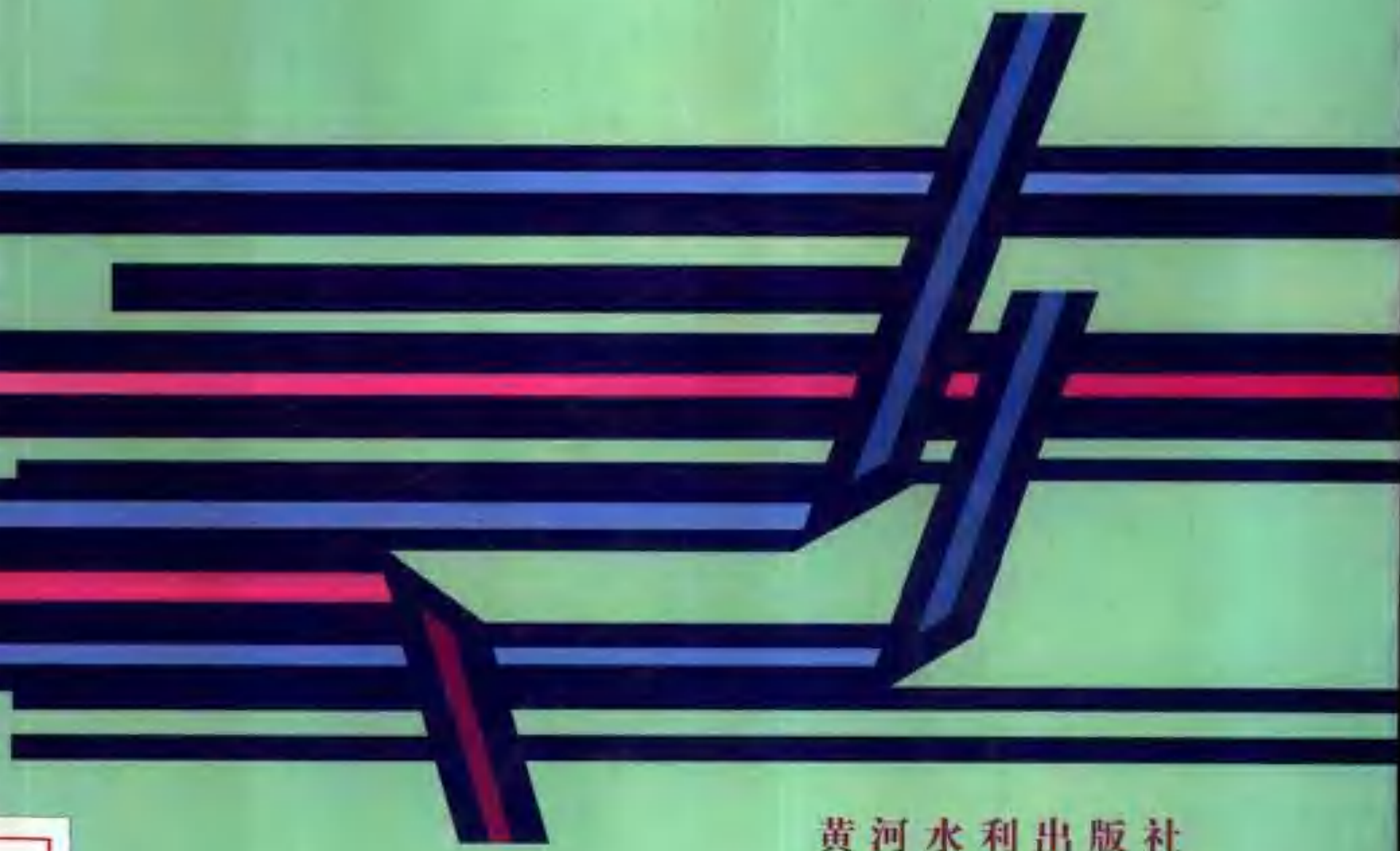


边坡失稳定时 预报理论与方法

THEORY AND METHOD OF FORECASTING
OCCURRENCE OF SLOPE FAILURE

刘汉东 著



黄河水利出版社

国家自然科学基金资助项目

边坡失稳定时预报理论与方法

黄河水利出版社

(豫)新登字 010 号

内 容 简 介

边坡失稳定时预报是减轻边坡失稳灾害的关键。本书系统地研究了边坡失稳破坏的机理和定时预报的理论,总结了边坡失稳的区域分布特征、节律性及定时预报的历史和发展阶段,定量评价了边坡失稳的影响因素,提出了确定岩体抗剪强度的分析方法。在边坡失稳定时预报理论方面,提出了等维新息外延模型、灾变预测模型、时间序列分析预报模型、几何非线性有限元预报理论和岩体断裂力学预报模型,从边坡失稳破坏机制出发,考虑多因素的影响,定时预报边坡失稳的时间。在试验方面,为研究边坡表面位移与内部位移的相关性、影响边坡变形的因素及边坡失稳前岩体中的位移矢量场,进行了工程地质力学白光散斑模型试验,并对几种工况进行了有限元分析,得出边坡失稳定时预报系统。本书涉及大量国内外工程实例。

本书可供水电、矿山、冶金、交通、环境等部门的工程地质或岩土工程勘测、设计、科研人员及大专院校师生参考。

边坡失稳定时预报理论与方法 刘汉东著

责任编辑:邵志峰

出 版:黄河水利出版社

(地址:河南省郑州市顺河路黄委会综合楼 12 层)

邮编:450003

印 刷:黄河水利委员会印刷厂

发 行:黄河水利出版社

开 本:787mm×1092mm 1/16

版 别:1996 年 5 月 第 1 版

印 次:1996 年 5 月郑州第 1 次印刷

印 张:9.75

印 数:1—1000

字 数:225 千字

ISBN 7-80621-041-5/TV·27

定 价:20.00 元

序

边坡稳定性的定时预报是减轻边坡失稳造成的地质灾害最基本、最重要的一项工作,也是一项难度很大的工作,至今国内外还没有取得较为完满的理论。《边坡失稳定时预报理论与方法》的重要贡献就是提出了系统综合分析预报,发展了定时预报的理论和方法,使边坡稳定性定时预报提到了一个新的高度。

作者阐述了边坡稳定性分析及失稳定时预报研究的发展阶段、基本概念和预报的基本原理、类型、参数选择和判别标准,以及影响因素的定量分析和岩体抗剪强度指标的确定,提出了各种边坡失稳定时预报的方法,系统地研究了边坡失稳破坏的机理和定时预报的理论。在边坡失稳定时预报理论方面,依据灰色系统预报的基本原理,提出了用预测值作为系统内值的新概念,用等维新息外延模型预报了瓦依昂滑坡发生过程中的位移速度,其精度比全数列灰色预测模型和二次曲线回归预测均高,而且还可以超前预报。由此可见,这一创新性的理论和方法,是既具有巨大理论价值又有重大实际意义的成就。灾变预测模型、时间序列分析预报模型,对边坡失稳中长期时间预报是有效的。以边坡地质条件、环境因素和边坡失稳过程分析为基础的工程地质力学系统综合预报方法,是运用几何非线性有限元预报理论和岩体断裂力学预报模型,从边坡失稳破坏机制出发,考虑多因素的影响,预报边坡失稳的时间,提出预报边坡失稳时间的新概念和新途径。

作者还进一步试验研究边坡表面位移与内部位移的相关性及影响边坡变形的因素,进行了工程地质力学白光散斑模型试验,研究边坡失稳前岩体中的位移矢量场,以工程实例为基础,得出边坡失稳定时预报系统。

本书涉及到很多新的理论和技术方法,提出了很多新的见解,在边坡失稳定时预报研究方面达到了较高的水平,具有较大的启发意义。相信本书对边坡失稳定时预报及防治地质灾害研究方面的发展将起到很好的推动作用,可供工程地质或岩土工程勘测、设计、科研人员及大专院校师生参考。

王思敬

1995年10月

前 言

边坡失稳是生态环境和工程建设中经常遇到的广泛且严重的地质灾害(王思敬等, 1984)。边坡失稳在区域分布上是世界性的,它不仅影响着国民经济建设,而且威胁着人民的生命。我国是世界上边坡失稳灾害严重的国家之一,边坡失稳是仅次于地震灾害的第二大地质灾害。1949~1990年,我国至少发生了850次以上危害和影响重大的边坡失稳灾害,至少造成9645人死亡。

1980年在巴黎召开国际第26届地质大会期间,工程地质分会发表了《关于参与解决环境问题的国际工程地质协会宣言》,指出工程地质学家应当承担起地质环境保护的重任,号召工程地质专家对人类活动及自然地质过程对环境的影响进行空间、时间和强度的定量预测。因此,减灾、防灾,造福于人类,是工程地质界仁人志士义不容辞的职责。对边坡失稳而言,定时准确的预测预报,是减轻边坡失稳灾害的首要任务。

20多年来,特别是80年代以来,国内外许多学者投身于边坡失稳定时预报的研究,但还没有一完善、成熟的理论,该项研究仍处于探索阶段。

本书结合国家自然科学基金项目“山体失稳的突发过程和定时预测研究”和笔者的博士论文《边坡岩体滑动变形破坏机制及定时预测预报研究》,在国内外边坡失稳定时预测预报研究的基础上,总结了边坡失稳全球区域分布特征及边坡失稳爆发的节律性;阐述了边坡失稳定量预报的基本概念和范畴;划分出边坡失稳定时预报的四个阶段;定量评价了边坡失稳的影响因素;确定边坡岩体抗剪参数的正、反分析方法。提出了等维新息外延模型、灾变预测模型、大变形有限元分析和岩体断裂力学模型等边坡失稳定时预报的新方法,进行了边坡岩体表面及其内部位移相关性实验研究和边坡岩体位移矢量场工程地质力学模型试验研究;最后得出了边坡失稳定时预报系统。作者希望这一系列的研究能发展边坡失稳定时预报的理论,在工程实践中起到一定的推动作用,为人类减轻边坡失稳灾害增添一种工具或手段。

本世纪最后十年即1990~2000年,定为“国际减轻自然灾害十年(International Decade for Natural Disasters Reduction)”,随着联合国第169号决议的实施,使得边坡失稳灾害的研究进入一个崭新时代,将会开创边坡失稳定时预报研究的新局面。

边坡失稳预报,是应用自然科学的理论和现代化的技术手段,开展综合研究的边缘课题。它涉及到大地构造学、区域地质学、构造地质学、工程地质学、水文地质学、岩体力学、连续介质力学、非线性动力学、岩石断裂力学、实验力学、地震工程学、地球物理学、建筑工程学、电子计算机技术、数值分析方法、现场及室内试验方法、野外监测技术等多门学科。因此,其难度是不言而喻的,而且最理想的研究实验客体,也就是即将发生滑动的潜在性的失稳边坡,在自然界中很难找到,这些都影响着边坡失稳定时预报研究的进程。

本书在研究和撰写过程中得到了中国工程院院士、中国科学院地质研究所所长王思敬教授的指导和帮助。王思敬教授认真审阅了初稿并为本书作序,提出了许多宝贵意见和建议;杜永廉教授在研究过程中给予了大力支持和关心,在试验过程中给予了悉心的指

导:中国水利水电科学研究院结构所孙志恒高级工程师在模型试验过程中给予了真诚的合作;张镜剑教授、张咸恭教授、傅冰骏教授、李华晔教授、曲永新教授、杨志法教授、丁恩保教授等给予了很大的支持和鼓励;汪文英女士清绘了图件并将手稿录入计算机;在此表示衷心感谢。

这是第一本关于边坡失稳定时预报理论与方法的专著,由于作者经验不足,水平有限,书中定有不妥和错误之处,恳请前辈和同仁不吝赐教。

著 者
1995 年 10 月于郑州

目 录

序	
前 言	
绪 论	(1)
0.1 边坡失稳灾害及其预报研究的意义	(1)
0.2 边坡失稳突发的节律性	(5)
0.3 边坡稳定性分析及失稳时预报研究的发展阶段	(11)
第一章 边坡失稳时预报的基本概念及原则	(20)
1.1 边坡失稳预测预报的概念	(21)
1.2 边坡失稳预报的基本原则	(21)
1.3 边坡变形的时间效应	(22)
1.4 边坡失稳预报的分类	(27)
1.5 定时预报的参数选择和判别标准	(27)
第二章 边坡稳定性影响因素的定量分析	(36)
2.1 计算模型	(36)
2.2 正交试验设计原理	(38)
2.3 边坡稳定性影响因素的定量评价	(39)
第三章 边坡岩体抗剪强度指标的确定	(42)
3.1 选取 C 、 φ 值的点群中心法	(42)
3.2 岩体工程分类	(43)
3.3 最小二乘法原理及其计算公式	(43)
3.4 抗剪参数 f 、 C 的数字特征分析	(47)
3.5 工程实例分析	(49)
3.6 边坡岩体滑动面抗剪强度指标的反分析	(52)
第四章 等维新息外延模型及其应用	(61)
4.1 灰色系统预测理论	(61)
4.2 等维新息外延模型	(64)
4.3 等维新息外延模型的应用及与其他模型的比较	(65)
附录 等时距、非等时距灰色预测模型计算程序 GS. FOR	(69)
第五章 灾变预测方法及时间序列预报模型	(78)
5.1 灾变预测方法	(78)
5.2 灾变预测在新滩滑坡中长期预报中的应用	(79)
5.3 时间序列预报模型	(86)
5.4 时间序列预报与统计回归预报模型比较	(91)
第六章 边坡失稳预报大变形有限元分析	(93)

6.1	概述.....	(93)
6.2	基本原理.....	(93)
6.3	大变形有限元分析.....	(96)
6.4	应用实例.....	(96)
第七章	岩石断裂力学边坡失稳时预报模型	(99)
7.1	概述.....	(99)
7.2	节理尖端断裂分析.....	(99)
7.3	亚临界裂纹扩展和滞后断裂理论	(102)
7.4	边坡失稳最险滑移面确定	(103)
7.5	岩石断裂力学预报模型应用实例	(107)
第八章	边坡岩体滑动破坏和位移发展过程关系的模拟试验研究.....	(109)
8.1	概述	(109)
8.2	模型试验	(109)
8.3	边坡变形破坏的发展过程	(111)
8.4	影响边坡变形破坏的因素分析	(113)
第九章	边坡岩体位移矢量场及失稳预报模型试验研究.....	(115)
9.1	概述	(115)
9.2	散斑照相法原理	(116)
9.3	模型试验安排及位移量测系统	(120)
9.4	试验成果分析	(122)
9.5	数值分析	(126)
9.6	模型破坏定时预报	(128)
第十章	边坡失稳时预报系统.....	(131)
10.1	工程地质测绘.....	(131)
10.2	空间预测.....	(132)
10.3	长期观测和试验.....	(132)
10.4	边坡失稳预报系统.....	(132)
参考文献		(134)
边坡失稳时预报理论与方法关键词汉英对照表		(137)

TABLE OF CONTENTS

Perface	
Foreword	
Introduction	(1)
0.1 Harzards of slope failure and significance of research	(1)
0.2 Regularity of worsened suddenly stability of slope	(5)
0.3 Development of research on slope stability and prediction of slope failure	(11)
Chapter 1. Basic Concepts and Principals of Forecasting Occurrence of Slope Failure	(20)
1.1 The essential concepts prediction	(21)
1.2 The basic principals of prediction	(21)
1.3 The time effects of slope deformation	(22)
1.4 Classification of forecasting slope failure	(27)
1.5 Selection and criterion of prediction parameters	(27)
Chapter 2. Quantitative Analysis of the Factors Influncing Slope Stability	(36)
2.1 The computation model	(36)
2.2 Theory of orthogonal test design	(38)
2.3 Quantitative assessment of the factors influncing slope stability	(39)
Chapter 3. Determination of Shear Strength of Rockmass on Slope	(42)
3.1 Method of mean point of group	(42)
3.2 Rockmass engineering classification	(43)
3.3 Principle of lest-square method	(43)
3.4 Characteristic analysis of the shear strength parapmeters	(47)
3.5 Practical engineering examples	(49)
3.6 Back analysis of the shear strength parameters	(52)
Chapter 4. The Equi-dimensional New Information Model and Its Application	(61)
4.1 Grey system prediction theory	(61)
4.2 The equi-dimensional new information method	(64)
4.3 Application of the equi-dimensional new information Model and comparison with other Models	(65)
Appendix 1. A computer program(GS. FOR)	(69)
Chapter 5. The Catastrophe Prediction Method and Time Series Analysis Prediction Model	(78)
5.1 The catastrophe prediction method	(78)

5.2	Application of the catastrophe prediction method to forecast mid-long term occurrence of Xintan Landslide	(79)
5.3	The time series prediction model	(86)
5.4	The time series prediction model compared with the quadric curve prediction Model	(91)
Chapter 6.	The Large Deformation Finite Element Analysis for Forecasting Occurrence of Slope Failure	(93)
6.1	Intruduction	(93)
6.2	The basic principle of slope stability analysis	(93)
6.3	Analysis of the large deformation FEM	(96)
6.4	Applied example-case study	(96)
Chapter 7.	The Rock Fracture Mechanics Model for Prediction Slope Failure	(99)
7.1	Introduction	(99)
7.2	Fractural analysis of joint tip	(99)
7.3	Theory of subcritical crack growth and delayed failure	(102)
7.4	Determination of the optimal slide surface	(103)
7.5	Application of Rock Fracture Mechanics model	(107)
Chapter 8.	Experimental Study of Relationship between Deformation Development and Slope Slide Failure	(109)
8.1	Introduction	(109)
8.2	Model test of slope failure	(109)
8.3	The failure processes of slope deformation	(111)
8.4	Analysis of factors influencing slope deformation	(113)
Chapter 9.	Experimental Study on Displacement Vector Field and Failure Prediction of Slope by the Engineering Geomechanics Model Test	(115)
9.1	Introduction	(115)
9.2	Principle of the speckle photography	(116)
9.3	Model test design and displacement measuring system	(120)
9.4	Analysis of experimental results	(122)
9.5	Numerical analysis	(126)
9.6	Forecast occurrence of model failure	(128)
Chapter 10.	The system of Forecasting occurrence of Slope Failure	(131)
10.1	Engineering geological survey	(131)
10.2	Spactial prognosis of slope failure	(132)
10.3	Long—term monitering and rock mechanic experiment	(132)
10.4	The system of forecasting occurrence of slope failure	(132)
References		(134)

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。它的形式与演变,与人类生产、生活有着极为密切的关系。

边坡失稳破坏有多种形式,其分类也不尽统一。按照国标工程地质协会滑坡及其他块体运动委员会建议的分类方法(Crudén, D. M. 1991),边坡失稳分为崩落、倾倒、滑动、侧向扩张和塑性流动 5 种形式。滑动形式,即边坡岩体变形破坏,是指沿特定的面或组合面产生的剪切破坏的斜坡移动。滑坡(Landslide)一词的定义与其范畴不太确切,张咸恭(1983)定义滑坡为整体的、缓慢的(有时先缓后急)、长期的、间歇性的沿滑动面向下滑动;R. L. Schuster(1978)定义滑坡为形成的斜坡的物质——天然的岩石、土、人工填土或这些物质的结合体,向下和向外的移动;而 D. M. Crudén(1991)和 D. J. Varnes(1978)在分类中包括上述 5 种形式,Varnes 还建议加上第 6 种形式即复合型。作者针对边坡滑动失稳现象,研究其变形破坏机制及失稳定时预报。

0.1 边坡失稳灾害及其预报研究的意义

边坡失稳是山区和丘陵地区以及平原地区深基础开挖建设中经常遇到的斜坡变形现象。它产生于特定环境,并有其自身的发生、发展、演化以至消亡的生态过程和规律。边坡失稳破坏作为一种地质灾害,与地震、泥石流和洪水等自然灾害一样,它可以中断交通、堵塞江河、掩埋村庄、摧毁厂矿等,给人民的生命财产和经济建设带来重大的损失。

滑坡在岩石圈表面广泛分布,陆地和海洋都有滑坡存在,世界上许多国家在经济建设中都遭受不同程度的危害。美洲的加拿大、美国、智利和巴西是滑坡较多的国家。据文献报道,美国每年因滑坡而造成的损失达 10 亿多美元。在加利福尼亚州 1970~2000 年各种地质灾害的预测费用的研究中,加州矿山与地质局估计,整个加州在此期间内,由于斜坡移动破坏所需的各种费用预计将达到 99 亿美元,也就是平均每年超过 3 亿美元。这个估计数字是以假定 1970 年加利福尼亚州边坡破坏的损失实际保持不变作为计算依据的。图 0-1 所示为一个损失估计比较图,包括斜坡移动造成的损失和其他地质灾害及城市化造成的矿产损失。图示表明,受斜坡移动造成的损失大于洪水灾

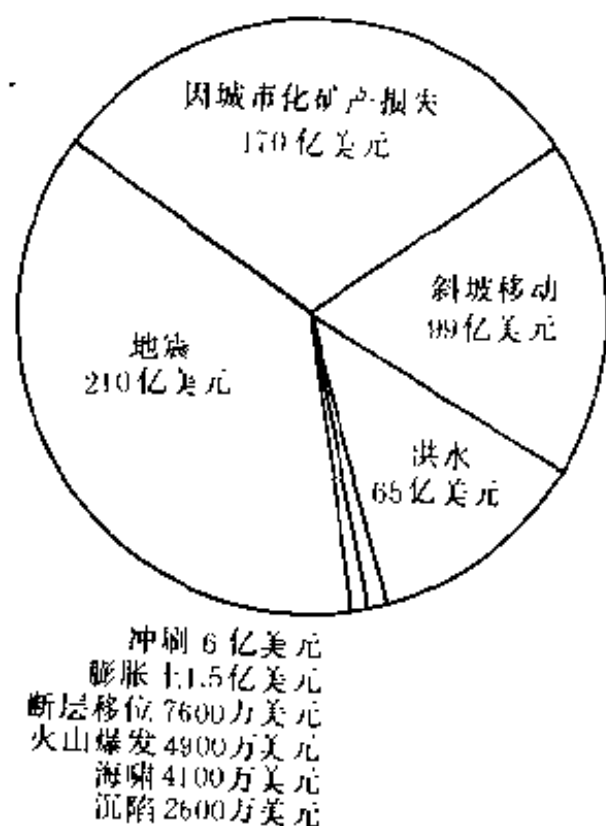


图 0-1 美国加州 1970~2000 年地质灾害及城市化建设造成的经济损失预测图

害的损失,而不及地震灾害造成的损失。不过,在加州是特别容易产生地震活动的。因此,在美国其他大部分地区和加拿大斜坡移动灾害的损失可能会大于地震灾害。美国联邦公路管理局所作的调查指出,国家公路系统内联邦财政部分用于整治较大滑坡每年耗费约5000 万美元。图 0-2 为 1973 年联邦公路管理局管内美国主要滑坡的直接费用的分布状

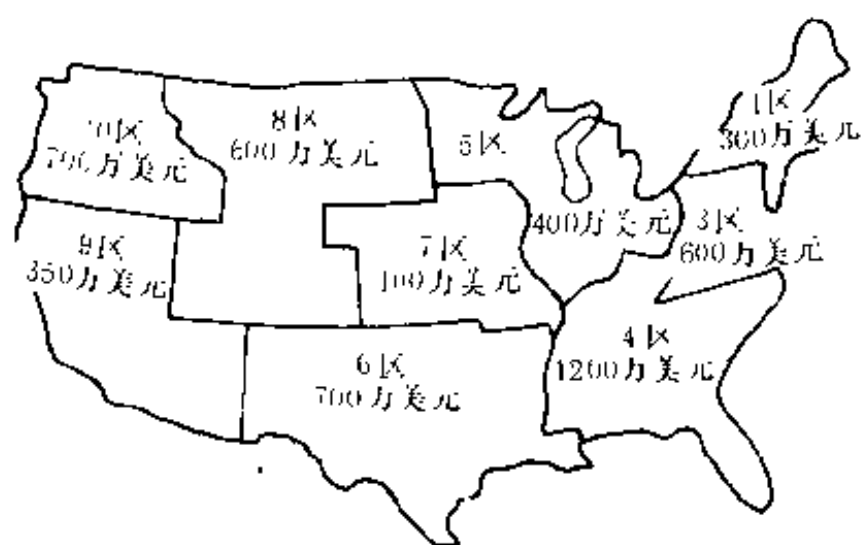


图 0-2 1973 年美国联邦政府资助的公路滑坡整治费用分布图

况,该系统仅包括联邦的和各州的公路,不包括大多数郡、城镇的公路和街道、私营的公路和街道,也不包括其他的政府机构如美国森林部门修建的道路。上述是滑坡整治的直接费用,与滑坡危害有关的间接费用很难精确计算。美国联邦公路管理局的 G. R. Chassie 等认为:美国公路和道路因受滑坡危害每年所需费用总额超过 1 亿美元。1971 年在加拿大魁北克省发生一起斜坡破坏,毁灭了 40 户人家,31 人死亡。早期的巴拿马运河两岸的滑坡是世界闻名的。在南美洲,

1962 年 1 月,在秘鲁的安第斯山脉,随着浩斯卡兰山(Huas-Caran)北峰高处冰川的冰崩,导致了下部碎屑崩落,并且迅速地变成了冰、水、岩石和土的混合物,咆哮声响彻了整个山谷村落,吞食了 4000~5000 人的生命。8 年后,一场更加惨绝的悲剧再次重演,当时,在秘鲁海岸爆发了 7.75 级地震,引起了浩斯卡兰山坡上又一场灾难性的碎屑崩塌,碎屑物质以 320km/h 的速度下降到同一山谷并越过一个较大的区域,伤害了 18000 人的生命。

欧洲的前苏联、捷克、意大利、挪威、瑞典和英国等滑坡也是较多的。前苏联的高加索、黑海沿岸和西伯利亚是滑坡危害严重的地区,每年给经济建设造成的损失达数亿卢布,铁路每年防治滑坡的费用也达几千万卢布。捷克境内的波希米亚、摩拉维亚和斯洛伐克均有不少滑坡,尤其在喀尔巴阡山附近更为严重,1961~1962 年期间曾登记的滑坡超过 9000 处,甚至有一条铁路因支付不出整治滑坡等病害的费用而废弃。意大利东北部 1963 年 10 月 9 日发生的瓦依昂水库库岸大滑坡,是欧洲历史上最大的灾难性滑坡,也是世界上最大的水库失事事件。共约 2.5 亿 m^3 的岩石和土体从托克山滑入水库,几乎填满了 265m 高的拱坝构成的水库,波浪冲上对岸山坡 260m 高,高出坝顶至少 100m 的水流入下游河谷,冲毁了五个村镇和 Longarance 城,吞没了 2000~3000 人的生命。

澳大利亚和新西兰也有一些滑坡。非洲的资料较少,埃及和尼日利亚也有这方面的报道。

亚洲的中国、印度、日本和伊朗是滑坡较多的国家。日本滑坡主要集中在新潟县附近的几个县中。据报道,1952 年防治滑坡所需费用,建设省为 3.89 亿日元,农林省为 2.23 亿日元,1972 年分别上升为 54.3 亿日元和 49.72 亿日元。就日本国铁路而言,1966~1976 年间,每年平均灾害件数为 6400 件,其中最多者达 8900 件。1974 年日本建设省公布的资料列入表 0-1。表中列举了日本自 1969 年到 1972 年四年间遭受边坡失稳破坏所伤亡

的人数和损毁的房屋,值得特别注意的是,有时死于边坡失稳破坏的人数比死于所有其他自然灾害包括地震灾害的人数还高。印度 1893 年在 Garhwal 发生的滑坡是人类历史上的大滑坡之一,滑下的土体形成一个天然坝,长 3km 多,宽 1.5km,高 295m,约 1 年后,水越顶而过,放出约 100 亿 m^3 的水,冲毁了洪水流经的所有城市和村庄。

表 0-1 日本遭受斜坡破坏死亡的人数与损坏的房屋统计表

年 份	毁坏房屋 (间)	死亡人数	
		人 数	占全部自然灾害百分比
1969	521	82	50
1970	38	27	26
1971	5205	171	54
1972	1564	239	44

我国是世界上滑坡较多的国家之一。滑坡灾害严重影响着我国的国民经济建设,威胁着人民生命财产和安全。1920 年举世闻名的甘肃大地震,发生了很多滑坡,其中最大的一次发生于陕甘地区,处在黄土地震区域中,滑坡的旋涡像瀑布似的,裂缝吞下了房子和骆驼队,有 10 座城市和许多小的城镇、村庄被掩埋或受到严重的破坏,整个地形发生了变化,影响面积约为 $160 \times 480 km^2$,相当于爱尔兰大小,共死亡 10 多万人。80 年代以来,我国也发生了数次较大的边坡失稳。1980 年 6 月 3 日湖北省远安县盐池河崩滑,100 万 m^3 岩石从 300m 高处突然崩滑,掩埋了磷矿厂,死亡 200 余人,损失极为惨重。1982 年 7 月 17 日四川省云阳县鸡扒子发生滑坡,1500 万 m^3 土石体滑动,致使云阳县冷冻库、饲养场、卫生院、食品站、机砖厂及供销社等单位的建筑物及设备全部被毁,滑坡前缘部分有百余万立方米的土石滑入长江,造成长江鸡扒子航道的巨大险滩,给航运造成了极大困难。1983 年 3 月 7 日甘肃省东乡自治县洒勒山发生了一次罕见的高速滑坡,下滑体积 6000 万 m^3 ,破坏面积达 $3 km^2$,3 分钟内坡体滑至对岸山下,阻断了巴谢河,掩埋了 4 个村庄、1 条公路和 2 个水库,毁坏良田 $20 hm^2$,死亡 237 人。1989 年四川省华莹山市溪口镇发生滑坡,死亡 221 人,直接经济损失 660 多万元。1991 年云南省昭通市头寨沟滑坡,死亡 216 人,直接经济损失 100 多万元。在水电工程中,三峡库区链子崖崩落体、黄腊石大滑体;龙羊峡水电站库首及库区一系列滑坡体;雅砻江二滩水电站库区金龙山滑坡;五强溪水电站右坝肩滑体;红水河龙潭水电站左坝肩蠕变体;天生桥水电站厂区滑坡群等都严重影响着工程的安全运营和施工建设。在铁路运输方面,边坡失稳是山区铁路主要的地质灾害,约占铁路地质灾害的 80%。据统计,铁路沿线较严重的大、中型滑坡就有 1000 多处。在近 50 条铁路线上存在着崩塌落石约 3400 处,其中宝成线 387 处,川黔线 239 处,襄渝线 222 处,成渝线 133 处,鹰厦线 114 处最为严重。新中国成立以来,全国铁路由于边坡失稳造成的损失累计已达数十亿元,其中仅整治费达 10 多亿元。据不完全统计,1949~1990 年,我国至少发生了 850 次以上危害和影响重大的边坡失稳,至少造成 9645 人死亡。

由此可见,滑坡分布是世界性的。但边坡失稳作为一种地质现象,它的地域分布取决于所处的地质环境。而地质环境是由各种环境因素组成的。这些环境因素可分为岩土物理力学性质、地质构造、地形地貌、地表水文、地下水活动、气象气候、植被状况和人类活动

等。各类环境因素都有各自的活动规律,而同时又彼此影响,相互作用。有些环境因素在滑坡的形成和激发过程中起着主导的、决定性的作用。另一些环境因素则处于次要的、从属的地位。地质环境就是这些复杂的、有机地组合在一起的环境因素体系或环境系统。滑坡区域的分布特征就是环境因素体系作用的结果。

中国边坡失稳区域的分布有如下特点:

(一)分布的不均衡性

- (1)分布在新构造活动的频度和强度大的地区。
- (2)分布在中新生代沉积厚度大的地区。
- (3)分布在暖湿气候与温湿气候区。
- (4)集中于湿润气候与干旱气候的交界地区。
- (5)分布在地表水侵蚀切割强烈的地区。
- (6)分布在人类活动强度大,对自然环境破坏严重的地区。

(二)形成机制的地域差异性

(1)以岩土物理力学性质差异为主要特征的差异,黄土高原滑坡、半成岩巨型滑坡、中新生代红层滑坡、冻土区滑坡,无不具有明显的地域分布上的差异。

(2)以构造活动性为主导因素的滑坡,更表现出地域的差异性。中国大陆存在着三级大地地貌单元。中国滑坡的 70%~80%集中在青藏高原东部斜坡带—黄土高原和太行山东麓、巫山、武陵山脉第二斜坡带(图 0-3)。在第一斜坡带发育了大型、超大型规模的滑坡 30 多个,全部分布在东经 100°~105°的南北向条带上(表 0-2)。这两个斜坡带上之所以滑坡规模大、密度高,从环境因素来看,其主导因素是大地构造。如青海高原东部,强烈隆起的青藏板块缘,在与华北板块和华南板块的过渡带,地形的差异升降,孕育和发生了中国单体规模最大、数量最多的自然滑坡。

(3)气候对滑坡的形成机制影响明显。

(三)人类活动对滑坡发展趋势的影响日趋严重

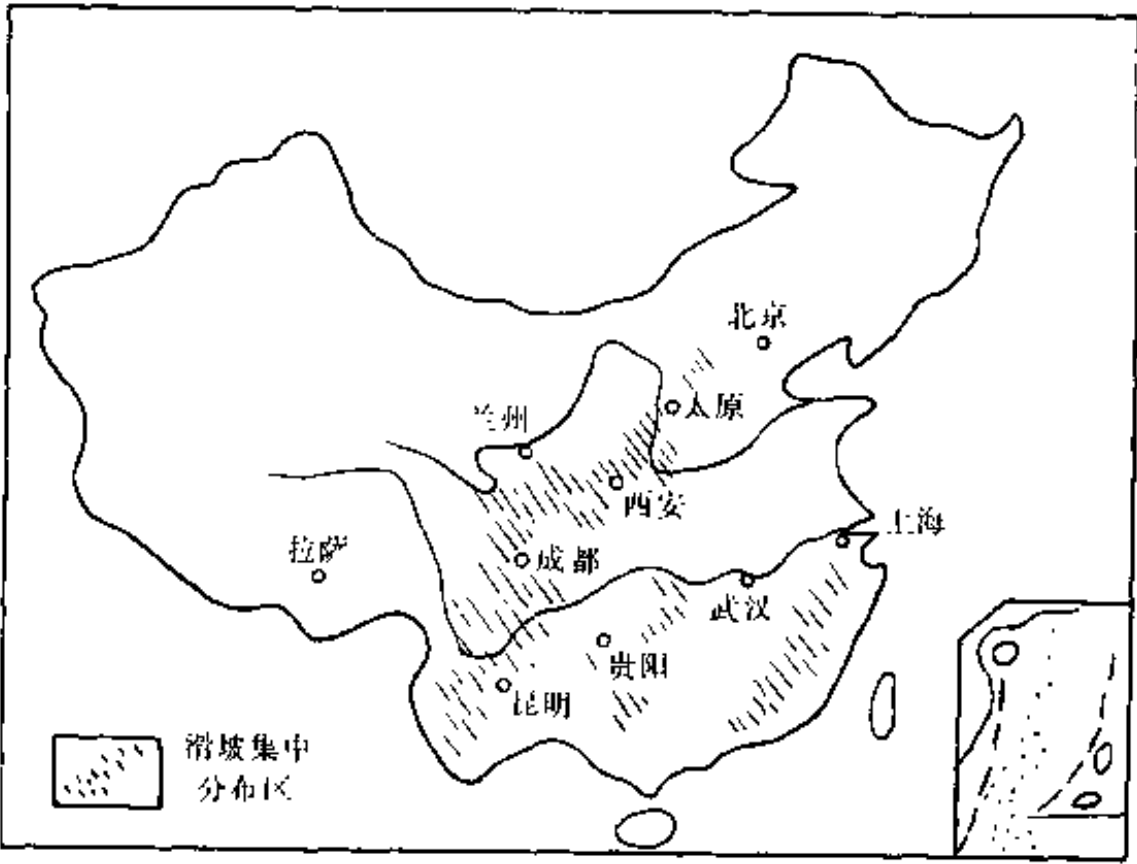


图 0-3 中国滑坡区域分布示意图

表 0-2

中国第一斜坡带大型、超大型滑坡

滑坡地点	经纬度	滑坡规模	处数
青海省黄河上游	N36.1°	$>1.0 \times 10^7 \text{m}^3$	6
野狐峡-阿什贡峡	E100.6°	$1.0 \times 10^5 \sim 1.0 \times 10^6 \text{m}^3$	8
甘肃省舟曲县泄流坡 大滑坡	N33.7° E104.5°	$>4.0 \times 10^7 \text{m}^3$	1
四川省雅砻江右岸 唐古栋山崩塌型大滑坡	N28° E101.8°	$6.8 \times 10^7 \text{m}^3$	1
云南省禄劝县普福河 支流大滑坡	N25.5° E102.7°	$2.5 \times 10^8 \text{m}^3$	1
甘肃省临夏县巴谢河 流域洒勒山等处	N35.7° E103.3°	$>3.0 \times 10^6 \text{m}^3$ 其中洒勒山滑坡 $>3.5 \times 10^7 \text{m}^3$	15

据统计,边坡失稳与人类活动有关的要占 60% 以上。在铁路沿线,至少有 1/3 的滑坡是不适当地开挖山坡造成的。由于森林乱砍滥伐和开山垦田,使全国森林覆盖面积正以每年 1.8% 的速率递减,与此相应,滑坡的数量正以每年 20% 的数量增长。高坝大库的兴建,使库区环境因素改变,诱发滑坡复活或造成山坡失稳。

0.2 边坡失稳突发的节律性

边坡失稳受地质环境因素的制约,是多种内外、动静因素相互作用的结果。在时间上,边坡失稳具有一种节律性,其原因主要是控制边坡失稳的环境因素随时间变化的动态特征。

由于环境恶化和人类活动频繁的加剧,边坡失稳具有逐年上升的规律。Cruden, D. M 统计了加拿大 Alberta 地区 1900~1989 年发生的滑坡(图 0-4)清楚地说明了这一点。

