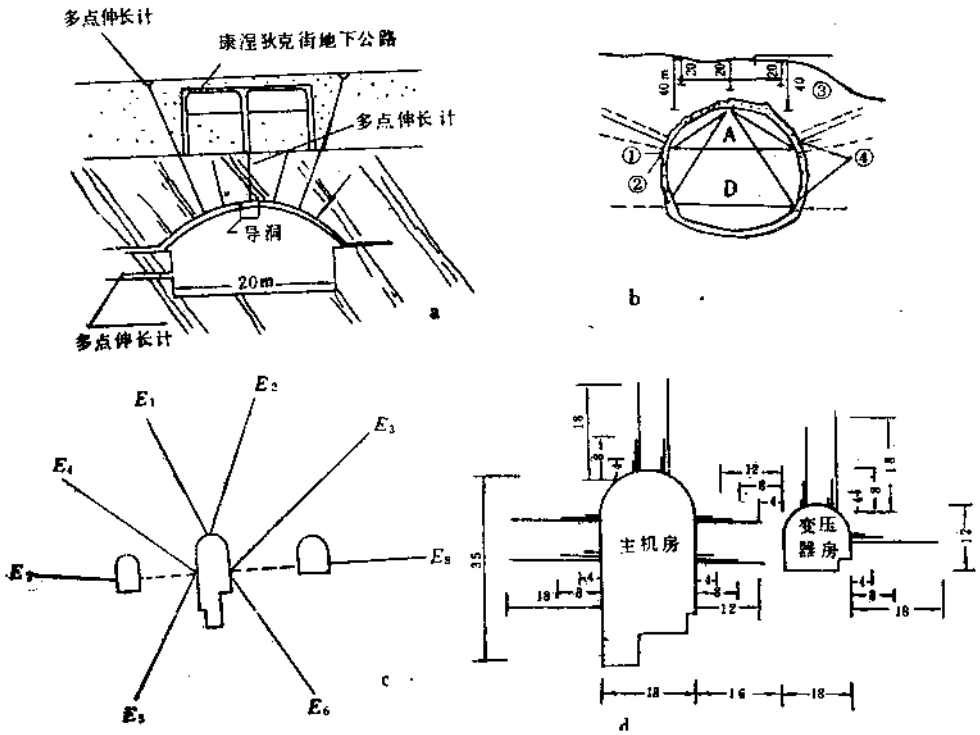


图9.2 某些工程测量仪器的布置

a—Dupont地铁多点伸长计布置；b—日本新干线第一平面隧道；c—意大利Entracque地下电站多点伸长计布置；d—奥地利Langennegg地下电站三重伸长计系统增设

① 接触压力测力盒；② 混凝土应力压力盒；③ 钻孔伸长计；④ 中心孔穴测荷仪

地质勘测的手段和工程设计方法虽不断完善，但由于地质结构极其复杂，在施工前，无论进行怎样详尽的勘测都很难确切地反映地质条件的全貌，而是随着施工的进展，地质情况才不断地真正被揭示。对于一个大型地下工程，由于涉及范围较广，可能碰到的地质情况往往很复杂。因而进行现场测量就仪器布置而言，既要全面监测工程所涉及的整个区域的岩体情况，又必须对危险地点的情况有更详细的量测。例如就位移测量来说，可用广泛分布的测点的情况描述出潜在的整个移动范围，在位移较大的关键部位，则用更精确灵敏的仪器进行严密监测。也就是在大范围内用精度较低分布较稀的仪器观测，在观测到有危险的地段时，再作更精确的量测。一般认为拟订仪器埋设布局计划时必须考虑以下的主要因素：①地质条件；②开挖的几何形状；③开挖顺序；④预估的洞室围岩应力分布。一个隧洞工程往往因其延伸长，可能某一断面的量测结果不能反映隧洞全程的情况，仪器应该逐段布置，常常几十米或更大距离上布置一组仪器。对大型地下洞室来说，情形则不一样，由于其纵横向尺寸接近，可以把监测系统集中在少数几个断面上，空间较大，便于测量工作进行。但由于工程集中于局部区域，仪器受施工（如开挖爆炸）干扰较大，在施工关键时刻常难于接近测点。

现场应力测量和围岩变形及位移观测是最常见的、也是最重要的测量内容。就其实质来说，所谓应力测量也不过是一种特别的变形观测而已，无论是应力解除或是应力恢复法都是

由测点的岩石变形（应变）导出现场应力。一般地说，通过测点得到的应力值是很离散的，往往无法寻求其规律，在地应力梯度变化较大的地区尤其如此。变形和位移观测较应力观测重要得多，它能直观地反映围岩的力学性能，因而也更被人们所重视。如法国地下工程协会（AFTES）的收敛-约束法，就是以围岩的收敛变形特性曲线为根据的。目前国外常用的变形和位移测量，多是采用收敛仪或埋入围岩中的位移计。但如何定量地以位移作为安全控制标准，还是一个需要研究的课题。

第9.4节　应用灰色系统理论进行岩石工程预测

9.4.1　概　　述

灰色系统理论是一种研究某些既含有已知信息又包含未知的信息系统。该理论是由邓聚龙教授在1982年创立，并已经在农业和其它许多领域中取得了许多引人注目的成果[88]。我们发现灰色系统理论可以用来进行流变及其它方面的岩石力学预测①。

由于灰色系统理论最初是应用于社会和经济系统中的，因此人们往往侧重于对时间序列，特别是等间距时间序列的研究。而在工程中，人们常常需要研究除时间序列之外的其它一些物理力学序列的性质。在岩石力学与工程中，存在有诸如温度、应力、应变等序列。这些序列在大多数情况下是非等间距的。因此，首先应该把应用于社会，经济系统中的灰色系统理论推广到非等距时间序列，然后将其推广到其它物理序列中去。

本书拟就这方面作一些讨论，并提出了一种处理非等距时间序列的方法，探讨如何在岩石力学中应用灰色系统理论和方法进行预测或外推，并给出了一般的计算方法和应用实例。

9.4.2　基本论理简述

这里只介绍与灰色预测有关的一些概念、理论和方法，其它理论部分参阅有关灰色系统理论的专著[88]。

1．灰色数据

在一个灰色系统中，有些数据是已知的，另一些是未知的。已知的数据称为白色数据（白数）；未知的或未确知的数据称为灰色数据(灰数)，记为⊗。若⊗∈（$\underline{\otimes}$，$\overline{\otimes}$），则称（$\underline{\otimes}$，$\overline{\otimes}$）为灰色数据区间或灰区间。灰区间可以是闭区间、开区间或半开半闭区间；灰区间的端点可以是白数、灰数、$+\infty$或$-\infty$。

2．灰色数据的白化

将灰色数据进行初步处理，使之便于分析和观测，称为灰色数据的白化。

一般有下述白化方法：

(1) 均值化　已知$X(a)$及$X(b)$均为白数，而(a, b)区间的数为灰数，则均值化的灰数：

$$\otimes(c)=\frac{c-a}{b-a}X(b)+\frac{b-c}{b-a}X(a) \qquad c\in(a, b) \qquad (9.1)$$

(2) 取端点值：若有⊗∈$(X(a), X(b))$，则取

① 余茂华，陶振宇，应用灰色系统理论进行岩石力学预测，武汉水利电力学院学报，1987年5月。

$$\otimes = X(a) \tag{9.2}$$

或
$$\otimes = X(b) \tag{9.3}$$

作为端点白化值进行建模计算。

3．灰色系统的建模方法

在灰色预测中采用微分拟合方法建模，其具体方法可参阅文献[88]。这里只将主要步骤列出：

对于给定的h组时间数据序列（等间距）

$$\{X^{(0)}_K(i)\} \qquad K=1, 2, \cdots, h;\ i=1, 2, \cdots, N \tag{9.4}$$

有相应的一阶累加序列

$$\{X^{(1)}_K(i)\} \qquad K=1, 2, \cdots, h;\ i=1, 2, \cdots, N \tag{9.5}$$

$$X^{(1)}_K(i)=\sum_{s=1}^{i} X^{(0)}_K(s) \tag{9.6}$$

设系统动态微分方程为：

$$\sum_{j=0}^{n} a_j \frac{d^{n-j}(X^{(1)}_1)}{dt^{n-j}}=\sum_{K=1}^{n-1} b_K X^{(1)}_{K+1} \tag{9.7}$$

其中：$a_0=1$

上式称为$GM(n,h)$模型或$DM(n,h)$模型，其中n代表系统动态微分方程的阶，h为系统的因素个数。系统微分方程的待定系数向量为：

$$\hat{a}=[a_1, a_2, \cdots, a_n, b_1, b_2, \cdots, b_{h-1}]^T \tag{9.8}$$

其有$n+h-1$个待定系数，当有N个样本时（$N \geqslant n+h$），根据系统动态微分方程，可以建立$N-1$个差分方程，从而由最小二乘法确定$n+h-1$个待定系数，即向量$\hat{a}$。

