The Nonlinear Theories of Slope Analysis and Application

边坡工程
非线性分析理论及应用

黄志全 著

黄河水利出版社

边坡工程非线性分析理论及应用

黄志全　著

黄河水利出版社

内 容 提 要

本书系统地研究了工程岩体力学参数、边坡演化机制及滑坡预测预报等领域的非线性分析理论，对岩体力学参数的优化理论、边坡演化的非线性机制、边坡的分岔过程、混沌特征及滑坡预测预报方法等进行了较为全面的分析，为边坡领域的研究做出了初步的尝试和探索。

本书可作为岩土工程专业研究生的学习参考书，也可供相关领域的科研人员、工程技术人员参考使用。

图书在版编目(CIP)数据

边坡工程非线性分析理论及应用/黄志全著. —郑州：黄河水利出版社，2005.6

ISBN 7-80621-910-2

Ⅰ.边… Ⅱ.黄… Ⅲ.边坡稳定性-非线性-分析(力学) Ⅳ.TU457

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2005)第 033025 号

出 版 社：黄河水利出版社

地址：河南省郑州市金水路 11 号　　邮政编码：450003

发行单位：黄河水利出版社

发行部电话：0371　66026940　　传真：0371-66022620

E-mail：yrcp@public.zz.ha.cn

承印单位：黄河水利委员会印刷厂

开本：787 mm×1 092 mm　1/16

印张：10

字数：231 千字　　印数：1—1 000

版次：2005 年 6 月第 1 版　　印次：2005 年 6 月第 1 次印刷

书号：ISBN 7-80621-910-2/TU·55　　定价：26.00 元

序

黄志全博士的这部专著《边坡工程非线性分析理论及应用》是值得向广大从事边坡工程科研、设计和教学工作者推荐的一部好书。

众所周知，边坡工程是岩土工程中的一类重大工程，处理得好，它可以为人类造福，处理得不好，它也可以给人类造成巨大灾难。因此，长期以来，人们对有关边坡的设计理论及其失稳的预测、预报方法等做了不懈的探讨，取得了很大成绩，避免了很多事故。但因边坡工程内在的复杂性，至今仍有不少问题需要继续深入研究解决，黄志全博士在这部专著中做了不少这方面值得赞赏的工作，其中主要有：

第一部分值得赞赏的工作是，其对岩体的力学参数和变形参数如何进行合理的选取，做了大量的分析评价，最后得出岩体力学参数是一种随机－模糊变量，有必要采用与之相应的随机－模糊变量处理方法来确定它的数值。作者给出了具体的确定方法，并编制了计算程序，通过实际工程对比计算，表明了这种方法与传统的几种方法相比所具有的合理性。

第二部分值得赞赏的工作是，提出岩土工程本身是一个高度非线性系统，非线性及其不确定性是其根本属性。有必要采用系统科学方法，采用非线性理论，如分形理论、混沌理论、突变理论、耗散结构论、协同论等来解决边坡等岩土工程问题的稳定性以及失稳的预测预报等问题。作者在这方面作了大量的理论推导，给出了滑坡失稳的预测预报方法步骤，进行了工程实例分析，表明了方法的可行性。

上述两方面的工作都具有探索性和创新性，因面在某些方面也可能还存在不完善、不成熟之处，但与传统的方法相比在理论上有很多先进之处。我相信，随着本书所讲方法在工程实践中的不断应用，及在黄志全博士的继续努力下、在广大同行的关注下，边坡工程一定会进一步完善成熟起来，在岩土工程设计、科研和教学工作中发挥出应有的作用。

顾金才

2005 年 5 月

前　言

在人类社会经济发展过程中，工程活动越来越多地涉及边坡工程问题。国内外无数工程地质工作者经过一百多年的对边坡广泛而深入的研究，已形成了针对边坡工程的一套理论体系及工作方法，为人类工程建设活动奠定了理论及实践基础。长期以来，边坡工程一直是人们研究的重点课题之一。特别是在现代工程建设中，边坡工程中普遍出现了高陡边坡稳定性及大型灾害性滑坡预测等问题，为此，广大工程地质和岩石力学工作者对此问题进行了长期不懈的探索研究，取得了很大的进展，为人类工程建设作出了重大贡献。

然而，由于工程地质体具有高度的复杂性，加上人类认识能力有限，使得对此领域的研究难度增加。由于岩土体构成的系统是一个高度的非线性系统，非线性、不稳定性是其根本属性，确定性只是其特性的一个方面，而不确定性是绝对的，要查明岩土体变形破坏机制及其演化规律，不能仅仅依靠经典的理论与方法，还需要引入20世纪70年代发展起来的现代非线性科学理论，借助于该领域的理论与方法，认识边坡系统的非线性本质，对滑坡灾害进行预测预报。

在本书中，作者试图有针对性地对岩体力学参数的合理取值理论、边坡演化的非线性机制及滑坡预测预报进行探索性研究，以期把非线性理论应用于边坡工程之中，并建立起该领域的基本工作方法。

全书主要分两篇共计10章。第一篇在综合分析已有的研究成果的基础上，论述了岩体力学参数，特别是抗剪参数(c、φ值)的不确定性，并果用相关理论建立了反映力学参数的不确定性的优化选取及可靠性检验理论，并把该理论与方法运用到宝泉抽水蓄能电站、溪洛渡水电站等大型工程的设计之中。第二篇系统地归纳总结了研究边坡工程非线性特征的系统范式原则，把非线性理论系统地引入边坡工程领域，初步建立了系列边坡工程非线性分析理论，并以实例对理论方法进行了分析检验。

本书是作者近年来在边坡工程领域的部分研究成果。由于专业领域、知识范围等的限制，作者深知自己在数学、力学、物理学等方面的知识还有欠缺，不能深入、系统地对非线性理论在地质工程中的运用进行全面研究，需要在以后的学术生涯中进一步加强研究。本书在一些方面或许存在不当或错误之处，敬请同行学者批评指正。

本书为2005年度河南省高校杰出科研人才创新工程项目(HAIPURT)

“边坡演化的非线性机制及滑坡预报理论研究”(2005KYCX015),2005 年度河南省高等学校创新人才培养工程及河南省重点科技攻关项目资助。在撰写本书的过程中,得到王思敬院士、李华晔教授、戴福初研究员、漆家福教授、刘汉东教授、姜彤博士等的大力支持与指正,并得到了华北水利水电学院岩土工程系全体教师和同事的关心和帮助,在此深表谢意! 书中引用了国内外许多学者、专家的有关研究成果,在此一并致谢!

作　者

2005 年 2 月

目　录

序 …… 顾全才

前　言

绪　论 …… (1)

第一篇　岩体力学参数选取理论

第 1 章　岩体力学参数研究概述 …… (7)

1.1　岩体力学参数研究的意义 …… (7)

1.2　影响岩体力学性质的因素 …… (9)

1.3　岩体抗剪强度研究现状 …… (11)

1.4　岩体变形参数选取研究现状 …… (15)

第 2 章　岩体抗剪强度取值理论研究 …… (17)

2.1　抗剪参数选取的传统方法 …… (17)

2.2　岩体力学参数的随机－模糊分析研究 …… (20)

2.3　岩体抗剪参数选取方法研究 …… (24)

第 3 章　岩体力学参数的置信度研究 …… (29)

3.1　概　述 …… (29)

3.2　岩体力学参数的分布 …… (29)

3.3　岩体力学参数概率分布模型研究 …… (30)

3.4　岩体变形参数置信度研究 …… (33)

第 4 章　宝泉抽水蓄能电站岩体力学参数取值研究 …… (35)

4.1　工程概况 …… (35)

4.2　工程地质条件 …… (35)

4.3　室内试验 …… (39)

4.4　岩体力学参数的确定 …… (39)

4.5　岩体变形参数的分析研究 …… (45)

第 5 章　溪洛渡水电站岩体力学参数取值研究 …… (56)

5.1　工程概况 …… (56)

5.2　坝区地层岩性结构 …… (57)

5.3　坝区岩体质量分级概述 …… (58)

5.4　岩体变形参数取值研究 …… (62)

5.5　岩体抗剪强度取值研究 …… (64)

参考文献 …… (70)

第二篇　边坡演化的分析理论

第 6 章　边坡稳定性研究现状 …… (75)
6.1　边坡稳定性分析及滑坡预测预报 …… (75)
6.2　非线性理论在边坡工程中的应用 …… (83)
6.3　存在的问题 …… (90)
参考文献 …… (92)
第 7 章　边坡演化的非线性机制 …… (96)
7.1　边坡系统演化的系统范式原则 …… (96)
7.2　边坡系统的开放度及其演化过程研究 …… (101)
7.3　边坡演化的分岔模型研究 …… (105)
7.4　小　结 …… (115)
参考文献 …… (115)
第 8 章　边坡演化混沌特征研究 …… (117)
8.1　边坡演化的混沌性质 …… (117)
8.2　边坡系统的混沌特征判据 …… (121)
8.3　边坡混沌态的奇怪吸引子特征 …… (122)
8.4　小　结 …… (124)
参考文献 …… (124)
第 9 章　滑坡预测预报研究 …… (126)
9.1　滑坡预测预报新途径 …… (126)
9.2　滑坡预报的非线性时间序列预测方法 …… (127)
9.3　边坡失稳时间的协同－分岔模型 …… (130)
9.4　边坡稳定性预测的混沌神经网络方法 …… (132)
参考文献 …… (135)
第 10 章　实例研究 …… (137)
10.1　新滩滑坡的非线性机制研究 …… (137)
10.2　意大利 Vajont 滑坡非线性分析 …… (144)
10.3　黄茨滑坡混沌特征 …… (147)
10.4　混沌神经网络方法的应用 …… (149)
参考文献 …… (152)

绪　论

边坡包括自然边坡和人工边坡，是岩石圈表面的天然地质和工程地质的作用范围内具有露天侧向临空面的地质体，是广泛分布于地表的一种地貌形态。边坡是人类生活和工程活动中最普遍也是极为重要的地质环境，与人类的各种活动密切相关。在人类发展演化过程中，无时不与边坡相互冲突、相互协调，进而达到相互共存。特别是近几十年来，人们已充分认识到：边坡作为一种人类不可回避的地质环境，总是伴随着人类的工程活动，一方面人类力图对边坡进行改造、加固，使之服务于人类；另一方面，边坡在受到人类的工程活动及外界环境影响时，坡体发生破坏，给人类的安全及建设带来灾害。因此，一百多年来，人们对边坡变形过程、失稳形式、失稳机制、稳定性评价及滑坡预测预报等进行了广泛而深入的研究，借助数学、力学及计算机科学的理论与方法，试图对边坡的演化及滑坡预测预报进行研究，并应用到人类工程活动的实践中去。经过国内外无数工程地质工作者的努力，已形成了边坡工程的一套理论体系及工作方法，为人类工程建设活动奠定了理论及实践基础。

随着社会进步及经济发展，人类工程活动中越来越多地涉及边坡工程问题，通过长期的工程实践，工程地质工作者已对边坡工程形成了比较完善的理论体系，并对人类工程活动进行有效的指导。近年来，随着环境保护意识的增强及“国际减轻自然灾害十年”活动的开展，人类已认识到：边坡的演化不仅仅是其本身的自然发展，也是与人类活动密切相关的。人类在进行生产建设的同时，必须顾及边坡的环境效应，并且把人类的发展置于环境之中，从而相继开展了工程活动与地质环境相互作用的研究。在这些领域中，边坡工程作为地质工程的分支之一，一直是人们研究的重点课题之一。

在水电、交通、采矿等诸多的领域，边坡工程都是整体工程不可分割的部分，为保证工程运行安全及节约经费，广大学者对边坡的演化规律、边坡稳定性及滑坡预测预报等进行了广泛研究。然而，随着人类工程活动规模的扩大及经济建设的急速发展，边坡工程中普遍出现了高陡边坡稳定性及大型灾害性滑坡预测问题。在我国，目前露天采矿的人工边坡已高达 300～500m，而水电工程中遇到的天然边坡高度已达 500～1 000m。其中，涉及的工程地质问题极为复杂，特别是在西南山区，边坡的变形、破坏极为普遍，滑坡灾害已成为一种常见的威胁人民生命财产安全及工程正常运营的地质灾害。例如，1893 年在印度的 Garhwal 发生了大规模的的滑坡，滑坡体形成了一个长 3km、宽 1.5km、高 295m 的天然大坝，一年后，水越坝而下，冲毁了洪水流经的所有村庄和城市。因此，广大工程地质和岩体力学工作者对此问题进行了长期不懈的探索研究，取得了很大的进展：从初期的工程地质类比法、历史成因分析方法等定性研究发展到极限平衡法、数值分析法等定量分析方法，进面发展到系统分析法、可靠度方法、灰色系统方法等不确定性方法，同时辅以物理模拟方法，并且诞生了工程地质力学理论、岩(土)体结构控制论等，这些无疑为边坡工程及滑坡预报研究奠定了坚实的基础，为人类工程建设作出了重大贡献。

然而，由于工程地质体是由岩土体组成的，岩土体赋存于一定的地质环境之中，在其形成、变形及破坏的过程中，经历了一定的历史地质作用，从而形成了自身的几何特性及物理力学特性，并且具有一定的物质组成、一定的结构和构造，并继续在特定的地质环境中遭受质的变形、破坏，从而使得岩土体具有高度的复杂性，加上人类认识能力有限，使得对此领域的研究难度增加。虽然，人们在工程建设实践中，广泛借助数学、物理及力学的理论与方法对其物理力学及工程特性进行研究，也取得了一定的进展。然而，在实际应用中，人们只注重对岩土体确定性性质的研究，认为岩土体是具有某种平均性质的材料，其力学行为是静态的，各个因素是不变的。因而从确定性研究入手，陷入了以牛顿经典力学为基础的机械论中。随着人类工程活动的深入和扩展、地质灾害的频频发生，人们清醒地认识到传统的研究方法已难以适应岩土体的复杂行为。究其原因，就是岩土体构成的系统是一个高度的非线性系统，非线性、不稳定性是其根本属性，确定性只是其特性的一个方面，是相对的，而不确定性是绝对的，在此系统中静态与动态共存，开放性、不平衡性是其主要性质。这种特征成为工程地质定量化的障碍，从而边坡工程的研究与应用面临挑战。要查明岩土体变形破坏机制及其演化规律，不能仅仅依靠经典的理论与方法，还需要引入现代非线性科学理论，从而使该领域的研究得以发展，成为既反映岩土体实际特征又便于工程应用的学科。

20 世纪 70 年代以来，非线性科学发展起来，建立了耗散结构论、突变理论、协同论、混沌理论、分形理论等非线性理论，各种理论从各自不同的方面对事物的非线性本质作出解释，且在地球科学中得以广泛应用，并形成了非线性研究的热点。同样，非线性理论的应用也为边坡工程的研究提供了理论和方法，从而可借助于该领域的理论与方法，认识边坡系统的非线性本质，如变形破坏机制、演化规律，进而对滑坡进行预测预报。

因此，如何借助于非线性理论对边坡系统进行深入研究，已是当前亟待解决的问题。运用非线性理论对边坡演化规律进行描述，对其稳定性进行评价，建立起适应边坡工程特点、反映出岩土体非线性本质及其不可逆过程的理论与方法，是工程地质学科发展的趋向，也是生产实践的需要。

该书系统地总结了当前边坡工程中岩体力学参数取值理论、滑坡预测预报研究的理论及方法，并试图从以下几个方而有针对性地对岩体力学参数的合理取值理论、边坡演化的非线性机制及滑坡预测预报进行探索性研究，以期把非线性理论应用于边坡工程之中，并建立起该领域的基本工作方法。

(1)边坡工程中，岩土体力学参数的选取是一个至关重要的问题，关系到工程建设的安全效益，更是理论研究的难点之一。传统的方法仅考虑确定性一面，而忽视了不确定性一面。本书的第一部分首先就岩土体力学参数的不确定性来源进行分析，进而提出确定参数的随机－模糊可靠度方法；然后与其他取值方法进行对比，并应用到实际工程建设中。

(2)研究了边坡演化的非线性过程及其破坏机制。本书把边坡系统作为一个非线性复杂系统，提出了其演化发展的基本原理，应用分岔理论解释了边坡演化的非线性过程，从全新的角度为人们更好地理解边坡演化提供了新思路。

(3)运用混沌动力学理论，揭示了边坡演化的动力学机制。边坡演化进入混沌状态

后，其复杂程度及混沌程度可用 Lyapunov 指数判定，可用混沌吸引子来描述其终极状态。

(4)滑坡预测预报是滑坡学研究的难点，在上述理论的基础之上，提出广滑坡预报的非线性时间序列预测方法，建立广滑坡的协同—分岔模型，并运用混沌神经网络方法对边坡的稳定性进行评价，以期解决该领域研究中的难题，至少为此项研究提供新思路。

(5)通过实例验证以上理论及方法的正确性，并提出存在的问题。

本书的研究内容及思路如图 0-1 所示。

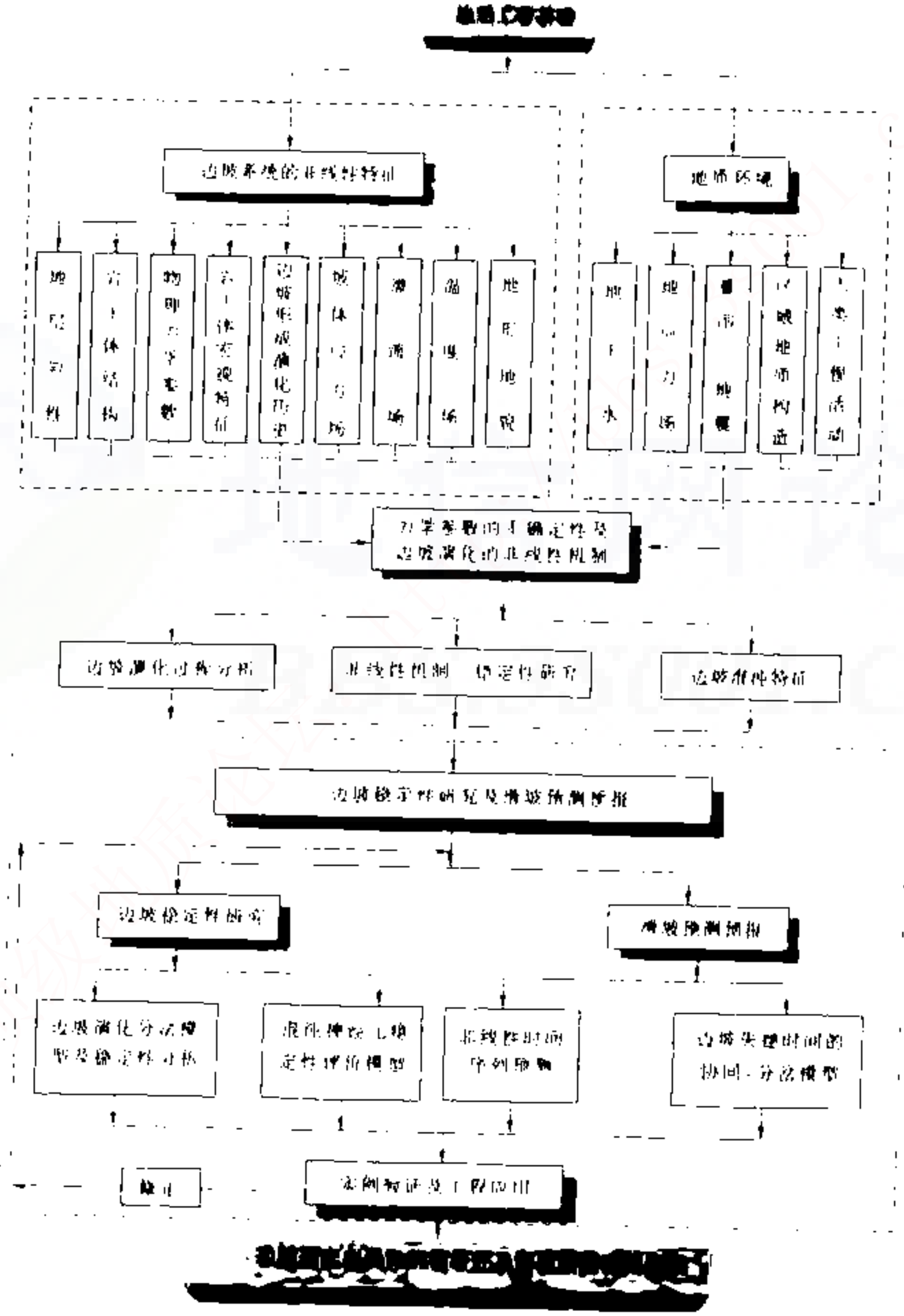


图 0-1　研究思路及技术路线

第一篇

岩体力学参数选取理论

地质论坛 BBS.3500L.COM

第 1 章　岩体力学参数研究概述

1.1　岩体力学参数研究的意义

随着现代科学技术的发展，生产力水平不断提高，水坝建设、矿山开发、道路桥梁等工程的规模也在扩大，这些工程中的一个共性问题就是如何使边坡保持稳定且投资少，要做到这一点极为不易，其原因是影响边坡稳定的因素很多，但其中最主要的是岩体抗剪强度参数 c、φ 值。即其关键性的一步是建筑物设计力学参数选取合理，参数值的高低会影响到建筑物建造尺寸，当然也就涉及工程投资。如果所选参数值可靠度较低，往往会导致建筑物结构破坏，甚至有灾难性事故发生。根据世界各国调查和统计，在重力坝事故中有 45% 是由地质问题没有查清、岩体力学参数选取不合理造成的。如法国马尔帕塞拱坝高 66m，1959 年溃坝，死亡近 500 人，究其原因是地质条件没查清、岩体力学参数选取过高；美国 1918～1958 年有 33 座坝失事，其中约 2/3 是地质问题不明、力学参数选取不合理造成的；圣·佛兰西斯坝的破坏是由于坝基岩石性质没有查清或未进行试验，由此所选用的力学参数的合理性当然无从谈起。

我国水电建设中事故较少，原因在于对地质问题和试验问题的重视。如刘家峡、新安江、盐锅峡工程对在勘察中发现的不良地质现象在施工中进行了处理，再如上犹江、桓仁、安康工程对坝基软弱夹层进行了大量现场和室内试验，c、$f(f=\tan\varphi)$ 值选取合理，才使这些工程得以安全运行。反之，为了保证建筑物有较高的安全度把参数选得过低，必然导致工程投资不必要的增加，这样做也是不可取的。由此可知，岩体力学参数在工程建设中所起的作用极为重要，直接影响到工程造价和安全。

中国可开发水能总装机 3.78 亿 kW，目前已开发 10% 左右，尚有 90% 待开发。20 世纪末，我国已建成大型水电站 25 座，中型水电站 90 余座，小型水电站 7 万座。这些电站主体建筑物有大坝、厂房和洞室，它们的安全性与可靠性往往不是建筑物本身，而是与上部建筑物相关联的岩基的力学性质。在一般的情况下，为了搞清一个电站的岩基力学特性往往进行现场试验和室内试验工作，以获取进行岩基评价的力学参数。但众所周知，岩体是地质历史的产物，它的力学特性往往与环境因素和地质作用有关，即使做了大量试验，仅靠经验或简单的计算，也不一定会得到能表征岩基力学特性的参数值。所以，如何取得有代表性的力学参数一直是岩体力学研究中一个重要课题。如果把参数选得偏于保守，也就是认为岩体的力学特性较差，处理岩体的费用就会增加，工程期限加长；反之，把岩体力学参数选得过高，岩体加固造价下降了，工期也会缩减，但工程风险性增大，一旦发生事故，将是灾难性的。

国际上大坝失事 40% 是由于岩基力学参数选取不合理造成的。D.H.Stadledon 对 1900～1965 年世界上 9 000 座大坝进行了统计，破坏的占 1%，严重破坏的占 2%，其原因 50% 是由于岩基力学参数选取不当、支护措施不利造成的。如法国的布泽(Bouzey)坝、美

国的奥斯汀(Austin)坝、圣·佛朗西斯(st.Francis)坝、意大利的格莱若((Gleno)坝、中国的石漫滩、板桥大坝都是因力学参数选取不合理或支护不利造成灾难性的事故[1-8]。

地下洞室和边坡方面因岩体力学参数选取不当或支护措施不利引发的灾害也屡见不鲜,在此不再作更多的引证。

为什么所选岩基力学参数不能很好地表征岩体的力学特征?是试验方法不当,还是仪器精度不高或者试验数据不多、代表性不强引起的?在一般情况下,这些不是主要原因,主要是选取力学参数的方法存在局限性,如用算术平均法或工程类比法确定岩体变形参数,或用图解的方法确定岩体抗剪强度参数,都显得十分粗糙。用什么方法确定的力学参数更能表征现场岩体的力学特征,这一直是岩石力学家面临的尚未解决的课题,我们觉得用一种方法选取的参数必然带有局限性,用多种方法进行选取然后再作综合分析,最终结合水工、地质、试验情况加以确定或许更为现实。本篇的研究重点也在于此。

人工高边坡及一些天然大型边坡变形破坏对经济建设和工程所造成的危害,促使工程地质和岩石力学工作者对这一问题不断进行探索研究。1963 年,意大利 Vajiont 水库库岸突然滑坡,洪水冲毁 Longaranc 市和 5 个村镇,约 2 000 人[9,10]死亡。1951～1952 年冬天,洛杉矶滑坡造成了 750 万美元的损失[4,9]。欧洲的捷克、挪威、瑞典及英国等国家边坡失稳也较多,仅捷克 1961～1963 年曾登记的滑坡超过 9 000 处[9]。在中国、印度、日本等国家边坡失事也很多,日本为防治边坡失稳的费用 1952 年为 6.12 亿日元,到 1972 年上升为 103.12 亿日元[11];中国的边坡失稳不论在水利上还是在铁路等其他部门均是一个严重的问题[3]。所有这些例子都说明,边坡稳定性问题一直是困扰工程界的难题,人们对它的研究也由来已久。

早在 20 世纪 50 年代,苏联地质工作者就采用地质历史分析法对其进行研究[2];到 60 年代,国内外工程地质学家已认识到边坡为一个时效变形体,边坡稳定性研究也因而进入了模式机制研究新阶段[5-7];到 80 年代,由于计算理论日趋完善及计算机的广泛运用,边坡稳定性研究进入了数值模拟新阶段,从而可模拟边坡变形破坏的发展过程和内部机制,从整体角度研究该问题。近年来,岩质边坡稳定性研究已取得长足进展,大量的工程地质、岩体力学、矿山工程学及数学力学等专业人员献身于这一研究领域,在理论和实践方面取得了很多成果[7]。

鉴于当今边坡稳定性研究的深度和广度,为提高工程利用率,降低工程造价,以尽可能地发挥工程效益,广大学者开始了更深层的研究——边坡优化设计,其主要思想为:在保证边坡稳定安全的前提下,尽可能地对边坡进行优化设计,以降低工程造价。对岩质边坡优化设计而言,其主要思路是:①合理选取岩体有关力学参数;②确定边坡最优滑移面;③合理设计边坡处理方案[12]。其中最关键的问题就是岩体变形参数及抗剪强度的合理选取,它是直接关系到工程稳定、工程造价及建设周期的重要因素。而这个问题到目前尚未得到很好的解决,力学参数的选取仍处于经验、半经验阶段,因此为了从理论上对此问题加以研究,作者研究了岩体抗剪强度指标及变形参数选取的理论与方法。此部分总结了前人关于岩体有关力学参数的选取方法,提出了解决这一问题的新理论;分析研究了岩体力学参数的随机不确定性及模糊不确定性;把岩体力学参数作为随机-模糊变量,推导了岩体抗剪强度参数的理论公式;并仿照随机理论的概念,导出

了抗剪参数的数学特征（均值、方差、协方差、相关系数等）随机－模糊计算公式；同时，运用运筹学及信息论原理，推导了岩体变形参数的概率分布形式，在此基础上对参数的置信度进行了研究，从而从理论上对岩体有关力学参数进行了探讨，根据岩体特性的空间变异性，提出了一套确定岩体抗剪强度及变形参数的方法，从理论上对这一问题进行探讨。

1.2 影响岩体力学性质的因素

影响岩体力学性质的因素可分为客观和主观两个方面。测试设备和操作技术为主观方面，客观方面主要是岩石矿物成分、岩体结构与构造、地应力和时间效应，以下只对客观上存在的因素加以讨论。

1.2.1 矿物和胶结物

在一般情况下，岩浆岩矿物强度高，沉积岩矿物强度较低，变质岩介于两者之间。

胶结物可分结晶联结和胶结联结，结晶联结具有弹性变形和脆性破坏的特征，胶结联结具有塑性变形和塑性破坏特征，显然后者在外荷载作用下更容易受到破坏。

1.2.2 岩体结构与构造

无论是原生结构或是次生结构都使岩石连续性受到破坏，或者使岩体具有横观各向同性或各向异性的特征，这样岩体力学特性带有方向性，结构面越发育，胶结程度越差，岩体的强度降低越多，因此研究结构发育密度、宽度、延伸长度、起伏差大小、发育规律等情况对岩体强度的研究是十分重要的。

1.2.3 地应力问题

由于地壳在不停地缓慢运动，地壳深处的岩体处于三向应力状态（包括自重应力引起的侧向应力），岩体受到侧限压力作用。对一般岩石来说侧限压力（σ_3）与轴向压力（σ_1）关系曲线为线性，两者之间的关系式为：

$$\sigma_1 = \sigma_c + m\sigma_3 \tag{1-1}$$

式中：σ_c 为岩石单轴抗压强度；m 为常数。

1.2.4 水对岩石强度的影响

按周瑞光 1984 年对粘土岩所做的试验成果看，水对岩石抗压强度、弹性模量、泊松比（μ）影响都十分明显（图 1-1、表 1-1）。

1.2.5 岩石变形的时间效应

对于软岩和软弱结构面岩石，力学特性时间效应非常明显，主要表现为蠕变、应力松弛、流动。对于长期强度问题，在不同受力条件下，各类岩石表现的时间效应不同，在一般情况下有：

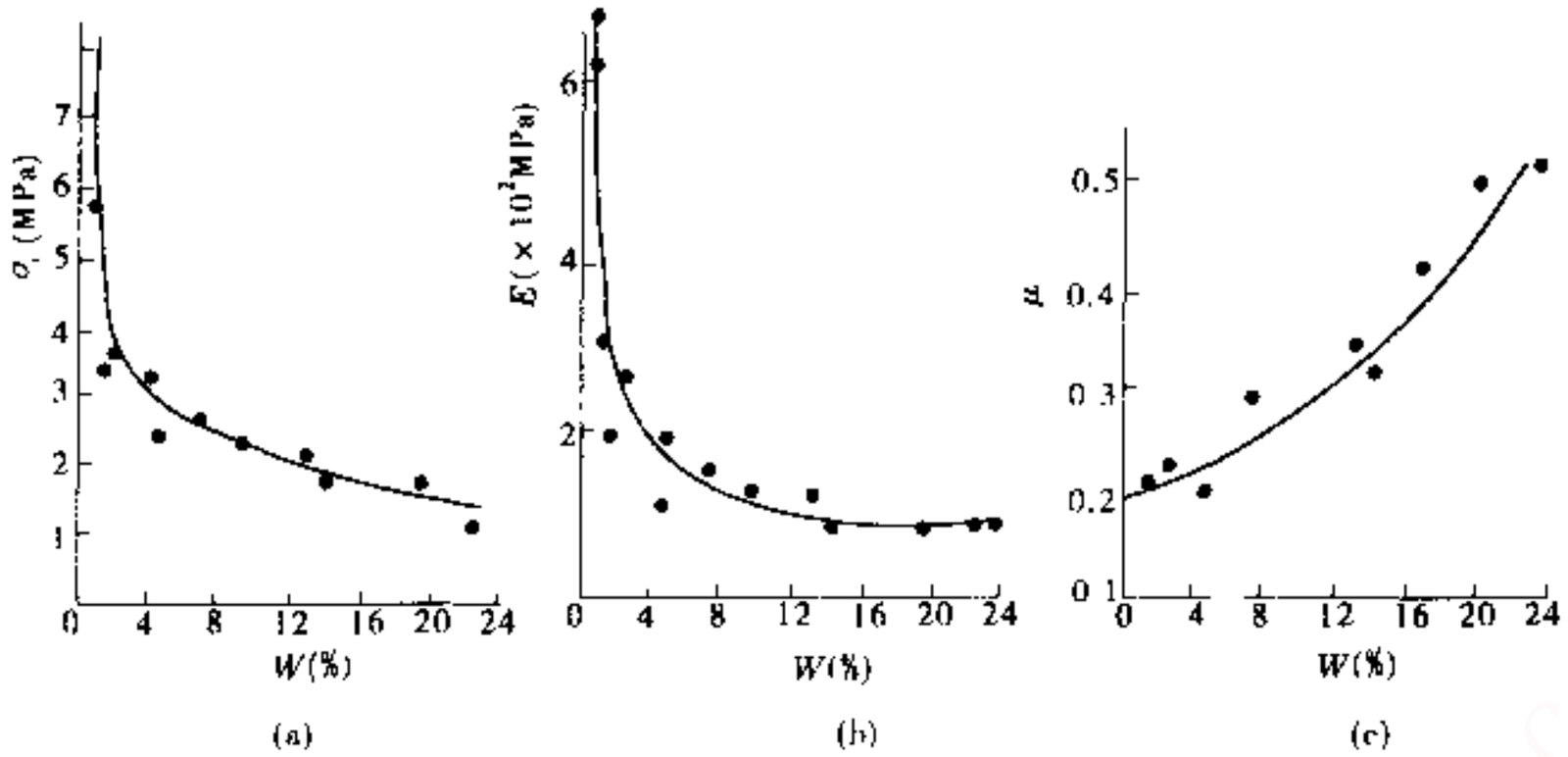


图 1-1　不同含水量 W 对砖红色粘土岩力学性质影响

(a)对抗压强度影响;(b)对弹性模量影响;(c)对泊松比影响

表 1-1　砖红色粘土岩力学性质与含水量关系

试件编号	W(%)	σ_c(MPa)	E(MPa)	μ	试件编号	W(%)	σ_c(MPa)	E(MPa)	μ
1	4.6	2.45	1.2×10^2	0.28	7	1.8	3.35	1.98×10^2	0.30
2	9.5	2.23	1.3×10^2	0.28	8	1.2	5.70	3.07×10^2	0.21
3	15	1.75	0.98×10^2	0.31	9	2.4	3.60	2.62×10^2	0.22
4	13.3	2.00	1.32×10^2	0.33	10	4.4	3.20	1.92×10^2	0.20
5	22.5	1.20	0.93×10^2	0.45	11	19.5	1.62	0.89×10^2	0.43
6	1.1	8.00	6.25×10^2	0.19	12	7.2	2.55	1.63×10^2	0.29

(1)岩石受到单轴压缩,岩石侧向蠕变比轴向蠕变显著,侧向蠕变速率随应力增加也比轴向迅速,砂岩和凝灰岩在单轴压缩下有较为明显的体积蠕变,岩石强度明显下降。

(2)一些岩石在不变荷载下进行单向拉伸、扭转(剪切)和多点弯曲出现明显的时间效应;另一些岩石拉伸会有较大的蠕变速率,且三期蠕变时间短,常出现突然破坏。砂岩和石灰岩拉伸变形为压缩变形的 5~6 倍。

(3)二向或三向压力下,岩石的时间效应受压力方向、大小和加载路径影响。围压不变加轴压,岩石在轴向、侧向和体积变形都有明显的时间效应;反之,轴压不变,围压增加,体积变形的时间效应不明显。

(4)软弱结构面在恒定长期荷载作用下,其强度随时间延长而降低。

(5)在恒定单轴压力作用下,多数岩石会产生应力松弛,应力松弛时间随岩石单轴抗压强度降低而减小。

(6)加载速率对蠕变也产生影响,速率增加变形减小。

1.3 岩体抗剪强度研究现状

岩体抗剪强度就是岩体抵抗剪切滑动的能力，它是岩体力学中需要研究的重要的力学特性之一，在岩质边坡优化设计中具有重要的意义。根据莫尔－库仑强度理论，岩体的抗剪强度可用凝聚力 c 和内摩擦角 φ 表示，可以通过室内外剪切试验确定。

对于岩质边坡，其稳定性一般不仅仅决定于岩石的抗剪强度，结构面的抗剪强度往往起决定作用。在实际工程中，绝大多数岩质边坡都是非均质岩体，其抗剪强度主要由结构面所决定。因此，国内外学者在研究岩石抗剪强度的同时，更注重研究结构面的抗剪强度。

Patton 用带有规则突起面的模型试验证明了带粗糙角的结构面抗剪强度，其公式为：

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\varphi_j + i) \tag{1-2}$$

式中：τ、σ 分别为作用于结构面上的剪应力和正应力；i 为粗糙角；φ_j 为结构面上的内摩擦角[23]。

Barton(1973)依据大量试验资料，提出了按结构面的粗糙度系数和岩壁的抗压强度确定结构面抗剪强度经验公式：

$$\tau = \sigma_n \tan\left(\varphi_b + JRC \cdot \lg \frac{JCS}{\sigma_n}\right) \tag{1-3}$$

式中：σ_n 为有效正应力；JRC 为节理粗糙度系数；JCS 为节理岩壁的有效抗压强度；φ_b 为基本摩擦角[32]。

Goodman 深入研究了不连续面的剪切扩容破坏机理，并对有充填物的结构面进行了模拟试验，研究了壁面起伏差和充填物厚度之间的关系，他得出结论：有充填物的结构面强度介于无充填物结构面强度和充填物本身强度之间，并随着充填物厚度 h 与起伏差 a 的比值 h/a 增大而缓慢下降[30,31]。

另外，Lame 着重研究了 $h/a=0.1\sim0.2$ 时结构面的强度变化，并利用回归分析求得了高岭土充填物厚度与峰值强度之间的关系[5,28]：

$$\tau = 7.25 + 0.46\sigma_n - 0.3\ln(h) \cdot \tau_n^{0.745} \tag{1-4}$$

式(1-4)中符号含义同前。

Kutter 通过对大型室内剪力仪试样应力状态进行有限元分析，认为剪切面上有软弱夹层时应力更趋均匀[28]。

在国内，岩体抗剪强度的研究也取得了很大进展。周瑞光、孙广忠研究了结构面的力学效应，孙广忠(1979)提出了爬坡角理论[36]；周瑞光(1980)把结构面分为四种形式，即平直结构面、锯齿结构面、波状结构面和台阶状结构面，并给出了每种结构面的判据[37]。王思敬(1982)根据大量实测资料，分析了破裂结构面、破碎结构面、层状结构面及泥化结构面的剪切破坏形式，并统计得出各结构面的抗剪强度公式[38]。

对于有充填物的结构面，影响 c、φ 值的因素相当复杂，从而对其抗剪强度的研究至关重要。一般来说，影响具有充填物结构面抗剪强度的因素大体有三个方面：①充填物本身性质，包括矿物成分、颗粒组成与形状、塑性指数、密度及含水量等；②充填物与壁面之

间的排列关系，主要包括壁面起伏差、充填物厚度及粗糙度系数等；③试验条件，比如排水条件、剪切速率、法向刚度等。以上三个方面，一些学者利用原位材料和模型材料做了大量试验与分析，得出了 c、φ 的关系式[34,39]。

在外荷载作用下，材料表现出三种状态，即可逆的弹性变形、不可逆屈服状态和破坏状态，它们对应着比例极限强度、屈服极限强度和破坏强度，并把出现这三种状态的材料定义为塑性(韧性)材料，而没有进入屈服就发生破坏的材料叫脆性材料。如葛洲坝工程做了16组基岩和混凝土胶结面抗剪试验，经统计，c 值为峰值的22%～44%，平均为1/3；f 值为峰值的45%～60%，平均为1/2，其剪切位移为峰值的17%(表1-2、表1-3)，根据应力－应变曲线形态属脆性破坏型。

表1-2　葛洲坝工程各类基岩与混凝土胶结面的抗剪强度

试验类型	试验尺寸(cm×cm×cm)	层位	抗剪强度			
			比例极限		峰值极限	
			f	c(MPa)	f	c(MPa)
砂岩	35×35×75	$K_1^{2\ 4}$	—	—	1.59	1.38
混凝土/砂岩	60×50×50	$K_1^{2\ 4}$	0.86	0.17	1.21	0.41
粘土质粉砂岩	35×35×75	$K_1^{2\ 4}$	0.84	0.21	1.47	0.64
混凝土/粘土质粉砂岩	60×50×50	$K_1^{2-3\ 1}$	0.60	0.10	1.24	0.27

此外，工程上还经常采用一些选取岩体力学参数的经验公式，代表性的有以下几种。

表1-3　葛洲坝工程软弱夹层抗剪强度

夹层编号	抗剪强度			
	f		c(MPa)	
	峰值极限	屈服极限	峰值极限	屈服极限
308	0.21	0.18	0.02	0.01
227	0.23	0.21	0.024	0.02
218	0.22	0.15	0.007	0
230	0.23	0.20	0.02	0.002
202	0.21	0.19	0.04	0.02
219	0.38	0.36	0.03	0.005
307	0.41	0.37	0.06	0.02

1.3.1　计算完整岩石和裂隙极发育的岩石强度指标公式

1.3.1.1　Hoek 近似方程

岩石破坏时主应力之间的关系：

$$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{m\sigma_{3n} + s} \tag{1-5}$$

式中：m、s 为材料常数，见表1-4；σ_{1n}、σ_{3n}为标准化主应力，$\sigma_{1n} = \sigma_1/\sigma_c$，$\sigma_{3n} = \sigma_3/\sigma_c$，其中

表 1-4　根据分级指标确定抗剪强度参数

经验破坏准则 $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$ σ_1——有效最大主应力； σ_3——最小主应力； σ_c——单轴抗压强度； m、s——经验常数		具有发育的结晶和劈理的碳酸质岩石，白云岩，灰岩和大理岩	泥质岩，泥岩，粉砂岩，页岩，板岩（中等发育的节理）	砂质岩，结晶发育，劈理不发育，砂岩和石英岩	细粒结晶，火成岩，安山岩，粒玄岩，辉绿岩，流纹岩	粗粒结晶火成岩，闪岩，砾岩，片麻岩，花岗岩，苏长岩，石英闪长岩
完整岩石试样 试验室试样尺寸 $RMR = 100, Q = 500$	m	7.00	10.00	15.00	17.00	25.00
	s	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	m	7.00	10.00	15.00	17.00	25.00
	s	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
非常好的岩石，节理面结合紧密，未风化节理 间距 1～3m $RMR = 85, Q = 100$	m	2.40	3.43	5.14	5.82	8.56
	s	0.082	0.082	0.082	0.082	0.082
	m	4.10	5.85	8.78	9.95	14.63
	s	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189
好岩石，新鲜至微风化岩石 间距 1～3m $RMR = 65, Q = 10$	m	0.575	0.821	1.231	1.395	2.052
	s	0.002 93	0.002 93	0.002 93	0.002 93	0.002 93
	m	2.006	2.865	4.298	4.871	7.163
	s	0.020 5	0.020 5	0.020 5	0.020 5	0.020 5
较好的岩石，具有几组节理面，中等风化，节理间距 0.3 ～ 1m， $RMR = 44$， $Q = 1$	m	0.128	0.183	0.275	0.311	0.458
	s	0.000 09	0.000 09	0.000 09	0.000 09	0.000 09
	m	0.947	0.353	2.030	2.301	3.383
	s	0.001 98	0.001 98	0.001 98	0.001 98	0.001 98
差岩石，几组风化节理间距 30～500mm，具有充填物，干净的碾压堆石，$RMR = 23, Q = 0.1$	m	0.029	0.041	0.061	0.069	0.102
	s	0.000 003	0.000 003	0.000 003	0.000 003	0.000 003
	m	0.447	0.639	0.959	1.087	1.598
	s	0.000 19	0.000 19	0.000 19	0.000 19	0.000 19
非常差的岩石，多组强风化节理，间距＜50mm 具有充填物，具有细粒的堆石，$RMR = 3, Q = 0.01$	m	0.007	0.010	0.015	0.017	0.025
	s	0.000 000 1	0.000 000 1	0.000 000 1	0.000 000 1	0.000 000 1
	m	0.219	0.313	0.469	0.532	0.782
	s	0.000 02	0.000 02	0.000 02	0.000 02	0.000 02

注：表中相应栏的 m、s 上排为相应扰动岩体，下排为相应未扰动岩体。

σ_1、σ_3 为最大、最小主应力，σ_c 为单轴抗压强度。

1.3.1.2　More 准则

在 More 准则下的正应力、剪应力、拉应力公式为：

$$\sigma_n = \sigma_{3n} + \frac{\tau_{mn}^2}{\tau_{mn} + m/8} \tag{1-6}$$

$$\tau_n = (\sigma_n - \sigma_{3n})\sqrt{1 + m/(4\tau_{mn})} \tag{1-7}$$

$$\sigma_{tn} = \sigma_t/\sigma_c = \frac{1}{2}(m - \sqrt{m^2 + 4s}) \tag{1-8}$$

其中

$$\tau_{mn} = \frac{\tau_m}{\sigma_c} = \frac{1}{2\sigma_c}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

1.3.2 非均质岩石(体)综合抗剪强度

岩体往往是岩石和软弱面的组合体,即使对夹层也往往是不连续的,对这种组合岩体抗剪指标计算有如下几种方法。

1.3.2.1 面积加权平均法

面积加权平均法的计算公式为:

$$\left.\begin{aligned} f' &= \frac{\sum f_i A_i}{\sum A_i} \\ c' &= \frac{\sum c_i A_i}{\sum A_i} \end{aligned}\right\} \tag{1-9}$$

式中:f'、c'为岩体综合摩擦系数和凝聚力;f_i、c_i 分别为单元 i(岩体和结构面)材料的摩擦系数和凝聚力;A_i 为单元 i 的面积。

1.3.2.2 应力面积加权平均法

应力面积加权平均法,把应力和面积两种因素作权,求出滑动面的综合抗剪强度,计算公式有:

(1)正应力面积加权法

$$\left.\begin{aligned} f' &= \frac{\sum f_i \sigma_i A_i}{\sum \sigma_i A_i} \\ c' &= \frac{\sum c_i A_i}{\sum A_i} \end{aligned}\right\} \tag{1-10}$$

(2)剪应力面积加权法

$$\left.\begin{aligned} f' &= \frac{\sum f_i \tau_i A_i}{\sum \tau_i A_i} \\ c' &= \frac{\sum c_i A_i}{\sum A_i} \end{aligned}\right\} \tag{1-11}$$

式中:σ_i、τ_i 分别为 i 单元上正应力和剪应力。

总之,以上对岩体抗剪强度特别是对结构面抗剪强度的研究,对岩质边坡优化设计的发展起到了很大的推动作用。但由于岩体的非均匀性和岩体分类的不确定性,使得诸类

研究仍处于试验研究阶段，一些工程上运用的公式仍属经验公式，岩体有关力学参数的选取方法仍没有一个统一、完整的规范可循。

1.4 岩体变形参数选取研究现状

目前，国内外学者一般把静力法与动力法岩体变形试验结合起来，研究岩体的变形特性并进行参数选取[34,45,47,48]。

随着岩质边坡稳定性研究的深入，人们对变形参数的选取要求也在提高，特别是有限单元法应用于该领域以后，岩体变形参数的选取是关系到计算精度的重要因素，因而广大学者把动力法与静力法结合起来，并建立起二者之间的相关关系，作为选择参数的依据。

美国垦务局采用节理－剪切带指数法，绘制出室内外变形模量比值及节理－剪切带指数曲线，以备查用[46]。Bieniawski(1978)分析了大量资料，在岩体质量分级(*RMR*)的基础上，得出了岩体变形模量的经验公式[49]：

$$E = 2(RMR) - 100 \quad (RMR \geqslant 55) \tag{1-12}$$

南斯拉夫工程技术人员用下式计算出岩石质量指标，再查表求得 E 值。

$$q = v_p - \frac{v_{p\,min}}{v_{p\,max} - v_{p\,min}} \tag{1-13}$$

式中：$v_{p\,max}$、$v_{p\,min}$、v_p 分别为岩石纵波波速上、下界限值及纵波波速[34]。

孙广忠(1988)在二滩水电站正长岩试验资料基础上，给出了正长岩弹性模量与抗压强度 R_c 之间的关系[35]：

$$\left.\begin{aligned} &\text{在单轴压条件下} \quad E_c = 200R_c + 250 \\ &\text{在有围压条件下} \quad E_e = 75R_c \end{aligned}\right\} \tag{1-14}$$

缪元圣等对动弹性模量(E_d)与静弹性模量(E_s)之间关系进行了数学分析，得出了二者的相关方程[53]。

华东勘测设计院还汇编了国内外部分 $E_d - E_s$ 关系式，把关系式分为四种情况(见表1-5)：①陡直线型：适用于完整岩体；②指数曲线型：适用于一般裂隙岩体；③缓直线型：用于松软、破碎、含水岩体；④抛物线型[49]。

表 1-5 $E_d - E_s$ 相关关系

线型	相关方程($\times 10^4$ kg/cm^2)	来源
陡直线型	$E_s = 0.967E_d - 2.93$	美国
	$E_s = 0.25E_d^{1.3}$	中国科学院
指数曲线型	$E_s = 0.025E_d^{1.7}$	中国科学院
	$E_s = 0.14E_d^{1.32}$	原长江流域规划办公室
缓直线型	$E_s = 0.002\,5E_d^3$	中国科学院
	$E_s = 0.2E_d$	日本
抛物线型	$E_s = 0.75E_d - 0.034E_d^2 + 0.000\,62E_d^3$	
	$E_s = 0.2 - 0.01E_d + 0.02E_d^2 - 0.000\,47E_d^3 + 0.000\,005E_d^4$	

对于层状岩体的弹性模量，国内一般采用下式计算：

$$\left.\begin{aligned} E_{\perp} &= \frac{E_a E_b E_c}{aE_b E_c + bE_a E_c + cE_a E_b} \\ E_{//} &= aE_a + bE_b + cE_c \end{aligned}\right\} \tag{1-15}$$

式中：$E_{\perp}$、$E_{//}$分别为垂直和平行层面的综合弹性模量；E_a、E_b、E_c 分别为 a 层、b 层、c 层岩石的弹性模量；a、b、c 分别为相应各层的系数，a、b、c 均小于 1[23]。

Hoek 等人对 Z.T.Bieniawski 提出的 RMR 进行了研究，得到 RMR 与 m、s 的关系：

扰动岩体

$$\left.\begin{aligned} \frac{m}{m_i} &= \exp\left(\frac{RMR - 100}{14}\right) \\ s &= \exp\left(\frac{RMR - 100}{6}\right) \end{aligned}\right\} \tag{1-16}$$

未扰动或完整岩体

$$\left.\begin{aligned} \frac{m}{m_i} &= \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right) \\ s &= \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right) \end{aligned}\right\} \tag{1-17}$$

式(1-16)和式(1-17)中 m_i 为完整岩石的 m 值，m、s 值查表 1-4。

利用 Barton 的研究，变形模量 E 和 RMR、Q 有如下的关系式：

$$RMR = q\ln Q + 44 \tag{1-18}$$

估算岩体变形模量的公式是：

$$E = 2RMR - 100 \qquad (RMR > 50) \tag{1-19}$$

$$E = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}} \qquad (RMR < 50) \tag{1-20}$$

$$E = 25\lg Q \tag{1-21}$$

该方法当采用 RMR 分级确定 m 和 s 值时，对完整岩石、RQD、节理间距和节理状态的评分不便。地下水的分值为 10(地下水压力问题在应力计算中考虑)，对于节理方位在各种情况下均为零分。

当岩体尺寸极小，不含结构面，m、s 值用完整岩石的；当有 4 组或更多组结构面，岩体可用表 1-4 中的 m、s 值；只含有 1～3 组结构面时 Hoek 准则不适用。

第 2 章　岩体抗剪强度取值理论研究

岩质边坡的优化设计研究是当前边坡稳定性研究课题的重要内容，它不仅关系到岩质边坡工程的安全，而且对资源的合理开发与利用起着决定作用，同时对工程投资及施工具有重要的现实意义。然而，岩质边坡优化设计首先要遇到的问题是边坡岩体抗剪参数的选取，它关系到工程投资及安全运行等。依据现有的设备和收集数据的手段获取的抗剪参数往往与工程岩体实际性状有较大出入，究其原因就是人们在处理实际工程时，只考虑了岩体本身的复杂性而没有考虑岩体的不确定性，从而使得获取参数的手段和方法局限于经验、半经验，导致所选取的参数与实际情况差异较大。

为了克服以上弊端，本章在研究各种抗剪参数选取方法的基础上，对岩体抗剪参数的合理选取进行了理论上的分析与探讨。

2.1　抗剪参数选取的传统方法

2.1.1　强度系数折减法

强度系数折减法的基本思想认为由试验成果统计分析得到的强度指标不能直接运用于边坡优化设计，须对其加以折减。其方法是凭借工程地质人员的经验或其他方法，对试验资料加以处理，从而保证工程具有一定的安全储备。其一般有以下几种方法[20,40,48,56]。

2.1.1.1　系数折减法

系数折减法是考虑影响抗剪强度的各种因素，以不同的系数对试验值加以折减。通常考虑的因素有地质条件、尺寸效应(C_s)、时间效应(C_t)、地下水作用(C_u)等，把抗剪强度视为诸因素的函数：

$$\left.\begin{aligned}\varphi &= f_1(C_s, C_t, C_u, \cdots)\\ c &= f_2(C_s, C_t, C_u, \cdots)\end{aligned}\right\} \tag{2-1}$$

设计时，强度参数取为：

$$\left.\begin{aligned}\varphi_d &= \varphi \cdot [C_s, C_t, C_u, \cdots]^T\\ c_d &= c \cdot [C_s, C_t, C_u, \cdots]^T\end{aligned}\right\} \tag{2-2}$$

折减系数 $C_s, C_t, C_u, \cdots$ 可通过试验或根据经验确定。

2.1.1.2　工程类比法

工程类比法是根据国内外已建工程的抗剪强度参数的选取，把本工程的工程水文地质条件与已建工程的工程水文地质条件加以类比，取类似工程的强度参数作为已知参考参数，然后结合本工程的试验及分析结果，辅以经验类比，综合地确定本工程的抗剪参数。其基本要求是参与类比的工程的地质条件必须具有可类比性。

2.1.1.3 变形一致原理法

变形一致原理法又叫改进的加权平均法。对不同的岩性或组合，由于应力－应变($\sigma-\varepsilon$)曲线不同，运用变形一致原理，分别取值，然后取加权平均值作为设计抗剪参数。

以上三种方法的主要特点是依据工程地质条件及试验结果，凭借地质工程师的经验对设计抗剪参数加以确定。因此，从理论上讲，其折减数据缺乏依据，无法证明其合理性；从工程实践上讲，诸多工程运用这些方法取得的抗剪参数偏低，故所作的边坡及地基的设计优化程度不高。

2.1.2 点群中心法及优定斜率法

在水利水电工程中，通常以室内或现场剪切试验来确定岩体的抗剪强度 c、φ 值。文献[63]、[65]对剪切试验成果的整理作了详细说明，点群中心法作图步骤是：

(1)进行剪切－水平位移试验。即在某一法向荷载(σ)作用下，逐级施加水平荷载，使试件产生水平位移，直到破坏，即可得到一条剪切(τ)－水平位移(δ_h)曲线，如图 2-1。从图 2-1 上可得到裂隙发展强度(τ_p)、峰值强度(τ_f)及剩余强度(τ_0)。同样试件重复 n 次后，得到 n 组(τ_{fi}，σ_i) ($i=1,2,\cdots,n$)。

(2)把这 n 组数据点绘成 $\tau_f-\sigma$ 曲线(图 2-2)。作图前把异常点剔除，使直线通过点子最密集部分，且直线两侧点数大致相等，同时满足离差值之和相等的条件，则该直线在垂直轴上的截距即为 c 值，与水平轴夹角即为 φ 值。

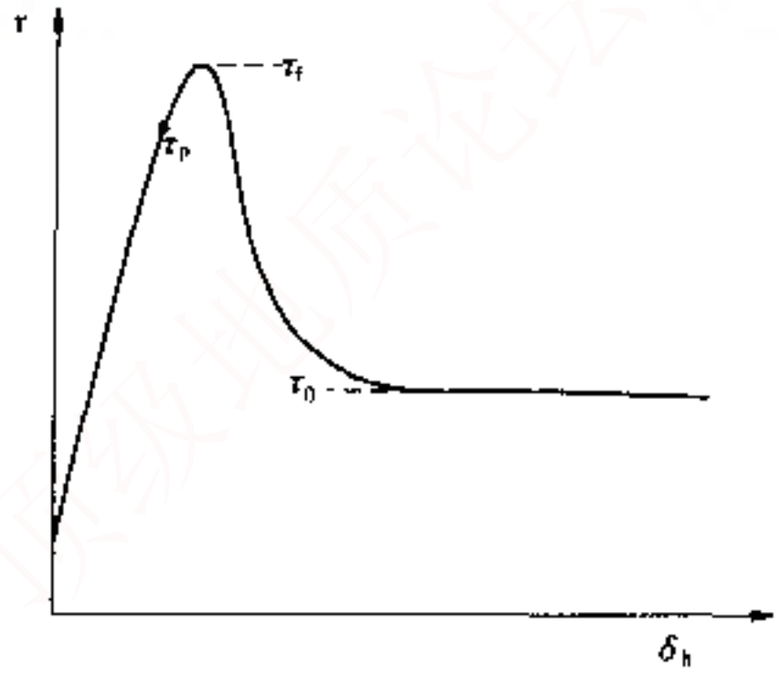


图 2-1 $\tau-\delta_h$ 曲线

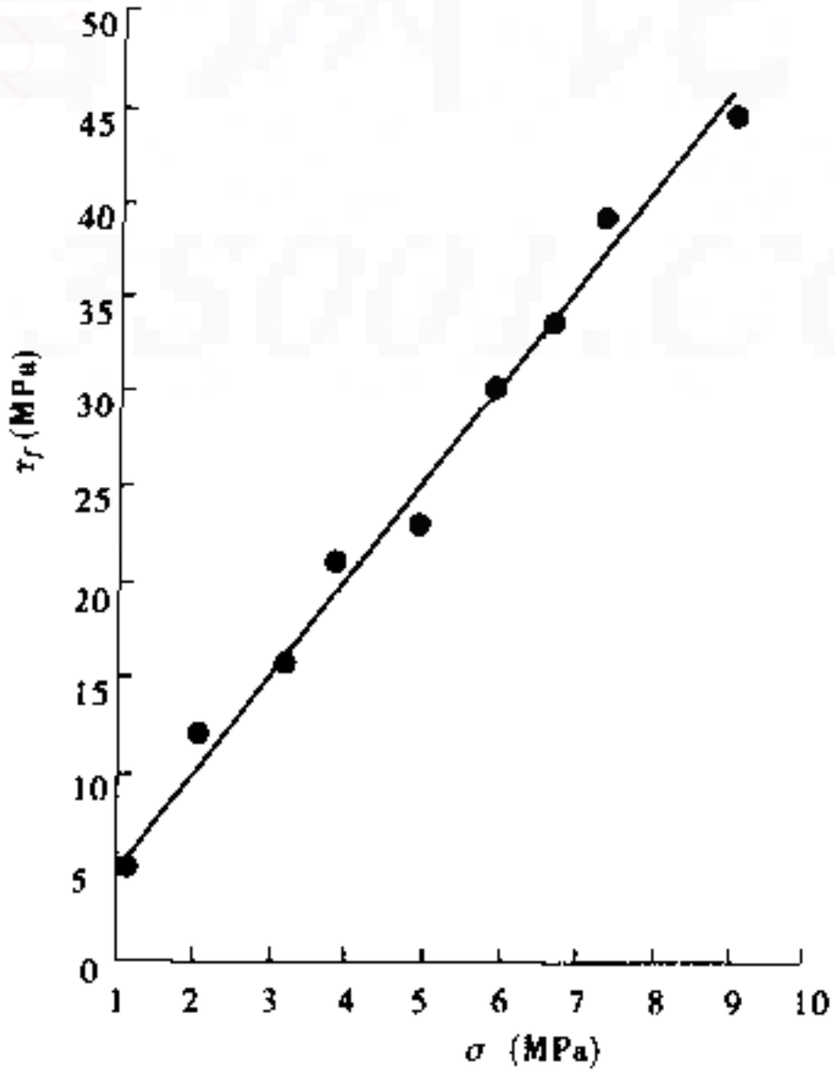


图 2-2 点群中心法

用点群中心法确定 c、φ 值任意性较大，尤其是试验点过少时，其情况更甚，导致与岩体实际抗剪强度特性不符。人们为使抗剪参数有足够的保证率，常对 c、φ 值加以折减，但折减时常无统一原则，故 c、φ 值不合理性进一步扩大。鉴于此类问题的出现，有人提出用优定斜率法对试验成果进行整理分析。

优定斜率法主要是以岩体质量分级为基础，对试验结果进行整理，同时注意考虑试件边界条件及变形机理，舍弃可信度低的试验值，然后对各岩级的斜率进行分析优定，分别求得相应斜率下凝聚力的上、下限值(图 2-3)，一般取下限值为岩体抗剪参数建议值。

优定斜率法虽然考虑了影响抗剪参数的综合因素，但对所给出的 c、φ 是否为最佳、c、φ 的波动情况及 τ、σ 的相关性等问题也缺乏说明[55]。

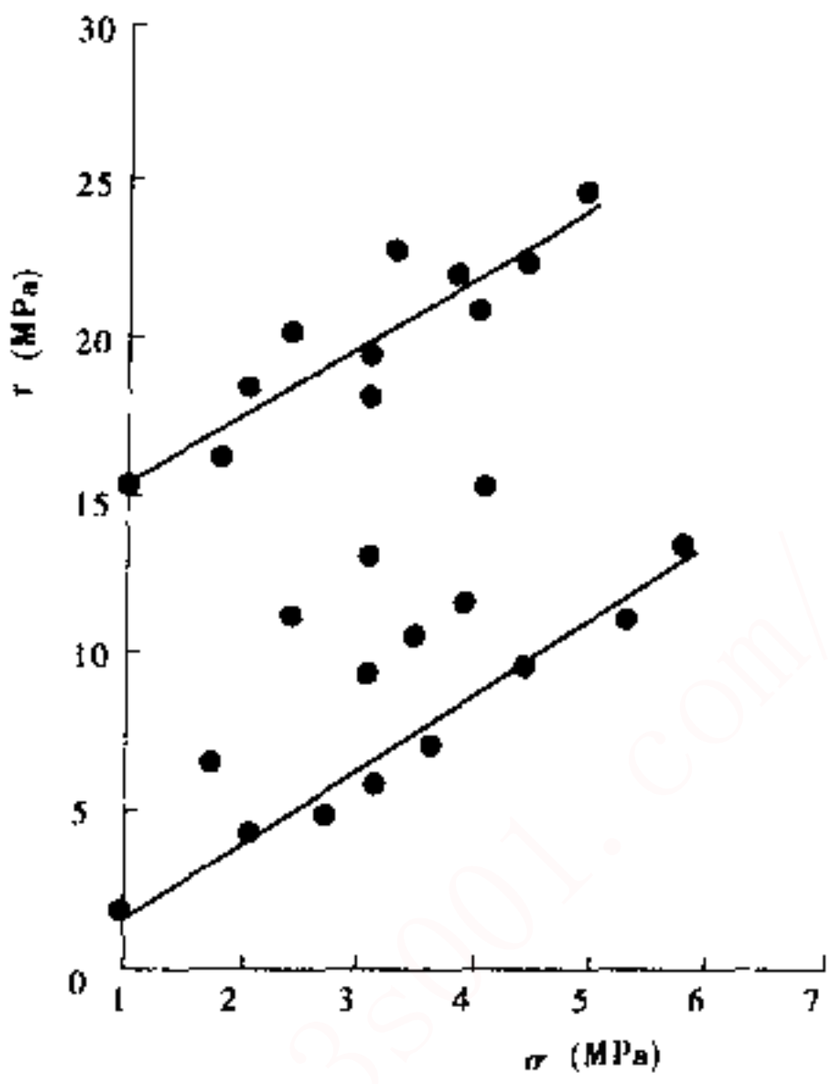


图 2-3 优定斜率法

2.1.3 最小二乘法

针对优定斜率法及点群中心法的局限性，文献[34]、[55]提出了用最小二乘法确定 c、φ 值的方法，这种方法能较好地解决前两种方法所存在的问题。

假定岩体破坏服从莫尔－库仑准则，根据试验资料(剪切试验或三轴试验)可确定凝聚力 c 及内摩擦系数 $f(f=\tan\varphi)$ 的均值、标准差及变异系数。

对剪切试验而言，某类岩样有 n 个试样，法向应力为 σ_i，切应力为 τ_i，则样本值 (τ_i,σ_i) $(i=1,2,\cdots,n)$，c 的均值、标准差、变异系数分别为：

$$\bar{c}=\bar{\tau}-\frac{L_{xy}}{L_{xx}}\bar{\sigma} \tag{2-3}$$

$$S(c)=S_r\sqrt{\frac{1}{n}+\frac{\bar{\sigma}}{\sum_{i=1}^{n}(\sigma_i-\bar{\sigma})^2}} \tag{2-4}$$

$$CV(c)=S(c)/\bar{c} \tag{2-5}$$

f 的均值、标准差、变异系数分别为：

$$\bar{f}=\frac{L_{xy}}{L_{xx}} \tag{2-6}$$

$$S(f)=S_r\sqrt{\frac{1}{\sum_{i=1}^{n}(\sigma_i-\bar{\sigma})^2}} \tag{2-7}$$

$$CV(f)=\frac{S(f)}{\bar{f}} \tag{2-8}$$

式(2-3)～式(2-8)中：

$$\bar{\sigma}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\sigma_i$$

$$\bar{\tau}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\tau_i$$

$$L_{xy} = \sum_{i=1}^{n}(\sigma_i - \bar{\sigma})(\tau_i - \bar{\tau})$$

$$L_{xx} = \sum_{i=1}^{n}(\sigma_i - \sigma)^2$$

$$L_{yy} = \sum_{i=1}^{n}(\tau_i - \bar{\tau})^2$$

$$S_t = \sqrt{\frac{(L_{yy} - \bar{f}L_{xy})}{n-2}}$$

对三轴试验来说，对同一类岩样做 m 个试验，令

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}; \tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

则 c 的均值、标准差分别为：

$$\bar{c} = \frac{1}{\Delta}\left(\sum_{i=1}^{m}\tau_i\sum_{i=1}^{m}\sigma_i - \sum_{i=1}^{m}\sigma_i \cdot \sum_{i=1}^{m}\tau_i\sigma_i\right)\frac{1}{\cos\varphi} \tag{2-9}$$

$$S(c) = S_t\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{m}\sigma_i^2}{\Delta}} \cdot \frac{1}{\cos\varphi} \tag{2-10}$$

f 的均值、标准差分别为：

$$\bar{f} = \tan\delta \tag{2-11}$$

$$S(f) = S_t\sqrt{(m/\Delta)} \cdot \frac{1}{\cos\varphi} \tag{2-12}$$

式(2-9)～式(2-12)中：

$$\Delta = m\sum_{i=1}^{m}\sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{m}\sigma_i\right)^2$$

$$\delta = \arcsin\left[\frac{m\left(\sum_{i=1}^{m}\tau_i\sigma_i\right) - \sum_{i=1}^{m}\tau_i\sum_{i=1}^{m}\sigma_i}{\Delta}\right]$$

式(2-3)～式(2-12)为最小二乘法的基本原理。从理论上讲，以上方法是基于随机统计思想，只注意到了抗剪试验样本值的随机性，没有注意到样本值的不确定性，即随机性与模糊性[66]。

2.2 岩体力学参数的随机－模糊分析研究

鉴于岩体本身的特性及以上诸法在选取抗剪参数上的不足，本节拟从理论上对岩体抗剪参数的选取进行探讨，以期所得结果更符合岩体的特性，以利于边坡的优化设计。

2.2.1 岩体力学参数的不确定性

由于人们的认识能力、手段及客观条件所限，人们在实际工作中无法得到岩体力学参数(即母体)的真实值，因而不得不借助于试验来获取样本值，通过对样本值的统计分析来

确定岩体的力学参数，用以代替母体的真实值。很显然，两者之间必然会存在差异，这种差异性既反映了岩体材料本身的空间变异性，又融入了在取样试验过程中人与环境的影响。因而统计测定应当在整体上使差异达到最小程度，即最优参数估计量在整体上应对岩体的力学参数母体具有最优代表性。为解决这个问题，人们曾用随机场来描述岩体材料的空间变异性，用随机误差来表征取样试验过程中人与环境的影响，这样做从理论上是较理想的，但在应用中却不可避免地存在着难以克服的困难。

实际测定岩体力学参数的试验是以岩体地质分类为基础的。而岩组的划分是根据地质工作者现场勘察和个人经验确定的，根据不相容原理，当一个系统的复杂性增大时，人们使它精确化的能力减小，在达到一定的阈值以上时，复杂性与精确性将互相排斥。因此，当把处在复杂地质环境中的岩体视为一个系统时，岩组的划分不可能过细，每一类岩组包括相当大的空间范围，以适应其本身包容的岩体的复杂性。这样一来，便产生了岩组本身的不确定性，即模糊性。问题的一方面是岩体的空间变异性和个人经验的影响，使得工程岩组难以确切地分类；另一方面就是目前人们无法找到精确的工程岩组分类标准，很难明确断定某一岩体是否属于某一岩组，例如新鲜花岗闪长岩与风化花岗闪长岩之间就没有绝对界限。把这两方面加以综合，便使工程地质岩组的分类具有不确定性，即岩体类属的模糊性。工程地质岩组所包含的空间范围越大，这种模糊性就越大。显然，工程地质岩组是一个模糊集合，同一岩组中不同位置的岩体都以不同的隶属度从属于该岩组。因此，岩组划分的模糊性势必通过取样传递给岩体样本，使岩体力学参数具有模糊不确定性[91]。

岩体力学参数的另一不确定性是由取样引起的随机性，它是在岩体类属完全确定的情况下，在取样和试验过程中产生的，包括取样方式误差、岩样加工误差、试验过程误差等。人们以往的方法是对这种随机性进行处理。

综上所述，岩体力学参数的不确定性包括随机性和模糊性。岩体力学参数的随机性是岩体取样测试过程中的一种客观存在的不确定性，而模糊性则是人们在判别同一岩组中岩体力学特性的整个过程中反映出的一种主观不确定性，这种模糊性不仅包含了划分岩组过程中地质工作者判断的模糊性，同时也是岩体性质模糊性的客观反映。在实际工作中，可以通过对同一母体反复抽样进行大量试验来逼近母体的力学特性，尽可能地消去随机不确定性。而模糊性则反映了岩体样本对工程地质岩组的隶属程度，是一种比随机性更为基本、更为深刻的不确定性，就目前的科技水平来讲，无法消除这种不确定性。因此，岩体力学参数应视为随机－模糊变量。

2.2.2 岩体力学参数数字特征随机－模糊分析

由于岩体样本包含了随机性和模糊性，岩体力学参数为随机－模糊变量，故可用随机－模糊理论对其加以研究，使得参数能更合理地反映出岩体本身特性，从整体上给出母体参数的最佳估计值。

设指定的工程地质岩组的母体为 Ω，而 $x_1, x_2, \cdots, x_n$ 为该母体 Ω 中某一岩体力学参数（如 E、μ、c、φ 等）样本值，要想用该样本值估计母体，则须推导出力学参数的特征值——均值 $\overline{X}$、方差 δ^2 及两样本间的协方差 m_{xy}。

2.2.2.1 岩体力学参数均值 $\overline{X}$

取论域 $U=\{x_1,x_2,\cdots,x_n\}$，$\underset{\sim}{A}$为 U 上的一个模糊子集，U 中任一元素 $x_i(i=1,2,\cdots,n)$对 $\underset{\sim}{A}$的隶属度为 $\mu_{\underset{\sim}{A}}(x_i)$，则 $\underset{\sim}{A}$的清晰子集 A 为：

$$A=\{\bar{x}\mid\mu_{\underset{\sim}{A}}(\bar{x})=1\} \tag{2-13}$$

根据对比分析，采用如下形式的隶属函数：

$$\mu_{\underset{\sim}{A}}(x_i)=\exp[-D_{1i}(x_i,\bar{x})] \tag{2-14}$$

式(2-14)中 D_{1i}是 x_i 到$\underset{\sim}{A}$的核点 $\bar{x}$ 的马氏距离，其表达式为：

$$D_{1i}=(x_i-\bar{x})^2\omega_i \tag{2-15}$$

式(2-15)中 ω_i 为权重，考虑到数据匹配，一般取：

$$\omega_i=\omega_1=\text{const}=\frac{2}{d_{1\max}-d_{1\min}} \tag{2-16}$$

式(2-16)中 $d_{1\max}$、$d_{1\min}$是 $d_{1i}=(x_i-\bar{x})^2(i=1,2,\cdots,n)$中最大值、最小值。

从式(2-14)可看出，x_i 距 $\bar{x}$ 的马氏距离越大，则它对 $\underset{\sim}{A}$的隶属度越小，反之亦然。因此，$\mu_{\underset{\sim}{A}}(x_i)$常写成：

$$\mu_{\underset{\sim}{A}}(x_i)=\nu_{\underset{\sim}{A}}(D_{1i}) \tag{2-17}$$

为使实际样本值整体上隶属于 $\underset{\sim}{A}$的程度最大，以确定 x_i 的特征值 $\bar{x}$，特组成目标函数：

$$J_1=\sum_{i=1}^{n}\mu_{\underset{\sim}{A}}(x_i)=\max \tag{2-18}$$

即

$$J_1=\sum_{i=1}^{n}\nu_{\underset{\sim}{A}}(D_{1i})=\max \tag{2-19}$$

对应于式(2-19)有：

$$\frac{\mathrm{d}J_1}{\mathrm{d}\bar{x}}=\frac{\partial J_1}{\partial D_{1i}}\cdot\frac{\mathrm{d}D_{1i}}{\mathrm{d}\bar{x}}=\sum_{i=1}^{n}\nu'_{\underset{\sim}{A}}(D_{1i})\cdot\frac{\mathrm{d}D_{1i}}{\mathrm{d}\bar{x}}=0 \tag{2-20}$$

将式(2-15)～式(2-17)代入式(2-20)即得：

$$\sum_{i=1}^{n}\nu_{\underset{\sim}{A}}'(D_{1i})\cdot[2\omega_i(x_i-\bar{x})]=0 \tag{2-21}$$

则由式(2-21)得到样本力学参数的均值：

$$\bar{x}=\frac{\sum_{i=1}^{n}\nu_{\underset{\sim}{A}}'(D_{1i})\cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n}\nu_{\underset{\sim}{A}}'(D_{1i})} \tag{2-22}$$

2.2.2.2 岩体力学参数样本的方差 δ^2

对于 $U=\{x_1,x_2,\cdots,x_n\}$中的随机－模糊变量，作方差样本：

$$\xi_i=(x_i-\bar{x})^2 \tag{2-23}$$

取值为 $R=\{\xi_1,\xi_2,\cdots,\xi_n\}$，则 ξ_i 对 R 上的模糊子集$\underset{\sim}{B}$的隶属函数为：

$$\mu_{\underset{\sim}{B}}(\xi_i)=\exp[-D_{2i}(\xi_i,S_2)] \tag{2-24}$$

式(2-24)中 D_{2i} 为 ξ_i 到 $\underline{B}$ 核心 S_2 的马氏距离，形式如式(2-15)，只是权重取值为：

$$\omega_i = \omega_2 = \frac{2}{d_{2\max} - d_{2\min}} \tag{2-25}$$

式(2-25)中 $d_{2\max}$、$d_{2\min}$ 分别为 $d_2 = (\xi_i - S_2)^2 (i = 1,2,\cdots,n)$ 中最大值、最小值。

按照与 2.2.2.1 中相似的步骤组成目标函数：

$$J_2 = \sum_{i=1}^{n} \mu_{\underline{B}}(\xi_i) = \sum_{i=1}^{n} \nu_{\underline{B}}(D_{2i}) = \max \tag{2-26}$$

由

$$\frac{\mathrm{d}J_2}{\mathrm{d}S_2} = 0 \tag{2-27}$$

可得到总方差所服从的随机－模糊统计公式：

$$S_2 = \frac{\sum_{i=1}^{n} \nu_{\underline{B}}'(D_{2i}) \cdot (x_i - \bar{x})^2}{\sum_{i=1}^{n} \nu_{\underline{B}}'(D_{2i})} \tag{2-28}$$

则样本方差 δ^2 为：

$$\delta^2 = \frac{n\sum_{i=1}^{n} \nu_{\underline{B}}'(D_{2i}) \cdot (x_i - \bar{x})^2}{(n-1)\sum_{i=1}^{n} \nu_{\underline{B}}'(D_{2i})} \tag{2-29}$$