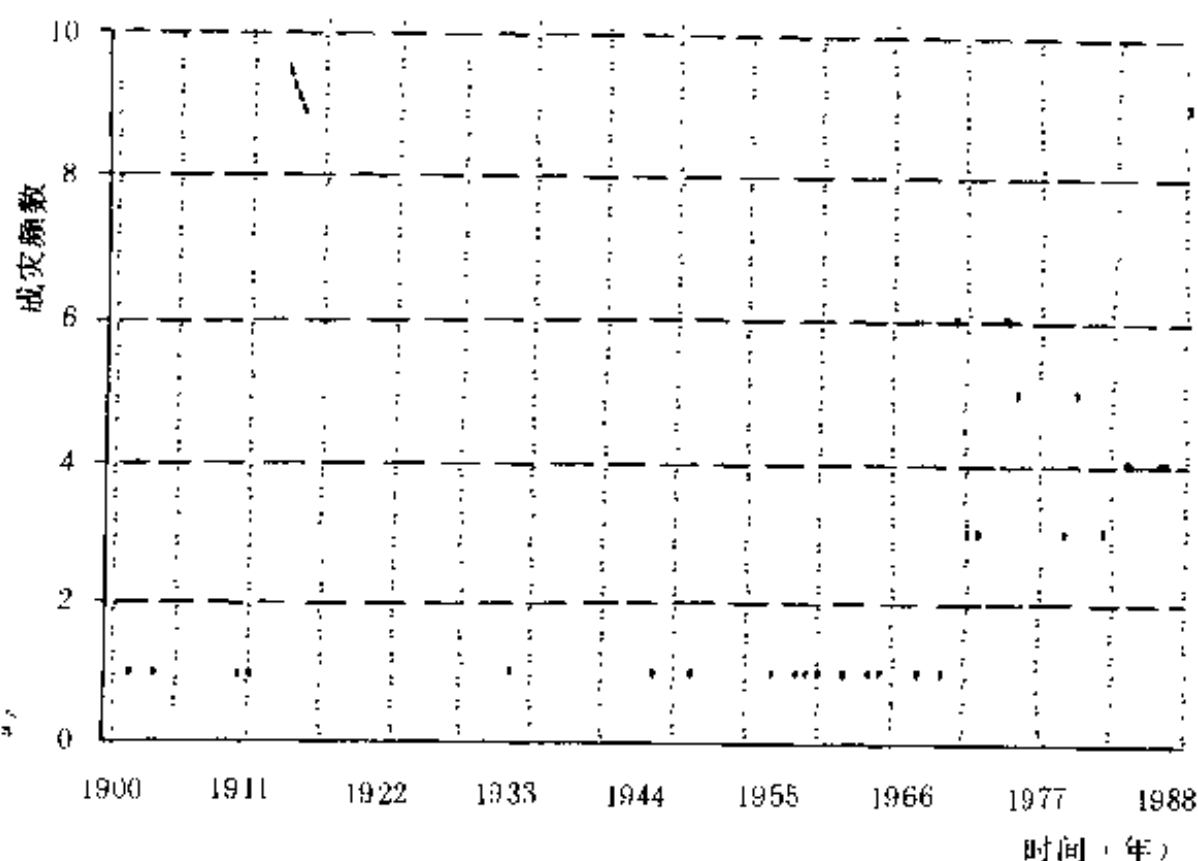


图 0-4 加拿大 Alberta 地区滑坡年变化图

文宝萍调查了中国 1949~1990 年和各年中重大崩、滑灾害成灾频次变化(图 0-5), 图中清楚地显示边坡失稳逐年呈现波状起伏的趋势上升规律, 即逐年波动, 总体趋势上升。1981 年为 42 年中成灾频次最高的年份, 1981 年后各年成灾频次又呈波状下降趋势。42 年中出现三个成灾节律旋回。以 1951~1964 年, 1964~1977 年, 1977~1987 年, 其节律性具有非均匀、对称的特征。1958 年、1971 年、1981 年分别为 3 个节律的峰值年段, 且节律波动幅度逐期上升, 各期起点初值以 2~4 的倍率逐期上升, 峰值逐期增大, 1981 年为 42 年中的最高峰值, 各期区段有逐渐缩短之势。图 0-5 显示出, 1987 年后, 崩、滑灾害又进入另一节律演变之中, 以此推论, 1987~1997 年可能为未来边坡失稳灾害又一成灾节律段。

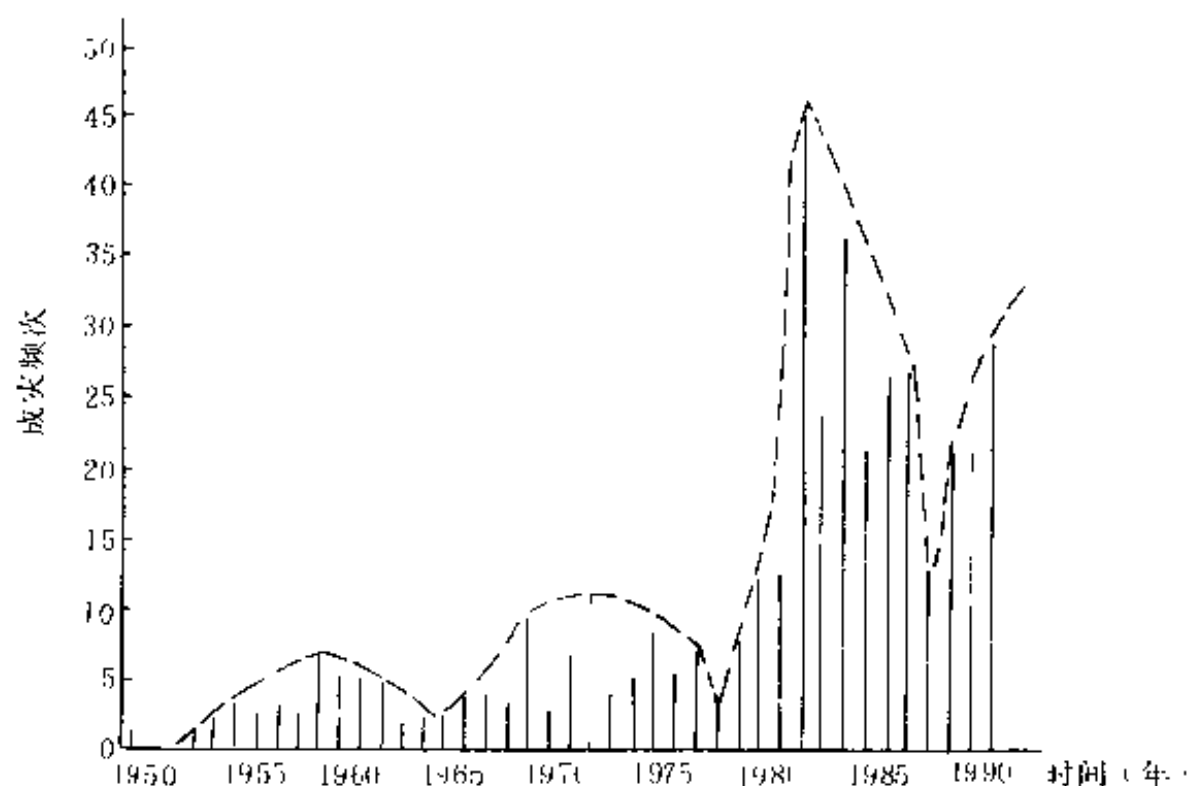


图 0-5 重大边坡失稳灾害成灾频次年变化图

各年累计成灾频次显示极为明显的指数上升规律(图 0-6), 上升速率 80 年代后急剧增大。尤在以 10 年为单位的年代时间段中变化趋势更为明显(图 0-7), 自 50 年代到 80 年代, 崩、滑灾害的成灾频次不断增多, 且年代间重大崩、滑灾害以 1.4~4.8 的速率呈急剧上升趋势。

据初步统计, 中国重大崩、滑灾害中约有 94% 是由降雨和人类活动诱发而成, 其中二者分别占 47% 左右, 其余 6% 的重大崩、滑灾害由地震、融雪、河流侵蚀等因素影响而成。尤为重要的是, 人类活动的诱发频次从 50 年代的 12 递增到 80 年代的 73, 表明人类活动对崩、滑灾害的影响作用越来越大。

边坡失稳不仅在年际变化中有一定的节律性, 而且在年内随月份、季节变化, 也有一定的规律性。Cruden, D. M 统计了 1989 年加拿大 Alberta 地区月内边坡失稳成灾次数(图 0-8), 在 1~12 月中, 1 月、2 月、12 月没有发生一次滑坡, 5 月、8 月为成灾频次最高月份, 均为 7 次。4、5、6、7、8 五个月累计的灾频次占全年的 76.6%。因此, 边坡失稳多发生于春末、夏季, 冬季几个月基本不发生。文宝萍统计 1949~1990 年期间中国重大崩滑、泥石流灾害成灾频次年内月变化曲线(图 0-9), 得出与 Cruden 相当一致的结论。由图 0-9 可

见,成灾频次在年内随季节、月份变化,呈现出极为明显的以7月份为轴的正偏态变化规律。年内1~12月均有崩、滑成灾,但自1月起,成灾频次逐月增多,7月为一年中成灾频次最高的月份,7月后,成灾频次逐月减少,至12月降至最低值。6、7、8三个月累计成灾频次占全年的56.8%,5、6、7、8、9五个月累计成灾频次占全年的73.9%。可见,夏季是崩、滑灾害的多发季节,春末、夏、秋初为一年内主要成灾阶段,冬、春初和秋末少发生边坡失稳灾害。

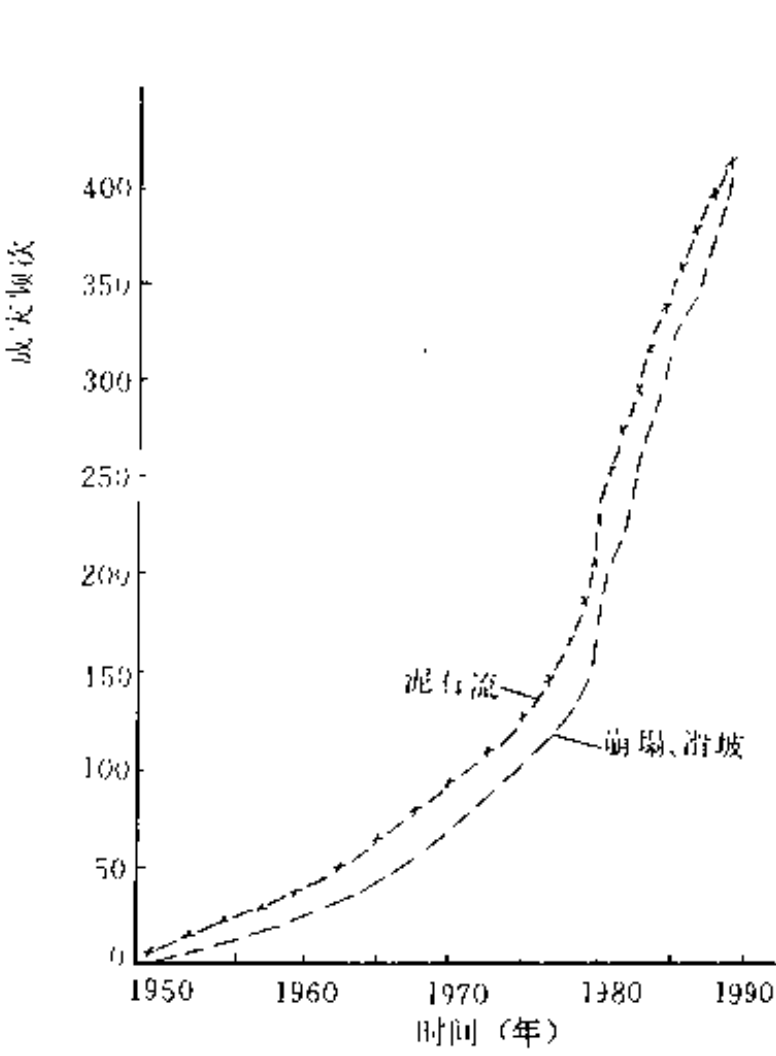


图 0-6 重大边坡失稳灾害累计成灾频次变化曲线

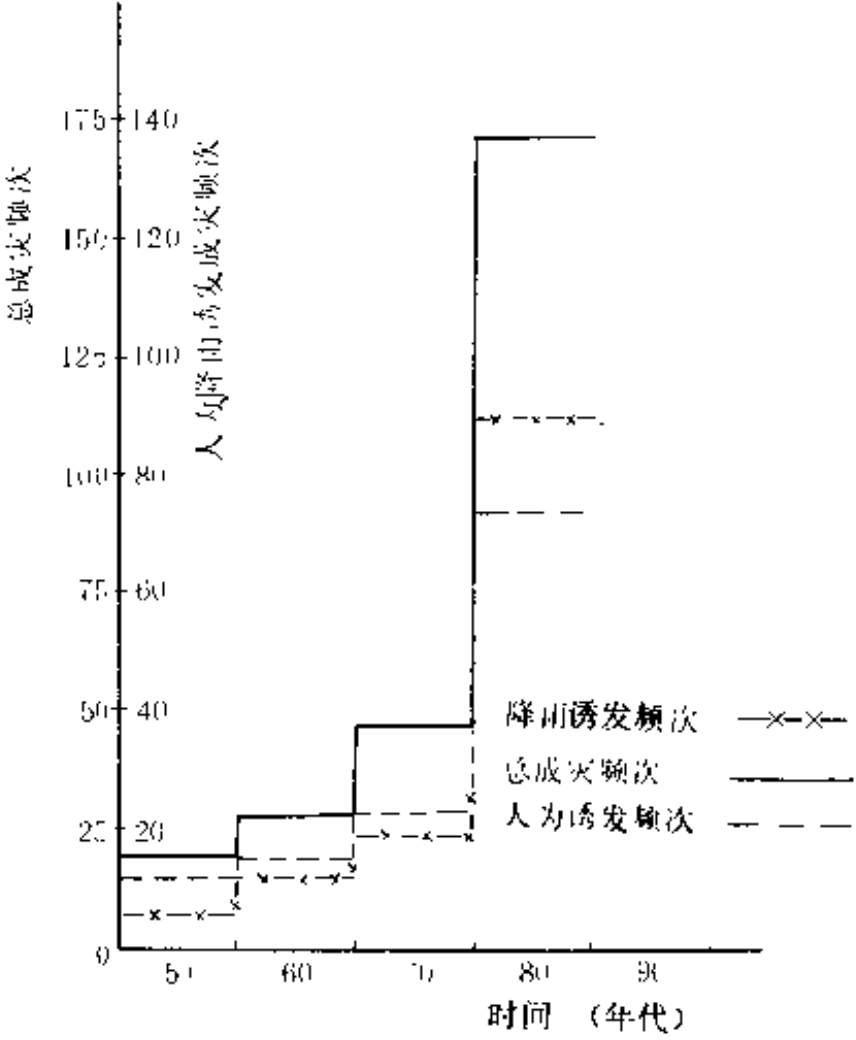


图 0-7 重大崩滑灾害成灾频次年代变化图

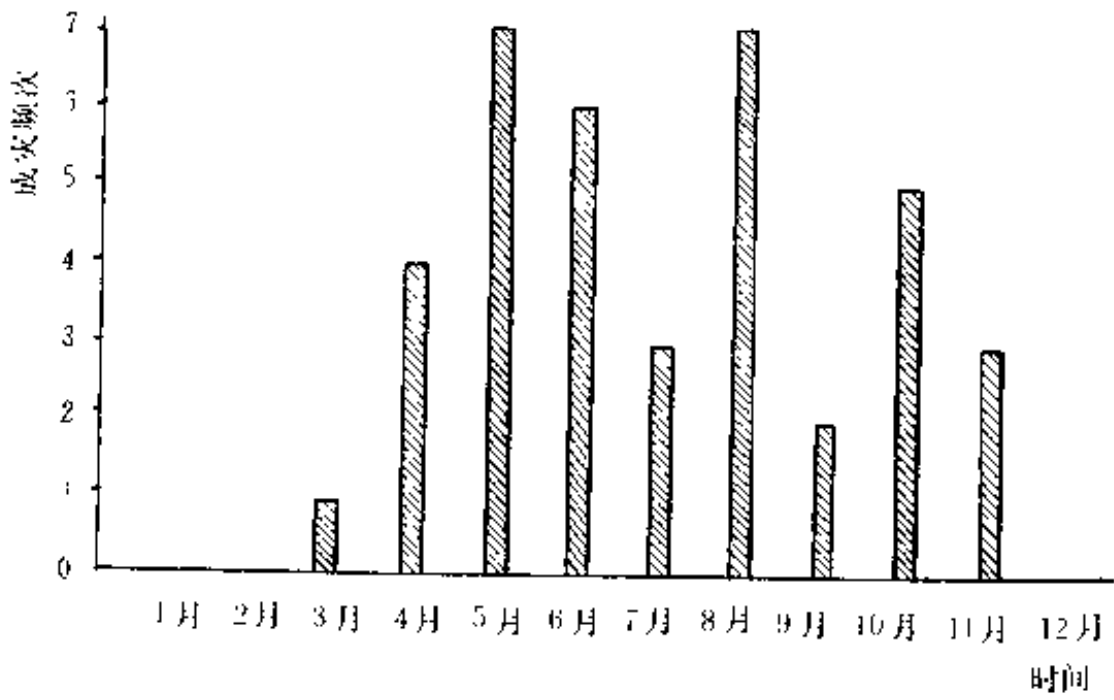


图 0-8 加拿大 Alberta 地区边坡失稳成灾频次月变化图

边坡失稳年变化有一定的节律性,月变化有一定的集中突发的规律,这与多种地质环

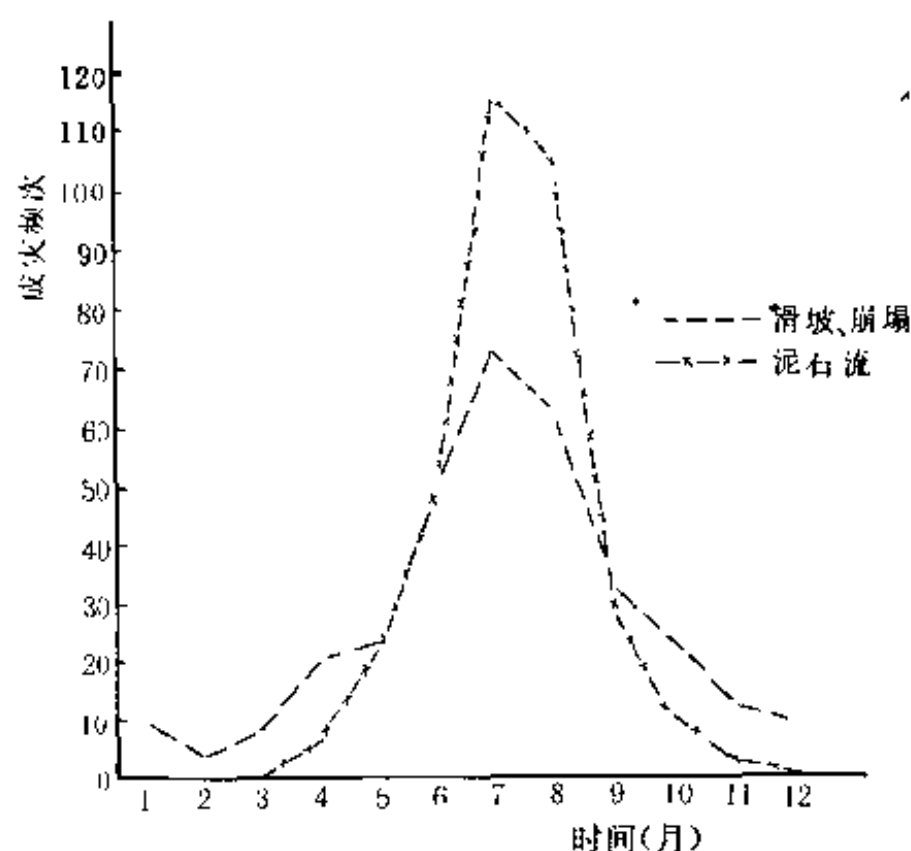


图 0-9 中国重大崩、滑泥石流灾害成灾频次月变化曲线

境因素动态变化特征有关,主要受下述几种因素控制。

0.2.1 降雨量的周期性

滑坡活动年份与年降雨量高值年份具有一定的对应关系,即年降雨量的高值年份,往往也是滑坡作用最活跃的年份。刘铁良认为,我国一些地区年降雨量的多年变化和滑坡活动的年份都存在着 22 年左右的周期。据浙江省气象研究所田清鉴的研究,1887、1909、1931、1954、1975 年,我国长江、黄淮流域都曾发生过特大暴雨引起的特大洪涝灾害,其中,1931、1954、1975 年,湖北省巴东县境内的长江黄腊石古老滑坡都有相应的活动资料。

我国大部分地区的降雨主要集中在春末、夏、秋初的 4~9 月中,图 0-10 为我国部分地区降雨量月变化图,在 4~9 月份,降雨量至少占全年降雨量的 50% 以上,甚至可达 80% 以上。与此对应,边坡失稳灾害的成灾频次占全年的 73.9%~92.5% 以上。即边坡失稳灾害与季节性降雨同步相关。同时,我国雨季中,降雨强度较大,经常出现暴雨、大暴雨。据初步调查,1949~1990 年的 42 年中,我国重大的降雨型滑坡、崩塌灾害中至少有 60% 发生在暴雨中或暴雨之后。

0.2.2 地震活动周期性

地震活动与边坡失稳密切相关。由上节所述,滑坡分布于环太平洋地带,美国的阿拉斯加州、加利福尼亚州,秘鲁、智利、新西兰、澳大利亚、日本和中国,这些地区也同样多发生地震。图 0-11 为我国主要活断裂和强震震中分布图。比较图 0-3 和图 0-11,我们可以发现,我国第二斜坡带,是滑坡集中区,占全国滑坡总数的 70%~80%。同样,第二坡斜带也是地震集中区。1920 年陕甘境内的举世闻名的大滑坡是由地震触发的。

地震是接近地球表面岩层中弹性波传播所引起的震动,是当前地壳运动所表现出来的—种地质现象。地壳和上地幔岩石在地球内力作用下,产生构造运动积蓄了应变能,—

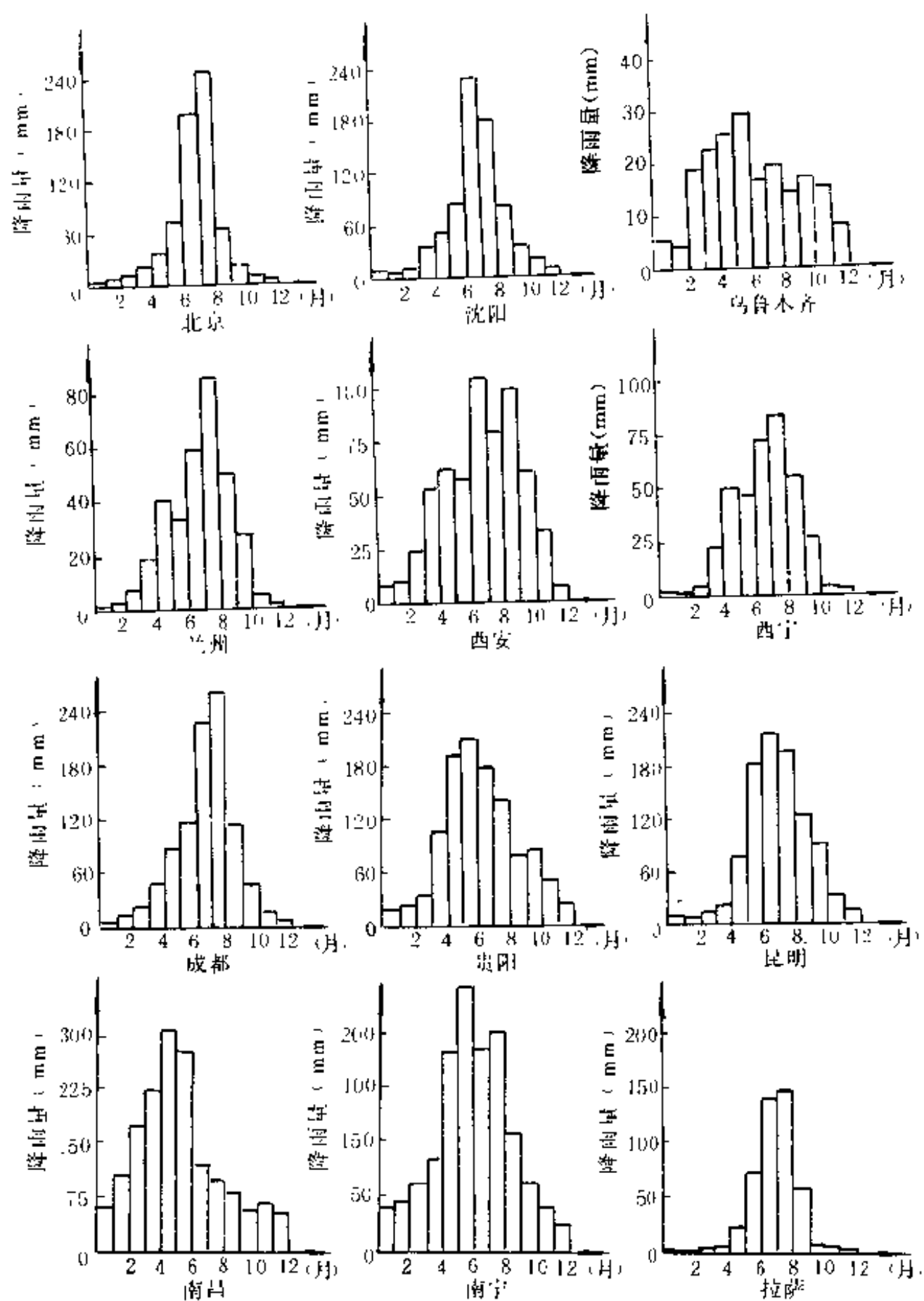


图 0-10 中国部分地区降雨量月变化图

旦达到岩体强度极限,就会发生突然的剪切破裂或沿已有破裂面产生突然错动,于是积蓄的应变能即以弹性波的形式释放出来而引起地震。发震段突然错动和释能,又会造成整个断裂带甚至断块间应力重分布,以致引起另一些部分应力过度集中而发震。地震是局部地质现象,对某一地区而言,它有孕育、发展、发生的过程,有其活跃期和宁静期。对一地区而言,一般有 50 年的间歇期。

美国、日本、独联体和中国等国家已有计划地进行地震预报的研究。我国在重点发震部位和活断裂地段进行了台网监测,记录了大量的资料。因此,边坡失稳预报应与地震预报结合起来。

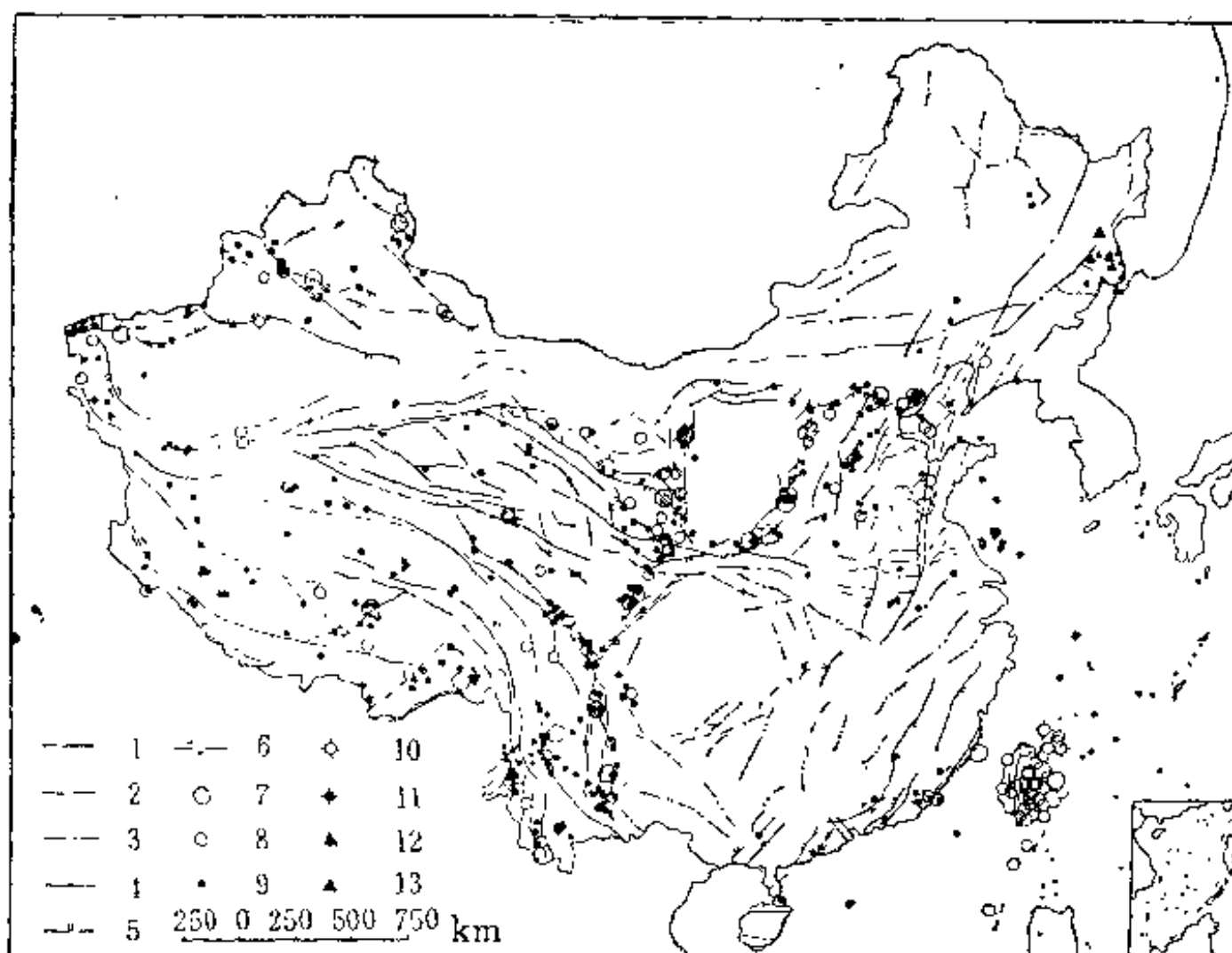


图 0-11 我国主要活断裂和强震震中分布图 (根据邓起东等, 1978)

1—第四纪活动断裂 2—晚第三纪以来活动断裂 3—新生代以来活动断裂
4—正断层 5—逆断层 6—平移断层
浅源地震($h < 70\text{km}$): 7— $M > 8$ 8— $M = 7 \sim 7.8$ 9— $M = 6 \sim 6.9$
中源地震($h = 70 \sim 300\text{km}$): 10— $M = 7 \sim 7.9$ 11— $M = 6 \sim 6.9$
深源地震($h > 300\text{km}$): 12— $M = 7 \sim 7.9$ 13— $M = 6 \sim 6.9$

0.2.3 太阳活动周期位相

滑坡活动年份与太阳黑子活动周期位相之间存在着一定的关系。太阳活动周期位相与我国降雨量的多年变化之间存在着复杂的、但仍可利用的关系。

太阳活动通常用太阳黑子相对数的变化来表示。一般把太阳黑子相对数最小的年份定为 11 年活动周期的开始年份。国际上统一把 1749 年以后的第 1 个低值年, 即 1755 年, 定为太阳活动第 1 个周期的开始年份(图 0-12)。

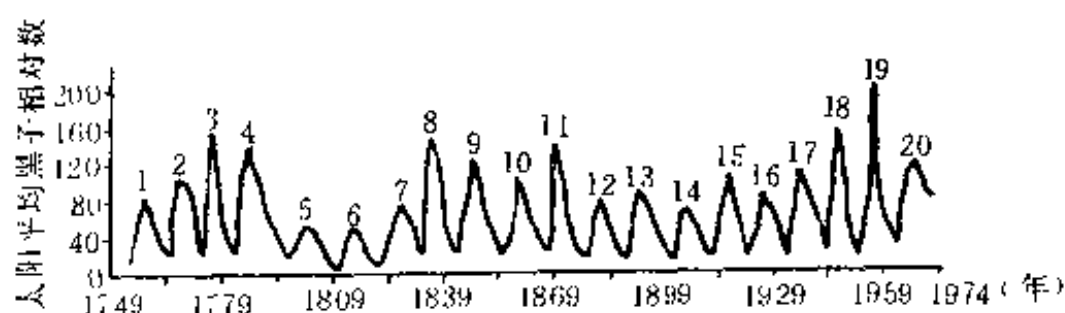


图 0-12 1749~1972 年太阳平均黑子相对数

(图中曲线上的数字为太阳活动周的编号)

太阳活动与降雨量变化之间的关系由于受很多因素的影响,是十分复杂的。它们的关系随地区不同而不同。在我国,年降雨量随着 11 年黑子周期位相的变化形式,既有双波振动现象,又有单波振动现象。南方和北方双波振动的形式大不一样。长江中上游与其下游的形式正好相反。在我国的北方和长江中上游流域,太阳黑子 11 年活动周期中的降雨量主要成双波振动的形式变化。即太阳活动周期的极值年份雨量偏多,极值年之间的年份雨量偏少,大流量和高水位多出现在太阳黑子的极值年,小流量和低水位多出现在极值年之间的年份。相反,长江下游的多雨期常出现在极值年之间的年份。东北和华中地区的降雨量,在太阳黑子 11 年周期中却成单波振动的形式变化。因此,根据滑坡活动年份与太阳黑子 11 年、22 年左右等活动周期位相关系的历史资料统计分析,可以找出它们周期性变化的相关性。

0.3 边坡稳定性分析及失稳定时预报研究的发展阶段

边坡失稳研究已有 100 多年的历史。最早的经典著作是 A. Heim 于 1882 年发表的一篇关于瑞士阿尔卑斯山区埃尔姆附近的滑坡文章。这一著名的滑坡,发生于 1881 年 9 月 11 日,是由于开采板岩而引起的,体积约为 1200 万 m^3 的滑坡堵塞了河谷。滑坡堆积体厚 $10 \sim 20 \text{ m}$,垂直位移 610 m ,水平位移达 1400 m ,移动速度为每小时 160 km ,覆盖面积达 0.6 km^2 ,毁坏了 83 所房屋,造成 115 人死亡。

第二次世界大战后,随着各国经济建设的不断发展,遇到的边坡失稳问题逐渐增多,对其研究也逐渐系统而深入。1950 年, K. Terzaghi 发表了《滑坡机理》的文章,系统地阐述了滑坡产生的原因、过程、稳定性评价方法,并对产生滑坡的各种因素(例如水)、每个因素的发生及其相互作用(如侵蚀)、作用方式以及这些因素导致剪应力增加和边坡中粘聚力减少等问题都作了讨论。他还概括地谈到像在斯堪的纳维亚和加拿大地区高灵敏粘土中的滑动问题。1952 年澳大利亚—新西兰的区域性土力学会议上,所有报告几乎全与滑坡有关,主要研究了滑坡土的强度特性。1954 年 9 月在瑞典的斯德哥尔摩召开全欧第一届土力学会议,题目就是土坡稳定性问题。四年一次的国际土力学与基础工程会议,从 1953 年第三届起,每届都有关于边坡的专题。1958 年美国公路局的滑坡委员会编写了《滑坡与工程实践》(Landslides and Engineering Practice)一书,是世界上第一部全面阐述滑坡防治的专著。1960 年日本的高野秀夫发表了《滑坡及防治》一书,1964 年 3 月日本成立了滑坡学会,出版季刊《滑坡》,且又成立滑坡对策协议会,出版季刊《滑坡技术》。1964 年苏联召开了全国滑坡会议,出版了论文集,介绍了苏联高加索、黑海沿岸、克里米亚半岛和西伯利亚等地的滑坡。1968 年在布拉格举行第 23 届国际地质大会期间,酝酿成立了国际工程地质协会,同时也成立了“滑坡及其他块体运动”委员会,这是目前世界上唯一的一个关于滑坡及其他块体运动的国际性组织,第一任主席由捷克人 J. Pascek 担任。现在该委员会由加拿大 Alberta 大学 D. M. Cruden 博士担任主席,成员共 11 人,分别来自捷克斯洛伐克、法国、德国、印度、意大利、日本、尼日利亚、英国、美国、苏联,我国的成都地质学院张倬元教授为其成员。铁道部科学研究院西北研究所的王恭先教授为上届成员。该委员会

自成立以来,每年除向国际工程地质协会提出工作报告外,还向联合国教科文组织提出世界上灾害性滑坡的正规年度报告,以编入该组织的自然灾害的年度摘报中。自1975年起,该委员会与捷克的国际工程地质协会之国家小组联合筹备举办了滑坡及其他块体运动国际讨论会,以后在不同地区举办几次关于滑坡国际学术会议。1968年国际工程地质协会成立以来,已召开了六届国际工程地质会议,每届会议均有关于滑坡或边坡稳定性的论文。1994年在里斯本召开的第七届国际工程地质会议中,第2专题工程地质与自然灾害的第2项即为滑坡及其他块体运动。1966年第一届国际岩石力学会议在葡萄牙的里斯本召开,1991年在德国亚琛召开了第七届国际岩石力学会议,每届会议都有许多岩质边坡失稳或稳定性分析的论文。

70年代,1969年捷克人 Q. Zaruba 出版了《滑坡及其防治》。1971年日本人山田刚二、渡正亮和小桥澄治出版了《滑坡与斜面崩坏的实态和对策》。1972年苏联人 E. N 叶米里扬诺娃出版了《滑坡作用的基本规律》,着重从地质角度论述了滑坡的发育过程。1973年 E. Hoek 和 J. Bray 出版了《岩石边坡工程》,并在1977、1981年两次修订再版,系统地论述了边坡破坏的基本力学、抗剪强度的试验和确定,以及边坡破坏类型和稳定性分析方法。1972~1977年,加拿大矿物和能源技术中心编写了《Pit Slope Manual》研究报告,共27册,全面系统地总结和运用了当前边坡工程的实践经验,并使其提高到比较系统的理论高度。1978年,美国国家科学院和运输研究部门继1958年出版《滑坡与工程实践》之后,又经过20年的研究和实践,组织16位滑坡专家,由 R. L. Schuster 和 R. J. Krized 主编,出版了关于滑坡分析与防治方法的全面系统的专著《滑坡的分析与防治》(Landslides Analysis and Control)。

80年代,1981年,中国科学院武汉岩土力学研究所编写出版了《岩石边坡稳定性的试验研究与计算方法》,1983年 Y. H. Huang 出版了《Stability Analysis of Earth Slopes》,系统论述了土质边坡稳定性分析方法,并附有计算程序。1988年中国科学院地质研究所孙玉科、牟会宠、姚宝魁编著出版了《边坡岩体稳定性分析》,以岩体工程地质力学为基础,提出了用地质模型来分析边坡岩体变形破坏的机制,并对如何确定岩体力学性质及其影响因素进行了论述。1987年 M. G. Andson 和 K. S. Richards 主编出版了《Slope Stability》,从地理学角度分析评价了岩土边坡的稳定性及其影响因素。

我国对边坡失稳的研究主要是解放以后,至今研究队伍不断壮大,除中国科学院地质所、中国科学院武汉岩土所、中国科学院成都灾害研究所、铁道部科学院西北研究所、地矿部地质科学研究院环境所等专门研究机构外,水电、冶金、矿山、铁路运输等有关的高校、设计科研单位也组成了一支强大的生力军。从1977年《滑坡文集》第1期出版,1994年已出版第8期。中科院地质所主编的《岩体工程地质力学问题》基本上每两年1期,1992年已出版第10期,每期都有关于边坡稳定的问题。中国地质学会工程地质专业委员会,国际工程地质协会之中国工程地质小组四年一届的全国工程地质大会,1992年10月在北京召开了第四届会议。中国岩石力学与工程学会地面专业委员会1988年成立,每年在我国不同地区针对具体问题进行研讨。这些都推动了我国边坡失稳研究工作的进展,促进了研究水平的提高,积累了丰富的实践经验。

边坡失稳时间预报,若从1969年日本学者斋藤(M. Saito)在第六届蒙特利尔国际土

力学与基础工程会议发表论文算起,至今已有 30 年的历史。近十几年来,特别是开展环境保护和减轻自然灾害十年活动以来,国内外许多学者已投入到这一研究领域,以期望减轻和防治边坡失稳灾害。

依据边坡失稳时间预报的研究历史和发展过程以及研究深度,作者将其划分为四个阶段,即宏观现象预报阶段、经验型预报阶段、统计分析预报阶段和系统综合分析预报阶段。

0.3.1 宏观现象预报

宏观现象预报是指根据边坡失稳前兆的反映进行直接预报的方法。边坡失稳前宏观现象可归纳为以下几类:

- (1)地下水异常。如泉点数目、水量、水质、水温等变化。
- (2)动物异常。如狗、蛇、黄鼠狼等。
- (3)地声。如地下有隆隆的响声和气味异常。
- (4)滑坡地表变形。如拉张裂缝、鼓胀裂缝、地倾斜等。
- (5)滑体上的地物变形。如房屋墙壁开裂、倒塌、沉陷,树林同向倾斜等。
- (6)滑体前端小型崩塌突然急剧增多。