4．灰色模块与灰色平面

模块是指m次累加时间序列$\{X^{(m)}(i)\}$在时间-数据二维平面上所作的连续曲线及其底部的总称。由白色数据构成的模块称为白色模块；由白色模块外推到未来的模块，即预测值的模块，称为典型的灰色模块（图9.3）。灰色模块有零增长型，边界型及预测型等类型。本文所引用的为预测型模块，它是由白色函数直接外推引伸后得到的函数所构成的模块。

灰色数据的最大可能值所构成的灰色模块减去其最小可能值灰色模块所得到的平面区域称为该灰色数据的灰色预测平面（图9.4）。

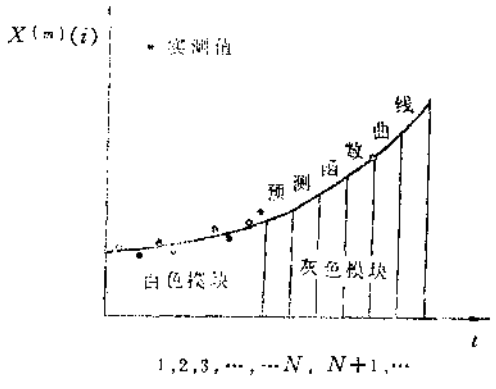


图9.3 灰色模块

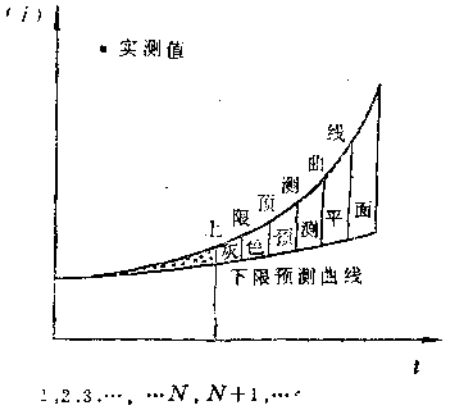


图9.4 灰色预测平面

9.4.3 非等距时间序列的建模

以上简单介绍了灰色系统预测的基本思路和方法，并提及等距时间序列的建模方法。本节将灰色系统建模思想推广到非等距时间序列中去。

对于给定的 h 组（非等间距）时间数据序列：

$$\{X^{(0)}_K(i)\} \quad K=1,\ 2,\ \cdots,\ h;\ i=1,\ 2,\ \cdots,\ N \tag{9.9}$$

其相应的取样时刻为：

$$\{t_i\} \quad i=1,\ 2,\ \cdots,\ N \tag{9.10}$$

各相邻取样时刻间隔 Δt_i 为：

$$\Delta t_i=t_i-t_{i-1} \quad i=2,\ 3,\ \cdots,\ N \tag{9.11}$$

当 $i=1$ 时，取 $\Delta t_1=1$ 作 $\{X^{(0)}_K(i)\}$ 的一阶加权累加序列

$$\{X^{(1)}_K(i)\} \quad K=1,\ 2,\ \cdots,\ h;\ i=1,\ 2,\ \cdots,\ N \tag{9.12}$$

$$X^{(1)}_K(i)=\sum_{s=1}^{i}\Delta t_s X^{(0)}_K(s) \tag{9.13}$$

式中的权因子为 Δt_s。

设生成序列 $\{X^{(1)}_K(i)\}$ 满足系统动态微分方程（9.7）并确定其待定参数向量（9.8）式。

当只有一个时间序列（$h=1$），动态微分方程取为一阶时（$n=1$），系统的动态模型（$GM(1,\ 1)$模型）为：

$$\frac{dX^{(1)}(t)}{dt}+aX^{(1)}(t)=u \quad t\in(t_{i-1},\ t_i)\ i=2,\ 3,\ \cdots,\ N \tag{9.14}$$

$$\hat{a}=(a,\ u)^T \tag{9.15}$$

$\hat{a}$ 为待定系数向量。可以根据生成序列 $\{X^{(1)}(i)\}$ 在 $N-1$ 个区间 $(t_{i-1},\ t_i)$ $(i=2,\ 3,\ \cdots,\ N)$ 上建立 $N-1$ 个方程，由最小二乘法求解 $\hat{a}$

$$\hat{a}=(a,\ u)^T=(B^TB)^{-1}B^TY_N \tag{9.16}$$

其中

$$B=\begin{Bmatrix} |-(\xi X^{(1)}(2)+(1-\xi)X^{(1)}(1))| \\ |-(\xi X^{(1)}(3)+(1-\xi)X^{(1)}(2))| \\ \vdots \\ |-(\xi X^{(1)}(N)+(1-\xi)X^{(0)}(N))| \end{Bmatrix} \tag{9.17}$$

$$Y_N=(X^{(0)}(2),\ X^{(0)}(3),\cdots,X^{(0)}(N))^T \tag{9.18}$$

$$0\leqslant\xi\leqslant1 \tag{9.19}$$

ξ 为灰色数据白化参数，当 $0\leqslant\xi\leqslant1$ 时，灰数按均值化方法白化，当 $\xi=0$ 或 $\xi=1$ 时，灰数按取端点值方法白化。

系统的模型解为：

$$\hat{X}^{(1)}(t)=\left(X^{(1)}(1)-\frac{u}{a}\right)e^{-a(t-t_1)}+\frac{u}{a} \tag{9.20}$$

由式（9.13）可得 $X^{(1)}(1)=X^{(0)}(1)$ (9.21)

故系统的模型解又可写为：

$$\hat{X}^{(1)}(t)=(X^{(0)}(1)-\frac{u}{a})e^{-a(t-t_1)}+\frac{u}{a} \tag{9.22}$$

原给定数据序列$\{X^{(0)}(i)\}$的拟合值为：

$$\hat{X}^{(0)}(i)=(\hat{X}^{(1)}(i)-\hat{X}^{(1)}(i-1))/\Delta t_i \tag{9.23}$$

将式（9.22）推到$t>t_N$时刻，即得到系统的预测函数。

令取样时间间隔：

$$\Delta t_i=\tau=\text{const}\quad i=2,\ 3,\ \cdots,\ N \tag{9.24}$$

则本节所讨论内容以等间距时间序列作为特例。

9.4.4 灰色预测平面与最优预测函数

一般说来，在某一确定时刻t_m（$t_m>t_N$），预测值是灰数，它属于一个灰区间，即$X^{(1)}(t_m)\in[\underline{\otimes},\ \overline{\otimes}]$，该区间的两端点为灰数。在构造系数矩阵$B$（9.17）式时，选取$\xi$值，可以得到区间端点的白化值。

设 $X^{(0)}(i)\geqslant 0$ (9.25)

且 $t_i>t_{i-1}$ (9.26)

则 $\Delta t_i>0\quad i=2,\ 3,\ \cdots,\ N$ (9.27)

由式（9.13）可以看出，序列$\{X^{(1)}(i)\}$是单调不减的。因此，可以认为在时刻$t(t\in[t_{i-1},\ t_i])$时，系统的拟合函数值$X^{(1)}(t)\in[X^{(1)}(i-1),\ X^{(1)}(i)]$。在计算矩阵$B$时，可以分别用端点白化值$X^{(1)}(i-1)$和$X^{(1)}(i)$来代替灰数$X^{(1)}(t)$。这样就可以计算出两个边界预测函数。这两个预测函数所包围的平面区域即为所给系统的灰色预测平面。

一般情况下，取$\xi=0.5$进行计算，得到的预测函数能较好地拟合已有数据序列，并给出足够准确的预测值（见下面实例2）。但在样本量太少或数据本身离散性较大的情况下，取$\xi=0.5$计算很难得到令人满意的结果。这时，可以选择白化参数ξ，使拟合函数$X^{(1)}(t)$达到最佳精度，即使残差均方差：

$$S=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(\varepsilon^{(0)}(i)-\overline{\varepsilon}^{(0)})^2}{N-1}} \tag{9.28}$$

取最小值。式中：

$$\varepsilon^{(0)}(i)=X^{(0)}(i)-\hat{X}^{(0)}(i),\quad \overline{\varepsilon}^{(0)}=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\varepsilon^{(0)}(i) \tag{9.29}$$

这时的拟合（预测）函数称为最优预测函数（见下面实例1和实例3）。

9.4.5 应 用 实 例

在灰色系统理论的岩石力学应用中，不但存在有时间序列问题，而且还经常涉及到其它物理力学量序列。在这些情况下，只须将式（9.10）中的时间变量t换成其它物理量即可。

这里探讨应用灰色系统理论预测岩石流变破坏时间、岩坡蠕滑位移量以及高温流变时岩石强度等岩石力学问题。现分述如下：

实例1 岩石在恒应力作用下蠕变破坏时间的预测。

这里介绍对威斯特（Westerly）花岗岩单轴蠕变破坏时间作灰色预测：首先取破坏时间

关于应力的变化率为分析时的应力序列：

$$\{X^{(0)}(\sigma_i)\}\quad i=1,\ 2,\ 3 \tag{9.30}$$

取 $X^{(0)}(\sigma_1)=0.8$，由式（9.9）～式（9.19）步骤构造累加序列，建立系统模型，求解模型参数向量 $\hat{a}$。当取白化参数 $\xi=0.25$ 时，$\hat{a}=[0.8847\ -1.7759]^T$。其拟合（预测）函数为：

$$X^{(1)}(\sigma)=2.8e^{-0.8847(\sigma-31)}-2.0 \tag{9.31}$$

不同应力下实测破坏时间与拟合值如表（9.6）所示。其灰色预报平面见图9.5。

实例2　岩坡蠕滑位移预测

根据某岩坡的位移观测值预测其后一个月的位移值。取该岩坡 2 号监测点的水平位移速

表9.6　不同应力下花岗岩蠕变破坏时间

序　　号　　i		1	2	3
应力σ_i　　（kpsi）		31	29	25
破坏时间（h）	$X^0(\sigma)$	0.8	−4.6	−133
	实 测 值	0.8	10.0	542.0
	拟 合 值	0.8	14.4	565.2

注：实测实料来源于文献[89]，1kpsi=6.89MPa.