2.2.2.3 岩体力学参数样本间协方差 m_{xy}

设 x、y 为某力学参数的两个样本，其值分别为 x_i、$y_i (i = 1,2,\cdots,n)$，则作协方差样本 η：

$$\eta_i = (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) \tag{2-30}$$

其论域为 $T = \{\eta_1, \eta_2, \cdots, \eta_n\}$，则 η_i 对 T 上的模糊子集 $\underline{C}$ 的隶属函数为：

$$\mu_{\underline{C}}(\eta_i) = \exp[-D_{3i}(\eta_i, m_{xy})] \tag{2-31}$$

同样，D_{3i} 为马氏距离，权重 ω_i 取为：

$$\omega_i = \omega_3 = \frac{2}{d_{3\max} - d_{3\min}} \tag{2-32}$$

式(2-32)中 $d_{3\max}$、$d_{3\min}$ 值分别为 $d_{3i} = (\eta_i - m_{xy})^2$ 中最大值、最小值。同理，可组成目标函数：

$$J_3 = \sum_{i=1}^{n} \mu_{\underline{C}}(\eta_i) = \sum_{i=1}^{n} \nu_{\underline{C}}(D_{3i}) = \max \tag{2-33}$$

从而求得协方差：

$$m_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \nu_{\underline{C}}'(D_{3i}) \cdot (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^{n} \nu_{\underline{C}}'(D_{3i})} \tag{2-34}$$

经过上面的推导，并考虑到隶属函数及马氏距离的取值，可得到岩体力学参数数字特征的随机－模糊公式分别为：

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \nu_A'(D_{1i}) \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n} \nu_A'(D_{1i})} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \exp\left[\frac{-2(x_i - \bar{x})^2}{d_{1\max} - d_{1\min}}\right] \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n} \exp\left[\frac{-2(x_i - \bar{x})^2}{d_{1\max} - d_{1\min}}\right]} \tag{2-35}$$

$$\delta^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n} \nu_B'(D_{2i}) \cdot (x_i - \bar{x})^2}{\sum_{i=1}^{n} \nu_B'(D_{2i})}$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^{n} \exp\left\{\frac{-2[(x_i - \bar{x})^2 - \delta^2]^2}{d_{2\max} - d_{2\min}}\right\} \cdot (x_i - \bar{x})^2}{\sum_{i=1}^{n} \exp\left\{\frac{-2[(x_i - x)^2 - \delta^2]^2}{d_{2\max} - d_{2\min}}\right\}} \tag{2-36}$$

$$m_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \nu_C'(D_{3i}) \cdot (x_i - x)(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^{n} \nu_C'(D_{3i})}$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^{n} \exp\left\{\frac{-2[(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) - m_{xy}]^2}{d_{3\max} - d_{3\min}}\right\} \cdot (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^{n} \exp\left\{\frac{-2[(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) - m_{xy}]^2}{d_{3\max} - d_{3\min}}\right\}} \tag{2-37}$$

可以证明：若不考虑模糊性，则上面三式即可蜕变成随机统计公式。令 $D_{1i} = D_{2i} = D_{3i} = 0$，$\nu_A'(D_{1i}) = \nu_B'(D_{2i}) = \nu_C'(D_{3i}) = 1$，其中 $i = 1, 2, \cdots, n$，则式(2-35)～式(2-37)蜕变为：

$$\bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i \tag{2-38}$$

$$\delta^2 = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})^2 \tag{2-39}$$

$$m_{xy} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) \tag{2-40}$$

因此，传统的随机统计方法是随机－模糊统计的一个特例。

2.3 岩体抗剪参数选取方法研究

由 2.2 节可知，岩体抗剪参数为随机－模糊变量，必须采用相应的方法加以确定。本节将就这一问题加以探讨。

2.3.1 岩体抗剪参数的随机－模糊统计理论

设随机－模糊变量 c、f 符合莫尔－库仑准则关系：

$$\tau = c + f\sigma \tag{2-41}$$

式中：c、f 分别为岩体的凝聚力和内摩擦系数；τ、σ 分别为抗剪试验中施加的剪应力、法向应力。

若对同一类岩体进行 n 次剪切试验，得到 n 组样本值：

$$\begin{bmatrix} \tau_1, & \tau_2, & \cdots, & \tau_n \\ \sigma_1, & \sigma_2, & \cdots, & \sigma_n \end{bmatrix} \tag{2-42}$$

则需要依据样本值确定式(2-41)的最佳估计：

$$\hat{\tau} = \hat{c} + \hat{f} \cdot \sigma \tag{2-43}$$

式中：$\hat{c}$、$\hat{f}$ 分别为 c、f 的最佳估计值。

对每一对试验值均有

$$\tau_i = c + f\sigma_i + \varepsilon_i \tag{2-44}$$

式(2-44)中 ε_i 是误差项，为随机－模糊变量。

为寻求 $\hat{c}$、$\hat{f}$，设定论域：

$$U = \{\tau_i(\sigma_i) = c + f\sigma_i + \varepsilon_i, i = 1,2,\cdots,n\}$$

R 为 U 上的一个模糊线性子集，R 为对应 $\underset{\sim}{R}$ 的普通集合，则随机－模糊问题就是要根据样本值找出 $\underset{\sim}{R}$ 的清晰估计 R：

$$R = \{\hat{\tau}(\sigma) = \hat{c} + \hat{f} \cdot \sigma \mid \mu_{\underset{\sim}{R}}[\hat{\tau}(\sigma)] = 1\} \tag{2-45}$$

取样本值 $\tau_i(\sigma_i)$ 对 $\underset{\sim}{R}$ 的隶属函数为：

$$\mu_{\underset{\sim}{R}}[\tau_i(\sigma_i)] = \exp(-D_i) \tag{2-46}$$

$$D_i = [\tau_i(\sigma_i) - \hat{\tau}_i(\sigma_i)]^2 \tag{2-47}$$

式中：$\tau_i(\sigma_i)$ 为样本值；$\hat{\tau}_i(\sigma_i)$ 为待求的估计值；D_i 为马氏距离。在此，目的是求出 $D_i = 0$ 即 $\mu_{\underset{\sim}{R}}[\tau_i(\sigma_i)] = 1$ 时的最佳线性估计。

记

$$\mu_{\underset{\sim}{R}}[\tau_i(\sigma_i)] = \nu_{\underset{\sim}{R}}(D_i) \tag{2-48}$$

按照使样本值整体上隶属于 $\underset{\sim}{R}$ 的程度最大原则，可组成目标函数：

$$J = \sum_{i=1}^{n} \nu_{\underset{\sim}{R}}(D_i) = \max \tag{2-49}$$

即

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial J}{\partial \hat{c}} &= \sum_{i=1}^{n} \frac{\partial \nu_{\underset{\sim}{R}}(D_i)}{\partial D_i} \cdot \frac{\partial D_i}{\partial \hat{\tau}_i} \cdot \frac{\partial \hat{\tau}_i}{\partial \hat{c}} = 0 \\ \frac{\partial J}{\partial \hat{f}} &= \sum_{i=1}^{n} \frac{\partial \nu_{\underset{\sim}{R}}(D_i)}{\partial D_i} \cdot \frac{\partial D_i}{\partial \hat{\tau}_i} \cdot \frac{\partial \hat{\tau}_i}{\partial \hat{f}} = 0 \end{aligned}\right\} \tag{2-50}$$

将式(2-43)、式(2-46)～式(2-48)代入式(2-50)整理得

$$\left.\begin{aligned} \hat{c}\sum_{i=1}^{n} \nu_{\underset{\sim}{R}}(D_i) + \hat{f}\sum_{i=1}^{n} \nu_{\underset{\sim}{R}}(D_i) \cdot \sigma_i &= \sum_{i=1}^{n} \nu_{\underset{\sim}{R}}(D_i) \cdot \tau_i \\ \hat{c}\sum_{i=1}^{n} \nu_{\underset{\sim}{R}}(D_i) \cdot \sigma_i + \hat{f}\sum_{i=1}^{n} \nu_{\underset{\sim}{R}}(D_i) \cdot \sigma_i^2 &= \sum_{i=1}^{n} \nu_{\underset{\sim}{R}}(D_i) \cdot \tau_i \cdot \sigma_i \end{aligned}\right\} \tag{2-51}$$

式(2-51)即为随机－模糊线性回归的正规方程，由该方程可求解 $\hat{c}$、$\hat{f}$。但它是一隐含 $\hat{c}$、$\hat{f}$ 的方程组，可用逐渐逼近法求 $\hat{c}$、$\hat{f}$，其步骤为：

(1)按随机统计法求得 $\hat{c}$、$\hat{f}$，作为迭代初值 $\hat{c}^{(1)}$、$\hat{f}^{(1)}$，由此得到初始线性回归方程：

$$\hat{\tau}^{(1)} = \hat{c}^{(1)} + \hat{f}^{(1)} \cdot \sigma \tag{2-52}$$

(2)由式(2-52)得到 τ 的初始估计值：

$$(\hat{\tau}_1^{(1)}, \hat{\tau}_2^{(1)}, \cdots, \hat{\tau}_n^{(1)})$$

然后按式(2-47)、式(2-48)计算 D_i、$\nu_R(D_i)$ 并记为 $D_i^{(1)}$、$\nu_R^{(1)}(D_i)$。

(3)将样本值 (τ_i, σ_i) 和 $\nu_R^{(1)}(D_i)$ $(i=1,2,\cdots,n)$ 代入方程(2-51)，求得第 j 次迭代的 $\hat{c}^{(j+1)}$、$\hat{f}^{(j+1)}$ 及随机－模糊线性回归方程：

$$\hat{\tau}^{(j+1)} = \hat{c}^{(j+1)} + \hat{f}^{(j+1)} \cdot \sigma \tag{2-53}$$

(4)比较第 j 次与第 $(j+1)$ 次成果。先指定精度 ε_1、ε_2，若 $|\hat{c}^{(j+1)} - \hat{c}^{(j)}| \leqslant \varepsilon_1$、$|\hat{f}^{(j+1)} - \hat{f}^{(j)}| \leqslant \varepsilon_2$，则 $\hat{c}^{(j+1)}$、$\hat{f}^{(j+1)}$ 为最佳估计；反之，以 $\hat{c}^{(j+1)}$、$\hat{f}^{(j+1)}$ 为 $\hat{c}$、$\hat{f}$ 初值，重复迭代，直到满足精度为止，最后一次迭代结果即为 c、f 的最佳估计。

实际计算时，依照 2.2.2 中的公式，先令

$$\left.\begin{aligned} d_{1i} &= (\sigma_i - \bar{\sigma})^2 \\ d_{2i} &= (\tau_i - \bar{\tau})^2 \\ d_{3i} &= [(\sigma_i - \bar{\sigma})^2 - \delta_\sigma^2]^2 \\ d_{4i} &= [(\tau_i - \bar{\tau})^2 - \delta_\tau^2]^2 \\ d_{5i} &= [(\sigma_i - \bar{\sigma})(\tau_i - \bar{\tau}) - m_{\sigma\tau}]^2 \end{aligned}\right\} \tag{2-54}$$

$$\left.\begin{aligned} D_{1i} &= \frac{d_{1i}}{\frac{d_{1\max} - d_{1\min}}{2}} \\ D_{2i} &= \frac{d_{2i}}{\frac{d_{2\max} - d_{2\min}}{2}} \\ D_{3i} &= \frac{d_{3i}}{\frac{d_{3\max} - d_{3\min}}{2}} \\ D_{4i} &= \frac{d_{4i}}{\frac{d_{4\max} - d_{4\min}}{2}} \\ D_{5i} &= \frac{d_{5i}}{\frac{d_{5\max} - d_{5\min}}{2}} \end{aligned}\right\} \tag{2-55}$$

$$\left.\begin{aligned}
\nu_A\ (D_{1i}) &= \exp(-D_{1i}) \\
\nu_B\ (D_{2i}) &= \exp(-D_{2i}) \\
\nu_C\ (D_{3i}) &= \exp(\quad D_{3i}) \\
\nu_E\ (D_{4i}) &= \exp(-D_{4i}) \\
\nu_F\ (D_{5i}) &= \exp(-D_{5i})
\end{aligned}\right\} \tag{2-56}$$

以上各式中，$d_{i\max}$、$d_{i\min}$分别为 $d_{ij}(i=1,2,\cdots,n;j=1,2,\cdots,n)$中最大值、最小值；$A$、$B$、$C$、$E$、$F$分别对应论域 $U_1=|\sigma_i|$、$U_2=|\tau_i|$、$U_3=|(\sigma_i-\bar{\sigma})^2|$、$U_4=|(\tau_i-\tau)^2|$、$U_5=|(\sigma_i-\bar{\sigma})(\tau_i-\bar{\tau})|(i=1,2,\cdots,n)$。则由 2.2.2 中有关公式，可求得样本值的均值$(\bar{\sigma},\bar{\tau})$、方差$(\delta_\sigma^2,\delta_\tau^2)$及协方差 $m_{\sigma\tau}$。然后，正规方程(2-51)可简化为：

$$\left.\begin{aligned}
\hat{f} &= m_{\sigma\tau}/\delta_\sigma^2 \\
\hat{c} &= \bar{\tau}-\hat{f}\bar{\sigma}
\end{aligned}\right\} \tag{2-57}$$

依据式(2-57)即可参与步骤(1)～步骤(4)的迭代求解 $\hat{c}$、$\hat{f}$ 值。

2.3.2 抗剪强度参数 c、f 的数字特征

为确定 c、f 值的波动情况及试验值与回归方程间的符合程度，需按照 2.2.2 中的推导，导出 c、f 的数字特征(在这里，仍引用随机统计中的有关概念)。

f 的方差、标准差、变异系数分别为：

$$Var(f)=\frac{\delta^2}{\sum_{i=1}^{n}\nu_C\ (D_{3i})\cdot(\sigma_i-\bar{\sigma})^2}-\frac{\delta^2}{\delta_\sigma^2\sum_{i=1}^{n}\nu_C\ (D_{3i})}$$

$$=\frac{\delta^2}{\delta_\sigma^2\sum_{i=1}^{n}\exp\left\{\dfrac{-2[(\sigma_i-\bar{\sigma})^2-\delta_\sigma^2]^2}{d_{3\max}-d_{3\min}}\right\}} \tag{2-58}$$

$$S(f)=\sqrt{Var(f)} \tag{2-59}$$

$$CV(f)=\frac{S(f)}{\hat{f}} \tag{2-60}$$

式(2-58)、式(2-59)、式(2-60)中，总体方差 $\delta^2=\delta_\tau^2-\hat{f}^2\delta_\sigma^2$。

c 的方差、标准差、变异系数分别为

$$Var(c)=\left[\frac{1}{\sum_{i=1}^{n}\nu_C\ (D_{3i})}+\frac{\bar{\sigma}^2}{\delta_\sigma^2\sum_{i=1}^{n}\nu_C\ (D_{3i})}\right]\delta^2$$

$$=\left[\frac{1}{\sum_{i=1}^{n}\nu_C\ (D_{3i})}+\frac{\bar{\sigma}^2}{\delta_\sigma^2\sum_{i=1}^{n}\exp\left\{\dfrac{-2[(\sigma_i-\bar{\sigma})^2-\delta_\sigma^2]^2}{d_{3\max}-d_{3\min}}\right\}}\right]\delta^2 \tag{2-61}$$

$$S(c)=\sqrt{Var(c)} \tag{2-62}$$

$$CV(c) = \frac{S(c)}{\bar{c}} \tag{2-63}$$

τ_i、σ_i 之间的相关系数可用下式表示：

$$r = \frac{m_{\tau\sigma}}{\sqrt{\delta_\sigma^2 \cdot \delta_\tau^2}} \tag{2-64}$$

以上各式中符号含义同前。

以上计算 c、f 及其数字特征的方程均为隐式，需要反复迭代，工作量较大。本文在推导出相应公式之后，为便于工程实际运用，编制了计算 c、f 及其数字特征值的分析计算程序 RFM－1。该程序与第四章中处理非线性岩体力学参数的计算程序 RFM－2 是作者研制的计算软件包 HMA 的一部分，使用者可通过菜单选择某一处理方法，程序将按照使用者的意愿输出所需结果，它具有智能判断功能及自动处理非常情况功能。对 RFM－1而言，其实施过程如图 2-4 所示。

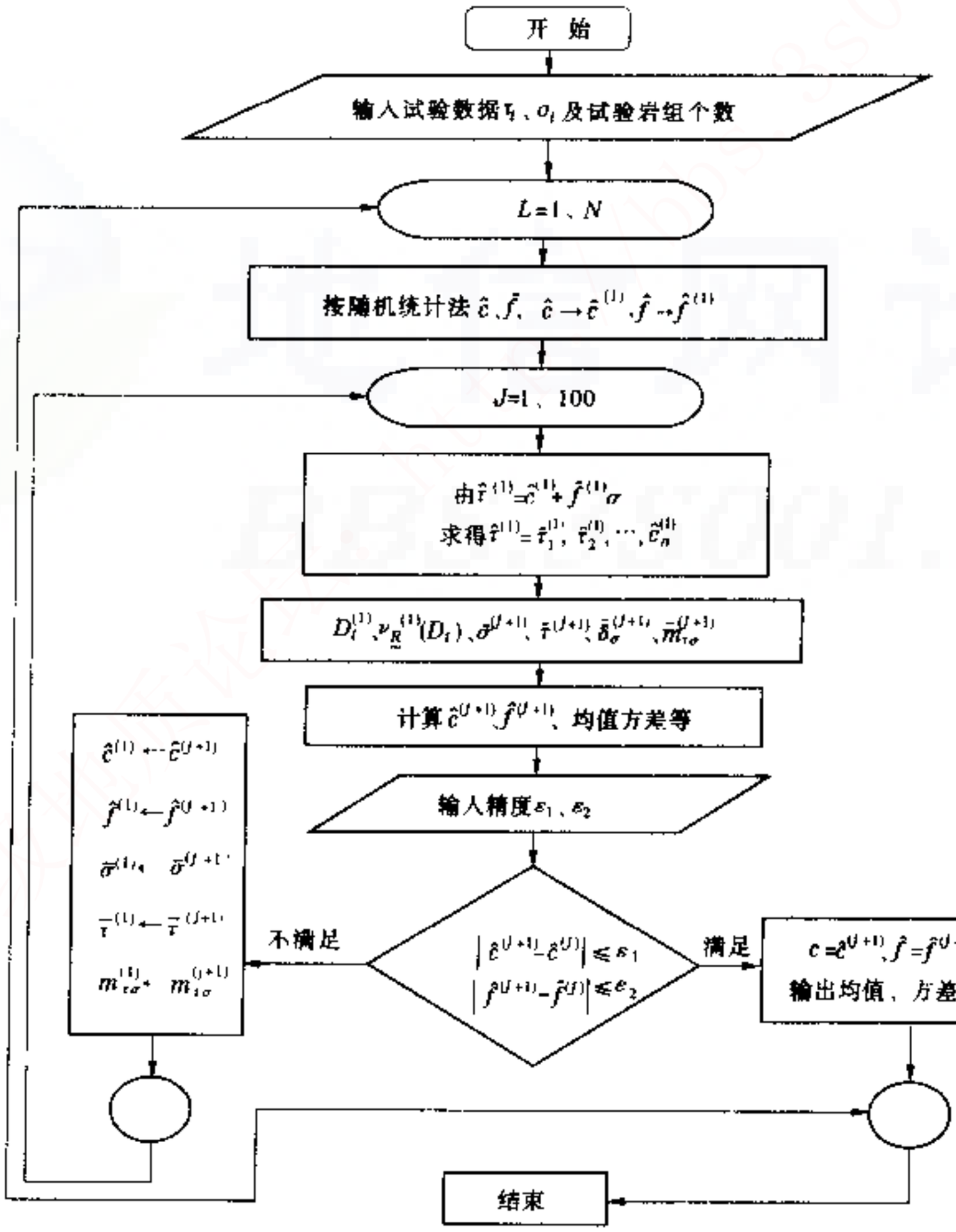


图 2-4　RFM－1 求 c、f 值的随机－模糊流程图

第 3 章　岩体力学参数的置信度研究

3.1　概　述

在第 1 章中，已经对岩体力学参数的选取现状作了综述，从而可知：对岩质边坡优化设计研究来说，最关键最重要的是岩体力学参数的选取。

在第 2 章中，已从理论上对岩体抗剪参数及变形参数的选取作了理论探讨，下面对该方法的可靠性作粗浅探讨。由第 2 章论证知：岩体力学参数的不确定性包含随机性与模糊性，因而应为随机－模糊变量。这样，基于随机思想的一些概念就不适用了，因而就不能简单地认为某一参数服从某种随机分布。那么，岩体力学各参数服从何种分布，其分布规律如何确定；另外，设计采用的岩体力学参数的置信度（亦即惯常所说的保证率）有多高；本章将对此进行探讨。

3.2　岩体力学参数的分布

3.2.1　随机变量及其分布规律

人们以往在讨论岩体力学参数的分布时，常把它视为随机变量，服从随机统计中的概率分布。这主要因为：在确定岩体力学参数时，只考虑到因取样、加工及测试等误差因素，亦即随机因素传递给力学参数的不确定性。因此，在随机试验中，把各力学参数视为随机变量，它依试验结果的改变而取不同的数值，且取值也是随机的。

设随机变量为 Z，对任一实数 x，其概率分布函数定义为：

$$F(x) = P(Z \leqslant x) \tag{3-1}$$

对于岩体力学参数而言，它一般为连续型随机变量，则其分布函数可写为：

$$F(x) = \int_{-\infty}^{x} f(t)\mathrm{d}t \tag{3-2}$$

其中，$f(x) \geqslant 0$，则 $f(x)$称为 Z 的分布密度。

常用的概率分布有以下几种。

3.2.1.1　正态分布（高斯分布）

正态分布密度为：

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \mathrm{e}^{-\frac{(x-u)^2}{2\sigma^2}} \tag{3-3}$$

式中：u、σ 分别为随机变量 Z 的数学期望值和方差。

3.2.1.2　X^2 分布

X^2 分布密度为：

$$f(x)=\begin{cases}\dfrac{1}{2^{-\frac{n}{2}}\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)}x^{\left(\frac{n}{2}-1\right)}\mathrm{e}^{-\frac{x}{2}} & (x>0)\\ 0 & (x\leqslant 0)\end{cases} \tag{3-4}$$

式中：$\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)$为 γ 函数在$\frac{n}{2}$处的值；n 为自由度。

3.2.1.3 t 分布

t 分布密度为：

$$f(t)=\frac{\Gamma\left(\frac{n+1}{2}\right)}{\sqrt{n\pi}\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)}\cdot\left(1+\frac{t^2}{n}\right)^{-\frac{n+1}{2}} \qquad (-\infty<t<\infty) \tag{3-5}$$

式中：n 为自由度。

3.2.1.4 F 分布

F 分布密度为：

$$f(Z)=\begin{cases}\dfrac{\Gamma\left(\frac{n_1+n_2}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{n_1}{2}\right)\Gamma\left(\frac{n_2}{2}\right)}\left(\frac{n_1}{n_2}\right)\cdot\left(\frac{n_1}{n_2}Z\right)^{\left(\frac{n_1}{2}-1\right)}\cdot\left(1+\frac{n_1}{n_2}Z\right)^{-\frac{n_1+n_2}{2}} & (Z>0)\\ 0 & (Z\leqslant 0)\end{cases} \tag{3-6}$$

式中：n_1、n_2 分别为第一、第二自由度。

3.2.2 随机－模糊变量概率分布

由于工程地质岩组划分的模糊性及取样测试引入的随机性，为全面反映岩体的特性，我们把岩体力学参数视为随机－模糊变量(详见 2.2)。因此，就不能简单地认为该变量服从随机概率分布规律或模糊概率分布，而应视岩体的具体特性来确定它的分布规律。研究表明：岩体力学参数的分布应该是随机－模糊分布，其分布规律由该岩体的类属模糊性与试验随机性共同决定；不同岩组的同一力学参数可能服从不同的分布规律。

3.3 岩体力学参数概率分布模型研究

3.3.1 最大熵估计原理

我们知道，岩体力学参数作为一个整体(即母体)，人们不可能获得其全部信息。尽管花费大量的人力、物力试图对母体加以研究，以期获得母体参数，但是限于理论及研究手段，也只能是获取所得样本的参数值，然后根据样本信息来估计整体特性，这便涉及信息论问题。为利用已获得的样本数据去估计最佳母体特性，确定出岩体力学参数的分布规律，必须首先选定试验概率信息的测度。

概率信息的测度常用“熵”来表示。熵原来是热力学名词，引入概率论后，用它度量剩

余信息量，现在用它来度量一个随机－模糊集合所含有的不确定性大小。现从理论上建立一个能度量这种不确定性的数学方法。

1928 年哈特利(Hartly)第一次引入经典的熵的概念，他建议用 $\ln k$ 来描述 k 个不同结局的试验的不确定性。这个度量虽然很方便，但却忽略了很多重要的因素，以至于一些不可能的结局与必然的结局会有同样的 $\ln k$。因此，商农(C. E. Shannon)修正了哈特利的方法，提出新的定义。文献[77]论述了商农的熵在信息不确定性及模糊集合中的作用，证明了它作为概率信息测度的惟一性。因此，本文采用商农的熵作为岩体力学参数试验概率信息的测度。

最大熵估计原理的数学表述为：设有限集合 X 有 n 个元素，各元素的概率分别为 $p=(p_1,p_2,\cdots,p_n)$，使函数

$$H(p_1,p_2,\cdots,p_n)=-\sum_{i=1}^{n}p_i\log_2 p_i \tag{3-7}$$

在约束条件下达到最大。这些约束条件包括：与所研究问题有关的数据组成的约束条件$(\omega_1,\omega_2,\cdots)$及一般约束条件。即：

$$p_i>0 \tag{3-8}$$

$$\sum_{i=1}^{n}p_i=1 \tag{3-9}$$

文献[78]、[79]已从理论上证明了最大熵估计原理的正确性。选用商农的熵作为岩体力学参数的概率信息测度后，可用此原理来估计岩体力学参数的概率分布。与随机概率不同的是，估计参数概率分布时，由于试验信息即试验样本值是随机－模糊变量，因此必须采用一个能够反映这种特性的新约束条件——概率分布与可能性分布的一致条件。

前人已经论述了概率分布与可能性分布的一致性关系，简而言之即为：可能性高并不意味着概率高，概率低并不说明可能性低。反之，可能性低则概率也低；若可能性为零，则相应的概率必为零，且概率不能超过可能性程度。

以上可能性原则可表述为：设变量 $X=(x_1,x_2,\cdots,x_n)$ 的可能性 $\pi=(\pi_1,\pi_2,\cdots,\pi_n)$，概率 $p=(p_1,p_2,\cdots,p_n)$，那么一致性可表示为：

$$\alpha=\pi_1p_1+\pi_2p_2+\cdots+\pi_np_n \tag{3-10}$$

3.3.2 岩体力学参数概率分布模型

设岩体力学参数在模糊集合 A 中取值$(x_1,x_2,\cdots,x_n)$，其概率为 $p=(p_1,p_2,\cdots,p_n)$，可能性 $\pi=(\pi_1,\pi_2,\cdots,\pi_n)$，由上所述，则岩体力学参数的概率分布问题可归结为以下最优化问题。

目标函数：

$$H=-\sum_{i=1}^{n}p_i\log_2 p_i=\max \tag{3-11}$$

约束条件：

$$\sum_{i=1}^{n}p_i\pi_i=\alpha \tag{3-12}$$

$$\sum_{i=1}^{n} p_i x_i = \bar{x} \tag{3-13}$$

$$\sum_{i=1}^{n} p_i = 1 \tag{3-14}$$

$$p_i > 0 \tag{3-15}$$

式中：α 为常数；n 为样本个数；$\bar{x}$ 为随机－模糊均值。

按商农的定义，目标函数可写成：

$$H = -\sum_{i=1}^{n} p_i \ln p_i = \max \tag{3-16}$$

文献[79]证明了可能性分布与隶属函数相同，即：

$$\mu_A(x_i) = \pi(x_i) = \mu_i \tag{3-17}$$

则式(3-12)可写成：

$$\sum_{i=1}^{n} \mu_i p_i = \alpha \tag{3-18}$$

对以上线性规划问题，给定不同的 α 值，可得到不同的分布 p，但只有一个 α_0 使得 p 满足一致性条件式(3-10)。对于岩体力学参数的同一样本来说，亦应有：

$$p(x_i) \leqslant p(x_j) \quad (\mu_A(x_i) \leqslant \mu_A(x_j)) \tag{3-19}$$

为使得以上线性规划问题的解 p 满足式(3-19)，必须逐步逼近，不断寻求满足式(3-11)～式(3-19)的 α 值。

基于以上分析，求解岩体力学参数分布的线性规划可用下式来代替。

目标函数：

$$H = -\sum_{i=1}^{n} p_i \ln p_i = \max \tag{3-20}$$

约束条件：

$$\sum_{i=1}^{n} p_i \mu_i = \alpha \tag{3-21}$$

$$\sum_{i=1}^{n} p_i x_i = x \tag{3-22}$$

$$\sum_{i=1}^{n} p_i = 1 \tag{3-23}$$

$$p_i > 0 \tag{3-24}$$

$$p(x_i) \leqslant p(x_j) \quad (\mu_A(x_i) \leqslant \mu_A(x_j)) \tag{3-25}$$

在解上述线性规划时，可用单纯形法逼近式(3-20)、式(3-21)及式(3-23)，求得相应的解 p，然后看是否适合式(3-24)、式(3-25)，若不符合则根据上次结果调整 α 值，再逼近，最终可求得其解有如下形式：

$$p_i = \exp[-(1 + \lambda_0) - \lambda_1 \mu_i] \tag{3-26}$$

$$\lambda_0 = \ln \sum_{i=1}^{n} \exp(-\lambda_1 \mu_i) - 1 \tag{3-27}$$

式(3-27)中 λ_1 可由下式求得：

$$\sum_{i=1}^{n}(\alpha - \mu_i)\exp(-\lambda_1\mu_i) = 0 \tag{3-28}$$

则岩体力学参数分布即可得到。

3.4 岩体变形参数置信度研究

3.4.1 岩体力学参数置信度数学模型

在第 2 章中，对岩体抗剪强度和变形参数的选取进行了研究，并且与其他方法进行了对比。但是，基于岩体力学参数服从随机－模糊分布的理论，上述选取的参数值有多大的保证率呢？为此，本节将对岩体力学参数的置信度进行探讨。限于时间和理论水平，未能深入地研究这个问题，这里仅对变形参数的置信度加以粗浅分析。

设变形参数母体为 Ω，由 n 组试验确定的样本值为 $X=(x_1,x_2,\cdots,x_n)$，它的随机－模糊概率已由上节给出，即 $p=(p_1,p_2,\cdots,p_n)$，其分布密度函数为 $f(x)$，分布函数为 $F(x)$，则有：

$$p_i(X < x_i) = F(x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} f(t)dt \tag{3-29}$$

式(3-29)可由图 3-1 表示。

若给定置信因子 β，则分析数学模型为：

$$p(X < x_i) = \beta \tag{3-30}$$

或写成：

$$p(x \geqslant x_i) = \int_{x_i}^{+\infty} f(t)\mathrm{d}t = 1-\beta \tag{3-31}$$

对于岩体变形参数，其分布函数已由式(3-26)给出，则其分布密度为(以 μ_i 为变量)：

$$f(\mu_i) = -\lambda_1\exp[-(1+\lambda_0)-\lambda_1\mu_i] \tag{3-32}$$

为研究置信问题，提出“置信阈值”概念。

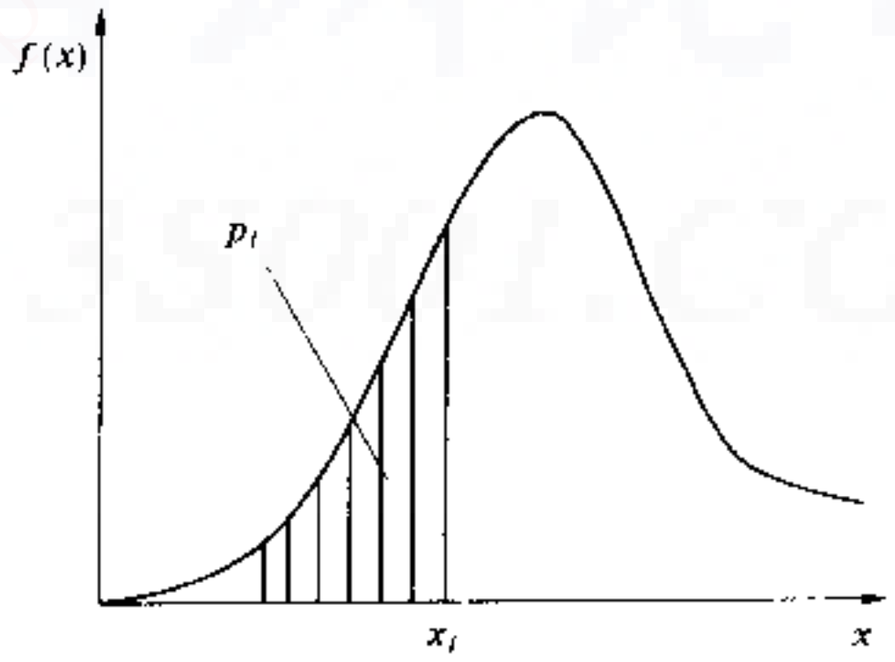


图 3-1 一般分布模型

[定义] 对于样本值 x_i，其可能性为 μ_β，若

$$F(\mu_\beta) = \int_{\mu_\beta}^{+\infty} f(t)\mathrm{d}t = 1-\beta \tag{3-33}$$

则 μ_β 称为置信阈值，它确定了一个取值区间；$(1-\beta)$ 为置信度，表示参数落在置信阈值所定义的区间的可靠程度。此定义可直观地表示为图 3-2。

由此定义，在一定的置信度$(1-\beta)$下，可由式(3-33)确定出 μ_β，进而可检验所给参数的置信度。需要说明的是，$(1-\beta)$在经典统计理论中称为“置信概率”，μ_β 为“单侧置信下限”。

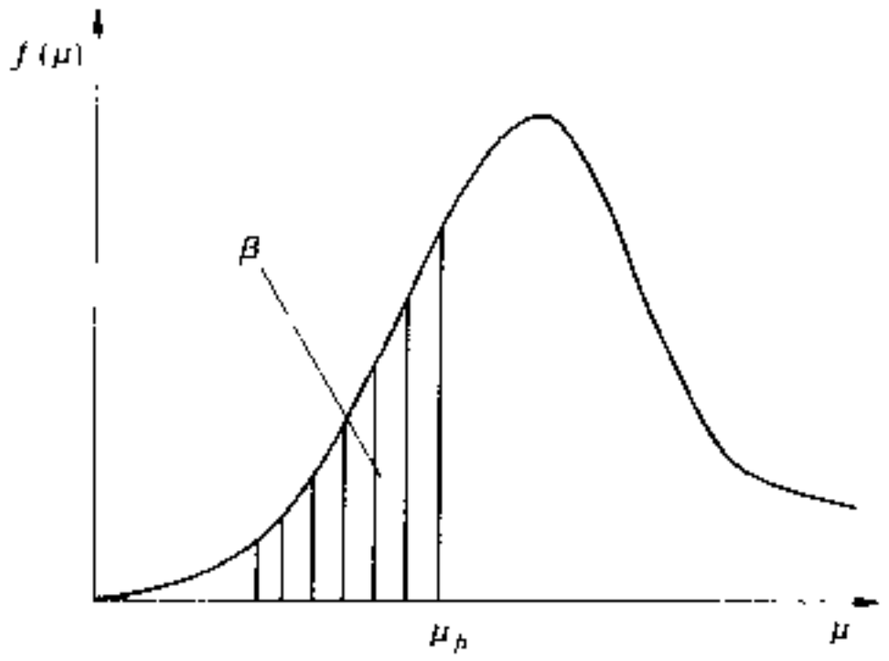


图 3-2　置信度数学模型

3.4.2　测试数据可靠性检验

岩体力学参数的取得通常是通过室内或现场试验测试，因而对测试数据的处理是工程参数取值的重要环节。对于一组测试数据而言，不可避免地会出现参差不齐现象，其成因即有物理方面的原因，又有取样原则与取样方法的原因，以至于个别数据有较大的离散性，从而缺乏代表性和真实性，使得测试样本值里混入了异常值。若这个子样混入来自其他母体的数据，必定会影响到整个参数的确定，若这个受异常值影响的参数应用于工程设计、计算，严重时会导致工程设计的重大失误。若花费大量的人力、物力在室内或现场进行大量试验以获取大子样，异常值对参数影响较小，不至于造成明显的偏差，但这在工程实践中常因工期、经费等原因而难以做到。工程技术人员获取的数据常常是小子样，这样必须要有一定的数学方法对子样值加以处理，以保证岩体力学参数的可靠性、真实性。因此，本文依据岩体力学参数的随机－模糊不确定性，利用 3.4.1 节中提出的“置信阈值”的概念，提出了测试数据可靠性检验的方法。

设样本值为 $X=(x_1,x_2,\cdots,x_n)$，为随机－模糊变量，其隶属度为 $\mu_A(x_i)=\mu_i$，则其概率分布如式(3-26)所示，可靠性检验方法为：

(1)计算出各测试数据的隶属度 μ_i；

(2)给出置信度$(1-\beta)$，利用式(3-33)计算出该力学参数在此置信度下的置信阈值 μ_β；

(3)剔除异常值。分别把每个数据的 μ_i 与 μ_β 相比较，若 $\mu_i<\mu_\beta$，则认为该测试数据是异常值，予以剔除。

经过这一检验过程，可对测试数据进行处理，从而得出具有一定置信度、真实的力学参数。

据随机－模糊理论，岩体力学参数具有随机不确定性和模糊不确定性，其分布服从随机－模糊概率规律。因而，利用文中给出的置信度模型可对岩体力学参数的选取进行评价，从而使工程应用中的参数更合理、更符合实际。同时，对有限的测试数据，运用提出的可靠性检验方法，可对异常数据进行检验，排除异常值，从而使得测试数据更好地反映研究对象的真实特性，避免出现参数取值偏差。

第 4 章　宝泉抽水蓄能电站岩体力学参数取值研究

4.1　工程概况

宝泉抽水蓄能电站位于河南省辉县市薄壁镇峪河河段，是在宝泉水库的基础上扩建的一座大型抽水蓄能电站，距郑州市 130km，距新乡 45km，距焦作 34km，交通较便利（图 4-1）。原宝泉水库大坝为浆砌石重力坝，建于 1973 年 7 月，1981 年因经费不足停工，复建于 1989 年 10 月，到 1994 年竣工，最终坝高 115m，库容 8 400 万 m^3，是以灌溉为主、结合发电兼顾防洪的综合性水利工程。随着国民经济的发展，为缓解周围城镇的供电紧张局面，决定在峪河左岸的东沟兴建上库抽水蓄能电站——宝泉抽水蓄能电站。

宝泉抽水蓄能电站坝高 104m，库容 870 万 m^3，最大水头 552m，总装机容量为 120 万 kW，规划居全国第三位，仅次于广州抽水蓄能电站及浙江的天荒坪抽水蓄能电站。该电站建成后可对郑州、新乡及焦作供电，使豫北供电紧张局势得到相当程度的缓解。

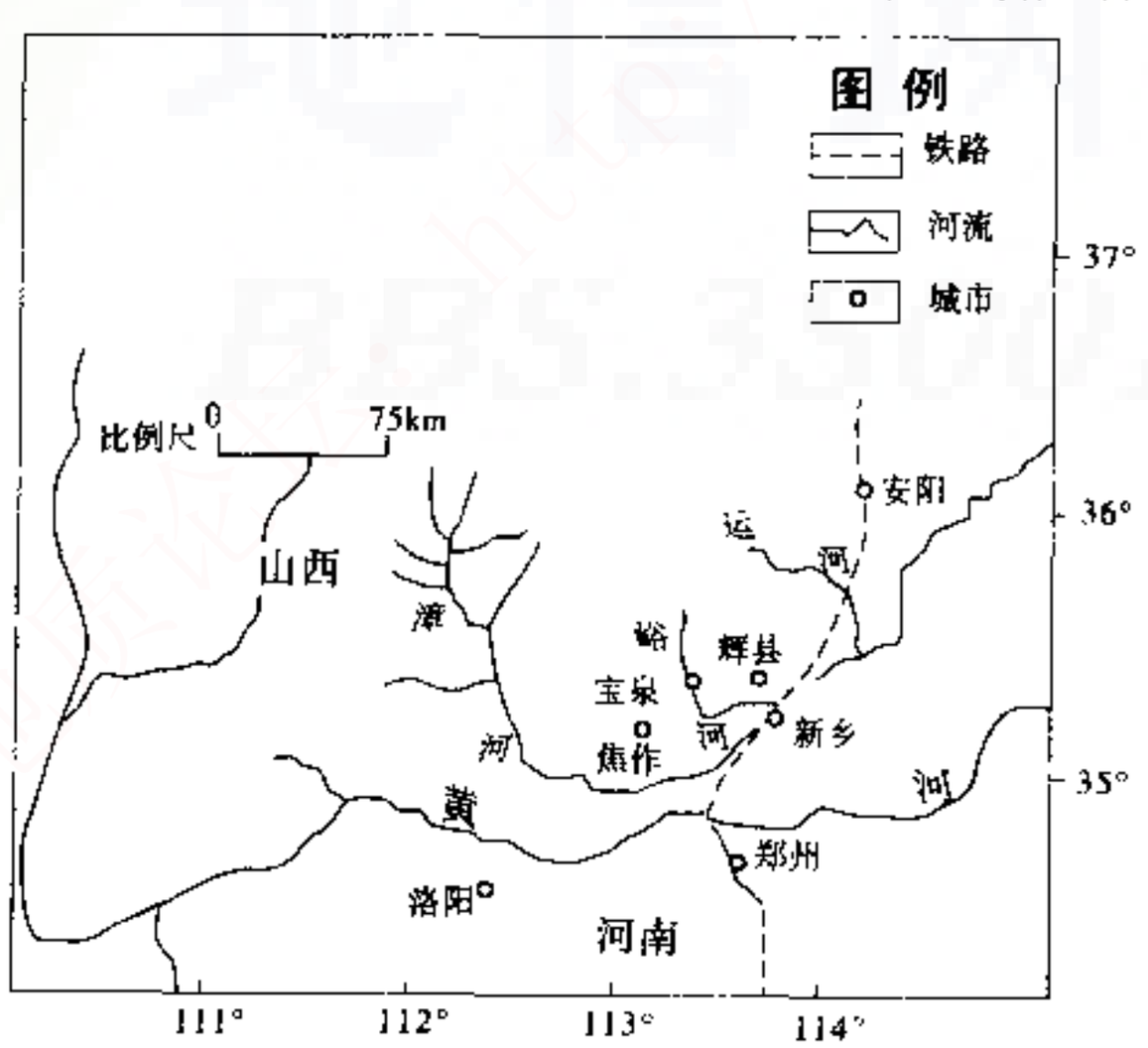


图 4-1　宝泉抽水蓄能电站位置图

4.2　工程地质条件

宝泉抽水蓄能电站工程处于太行山中隆起之南，秦岭东西向复杂构造带以北，即东南山字形构造体系的前弧东翼和新华夏系太行山隆起带的复合部位。区内前元古代基底构

造以紧闭线状褶曲为主,其上的盖层发育高角度正断层,表现为一系列的山前断裂。坝址区地质条件如下。

4.2.1 地形地貌

坝址区为峡谷地形,电站所在的东沟总体走向为库尾由北向南至东沟村转向由东向西,总长约2km。河谷呈对称U形,比降为4%,谷底宽150~400m。左岸为狼山,山体较宽厚,走向240°,坡度为8°~90°,一般为30°~40°,最大高程为1 080m;右岸为关山,总体走向290°,自然坡度为10°~90°,一般为20°~30°,最大高程为1 283m。主体建筑区山体宽厚,750m以上基岩大部分裸露,750m以下被坡积物、洪积物及崩积物覆盖。

4.2.2 地层岩性

本区出露的地层主要有太古界登封群、元古界汝阳群、古生界寒武系及新生界第四系,与主体建筑有关的主要为寒武系。地层自下而上主要有以下几层。

4.2.2.1 太古界登封群(Ar)

太古界登封群主要为灰色黑云斜长片麻岩、花岗岩状片麻岩,片麻理一般走向290°~320°,倾向SW,倾角20°~30°,主要出露于宝泉下库坝基、坝肩处,顶部高程440~480m,与上覆盖层呈角度不整合接触。

4.2.2.2 元古界汝阳群(Pt^2ry^2)

元古界汝阳群为浅红、灰白色中厚层状浅变质石英岩。中上部夹有层状砂质页岩,顶面高程640~660m,总厚156m,出露于上库库底及下库两岸上部,与上覆地层呈平行不整合接触。该地层致密坚硬,强度大。

4.2.2.3 古生界寒武系(∈)

古生界寒武系包括下统馒头组、毛庄组,中统徐庄组、张夏组,主要出露于上库两岸及其附近。

1)馒头组($∈_1m$)

馒头组为一套滨浅海相沉积,岩性以泥灰岩为主,夹有钙质页岩、灰岩,顶界高程750~770m,平均厚度约100m,该地层组成上库底盘与坝基,根据岩性组合及水文地质特性,将其分为以下几个岩段。

(1)$∈_1m^1$:底部为灰色砂页岩,泥灰岩位于下部,含燧石结核,较软,易风化;中部为中厚层状灰岩,裂隙发育,小溶洞、小断裂发育;上部为浅黄色泥灰岩,较软,易风化。该段顶面高程660~680m,平均厚度18m。该岩段断层发育,岩体稳定性较差,为透水层。

(2)$∈_1m^2$:为杂色泥灰岩、灰岩、页岩,由下向上钙质增多,泥质成分减少,岩体致密,形成地形较陡。顶面高程为710~730m,平均厚度47m。

(3)$∈_1m^3$:灰黄、灰绿色泥灰岩为主,顶面高程为730~750m ,平均厚度13m。

(4)$∈_1m^4$:紫红色粉砂岩,顶面高程740~760m,平均厚度13m。

(5)$∈_1m^5$:为泥质条带灰岩,平均厚度8m。

2)毛庄组($∈_1mz$)

毛庄组出露于上库两岸,顶面高程为790~810m,平均厚度为38m。下段为砂质页

岩，上段为灰色灰岩。

3)徐庄组($\in_2 x$)

徐庄组出露于上库两岸上方，顶界高程870～900m，平均厚度89m，依岩性分为三段：

(1)$\in_2 x^1$：红色钙质页岩，夹中厚层粉砂岩，顶面高程820～850m，厚约37m。

(2)$\in_2 x^2$：为石英岩及钙质页岩，厚26m。

(3)$\in_2 x^3$：页岩、灰岩互层，厚26m。

4)张夏组($\in_2 z$)

张夏组分布于上库蓄水位以上。下部为泥灰岩，中、上部为一套灰色巨厚灰岩，最大厚度140m左右。

4.2.2.4 新生界第四系(Q)

第四系主要为上更新统(Q_3)及全新统(Q_4)的坡积物、冲积物及崩积物，呈半胶结状态，与下伏地层呈角度不整合接触，分布于河床、沟谷及山坡上。

4.2.3 地质构造

库区附近的岩层波状起伏，构造以断裂为主。

4.2.3.1 断层

坝区内断层皆为高角度的正断层，其走向为90°～120°，断距大于5m的断层主要有以下几种。

1)马武庄断层(F_8)

马武庄断层位于下库马武庄北侧，距下库下坝线0.5km，切割Ar，产状为180°∠85°，断层带宽22m，影响带宽7m，规模较大。

2)风门口断层(F_1)

风门口断层位于库尾风门口及上库右坝肩，在库区内延伸长度约2.4km，切割∈地层，总体走向110°，产状为180°∠75°，断距约9m；断层两盘岩层近于水平。

3)风门口南断层(F_2)

风门口南断层位于风门口南侧，与F_1形成地堑，走向120°，倾向北，倾角80°，断层面平整、光滑，发育钙质薄膜，断层带宽0.9m，断距5～17m。

4)向阳洼断层(F_3)

向阳洼断层出露于上库右岸，切割馒头组，断层面较平滑，影响带宽1.9m，断距约6m。

5)小垛断层束(F_4、F_5、F_6)

小垛断层束出露于上库左坝肩小垛一带，切割$\in_1 x$、$\in_1 mz$，由三条小断层F_4、F_5、F_6组成，产状一致，走向90°～180°，倾向0～10°，倾角80°～85°，两盘接触紧密，该断层束宽15.4m，总断距7m。

6)葫芦串断层(F_7)

葫芦串断层在葫芦串一带出露，切割$\in_2 x$、$\in_1 mz$、$\in_1 m$、$Pt^2 ry^2$、Ar，由多条断层组成，走向55°，倾向东南或西北，倾角80°，断距20～30m。

7)西山大顶断层(F_9)

西山大顶断层出露于西山大顶一带，切割$\in_1 m$、$Pt^2 ry^2$，走向近EW，倾向南，倾角

75°～80°，带宽约 1m，垂直断距 5m 左右。

4.2.3.2 节理

本区发育两套节理。

1)发育于元古界和古生界的两组节理

一组节理走向 70°～100°，倾向 160°～190°，倾角 88°，壁面平整光滑，闭合，部分为方解石脉充填，延伸长度不大于 10m，一般密度为 2～3 条/m；另一组节理走向 170°～190°，倾向 80°～100°，倾角 88°，壁面粗糙，闭合，密度为 6 条/m。

2)发育于太古界登封群的两组节理

一组走向 30°～50°，最为发育；另一组走向 310°～315°，倾角近于直立，延伸 1～10m，无充填物。

4.2.4 水文地质条件

根据含水介质及地下水赋存条件，本区地下水可分为以下三类。

4.2.4.1 岩溶裂隙水

岩溶裂隙水为本区地下水的主要形式，主要分布于寒武系地层中，分上、中、下三层。下层赋存于馒头组中，中层赋存于毛庄组二段灰岩中，上层赋存于张夏组灰岩中。

4.2.4.2 基岩裂隙水

基岩裂隙水主要赋存于元古界、太古界地层中，一般泉流量不大。

4.2.4.3 松散岩类孔隙水

松散岩类孔隙水赋存于峪河、东沟河床及山前平原的砂砾石堆积物中，为潜水，属中—强透水层，接受大气降水补给。

4.2.5 坝址区岩体分类

根据与工程直接相关的岩性组合，可把坝址区的主要岩体分为以下六类：灰岩、泥灰岩、钙质页岩、粉砂岩、含钙质条带粉砂岩及石英岩。典型的工程地质剖面如图 4-2 所示，

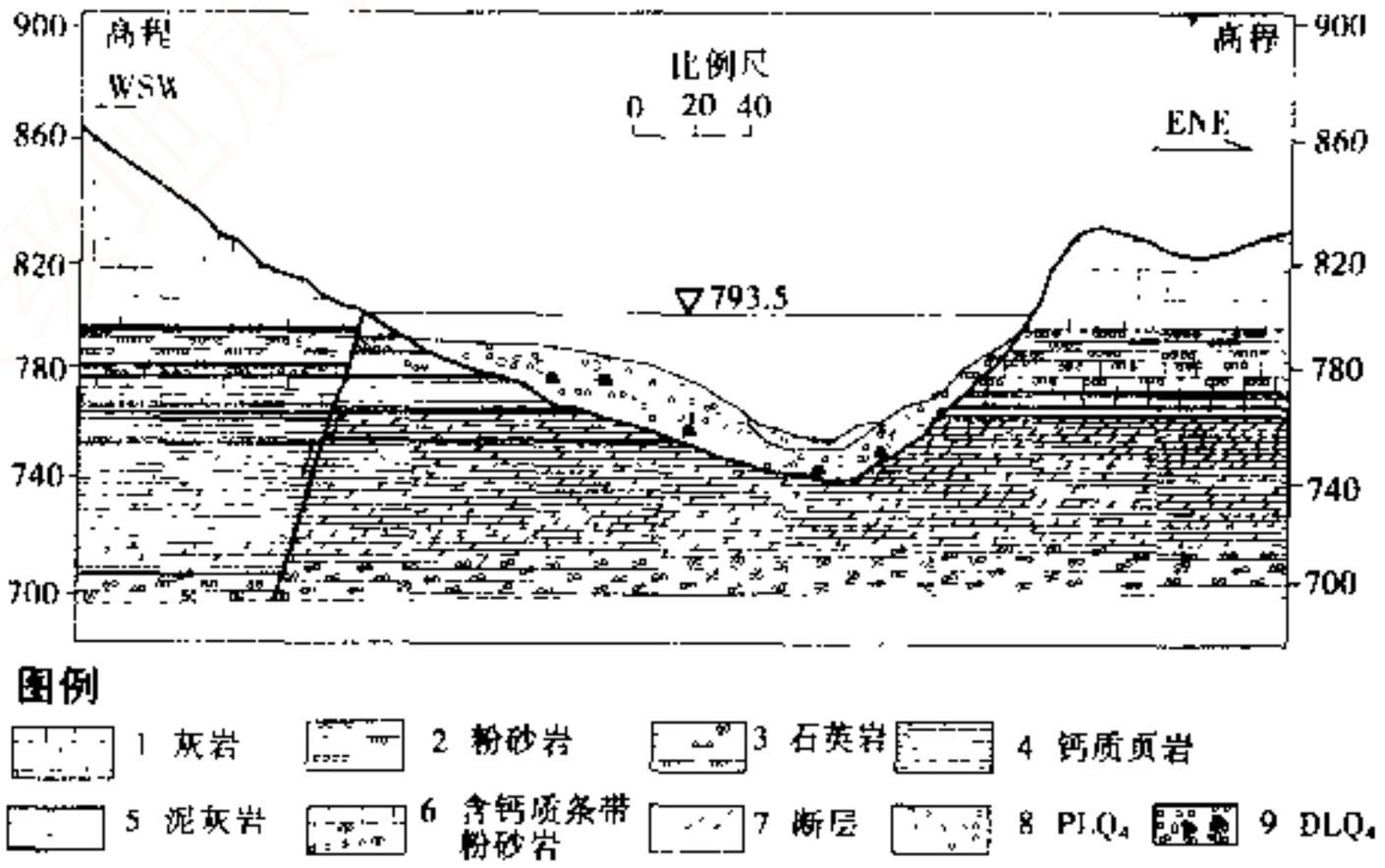


图 4-2 电站典型工程地质剖面图(单位:m)

各岩类的工程地质性状详见 4.2.2。本章的有关讨论也主要以这六类岩石进行。

4.3 室内试验

4.3.1 取样

按照 1981 年水电部《水利水电工程岩石试验规程》及 1989 年国标《岩石试验方法标准》,试样选取要具有代表性,并且尽量靠近其他试验取样部位,以便比较。岩样尺寸为 20cm×20cm×20cm。

4.3.2 试件制备

垂直层面钻取岩芯,每块岩样钻取 4 块,试件尺寸为 ϕ5cm×10cm,其制备程序及精度符合规程要求,并用真空抽气法对其进行饱和。

4.3.3 试验内容及仪器

按照工程要求,对工程的主要岩石进行了以下试验并采用相应的仪器:

(1)室内三轴试验,采用日本产 TC-355A 岩石高压三轴仪。

(2)声波波速试验,采用汕头 CTS-25 非金属超声波检测仪,200kHz 换能器。

(3)抗压强度试验,采用上海 WE1000kW 液压式万能材料试验机。

(4)中型剪试验。

4.3.4 试验标准

试验标准完全按照《水利水电工程岩石试验规程》及其补充部分和《岩石试验方法标准》的要求,对试件进行试验。

4.3.5 试验结果整理

通过中型抗剪试验,确定出结构岩体的抗剪强度,由抗压试验确定出岩体的抗压强度。利用声波波速试验确定出岩体的动弹模 E_d、动剪切模量 G_d、动拉梅系数等;而通过三轴试验确定出岩体的抗剪参数、静弹模 E、及泊松比 μ、拉梅常数 λ、静剪切模量 G 等参数。这些指标的具体计算见《水利水电工程岩石试验规程》及文献[54]。

4.4 岩体力学参数的确定

4.4.1 抗剪参数计算结果

依据宝泉抽水蓄能电站室内抗剪试验资料,本节主要针对该工程内的灰岩、钙质页岩、含钙质条带粉砂岩、泥灰岩、石英岩及粉砂岩等组岩石进行了随机-模糊计算,确定出了各类岩石的 c、f 值,并把结果与点群中心法、最小二乘法作了对比(表 4-1)。根据表

表 4-1　宝泉抽水蓄能电站抗剪强度参数表

岩石名称	点群中心法		最小二乘法						随机－模糊法					
	c (MPa)	$\frac{f}{\varphi(°)}$	c (MPa)	$S(c)$	$CV(c)$	$\frac{f}{\varphi(°)}$	$S(f)$	$CV(f)$	c (MPa)	$S(c)$	$CV(c)$	$\frac{f}{\varphi(°)}$	$S(f)$	$CV(f)$
灰岩	17.00	1.39 54.18	18.12	5.556	0.307	1.23 50.90	40.18	0.790	18.00	4.352	0.242	1.29 52.30	21.980	0.420
钙质页岩	24.50	0.81 39.01	26.30	10.93	0.42	0.72 35.78	31.32	0.875	25.54	7.50	0.294	0.79 38.47	28.48	0.740
含钙质条带粉砂岩	2.50	1.29 52.22	1.05	0.967	0.929	1.47 55.76	40.02	0.718	2.03	0.397	0.196	1.38 54.01	31.77	0.588
粉砂岩	5.50	1.24 51.12	8.46	3.966	0.469	1.13 48.37	25.97	0.537	7.05	2.175	0.309	1.20 50.08	20.49	0.409
泥灰岩	10.50	0.88 41.35	15.70	6.891	0.439	0.73 35.96	20.166	0.561	12.79	5.991	0.468	0.81 38.87	4.957	0.128
石英岩	10.00	3.12 72.21	16.96	3.299	0.795	2.22 65.71	10.715	0.163	13.975	2.549	0.182	2.66 69.37	5.483	0.079

4-1 中列的 c、f 值，可写出各岩石关于 τ、σ 的线性回归方程(见表 4-2)[90,91,92,94]。

表 4-2　回归方程式

岩石名称	点群中心法	最小二乘法	随机－模糊法
灰 岩	$\tau=17.00+1.39\sigma$	$\tau=18.12+1.23\sigma$	$\tau=18.00+1.29\sigma$
钙质页岩	$\tau=24.50+0.81\sigma$	$\tau=26.30+0.72\sigma$	$\tau=25.54+0.79\sigma$
含钙质条带粉砂岩	$\tau=2.50+1.29\sigma$	$\tau=1.05+1.47\sigma$	$\tau=2.03+1.38\sigma$
粉 砂 岩	$\tau=5.50+1.24\sigma$	$\tau=8.46+1.13\sigma$	$\tau=7.05+1.20\sigma$
泥 灰 岩	$\tau=10.50+0.88\sigma$	$\tau=15.70+0.73\sigma$	$\tau=12.79+0.81\sigma$
石 英 岩	$\tau=10.00+3.12\sigma$	$\tau=16.96+2.22\sigma$	$\tau=13.975+2.66\sigma$

4.4.2　成果对比

为检验 $\tilde{c}$、$\tilde{f}$ 值波动情况，利用式(2-59)、式(2-60)及式(2-62)、式(2-63)计算了 $\tilde{c}$、$\tilde{f}$ 的标准差及变异系数，并与最小二乘法作了对比(表 4-1)。从表 4-1 可看出：随机－模糊法提出的 c、f，其变异系数远小于最小二乘法，说明用随机－模糊法计算 c、f 更为合理。

为了更直观地了解三种方法与试验值的符合程度，分别把各方法得到的方程绘成如图 4-3～图 4-8 所示，并点绘出抗剪试验数值。从六类岩石三种方法比较图可以看出：随机－模糊法得出的回归方程与试验点的整体符合程度较其他两种方法要高，进一步说明用此方法得到的 c、f 值更具代表性。

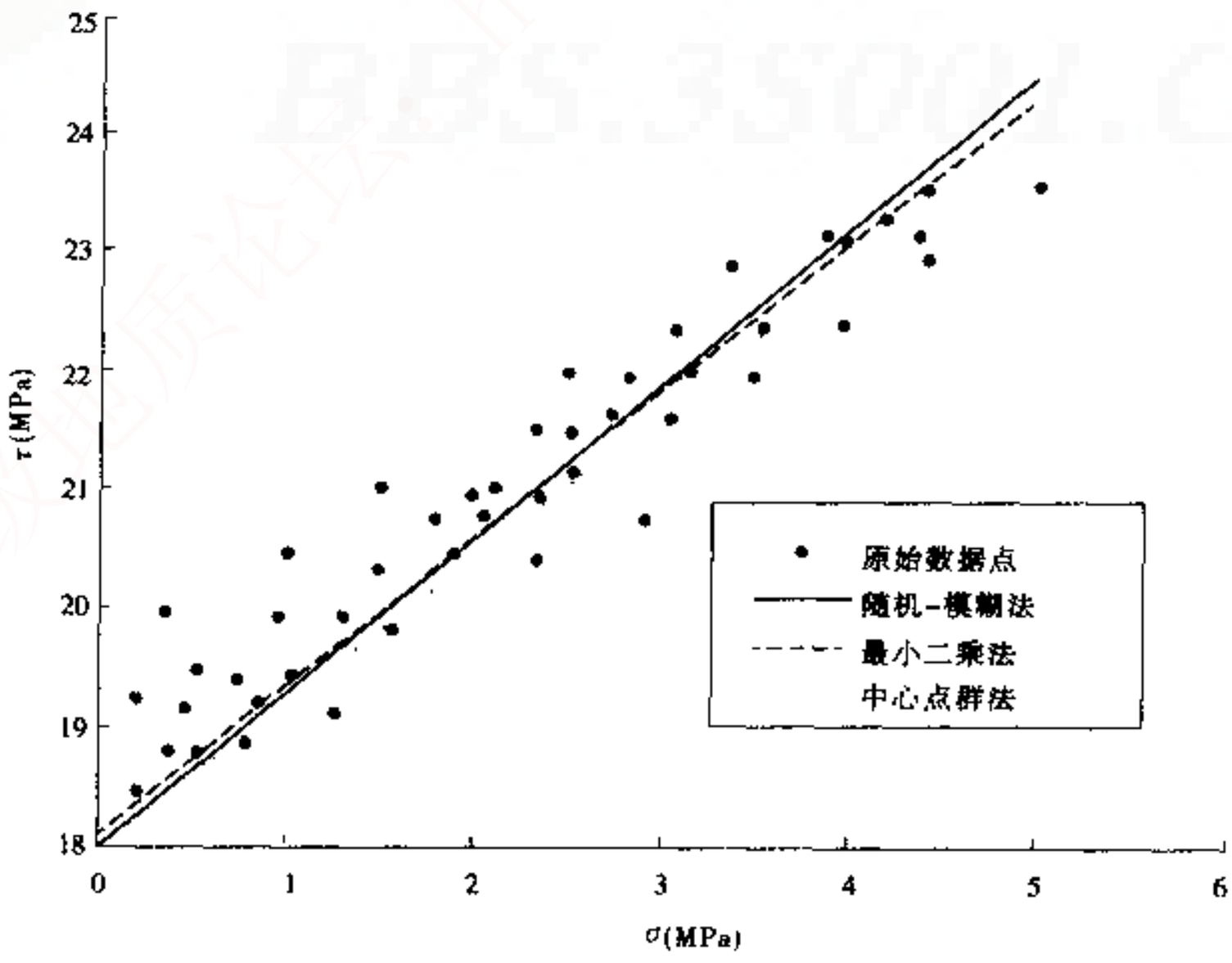


图 4-3　灰岩三种方法比较图

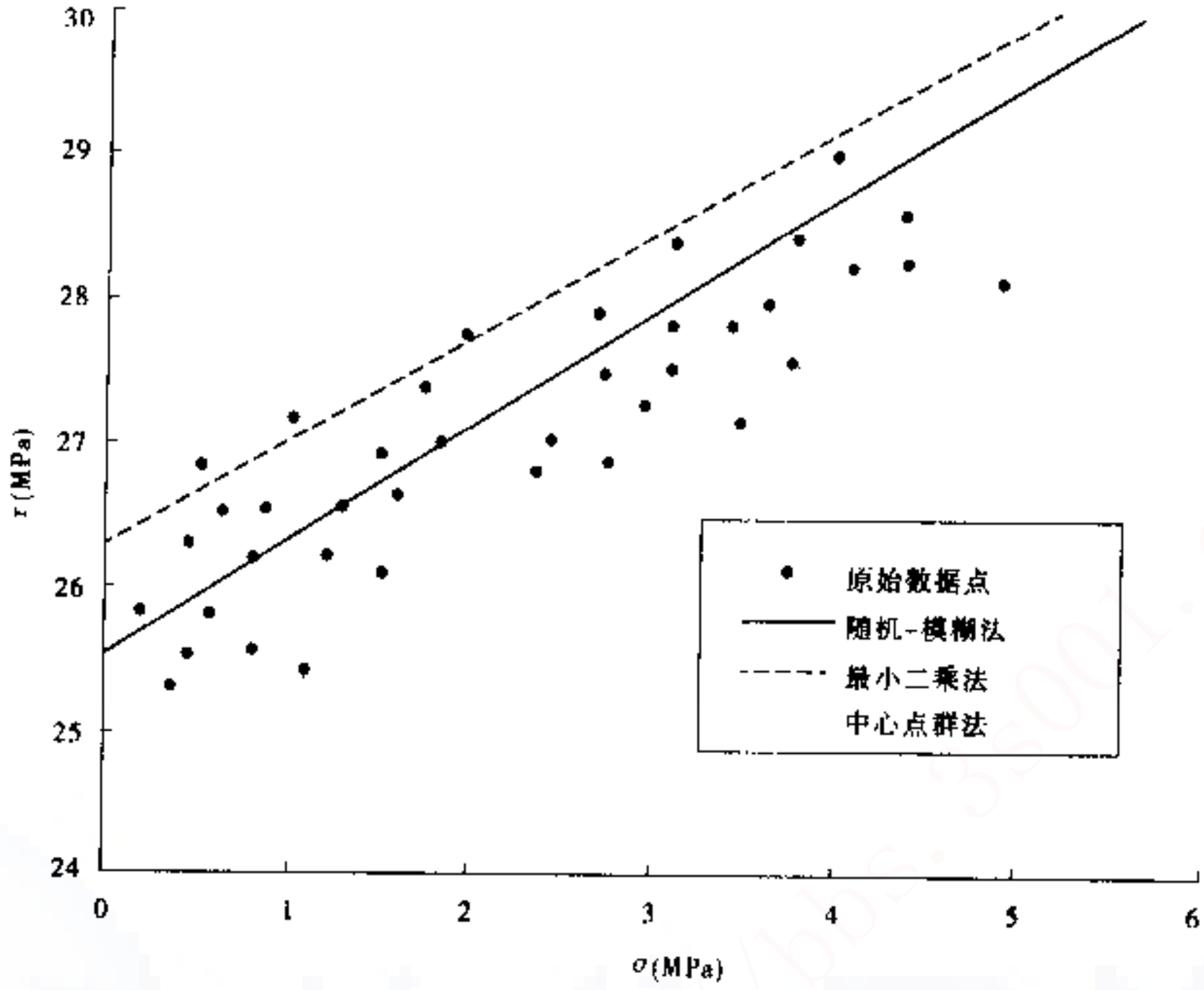


图 4-4　钙质页岩三种方法比较图

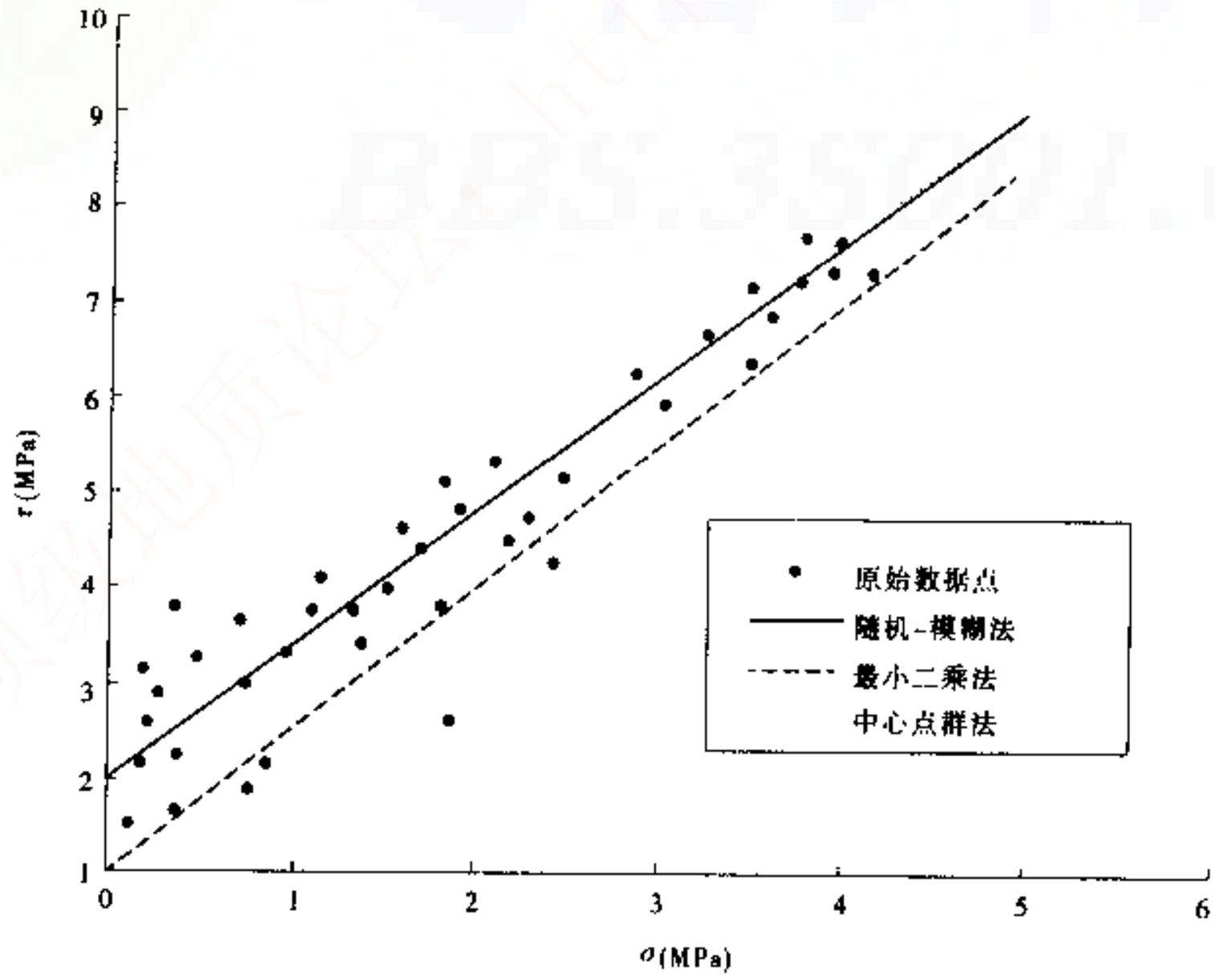


图 4-5　含钙质条带粉砂岩三种方法比较图

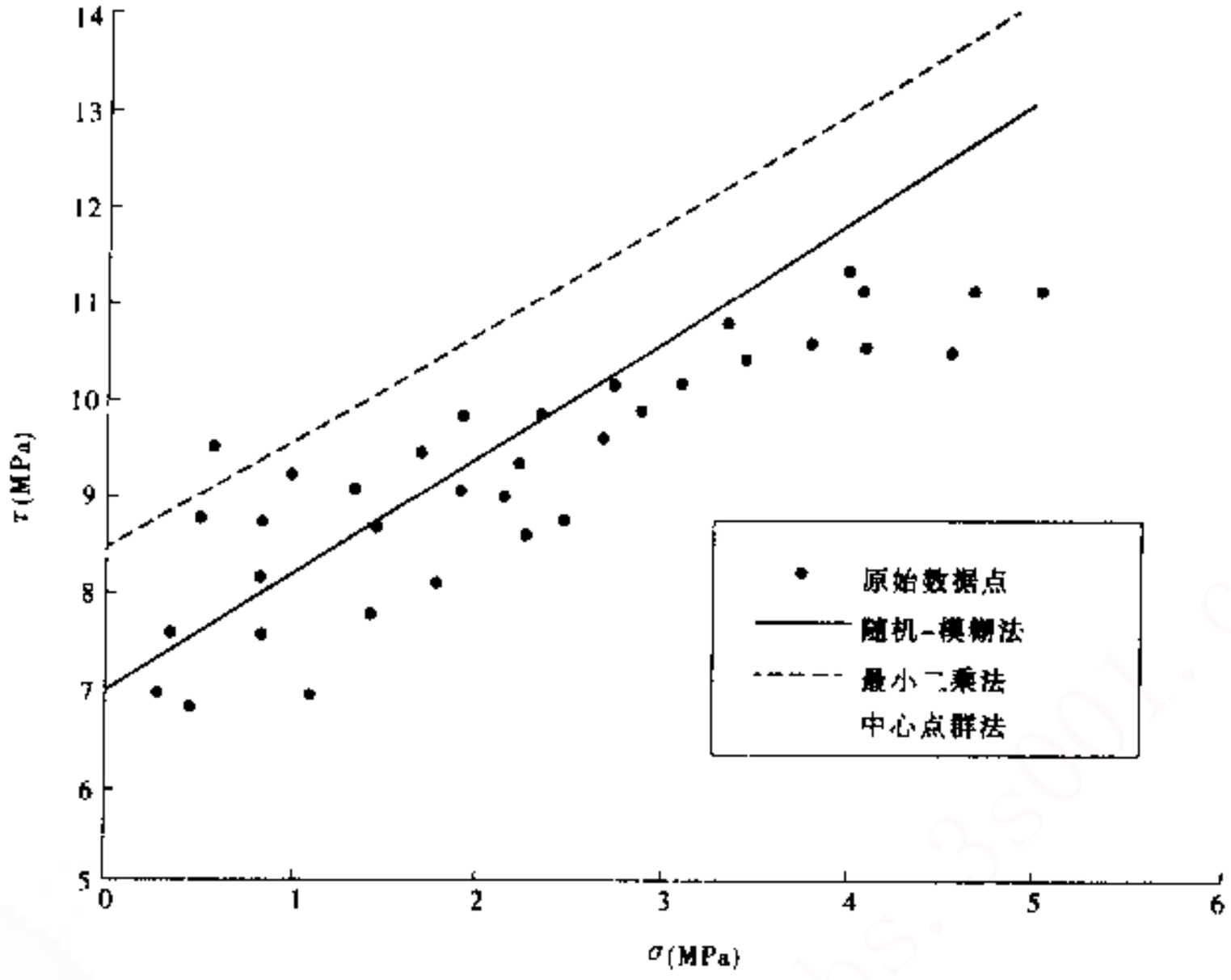


图 4-6　粉砂岩三种方法比较图

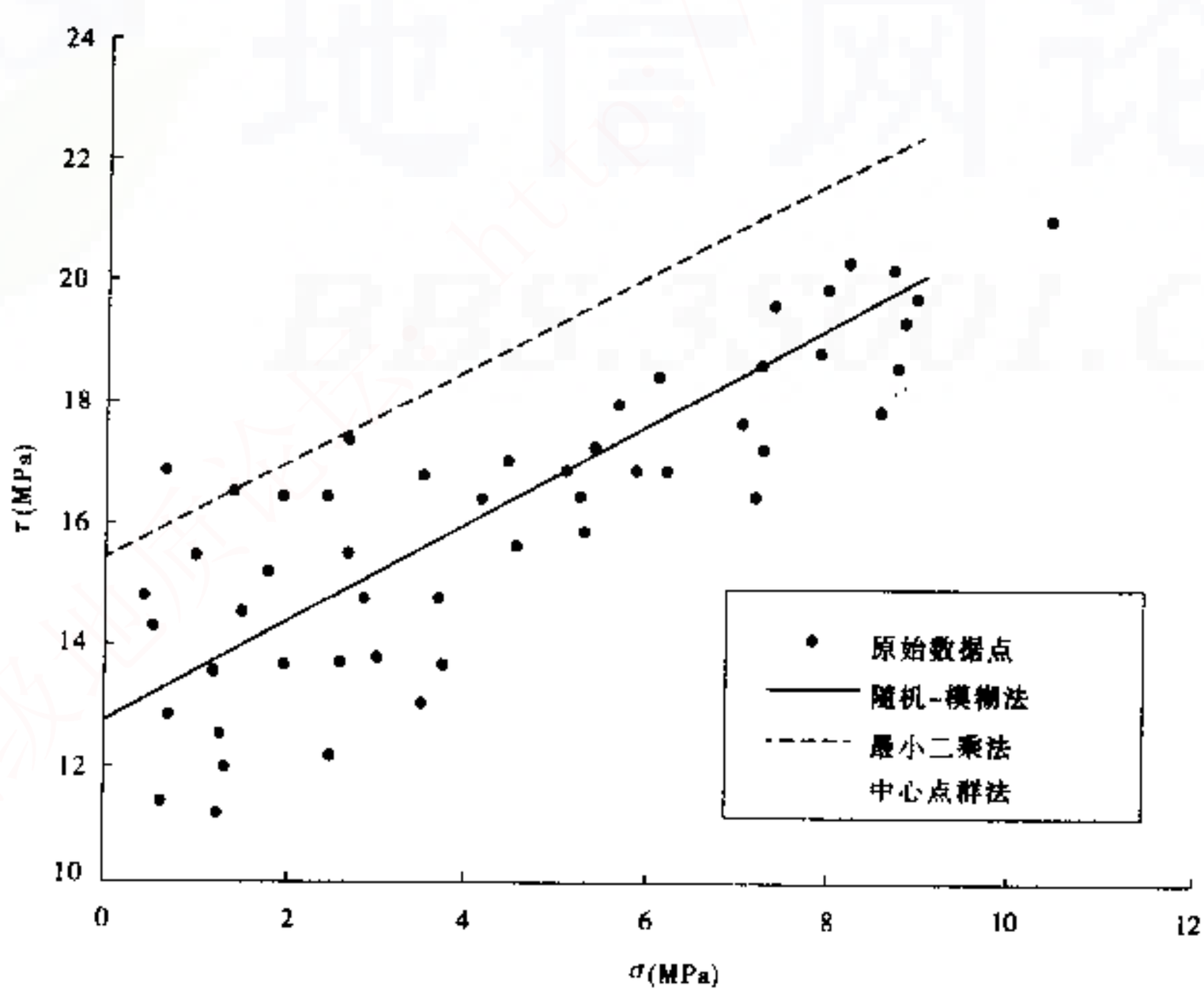


图 4-7　泥灰岩三种方法比较图

4.4.3　变形参数置信度数学模型

以宝泉抽水蓄能电站坝址区石英岩为例，其静弹模(E_s)试验值列于表 4-3，求解式

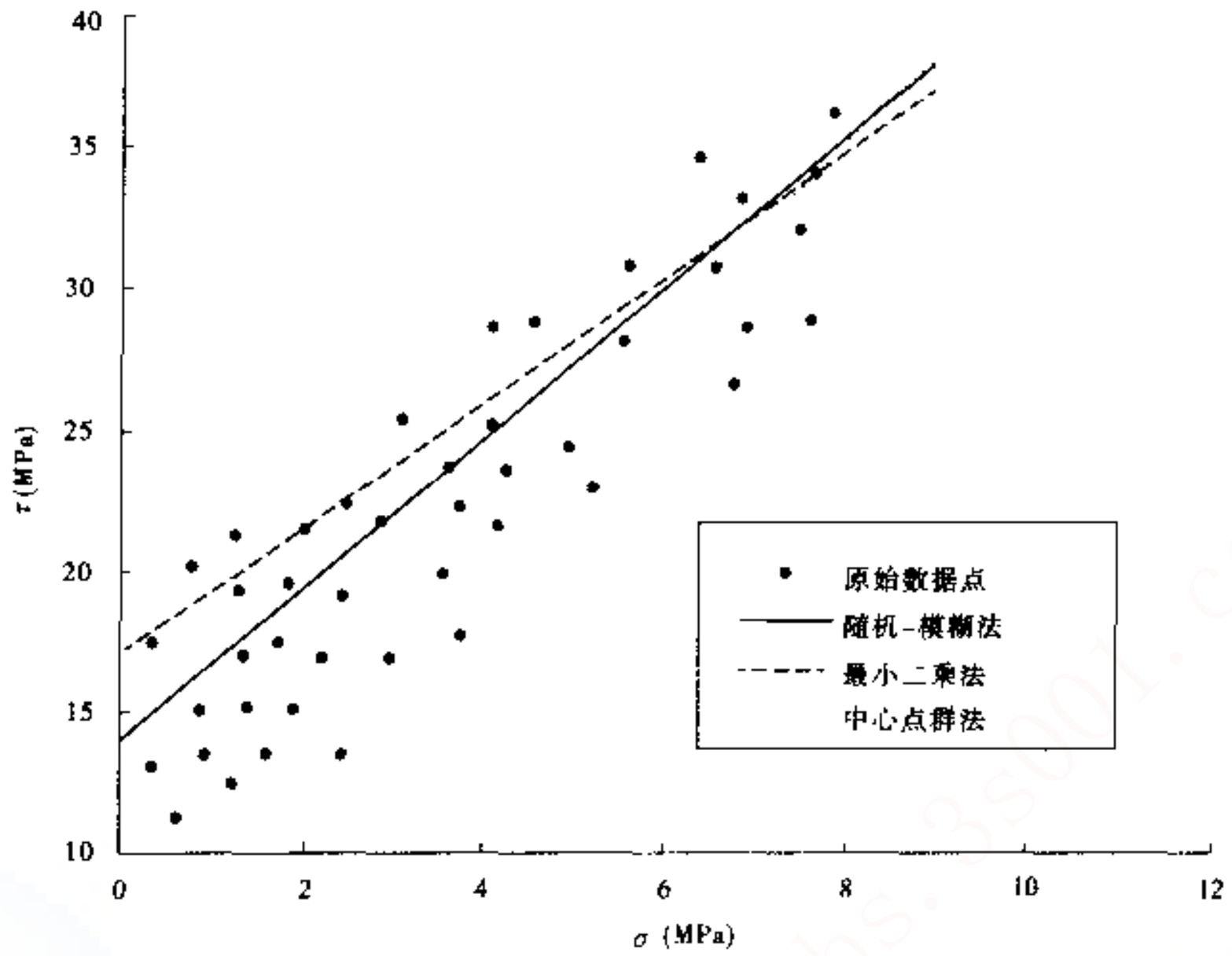


图 4-8　石英岩三种方法比较图

(3-20)～式(3-25)线性规划问题,即可得到石英岩静弹模随机－模糊概率分布函数为:

$$p(E_s) = \exp[-(1+\lambda_0) - \lambda_1 \mu(E_s)] \tag{4-1}$$

其中:$\lambda_0 = 1.4$,$\lambda_1 = -0.8$,可由式(3-27)、式(3-28)求得。

计算过程中,采用式(2-35)计算 E_s 均值,由式(3-33)计算出其可能分布 p_i,计算结果列于表 4-3。

表 4-3　石英岩隶属度分布与概率分布计算表

试件编号	66－1	66－2	66－3	66－6	71－1	71－2	71－3
E_s($\times 10^3$MPa)	81.15	71.50	72.48	52.30	57.78	47.78	43.52
μ_i	0.134 81	0.479 91	0.434 04	0.937 09	0.996 11	0.765 74	0.558 43
p_i	0.101	0.133	0.128	0.191	0.201	0.142	0.104
均 值	$\bar{E}_s = 56.70(\times 10^3 \text{MPa})$						