人们对宏观现象的观察历史悠久。如 1718 年甘肃通渭大滑坡,据《通渭县志》记载:“通渭夏五月二十一日地大震山崩城北笔架山崩没城东北隅平地陷袭口深尺余黄沙黑水涌出南乡成基土山多崩压死居民四万有余官署民舍庙宇仓库尽毁没只存城西之一隅。”又如:“公元 1599 年(明万历二十七年)狄道城东五里外地名鹦哥山崩稍北拥出小山五座分袭田地陷没坟墓未崩之先土民夜闻山中鼓吹之声不数日而山崩焉”。1893 年在挪威 Trondheim 附近的 Vaerdalen 发生了一次大滑坡,有 112 人丧生,16 个农场被毁坏。滑坡遍及的面积为 2.9km^2 ,移动的土体约为 5500万 m^3 。在滑动发生前的瞬间,马和牛躁动不安,蛇出洞,并且还伴随产生硫磺的气味。在瑞典(1957)和芬兰(Helenelund,1958)发生滑坡时也曾嗅到硫磺的气味。曾经有过这样的传闻,在 Vaerdalen 发生滑坡前一年,一位农民把一根铁撬棍插在他的田里的某一地方,过一会儿后,当他返回时,撬棍已陷入土中,他感到这是一个不祥的预兆,事后他就作出卖他的耕田这一聪明决定。我国曾利用宏观现象成功地预报了宝成铁路 343km 须家河滑坡(1963 年 9 月 13 日)。

宏观现象预报只能大致判断边坡的危险状况和可能破坏的时间,其精度不高。

最近,俄罗斯科学院地球物理研究所,提出了利用动物异常预报地震的方法。他们研制出了能记录和处理鱼类行为的系统,并已在塔吉克斯坦的多震区进行了试验。该系统是在坚硬的岩石地基上修建一座花斑鲶鱼池,池中安置通气装置及助动活性传感器——带有永久磁铁及平衡锤的浮标和一个固定天线。鱼群的活动会引起浮标磁铁的摆动,由此而引起磁铁天线中出现电波信号,这些转换为电脉冲的信号由电子系统录下来并计算出某一时间段的脉冲次数。鱼群的行为越显慌乱,脉冲的频率越高。观测表明,往往在地震发生前 3 小时内,鲶鱼就开始表现出烦躁不安。

这样,根据俄罗斯科学院地球物理所的方法,边坡失稳宏观预报方法有更进一步发展的前景。

0.3.2 经验型预报

经验型边坡失稳时预报是指预报者根据自身的经验和感觉而作出的预报,也可称之为工程类比法时间预报。这些经验和感觉来自于边坡失稳前的宏观现象、有限的位移观测资料和其他工程边坡失稳实例。

如上一节讲述的 Vaerdalen 农民根据撬棍陷入土中的现象,预感到情况不妙。当然,他还没有上升到边坡失稳预报的概念。

E. Hoek 根据智利 Chuquicamata 露天矿边坡位移监测资料,用外延法(顺势延伸变形曲线)作出的失稳预报见图 0-13。

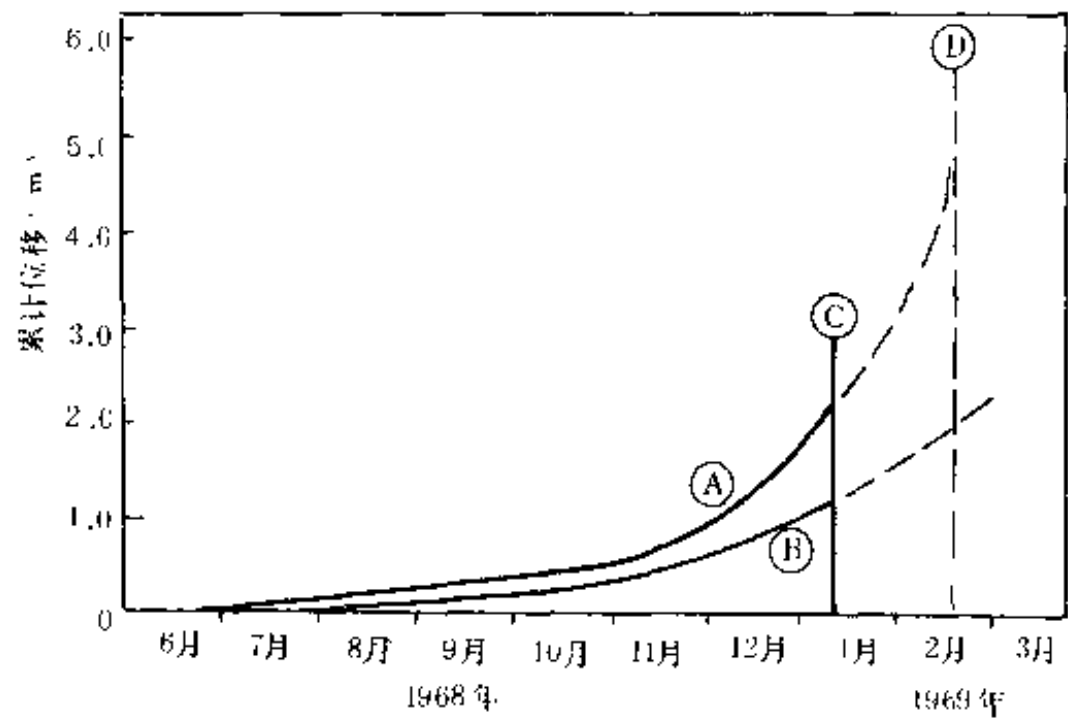


图 0-13 用于 Chuquicamata 露天矿滑坡预报的边坡位移—时间关系曲线。

A——坡面上移动最快的测点的数据曲线 B——坡面上移动最慢的测点的数据曲线
C——根据 1 月 13 日已有数据对边坡破坏日期作出预报 D——预报的和实际发生破坏的日期:1969 年 2 月 18 日

日本学者斋藤,通过大量实验得出均质土坡发展为滑坡的时间与蠕变速率之间的经验关系式为

$$\lg t_r = 2.33 - 0.916 \times \lg \epsilon \pm 0.59 \tag{0-1}$$

式中 t_r ——达到最终破坏所经历的时间,min;

ϵ ——等速蠕变速率, $10^{-4}/\text{min}$ 。 $\epsilon = \frac{\Delta l}{l \Delta t}$,其中 l 为变形体后缘沿滑移方向两侧点间距, Δl 为两侧点间相对位移, Δt 为观测时间。

当 $\epsilon = 1 \times 10^{-5}/\text{min}$ 时,距整体滑动大约还有一天时间;当 $\epsilon = 1 \times 10^{-4}/\text{min}$ 时,距整体滑动仅有三个小时左右。 t_r 与 ϵ 两者在双对数坐标上大致呈线性关系(图 0-14)。

我们还可以根据临界变形、临界位移速率、临界降雨量以及声发射 AE 计数来类比实际工程边坡,预报其失稳的时间。

0.3.3 统计分析预报

统计分析预报也称为位移预报,是根据边坡变形监测时间—位移曲线,统计分析出预

报模型来预报边坡失稳的时间。

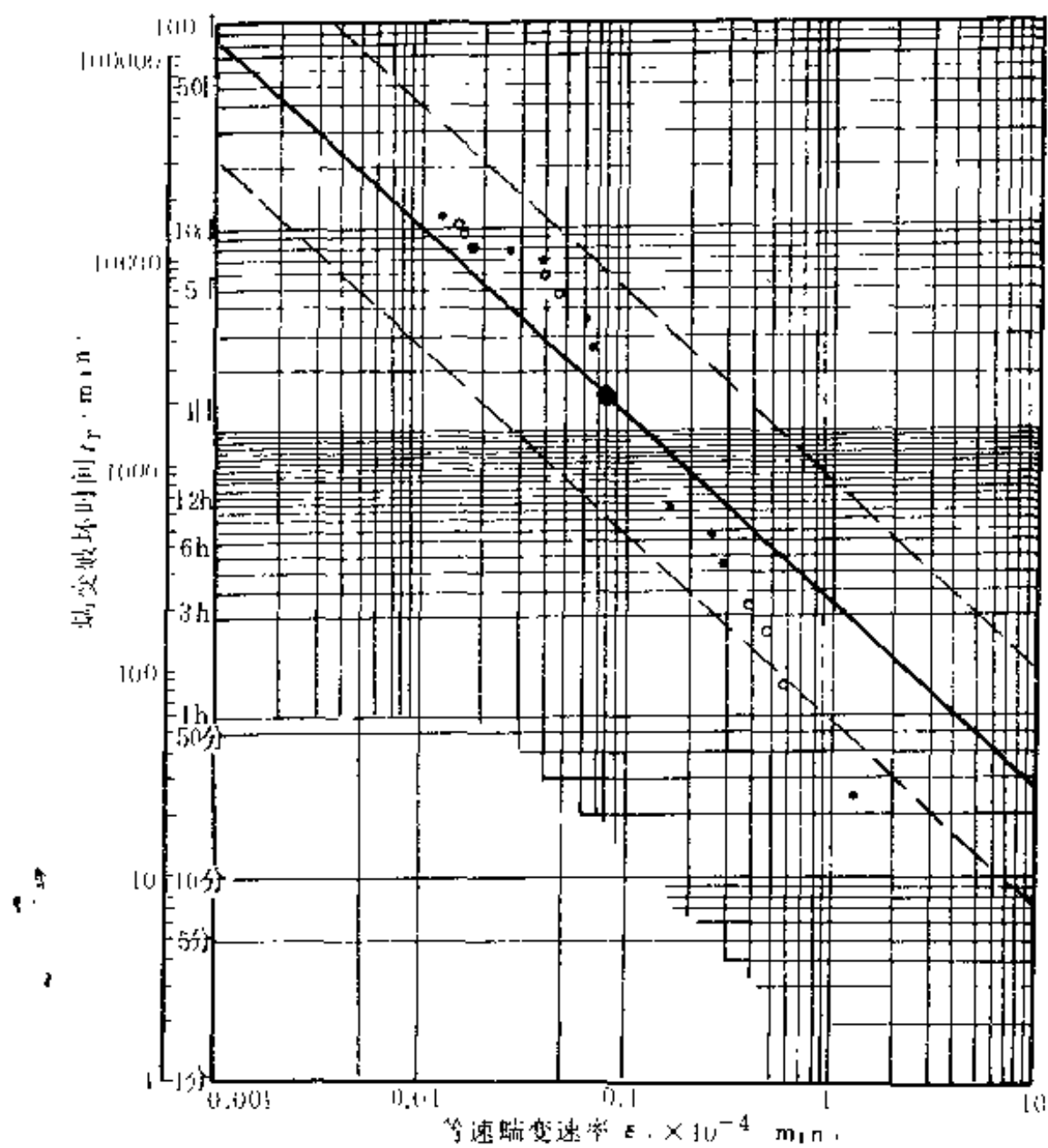


图 0-14 土质斜坡等速蠕变速率与达到破坏时间关系图解

近几年来,由于国内外十分重视重大工程山体变形监测,如我国三峡库区黄腊石、链子崖,黄河龙羊峡、李家峡,雅砻江二滩,红水河龙滩,湖南的五强溪水电站以及重要矿山都建有观测网,自动监测和半自动监测仪器逐渐增多。随着监测手段的完善,为统计分析预报提供了先决条件。

目前国内外已提出许多统计分析预报方法和预报模型。其主要方法有斋藤法,曲线拟合法,灰色系统理论,Markov 链状预测,时间序列法,突变理论等。

(一)斋藤法

斋藤认为,如坡体已进入加速蠕变阶段,可根据位移—时间曲线进行边坡失稳预报(图 0-15)。

在该曲线上任取相邻点间相对位移量(ΔL)相等的三个点(图 0-15 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 可按照下式推算

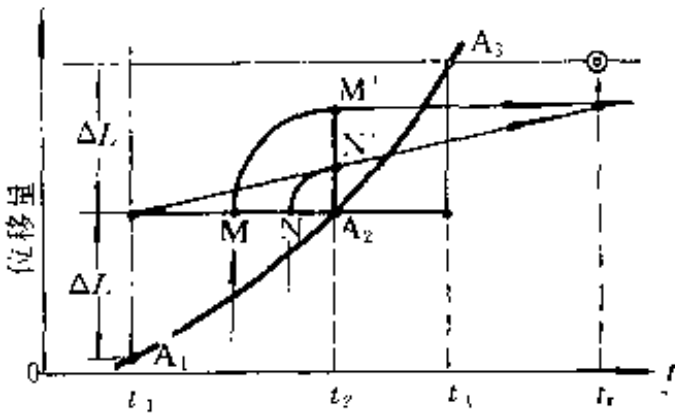


图 0-15 根据加速变形曲线推算
边坡破坏时间的图解

M t_1 与 t_2 的中点
N t_1 与 t_3 的中点

$$t_r - t_1 = \frac{1}{2}(t_2 - t_1) \cdot \frac{(t_2 - t_1)}{(t_2 - t_1) - \frac{1}{2}(t_3 - t_1)} \quad (0-2)$$

$$\text{或} \quad t_r - t_1 = \frac{\frac{1}{2}(t_2 - t_1)^2}{(t_2 - t_1) - \frac{1}{2}(t_3 - t_1)} \quad (0-3)$$

当然也可以用图 0-15 所示的图解法推算。

应用这一理论曾于 1970 年对日本高汤山崩坍性滑坡进行了一次成功的预报。我国也成功地预报了龙羊峡虎丘山滑坡,滑坡实际破坏时间与预报时间相差极小。

(二)曲线拟合法

B. A. Kennedy 根据智利 Chuquicamata 露天矿边坡位移监测曲线,于 1971 年用各种曲线回归拟合,这些方程有:

$$\text{多项式} \quad d = a + bt + ct^2 \quad (0-4)$$

$$d = a + bt + ct^2 + ft^3 \quad (0-5)$$

$$\text{对数函数} \quad d = a + b \ln t \quad (0-6)$$

$$\text{指数函数} \quad d = at^b \quad (0-7)$$

$$\text{幂函数} \quad d = ae^{bt} \quad (0-8)$$

(0-4)至(0-8)式中, d 为位移, t 为时间, a, b, c, f 为待定参数。

通过各种函数对边坡位移曲线各时段的后验拟合,认为应用对数函数(0-6)式分四段拟合效果最好,与实际观测曲线较吻合。

晏同珍教授应用二次回归曲线拟合 Vajont 水库滑坡位移速度随时间而变化的动态规律,得出的回归方程为

$$\hat{V} = 0.22t^2 - 3.01t + 18.99 \quad (0-9)$$

张倬元教授等提出边坡破坏时间预报的黄金分割法。他们把边坡变形历时曲线分为线性平稳状态历时阶段和非线性非平稳状态历时阶段。设线性阶段历时为 T_1 ,非线性阶段历时为 T_2 ,总体的历时为 $T = T_1 + T_2$,根据收集的国内外十余个有完整系统状态历时曲线的边坡失稳实例(表 0-3),发现系统非线性状态的历时是线性状态历时的 0.618 倍,即

$$T_2 = 0.618T_1 \quad (0-10)$$

这样,如果 T_1 确定准确,很容易得出 T_2 的值,即可预报边坡失稳的时间。但实际工程中, T_1 的确定是十分困难的,当然也就不容易得出 T_2 来预报边坡失稳的时间。

岳启伦根据滑坡实测位移—时间曲线,利用等位移与位移时间成比例递减的假定,得出曲线拟合方程,再用外延法计算边坡滑动破坏的时间。

另外,还有人应用切比雪夫多项式拟合位移时间曲线,建立边坡失稳预报模型。

(三)灰色系统预报方法

灰色系统是一个系统中既含有已知信息,又含有未知信息的系统。它是我国华中理工大学邓聚龙教授 1980 年首次提出来的。该理论已广泛应用于自动化控制、社会、经济、农业等领域,目前,在工程地质方面也得到应用。

表 0-3

典型岩体失稳实例的系统状态历时

实例名称	地点	规模 (万 m ³)	发生时间 (年.月.日)	线性状态系统 历时 T_1 (月)	非线性状态系 统历时 T_2 (月)	$T_1/(T_1+T_2)$
洒勒山滑坡	中国	5000	1983.2	38	25	0.604
新滩滑坡	中国	3000	1985.6.12	55	34	0.618
锡别山矿边坡	中国	2.0		3.2	2.0	0.615
黄荆坪矿边坡	中国	0.2	1980.9	40(小时)	25(小时)	0.615
洒勒山新滑坡	中国	300±	1985.3.25	20.5	14.0	0.594
龙羊峡龙西新滑坡	中国	200±	1986.1.25	42	24.8	0.628
金川露天矿 边坡	中国			13	8	0.619
				12	7	0.631
				14.5	9	0.617
Vajont 滑坡	意大利	25000	1963.10	26	17	0.604
Chuquicamata 露天矿边坡	智利		1969.2.18	5.5	3.1	0.639
Kencotta 露天矿边坡	美国			26(天)	16(天)	0.619
某地下矿井顶板冒落	美国			2.3(小时)	1.3(小时)	0.639

注 表中除最后一个实例系统状态历时为据声发射历时曲线确定外,其余实例均据位移观测曲线确定

边坡的变形破坏是受内外营力多因素综合作用的结果。由于边坡变形破坏机理的复杂性和人们认识的局限性,仍有许多因素、参数及其相关性不十分清楚,因此,可以认为边坡变形系统是一个灰色系统。

晏同珍(1988)应用灰色系统理论中 Verhulst 模型后验预报了意大利 Vajont 水库滑坡,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

$$\hat{X}^{(1)}(t) = \frac{2.3549}{1 + 66.2829e^{-0.7622t}} \quad (0-11)$$

根据灰色系统的还原计算和预测计算,得出的失稳时间序号为 6.50,相当于实际时间为 10 月 7 日 12:00 时,比实际破坏时间提前了 2.443 天。滑坡爆发时间预测曲线如图 0-16 所示。

陈明东等(1988)应用灰色系统的理论和方法,基于 GM(1,1)模型及残差模型,利用前人的资料进行了后验预报(表 0-4),并且分析讨论了黄河龙羊峡水电站龙西滑坡和长江三峡新滩滑坡演变机制及不同的数据处理方法。

作者根据灰色系统理论,提出了等维新息外延模型和灾变预测模型,并结合工程实际进行了后验预报,具体内容见以后章节。

另外,还有人提出其他的统计分析模型,如 $\text{Arctg}\theta$ 时间序列法(王思敬等,1984),突变理论预测模型(刘鼎文等,1989)以及 Markov 链状预测方法(秦四清,1991)等等,极大

地丰富和完善了统计分析预报方法。

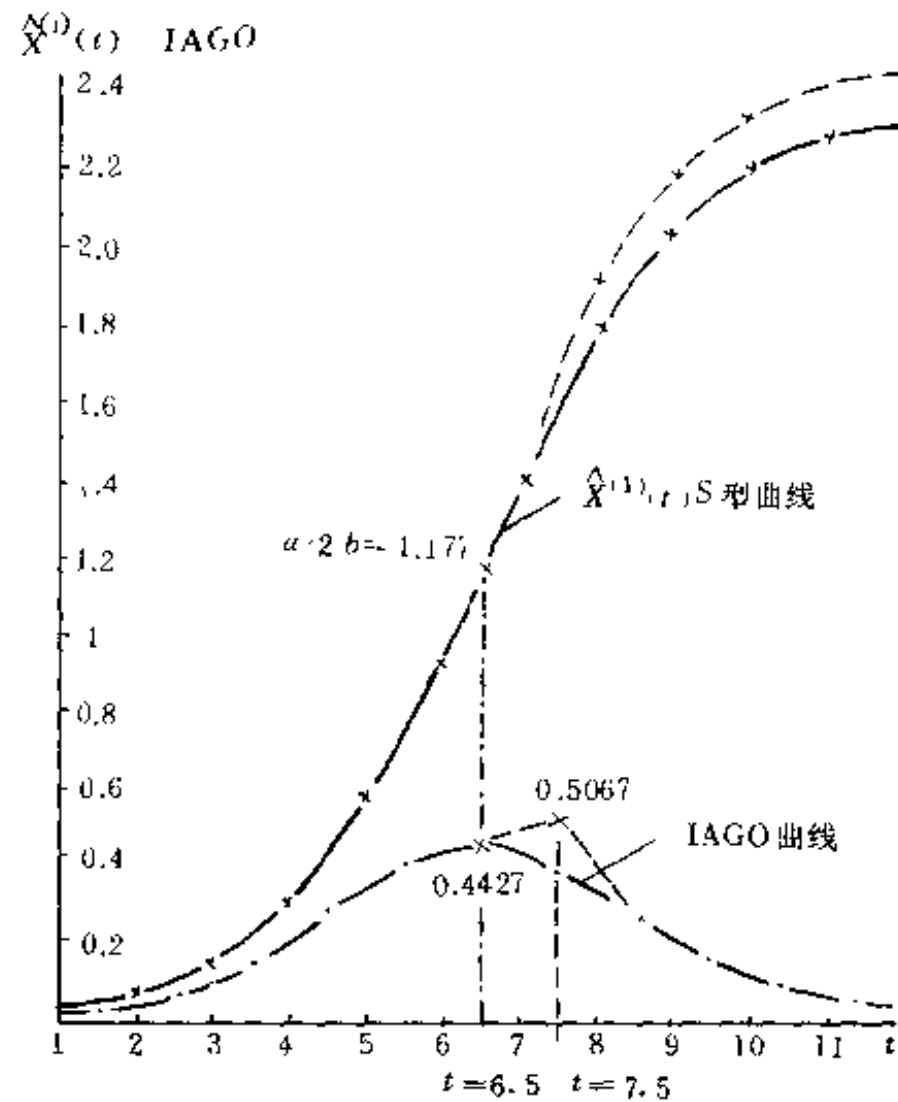


图 0-16 Vajont 滑坡爆发时间预测曲线
(虚线为排除随机因素影响后的情况)

表 0-4 国外几个边坡变形破坏预报

边坡名称	国家	时间间隔	数据截止时间	预报时间	实际破坏时间	模 型	说 明
Chuquicamata	智利	1 月	1969. 1. 1	1969. 2. 18±	1969. 2. 18	GM(1,1)	
Hogarth	加拿大	15 天	1975. 6. 1	1975. 6. 23~25	1975. 6. 23	GM(1,1)	
青森县浅虫滑坡	日本	1 天	1969. 7. 27	1967. 7. 28;21	1967. 7. 28;11	GM(1,1)	A 测点
青森县浅虫滑坡	日本	1 天	1969. 7. 27	1967. 7. 28;1	1967. 7. 28;11	残差模型	A 测点
青森县浅虫滑坡	日本	1 天	1969. 7. 26	1967. 7. 27;22	1967. 7. 28;11	残差模型	C 测点
饭田线大岗西山边坡	日本	4 小时	1957. 8. 16:20	1957. 8. 17;3	1957. 8. 17;5	GM(1,1)	观测桩
饭田线大岗西山边坡	日本	1 小时	1957. 8. 17:2	1957. 8. 17;6	1957. 8. 17;5	GM(1,1)	自动记录
饭山线高扬山边坡	日本	5 天	1970. 1. 10	1970. 1. 10	1970. 1. 22	GM(1,1)	水平位移
饭山线高扬山边坡	日本	5 天	1970. 1. 10	1970. 1. 20	1970. 1. 22	残差模型	水平位移
饭山线高扬山边坡	日本	5 天	1970. 1. 10	1970. 1. 20	1970. 1. 22	GM(1,1)	垂直位移

0.3.4 系统综合分析预报

前几节论述了边坡失稳预报的宏观现象预报、经验型预报和统计分析预报。这些方法

为定性和半定量的时间预报方法。宏观现象预报和经验型预报在精度上显然是不高的,统计分析预报也多停留在边坡变形时间位移曲线的数学处理和统计拟合上,而且斋藤法中由于很难确定蠕变曲线的加速蠕变阶段,黄金分割数法中的 T_1 也同样很难确定,再者由于位移监测数据的跳跃不稳定性,使得时间位移曲线具有不可导(不连续性)和不光滑的特点,也影响着曲线多项式拟合;灰色系统预测、时间序列法和 Markov 链等方法的预测精度,甚至会得出错误的判断。另外,由于统计分析的基本假定,预测不可外推时间过长,只能用最新的预测资料,才可能得出较为准确的预报模型,这样就限制了统计分析方法在边坡失稳长期预报中的应用。因此,只有从边坡变形机制出发,考虑多因素对边坡失稳的影响,才能获得较准确的破坏时间预报,这就是边坡失稳工程地质力学综合分析预报的根本所在,我们称之为系统综合预报。它在理论上突破了目前常用的统计分析。工程地质力学系统综合预报也正是本书研究的重点。

王思敬教授等(1984)在 27 届国际地质大会上发表的论文《斜坡物质运动的时空定量预测》中提出边坡失稳前总变形量和位移速率的综合预报方法,具有工程地质力学综合预报的观点。他们认为,应当首先考虑边坡赋存的地质环境和边界条件,研究边坡失稳的机制和过程,然后再根据边坡失稳前变形量和位移速率(参见表 1-3)综合预报边坡破坏的时间。

美国宾夕法尼亚大学地球科学系 Barry Voight 教授,1989 年提出多参数预报公式

$$t_i - t_x = (Z_x^{1-\alpha} - Z_i^{1-\alpha}) / A(\alpha - 1) \quad (0-12)$$

$$\text{当 } t_x = t_i \text{ 时,} \quad Z = Z_x$$

式中 Z ——代表任意参数,这些参数包括位移量、剪应力、地面倾角的变化、累加地震;

Z_x ——初始值;

Z_i ——预报时量值;

t_x ——初始时间;

t_i ——预报时间;

α, A ——经验常数。

利用(0-12)式,采用外推法,在现场根据观测资料作图预报。

B. Voight 提出的预报公式,已经从单纯的位移变化考虑了多种参数,具有工程地质力学综合分析预报的多参数概念。

作者从边坡变形机理入手,考虑多参数因素影响,提出了大变形有限元边坡失稳时间预报模型和岩石断裂力学边坡失稳预报模型,并进行了工程地质力学模型试验。工程地质力学系统综合预报方法,将会为边坡失稳定时预报开辟一个崭新的领域。

国际著名岩石力学家、国际岩石力学协会创始人 L. Muller 教授曾指出:“边坡是岩石力学中最简单的问题,但我们至今仍认为不能很好地解决这个问题”。国内外大多数学者都认为,边坡失稳时空定量预测预报又是边坡问题中最难解决的问题。因此,该课题有待于我们共同研究、完善、提高,以至于圆满解决。

随着联合国第 169 号决议的实施,20 世纪的最后十年,即 1990~2000 年,定为“国际减轻自然灾害十年(International Decade for Natural Disaster Reduction)”,将会使得边坡失稳灾害的研究进入一个崭新阶段,开创这一研究的新局面。

第一章 边坡失稳定时预报

的基本概念及原则

人类智慧最有价值的特征之一就是能把过去、现在和将来联系起来。边坡演化的过去、现在和将来之间存在着一定的纵向的发展逻辑关系。这种因果关系是受一定的自然规律所控制,因此全面分析边坡失稳及与其有关联的所有因素的发展规律,应用地质、力学、数学等理论及现代技术,可以预报边坡失稳的时间。

边坡失稳预报是建立在对边坡演化过程及现状进行深入研究和科学分析的基础之上。边坡失稳时间预测、边坡失稳长期监测是定时预报的基石,没有这两者,预报就成为空中楼阁。

边坡失稳定时预报,既是边坡失稳灾害防治决策的重要基础,又是边坡失稳灾害防治的组成部分。它是减轻边坡失稳灾害的关键,也是滑坡学研究的前沿课题。1980年,湖北宜昌盐池河磷矿山体崩塌的前一天,裂缝的垂直位移已达 1m/d 以上,同时还发生了规模达 1000m^3 左右的崩塌,位移监测资料、宏观地质预兆均表明了山体发生大规模毁灭性崩塌的可能。由于没有做好分析预报工作,也没能作出相应的防治对策,造成几百人死亡,损失惨重。智利 Chuquicamata 矿的东侧边坡,坡高 248m ,坡角约 43° ,1966年8月发现边坡中有张裂缝,建立了简单的监测系统。后来移动停止,监测中断。1967年12月20日发生一次里氏5级地震,使该边坡再次滑动。当边坡中位移十分明显时,1968年6月又重新开始监测,安装了张裂隙量测、普通测量以及伸长计量测,还在现场安设了一台三通道短周期的地震仪。1968年8月开始,从边坡顶部一共清除四五百万吨土石方,增大边坡安全系数。1968年末,边坡失稳很明显地不可避免了,采取了重新布置运输线路和为选矿厂储备矿石等各种措施。1969年1月13日,根据位移测量数据预测最早发生破坏的时间为1969年2月18日。边坡失稳破坏发生在1969年2月18日下午6时58分,1200万 t 土石方发生位移和严重变形,150万 t 岩体呈碎石体滑下。该矿2月16日下午3时停产,19日日班开始复产,共关闭了65小时,而且停产期间选矿厂利用储备的矿石继续生产。由于边坡失稳预报准确、及时,并采用了相应的措施,使损失降低到最低限度。我国大冶铁矿1979年7月11日象鼻山滑坡和白银露天矿1983年7月9日滑坡,分别在滑前2~3天作出了预报,避免了人员伤亡和设备损失。1983年6月12日长江三峡新滩滑坡,由于进行了多年的长期监测,建立了完整的变形监测网,在对其充分研究的基础上,根据滑坡变形急剧增加的发展趋势和滑坡体宏观变形征兆,正确作出了临滑预报,使滑坡区457户居民1317人及时搬迁,无一人伤亡,并及时对长江进行封航,避免了灾难性后果。

本章将论述边坡失稳预报的基本概念,预报类型、原则,边坡失稳预报的参数选择及判别标准,边坡变形的时间效应。

1.1 边坡失稳预测预报的概念

边坡失稳预报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规律的认识。它是根据边坡演化过程中的各种信息和条件(或称之为预报参数),如边坡的水平和垂直位移、倾斜度、应力场、孔隙水压力、降雨和雪融化、温度及动物反映等,及时研究分析它们的变化,判定边坡失稳破坏的时间。

边坡失稳预测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。依据研究区域的范围和目的不同,一般分为区域性预测和场地预测。

边坡失稳的预测(prognosis)和预报(prediction, forecasting)是滑坡学研究的前沿课题。近年来,国内外许多学者进行这方面的研究和探索,同时存在着争论和不同意见。科学是在不断地争论中去伪存真、不断地发展前进的,对于边坡失稳预测预报也一样。有人(E. H. 叶米里扬诺娃、晏同珍等)认为,边坡预测和预报是不可分割的同一概念,其研究对象和范围是一致的;而另一种观点(M. Saito、陈自生等)是边坡失稳预报与预测不同,其研究对象、研究方法与研究方向各具自己的特色,是滑坡学中两个独立的课题。

作者认为,边坡失稳预报和预测是相互联系又有差别的两个概念。边坡失稳预测是预报的基础和先决条件,而边坡失稳预报是预测的继续和具体化。二者是相对独立而又统一的。

1.2 边坡失稳预报的基本原则

边坡失稳破坏预测、预报为重大国民经济开发规划提供可靠依据,是具体建筑物和建筑场地布置、选择无滑坡且不易产生新滑坡的安全地带所必要的。及时或超前的准确预报,可以最大限度地避免人身伤亡和财产损失,维护工程地质环境,保持非生物界的生态平衡,节省建设和防治加固投资。

边坡失稳时间预报应遵循以下几项原则。

1.2.1 全面系统性原则

边坡破坏定时预报是一项系统工程。就预报理论和方法而言,它涉及到许多领域和学科,是多学科的交叉和综合;边坡的稳定性受到多因素的控制和制约,多因素之间也存在着相互依赖、相互制约的多层次组合方式。因此要全面系统地分析边坡失稳的动态过程,才能作出正确的预报。

1.2.2 及时性原则

边坡失稳破坏时间预报应该是及时的,在边坡失稳发展的不同阶段,采取相应的预报种类和预报方法。滑坡发生后的预报是徒劳的,只能提供一点教训和经验,以利于今后的提高和发展。及时性原则体现着安全与经济的统一和协调。

1.2.3 准确性原则

预报是以准确性为根本的。不准确的预报不仅会造成停工停产,影响国民经济建设,而且会造成人心惶惶,社会不安定。

边坡失稳预报是以预报破坏发生的时间为主。另外,滑动范围、滑动规模、滑动方向及其可能造成的灾害也是预报的基本内容。

滑动范围不仅是滑动体的大小,还包括滑坡后壁将要被牵动的范围和滑体前端所能达到的范围。

滑面的深度是正确预报滑坡规模的重要参数。滑面的位置并非固定不变的,在边坡发展的不同阶段,要注意滑面可能在更深的层位中出现。

滑坡的滑动方向不总是地质地貌综合分析所确定的主轴线方向,而是要依据滑坡观测资料重新确定实际滑动方向。以往已有因滑动方向预报失真而造成重大伤亡事故的悲惨教训。

因此,要根据滑动范围、滑动规模、滑动方向,结合临滑时刻滑坡现场的人类经济活动状况进行综合分析,才能作出准确预报。

1.2.4 简单性原则

爱因斯坦曾说过:“尽可能简单,而不是较简单”。边坡失稳时间预报应尽可能地应用已有的研究成果、图件和资料,在保证及时、准确和理论完整的前提下,尽可能地使预报方法和理论简单易行。这样不仅能使人们容易理解、掌握,而且利于推广和应用。

1.3 边坡变形的时间效应

边坡从开始变形发展到最终破坏都经历一段很长的时间,一般为几年、几十年,甚至上百年。研究边坡变形的时间效应,掌握岩体的蠕变特性,对于边坡工程的稳定性分析评价、变形破坏机制的研究以及边坡失稳时预报,都有十分重要的意义。

1.3.1 岩体的蠕变特性

岩体的蠕变特性研究,是指研究岩体的变形及其应力随时间变化的规律。在恒定应力条件下,变形随时间而变化的特性称为蠕变;在变形确定的情况下,应力随时间变化的特性称为应力松弛。边坡变形的时间效应本质上是岩体的蠕变。

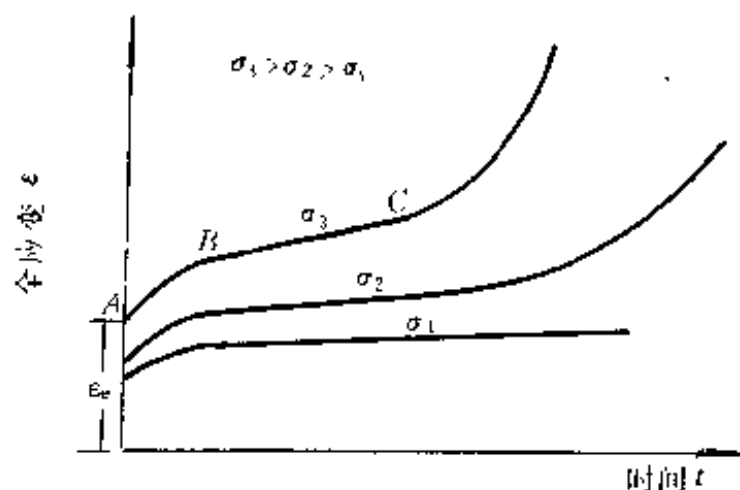


图 1-1 岩体的蠕变曲线

图 1-1 是岩体典型蠕变曲线,不同的曲线代表不同的应力水平。在加载的瞬间产生弹性应变 ϵ_e ,在 AB 段,应变不断增加,但应变率逐渐减小,称为初始蠕变或第一蠕变。BC 段应变以恒定的速率增加,称为等速蠕变或第二蠕变。过 C 点之后,应变速率迅速增加,称为加速蠕变或第三蠕变,在此阶段,变形发展到一定的程度,岩体则破坏。

为了用数学表达式定量描述岩体的蠕变特性,建立了各种流变模型,诸如马克斯威尔模型、开尔文模型、波因丁—汤姆森模型以及宾汉模型等,这些模型都从不同的方面描述了岩体的流变特性,它们都由弹性元件、粘性元件及塑性元件组成,说明岩体除具弹性外,在不同程度上还具有一定的塑性和粘性。应该指出,岩体的性质不同,其蠕变特性亦有明显区别。软弱岩体的蠕变变形比坚硬岩体要明显得多。岩体具有特定的岩体结构,其变形通常由结构体的变形及结构面的变形两部分组成,但是结构面的变形通常占岩体总变形的90%以上。由于结构面通常为软弱岩体或软弱填充物,具有明显的蠕变特性,所以对岩体的蠕变变形及破坏往往起主导控制作用。

斋藤认为,试(岩)块的蠕变曲线、边坡破坏模型试验的蠕变曲线和自然界中实际边坡的蠕变是不同的(图 1-2)。

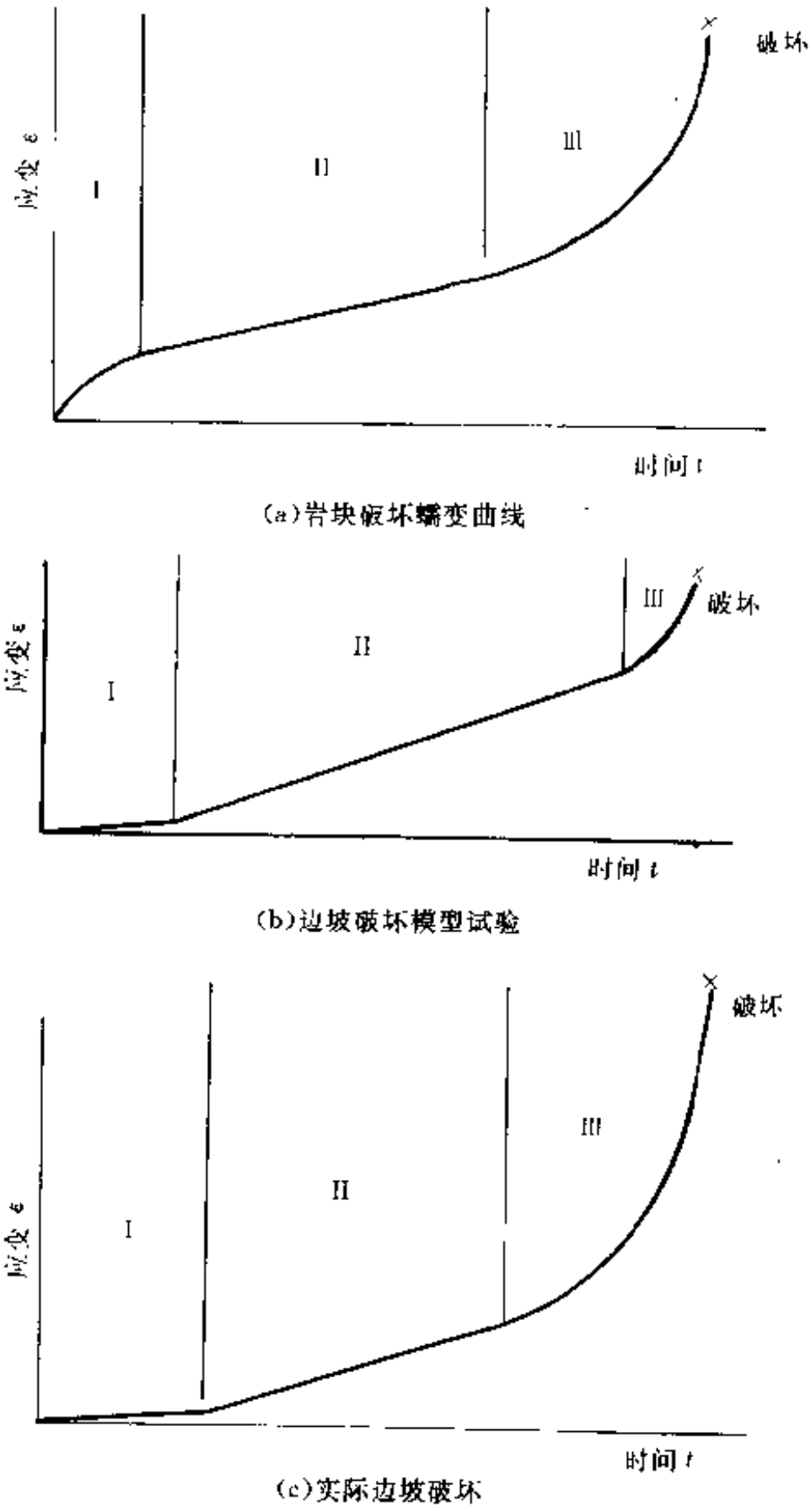


图 1-2 不同的蠕变破坏曲线比较

进一步讲,对于人工开挖边坡其蠕变曲线更为复杂。因为人工开挖边坡有其开挖延伸的过程,而且往往受各种偶然因素的影响。在这种情况下,边坡变形过程可以重复出现减速变形、匀速变形及增速变形阶段。金川露天矿边坡的变形曲线(图 1-3)就是一个典型的实例。