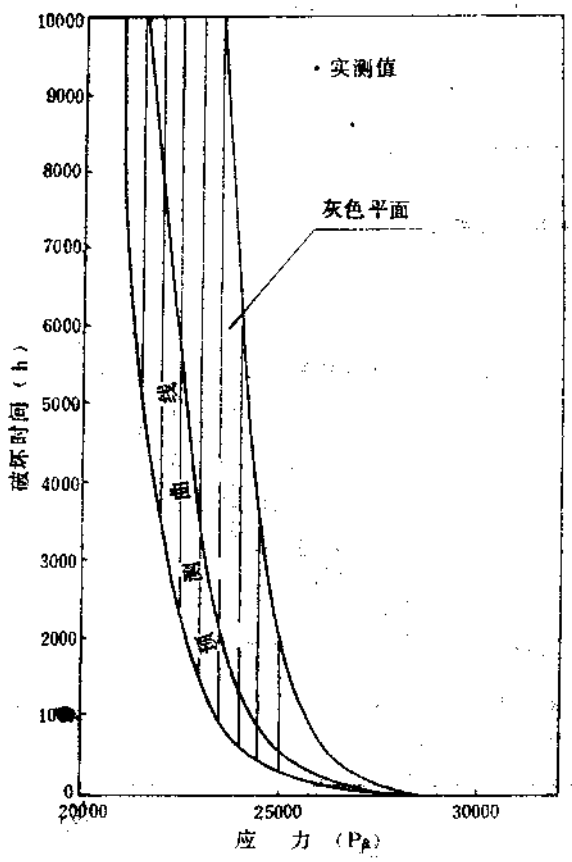


图9.5　Westerly花岗岩单轴蠕变破坏时间灰色预测平面

率作为分析时的时间序列$\{X^{(0)}(i)\}$，并将$X^{(0)}(1)$取为$i=1$时的累计位移观测值。按照式（9.9）—式（9.19）步骤建立系统动态模型，求解模型参数$\hat{a}$。当$\xi=0.5$时，则：

$$\hat{a}=(a\quad u)^T=(-0.0422\quad 13.11)^T \tag{9.32}$$

拟合函数为：

$$X^{(1)}(t)=10.34e^{0.0422(t-232)}+310.66 \tag{9.33}$$

上式即为该岩坡的位移拟合函数。

岩坡位移拟合值对于实测位移值的最大相对误差仅为0.15%，可以满足精度要求。主要计算数据见表9.7。

表9.7　岩坡位移实测值与拟合值

序　　号	1	2	3	4	5
日　期	1963年8月20日	1963年8月25日	1963年8月31日	1963年9月5日	1963年9月10日
累计时间(d)	232	237	243	248	253
位移速率(cm/d)	(321)	0.6	0.5	0.8	1.0
实测位移(cm)	321	324	327	331	336
拟合位移(cm)	321	323.5	327.2	331.2	336.0

注：实测资料来源于文献[90]。

用式（9.33）进行该岩坡位移预测。式（9.17）中白化参数取为$\xi=0$和$\xi=1$计算出预测平面的边界函数，其灰色预测平面绘于图9.6中。将预测值与实际岩坡发展位移值进行了比

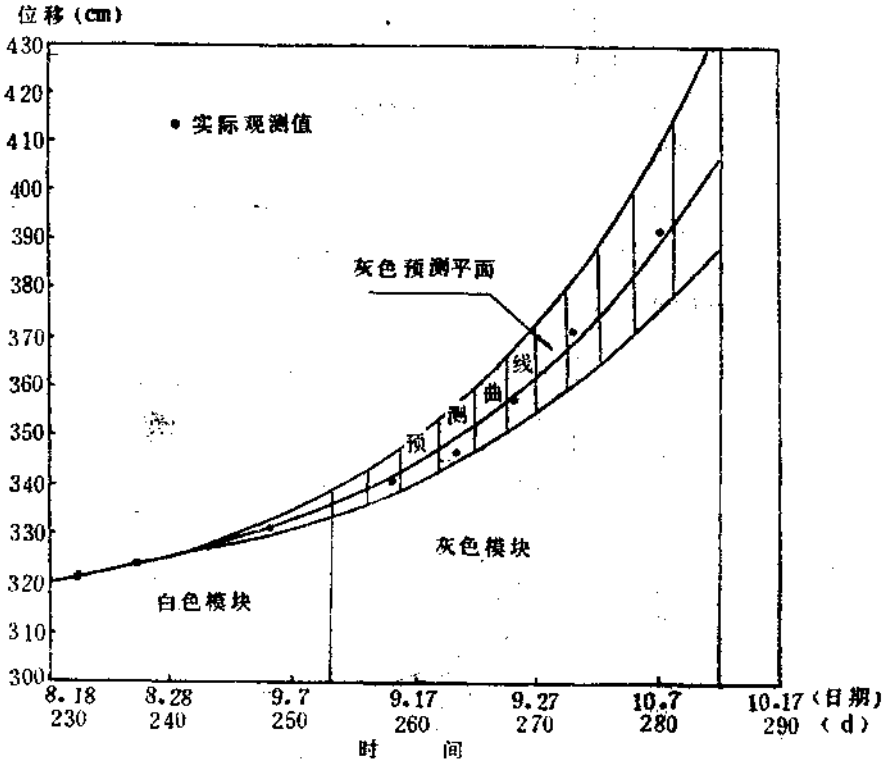


图9.6　岩坡蠕滑位移灰色预测平面

较，结果是相当吻合的（表9.8）。9月10日之后20多天的实测位移值全部落于预测平面内，并且比较靠近预测函数曲线（图9.6）。

表9.8 岩坡位移预测值与实测值

时　间　(天)	258	263	268	273	280
预测位移(cm)	342.1	349.5	358.6	370.0	390.5
实测位移(cm)	341	347	358	372	392

注：实测资料来源于文献[90]。

实例3　高温下岩石强度的预测

用灰色理论研究玄武岩在围压为550MPa、应变速率为10^{-4}/s的条件下，其三轴抗压极限强度随温度t的变化规律。其预测函数为：

$$X^{(1)}(t)=-53.52e^{0.000495(t-25)}+1593.5 \qquad (9.34)$$

不同温度下实测岩石抗压极限强度值与拟合值见表9.9，灰色预测平面见图9.7。

表9.9 不同温度下玄武岩的极限强度（围压500MPa、应变速率10^{-4}/s）

温　度　(°C)		25	300	500	800
强度$\Delta\sigma$ (MPa)	实测值	1540	1380	1030	(260)
	拟合值	1540	1384	1031	

注：实测资料来源于文献[91]。

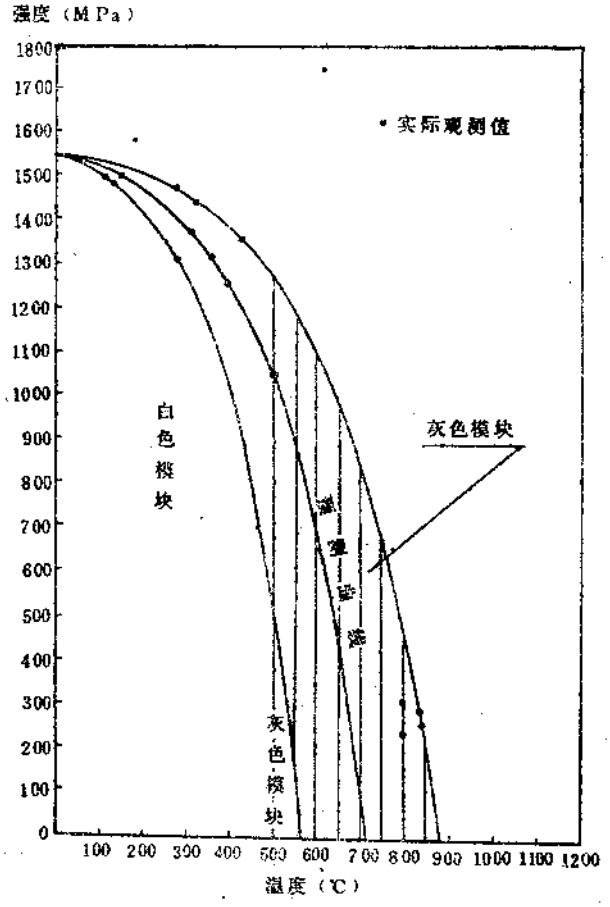


图9.7　玄武岩抗压极限强度灰色预测平面

当温度 $t=800℃$ 时，实测玄武岩的抗压极限强度为 260Mpa，其坐标点位于灰色平面内预测函数的上侧。

第9.5节　鲁布革水电站地下厂房开挖释放位移预报

鲁布革水电站位于云南省罗平县和贵州省兴义县境内，系南盘江支流黄泥河下游河段上的一座地下水电站。土石坝高97m，引水隧洞长9.4km，洞径为 9m，地下厂房尺寸长宽高分