从表 4-3 中可直观地看出,该石英岩的可能性分布与概率分布满足一致性条件。

根据式(4-1),可求得其随机－模糊概率分布密度:

$$f(\mu) = 0.8e^{(0.8\mu - 2.4)} \tag{4-2}$$

若给定置信度$(1-\beta)=95\%$,则置信阈值为:

$$\mu_\beta = 0.417\,3$$

进而,对于该石英岩,若取均值为其设计弹性模量,则通过计算得到该值的可能性 $\mu = 0.973\,4$,因而可认为石英岩弹性模量取为 56.70($\times 10^3$MPa)的置信度为 95%。

4.5 岩体变形参数的分析研究

宝泉抽水蓄能电站岩体变形参数的测定主要采用了室内三轴试验、超声波法等。本章依据室内动、静试验结果，分析了该工程岩石应力(σ)－应变(ε)曲线特性，并研究了各组岩石的纵波波速(v_p)、动弹性模量(E_d)、静弹性模量(E_s)之间的相关关系，提出用随机－模糊原理研究岩体变形参数的新方法。

4.5.1 岩体变形特性分析

根据宝泉抽水蓄能电站的岩组工程分类，对该工程的六类不同岩组的岩石进行了46组室内三轴试验，所得的应力(σ)－应变(ε)曲线按岩类分为6组，如图4-9～图4-14所示。

从图4-9～图4-14中可看出，对于不同类型的岩石而言，由于其受试件制备、应力状态及本身特性的影响，即使岩性相同，但各自的应力(σ)－应变(ε)曲线也不尽相同。因此，根据6组变形曲线，可把该工程主要岩体的变形特性分为以下几种类型。

(1)弹性的：变形曲线是一直线或近似直线，直到岩体突然破坏为止，且破坏为脆性破坏，岩体在荷载作用下，变形近似成比例增加，变形模量大致为常数，这类曲线主要出现在部分粉砂岩及部分石英岩中，如图4-12、图4-14所示。

(2)弹塑性的：岩体在荷载作用下，曲线开始近似呈直线，当荷载增至一定值后，曲线向下弯曲，且随应力逐渐增大，曲线斜率愈小，直到破坏，如泥灰岩(图4-13)、钙质页岩(图4-10)、含钙质条带粉砂岩(图4-11)、大部分粉砂岩(图4-12)、灰岩(图4-9)等。

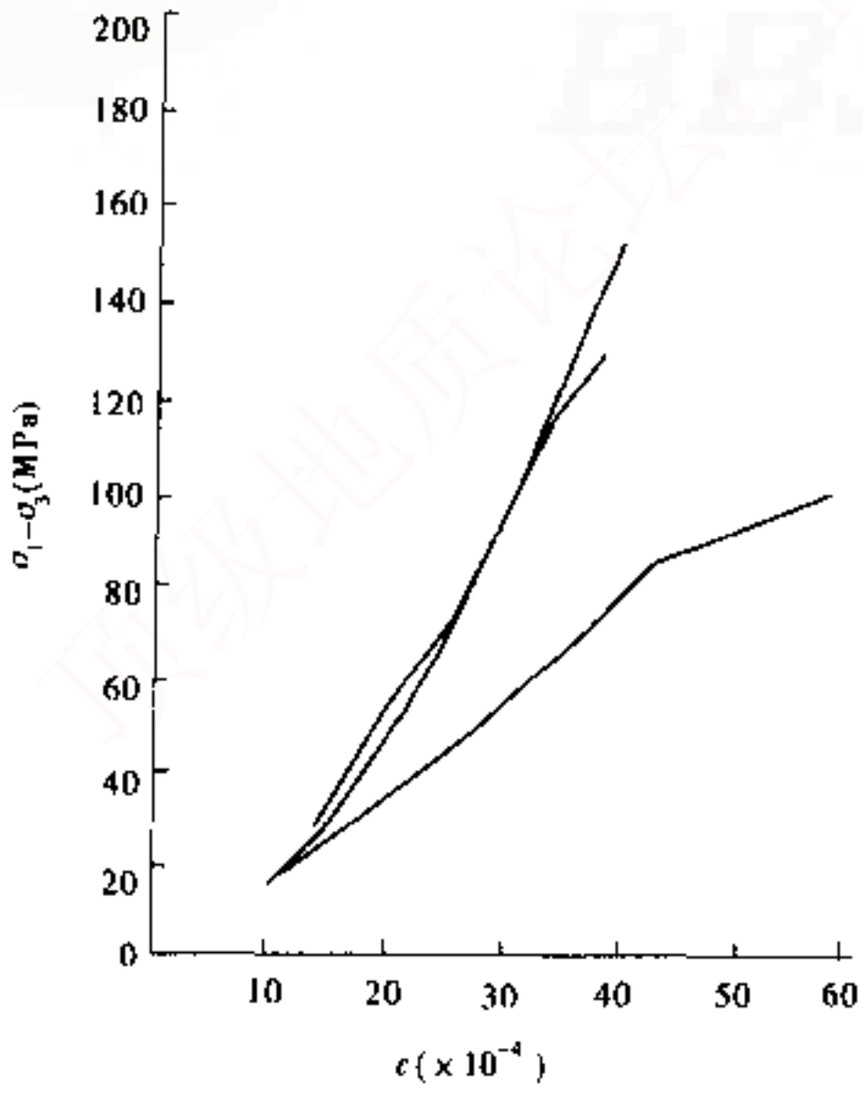


图4-9 灰岩应力－应变曲线

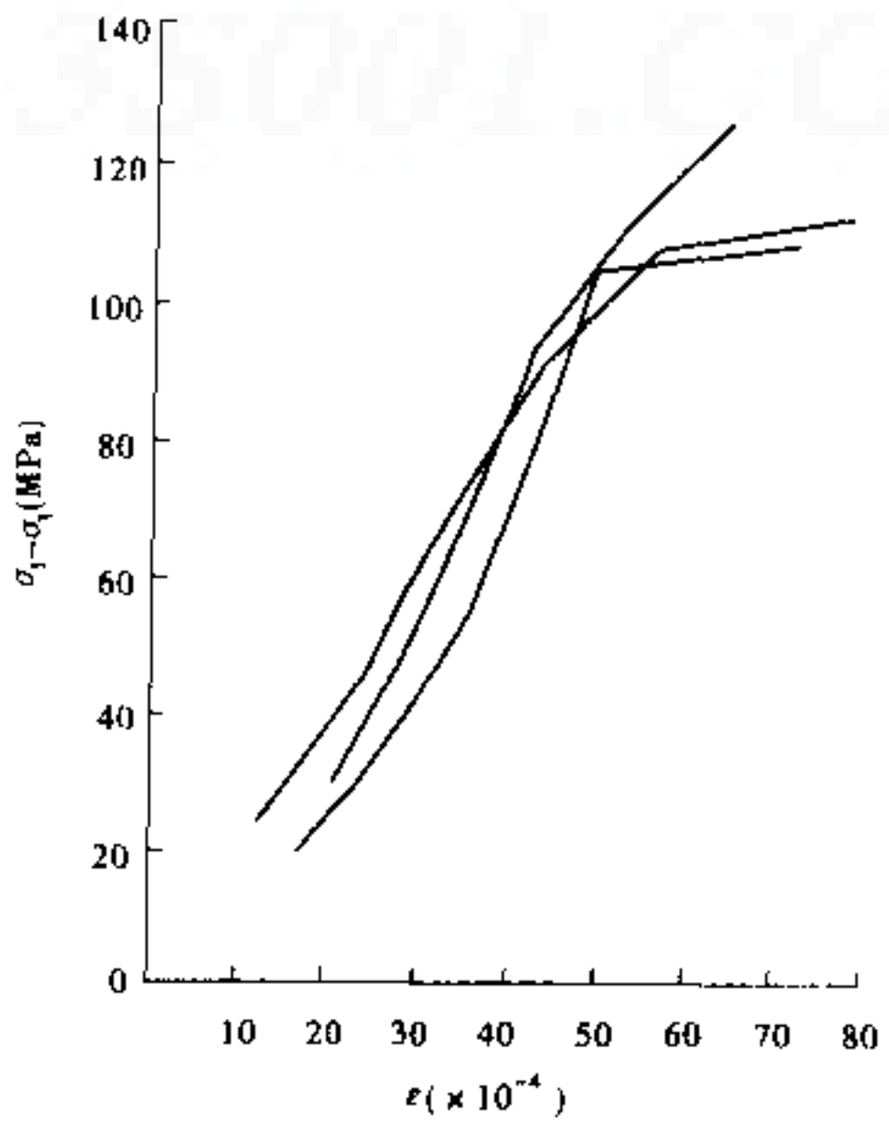


图4-10 钙质页岩应力－应变曲线

(3)塑弹性的:应力较低时,曲线向上凹,应力增到一定值后,近似呈直线型,如大部分石英岩(图 4-14)。

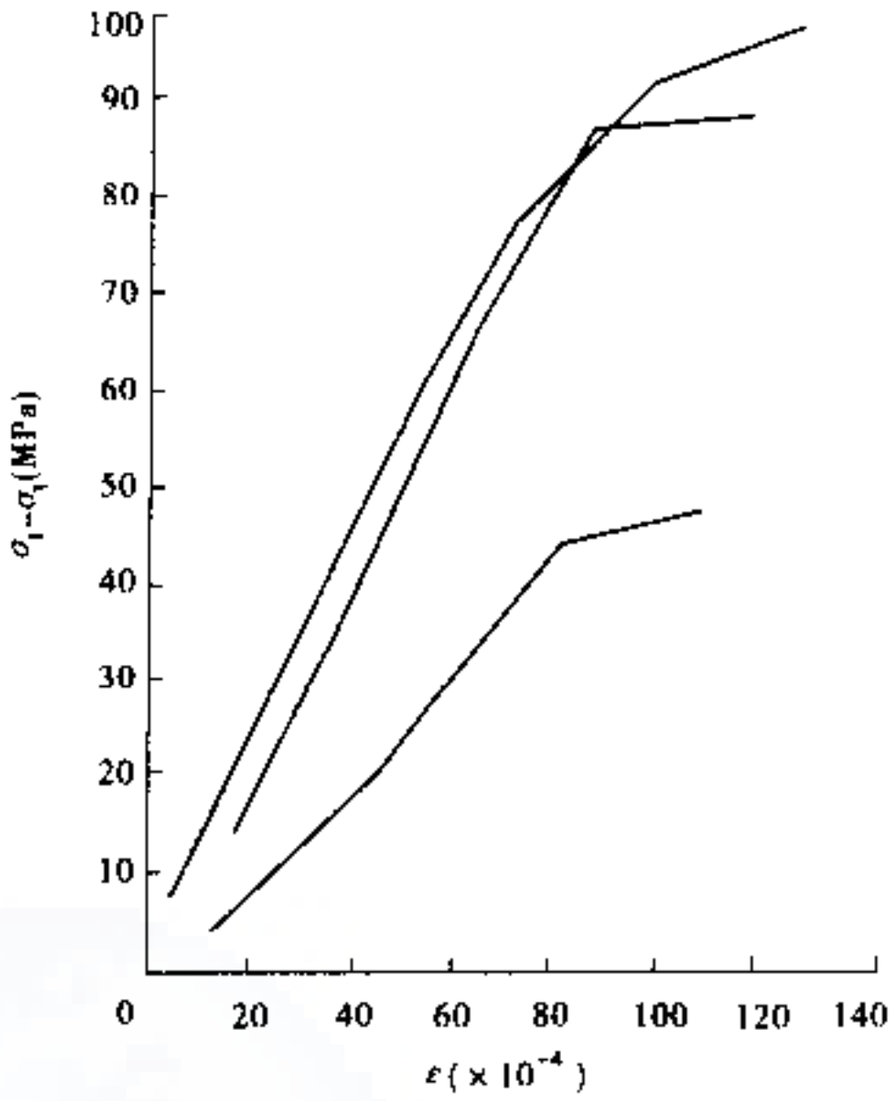


图 4-11　含钙质条带粉砂岩应力－应变曲线

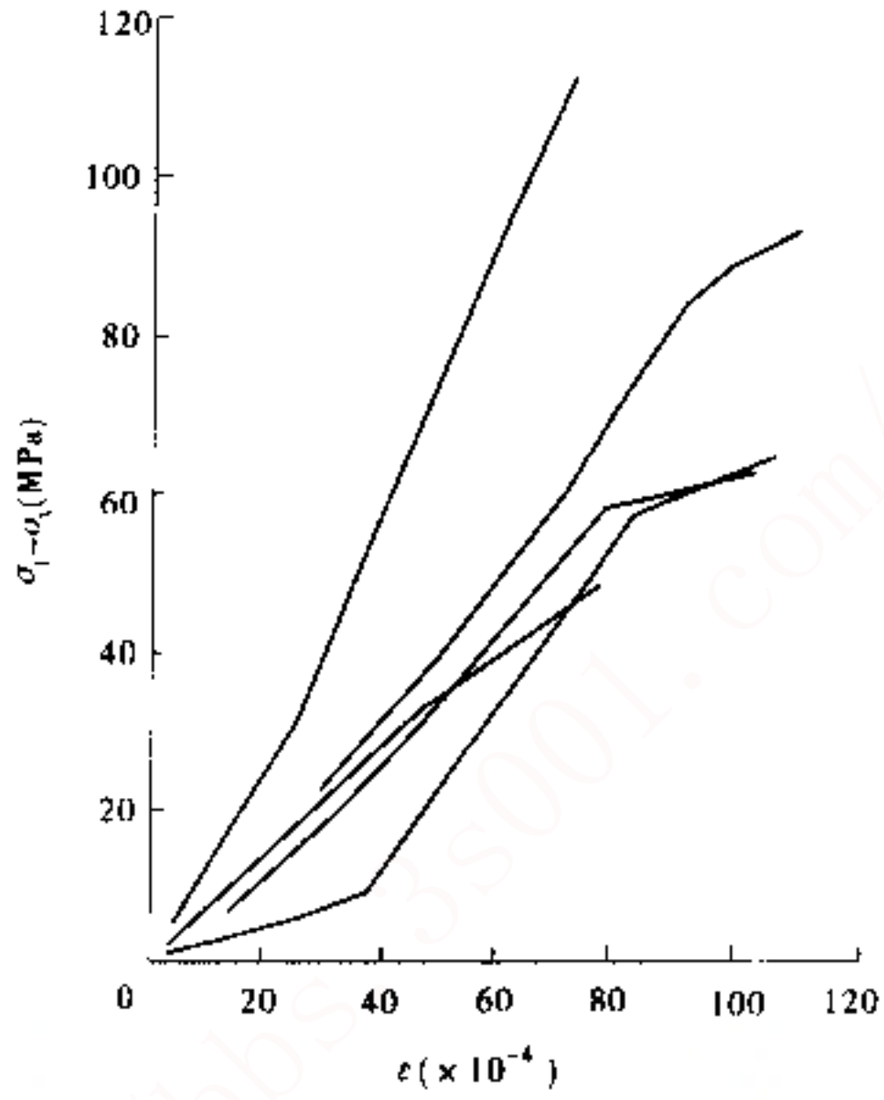


图 4-12　粉砂岩应力－应变曲线

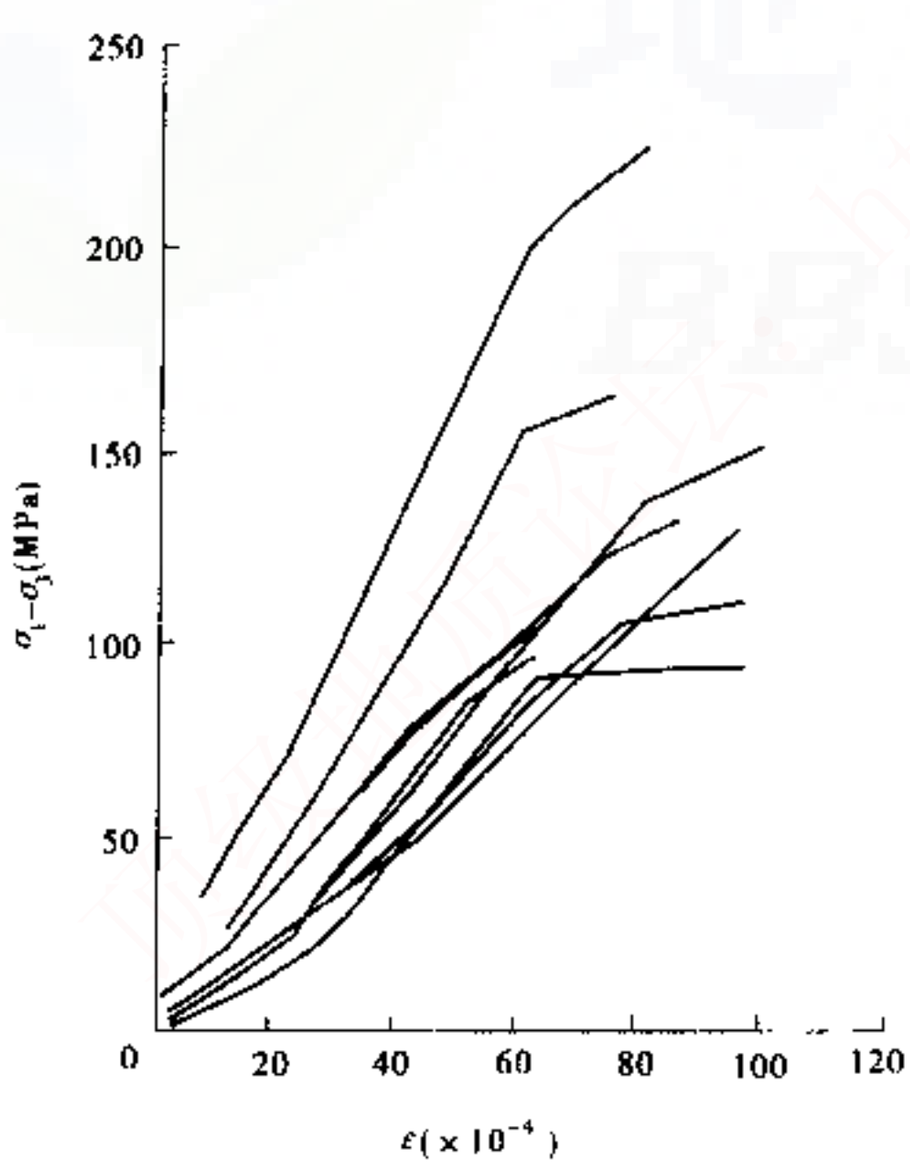


图 4-13　泥灰岩应力－应变曲线

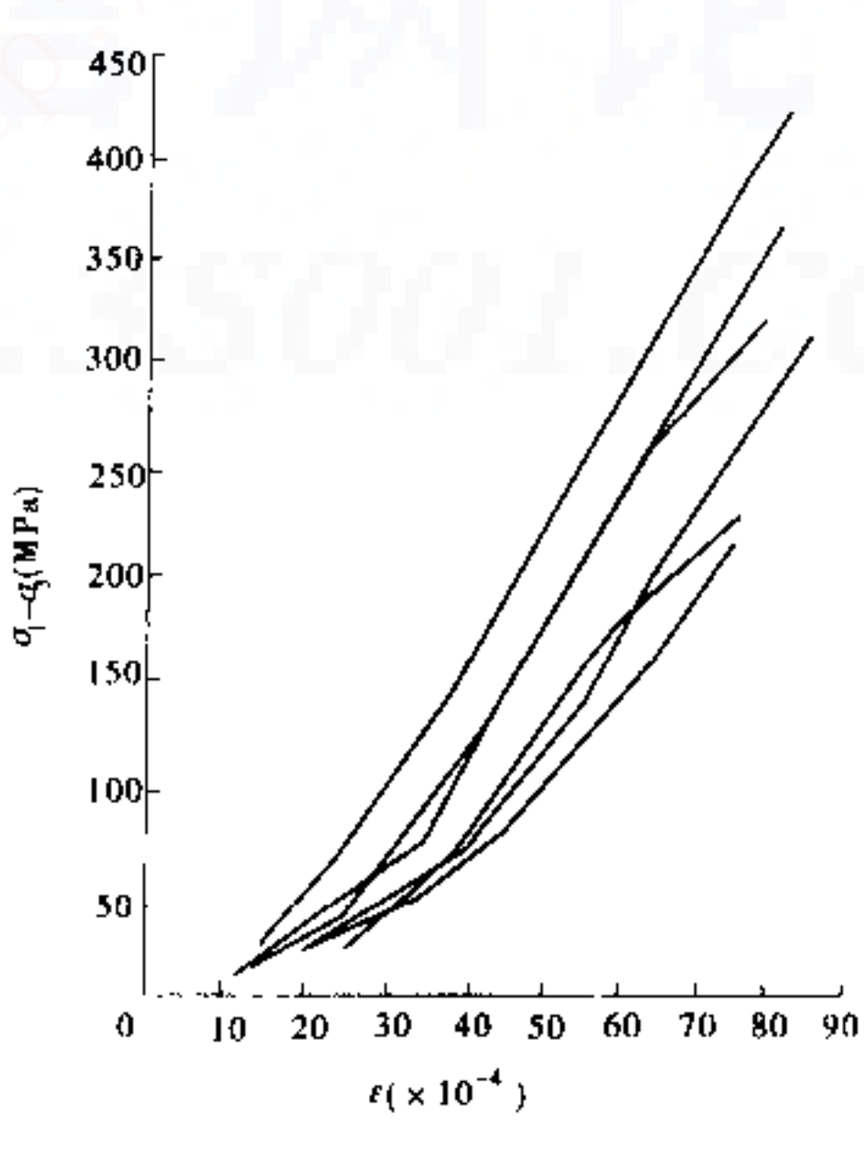


图 4-14　石英岩应力－应变曲线

4.5.2　岩体动测指标相关分析

宝泉抽水蓄能电站的各类岩石,经现场采样后,加工成尺寸为 ϕ5cm×10cm 的标准

件，然后分自然和饱和两种系列分别做超声波动测试验，并测得其纵波速度及动弹模。通过对各类岩石动测试验，其结果列于表 4-4。

依据表 4-4，可对各类岩体纵波速度 v_p 与动弹模 E_d 进行相关分析，其回归方程列于表 4-5，各岩体的 $E_d - v_p$ 曲线如图 4-15～图 4-20。

表 4-4　各类岩石试验成果表

名称	室内编号	纵波速度 v_p(m/s)		动弹模 E_d($\times 10^3$MPa)		静弹模 E_s($\times 10^3$MPa)
		自然	饱和	自然	饱和	饱和
灰岩	27－1	5 301	6 591	70.91	80.63	79.3
	27－3	4 785	6 836	58.98	89.98	54.6
	29－2	4 570	6 699	48.82	65.45	50.3
	30－2	4 540	6 356	49.62	68.47	76.35
	35－1	4 818	5 486	45.22	55.25	38.3
	54－4	4 876	5 956	55.99	76.03	47.6
钙质页岩	34－1	2 767	5 217	19.18	46.47	38.3
	41－1	2 949	3 203	22.03	23.77	15.85
	52－1	6 224	6 517	82.42	86.13	26.6
	53－1	6 246	6 605	72.41	86.55	66.9
	53－2	6 203	6 455	71.42	87.76	70.4
含钙质条带粉砂岩	46－1	5 531	5 781	66.76	68.86	51.86
	47－1	3 420	3 712	24.76	28.18	33.0
	47－2	3 232	3 711	22.89	28.15	32.0
	55－1	2 658	3 882	17.31	37.75	11.5
	55－3	2 299	3 323	12.9	27.76	9.81
	56－1	1 099	1 416	2.95	4.38	3.7
	56－2	1 159	1 850	3.130	9.180	4.2
粉砂岩	31－1	2 567	3 803	14.70	34.65	10.4
	32－1	3 076	4 671	24.47	43.13	21.24
	43－1	3 126	3 323	23.11	25.18	9.49
	44－1	2 413	2 678	12.07	13.97	6.8
	57－1	6 061	6 248	79.31	84.58	66.69
	61－3	2 109	2 601	10.97	13.10	25.2
	68－1	1 792	2 239	7.0	10.39	5.9
	69－3	6 443	4 842	47.79	49.16	25.2

续表 4-4

名称	室内编号	纵波速度 v_p(m/s)		动弹模 E_d($\times 10^3$MPa)		静弹模 E_s($\times 10^3$MPa)
		自然	饱和	自然	饱和	饱和
泥灰岩	40－2	4 160	4 245	37.68	36.58	19.40
	42－1	5 028	5 507	54.02	64.10	44.9
	45－1	2 712	2 847	16.94	18.60	12.31
	49－1	5 243	5 349	64.56	69.04	36.3
	50－2	5 128	5 319	55.56	58.08	39.6
	63－1	5 300	5 405	52.79	56.42	43.9
	63－2	5 115	5 270	49.37	52.50	47.6
	64－3	3 962	3 994	34.17	36.95	22.01
	64－4	4 190	4 208	37.29	40.48	20.4
	65－4	3 213	3 389	22.45	26.35	8.8
	67－3	5 387	5 505	66.72	67.86	28.2
	72－3	4 994	5 046	49.94	53.27	35.90
石英岩	66－1	5 889	6 028	65.80	70.99	81.15
	66－2	5 236	5 672	62.67	69.68	71.50
	66－3	5 294	5 743	63.58	67.85	72.48
	66－6	5 310	5 760	56.59	61.15	52.3
	71－1	4 595	5 446	51.86	64.24	57.78
	71－2	4 504	5 194	49.45	58.21	47.78
	71－3	4 180	5 025	44.02	53.55	43.52

表 4-5　宝泉抽水蓄能电站动弹模与纵波速度相关方程

岩石名称	状态	回归方程	相关系数
灰岩	自然	$E_d=2.775\,5\times10^{-6}v_p^{1.9837}$	0.943
	饱和	$E_d=0.000\,155\,2v_p^{1.4905}$	0.936
钙质页岩	自然	$E_d=-31.923+0.018\,36v_p$	0.999
	饱和	$E_d=-36.869\,7+0.018\,92v_p$	0.998
含钙质条带粉砂岩	自然	$E_d=4.785\times10^{-6}v_p^{1.9083}$	0.973
	饱和	$E_d=2.619\times10^{-6}v_p^{1.981}$	0.976
粉砂岩	自然	$E_d=2.081\,4\times10^{-6}v_p^{2.0127}$	0.978
	饱和	$E_d=5.620\,2\times10^{-6}v_p^{2.1542}$	0.984
泥灰岩	自然	$E_d=2.696\,8\times10^{-6}v_p^{1.978}$	0.979
	饱和	$E_d=1.031\,3\times10^{-6}v_p^{2.0879}$	0.979
石英岩	自然	$E_d=-8.737\,1+0.013v_p$	0.943
	饱和	$E_d=0.000\,325\,6v_p^{1.413}$	0.869

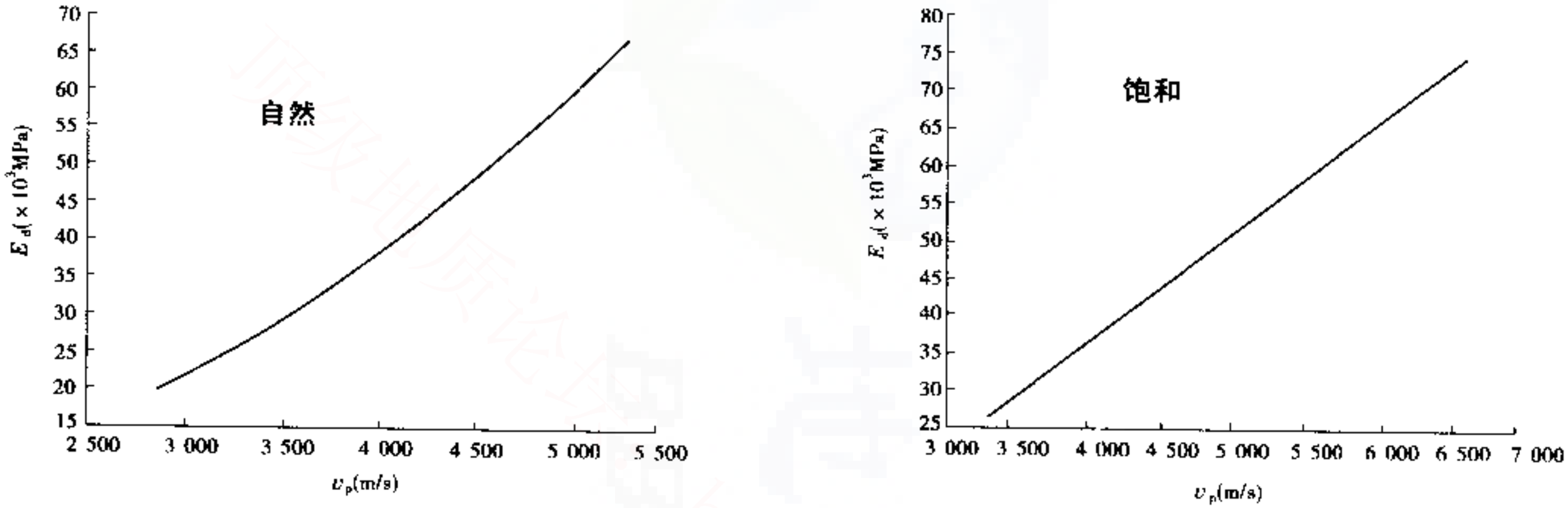


图 4-15　灰岩 $E_d - v_p$ 关系曲线

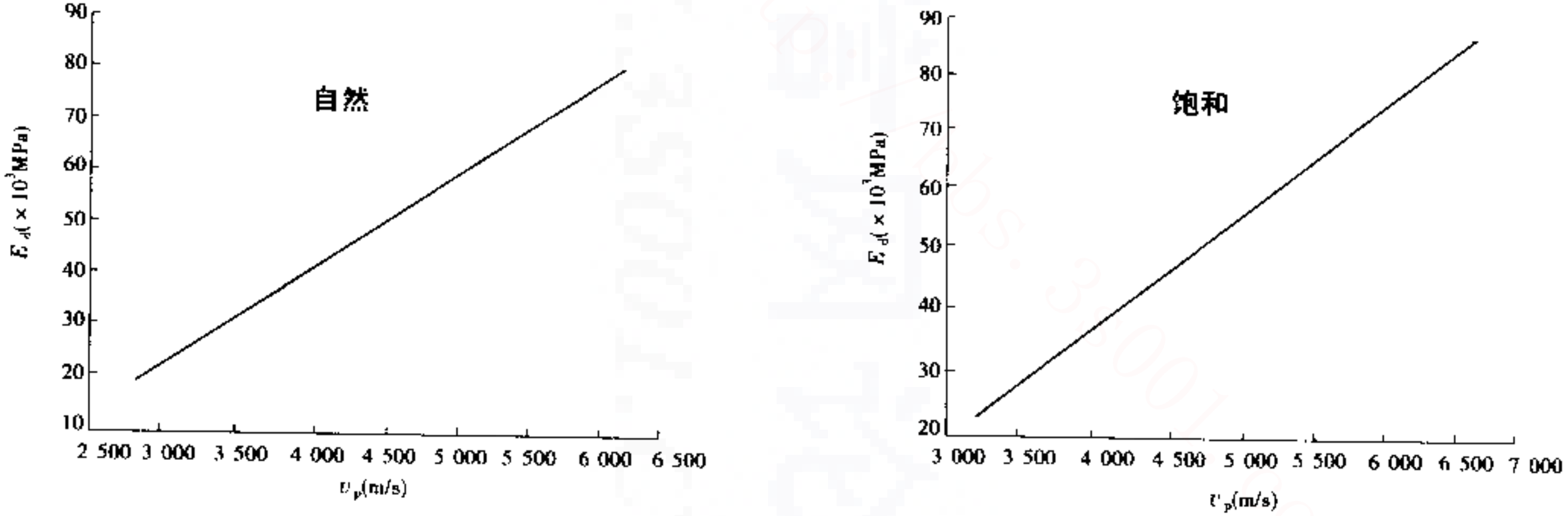
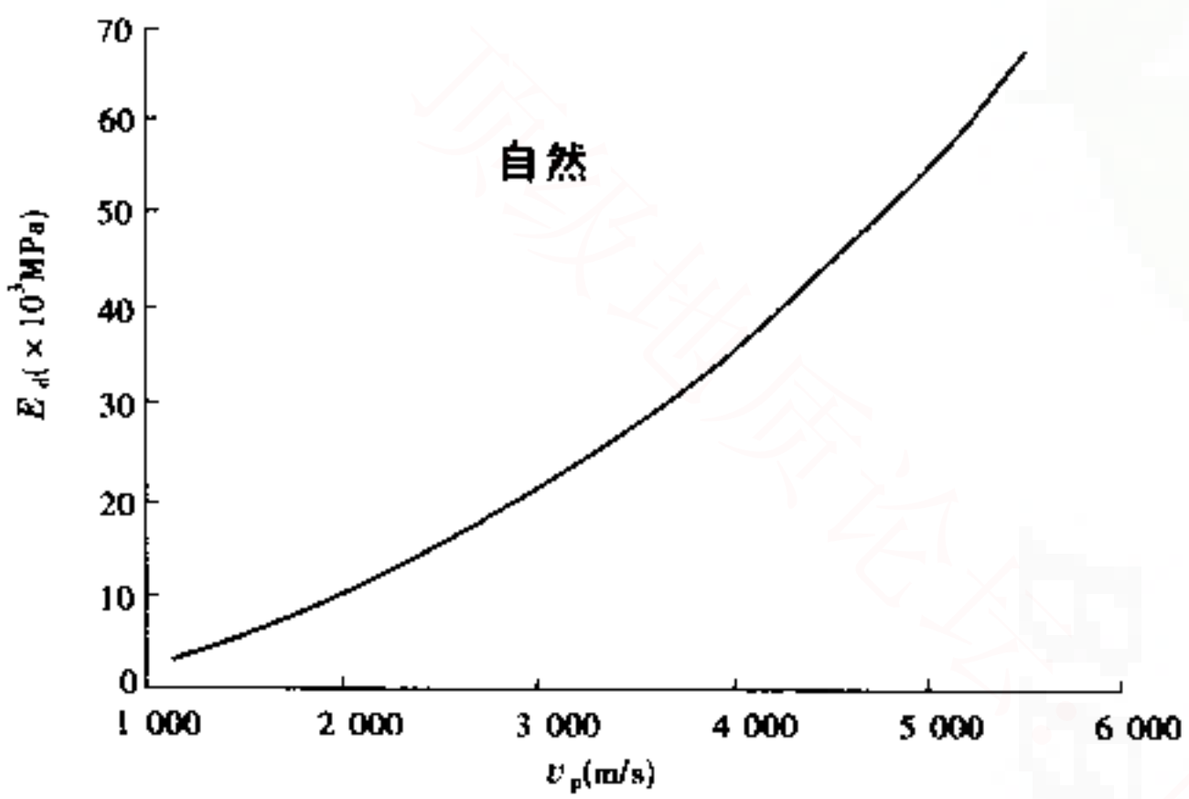


图 4-16　钙质页岩 $E_d - v_p$ 关系曲线



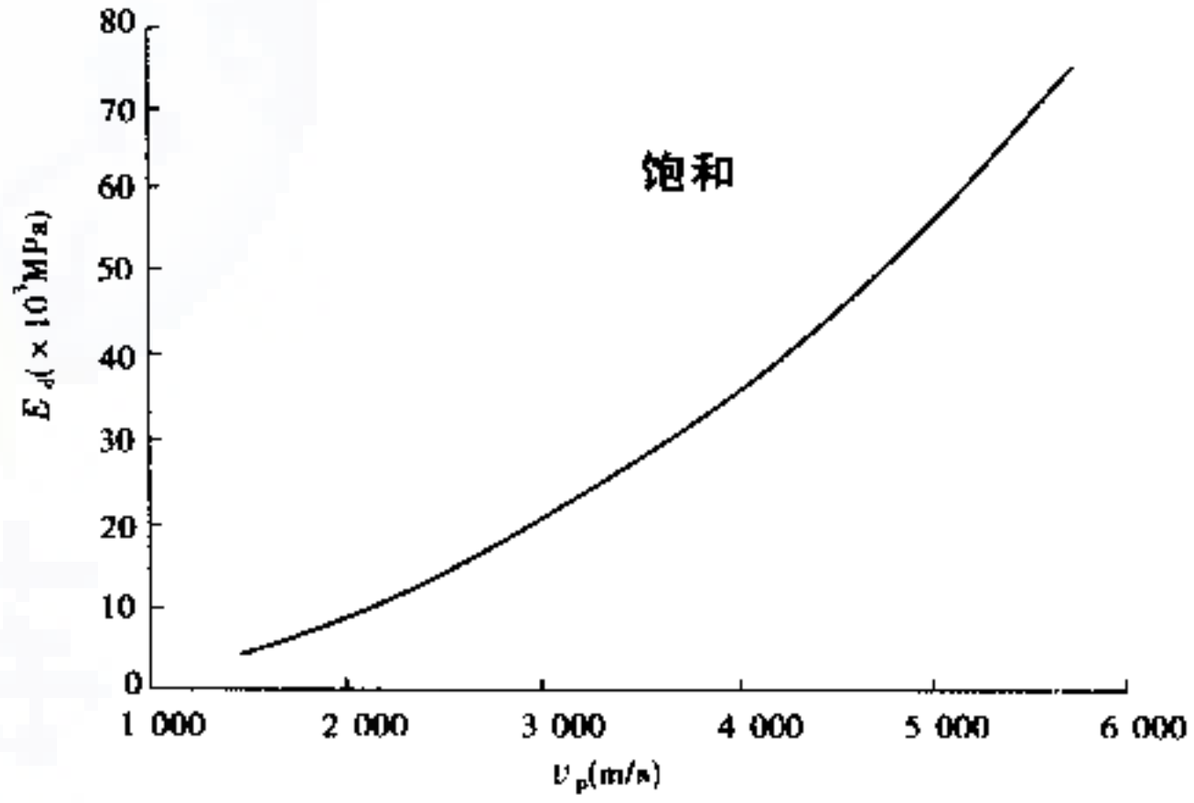
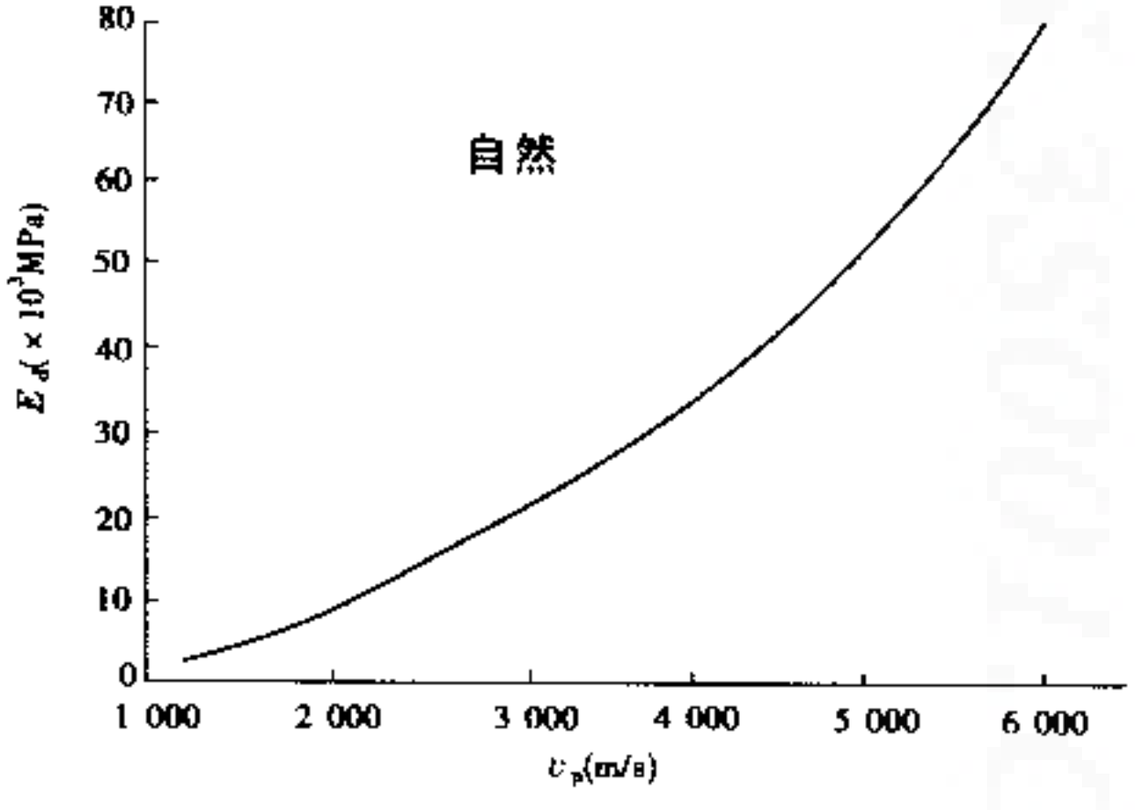


图 4-17　含钙质条带粉砂岩 $E_d - v_p$ 关系曲线



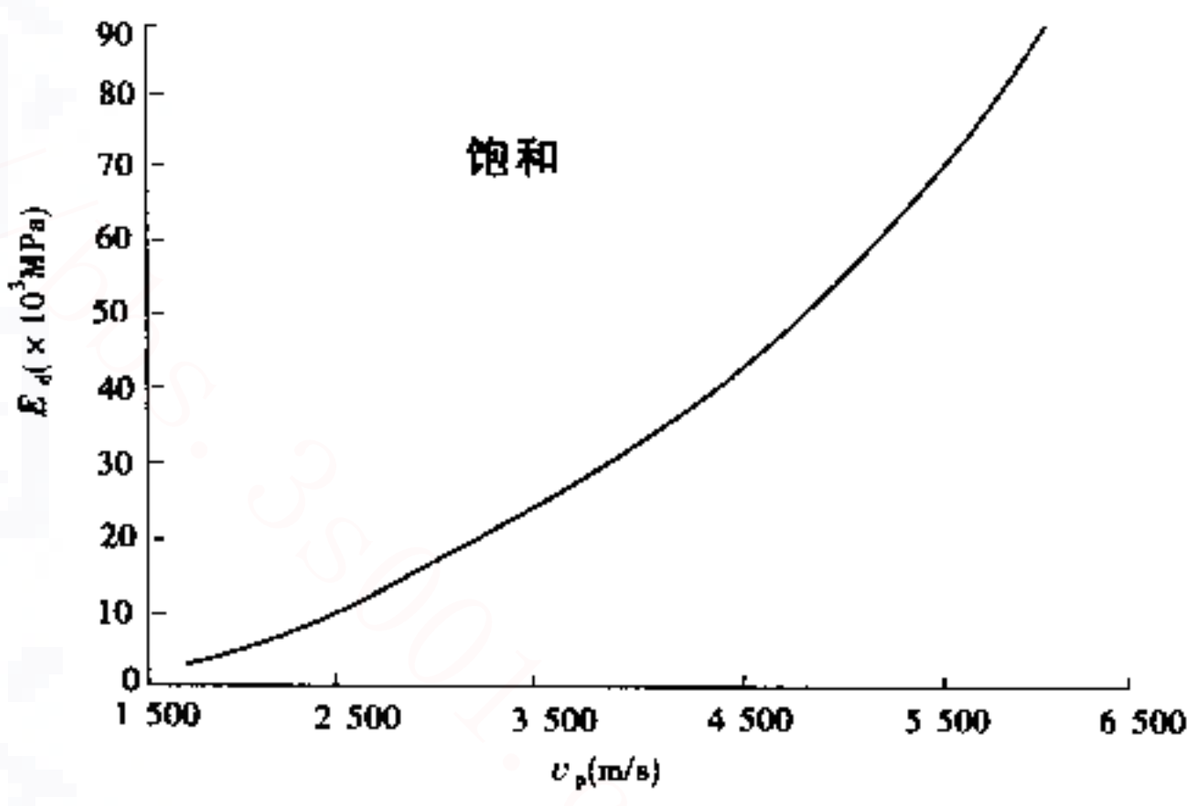


图 4-18　粉砂岩 $E_d - v_p$ 关系曲线

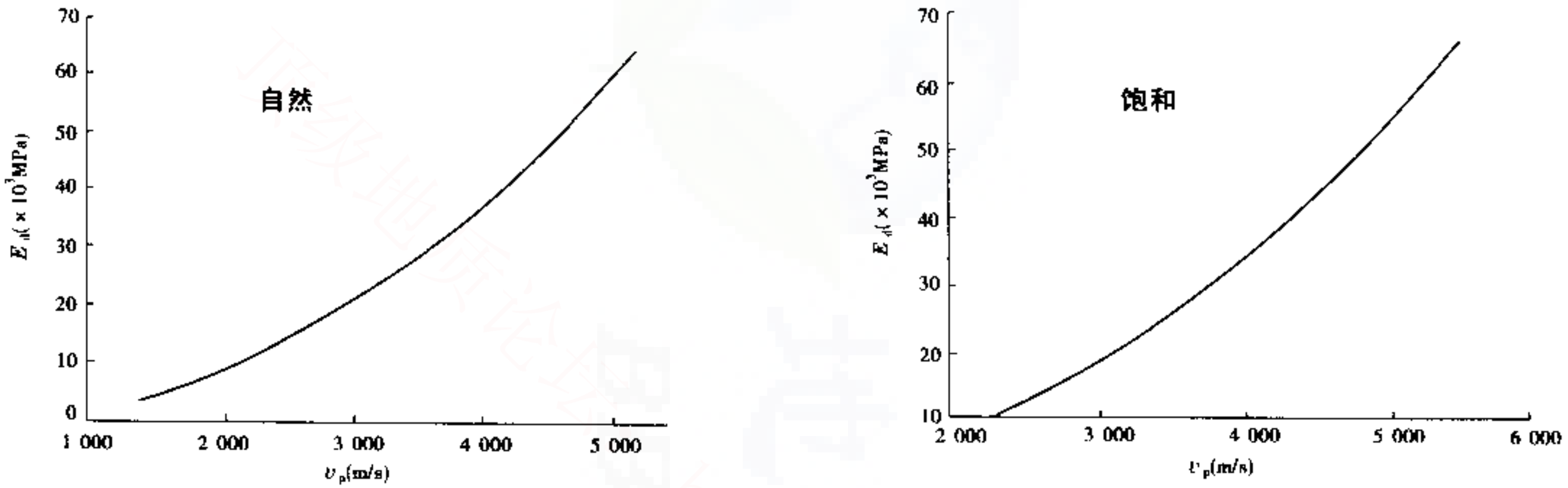


图 4-19　泥灰岩 $E_d - v_p$ 关系曲线

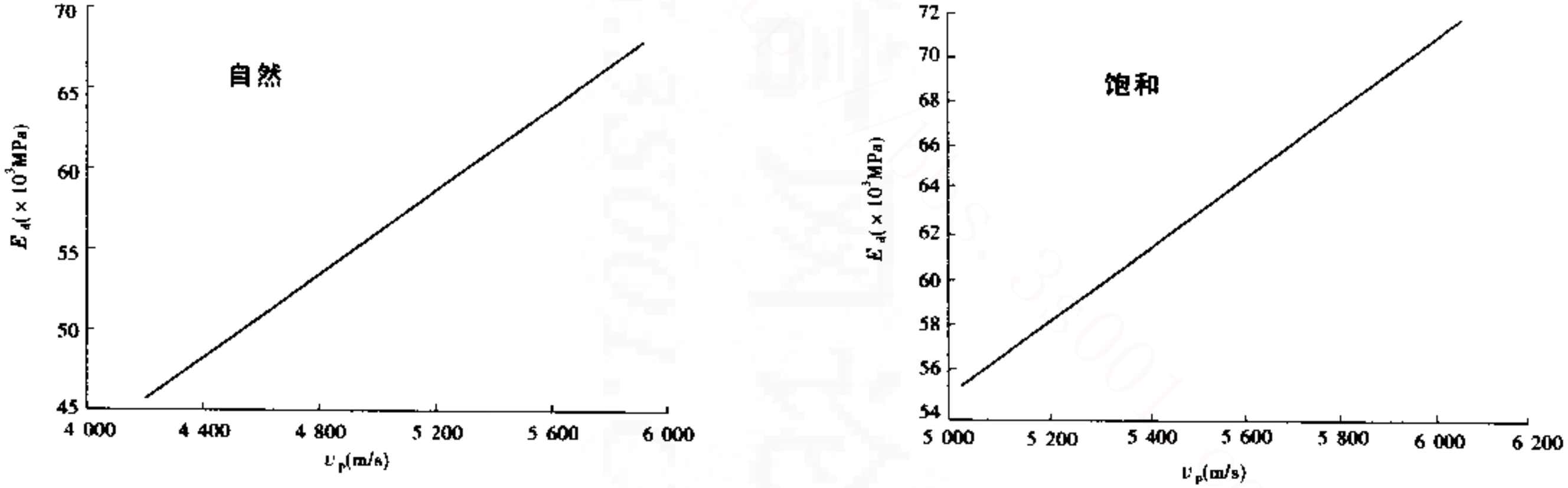


图 4-20　石英岩 $E_d - v_p$ 关系曲线

从表 4-5 可看出，上述六种岩体的纵波速度与动弹模之间呈正相关函数关系。经回归分析得到 12 个回归公式，其相关系数 r 在 0.869～0.999 之间，说明快速测试参数间具有很好的相关性。在岩体变形参数选取时，可直接利用本文得出的经验公式给出岩体变形参数参考值，从而借助超声波法就可得到岩体变形参数，这为围岩分类提供了经济、快速的手段。

4.5.3 岩体动、静弹性模量非线性分析

由第 2 章的论述可知，岩体弹性模量是随机－模糊变量，因而在分析岩体的动、静弹模之间的关系时，应同时考虑其随机性与模糊性，从而反映出岩体的真实特性。对宝泉抽水蓄能电站的岩体而言，其动、静弹模试验成果列于表 4-4。

从表 4-4 可看出，由于工程地质条件复杂，岩体的空间变异性很大，另外加上测试误差，使得各类岩石试件的动、静弹模之比 E_d/E_s 变化很大。为客观反映出 E_d-E_s 的关系，本节运用随机－模糊法对其加以研究。

把表 4-4 中的 E_d-E_s 点绘在坐标纸上，发现其呈指数关系，因而在分析时选用如下数学模型：

$$y = ax^b \tag{4-3}$$

对式(4-3)两边取对数：

$$\ln y = \ln a + b\ln x \tag{4-4}$$

令 $U=\ln y$、$v=\ln x$、$A=\ln a$，则式(4-4)变换为：

$$U = A + bv \tag{4-5}$$

式(4-5)为线性关系，这样可把非线性分析转化为线性分析，从而可把表 4-4 中的 E_d-E_s 转换，直接利用 2.3 节中的原理及公式进行最佳拟合，以求得 E_s-E_d 间的相关关系。为实现电算化，作者用 FORTRAN 语言编制了非线性分析程序 RFM－2。

经数据处理及计算，得出宝泉抽水蓄能电站六类主要岩石的动静弹模之间的随机－模糊相关关系(见表 4-6)，相关曲线见图 4-21～图 4-26。作为对比，用随机理论作了验证计算，回归公式及曲线一并列出。

表 4-6 宝泉抽水蓄能电站动、静弹模相关关系

岩石名称	随机－模糊法			随机统计法		
	相关方程式	相关系数	协方差	相关方程式	相关系数	协方差
灰岩	$E_s=0.325\,1\ E_d^{1.245}$	0.926	253.68	$E_s=0.300\,6\ E_d^{1.238\,8}$	0.795	319.38
钙质页岩	$E_s=1.228\,3\ E_d^{0.843}$	0.899	276.80	$E_s=0.928\,7\ E_d^{0.894}$	0.710	416.16
含钙质条带粉砂岩	$E_s=0.769\ E_d^{0.916\,7}$	0.917	180.18	$E_s=0.761\ E_d^{0.916\,6}$	0.789	234.13
粉砂岩	$E_s=1.849\,8\ E_d^{0.661\,6}$	0.986	353.47	$E_s=1.33\ E_d^{0.755\,6}$	0.935	538.03
泥灰岩	$E_s=0.748\,2\ E_d^{0.954\,2}$	0.881	98.43	$E_s=0.469\,6\ E_d^{1.097}$	0.796	152.27
石英岩	$E_s=0.005\,752\ E_d^{2.228\,7}$	0.968	71.52	$E_s=0.005\,17\ E_d^{2.227\,4}$	0.965	75.39

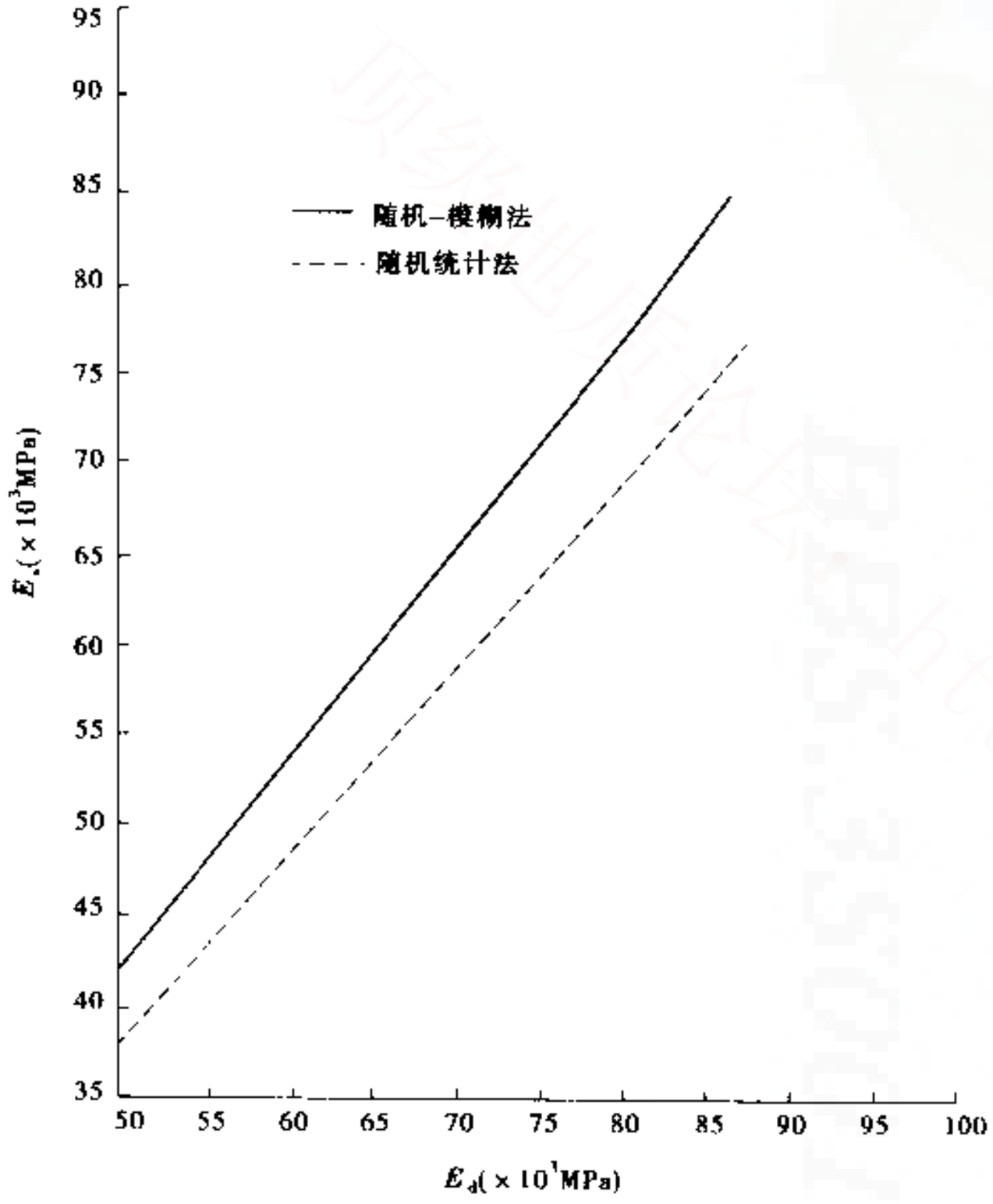


图 4-21　灰岩 $E_c - E_d$ 关系曲线

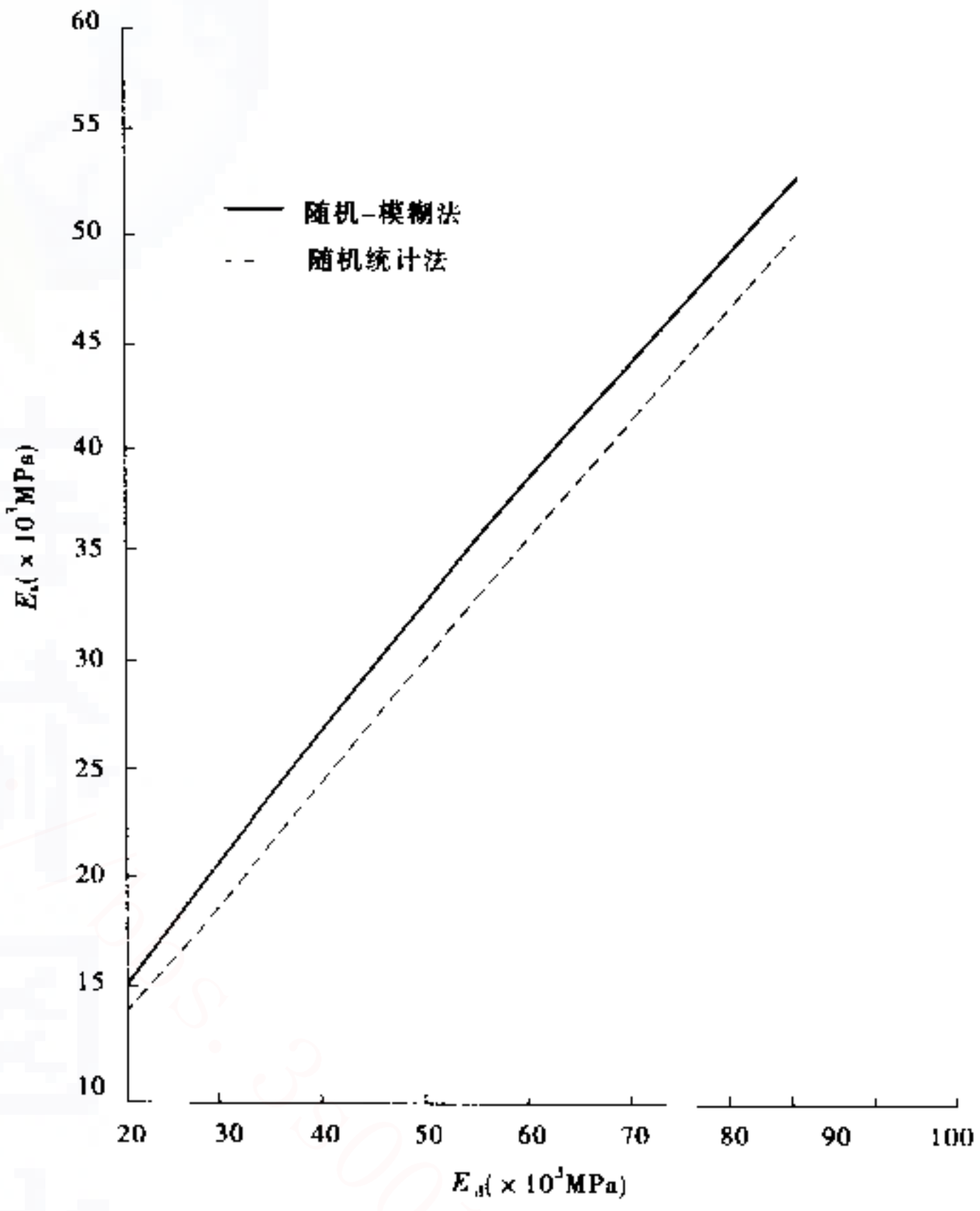


图 4-22　钙质页岩 $E_c - E_d$ 关系曲线

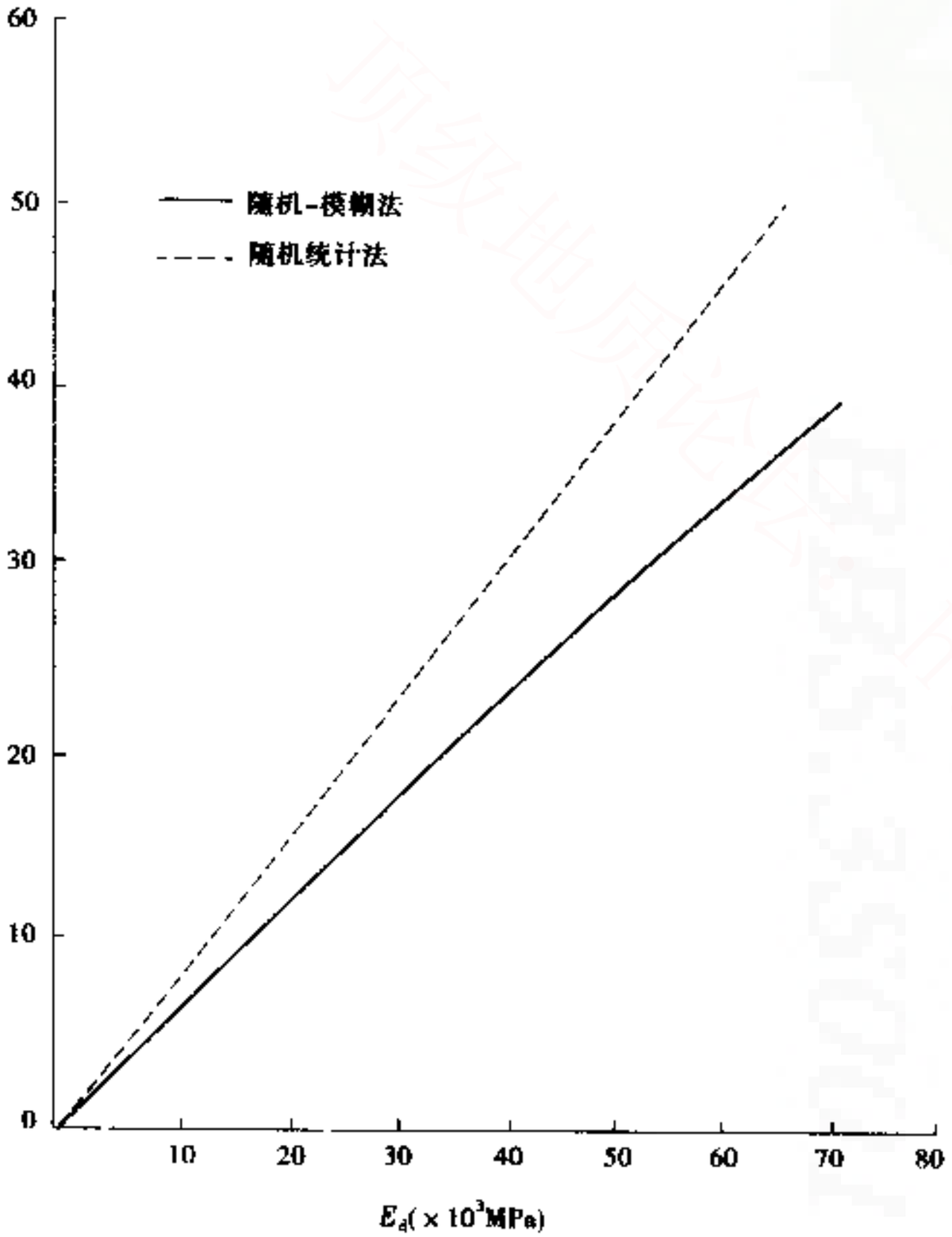


图 4-23　含钙质条带粉砂岩 E_s - E_d 关系曲线

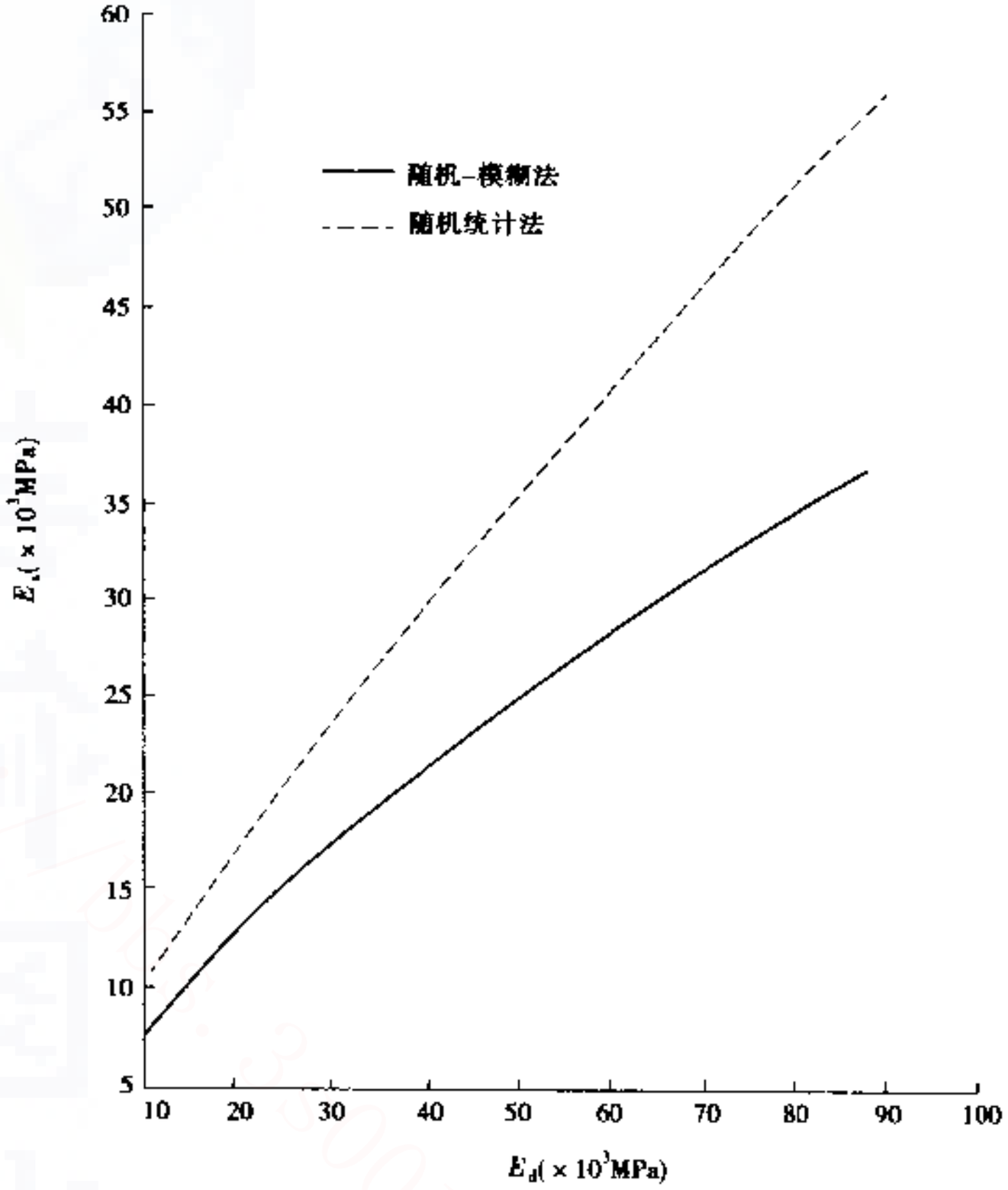


图 4-24　粉砂岩 $E_s - E_d$ 关系曲线

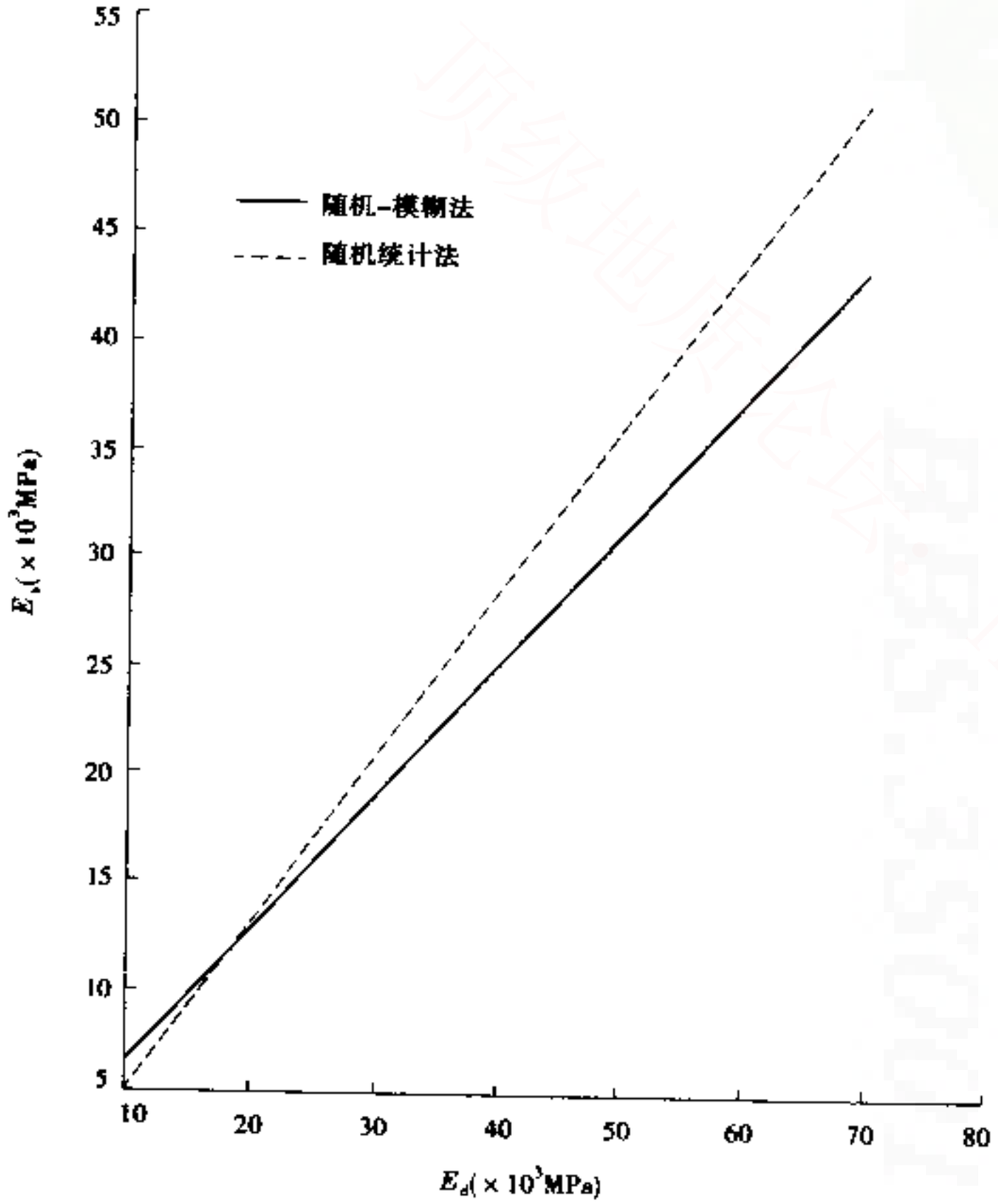


图 4-25　泥灰岩 $E_s - E_d$ 关系曲线

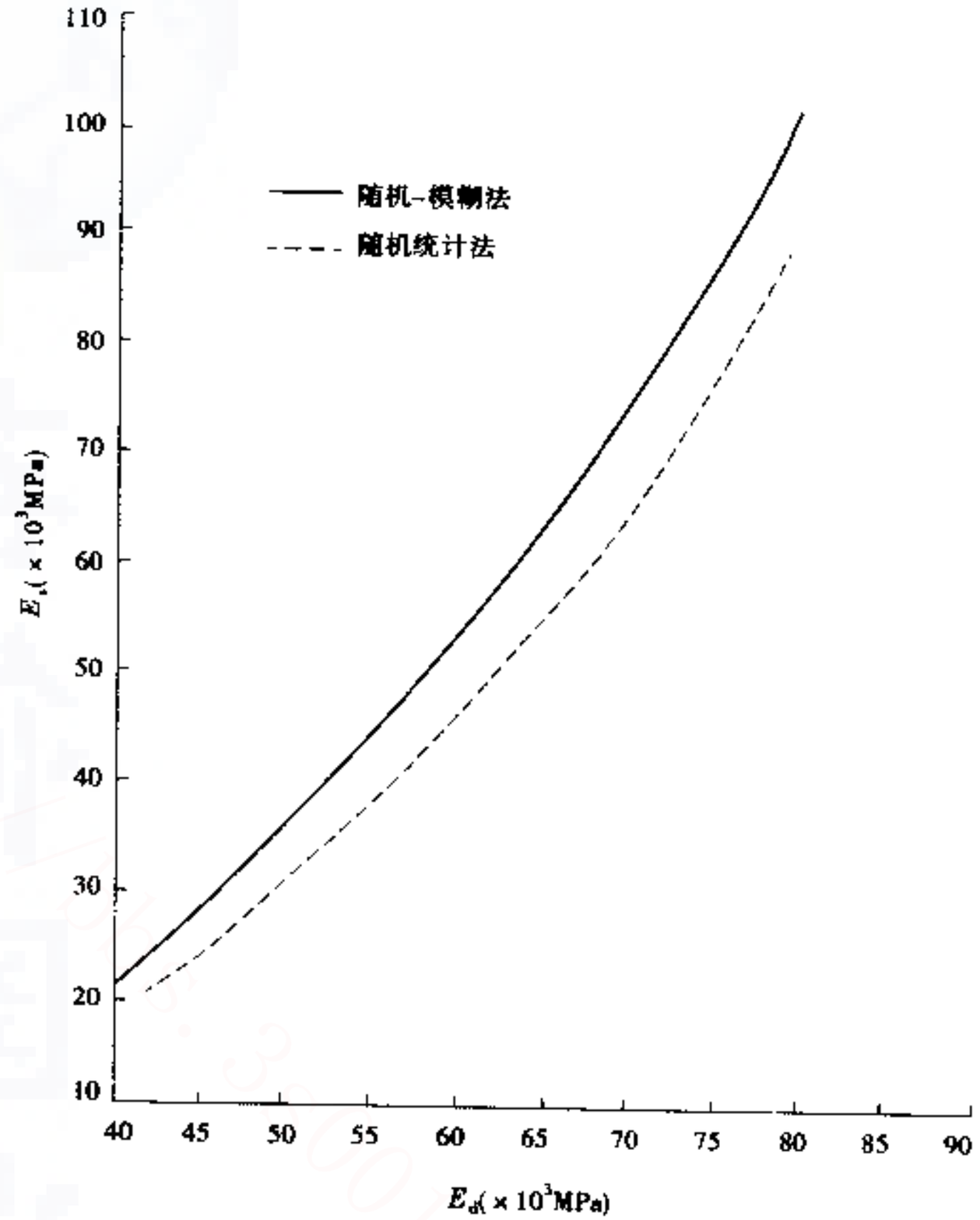


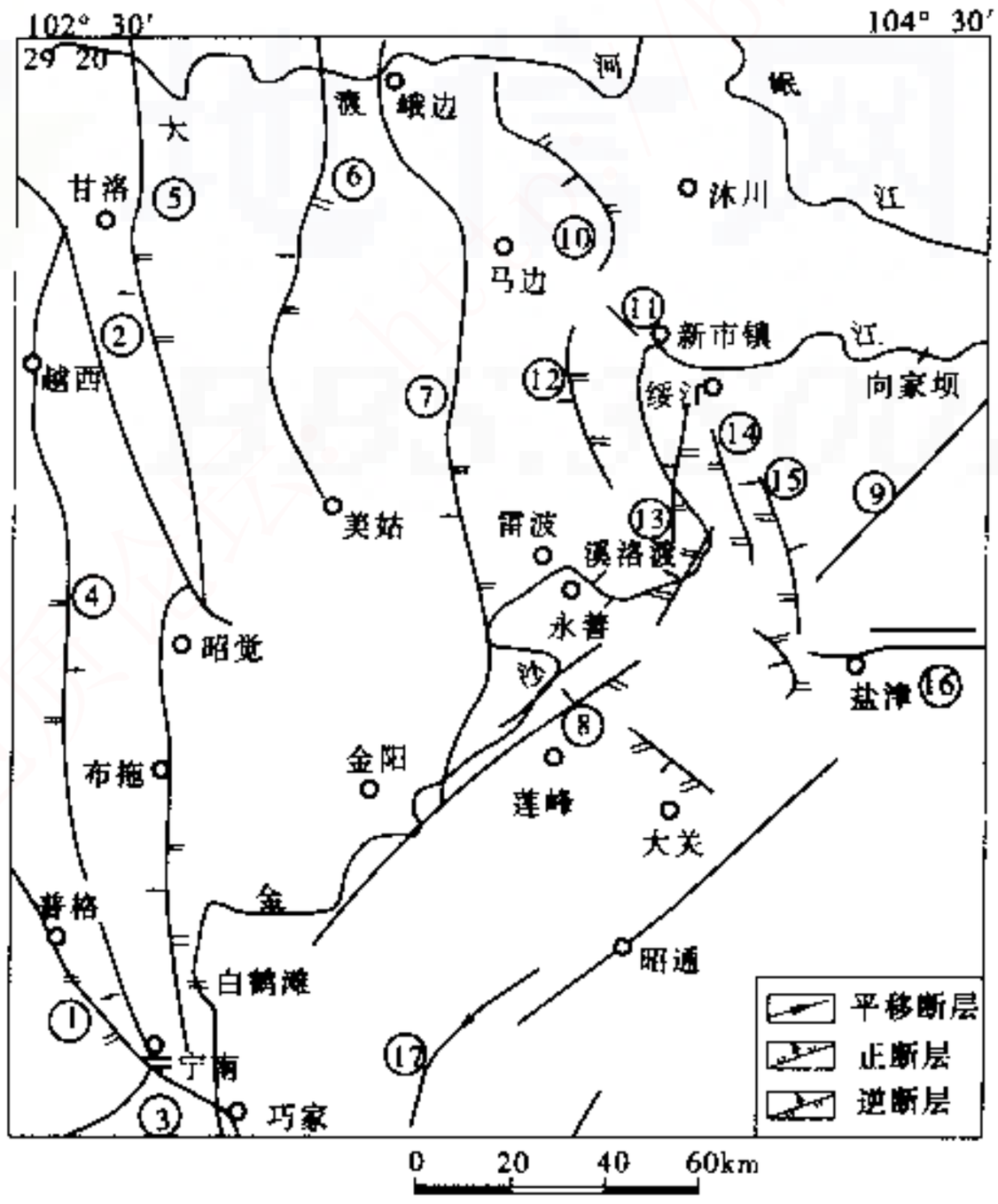
图 4-26　石英岩 $E_s - E_d$ 关系曲线

第 5 章　溪洛渡水电站岩体力学参数取值研究

5.1　工程概况

溪洛渡水电站位于金沙江干流攀枝花市至宜宾市河段梯级开发规划中第三个梯级，坝址建在四川省雷波县和云南省永善县接壤地带，距雷波县城 20km，距永善县城 7km。挡水建筑物为双曲拱坝，坝高 278m，水库蓄水至 600m 高程，库容达 115.7 亿 m^3，设计装机 1 260 万 kW，建成后具有发电、防洪等多种功能。