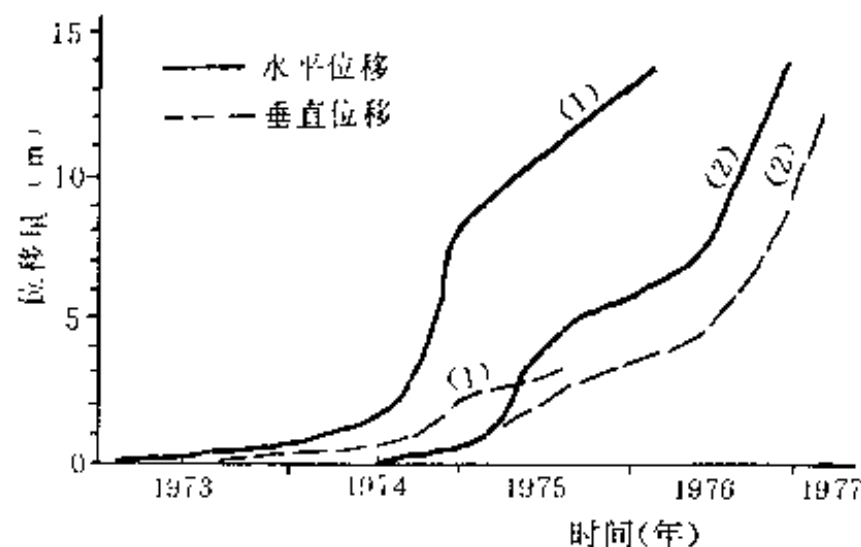


图 1-3 金川露天矿边坡的变形曲线

1.3.2 边坡变形的时间效应及主要类型

根据边坡变形观测资料,边坡变形的时间效应是明显的。在实际工程中,对于各具体边坡,其失稳成熟的时间不尽相同。如刘家峡苏州崖滑坡,从 1952 年边坡开始变形到 1957 年发生滑坡,经过 5 年左右的时间。卧龙寺新滑坡发现裂缝后,1971 年 3 月 11 日开始打桩观测,5 月 5 日凌晨 3 时 15 分产生剧滑破坏,变形发展过程不足 3 个月。意大利瓦依昂滑坡,从 1960 年至 1963 年产生大滑坡经过 4 年左右的时间。

智利 Chuquicamata 矿东侧边坡,1966 年 8 月发生张裂缝并开始监测位移变形,1968 年减压处理,1969 年 2 月 18 日下午 6 时 58 分发生大规模破坏,滑落岩体 150 万 t 左右,监测人员还拍摄了不同时刻边坡变形的情况,得到了十分珍贵的第一手资料。

边坡变形的基本类型有不同的分类方法。孙玉科等将边坡变形分为 4 种形式(图 1-4);张倬元等分为光滑型、波动型、阶梯状和随机—振荡型。阶梯状历时曲线如果排除暂时性位移变化(多为爆破或暴雨引起的),基本属于匀速—增速型(图 1-5)。

对于减速蠕变,可用 Kelvin 模型描述,其应变表达式为

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} [1 - e^{-(E/\eta)t}] \quad (1-1)$$

式中 E ——弹性模量;

η ——粘性系数;

σ ——应力;

t ——应力作用时间。

对于匀速变形,一般用 Maxwell 模型,其应变方程为

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{\sigma}{\eta} t \quad (1-2)$$

增速变形曲线,可用指数函数和一元 n 次方程表达,指数函数的表达式为

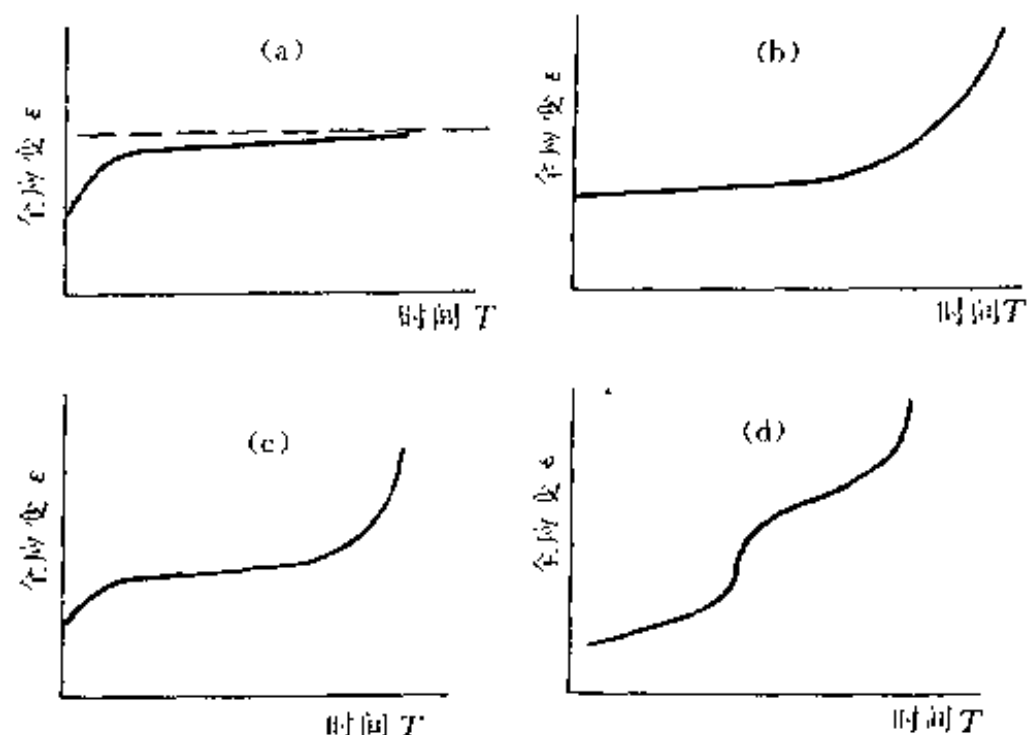


图 1-4 边坡变形—时间曲线的主要类型

(a) 减速—匀速型 (b) 匀速—增速型 (c) 减速—匀速—增速型 (d) 复合型

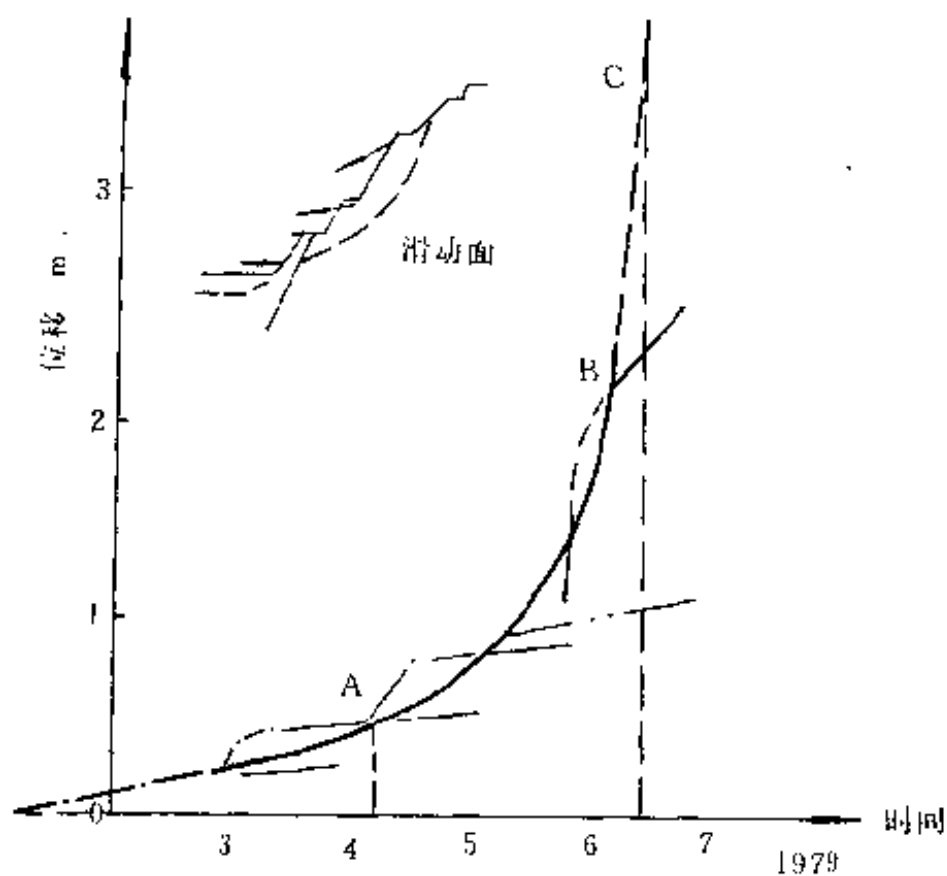


图 1-5 象鼻山矿边坡位移曲线

$$\varepsilon = Ae^t \quad (1-3)$$

式中 A ——与边坡有关的常数,决定着边坡变形的速率。

在实际边坡中普遍存在着这 4 种类型的变形型式。葛洲坝二江基坑边坡变形为减速—匀速型(图 1-6),Kencotta 矿边坡(图 1-7)和盐池河边坡为匀速—增速型。

减速—匀速型变形与匀速—增速型变形曲线,反映了边坡蠕变的不同变形阶段或变形状态,前者达到新的平衡状态,最终趋于稳定,而后者则没有进行初期的变形量测,这也是自然界中很难找到减速—匀速—增速变形边坡的原因。如果边坡一开挖就进行量测,继

而边坡又发生破坏,则可以量测到包括减速变形、匀速变形及增速变形全过程的变形曲线。新滩滑坡变形曲线(图 1-8)和金川露天矿边坡变形曲线(图 1-3)为复合型,反映了边坡在变形发展过程中,受到各种偶然因素的影响,在边坡的变形过程中重复出现减速变形、匀速变形及增速变形阶段。

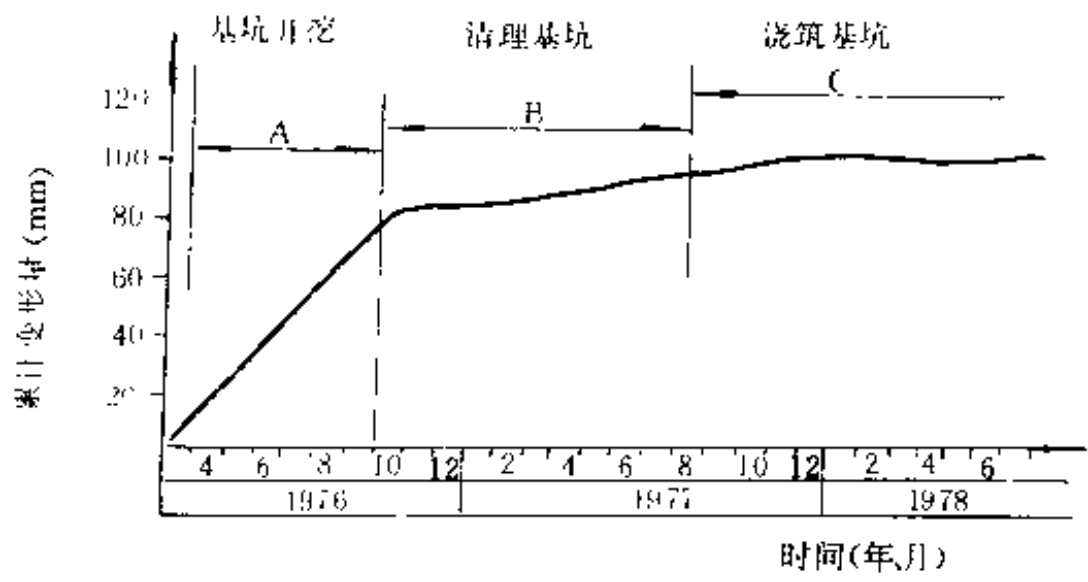


图 1-6 葛洲坝二江基坑边坡变形曲线

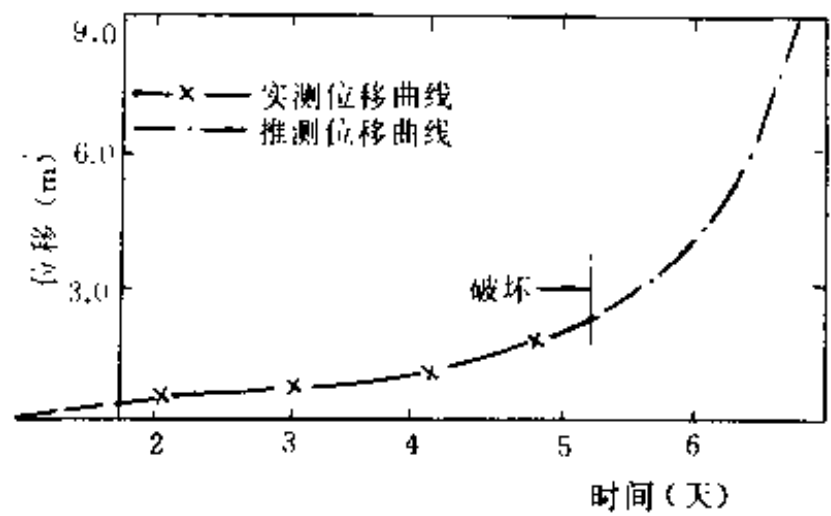


图 1-7 Kencotta 露天矿边坡变形曲线

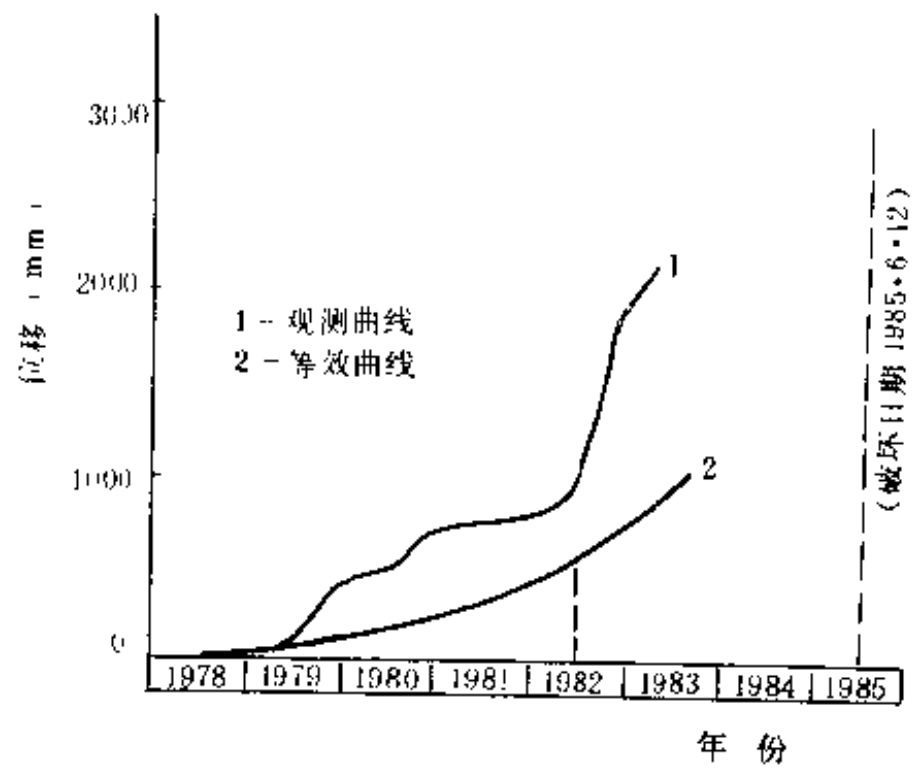


图 1-8 新滩滑坡变形曲线

1.4 边坡失稳预报的分类

边坡失稳预报依据不同的时间段,有不同的预报类型。边坡失稳预报类型的划分也有不同的观点。卢鑫柄按照研究对象、范围和目的,把预报划为两类:区域性趋势预报和场地性预报。区域性趋势预报是一种中长期预报,是对于某一预定区域的滑坡活跃期和宁静期的趋势性研究,指出哪些年份可能会大量发生滑坡,造成危害。场地性预报是一种短期预报,是对于某一建设场地或某个具体斜坡能否发生滑坡以及滑动特征、滑速、出现时刻的预先判定。场地性预报又分为始滑预报、加速滑动预报和剧滑预报三个亚类。于济民把滑坡发展过程分为五个阶段:蠕动阶段、挤压阶段、滑动阶段、剧滑阶段和固结阶段。他认为,滑坡短期预报是指滑坡从挤压阶段到剧滑阶段的时间预报;临滑预报是指滑坡从滑动阶段到剧滑阶段的时间预报。晏同珍依据不同研究阶段,划分为相应的预报类型:规划阶段预报、初步设计阶段预报、技术设计阶段预报、施工详图阶段预报、施工开发阶段预报和工程建筑物运用阶段预报(表 1-1)。陈自生依据失稳预报超前时间的长短,将预报分为临滑预报和趋势预报两大类。临滑预报是指预先对数天内滑坡发生或活动时刻所作出的预报。它是在建立了正确的滑坡滑动模式,同时又具备了可靠的滑坡观测资料的基础上进行的。趋势预报是指预先判断数月、数年、数十年之后,甚至百年之后,滑坡将要发生或老滑坡将要复活的预报。它首先要判断坡体或滑坡现状的稳定性,再分析那些直接影响坡体或滑坡稳定性的因素,今后可能发生变化的时间和程度,依据对坡体所做的地质地貌综合分析来预先判断坡体或滑坡失稳的时间。他又将趋势预报分为短期预报、中期预报、长期预报和超长期预报。短期预报是预先判断数月内滑坡发生或复活的预报。中期预报是预先判断数年内的滑坡发生、发展状况。长期预报是预先判断数十年内滑坡发生、发展趋势的预报。超长期预报是预先判断百年之后滑坡发生、发展趋势的预报。

上述几种分类方法有它们的相同之处,又有其差异性。预报种类的选择取决于滑坡危害的紧迫性和严重性。预报精度随着预报周期的增长,其准确率势必降低。但在实际工程中,最初所作的长周期预报的准确率低只是暂时现象,最终必将出现预报年限长而观测项目多、预报精度高的成果。也就是说长期预报是短期和临滑预报的重要基础和先决条件。因此,对于重大工程,有必要布置长期预报。

1.5 定时预报的参数选择和判别标准

预报参数有许多种,大致可分为三类:第一类为直接参数,如边坡的水平变形和垂直方向的变形,边坡表面的倾斜度和应变;第二类为半直接参数,如地应力,孔隙水压力,降雨雪融量或岩土体的抗剪强度;第三类是间接参数,它们是由地面运动影响而产生的,如地温、地电位势、声发射和动物行为等。其中,前两类参数直接关系到边坡运动的机制。

边坡失稳破坏定时预报参数的选择是十分重要的。不同的预报参数有不同的预报标准,其精确度也不一样。选择合适的预报参数和预报标准,不仅在实际工作中切实可行,而且会使预报及时准确。

表 1-1 滑坡过程工程地质预测简表

研究阶段	编制图件类型	测绘或预测图的比例尺	工程地质研究任务	滑坡预测的问题	预测内容			采用预测的方法
					空间	时间	主要类型	滑动动态
规划阶段	地域工程地质条件综合分带图、预测区划	1:50万或更小	拟开发地域工程地质条件的分带规律及其初步综合评价	确定滑坡过程发生的可能性及敏感性	地域性	久远期或百年及以上	自然环境演化的	有、无、强、弱
初步设计阶段	地区工程地质条件分区图、预测略图	1:50万至1:20万	按选定的最佳方案提出建筑物相互位置的建议,从设计的观点去论证工程地质条件、发展趋势向演化规律及其预测	确定滑坡分布地区及其活动的各种可能方向,并予以评价	区域性	长期或数十年	自然环境与人工因素互相作用引起的	有、无、强、弱
技术设计阶段	地段工程地质条件分区、分段图、预测图	1:20万至1:5万	建筑物及其基础配置设计的工程地质地段条件之预测评价,可能的滑坡类型及机理	详细论证滑坡地段的分布规律及空间几何参数,并揭示其随时间发展的演化条件	区域性或地段性	中期或数十至数十年	自然环境与人工因素互相作用引起的	规模、方向、滑程
施工详图阶段	地方工程地质条件、地段、亚地段分图、预测详图	1:5万至1:1万	确切预测建筑物修造期工程地质条件变化特征,由于滑坡及其他地质过程之危害,未来建筑基础和边坡所需设置防护措施建议,可能滑坡类型、机理	滑坡与工程建筑物间的互相作用及其预期影响的预测评价,以及必需的防护措施	地段性或地方性	施工期或数年	自然环境与人工因素互相作用引起的	规模、方向、滑程
施工开发阶段	地方工程地质条件、地段、亚地段分图、预测详图,地点(工程点)位移矢量分析图	1:1万至1:0.2万	由于自然与人工因素之间的相互作用而导致工程地质条件的变化特征及其预测性评价,出现的滑坡类型及机理	滑坡过程的空间特征及其活动周期的确定	地方局部性或地点性	施工期或近年、近月	人工诱发的	规模、方向、滑程
工程建筑物运用阶段	地方工程地质条件、地段、亚地段分图、预测详图,地点(工程点)位移矢量分析图	1:0.2万至1:0.02万	由于自然与人工因素之间的相互作用而导致工程地质条件的变化特征及其预测性评价,出现的滑坡类型及机理	滑坡过程的空间特征及其活动周期的确定	地点性	近年、近月或若干小时	人工诱发的或其他	规模、方向、滑程
								相似材料模拟,滑坡位置、速度测定及斜坡稳定性系数计算法等

下面讨论几个常用的预报参数及其预报标准。

1.5.1 位移速率和位移速度变化率

边坡的变形或位移是边坡稳定状态的最直观的反映,可以直接用来判断边坡的稳定状态。由于边坡的变形量测方法比较简单,又可以进行连续监测,所以在工程实践中愈来愈引起人们的注意与重视。

边坡失稳预报的位移判断包括三方面内容:一是最大位移判据,在于确定边坡失稳破坏的临界变形值;二是位移速率,它需根据变形速率曲线确定临界变形速率;三是位移速度变化率,即时间与位移关系曲线的斜率。

对于临界变形,如临界变形值为 u_0 ,实际变形为 u ,则边坡的变形稳定系数 K_1 为

$$K_1 = \frac{u_0}{u} \quad (1-4)$$

当 $K_1 < 1$ 时,边坡失稳。

同样,设边坡的临界变形速率为 V_0 ,实际变形速率为 V ,则边坡的变形速率稳定系数 K_2 为

$$K_2 = \frac{V_0}{V} \quad (1-5)$$

当 $K_2 < 1$ 时失稳。 $K_2 \leq 1$ 所对应的时间为破坏时间。

对于位移速度变化率来说,是当位移与时间关系曲线上某点的切线与横坐标(时间轴)的夹角 α (简称切线角)成 90° 时,即 $\tan \alpha \rightarrow \infty$ 时,则认为边坡发生破坏。该点所对应的时间为破坏时间(图 1-9)。

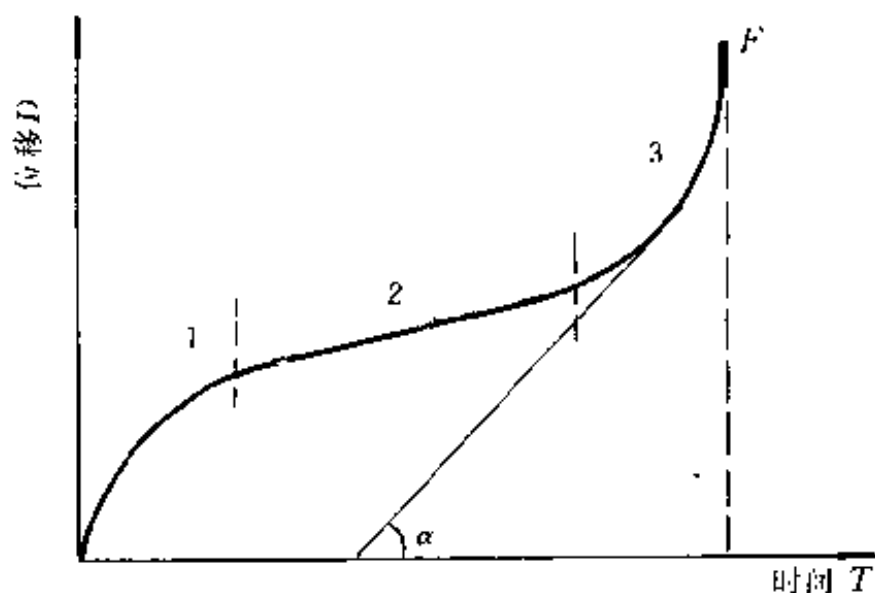


图 1-9 边坡一般蠕变曲线

1——初始蠕变 2——等速蠕变 3——加速蠕变 F——破坏 α ——切线角

边坡的临界变形和临界变形速率随边坡而异,即使达到临界变形或临界变形速率后至边坡最终失稳破坏所延续的时间亦不相同。盐池河山体崩塌,从变形达到每天 10mm 至山体大崩塌,历时 32 天。意大利瓦依昂滑坡,从变形达每天 10mm 到产生大滑坡,历经 21 天。表 1-2 列举了某些滑坡在滑动破坏前边坡岩体的变形情况。

表 1-2

某些滑坡滑动破坏前的变形情况

滑坡名称	滑动破坏前裂缝变形
酒埠江滑坡	滑动破坏前一个月,每天变形 10mm 左右
李家河滑坡	滑动破坏前 22 天,平均 $V_{水平} = 8.2\text{mm/d}$; $V_{垂直} = 9.2\text{mm/d}$
盐池河山崩	山崩前 32 天,山体变形速率 $V = 10\text{mm/d}$
瓦依昂滑坡	滑坡破坏前 21 天, $V = 10\text{mm/d}$ 滑动破坏前 1 天, $V = 400\text{mm}$, 当天 $V = 800\text{mm/d}$
大中川笛滑坡	滑动前 1 天 $V = 24\text{mm/d}$

王思敬教授等(1984)研究了几个边坡失稳的工程实例,发现加速蠕变阶段初始变形速率是匀速蠕变阶段变形速率的 10~20 倍,有的边坡初始位移速率可达 30~50mm/d,并给出了国内外几个边坡工程实例的临界位移速率(表 1-3)。根据实践经验,成功的预报应在初始位移速率达到临界位移速率之前进行。智利 Chuquicamata 矿山边坡失稳预报就是一个实例。

表 1-3

某些边坡的临界位移速率

工程实例	匀速蠕变阶段		加速蠕变阶段	
	位移速率 (mm/d)	累加位移 (mm)	初始位移速率 (mm/d)	临界位移速率 (mm/d)
象鼻山	1~2	1700	40	560
金川	3~5	2000	10	100
盐池河	3~5	1000	60	1060
Chuquicamata	1~2	1000	20	300
Vajont	0.8~0.9	2000	30	800

日本曾提出把破坏前 24 小时 $V = 1\text{mm/h}$,破坏前 3 小时 $V = 2\text{mm/h}$,破坏前 2 小时 $V = 3\text{mm/h}$ 作为边坡临界位移速度标准。对大多数滑坡而言,取每天 10mm 的变形速度作临界变形速度是合适的。

根据位移、位移速率和位移速度变化率预报边坡失稳各有其优缺点。位移和位移速率比较直观,但确定边坡的临界位移和临界变形速率相当困难,因为该值随不同的边坡条件而不同。相对而言,位移速度变化率较以上两者有其优越性,对一般边坡,当位移曲线的倾角为 90°时,必然发生失稳,但对于边坡位移曲线为阶梯状或随机振荡型时可能会作出伪预报。

1.5.2 莫尔强度理论

1900 年 Mohr 提出当材料达到极限状态时,某剪切面的剪应力达到一个取决于正应力与材料性质的最大值。也就是说,当岩体中某一平面上的剪应力超过该面上的极限剪应力值时,岩石破坏。这时该面上的正应力和剪应力满足下列函数关系

$$\tau = f(\sigma) \quad (1-6)$$

Coulomb-Navier 破坏准则是 Mohr 强度准则的特例, Coulomb-Navier 强度线与 Mohr 直线型强度线一致, 即抗剪强度等于滑面上产生的内聚力和法向力产生的剪切力时, 处于极限平衡状态, 平面剪切破坏的准则是

$$\tau = C + f(\sigma) \quad (1-7)$$

式中 τ, σ ——分别为剪应力和正应力;

C ——岩体结构面的粘结力;

f ——内摩擦系数。

由 Mohr 强度理论和 Coulomb-Navier 破坏准则, 我们可以得出边坡失稳预报的标准

$$K_s = \frac{\tau_0}{\tau} \quad (1-8)$$

式中 τ_0 ——滑面的抗剪强度;

τ ——滑面上的剪应力。

$K_s \leq 1$ 时, 边坡失稳。

1.5.3 降雨量

降雨量参数是指降雨强度(每小时降雨量)和累计总降雨量。

大气降雨是边坡失稳破坏的诱发因素, 大多数滑坡与降雨量有关, 我们在绪论中已论述。降雨量与边坡变形的相关关系可由室内模型试验和现场长期观测进行统计分析来解释, 对于不同的边坡, 二者的相关性是不同的。用降雨量判别和预报边坡失稳, 对不同类型或处于不同地区的边坡, 其标准也是不同的, 统计某一地区的资料也只能适用于本地区。

曲焰(1989)通过对四川武都长钢四分厂侧山坡三年的长期观测, 发现滑坡的蠕变滑动与降雨量关系非常密切。

根据观测资料发现四分厂侧山坡各滑坡的位移量不同, 而且每个滑坡的不同部位其位移量也有明显差别。因此将各滑坡分为局部小型滑动区、一般变形区和显著变形区。图 1-10 是从不同的分区选取观测点的水平位移资料与相应的月降雨量曲线进行对比的结果。其中 I、V、VI、VII 曲线代表不同滑坡的显著变形区的水平位移资料, III 曲线代表一般变形区。从图 1-10 中可以看出, 突变位移量的高峰一般出现在降雨高峰期后 1~2 个月。这种位移滞后现象普遍存在, 对不同地区 and 不同类型的边坡, 滞后时间不同, 新滩滑坡滞后约 3 个月, 黄土滑坡一般滞后一个多月。

蠕变滑动与降雨量的相关性, 通过分析呈指数函数关系 $Y = ae^{bx}$ 。图 1-11 为非线性二元回归分析结果。

从图 1-10 可以看出, 当月降雨量大于 400mm, 位移明显突变, 绝对位移量可达 30~50mm。也就是说, 四分厂侧山月降雨量 400mm 为临界月降雨量(长江新滩滑坡的临界月降雨量为 300mm)。表 1-4 为宏观滑动与月降雨量的关系。

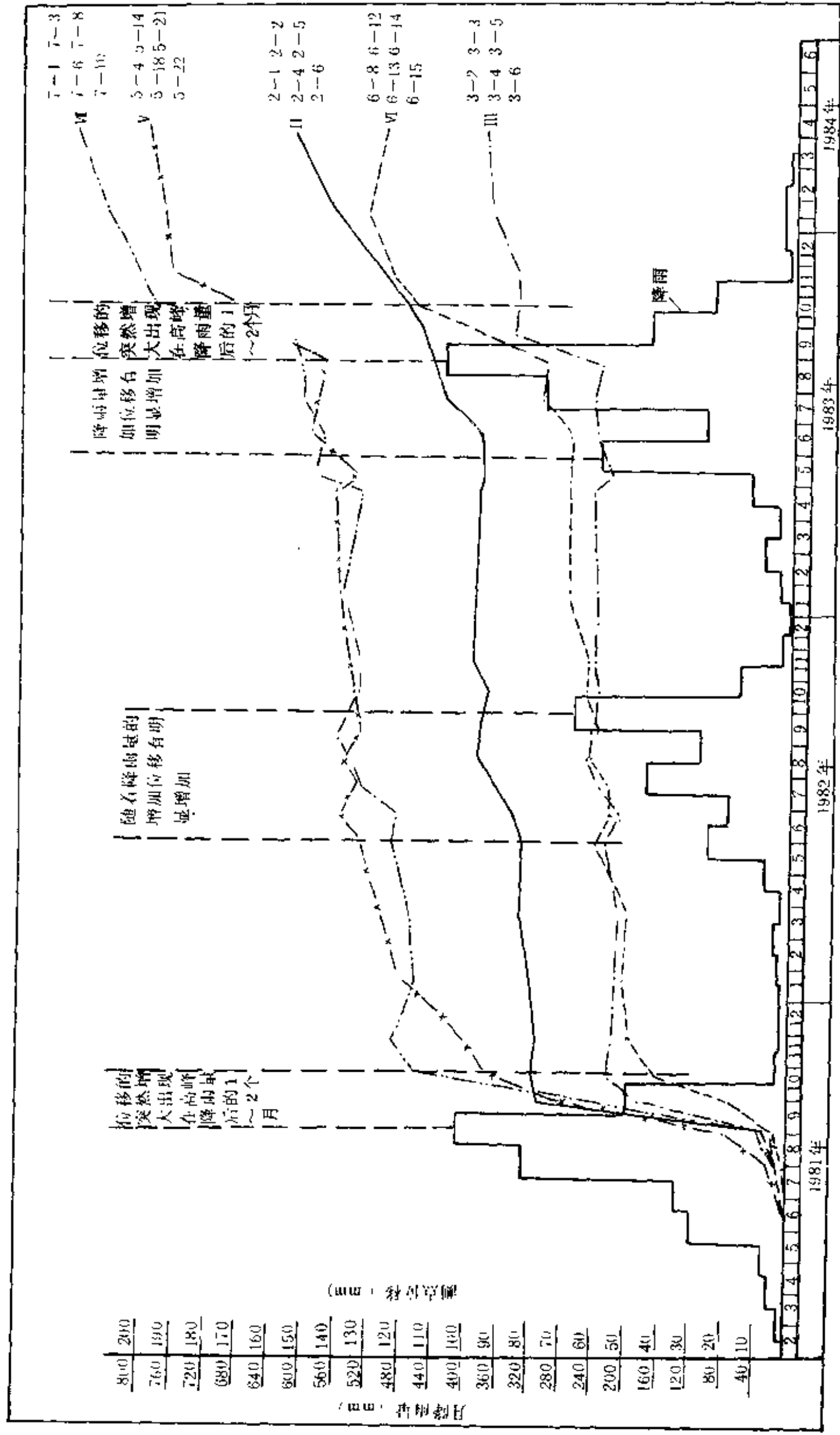


图 1-10 四川武都长钢四分厂侧山观测点位移曲线与月降雨量的相关图

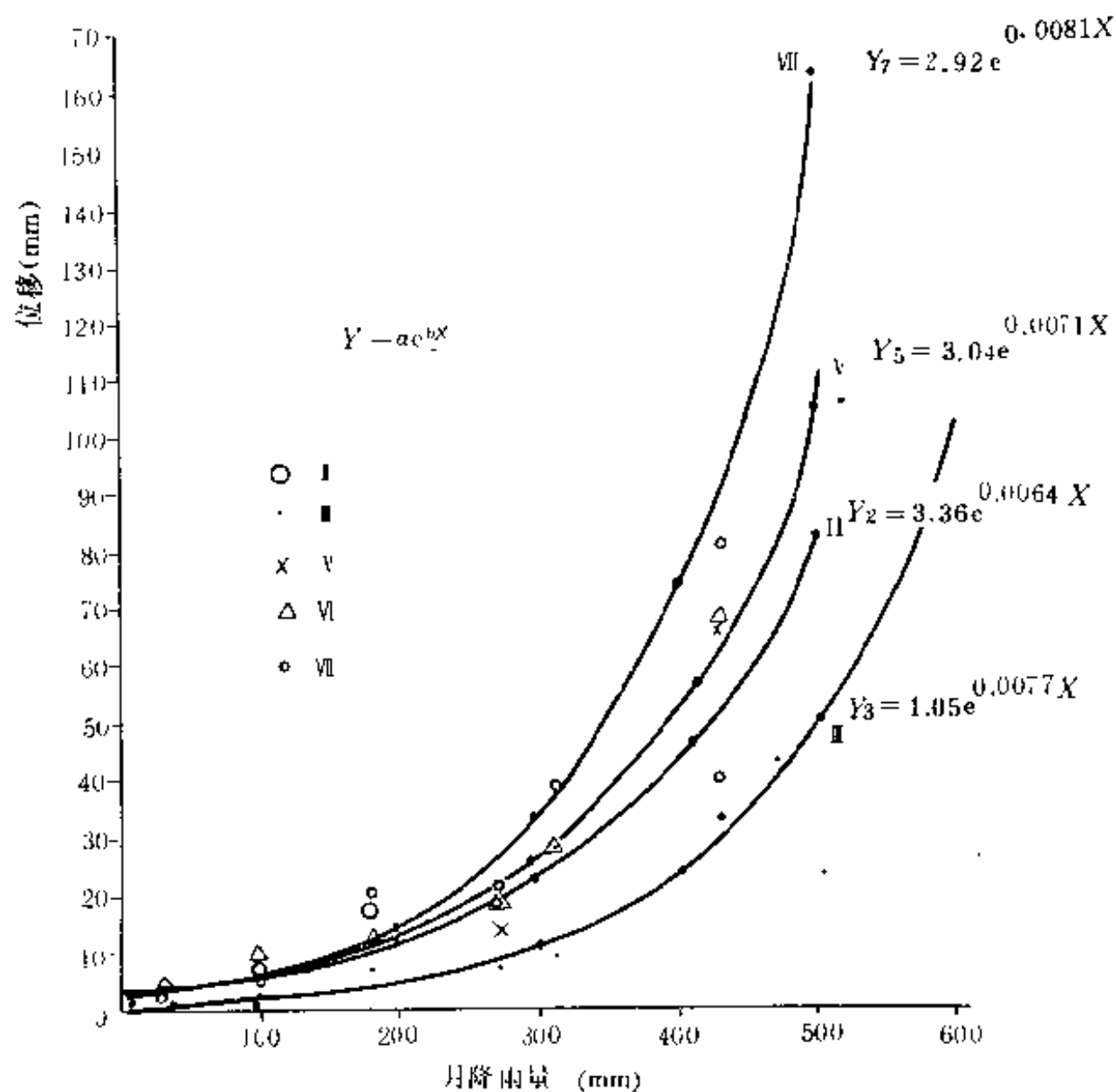


图 1-11 位移与月降雨量的相关性

表 1-4

宏观滑动与月降雨量的关系

滑坡分区	缓慢蠕变	一般蠕变	快速蠕变或滑动
显著变形区	月雨量<200mm	月雨量 200~480mm	月雨量>480mm
一般变形区	月雨量<300mm	月雨量 300~600mm	月雨量>600mm
函数曲线	直线	曲线	陡立
宏观现象	宏观无异常,量测困难	地物有位移迹象,地表有裂缝,局部产生滑动	大部地段有明显滑动迹象