表9.10　试验洞实测位移　　位移单位：mm

钻孔号	测点号	测点深度（m）	测点坐标		位移名	实测位移
			x（m）	y（m）		
1 号	1	0	1.25	2.5	u	−3.786
	2	1.3	2.55	2.5	u	−1.963
	3	3.9	5.15	2.5	u	−1.84
	4	7.8	9.05	2.5	u	−2.109
	5	15.0	16.25	2.5	u	0.0
2 号	1	0	1.0	4.8	$\frac{\sigma}{\alpha}$	$\frac{0.411}{-115°}$
	2	1.3	1.549	5.978	$\frac{\sigma}{\alpha}$	$\frac{0.169}{-115°}$
	3	7.8	4.296	11.869	$\frac{\sigma}{\alpha}$	$\frac{0.0}{-115°}$
	4	13.0	6.494	16.582	$\frac{\sigma}{\alpha}$	$\frac{0.141}{-115°}$
3 号	1	0	0	5.0	v	−1.102
	2	1.3	0	6.3	v	−0.896
	3	2.6	0	7.6	v	−0.330
	4	7.8	0	12.8	v	0.8
	5	10.6	0	15.0	v	−0.137
4 号	1	0	−1.0	4.8	$\frac{\sigma}{\alpha}$	$\frac{1.140}{-63°}$
	2	1.3	−1.590	5.958	$\frac{\sigma}{\alpha}$	$\frac{0.797}{-63°}$
	3	7.3	−4.541	11.750	$\frac{\sigma}{\alpha}$	$\frac{0}{-63°}$
	4	12.0	−6.448	15.492	$\frac{\sigma}{\alpha}$	$\frac{0.021}{-63°}$
5 号	1	0	−1.25	2.5	u	1.610
	2	1.3	−2.55	2.5	u	0.373
	3	3.9	−5.15	2.5	u	0.
	4	7.8	−9.05	2.5	u	4.450
6 号	1	0.45	−1.695	2.033	$\frac{\sigma}{\alpha_1^*}$	$\frac{4.131}{8.5°}$
	2	2.4	−3.624	1.745	$\frac{\sigma}{\alpha}$	$\frac{0.7^*}{8.5°}$
	3	5.0	−6.195	1.361	$\frac{\sigma}{\alpha}$	$\frac{1.051}{8.5°}$
	4	7.6	−8.767	0.977	$\frac{\sigma}{\alpha}$	$\frac{3.841}{8.5°}$
	5	10.5	−11.635	0.548	$\frac{\sigma}{\alpha}$	$\frac{1.141^*}{8.5°}$

注：* 此两值为从图上量得，原始资料此两点所标数据不清楚。

别为125m、19m、39.4m。主厂房整个洞体处于白云质灰岩之中，岩性坚硬，岩体较为完整。岩体有关物理力学参数如下：

弹模$E=39200MPa$；　泊松比$\mu=0.2$　容重$r=0.02646MN/m^3$

根据有关勘测设计部门的建议①，将岩体作为弹性、均匀各向同性介质来处理。为了给电站地下厂房设计和施工提供参数，在主厂房同一位置开挖了试验洞。试验洞进行全断面开挖，形状为城门洞式，与设计的主厂房断面相同，但尺寸为后者的1/10。在试验洞两侧及拱顶共布置了6个钻孔进行多点位移测量，其中6号孔为预埋孔，其余都是先开洞后钻孔的。测点分布及实测位移见表9.10。根据试验洞实测位移资料预报原型洞开挖释放位移，我们的思路是②：先进行位移反分析得到地应力场，然后用这个地应力场计算原型洞开挖释放位移，同时根据需要还可以计算二次应力场。这种方法对原型洞与试验洞形状是否相似都是适应的，并且可以采用函数来描述地应力场，因此，原则上它不要求原型洞与试验洞一定要在同

表9.11　原型洞开挖释放位移预报

点号	预测点坐标		位移类型	位移预报值（mm）	
	x（m）	y（m）		鲁E-1方案	鲁E-3方案
1	9.50	11.30	u	−19.34	−26.77
2	19.38	11.30	u	−14.28	−20.27
3	39.14	11.30	u	−7.95	−11.68
4	68.78	11.30	u	−4.52	−6.75
5	123.5	11.30	u	−2.49	−3.75
6	7.60	25.88	$\sigma-115^\circ$	11.12	11.75
7	11.77	37.37	$\sigma-115^\circ$	6.98	7.06
8	32.65	82.50	$\sigma-115^\circ$	2.90	2.85
9	49.35	118.32	$\sigma-115^\circ$	2.13	2.10
10	0	31.00	v	↓ −11.54	−9.43
11	0	40.18	v	−6.31	−4.34
12	0	50.06	v	−4.28	−2.75
13	0	89.58	v	−2.16	−1.39
14	0	106.30	v	−1.86	−1.23
15	−7.60	25.88	$\sigma-63^\circ$	8.78	8.13
16	−12.08	37.58	$\sigma-63^\circ$	5.00	4.12
17	−34.51	81.60	$\sigma-63^\circ$	1.99	1.56
18	−49.00	110.04	$\sigma-63^\circ$	1.55	1.24
19	−9.50	11.30	u	17.611	24.768
20	−19.38	11.30	u	12.48	18.16
21	−39.14	11.30	u	7.03	10.57
22	−68.78	11.30	u	4.16	6.32
23	−12.88	7.75	$\sigma8^\circ$	15.61	22.27
24	−27.54	5.56	$\sigma8^\circ$	9.53	14.11
25	−47.08	2.64	$\sigma8^\circ$	6.01	9.04
26	−66.63	−0.27	$\sigma8^\circ$	4.35	6.57
27	−88.43	−3.54	$\sigma8^\circ$	3.30	5.01

①水利电力部昆明勘测设计院（1986），水电站大型地下洞室围岩稳定和支护的研究和实践成果汇编（二），应力应变特性和测试技术的研究。

②曾庆义，地应力场的反分析，硕士学位论文，武汉水利电力学院，1987年3月。

一位置，可以考虑位置、大小等因素对于原型洞释放位移和二次应力分布带来的影响。作为一种从试验洞位移预报原型洞的位移方法，地应力场参数只是作为一种中间过渡量。

我们编制的程序将以试验洞实测位移为输入量，然后直接输出原型洞位移预报值和二次应力分布。在程序中对所有实测点进行位移回算，反算结果与实测值的比较是检验反分析可靠性的主要依据；并且为了避免反分析与回算呈现封闭系统式的循环，我们特地选择一些点不让它们参加反算而专作检验。

实际计算经验告诉我们，对于检验反算结果的可靠性，边界点比内部点更为敏感。因此，我们把试验洞实测点中的五个边界点都留作检验点。为了考虑实测位移分布的某些不合理性，我们采取两种方案进行反分析计算：一是让全部内部点都加入反算（方案鲁E-3）；二是只取认为是分布较为合理的那些实测位移参与反算（方案鲁E-1）。这些点是1号孔2、3点；2号孔2、3点；3号孔2、3点；4号孔2、3点；5号孔2、3点；6号孔1、2、3点，舍去其余的内部测点。两种方案对于原型洞开挖释放位移的预报结果分别列于表9.11之中，并作出其分布图（图9.8）。

后来获悉，在洞腰处实测开挖释放位移为45mm，我们计算所得鲁E-1方案为37mm，鲁E-3方案为51mm，两组数据是非常接近的。

第9.6节　岩石力学的耦合分析及水库诱发地震预测方法

9.6.1　概　　述

岩石力学中所遇到的许多物理过程，例如简单的线性系统，力学作用，流体流动及热效应等，通常都可以单独地作为非耦合现象来考虑。但是，天然岩石介质特性均具有很强的非线性，许多实际工程问题就必须考虑这些物理作用之间的相互耦合问题。例如，水库诱发地震的地应力与入渗水流和热效应过程的相互作用；在油气田开发时，也会遇到这一问题，且需考虑岩石的固相、液相和气相的变化情况，问题是很复杂的；在开发地热资源时，地热储库岩石的性质，在开采减压时受其压力、温度、岩石渗透率与孔隙-裂隙系统的变形的影响很大；在核电站的核废料的处理问题中，耦合作用也很重要，地下水系统受核废料的作用可能造成污染物外泄。因此，必须考虑由于热作用引起岩体应力及其内部流体流动变化所导致岩石渗透性的改变，而且核废料储罐在受热后还可能产生裂隙，这也是一种很危险的情况。