库坝区及其邻域在大地构造上属杨子准地台西部之杨子台褶带，西为康滇地轴，东接四川台坳，西北靠龙门大巴山台缘断褶带。若以溪洛渡电站为中心，其周边发育三条构造带，它们是峨边—金阳、马边—盐津和莲峰三条断裂系统(图 5-1)。前两者为 NNW 向，后者为 NE 向，坝址则在三断裂系所围限的雷波—永善三角地块中南部。该地块东西宽 40km，



①—则木河断裂；②—普雄河断裂；③—小江断裂；④—越西—西罗断裂；⑤—甘洛—昭觉断裂；⑥—宜坪—美姑断裂；⑦峨边—金阳断裂；⑧—莲峰断裂；⑨—华莹山断裂；⑩—利店断层；⑪—中都断层；⑫—玛瑙断层；⑬—翼子坝断层；⑭—关村断层；⑮—中村断层；⑯—盐津断层；⑰—洒鱼河断层

图 5-1　溪洛渡水电站地质构造图

南北长 80km，块间断裂不发育，构造变形微弱，为电站建设提供了良好的环境工程地质条件。按国家地震局测试资料在雷波—永善三角地块及其周围 20km 范围内未发生过中强地震，10km 范围仅有 2～3 级地震。坝区地震烈度为Ⅷ度。

5.2 坝区地层岩性结构

坝区河床及两岸谷坡均由二叠系上统峨眉山玄武岩($P_2\beta$)组成，总厚度达 490～520m，分 14 个岩流层，单层厚多在 25～40m，岩流层起伏差不大，一般 3～5m。岩流层下部以斑状玄武岩为主，上部以玄武质角砾岩、角砾熔岩为主。

5.2.1 断层

断层主要有 3 条，其特征见表 5-1。

表 5-1 坝区主要断层表

名称	位置	产状	性质	高程(m)	特征描述
f_1	右岸 花椒树沟	N30°E/SE/ ∠28°～30°	逆断层	480～540	长约 160m，错距 6m，破碎带宽 2～20cm，由角砾岩和碎屑岩组成
f_2	左岸Ⅷ线下游 300～500m	N50°E/NW/ ∠25°～46°		520～550	长约 200m，破碎带宽 10～20cm，由角砾岩和碎屑岩组成，面具波状
f_3	右岸Ⅷ线上游 300m	N15°W/SE 或 NE/∠16°～42°			长约 150m，破碎带宽 5～25cm，由角砾岩和压碎岩组成，面起伏大

5.2.2 节理

坝区节理有 5 组，以下为两组发育：

(1)N30°～50°W/SW、NE/∠70°～85°，面粗糙不规则，间距 3～8m，延伸 5～10m，充填岩屑和次生泥。

(2)N60°～70°E/SE、NE/∠65°～80°，面较平直，间距 2～34m，延伸 2～5m，张开 2～5mm，充填钙质和岩屑。

5.2.3 层间结构面

层间结构面是指岩流层和靠近层面的构造错动，它的产状和岩流层面一致，左岸以 N20°～40°W/NE/∠4°～7°为主。右岸以 N15°～30°E/SE/∠3°～5°为主，厚 5～10cm，延伸 150～400m，面起伏粗糙，带内主要由 0.5～3cm 大小的角砾岩组成。

5.2.4 层内错动面

层内错动面是指发育在各类岩流层内的缓倾角构造错动，有成带特征，一般延伸 50～100m，宽 5～10cm，充填物为岩屑。

5.3 坝区岩体质量分级概述

5.3.1 分级所考虑的因素

溪洛渡水电站坝区岩体质量分级所考虑的因素包括:①岩体风化程度;②岩体结构类型;③岩体坚实程度;④层间错动带(L_c)发育程度;⑤地下水状态;⑥结构面性质。前四项为综合分级的主要依据。

岩体、结构面变形特征。按变形曲线形态可划为3种:准直线型、弹-塑性型、塑-弹性型。

5.3.2 岩体和结构面的强度特征

按莫尔-库仑理论,岩体和结构面的强度特征可用强度参数 c(凝聚力)和 φ(摩擦角)表示。首先对试体(或试件)加一不变的垂直荷载,然后逐级加水平荷载(τ)并量测所产生的水平位移(U_h),得一相关曲线 $\tau = f(U_h)$。根据溪洛渡试验资料剪力(τ)与变形(U_h)曲线划分成以下三种形式。

5.3.2.1 脆性破坏形式

这类曲线(图5-2)在开始阶段与横轴(x 轴)夹角为一不变值,即 $\tau/U_h = a$,可谓之弹性阶段,当 τ 达到某一值后,直线变为向下凸的曲线($d^2\tau/dU_h^2 < 0$),这时试体(或试件)中的结构扩展,一些细微结构面产生屈服直到某一峰值试体(或试件)破坏。其后试体(或试件)承载力 τ 下降,裂隙进一步扩大,直到 τ 成为一定值。这一破坏形式峰值明显,在Ⅰ级、Ⅱ级、Ⅲ级岩体中多见。

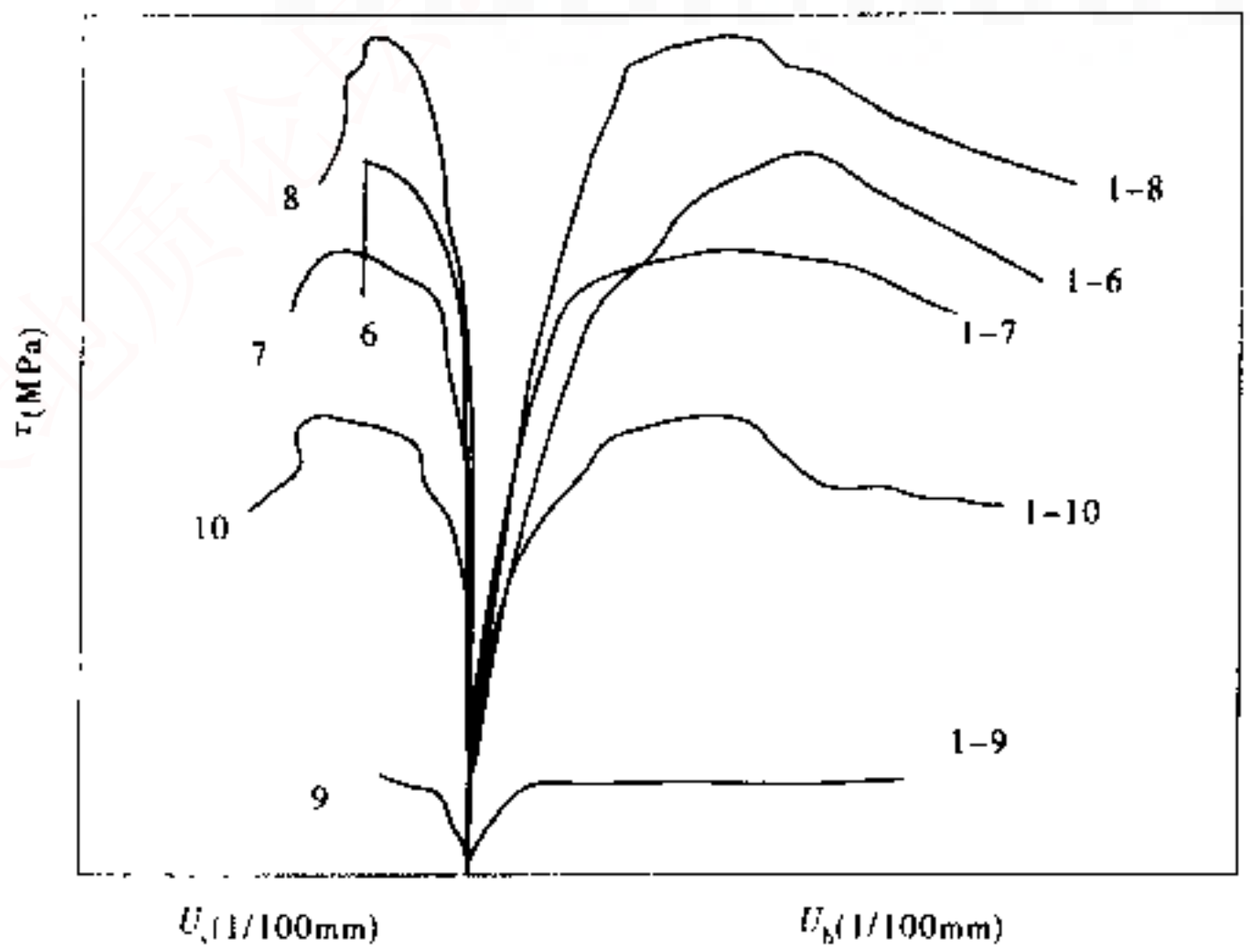


图5-2 脆性破坏形式示意图

5.3.2.2 塑性破坏形式

在试验开始阶段,岩体(或试件)内的结构受压密作用,变形曲线为一向上的直线,达

到某一值后，变成向上凹并进入屈服直到破坏(峰值强度)，曲线没有明显向下急速降落，为一平直线，或略向上抬起，或略向下倾斜直线，III_2 级、Ⅳ级、Ⅴ级岩体或结构面破坏基本属于这一形式(图 5-3)。

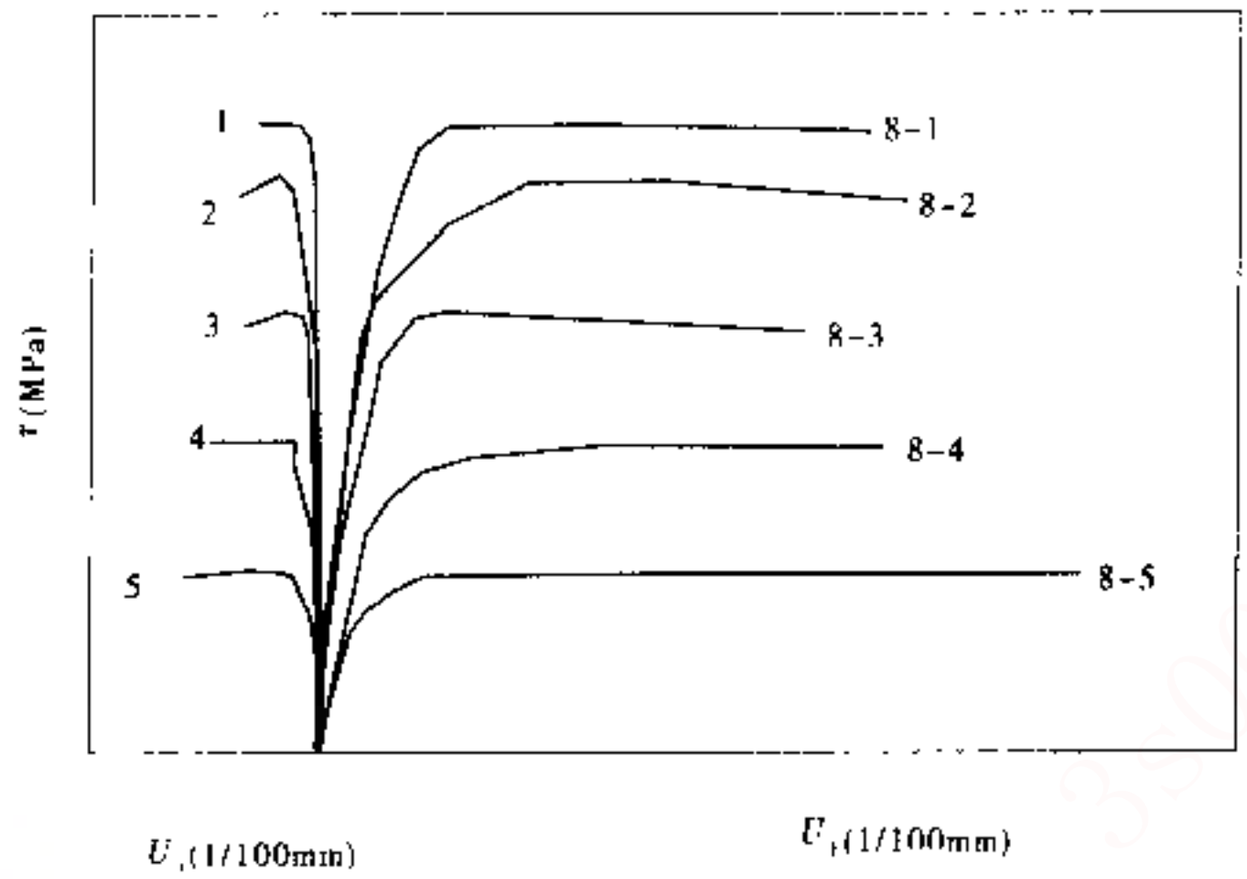


图 5-3　塑性破坏形式示意图

5.3.2.3　脆性破坏形式和塑性破坏形式的复合类型

脆性破坏形式和塑性破坏形式的复合形式的破坏曲线，如图 5-4 所示。

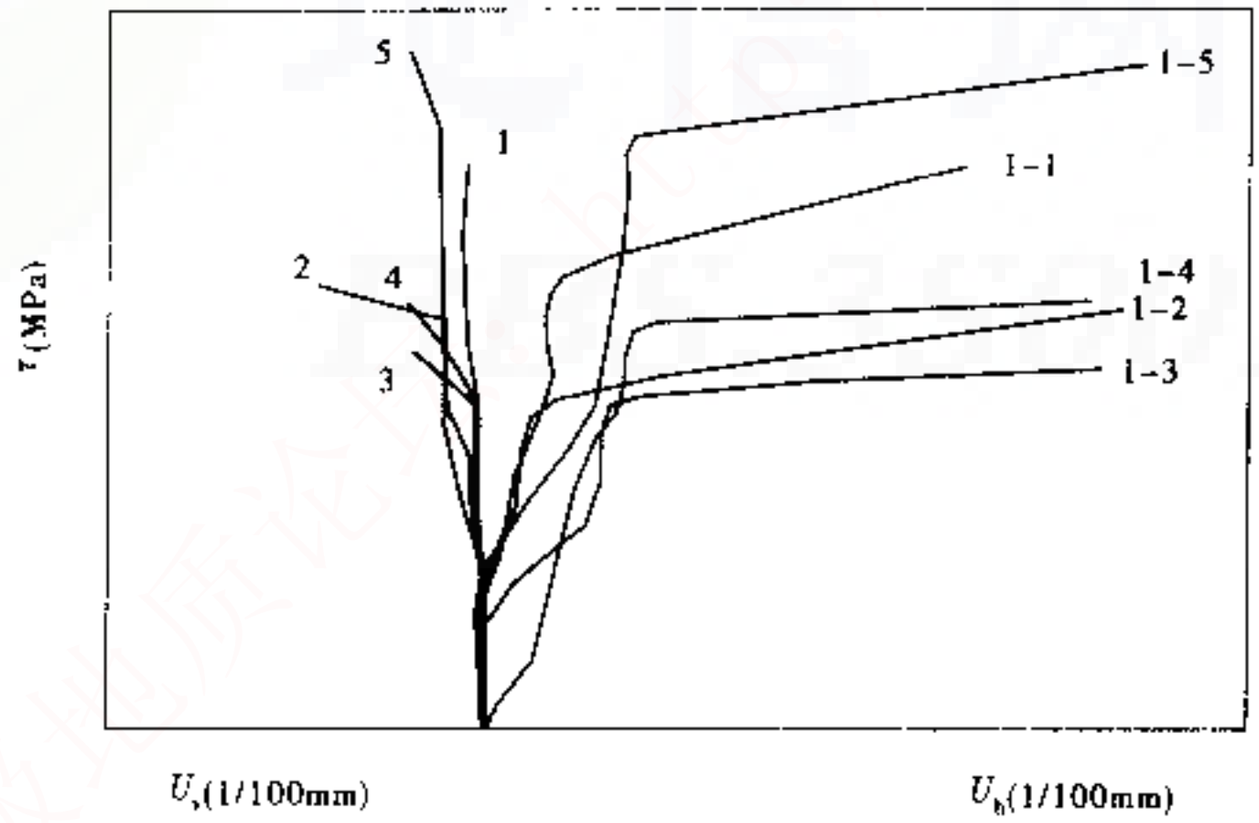


图 5-4　复合破坏形式示意图

5.3.3　坝区岩体综合质量分级

根据基本岩体质量分级和综合岩体质量分级的基本原则，坝区岩体分 5 个大级、7 个亚级(表 5-2)。

5.3.4　结构面综合分类

结构面按风化状态、节理发育程度等特征划分成两大类即坚硬结构面和软弱结构面(表 5-3)。

表 5-2　坝区综合岩体分级

岩级	亚级	岩体结构类型	风化程度	岩性	节理组数	节理间距	层面错动间距(L_c)	产出部位	水理特性
Ⅰ		整体块状	新鲜	新鲜完整岩石		大于 100cm	不发育，大于 300cm	地下厂房	
Ⅱ		块状	微风化－新鲜	坚硬完整岩石	1～2	50～100cm	少见，大于 300cm	坝基坝脚	
Ⅲ	$Ⅲ_1$	块状－次岩块	①微分化－新鲜	含凝灰角砾熔岩	节理不发育		不发育		
		次块状	②弱风化(下段)	无卸荷岩体	2～3	30～50cm	大于 300cm		
			③微风化－新鲜	坚硬完整岩石			发育带宽 10～30cm		
			④微分化－新鲜	结构岩体			150～300cm	河床浅部	
			⑤新鲜	碎屑灰岩				河床深部	
	$Ⅲ_2$	镶嵌	①弱风化(上段)	弱卸荷岩体	3～4	10～30cm	大于 300cm		
			②弱风化(下段)	无卸荷岩体			大于 150～300cm		
			③微－微新	无卸荷岩体			60～150cm		
Ⅳ	$Ⅳ_1$	镶嵌　碎裂	①弱风化(上段)	强卸荷岩体	极发育	小于 10cm	大于 300cm		
			②弱风化(上段)	弱卸荷岩体	极发育		150～300cm		
			③弱下或微新	无卸荷岩体	极发育		小于 60cm		
	$Ⅳ_2$	碎裂	①弱风化(上段)				小于 60cm		
			②	灰质页岩					遇水软化
Ⅴ		散体	强风化						透水性强

表 5-3　坝区坚硬结构面和软弱结构面分级

大类	亚类			工程类型	组成物及特性
	代号	错动强度	风化状态		
坚硬结构面			微－新鲜	陡倾裂隙	面较平直，面间结合紧密，两侧岩体新鲜
			强风化		面较平直，部分锈染，结合紧密，两侧岩体完整
	A	轻微	弱－微风化	裂隙岩块性	为一缓倾裂隙错动带，有石英绿泥石条带充填，两侧岩体完整
软弱结构面	B_1	较强	微风化	含屑角砾型	分布于新鲜岩石中，充填物为角砾和岩屑，结构紧密，两侧岩体破碎，宽 10～30cm
	B_2		弱风化		分布于弱风化－新鲜岩体中，充填物为角砾和岩屑，结构面较紧密，两侧岩体破碎，宽 20～40cm
	B_3		强风化		分布于弱风化上段岩体中，充填物为角砾岩、岩屑和泥质，结构面较松弛，两侧岩体破碎，宽 30～50cm
	C_1	强	弱风化	岩屑角砾型	分布于弱风化－新鲜岩体中，充填物为岩屑、泥质，结构紧密，两侧岩体破碎，宽 30～50cm
	C_2		强分化		分布于弱风化上段或强风化岩体中，充填物以细角砾岩、岩屑为主，有次生泥，结构较松弛，两侧岩体破碎，宽 40～60cm

5.4 岩体变形参数取值研究

5.4.1 岩体、软弱带变形试验点汇总

按成都勘测设计院可行性研究报告，综合岩体质量分级，坝区岩体分为5个大类，7个亚类，每一类岩体试验工作量汇于表5-4。

表5-4 岩体变形试验点汇总表

岩体分类		试验点数			
		变形模量(E_0)		弹性模量(E)	
		垂直方向(v)	水平方向(h)	垂直方向(v)	水平方向(h)
Ⅰ		4	5	4	5
Ⅱ		12	11	12	11
Ⅲ	$Ⅲ_1$	17	18	17	18
	$Ⅲ_2$	6	5	6	5
Ⅳ	$Ⅳ_1$	4	7	4	7
	$Ⅳ_2$	2	3	2	3
Ⅴ		3	3	3	3

按风化状态和结构面两种情况，软弱带变形参数E_0、E值试验点工作量汇于表5-5。

表5-5 软弱带变形试验点汇总表

风化状态	结构面类型	试验点数	
		变形模量(E_0)	弹性模量(E)
		垂直方向(v)	水平方向(h)
微新	裂隙岩块型	5	5
弱风化	裂隙岩块型	4	4
强风化	含屑角砾型	4	4
强风化	岩屑角砾型	4	4

5.4.2 成果对比分析

采用第2章的随机－模糊方法[90,91,92,93]和最小二乘法对电站的岩体及结构面的变形参数进行了选取分析，为了对两种方法计算成果进行比较分析，把岩体变形参数(E_0、E)和软弱层带变形参数(E_0、E)列于表5-6～表5-9，从四个表中可以看出：按岩体分类所得到的岩体变形参数有较好的代表性，两种计算方法所得到的参数值无显著差异，从总体看，随机－模糊方法得到的参数略小。

表 5-6　坝区岩体变形模量(E_0)比较

岩体类别	加载方式	最小二乘法			随机　模糊法		
		平均值	标准差	变异系数	平均值	标准差	变异系数
Ⅰ	水平	33.476	14.578	0.435	31.663	13.871	0.438
	垂直	42.039	17.029	0.405	42.579	18.824	0.372
Ⅱ	水平	30.126	15.778	0.524	29.282	14.645	0.500
	垂直	18.631	9.258	0.497	18.012	9.571	0.531
$Ⅲ_1$	水平	19.231	7.245	0.377	19.315	7.092	0.367
	垂直	15.868	7.170	0.452	15.453	6.151	0.398
$Ⅲ_2$	水平	7.790	2.533	0.325	7.839	2.139	0.273
	垂直	4.853	1.791	0.369	4.836	1.490	0.308
$Ⅳ_1$	水平	3.582	1.312	0.366	3.551	1.151	0.324
	垂直	3.564	1.650	0.463	3.408	1.232	0.361
$Ⅳ_2$	水平	1.769	1.351	0.764	1.228	1.232	1.003
	垂直	0.299	0.426	1.425	0.485	0.257	0.532
Ⅴ	水平	0.451	0.250	0.553	0.478	0.176	0.371
	垂直	0.420	0.175	0.402	0.334	0.110	0.325

表 5-7　坝区岩体弹性模量(E)比较

岩体类别	加载方式	最小二乘法			随机　模糊法		
		平均值	标准差	变异系数	平均值	标准差	变异系数
Ⅰ	水平	40.401	20.524	0.508	34.155	17.225	0.504
	垂直	45.420	18.354	0.404	46.927	16.088	0.343
Ⅱ	水平	42.999	23.671	0.551	40.626	21.597	0.532
	垂直	26.583	15.136	0.569	23.544	13.762	0.585
$Ⅲ_1$	水平	28.896	11.465	0.397	28.536	11.509	0.403
	垂直	21.225	9.767	0.460	21.095	9.998	0.474
$Ⅲ_2$	水平	12.343	3.713	0.300	11.975	3.958	0.330
	垂直	7.545	2.452	0.325	7.567	2.156	0.286
$Ⅳ_1$	水平	5.520	2.310	0.419	5.389	2.293	0.425
	垂直	5.995	1.633	0.272	6.041	1.192	0.197
$Ⅳ_2$	水平	2.500	1.447	0.579	2.677	1.305	0.480
	垂直	1.041	0.738	0.709	1.041	0.503	0.484
Ⅴ	水平	1.040	0.257	0.247	1.047	0.205	0.197
	垂直	0.820	0.299	0.365	0.851	0.202	0.238

表 5-8　软弱层带岩体变形模量(E_0)比较

风化状态	最小二乘法			随机－模糊法		
	平均值	标准差	变异系数	平均值	标准差	变异系数
微新(Ⅰ)	1.289	0.451	0.350	1.355	0.322	0.239
弱风化(Ⅱ)	0.954	0.893	0.935	0.865	0.607	0.703
强风化(Ⅲ)	0.748	0.376	0.503	0.738	0.366	0.496
强风化(Ⅳ)	0.332	0.149	0.358	0.258	0.055	0.222

表 5-9　软弱层带岩体弹性模量(E)比较

风化状态	最小二乘法			随机－模糊法		
	平均值	标准差	变异系数	平均值	标准差	变异系数
微新(Ⅰ)	3.138	1.340	0.427	3.272	1.159	0.354
弱风化(Ⅱ)	1.675	1.408	0.841	1.688	1.414	0.838
强风化(Ⅲ)	1.137	0.451	0.397	1.145	0.407	0.356
强风化(Ⅳ)	0.684	0.319	0.466	0.631	0.184	0.294

5.5　岩体抗剪强度取值研究

5.5.1　岩体抗剪强度参数试验点汇总

按风化状态、结构面类型分成三种情况，即软弱层带、硬质结构面和岩体，每一种情况试验工作量分别列于表 5-10、表 5-11、表 5-12。

表 5-10　软弱层带抗剪强度参数试验点统计表

序号	风化状态	结构面类型	试点数
1	微风化－弱风化	裂隙岩块型	25
2	微风化	含屑角砾型	10
3	弱风化	含屑角砾型	39
4	强风化	含屑角砾型	20
5	弱风化	岩屑角砾型	41
6	强风化	岩屑角砾型	10

表 5-11　硬质结构面抗剪强度参数试验点统计表

序号	风化状态	结构面类型	试点数
1	微新	陡倾刚性裂隙	10
2	弱风化	陡倾刚性裂隙	19

表 5-12　岩体抗剪强度参数试验点统计表

序号	风化状态	岩体类型	试点数
1	新鲜	Ⅰ	10
2	新鲜、微新、弱下－微风化	Ⅱ	37
3	新鲜、微新、弱下	$Ⅲ_1$	63
4	弱下、微风化	$Ⅲ_2$	10
5	弱上	$Ⅳ_1$	5

5.5.2　抗剪强度参数对比分析

采用第 2 章的随机－模糊方法和最小二乘法对电站的岩体及结构面的抗剪参数进行了选取分析，并与点群中心法、优定斜率法、可靠度法做了对比[95,96]，把五种方法所得到的 c、f 值列于表 5-13、表 5-14，也可用表 5-15 中的建议值。为了更直观地对比五种方法得到的 c、f 的差异，把计算得到关于坝区岩体抗剪强度参数的回归方程绘于图 5-5～图 5-9(其他的结果参考作者主持的有关科研项目)。从所列图表中可以看出：

(1)总体上看，几种方法得到的 c、f 值无显著变化，说明本次试验数据代表性较好，用五种方法计算的 f 值的分散性小于 c 值的分散性；

(2)前四种方法得到的抗剪参数基本在优定斜率上下限之间，而与下限值较为接近；

(3)随机－模糊法与最小二乘法接近程度较高。

表 5-13　c 取值综合表　(单位：MPa)

岩类	序号	最小二乘法	随机－模糊法	可靠度法(80%)	点群中心法	优定斜率法
软弱风化带	1	0.616 0	0.616 0	0.623 0	0.50	0.42
	2	0.388 5	0.388 5	0.410 4	0.31	0.22
	3	0.315 8	0.456 6	0.450 9	0.39	0.07
	4	0.189 6	0.189 6	0.192 8	0.21	0.10
	5	0.189 6	0.397 8	0.410 7	0.26	0.10
	6	0.153 0	0.152 8	0.159 2	0.12	0.76
硬质结构面	1	0.993 5	0.993 5	0.958 0	1.23	0.41
	2	1.689 4	1.689 3	1.740 2	1.80	1.15
坝区岩体	1	3.243 6	3.243 8	3.317 3	3.18	2.08
	2	3.058 3	3.058 3	3.078 2	2.89	2.47
	3	3.857 2	3.857 2	3.802 2	3.72	2.75
	4	1.640 4	1.640 4	1.760 7	1.57	1.45
	5	1.060 2	1.060 4	1.147 9	1.22	0.83

表 5-14　f 取值综合表

岩类	序号	最小二乘法	随机－模糊法	可靠度法(80%)	点群中心法	优定斜率法
软弱风化带	1	0.429 1	0.429 5	0.419 7	0.467	0.410
	2	0.551 0	0.557 2	0.523 2	0.584	0.510
	3	0.441 3	0.403 6	0.430 0	0.420	0.410
	4	0.442 0	0.442 8	0.440 6	0.400	0.420
	5	0.486 2	0.374 7	0.392 1	0.490	0.390
	6	0.416 4	0.416 6	0.407 6	0.440	0.400
硬质结构面	1	1.060 7	1.060 8	1.078 2	1.015	0.960
	2	0.639 2	0.639 2	0.614 3	0.620	0.530
坝区岩体	1	1.739 6	1.739 6	1.672 0	1.790	1.580
	2	1.445 2	1.445 7	1.446 1	1.480	1.360
	3	1.171 4	1.171 5	1.178 4	1.220	1.150
	4	1.470 1	1.470 1	1.459 6	1.471	1.431
	5	1.179 1	1.179 2	1.172 7	1.149	1.160

表 5-15　c、f 的建议值

岩类	序号	c 的建议值(MPa)	f 的建议值
软弱风化带	1	0.588 8	0.436 3
	2	0.374 5	0.553 9
	3	0.403 3	0.423 7
	4	0.195 5	0.431 4
	5	0.314 5	0.435 8
	6	0.146 3	0.420 2
硬质结构面	1	1.043 8	1.053 7
	2	1.729 7	0.628 2
坝区岩体	1	3.766 2	1.735 3
	2	3.021 2	1.454 3
	3	3.809 2	1.185 3
	4	1.652 9	1.467 7
	5	1.122 1	1.170 0

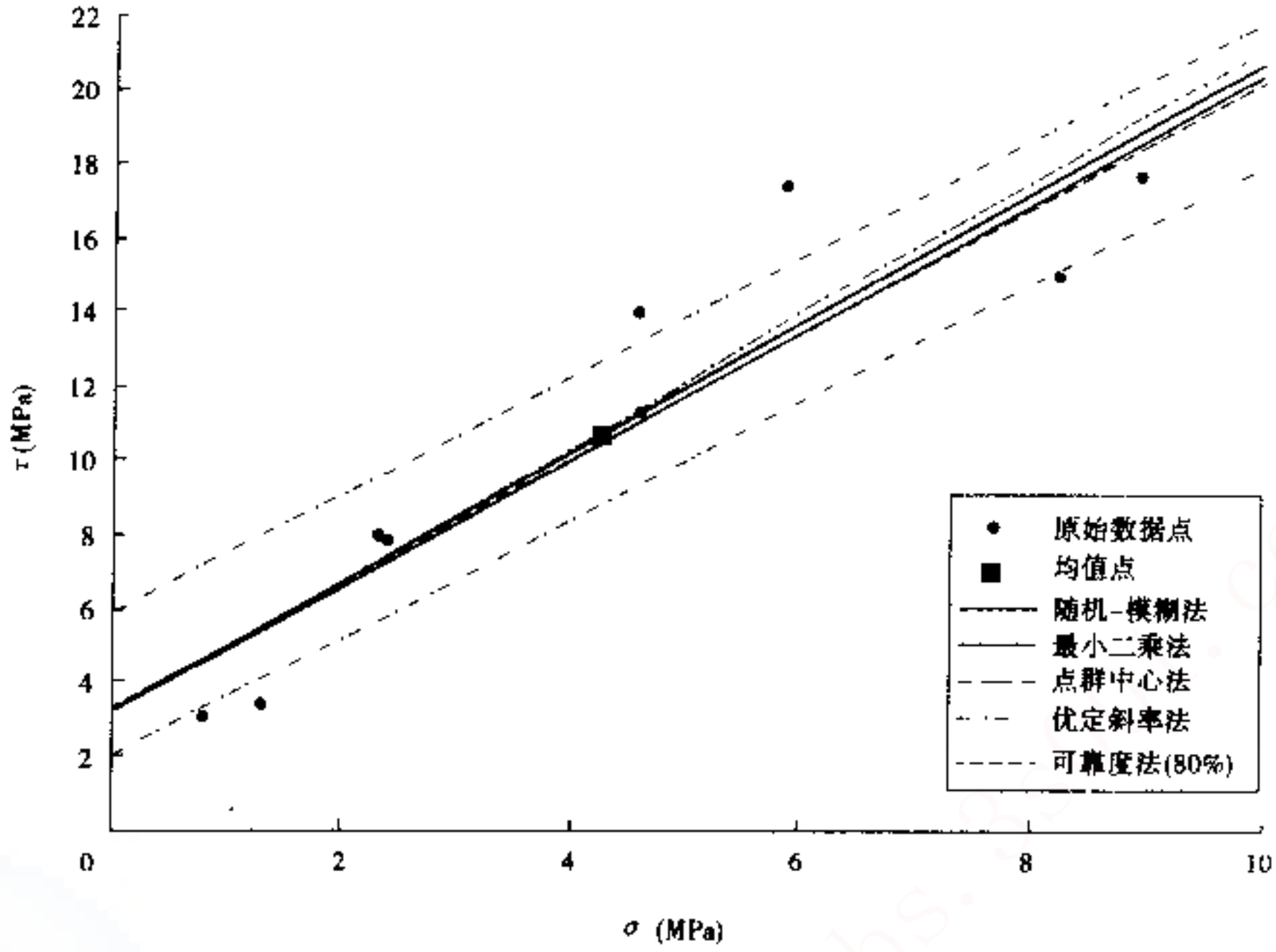


图 5-5　坝区岩体回归方程图(1)

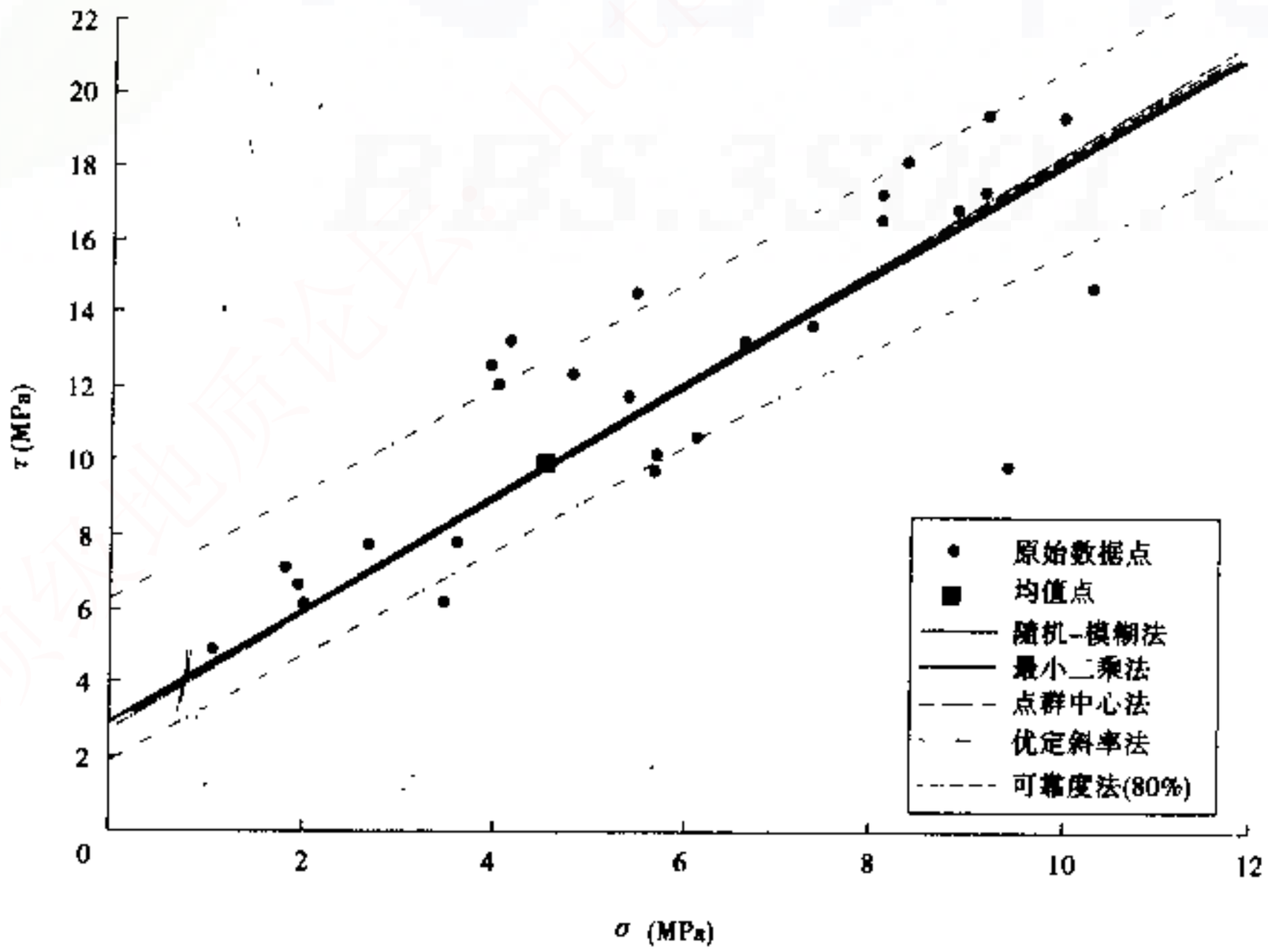


图 5-6　坝区岩体回归方程图(2)

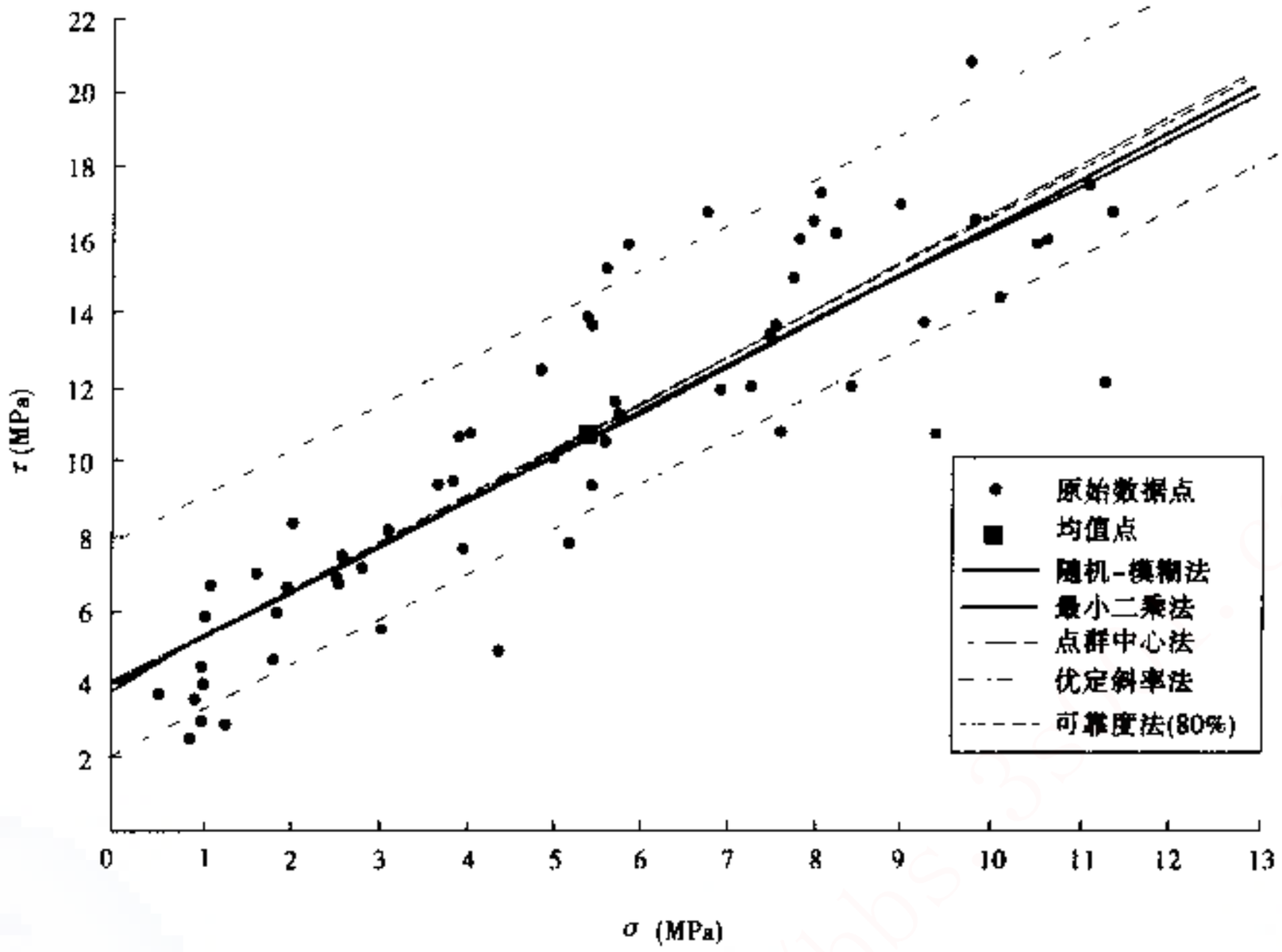


图 5-7　坝区岩体回归方程图(3)

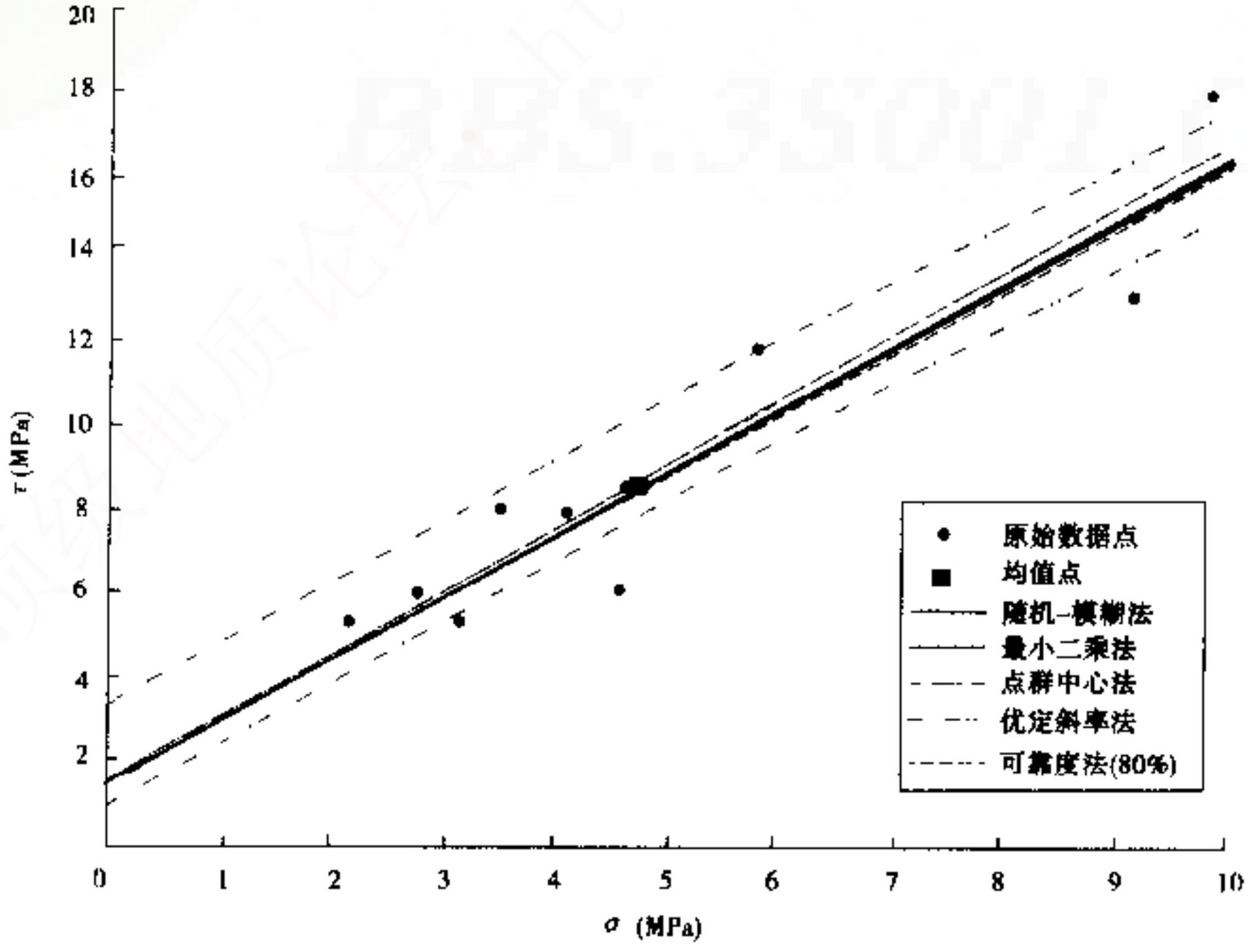


图 5-8　坝区岩体回归方程图(4)

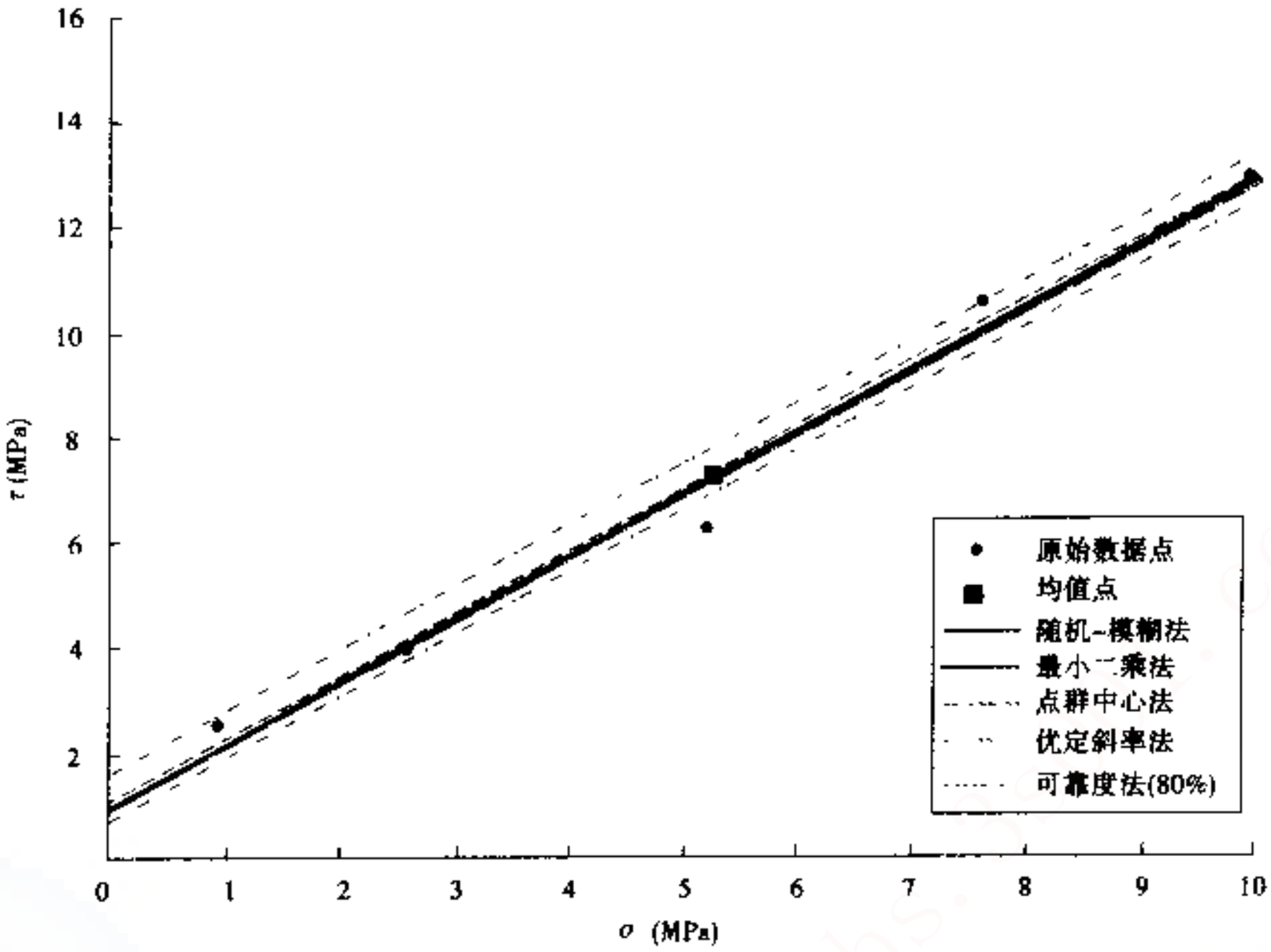


图 5-9　坝区岩体回归方程图(5)

BBS.350U1.COM

参考文献

1 张学年,孙广忠.长江三峡工程库区顺层岸坡研究.北京:地震出版社,1993

2 崔政权.系统工程地质导论.北京:水利电力出版社,1992

3 孔宪立.岩体工程地质及其灾害.上海:同济大学出版社,1993

4 卢世宗.国外露天矿边坡稳定性研究的进展.全国工程地质学术会议学术报告文摘,1979

5 孙玉科,许兵.边坡稳定性研究的进展.岩体工程地质力学问题(八).北京:科学出版社,1987

6 潘家铮.建筑物的抗滑稳定和滑坡分析.北京:水利电力出版社,1989

7 王思敬.工程地质新进展.北京:中国科学技术出版社,1991

8 铁道科学研究西北研究院.滑坡防治及研究评述.滑坡文集.北京:人民铁道出版社,1976

9 Broms B B Foudation Engineering Handbook. Van Nostrand Reinchold Company. 1975

10 Zaruba Q, Nencl V. Landslides and their control. Publishing House of the Czechoslovek Academy of Sciences Praque. 1969

11 The Japan Society of Landslides and National Conference of Landslides Control. Landslide in Japan. 1972

12 刘汉东,等.水电工程高边坡安全度标准的研究.华北水利水电学院课题组.1992.12

13 张倬元,王士天,王兰生.工程地质分析原理.北京:地质出版社,1994

14 Muller L. The rock slide in the Vajont Valley. Rock Mech. Engg Geol. 1964,2

15 Hoel E, Brown E T. 岩石地下工程.连志升,等译.北京:冶金工业出版社,1986

16 Hoel E, Broy J W. 岩土边坡工程.卢世宗,等译,北京:冶金工业出版社,1983

17 Goodman R E. Introduce to Rock Mechanics. West Publishing Co. ,1989

18 Jaeger J C. Rock Mechanics and Engineering. Cambridge University Press, 1979

19 Andson M G, Richards K S. Slope stability. John Wiley &Son Ltd. New York, 1987

20 刘汉东,王思敬.工程地质参数的最优化分析.见:第四届全国工程地质大会论文集.北京:海洋出版社,1992

21 王思敬,等.地下工程岩体稳定分析.北京:科学出版社,1984

22 谷德振.岩体工程地质力学基础.北京:科学出版社,1979

23 徐志英.岩石力学.北京:水利电力出版社,1986

24 J·塔罗勃腾.岩石力学.林天健,等译.北京:中国工业出版社,1965

25 Stagg K G, Zienkiewicz O C. Rock Mechanics in Engineering Practice. 1966

26 Zeleny M. Multiple criteria Decision Making. Kyoto. 1975

27 Jaeger J C, Cook N G W. Fundamentals of Rock Mechanics. 1976

28 Somerton W H. Rock Mechanics – Theory and Practice. 1970

29 Gray K E. Basic and Aplied Rock Mechanics. 1972

30 Goodman R E. Method of geological engineering geology. 1975

31 Goodman R E. Method of geological in Discontinuous rocks. West. Publishing Co. ,1976

32 Barton N R. Of a new shear sthengh criterion for rock joints. Engineering Geology, 1973,7

33 Hoek E. strength of jointed rock masses. Geotechnique, 1985,33(3)

34 李华晔,刘汉东,等.岩体结构三维有限元数值分析中物理力学参数合理选取的研究(七五攻关).华北水利水电学院,1989

35 孙广忠.岩体结构力学.北京:科学出版社,1988

36 孙广忠.论爬坡角.水文地质工程地质,1979(6)
37 中科院地质研究所.岩体工程地质力学问题(三).北京:科学出版社,1980
38 中科院地质研究所.岩体工程地质力学问题(四).北京:科学出版社,1982
39 王行本.有充填不连续面抗剪强度研究现状评述.工程地质,1985(7)
40 邓国谨.原状软弱夹层抗剪强度的试验研究.见:水电部科学研究院论文集(二十集).1985
41 中科院地质研究所.黄河李家峡水电站左岸厂房开挖边坡岩体稳定性研究,1993(3)
42 陶振宇.岩石强度准则的探讨.科学通报,1986(2)
43 史如评.向量法用于拱坝坝肩岩坡稳定分析.水利学报,1990(3)
44 张镜剑.具有软弱夹层基岩上混凝土重力坝抗滑稳定的刚体平衡法.华北水利水电学院学报,1982(1)
45 万宗礼.关于岩体变形特性的研究及其参数选择问题的探讨.工程地质,1988(2)
46 水利水电工程地质情报网.水利水电工程岩体测试手册,1987
47 李迪文.大坝抗滑稳定参数选择.天津勘测设计院,1986
48 周维垣,杨延毅.节理岩体力学参数取值研究.岩土工程学报,1992(5)
49 Bieniawski Z T. Deteimining rock mass deformability – experience from case histories. Int. J. Rock Mech. Min. Sci.,1978,15(5)
50 Kulhawy H. Stresss-deformation perties of rock discontinuities. Eng. Geol, 1975,9
51 刘汉东.坝基岩体抗剪强度与变形特性参数分析研究.华北水利水电学院学报,1989(3)
52 汪荣鑫.数理统计.西安:西安交通大学出版社,1986
53 缪元圣,刘桂英.岩石动、静弹性模量关系探讨.江苏省地质局实验室,1985
54 汤学立.小浪底坝址区围岩物理力学相关性研究.人民黄河,1991,13(4)
55 李华晔,刘汉东.试论岩基抗滑稳定参数的数据分析与计算.华北水利水电学院学报,1990(2)
56 张全恒.岩石结构面抗剪参数的确定.岩土工程学报,1992(增刊)
57 王毓泰,等.拱坝坝尖岩体稳定分析.贵阳:贵州人民出版社,1982
58 林伟雄.东江双曲拱坝拱座稳定分析.北京:水利电力出版社,1987
59 严克强.复杂坝基岩体综合变形模量的确定.东北勘测设计研究院,1985
60 孙跃,等.模糊数学方法及其应用.北京:煤炭工业出版社,1992
61 方开泰.实用多元统计分析.上海:华东师范大学出版社,1992
62 汪培庄,等.应用模糊数学.北京:北京经济学院出版社,1989
63 水利水电工程地质勘察规范(SDG14—78).北京:水利电力出版社,1984
64 混凝土重力坝设计规范(SDG21—78).北京:水利电力出版社,1985
65 徐志英.岩石力学.北京:水利电力出版社,1986
66 李胡生.岩土参数随机－模糊统计中隶属函数形式.同济大学学报,1993(3)
67 崔世杰,张清杰.应用塑性力学.郑州:河南科技出版社,1992
68 徐秉业,等.弹塑性力学及其应用.北京:机械工业出版社,1984
69 周维垣.高等岩石力学.北京:水利电力出版社,1990
70 Gass S I. Lineer Programming Methods and Aplications Fifth Edition. Mc Graw Hill Book Company. 1984
71 Healey G. Programming. Addision Wesley tenth prinling. 1978
72 Ignizio J P. Goal Programming and Extentions. D. C. Heath and company, 1976
73 Bazaraa M S. Linear programming and Network Flow. John Wiley & Sons, 1977
74 管梅谷,等.线性规划.济南:山东科技出版社,1983
75 赵凤治.线性规划计算方法.北京:科学出版社,1994

76 运筹学教材编写组. 运筹学. 北京:清华大学出版社,1994
77 Klir G J. Fuzzy sets. Prentice Hall. Englewood Cliffs. New Jersey,1978
78 Jayness E T. Where Do We Stand on Maximum Entropy? The Maximum Entropy Formalism. the MIT Press Cambridge. Mass,1979
79 Jayness E T. Prior Probability. IEEE Trams. On Systems Science and cybernetics. SSC-4,1968
80 Owen D R J, Hinton E. Finite Elements in Plastisity: theory and practice. Pineridge Press Limited. Swansea V K,1980
81 Shi G, Goodman R E. Two Dimensional Discontinuous Deformation Analysis. Int. J. And. Num. Method in Geomechanics,1985
82 Witherspoon P A, Gale J E. Mechanical and Hydraulic Properties of Rock Related to Induced Seismicity. Engineering Geology,1977,11(1)
83 Gerrard C M. Elasitic Models of Rock Mech. And Mining Sci. and geoMech. Abst. 1982,19(1)
84 Brebbia C A, Walker S. Boundary Element Techniques in Engineering Butferworth & Co. Ltd,1980
85 Snow D T. Anisotropic permeability of Fractured Media. Water Resours Res. ,1969,5
86 Lama R D, VutuRuri V S. Handbook on Mechanical properties of Rocks. Vol. Ⅲ. Trans Tech Publications,1978
87 周伟桐,杨若琼,等. 节理岩体稳定的三维弹塑性断裂有限元分析. 岩土工程学报,1988(2)
88 谢贻权,何福保. 弹性和塑性力学中的有限单元法. 北京:机械工业出版社,1981
89 水利水电工程岩石实验规程(补充部分). 北京:水利电力出版社,1992
90 Zhiquan H, Fuchu D, Xiaocheng J, et al. Determination of shear strength of a rock mass at Baoquan Pumped Storage Power Station, Bulletin of the Engineering Geology and the Environment,1999(60):267~273
91 黄志全. 宝泉抽水蓄能电站岩体力学参数选取及边坡优化设计研究. [华北水利水电学院硕士学位论文],1995
92 黄志全,王思敬,李华晔,等. 岩体力学参数取值的置信度及其可靠性. 岩石力学与工程学报,1999(18)
93 黄志全,李日运. 岩体力学参数试验数据可靠性检验方法. 水文地质工程地质,2004,31(5)
94 黄志全,王思敬,李华晔,等. 宝泉抽水蓄能电站岩体抗剪参数的选取. 工程地质学报,1998,6(2)
95 李华晔,黄志全,陈尚星,等. 溪洛渡电站夹层抗剪参数(c,f)取值研究. 岩石力学与工程学报,2002,21(10)
96 黄志全,姜彤,刘汉东,等. 工程岩体抗剪强度参数的可靠度分析. 中国矿业,2004,13(8)

第二篇

边坡演化的分析理论

地质论坛 BBS.3500L.COM

地质论坛 BBS.3500L.COM

第 6 章　边坡稳定性研究现状

6.1　边坡稳定性分析及滑坡预测预报

边坡稳定性研究已有一百多年的历史，特别是近几十年来，随着环境保护与减轻自然灾害十年活动的开展，边坡稳定性评价与滑坡预测预报已经成为具有特色的工程地质课题之一。20 世纪 80 年代以来，人们已认识到必须加强边坡特别是高边坡稳定性的理论研究，加强重大工程斜坡稳定性的应用研究，从而把这个领域推向新的阶段。随着计算机的应用及计算理论的发展，数值模拟技术广泛地应用到边坡稳定性分析之中。在传统的理论方法基础上，可以定量或半定量地模拟边坡变形破坏发展过程及形成机制，从而在整体上、从理论与实践的角度认识边坡的发展、演化过程。与此同时，学科之间的相互渗透使许多现代科学的理论与方法应用到边坡研究之中，从而促进了边坡研究理论的更新和应用研究水平的提高。

6.1.1　边坡岩体变形破坏机制及方式

由于岩体是一种复杂的地质体，具有非均质、不连续、各向异性的特点，因而其变形破坏也不尽相同。具有不同结构、不同岩性及物理力学性质的岩体，在不同因素的影响下，其变形破坏机制各不相同；而且，岩体的变形、破坏又受岩体结构特征控制。因而，在分析其机制时，应以岩体结构特征为主导，结合具体的影响因素，作出具体分析。

6.1.1.1　变形破坏机制

孙广忠(1988)对边坡岩体变形、破坏机制进行了系统的研究[1]。

1)变形机制

岩体变形主要由岩石材料变形和岩体结构变形组成，亦即由结构面变形与结构体变形组成。结构面变形常居主要地位，包括压缩闭合、拉伸、剪切错动、黏性流动等几种形式；结构体变形表现为拉压变形、弯曲变形、剪切变形等几种机制。

2)破坏机制

孙广忠将岩体破坏定义为岩体结构的改组和结构连接的丧失现象。对不同的岩性、影响因素及岩体结构而言，可总结为七种破坏机制：①张破裂；②剪切破坏；③结构体沿软弱面滑动；④结构体滚动；⑤倾倒破坏；⑥溃曲破坏；⑦弯折破坏。此外，许多学者对变形破坏机制进行了详尽的研究。

6.1.1.2　边坡岩体变形破坏方式

边坡岩体变形破坏方式是边坡稳定性分析的基础，因而国内外许多地质工作者对之进行了详细的研究[1~4]，归纳起来主要有以下两种：

(1)孙广忠(1988)在考虑地质环境、滑体运动方式及滑体形态的基础上，将滑坡分为

几大类:①楔体滑动;②圆弧滑动;③顺层面滑动;④倾倒变形;⑤溃曲破坏;⑥复合形态滑面滑动;⑦开裂变形;⑧堆积层滑动;⑨崩塌碎屑流。

(2)Douglas Stead 等在总结露天矿边坡的基础上,综合考虑了边坡的几何形状、边坡结构、坡体物质、水压力、时间及人为因素的影响,归纳出边坡破坏的类型有如下几种:①双线型平面破坏;②犁式破坏(Ploughing);③溃曲破坏;④追踪破坏(Step-Path Failure);⑤平面破坏;⑥弃用工程破坏引起的破坏。并对其机制分别进行了分析。

6.1.2 边坡稳定性评价方法

随着人类工程活动向更深层次发展,在经济建设过程中,遇到了大量的边坡工程,且规模越来越大,其重要程度也越来越高,有时会影响人类工程活动;并且人们更注重由于边坡失稳造成的灾害,故边坡稳定性研究一直是重中之重。边坡稳定性分析方法很多,简要归纳如下。

6.1.2.1 定性分析方法

定性分析方法主要是分析影响边坡稳定性的主要因素、失稳的力学机制、变形破坏的可能方式及工程的综合功能等,对边坡的成因及演化历史进行分析,以此评价边坡稳定状况及其可能发展趋势。该方法的优点是综合考虑影响边坡稳定性的因素,快速地对边坡的稳定性作出评价和预测。定性分析常用的方法有以下几种。

1)地质分析法(历史成因分析法)

根据边坡的地形地貌形态、地质条件和边坡变形破坏的基本规律,追溯边坡演变的全过程,预测边坡稳定性发展的总趋势及其破坏方式,从而对边坡的稳定性作出评价,对已发生过滑坡的边坡,则判断其能否复活或转化。

2)工程地质类比法

工程地质类比法的实质是把已有的自然边坡或人工边坡的研究设计经验应用到条件相似的新边坡的研究和人工边坡的研究设计中去。需要对已有边坡进行详细的调查研究,全面分析工程地质因素的相似性和差异性,分析影响边坡变形发展的主导因素的相似性和差异性,同时,还应考虑工程的类别、等级及其对边坡的特定要求等。它虽然是一种经验方法,但在边坡设计,特别是在中小型工程的设计中是很通用的方法。

3)图解法

图解法可以分为两类:第一类,用一定的曲线和诺谟图来表征边坡有关参数之间的定量关系,由此求出边坡稳定性系数,或已知稳定系数及其他参数(φ、c、r、结构面倾角、坡角、坡高)仅一个未知的情况下,求出稳定坡角或极限坡高。这是力学计算的简化。第二类,利用图解求边坡变形破坏的边界条件,分析软弱结构面的组合关系,分析滑体的形态、滑动方向,评价边坡的稳定程度,为力学计算创造条件。常用的图解法有赤平极射投影分析法及实体比例投影法[5,6]。

4)边坡稳定专家系统

工程地质领域最早研制出的专家系统是用于地质勘察的专家系统 Propecter,是由斯坦福大学于 20 世纪 70 年代中期完成的。另外,MIT 在 20 世纪 80 年代中期研制的测井资料咨询专家系统也得到成功的应用。在国内,许多单位正在进行研制,并取得了很多成

果。专家系统使得一般工程技术人员在解决工程地质问题时能像有经验的专家一样给出比较正确的判断并作出结论,因此专家系统的应用为工程地质的发展提供了一条新思路。

6.1.2.2 定量评价方法

定量评价方法实质是一种半定量的方法,虽然评价结果表现为确定的数值,但最终判定仍依赖人为的判断。目前,所有定量的计算方法都是基于定性分析之上。

1)极限平衡法

极限平衡法在工程中应用最为广泛。根据边坡破坏的边界条件,应用力学分析的方法,对可能发生的滑动面,在各种荷载作用下进行理论计算和抗滑强度的力学分析。通过反复计算和分析比较,对可能的滑动面给出稳定性系数。该方法比较直观、简单,对大多数边坡的评价结果比较令人满意。该方法的关键在于对滑体的范围和滑面的形态进行分析,正确选用滑面计算参数,正确地分析滑体的各种荷载。该原理的方法有很多,如条分法、圆弧法、Bishop 法、Janbu 法、不平衡传递系数法等。

极限平衡方法的最新发展之一是 Sarma 法。其基本概念为:一条边坡除非是沿一个理想的平面或圆弧滑动,才可以作为一个完整的刚体运动;否则,必须先破裂成多个可以相对滑动的块体,才能发生滑动。该方法的优点是:可以用来评价各种类型滑坡的稳定性,如平面滑动、楔体滑动、圆弧及非圆弧滑动等;条块边界不需要垂直。

2)数值分析方法

数值分析方法主要是利用某种方法求出边坡的应力分布和变形情况,研究岩体中应力和应变的变化过程,求得各点上的局部稳定系数,由此判断边坡的稳定性。其主要有以下几种方法。

(1)有限单元法(FEM):该方法是目前应用最广泛的数值分析方法。其优点是部分地考虑了边坡岩体的非均质、不连续介质特征,考虑了岩体的应力应变特征,可以避免将坡体视为刚体、过于简化边界条件的缺点,能够接近实际地从应力应变特征分析边坡的变形破坏机制,对了解边坡的应力分布及应变位移变化很有利。其不足之处是:数据准备工作量大,原始数据易出错,不能保证整个区域内某些物理量的连续性;对解决无限性问题、应力集中问题等其精度比较差。

(2)边界单元法(BEM):该方法只需对研究区的边界进行离散化,具有输入数据少的特点。其计算精度较高,在处理无限域方面有明显的优势。其不足之处为:一般边界单元法得到的线性方程组的关系矩阵是满的不对称矩阵,不便应用有限元中成熟的对稀疏对称矩阵的系列解法。另外,边界单元法在处理材料的非线性和严重不均匀的边坡问题方面,远不如有限单元法。

(3)离散单元法(DEM):是由 Cundall(1971)首先提出的。离散单元法可以直观地反映岩体变化的应力场、位移场及速度场等各个参量的变化,可以模拟边坡失稳的全过程。该方法特别适合块裂介质的大变形及破坏问题的分析。其缺点是计算时步需要很小,阻尼系数难以确定等。

(4)块体理论(BT):是由 Goodman 和 Shi(1985)提出的,该方法利用拓扑学和群论评价三维不连续岩体稳定性[7],并且建立在构造地质和简单的力学平衡计算的基础上。块体理论为三维分析方法,随着关键块体类型的确定,能找出具有潜在危险的关键块体在临

空面的位置及其分布。

除以上几种方法外，数值方法近年来有很大发展，如无界元(IDEM)、不连续变形分析(DDA)等方法。此外，随着数值计算方法的发展，由于工程实践的需要，出现了大量的各种数值方法的耦合算法。如有限元、边界元、无穷元、离散元、块体元等的相互耦合，以及数值解和解析解的结合，数理统计与数值解的结合等。这些结合充分发挥了各个方法的优点，能更好地反映出岩体工程的计算特点，适应岩体的非均质、不连续的特点，更好地表现出无限域及其近场和远场效应，表达了工程因素的时空变化以及岩体力学参数的不稳定性。这些耦合计算使得岩体结构离散合理化，复杂岩体结构进一步简化，从而达到经济、高效的目的。

6.1.2.3 不确定性分析方法

1)系统分析方法

由于边坡处于复杂的岩土体力学环境条件下，其稳定性的涉及面很广，且稳定程度非常复杂，可以认为其是一个复杂系统，因此边坡问题也是一个系统工程问题。应用系统分析方法应该遵循的途径为：岩体力学环境条件的研究→变形破坏机制研究→稳定性计算分析。目前，系统分析方法广泛应用于边坡稳定性分析之中[8-10]。

2)可靠度分析方法

确定性分析方法中经常用到安全系数的概念，其实际上只是滑动面上平均稳定系数，而没有考虑影响安全系数的各个因素的变异性。而可靠度分析方法则考虑了这一点，可靠度方法在分析边坡的稳定性时，充分考虑各个随机要素(如岩体及结构面的物理力学性质，地下水的作用包括静水压力、动水压力、裂隙水压力、软化作用、浮托力，各种荷载等)的变异性。

可靠度方法已经广泛应用于边坡及滑坡分析中。Claes Alen(1996)应用概率方法对Gota河谷地区的边坡进行了广泛而细致的分析，并拓展了该方法的内容[11]；张兴等(1990)对多滑面边坡的破坏概率进行了计算[12]；姚耀武等(1994)推导了Bishop法的可靠度公式，并编制了相应的计算程序[13]；包承纲等(1987)利用地震条件下土坡稳定计算公式，推导了边坡破坏概率模式，并用一次二阶矩法导出了各随机量的数学期望、方差公式[14]；郭怀志(1990)给出了边坡滑动过程中可靠度的估计算法[15]。这些应用推动了可靠度方法的发展。

3)灰色系统方法

灰色系统理论主要以信息的利用与开拓为宗旨，以客观现象量化为目标，除对事物进行描述外，更侧重对事物发展过程进行动态研究。其应用于滑坡研究中主要有两方面：一是用灰色预测模型进行滑坡失稳时间的预报，实践证明该理论预测的精度相当高；二是用灰色聚类理论进行边坡稳定性分级、分类。该方法的局限性是聚类指标的选取、灰元的白化等带有经验性质。

4)模糊数学评判法

模糊数学对处理经验模糊性的事物和概念具有一定的优越条件。该方法首先找出影响边坡稳定性的因素，并进行分类，分别赋予一定的权值，然后根据最大隶属度原则判断边坡单元的稳定性。实践证明，模糊评判法效果较好，为多变量、多因素影响的边坡稳定

性的综合定量评价提供了一种有效的手段。其缺点是各个因素的权重选取带有主观判断的性质。

6.1.2.4 确定性和不确定性方法的结合

确定性和不确定性方法的结合主要是概率分析方法与有限元法或边界元的结合而形成的随机有限元法或随机边界元法等。这类方法变材料常数为随机变量，故其结果更能客观地模拟边坡岩体的力学性质、变形破坏发展及其性态的变化，从而成为数值模拟方法发展的新途径，是边坡稳定性研究的新手段[16-18]。

6.1.2.5 物理模拟方法

早在 1971 年，帝国学院的 J. Ashby 最早把倾斜台面模型技术用于研究边坡倾倒破坏机理及过程。随后，帝国学院又试制成了基底摩擦试验模型，它广泛应用于边坡块状倾倒及弯折倾倒[19]；Prichard(1990)也进行过类似试验，并与数值模拟进行了对比，对在可控制条件下简单的弯折倾倒现象，此模型能很好地显示边坡破坏的发展过程[20]；Bray 和 Goodman(1981)建立了基底摩擦试验理论，阐述了极限平衡方程[23]。

然而，由于受模型尺寸的限制，这些模型技术不能模拟大型复杂的工程及三维、三维的模型。针对这种工程要求，离心模型试验技术快速地发展起来。国外早在 20 世纪 30 年代就已经起步，特别是近 20 年来，这一技术有了快速地发展，并得到广泛应用[27]。离心模型试验主要模拟以自重为主荷载的岩土结构，在模型试验过程中模型出现了与原型相同的应力状态，从而避免了使用相似材料，而直接使用原型材料。因此，这项技术已被广泛地应用在滑坡研究的各个方面。

由于离心模型技术能使模型达到原型的压力水平，近年来已被广泛地应用于滑坡的研究之中，为复杂的岩体工程的研究提供了有力手段。中国水利水电科学研究院对龙滩水电站左岸边坡的稳定性、倾倒破坏机理进行了研究[32]。成果说明：模型在 130g 的离心加速度下发生整体破坏，裂隙与节理相互组成了一个贯穿的破坏面，此面沿层面方向发展较深；并且使用改进的 Goodman－Bray 分析方法也证明当离心加速度为 130g 时，安全系数为 0.953，与试验结果基本吻合。长江科学研究院曾对三峡船闸岩石边坡的稳定性进行了离心模型试验，为船闸高边坡评价和设计提供了参考。

边坡工程中的离心模型试验也存在一些尚未解决的问题，主要是一些模拟理论问题。由于用原型材料进行试验，在相似规律条件下，并不能使模型满足所有的条件，从而引起固有误差。此外，如何确定参数有待进一步研究。

6.1.3 滑坡预测预报研究

边坡失稳预报(prediction，forecasting)是预先判定边坡失稳破坏的发生时间及其滑动速度和危害范围的预报。预报的基础是对边坡变形破坏规律的认识，根据边坡演化过程中各种信息和条件，如边坡的水平和垂直位移、倾斜度、应力场、水压力场、降雨、温度等，及时地研究分析它们的变化，判定边坡失稳破坏的时间。陈自生(1996)依据预报超前时间的长短，将预报分为临滑预报和趋势预报，而趋势预报又分为短期预报、中期预报、长期预报及超长期预报[35]。

边坡失稳预测(prognosis)主要是判定边坡可能发生失稳破坏的空间位置，包括边坡

失稳的区域、地段和地点，破坏的基本类型和规模，以及可能造成的损失。依据区域的范围和目的不同，可分为区域性预测和场地预测。

滑坡预测预报是滑坡学研究的前沿课题。国内外许多学者对此进行了大量的研究，取得了很多成果，为滑坡预测预报的发展打下了基础。

6.1.3.1 滑坡失稳时间预测预报

滑坡失稳时间预报研究，若从日本学者斋藤(M. Saito)在第六届蒙特利尔国际土力学与基础工程会议上发表的论文算起，至今已经有近 40 年的历史。该问题的研究是世界公认的尖端课题。由于滑坡地质过程、形成条件、诱发因素的复杂性、多样性及其变化的随机性、非确定性，从而导致了滑坡动态信息难以获得，又由于滑坡动态监测技术的不成熟和分析理论的不完善，因此滑坡失稳时间的预测预报一直是一个十分困难的课题。很多学者对该难题进行了很多研究和实践，并取得了丰硕的成果。滑坡形成与变形过程是滑坡体岩土体蠕动变形的过程，所以几十年来，滑坡时间预测预报的基础一直是岩土体蠕动变形理论。以此为基础，许多学者进行了多种研究和工程实践，用于预报滑坡时间的方法主要有以下几种。

1)宏观现象预报法

该方法是根据边坡失稳前兆的反应进行直接预报。滑坡失稳前，表现出许多宏观先兆，如坡体前缘频繁崩塌、地下水突然变化、地声异常、动物表现失常等现象，利用临滑前这些宏观现象，进行临滑预报很有效。我国曾利用该方法成功地预报了宝成线须家河滑坡。但该法的有效性依赖于正确的地质分析和经验判断。

2)斋藤法

斋藤认为坡体进入加速蠕变阶段，可以根据位移－时间曲线进行滑坡失稳预报，如图 6-1 所示。在该曲线上任取相邻点间相对位移量(ΔL)相等的三点(图中 A_1, A_2, A_3)，它们分别对应的时间为 t_1、t_2、t_3，则发生破坏的时间 t_r 可按下式求得：

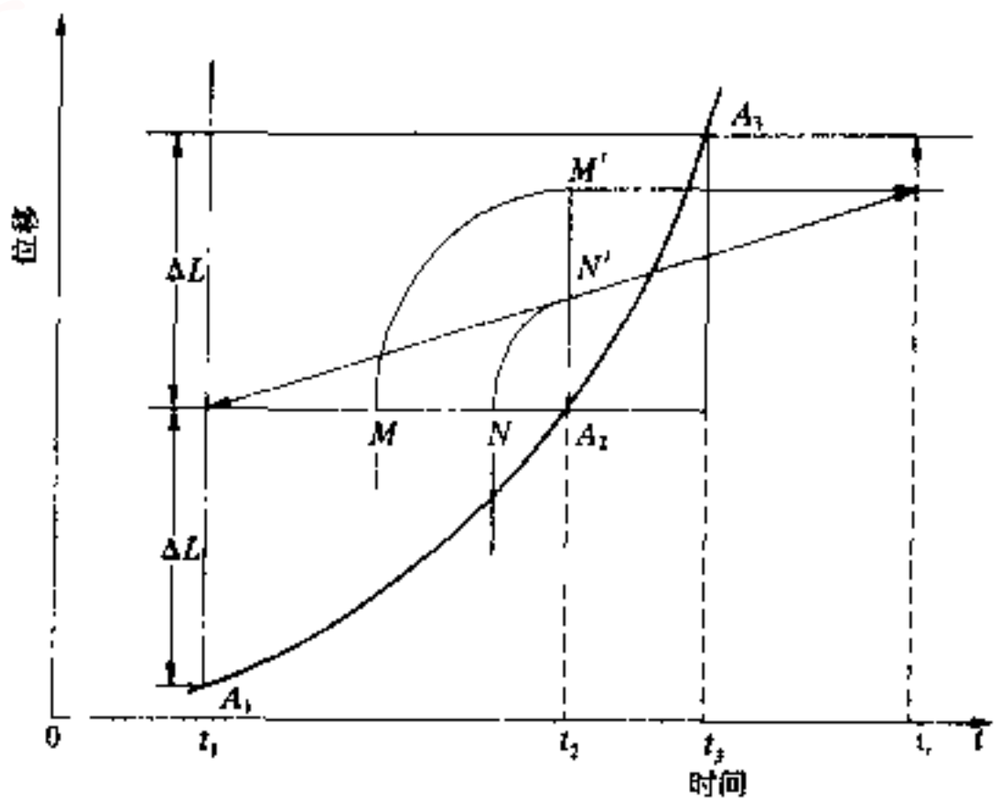


图 6-1　斋藤法示意图

$$t_r - t_1 = \frac{\dfrac{(t_2 - t_1)^2}{2}}{(t_2 - t_1) - \dfrac{t_3 - t_1}{2}} \tag{6-1}$$

斋藤利用该法于 1970 年对日本高汤山滑坡进行了成功的预报。该方法是以上体蠕变理论为基础，在应用中仅适用于前缘不受阻的土质滑坡，有一定的局限性。

3)统计数学模型法

随着统计数理理论的广泛应用，许多学者尝试以位移为参数，借助数理理论，建立滑坡位移－时间关系的数学模型，以期用数学模型来描述滑坡变形破坏的统计规律，预报滑坡发生的时间。这也是目前滑坡预测预报研究中最活跃的领域。晏同珍(1989)应用二次回归曲线拟合 Vajont 水库滑坡位移速度 $\dot{v}$ 随时间 t 变化的动态规律[36]，得出的回归方程为：

$$\dot{v} = 0.22t^2 - 3.01t + 18.99 \tag{6-2}$$

并进行了反演拟合预报，效果很好.