1.5.4 声发射

声发射(AE)现象是指材料在应力作用下由于内部产生微破裂而发出声波的现象,也称为微地震。当岩体内的应力接近岩体的破坏强度时,单位时间内岩体的声发射次数或声发射率迅速增加,出现异常现象。一般情况下,岩石的声发射率比土的声发射率高得多,由于信号易于采集,因此对岩石声发射率现象的研究相对较深入。图 1-12 为花岗岩试件的轴向应变 ϵ 与应力 σ_c 的关系(以 I 线表示)。

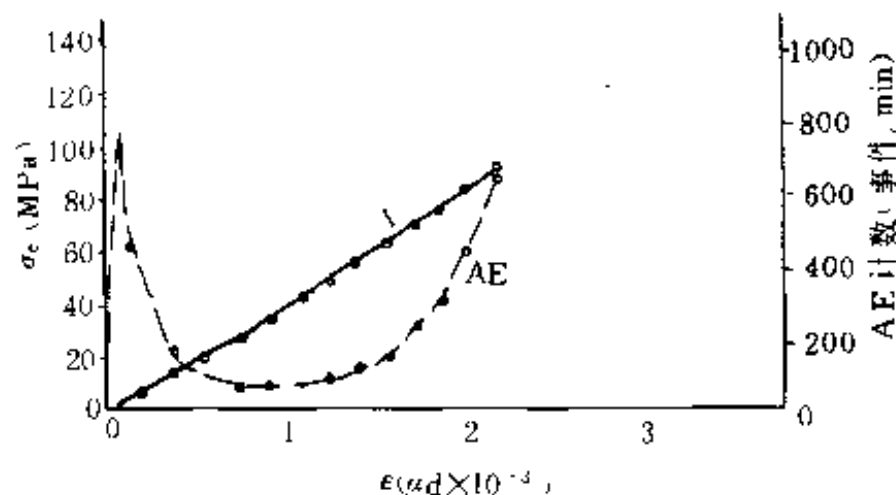


图 1-12 花岗岩应力应变与 AE 计数之间的关系

从图 1-12 中可以看出,尽管 AE 线与 I 线不是平行关系,但 AE 随着 I 的变化逐步增长,说明二者存在着对应关系。图 1-13 是我国黄土地区声发射现场试验结果。试验是在黄土地区打两个相距 0.3m 的平行钻孔,其中一孔用旁压仪加压,另一孔观测 AE 现象。当旁压达到 800kPa 恒定时,即图 1-13 所示的 AE 曲线——声发射与时间的关系。

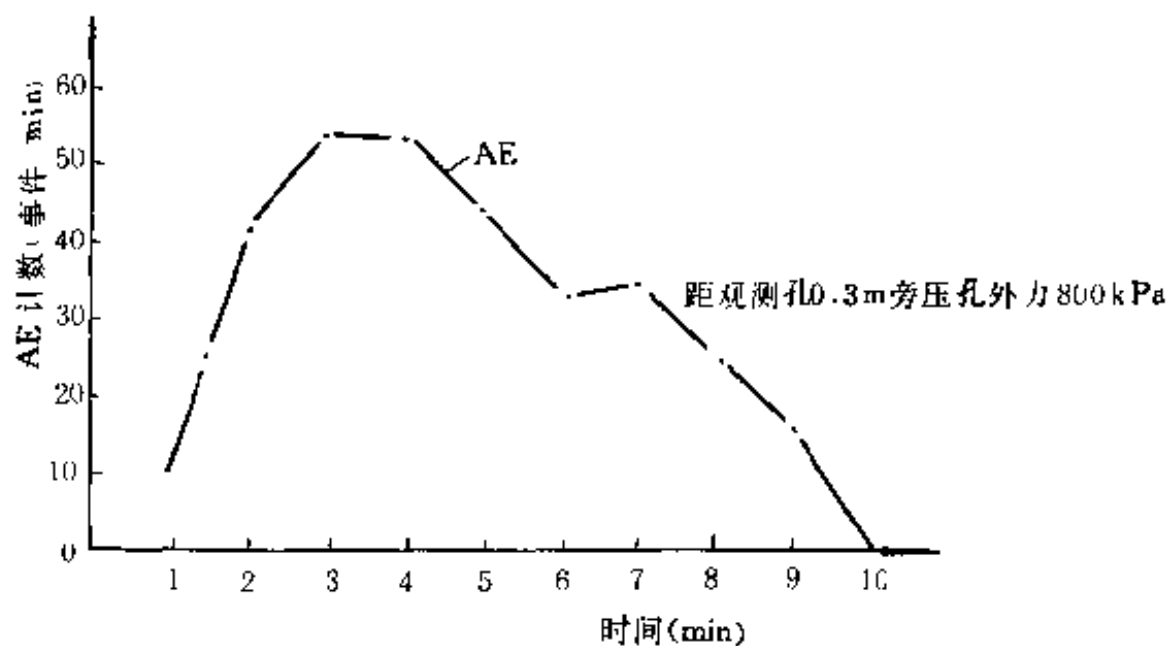


图 1-13 黄土声发射(AE)计数与时间的关系

实际和试验研究证明,岩土声发射参数是滑体发展过程中滑体物质物理参数(包括电阻率、弹性波速、温度等)中最敏感的参数,将声发射作为预报边坡失稳的参数是可行的。

声发射率作为预报标准的判别式

$$K_4 = \frac{A_0}{A} \quad (1-9)$$

式中 K_4 ——边坡稳定系数;

A_0 ——岩土破坏时声发射率最大值(现场测定);

A ——实际观测值。

当 $K_4 \leq 1$ 时,边坡将发生失稳。

Merrill(1979)应用声发射法研究了美国加利福尼亚 Boron 露天矿边坡的稳定性,图 1-14 为该矿边坡 1964~1966 年监测到的声发射频率—时间关系曲线。由图 1-14 可见,

1964 年 9 月以前, AE 计数值总体水平较低, 每小时一般小于 20 次, 位移曲线也较平缓。从 9 月开始, AE 频率陡然增加, 这时在地表上看到了第一条张裂缝开始形成, 岩体出现初始的局部破坏。此后, AE 高频持续不断, 对应的边坡位移曲线也出现急增。1965 年 2~3 月, AE 最高达 250 次/h, 矿山开采公司经过慎重考虑不得不在坡体上削减了 100 万 t 的岩体。此后 AE 现象逐渐减弱并趋于平静, 相应位移曲线也变得平缓。1966 年以后, AE 频率及坡体位移又开始急剧增加, 最后不得不重新设计矿坑边坡。

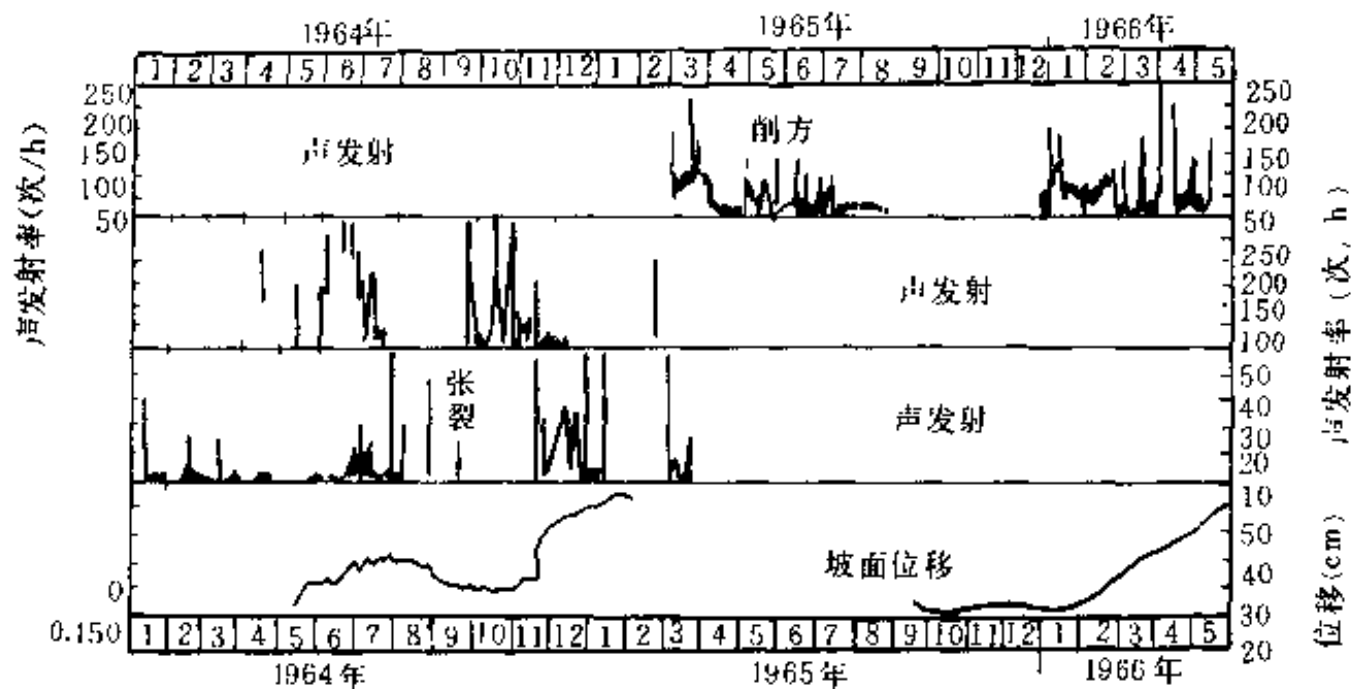


图 1-14 Boron 露天矿边坡声发射率历时曲线

R. M. Statcham 和 R. H. Merrill(1979)还分析了美国的 Kimbley、Liberty 和 Tripp—Veteran 等露天矿边坡破坏的声发射现象, 得出以下经验性的结论。

- 对于露天矿边坡, 当声发射频率为:
- 0~10 次/h, 边坡稳定;
- 10~50 次/h, 对开采中的矿山其边坡稳定;
- 大于 50 次/h, 边坡失稳。

我国声发射技术应用起步较晚, 利用 AE 方法结合位移观测也成功地预报了象鼻山露天矿边坡和宝成铁路观音山车站的山体变形。

第二章 边坡稳定性影响因素的定量分析

研究各因素对边坡安全度的灵敏性,找出影响边坡稳定的主要因素,是边坡分析及防治的关键之一。F. G. Bell 在给定边坡坡角和坡高的条件下,分析了 5 种参数对岩质边坡安全系数的影响,研究了单面滑动的边坡在坡高为 10m、100m、1000m 时,各参数对边坡稳定性的灵敏程度。如坡高为 100m 时,各参数的影响顺序是:节理面倾角,摩擦角,粘结力,水压力和岩体的密度。E. Hoek 和 J. Bray 在一个假定发生圆弧破坏的均质边坡内,分析了安全系数随坡面形状变化而变化的情况,研究了坡面曲率对边坡安全系数的影响。丰定祥等研究了渗流动水压力对边坡稳定性的影响。

在实际工程中,影响边坡稳定性的因素很多,如岩体的物理力学性质、结构面的发育规律、水的作用和地震荷载等。本章以三滑面平面失稳的理论分析为依据,用正交设计的方法,选取岩石容重、地震系数、水压力比、结构面的抗剪指标(C, φ)、倾角和长度为参数,以安全系数为指标,每个参数选择 7 个不同的水平,根据编制边坡稳定性计算程序,在计算机上进行了 49 次模拟计算。然后将计算结果进行了正交设计方差分析,定量评价了各参数对边坡稳定性的影响。

2.1 计算模型

设一均质边坡如图 2-1 所示,坡角为 β ,滑动面由三组节理组成。底部节理倾角为 θ_1 ,长为 l_1 ;顶部节理倾角为 θ_2 ,长为 l_2 。将图 2-1 分解为三个块体进行受力分析(图 2-2)。地震荷载用拟静力法计算,地震系数为 C_s 。为了后面正交设计分析取值方便,这里引用 Y. H. Huang 关于水压力比 r_u 的概念

$$r_u = \frac{\text{水下滑体剖面面积}}{2 \times \text{整个滑体剖面面积}}$$

根据受力分析,按等安全系数法求边坡的安全系数。

图 2-2 表明作用于每一块体上的力,底块重为 W_1 ,节理面的粘结力为 C_1 ,摩擦角为 φ_1 ;中间块重为 W ,节理面的粘结力为 C ,摩擦角为 φ ;顶部块体重为 W_2 ,节理面的粘结力为 C_2 ,摩擦角为 φ_2 。从图中可以看出,其中有 6 个未知量(P_1, P_2, N_1, N_2, N 和安全系数 F),这 6 个未知量可以根据 6 个平衡方程解出。

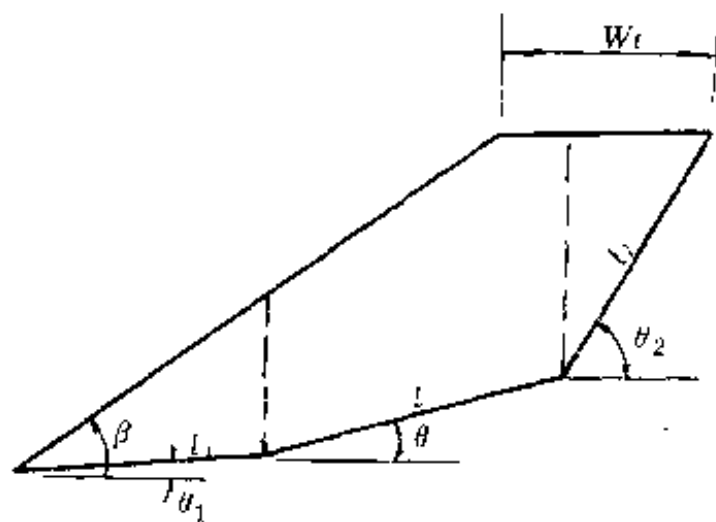


图 2-1 边坡的形状

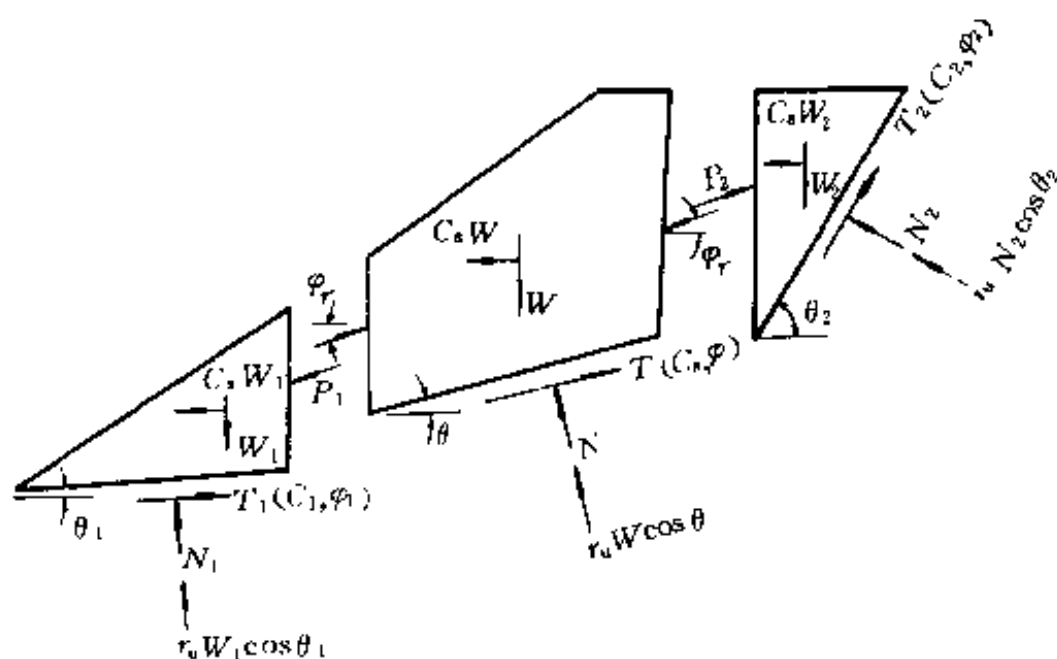


图 2-2 三块隔离体受力分析

底块:

由 $\Sigma F_y = 0$, 得

$$W_1 + P_1 \sin \varphi - N_1 \cos \theta_1 - r_u W_1 \cos^2 \theta_1 - T_1 \sin \theta_1 = 0 \quad (2-1)$$

式中 φ ——岩体内摩擦角;

T_1 ——滑面剪切力。

$$T_1 = (C_1 l_1 + N_1 \tan \varphi) / F \quad (2-2)$$

由 $\Sigma F_x = 0$, 得

$$P_1 \cos \varphi + N_1 \sin \theta_1 + \frac{1}{2} r_u W_1 \sin 2\theta_1 + C_1 W_1 - T_1 \cos \theta_1 = 0 \quad (2-3)$$

联立(2-1)、(2-2)和(2-3)式可得

$$N_1 = \frac{W_1 [\cos \varphi - r_u \cos \theta_1 \cos (\varphi - \theta_1) - C_1 \sin \varphi] + [C_1 l_1 \sin (\varphi - \theta_1)] / F}{\cos (\varphi - \theta_1) - \tan \varphi \sin (\varphi - \theta_1) / F} \quad (2-4)$$

从(2-3)式可求出 P_1

$$P_1 = (T_1 \cos \theta_1 - N_1 \sin \theta_1 - \frac{1}{2} W_1 \sin 2\theta_1 - C_1 W_1) / \cos \varphi \quad (2-5)$$

顶部块:

由 $\Sigma F_y = 0, \Sigma F_x = 0$, 得

$$W_2 - P_2 \sin \varphi - N_2 \cos \theta_2 - r_u W_2 \cos^2 \theta_2 - T_2 \sin \theta_2 = 0 \quad (2-6)$$

$$T_2 = (C_2 l_2 + N_2 \tan \varphi) / F \quad (2-7)$$

$$P_2 \cos \varphi - N_2 \sin \theta_2 - \frac{1}{2} r_u W_2 \sin 2\theta_2 - C_2 W_2 - T_2 \cos \theta_2 = 0 \quad (2-8)$$

联立(2-6)、(2-7)和(2-8)式

$$N_2 = \frac{W_2 [\cos \varphi - r_u \cos \theta_2 \cos (\varphi - \theta_2) - C_2 \sin \varphi] + [C_2 l_2 \sin (\varphi - \theta_2)] / F}{[\cos (\varphi - \theta_2) - \tan \varphi \sin (\varphi - \theta_2)] / F} \quad (2-9)$$

$$P_2 = (N_2 \sin \theta_2 - T_2 \cos \theta_2 + r_u W_2 \cos \theta_2 \sin \theta_2 + C_2 W_2) / \cos \varphi \quad (2-10)$$

中间块:

由 $\Sigma F_y = 0, \Sigma F_x = 0$, 得

$$W + P_2 \sin \varphi - P_1 \sin \varphi - N \cos \theta - r_u W \cos^2 \theta - T \sin \theta = 0 \quad (2-11)$$

$$T = (Cl + N \operatorname{tg} \varphi) / F \quad (2-12)$$

$$P_1 \cos \varphi_1 - P_2 \cos \varphi_2 - N \sin \theta - \frac{1}{2} r_u W \sin 2\theta + T \cos \theta - C_s W = 0 \quad (2-13)$$

联立(2-11)、(2-12)和(2-13)式可得

$$N = \frac{W[(1 - r_u \cos^2 \theta) + (P_2 - P_1) \sin \varphi_1 - (Cl \sin \theta) / F]}{\cos \theta + (\operatorname{tg} \varphi \sin \theta) / F} \quad (2-14)$$

(2-10)式可写为

$$\operatorname{FCT}(F) = (P_1 - P_2) \cos \varphi_1 - N \sin \theta - \frac{1}{2} r_u W \sin 2\theta + T \cos \theta - C_s W = 0 \quad (2-15)$$

(2-15)式是隐含安全系数 F 的非线性方程,式中 P_1 、 P_2 、 N 和 T 是 F 的函数。由安全系数上下限理论和非线性方程迭代法,最终可求得安全系数 F 。

根据以上理论和公式,我们编写了 FORTRAN 语言的三滑动面边坡稳定性分析计算程序 SLOPE3。

2.2 正交试验设计原理

正交试验设计就是利用数理统计学和正交性原理,从大量的试验点或多元参数组中挑选出适量的具有代表性、典型性的点,应用“正交表”合理安排试验,是一种最优的试验设计方法。它避免了“孤立试验法”的不足,吸取了“全面试验法”的长处。正交性原理包括两方面的内容,即水平均匀性和搭配均匀性。

设有三个参数 A 、 B 、 C ,每个参数各取三个不同的水平 A_1 、 A_2 、 A_3 ; B_1 、 B_2 、 B_3 ; C_1 、 C_2 、 C_3 。如果全面试验要做 $3^3=27$ 次试验,但是用正交试验设计只做 9 次就可以了,如表 2-1 所示,其中 X 为试验指标。

表 2-1 三参数三水平正交表

试 验 号	A	B	C	指标 X
1	A_1	B_1	C_1	X_1
2	A_1	B_2	C_2	X_2
3	A_1	B_3	C_3	X_3
4	A_2	B_1	C_2	X_4
5	A_2	B_2	C_3	X_5
6	A_2	B_3	C_1	X_6
7	A_3	B_1	C_3	X_7
8	A_3	B_2	C_1	X_8
9	A_3	B_3	C_2	X_9

从表 2-1 可以看出,所选 9 次试验对每个参数和参数的每个水平都是均匀分配的,即水平均匀性。而且 9 次试验中每个参数的 3 个水平出现次数相同,三个参数的搭配出现次数也相同,即搭配均匀性。为了便于直观想象,我们将全面试验的 27 次试验绘于三维空间(图 2-3),每个结点即为一个全面试验的试验点。正交试验所选的 9 次试验是打有黑点的 9 个结点。从图上看出,每个面上都有且只有 3 个结点,而且每个结点的两个坐标都与其他结点的另两个坐标完全不同,因此它们能够全面地反映 27 次全面试验。

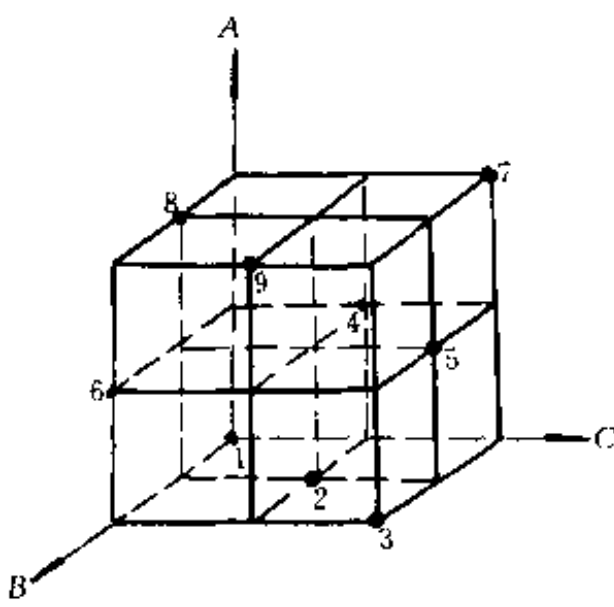


图 2-3 全面试验与正交试验比较

通过这些参数的交叉组合,利用正交试验设计的方差分析或直观分析方法,可以确定最优试验方案或参数对指标的影响程度及顺序。

2.3 边坡稳定性影响因素的定量评价

根据三滑面平面失稳理论和正交试验设计方法,应用正交设计方差分析,同样可以分析评价各参数对边坡稳定性的影响程度。

如前图 2-1、图 2-2 所示,设边坡坡角 $\beta=35^\circ$,顶面宽 $W_1=80\text{m}$,顶部节理倾角 $\theta_2=30^\circ$,长度 $l_2=100\text{m}$,粘结力 $C_2=40\text{kPa}$,摩擦角 $\varphi_2=24^\circ$,中间节理倾角 $\theta=25^\circ$,粘结力 $C=45\text{kPa}$,摩擦角 $\varphi=26^\circ$ 。选取底部节理倾角 θ_1 ,粘结力 C_1 ,摩擦角 φ_1 ,中间节理长 l ,水压力比 r_u ,地震系数 C_e 和岩体容量 G 等 7 个因素为参数,每个参数取 7 个不同的水平(见表 2-2)。

表 2-2 各参数的水平取值

水平	粘结力 C_1 (kPa)	摩擦角 φ_1 ($^\circ$)	倾角 θ_1 ($^\circ$)	节理长 l (m)	水压力比 r_u	地震系数 C_e	容重 G (kN/m ^{3})
1	30	20	10	30	0.10	0.05	26.2
2	35	22	11	31	0.15	0.06	26.4
3	40	24	12	32	0.20	0.07	26.6
4	45	26	13	33	0.25	0.08	26.8
5	50	28	14	34	0.30	0.09	27.0
6	55	30	15	35	0.35	0.10	27.2
7	60	32	16	36	0.40	0.11	27.4

我们采用 8 参数 7 水平正交表 $L_{49}(7^8)$ 计算方案,各参数不同水平共组合成 49 种情况,将计算数据输入 SLOPE3 程序上机进行 49 次运算,求出每种组合情况下边坡的安全系数。计算方案和求得的边坡安全系数 F 列于表 2-3。

表 2-3

正交设计计算方案及结果

计算号	参 数							安全系数
	C_1	φ_1	θ_1	l	r_u	C_s	G	F
1	30	20	10	30	0.10	0.05	26.2	1.214
2	30	22	11	31	0.15	0.06	26.4	1.133
3	30	24	12	32	0.20	0.07	26.6	1.055
4	30	26	13	33	0.25	0.08	26.8	0.979
5	30	28	14	34	0.30	0.09	27.0	0.907
6	30	30	15	35	0.35	0.10	27.2	0.836
7	30	32	16	36	0.40	0.11	27.4	0.767
8	35	20	11	32	0.25	0.09	27.2	0.923
9	35	22	12	33	0.30	0.10	27.4	0.854
10	35	24	13	34	0.35	0.11	26.2	0.794
11	35	26	14	35	0.40	0.05	26.4	0.868
12	35	28	15	36	0.10	0.06	26.6	1.206
13	35	30	16	30	0.15	0.07	26.8	1.156
14	35	32	10	31	0.20	0.08	27.0	1.152
15	40	20	12	34	0.40	0.06	26.8	0.820
16	40	22	13	35	0.10	0.07	27.0	1.133
17	40	24	14	36	0.15	0.08	27.2	1.060
18	40	26	15	30	0.20	0.09	27.4	1.012
19	40	28	16	31	0.25	0.10	26.2	0.950
20	40	30	10	32	0.30	0.11	26.4	0.941
21	40	32	11	33	0.35	0.05	26.6	1.030
22	45	20	13	36	0.20	0.10	26.4	0.939
23	45	22	14	30	0.25	0.11	26.6	0.893
24	45	24	15	31	0.30	0.05	26.8	0.982
25	45	26	16	32	0.35	0.06	27.0	0.906
26	45	28	10	33	0.40	0.07	27.2	0.892
27	45	30	11	34	0.10	0.08	27.4	1.237
28	45	32	12	35	0.15	0.09	26.2	1.168
29	50	20	14	31	0.35	0.07	27.4	0.954
30	50	22	15	32	0.40	0.08	26.2	0.793
31	50	24	16	33	0.10	0.09	26.4	1.096
32	50	26	10	34	0.15	0.10	26.6	1.099
33	50	28	11	35	0.20	0.11	26.8	1.026
34	50	30	12	36	0.25	0.05	27.0	1.128
35	50	32	13	30	0.30	0.06	27.2	1.074
36	55	20	15	33	0.15	0.11	27.0	0.965
37	55	22	16	34	0.20	0.05	27.2	1.064
38	55	24	10	35	0.25	0.06	27.4	1.063
39	55	26	11	36	0.30	0.07	26.2	0.995
40	55	28	12	30	0.35	0.08	26.4	0.943
41	55	30	13	31	0.40	0.09	26.6	0.867
42	55	32	14	32	0.10	0.10	26.8	1.205
43	60	20	16	35	0.30	0.08	26.6	0.875
44	60	22	10	36	0.35	0.09	26.8	0.868
45	60	24	11	30	0.40	0.10	27.0	0.819
46	60	26	12	31	0.10	0.11	27.2	1.131
47	60	28	13	32	0.15	0.05	27.4	1.248
48	60	30	14	33	0.20	0.06	26.2	1.176
49	60	32	15	34	0.25	0.07	26.4	1.097

数据的方差,反映了数据的波动性,即数据的分散性,方差大小表明数据变化的显著程度。正交设计的方差分析不仅能给出误差大小的估计和计算结果的精度,而且各因素方差的大小又反映了因素对指标影响的大小。下面以表 2-3 中粘结力 C_1 为例,说明正交设计方差的计算方法:

C_1 的方差计算公式为

$$S = \frac{Y_1^2 + Y_2^2 + Y_3^2 + Y_4^2 + Y_5^2 + Y_6^2 + Y_7^2}{7} - \frac{T^2}{49} \tag{2-16}$$

式中: $T=F_1+F_2+\cdots+F_{49}=\sum_{i=1}^{49} F_i$ 即安全系数之和, Y_i 是每一参数同一水平所对应的安全系数之和,对于 C_1 来说

$$\begin{aligned} Y_1 &= F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 + F_7 \\ Y_2 &= F_8 + F_9 + F_{10} + F_{11} + F_{12} + F_{13} + F_{14} \\ &\dots\dots\dots \\ Y_7 &= F_{43} + F_{44} + F_{45} + F_{46} + F_{47} + F_{48} + F_{49} \end{aligned}$$

对于 φ 来说

$$Y_1 = F_1 + F_8 + F_{15} + F_{22} + F_{29} + F_{36} + F_{43}$$

依此类推。

表 2-3 为 8 参数 7 水平正交表,为了不造成误解,第 8 列没有列出,我们把第 8 列作为误差项,用(2-16)式同样可计算出误差项的方差。

由于各参数与误差项方差的自由度相同,可以得出 F 检验中 F 值的计算公式

$$F = \frac{\text{各参数方差}}{\text{误差项方差}} \tag{2-17}$$

利用 F 值的大小查 F 分布表,即可判定各参数对安全系数影响的显著性(见表 2-4)。

表 2-4 各参数的方差及显著性检验

参 数	方 差	F 值	显著性($\alpha=0.01$)
C_1	0.01044	14.40	*
φ	0.26110	360.25	*
θ_1	0.01893	26.11	*
l	0.00300	3.85	
r_1	0.63773	879.87	*
C_2	0.32575	449.43	*
G	0.00096	1.32	
e (误差项)	0.00070		

本章通过三滑面边坡平面失稳的力学分析,用正交试验设计的方法安排计算方案求解边坡稳定安全系数,以及正交设计方差分析,最终得出以下结论:水压力、地震荷载、滑面的内摩擦角、倾角和粘结力对边坡稳定性的影响是十分显著的;滑面长度和岩体容重的影响相对次之。各参数对边坡安全系数的影响程度,可由表 2-4 中各参数的方差看出。

本章所得结论与 F. G. Bell 的观点基本一致,但又不尽相同。这是因为 Bell 只考虑了简单的单平面滑动情况,并且没有考虑地震荷载的影响。

第三章 边坡岩体抗剪强度指标的确定

在水电、采矿、铁路交通等边坡工程中,反映边坡安全度的主要力学参数是边坡岩体或软弱结构面在特定条件下的内摩擦角 φ (或内摩擦系数 $f=\tan\varphi$)和凝聚力 C 。本章论述在两种情况下这些参数的确定方法。一是在有现场和室内抗剪强度试验情况下,用带约束条件的最小二乘法,并用 Grubbs 准则剔除误差较大的项,确定岩体或结构面的抗剪强度,并与传统的点群中心法进行了比较分析。另一是在有滑体存在的情况下,用反分析方法,确定圆弧滑动面、顺层滑坡体和折面形滑坡体结构面的抗剪强度。本章提供的方法可获得供工程采用的力学参数,并已应用于二滩水电站等工程。

3.1 选取 C 、 φ 值的点群中心法

对水利水电工程来说,边坡稳定主要受 C 、 φ 值的控制。 C 、 φ 值选取是否合理是决定一个工程造价和安全的关键问题。而选取 C 、 φ 值的过程大体可分成以下三步。

(1)进行现场或室内剪切—水平位移试验。也即在某一法向荷载作用下,逐级施加水平荷载,使之产生水平位移,直到试件产生破坏为止,得到一条剪切(τ)—水平位移(δ_h)曲线(图 3-1)。从曲线上可以得到 τ_p (裂隙抗剪强度)、 τ_t (峰值强度)、 τ_0 (剩余强度)。这样进行若干次类似的试验,可以得到若干条剪切—水平位移曲线,从而可以确定出若干 τ_{ti} 。

(2)把各次试验所得到的 τ_{ti} 与相应的该级法向荷载 σ 点绘在坐标图上,即得 $\tau_t-\sigma$ 曲线图(图 3-2)。绘图时,把某些可疑点删去,用一直线使其通过点子最密集部分且直线两侧点子大体相等,该直线在垂直轴上截距为 C 值,直线与水平轴夹角即为 φ 角(摩擦系数 $f=\tan\varphi$)。利用这种方法所确定的 C 、 φ 值,人们叫点群中心法。实践证明,这种方法有很大任意性,尤其点子过少时这种任意性会更显著。因此往往与实际情况出入较大。

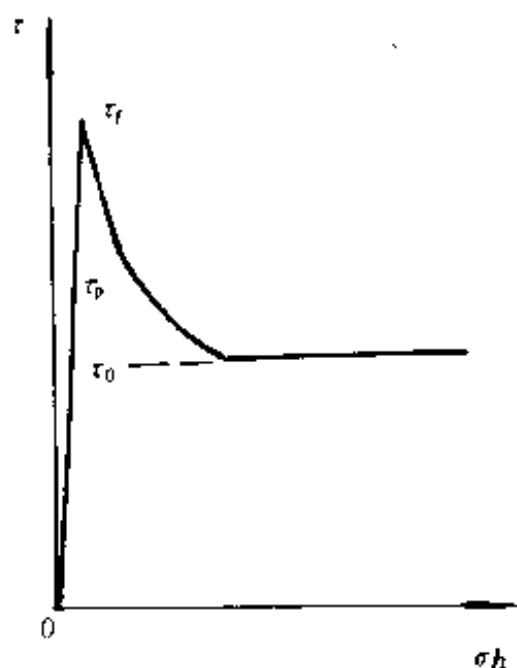


图 3-1 $\tau-\delta_h$ 曲线

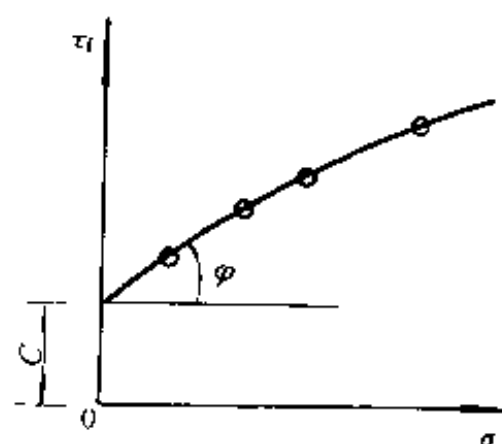


图 3-2 $\tau_t-\sigma$ 曲线

(3)在抗滑稳定分析时,由于人们已认识到用这一方法所确定的 C 、 φ 值可靠程度较差,直接用于计算不安全,故要进行人为的折减。根据经验, C 值一般采用试验值的 20%~25%, f 值取试验值的 50%~90%。

3.2 岩体工程分类

用何种方法来选取 C 、 f 值,使之符合实际情况,当前是一个研究课题。有人提出所谓优定斜率法。这一方法的基本内容是,首先进行岩体质量分级,以此为据对试验资料进行分析整理,舍弃可信度低的试验值,同时注意边界条件和岩体破坏机理分析,求相应斜率凝聚力的上、下限(图 3-3),以下限值为抗滑稳定分析建议值。这一方法优点在于注意到了岩体工程分类和岩体边界条件分析,但所给出的建议值是否为最佳值, C 、 f 的波动情况及 τ 、 σ 的相关性等问题缺乏说明。为此,我们在岩体分类基础上用最小二乘法解决这些问题。

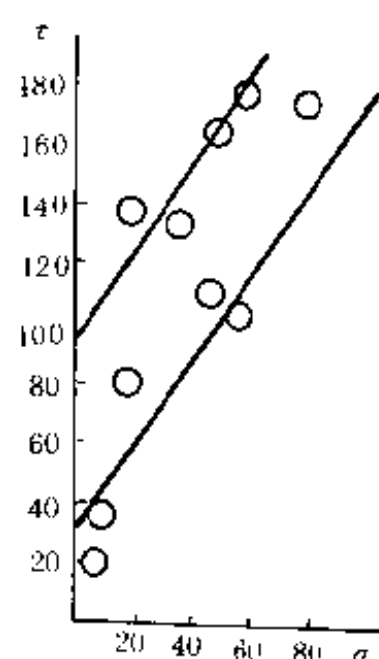


图 3-3 优定斜率曲线

众所周知,当前岩体工程分类一个总的趋势是由定性到定量,一些工程地质学家和岩石力学家企图用一个大统一的分类方案,使之可用于一切工程,达到一劳永逸。我们觉得这样的想法似乎难以实现。原因在于岩体本身是地质历史的产物,它不仅受成因、组成物本身变化的影响,而且受到岩体所赋存环境的影响。因此,岩体分类方法具体到某一个工程的岩体分类则较为现实,原因主要在于它包括的范围小,岩体性质、构造相对较单一。这样岩石本身的力学特性也容易掌握。

我们以二滩电站岩体工程分类为依据,对 C 、 φ 值进行相应的划分并进行整理、统计、计算、评价。该分类主要考虑的因素有岩体结构、风化特性、水文地质条件等,该分类所表示的详细内容如表 3-1 所示。

3.3 最小二乘法原理及其计算公式

由经验知,在法向应力 σ 小于 10MPa 时,抗剪强度 τ 与 σ 呈线性关系,即可用莫尔—库仑抗剪强度公式表示二者之间的关系。

按库仑剪切准则,当岩石破坏时应遵守下列线性方程

$$\tau = f\sigma + C \quad (3-1)$$

由抗剪试验知,在一般情况下 $\tau_{fi} \neq f\sigma_i + C$,应为

$$\tau_{fi} = f\sigma_i + C + V_i \quad (3-2)$$

(3-2)式称为残余误差方程,故 $V_i = \tau_{fi} - (f\sigma_i + C)$,由此,我们可以采用如下的数学模型

$$L_i = a_1x_1 + b_1x_2 + V_i \quad (3-3)$$

表 3-1
岩体质量分级表

岩体质量分级		岩性及代号	岩体结构				嵌合程度		裂隙充填次生 夹泥泥膜
级	亚级		结构类型	裂隙间距 (m)	质量指标 RQD(%)	小型破碎带 间距(m)	结合状况	裂隙原生充填	
A		正长岩(ξ_c)变质玄武岩(P_2B_1) 玄武岩辉长岩(y)	整体结构	>1	>80	>30	紧密	一般无充填 部分钙膜或 绿泥石熏染	无
	B	玄武岩($P_2\beta_3, P_2\beta_4$)	整体块状结构	0.8	75	>25	紧密	方解石绿帘石 一般无充填	无
C	C-1	正长岩(ξ_c)	块状结构	0.5	70	50	较紧密	部分钙膜或 绿泥石熏染	个别裂隙
	C-2	各类玄武岩	块状~镶嵌结构	0.4	60	10~15	较紧密	绿泥石熏染 膜状或方解石	局部充填
D	D-1	正长岩(ξ_c)	镶嵌或块状结构	0.3	50	30	较差		部分裂隙
	D-2	玄武岩($P_2\beta_2, P_2\beta_1, P_2\beta_3$)	镶嵌~碎裂结构	0.3	40	10	较差		充填
E	E-1	纤闪石化玄武岩 $P_3\beta_3^I$	碎裂~镶嵌结构	密集	<25	2.5	较紧密	软弱矿物普遍 1~3mm	无
	E-2	裂面绿泥石化玄武岩($P_2\beta^I$)	镶嵌~碎裂结构	密集	25	2.5	较紧密	软弱矿物普遍 1mm	
	E-3	正长岩及各类玄武岩	碎裂结构	0.25	30	10	明显松弛	裂隙普遍充填	
F		正长岩及各类玄武岩	散体结构	密集	<20	15	强烈松弛	裂隙普遍充填	
断层带		由片状、块状、劈理岩屑组成,无连续断层泥 由角砾岩屑块以及1~5cm连续的断层泥充填							