一般认为，岩石力学的耦合作用可以分为三种情况：一是力与流体耦合；二是力与热的耦合，这时必须研究孔隙-裂隙率的变化对热传导系数的影响，同时还应该考虑温度与孔隙-裂隙率的关系；三是热与流体的耦合。但就岩石力学的研究现状来说，这个问题是一个新的重要研究领域，还有待开拓和发展。在本节中，我们将以水库诱发地震为例，对固-液两相介质的耦合分析方法作一些探讨。

水库诱发地震在本世纪30年代就有所发现。希腊的马拉松（Marathon）水库（1931）和阿尔及利亚的福达（Fodda）水库（1933）是最早发现有水库诱发地震现象的。有人研究其发震原因，提出了由于水荷载引起水库盆地下陷和下伏地层的再调整，导致库区大地构造活动的假说。还有人通过对美国的米德（Mead）水库诱发地震现象的研究指出，Mead水库地震活动的产生，是由于水库中巨大水荷载使该区原有断层重新活动的结果。60年代以来，全世界有四座大型水库相继发生了6级以上的强震，这引起了水工建设者、地震、地质和岩

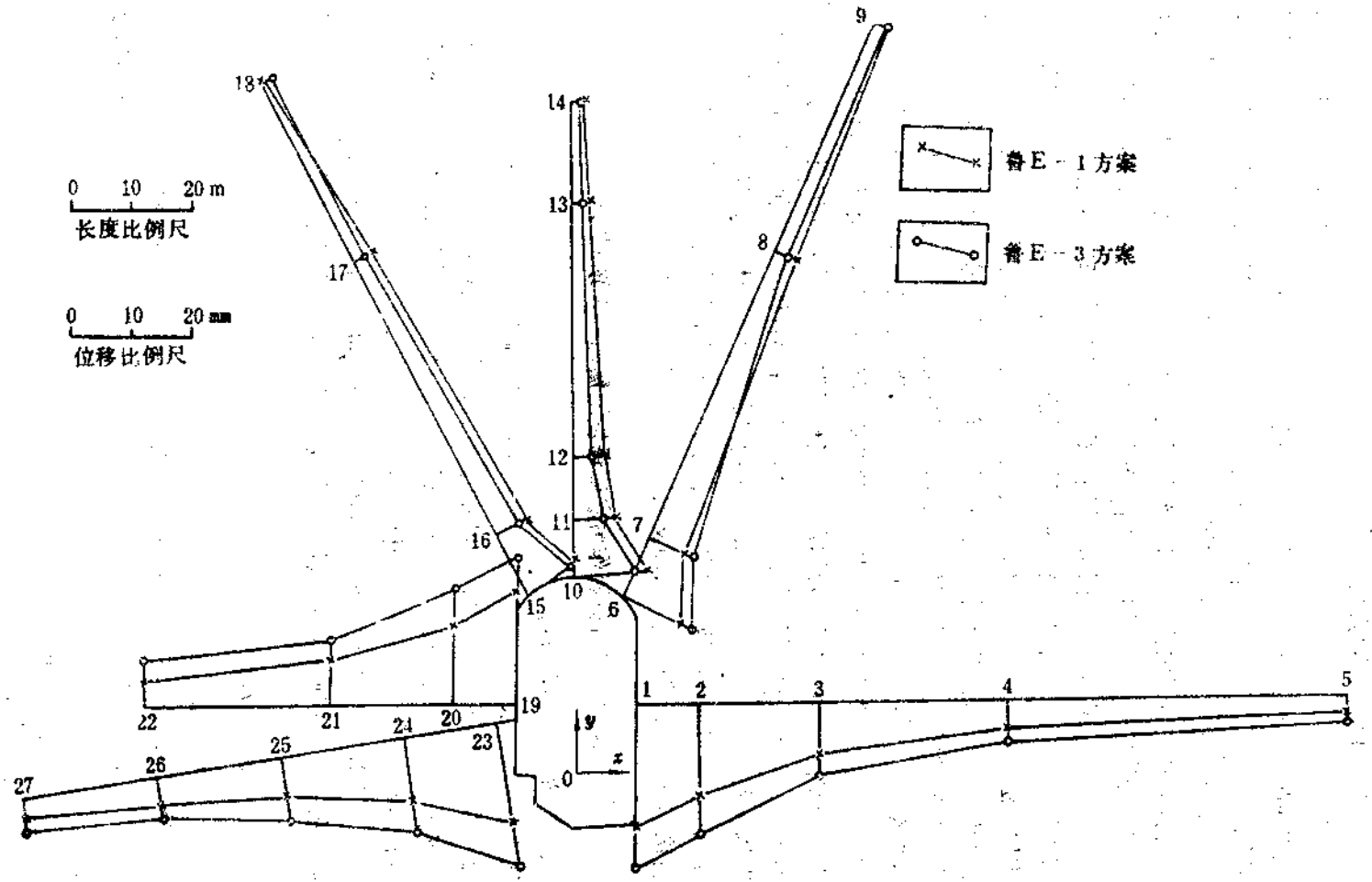


图9.8 原型洞预报位移分布

石力学工作者们的普遍重视。在这四座诱发6级以上强震的水库中，就有我国的新丰江水库，这促进了我国水库诱发地震的研究工作。据统计，全世界已有一百多座水库诱发了地震，其中，我国的水库诱发地震约占1/10。

水库诱发地震不仅关系到人类生态环境，而且关系到水工建设的风险性分析，是水工建设中不可轻视的前期工作。目前，几乎每兴修一个水库，都迫切希望能在大坝设计前给出有关水库诱发地震的预测，即水库蓄水后，是否会诱发地震？如果会，那么其三个基本要素（震级大小、震中位置和发震时间）如何？这实际上就是水库诱发地震的定量预测问题。70年代初，联合国教科文组织主持的“与大水库有关的地震现象工作组”提出了水库地震前期工作意见，即：分阶段进行区域地质和新构造调查、历史地震分析、布置微震观测和其它长期观测等。这些建议后来成了许多国家的标准做法，但10余年来基本上没有新的发展。不难发现，目前人们通常采用的两种方法——地震地质法和地球物理方法，便是上述建议的具体体现。地震地质法以构造、岩性、水文地质条件及水库因素等的类比为前提，危险震级的评估以历史构造地震为依据。因为国内外都发现，有些震例很难用构造因素来解释，所以此法不能满足水库诱发地震定量预测之要求。地球物理方法，常常是在水库建成之后，出现明显的诱发地震现象了，再反过来研究其可能采取的工程措施，尚难于事先进行预测。

人们对水库诱发地震形成的地质条件、孕震情况等认识还不尽相同。我们认为水库诱发地震的产生，是库区岩体应力场和岩体强度之间相互作用，导致岩体破裂而释放能量的结果。水库蓄水后，库水要向深部岩体渗透，从而促进深部岩体饱水软化。渗透产生的动水压力要改变岩体应力场，静水压力和岩体含水率的提高要改变岩体的物理状态和强度特征。在特定的岩性组合、构造展布和地应力水平条件下，上述二个因素综合作用的结果，可能使库区或周围特殊部位岩体失稳破裂，从而发生地震[92]—[95]。

9.6.2 耦合分析作为水库诱发地震的一种预测方法

1．水库诱发地震的耦合分析

在区域地震地质、水文地质调查和水库区工程地质测绘的基础上，首先对诱震地质环境分区。在每一诱震地质环境分区内，再划分出蓄水后岩性、构造和水文地质条件的最不利组合地段。针对这一地段，首先通过试验定出有关参数，然后采用固-液两相介质的有限元耦合分析法对岩体单元进行应力和强度分析。如有单元破裂，则认为该水库会诱发地震。

库水向库区岩体渗透产生的动水压力(F)会改变岩体的原始应力状态，而动水压力又直接依赖于水库水深、水文地质条件、岩体的渗透系数张量(K)及其组合等。在给定的环境下即有：

$$F_{ij}=f(K_{kl}) \tag{9.35}$$

$$\sigma_{ij}=g(F_{kl}) \tag{9.36}$$

岩石水力学试验表明，岩体应力状态的变化要改变岩体的渗透系数张量，即：

$$K_{ij}=h(\sigma_{kl}) \tag{9.37}$$

从而我们有：

$$K_{ij}=G(K_{mn}) \tag{9.38}$$

$$\sigma_{ij}=G'(\sigma_{ij}) \tag{9.39}$$

显然，需要反复迭代才能使耦合应力场达到稳定。

连续介质中的渗流有体积力作用于介质上：

$$F=-\mathrm{grad}p \tag{9.40}$$

$$p=\gamma_w(\varphi-y) \tag{9.41}$$

即
$$F=-\gamma_w\mathrm{grad}\varphi+\gamma_w\mathrm{grad}y \tag{9.42}$$

其中，φ是水头势，可由微分方程：

$$\begin{cases}\dfrac{\partial}{\partial x}\left(K_x\dfrac{\partial\varphi}{\partial x}\right)+\dfrac{\partial}{\partial y}\left(K_y\dfrac{\partial\varphi}{\partial y}\right)=0 & (9.43)\\ \varphi|_{c_1}=H_0 & (9.44)\\ \left.\dfrac{\partial\varphi}{\partial n}\right|_{c_2}=0 & (9.45)\end{cases}$$