4)灰色系统预报方法

边坡的变形破坏是受内外营力多种因素综合作用的结果，由于边坡变形破坏机制的复杂性和人们认识的局限性，对滑坡中的很多因素、参数及其相关性认识不清。因此，可以认为滑坡系统是一个灰色系统，从而借助灰色理论进行预测预报研究。目前，已经取得了很多进展。

晏同珍(1988)应用灰色系统中的 Verhulst 模型预报了 Vajont 滑坡[17]，依据 1963 年 9 月 18 日到 10 月 9 日的滑坡速度随时间变化的监测资料，得出时间预报的 Verhulst 模型：

$$\hat{X}^{(1)}(t) = \frac{2.354\,9}{1 + 66.282\,9e^{-0.762\,2t}} \tag{6-3}$$

得出的滑坡失稳时间比实际破坏时间仅提前了 2.443 天，可见其精度很高。

5)多参数预报法

该方法是选取多个参数，综合预测滑坡发生的时间，这也是国内外研究的热点之一。美国学者 Barry Voight(1989)提出了多参数预报的经验公式：

$$t_f - t_x = \frac{(Z_x^{1-\alpha} - Z_f^{1-\alpha})}{A(\alpha - 1)} \tag{6-4}$$

当 $t_x = t_f$ 时

$$Z = Z_x$$

式中：Z 为任意参数，如位移、剪应力、地面倾角等；Z_x 为初始值；Z_f 为预报值；α、A 为经验常数。

由于经验常数不容易确定，该方法的应用受到很大限制。

上述方法只是滑坡失稳时间预测预报的主要方法，这些方法已经应用到边坡稳定性评价之中。除此之外，还有经验预报法、降雨量参数预报法、声发射(AE)参数预报法、位移－时间曲线变化趋势判断法等。因此可见，以地质分析、经验判断为主的定性或半定量预报及基于监测资料的趋势定量预报在当前研究中占主导地位，研究滑坡变形在宏观上

的几何规律，微观上的物理、化学规律及数值的统计规律，在滑坡滑动时间预测预报研究中非常活跃。

6.1.3.2 滑坡活动强度预测预报研究

滑坡活动强度包括活动速度和活动距离两方面，此方面的研究就是滑坡运动特征的预测。滑坡运动学研究的基础是运动物理学和能量转化和守恒定律，国内外滑坡预测预报研究主要有以下几个方面。

1)质点运动学预测法

把滑坡运动看做是质量集中于重心的质点运动，从而利用质点运动学和相应的能量转化和守恒定律，研究滑坡的运动演化过程。学者(潘家铮，1984)提出了滑速预测公式，实践证明，这些方法在滑坡运动特征预测中具有一定的普适性。但这些研究对滑坡边界的假设太简单，所以如何确定滑坡边界条件仍是今后研究的重点。

2)质点运动学与滑坡运动机理研究相结合的预测方法

基于不同的滑坡运动机理假设，国内外有不同的预测方法，具有代表性的方法有以下几个。

(1)王思敬等人(1989)在对我国几个大型滑坡运动机理研究基础之上，通过滑坡运动全过程能量分析，提出滑速及最大滑距预测公式[38]：

$$v = \sqrt{\frac{2U}{M} + 2g(H - Lf)} \tag{6-5}$$

$$L_{max} = \frac{1}{gf} \cdot \frac{U}{M} + \frac{H}{f} \tag{6-6}$$

式中：M 为滑体质量；U 为滑体变形能量；H 为重心落差；L 为水平滑距；f 为动摩擦系数。其反演结果与实际接近，只是假设过多。

(2)奥地利学者 A. E. Scheidegger 在调查了世界 33 个大型滑坡的运动特征后，提出等价摩擦系数 f_e 的概念，并发现[53]：

$$\lg f_e = a \lg V + b \tag{6-7}$$

式中：V 为体积；$a = -0.156\ 66$，$b = 0.622\ 19$。

根据下式计算滑速：

$$v_e = \sqrt{2g(H - f_e L)} \tag{6-8}$$

式(6-8)为反推公式，在实际应用中有局限性。

(3)H. J. Kornei 则将大型滑坡视为流体，提出按流体力学方法计算滑速[19]，在一定的假设上，滑速为：

$$v^2 = \frac{1}{e^{2\gamma/k}} [\, v_k^2 (e^{2\gamma/k} - 1) + v_0 \,] \tag{6-9}$$

式中：$k = \frac{d_f \xi}{g}$；$v_k = \sqrt{d_f \xi (\sin\alpha - f\cos\alpha)}$，$d_f$ 为流体密度，ξ 为流体紊流系数；v_0 为初速度。

式(6-9)中有些参数难以确定，故应用上还不成熟。

从已有的研究成果可以看出，与滑坡滑动时间预报一样，滑坡活动强度的预测预报研

究也不够成熟，有待于进一步加强研究力度和开拓研究领域，从理论上完善预测预报方法，从实践上总结滑坡活动规律，为滑坡预测预报研究作出新贡献，推动滑坡预测预报研究的发展。

6.2 非线性理论在边坡工程中的应用

6.2.1 非线性是岩体的本质属性

作为赋存于一定的地质环境中的岩体，在其形成、变形及破坏过程中，经历了一定的历史地质作用，因而形成了自身的几何及力学特性，具有一定的物质组成（岩性）、一定的结构和构造，并在一定的地质环境中演化。人们在工程建设中，已认识到岩体的这个特性，并利用数学、物理及力学等学科的理论和方法对其加以研究，取得了很多成果，为人类工程建设提供了科学理论和技术方法，形成了岩体力学、工程地质学等学科，特别是随着计算机的应用与推广，这些学科得以飞速发展。随着认识的深入，人们已注意到：传统的方法和理论仅能描述岩体的确定性的力学性质和力学行为，而岩体是一种复杂的地质体，“它经历多次、反复的长期的地质作用，经受过变形，遭受过破坏，形成有一定的岩石成分、一定的结构，赋存于一定的地质环境中”（孙广忠，1993）[60]，因而确定性仅是其特征的一部分。

（1）岩体处于一个开放系统中。在该系统中，由于它具有多层次性、多因素性、多变性，且各个因素及子系统之间相互作用，从而构成了系统的复杂性，因而岩体系统是一个高度的复杂开放系统。非线性、不稳定性是其主要特征，确定性是相对的，不确定性是绝对的。岩体系统在形成、演化过程中，与其所在的地质环境不断地进行能量和物质交换，使其构造要素具有层次性、演化的不可逆性，从而形成一个确定性与不确定性共存的非线性系统。

（2）非线性是岩体的本质属性。这主要是由以下几方面引起的：①岩体材料的非线性。岩体在一定的物质基础上形成，然后经历演化、变形，使得其具有组成物质多样性、颗粒的差异性及其空间分布的复杂性、矿物成分的空间变异性及结构的多样性等特点，从而构成了岩体材料的高度无序分布，其成分及结构的复杂性和多样性，构成了岩体本身的非线性。②岩体赋存环境的非线性。由于地质环境是岩体系统的外界条件，其本身也是一个开放的非线性系统，具有时空非线性和功能非线性，与岩体系统不断地进行能量、物质及信息交换，这两类非线性系统相互作用、相互制约，且多种非线性行为相互耦合，从而使得岩体系统的发展、演化具有高度的非线性。③岩体演化过程是非线性过程。岩体自形成以后，一直处于多种作用过程之中，在这个动态过程中，其演化、变形、破坏一方面受岩体自身的非线性性质及行为的影响，构成自身固有的非线性动态过程；另一方面与外界进行物质、能量交换，使得岩体性质发生变化，这种变化又反馈到外界，引起更深层次的交换，从而岩体的演化过程是一个动态的非线性不可逆过程。④边坡工程是非线性开放系统。无论是内在本质还是动态演化，岩体工程都是一个开放系统。在该系统中，各个因素具有多层次性及多变性，各因素间相互作用、相互制约过程是复杂的非线性过程，这就构

成了岩体工程的非线性过程。另外，在人类工程活动中，岩体工程的开挖、施工工艺的影响，加上人为因素，也使得岩体工程具有复杂的非线性。

综上所述，岩体处于开放的非线性系统，其力学性质具有非线性特征，由于各因素间非线性作用、物质和能量交换及其本身的非线性，因此非线性是岩体的本质属性。岩体的力学行为表现为非线性过程。而传统的数学、力学的确定性理论和反复法难以从本质上解释岩体的复杂行为，其主要表现在计算中荷载和力学参数难以确定，缺少公认的力学模型和计算方法，计算结果准确度低，这都是由于岩体的非线性所致。要改变这一现状，必须从根本上抓住岩体的本质属性，力图使所采用的理论和方法反映出岩体及岩体工程的非线性本质和非线性不可逆过程。而走出这一困境的途径有两条：一是对经典传统的数理方法进行改造和扩展，使之适应岩体的行为；二是充分利用 20 世纪 70 年代以来发展起来的新理论——非线性理论，建立适合于岩体工程特点的岩体非线性静力系统和动力系统，为岩体工程研究和实践开辟新领域。

20 世纪 70 年代以来，非线性科学发展起来，建立起耗散结构论、突变理论、协同论、混沌理论、分形理论及重正化群方法等非线性理论，各理论从各自不同的方面，用各自的方法对事物的非线性本质作出解释。同时，非线性理论的应用，也为岩体工程的研究提供了新思路和新方法，为人们认识岩体系统的非线性行为，如变形破坏机制、力学计算、性质指标定量化等，提供了全新的理论。许多学者得以从岩体的非线性特征的角度对岩体的演化过程、作用机制等问题作出更加科学的解释和认识。由于这些理论是研究非线性性质、非平衡体系的科学，已广泛应用于社会科学、生物学及地球科学等领域，在地质学特别是在地质工程中的应用具有广阔的前景。

岩体系统作为一个复杂非线性系统，平衡与封闭是相对的，不平衡和开放是绝对的，在系统演化过程中，处于动态非线性过程，为非线性学科的应用提供了生长点和研究领域。非线性科学在地学中的应用是以方法论的变更开始的，从而为认识岩体工程的确定性和随机性、有序和无序、简单性和复杂性、整体和局部、质变和量变、偶然性和必然性等概念提供了方法和解释手段，形成以工程地质学为基础的非线性自然观。

传统的工程地质学与非线性科学的思想很接近，如强调历史性、整体性、不可逆过程及多因子作用等，为非线性科学与工程地质学提供了结合点。许多学者已经对这方面作出了初步的探索和研究[21-66]。纵观这些成果可以看出：非线性科学已逐步地应用于工程地质学中，为传统的工程地质学研究提供了新理论和新方法，开辟了地质工程的研究领域。

6.2.2 非线性理论在边坡工程中的应用

6.2.2.1 分形几何在边坡工程中的应用

分形几何(fractal geometry)是由法国数学家 Mandelbrot 于 20 世纪 70 年代提出的。分形几何学是以极不规则的几何图形为研究对象的一门几何学。在自然界中，有规则的现象是特殊的、近似的，而不规则的现象是普遍的，因此分形几何的用途十分广泛。

分形几何学的主要概念是分维数(fractal dimention)，最早由 Hausdorff(1919)提出，Mandelbrot 将其推广形成了分形几何学。它主要是研究一些具有自相似性(self - similar)

的不规则曲线、具有自平演性(self－inverse)的不规则图形、具有自平方性(self－squaring)的分形变换和自仿射性(self－affine)分形集等。而分形几何的主要内容是自相似分形，即线性分形，就是认为维数变化可以是连续的，处理对象具有非规则性和自相似性，自相似性也叫尺度不变性(scale invariance)，即局部是整体的成比例缩小，当用倍数不同的放大镜观察研究对象时，所看到的"图形"在统计意义上都是一样的，而与放大倍数无关。

分维数主要有以下几种：①Hausdorff 维数 D_f，它反映了几何体的均匀分形特征及其复杂程度，一般地，几何体越复杂，其分维数 D_f 也越大。②信息维，它考虑了非空盒子提供的信息量大小，因此可以尽量反映分形内部的不均匀性。③关联维，当空间维数增高时，关联维最为有力。

分形几何理论在边坡工程中的应用主要有以下几个方面。

1)结构面的分形特征

由于分形几何的研究特征，许多学者以分维数 D 为工具，对结构面的性质进行了大量的研究，如节理面粗糙度系数 JRC、粗糙角 i、岩体质量指标 RQD 及结构面强度等。

a. JRC 与 D 的关系

国内外学者，如 Turk 、Carr、Barr、Lee 及谢和平等，对 JRC 与分维数 D 进行了研究，得出了两者的相关关系式，主要有以下几种。

(1)Lee(1990)使用位形标测仪对 Barton(1973)提出的 10 条标准 JRC 剖面进行了研究，得出 D 与 JRC 的关系[63,70]：

$$JRC = -0.870\,4 + 37.784\,4\left(\frac{D-1}{0.015}\right) - 16.930\,4\left(\frac{D-1}{0.015}\right)^2 \tag{6-10}$$

(2) J.R. Carr 等(1989)研究了 Libby 坝区的节理及层面的分维数，然后得出以下关系[81]：

$$JRC = -1\,022.55 + 1\,023.92D \tag{6-11}$$

(3)谢和平(1992)建立了如下关系[67,70]：

$$JRC = 85.267\,1(D-1)^{0.5679} \tag{6-12}$$

并对 ISRM 标准剖面进行计算，结果很符合。此外，还有其他学者针对不同的工程，也借助分维数对结构面的粗糙度进行计算。分维数反映了结构面的粗糙程度，D 越大，结构面越粗糙。

根据分维数确定出 JRC 后，代入 Barton 的预测岩石节理峰值强度公式：

$$\tau = \sigma \cdot \tan[JRC(JCS/\sigma) + \varphi_b] \tag{6-13}$$

即可预测节理强度。

b. D 与粗糙角 i 的关系

Parton 引入粗糙角 i 建立了岩体结构面强度公式：

$$\tau = \sigma \cdot \tan(i + \varphi) \tag{6-14}$$

Turk 等建立了 D 与 i 的关系：

$$\cos i = (CL_d)^{(1-D)} \tag{6-15}$$

式中：C 为常数；L_d 为节理剖面的直接长度。

c. *RQD* 与 *D* 的关系

分维数 *D* 为岩体质量评价提供了新方法，许多学者(F. K. Boadu, et al. 1994，秦四清 1995)[61,72,77]研究发现：分维数能很好地表征岩体质量。

F. K. Boadu(1994)通过研究 Clarks Hill 水库各类岩体的 *RQD* 与 *D* 的关系，发现：*RQD* 与 *D* 呈线性关系，随着 *D* 的增加，*RQD* 减小，则对应比较破碎的岩体[77]。

秦四清(1995)得出了 *RQD* 与 *D* 的关系[72]：

$$RQD = 0.1D\lambda/(D \quad 1) \tag{6-16}$$

式中：λ 为节理频数。

此外，还可利用分维数研究结构面的间距、密度等的分形特征[73]。

2)岩体损伤断裂的分形研究

应用分形几何理论研究岩体的损伤断裂已取得了一系列进展[75,79,82-84]。谢和平等(1994)通过现场与室内试验，认为在断裂区内的雁行裂纹具有 Riedel 几何结构，建立起雁行裂纹的分形模型，并用它描述了该断裂的拉破坏机理，随着断裂扩展，*D* 增大，耗散能量也增大[75]。Y. H. Zhao 等(1993)研究了断裂扩展过程中 *D* 值变化发展，在微裂纹形成过程中，*D* 增加；当裂纹发展为主要断裂时，*D* 基本不变[79]。T. Chelidze 等(1990)[82]、H. Hagahama 等(1993)[83]也对岩体断裂中能量与 *D* 的关系进行了系列研究。因而，分维数 *D* 可以描述损伤断裂的微观机制，进一步揭示其断裂发展本质。

3)滑坡的分形特征及预测

滑坡是一个复杂系统，在其演化过程中，表现出很复杂的非线性，导致滑坡稳定性评价及时空预测预报的困难，而分形几何为此提供了新的方法。目前，已有人对这方面作出尝试，并取得了一定的成果[85-90]。

吴中如等(1996)利用碧口水库青崖岭滑坡位移观测资料，借助关联维 D_2，建立了分析滑坡稳定性的分形模型[85]。张子新等(1995)把块体理论与分形理论相结合，建立分形块体理论，并对三峡高边坡的稳定性作了评价[87]。

利用分形理论，还可以对滑坡的时空预测预报进行研究。易顺民等(1994)通过对西藏樟木地区滑坡及水系进行分形研究，发现滑坡高潮期前存在降维现象，*D* 反映了滑坡活动程度，*D* 越大，滑坡活动越明显[88]。滑坡活动前分维数大于滑后维数。据此，可利用维数 *D* 的变化确定滑坡失稳时间，进行滑坡活动时间预报。这方面的研究才刚刚起步，有待进一步深入研究。

6.2.2.2 非线性动力学方法

岩体工程中，由于系统各个因素及系统本身的非线性，可以利用非线性动力学方法对系统的演化进行描述，以探求其变形、破坏机制。目前，应用该方法最多的是滑坡的稳定性评价及失稳时间预报[61,91,92]。以往的滑坡灾害研究方法是严格的决定论，它是以忽略小的扰动为前提，因而不能反映出滑坡系统演化的混沌特征。非线性学科的应用对滑坡研究有很大作用，然而，其应用于滑坡预报研究，也存在很多需要解决的问题。非线性科学通常的方法是：先建立系统的非线性动力学方程组，在求解方程组的基础上，研究方程解的稳定性，从而预测产生各种复杂现象的总体集合。而在滑坡研究中，至今还不能找出描述滑坡演化过程的动力学方程组。有的只是一系列的观测现象和监测数据，即只知道

方程组的一系列特殊解。这就需要把这些数据作为动力学模型的系列离散值，可以反演出反映滑坡演化过程的非线性动力学方程。

设滑坡孕滑系统的状态 q_i 随时间演变的物理规律为：

$$\frac{\mathrm{d}q_i}{\mathrm{d}t} = f_i(q_1, q_2, \cdots, q_n) \qquad (i = 1, 2, \cdots, n) \tag{6-17}$$

式中：函数 f_i 为非线性函数；n 是状态变量的个数，可根据系统的分维数确定。

研究表明：对滑坡系统一般需要 3 个状态变量即可描述滑坡的孕滑过程。通过反演可以判定滑坡系统的稳定性。

已经有人应用非线性动力学方法对滑坡稳定性及预测预报作了初步的探索和尝试，秦四清(1993)曾利用该方法对三峡库区新滩滑坡进行了时间预测，其结果很好，这说明非线性动力学理论具有很高的实用价值[92]。然而，利用该理论评价滑坡系统的稳定性仍存在诸如反演参数的精度、观测数据的代表性以及反演方法等问题，需要在实践中验证并对该方法进行改进。

6.2.2.3 突变理论在岩体工程中的应用

突变理论是法国数学家 R. Thom 于 1972 年创建的。该理论是研究系统的状态随外界控制参数的连续改变而发生不连续变化的数学理论，是以拓扑学、奇点理论为工具，以研究所有跃迁、不连续性和突变等为主要内容。突变理论自创建以来，经 E. C. Zeeman 等人的努力，已经成为数学中最年轻的分支之一。

在四维空间中，可把突变分为如表 6-1 所示的主要几类。

事实上，滑坡的变形破坏研究可以归结为稳定性分析和评价。人们早已注意到，当坡体进入极限平衡状态后，可能发生滑坡破坏，然而，人们对此时滑坡的破坏方式无法用比较合理的理论加以解释。其实，进入极限平衡状态的坡体的行为极其复杂，其根本原因是滑坡系统的动力学行为具有多重性，即非线性的分叉行为，可以用分叉集来描述，该集合中的点为奇点。因此，滑坡的破坏方式取决于不同奇点的性质。而突变理论正是以研究其性质为核心基础，所以，把滑坡破坏过程看成是一个突变过程，从而从本质上研究它的稳定性问题。

突变理论为边坡工程研究提供了新的方法，目前，已有人应用该理论进行了一些初步的研究，主要是针对边坡稳定性分析及滑坡预测预报方面的应用而进行的[95-102]。秦四清等利用突变理论的尖点模型，对平面滑动失稳机制进行研究，给出了发生快速和慢速滑坡的判别式，并对顺层边坡的失稳机制作了研究，导出了失稳的力学充分必要条件判据，并把理论分析结果应用于霸王山顺层滑坡，对其滑动机制及稳定性进行了分析[96,99,100]。

李荣强(1993)建立了顺层边坡的尖点模型，导出了边坡系统的总势能表达式及边坡失稳临界条件，同时分析了坡内应力状态的渐变及应力路径对边坡稳定性状态突变的影响，为边坡稳定性预测提供了理论依据[98]。此外，高鹏(1994)等许多学者也对边坡破坏进行了研究，为突变理论的应用作出了贡献，推动了该理论的应用[97]。

然而，突变理论应用于岩体工程仍处于起步阶段，还存在一些问题，如岩体工程系统的模型化、理论的规范化及应用领域的扩展等，有待进一步研究和发展，从而使这个强有力的理论广泛、深入而方便地应用于岩体工程建设。

表 6-1　初等突变分类表

名称	控制变量维数	状态变量维数	势 v 的标准形式	平衡曲面 M	分叉集 B
折叠	1	1	x^3+ux	$3x^2+u=0$	$u=0$
尖点	2	1	x^4+ux^2+vx	$4x^3+2ux+v=0$	$8u^3+27v^2=0$
燕尾	3	1	$x^5+ux^3+vx^2+wx$	$5x^4+3ux^2+2vx+w=0$	
蝴蝶	4	1	$x^6+tx^4+ux^3+vx^2+wx$	$6x^5+4tx^3+3ux^2+2vx+w=0$	
印第安人茅舍	5	1	$x^7+sx^5+tx^4+ux^3+vx^2+wx$	$7x^6+5sx^4+4tx^3+3ux^2+2vx+w=0$	
椭圆脐点	3	2	$x^3-xy^2+w(x^2+y^2)+ux+vy$	$\begin{cases}3x^2-y^2+2wx+u=0\\-2xy+2wy+v=0\end{cases}$	
双曲脐点	3	2	$x^3+y^3+wxy+ux+vy$	$\begin{cases}3x^2+wy+u=0\\3y^2+wx+v=0\end{cases}$	
抛物脐点	4	2	$y^4+x^2y+wx^2+ty^2+ux+vy$	$\begin{cases}2xy+2wx+u=0\\4y^3+x^2+2ty+v=0\end{cases}$	
符号脐点	5	2	$x^3+y^4+sxy^2+ty^2+uxy+vy+wx$	$\begin{cases}3x^2+sy^2+uy+w=0\\4y^3+2sxy+2ty+ux+v=0\end{cases}$	
第二椭圆脐点	5	2	$x^2y-y^5+sy^3+ty^2+ux^2+vy+wx$	$\begin{cases}2xy+2ux+w=0\\x^2-5y^4+3sy^2+2ty+v=0\end{cases}$	
第二抛物脐点	5	2	$x^2y+y^5+sy^3+ty^2+ux^2+vy+wx$	$\begin{cases}2xy+2ux+w=0\\x^2+5y^4+3sy^2+2ty+v=0\end{cases}$	

6.2.2.4　人工神经网络(ANN)方法

人工神经网络(Artificial Neural Network)又称并行分布式处理(Parallal Distributed Processing),最早出现于 20 世纪 40 年代,80 年代后期掀起了研究应用高潮。它是用工程技术手段模拟生物神经网络的结构和功能特征的非线性人工处理系统,以生物神经元及其组成的神经系统结构为概化基础。人工神经网络是由大量的单个神经元依据一定的拓扑结构组织起来彼此相互连接形成的复杂网络系统。神经元、互联模式和学习规则构成了神经网络结构的三要素,如图 6-2 所示。

迄今,人们已经设计了近 40 种不同的 ANN 模型,这些模型在神经元特征、互联模式及学习规则上有一定的差异,其各自的数学性质和运行机制各有特色,应用条件和范围也不同,但也有一些共同的特征:①所有 ANN 都是由许多相对简单的神经元按一定的拓扑结构组成的大规模复杂网络结构,从而是一类非线性动力学系统,因而具有非线性动力学系统的一些基本特征,如自适应、自组织、协同性等,也有可能陷入混沌状态;②ANN 实现了并行处理和传送信息的机制,网络内各层神经元之间可以并行运行和调整,具有集体计算能力,提高了信息处理速度;③ANN 采用分布式的信息存储方式,因而具有全息记忆和联想能力;④由于联接权矩阵具有可变性,故 ANN 具有学习能力和高柔韧性;⑤由于

ANN包括大量神经元及大量复杂连接,从而使其具有高度的容错性和稳健性;⑥ANN具有高适应性,可以处理知识背景不清楚、推理过程不明确的复杂模式识别问题和处理连续的、模拟的、模糊的、随机的、大通量信息。以上这些特点适合于岩体工程的定性、半定量问题的求解。

1)BP神经网络模型

BP模型也叫误差反向传播(Error Back Propagation)神经网络,是目前应用最为广泛的ANN模型,它是由Rumelhart等人组成的PDP小组于1985年提出的一种神经元模型,其结构如图6-3所示。它是典型的多层网络,分为输入层、输出层和隐含层,隐含层可以是单层,也可是多层,当信号输入时先传到隐节点,经过作用函数后,把隐节点的输出信号传播到输出层节点。网络学习过程由正向传播和反向传播组成,在正向传播中,输入信号经隐含层处理,传向输出层,每一层神经元状态只影响下一层神经元状态;如果在输出层不能得到期望的值,则转向反向传播,将输出信号的误差沿原来的连接通路返回,通过修改各层神经元的权值,使误差信号达到最小。

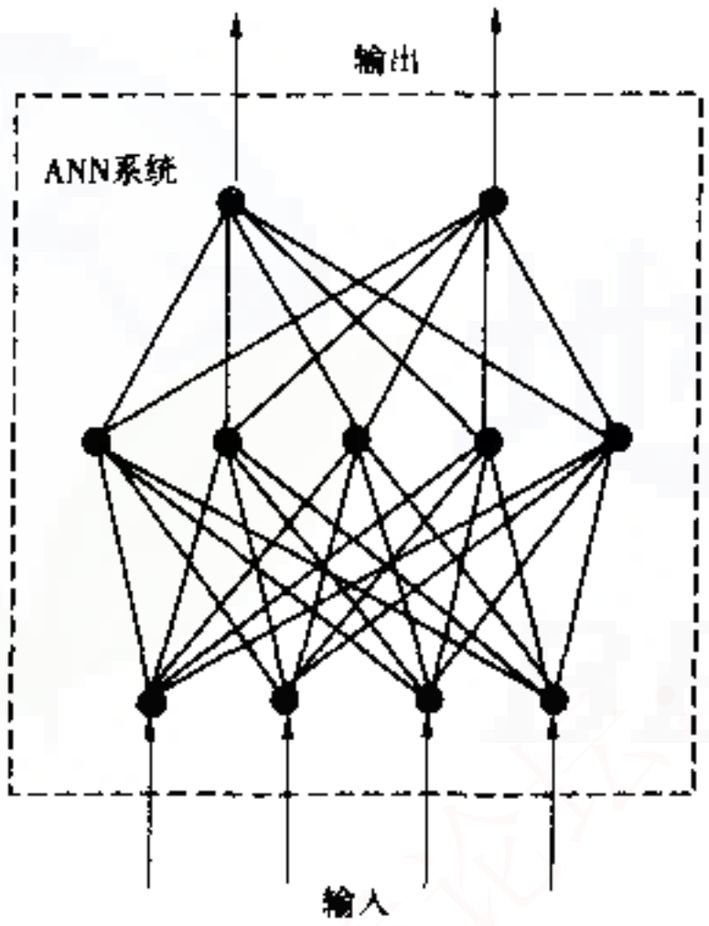


图6-2 ANN简单模型

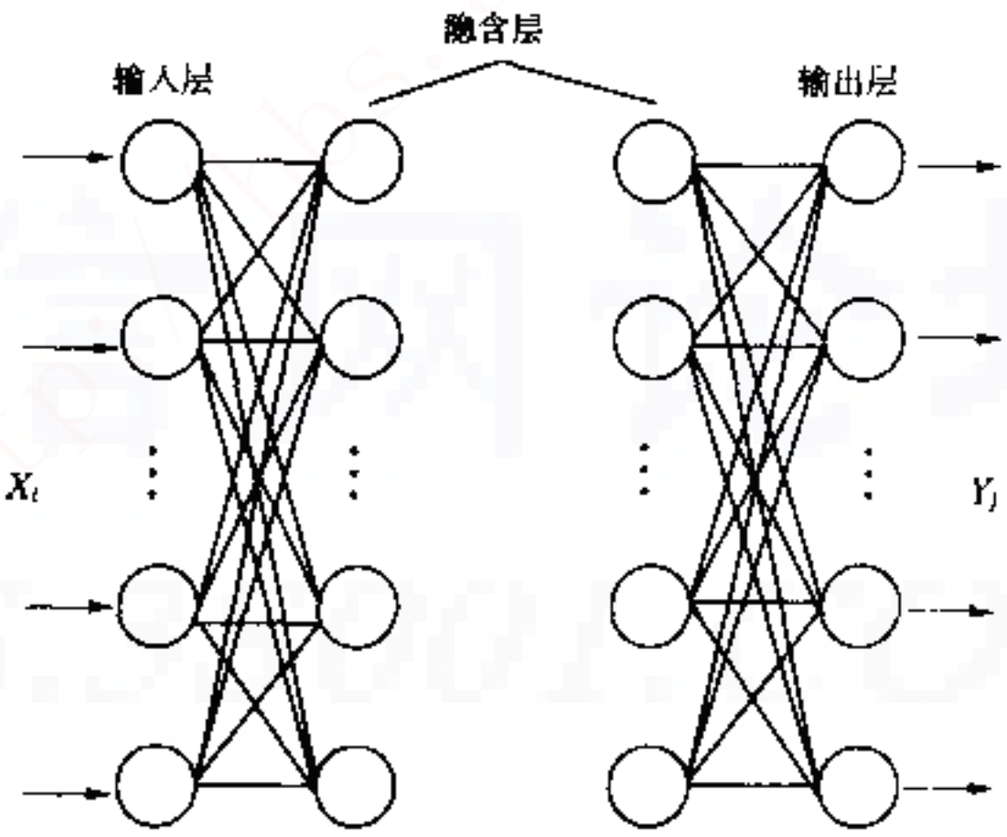


图6-3 BP神经网络结构

2)ANN在岩体工程中的应用

ANN在解决如判别分类、模式识别、预测评价、优化组合决策、图像识别与处理、自动控制等问题上,表现出卓越的能力,这正是地球科学所需要的。因此,从20世纪80年代以来,ANN的应用掀起了高潮,我国在20世纪90年代也开始进行研究,并取得一些成果。目前,应用ANN处理的问题都具有以下共同的特征:①涉及一批密集的数据,这些数据又依赖于多个相互关联的参数;②应用中提供的数据组是不完善的、有误差的,但却描述了确定的样本;③在研究范围内,已收集了大量历史性数据和样本;④该问题没有确定的求解方法,或获得求解方法花费太大等。

结合目前边坡工程的研究现状,ANN主要应用于以下几个方面。

a.岩体结构复杂性定量评价

根据选取的评价指标,如结构面密度、组数、产状等,利用ANN对岩体结构复杂性进

行分析，从而可以得出定量的评价结果。陈昌彦(1997)利用该方法对三峡船闸区断裂结构进行评价，把其分为4个构造分区[110]。

b. 岩体质量评价

由于ANN具有很强的处理不确定性问题的能力，经过训练可用来确定岩体质量，并对之分级，从而可克服传统的RMR、Q分类及Z分类的不足，又能建立起几种分类方法之间的相互预测模型。

c. 边坡稳定性评价与预测

ANN应用于边坡稳定性分析已经取得很多成果。借助已有的边坡实例，对神经网络进行学习训练后，可以很好地应用于边坡稳定性预测。由于它采用自适应的描述识别方法，加上它对残缺不全的信息或具有随机模糊不确定性的信息有较强的容错能力，为其在边坡工程中的应用打下了基础。许多学者对此作了大量的研究和应用工作。

夏元友等(1996)针对边坡稳定性预测问题，建立了神经网络评估系统，通过对30个边坡的学习，预测了16个边坡的稳定性，结果与实际一致[112]。冯夏庭等(1995)提出了一种推广学习算法，对圆弧破坏和楔体破坏的安全系数进行估计，学习样本17个，推广预测样本11个，结果与实际符合得很好[114]。

3)ANN的局限性及发展

ANN作为新兴学科，尽管有许多优点，但也有一些局限性：①ANN对所有的信息处理归结为数值运算，对可以数值化的信息是适用的，但对一些不能或不宜数值化的信息，如果硬将其数值化，必然使其损失或歪曲，得出错误的结论；②它对信息的表达、储存和推理都是隐式的，不能向用户解释自己的推理依据和推理过程；③ANN的精确度和可靠性取决于学习样本数量和质量的好坏，如果学习样本太少或代表性太差，则得出的结果就不可靠。

为了提高ANN的可靠性，可以把神经网络系统与专家系统结合，实现符号处理和数值处理的结合；另一个途径是把不同类型的ANN模型按不同形式组合在一起，组成一个综合的ANN系统。另外，把模糊数学、数理逻辑、拓扑学等理论和方法结合到ANN学习规则中，使ANN可以求解不确定性、模糊性和似然性推理之类的问题，这对于解决岩体工程中的不确定性问题有重要意义。

6.3 存在的问题

纵观国内外研究现状，在边坡稳定性评价及滑坡预测预报研究领域，虽然取得了很大的成果，并为实践提供了各方面的成果，然而，由于边坡系统的复杂性，仍然使得这一领域存在亟待解决的问题。在引入20世纪70年代发展起来的非线性理论后，为此方面的研究提供了有利的理论及方法，许多学者也为此作出了大量的贡献。但是非线性理论应用于边坡工程，较之在其他领域，如天文学、物理学、生物学及社会科学等，仍属初步阶段，笔者认为存在以下几个问题。

6.3.1 脱离地质基础

边坡工程是一项地质工程[54,60]，它是以地质体为建筑材料，以地质环境为建筑环境

的，因而，我们在对待边坡工程时，无论是把它作为一个孤立的研究对象，采用传统的边坡稳定性分析方法，还是把它提升到一个非线性边坡开放系统，用老三论（信息论、控制论、系统论），或是近代非线性理论，都不能忽视其存在之本、演化之源——地质基础。在地球演化过程中，边坡被赋予了本身独有的地层岩性，并具有一定的地质结构和构造，并置于特定的地质环境之中，从而从它形成之时直到其破坏，都是其地质内因和外因相互作用的结果：有什么样的地质基础，就有什么样的演化轨迹。因此，在研究边坡及滑坡时应时刻以此为基础。然而，目前国内普遍存在脱离地质实际的做法，虽然老一代工程地质学家早就注意到这一点，并已呼吁年轻一代学者一定要注意这种倾向，但是，到目前为止这种倾向仍然在发展。

有鉴于此，广大学者都必须重新讨论并重视地质基础，认清我们的研究对象——边坡工程是一项地质工程。

6.3.2 非线性理论应用于边坡工程的适宜性

不可否认，非线性理论广泛应用于现代物理学、生物学等学科所取得的巨大成就，也是解决地质工程特别是边坡工程复杂性的有力武器。但是，并非所有的理论都适合于边坡工程，也并非所有的边坡工程都可用这些理论进行描述，其主要原因是地质工程中各个系统的地质基础不同，也即地质因素才是主导各个系统形成演化的基础，因而，在应用这些理论时，不可全面开花，必须选择适当的理论，选择能充分地从本质上描述边坡工程变化规律的理论与方法，才能做到既反映边坡坡体本质又能方便地服务于实际；另一方面，必须尽可能地认识到边坡系统的变化规律，从其基本特征出发，判断该系统是否能用非线性理论加以研究。

6.3.3 合理概化模型

无论用何种方法研究边坡及滑坡问题，其主要内容是建立反映边坡变化规律的数学力学模型，并经广大学者努力，从各个方面建立了各种模型。但在实际运用中仍存在一些问题，特别是运用非线性理论，建立起能从本质上反映边坡及滑坡系统的理论模型，是关系到理论应用成功与否的关键。目前，这方面的问题是不顾边坡及滑坡系统的地质本质，直接套用非线性理论的数学公式，从而导致了理论不能更好地反映研究对象的实质，更不能方便地应用于实际。

6.3.4 传统与现代的结合

继承是发展的基础，盲目舍弃传统的有利方法，将可能导致本学科走向死胡同。综合国内外研究情况，这个问题也不容忽视，传统方法与现代理论需要充分结合，各取所长，最终使科学走上它的发源地——生产实践。

以上几个问题是随着现代新理论出现而出现的。因此，解决的最好方法还是用新的观念和理论来对待它们，从地质本质出发，在发展中认清其地质演化规律，从而达到解决地质问题的目的。

参考文献

1 孙广忠.岩体结构力学.北京:科学出版社,1988

2 孙玉科,等.我国岩质边坡变形破坏的主要地质模式.岩石力学与工程学报,1983,2(1)

3 Mishnaevsky L L. A brief review of Soviet theoretical approaches to dynamic rock failure. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geo. Abstr. 1993,30(6):663~668

4 Douglas Stead,et al. Developments in the analysis of footwall slope in surface coal mining. Engineering Geology. 1997,46:41~61

5 王思敬,等.坝基岩体工程地质力学.北京:科学出版社,1990

6 孙玉科,等.赤平极射投影在岩体工程地质力学中的应用.北京:科学出版社.,1980

7 Goodman R E,Shi G H. Block theory and its application to rock engineering. NewJersey,1985

8 崔政权.新滩边坡稳定性系统工程地质学分析方法初探.岩石力学与工程学报,1986,5(3)

9 李世辉.隧道围岩稳定性系统分析.北京:中国铁道出版社,1991

10 杨志法,等.地质灾害与环境保护的一个新的研究方向.工程地质学报,1996,7(1)

11 Claes Alen. Application of probabilistic approach in slope stability analyses. Landslides. Balkma. rotterdam. 1996:1137~1142

12 张兴,等.多滑动面边坡的破坏概率.岩土工程学报,1990,12 (6)

13 姚耀武,等.土坡稳定可靠度分析.岩土工程学报,1994,16(2)

14 包承纲,等.土坡在非常条件下稳定分析的概率方法.岩土工程学报,1987,9(3)

15 郭怀志.岩体滑动过程的可靠性分析.岩土工程学报,1990,12(5)

16 祝玉学.边坡可靠性方向.北京:冶金工业出版社,1993

17 姚耀武,等.非线性随机有限元法及其在可靠度分析中的应用.岩土工程学报,1996,18(2)

18 张孟喜,等.土坡稳定方向的有限元追踪法.岩土工程学报,1991,18(6)

19 Hittiger M. Numerical analysis of toppling failure in jionted rock. PhD. Thesis. University of California. Berkeley,1978

20 Prichard M A,et al. Numerical modeling of toppling. Paper in Review for Publication in the Canadian Geothenical Journal. 1990

21 Lunardi P,et al. Rock mech. investigation for rock slope stability assessment. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geo. Abstr. 1994,31(4):323~345

22 Duncan J M. State of the Art: limit equilibrium and finite element analysis of slope. J. of Geotech. Engng. 1996,122(7):577~596

23 Bray J W,Goodman R E. the theory of base friction models. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. abstr. 1981,18:453~468

24 殷宗泽.土力学学科发展的现状与展望.河海大学学报,1999,27(1)

25 袁建新.十年来我国岩土力学发展浅述.岩土工程学报,1989,11(6)

26 Aydan O. Anintegrated system for rock slopes. Proc. of computer method and advances in geomech. Booker. B. (Eds.) Balkma. Rooterdam. 1991:469~474

27 Stewart D P, Adhikary D P, Jewell R J. Study on the stability of model rock slope. Centrifuge 94. Proceeding of the Int. Conf. Centrifuge 94. Singapore. 1994:629~634

28 谷德振.岩体工程地质力学基础.北京:科学出版社,1979

29 Lan L. A general limit equilibrium model for three-dimensional slope stability analysis. Cana. Geotech J.

1993,30:905～919
30 Leung C F. Stability Analysis of Multiple－Block sliding Surfaces . Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geo. Abstr. 1993,30(7):1579～1584
31 包承纲.谈岩土工程概率分析方法中的若干问题.岩土工程学报,1989,11(4)
32 汪小刚,等.用离心模型研究岩石边坡的倾倒破坏.岩土工程学报,1996,18(5)
33 水利水电科学研究院.龙滩水电站左岸边坡离心模型试验研究,1995.9
34 刘汉东.边坡失稳定时预报理论与方法.郑州:黄河水利出版社,1996
35 陈自生.论滑坡学.山地研究,1996,14(2)
36 晏同珍,等.滑坡系统静动态规律及斜坡不稳定性定量预测.地球科学,1989,14(2)
37 晏同珍,等.滑坡定量预测研究的进展.水文地质工程地质,1988(6)
38 王思敬,等.大型高速滑坡的能量分析及其灾害预测.见:滑坡论文集.成都:四川科学技术出版社,1989
39 Koukis G et al. Slope instability phenomena in Greece: astatistical analysis. Bull. of IAEG. 1991(43)
40 布拉布.E.E世界滑坡问题.地质科技动态,1992(8)
41 黄润秋,等.高边坡稳定性研究现状及发展展望.地球科学进展,1991,6(1)
42 刘铁良.滑坡中长期预报的有关问题.水文地质工程地质,1991,18(3)
43 寇日明.岩石力学的计算与分析方法.水文地质工程地质,1991,18(5)
44 贺可强.大型堆积层斜坡滑移性质的趋势时空分析.水文地质工程地质,1993(6)
45 陆兆溱.工程地质学.北京:水利电力出版社,1989
46 门玉明.指数平滑法及其在滑坡预报中的应用,水文地质工程地质,1997(1)
47 文宝萍.滑坡预测预报研究现状与发展趋势.地学前缘,1996,3(1～2)
48 Sauer E K. A landslide in clay shale in the North Saskatchewan River Valley. Canada Engng. Geology. 1984,20:279～300
49 孙玉科,等.边坡岩体稳定性分析.北京:科学出版社,1988
50 夏其发.滑坡研究综述.中国地质灾害与防治学报,1994,5(2)
51 徐光黎.灰色系统理论在工程地质学上的某些应用概况.工程地质信息,1988(3)
52 徐志英.岩石力学.北京:水利电力出版社,1986
53 Scheidegger A E. On the prediction of the research and velocity of catastrophic landslides. Rock Mech. 1(5):231～236
54 孙广忠.工程地质理论与实践.北京:科学出版社,1997
55 Robert Y K L.滑坡及其预测.地质科技动态,1987(16)
56 黄昌乾,等.边坡稳定性评价结果的表达与边坡稳定判据.工程地质学报,1997,5(4)
57 于济民.滑坡预报参数的选择和预报标准的确定方法.中国地质灾害与防治学报,1992,3(2)
58 张倬元,等.岩体失稳前系统的线性和非线性状态及破坏时间预报的"黄金分割法".见:全国第三次工程地质大会论文集.成都:成都科技大学出版社,1988
59 周维垣.岩体力学数值方法的现状与展望.岩土力学,1993,10(2)
60 孙广忠.工程地质与地质工程.北京:地震出版社,1993
61 秦四清.非线性工程地质学导引.成都:西南交通大学出版社,1993
62 谢和平,等译.分形几何－数学基础与应用.重庆:重庆大学出版社,1991
63 谢和平.分形几何极其在岩土力学中的应用.岩土工程学报,1992,14(1)
64 陈静曦.测定岩石破损分形维的方法.岩土力学,1993,14(2)
65 申维.分形与混沌在地质学中的应用.地质科技情报,1996,15(2)

66 秦葆瑚.耗散结构混沌分形等新理论在地质学中的应用.湖南地质,1994,13(4)
67 谢和平,等.节理粗糙度系数的分形估计.地质科学译丛,1992,9(1)
68 王建锋.岩体结构面粗糙度 JRC 研究进展.地质科技情报,1991,10(2)
69 Seidel J P,et al. Advance of joint roughness. Rock mech. and Rock engng. 28(2)
70 谢和平.岩石节理的分形描述.岩土工程学报,1995,17(1)
71 徐光黎.岩石结构面几何特征的分形与分维.水文地质工程地质,1993(2)
72 秦四清.分维 D_f 与 *RQD* 的关系模型.水文地质工程地质,1995(1)
73 杜时贵,等.岩石节理粗糙度系数的分形特征.水文地质工程地质,1993(3)
74 秦四清,等.岩体强度的分形模型及其应用,水文地质工程地质,1993(3)
75 谢和平,等.雁行断裂的分形模型和能量耗散,岩土工程学报,1994,16(1)
76 施泽进,等.曲面粗糙度描述的分形方法.南京大学学报,1994,6(3)
77 Boadu F K,et al. The fractal character of fracture spacing and RQD. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. 1994,31(2):127~134
78 Sakellariou M.et al. On the fractal character of rock surface. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. 1991,28(6):527~533
79 Zhao Y H.et al. Fractal characteristics in compressed rock specimens. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. 1993,30(7):877~882
80 Zekai Sen. Fractal dimension and rock quality charts. Bull. of the Association og Engng. Geologists. 1992 XXIX(1):77~85
81 Carr J R,et al. Relationship between the fractal dimensionand joint roughness coefficient. Bull. of the Association og Engng. Geologists. 1989,XXVI(2):253~263
82 Chelidze T. Evidence of fractal fracture Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. 1990,27(3):223~225
83 Hagahama H. Fractal dimension and fracture of brittle rocks. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. 1993,30(2):173~175
84 Brosch F J,et al. The use of fractal dimension in engineering geology. Bull. of IAEG. 1992(45)
85 吴中如,等.分形几何理论在岩土边坡稳定性分析中的应用.水利学报,1996(4)
86 张子新,等.分形块体理论及其在三峡高边坡稳定分析中的应用.自然灾害学报,1995,4(4)
87 张子新,等.三峡岩体边坡稳定的块体力学分形研究.自然灾害学报,1997,6(2)
88 易顺民,等.滑坡分维特征及其预测意义.工程地质学报,1994,2(2)
89 汤连生,等.滑坡的分维与预测.中山大学学报,1996,35(3)
90 Shivakumar K. Multifractal analysis of the spatial distribution of area rockbursts at Kolar Goid Mines. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. 1996,33(2):167~172
91 易顺民,等.滑坡定量预测的非线性理论方法.地学前缘,1996,3(1~2)
92 秦四清,等.滑坡灾害预报的非线性动力学方法,水文地质工程地质,1993(5)
93 凌复华.突变理论——历史、现状和展望.力学进展,1984,14(4)
94 赵了都.一个新的数学分支——突变理论,数学通报,1986(8)
95 秦四清,等.应用重正化群理论探讨斜坡滑动面演化的普适性质.地质灾害与环境保护,1993,4(1)
96 秦四清.斜坡平面滑动失稳新理论的探讨——刚度效应失稳理论.水文地质工程地质,1994(4)
97 高鹏,等.土质滑坡体破坏的突变模型.工程地质学报,1994,2(4)
98 李荣强.突变理论在顺层边坡稳定分析中的应用.同济大学学报,1993,21(3)
99 秦四清,等.顺层斜坡失稳的突变理论分析.中国地质灾害与防治学报,1993,4(1)

100 秦四清,等.滑坡灾害可预报尺度问题探讨.中国地质灾害与防治学报,1994,5(1)
101 黄润秋,等.突变理论在工程地质中的应用.工程地质学报,First Issue,1993
102 殷有泉,等.断层地震的尖角型突变模型.地球物理学报,1988,31(6)
103 秦四清,等.节理岩体的分维特征及其工程地质意义.工程地质学报,1993,1(2)
104 郑颖人,等.近代非线性科学与岩石力学问题.岩土工程学报,1996,18(1)
105 谢和平,等.关于21世纪岩石力学发展战略的思考.岩土工程学报,1996,18(2)
106 何平,等.突变理论及其应用.大连:大连理工大学出版社,1989
107 仪垂祥.非线性科学及其在地学中的应用.北京:气象出版社,1995
108 特科特.D.L.分形与混沌.北京:地震出版社,1993
109 方兆本.走出混沌.长沙:湖南教育出版社,1995
110 陈昌彦.工程岩体断裂结构系统复杂性研究及在边坡工程中的应用.[中国科学院地质研究所博士学位论文],1997
111 吕新彪.人工神经网络在地球科学中的应用综述.地质科技情报,1996,15(3)
112 夏元友,等.基于神经网络的岩质边坡稳定性评价系统研究.自然灾害学报,1996,5(1)
113 许强,等.斜坡稳定性空间预测的神经网络方法.中国地质灾害与防治学报,1994,5(2)
114 冯夏庭,等.边坡稳定性的神经网络估计.工程地质学报,1995,3(4)

BBS.3500L.COM

第 7 章　边坡演化的非线性机制

7.1　边坡系统演化的系统范式原则

7.1.1　系统范式的形成

如前所述，边坡系统是一个具有复杂的结构和行为的开放系统，从其形成开始，一直处于动态变化之中，静止是相对的，运动则是绝对的。它同其他系统如大气系统、生命系统等一样，都有着其自身的形成、发展及消亡的过程。在这个变化过程中，边坡系统内各个因素之间相互作用、相互制约，形成其内在的非线性过程，同时，外界因素（环境系统的各个要素）又作用于边坡系统，从而达到相互作用、相互反馈，这就形成了边坡系统与地质环境系统间物质、能量及信息的交换，如图 7-1 所示。以此为研究对象，就必须把传统的工程地质力学方法与 20 世纪发展起来的系统范式结合起来，从而从本质上解释边坡系统的演化规律及边坡破坏机制。

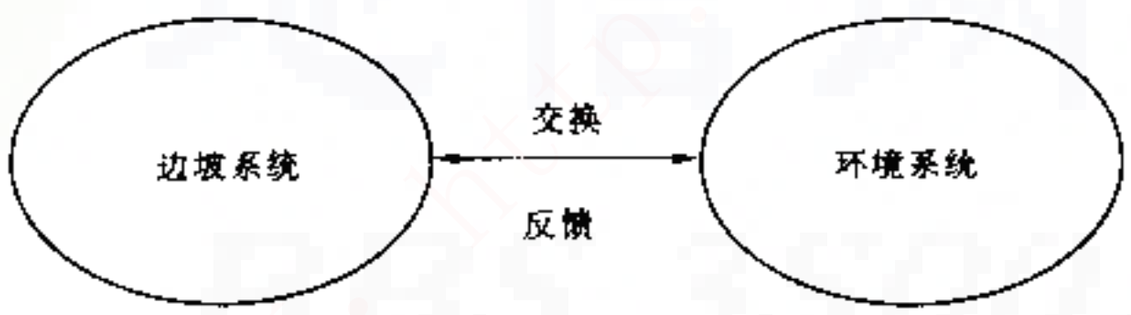


图 7-1　边坡系统与环境系统相互作用

20 世纪以来，随着自然科学的不断进步，人类自然观发生变化，出现并形成了一系列研究系统的理论，构成了人类研究系统科学的系统范式。系统范式的形成首先与生物学相联系，早在 19 世纪，不仅出现了物理学与生物学之间的矛盾，而且在生物学内部存在机械论与活力论之间（如同因同果与异因同果论）的矛盾。贝塔朗菲（L.V. Bertalanffy 1901～1972）在 20 世纪 20 年代发表系列文章，批判地继承了前人的思想，阐明了把协调、秩序、目的等概念用于研究关于系统的基本观点[1]，于 1937 年提出了一般系统论概念，这种观点最终在 20 世纪 50 年代被人们认可。与此同时，系统范式的形成又与当时的电力应用引起的产业技术革命和进步密不可分。19 世纪，随着麦克斯韦的电磁理论的建立，通讯事业的蓬勃发展，为研究通讯工程技术，通讯的可靠性与高效性问题亟待解决。直到 1948 年，商农（C.E.Shannon）发表了《通讯的数学理论》一文，宣告了信息论的诞生[1]，提出了著名的商农熵公式，而到 1948 年，维纳出版了《控制论》一书[2]，标志着控制论的诞生。钱学森 1954 年出版的《工程控制论》则是活跃的分支。在人类工程建设及生产管理实践中，又涌现出系统工程论及运筹学。正是实践领域的需要和应用，推动了系统论、信息论、控制论及系统工程的发展，形成了现代科技革命中具有世界观意义的系统范式，也

是人类哲学思想的归纳总结。

正当现代系统范式深入人们生活的各个方面时，20 世纪 60 年代末以耗散结构理论的诞生为主导，系统自组织理论又登上了科学舞台；70 年代诞生了协同学、超循环理论、突变理论、混沌学和分形学等一系列的自组织理论，从而推动系统范式发展到了新阶段[3-5]。

在物质世界中，系统因其具有不同的特征而有着不同的发展道路。人们在研究自然界的各种系统的演化过程中发现，系统演化存在着两种截然不同的演化矛盾：一是基于热力学的“退化论”，即认为系统演化是朝着平衡态方向，即朝着均一、简单的方向演化，系统自身从有序到无序，时间具有不可逆性，我们称之为“退化”；另一种是达尔文理论的“进化论”，其与热力学系统不同，是朝着复杂、非平衡态演化，是一种无序到有序，谓之“进化”。比利时化学家普里高津(I.Prigogine)通过对远离平衡的非线性区的研究，于 1967 年提出了“耗散结构”的概念，该理论从热力学角度研究了一个开放系统通过与外界进行物质和能量的交换，在外界达到一定的阈值时，就可能从无序状态转变为在时空上或功能上有序的状态，从而揭示了“非平衡不可逆性是组织之源、有序之源”[4,5]。

接着，西德理论物理学家哈肯(H.Haken)于 1971 年创立了协同学。该理论在吸取耗散理论及突变理论的研究成果基础上，拓展了平衡相变理论，从动力学角度创造了一套处理各种非平衡相变的统一方案，解释了系统从无序到有序的过程。其两大基本原理：支配原理是微观方法论的依据，而最大熵原理是宏观方法论的理论基础。该理论认为：系统性质的改变是由系统要素子系统间的相互作用所致，即各个子系统是自发地无序运动也是相互协调、合作地运动，后者产生有序。同时，西德生物物理学家艾根(M.Eigen)则从对生物大分子的研究角度，吸收非平衡非线性热力学的成果，于 1972 年在西德《自然杂志》上发表了《物质的自组织和生物大分子的进化》一文，建立了超循环理论，该理论结合化学、生物学等领域的新成果，提出了循环等级学说，揭示了生命起源的由低级循环到高级循环的进化自组织过程。

在 20 世纪 70 年代，又出现了托姆(R.Thom)建立的突变理论，B.B.Mandelbrot (1973)创立的分形学，扩展了自组织理论，为人们展现了不同角度的自然图景，也丰富了系统范式。值得自然科学骄傲的是，混沌动力学的出现是 20 世纪的“第三次科学革命”。混沌(Chaos)是非线性系统中存在的普遍现象，其主要特征是系统对初值的敏感性(即 Lorenz 所谓的“蝴蝶效应”)及其产生的确定的随机性，且是非周期的，从系统内部为我们展示了无序与有序的转化、确定性与随机性的统一、稳定性与不稳定性的结合、自组织过程的复杂性等景观。

以上各种理论的出现和应用，形成了系统自组织的框架，构成了现代系统范式，从而为我们从各个侧而研究系统展现了新的自然图景。

7.1.2 边坡系统演化的系统范式原则

对于边坡系统而言，当与外界环境交换物质、能量后，由于受系统自身内在性状的控制，会发生结构和功能上的演化，当边坡系统进入非平衡非线性区时，我们就可利用上述系统范式的各种理论对其加以研究，从而认识边坡的演化机制，并判定其演化稳定性及演

化方向，达到评价边坡稳定性及滑坡的预测预报目的。根据系统范式理论，边坡系统研究应体现系统的动态变化、系统作用、非线性性质，并与实际工程结合起来，以地质为基础，做到在工程地质传统理论的基础上充分利用系统范式理论，从而形成一系列既考虑边坡的地质基础、地质作用、工程背景，又重视传统理论与自组织理论相结合的系统范式研究原则。为此，我们在讨论边坡系统的非线性演化时，必须基于以下几点：

(1)边坡系统是一个具有复杂特征和行为的开放系统，其演化是动态的，非线性是其基本属性，其演化过程是不可逆的，并通过自组织完成其结构或功能上的演化，系统的演化是系统内外交换物质、能量及反馈信息。

(2)边坡系统包含着大量的因素子系统，各个子系统分布于不同层次，并按一定的结构组合，它们之间及其与外界系统之间相互作用、相互制约，在特定条件下，使得系统整体向着非线性方向发展，从无序、均一、简单走向有序、复杂，产生自身的不确定性、不可逆性。

(3)系统发生变化时，由于受系统控制变量及演化途径作用，可具有长期不可预报性，但同时人们又可通过系统内外之间的反馈进行控制，这就是人们研究边坡系统演化机制及规律的目的。

(4)边坡系统首先是地质工程系统，其演化最终取决于边坡本身的地质因素(如岩土体结构、岩性、坡体地应力场、温度场、地下水特征、岩土物理力学参数、地形地貌等)及外界环境(如区域地质构造、降雨、地震、人类工程活动等)之间的相互作用及作用结果，这是边坡系统范式原则的基础。

基于以上几点，我们可从现代系统范式的角度出发，总结出边坡系统演化的系统范式原则。

7.1.2.1 开放与非平衡性原则——边坡系统演化的前提

现实中的系统，无论是物理的、化学的，还是生物的，乃至整个社会，总是处于与其他系统的相互作用、相互交换之中，即处于开放状态。严格地讲，封闭系统是不存在的，人们在研究系统时把系统分为三类：孤立系统、封闭系统及开放系统。孤立系统是指与外界没有物质和能量交换的系统；封闭系统是指与外界只有能量交换而无物质交换的系统；而开放系统是指与外界有物质和能量交换的系统。早在19世纪，热力学研究已严格证明了孤立系统的熵增加原理，无论发生什么不可逆过程，系统最终走向无序的平衡态，迟早走向均匀无序，达到系统组织解体，在其发展过程中，熵增加不小于零。这已从反面证明：系统只有开放，才有可能发展，才有可能自发组织起来，走向有序状态。

对于边坡系统，一般都是开放系统，总是处于与环境交换物质和能量的状态之中。例如，边坡从形成之时，其坡体物理化学性质等因地下水流动而变化，应力场也可能由于内外地质营力作用而变化，因而总是处于开放状态。按照普里高津等(1971)研究结果，某一微过程的熵变 dS 可表示为[6]：

$$dS = d_eS + d_iS \tag{7-1}$$

d_eS 表示由于系统与外界交换物质和能量引起的熵变，称为熵交换，其值可正可负或为零；d_iS 为系统内各种不可逆过程产生出的熵，为熵产生，具有非负性。当 $d_eS<0$ 时，意味着系统把熵产生排出环境，即是系统从外界引入负熵，若系统充分开放，从外界引入

足够的负熵，使得

$$|d_e S| > d_i S \tag{7-2}$$

则使 $dS<0$，这就意味着系统总熵降低，有序程度提高，便可能产生自组织的有序结构，这一表述对于边坡系统来说，就有可能使边坡向有序状态发展，如图 7-2 所示。当边坡由于位移场、应力场变化向外界释放能量，或由于人类活动及环境变化（如渗流场变化、温度场变化、工程建设等）从外界引入物质时，便有了向有序的非平衡态发展的前提。

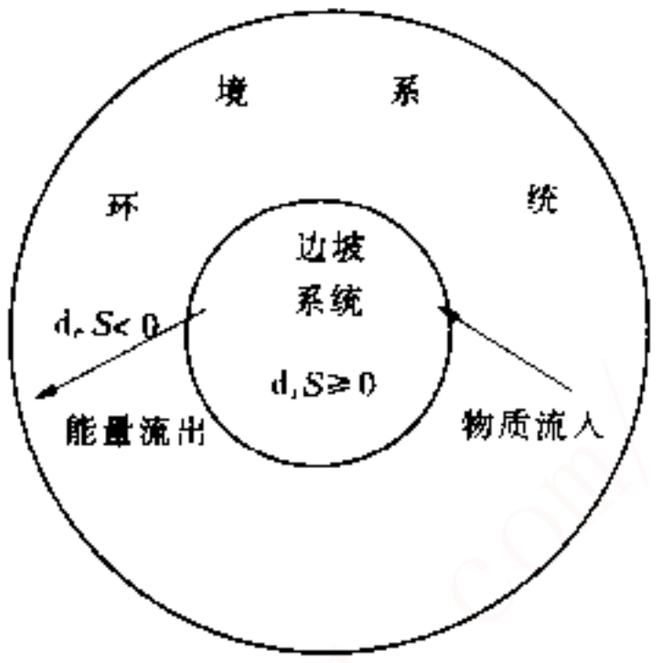


图 7-2 开放的边坡系统

同时，边坡系统处于平衡态时，已没有了发展活力，而发展就不可能是平衡或近平衡的[8]。因此，边坡只有在远离平衡态时，才有可能发展。此外，边坡系统还具有开放和封闭的二重性：一是其所以成为一个系统，就在于它对环境具有一定的相对独立性，对于环境具有一定的封闭性；二是其开放性。为此，笔者提出用开放度的概念来描述其开放程度，具体叙述如下。

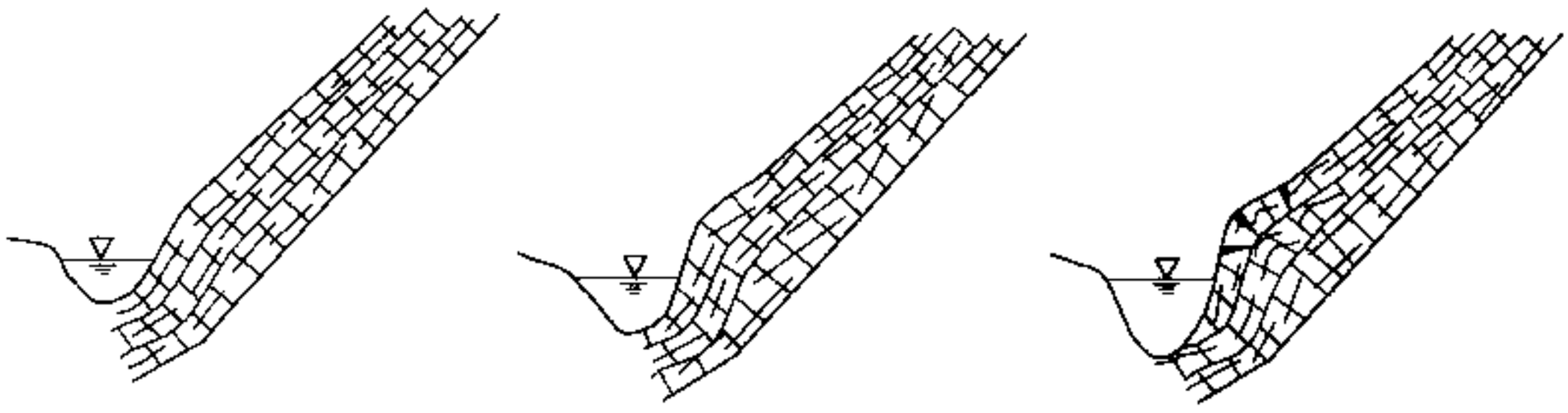
7.1.2.2 涨落和失稳原则——边坡系统演化的诱因

涨落也叫做起伏，有时也被称为噪声和干扰，对系统的存在而言，它是对系统的稳定平衡状态的偏离，也是系统演化时对同一发展演化过程的差异。涨落普遍存在，表现也多种多样。对边坡系统而言，因该系统是由大量的因素子系统组成，因而必然会存在涨落。普里高津等人（1971）研究表明：系统正是通过涨落达到有序，即非平衡非线性系统在一定条件下可以通过涨落被放大，微涨落被放大为巨涨落，使得系统实现从无序到有序的演化，从低级到高级的进化[6]。

按照协同学理论，没有随机的涨落，就没有系统的发展[9]。从本质上讲，涨落可以被放大是因为系统之中具有非线性相互作用。在边坡系统中，由于边坡内地质构造、地层岩性、岩体性质及应力场、渗流场之间相互作用，在边坡进入非平衡非线性状态时，某一因素（如应力场）微小的变化被放大，从而使得其成为边坡演化过程的最初诱因，它也就成为系统发展为自组织有序状态的核心。随后由于非线性相互作用，形成关联放大效应，使得该因素成为系统演化的控制参量。以顺层边坡的溃曲破坏为例，可以看出：涨落是系统演化的诱因。在图 7-3(a)中，顺层边坡内应力并未占主导优势，但已存在着微涨落，边坡处于临界状态，由于河流下切，使得应力涨落被放大[(图 7-3(b)]，应力成为边坡演化的控制因素，对各个因素而言，应力已成为主导边坡演化方向的因素。随着河谷继续下切及外界的影响，边坡向远离平衡的失稳状态演化[图 7-3(c)]，在坡脚形成破坏区，应力发生集中，各个因素开始发生非线性相互作用，并自我组织起来，协同作用，最终导致有序的活动，促成了边坡的溃曲破坏。

7.1.2.3 竞争与协同原则——边坡系统发展的动力

系统是各个要素的统一体，按一般系统论的观点，系统之所以具有整体性，其先决条件是系统中各要素之间存在竞争，这种竞争是与合作协同相联系并以此为基础的。竞争使得系统内各子系统具有个体差异性，是相互联系的个体之间的基本关系。另一方面，由



(a)　　(b)　　(c)