续表 3-1

岩体质量分级		风化特征				水文地质条件			地震波速 V_p (m/s)
级	亚级	风化分带	风化夹层 间距(m)	裂面风化率 或锈染(%)	裂隙中风化 碎屑(%)	探洞内地 下水状态	压水试验渗流量 q [L/(min·m·m)]	试段总长(m)	
A		微风化~新鲜	无	3.4	无	干燥		3277	3600
B		微风化~新鲜	无	1.4	无	干燥		380.89	4300
C	C-1	弱微风化	25	22	3	部分湿润 个别滴水		790.07	3300
	C-2	弱微风化为主	无	31.0	0.03			863.46	3400
D	D-1	弱偏强风化下段	10	40	19	普遍湿润 或有滴水		285.07	3400
	D-2	弱偏强风化下段为主		41	3			193.39	3200
E	E-1	微风化~新鲜	无	无	无	湿润	基本不透水		
	E-2	微风化~新鲜							
	E-3	弱偏弱风化上段为主	7	52	25	普遍滴水 渗水			
F		全强风化为主	4	68.6	13.4	普遍滴水 渗水			4300
断层带									

(3-3)式可详细表示成如下形式

$$\begin{array}{ccc} L_1 & a_1 & b_1 \\ L_2 & a_2 & b_2 \\ \dots & \dots & \dots \\ L_n & a_n & b_n \end{array}$$

$L_1 \dots L_n$ 等权, 独立, 无系统误差。

按最小二乘法原理, x_1 和 x_2 应在 $Q = \sum V_i^2 =$ 最小的情况下所得方程解为最佳, 故可对上式中的 x_1, x_2 求偏导并令等于零

$$\begin{aligned} O = \frac{\partial Q}{\partial x_1} &= 2 \sum_{i=1}^n V_i \frac{\partial V_i}{\partial x_1} = 2 \sum_{i=1}^n V_i (-a_i) \\ &= 2 \sum (a_i^2 x_1 + a_i b_i x_2 - a_i L_i) \\ &= 2(x_1 \sum a_i^2 + x_2 \sum a_i b_i - \sum a_i L_i) \end{aligned} \quad (3-4)$$

同理

$$O = \frac{\partial Q}{\partial x_2} = 2(x_1 \sum a_i b_i + x_2 \sum b_i^2 - \sum b_i L_i) \quad (3-5)$$

引用高斯总和符号

$$\begin{aligned} (aa) &= \sum_{i=1}^n a_i^2 & (ab) &= \sum_{i=1}^n a_i b_i & (aL) &= \sum_{i=1}^n a_i L_i \\ (bb) &= \sum_{i=1}^n b_i^2 & (bL) &= \sum_{i=1}^n b_i L_i \end{aligned}$$

故可把(3-4)、(3-5)两式写成如下的正则方程

$$\left. \begin{aligned} (aa)x_1 + (ab)x_2 &= (aL) \\ (ab)x_1 + (bb)x_2 &= (bL) \end{aligned} \right\} \quad (3-6)$$

按克莱姆法则

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= \frac{(bb)(aL) - (ab)(bL)}{(aa)(bb) - (ab)^2} \\ x_2 &= \frac{(aa)(bL) - (ab)(aL)}{(aa)(bb) - (ab)^2} \end{aligned} \right\} \quad (3-7)$$

求 x_1, x_2 和方差 σ_1^2, σ_2^2 , 令

$$\left. \begin{aligned} d_0 &= (aa)(bb) - (ab)^2 \\ d_{11} &= (bb)/d_0 \\ d_{12} &= d_{21} = -(ab)/d_0 \\ d_{22} &= (aa)/d_0 \end{aligned} \right\} \quad (3-8)$$

则有

$$\left. \begin{aligned} (aa)d_{11} + (ab)d_{12} &= 1 \\ (ab)d_{11} + (bb)d_{12} &= 0 \\ (aa)d_{21} + (ab)d_{22} &= 0 \\ (ab)d_{21} + (bb)d_{22} &= 1 \end{aligned} \right\} \quad (3-9)$$

可进一步导出

$$\left. \begin{aligned} (aa)d_{11}^2 + (bb)d_{12}^2 + 2(ab)d_{11}d_{12} &= d_{11} \\ (aa)d_{21}^2 + (bb)d_{22}^2 + 2(ab)d_{12}d_{22} &= d_{22} \\ (aa)d_{11}d_{12} + (bb)d_{12}d_{22} + (ab)(d_{11}d_{22} + d_{12}d_{12}) &= d_{12} \end{aligned} \right\} \quad (3-10)$$

(3-10)可写成

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= d_{11}(aL) + d_{12}(bL) = \Sigma(d_{11}a_i + d_{12}b_i)L_i \\ x_2 &= d_{12}(aL) + d_{22}(bL) = \Sigma(d_{12}a_i + d_{22}b_i)L_i \end{aligned} \right\} \quad (3-11)$$

因为各 L_i 独立等方差 σ^2 , 由误差传递公式得 x_1 方差

$$\begin{aligned} \sigma_1^2 &= \Sigma(d_{11}a_i + d_{12}b_i)^2 \sigma^2 \\ &= \sigma^2 \Sigma(d_{11}^2 a_i^2 + d_{12}^2 b_i^2 + 2d_{11}d_{12}a_i b_i) \\ &= \sigma^2 [d_{11}^2(aa) + d_{12}^2(bb) + 2d_{11}d_{12}(ab)] = \sigma^2 d_{11} \end{aligned}$$

同理得 x_2 的方差 σ_2^2 , 故有

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1^2 &= \sigma^2 d_{11} \\ \sigma_2^2 &= \sigma^2 d_{12} \end{aligned} \right\} \quad (3-12)$$

因为 x_1, x_2 已由(3-7)式解出, 所以残余误差为

$$V_i = L_i - (a_i x_1 + b_i x_2) \quad i = 1, 2, \dots, n$$

方差 σ^2 的估计值为

$$\sigma^2 = \frac{\Sigma V_i^2}{n-2} \quad (3-13)$$

3.4 抗剪参数 f, C 的数字特征分析

把(3-1)式和(3-3)式相对照可知, $L_i = \tau_{fi}$ (峰值强度), $a_i = \sigma_i$ (法向应力), $x_1 = f$ (摩擦系数), $x_2 = C$ (凝聚力), $b_i = 1$ (凝聚力 C 的系数)。在上述最小二乘法诸公式基础上可得到抗剪参数 f, C 和有关数字特征公式

$$\left. \begin{aligned} f &= \frac{h_0 V_1 + h_1 V_0}{h_2 h_0 - h_1^2} \\ C &= \frac{h_2 V_0 + h_1 V_1}{h_2 h_0 - h_1^2} \\ D_f &= \frac{h_0}{h_1 h_0 - h_1^2} \frac{h_{\min}}{m-1} \\ D_c &= \frac{h_2}{h_2 h_0 - h_1^2} \frac{h_{\min}}{m-1} \\ S_f &= \sqrt{D_f}, S_c = \sqrt{D_c} \\ V_f &= S_f/f, V_c = S_c/C \end{aligned} \right\} \quad (3-14)$$

式中 f, C ——摩擦系数、内聚力的数学期望值;

D_f, D_c ——摩擦系数、内聚力的方差;

S_f, S_c ——摩擦系数、内聚力的标准差;

V_f, V_c ——摩擦系数、内聚力的变异系数。

$h_0, h_1, h_2, V_0, V_1, h_{\min}$ 值按下式确定

$$\left. \begin{aligned}
 h_0 &= m \\
 h_1 &= \sum_{i=1}^m \sigma_i \\
 h_2 &= \sum_{i=1}^m \sigma_i^2 \\
 V_0 &= \sum_{i=1}^m (\tau_i)_i \\
 V_1 &= \sum_{i=1}^m (\tau_i)_i \cdot \sigma_i \\
 h_{\min} &= \sum_{i=1}^m [(\tau_i)_i - (\bar{\tau}_i)_i]^2 \\
 (\bar{\tau}_i)_i &= f\sigma_i + C
 \end{aligned} \right\} \quad (3-15)$$

(3-15)式中 σ_i 、 $(\tau_i)_i$ 为 i 次试验时法向应力和峰值强度, m 为试验次数。

图 3-4 为 f 、 C 值计算流程图。

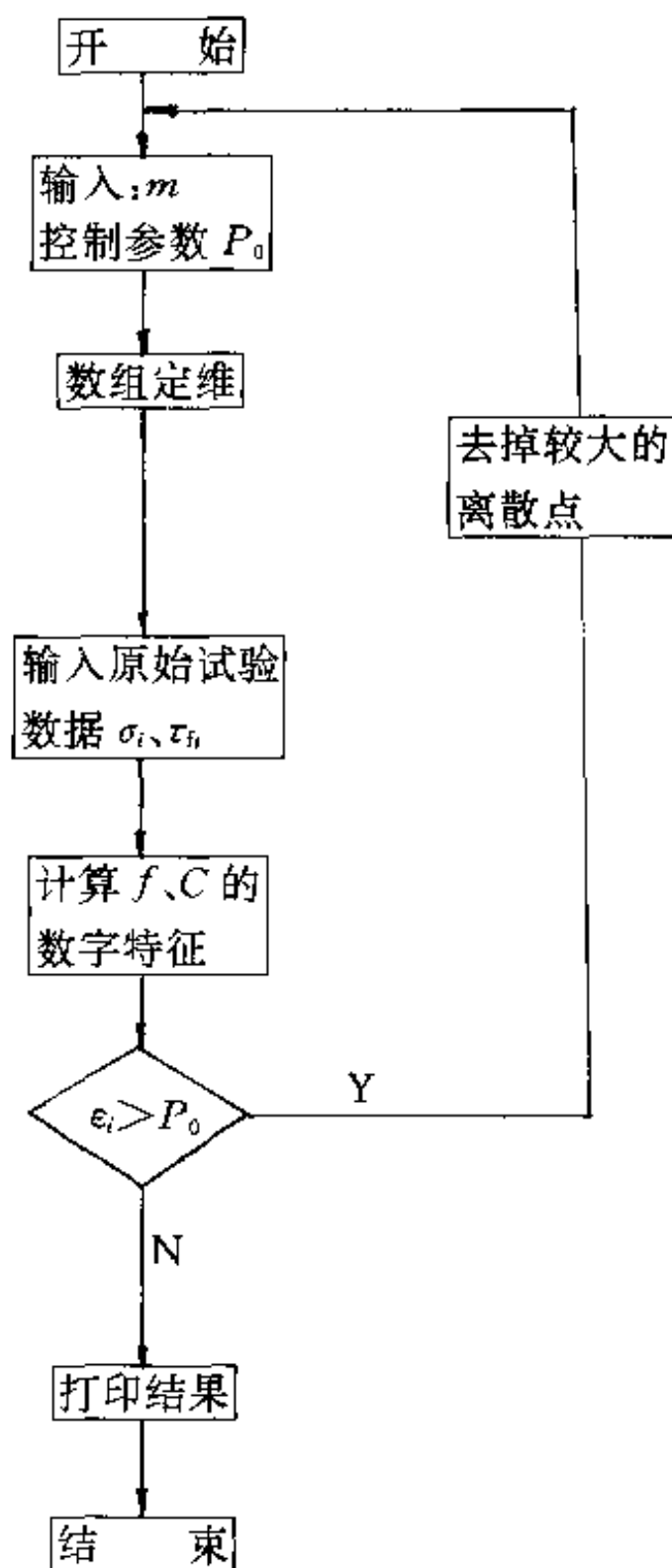


图 3-4 计算 f 、 C 值数字特征流程图

3.5 工程实例分析

以四川雅砻江二滩水电站岩基抗剪试验资料为背景材料,用前一部分所给出的公式进行分析和计算。

3.5.1 数值分析和异常值剔除

在实验过程中,由于读错、记错和仪器本身等方面的问题,将使测试数据出现异常现象。这样的一些异常值如果参与正常值计算会造成计算成果的歪曲甚至错误。根据统计学原理,在给定一置信概率(如 $1-\alpha=0.99$)情况下,确定出相应的置信限,凡超过此置信限则为随机误差,应给予剔除。由笔者所查询的文献来看,对一维数组坏值剔除有许多准则可循,对成比例的二维数组如何剔除尚未见到可遵循的规则。我们认为,把剪应力除以相应的法向应力是可行的。本文采用了格拉布斯(Grubbs)准则,在 $1-\alpha=99\%$ 情况下对二滩电站各类岩石抗剪试验成果进行了剔除(表 3-2)。

表 3-2 剔 除 数 据 成 果 表

岩体分类	岩性或结构面	原始数据(对)	剔除数据(对)
C-1	正长岩	19	2
C-2	玄武岩	61	2
D-1	正长岩	8	1
E-1	纤闪石化玄武岩	7	1
C-1	天然结构面(室内中剪)	40	0
C-2	天然陡面(室内中剪)	5	0
D-1	天然缓面(现场大剪)	12	0
	天然缓面(室内中剪)	22	0
E-2	天然陡面(室内中剪)	4	1
E-3	天然缓面(室内中剪)	8	0

3.5.2 计算成果

根据剪应力—法向应力线性关系式,方差、标准差、变异系数、相关系数、 F 检验计算所得到的成果分别列于表 3-3、表 3-4、表 3-5、表 3-6,各级岩体的 $\tau-\sigma$ 图绘于图 3-5。

表 3-3 回 归 方 程 式

岩体分类	岩性或结构面	公 式	
		点群中心法	最小二乘法
C-1	正长岩	$\tau=35+2.05\sigma$	$\tau=43.8806+1.9594\sigma$
C-2	玄武岩	$\tau=20+1.73\sigma$	$\tau=27.3835+1.3987\sigma$
D-1	正长岩	$\tau=11+1.23\sigma$	$\tau=14.2004+1.0604\sigma$
E-1	纤闪石化玄武岩	$\tau=6+1.33\sigma$	$\tau=6.8257+1.0133\sigma$
C-1	天然结构面(室内中剪)	$\tau=5+1.0\sigma$	$\tau=14.21+0.8839\sigma$
C-2	天然陡面(室内中剪)	$\tau=3+0.65\sigma$	$\tau=2.1822+0.6796\sigma$
D-1	天然缓面(现场大剪)	$\tau=2+0.81\sigma$	$\tau=3.1992+0.6990\sigma$
	天然缓面(室内中剪)	$\tau=2+0.90\sigma$	$\tau=7.7719+0.6870\sigma$
E-2	天然陡面(室内中剪)	$\tau=0.5+0.65\sigma$	$\tau=3.3321+0.5098\sigma$
E-3	天然缓面(室内中剪)	$\tau=0.5+0.58\sigma$	$\tau=0.1408+0.6098\sigma$

表 3-4

计 算 成 果 表

岩体分类	岩性或结构面	点群中心法				最小二乘法			
		f	C	f	$Var(f)$	$CV(f)$	C	$Var(C)$	$CV(C)$
C-1	正长岩	2.05	35	1.9545	0.1902	0.0973	43.8806	5.5938	0.1275
C-2	玄武岩	1.73	20	1.3987	0.1102	0.0788	27.3835	4.2471	0.1551
D-1	正长岩	1.23	11	1.0604	0.2227	0.2100	14.2004	6.6092	0.4654
E-1	纤闪石化玄武岩	1.33	6	1.0133	0.0833	0.0822	6.8257	2.1045	0.1919
C-1	天然结构面(室内中剪)	1.00	5	0.8839	0.1140	0.1290	14.21	4.4399	0.3122
C-2	天然陡面(室内中剪)	0.65	3	0.6796	0.0356	0.0524	2.1822	1.3276	0.6084
D-1	天然缓面(现场大剪)	0.81	2	0.6990	0.1410	0.2017	3.1992	2.5019	0.7820
	天然缓面(室内中剪)	0.90	2	0.6890	0.0800	0.1164	7.7719	3.4219	0.4403
E-2	天然陡面(室内中剪)	0.65	0.5	0.5098	0.0652	0.1279	3.3321	2.2898	0.6872
E-3	天然缓面(室内中剪)	0.58	0.5	0.6098	0.1119	0.1835	0.1408	3.6599	25.9936

表 3-5

相 关 性 分 析

岩体分类	组 数	相关系数	显著性($\alpha=0.01$)
C-1	17	0.9358	十分显著
C-2	59	0.8594	十分显著
D-1	7	0.9050	十分显著
E-1	6	0.9868	十分显著
C-1	40	0.7833	十分显著
C-2	5	0.9959	十分显著
D-1	12	0.8431	十分显著
	22	0.8868	十分显著
E-2	3	0.9919	不显著($\alpha=0.05$)
E-3	8	0.9121	十分显著

表 3-6

相 关 性 分 析

岩体分类	方差来源	平方和	自由度	均方	F	显著性($\alpha=0.01$)
C-1	回归	40023.4796	1	40023.4796	105.6194	十分显著
	残差	5684.1107	15	379.9407		
	总和	45707.5903	16			
C-2	回归	87022.5700	1	87022.5700	1610.2002	十分显著
	残差	30798.2117	57	540.3195		
	总和	117820.7817	58			
D-1	回归	2836.6965	1	2836.6965	22.6654	十分显著
	残差	625.7776	5	125.1555		
	总和	3462.4741	6			

续表 3-6

岩体分类	方差来源	平方和	自由度	均方	F	显著性($\alpha=0.01$)
E-1	回归	1623.1824	1	1623.1824	148.0385	十分显著
	残差	43.8584	4	10.9646		
	总和	1667.0408	5			
C-1	回归	10764.7775	1	10764.7775	60.3143	十分显著
	残差	6782.1649	38	178.4780		
	总和	17546.9424	39			
C-2	回归	691.5340	1	691.5340	365.21	十分显著
	残差	5.6806	3	1.8935		
	总和	697.2146	4			
D-1	回归	529.7276	1	529.7276	24.5894	十分显著
	残差	215.4285	10	21.5429		
	总和	745.1561	11			
D-1	回归	2061.0044	1	2061.0044	73.6530	十分显著
	残差	831.1958	20	41.5598		
	总和	3892.2002	21			
E-2	回归	209.3667	1	209.3667	61.1933	不显著 ($\alpha=0.05$)
	残差	3.4214	1	3.4214		
	总和	212.7881	2			
E-3	回归	478.8567	1	478.8567	29.7043	十分显著
	残差	96.7247	6	16.1208		
	总和	575.5814	7			

为了对比最小二乘法与点群中心法两者之间的差异,对各岩级两者的 C 、 f 值进行了比较计算。一般来说由最小二乘法所获取的 C 值为点群中心法的 1.5 倍左右, f 值为点群中心法的 85%~90%。计算结果列于表 3-7。

表 3-7

计 算 结 果

岩体分类	岩性或结构面	C_1/C_2	f_1/f_2
C-1	正长岩	1.2286	0.9534
C-2	玄武岩	1.3500	0.8085
D-1	正长岩	1.2727	0.8621
E-1	纤闪石化玄武岩	1.1376	0.7619
C-1	天然结构面(室内中剪)	2.8000	0.8839
C-2	天然陡面(室内中剪)	0.7274	1.0455
D-1	天然缓面(现场大剪)	1.5996	0.8630
	天然缓面(室内中剪)	3.8860	0.7633
E-2	天然陡面(室内中剪)	6.6642	0.7843
E-3	天然缓面(室内中剪)	0.2815	1.0514

注 C_1 、 f_1 为由最小二乘法所获得的凝聚力和摩擦系数, C_2 、 f_2 为由点群中心法所获得的凝聚力和摩擦系数

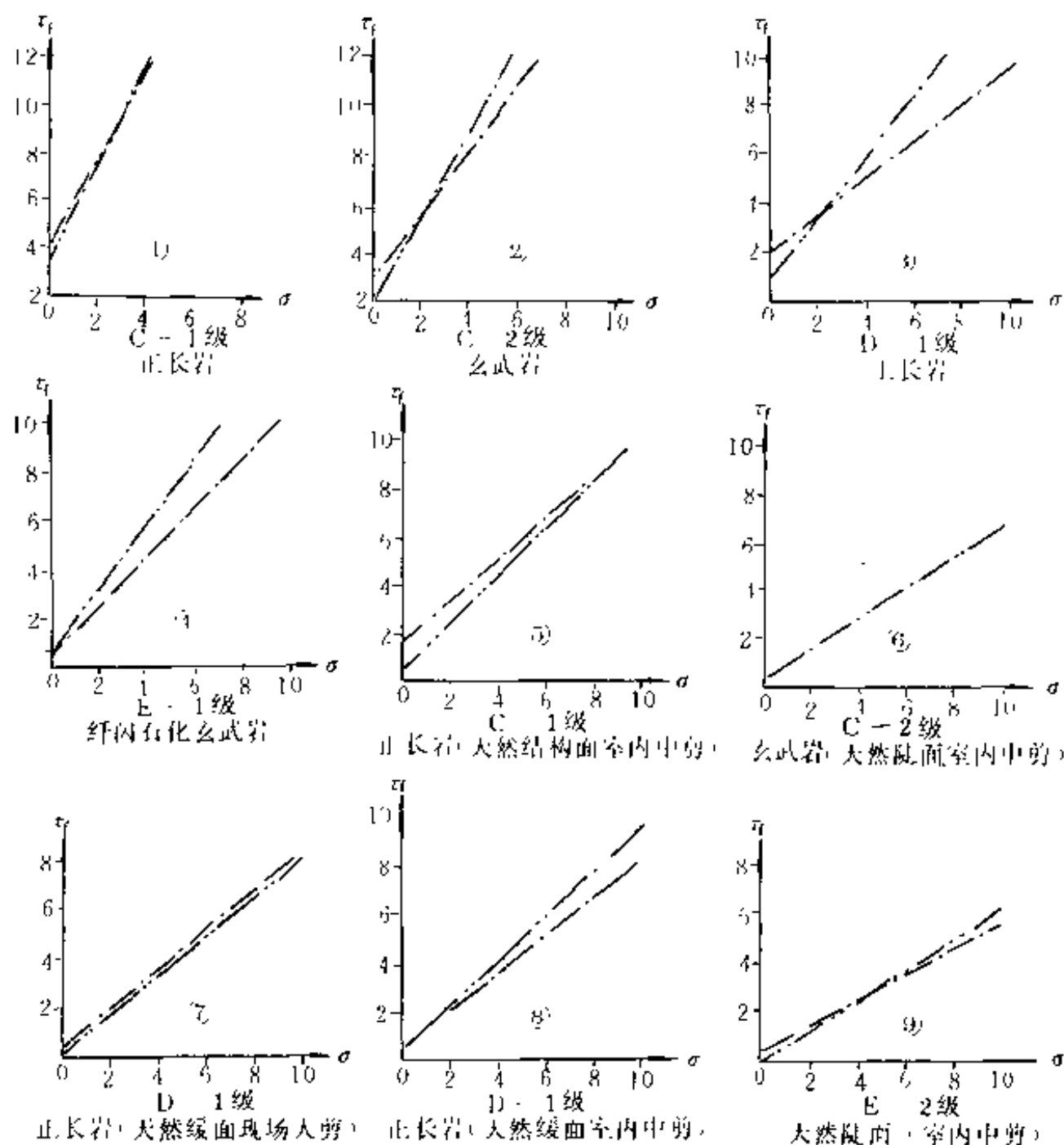


图 3-5 用两种方法所得 C 、 φ 值比较图 (①~⑨)

力的单位为 MPa

• • • • • 一点群中心法

— — — — — 最小二乘法

3.6 边坡岩体滑动面抗剪强度指标的反分析

在国内外现有反算边坡岩体弱面或岩体的强度指标 C 、 φ 值的计算方法中,对于单一滑体,列出一个按库仑强度准则的静力极限平衡方程式,凭经验假定一个未知的 C (或 φ),解出另一个未知的 φ (或 C);对于多个滑体,在岩土性质大致相同的情况下,采取两两组合求解,最后取平均值;也有不考虑 C ,只求取 φ 值的。

从工程实践的需要出发,本节探索在一个滑体上截取多个计算剖面或多个滑体一并联合,利用最小二乘法求解的方法。为此,作如下的近似假设:

(1)把滑体看成一种地质体,滑面主要受地质结构面控制或依据最小变形功原理所形成。

(2)各剖面滑面上的强度值可以各不相同。将各剖面界面间的相互作用力分解为垂直

各剖面滑面作用方向和平行作用方向两部分,粗略地用各剖面滑面上的强度指标来综合反映。

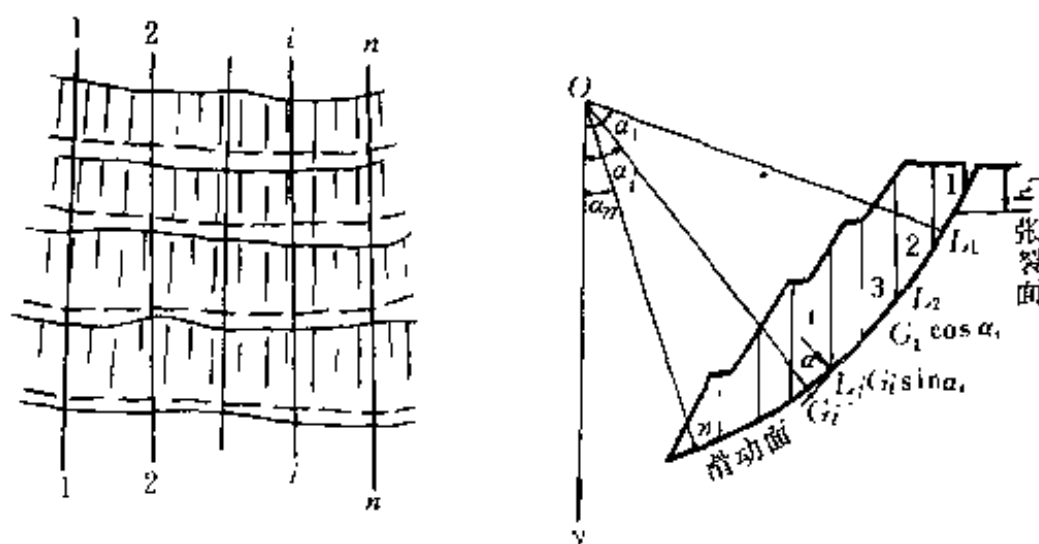
(3)整个滑体滑动时,各剖面滑面上的强度值的作用力与滑动方向平行,方向相反;整个滑体处于极限平衡时,总的稳定性系数 $k=1$,与强度值作用方向一致的各剖面也相应处于极限平衡状态,并将各剖面处于极限平衡状态下的强度指标,视为整个滑体处于极限平衡状态下综合强度指标的观测值。

(4)为了求得整个滑面上供工程应用的综合强度指标,近似地用各剖面滑面上强度指标的综合值来代替。

3.6.1 计算方法

(一)圆弧滑动面滑坡体

设有一个呈圆弧滑动面的滑坡体。为取得供工程应用的滑面上综合的抗剪强度 C 、 φ 值,沿主滑方向截取 n 个厚度为 1 长度单位(如 1m)的计算剖面(图 3-6),除岩土自重外,并考虑爆破地震力 F 、水的浮托力 u 和作用在滑体上外载荷 $Q(x)$ 的影响(图 3-7),作出 n 个静力极限平衡方程



滑体平面示意图

滑体剖面示意图

图 3-6 圆弧滑动面滑坡体

$$\left. \begin{aligned}
 & f_1 \sum_1^{m_1} [(G_{1i} + Q_{1i}) \cos \alpha_{1i} - F_{1i} \sin \alpha_{1i} - u_{1i}] \\
 & + C_1 \sum_1^{m_1} L_{1i} - \sum_1^{m_1} [(G_{1i} + Q_{1i}) \sin \alpha_{1i} + F_{1i} \cos \alpha_{1i}] = 0 \\
 & f_2 \sum_1^{m_2} [(G_{2i} + Q_{2i}) \cos \alpha_{2i} - F_{2i} \sin \alpha_{2i} - u_{2i}] \\
 & + C_2 \sum_1^{m_2} L_{2i} - \sum_1^{m_2} [(G_{2i} + Q_{2i}) \sin \alpha_{2i} + F_{2i} \cos \alpha_{2i}] = 0 \\
 & \dots \dots \\
 & f_n \sum_1^{m_n} [(G_{ni} + Q_{ni}) \cos \alpha_{ni} - F_{ni} \sin \alpha_{ni} - u_{ni}] \\
 & + C_n \sum_1^{m_n} L_{ni} - \sum_1^{m_n} [(G_{ni} + Q_{ni}) \sin \alpha_{ni} + F_{ni} \cos \alpha_{ni}] = 0
 \end{aligned} \right\} \quad (3-16)$$

式中 C_i ——第 i 个剖面滑面上的粘结力, kN/m^2 ;
 f_i ——第 i 个剖面滑面上的内摩擦系数, $f_i = \tan \varphi$, φ 为内摩擦角;
 $m_1, m_2, \dots, m_n$ ——各计算剖面的垂直条块数;
 $1, 2, \dots, n$ ——计算剖面号;
 $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$ ——计算剖面第 i 条块重心的滑动角;
 $G_{1i}, G_{2i}, \dots, G_{mi}$ ——计算剖面第 i 条块的岩土自重, kN ;;
 $L_{1i}, L_{2i}, \dots, L_{mi}$ ——计算剖面第 i 条块滑面面积, m^2 ;
 $Q_{1i}, Q_{2i}, \dots, Q_{mi}$ ——计算剖面第 i 条块上承受的外加载荷的集中力, kN ;
 $u_{1i}, u_{2i}, \dots, u_{mi}$ ——计算剖面第 i 条块上承受水的浮托力的集中力, kN ;
 $F_{1i}, F_{2i}, \dots, F_{mi}$ ——计算剖面第 i 条块上的爆破地震力, kN 。

(二) 顺层滑坡体

同样沿主滑方向截取 n 个计算剖面(图 3-8), 列出 n 个剖面的静力极限平衡方程式

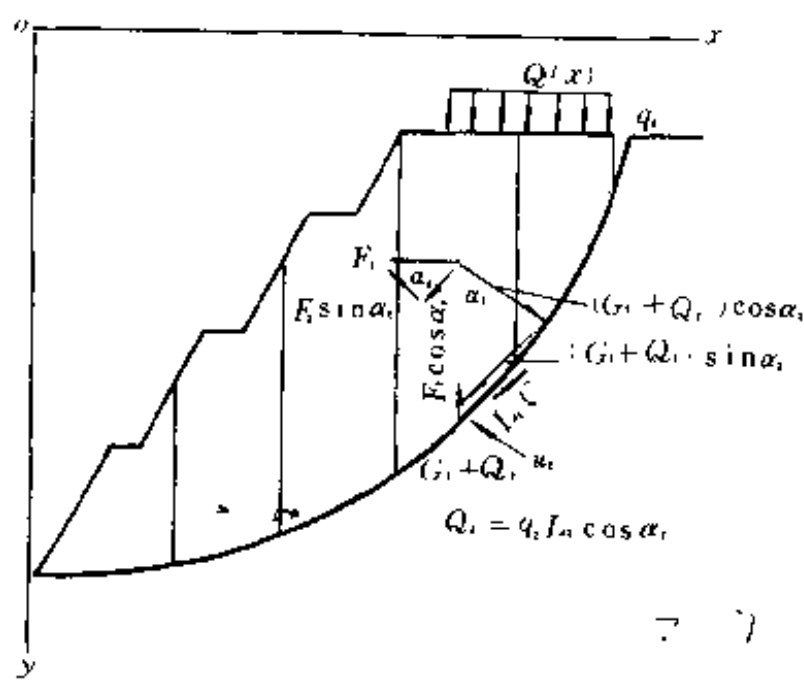


图 3-7 圆弧面滑体计算剖面示意图

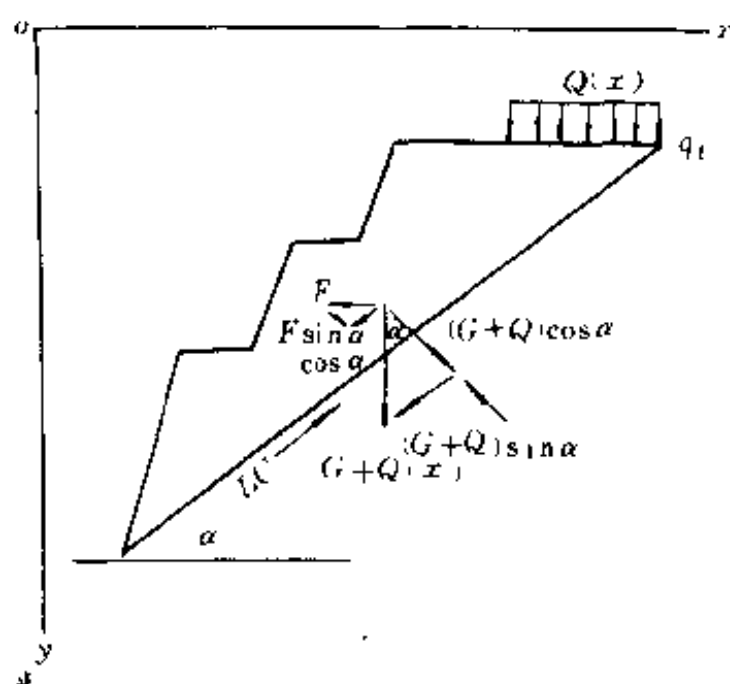


图 3-8 顺层滑坡计算剖面示意图

$$\begin{aligned}
 & [(G_1 + Q_1) \cos \alpha_1 - F_1 \sin \alpha_1 - u_1] f_1 + L_1 C_1 \\
 & - [(G_1 + Q_1) \sin \alpha_1 + F_1 \cos \alpha_1] = 0 \\
 & [(G_2 + Q_2) \cos \alpha_2 - F_2 \sin \alpha_2 - u_2] f_2 + L_2 C_2 \\
 & - [(G_2 + Q_2) \sin \alpha_2 + F_2 \cos \alpha_2] = 0 \\
 & \dots\dots\dots \\
 & [(G_n + Q_n) \cos \alpha_n - F_n \sin \alpha_n - u_n] f_n + L_n C_n \\
 & - [(G_n + Q_n) \sin \alpha_n + F_n \cos \alpha_n] = 0
 \end{aligned} \quad (3-17)$$

式中各符号的意义同前, 下标 $1, 2, \dots, n$ 为计算剖面号。

(三) 折面形滑坡体

其垂直条块按折面相交处划分(图 3-9), 各剖面的静力平衡方程式与(3-16)式类同。

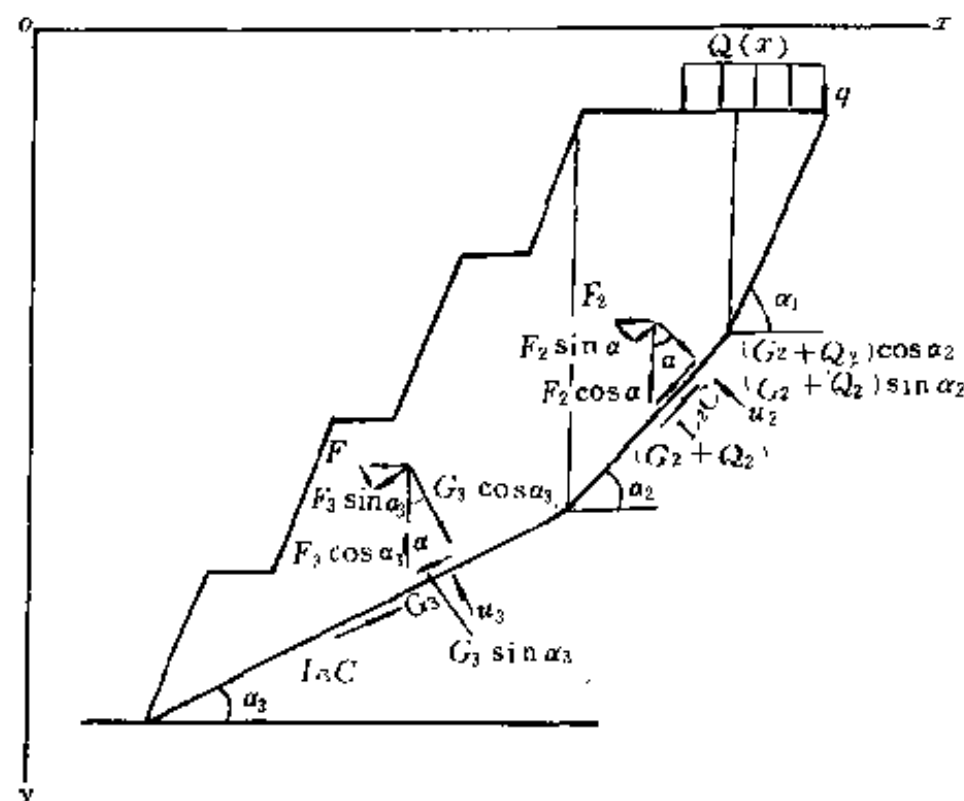


图 3-9 折面形滑坡计算剖面示意图

当不考虑爆破地震力和水的浮托力时,对圆弧面滑坡相应于(3-16)式,有:

$$\left. \begin{aligned} f_1 \sum_1^{m_1} G_{1i} \cos \alpha_{1i} + C_1 \sum_1^{m_1} L_{1i} - \sum_1^{m_1} G_{1i} \sin \alpha_{1i} &= 0 \\ f_2 \sum_1^{m_2} G_{2i} \cos \alpha_{2i} + C_2 \sum_1^{m_2} L_{2i} - \sum_1^{m_2} G_{2i} \sin \alpha_{2i} &= 0 \\ \dots\dots\dots \\ f_n \sum_1^{m_n} G_{ni} \cos \alpha_{ni} + C_n \sum_1^{m_n} L_{ni} - \sum_1^{m_n} G_{ni} \sin \alpha_{ni} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3-16')$$

对顺层滑坡,相应于(3-17)式则有

$$\left. \begin{aligned} G_1 \cos \alpha_1 f_1 + L_1 C_1 - G_1 \sin \alpha_1 &= 0 \\ G_2 \cos \alpha_2 f_2 + L_2 C_2 - G_2 \sin \alpha_2 &= 0 \\ \dots\dots\dots \\ G_n \cos \alpha_n f_n + L_n C_n - G_n \sin \alpha_n &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3-17')$$

对折面形滑坡,各计算剖面的平衡方程与(3-16')式类同。

若能求得整个滑体处于极限平衡状态下综合的 C 、 φ 值,将此综合的 C 、 φ 值代入各剖面方程,则不满足极限平衡,将产生一定的偏差。我们将用最小二乘法使这种偏差的平方和减小到最小程度。这样,若用最小二乘法求出各计算剖面滑面上 C_i 、 φ_i 值的或然值,就可把它们近似地作为整个滑体处于极限平衡状态下综合的 C 、 φ 值。