得出。

$A=\gamma_w\mathrm{grad}y$是静水压力，其作用效果用有效应力的方式考虑；$s=-\gamma_w\mathrm{grad}\varphi=\gamma_wJ$是动水压力，计算时作外力考虑。

在均质破裂地层中进行的各种深度的钻孔抽水试验表明[10]，有公式：

$$K=K_0\exp(-\alpha\sigma_e) \tag{9.46}$$

$$\sigma_e=\gamma_1h-p \tag{9.47}$$

能较好地描述渗透系数的变化。

式中：K_0为表面渗透系数；γ_1为覆盖岩层的容重；h为覆盖岩层的厚度；p为水压力；α为经验系数。

如果地层不含水，则：

$$K=K_0\exp(-\alpha\gamma_1h) \tag{9.48}$$

按照这一规律，考虑构造应力和深度时须作修改：

$$K_{h_0}=K_0\beta(h,\ \sigma_z)\exp(-\alpha\gamma_1h) \tag{9.49}$$

$\beta=0$—1，这就是确定不同深度处岩体初始渗透系数的公式。在应力场和渗流场的耦合作用过程中，如有单元破裂，那么该单元的渗透系数应作修改。

在应力场的耦合调整过程中，根据破裂单元的空间位置分布，便可定出地震的震中位置。在某一时段内，破裂单元的集中带，便是此次地震的震中。

2．诱发地震震级大小的确定

水库诱发地震的产生是破裂岩体单元释放能量的结果。某次地震释放的能量按下式计算：

$$ENER=\sum_{i=1}^{n}\left(\iiint_{\Omega}\sigma_{ij}d\varepsilon_{ij}=\iiint_{\Omega'}\sigma'_{ij}d\varepsilon_{ij}\right)V_i \tag{9.50}$$

式中：Ω为加载面与通过屈服点的π平面所围成的空间；Ω'为通过屈服点的卸载面与相应的π平面所围成的空间；V_i为第i个破裂单元的体积；σ_{ij}为加载面上的应力张量；σ'_{ij}为卸载面上的应力张量。

算出能量后，根据能量与震级之间的对应关系，便不难预测此次地震震级的大小。

3．发震时间的估算

一些石油地质工作者发现，天然状态时地表一定深度以下岩体含水非饱和。当水库蓄水后，库水要向深部岩体渗透。在库底一定深度以下，地下水的流动就是饱和-非饱和渗流。根据饱和-非饱和渗流的一般解法，便可计算出水库蓄水后任一时刻库水入渗前锋面的最低

位置，从而定出变化的耦合作用区域，然后根据破裂单元位置-时间关系，就可估计出诱发地震发生的时间。

为了检验这种水库诱发地震预测方法的有效性，我们利用上述理论，分别就几种情况对水库区岩体应力场和渗流场进行了耦合数值分析。数值模拟结果反映出水库诱发地震具有下列一些特点：

(1) 关于发震时间　水库诱发地震的发生时间由地质条件和水库因素综合决定。若地应力作用使库区特殊部位岩体单元处于临界破裂状态，水库蓄水后仅其静水荷载便能诱发地震，于是蓄水后便立即发震。不过，这种情况特殊，很不常见。一般情况则是：库水入渗的综合作用才使特殊部位的岩体单元破裂。库水入渗需要一定的时间，依具体的水库条件（水深、渗透张量和构造展布及组合等）而定。

(2) 关于诱发地震序列　从节点水头和作为节点荷载的渗透力的变化不难看出，一旦某一岩体单元失稳破裂，其应力转移和渗透性改变的结果会导致周围岩体单元应力状态的进一步恶化，进而破裂。这种耦合调整会持续下去，直到应力场稳定。这说明了岩体单元破裂的持续性，从而也说明水库诱发地震具有时间上的连续性；即水库诱发地震序列一般呈前震—主震—余震型或群震型。但若库水的静水荷载就能诱发地震，那么该水库诱发地震序列便为主震—余震型。总之，水库诱发地震不会出现孤立震型。

(3) 关于震中分布　断层的空间分布和岩性组合的复杂性，以及耦合应力场的大范围调整，使水库诱发地震的震中具有分散性和跳跃性的特点。其实，关于水库诱发地震的特点，已有不少学者根据已有的水库诱发地震现象作过总结。我们模拟的结果与他们的结论出现惊人的相似，这说明所提出的水库诱发地震研究方法在一定程度上揭示了水库诱发地震的力学实质或机制，因而具有一定的适应性。

9.6.3 工程实例

实例一

三峡水库位于长江中游。水库区域在前震旦纪至白垩纪末发育有北西西向构造；在燕山运动早期至白垩纪末发育有淮阴山字型构造；在印支—燕山期发育有东西向构造；在燕山早期至晚第三纪发育有新华系构造。库区分布的岩性主要有：变质岩、碳酸盐岩、碎屑岩及粘土岩等。根据对岩性、构造及水文地质条件的综合比较分析，我们认为九湾溪—香溪库段是产生水库诱发地震的危险地段。该段由灰岩、泥灰岩、页岩及砂岩等相间组成，石灰岩中岩溶发育，渗透性强。新构造运动以来，断层有明显的张剪性活动，且断层走向与区域构造应力场主向近于垂直，断层破碎带宽。

关于该水库的诱发地震问题，已有学者从地震地质的角度进行过探讨。刘国昌等[96]根据库首地带九湾溪断裂、齐岳山断裂、秭归-兴山隐伏断裂的活动性及未来库水深200m，特别是九湾溪断层孕育着5级左右最大地震危险条件下，认为水库诱发地震是可能的，但震级一般不应超过5级。易明初和夏其发[97]认为九湾溪断裂是条活动性较强的断裂，又穿越长江，蓄水后诱发地震的可能性是存在的，但震级大小，发震时间，均未涉及。陈德基认为，可能产生的最大水库诱发地震5.5级左右[98]。我们利用上述方法，对该水库诱发地震问题进行了预测，得到了下列一些结果①：①该水库蓄水后会诱发地震；②初震发生于蓄水后600天左右，

①唐方福，裂隙岩石的水力模型及水库诱发地震的研究，硕士学位论文，武汉水利电力学院，1987年3月。

震级：4.1级，震源深度：库下800m左右路子口断层上；③主震发生于蓄水后1300天左右，震级：5.1级，震源深度：库下8500m左右；④余震衰减缓慢，持续时间较长，余震最大震级达4.5级；⑤该水库诱发地震序列及特点：蓄水后290天，库水入渗前锋面到达3000m，无单元破裂；蓄水后623天，库水入渗前锋面到达6000m，部分断层单元首先破裂，释放能量0.3186×10^{8}t·m，折合震级4.1级；随着库水入渗的进一步深入，应力场发生大的调整，又释放能量0.6109×10^{8}t·m，折合震级4.2级。1010天以后，地下水入渗前锋面到达9600m，发生第一次小的主震，释放能量为2.0868×10^{8}t·m，折合震级5级。以后应力场不断调整，小震时有发生，1300天左右5.1级的主震便爆发了。⑥关于破裂单元的空间分布情况　该水库诱发地震的震中，在空间上具有很大的分散性，在时间上具有跳跃性。首先是断层破裂带单元呈跳跃式的、填空式的破裂，随后是断层破碎带周围完整岩体单元呈外推式的破裂，随着应力场的调整，震源深度有先从上到下，后从下往上迁移的趋势。

实例二

东江水库位于湖南省境内，水库蓄水主要靠的是几个向斜盆地。广州地震大队将该水库地区地震基本烈度定为6度，同时指出，三都-郴县断裂、资兴-长城岭断裂和秀流-曹田断裂为活动性区域性断裂，同属于新华夏系构造的范畴，因而需考虑水库蓄水后产生诱发地震的影响问题。水库现已开始蓄水，尽管有人曾用地震地质法对该水库诱发地震问题进行过研究，但主管部门仍不放心。为对该水库诱发地震问题进行定量预测和为地震观测台网的建立提供参考意见，我们受有关单位委托，用上述理论和方法，对该水库诱发地震问题进行过探讨。现将有关结果作一简要报道[95]。

根据我们对构造、岩性和水文地质条件的比较分析，我们认为从江口到秀流地段是水库诱发地震产生的危险地段。该段主要是由碳酸盐岩组成的向斜盆地。碳酸盐类岩石岩溶发育，渗透性强。盆地西侧发育有资兴-长城岭断裂，盆地东侧发育有秀流-曹田断裂，两条断裂均属于新华夏系构造，是活动性区域断裂，在库水的综合作用下，容易发生地震。