图 7-3　涨落导致有序

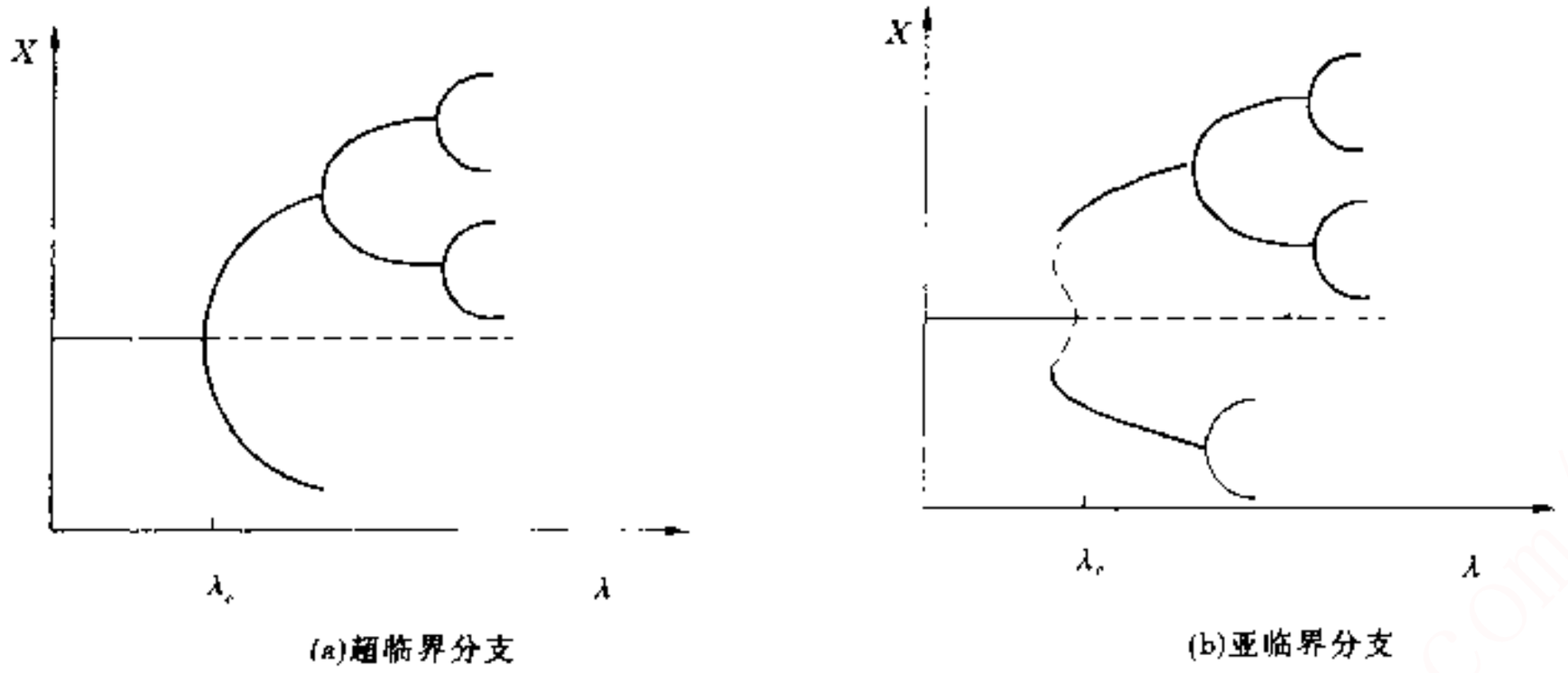
于系统或子系统之间的非线性相互作用，便产生了协同作用。协同是系统或子系统之间保持合作性、集体性的状态和趋势，与竞争反映的系统或子系统保持个体性的状态和趋势正好相反，它使得系统具有整体同一性。自组织理论中，竞争和协同的相互依赖、相互转化过程就是系统的发展演化过程，从而竞争和协同成为系统发展的推动力。如果说涨落是系统发展的诱因，则系统发展的源泉和动力则是竞争和协同，在各个非线性理论中，这已成为一条公认的基本规律。

以滑坡系统为例，滑面的形成就是竞争和协同的结果，更是滑坡自组织过程中最为明显的例证：在滑坡孕育初期，边坡内各要素组成了边坡的状态变量，所起的作用大致相同，并保持个体差异性，但在接近一定的失稳临界点时，由于竞争，大多数其他因素本身变化很快，来不及影响或支配整个系统的行为就转变或消失了，而坡体应力则通过竞争成为主宰边坡演化的序参量，它通过非线性相互作用，一方面支配着其他要素，一方面通过其他要素的"侍服"强化自身，进而促使边坡系统自发地组织起来，最终在应力集中区域形成破裂带→破裂面，进而贯穿形成滑面，滑坡发生。

7.1.2.4　突变分叉原则——边坡系统发展的道路

对于非平衡非线性系统，其发展并不像传统的决定论那样具有确定的结果，而是有"意志自由"。在不同的发展阶段，系统面临着各种可能的方向，存在着各种可能的途径，亦即该系统的演化出现了分岔。分岔点是从旧的状态发展到新的状态所发生的相变的突变点，系统通过涨落达到有序。从无序到有序，从一种耗散结构到另一种耗散结构，从低级循环到高级循环，从一种有序状态到另一种有序状态，从一种混沌到另一种混沌，都会面临着分岔(如图 7-4 所示)。系统在相变分岔点而临选择时，一个小的扰动足以使其达到另一个分支，这与内部子系统非线性相互作用及环境系统相联系，即由系统结构与功能所决定。

边坡系统在演化到分岔点时，内外因素的扰动会使其离开当前状态，朝着从无序到有序的方向发展；而进入新的状态后，又有可能向前发展。例如，由于子系统内的竞争、协同，可能在边坡体中发生局部的拉裂、崩塌甚至局部滑动，之后，边坡发展到新的分岔点上，有可能会就此进入稳定状态，也有可能产生整体破坏、滑动，最终失稳。在此过程中，边坡的发展就是通过突变分岔体现出来的。



(a)超临界分支　　(b)亚临界分支

λ_c—分岔点；虚线—不稳定解；实线—稳定解

图 7-4　分岔示意图

7.1.2.5　混沌和有序——边坡系统发展的循环性

在近代科学中，混沌是对有序的否定，是一种混乱不堪的无序状态。到 20 世纪下半叶，随着自组织理论的建立和发展，人们重新认识了混沌，即非平衡非线性混沌。其基本特点是：①它是确定性系统的内在随机性，完全是从确定的方程中出现的；②它对初值具有敏感性。混沌并非简单的无序，而是随着“对称破缺”，则有序性提高，是一种有序的运动、一种深层的有序结构。例如，分岔、周期窗口、周期轨道排序、自相似结构。以逻辑映射为例，经过反复迭代，系统经过周期分岔进入混沌，而混沌带中又具有倍周期逆分支，若放大窗口，则可发现混沌具有无穷嵌套结构，因此是一种有序结构。混沌是一种有结构的无序，对系统长时间行为的不可预测性是其无序的一面，而混沌带中出现的周期性则是其有序的一面。

7.2　边坡系统的开放度及其演化过程研究

7.2.1　边坡系统的开放度

如前所述，边坡作为一个由多个子系统组成的开放系统，在其发展演化的过程中，既以不同形式与环境系统进行物质、能量交换，又通过自身结构保持其独特的功能而朝有序的非平衡方向发展，从而区别于环境，因此它具有二重性：

一是具有封闭性，即边坡系统相对于地质环境等其他系统具有的独立性，这是其成为独立系统的基础。尽管该系统从形成之初直至其发展的各个过程都与环境进行密切的、形式多样的物质、能量交换，但总是通过其内部结构的调整而具有独立性，使自身与环境系统区别开来，遵循各自的演化规律，因此封闭性是边坡系统存在的基础，是相对于环境系统而言的。

二是具有开放性，这是其发展的前提，也是发展的必要条件。只有具有了开放性，系统才具备发展的必要条件。现实中的边坡系统总是处于与其他系统的相互作用、相互交

换之中，亦是处于开放状态。严格地讲，封闭的边坡系统是不存在的。早在19世纪，热力学研究已严格证明了孤立系统的熵增加原理，无论发生什么不可逆过程，系统最终走向无序的平衡态，达到系统组织解体。这也从反面证明：系统只有开放，才有可能发展，才有可能自发组织起来，走向有序状态。

边坡系统的二重性决定了其本身的发展与演化方向，为了系统地解释这个问题，本节提出“开放度”的概念，定量地描述边坡系统的开放程度及其与外界进行物质、能量的交换情况，从而阐明边坡系统的演化基础。

由于边坡系统的开放度(P)是以对环境的物质、能量交换量来衡量的，因而可以写成如下形式：

$$P = f(\Delta M, \Delta E) \tag{7-3}$$

式(7-3)中，ΔM、ΔE 分别表示边坡系统与环境进行物质和能量交换量的大小，用以衡量边坡系统内物质与能量的变化，它们与系统内的应力场、温度场、地层岩性、岩体结构、地下水渗流场、岩体物理力学参数、地形地貌等及环境系统的区域地质构造、降雨、地震、地应力、人类工程经济活动等关系密切，且相互关联。因此，其形成极为复杂，不同的边坡系统具有不同的开放度表达形式，很难写出具体而统一的表达式，这是边坡系统开放度问题的难点，有待进一步研究。尽管如此，我们仍可借助于这一概念及表达式来认识边坡系统的开放程度及其与环境系统的物质、能量的交换情况。

对于孤立的边坡系统，它既不与外界发生能量交换，又不与外界产生物质交换，因此其开放度为零，即

$$\left.\begin{aligned} P &= 0 \\ \Delta M &= 0 \\ \Delta E &= 0 \end{aligned}\right\} \tag{7-4}$$

而对于封闭的边坡系统，不与环境产生物质交换，即

$$\left.\begin{aligned} P &\neq 0 \\ \Delta M &= 0 \\ \Delta E &\neq 0 \end{aligned}\right\} \tag{7-5}$$

对一般的边坡系统而言，都是开放系统，总是与环境进行物质能量交换，这也是其演化的前提和基础，则

$$\left.\begin{aligned} P &\neq 0 \\ \Delta M &\neq 0 \\ \Delta E &\neq 0 \end{aligned}\right\} \tag{7-6}$$

对于具体的边坡系统来说，其开放度可说明系统的二重性：若开放度 $P=0$，说明系统与外界没有任何交换，完全处于隔绝状态，这时边坡的演化会按熵增加原理走向无序均匀的平衡状态，也就失去了动力，小的涨落会被消灭而与其他因素趋于同一，更不存在竞争；若 $P=100\%$，系统完全开放，则失去了相对于环境的边界，完全与环境融为一体，系统与环境的交换不经任何选择，也就不存在边坡系统本身了。因此，开放度的大小既说明边坡系统的封闭性，又能反映其开放性，可以作为衡量系统演化程度的定量指标。边坡系统只有在既不完全封闭又不完全开放的状态下，才有继续演化的基础。

7.2.2 开放度与熵交换之间的关系

下面讨论熵交换 d_eS 与开放度 P 之间的关系，在讨论之前，先说明一下能量、物质流入、流出系统所引起的熵交换 d_eS 的变化，按耗散结构理论[6,7]，熵流定义为：

$$\vec{J}_s = \frac{J_q(r,t)}{T} - \sum \frac{\mu_i}{T} J_i(r,t) \tag{7-7}$$

式中：T 为系统吸收外界热量时的温度；$J_i(r,t)$ 为第 i 种物质在位置 r 处的物质流，其大小是第 i 种物质在单位时间通过单位面积的摩尔数；$J_q(r,t)$ 是在单位时间内流过单位面积的能流；μ_i 为第 i 种物质的化学势。

式(7-7)右端的前项表示由于能量交换引起的熵流，后项为由物质交换引起的熵流，则熵交换 d_eS 与熵流有如下关系：

$$\frac{d_eS}{dt} = -\int_{\sum} d\sum \vec{n} \cdot \vec{J}_s \tag{7-8}$$

式(7-8)中 $\sum$ 为闭合表面积。在能量交换过程中，设能流 J_q 与面积元 $d\sum$ 的外法线方向 $\vec{n}$ 的夹角为 α[如图 7-5(a)]，则能量流出系统时，由式(7-7)与式(7-8)有：

$$\frac{d_eS}{dt} = -\int_{\sum} \frac{d\sum \vec{n} \cdot J_q}{T}$$

$$= -\int_{\sum} d\sum \frac{1}{T} J_q \cos\alpha < 0 \tag{7-9}$$

因为 $0<\alpha<\pi/2$，$\cos\alpha>0$，即能量流出引起负熵流。而对于能量流入系统，由 $\vec{F}\cos\alpha<0$，则产生正熵流：

$$\frac{d_eS}{dt} = -\int_{\sum} d\sum \frac{1}{T} J_q \cos\alpha > 0 \tag{7-10}$$

对于物质交换[如图 7-5(b)]，设 α 为物质流 J_i 与面积元 $d\sum$ 外法线方向 $\vec{n}$ 的夹角，则第 i 种物质流入系统时，由式(7-7)、式(7-8)有：

$$\frac{d_eS}{dt} = -\int_{\sum} d\sum \frac{\mu_i}{T} \vec{n} \cdot \vec{J}_i$$

$$= -\int_{\sum} d\sum \frac{u_i}{T} J_i \cdot \cos\alpha < 0 \tag{7-11}$$

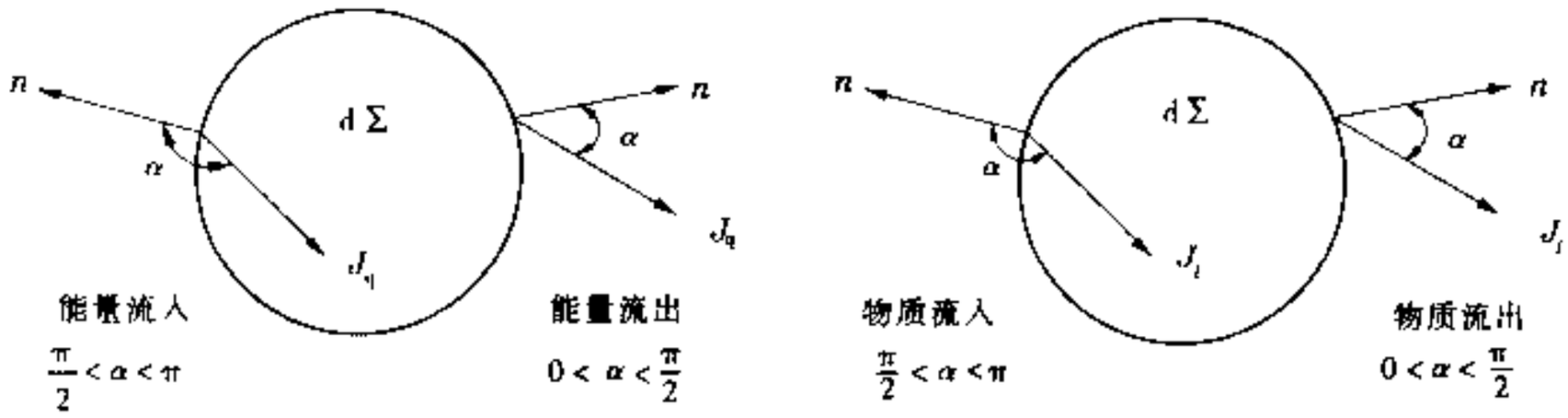
因为 $\pi/2<\alpha<\pi$，$\cos\alpha<0$ 即物质流入系统引起负熵流。同理，物质流出系统引起正熵流。按照“负熵流会使系统的熵减小可能引起系统向有序方向发展”的科学论断[6]，由此可看出，能量的流出及物质的流入都会引起负熵流，使系统有可能向有序结构产生的方向发展。

对边坡系统而言，则不难得到如下关系式：

$$\left.\begin{array}{ll} \text{能量流出} & \Delta E < 0 \rightarrow d_eS < 0 \\ \text{物质流入} & \Delta M > 0 \rightarrow d_eS < 0 \end{array}\right\} \tag{7-12}$$

相反，会引起正熵流，引起边坡系统向无序状态发展。

以上即论述了开放度 P 与熵流的交换关系。



(a) (b)

图 7-5 物质、能量交换示意图

综合以上论述，我们可得到 ΔE、ΔM 与 P、d_eS 的关系示意图，如图 7-6 所示。

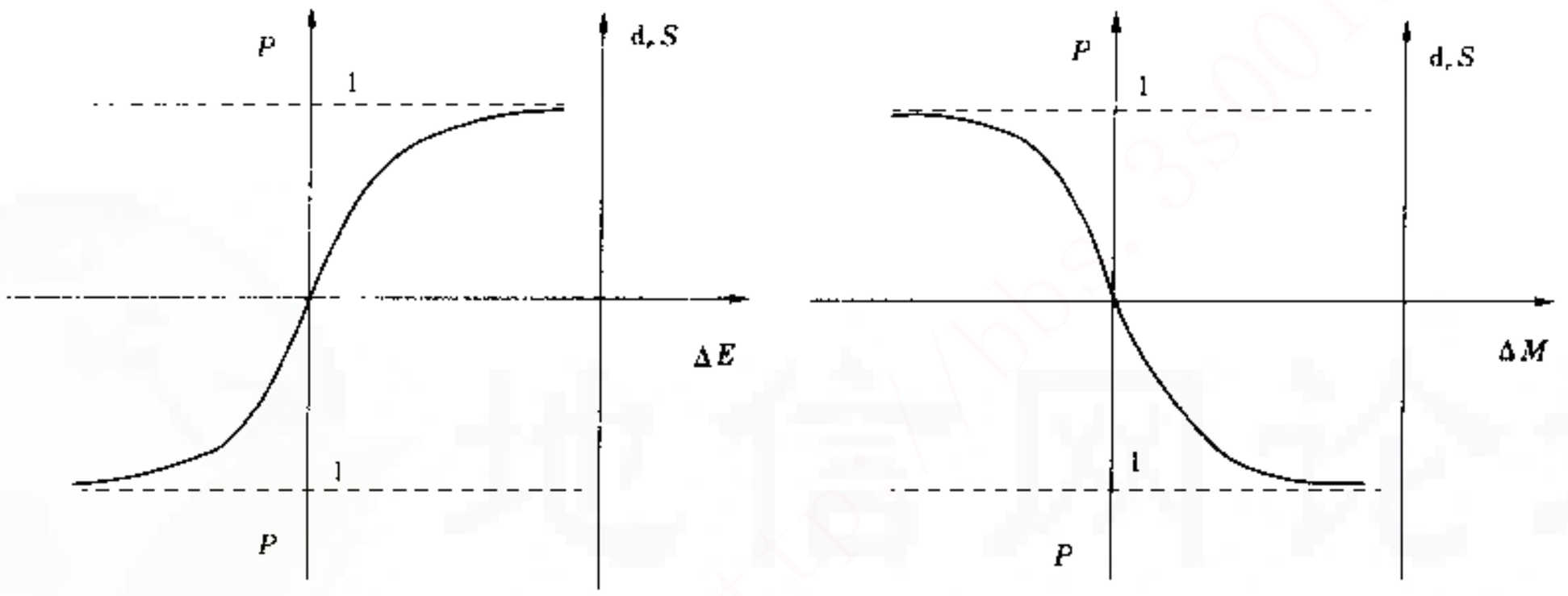


图 7-6 ΔE、ΔM 与 P、d_eS 的关系图解

由图 7-6 可看出，由于物质、能量的交换，边坡系统的开放度发生变化，交换量越大，表明系统的开放度越高，当交换无需任何选择时，意味着边坡系统已不复存在，完全与环境融为一体。物质的流入或能量的流出，会导致负熵流，当 d_eS 负到一定程度，使系统总熵满足式(7-2)的条件时，边坡会朝着产生有序结构的方向发展。

综上所述，为了减轻地质灾害，防止边坡发生破坏，我们可采取人工措施，一方面减少熵流产生，同时降低系统的开放度，而事实上，人们采取的边坡处理措施，正反映了上述理论的正确性。人们可在上述理论的指导下，采取一些处理方法，如常用的削坡减载法、挡土墙、抗滑桩、锚杆(索)加固处理及降低地下水位等措施，可以达到降低开放度的目的。因此，在本节讨论的理论问题可为人们在减轻、防治边坡破坏时提供理论依据，也是人们工程实践的升华。

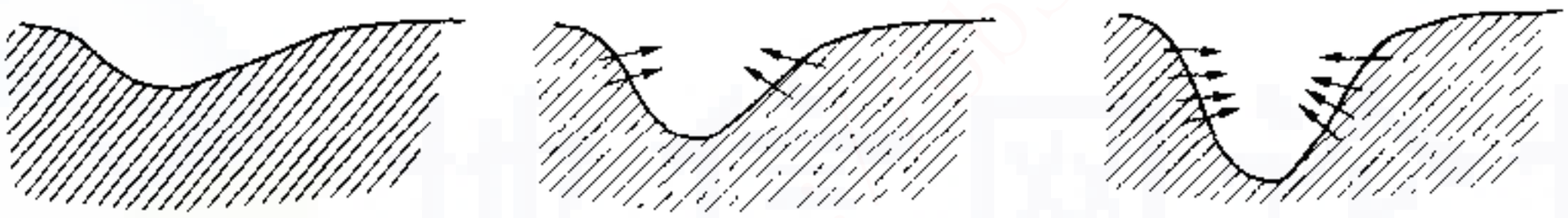
7.2.3 边坡演化过程

边坡由多种作用而形成，可因河谷下切风化等作用形成，也可因地震活动、构造运动、人类工程活动等形成。在人类工程经济活动中，由于资源上的需要，常进行开挖活动，以此为例，定性地分析边坡的演化过程。在开挖前期到边坡体的最后消亡(即滑坡)，经历的过程可由图 7-7 说明；边坡演化过程曲线如图 7-8 所示。

在开挖初期，由于工程刚刚开始，坡体内应力场、位移场只产生局部变化，应力重分布范围不大，因而坡体岩体基本处于力学平衡状态[图 7-7(a)]，整个系统也处于平衡状态，对应于图 7-8 中的平衡区，此阶段边坡系统内的各因素已产生小的涨落，但没有任何一个涨落占明显优势，因而边坡仍处于平衡状态。

随着开挖继续[图 7-7(b)]，在坡体内出现较大涨落，各个子系统基本是处于独立的，且是无序的。此时，只是在临空面出现局部卸荷，边坡内出现局部的不平衡，且引起坡体应力在较大范围内发生重分布。边坡内会产生局部变形破坏，但整个边坡整体上是平衡的，处于非平衡线性区(图 7-8)。

开挖到一定深度，由于物质、能量交换的加剧，系统的开放度发生变化，边坡远离平衡状态会向非线性区演化[图 7-7(c)]，此时，坡体出现占优势的涨落。通过非线性作用，被放大成为边坡演化的控制参量，其他子系统在它的作用下开始协同起来，在可能滑动带上产生有序结构，从而形成滑面，最终导致滑坡，边坡进入新一轮的演化。从以上分析可看出：边坡的演化经历了平衡状态、非平衡线性状态及非平衡非线性状态三个阶段，在第三阶段中，边坡由于涨落开始远离平衡状态，各个子系统通过竞争协同作用，最终走向有序，而具体演化的道路则是由系统的开放度及系统的结构决定的。



(a)　　(b)　　(c)

图 7-7　边坡演化过程

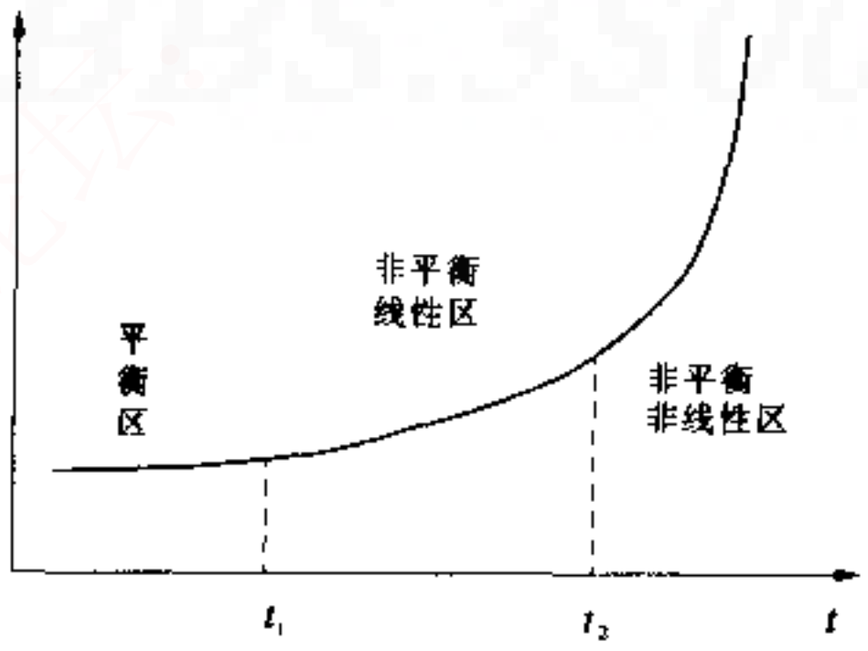


图 7-8　边坡演化过程曲线

7.3　边坡演化的分岔模型研究

边坡系统在演化过程中，不断地与外界进行物质、能量交换。通过交换，实现系统内的涨落，这种涨落可由外界因素引起，如地应力场的变化、地下水位的升降、人类工程活动的影响等，它一旦通过系统内的竞争被非线性放大，就成为主宰系统演化的序参量，导致

系统向有序方向发展。在现实工程活动中，由于降雨引起的滑坡很多，许多学者对此进行了大量研究[19,20,21,22]。

实际上，边坡作为一个复杂系统，其本身的各种参量是不确定的和随机的，在其演化过程中，不断地与外界进行物质、能量、信息的交换，表现出复杂的非线性行为。由于边坡系统内部各个子系统之间及系统与外界环境各因素之间的相互作用、相互制约，边坡的演化过程表现为确定性与确定的随机性(即混沌)综合运动的特点，滑坡的发生是系统内各要素通过一系列非平衡不稳定产生的空间、时间、功能、结构的自组织过程，从而导致了开放系统远离平衡状态，发生一系列的突变、协同、分岔现象。

然而，我们也经常遇到一些特殊情况：即使是同一场降雨，有的边坡破坏，而具有相同外貌条件的相邻边坡却很稳定；对同一边坡系统，有时引起滑坡发生的降雨并非是强度最大的，而是在某一特定时刻，某一演化阶段才会发生变形破坏，如果用常规的基于极限平衡的方法来分析，就不能很好地解释这一现象。人们已认识到，仅用安全系数 F_S 来评价边坡的稳定性已不能满足工程需要，因为往往出现 $F_S<1$ 的边坡并不破坏，而 $F_S>1$ 的边坡则发生了滑坡。1970 年以来，非线性科学发展起来，建立起突变理论、协同论、混沌理论、分岔理论及非线性动力学等非线性理论，各理论从各自不同的方面，用各自的方法对事物的非线性本质作出解释。非线性理论的应用，也为边坡工程的研究提供了新方法。为此，借助于现代分岔理论，建立起边坡演化的分岔演化模型是必要的，可从此类非线性本构关系上来反映边坡系统的演化特征，以期对滑坡预测作合理的探讨。

边坡破坏经常沿已有的不连续面发生，产生滑动破坏，在此作者就边坡体具有节理、层面等结构面的边坡变形破坏情况作初步探讨。在边坡系统受到微小扰动时，如降雨引起的滑面抗剪强度或滑动速率的变化，原来处于静态的边坡将向哪种状态演化，是研究边坡演化过程的难点之一。为此，我们有必要从理论上对此进行探讨。

Ruina(1983)通过室内试验，曾对岩体平面滑动现象作了系统研究，提出了反映干燥状态下的岩体沿节理面滑动的非线性状态变量摩擦定律[23]。Chau(1995)把 Ruina 的定律推广到饱和状态的岩体和土体滑动研究之中，对边坡的变形作了理论分析[24]。在本节中，我们将应用非线性摩擦定律中的单状态变量摩擦定律，借助于分岔理论，对边坡的变形机制及过程进行理论上的研究。为此，把研究边坡作如下限定：①边坡为浅层边坡，多为自然边坡；②边坡为无限长；③沿岩体不连续面或土层界面滑动，滑面上有软弱夹层。

7.3.1 单状态变量摩擦定律

Ruina(1983)研究了岩土体沿不连续面产生平面滑动时，剪应力 τ 随滑动速率 v 突然变化的情况[23]，其理想化试验模型如图 7-9 所示，岩土块在恒定正应力 σ 作用下沿预定滑面滑动，试验是在刚性机上完成的(其惯性忽略不计)。滑动位移为 δ，滑动速率为 V，研究表明滑面上的剪应力 τ、滑动速率 V 与滑动历史(即滑动状态)有关，并且提出了单状态变量摩擦定律：

$$\tau = \tau_0 + \theta + A\ln(V/V_0) \tag{7-13}$$

$$\frac{\mathrm{d}\theta}{\mathrm{d}t} = -\frac{V}{L}[\theta + B\ln(V/V_0)] \tag{7-14}$$

式中：V_0 为稳定状态下的滑动速率；τ_0 为稳态下的阈值剪应力，$\tau_0 = \mu\sigma$；t 为时间变量；L 为特征衰减长度值，可由试验确定；θ 为状态变量，表征滑面的现时力学状态，在稳态下为常数；A、B 为经验常数，可由试验确定。

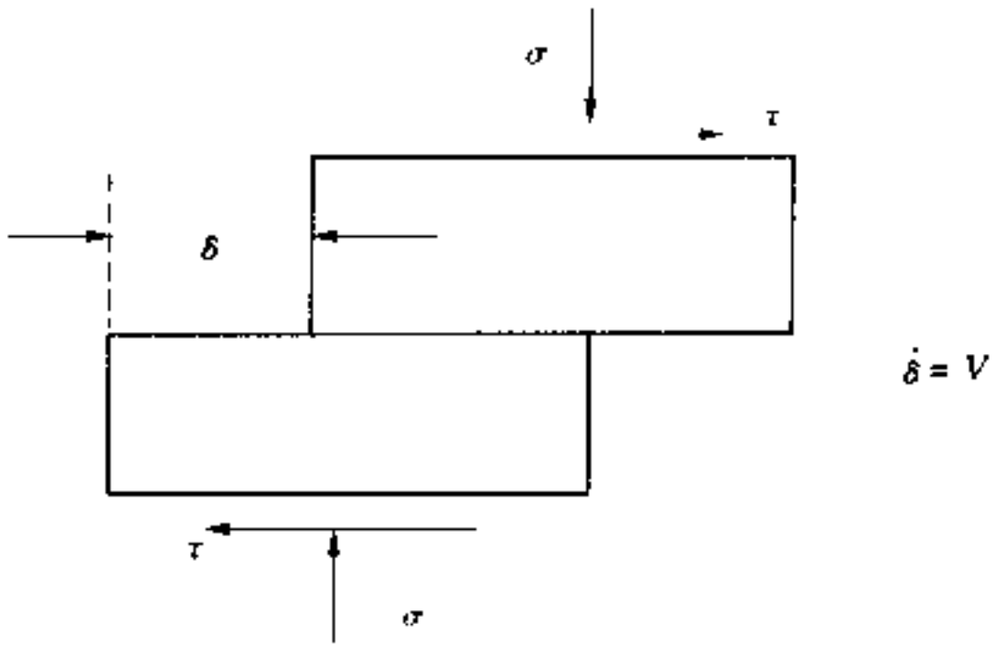


图 7-9　平面滑动模型(Ruina, 1983)

摩擦定律响应图如图 7-10 所示。图 7-10(b)为 Skempton(1985)对 Kalabagh 坝的黏土所做的试验结果，印证了单状态变量摩擦定律[23,24]。当滑动速率从 V_0 突升到 eV_0 时，剪应力增到 $\tau_0 + A$，然后按指数规律衰减至 $\tau_0 - (B - A)$，特征衰减长度为 L，此时，块体处于新的稳定状态，剪应力 τ_{ss} 为：

$$\tau_{ss} = \tau_0 + (A - B)\ln(V/V_0) \tag{7-15}$$

由式(7-15)对 V 求导，可得到：

$$\frac{\mathrm{d}\tau_{ss}}{\mathrm{d}V} = \frac{1}{V}(A - B) \tag{7-16}$$

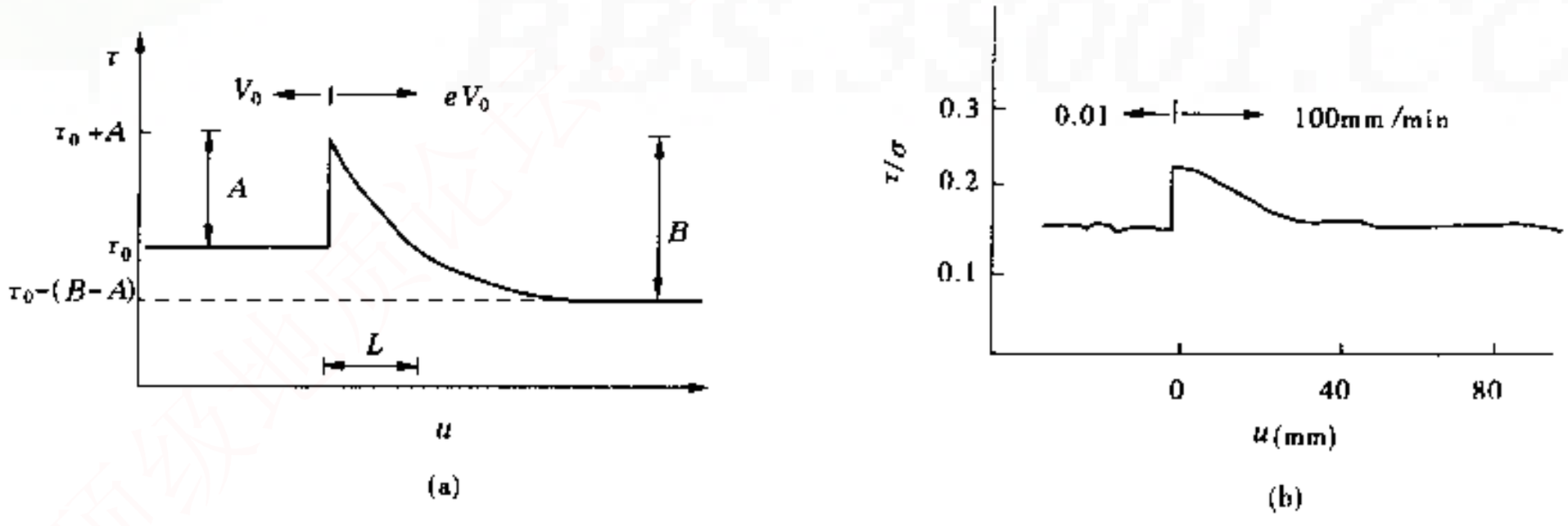


图 7-10　摩擦应力随滑动速率变化图

(a)式(7-13)、式(7-14)模型响应图(Ruina, 1983)；(b)试验响应图(Skempton, 1985)

从式(7-16)可得出以下结论：若 $A - B > 0$，滑面上出现速率强化现象；反之，若 $A - B < 0$，则出现速率弱化。基于上述单状态变量摩擦定律，可对无限浅层边坡的演化进行分析。

7.3.2　边坡演化分岔模型

按照上述假定条件，对于一无限大边坡，研究时取单位宽度，设其开始处于静平衡或

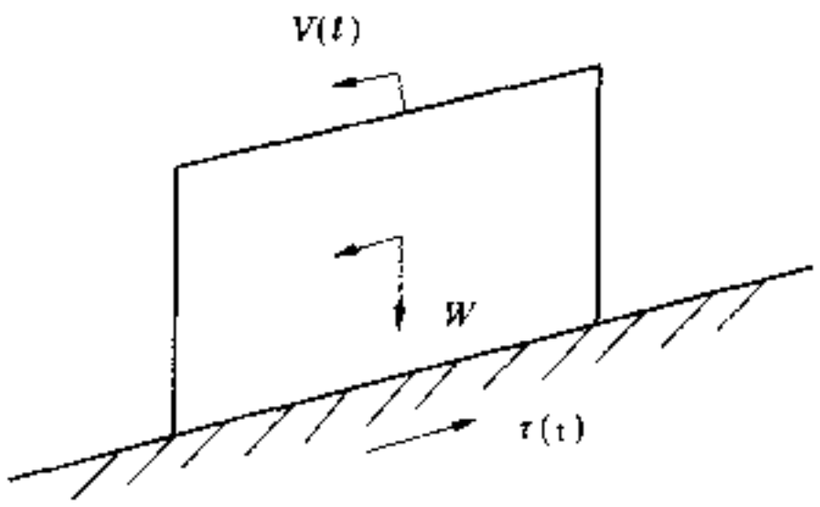


图 7-11　滑块力学模型

低速蠕滑状态，受自重力及内力作用，且内力平行于坡面，则可把此边坡简化为如图 7-11 所示的滑块力学模型。滑面以上的滑块等价于一块单个滑坡，滑面上的剪应力为 $\tau(t)$，滑速为 $V(t)$，自重力为 W，则由牛顿第二定律可得到滑块的加速度为：

$$\vec{a} = \frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}t} = g\sin i - \tau/\rho h \tag{7-17}$$

式中：g 为重力加速度；i 为坡角，ρ 为上覆岩上体的密度；h 为厚度。

式(7-13)对时间 t 求导，得到：

$$\frac{\mathrm{d}\tau}{\mathrm{d}t} = \frac{\mathrm{d}\theta}{\mathrm{d}t} + \frac{A}{V}\cdot\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}t} \tag{7-18}$$

将式(7-14)、式(7-17)代入式(7-18)，得到：

$$\frac{\mathrm{d}\tau}{\mathrm{d}t} = -\frac{V}{L}[\theta + B\ln(V/V_0)] + \frac{A}{\rho h V}(\rho g h\sin i - \tau) \tag{7-19}$$

θ 可由式(7-13)求得，则反映边坡运动的分岔模型可由以下非线性一次微分方程来描述。

$$\frac{\mathrm{d}\tau}{\mathrm{d}t} = -\frac{V}{L}[\tau - \tau_0 + (B - A)\ln(V/V_0)] + \frac{A}{\rho h V}(\rho g h\sin i - \tau) \tag{7-20}$$

$$\frac{\mathrm{d}V}{\mathrm{d}t} = \frac{1}{\rho h}(\rho g h\sin i - \tau) \tag{7-21}$$

$$\frac{\mathrm{d}u}{\mathrm{d}t} = V \tag{7-22}$$

式(7-22)中 u 为滑动位移，式(7-20)～式(7-22)为反映边坡系统演化的分岔模型。求解此分岔方程，即可得到边坡在演化过程中各个参量变化情况，即 $\tau(t)$、$V(t)$、$u(t)$及 $\theta(t)$，从而可以藉此对边坡非线性系统的稳定性及演化方向进行评价和预测，并对边坡演化行为及破坏机制从理论上进行解释。

为便于分析，引入以下无量纲变换关系式及参数：

$$\left.\begin{aligned} &s = \tau/A,\ v = \ln(V/V_0),\ \delta = u/h,\ T = V_0 t/h \\ &s_0 = \tau_0/A,\ k = \rho V_0^2/A,\ \gamma = \rho g h\sin i/A,\ \beta = B/A,\ \lambda = h/L \end{aligned}\right\} \tag{7-23}$$

则分岔模型可变换成：

$$\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}t} = -\lambda \mathrm{e}^{v}[s - s_0 - (1 - \beta)v] + \frac{\mathrm{e}^{-v}}{k}(\gamma - s) \tag{7-24}$$

$$\frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}t} = \frac{\mathrm{e}^{-v}}{k}(\gamma - s) \tag{7-25}$$

$$\frac{\mathrm{d}\delta}{\mathrm{d}t} = \mathrm{e}^{v} \tag{7-26}$$

上面变换后的非线性系统是一个自治系统，其解 s、δ 及 v 不能直接解出，可以用数值模拟的方法来探讨该系统的定态解及其相对的平衡状态。对于非线性分岔模型，用线

性稳定性分析方法可以探求其定态解的稳定，从而对系统的稳定性即边坡的稳定状态作出理论上的评价。

7.3.3 边坡稳定性分析

按照分岔理论，边坡在演化过程中会达到一种极限状态，这种状态下，若没有外界影响，系统会长时间地保持各部分不变，亦即分岔理论中的“定态”。这些定态在系统演化相图中表现为极其稀少的奇点[7]，在奇点上，系统演化轨线的斜率不惟一。系统演化到奇点时，若存在微小扰动，就会影响到稳定性及演化方向，因而，这些奇点的稳定性是边坡演化稳定性分析的重点，在数学上也是人们关注的热点。奇点按性质可分为四类：结点（Improper Node）、焦点（Spiral Point），鞍点（Saddle Point）及中心点，其稳定性为三类：渐进稳定的（Asymptotically Stable）、不稳定的及 Lyapunov 稳定的，详细定义参阅文献[7]。奇点可能是系统演化的终极点，系统轨线都会以它为“汇”，最终趋向于它；也可能是系统轨线之“源”，轨线以此点为起点远离而去。

下面就利用线性稳定性分析方法对上述分岔模型的稳定性加以分析。线性稳定性分析的思想就是在非线性微分方程组定态解的小邻域内，将其线性化，用线性方程组探求定态解对小扰动的稳定性，该方法已被数学家证明是研究非线性方程定态解稳定性的有效方法。

上述非线性方程的定态解(s_d, v_d)，可由 $ds/dt = 0 = dv/dt$ 求得。

$$\left.\begin{aligned} s_d &= \gamma \\ v_d &= \frac{\gamma - s_0}{1 - \beta} \end{aligned}\right\} \tag{7-27}$$

此时，若边坡内力的平衡条件不变，边坡就会处于稳定状态（定态），即边坡处于静止状态或稳定滑动状态。若在定态附近存在一个扰动，边坡的稳定性如何？为此，设 s'、v' 为该奇点(s_d, v_d)附近的小扰动，即：

$$\left.\begin{aligned} s &= s_d + s' \\ v &= v_d + v' \\ \left|\frac{s'}{s_d}\right| &\ll 1, \left|\frac{v'}{v_d}\right| \ll 1 \end{aligned}\right\} \tag{7-28}$$

则根据线性稳定性定理，把式(7-24)、式(7-25)右边在(s_d, v_d)附近按 Taylor 级数展开，并保留线性项，得到：

$$\frac{ds'}{dt} = -(\lambda e^{v_d} + \frac{e^{-v_d}}{k})s' + \lambda e^{v_d}(1 - \beta)v' \tag{7-29}$$

$$\frac{dv'}{dt} = -\frac{e^{-v_d}}{k}s' \tag{7-30}$$

若令 $b = -(\lambda e^{v_d} + \frac{e^{-v_d}}{k})$、$c = \frac{\lambda}{k}(1 - \beta)$ 为线性化系数，则此线性方程的特征根为：

$$\omega_{1,2} = \frac{1}{2}(b \pm \sqrt{b^2 - 4c}) \tag{7-31}$$

由于 λ、k 均为正数，β 可正可负，则此特征值可能为实数，亦可能为复数，此时奇点的稳

定性取决于特征值的实部 $R_e\omega_i$ 的符号，根据稳定性定义，稳定性判据为：

(1)若两个 $R_e\omega_i<0(i=1,2)$，则奇点(s_d, v_d)是渐近稳定的；

(2)若至少有一个 $R_e\omega_i>0(i=1$ 或 $2)$，则奇点是不稳定的；

(3)若至少有一个 $R_e\omega_i=0(i=1$ 或 $2)$，而另一个 $R_e\omega_j<0(j=2$ 或 $1)$，则奇点是 Lyapunov 稳定的。

据此判据，我们对分岔方程的定性稳定态进行分析。根据奇点的定义[7]，我们可把边坡演化的三种极限状态类型归为图 7-12。

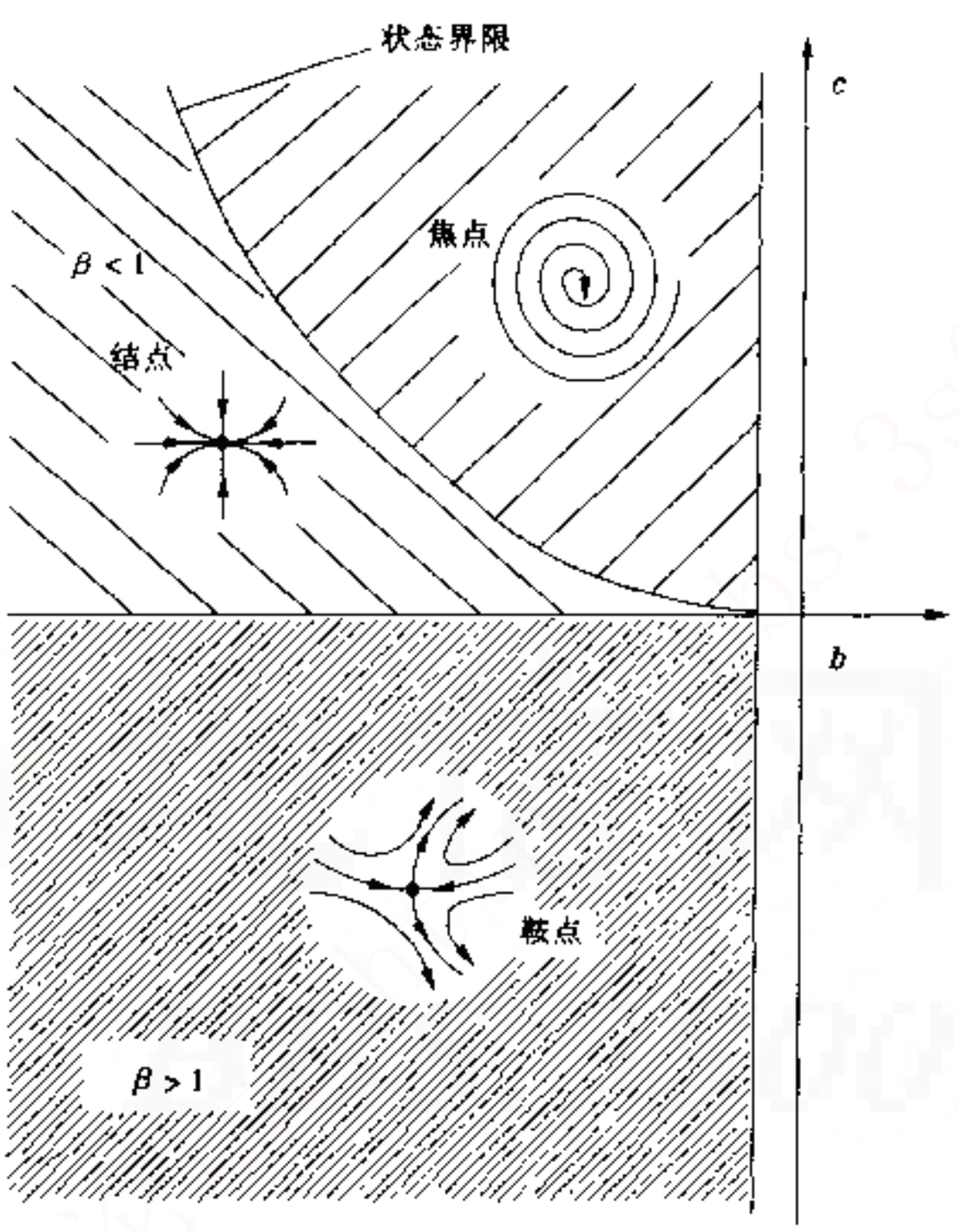


图 7-12　$b-c$ 空间中边坡可能状态分区

从图 7-12 中可看出，当 $b<0$、$c>0$ 时，边坡可能出现两种稳定状态：①以焦点或结点的形式达到稳定；②当 $c<0$ 时，可能出现不稳定状态。$\beta<k(\lambda e^{v_d}-e^{-v_d}/k)^2/4\lambda$ 对应渐进稳定焦点，$\beta<1$ 为渐近稳定结点，而 $\beta>1$ 对应不稳定鞍点。至于达到何种状态，取决于 k、λ、β 的取值。下面讨论本模型的奇点稳定性。

7.3.3.1　结点稳定性

在边坡演化过程中，若滑面上各种参量满足 $b^2-4c\geqslant 0$ 及 $c>0$，则此定态即为结点，此时，$\omega_{1,2}$都为实数且同号，即：

$$\begin{cases}\omega_1=\dfrac{1}{2}(b+\sqrt{b^2-4c})\\ \omega_2=\dfrac{1}{2}(b-\sqrt{b^2-4c})\end{cases}$$

如果 ω_1、ω_2 都与 b 同号，则可根据 b 的符号判定结点稳定性：

$$\begin{cases} b<0, \text{为渐进稳定结点} \\ b>0, \text{为不稳定结点} \end{cases}$$

由此判定式可知，当 $b<0$ 及 $c>0$ 时，边坡演化结点为渐进稳定的，即滑面上参数满足 $\beta<1$，此时，$B<A$，由方程(7-16)知，出现速率强化，且边坡演化出现此种情况时，由于 λ、k 恒大于零，$b<0$ 永远满足，即其结点恒为稳定的。由此得出结论，边坡系统在演化到结点时，对任一个小扰动，系统都会朝着结点方向演化，而最终达到稳定状态。对于滑动速率而言，若其突然增加 Δv，则随着时间增加，系统最终会趋向 v_d，如图 7-13(a)所示。

7.3.3.2 焦点稳定性

如果满足 $b^2-4c<0$，则此时定态点为焦点。由于 $b<0$ 恒满足，则 $\omega_{1,2}$ 的实部恒小于零，由稳定性准则可知，该焦点是渐近稳定的。若在定态 (s_d, v_d) 附近存在一小扰动，则系统会沿着 $[s(t), v(t)]$ 轨线逐渐逼近焦点，最终达到该极限点，只是轨线沿螺旋线达到焦点。因此，边坡系统演化时，若出现焦点，则系统最终会以螺旋形式逼近该点，而处于稳定状态。例如，若动滑速率增至 $V+\Delta V$，系统仍会以一定的方式趋向 v_d，达到稳定状态，如图 7-13(a)所示。

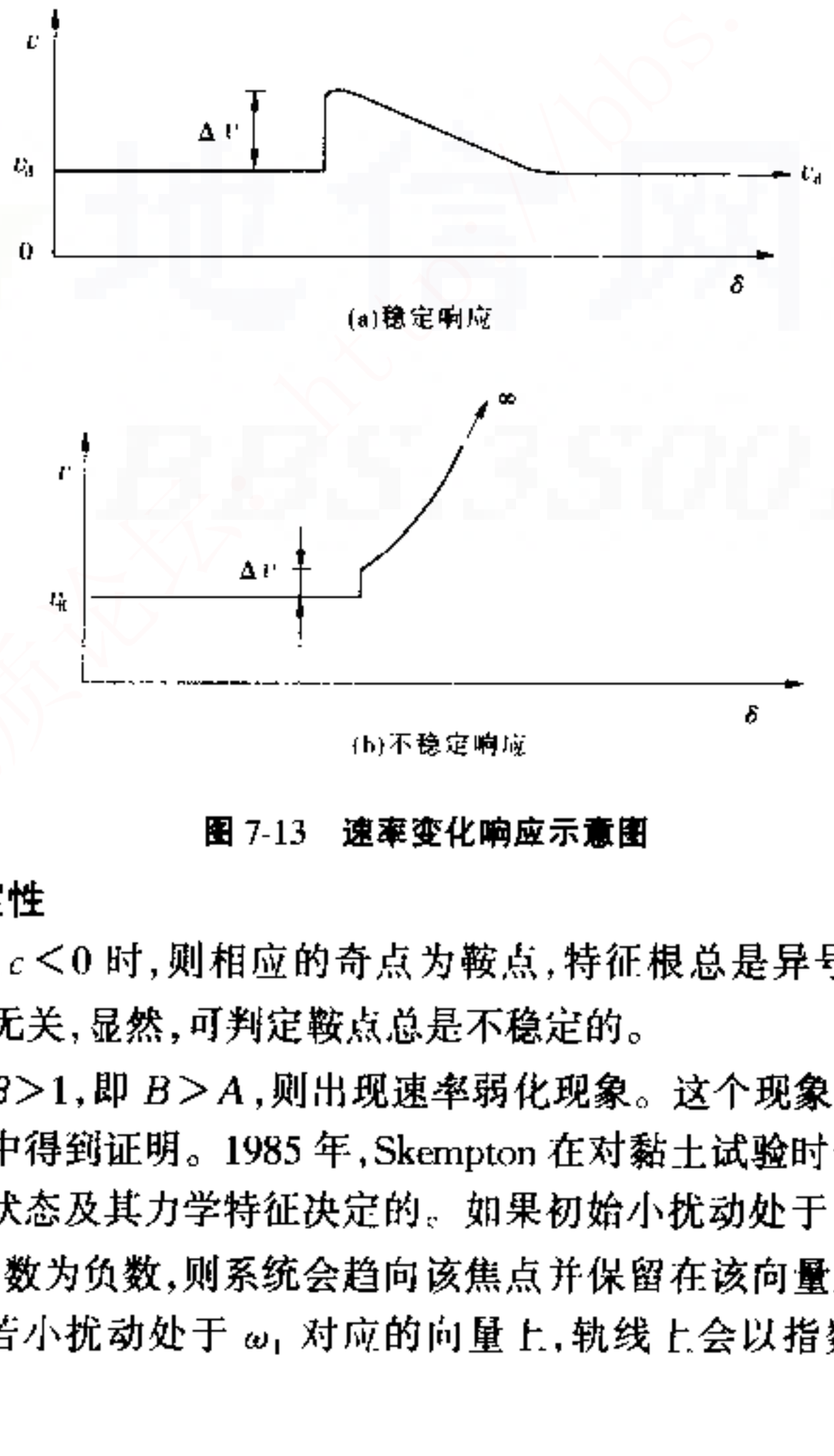


图 7-13 速率变化响应示意图

7.3.3.3 鞍点稳定性

当 $b^2-4c\geqslant 0$、$c<0$ 时，则相应的奇点为鞍点，特征根总是异号的实根，即 $\omega_1>0$、$\omega_2<0$ 与 b 的正负无关，显然，可判定鞍点总是不稳定的。

由于 $c<0$，则 $\beta>1$，即 $B>A$，则出现速率弱化现象。这个现象已在 Ruina(1983)对干燥岩石节理试验中得到证明。1985 年，Skempton 在对黏土试验时也得到该结果[25,26]，这是由滑面的运动状态及其力学特征决定的。如果初始小扰动处于 ω_2 对应的特征向量上，由于方程组的指数为负数，则系统会趋向该焦点并保留在该向量规定范围内，亦即系统逐渐衰减；相反，若小扰动处于 ω_1 对应的向量上，轨线上会以指数形式发散，系统失稳，如图 7-12 所示。

7.3.3.4 中心点

由于 b 恒不等于零，故边坡的演化不会出现中心点，因此略去不论。

通过上述线性稳定性分析，我们对边坡分岔系统的奇点稳定性作了论述，由此得出如下结论：对于结点、焦点而言，由于滑动性质及状态所定，其是系统演化过程中的稳定极限点，也是系统演化中可能出现的极限状态。由于它们的稳定性，当它们附近出现小扰动时，虽然会影响系统的演化，但最终会导致系统趋向它们而达到稳定状态，这从理论上证明当边坡在受到降雨、地下水升降、地震等扰动时，仍最终保持稳定的机制；但是，随着边坡演化，也可能会出现鞍点，由于它是不稳定的，当小扰动出现时，稳定的边坡会以鞍点为起点，走向失稳，滑坡也就出现了[见图 7-13(b)]。因此，鞍点的出现，为我们评价边坡的稳定性，预报滑坡的发生指出了理论方向，从而可借助于它对滑坡的发生进行预报，这将在第 9 章中详细论述。

同时，边坡演化过程中，失稳并非都是由于强度大的因素变化所致，例如，对降雨而言，由于孔隙水压力升高，降低了摩擦力而使滑动速率增加，若处于稳定的结点时，$\beta<1$；但由于前次降雨影响，再施加一个小扰动时，系统可能会向鞍点上演化，此时 $\beta>1$，边坡处于不稳定状态。若此时有一强度小于前次的降雨发生，也会导致边坡失稳，这就解释了前面的问题。因此，当边坡以稳定态向不稳定态演化时，即使扰动很小，也会导致系统失稳，这是由边坡演化所处状态及其岩土体力学性质决定的。

从上面分析可以看出：β 的取值其实代表了边坡系统演化的分界，以 β 为界，系统的演化发生了分岔，$\beta=1$ 即为分岔点，系统到达此点时就会远离原来的稳定状态，通过分岔而失稳，因而也是预报滑坡的重要参数。分岔示意如图 7-14 所示。

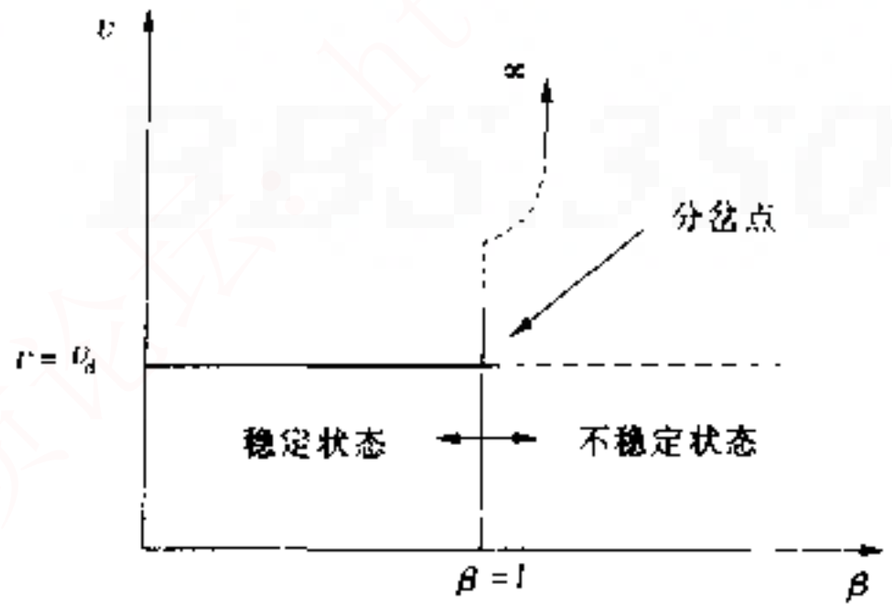


图 7-14　$\beta-v$ 分岔示意图

7.3.4　边坡演化数值分析

以上分析是按线性稳定性原理进行的，对系统分岔方程进行了线性化处理，只对系统处于定态的稳定性进行讨论；然而由于非线性方程不可能直接得到解析解，因而可用数值方法对其进行分析。对于式(7-24)、式(7-26)表征的自组织边坡系统，其解在 $s-v$ 相空间中表现为一系列的曲线，亦即为轨线。

把式(7-24)、式(7-25)合并，可得到下面的一次微分方程：

$$\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}v}\approx 1-\frac{\lambda k}{(\gamma-s)}[s-s_0-v(1-\beta)]\mathrm{e}^{2v} \tag{7-32}$$

式(7-32)可写成某一函数 $P(s,v)$ 的全微分形式：

$$dP(s,v) = e^f(\gamma - s)ds + e^f\{\lambda k[s - s_0 - v(1-\beta)]e^{2v} - \gamma + s\}dv = 0 \tag{7-33}$$

式(7-33)中 e^f 为积分因子，若 f 确定后，就可得到 $P(s,v)$ 具体形式，从而可通过非线性方程组研究系统的稳定性，通常 f 的形式只有在一些特定条件下才可求出。

在前面论述中，我们知道 $\beta=1$ 是系统演化的分岔点，在此分岔点处，系统处于极限状态，滑面上的稳定摩擦应力 τ_s 对滑动速率 V 的变化不敏感，滑面上的力处于极限平衡状态，即：

$$\tau_0 = \rho g h \sin i \tag{7-34}$$

如果 $\gamma = s_0$，即滑面上的重力分量与阈值剪应力相等。在此条件下，可解出 f 的具体形式为：

$$f(s,v) = -\ln(s - s_0) \tag{7-35}$$

将 f 代入式(7-33)并积分可得到轨线 P 为：

$$P = -s + \frac{\lambda k}{2}e^{2v} + v = C \tag{7-36}$$

式(7-36)中：C 为常数。固定 λ、k 改变 C 值，即可得到非线性方程组在相空间 $s-v$ 中的轨线，如图 7-15 所示。从图上可看出：在 $s-v$ 相图中，以 $s=s_0$ 为分界，两侧的轨线都向着此极限状态演化；且当 v 很大时，轨线对 v 的变化不敏感，因而，系统受到小扰动时，由扰动量大小的变化，其轨线会发生变化，但仍会最终趋向新的极限状态。

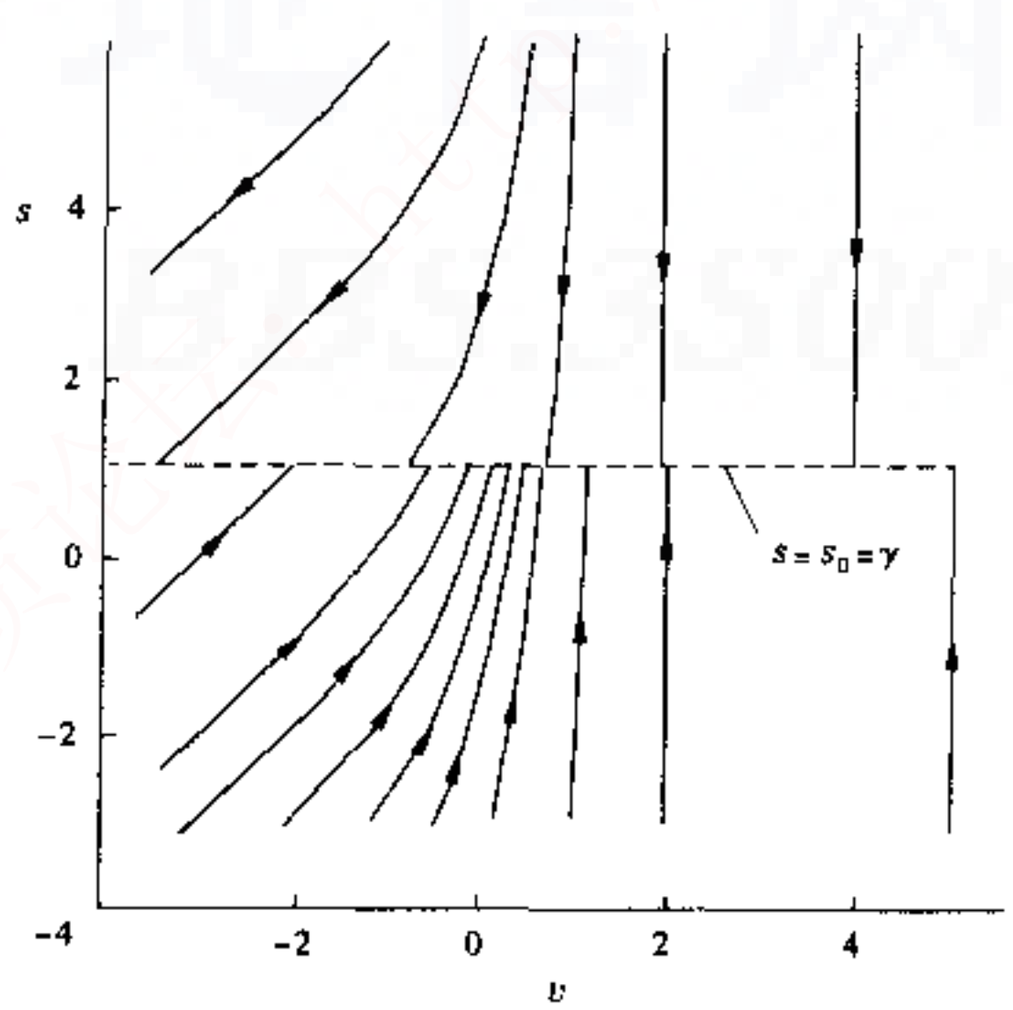


图 7-15　$s-v$ 空间中轨线变化图

7.3.4.1　结点轨线相图

上述分岔模型为自治方程组式(7-20)～式(7-22)或微分方程(7-32)，可用 Runge－Kutta 方法进行数值积分，即可得出 $s-v$ 的空间中的轨线，如图 7-16 所示，选用的参数为：$\beta=0.5$、$\gamma=2.0$、$s_0=1.0$、$\lambda=1.5$、$k=1.0$，定态点为 $v_d=2.0$、$s_d=2.0$。如图 7-16 所示，随时间 T 推移，所有轨线都向着 (s_d, v_d) 方向演化，该点即为系统演化的结点。此结点又称为吸引子，虽然参数变化会影响轨线的形状，但只会使系统的演化路径有所不同，

最终仍会达到稳定状态。

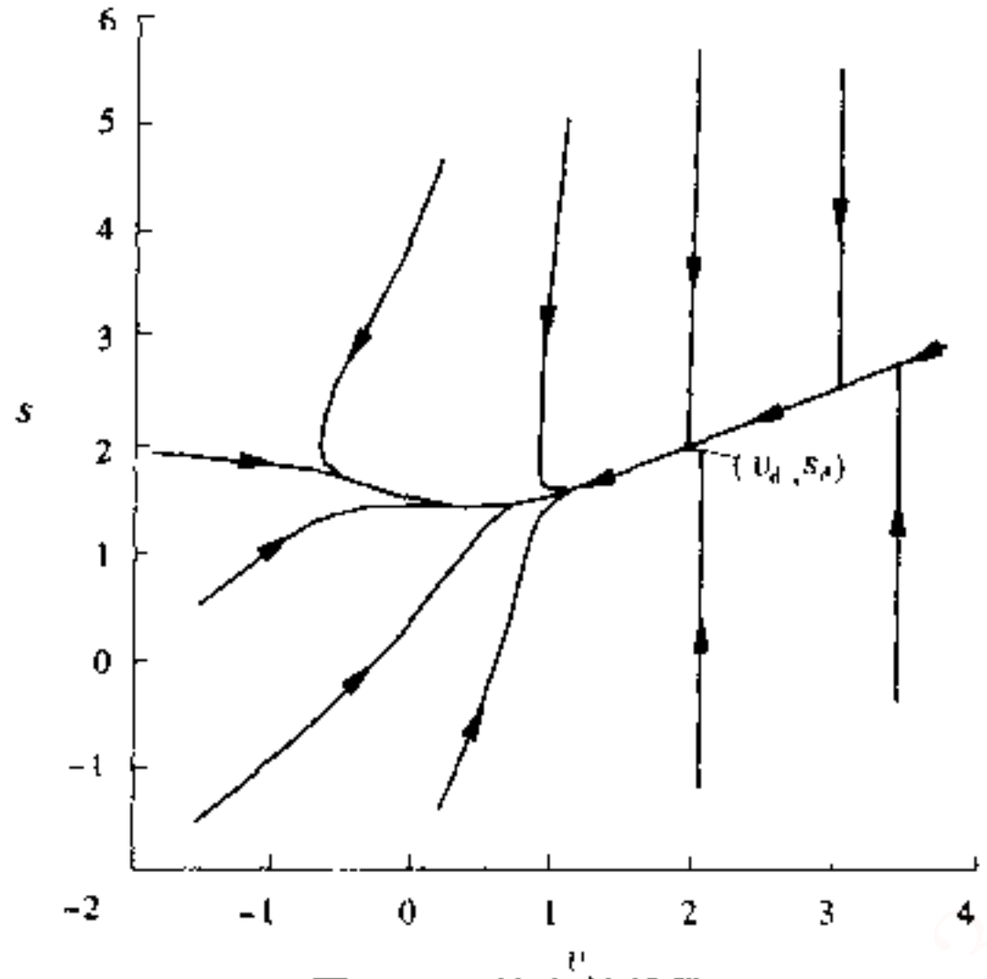


图 7-16　结点轨线图

7.3.4.2　焦点轨线相图

如前所述，对研究的边坡而言，其所处的焦点是稳定的，因而，在 $s-v$ 空间中，各种轨线也是以焦点(s_d, v_d)为吸引子趋向于它，只是轨线呈螺旋状。如图 7-17 所示，此时取 $\beta=-0.5$、$\gamma=2.5$、$s_0=1.0$、$\lambda=1.5$、$k=1.0$，定态 $v_d=1.0$、$s_d=2.5$。

7.3.4.3　鞍点轨线图

由于鞍点是不稳定的，则系统轨线远离它而去，如图 7-18 所示。此时的参数取为：$\beta=1.5$，$\gamma=1.0$，$s_0=2.0$，$\lambda=1.5$，$k=1.0$，定态，$v_d=2.0$、$s_d=1.0$，该鞍点又称为排斥子，系统以此为起点，向远处的奇点演化。

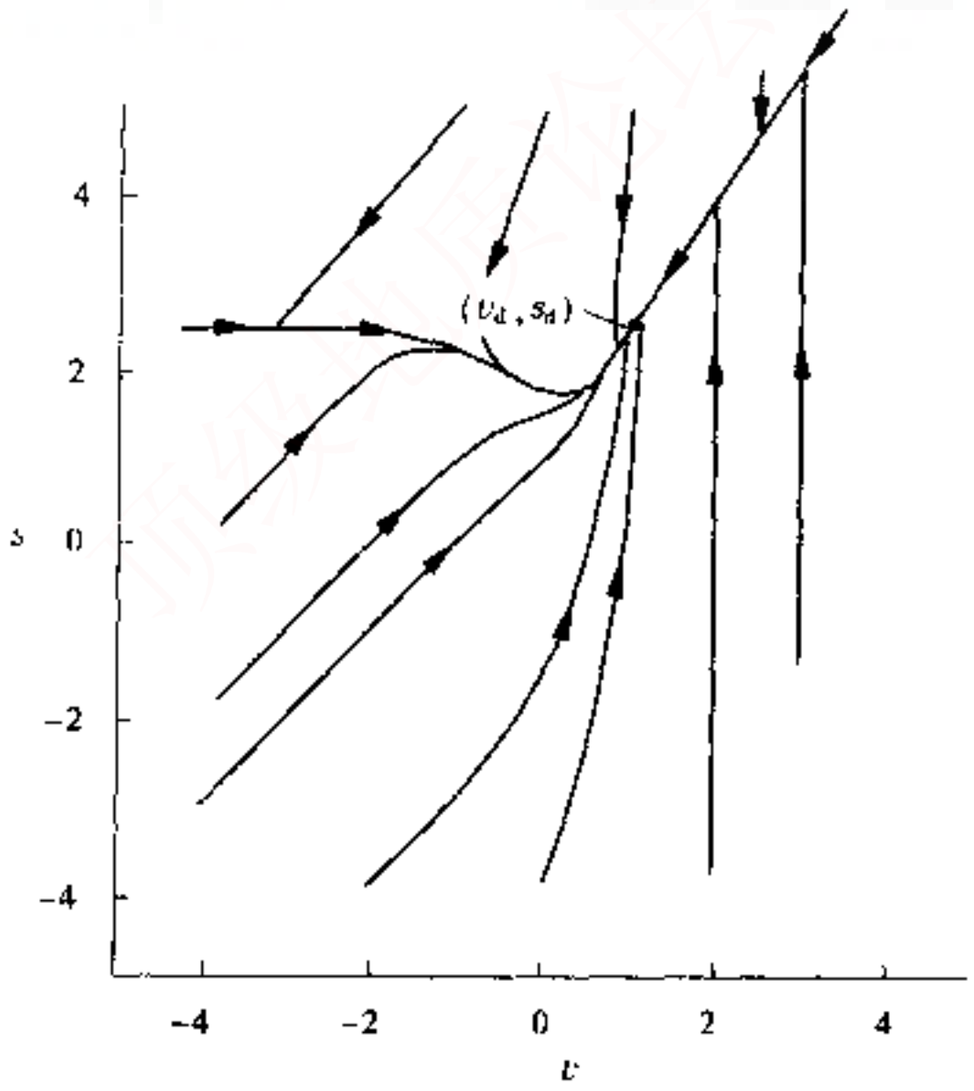


图 7-17　焦点轨线图

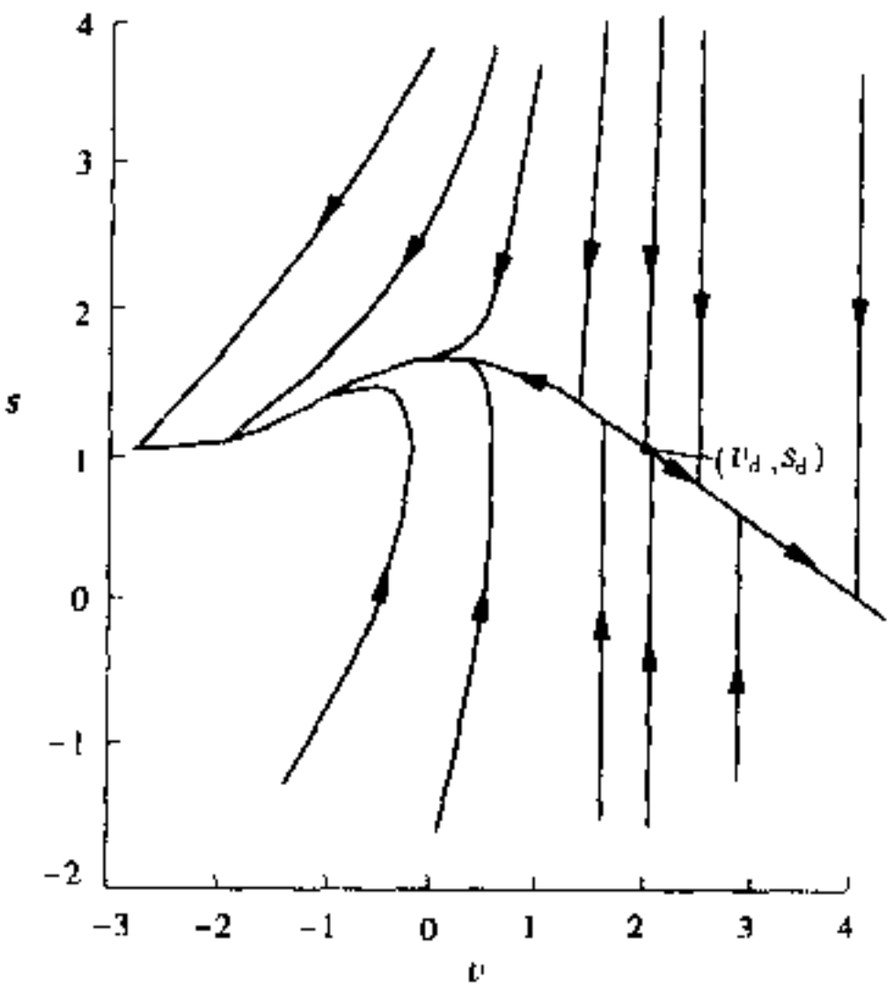


图 7-18　鞍点轨线图

以上分析，虽只是在一定的简化条件下进行的，但反映了边坡系统在扰动作用下演化的分岔过程及机制。通过线性分析及数值分析，可得出如下结论：建立的基于单状态摩擦定律的分岔模型反映了边坡在演化过程中所可能历经的状态及演化方式。在其演化过程中，相空间中的结点都是渐进稳定的，是边坡演化的趋向，在受到外界系统的扰动时，系统会从一种状态变化到另一种状态，受吸引子吸引，会向稳定状态发展，而鞍点则是排斥子，导致系统失稳，系统演化出现分岔，并可据此对滑坡的发生作出预报；随 β 的取值变化，系统也会从一种稳定状态变化到另一个稳定状态，反之亦然；另外，从理论上证明了外界扰动的作用机制及作用过程，从而可解释滑坡的发生机制。

7.4 小 结

边坡系统作为一个非线性开放系统，其演化机制因其内在的非线性本质而难以揭示。为此，在本章中，首先总结了非线性系统演化所遵循的系统范式原则，以此作为边坡工程非线性理论研究的基石和原则，为该领域研究界定了思维方式及理论方法，并从非线性科学的角度论述了边坡系统演化的内在规律及其变形破坏机制。然后针对边坡工程非线性研究的难点，即系统的开放性问题，提出了边坡系统开放度的概念，并从理论上研究了开放度的形式及其与系统和环境之间物质、能量交换的关系，从理论上揭示了边坡变形、破坏的机理，并为滑坡防治研究提供了理论依据。以这些研究为基础，详细研究了边坡系统的分岔过程及演变状态，建立了边坡演化的分岔模型，并着重研究了边坡演化过程历经状态的稳定性，系统地对边坡演化过程及演化机理进行了理论研究。根据这一系列研究结果，我们可对边坡工程的非线性演化机制进行系统的解释，为滑坡定量预报开辟了新思路，并提供了新的失稳判据 β。

参考文献

1 魏宏林. 系统科学方法论导论. 北京：人民出版社，1983

2 N. 维纳. 控制论(第二版). 郝季仁译. 北京：科学出版社，1963

3 斯蒂芬·霍金. 时间史之谜. 张景岩，刘进华译. 上海：上海人民出版社，1991

4 普里高津，斯唐热. 从混沌到有序. 曾庆宏，沈小峰译. 上海：上海译文出版社，1987

5 普里高津. 从存在到演化. 杜婵英整理，郝柏林校定. 自然杂志，1980(2)

6 Glansdorff P I. Prigogine. Thermodynamic. Theory of struction, stability and flutuctation. Wiley Interscience, New York, 1971