为此,我们以(3-17)式为例,将方程组写成如下形式,并令其相应的权为 P_1 、 P_2 、 $\dots$ 、 P_n (一般可按体积、滑面面积或勘测程度加权)

$$\left. \begin{aligned} & [(G_1 + Q_1)\cos\alpha_1 - F_1\sin\alpha_1 - u_1]f + L_1C \\ & - [(G_1 + Q_1)\sin\alpha_1 + F_1\cos\alpha_1] = V_1 \\ & [(G_2 + Q_2)\cos\alpha_2 - F_2\sin\alpha_2 - u_2]f + L_2C \\ & - [(G_2 + Q_2)\sin\alpha_2 + F_2\cos\alpha_2] = V_2 \\ & \dots\dots\dots \\ & [(G_n + Q_n)\cos\alpha_n - F_n\sin\alpha_n - u_n]f + L_nC \\ & - [(G_n + Q_n)\sin\alpha_n + F_n\cos\alpha_n] = V_n \end{aligned} \right\}, \text{其权为:} \left. \begin{aligned} & P_1 \\ & P_2 \\ & \dots \\ & P_n \end{aligned} \right\} \quad (3-18)$$

我们称(3-18)式为基本误差平衡方程式。此式中, $V_1, V_2, \dots, V_n$ 为误差项。令

$$a_i = [(G_i + Q_i)\cos\alpha_i - F_i\sin\alpha_i - u_i]$$

$$b_i = L_i$$

$$l_i = -[(G_i + Q_i)\sin\alpha_i + F_i\cos\alpha_i]$$

则(3-18)式为

$$\left. \begin{aligned} & V_1 = a_1f + b_1C + l_1 \\ & V_2 = a_2f + b_2C + l_2 \\ & \dots \\ & V_n = a_nf + b_nC + l_n \end{aligned} \right\}, \text{其权为:} \left. \begin{aligned} & P_1 \\ & P_2 \\ & \dots \\ & P_n \end{aligned} \right\} \quad (3-19)$$

将(3-19)式用最小二乘法处理后, 使得

$$\left. \begin{aligned} & [Paa]f + [Pab]C + [Pal] = 0 \\ & [Pab]f + [Pbb]C + [Pbl] = 0 \end{aligned} \right\} \quad (3-20)$$

此处 $[\] = \Sigma$ 为总和符号。

法式方程组(3-20)的解为(3-19)式的最小二乘解

$$\left. \begin{aligned} f &= \frac{[Pab][Pbl] - [Pbb][Pal]}{N} \\ C &= \frac{[Pab][Pal] - [Paa][Pbl]}{N} \end{aligned} \right\} \quad (3-21)$$

式中 $N = [Paa][Pbb] - [Pab]^2$

当各计算剖面等权时, (3-19)式的 $P_1 = P_2 = \dots = P_n = 1$; 则(3-20)式变为

$$\left. \begin{aligned} & [aa]f + [ab]C + [al] = 0 \\ & [ab]f + [bb]C + [bl] = 0 \end{aligned} \right\} \quad (3-22)$$

其解为

$$\left. \begin{aligned} f &= \frac{[ab][bl] - [bb][al]}{[aa][bb] - [ab]^2} \\ C &= \frac{[ab][al] - [aa][bl]}{[aa][bb] - [ab]^2} \end{aligned} \right\} \quad (3-23)$$

实际计算时, 由极限平衡方程组(考虑是否加权)直接求出它的线性对称方程组系数, 然后按(3-21)或(3-23)式解出 C, f 。对于有两个或两个以上的滑体, 其工程地质和水文地质条件基本相同时, 可将这些滑体联合, 以解出适合于每个滑体滑面的 C, φ 值。当按平面问题求解时, 可将各滑体沿主滑方向截取相同数目的剖面, 每个剖面列出一个误差平衡方

程;或以相同的剖面间距在各滑体上截取剖面。当按空间问题求解时,每个滑体列出一个误差平衡方程式,然后按上述相同的方法求解。

3. 6. 2 计算实例

(一)圆弧滑动面滑坡

某露天矿下盘边坡曾发生长 60~70m、高 35m、厚 20~30m 的圆弧滑动面滑坡,滑下岩土量约 9 万 m³,滑坡段为表土层和风化白云岩、砂卡岩,岩土容重平均取 $\gamma = 18.0\text{kN/m}^3$ 。沿主滑方向在滑体上截取三个计算剖面(从图 3-10 中取出其中一个剖面)进行分析,只考虑岩土自重,我们列出三个误差平衡方程(表 3-8),其法式方程的常系数表如表 3-9。

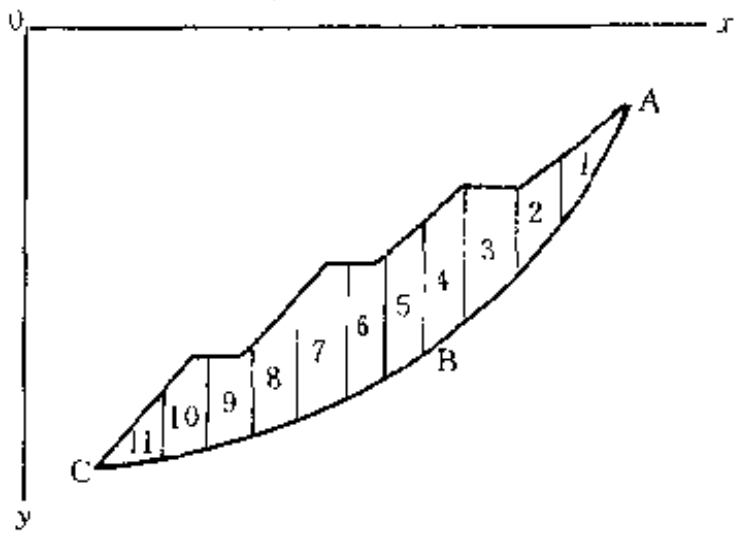


图 3-10 由 A、B 和 C 三点绘出的滑动面

表 3-8	误差平衡方程	表 3-9	法式方程的常系数表				
	$7733f + 74C - 5134 = V_1$		$[aa]$	$[ab]$	$[bb]$	$[al]$	$[bl]$
	$6596f + 74C - 4575 = V_2$		1808950	176062	17193	-1150638	-112184
	$8527f + 79C - 5106 = V_3$						

根据表 3-9,按(3-23)式解得 $\varphi \approx 17^\circ$ ($f = 0.3053$), $C = 34.0\text{kPa}$ 。用求出的 C 、 φ 值代入原方程,得各计算剖面的平均稳定性系数 k ,它可近似地看成整个滑体处于静力极限平衡状态下的总稳定性系数如下

$$k = \frac{\sum_1^3 G_i \cos \alpha_i f + \sum_1^3 L_i C}{\sum_1^3 G_i \sin \alpha_i} = \frac{23216f + 227C}{14815} = \frac{7088 + 7718}{14815} = 0.9994 \approx 1$$

(二)顺层滑坡

某矿露天采场下盘,在基建初期,发生顺层滑坡多起事故。滑坡段为石英砂岩(层间夹泥或夹砂),倾角一般为 $30^\circ \sim 40^\circ$ 不等,小于设计边坡角。由于夹层弱面受水影响显著,当开挖坡脚时,在大爆破震动的诱发作用下,相继发生滑坡五次(滑体边界呈马蹄形)。其中 1[#]、3[#]、4[#]、5[#] 滑体弱面的地质情况基本相近,故可按空间问题一并求解;2[#] 滑体弱面稍有差异,进行单独反算。

(1)单一顺层滑坡的反算。上述 2[#] 滑体,仅计算滑体岩土自重和爆破地震力的影响,沿主滑方向每隔 10.0m 共截取 7 个剖面,在等权情况下,按(3-17)式进行反算。各计算参数如表 3-10、表 3-11。将表 3-11 中的 7 个误差平衡方程式组成的法式方程组有

$$\begin{aligned} 731117260f + 2668921C - 802025310 &= 0 \\ 26689210f + 984421C - 29447820 &= 0 \end{aligned}$$

按(3-23)式,解得 $f = 0.4811$ ($\varphi = 25^\circ 48'$), $C = 167.8\text{kPa}$ 。反算的 C 、 φ 值与其滑面地质条件相近的 9[#] 线岩体弱面剪切试验值 $\varphi = 25^\circ 22'$, $C = 135.7\text{kPa}$ 比较,其结果基本一致。

表 3-10

某矿 2[#]滑体的计算参数

剖面号	剖面体积 S_i (m^3)	容重 γ (kN/m^3)	剖面自重 G_i (kN)	滑面角 α_i ($^\circ$)	$\cos\alpha_i$	$\sin\alpha_i$
1	2210	27.0	59670	38	0.7880	0.6517
2	2915		54400	38	0.7880	0.6517
3	1812		48490	40	0.7660	0.6428
4	1748		47180	38	0.7880	0.6157
5	1360		36720	42	0.7431	0.6671
6	1573		42460	37	0.7886	0.6018
7	1410		38070	36	0.8090	0.5878

续表 3-10

剖面号	$G_i \cos\alpha_i$ (kN)	$G_i \sin\alpha_i$ (kN)	水平向地震力影响系数 k_i	水平向地震力 $F_i = k_i G_i$ (kN)	$F_i \cos\alpha_i$	$F_i \sin\alpha_i$
1	47020	36740	0.1414	8440	5200	6650
2	42870	33490	0.1454	7910	4870	6230
3	37490	31460	0.1717	8400	5400	6430
4	37180	29050	0.1624	7660	4720	6040
5	37290	24570	0.2397	8800	5890	6540
6	33910	25550	0.1755	7450	4480	5950
7	30800	22380	0.1851	7050	4140	5700

表 3-11

2[#]滑体的 7 个误差平衡方程

$a = G_i \cos\alpha_i - F_i \sin\alpha_i$	$b_i = L_i$	$L_i = -(G_i \sin\alpha_i + F_i \cos\alpha_i)$	误差平衡方程式	权 P
41820	134	43390	$V_1 = 41820f + 134C - 43390$	1
38000	131	39720	$V_2 = 38000f + 131C - 39720$	1
32090	116	37890	$V_3 = 32090f + 116C - 37890$	1
32460	122	35090	$V_4 = 32460f + 122C - 35090$	1
21400	96	31110	$V_5 = 21400f + 96C - 31110$	1
29430	115	31500	$V_6 = 29430f + 115C - 31500$	1
26660	112	28080	$V_7 = 26660f + 112C - 28080$	1

整个滑体处于极限平衡状态下的稳定性系数 k_1 近似等于

$$k_1 = \frac{\sum_{i=1}^7 (G_i \cos\alpha_i - F_i \sin\alpha_i) f + \sum_{i=1}^7 L_i C}{\sum_{i=1}^7 (G_i \sin\alpha_i + F_i \cos\alpha_i)} = 0.9941 \approx 1$$

以反算的 C 、 φ 值代入下式可求得大爆破前该“滑体”的稳定性系数 k_2

$$k_2 = \frac{\sum_{i=1}^7 G_i \cos\alpha_i \cdot f + \sum_{i=1}^7 L_i C}{\sum_{i=1}^7 G_i \sin\alpha_i} = 1.2892$$

爆破震动对滑体的影响,可用大爆破时产生的爆破地震力使其稳定性系数降低的百分比来衡量

$$\Delta\eta = \frac{k_2 - k_1}{k_2} = 22.9\%$$

可见,在大爆破前该“滑体”处于稳定状态,这与实际情况相符。

(2)多顺层滑坡按空间问题反算。该矿1[#]、3[#]、4[#]、5[#]滑体的滑面地质条件基本相近,其中4[#]滑体受爆破地震的影响产生滑坡,通过实际测震资料分析: $F = 0.289G = 61950\text{kN}$ 。5[#]滑体因开挖公路影响滑面测量的精度,使滑面探查的精度降低。各滑体计算参数如表3-12所列。

表 3-12 四个滑体的计算参数

滑体号	滑体自重 G (kN)	滑面角 α (°)	$\cos\alpha$	$\sin\alpha$	$G\cos\alpha$ (kN)	$G\sin\alpha$ (kN)	滑面面积 L (m ²)
1	408860	36.7	0.8039	0.5948	328680	243190	2607.6
2	162880	37	0.7886	0.6088	130080	99160	1405.9
3	214360	31	0.8572	0.5225	183750	112000	2388.0
4	89620	36	0.8090	0.5948	70320	51700	970.1

滑体号	地震力 F (kN)	$F\sin\alpha$	$F\cos\alpha$	$G\cos\alpha - F\sin\alpha$	$G\sin\alpha + F\cos\alpha$	权 P
1	0	0	0	328680	243190	4.7
2	0	0	0	130080	99160	1.87
3	61950	32370	53100	151380	165100	2.47
4	0	0	0	70320	51700	1

按滑体体积加权情况下的各滑体误差平衡方程式为

$$\begin{aligned} V_1 &= 328680f + 2607.6C - 243190 & P_1 &= 4.7 \\ V_2 &= 130080f + 1405.9C - 99160 & P_2 &= 1.87 \\ V_3 &= 151380f + 2388C - 165100 & P_3 &= 2.47 \\ V_4 &= 70320f + 970.1C - 51700 & P_4 &= 1 \end{aligned} \quad \text{权为}$$

这个线性对称方程组的解为: $f = 0.4114$ (即 $\varphi = 22.4^\circ$), $C = 40.88\text{kPa}$ 。

当认为各滑体代表性均等,即 $P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 1$ 时,解得 $f = 0.4219$ (即 $\varphi = 22.9^\circ$), $C = 38.77\text{kPa}$ 。两种情况的反算值基本上接近。

曾在这些滑坡工点作过滑面夹层不规则抗剪强度试验,求得 $\varphi_{\text{平均}} = 22^\circ$, $C_{\text{平均}} = 10.6\text{kPa}$, φ 值与反算值也基本一致, C 值比试验值略大。

(三)折面形滑坡

湖北某露天矿曾产生一个垂高 108m、体积约 16 万 m³ 的滑坡体。滑体两侧边受与边坡走向斜交、产状约 NW15°/SW55°和 NW20°/SE65°的两条断层所控制,滑面上缘为充填断层的煌斑岩脉,几乎顺坡下插,产状约 NW40°/SE62°(后经加固施工钻孔探查,产状变陡,因面反算结果与本例有较大差异),滑面下缘为 NW80°/SE20°的节理光面切割成多面体,滑面为折面(图 3-11),

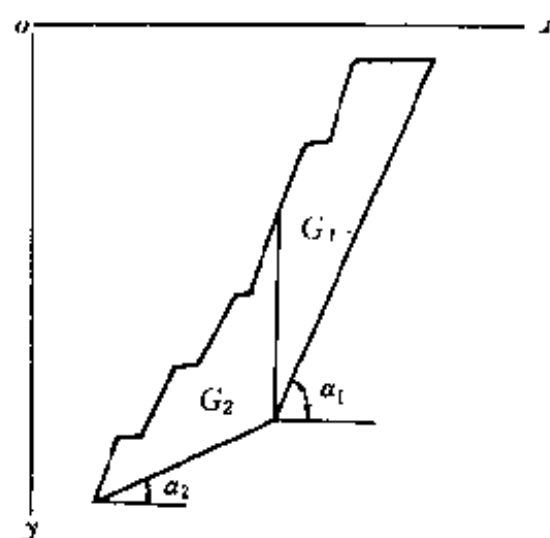


图 3-11 滑动面为折面的情况

边坡岩体为闪长岩。按边坡岩石移动观测的位移矢量方向,在该滑体内平行主滑方向截取4个计算剖面,计算参数和误差平衡方程如表3-13。

表 3-13 四个剖面的计算参数

剖面号	条块 体积 S (m^3)	岩体 容重 γ (kN/m^3)	条块 自重 G (kN)	条块 滑动角 α ($^\circ$)	$\cos\alpha$	$\sin\alpha$	$G\cos\alpha$ (kN)	条块 面积 L (m^2)	$G\sin\alpha$ (kN)	等权情况下的误差 平衡方程式
1	1220	27.0	32940	43	0.7314	0.6820	24090	130	22470	$36340f + 173C$ $- 26690 = V_1$
Σ	480		12960	19	0.9455	0.3256	12250	43	4220	
							36340	173	26690	
2	1550	27.0	41860	46	0.6947	0.7193	29080	117	30110	$55630f + 182C$ $- 39250 = V_2$
Σ	1040		28080	19	0.9455	0.3256	26550	65	9140	
							55630	182	39250	
3	1100	27.0	29700	54	0.5878	0.8090	17460	86	24030	$64940f + 190C$ $- 40380 = V_3$
Σ	1860		50220	19	0.9455	0.3256	47480	104	16350	
							64940	190	40380	
4	830	27.0	22410	54	0.5878	0.8090	13170	94	18130	$45040f + 181C$ $- 29110 = V_4$
Σ	1250		33710	19	0.9455	0.3256	31870	87	10980	
							45040	181	29110	

将表3-13中四个方程组成线性对称方程组,按(3-21)式解得 $\varphi=27.6^\circ, C=41.1\text{kPa}$ 。将此值代入原方程,求得整个滑体处于极限平衡状态下总的稳定性系数 k

$$k = \frac{\sum_1^4 G_i \cos \alpha_i f + \sum_1^4 L_i C}{\sum_1^4 G_i \sin \alpha_i} = 0.9993 \approx 1$$

综上所述,利用本节提供的反分析方法,基本能够满足整个滑坡体处于极限平衡条件,因此本节所作工程上的近似处理基本上能与实际情况相符,证明这种反分析方法是可行的。

第四章 等维新息外延模型及其应用

山体失稳预报是工程地质领域重大研究课题之一。1984年第27届国际地质大会期间,山体失稳的时空定量预测被列为重点议题。近年来,国内外许多学者进行了积极的探索研究,提出了许多模型和方法。斋藤(1969)在二次蠕变阶段得出位移速率与蠕变破坏时间的相关方程,在加速蠕变阶段用作图法预报滑坡爆发的时间;王思敬教授(1984)提出了边坡失稳前总变形量和位移速率的综合预报方法;晏同珍教授(1988)提出了二次曲线回归拟合和灰色理论中 Verhulst 生长模型方法。这些研究使得边坡预报理论得以很大的进展。

本章依据灰色系统预测的基本原理,提出了用预测值作为系统内值的新概念。用等维新息外延模型预测了意大利 Vajont 滑坡发生过程中的位移速度,并与常用的全数列灰色预测模型和二次曲线回归模型的预测结果进行比较,结果是等维新息外延模型预测精度高于全数列灰色预测模型和二次曲线回归预测模型的精度,并且等维新息外延模型可以超前预报。本章还附有一 FORTRAN 源程序。

4.1 灰色系统预测理论

由于十分复杂的工程地质因素及岩体结构特征至今还无法完全查明和正确的表述,在这种情况下,试图通过对其力学机理的研究建立完全正确的力学模型来进行准确的分析是十分困难的。滑坡赖以产生的滑坡系统实质上是一个灰色系统。采用灰色系统预测理论进行滑坡中长期预报也许是一条有效的途径。

灰色系统理论将随机量看作是一定范围内变化的灰色量,将随机过程看作是在一定幅区、一定时区变化的灰色过程。它把无规则的原始数据序列进行累加生成成为有规律的数据序列(图 4-1),然后进行建模预测。

4.1.1 GM(1,1)模型

灰色预测模型——GM(1,1)模型,指的是只有一个变量,采用一阶微分方程拟合的模型,其代表的微分方程是

$$\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = \mu \quad (4-1)$$

其中 a, μ ——待求参数;

$x^{(1)}$ ——原始数据 $x^{(0)}$ 的 1 次累加生成;

t ——时间。

该微分方程表示的是动态模型,能够反映事

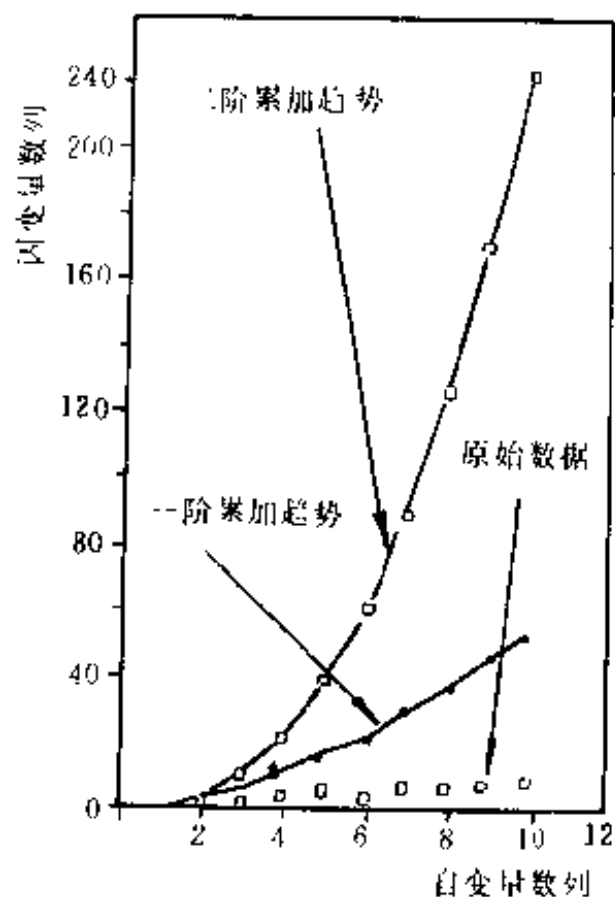


图 4-1 随机数据累加趋势示意图

物发展的连续性。要想建立滑坡变形的灰色预测模型,首先得有一个关于时间的变形时间序列 $\{x^{(0)}(i)\}$,这是建模的前提。在实际工作中,可以通过监测来获得变形时间序列。但在监测过程中,两相邻实测值之间的时段可能是等时距,也可能是非等时距的。

(一)等时距变形时间序列的灰色预测模型

设 $\{x^{(0)}(i)\}$ 为一等时距变形时间序列

$$x^{(0)} = x^{(0)}(1), x^{(0)}(2), \dots, x^{(0)}(N)$$

与序列相对应的时刻为 $t_1, t_2, \dots, t_N$, 有 $\Delta t_i = t_i - t_{i-1} = \text{const}$ ($i=2, 3, \dots, N$), 因此, 可以用序列号 K ($K=1, 2, \dots, N$) 来代替时刻 t_K , 只不过两相邻序号的一个序号间隔代表一个等时距 Δt 。

(1) 数据处理。将原始变形时间序列作一次累加生成, 得序列 $x^{(1)}$

$$x^{(1)} = x^{(1)}(1), x^{(1)}(2), \dots, x^{(1)}(N)$$

其中

$$x^{(1)}(K) = \sum_{i=1}^K x^{(0)}(i) \quad K=1, 2, \dots, N$$

(2) 对方程(4-1)作白化处理建立数据矩阵和数据向量。用已知的原始时间序列 $\{x^{(0)}(i)\}$ 来近似替代微分方程中的 $dx^{(1)}/dt$ 和 $x^{(1)}$ 。取增量形式

$$\frac{dx^{(1)}}{dt} = \frac{x^{(1)}(i) - x^{(1)}(i-1)}{\Delta t} = x^{(0)}(i) \quad (\text{等时距 } \Delta t = 1) \quad (4-2)$$

将 $x^{(1)}$ 取为均值生成序列 $z^{(1)}(i)$

$$x^{(1)} = z^{(1)}(i) = \frac{1}{2} [x^{(1)}(i) + x^{(1)}(i-1)] \quad (4-3)$$

将(4-2)、(4-3)式代入(4-1)式得

$$x^{(1)}(i) + \alpha \cdot \frac{1}{2} [x^{(1)}(i) + x^{(1)}(i-1)] = \mu \quad (4-4)$$

当取 $i=2, 3, \dots, N$ 时, (4-4)式为一方程组

$$y_N = B \cdot \hat{\alpha} \quad (4-5)$$

其中

$$y_N = [x^{(0)}(2), x^{(0)}(3), \dots, x^{(0)}(N)]^T$$

为数据向量。

$$B = \begin{bmatrix} -\frac{1}{2}[x^{(1)}(2) + x^{(1)}(1)] & 1 \\ \dots & \dots \\ -\frac{1}{2}[x^{(1)}(N) + x^{(1)}(N-1)] & 1 \end{bmatrix} \text{ 为数据矩阵; } \hat{\alpha} = \begin{bmatrix} \alpha \\ \mu \end{bmatrix} \text{ 为待求参数。}$$

(3) 用最小二乘法求解(4-5)式中的参数 α, μ

$$\hat{\alpha} = \begin{bmatrix} \alpha \\ \mu \end{bmatrix} = (B^T B)^{-1} B^T y_N \quad (4-6)$$

(4) 建立时间响应函数。求解微分方程(4-1)得

$$\hat{x}(t) = x^{(1)}(0) - \frac{\mu}{\alpha} e^{-\alpha t} + \frac{\mu}{\alpha} \quad (4-7)$$

由于是等时距,故可将上式写为

$$\hat{x}^{(1)}(k+1) = x^{(1)}(0) - \frac{\mu}{\alpha}e^{-\alpha k} + \frac{\mu}{\alpha} \quad (4-8)$$

式中 $x^{(1)}(0) = x^{(1)}(1) = x^{(0)}(1)$;

$\hat{x}^{(1)}(k)$ ——一次累加生成值, $k=1, 2, \dots, N$ 。

(4-8)式即为等时距变形时间序列的灰色预测模型。

(5)预测模型的还原生成。通过灰色预测模型计算出的数值是一次累加生成值,必须进行还原生成才能得到真实的变形值。对于第 k 个时刻的变形值为

$$\hat{x}^{(0)}(K) = \hat{x}^{(1)}(K) - \hat{x}^{(1)}(K-1) \quad K = 2, 3, \dots, N \quad (4-9)$$

(二)非等时距变形时间序列的灰色预测模型

非等时距变形时间序列的建模方法,与等时距基本相同,不同之处在于数据的处理和模型计算值的还原生成上。

由于滑坡变形与时间有着密切关系,因此,有必要考虑取样时段的不等对建模预测的影响。考虑到变形的大小一般与时间成正比关系,所以,在这里对原始数据作加权累加生成处理,权重为不同时段 Δt 。

设 $\{x^{(0)}(i)\}$ 为一非等时距变形时间序列,与其相对应的时刻为 $\{t_i\}$, $i=1, 2, 4, \dots, N$, 有 $\Delta t_i = t_i - t_{i-1}$ 。对序列 $\{x^{(0)}(i)\}$ 作一次加权累加处理得

$$x^{(1)}(i) = \sum_{k=1}^i \Delta t_k x_k^{(0)} \quad i = 1, 2, \dots, N$$

其中,当 $k=1$ 时, $\Delta t_k = 1$

类同前文中方法可求出时间响应函数即灰色预测模型

$$\hat{x}^{(1)}(t) = \left[x^{(0)}(1) - \frac{\mu}{\alpha} \right] e^{-\mu(t-t_1)} + \frac{\mu}{\alpha}$$

式中 t_1 ——初始时刻;

$x^{(0)}(1)$ ——当 $t=t_1$ 时的原始数据。

根据此模型,经过还原生成可得变形值为

$$\hat{x}^{(0)}(i) = \frac{\hat{x}^{(1)}(i) - \hat{x}^{(1)}(i-1)}{\Delta t_i} \quad i = 2, 3, \dots, N, N+1, \dots \quad (4-10)$$

当 $i > N$ 时即为未来的预测变形值。

由上可见,当 $\Delta t_i = \text{const}$ 时,两种建模方法完全相同。需要指出的是,建模所依据的原始变形时间序列必须是一个非负序列,如有负数,可视具体情况适当作些处理。

4.1.2 灰色预测模型的精度检验及残差模型

按照灰色预测理论建立的变形预测模型,其可信度、精度如何? 是否能够反映滑坡变形的发展动态? 只有经过精度验测才能确定。当精度不满足要求时,还可通过建立残差模型来对原模型进行补偿修正,使精度最终满足要求。

(一)精度检测—后验差检验

设 $\{x^{(0)}(i)\}$ 为原始变形时间序列, $\{\hat{x}^{(0)}(i)\}$ 为模型计算出的变形时间序列, $i=1,$

2、...、N。

记第 i 个时刻的原始变形值与模型计算的变形值之差,残差为 $\epsilon^{(0)}(i)$,即

$$\epsilon^{(0)}(i) = x^{(0)}(i) - \hat{x}^{(0)}(i) \quad (4-11)$$

由此可得到

$$\text{残差均值} \quad \bar{\epsilon} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \epsilon^{(0)}(i) \quad (4-12)$$

$$\text{残差方差} \quad S_1^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\epsilon^{(0)}(i) - \bar{\epsilon})^2 \quad (4-13)$$

$$\text{原始数据均值} \quad \bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x^{(0)}(i) \quad (4-14)$$

$$\text{原始数据方差} \quad S_2^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x^{(0)}(i) - \bar{x})^2 \quad (4-15)$$

有关检验指标为:

$$\text{后验差比值} \quad C = \frac{S_1}{S_2} \quad (4-16)$$

$$\text{小误差概率} \quad P = P\{|\epsilon^{(0)}(i) - \bar{\epsilon}| < 0.6745S_2\} \quad (4-17)$$

根据指标大小可将模型预测精度分以下几个等级(表 4-1)。表 4-1 中, C 越小,表明预测误差离散性越小; P 越大,表明出现小误差的概率越大,精度越高。

表 4-1 模型预测精度检验等级

预测精度等级	P	C
好(GOOD)	>0.95	<0.35
合格(QUALIFIED)	>0.80	<0.50
勉强(JUSTMARK)	>0.70	<0.65
不合格(UNQUALIFIED)	≤ 0.70	≥ 0.65

(二)残差模型

如果通过精度检测,发现变形预测模型的精度不够,那么作为一种补偿办法,可建立残差模型。残差模型的建模方法和前述方法一样,只不过残差模型是以残差序列 $\{\epsilon^{(0)}(i)\}$ 作为原始时间序列。利用残差模型可计算出第 i 时刻($i=1,2,\dots,N,N+1,\dots$)原预测模型的补偿修正值,将其与原预测模型对应时刻的预测值相加,便可达到精度补偿的目的。这种补偿方式可以反复使用,直到精度满足要求为止。

4.2 等维新息外延模型

在灰色系统理论中,若给定原始数列 $x^{(0)}(i), i=1,2,\dots,n$, GM(1,1)模型在建模过程中,在等时矩、相邻、没有跳跃的条件下,建模数据允许作不同取舍。

如果在边坡变形监测过程中,得到新数据 $x^{(0)}(n+1)$,按补充了新息 $x^{(0)}(n+1)$ 后建模得到的模型称为新息模型。如果增加新息 $x^{(0)}(n+1)$ 、去掉原来的 $x^{(0)}(1)$ 建模得到的模型称为等维新息模型,也称为新陈代谢模型。它的机理与一般建模理论中遗忘因子适应建模思路接近。

通过大量的建模预测证明,等维新息模型的精度比全数列模型和新息模型预测精度高。

作者经反复分析研究,提出了等维新息外延模型的新概念。若已知原始数列 $x^{(0)}(i)$ ($i=1,2,\dots,n$),由GM(1,1)模型建模预测可得预测值 $\hat{x}^{(0)}(i+1)$ 。我们把 $\hat{x}^{(0)}(i+1)$ 作为系统内的值,去掉原始数列中 $x^{(0)}(1)$,增加 $\hat{x}^{(0)}(i+1)$ 新息进行建模预测。当然,在实际边坡位移监测中,如有新的位移监测资料,应及时充填原始数列进行建模预测。

4.3 等维新息外延模型的应用及与其他模型的比较

意大利 Vajont 水库坝高 267m,为当时世界上最高的双曲拱坝。水库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,滑床以下是厚层石灰岩。构造是上陡下缓的“椅形褶皱”,滑移面是折线形的(图 4-2、图 4-3)。

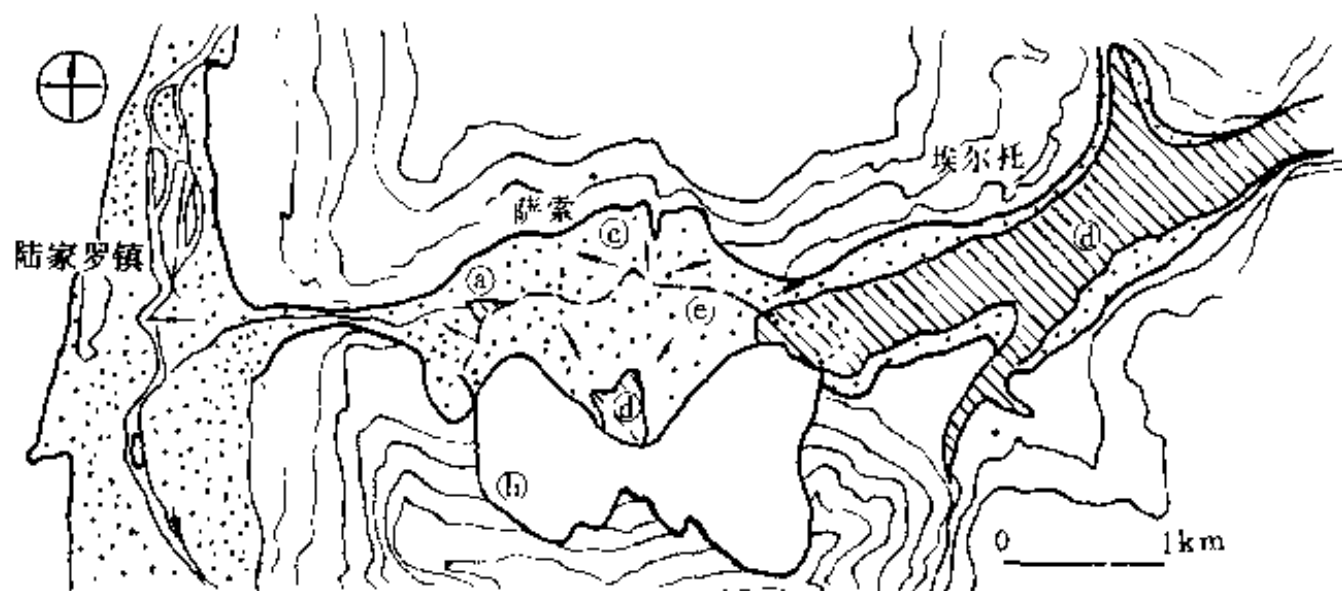


图 4-2 瓦伊昂水库滑坡区平面图

①—坝 ②—滑坡源区 ③—涌浪及气流压力波及区 ④—湖 ⑤—滑坡下界

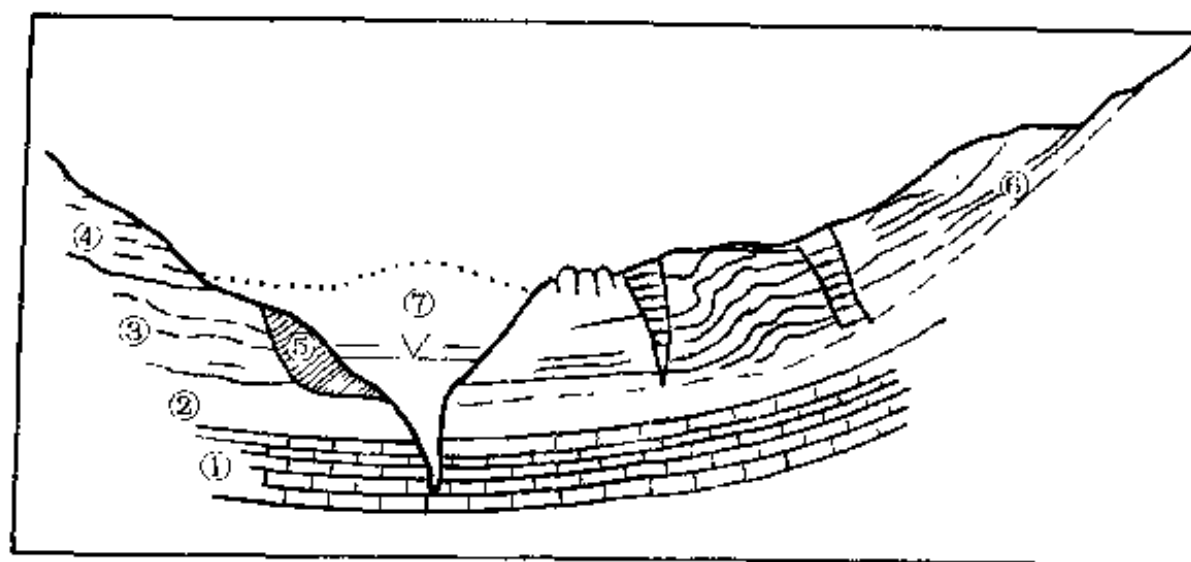


图 4-3 瓦伊昂水库滑坡地质剖面图

①—灰岩 ②—含粘土夹层的薄层灰岩(侏罗系) ③—含燧石的厚层灰岩(白垩系)
④—泥灰质灰岩(白垩系) ⑤—老滑坡 ⑥—滑移面 ⑦—滑动后地面线

在勘测和施工过程中,早已发现库内紧靠左坝肩山体有变形迹象,并且进行了位移长期观测(图 4-4、图 4-5),但直到大坝建成以后仍未对其稳定性和发展趋势作出明确判断。

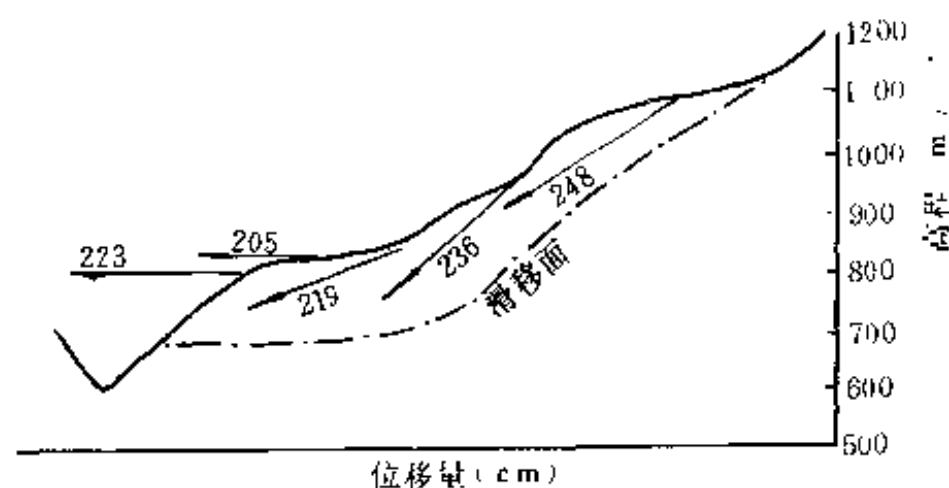


图 4-4 瓦伊昂水库滑坡滑动前位移观测资料

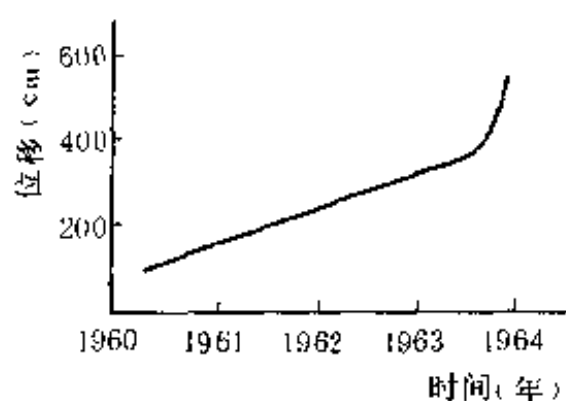


图 4-5 瓦伊昂滑坡失事前
山坡位移长观曲线

水库蓄水后,1963 年 10 月 9 日 22 时 38 分 (格林威治时间),当库水位在河床以上 235m 时发生了 2.6 亿 m^3 的巨型滑坡。滑坡越过河谷,上升到对岸约 140m 的高度。库水位因而也上升到对岸山坡 260m 的高处,涌浪越过紧邻的高 257m 的拱坝,毁灭了下游的村镇,2900 人丧生。