由于无实测的地应力资料，我们按两种常见的地应力分布型式考虑，分别对该水库诱发地震问题进行预测[14]。

1．按水平地应力与垂直地应力大致相等进行分析

取$\sigma_{H0}=9.8$MPa，$\sigma_{Hh}=304$MPa，地应力的分布按梯形分布考虑，σ_{H0}表示地表处的水平地应力值，σ_{Hh}表示下边界（12000m）处的水平地应力值。由于山高$\Delta H_2=230$m，在山脚处的自重应力约为5.9MPa，因而这样考虑的水平构造应力便介于3.9—8.0MPa之间。

破裂单元在空间上主要分布于资兴-长城岭断裂上部及其周围的花岗岩和碳酸盐岩石上，在秀流-曹田断裂切穿花岗岩部位也有分布。另外，在花岗岩和石英砂岩交变带附近的资兴-长城岭断裂上也有个别单元破裂，但应力场耦合调整结果表明，这种破裂未能得到扩展。

2．水平地应力按弹性侧限压力加水平构造应力方式考虑

水平地应力仍按梯形分布型式考虑，取$\sigma_{H0}=7.8$MPa，$\sigma_{Hh}=102$MPa，σ_{H0}表示地表处的水平地应力值，σ_{Hh}表示地下深h（12000m）处的水平地应力值。这样，水平构造应力便约为5.9MPa。

破裂岩体单元首先分布于上部两断裂带上，资兴-长城岭断裂周围花岗岩体也有部分破裂。随着库水的进一步渗入和耦合应力场的调整，穿过花岗岩体的秀流-曹田断裂出现严重的破裂，其周围的花岗岩体单元也少量破裂。同时，花岗岩与石英砂岩交变带上的资兴-长城岭断裂的破裂程度也较第一种情况的更严重。

3．东江水库诱发地震问题的预测研究

通过以上分析，我们得到了以下几点认识：

(1) 该水库蓄水后会诱发地震；

(2) 主震发生于蓄满水后 340—440 天，震级不超过4级，震中深度小于 3000m，破裂岩体单元主要分布于资兴-长城岭断裂及秀流-曹田断裂与碳酸盐岩体接触部位。

(3) 余震最大震级不超过 2.5 级。所有余震的震中深度小于 7000m。破裂岩体单元主要分布于秀流-曹田断裂上切穿花岗岩部分。

(4) 该水库诱发地震序列为主震-余震型，余震序列是稳定的。

(5) 如果在蓄满水340—440天以后，尚无诱发地震发生，便可认为该水库诱发 3 级以上地震的可能性很小，同时可稀疏监测点。

顺便指出，东江水库是一个刚建成的水库，在我们结束这一预测研究之后，在1989 年 7 月24日发生水库诱发地震，其震级为 $M_l=3.0$ 级。震中深度为 2.5km。按下列公式，可得 M_s 值，即

$$M_s=1.13M_l-1.08=2.31$$

经地震部门核查，确认这是东江水库蓄水所诱发的地震，此时库水水深约为 90m 左右。因此，有关同志认为，这次预报基本上是成功的，发震部位在预测范围内，震级虽然比预测的低些，但库水水深也低（预测时最大水深为146.5m）。

虽然这种方法还有待进一步的检验，但我们认为，这是一种值得认真探索的一条新的技术途径。

参 考 文 献

〔1〕 陶振宇、陆士强，1965，高坝岩基的试验研究。中国工业出版社。

〔2〕 陶振宇，1976，水工建设中的岩石力学问题。水利电力出版社。

〔3〕 В. В. Соколовский, 1962, Статика Сыпучей Среды, Изд. АН СССР.

〔4〕 D. Krsmanovic and Z. Langof, 1964, Large scale loboratory tests of the shear strength of rocky material, Felsmechanik and Ingenieurgeologic. Syppl. I.

〔5〕 陶振宇，1980，关于水工建设中岩石力学的试验设计问题。岩石力学，第2期。

〔6〕 陶振宇，1976，水工建设中岩石力学的国外应用实例与经验数据。水利电力出版社。

〔7〕 陶振宇，1987，坝基岩体单轴抗压强度分类及参数取值问题。四川水力发电，第4期。

〔8〕 陶振宇，1984，简论岩石的摩擦特性，岩体工程地质力学问题（五）。科学出版社。

〔9〕 陶振宇，1980，关于岩石力学科学思想的发展。岩石力学，第2期。

〔10〕 К. Б. 鲁宾涅依特，1965，矿山岩石力学的几个问题。煤炭工业出版社。

〔11〕 Л. 塔罗勃，1965，岩石力学。中国工业出版社。

〔12〕 К. Г. 斯塔格、О. С. 晋基维茨主编，1978，工程实用岩石力学。地质出版社（此书英文版为1968年）。

〔13〕 刘锦华、吕祖珩，1988，块体理论在工程岩体稳定分析中的应用。水利电力出版社。

〔14〕 陶振宇、彭祖赠，1981，模糊数学在岩石工程分类中的应用。岩土工程学报，第1期。

〔15〕 陶振宇、彭祖赠，1982，岩石工程分类的模糊数学方法。武汉水利电力学院学报，第3期。

〔16〕 Tao Zhen-yu, Peng Zu-zeng and Yang Zi-wen, 1982, A New Approach to Quantitatively Evalute the Excavation of Rock Maso, Rock Mechanics, Caverns and Pressure shapts, ISRM Symposium / Aachen / 1982.05.26—28. P. 471—478.

〔17〕 Tao Zhen-yu and Peng Zu-zeng, 1983, Classification System of Fuzzy Sets for Rock Engineering. Proc. of Iut. Symp. on Engineering Geology and Underground Construction, Sept. 12—15, 1983, Lisbon, Portugal.

〔18〕 谷德振，1979，岩体工程地质力学基础。科学出版社。

〔19〕 朱建业等，1979，水利水电工程坝基软弱的夹层抗滑稳定问题的探讨。水利水电勘测设计，第1期。

〔20〕 H. H. Einstein and G. B. Beacher, 1983, Probabilistic and Statistieal methods in engineering geology I. Rock Mechanics, Suppl. 12, p. 47—61.

〔21〕 H. H. Einstein and Beacher, 1982, Probabilistic and Statistical methods in engineering geology I. Rock Mechanics, vol. 16, p. 39—72.

〔22〕 J. A. Hudson and S. D. Priest, 1983, Discontinuity frequency in rock mass, Iut. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr. 20, p. 73—89.

〔23〕 Z. Sen and A. Kazi, 1984, Discontinuity spacing and RQD estimates from finite length scanlines. Iut. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr, 21. p. 203—212.

〔24〕 陶振宇，1980，对岩体初始应力的几点初步认识。水文地质工程地质，第2期。

〔25〕 В. С. 海姆森等，1982，地应力测量与研究。地震出版社。

〔26〕 А. В. 裴伟，1978，地壳应力状态。地震出版社。

〔27〕 陶振宇等，1982，地应力——岩体特性的一个主要因素。水利学报，第10期。

〔28〕 陶振宇等，1982，鲁布革地下水电站岩体特性初步考察报告。地下工程，第1期。

〔29〕 Tao Zhen-yu, 1986, Design and Performance of Shotorete-Bolting Support for Tunnel in a Special Weak Rock, Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 1, No. 1, p. 49—51.

〔30〕 陶振宇，1983，试论高地应力区的岩体特性，地下工程，第10期。

〔31〕 陶振宇，1986，我国隧洞建筑法刍议，地下工程经验交流会论文选集。地质出版社。

〔32〕 陶振宇，1987，高地应力区的岩爆及其判别，人民长江，第5期。

〔33〕 陶振宇，1988，若干电站地下工程建设中的岩爆问题。水力发电，第7期。

〔34〕 Tao Zhen-yu, 1988, Experience from Design and Construction of a Hydro station, Proe. of

the International Symposium on Tunnelling for Water Resources and Power projects, 19—23, January, New Delhi, India, p.145—147.

〔35〕 Tao Zhen-yu, 1988, *Support Design of Tunnels subjected to Rockbursting*, Proc. of the International symposium on Rock Mechanics and power plants, Madrid, Sparis, 12—16, sept.

〔36〕 陶振宇，1985，试论岩体三维地应力状态，四川水力发电，第1期。

〔37〕 陶振宇、唐方福，1987，岩体水力模型的比较研究，工程勘察，No. 5. p. 32—35.

〔38〕 C. Louis 1974, Introduction a L'hydraulique des rockes, Bulletin du B. R. G. M. section Ⅱ, n°4, p. 283—365.

〔39〕 陶振宇、唐方福，1987，对裂隙岩体含水层三种概化模型的比较分析。水利学报，第9期。

〔40〕 O. 卡普迈耶、R. 海涅耳，1981，地热学及其应用。科学出版社。

〔41〕 新孝一、北野晃一，1987，低温下、高温下乙¹の岩石・岩盤の特性调查。日本电力中央研究所报告.