7 仪垂祥. 非线性科学及其在地学中的应用. 北京：气象出版社，1995

8 曾国屏. 自组织的自然观. 北京：北京大学出版社，1996

9 吴大进，曹力，陈立华. 协同学原理和应用. 武汉：华中理工大学出版社，1990

10 黄润秋，许强. 工程地质广义系统科学分析原理及其应用. 北京：地质出版社，1997

11 孙玉科，牟会宠，等. 边坡岩体稳定性分析. 北京：科学出版社，1988

12 中国岩石力学与工程学会地面岩石工程专业委员会，中国地质学会工程地质专业委员会. 中国典型滑坡. 北京：科学出版社，1988

13 刘汉东. 边坡失稳定时预报理论与方法. 郑州：黄河水利出版社，1996

14 夏其发.滑坡研究综述.中国地质灾害与防治学报,1994,5(2)
15 孙广忠.工程地质理论与实践.北京:科学出版社,1998
16 秦四清,等.非线性工程地质学导引.成都:西南交通大学出版社,1993
17 易顺民,等.滑坡定量预测的非线性理论方法.地学前缘,1996,3(1~2)
18 陆启韶.分岔模型奇异性.上海:上海科技教育出版社,1995
19 Kim S K, Hong W P, Kim Y M. Prediction of rainfall triggered landslides in Korea. In: Bell ed. Landslides. Rotterdam: Balkema. 1991:989~994
20 Pierson T C, Iverson R M, Ellen S D. Spatial and temporal distribution of shallow landsliding during intense rainfall, southeastern Oahu, Hawaii. In: Bell ed. Landslides. Rotterdam: Balkema. 1991:1393~1398
21 Polloni G, Ceriani M, Padovan N, et al. Rainfall and soil slipping events in Valtellina. In: Bell ed. Landslides. Rotterdam: Balkema. 1991:183~198
22 戴福初.火山岩风化坡残积土的工程特性及暴雨滑坡泥石流研究.[中国科学院地质研究所博士学位论文],1997
23 Ruina A. Slip instability and state variable friction laws. J. Geophys. Res. 1983,83:10359~10370
24 Chau K T. Landslides modeled as bifurcations of creeping slope with nonlinear friction law. International Journal of Solids Structures. 1995,32(23):3451~3464
25 Skempton A W, et al. Residual strengh of claysin lanslid eS, folded strate and the laboratory. Geotechnique. 1985,35:3~18
26 Skempton A W, et al. Residual strength of claysild eS, doided strate and the laboratory. Geotechnique. 1985,35:3~18

第 8 章　边坡演化混沌特征研究

8.1　边坡演化的混沌性质

混沌思想早在公元前 560 年左右就由中国古代思想家老子提出来，然而直到 20 世纪 60 年代，人们一直把混沌(Chaos)看做是一种杂乱无章的无序状态，故而传统的数学、物理学都视其为不可测的混乱现象。直到 20 世纪末，人们才对现代混沌有了本质认识，并迅速与其他学科相互渗透，广泛地应用于生物学、物理学、天文学、数学、心理学、化学、信息科学、气象学、经济学等，在现代科学技术中起着十分重要的作用，被誉为 20 世纪第三次科技革命[1]。混沌现象普遍地存在于自然界中，在非线性系统中，系统长时间演化行为在相空间中表现为：轨线要么趋近于吸引子(见 7.3)，要么在一定的参数范围内被吸引到一个特殊区域，做无规则的随机运动，这就是混沌行为。

在传统的物理学中，有确定论和概率论两种描述系统行为的理论。前者以牛顿力学为代表，系统的演化是确定的，长期行为完全可以预测，而后者以热力学和流体力学为代表，系统演化行为是随机的，不可能预测其长期行为。然而，现代混沌研究表明[2]：混沌是由确定性方程产生出来的随机现象，亦即产生混沌的方程完全是确定的，不包含任何随机因素；也不是任何外界干扰产生的，而是其内在的本质，这种随机行为是内在的。混沌系统长时间演化的极限状态是奇怪吸引子(Strange attractor)，它是由系统因物质、能量的耗散，系统的相空间体积不断收缩，系统最终趋向于维数较低的极限状态。混沌具有三个特征：①对初始条件的敏感性(即蝴蝶效应)，其本质不是由于误差引起，而是由于系统本身固有的对误差放大的功能(具有正的 Lyapunov 指数)，这一特点使得系统的短期行为具有可预测性，而长期行为具有不可预测性；②它是非周期的，具有无穷层次的嵌套结构，是一种有结构的无序，具有有序与无序两重性；③存在奇怪吸引子(混沌吸引子)，是系统演化的终极状态，可用分维数 D_2 大小来描述其复杂程度。混沌的产生主要有三种：倍周期分岔、阵发混沌及准周期运动。

8.1.1　边坡进入混沌——倍周期分岔

在第 7 章中，已证明了边坡在演化过程中可能到达奇点处，当有小的扰动时，边坡发生分岔，那么，系统在不稳定分支上最终朝何处发展，能否经历混沌态？研究已经表明[3,6]，对于边坡位移时间序列可用 Verhulst 生物模型拟合的边坡，即

$$\frac{\mathrm{d}x}{\mathrm{d}t} = k(1 - x)x \tag{8-1}$$

其差分方程为：

$$x_{n+1} = k(1 - x_n)x_n \tag{8-2}$$

若 k 取值为[0,4]，x 为经变换后的位移监测数据系列，取值为[0,1]，则对应于数学上的逻辑映射，可用线性稳定分析研究边坡系统随着 k 值变化的长期行为，结果表明[2]：

(1)当 $0 \leqslant k \leqslant 1$ 时，系统随着 $t \to \infty$ 而最终趋近于平衡态 $x^* = 0$，即 $x \to 0$。

(2)当 $1 < k \leqslant 3 = k_1$ 时，x^* 变得不稳定，系统朝另一个稳定不动点 $\bar{x}^* = 1 - \frac{1}{k}$ 演化，当 k 增大时，不动点会有所改变；此时，k_1 为不稳定分岔点。

(3)当 $3 < k \leqslant 1 + \sqrt{6} = k_2$ 时，$\bar{x}^*$ 又变得不稳定，随着 t 增加，系统交替重复地在不动点 x_1^*、x_2^* 之间徘徊，即位移序列无限趋于 x_1^*、x_2^*，即

$$x_1^*、x_2^* = (1 + k \pm \sqrt{(k+1)(k-3)})/2k \tag{8-3}$$

系统游荡的 x_1^*、x_2^* 两点即为 2 点周期，k_2 为不稳定性分岔点。

(4)当 $k > k_2$ 时，取代 2 点周期的是 4 点周期，而 4 点周期的不稳定分岔点 $k_3 = 3.544\ 1$。

当 k 增加到 k_3 时，4 点周期为 8 点周期取代；k 增加到 k_4 时，8 点周期失稳，又被 16 点周期取代，这种周期加倍的分岔现象即为倍周期分岔(图 8-1)。k 每增加到 k_n 时即出现稳定的 2^n 点周期，而当 $k \geqslant k_\infty = 3.569\ 945\ 672$ 时，系统出现 $\lim\limits_{k \to \infty} 2^n = \infty$ 的无穷长周期，即非周期，此时，系统对初值十分敏感，时间序列变得很随机，我们无从知道系统下一步向何处发展，说明边坡演化到了混沌状态，如图 8-1 所示。图中只画了稳定的分岔点，$k_\infty < k < 4$ 为混沌区。

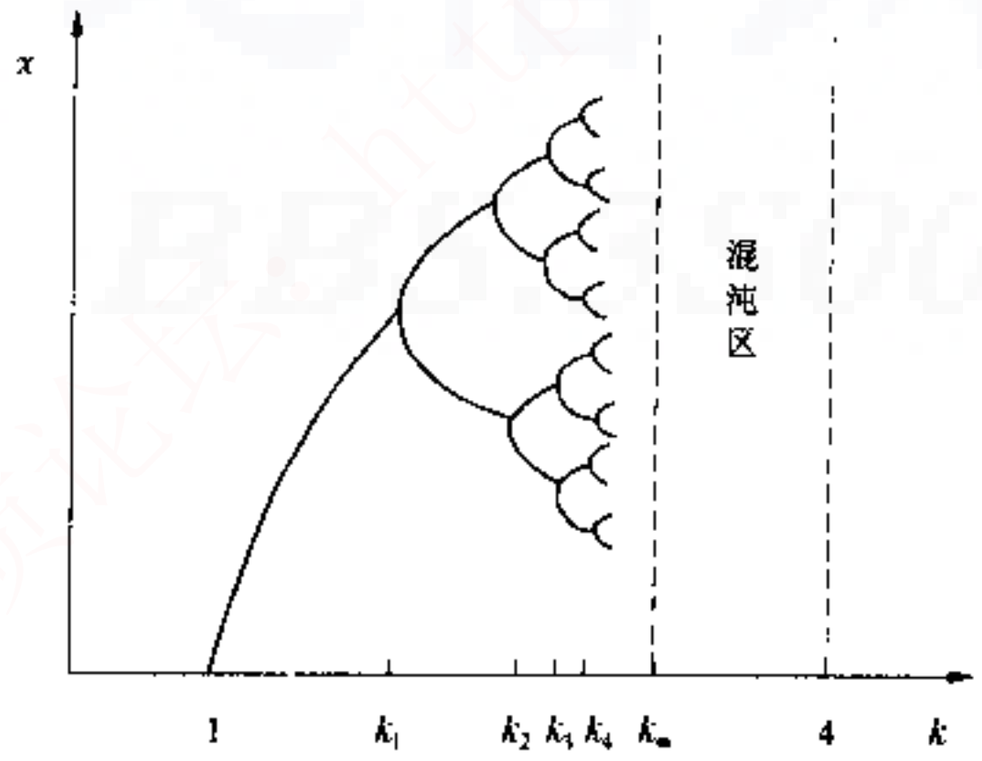


图 8-1　从倍周期分岔到混沌(仪垂祥，1995)

8.1.2　边坡混沌状态的规律性

仍以式(8-1)所描述的边坡为例，研究边坡处于混沌状态的规律性，探讨边坡在混沌状态的有序与无序二重性。

8.1.2.1　混沌的无序性

在混沌区 $k_\infty < k \leqslant 4$ 内，我们可对式(8-2)反复迭代，对于 x_1 取[0,1]的任意值，随着 $t \to 0$，其位移几乎布满了(0,1)的整个空间(图 8-2)，无论 k 取何值都是如此，说明系统在混沌状态时，其位移可能是(0,1)内的任何值，无法作出系统长时间行为的预测，这就是混

沌的不可预测性，也是其无序的性质，在物理上称之为各态历经。

8.1.2.2 混沌的有序性

在边坡处于混沌状态时，采用与 8.1.1 中相同的方法，使 k 从 4 减小到 k'_1 时混沌带一分为二，到 k'_2 时两个混沌带分为四条，到 k'_3 又为八条，如此加倍分开(图 8-2)，在 $k=k'_n$ 时，出现了 2^n 条混沌带，当 k 取值为 $k'_\infty=3.569\ 945\ 672=k_\infty$ 时，又到了倍周期分岔的分岔点。从此可看出：在混沌区内，混沌带也存在分岔，这种周期性即为有序性，其与倍周期分岔类似，称为混沌带倍周期逆分岔。另外，在混沌带内还存在着一个个窗口，在窗口内，系统的演化是周期性的，并且存在阵发混沌，也是产生混沌的途径。

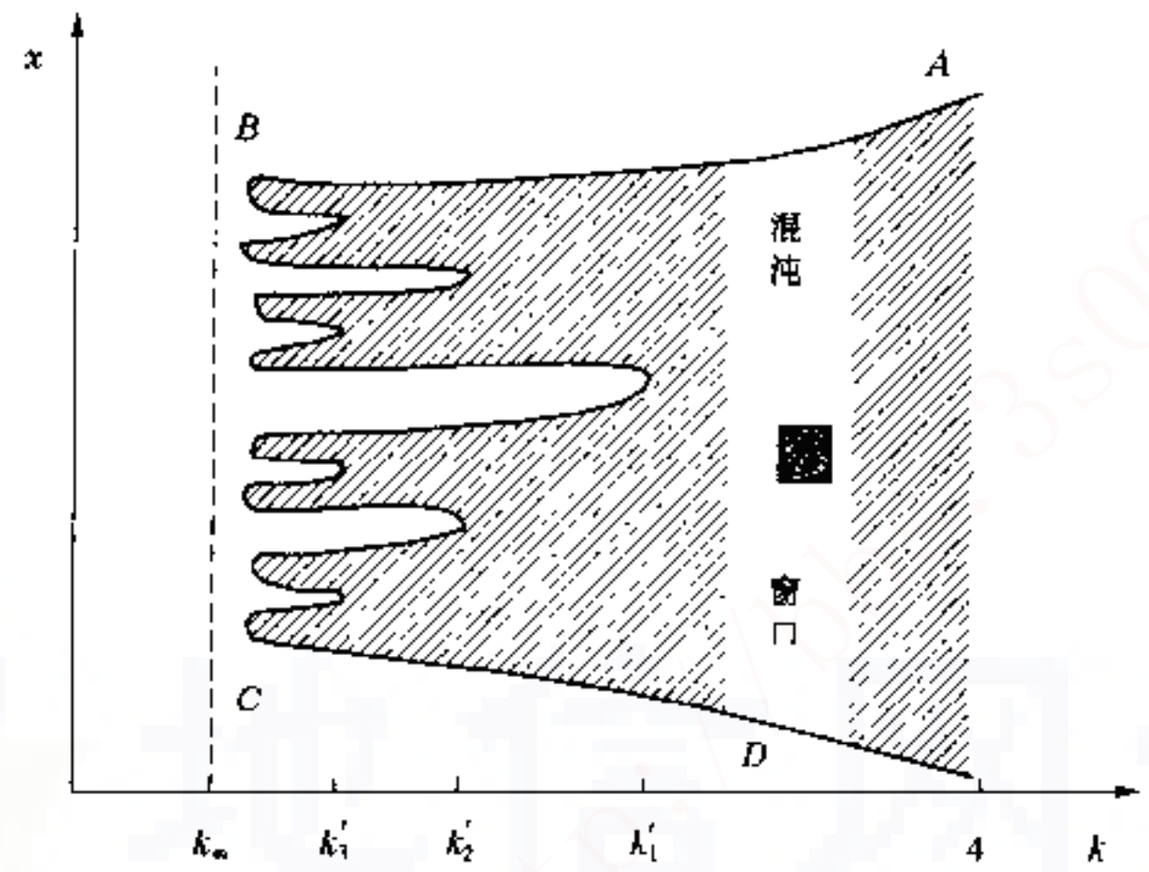


图 8-2 混沌带的有序与无序二重性

8.1.3 边坡混沌态的普适性

通过 8.1.1 的各步迭代，可得到一系列分岔点 $k_i(i=1,2,\cdots,n)$，在研究中发现，随着 n 的增加，分岔点的间距越来越小，如表 8-1 所示。为研究边坡在混沌演化过程中分岔点的收敛速率，引进参数 δ_n：

$$\delta_n=\frac{k_n-k_{n-1}}{k_{n+1}-k_n} \tag{8-4}$$

式中：δ_n 为相邻分岔点间距之比，反映边坡在通往混沌态的速度，其计算结果列于表 8-1。

表 8-1 式(8-1)代表的边坡系统的倍周期分岔点及其收敛速率

n	k_n	δ_n	n	k_n	δ_n
0	1		6	3.569 691 610	4.669 144 348
1	3	4.449 509 539	7	3.569 891 259	4.669 059 869
2	3.449 487 743	4.751 324 667	8	3.569 934 019	4.669 651 633
3	3.544 090 359	4.656 349 315	9	3.569 943 176	4.669 556 349
4	3.564 407 266	4.668 241 749	10	3.569 945 137	4.669 047 619
5	3.568 759 420	4.668 741 351	∞	3.569 945 672	4.669 201 609

从表 8-1 中可以看出，随着 n 的增大，δ_n 趋于一个常数，在 $t\to\infty$时，δ_n 为一个无理数：

$$\delta = \lim_{n\to\infty}\delta_n = 4.669\ 201\ 609\ 102\ 990\ 97 \tag{8-5}$$

同理，可以对混沌带倍周期逆分岔的收敛速率进行计算，结果表明，在 $n\to\infty$时，其收敛速率趋于同一无理数：

$$\delta' = \lim_{n\to\infty}\delta_n = \delta \tag{8-6}$$

上述研究表明，边坡在向混沌演化时，其分岔速率是一定常数 δ。在数学上，Feigenbaun(1978)[8] 已验证了这个常数与具体的映射形式无关，而是一个普适常数，称为 Feigenbaun 数，它反映了混沌的内在规律，亦即描述系统的非线性方程虽然不同，但都以相同的速率走向混沌。该常数犹如物理学中的光速 c 及普朗克常数 h 一样，普遍适用于系统从倍周期分岔到混沌的演化过程，是混沌的内在本质的揭示。

那么，边坡系统处于混沌状态时，是否包含其他性质呢？为此，把图 8-2 窗口中的方框放大，如图 8-3 所示；然后再把图 8-3 中的方框放大得到图 8-4。通过比较可看出，在混沌带内，系统具有相似性，若继续下去，所看到的图景不因放大尺寸不同而不同，这便是混沌的无穷嵌套结构，即自相似性。在研究中，又发现放大率随放大次数增加而趋于一个定值。

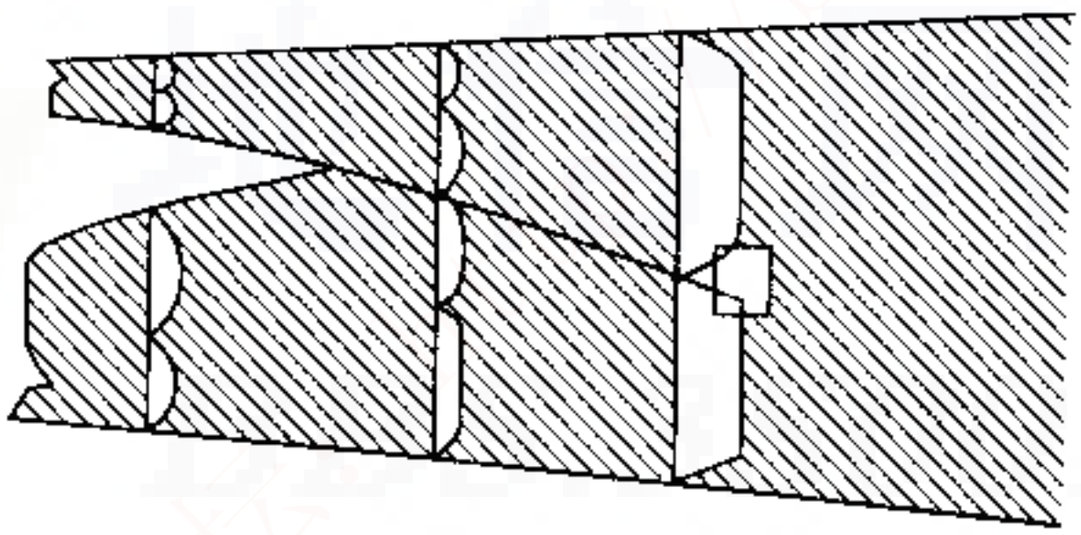


图 8-3　图 8-2 小方框放大图

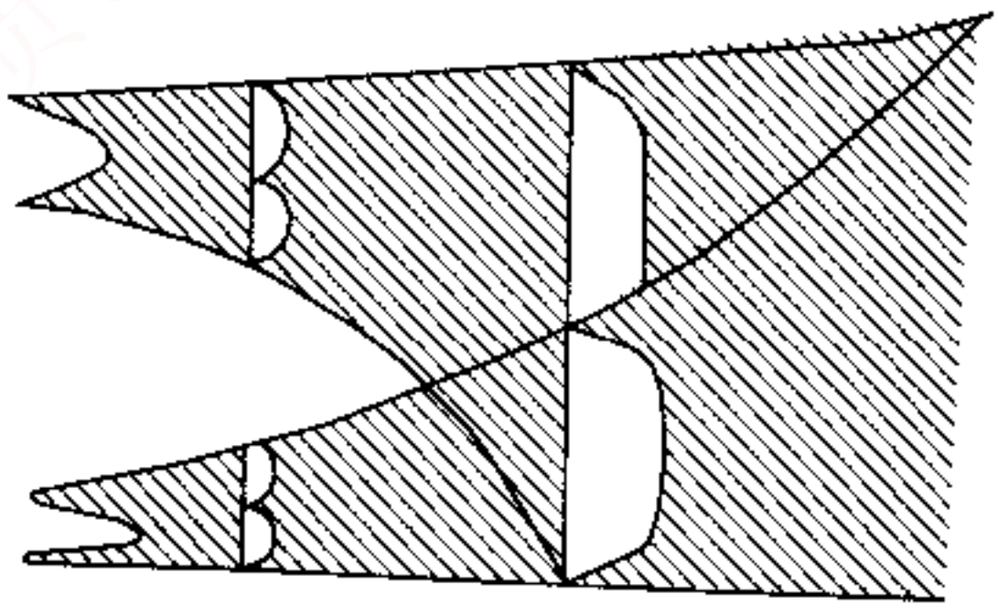


图 8-4　图 8-3 小方框放大图

$$\alpha = \lim_{n\to\infty}\alpha_n = \lim_{n\to\infty}\frac{L_n}{L_{n+1}} = 2.502\ 907\ 805\ 892\ 848\ 5 \tag{8-7}$$

式中，L_n、L_{n+1}为相邻两次放大的倍数。常数 α 在数学上称为 Feigenbaun 第二常数，也称

标度变换因子。这也是一个普适常数[8]，无论系统的方程如何，经过多次倍周期分岔后都得到相同的放大率 α，与大小、尺寸无关，也与时间、位置无关。这步研究又充分揭示了边坡在混沌态具有自相似性。

8.2 边坡系统的混沌特征判据

边坡系统演化到混沌态的途径及其规律性我们已在上节中论述了，由于混沌的一个主要特征就是对初值的敏感性，这一本质使得系统长时间行为变得不可预测。然而，如何识别系统是否进入了混沌状态，即吸引子是否为混沌吸引子，这是判定混沌发生的依据，同时，若系统进入混沌后，其混沌程度如何？这些问题可借助于 Lyapunov 指数 λ 来判定，因而本节就以 λ 为边坡系统的混沌特征的判据，来研究边坡的混沌性质及发生混沌的条件。

8.2.1 Lyapunov 指数

Lyapunov 指数是系统在相空间中两相邻轨线收敛或发散的比率，其反映了在一个 m 维空间中系统误差 $\delta x_i(t)(i=1,2,\cdots,m)$ 沿某一方向以指数形式向吸引子靠近或远离的速率，亦即描述了系统对初值的敏感程度。对于一个具有 m 维的相空间，边坡系统由 m 个状态变量 $x_i(i=1,2,\cdots,m)$ 描述，则该边坡系统非线性微分方程为：

$$\frac{\mathrm{d}x_i}{\mathrm{d}t} = f_i(x_1, x_2, \cdots, x_m) \tag{8-8}$$

设在相空间中有一轨线 $x_0(t)$，其邻域内有一小扰动 $\delta x(t)$，随时间流逝，为研究另一轨线

$$x(t) = x_0(t) + \delta x(t) \tag{8-9}$$

的演化方向是趋于 $x_0(t)$ 还是离开 $x_0(t)$，运用线性稳定性分析方法[2]，有如下关系：

$$\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}t}\delta x(t) = L\delta x(t) \tag{8-10}$$

式(8-10)中 L 为线性化系数，则对每一个分量，Lyapunov 指数为：

$$\lambda_i = \lim_{t\to\infty}\frac{1}{t}\ln|\delta x(t)| \tag{8-11}$$

λ_i 表征了相邻两轨线间的平均收敛或发散速率，因此可用它判定系统的演化，λ_i 按大小排列为：

$$\lambda_1 \geqslant \lambda_2 \geqslant \cdots \geqslant \lambda_m \tag{8-12}$$

8.2.2 混沌特征判定

在 $t\to\infty$ 时，式(8-11)可近似写为：

$$\delta x_i(t) = \mathrm{e}^{\lambda_i t}\delta x_i(0) \tag{8-13}$$

λ_i 的物理意义为某一变量的小扰动随时间增长而呈指数形式变化，其大小反映了系统的动力学特征，即其对初值扰动的敏感程度，λ_i 可正可负或为零。若 $\lambda_i<0$，则扰动以

指数方式向吸引子靠近，系统趋向稳定；若 $\lambda_i>0$，则扰动以指数方式发散，系统走向混沌；$\lambda_i=0$，对应系统处于分岔点上，为临界状态。因此，利用 λ_i 可对系统的混沌特征予以研究。

8.2.2.1 判定边坡混沌状态

数学已证明[1]，在 m 维离散系统中，存在 m 个 Lyapunov 指数 $\lambda_i(i=1,2,\cdots,m)$，如果其中最大的指数 $\lambda_{max}>0$，则该系统一定存在混沌。据此，我们只要计算出系统的 λ_{max}，即可判定边坡是否进入混沌状态，λ_{max} 的计算式为：

$$\lambda_{max}=\lim_{n\to\infty}\frac{1}{n}\sum_{i=0}^{n-1}\ln|J_i| \tag{8-14}$$

$$J_i=\left[\frac{\partial f_i}{\partial x_1},\frac{\partial f_i}{\partial x_2},\cdots,\frac{\partial f_i}{\partial x_m}\right](i=1,2,\cdots,m) \tag{8-15}$$

式中：J_i 为 i 阶 Jacobi 矩阵；$\frac{\partial f_i}{\partial x_i}$ 表示边坡系统的驱动方程 f_i 对状态变量 x_i 的变化率。

8.2.2.2 判定边坡混沌程度

在三维空间中，Lyapunov 指数可把吸引子分为四种类型：

(1)不动点吸引子，即我们在第 7 章中描述边坡稳定性的稳定结点、稳定焦点，其 Lyapunov 指数为 $(\lambda_1,\lambda_2,\lambda_3)=(-,-,-)$，系统在 $t\to\infty$ 时收缩为一个稳定的点，对应着平衡运动；

(2)周期吸引子，边坡系统轨线是一个二维闭合环面，为周期运动，可作长期预测，其 λ 谱为 $(-,-,0)$；

(3)准周期吸引子，系统的轨线形成一个二维环面，并在其上作准周期运动，但轨线永不闭合，其 λ 谱为 $(0,0,-)$；

(4)奇怪吸引子，其 λ 谱为 $(+,0,\cdot)$。

因此，对于混沌状态，可利用 λ_{max} 定量地判定其是否处于混沌状态及其混沌程度，从而了解和研究边坡混沌状态的复杂程度。

8.3 边坡混沌态的奇怪吸引子特征

边坡系统演化进入混沌状态后，最主要的特征就是具有奇怪吸引子，它是系统长时间行为的极限状态，边坡一旦进入该吸引子，就永远处于它的轨线往复折叠和拉伸运动之中，从而使得该系统的长期发展无法预测，奇怪吸引子的这一特性就反映了非线性动力学混沌系统对初值的敏感性。研究表明[1,2]：奇怪吸引子表面上奇形怪状，毫无规律，但仍具有一定有序结构，这主要是由于它的 Lyapunov 指数 λ 谱为 $(+,0,-)$。

8.3.1 奇怪吸引子的特征

对于一个由式(8-8)描述的边坡动力系统，当其经过长时间演化处于奇怪吸引子上时，由于该吸引子存在一个正的 Lyapunov 指数，任一在吸引子附近的扰动使得相邻两条轨线按指数速率相互分离，也就是说在参考轨线的切线方向上由于正的 λ 导致该方向的

不稳定性，并且这种不稳定性会迅速地遍及整个吸引子，最终成为毫不相关的两个点，这就是奇怪吸引子内部的不稳定性，它普遍存在于一切奇怪吸引子之中。这个特点——奇怪吸引子对初值的敏感性，使得边坡系统演化的中长期预测变为不可能，这就是奇怪吸引子的随机性，即不稳定性一面。

然而，奇怪吸引子还具有有序的一面，即具有一定的自相似结构。由于吸引子是一个有限集合，它具有有限尺寸，在其上的两点因负的 Lyapunov 指数作用而互相靠近，故而一个奇怪吸引子上的两条轨线不会永远分离，而是相互靠拢，这就是轨线发生折叠的机理。由于轨线间既有伸展作用，又有折叠作用，使得系统的演化过程永不重复，从而形成了奇怪吸引子的几何特征在不同尺度上的重复出现，这就说明它具有自相似结构，这一特点使得边坡系统长时间行为具有一定尺度的可预报性，秦四清等(1993)曾对滑坡的可预报尺度进行了研究[5]。

综上所述，奇怪吸引子具有无规则混沌性和有规则自相似性结构，这是由于系统轨线在长时间演化时无数次伸展与折叠形成的，从而表现为结构上的局部伸展和全局有界。

8.3.2 边坡系统相空间维数

由于奇怪吸引子具有自相似结构，故具有一定的分维数，该分维数表征了边坡系统的维数，并据此对边坡动力学特征加以定量描述。然而，由于对大多数边坡系统而言，我们无法确定它到底有多少个状态变量，无法写出其动力学方程的具体形式，一般只具有某一变量的一维的时间序列，如位移时间序列，它记录了边坡演化的丰富信息。对耗散系统而言，其相空间体积要发生收缩，系统最终的演化结局要归结到一个维数较低的子空间上，如果能判断系统最终演化到的子空间是什么，那么我们就可以完全消除(对不动点吸引子而言)或部分消除了(对混沌吸引子而言)系统演化的不确定性，为此，可利用边坡演化的时间序列数据来测算系统最终收缩的子空间维数，并依据维数大小来判断吸引子的类别及复杂程度，同时还可确定出描述该边坡系统所需的最少的状态变量(即实质性变量)的个数。由此可见，相空间维数可以作为系统是否处于混沌状态的定量判据。

对于一个一维的时间序列：

$$x_1, x_2, \cdots, x_i \tag{8-16}$$

可用相空间重构的方法[2,9]，建立一个 m 维空间，然后可求得该空间吸引子的关联维数 D_2：

$$D_2 = \lim_{r \to 0} \frac{\ln C(r)}{\ln r} \tag{8-17}$$

$$C(r) = \frac{1}{N^2} \sum_{\substack{i,j=1 \\ i \neq j}}^{N} \theta(r - | r_i - r_j |) \tag{8-18}$$

函数(8-18)表征了在相空间中 N 个相点 $(r_1, r_2, \cdots, r_N)$ 构成的点对 (X_i, X_j) 之间的距离 $|r_i - r_j|$ 小于阈值 r 的点对数占总点对数 N^2 之比例，其中 $\theta(x)$ 为 Heaviside 阶跃函数：

$$\theta(x) = \begin{cases} 1 & x > 0 \\ 0 & x \leqslant 0 \end{cases} \tag{8-19}$$

据此，通过改变相空间维数 m 值，可求得相应空间中吸引子的关联维数 D_2，若 D_2

为 m，则为噪声序列，不反映系统的任何信息；若 D_2 为整数，则为吸引子，系统可以预测；若 D_2 为分数，则可判为奇怪吸引子，该时间序列为混沌状态，边坡演化进入混沌状态。对奇怪吸引子，其关联维数达到饱和值时的 m 值即为该相空间的嵌入维数 m'，即描述该边坡系统所需的最少实质性状态变量个数。

到此，我们不禁要问：奇怪吸引子的分维数既然是其特性的定量描述，那么它同 Lyapunov 指数有何关系？由于奇怪吸引子具有局部不稳定性与整体稳定性，是不稳定性伸展与稳定性的折叠相互作用的结果，因此其分维数 D_0 与 λ_i 必然有内在关系，这可用 Yorke 公式来反映。

设 λ_i 从大到小排列[见式(8-12)]，则 D_0 与 λ_i 关系为：

$$D_0 = j + \frac{\sum_{i=1}^{j} \lambda_i}{|\lambda_j + 1|} \tag{8-20}$$

式中：j 为使 $\sum_{i=1}^{j} \lambda_i \geqslant 0$，且 $\sum_{i=1}^{j+1} \lambda_i < 0$ 的最大整数。

由式(8-20)，可对奇怪吸引子的性质从本质上加以认识。

8.4 小 结

通过本章的理论分析，详细研究了边坡系统在混沌状态的特征及其描述方法，基于对 Lyapunov 指数及奇怪吸引子性质的研究，结论归结如下：

(1)边坡系统在处于混沌状态时，它对初始条件具有敏感性，使得边坡系统的长时间行为具有不可预测性，然而由于混沌状态具有有序和无序二重性，仍可对其规律进行研究，如 Feigenbaun 常数反映了系统混沌演化的内在本质。同时，通过研究发现，边坡混沌状态具有自相似结构，这为人们认识边坡系统的动力学行为提供了新的着眼点。

(2)Lyapunov 指数作为边坡系统进入混沌状态的判据，反映了系统演化的方向，同时也是边坡混沌程度的度量，因而可通过它来定量地研究边坡的混沌特征，为该领域的研究提供了一条通往更深层次的路径。

(3)边坡系统在混沌状态存在奇怪吸引子，通过对其特征的研究，可对边坡演化特征从本质上加以解释，奇怪吸引子的特征反映了边坡在混沌态的变形机制。

(4)目前，用混沌动力学研究边坡系统稳定性问题仍处于初步阶段，本章所做的研究为这一领域研究充实了理论基础，并丰富了边坡混沌动力学研究内容及思路。由于混沌概念的引入，把边坡系统稳定的确定性解与不稳定的确定性解联系起来，从混沌学角度初步架起了传统研究方法与现代非线性科学之间的桥梁，对边坡工程的评价、预测研究与环境工程评价研究起到推动作用。

参考文献

1 王东生，等. 混沌分形及其应用. 合肥：中国科学技术大学出版社，1995

2 仪垂祥. 非线性科学及其在地学中的应用. 北京：气象出版社，1995

3 晏同珍.滑坡发生时间的预测预报.见:滑坡论文集.成都:四川科学技术出版社,1989
4 周萃英.滑坡灾害的复杂性理论研究.[中国地质大学博士学位论文],1992
5 秦四清.等.非线性工程地质学导引.成都:西南交通大学出版社,1993
6 晏同珍,等.滑坡定量预测研究的进展,水文地质工程地质,1988(6)
7 Feigenbaun M J. Quantitative universality for a class of non - linear transformations, J. Statist. Physi. 1978,19:25~52
8 黄国明,等.斜坡蠕滑预报的相空间理论.地质科技情报,1996(4)
9 申维.分形与混沌在地质学中的应用.地质科技情报,1996,6(15)
10 Philips J D. Quatitative Chaos in Geomorphic systems, withan example from Wetland response to sea level rise. Journal of Geology. 1992,100:365~374
11 Haigh M J. Dynamic systems approaches in landslide hazard research, Z. Geinorph. N.F. Suppl. Bd67, Berlin Struttgart. 1988:79~91

地质论坛 BBS.3500I.COM

第 9 章　滑坡预测预报研究

9.1　滑坡预测预报新途径

在第 6 章中，我们详细地总结了目前国内外滑坡预测预报研究的理论及方法，并就各种理论及方法作了较为客观的评价。由此可见，国内外众多学者投身于这一领域的研究并取得了巨大成果，无疑为人类认识滑坡的形成、活动过程、发生机理及其防治作出了空前贡献，这些研究成果的每一次深入及提高，都引起人类对滑坡的演化及发生机制研究领域的质的飞跃：从滑坡形态识别、形成年代、分类研究、边界确定、孕育过程，到滑坡结构、分布范围、滑坡试验、动静态监测、稳定性评价，直到滑坡时空预测预报、滑坡灾害评价、环境效应、防治及利用，在理论上都体现出人类在生活、工程经济活动中对地质环境与人类生存关系认识的深入，从而形成了边坡工程研究中自然观的变革；从定性描述的初级认识到确定性理论应用，从孤立认识论到系统论，直到现代非线性科学的应用，每深入一步，人类对边坡系统的认识都在逼近边坡自身发展的核心。因此，目前的滑坡评价预测研究无论在理论水平上还是在生产实践上都取得了实质性进展，达到了很高的水平并取得了明显的成就，形成了具有一定理论基础及实践对象的学科。

然而，边坡是地质环境中最为活跃、最为普遍的组成部分，与人类工程经济活动密切相关。人类发展的历程时刻伴随着认识和治理边坡的过程，生产实践需要是边坡系统研究的动力，改造、防治滑坡发生并为人类生产服务是这一研究的终极目的。因此，随着人类工程经济活动的频率增加，规模扩大，滑坡预测预报仍然是滑坡研究的根本问题，也是一个世界性难题，这主要是由于滑坡的分布具有时间和空间两大特征，而现有的预测理论及方法尚没有哪种方法从本质上反映滑坡的孕育、发生机理及各因素间的关系。尽管人们以往也曾成功地对某些滑坡灾害进行了成功的预报，但都是基于对滑坡发展演化过程的自始至终的长期全面监测，然后根据监测现象作出的经验预报[1,2,3]。在传统的滑坡研究方法中，无论是定性方法、定量方法还是确定性模型，虽然方法众多，但都是以刚体极限平衡理论为理论基础，只是针对不同问题进行改进，其总体做法是对边坡的边界条件进行简化，然后考虑影响边坡变形的主要因素，用确定论确定各种物理力学参数，即认为参数是线性变化的或固定不变的，这些方法都是对边坡系统的复杂性进行简化，因此其在生产实践中暴露出许多缺点和局限性。

实际上，边坡作为一个复杂系统，其本身的各种参量是不确定的和随机的。由第 6 章分析可知：边坡是一个复杂的非线性系统，确定性与不确定性共存，线性与非线性相互作用，动态与静态相互转化，同时，在其演化过程中，不断地与外界进行物质、能量、信息的交换，表现出复杂的非线性行为。为研究滑坡系统的非线性性质，借助于 20 世纪 70 年代以来发展起来的非线性科学为研究滑坡问题提供了新途径，已有学者借助这些理论对滑坡

的发生、发展进行了初步研究(见第6章),这标志着滑坡预测预报研究进入了新的阶段。随着研究的深入,人们已认识到滑坡运动具有周期性与非周期性双重运动特点,前者决定了滑坡灾害在一定的时间内具有可预测性,而非周期性则使其具有长期不可预测性。由于边坡系统内部各个子系统之间及系统与外界环境各因素之间的相互作用、相互制约,边坡的演化过程表现为确定性与确定的随机性(即混沌)综合运动的特点,滑坡的发生是系统内各要素通过一系列非平衡不稳定产生的空间、时间、功能、结构的自组织过程[6],从而导致了开放系统远离平衡状态,发生一系列的突变、协同、混沌现象。

因此,滑坡预测预报研究应以现代非线性理论为基点,结合传统的理论和方法,建立起既能反映滑坡内在本质又能服务于实践的现代预测预报体系。对于滑坡时间预测研究,充分利用现有的技术和研究成果,如利用某一单一监测数据(如地下水、位移、声发射等),建立边坡失稳模型,对失稳时间进行预报,尽管某一单一监测数据不能全面刻画滑坡全过程,但从中可提取出系统的演化信息,这方面的研究已证明了其实效性,而对于滑坡空间预测,由于滑坡发生的地点不同,岩体结构各异,各种因素交叉作用,使得这一研究难以深入。目前,出现很多预测方法,如最早的图斑叠置法,近年的概率统计法、多元回归分析法、聚类分析法、系统模型法、信息量法、模糊综合评判法、灰可公度性方法以及体积流量法等,为滑坡预测研究起到很大的推动作用。本章拟在前人研究基础上,运用现代非线性理论,对滑坡预报问题进行探索性研究,提出新的方法以作尝试,然后就这一问题建立起结合传统方法与现代理论的预测预报综合体系。

9.2 滑坡预报的非线性时间序列预测方法

边坡系统是一个不可积系统,普遍具有非线性性质。在其演化过程中,其本身的各种参量是不确定的和随机的;在其演化过程中,它不断地与外界进行物质、能量、信息的交换,表现出复杂的非线性行为。

对于边坡变形预测研究,充分利用现有的技术和研究成果,如利用位移监测数据建立边坡失稳模型,对边坡变形规律及滑坡失稳时间进行预报,尽管监测数据不能全而刻画滑坡全过程,但从中可提取出系统的演化信息,这方而的研究已证明了其实效性,如多元回归分析法、灰色模型法、时间序列法等,为边坡变形预测研究起到很大的推动作用,但总体精度不高,原因是各方法是基于已知样本的固定模型,只能反映系统的线性特征。在以往的预测预报研究中,人们曾利用位移监测数据建立了时间序列预报模型,以期对失稳的时间进行预报,但总难尽人意,其原因是由于边坡演化进人混沌状态时,传统的时间序列模型已无法对其进行描述,因而无法预测其发展方向。由于混沌具有把微小误差通过其本身的确定性方程加以放大的功能,从而使得监测数据的初始误差以指数形式发散到整个奇怪吸引子,系统的可预测性便消失了。然而由于混沌是确定性的,必定服从自身演变规则,实际上它具有有限的预测能力,因此我们可利用某一分量演化信息,利用相空间重建方法[7]建立起必要的预测空间,尽管这些数据不尽完善,然而在其预测能力失去之前,即在一定的时间尺度内,仍可获得其可预测性。为此,本节就混沌时间序列的预测方法加以研究,以期对边坡系统混沌态演化进行预测。

9.2.1 时间序列的重构相空间

在时间序列分析中，决定序列的可观测因素很多，且相互作用的动力学方程往往是混沌的，同时，因测量精度的限制、计算的复杂性及可能存在的非确定性因素等多方面的影响，严重制约着人们对时间序列内在机制的研究与应用。20 世纪 80 年代以来，由于拓扑学的发展应用，使得深入分析时间序列的动力学机制成为可能。根据 Takens 定理，混沌系统的任一分量的演化都是由与之相互作用着的其他分量所决定的，因此这些相关分量的信息就隐含在任一分量的发展过程之中。由于非线性系统的相空间维数一般很高，且为未知数，在实际问题中，对于给定的一维时间序列，通常将其扩展到三维或更高维数的空间中，以便把时间序列的信息充分利用起来，这就是状态空间重构法，目的是在高维空间中恢复混沌吸引子并对其演化规律进行研究，这是混沌时间序列预测研究的理论基础。

时间序列的重构相空间技术常用的方法为 G－P 算法，详细的证明及推导过程这里不加介绍，只简要地说明其重构相空间的方法。对于时间序列：

$$x_1, x_2, \cdots, x_n$$

选定适当的嵌入维数 d 和延滞时间 τ，可以重构相空间：

$$X(t) = \{x(t), x(t+\tau), x(t+2\tau), \cdots, x[t+(d-1)\tau]\} \quad (t = 1, 2, \cdots, n) \tag{9-1}$$

按照 G－P 算法原理，其主要步骤为：

(1)利用时间序列 $x_1, x_2, \cdots, x_n$，先给定一个较小的维数 m_0，构建一个式(9-1)所示的重构相空间。

(2)计算关联函数：

$$C(r) = \lim_{N\to\infty} \frac{1}{N} \sum_{i,j=1}^{N} \theta[r - |X(t_i) - X(t_j)|] \tag{9-2}$$

式中：$|X(t_i) - X(t_j)|$ 为两相点之间的距离；θ 为 Heaviside 函数；$C(r)$ 为累积分布函数，表示相空间中吸引子上两点之间距离小于 r 的概率。

通过式(9-2)可以拟合求出对应该维数 m_0 的吸引子的维数估计值：

$$d(m) = \ln C(r) / \ln r \tag{9-3}$$

(3)增加嵌入维数 m_1，重复计算步骤(2)，直到相应的维数估计值 $d(m)$ 不再随 m 增加而在一定的误差范围内不变为止，此时得到的 d 即为吸引子的关联维数，也是重构相空间的维数，它是能够完全包含所有信息的最小相空间的维数。

9.2.2 边坡变形时间序列的混沌判别

由于混沌的一个主要特征就是对初值的敏感性，这一本质使得系统长时间行为变得不可预测。然而，如何识别系统是否进入了混沌状态，即吸引子是否为混沌吸引子，这是判定混沌发生的依据，也就是对边坡变形的时间序列进行判别，判断该时间序列是随机序列还是混沌序列。混沌时间序列判别的方法主要有功率谱方法、主分量分析(PCA 分布)、Poincare 截面法、Lyapunov 指数法、C－C 方法、指数衰减法、频闪法等，但常用的方法是 Lyapunov 指数法。

Lyapunov 指数是系统在相空间中两相邻轨线收敛或发散的比率，其反映了在一个 m 维空间中系统误差 $\delta x_i(t)(i=1,2,\cdots,m)$ 沿某一方向以指数形式向吸引子靠近或远离的速率，亦即描述了系统对初值的敏感程度。对于一个具有 m 维的相空间，边坡系统由 m 个状态变量 $x_i(i=1,2,\cdots,m)$ 描述，则该边坡系统非线性微分方程为：

$$\frac{\mathrm{d}x_i}{\mathrm{d}t} = f_i(x_1, x_2, \cdots, x_m) \tag{9-4}$$

设在相空间中有一轨线 $x_0(t)$，其邻域内有一小扰动 $\delta x(t)$，随时间流逝，运用线性稳定性分析方法，则对每个分量对应的 Lyapunov 指数为：

$$\lambda_i = \lim_{t \to \infty} \frac{1}{t} \ln | \delta x(t) | \tag{9-5}$$

式(9-5)表征了相邻两轨线间的平均收敛或发散速率，其大小反映了系统的动力学特征，即其对初值扰动的敏感程度，λ_i 可正可负或为零。若 $\lambda_i<0$，则扰动以指数方式向吸引子靠近，系统趋向稳定；若 $\lambda_i>0$，则扰动以指数方式发散，系统走向混沌；$\lambda_i=0$，对应系统处于分岔点上，为临界状态。因此，利用 λ_i 可对边坡变形的时间序列进行混沌判别。

在 m 维离散系统中，存在 m 个 Lyapunov 指数 $\lambda_i(i=1,2,\cdots,m)$，如果其中最大的指数 $\lambda_{max}>0$，则该系统一定存在混沌。据此，我们只要计算出系统的 λ_{max}，即可判定边坡是否进入混沌状态。

9.2.3 非线性时间序列预测的全局近似法

设一维离散时间序列数据为 $\{x(t),(t=0,1,2,\cdots,n)\}$，$\tau$ 为时间间隔 Δt 的整数倍，则在一个重建的 d 维空间中，共有 $\{n-(d-1)\tau\}$ 个相点数，某一相点 $X(t)$ 为 d 维分量：

$$X(t) = \{x(t), x(t+\tau), \cdots, x[t+(d-1)\tau]\} \tag{9-6}$$

则相点间支配方程为：

$$X(t+\tau) = F_\tau[X(t)] \tag{9-7}$$

即

$$\begin{aligned} &\{x(t+\tau), x(t+2\tau), \cdots, x(t+d\tau)\} \\ &\quad = F_\tau\{x(t), x(t+\tau), \cdots, x[t+(d-1)\tau]\} \end{aligned} \tag{9-8}$$

非线性时间序列问题就是寻找一个 d 维空间到监测数据的映射 f_τ，即使得：

$$x(t+\tau) = f_\tau\{x(t), x(t+\tau), \cdots, x[t+(d-1)\tau]\} \tag{9-9}$$

f_τ 就是序列间的驱动方程，通过 f 作用，可对未来的数据进行预测，这种方法即为全局近似法，它考虑了问题的全部，在求解 f 的过程中应用了相空间中的所有点。与此同时，当动力映射 f 很复杂时，非线性表达式极难取得，d 较低时，可用高阶多项式近似，但其拟合结果在有效区域外很难外推。

为此，在 d 较大时，全局近似常使用典型的自回归分析的一阶线性模型，即

$$x_{t+1} = \sum_{i=1}^{d} a_i x_{t+1-i} + A \tag{9-10}$$

A 为反映系统复杂性的函数，常令：

$$A = \sigma\eta_{t+1} \tag{9-11}$$

它表示系统未知部分的影响，η_t 为服从 $N(0,1)$ 分布的高斯随机变量，σ 为小的常数，用以调整随机性引入的强度。$\alpha_i(i=1,2,\cdots,d)$ 可由时间序列求出，并使 A 部分影响最小，即要求 α_i 使系统的误差平方和最小：

$$Q_d = \sum_{t-d}^{n}(x_t - \sum_{t-1}^{d}\alpha_i x_{t-i})^2 \tag{9-12}$$

对 α_i 求偏导并等于零，则有：

$$\sum_{i=1}^{d}\alpha_i(\sum_{t=d}^{n}x_{t-i}x_{t-j}) = \sum_{t-d}^{n}x_t x_{t-j} \quad (j=1,2,\cdots,d) \tag{9-13}$$

两边同除以 $\sum_{t=d}^{n}(x_t)^2$，得：

$$\sum_{i=1}^{d}\alpha_i C(i-j) = C(j) \qquad (j=1,2,\cdots,d) \tag{9-14}$$

C 为自相关函数，即可求出 α_i，然后令：

$$\sigma = \sqrt{Q_d/(n-d)} \tag{9-15}$$

则式(9-10)即为全局近似法的预测模型。

9.2.4 局域近似方法

该方法的基本思想是：在寻找 f 时不是用所有的数据，而是依据 d 维空间中某一相点 $|X(i),(i=0,1,\cdots,m)|$ 的一个小邻域内的点来找出一个 f，用这样的映射来预测下一个相点，其过程为：

(1)重建一个 d 维相空间，形成相图。

(2)考查最后一个相点 $X(m)$ 的小邻域 ϵ 内的其他相点 $X(t_i)(i=1,2,\cdots,k)$，是否满足：

$$\sum_{i=1}^{k}\| X(m) - x(t_i)\| \leqslant \epsilon \tag{9-16}$$

对于满足式(9-16)的邻域点 $X(t_i)$，作为下步预测建模的数据点。

(3)寻找 $X(t_i)$ 与 $X(t_{i+1})$ 之间的映射函数关系，构造出驱动方程 f：

$$X(t_{i+1}) = f[X(t_i)] \tag{9-17}$$

(4)利用这个映射 f，即可预测出 $X(m+1)$。

(5)继续(1)~(4)步骤，可预测出一定尺度内的其他数据值。

在上述过程中，要注意使 $k>d+1$，保证最终解的稳定性。

上述两种非线性时间序列预测方法为预测滑坡演化提供了理论基础，它们能克服线性时间序列模型的缺点与不足。

9.3 边坡失稳时间的协同－分岔模型

在第7章中，我们通过研究边坡系统的演化过程已经知道：边坡系统作为一个开放系

统，不断地与外界进行物质、能量交换，在其演化过程中，系统经历着构造作用、地应力作用、地下水位升降、风化、荷载变化等，总是处于动态变化之中，使得边坡发生发展过程中经历了从平衡态到远离平衡态的演化历程。从前面总结的系统范式原则中可知：边坡系统由于交换而在系统内产生涨落，从面系统内各因素之间产生竞争，一旦某…涨落达到优势水平，各因素又相互协调，形成边坡演化的动力，直到滑坡发生，系统遵从非线性系统的演化规律。

德国理论物理学家 Hermenn Haken 创立的协同学[12]（Synergetics）正是研究非线性系统演化的协同规律的学科，它是从动力学角度研究系统内部各子系统之间自我组织产生结构、功能上的有序，目的为探求物质世界中各种系统演化的普适规律。概括地讲，协同学的核心内容是支配原理，即虽然系统的状态变量很多，难以详尽描述，但任何系统的演化都具有确定的结构，因而其演化过程为少数几个变量决定，这几个变量的变化缓慢，称为慢变量，处于支配地位，也叫序参量；而其他为数众多的变量驰豫时间小，变化快，称为快变量，对系统演化过程所起作用不大，紧紧响应慢变量的变化，即慢变量支配快变量，其常用的分析方法为绝热近似法。

本节就在前述理论的基础上，结合第 7 章建立的边坡演化分岔模型把协同学理论与分岔理论联系起来，推导出边坡演化的协同－分岔序参量方程，建立滑坡预报的协同－分岔模型[21,22]。

9.3.1 边坡演化的协同－分岔模型

在第 7 章中，我们已建立了边坡演化的分岔模型：

$$\left.\begin{aligned}\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}t} &= -\lambda \mathrm{e}^{v}[s - s_0 - (1-\beta)v] + \frac{\mathrm{e}^{v}}{k}(\gamma - s)\\ \frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}t} &= \frac{\mathrm{e}^{-v}}{k}(\gamma - s)\end{aligned}\right\} \tag{9-18}$$

式中各符号意义见第 7.3 节。这里 s、v 分别代表作用于边坡上应力水平及滑动速率的变化，选用这两个变量作为描述边坡演化的状态变量。

按照绝热近似法，当 s 的阻尼远大于 v 的阻尼时，式(9-18)可作如下处理：

$$\frac{\mathrm{d}s}{\mathrm{d}t} = 0, \frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}t} = 0 \tag{9-19}$$

经运算，得到如下关于 $s-v$ 的关系方程：

$$s = (1-\beta)v + s_0 \tag{9-20}$$

即快变量 s 可用慢变量 v 来表示，其中 s_0、β 均为常数，这表明 s 随 v 的变化而变化，面被 v 支配。系统的参量方程可写成如下形式：

$$\frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}t} = av - bvs \tag{9-21}$$

式中：a 为系统的阻尼，其驰豫时间为 $t_s = 1/a$。把式(9-20)代入式(9-21)，得到方程：

$$\frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}t} = Cv - Dv^2 \tag{9-22}$$

即为描述边坡演化的协同－分岔模型，其中 $C = (a - bs_0)$、$D = b(1-\beta)$。利用方程(9-

22)即可对边坡失稳时间进行预报,它与 Verhulst 生物生长模型相似,说明边坡演化与生物演化有着相似之处,也经历产生、发生及消亡的过程。以此可进一步看出尽管出发点不同,即研究的角度不同,但在对同一事物的描述上,协同学、分岔理论学、非线性动力学仍是殊途同归,这一点正是现代非线性理论得以广泛运用的原因之一。

9.3.2 边坡失稳时间预报

设边坡的位移时间序列数据为:

$$X_i = (x_0, x_1, x_2, \cdots, x_n) \qquad (i = 1,2,\cdots,n) \tag{9-23}$$

其中,式(9-23)中 n 为等时间间隔的位移数据个数,则数据作如下处理:

$$v_j = \ln \frac{x_j - x_{j-1}}{t_j - t_{j-1}} \qquad (j = 1,2,\cdots,n) \tag{9-24}$$

之后,生成式(9-22)中的状态变量 v 序列(t 为监测时间):

$$v_1, v_2, v_3, \cdots, v_n$$

其均值序列为:

$$E(k) = (v_k + v_{k-1})/2 \qquad (k = 2,3,\cdots,n) \tag{9-25}$$

然后采用最小二乘法即可求式(9-22)的系数 C、D 的估计值:

$$\begin{bmatrix} C \\ D \end{bmatrix} = (B^{\mathrm{T}}B)^{-1}B^{\mathrm{T}}Y_n \tag{9-26}$$

其中

$$B = \begin{bmatrix} E(2), -E^2(2) \\ E(3), -E^2(3) \\ \vdots \qquad\qquad \vdots \\ E(n), -E^2(n) \end{bmatrix} \tag{9-27}$$

$$Y_n = [v_2, v_3, \cdots, v_n]^{\mathrm{T}} \tag{9-28}$$

把 C、D 代入式(9-22),即为建立的滑坡发生时间预报的协同-分岔模型,其解为:

$$v(t) = \frac{Cv_1}{Dv_1 + (C + Dv_1)e^{-\alpha}} \tag{9-29}$$

式(9-29)反映了边坡演化时变形速率的变化,若以变形速率最大的点所对应的时间为滑坡发生时间[2],则式(9-22)取极值时,可得到:

$$v(t) = \frac{C}{2D} \tag{9-30}$$

由式(9-29)、式(9-30)联立求解,即可得到滑坡发生时间:

$$t = \frac{1}{C}\ln\left(\frac{C}{Dv_1} - 1\right) + t_0 \tag{9-31}$$

式中:t_0 为时间序号起始数(一般为 1),即位移监测起始时间。

9.4 边坡稳定性预测的混沌神经网络方法

边坡稳定性评价研究一直是工程地质工作者长期的研究焦点,也是人类工程经济活

动的需要，因而这方而的研究成果很多，也各具特色，并在一定的历史时期为人类认识自然、改造环境作出了特有的贡献。早期的工程地质评价方法是建立在类比、统计基础之上的定性分析方法，其成功依赖于可靠的地质依据，在工程中是重要的必不可少的判别方法之一[6]。但由于这些方法以定性描述和分析为主，应用的前提是必须有一定的工程实践经验和地质应用积累，因而在应用时不可避免地存在着个人主观随意性和不确定性，难以建立起统一的评价标准。近年来，随着一些数学方法的发展，许多学者提出了不少评价方法，引人了半定量化评价方法，如模糊综合评判方法、灰色理论法、数量化理论法、信息量模型法、系统模型法、层次分析法及聚类分析法等，这些方法在实践中具有一定的实用性及可靠性，但其预测精度并非想像的那样精确，对于比较复杂的问题也无能为力。究其原因，这些方法都是依据已知的数据拟合出一个固定的线性模型或简单非线性模型，但由于边坡稳定性评价涉及多种变量(定量的、半定量的及定性的)，且各变量之间存在着高度的非线性关系，从而导致难以建立反映它们之间关系的确定性方程，或即使建立了方程也难以求解。因此，上述方法把影响边坡稳定性各因素同稳定程度之间的关系用简单的数学模型表述，是一种对复杂问题简单化的处理，很难真正地反映实际情况，并且仍然过多地依赖于人为影响，如人类量化各因素指标，凭经验确定因素权重及人为事先假定的统计关系等。

而人工神经网络(ANN)方法却克服了上述方法存在的问题，它对处理复杂非线性关系问题具有很强的自学习性、自组织性及高度容错性，而无需具有明确的表达方程。而我们在长期的工程实践中，积累了大量的边坡稳定和破坏的实例，为研究边坡破坏机理、稳定性评价提供了大量的依据。因此，借助于神经网络方法，可充分利用已有的研究成果，对边坡稳定性预测进行研究，并取得了一定的研究成果[16~20]。然而，由于这些研究所采用的神经网络模型存在着一定的局限性(见 6.2.2.4)，在运用其处理边坡的非线性特征时，难以处理边坡系统发生的非线性演化特征如混沌现象，为此，在本节中把混沌理论与神经网络结合起来，建立了混沌神经网络 CNN(Chaotic Neural Network)模型，以更好地研究边坡稳定性预测问题[21~23]。

9.4.1 混沌神经元模型

1971 年，日本人南云和佐藤提出了用阶跃函数 $u(y)$ 为活化函数的神经元模型[7]：

$$x(t+1) = u\left[A(t) - a\sum_{r=0}^{t} k^r x(t-r) - \theta\right] \tag{9-32}$$

式中：$x(t+1)$ 为第 i 个神经元在 $(t+1)$ 时的输出值，取值 $[0,1]$；$A(t)$ 为时刻 t 的输人强度；a 为正参数；k 为不应性衰减率，且 $0 \leqslant k \leqslant 1$；$\theta$ 为神经元响应阈值。

由于该模型不能反映系统的非线性特征，为此用连续函数 f 来代替上式的 u 时，得到：

$$x(t+1) = f\left\{A(t) - a\sum_{r=0}^{t} k^r g[x(t-r)] - \theta\right\} \tag{9-33}$$

式中，g 是描写神经元输出与不应度大小之间的函数，则可定义神经元的内部状态为：

$$y(t+1) = A(t) - a\sum_{r=0}^{t} k^r g[x(t-r)] - \theta$$

$$= ky(t) - ag\{f[y(t)]\} + a(t) \tag{9-34}$$

其中

$$a(t) = (1-k)[A(t) - \theta] \tag{9-35}$$

为分支函数。则单元的输出可表示为：

$$x(t+1) = f[y(t+1)] \tag{9-36}$$

式(9-34)、式(9-36)即为混沌神经元模型，改变参数可产生混沌行为，因而可利用它来反映边坡的非线性特征。

9.4.2 混沌神经网络(CNN)模型

在混沌神经元模型的基础上，结合边坡演化的过程，可构造出预测处于混沌状态的边坡的混沌神经网络模型，为此先考虑如下几个方面[6]：

(1)考虑神经网络内部的各神经元 $x_i(t)$ 的反馈信息 $h[x_j(t)]$，它能过权值 ω_{ij} 作用于 $x_i(t)$；

(2)网络外部输入项 $A_j(t)$ 通过权值 v_{ij} 对 $x_i(t)$ 的作用，一般的 BP 网络考虑了此项；

(3)神经元本身的不应性作用 $g[x_i(t)]$。

每个神经元在同时受到外部输入 $A_j(t)$ 和内部反馈 $h[x_j(t)]$ 作用，面且这种作用和不应性项 $g[x_i(t)]$ 一样随时间衰减，每个神经元都受到网络中所有神经元的作用，因此该网络是多输入单输出的(如图 9-1 所示)。考虑以上的作用后，则可在式(9-34)、式(9-36)表示的混沌神经元模型的基础上构建出混沌神经网络模型：

$$x_i(t+1) = f\left\{\sum_{j=1}^{M} v_{ij}\sum_{r=0}^{t} k^r A_j(t-r) + \sum_{j=1}^{N} w_{ij}\sum_{r=0}^{t} k^r h[x_j(t-r)] - \alpha\sum_{r=0}^{t} k^r g[x_i(t-r)] - \theta_i\right\} \quad (i = 1,2,\cdots,N) \tag{9-37}$$

式(9-37)中 M 为外部输入个数，N 为神经元个数，则定义函数 f 所作用的项为神经元的内部状态，即：

$$y_i(t+1) = ky_i(t) + \sum_{j=1}^{M} v_{ij}A_j(t) + \sum_{j=1}^{N} w_{ij}h\{f[y_j(t)]\} - ag\{f[y_i(t)]\} - \theta_i(1-k) \tag{9-38}$$

$$x_i(t+1) = f(y_i(t+1)) \quad (i = 1,2,\cdots,N) \tag{9-39}$$

式(9-38)和式(9-39)即为混沌神经网络模型，可利用该模型对边坡稳定性进行评价及预测。

为简单起见，一般假定 h 和 g 为恒等函数，外部输入不随时间变化，即 $A_j(t) = A_j$；$\sum_{j=1}^{M} v_{ij}A_j - \theta_i(1-k)$ 用常数 e_i 表示，活化函数 f 采用具有陡度参数 ε 的 Sigmoid 函数，则式(9-38)、式(9-39)即可写成：

$$y_i(t+1) = ky_i(t) + \sum_{j=1}^{N} w_{ij}x_j(t) - \alpha x_i(t) + a_i \tag{9-40}$$

$$x_i(t+1) = \frac{1}{1+\exp[-y_i(t+1)/\varepsilon]} \quad (i = 1,2,\cdots,N) \tag{9-41}$$

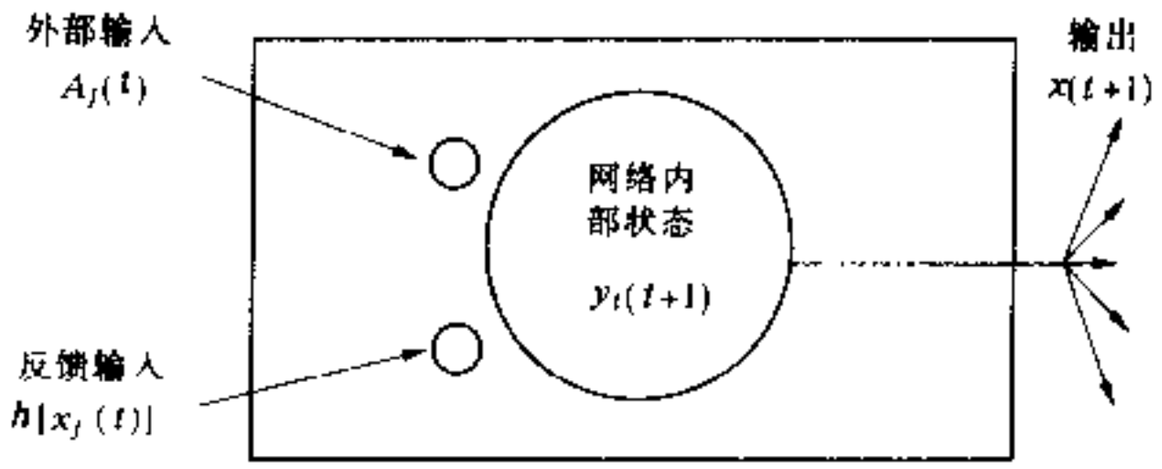


图 9-1　混沌神经网络模型

式(9-40)和式(9-41)为简化的混沌神经网络模型，构成网络的每个神经元自身都可以产生混沌行为。如果边坡在演化时进入混沌状态，则可以运用该模型对其行为进行预测。

9.4.3　边坡稳定性预测

利用本节建立的混沌神经网络模型，可在已有关于边坡稳定或破坏实例的基础上，对边坡稳定性进行评价预测，其基本步骤与普通的神经网络相同：

(1)根据已有的工程实例，建立网络训练样本。

(2)用学习样本对网络进行训练，在达到指定的收敛精度时，即形成了网络自身的非线性映射关系，具体做法参照有关文献。

(3)用训练好的网络对要研究的边坡进行现状评价及未来状态预测。

参考文献

1 晏同珍，等. 滑坡学刍义. 见：中国地质大学(武汉)水文系编. 水文地质工程地质论文集. 武汉：中国地质大学出版社，1992

2 晏同珍，等. 滑坡系统静动态规律及斜坡不稳定性空时定量预测. 地球科学，1989，14(2)

3 叶米里扬诺娃. 滑坡作用的基本规律. 铁道科学院西北所滑坡室译. 重庆：重庆出版社，1986

4 陈自生. 论滑坡学. 山地研究，1996，14(2)

5 易顺民，等. 滑坡定量预测的非线性理论方法. 地学前缘，1996，3(1～2)

6 周萃英. 复杂性理论与滑坡动态预测研究新思路. 地质科技情报，1995，14(2)

7 王东生，等. 混沌、分形及其应用. 合肥：中国科学技术大学出版社，1995

8 Iverson R M. Unsteady, nonuniform landslide motion: I theoretical dynamic and the steady datum state. J. Geol 1986, 94: 1～15

9 Phillips J D. Nonlinear dynamical system in geomorphology: revolution or evolution? Geomorphology. 1992, 5

10 Phillips J D. Nonlinear dynamics and the evolution of relief. Geomorphology, 1995, 14: 57～64

11 Haigh M J. Dynamics system approaches in landslides hazard research, Z. Geomorph, N. E. Suppl., 67, Berlin. Stuttgart. 1988. 79～91

12 杨位钦，等. 时间序列分析与动态数据建模. 北京：北京理工大学出版社，1988

13 吴大进，等. 协同学原理和应用. 武汉：华中理工大学出版社，1992

14 陈子荫. 时间序列分析. 岩土工程学报，1991，13(4)

15 邓聚龙. 灰色系统理论教程. 武汉：华中理工大学出版社，1990

16 夏元友,等.基于神经网络的岩质边坡稳定性评估系统研究.自然灾害学报,1996,5(1)
17 吕新彪.人工神经网络在地球科学中的应用综述.地质科技情报,1996,15(3)
18 焦李成.神经网络系统理论.西安:西安电子科技大学出版社,1990
19 包约翰.自适应模式识别与神经网络.北京:科学出版社,1992
20 冯夏庭,等.边坡稳定性的神经网络估计.工程地质学报,1995,3(4)
21 Huang Zhiquan, Wang Sijing. Synergetic－bifurcated prediction model of slope occurrence and its application, Science in China, Ser. E. 2003,46:69～77
22 黄志全,王思敬.边坡失稳时间预报的协同－分岔模型及其应用,中国科学(E辑),2003(46)
23 黄志全,崔江利,刘汉东.边坡稳定性预测的混沌神经网络方法.岩石力学与工程学报,2004,23(22)

地质论坛 BBS.3S001.COM

第 10 章　实例研究

本章运用前述的非线性理论对国内外典型滑坡进行研究，主要实例为著名的长江新滩滑坡、黄茨滑坡及意大利 Vajont 滑坡。一方面从非线性理论角度对这三个实例的非线性特征加以研究，另一方面用实例对本文的理论进行验证。其主要内容为：通过计算实例的 Lyapunov 指数及其与维数关系，解释滑坡的混沌性态；并利用协同－分岔模型对滑坡时间进行后验预测；然后，利用混沌神经网络建立滑坡稳定性评价方法，以期深入地研究滑坡预测预报问题。

10.1　新滩滑坡的非线性机制研究

10.1.1　新滩滑坡概况

新滩滑坡位于著名的长江三峡之西陵峡上段、兵书宝剑峡的出口处，即湖北省秭归县新滩镇一带(图 10-1)。它距举世闻名的三峡水利枢纽仅为 26.2km，与南岸的链子崖危岩体隔江相望，一直是三峡库区边坡研究的热点[1,2,4]。1985 年 6 月 12 日 3 时 45 分发生巨型滑坡，总体积约达 2×10^3 万 m^3，毁灭了新滩镇，击毁击沉木船 64 只，小型机动船 13 艘，造成 10 名船员死亡，滑坡涌浪爬高约 49m。由于广大地质工作者早已采用监测等措施，成功地对该滑坡进行了预报，滑坡涉及区内无一人伤亡，从而成为滑坡预报研究的典范。

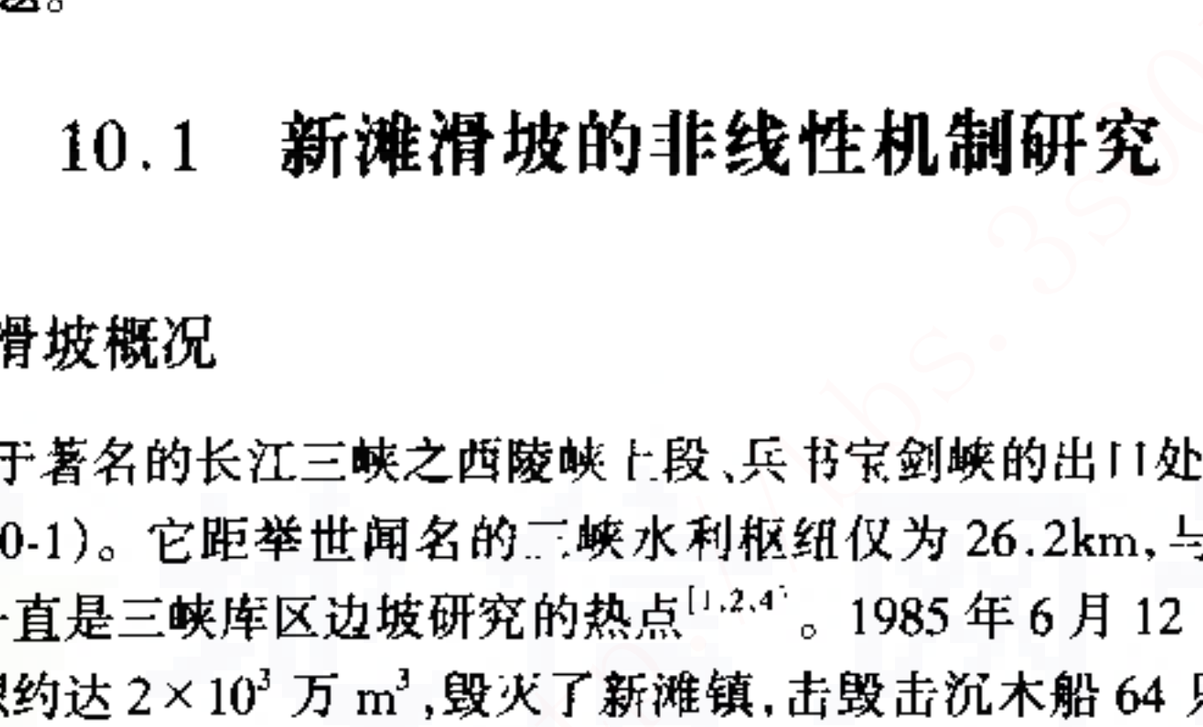
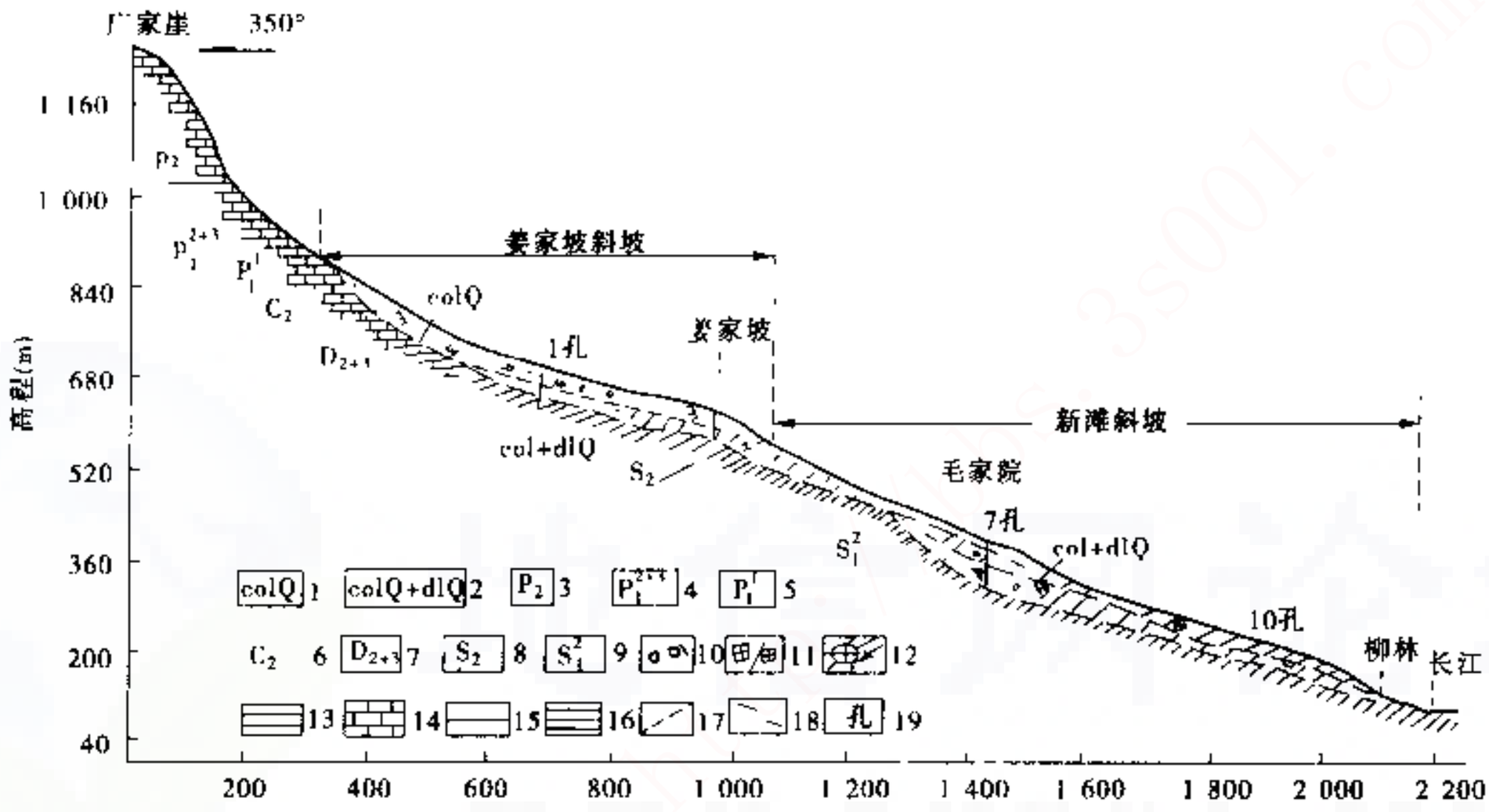


图 10-1　新滩滑坡位置图

滑体原为崩坡积层，该地区在历史上一直有过小型滑坡和碍航的记载。在 20 世纪，局部崩滑达 10 次之多，体积从百余立方米到数百立方米不等，一直是三峡河段三大不稳定边坡之一。自 1968 年以来，长江水利委员会先后对该斜坡及邻近区域进行了

1:2 000 的地质测绘，并进行了大量的勘探工作，共钻孔 9 个，总进尺达 436m，探井 16 个；同时，与湖北省西陵峡岩崩处共同进行了为期 7 年多的地表位移观测及资料分析研究，采用了航空遥感、红外遥感等技术，为滑坡的成功预报奠定了坚实的基础。滑坡区处于黄陵背斜西翼，岩层走向基本为 N10°～30°E，几乎直交于长江，倾向上游，倾角为 25°～38°。该区域自燕山运动晚期以来，地壳大面积间歇上升，幅度达 1 100～2 000m，形成高山峡谷地貌，为滑坡发生提供了基本地形条件。区内基岩从东到西依次为志留系砂页岩、泥盆系砂岩、石炭系灰岩及二叠系灰岩及煤层，由于受长江的切割，逐渐形成了姜家坡—新滩堆积层斜坡，如图 10-2 所示。



1—第四系崩积层；2—崩坡积层；3—上二叠纪；4—下二叠统西霞茅口组；5—马鞍山组；6—中石炭黄龙组；7—中上泥盆统；8—中志留统沙帽组；9—下志留统罗惹坪组；10—灰岩块石；11—灰岩碎块石夹土；12—灰岩、砂岩碎块石夹土；13—页岩；14—灰岩；15—煤层；16—砂岩；17—岩性推测界线；18—推测滑床；19—钻孔及编号

图 10-2　新滩斜坡剖面图(转引自文献[1])

堆积层边坡近南北向展布，长约 2km，总面积约 1.1km^2。边坡后缘高程约 900m，延伸至江边 65m，平均坡度为 23°，厚 30～40m，最厚达 86m，总体积达 3×10^3 万 m^3，边坡堆积物按成因可由崩积物、崩坡积物、冲积与崩积混合堆积物组成。

为研究新滩边坡稳定性及其运动规律，于 1997 年在边坡上布置了位移监测网(图 10-3)，其中关键部位 A_3 点的观测值列于表 10-1，其位移变化如图 10-4 所示。

表 10-1　新滩滑坡 A_3 点位移观测资料[1]　　(单位：mm)

观测时间	1984 年						1985 年					
	7 月	8 月	9 月	10 月	11 月	12 月	1 月	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月
位移	215.1	567.2	730.3	1 206.0	1 536.0	1 783.6	1 939.2	2 111.8	2 279.19	2 407.11	2 749.8	5 077.2

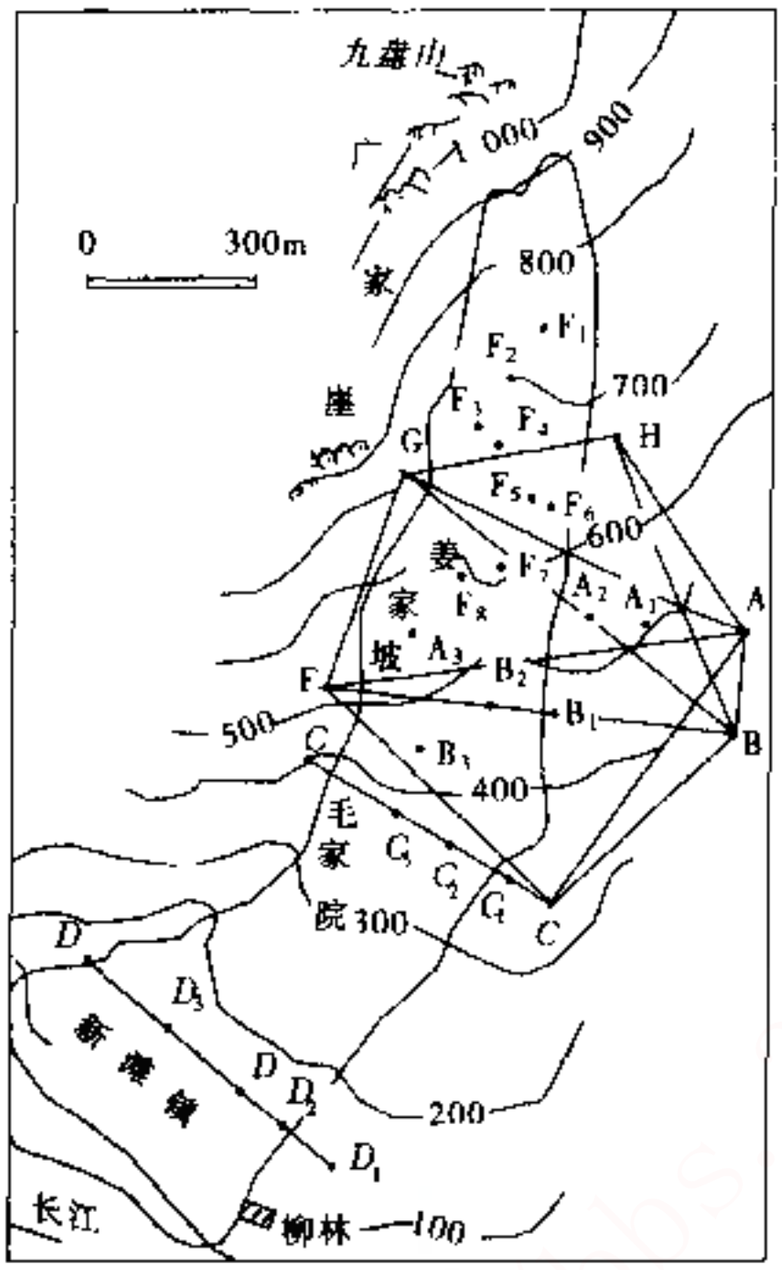


图 10-3　新滩滑坡监测系统布置图

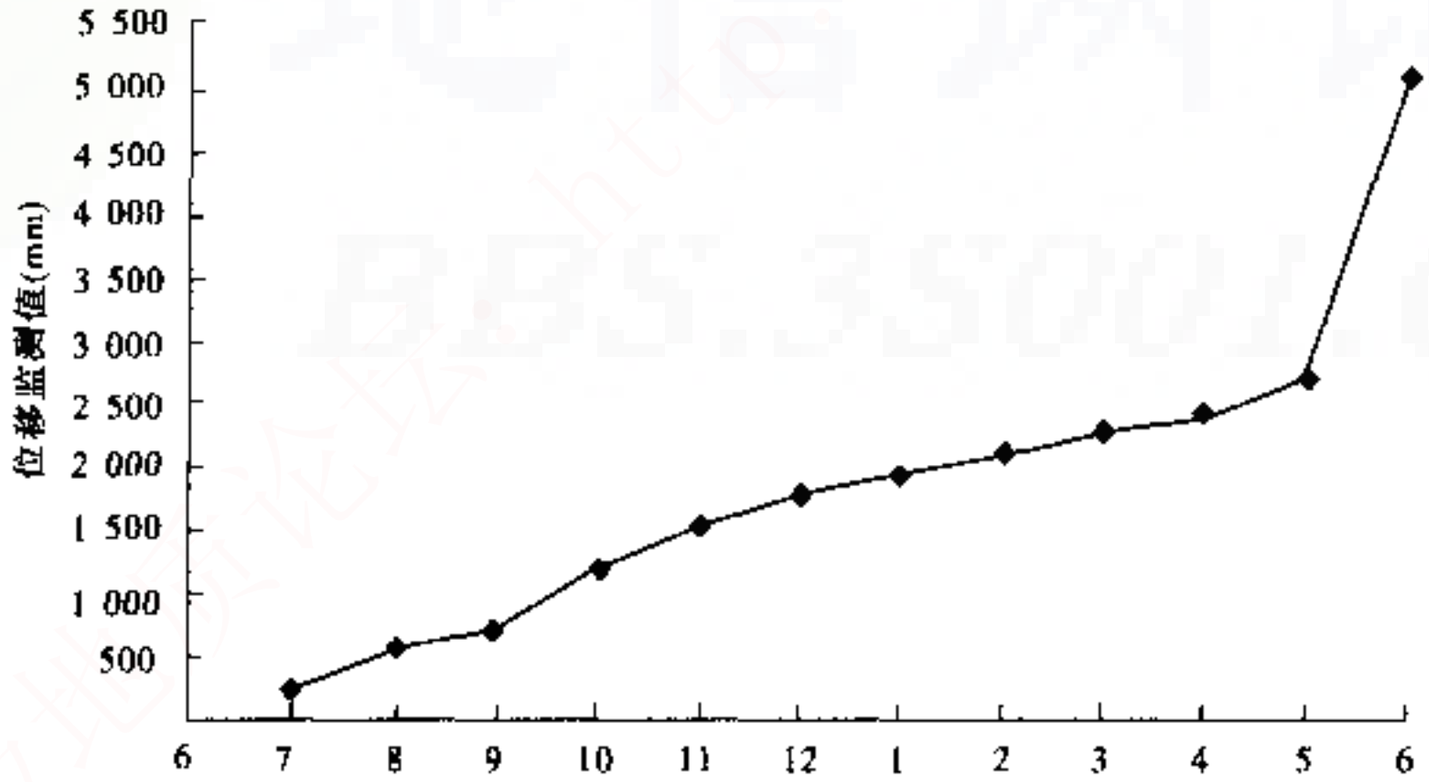


图 10-4　新滩滑坡位移变化曲线

10.1.2　混沌特征

根据新滩滑坡的基本资料，以 A_3 监测点的观测值(表 10-1)为例，我们对新滩滑坡的混沌特征进行了研究。按照第 8 章的理论知识，计算了该滑坡在不同相空间中，最大 Lyapunov 指数 λ_{max} 随相空间维数 m 的变化，如图 10-5 所示。结果表明：①在不同的相空间中，λ_{max} 也不同，说明滑坡在演化过程中，随着研究空间维数的变化，其混沌程度不尽相

同，随着 m 的增加，其混沌程度也增加；②尽管 m 不同，但 λ_{max} 都大于零，表明滑坡已进入混沌态，具有长期不可预测性；③当 $m=3$ 时，λ_{max} 不再随 m 增加而有较大变化，此时的 $\lambda_{max}=0.186\ 7$，这一结果说明我们可取 $m=3$ 时的 λ_{max} 作为衡量滑坡混沌程度的值。

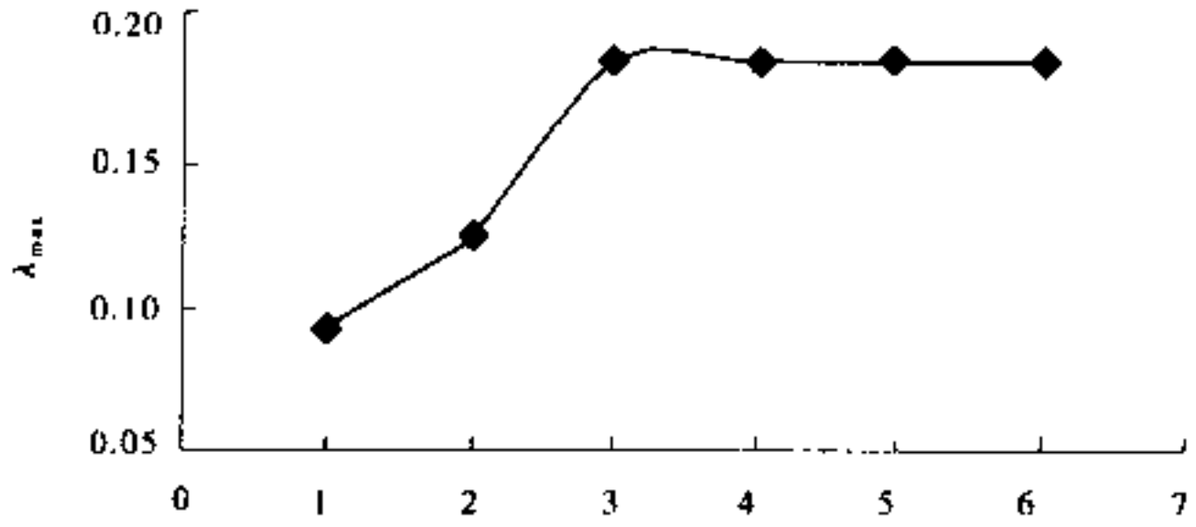


图 10-5　λ_{max} 随 m 变化关系

在 m 维空间中，$\lambda_i(i=1,2,\cdots,m)$ 反映了滑坡系统在某一方向上的发散或收敛的速率，为此，计算了不同 m 维空间中 λ_i 的值，见表 10-2。从表 10-2 中可看出，对于该滑坡系统，当其处于混沌态后，必然存在着正的与负的 Lyapunov 指数，使其在演化过程中不时地拉伸与折叠，与第 8 章的理论论述一样，正是由于 λ 的不同，系统表现为极其复杂的混沌性态。

表 10-2　不同相空间中 λ_i 值

m	1	2	3	4	5
λ_i	0.094 4	0.126 0 −0.063 3	0.186 7 −0.059 4 −0.109 4	0.186 8 −0.044 0 −0.082 6 −0.126 7	0.186 6 0.075 2 −0.074 9 −0.090 2 −0.163 2

$m=3$ 时，计算了 λ_1、λ_2、λ_3 随时间变化，如图 10-6 所示。从图 10-6 中可以看出：该滑坡的 Lyapunov 指数随时间变化而变化，在系统演化过程中(λ_1、λ_2、λ_3)的正负变化为(−，−，−)至(0，−，−)直至到(+，0，−)，该滑坡系统开始处于确定性阶段，随后进入周期运动，最终演化到混沌状态，其演化过程是多种运动相互交织的复杂过程，我们可对边坡演化的非线性本质从其指数 λ 的变化中加以认识。

为研究该滑坡混沌吸引子的特征，在不同相空间中计算了其关联维数 D_2，如图 10-7 所示。结果表明，随着维数增加，D_2 也增加，而当 $m=3$ 时，曲线斜率不再显著变化。因此，此系统的饱和维数 $m'=3$，说明模拟该滑坡系统必需的实质性变量(即序参量)个数最少是 3 个，此时，混沌吸引子的维数为 $D_2=1.673$。

图 10-8 为随 D_2 的 m 变化关系曲线，表明 $m=3$ 即为饱和维数 m'，此时维数即为混沌吸引子的维数 D_2。

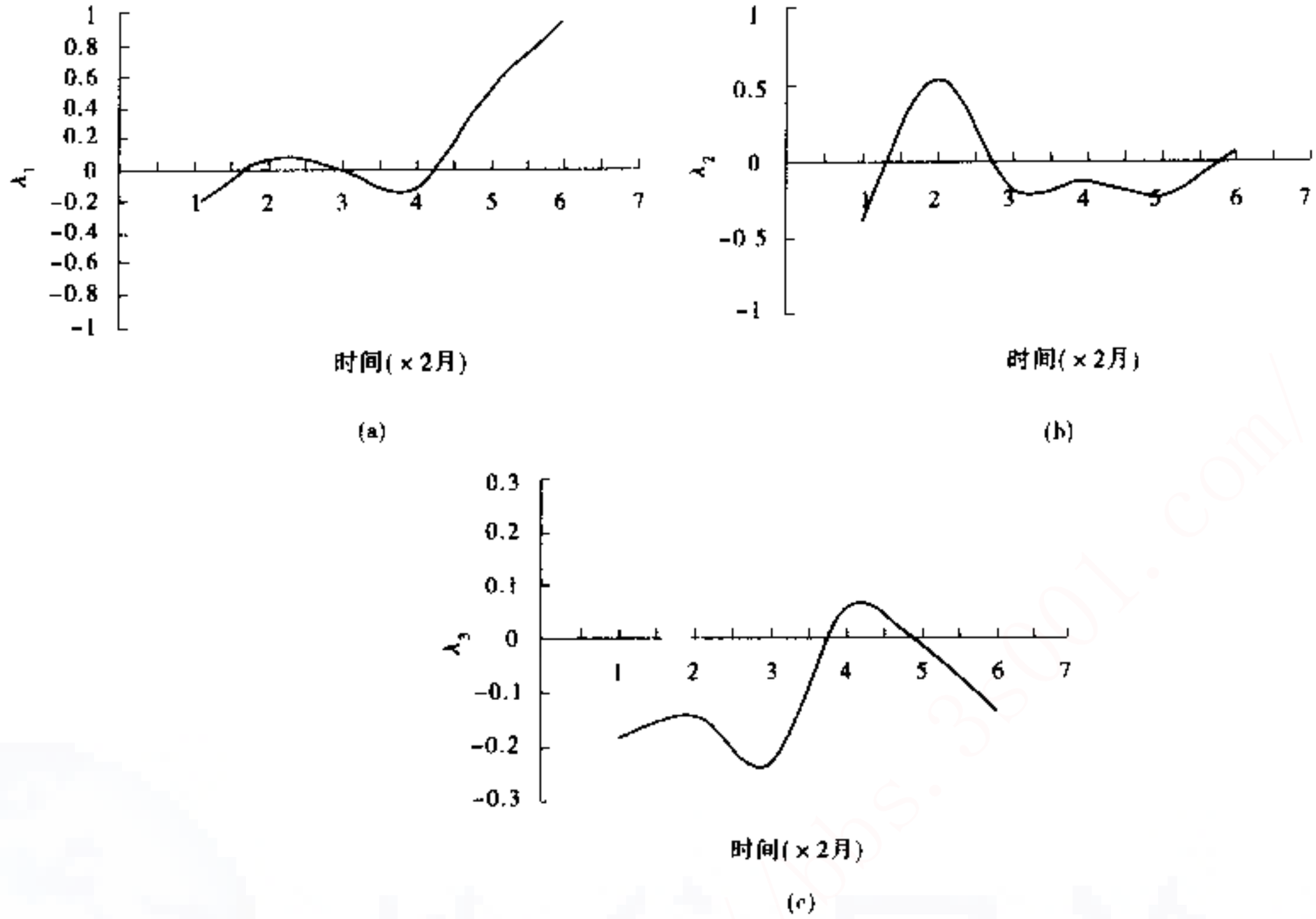


图 10-6　$m=3$ 时 λ_i 的变化曲线

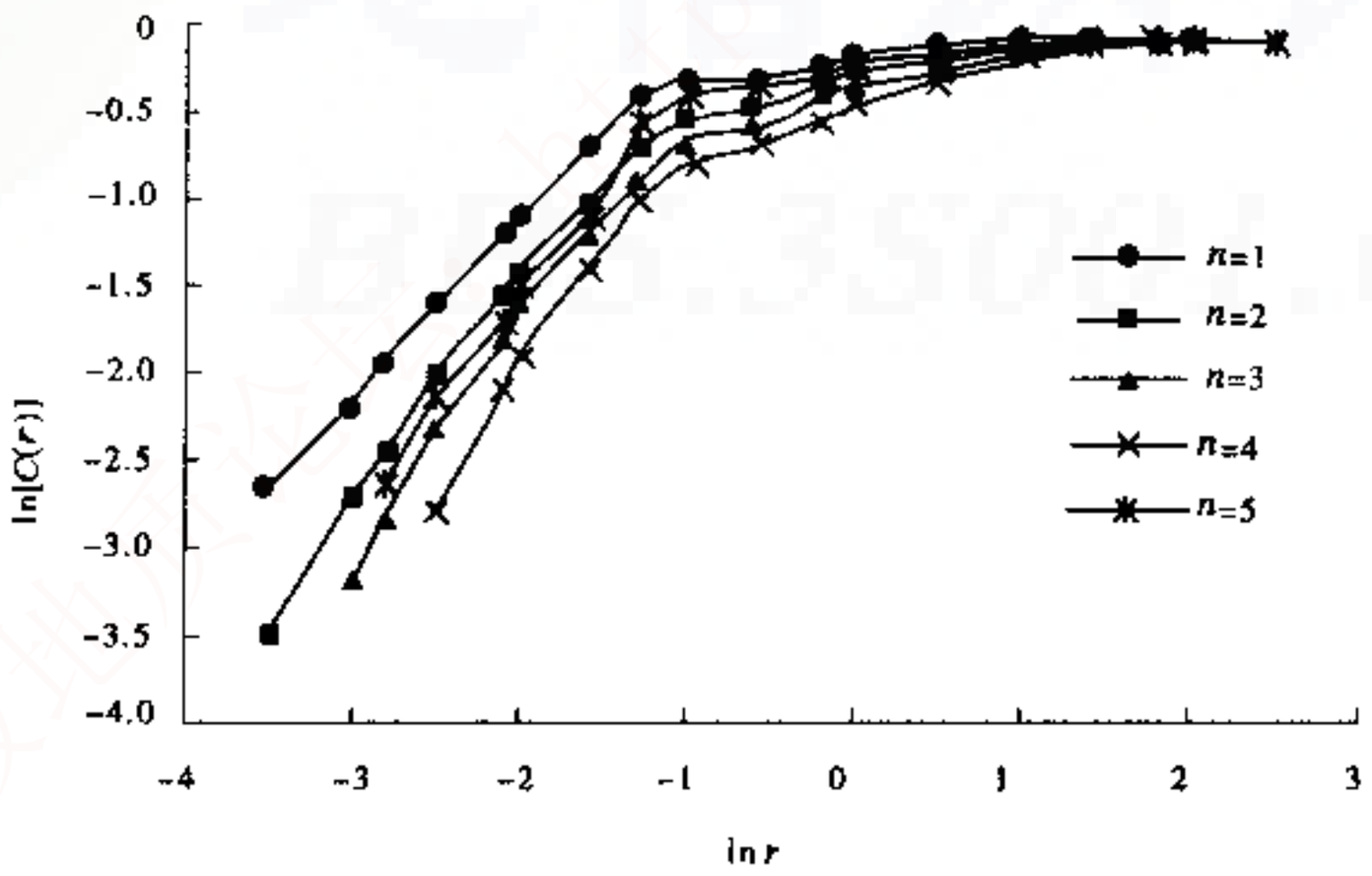


图 10-7　不同 m 维空间的 D_2 值

10.1.3　新滩滑坡演化过程分析

通过上节对新滩滑坡关联维数的计算可知，该系统的饱和嵌入维数 $m'=3$，亦即该滑坡已演化到一个相空间维数为 3 的混沌态，仅需 3 个实质性变量即可描述其动力学行为。为研究其非线性演化过程，可根据表 10-1 所列数据计算该滑坡系统在 3 维空间中的 Lyapunov 指数，然后依据 $\lambda_i\,(i=1,2,3)$ 的变化，特别是 λ_1 的变化分析其演化过程。

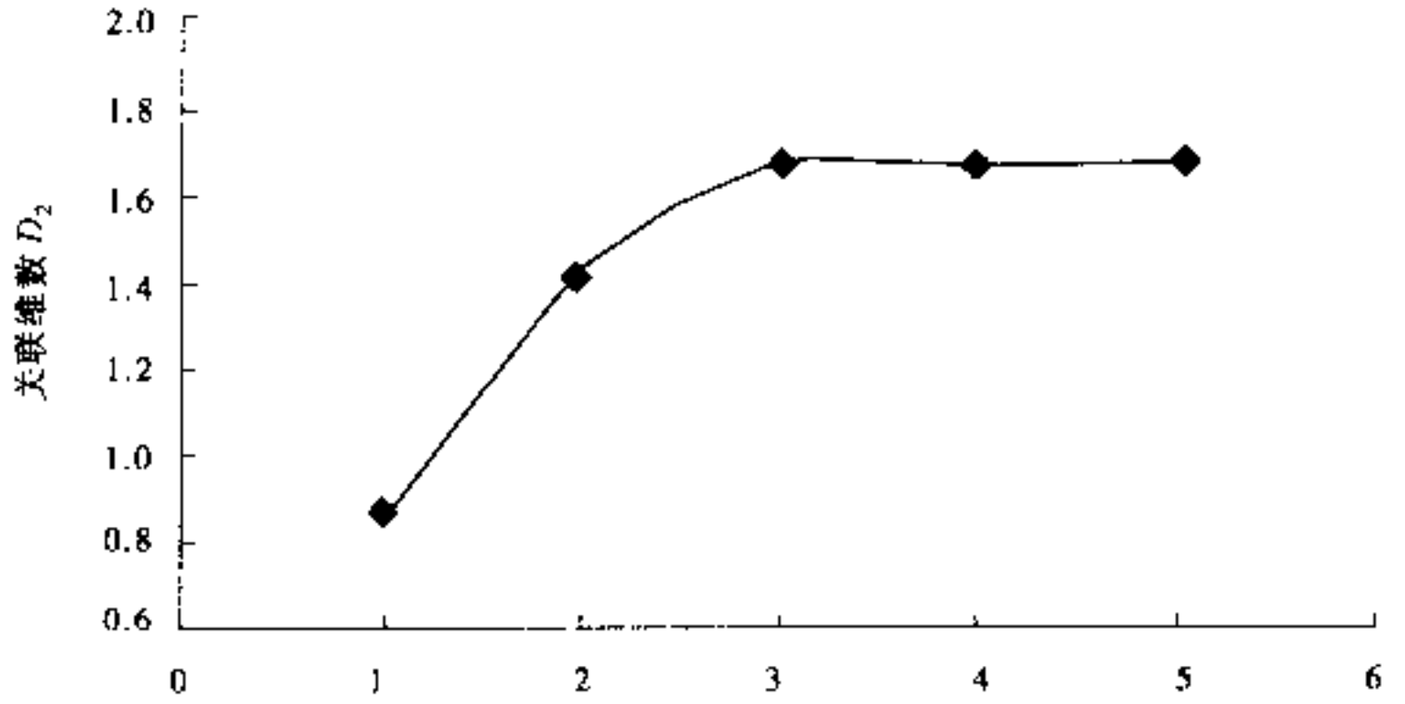


图 10-8　$m-D_2$ 关系曲线

图 10-6(a)即为 $m=3$ 时 λ_1 的变化曲线，图 10-4 反映了该系统的位移变化情况。基于以上分析计算，可总结出新滩滑坡在 1984 年 7 月至 1985 年 6 月间的演化过程如下：

(1)1984 年 7 月至 1984 年 9 月，新滩边坡处于稳定的吸引子上，此时 λ_1 为负值，但系统有向混沌态发展的趋势，因而其位移有所增加(达 730.3mm)。

(2)从 1984 年 9 月开始，边坡系统首次进入混沌态，λ_1 为正值，但其绝对值较小，仅为 0.1 左右，说明此时系统的混沌程度不高，且 λ_1 值从 10 月中旬开始降低，有可能向稳定的周期运动演化，对应于图 10-4 可以看出：此时位移值虽仍增加，但处于线性增加阶段，属于稳定变化，直到 1984 年 12 月为止，此阶段边坡历经混沌态，但混沌程度不高。

(3)随着内部因素发生变化及外界影响，边坡从 1984 年 12 月之后复又进入稳定的折叠阶段，系统吸引子为稳定的。然而到 1985 年 1 月，λ_1 值又有增加的趋势，此时边坡的位移值已增至 2 111.8mm，可能是系统进入非线性演化的前兆，到 1985 年 2 月中旬，系统再次进入混沌态。

(4)1985 年 2 月至 6 月，处于混沌态，λ_1 值单调增加，到 1985 年 6 月已达到 1.0 以上，说明在此阶段内，边坡系统的混沌程度很快增加，表明其可预测性很快丧失，对应于图 10-4 可以看出：其位移值很快增加到 5 077.2mm，已处于临滑状态。

综上分析，可知新滩滑坡在滑前所经历的四个阶段中，各个因素子系统在不断变化，从而使系统演化呈现出不同的状态，反映出边坡演化的多阶段性及演化的多状态性，滑坡的发生是一种综合运动与作用的结果，也进一步表明边坡运动的不确定性特点及滑坡发育过程的复杂性、非线性本质。

10.1.4　滑坡预报问题的几点探讨

从上述分析可知，新滩滑坡的孕育是一个极其复杂的过程，其演化过程是由各种内外因素子系统相互作用下的多种运动相互转化的结果。特别是边坡演化进入非线性阶段之后，更难用一般线性模型加以描述，这也是以往滑坡预报存在的问题之一。为此，本节拟就滑坡预报问题作几点粗浅讨论。

10.1.4.1 边坡进入混沌态时间确定

边坡在演化过程中，如果其最大 Lyapunov 指数为正，意味着边坡系统进入了混沌状态；此时，可通过分析研究其混沌特征，如 Lyapunov 指数变化、奇怪吸引子维数等变化对系统的非线性性质进行认识。然而，人们在认识边坡演化时，总是试图找出系统发生本质变化时的发生时间，为此，以典型蠕变曲线为例（图 10-9），若按蠕变理论对滑坡进行预报，则人们更关心边坡系统从初始蠕变阶段（Ⅰ）发展到匀速蠕变阶段（Ⅱ）的时间，即 a 点对应的 t_1，及进入加速蠕变阶段（Ⅲ）的时间，即 b 点的 t_2，这在以往的研究中，很少有人给出具体状态变化时限。

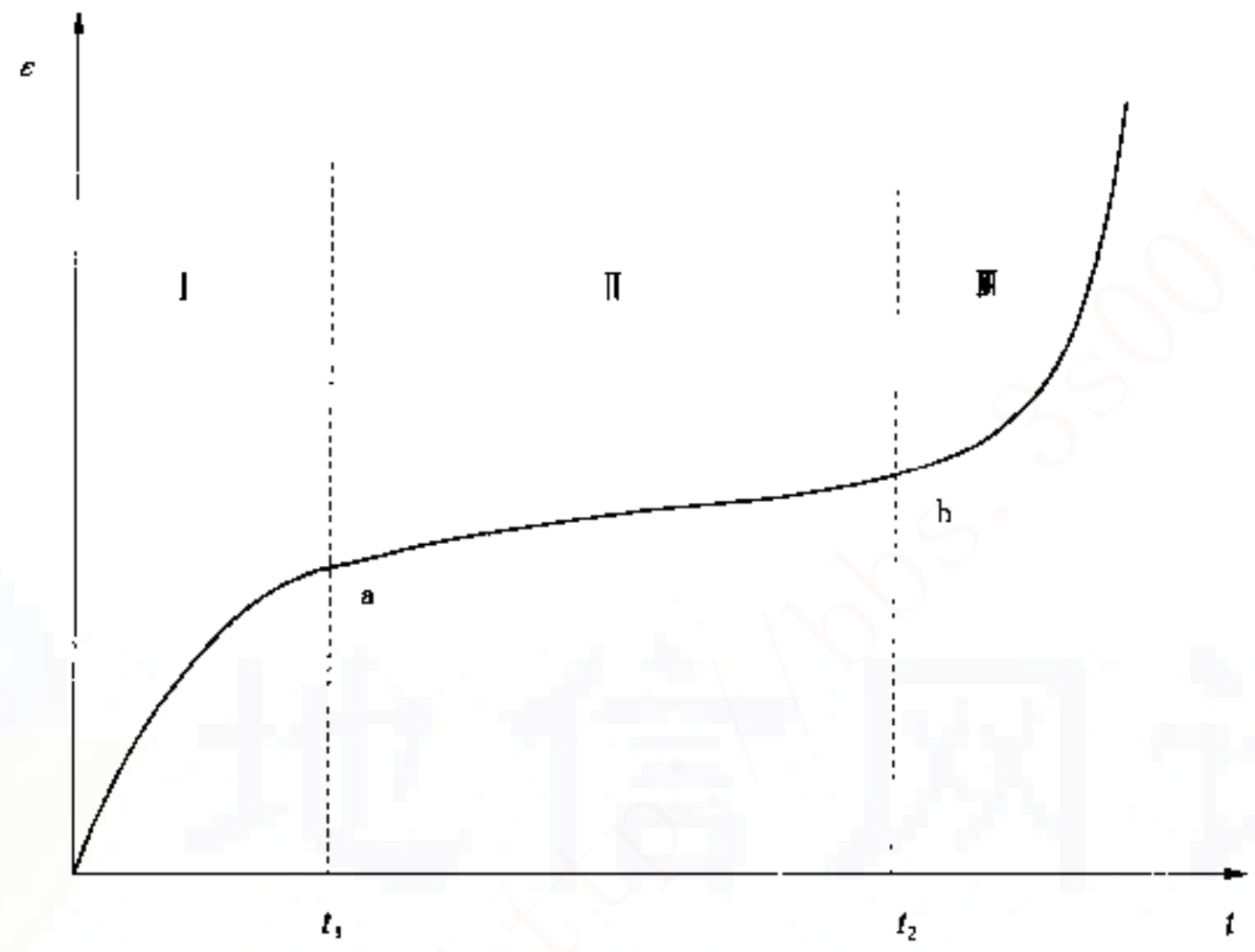


图 10-9 典型蠕变曲线

为研究该问题，作者以新滩滑坡为例，利用表 10-1 中的数据，经以下分析，可粗略判定边坡系统进入混沌状态的时间，并认为这一时间对应于 t_2，步骤如下：

（1）计算边坡系统的 $\lambda_{max}=0.186\ 7$，说明新滩滑坡是一个混沌系统。

（2）确定饱和嵌入维数 m'，方法如 10.1.2 节所述，最终得到 D_2 与 m 的关系，当 D_2 不随 m 变化时，对应的 m 即为 m'。对新滩滑坡，$m'=3$，$D_2=1.673$。

（3）λ_1 变化描述了边坡系统的演化过程。在三维相空间中，计算 λ_i（$i=1,2,3$）的变化（如图 10-6）。

（4）确定边坡系统进入混沌态的时间，利用图 10-6(a)λ_1 的变化，由 10.1.3 节的分析中可确定：新滩滑坡进入混沌态的最终时间为 1985 年 2 月。

10.1.4.2 滑坡发生时间的协同－分岔模型预报

从 10.1.3 的分析中可知新滩滑坡在演化过程中经历了多种运动，表 10-1 及图 10-4 的位移变化是该演化过程的具体体现，因而在利用该监测数据预报滑坡时，应注意该数据系列反映的不同运动的信息，故不能把所有的数据一下子全部代入模型式(9-22)中，否则会导致较大误差，甚至错误。究其原因，该数据系统中，既含有混沌时间序列，又含有线性时间序列，若不加以区别地代入预报模型中，势必引起误差。

为解决这个问题，既要充分利用有限的数据，又要反映出边坡的演化过程，采用了趋势预测方法[8]对数据进行处理，然后利用生成数据进行协同－分岔预报，具体过程如下：

(1)把表 10-1 中的数据，生成位移累计曲线，如图 10-10 所示。

(2)按文献[8]中的方法，把该数据按一定的时长分段，本文中按时长 8 个月把数据序列分为 5 段，即 1984 年 7 月至 1985 年 2 月、1984 年 8 月至 1985 年 3 月、…、1984 年 11 月至 1985 年 6 月。

(3)按协同－分岔模型分别对每段进行预测，得到相应的演化方程，并作出 1 个月的预报，分别是 a、b、c、d、e 等点。则得到的这 5 个点即为趋势序列数据。

(4)把由 a～e 确定的趋势序列数据代入式(9-22)中，即可得到滑坡发生时间为 1985 年 6 月 15 日。

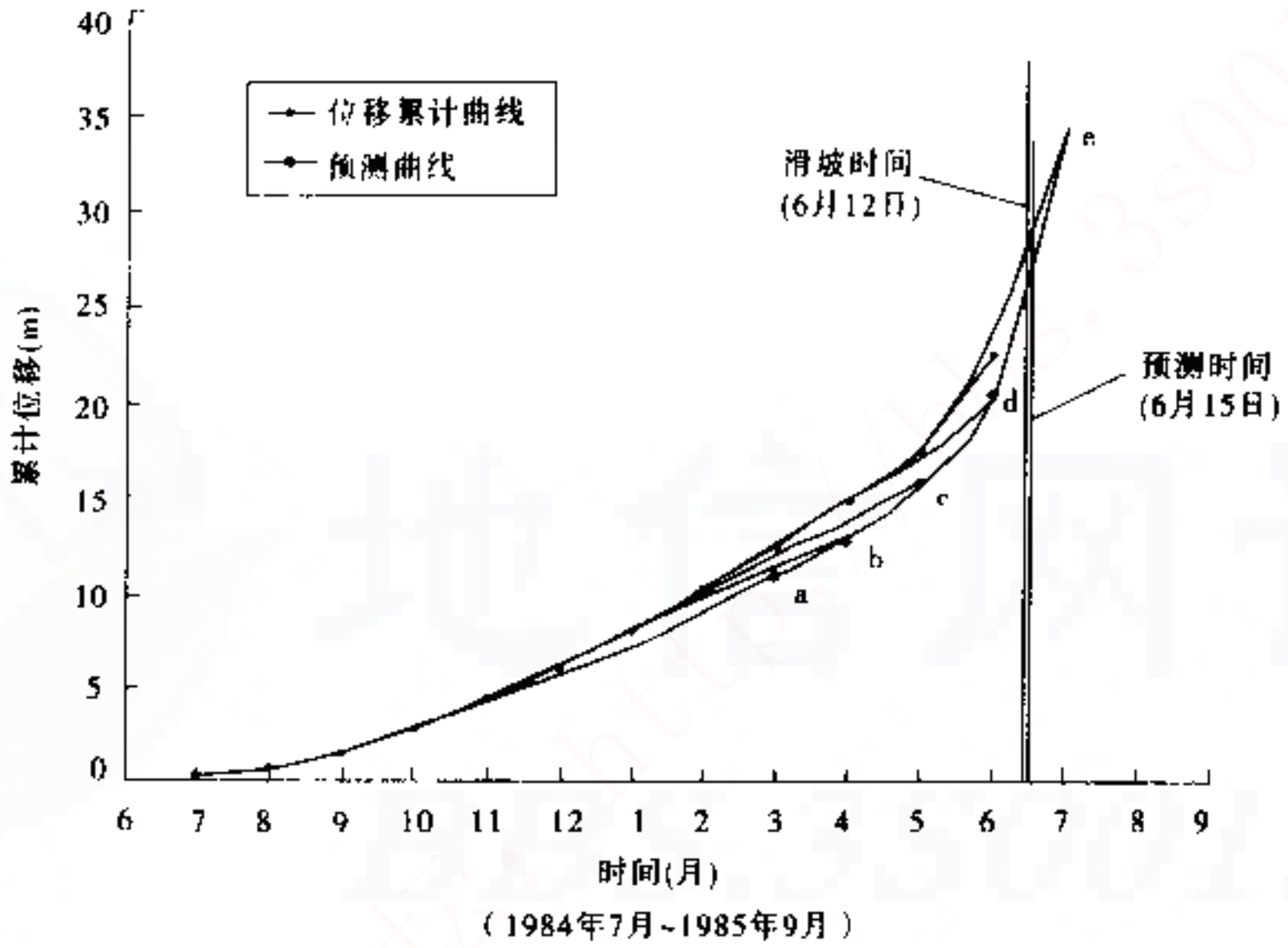


图 10-10　预报分析图

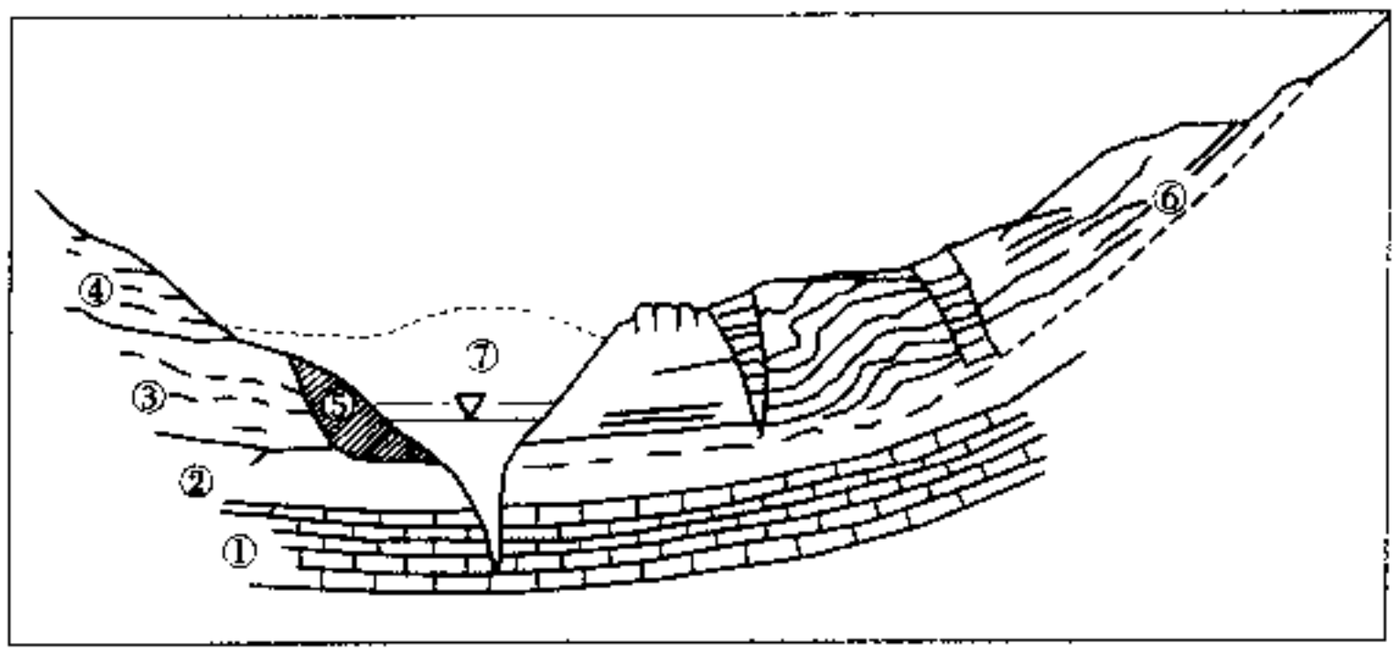
10.2　意大利 Vajont 滑坡非线性分析

10.2.1　Vajont 滑坡简况

意大利 Vajont 水库大坝为双曲拱坝，高 267m，是当时世界上最大的大坝。在水库修建过程中，就已发现水库内紧靠左坝肩山体有变形迹象，为评价其稳定性设置了位移长期观测网，但直到大坝建成仍未对山体的稳定性及变形趋势作出明确判断[1,3,5]。滑坡体是由下白垩统、上侏罗统地层的灰岩和泥质灰岩组成，滑体以下为厚层石灰岩(图 10-11)。

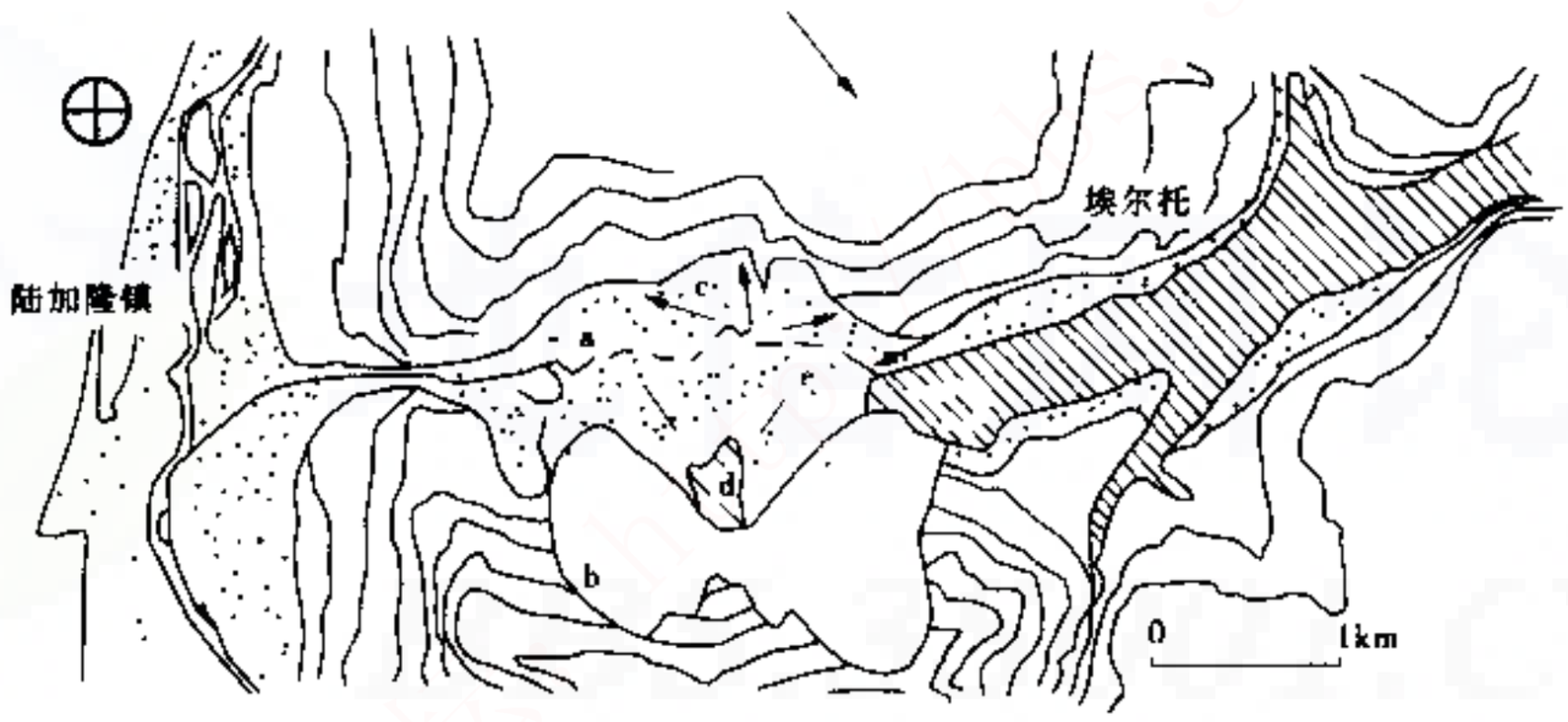
1963 年 10 月 9 日 22 时 38 分(格林威治时间)，当水库蓄水深度达 235m 时，山体发生巨型滑坡，滑坡体积约 2.6 亿 m^3。滑坡体越过河谷爬升到对岸约 140m 高处，库水位也上升到对岸山坡 260m 高处，造成涌浪越坝而下，不但使水库失效，而且毁灭了下游的

陆加隆镇，导致 2 900 人丧生。滑坡发生及受灾区如图 10-12 所示。Vajont 滑坡位移监测序列列于表 10-3。



①—灰岩；②—薄层灰岩；③—厚层灰岩；④—泥灰质灰岩；
⑤—老滑坡；⑥—滑面；⑦—滑后地面线

图 10-11　Vajont 滑坡地质剖面图(引自参考文献[1])



a—大坝；b—滑坡源区；c—涌浪及气流压力波及区；d—湖泊；e—滑坡下界

图 10-12　Vajont 滑坡区平面图(引自参考文献[1])

表 10-3　1963 年 Vajont 滑坡监测序列(引自参考文献[2])

序号	1	2	3	4	5	6	7
时间(月·日)	9.20	9.23	9.26	9.29	10.2	10.5	10.8
位移速度(m/d)	0.035	0.07	0.11	0.165	0.225	0.30	0.50

10.2.2　混沌性质

Vajont 滑坡在形成过程中，经历了与新滩滑坡类似的演化历程，其 Lyapunov 指数随时间变化情况如图 10-13 所示(图中为 $m=1$、$k=1$ 的情况)，从图中可直观地判断该滑坡在发生前的演化过程中(时间为 1963 年 9 月 20 日至 10 月 8 日)，经历了如下过程：

(1)稳定折叠：λ 为负值，整个系统趋于稳定的吸引子，然而，λ 有增加的趋势，即其已向混沌状态发展，此阶段大约为 9 月 20 日至 21 日。

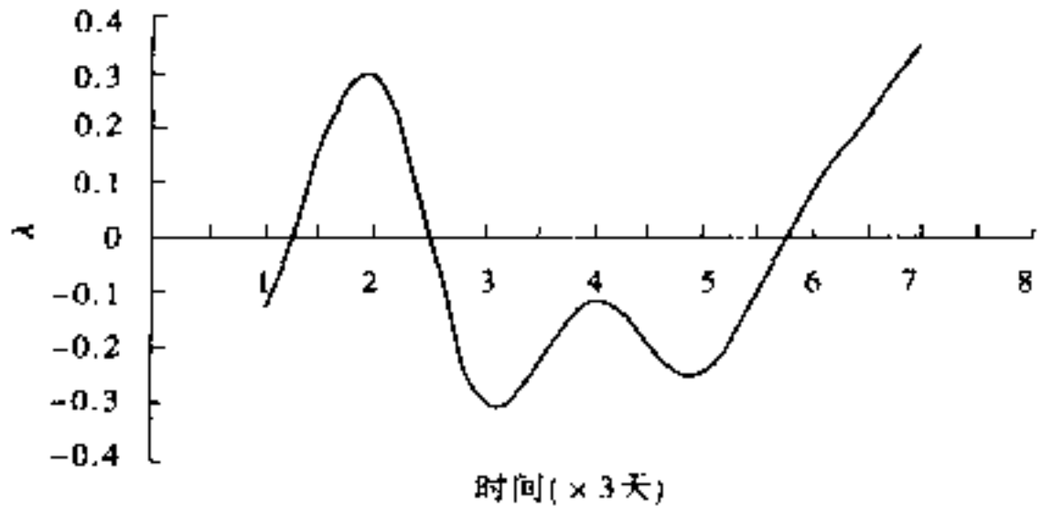


图 10-13　Vajont 滑坡 λ 变化曲线

(2)混沌运动:λ 为正值,标志着边坡已历经混沌态,随后,λ 值减小,大约到 9 月 24 日又被稳定吸引子吸引,复又进入与(1)类似的演化过程。

(3)从 9 月 24 日到 10 月 4 日前后,边坡在吸引子轨线上运动,λ 值时大时小,虽有增大趋势,然而可能由于内部各因素制约及外界变化等原因,边坡运动尚处于折叠过程之中。

(4)复又进入混沌态,且 λ 值很快增加,意味着其可预测性很快丧失,直到爆发滑坡。

同样,在计算其最大 Lyapunov 指数时发现,随着相空间维数 m 的增加,λ_{max} 也随之增加,亦即滑坡以前的边坡系统的混沌程度增加(图 10-14),而当 $m=3$ 时,λ_{max} 变化不显著,可取此时的 λ_{max} 为表征其混沌程度的量值:$\lambda_{max}=0.413$。该滑坡的混沌程度高于新滩滑坡。Vajont 滑坡的关联维数 D_2 在 $m=3$ 时不再有较大变化,如图 10-15 所示,因此

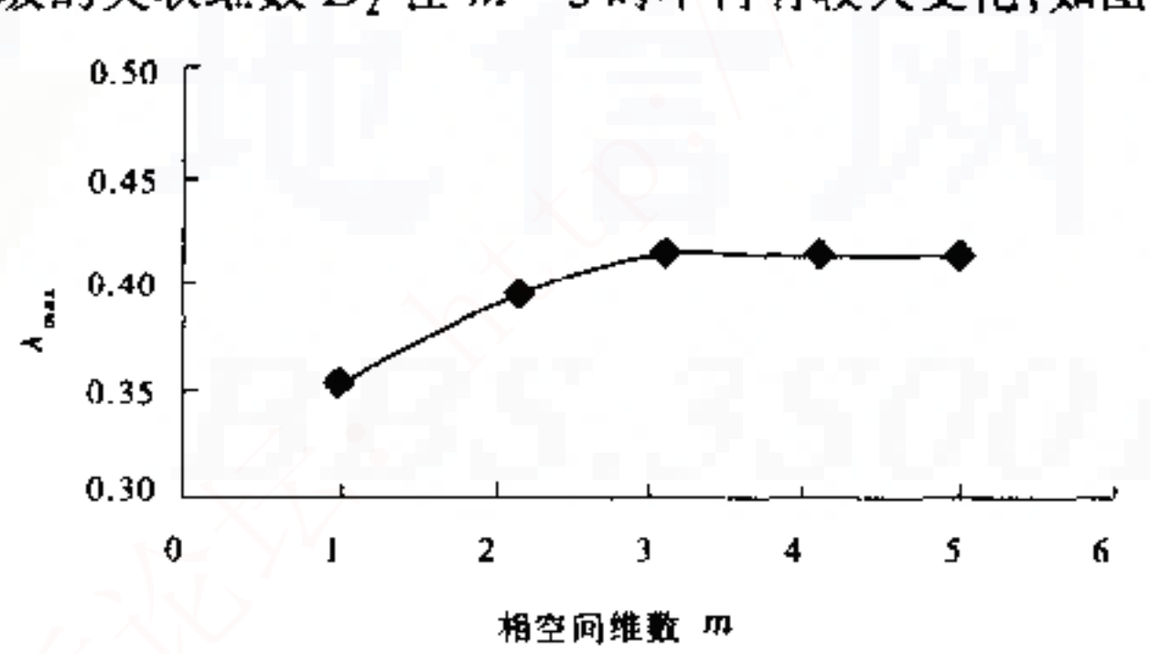


图 10-14　$\lambda_{max}-m$ 关系

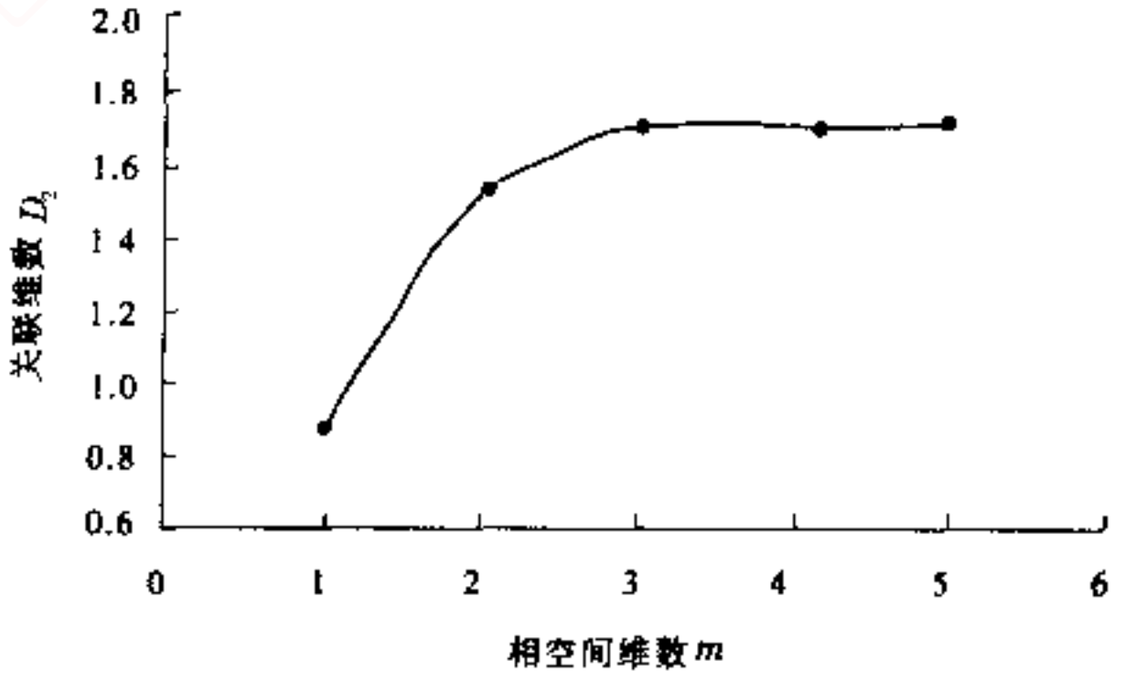


图 10-15　D_2-m 变化曲线

取 $m=3$ 时的 $D_2=1.712$ 为其混沌吸引子的维数，即描述该系统所需的最少序参量数目是 3 个，饱和维数 $m'=3$。

10.2.3 失稳时间预报

按协同－分岔模型，经计算得到系数

$$\begin{aligned} C &= 0.781\ 2 \\ D &= 0.107\ 0 \end{aligned} \tag{10-1}$$

则 Vajont 滑坡的协同－分岔模型为：

$$\frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}t} = 0.781\ 2v - 0.107\ 0v^2 \tag{10-2}$$

其预报方程为：

$$v(t) = \frac{0.027\ 34}{0.003\ 745 + 0.777\ 5\exp(-0.781\ 2t)} \tag{10-3}$$

据式(9-31)，计算出 Vajont 滑坡发生的时间为 $t=7.83$，换算成实际时间为 1963 年 10 月 11 日。

10.3 黄茨滑坡混沌特征

10.3.1 黄茨滑坡简况

黄茨滑坡位于甘肃省兰州市西约 70km 的黄河左岸的黄土塬边，当地称为“黑台”，地理位置见图 10-16。1968 年以来，刘家峡水库库区移民移居该台塬居住和耕种，原来的旱塬变成了水浇地，近十余年来塬边多次出现滑坡，造成公路中断、渠道被毁、水管断裂、农田废耕、人员伤亡等灾害[9,10]。据统计，1984～1989 年发生滑坡 9 次，年均 1.5 次；1990～1995 年发生 22 次，年均 3.67 次，呈逐年上升趋势。仅 1992～1995 年的 6 次滑坡就造成 6 人死亡，4 人受伤，直接经济损失 500 多万元，有 109 户居民被迫搬家，损失耕地近 100hm^2。

黄茨滑坡是其中规模最大的一个，前缘宽约 300m，后缘宽约 500m，长 370m，总体积 600 万 m^3，直接威胁滑坡前方黄茨村 316 户 1 350 人的生命财产安全。1994 年 5 月滑坡后缘裂缝贯通并下错后，甘肃省政府曾组织专家调查，决定滑坡前缘 71 户居民搬迁，同时加强滑坡动态监测，防止造成灾害。

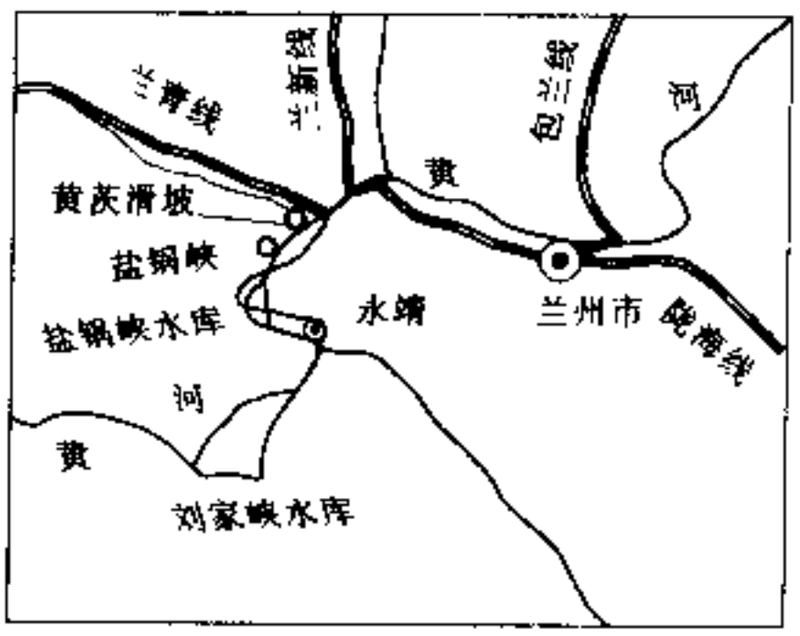


图 10-16 黄茨滑坡地理位置图

黑台台面为黄河的Ⅳ级阶地面，地势平坦，有耕地 733.3hm^2。台缘走向由下游的 NE50°转向上游的近 EW 向，长约 10km。台下为黄河的Ⅱ级阶地，其上村庄密布，多为耕地。Ⅳ级与Ⅰ级阶地之间高差 100～120m，其中地层结

构由上至下为：

(1)表层为 Q_3 马兰黄土，厚 40～45m，结构疏松，具大孔隙，垂直节理发育，具强自重湿陷性，灌溉至今地面下沉 2～3m，塬边溶洞陷穴发育。

(2)冲积砂黏土和黏砂土，棕黄和棕红色，厚 5～8m，水平层理明显，具相对隔水性。

(3)Ⅳ级阶地卵石层，厚 3～6m，微胶结，暴露地表处有人工开挖洞穴。

(4)白垩系紫红色泥岩和砂岩互层，出露厚度 50～60m。岩层产状变化较大，有的地段近水平，有的地段倾向临空面，倾角 10°～15°，在黄茨滑坡地段，临空面走向 EW 向，岩层产状 NE50°/S∠13°，为岩石顺层滑坡创造了条件。地层结构如图 10-17 所示。基岩中的主要节理有两组：一组为 NE65°/W∠72°；一组为 NW25°/S∠65°。

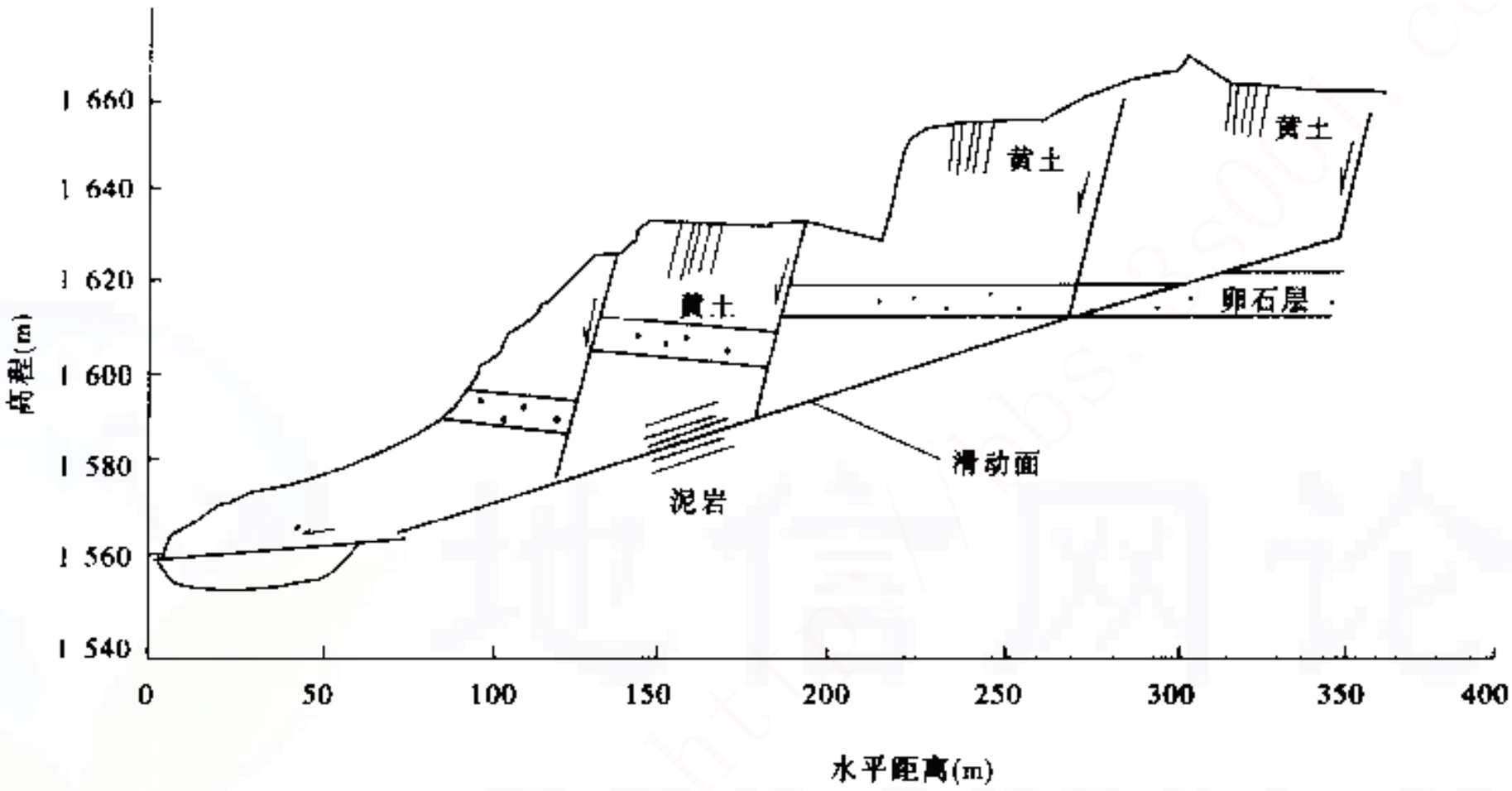


图 10-17　黄茨滑坡西山梁剖面图

为了监测滑坡活动情况，共设置了 8 种监测设备，其中 B_2 位移计自 1995 年 1 月 23 日起的监测数据列于表 10-4。

表 10-4　B_2 位移计监测值(1995 年)

时间(月·日)	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29
位移(mm)	3.2	4.6	6.3	6.1	6.8	7.5	7.5

10.3.2　混沌特征

对表 10-4 进行计算，可得到黄茨滑坡的 Lyapunov 指数变化如图 10-18 所示，按前述相同步骤，可得到当相空间维数 $m=2$ 时，混沌吸引子的关联维数达到饱和，此时，$D_2=1.453$，$\lambda_{max}=0.122\ 2$。说明黄茨滑坡的混沌程度低于新滩滑坡与 Vajont 滑坡，吸引子也没有前两个滑坡复杂。

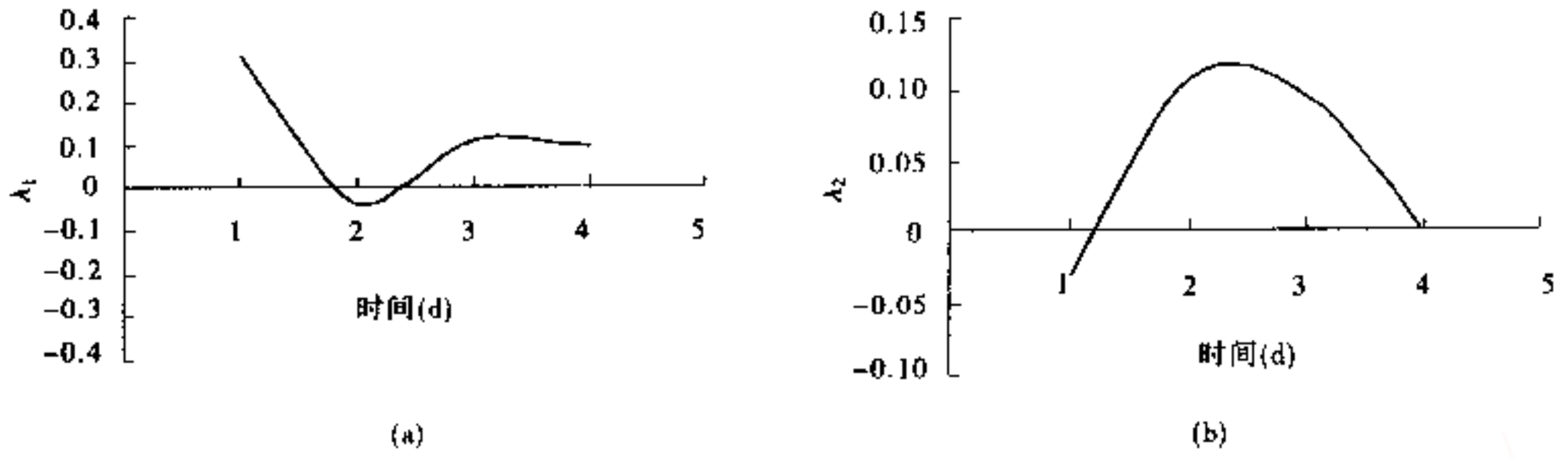


图 10-18　λ 变化图($m=2$)

10.4　混沌神经网络方法的应用

本节运用 9.4 节中方法建立混沌神经网络(CNN)模型,通过大量样本对其训练后,建立起边坡稳定因素与其稳定性系数和稳定状态之间的非线性模型,然后用来预测边坡的稳定性。

10.4.1　边坡稳定性实例

从参考文献[7]及其他有关文献收集了国内外各类矿山及岩土工程中已有的稳定边坡和失稳边坡实例共 64 个,此类边坡的潜在或滑动破坏模式均为圆弧型滑动,其中无水边坡 21 个。从这些实例中,可提取影响边坡稳定性的因素有:边坡结构参数、坡体物理力学参数、孔隙压力比、边坡稳定性及极限平衡法计算的稳定性系数。据此,选取坡体容重(γ)、内聚力(c)、内摩擦角(φ)、边坡角(α)、边坡高度(H)及孔隙压力比(γ_w)为网络输入节点,稳定性系数 F_S 及边坡状态为输出节点,实例列于表 10-5。为此,设置了如图 10-19 所示的 6－12－6－2 结构的网络模型。为检验模型可靠性及适用性,将表 10-5 中实例分为两部分:训练样本(编号为 1～54)及检验样本(编号为 55～64)。预测方法为:先用训练

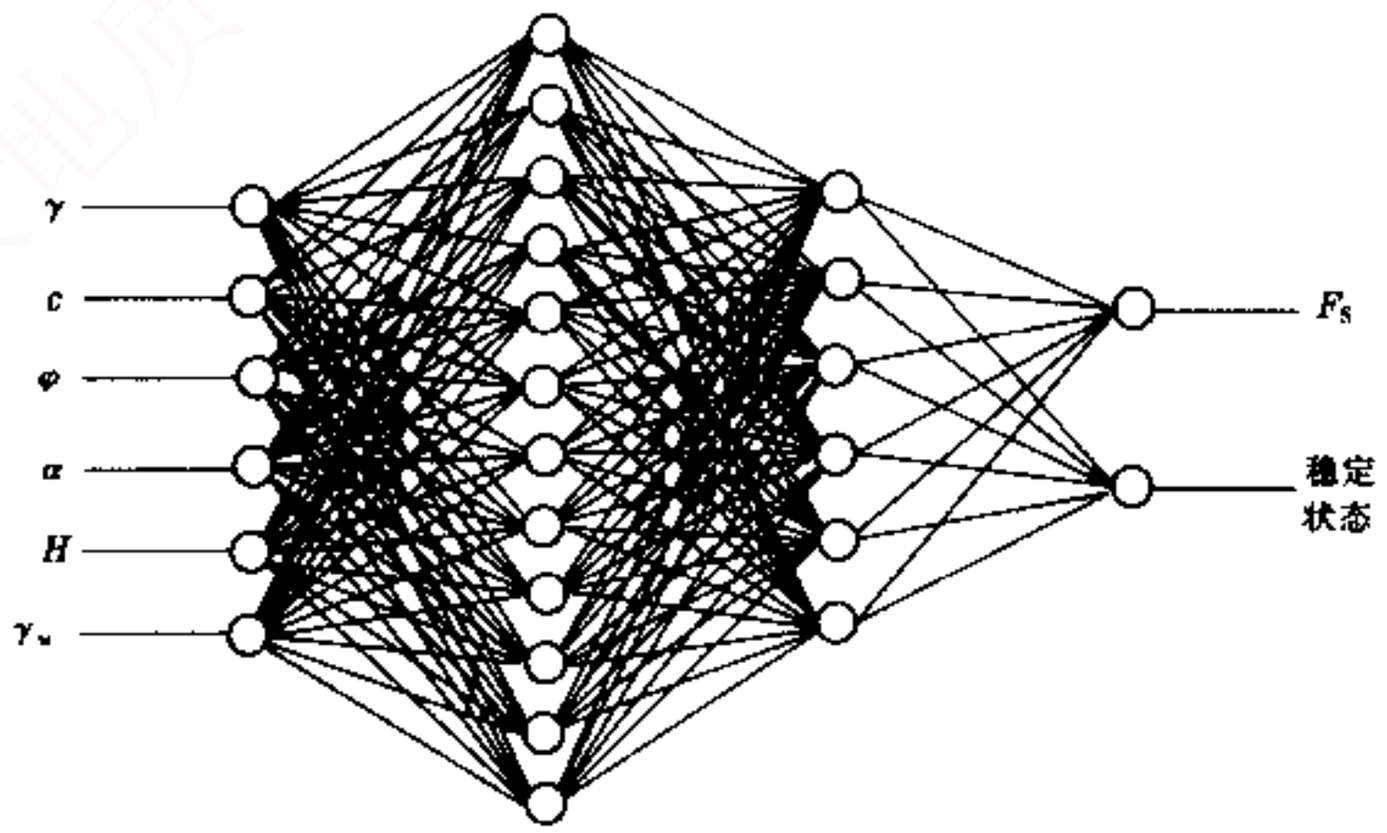


图 10-19　CNN 网络

样本对网络进行训练，建立起输入单元与输出单元间的非线性关系，然后对检验样本进行预测。

表 10-5　圆弧滑动边坡实例

编号	γ(kN/m^3)	c(kPa)	φ(°)	α(°)	H(m)	γ_w	F_S	稳定状态
1	18.68	26.34	15	35	8.23	—	1.11	F
2	16.50	11.49	0	30	3.66	—	1.00	F
3	18.84	11.36	25	20	30.50	—	1.875	S
4	18.84	57.46	20	20	30.50	—	2.045	S
5	28.44	29.42	35	35	100.00	—	1.78	S
6	28.44	39.23	38	35	100.00	—	1.99	S
7	20.60	16.28	26.5	30	40.00	—	1.25	F
8	14.80	0	17	20	50.00	—	1.13	F
9	14.00	11.97	26	30	88.00	—	1.02	F
10	25.00	120.00	45	53	120.00	—	1.30	S
11	26.00	150.05	45	51	200.00	—	1.20	S
12	16.00	70.00	20	40	115.00	—	1.11	F
13	20.41	24.90	13	22	10.67	0.35	1.40	S
14	19.63	11.97	20	22	12.19	0.405	1.35	F
15	21.83	8.62	32	28	12.80	0.49	1.03	F
16	20.41	33.52	11	16	45.72	0.20	1.28	F
17	18.84	15.32	30	25	10.67	0.38	1.63	S
18	18.84	0	20	20	7.62	0.45	1.05	F
19	21.43	0	20	20	61.00	0.50	1.03	F
20	19.06	11.71	28	35	21.00	0.11	1.09	F
21	22.40	10.00	35	45	10.00	0.40	0.90	F
22	20.00	20.00	36	45	50.00	0.50	0.83	F
23	20.00	0	36	45	50.00	0.25	0.79	F
24	20.00	0	36	45	50.00	0.50	0.67	F
25	22.00	0	40	33	8.00	0.35	1.45	S
26	24.00	0	40	33	8.00	0.30	1.58	S
27	20.00	0	25	20	8.00	0.35	1.37	S
28	18.00	5.00	30	20	8.00	0.30	2.05	S
29	27.00	40.00	35	43	420.00	0.25	1.15	F
30	27.00	50.00	40	42	407.00	0.25	1.44	S
31	27.00	35.00	35	42	359.00	0.25	1.27	S
32	27.00	37.50	35	38	320.00	0.25	1.24	S
33	27.00	32.00	33	43	301.00	0.25	1.16	F
34	27.00	32.00	33	43	289.00	0.25	1.30	S
35	27.30	14.00	31	41	110.00	0.25	1.249	S
36	27.30	31.50	30	41	135.00	0.25	1.245	S
37	27.30	16.80	28	50	90.50	0.25	1.252	S
38	27.30	26.00	31	50	92.00	0.25	1.246	S
39	27.30	10.00	39	41	511.00	0.25	1.434	S

续表 10-5

编号	γ(kN/m^3)	c(kPa)	φ(°)	α(°)	H(m)	γ_w	F_s	稳定状态
40	27.30	10.00	39	40	470.00	0.25	1.418	S
41	25.00	46.00	35	47	443.00	0.25	1.28	S
42	25.00	46.00	35	44	435.00	0.25	1.37	S
43	25.00	46.00	35	46	432.00	0.25	1.23	S
44	18.50	25.00	0	30	6.00	—	1.09	F
45	18.50	12.00	0	30	6.00	—	0.78	F
46	22.40	10.00	35	30	10.00	—	2.00	S
47	21.40	10.00	30	30	20.00	—	1.70	S
48	22.00	20.00	36	45	50.00	—	1.02	F
49	22.00	0	36	45	50.00	—	0.89	F
50	12.00	0	30	35	4.00	—	1.46	S
51	12.00	0	30	45	8.00	—	0.80	F
52	12.00	0	30	35	4.00	—	1.44	S
53	31.30	68	37	49	200.50	0.25	1.2	F
54	20.00	20	36	45	50.00	0.25	0.96	F
55	27.00	40	35	47.1	292.00	0.25	1.15	F
56	25.00	46	35	50	284.00	0.25	1.34	S
57	31.30	68	37	46	366.00	0.25	1.20	F
58	25.00	55	36	44.5	299.00	0.25	1.55	S
59	27.30	10	39	40	480.00	0.25	1.45	S
60	25.00	46	35	46	393.00	0.25	1.31	S
61	25.00	48	40	49	330.00	0.25	1.49	S
62	31.30	68.6	37	47	305.00	0.25	1.20	F
63	25.0	55	36	45.5	299.00	0.25	1.52	S
64	31.30	68.0	37	47	213.00	0.25	1.20	F

注:稳定状态:F—破坏;S—稳定。

10.4.2 模型检验

通过学习训练,经 9 762 次循环,系统误差为 0.009 83,网络收敛;然后,对检验样本进行预测,结果见表 10-6。从表中可看出,混沌神经网络可很好地建立起稳定性系数及稳定状态与边坡因素之间的非线性关系,且精度较高,因此采用该方法对边坡稳定性进行评价是边坡系统研究领域的有效手段之一。

表 10-6 预测结果

编号		55	56	57	58	59	60	61	62	63	64
实际状态	F_s	1.15	1.34	1.20	1.55	1.45	1.30	1.49	1.20	1.52	1.20
	稳定状态	破坏	稳定	破坏	稳定	稳定	稳定	稳定	破坏	稳定	破坏
网络预测	F_s	1.148	1.342	1.153	1.581	1.427	1.248	1.486	1.168	1.534	1.178
	稳定状态	破坏	稳定	破坏	稳定	稳定	稳定	稳定	破坏	稳定	破坏

通过应用检验，表明混沌神经网络不仅具有普遍神经网络的功能，而且对处于混沌状态的边坡能通过内部状态函数予以实质性表达，因而既能反映处于稳态的边坡性质，又能建立起处于混沌状态的边坡各因素间的非线性关系。

参考文献

1 刘汉东.边坡失稳定时预报理论与方法.郑州：黄河水利出版社，1996

2 晏同珍，等.滑坡系统静动态规律及斜坡不稳定性空时定量预测.地球科学，1989，14(2)

3 秦四清，等.非线性工程地质学导引.成都：西南交通大学出版社，1993

4 周萃英.滑坡灾害的复杂性理论研究.[中国地质大学(武汉)博士学位论文]，1992

5 黄润秋，等.工程地质广义系统科学分析原理及应用.北京：地质出版社，1997

6 刘秉正.非线性动力学与混沌基础.长春：东北师范大学出版社，1994

7 sheorey Sah K , Upadhyaya L N. Maximum likelihood estimation of slope stability. Int. J. Rock. Mech. Sci. & Geomech. Abs. 1994, 31(1):47～53

8 Du Yonglian , Wang Sijing. Grey analysis of trend sequence and its application in the prediction of landslide. 7th International IAEG Congress. Balkema, Rotterdam. 1994:1509～1516

9 王恭先.甘肃省永靖县黄茨滑坡的滑动机理与临滑预报.灾害学，1997，12(3)

10 铁道部科学研究院西北分院.黄茨大型滑坡的监测预报，1995

BBS.3500U.COM

责任编辑　简　群
封面设计　谢　萍
责任校对　杨秀英
责任监制　温红建

地质论坛 http://bbs.3s001.com/
BBS.3S001.COM

ISBN 7-80621-910-2/TU·55
定 价：26.00 元