〔42〕 康文法，1989，多功能岩石三轴流变仪及其在岩石力学中的应用。岩石力学与工程学报，第8卷，第1期。

〔43〕 王群依，1989，隧洞温度应力的边界元分析，岩石力学在工程中的应用，知识出版社。

〔44〕 林天健，1979，刚性试验机。力学与实践，第1期。

〔45〕 莫海鸿，1988，岩石的循环试验及本构关系的研究。岩石力学与工程学报，第7卷，第3期。

〔46〕 Tao Zhen-yu and Mo Hai-hong, 1988, Under Cydic loading the experimental study and the Numeric Simulation of Constitutive relation of rock. Proc. 3rd International Conference on Underground Space and earth Sheltered Buildings, Shanghai, China. p. 310—315.

〔47〕 莫海鸿、陶振宇，1989，类岩石材料的本构关系，水利学报，第7期。

〔48〕 Tao Zhen-yu, 1981, Mechanical behaviour of Clay Siltstone in compression by plate-bearing test. Proc. of the International Symposium on weak Rock, Tokyo, 21—24, September, p. 39—42.

〔49〕 陶振宇、张忠亭，1984，岩石流变性研究概述。水利水电技术，第5期。

〔50〕 陶振宇等，1987，科学技术研究成果公报，第1期，第19页。

〔51〕 陶振宇主编，1981，岩石力学的理论与实践。水利出版社。

〔52〕 方祖烈等，1984，BM-1型机械式多点位移计在金川矿区的应用。岩石力学与工程学报，第3卷，第1期。

〔53〕 陶振宇，1984，从盐池河矿区岩石滑坡看天福庙坝肩的稳定性。岩石力学，第11期。

〔54〕 王思敬，1982，金川露天矿边坡变形机制及过程。岩土工程学报，第4卷，第1期。

〔55〕 陶振宇，1980，岩石的流变特性及其在喷锚支护设计中的应用。地下工程，第4期。

〔56〕 朱维申，1979，粘弹-塑性岩体中衬砌与围岩的共同作用问题。岩土力学，第1期。

〔57〕 В. В. Царины, 1954, К Вопросу о физических основах разрущения горных пород, Трvды совещения ио координапии исследований в области отделения от массива углей и пород, изд. АН СССР.

〔58〕 М. И. Кандиба, Г. А. Мещковский, 1964, поведение горных породы под действием длительно приплачаемый нагрузки, изв. вуз горных пород, но. 3.

〔59〕 陈宗基等，1983，在岩石破坏和地震之前与时间有关的扩容。岩石力学与工程学报，第2卷，第1期。

〔60〕 陈宗基，1987，岩爆的工程实录、理论与控制，岩石力学与工程学报，第6卷，第1期。

〔61〕 余敏华，1985，岩石流变破坏过程及有限元分析。水利学报，第1期。

〔62〕 Tao Zhen-yu and Yu Qi-hua, 1985, The model of accelerating Creep and the finite element analysis of the process of rheological failure of rock. Proc. of 5th ICONUMIG. vol. 1. p. 445—450.

〔63〕 Tao Zhen-yu and Yu Qi-hua, 1986, The crack-expanded model and finite element analysis of creep of rock slopes. Proc of 2nd International Symposium on NUMOG, Ghent. p. 391—394.

〔64〕 陶振宇、余敏华、莫海鸿，1988，岩石流变及断裂的有限元分析，第一届岩石力学数值计算及模型试验讨论会论文集。西南交通大学出版社。

〔65〕 W. Johnson and P. B. Mellor, 1973, Engineering Plasticity, London.

〔66〕 F. Rummel, 1974, A Review of Fracture Criterion of Brittle Rock, Rock Mechanics, Ed.

by L. Muller, Udine, p. 71—84.
〔67〕 K. C. 斯塔格, O. C. 看基维茨, 1978, 工程实用岩石力学, 地质出版社。
〔68〕 武汉水利电力学院主编, 1979, 土力学及岩石力学, 水利电力出版社。
〔69〕 陶振宇, 1983, 岩石的屈服模型, 岩土工程学报, 第3期。
〔70〕 陶振宇, 莫海鸿, 1986, 岩石强度准则的探讨, 科学通报, 第32卷, 第2期。
〔71〕 Г. А. Гениев и др., 1978, Прочности Ялеистых Бетонов при сложных напряженных состоянии, Стройиздат.
〔72〕 三三〇设计院试验室, 1978, 中细砂岩不等压三轴强度的初步试验, 岩石力学, 第1期。
〔73〕 C. Dines da Gama and J. Meneses, 1974, The Hollow Cylinder test in the measurement of Rock mechanical properties, Proc of the and IAEG, vol. 1, p. 19—24.
〔74〕 周德培, 1982, 在多轴压缩下红砂岩的强度与变形特征, 西南交通大学学报, 第1期。
〔75〕 陶振宇, 莫海鸿, 吴景浓, 1986, 水压致裂试验中岩石的破坏特性与判据, 岩石力学与工程学报, 第5卷, 第1期。
〔76〕 陶振宇, 1979, 关于岩石断裂力学问题, 水文地质工程地质, 第6期。
〔77〕 L. M. Barker, 1977, A Simplified method for measuring plane strain fracture toughness, Engg. Fracture Mechanics, vol. 9, p. 361—363.
〔78〕 孙宗欣, 1984, 岩石断裂韧度测试中的几个问题, 水利学报, 第9期, 29—38页。
〔79〕 陶振宇等, 1982, 岩石断裂韧度的现场测定, 水利学报, 第7期, 46—52页。
〔80〕 周群力, 1985, 岩石压剪断裂, 岩石力学, 第12—13期。
〔81〕 W. Weibull, 1939, A statistical theory of the strength of material, Proc. Roy. Swed. Inst. Eng. Res., stockholn, p. 151.
〔82〕 王宏, 陶振宇, 1986, 关于脆性断裂中的统计理论, 岩石混凝土断裂与强度, 第1期。
〔83〕 A. G. Evans, & R. L. Janes, 1978, Evaluation of a Fundamental Approach for the statistical Analysis of Fracture, J. Am. Ceram. Soc. 61 (3—4).
〔84〕 ö. Vardar and I. Finnie, 1975, An Analysis of the Brazilian Disk Fracture Test Using the Weibull Probabilistic Treatment of Brittle Strength, Int. J. of Fracture, 11 (3).
〔85〕 J. L. Ratigan, 1982, An Examination of the Tension Strength of Brittle Rock, Issues in Rock Mechanics, ed. by R. E. Goodman and F. E. Heuze. p. 423—440.
〔86〕 陶振宇, 张忠亭等, 1982, 国外水工地下工程岩石力学量测概述, 地下工程, 第10期。
〔87〕 陶振宇等, 1985, 我国岩石工程稳定性量测监测及测试技术的进展, 水利学报, 第10期。
〔88〕 邓聚龙, 1985, 灰色系统, 社会、经济, 国防工业出版社。
〔89〕 W. R. Wawersik, 1972, Time-dependent Rock Behavior in Unaxial Compression, New Horizizons in Rock Mechanics, Proc. of 14th Symposium on Rock Mechanics, University Park, USA. June. p. 11—14 (1972).
〔90〕 L. Muller, 1964, The Rock Slide in the Vajont Valley, Rock Mechanics and Engineering Geology, vol. 2 No. 3—4.
〔91〕 J. Handin and N. Carter, 1979, Rheological Properties of Rocks at High Temperatures, Proc. of the 4th International Congress on Rock Mechanics, Montreux (Suisse), 2—8, September.
〔92〕 Tao Zhen-yu and Shen Xiao-ying, 1987, The analysis of coupled stress of Reservoir Induced Earthqnake, Proc. of International Symposium on the Engineering Geological Environment in Mountainous Areas, Beijing CHINA. p. 695—702.
〔93〕 陶振宇、沈小莹, 1988, 库区应力场的耦合分析, 武汉水利电力学院学报, 第1期。
〔94〕 陶振宇, 唐方福, 1987, 水库区岩体应力场的变化, 第一届全国计算岩土力学研讨会论文集(二), 西南交通大学出版社。
〔95〕 陶振宇、唐方福, 1989, 东江水库诱发地震的预测研究, 四川水力发电, 第3期。
〔96〕 刘国昌等, 1983, 三峡坝区的区域稳定性, 全国首届工程地质学术会议论文选集, 中国地质学会工程地质专业委员会编, 科学出版社。
〔97〕 易明初等, 1983, 长江三峡仙女山地区构造稳定性概述, 全国首届工程地质学术会议论文选集, 中国地质

〔98〕 陈德基，1987，三峡工程的地质研究，三峡工程论文汇编，《人民长江》杂志编辑部。

〔99〕 Tao Zhen-fu and Tang Fang-fu, 1988, Stress Field Under a Reservoir And Its Induced Earthquake Proc of 2nd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, June, 1—3, St, Louis, Mou, p. 749—753