根据滑坡发生前监测资料,以位移速度矢量 V_0 为指标,用等维新息模型预报滑坡发生的时间, V_0 定义为

$$V_0 = \sqrt{V_x^2 + V_y^2 + V_z^2} \quad (4-18)$$

式中: V_x 、 V_y 、 V_z 为 x 、 y 、 z 方向的速度分量。将时间序列和位移速度列于表 4-2。

表 4-2 Vajont 滑坡位移速度及时间序列(1963 年)

时间(月-日)	9-18 至 9-20	9-23	9-26	9-29	10-2	10-5	10-8
时间序号 t	1	2	3	4	5	6	7
位移速度 $V_0(\text{m/s})$	0.035	0.07	0.11	0.165	0.225	0.30	0.50

滑坡发生时间预报准确性如何,关键在于所建模型对原始位移速度拟合程度。如果所建模型对位移速度拟合程度较高,那么根据已建模型所预测滑坡发生时间的准确性就高。下面分别用全数列模型、本文提出的等维新息模型和回归分析进行位移速度拟合预测。

4.3.1 全数列灰色预测模型

我们用 9 月 18 日至 10 月 8 日的监测资料,把表 4-2 中时间序号 t 和位移速度 V_0 输入已编制的 GS.FOR 程序,预测方程为

$$\begin{aligned} \hat{V}_0^{(1)}(t+1) &= 0.1472e^{0.3802t} - 0.1122 \\ C &= 0.1012(\text{Good}), P = 1.0(\text{Good}) \end{aligned} \quad (4-19)$$

预测成果列于表 4-3。

表 4-3 全数列建模预测成果表

时间序号 t	1	2	3	4	5	6	7
原始数列 $V_0(\text{m/s})$	0.035	0.07	0.11	0.165	0.225	0.30	0.50
IAGO 还原值 (m/s)		0.0681	0.0996	0.1457	0.2131	0.3116	0.4558
误差 $E = \frac{V_0 - \text{IAGO}}{V_0}$		0.027	0.094	0.117	0.0530	-0.0388	0.0388

4.3.2 等维新息模型

为了能够达到滑坡长期预报,我们仅取监测资料中 9 月 18 日至 9 月 29 日 4 个数据 $V_0^{(0)} = (0.035, 0.07, 0.11, 0.165)$ 由 $V_0^{(0)}$ 建模预测得到预测值 $V_D^{(0)}(5) = 0.2437$ 。去掉 $V_D^{(0)}$ 中的 0.035,增加新息 0.2437,得到新的数据列:

$$V_D^{(0)} = (0.07, 0.11, 0.165, 0.2437)$$

同样得到 $V_D^{(0)}(6) = 0.3515$ 。再去掉 $V_D^{(0)}$ 中的 0.07,增加新息 0.3515,得到新的数据列为 $V_D^{(0)} = (0.11, 0.165, 0.2437, 0.3515)$

由此数据列输入 GSP 程序,得预测方程为

$$\begin{aligned} \hat{V}_D^{(0)}(t+1) &= 0.3653e^{0.3709t} - 0.2553 \\ C &= 0.0221(\text{Good}), P = 1.0(\text{Good}) \end{aligned} \tag{4-20}$$

预测成果列于表 4-4。

表 4-4 等维新息模型预测成果表

时间序列号 t	1	2	3	4	5	6	7
位移速度 $V_0(\text{m/s})$	0.035	0.07	0.11	0.165	0.225	0.30	0.50
原始数列 $V_D(\text{m/s})$	0.035	0.07	0.11	0.165			
IAGO 还原值及预测值 (m/s)		0.0699	0.1089	0.1640	0.2377	0.3444	0.4990
误差 $E = \frac{V_0 - \text{IAGO}}{V_D}$		0.001	0.0110	0.0059	-0.05664	-0.148	0.002

4.3.3 回归分析模型

将表 4-2 中 Vajont 滑坡监测位移速度 V_0 和时间序列号 t 输入二次曲线回归计算程序 REG,得回归方程为

$$\hat{V}_0 = 0.0067t^2 + 0.0165t + 0.445 \tag{4-21}$$

相关系数 $R = 0.9714$

预测成果列于表 4-5。

表 4-5

回归分析模型预测成果表

时间序号 t	1	2	3	4	5	6	7
原始数列 $V_0(\text{m/s})$	0.035	0.07	0.11	0.165	0.225	0.30	0.50
预测值 $V_0(\text{m/s})$	0.486	0.505	0.555	0.619	0.696	0.786	0.890
误差 $E = \frac{V_0 - \text{IAGO}}{V_0}$	-12.37	-6.21	-4.05	-2.75	-2.09	-1.62	-0.78

由表 4-3、表 4-4 和表 4-5 可以看出,等维新息模型预测精度高于全数列预测模型和回归分析模型,并且等维新息模型可能超前预报,其结果是令人满意的。因此依据边坡变形的位移—时间监测曲线,用等维新息外延模型对滑坡发生时间进行超前预报是可行的。

附录 等时距、非等时距灰色预测模型计算程序 GS.FOR

```

C
C   PROGRAM OF GREY SYSTEM
C
      DIMENSION U0(100),U1(100),P(100,2),B(2,100),C(2,4),Y(100,1),
*   G(100),F(100),U(100),Q(100),L(100),E(100)
      OPEN(5,FILE='GS1.DAT',STATUS='OLD')
      OPEN(6,FILE='GS2.DAT',STATUS='NEW')
      READ(5,*)K
      IF(K.NE.1)GOTO 10
      READ(5,*)M,N,J,(U0(I),I=1,M)
      WRITE(6,100)M,N,J,(U0(I),I=1,M)
100  FORMAT(1X,3I3,30F10.6)
      GOTO 20
10   READ(5,*)M,(U0(I),I=1,M),(T0(I),I=1,M)
      READ(5,*)N,(T1(I),I=1,N)
      WRITE(6,200)M,N,(U0(I),I=1,M),(T0(I),I=1,M),(T1(I),I=1,N)
200  FORMAT(1X,2I3,100F10.6)
20   IF(K.NE.1)GOTO 30
      CALL ACCM1(U0,M,U1,B,P,Y,E1,E2)
      GOTO 40
30   CALL ACCM(U0,T0,M,U1,B,P,Y,E1,E2)
40   CALL PARAM(M,B,P,E1,E2,C,Z1,Z2)
      IF(K.NE.1)GOTO 50
      CALL MODEL1(M,U0,Z1,Z2,G,F,U,Q,E,U1)
      GOTO 60
50   CALL MODEL(M,T0,U0,Z1,Z2,G,F,U,Q,E,U1)
60   CALL TEST(M,F,L,S)
      CALL ORDER(M,U0,U1,Q,P1,C1)
      IF(K.NE.1)GOTO 70
      CALL PRED1(M,N,J,Z1,Z2,U0,G,G1,G2)
      GOTO 80
70   CALL PRED(M,N,Z1,Z2,U0,G,T1,T0)
80   CONTINUE
      STOP
      END

```

```

C
C   SUB  ACCM1
C
      SUBROUTINE ACCM1(U0,M,U1,B,P,Y,E1,E2)
      DIMENSION U0(100),U1(100),B(2,100),P(100,2),Y(100,1)
      T=0P
      DO 10 I=1,M
      T=T+U0(I)
      U1(I)=T
10    CONTINUE
      DO 20 J=1,M-1
      B(1,J)=- (U1(J+1)+U1(J))/2.
      B(2,J)=1
      P(J,1)=B(1,J)
      P(J,2)=1
      Y(J,1)=U0(J+1)
20    CONTINUE
      WRITE(*,80)((B(I,J),J=1,4),I=1,2)
      WRITE(*,80)((P(I,J),J=1,2),I=1,4)
80    FORMAT(2X,4F10.5)
      E1=0
      E2=0
      DO 50 J=1,M-1
      E1=E1+B(1,J)*Y(J,1)
      E2=E2+B(2,J)*Y(J,1)
50    CONTINUE
      RETURN
      END

C
C   SUB  PARAM
C
      SUBROUTINE PARAM(M,B,P,E1,E2,C,Z1,Z2)
      DIMENSION B(2,100),P(100,2),C(2,4)
      DO 70 I=1,2
      DO 70 K=1,2
      C(I,K)=0
      DO 80 J=1,M-1
      C(I,K)=C(I,K)+B(I,J)*P(J,K)

```

```

80    CONTINUE
      IF(I.EQ.K)THEN
        C(I,K+2)=1
      ELSE
        C(I,K+2)=0
      END IF
70    CONTINUE
      DO 90 K=1,2
        W=C(K,K)
        DO 100 J=K,4
100    C(K,J)=C(K,J)/W
        DO 140 I=1,2
          IF(I-K)160,140,160
160    AIK=C(I,K)
          DO 180 J=K,4
180    C(I,J)=C(I,J)-AIK * C(K,J)
140    CONTINUE
90    CONTINUE
      Z1=0
      Z2=0
      Z1=Z1+C(1,3) * E1+C(1,4) * E2
      Z2=Z2+C(2,3) * E1+C(2,4) * E2
      WRITE(6,150)Z1,Z2
150   FORMAT(1X,'Z1=',F10.6,2X,'Z2=',F10.6)
      RETURN
      END

C
C    SUB  MODEL1
C
      SUBROUTINE MODEL1(M,U0,Z1,Z2,G,F,U,Q,P,U1)
      DIMENSION G(100),F(100),U(100),Q(100),U0(100),E(100),U1(100)
      B1=U0(1)
      DO 200 K=1,M-1
        G(K+1)=(B1-Z2/Z1) * EXP(-Z1 * K)-Z2/Z1
        G(K)=(B1-Z2/Z1) * EXP(-Z1 * (K-1))+Z2/Z1
        U(K+1)=G(K+1)-G(K)
        M=K+1
      WRITE(6,150)M,G(K+1),M,U1(K+1)

```

```

150  FORMAT(1X,'^U1=(',I3,')=',F10.6,4X,'U1(',I3,')=',F10.6)
      F(K+1)=U1(K+1)-G(K+1)
      WRITE(6,100)M,U(K+1),M,U0(K+1)
100  FORMAT(1X,'^U0(',I3,')=',F10.6,4X,'U0(',I3,')=',F10.6)
      G0=G(K)
      Q(K+1)=U0(K+1)-U(K+1)
      E(K+1)=Q(K+1)/U0(K+1)
      WRITE(6,230)Q(K+1),E(K+1)*100.
230  FORMAT(1X,'q=',F10.6,2X,'e=',F10.6,'%')
200  CONTINUE
      RETURN
      END

C
C  SUB  ORDER
C
      SUBROUTINE ORDER(M,F,L,S)
      DIMENSION F(100),L(100)
      S=ABS(F(1))
      B=F(1)
      DO 10 I=1,M-1
      IF(B.LE.ABS(F(I+1)))GO TO 30
      B=ABS(F(I+1))
30  IF(S.GE.ABS(F(I+1)))GO TO 10
      S=ABS(F(I+1))
10  CONTINUE
      WRITE(6,65)S,B
65  FORMAT(1X,'MAX=',F10.6,3X,'MIN=',F10.6)
15  DO 40 I=1,M-1
      L(I)=(B+S*0.5)/(ABS(F(I))+0.5*S))
40  CONTINUE
      T1=1
      DO 50 I=1,M-1
      A=T1+L(I)
      T1=A
50  CONTINUE
      S=A/M
      WRITE(6,100)S
100  FORMAT(1X,'S=',F10.6)

```

```

        RETURN
        END
C
C      SUB  PRED1
C
        SUBROUTINE PRED1(M,N,J,Z1,Z2,U0,G,G1,G2)
        DIMENSION G(100),U0(100)
        G0=G(M)
        B1=U0(1)
        DO 10 L=1,J
        G1=(B1-Z2/Z1)*EXP(-Z1*(M-1+L))+Z2/Z1
        K=M-1+L+N
        G2=G1-G0
        WRITE(6,200)K,G2,K,G1
200    FORMAT(1X,'^U0(' ,I3,')=' ,F10.6,3X,'^U1(' ,I3,')=' ,F10.6)
        G0=G1
10    CONTINUE
        RETURN
        END
C
C      SUB  TEST
C
        SUBROUTINE TEST(M,U0,U1,Q,P,C)
        DIMENSION U0(100),U1(100),Q(100)
        S1=0
        X=U1(M)/M
        DO 250 I=1,M
        W=(U0(I)-X)* * 2+S1
        S1=W
250    CONTINUE
        S1=SQRT(W/(M-1))
        Q1=0
        DO 260 K=1,M-1
        Q0=Q1+ABS(Q(K+1))
        Q1=Q0
260    CONTINUE
        Y1=Q1/(M-1)
        S2=0

```

```

DO 300 K=1,M-1
V=(ABS(Q(K+1)-Y1))* * 2+S2
S2=V
300 CONTINUE
S2=SQRT(V/(M))
C=S2/S1
IF(C.LT.0.35)THEN
WRITE(6,320)C
320 FORMAT(1X,'C=',F10.6,2X,'[GOOD]')
ELSE IF(C.LT.0.5)THEN
WRITE(6,340)C
340 FORMAT(1X,'C=',F10.6,2X,'[QUALIFIED]')
ELSE IF(C.LT.0.65)THEN
WRITE(6,350)C
350 FORMAT(1X,'C=',F10.6,2X,'[JUST THE MARK]')
ELSE
WRITE(6,360)C
360 FORMAT(1X,'C=',F10.6,2X,'[BELOW THE MARK]')
END IF
U=0
DO 400 I=1,M-1
IF(ABS(Q(I+1)-Y1).GT.0.6753*S1)GO TO 400
U=U+1
IF(I.EQ.(M-1))THEN
P=U/(M-1)
ELSE
END IF
400 CONTINUE
IF(P.GE.0.95)THEN
WRITE(6,620)P
620 FORMAT(1X,'P=',F10.6,2X,'[GOOD]')
ELSE IF(P.GT.0.8)THEN
WRITE(6,640)P
640 FORMAT(1X,'P=',F10.6,2X,'[QUALIFIED]')
ELSE IF(P.GT.0.7)THEN
WRITE(6,660)P
660 FORMAT(1X,'P=',F10.6,2X,'[JUST THE MARK]')
ELSE

```

```

        WRITE(6,680)P
680    FORMAT(1X,'P= ',F10.6,2X,'[BELOW THE MARK]')
        END IF
        RETURN
        END

C
C    SUB ACCM
C
        SUBROUTINE ACCM(U0,T0,M,U1,B,P,Y,E1,E2)
        DIMENSION U0(100),U1(100),P(2,100),B(100,2),Y(100,1),Z(100,2),
*      T(50,50),T0(100)
        A=0
        DO 10 I=1,M
        A=A+U0(I)
        U1(I)=A
10    CONTINUE
        DO 20 I=1,M-1
        Z(I,1)=-(U1(I+1)+U1(I))/2.
        Z(I,2)=1
        Y(I,1)=U0(I+1)
20    CONTINUE
        DO 30 I=1,M-1
        DO 30 J=1,M-1
        IF(I.EQ.J)THEN
        T(I,J)=T0(I+1)-T0(I)
        ELSE
        T(I,J)=0
        END IF
30    CONTINUE
        DO 40 I=1,M-1
        DO 40 J=1,2
        B(I,J)=0
        DO 50 K=1,M-1
        B(I,J)=B(I,J)+T(I,K)*Z(K,J)
        P(J,I)=B(I,J)
50    CONTINUE
40    CONTINUE
        E1=0

```

```

E2=0
DO 60 J=1,M-1
E1=E1+P(1,J)*Y(J,1)
E2=E2+P(2,J)*Y(J,1)
60 CONTINUE
RETURN
END

C
C SUB MODEL
C
SUBROUTINE MODEL(M,T0,U0,Z1,Z2,G,F,U,Q,P,U1)
DIMENSION G(100),F(100),U(100),Q(100),U0(100),E(100),
* U1(100),T0(100)
B1=U0(1)
DO 200 K=1,M-1
G(K+1)=(B1-Z2/Z1)*EXP(Z1*(T0(1)-T0(K+1)))-Z2/Z1
G(K)=(B1-Z2/Z1)*EXP(Z1*(T0(1)-T0(K)))+Z2/Z1
U(K+1)=G(K+1)-G(K)
M=K+1
WRITE(6,150)M,G(K+1),M,U1(K+1)
150 FORMAT(1X,'^U1(',I3,')=',F10.6,4X,'U1(',I3,')=',F10.6)
F(K+1)=U1(K+1)-G(K+1)
WRITE(6,100)M,U(K+1),M,U0(K+1)
100 FORMAT(1X,'^U0(',I3,')=',F10.6,4X,'U0(',I3,')=',F10.6)
G0=G(K)
Q(K+1)=U0(K+1)-U(K+1)
E(K+1)=Q(K+1)/U0(K+1)
WRITE(6,230)Q(K+1),E(K+1)
230 FORMAT(1X,'q=',F10.6,12X,'e=',F10.6)
200 CONTINUE
RETURN
END

C
C SUB PRED
C
SUBROUTINE PRED(M,N,Z1,Z2,U0,G,T1,T0)
DIMENSION G(100),U0(100),T0(100),T1(100),U(100)
B1=U0(1)

```

```

      G0=G(M-1)
      DO 10 K=1,N
      G1=(B1-Z2/Z1) * EXP(Z1 * (T0(1)-T1(K)))+Z2/Z1
      G2=G1-G0
      WRITE(6,100)K,G2,K,G1
100   FORMAT(1X,'^U0(',I3,')=' ,F15.6,4X,'^U1(',I3,')=' ,F15.6)
      G0=G1
10    CONTINUE
      RETURN
      END

```

第五章 灾变预测方法及时间序列预报模型

上一章论述了等维新息外延模型及其应用,本章将涉及灰色系统预测理论的另一预测方法——灾变预测方法,探讨灾变预测的概念及其在新滩滑坡中长期预报的应用。同时还研究时间序列预报模型及其与统计回归模型的比较。

5.1 灾变预测方法

灾变预测不是预测数据本身的大小,而是预测异常值出现的时刻。对原始数据列 $x^{(0)}(i) (i=1,2,\cdots,n)$,如果给定一阈值 Z (根据测试数据精度或经验确定),并认为 $x^{(0)}(i)$ 中那些大于 Z 的点为具有异常的点,然后按这一要求将所有符合条件的数据挑出来,另组一个数列,称这一数列为上限灾变数列,记为 $x_z^{(0)}(i')$

$$x_z^{(0)}(i') = (x_z^{(0)}(1'), x_z^{(0)}(2'), \cdots, x_z^{(0)}(n')), i' \in (1,2,\cdots,n) \tag{5-1}$$

由 $x_z^{(0)}(i')$ 所对应的时刻,组成一新数列 $P(j)$

$$P(j) = (P(1'), P(2'), \cdots, P(n')) \quad (j \in (1,2,\cdots,n)) \tag{5-2}$$

称 $P(j)$ 为灾变日期集或灾变白化集。

由数列 $P(j)$ 建立 GM(1,1) 模型,通过还原生成运算,即可预测未来异常值出现的时刻。

灾变预测可以进行长期粮食产量预测,长期旱涝年预测或地震中长期预报。它克服了传统的其他建模方法不足,因为传统的建模方法只能建立离散的递推模型,不便对系统作全面的分析,更不能作长期预测。

下面以华北地区地震中长期预报为例,说明灾变预测方法的具体应用。研究区取为北纬 $34^{\circ}\sim 41^{\circ}$ 、东经 $108^{\circ}\sim 123^{\circ}$,利用华北地区第四活跃期中 $M_s\geq 7.0$ (即阈值 $Z=7.0$) 的历史地震资料进行讨论,资料的起止时间为 1815 年至今。将 $M_s\geq 7.0$ 的地震及发震时间列于表 5-1。

表 5-1 华北地区 1815 年至今 $M_s\geq 7.0$ 的地震

年 度	1830	1888	1937	1966	1969	1975	1976
震级 M_s	7.5	7.5	7.0	7.2	7.4	7.3	7.8

根据灰色系统预测理论,发震时间 T 减少 1815(年)不改变预测结果,由此可得发震时间序列白化集 $P(j)$

$$P(j) = (15, 73, 122, 151, 154, 160, 161)$$

将数列 $P(j)$ 输入第四章的计算程序 GS.FOR,通过计算可得出发震时间的预测模型为

$$\hat{X}_I^{(1)}(k+1) = 235142.6e^{0.0081k} - 233312.6 \tag{5-3}$$

检验结果为

$$C = 0.1715(\text{好}), \quad P = 1.0000(\text{好})$$

将 $k=8$ 代入(5-3)式预测模型并进行累加还原生成

$$T = \hat{X}_1^{(1)}(8) - \hat{X}_1^{(1)}(7) = 2007.76(\text{年})$$

表明华北地区下一次 $M_s \geq 7.0$ 地震将在 2007 年左右发生。

同样,滑坡也为自然现象的灾变,由于边坡岩体位移的积累和外部环境的影响(如暴雨、地震等)会突然急剧下滑,突变常常是滑坡的前奏,因此应用灾变预测方法进行滑坡中长期时间预报是可行的。

5.2 灾变预测在新滩滑坡中长期预报中的应用

5.2.1 新滩滑坡概况

1985 年 6 月 12 日凌晨,在长江西陵峡上段兵书宝剑峡出口,即湖北省秭归县新滩镇一带(图 5-1),发生了总体积约 2000 万 m^3 的巨型堆积层滑坡,新滩古镇全部被毁。滑坡涌浪爬坡高 49m,击毁击沉木船 64 只,小型机动船 13 艘,造成 10 名船上人员死亡,但由于对滑坡早有中长期预报和及时的临滑报警,撤离组织有力,滑区内居民 1371 人无一伤亡,在滑坡灾害史上堪称奇迹。新滩滑坡位于三峡名胜之地,与南岸链子崖危岩体隔江相峙(图 5-2),扼川鄂水路咽喉,又临近三峡水利枢纽(水路相距 26.2km),因此它以其位置敏感、规模巨大和防患成功引起了国内外广泛关注。

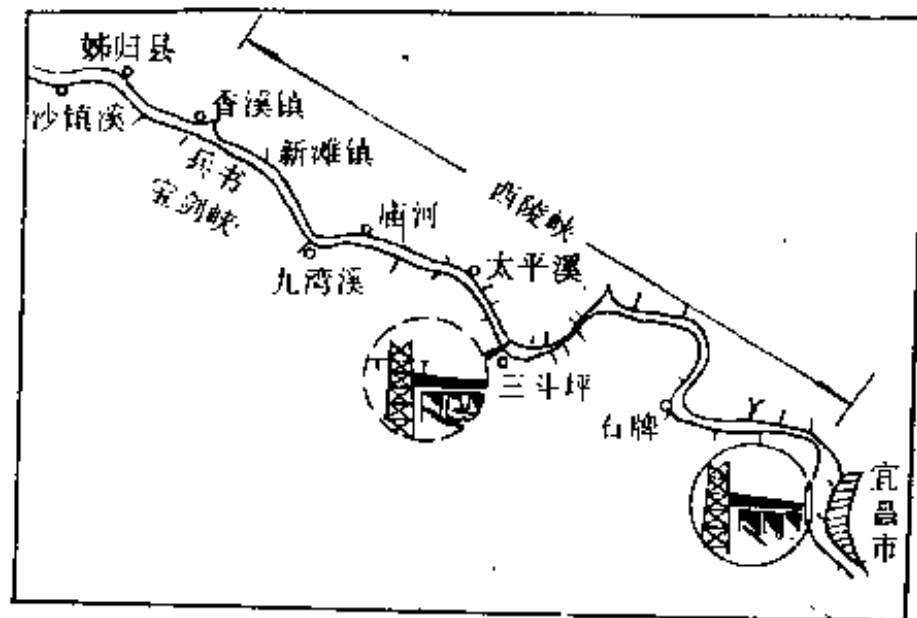


图 5-1 新滩滑坡地理位置图

滑坡地段,原为崩坡积斜坡。历史上,该地曾有过山崩滑坡和碍航、断航的多次记载。本世纪以来,体积数百立方米至百余万立方米的局部崩、滑有近 10 次之多,成为三峡河段三大不稳定边坡之一。自 1968 年以来,水电部长江流域规划办公室先后对斜坡及其邻近地区进行了比例尺为 1:2000 的地质测绘和大量勘探(钻孔 9 个,总进尺 436m;探井 16 个),并与湖北省西陵峡岩崩调查处共同进行了七年多地表位移观测和资料的分析研究。对滑坡的深入研究和长期监测,为其各发展阶段的报警奠定了基础。滑动前后对该地区进行了航空和陆地摄影、红外遥感摄影,滑后又进行了详细地形测量和地质测绘、物探、勘探工作。本节根据 17 年的丰富观测资料,对滑坡的基本特征、形成条件及机制、稳定状况和

发展趋势作一初步研究,并力求从定量的角度探讨其特征和预报的依据。

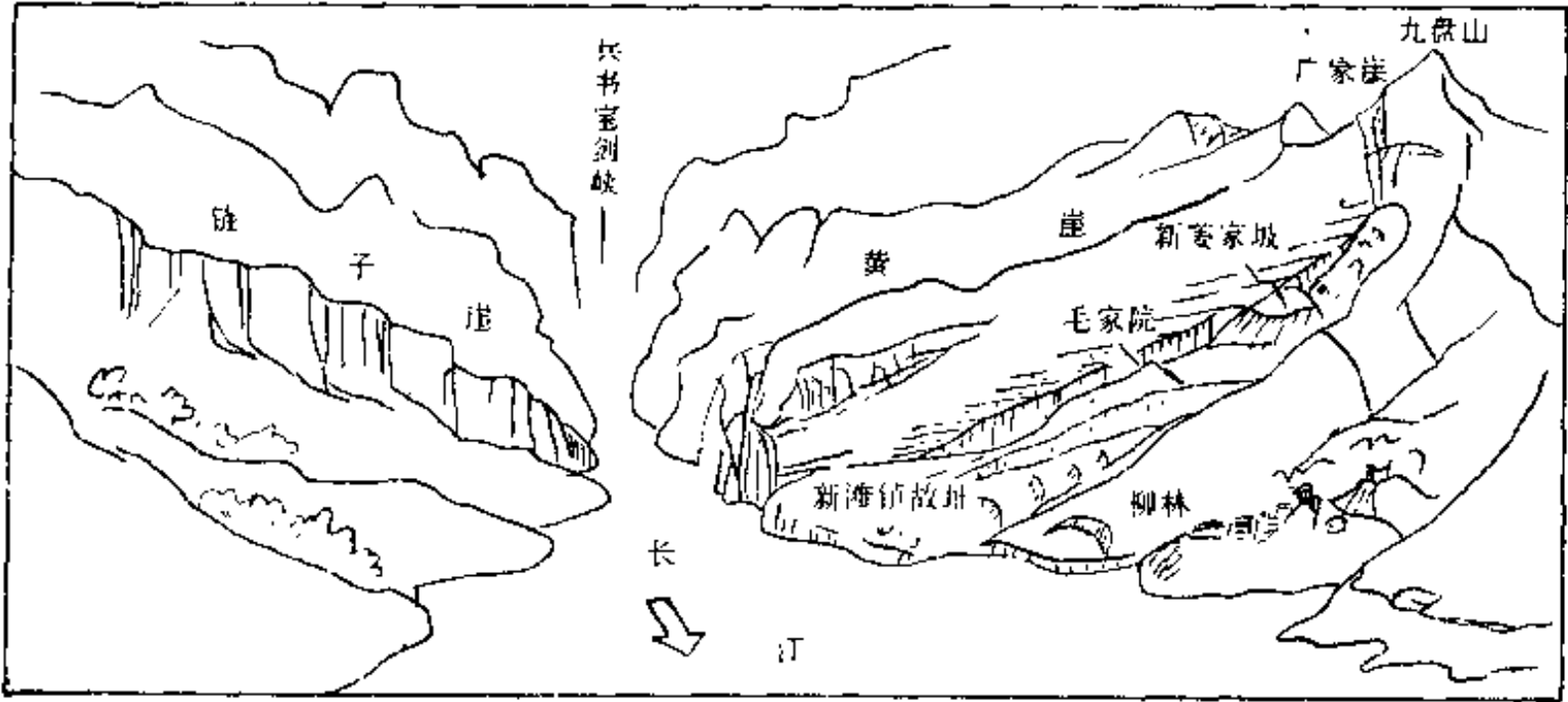


图 5-2 新滩滑坡地质地貌素描图

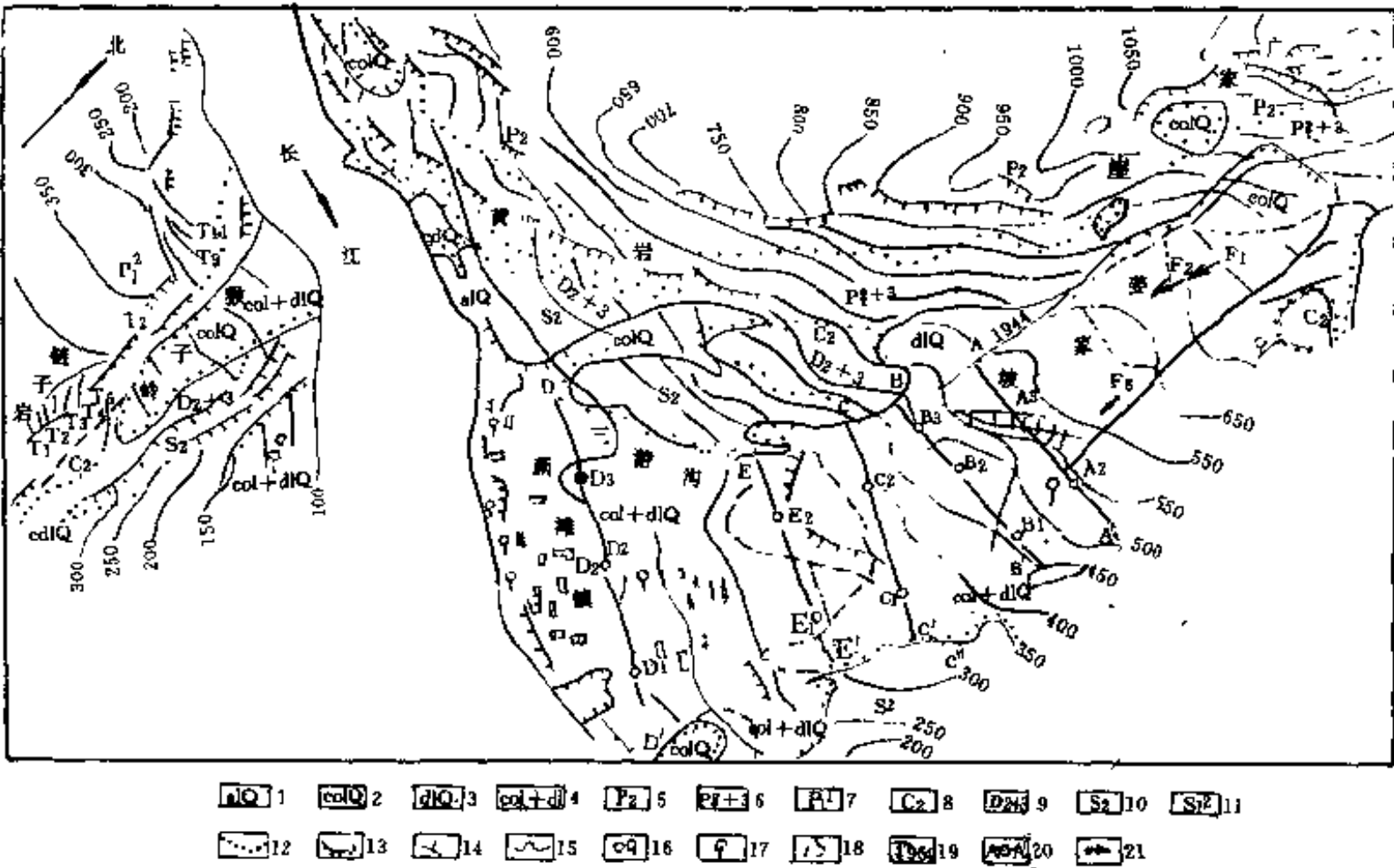


图 5-3 姜家坡—新滩斜坡地质图

1——第四系冲积层 2——崩积层 3——坡积层 4——崩、坡积层 5——二迭系上统灰岩 6——栖霞组与茅口组灰岩 7——马鞍山煤组 8——石炭系黄龙组灰岩 9——泥盆系石英砂岩 10——志留系沙帽组砂岩 11——罗惹坪组页岩 12——地层界线 13——第四系与基岩分界线 14——岩层产状 15——煤硐口 16——钻孔及编号 17——下降泉 18——滑坡 19——裂缝及出现时间(年) 20——视准线 21——1984.7~1985.5观测点水平位移

新滩滑坡形成于特定的地质、地貌和气候环境中,本区属鄂西暴雨区,雨量丰沛,多年平均降雨量 1100mm 左右,暴雨集中于 6~7 月。近代曾在新滩所在的暴雨带出现 5 天总降雨量 1281.8mm(兴山县,1935.7.3~7)和 12 小时降雨 545mm(都镇湾,1975.8.9)的记录。降雨带来的地下水活动是滑坡发展的重要因素,暴雨常为滑坡、崩塌的诱因。

自燕山运动晚期以来,三峡地区地壳大面积间歇性隆升,幅度达 1100~2000m,形成山高谷深的地貌景观,给滑坡、崩塌等边坡活动造成了基本地形条件。滑坡区处于黄陵背斜西翼,岩层走向 $N10^{\circ}\sim 30^{\circ}E$,与长江近于直交,倾向上游略偏北岸,倾角 $25^{\circ}\sim 38^{\circ}$ 。区内基岩,从东向西依次为志留系砂页岩、泥盆系砂岩、石炭系灰岩及二迭系灰岩与煤层(图 5-3)。在长江河谷下切过程中,软弱的志留系砂页岩被侵蚀成为缓坡与凹槽,坚硬的泥盆一二迭系砂岩、灰岩则形成高达 300~450m 的西侧陡崖,即黄崖与广家崖,其平均坡度 60° 左右。陡崖区受 NEE 与 NNW 向裂隙切割,崖脚又有软弱页岩及煤层分布,长期在卸荷、沉陷、溶蚀及重力作用下,崩滑频繁,崖壁不断后退,崩落物则堆积于页岩凹槽地带,形成姜家坡一新滩堆积大斜坡,成为滑坡的物质基础。

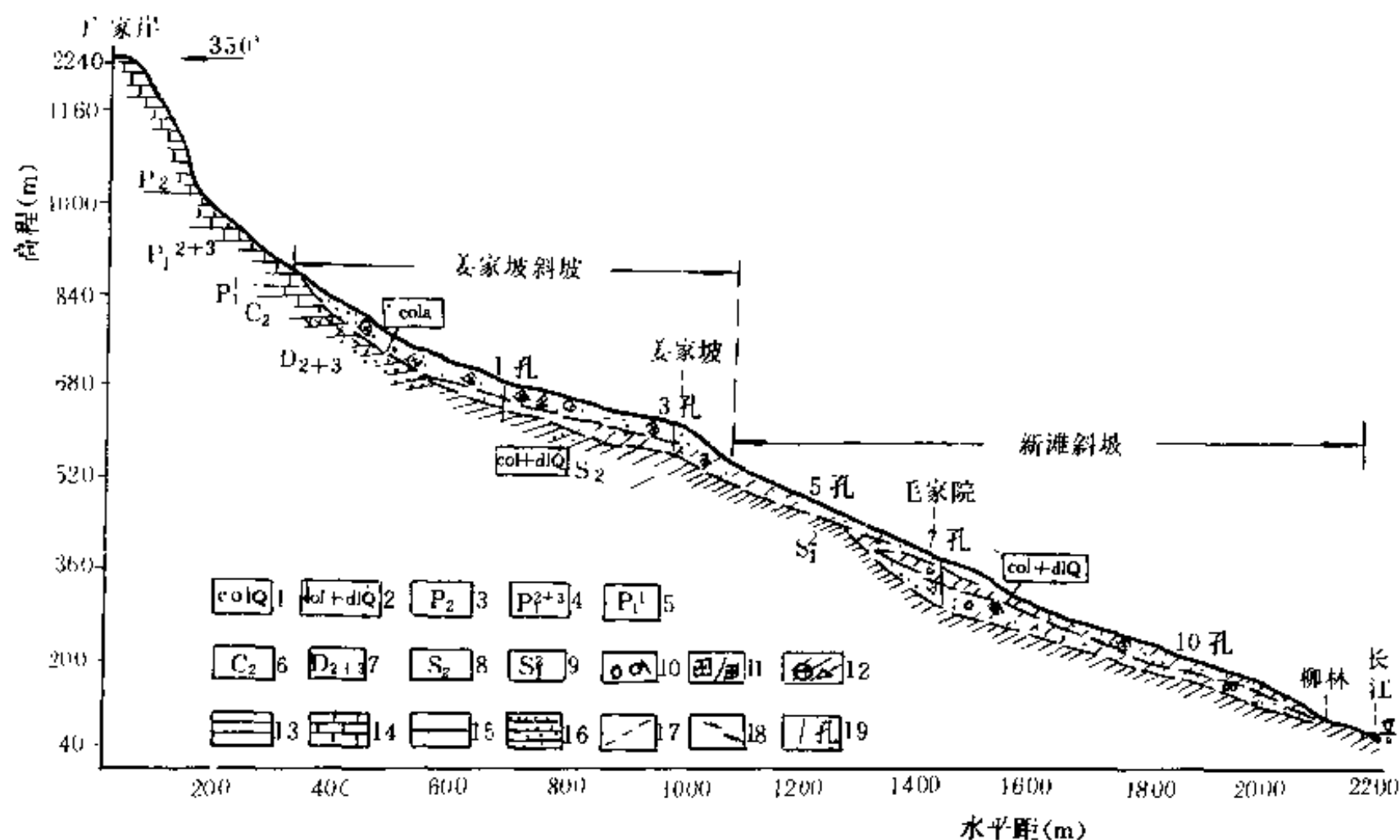


图 5-4 姜家坡一新滩斜坡地质纵剖面图

1 第四系崩积层 2——崩坡积层 3——上二迭统 4 下二迭统栖霞茅口组 5——马鞍山组 6——中石炭统黄龙组 7——中上泥盆统 8——中志留统沙帽组 9——下志留统罗惹罗坪组 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——姜家坡滑坡推测滑坡床 19——钻孔及编号

堆积斜坡近南北向展布,长约 2km,北窄(300~500m)南宽(沿江宽约 1100m)。总面积约 1.1km^2 。后缘高程约 900m,向南伸展至高程约 65m 的江边,平均坡度 23° ,堆积物厚度一般 30~40m,最厚达 86m,自东向西增厚,总体积 3000 余万 m^3 。斜坡中部存在两个横

向陡坎(图 5-3、图 5-4):一个为高程 500~560m 的姜家坡前缘陡坎,走向 N30°E,高约 40~60m,坡角 50°~60°,将斜坡分为上段(姜家坡斜坡)和下段(新滩斜坡)两部分;另一陡坎在毛家院前缘,高程 270~330m,走向 N75°E,高度和坡角与前者相近,又将新滩斜坡分为毛家院台面和陡坎下两段。后缘广家崖脚岩堆和斜坡临江部位,亦有 30°~40°陡坡。大斜坡的其余部位,一般为 10°~15°的缓坡。西侧陡崖下的三游沟为地表和地下水汇集和排泄的重要渠道,其下段被高家岭垄脊与东侧平缓斜坡分隔开来。新滩镇坐落于斜坡下部临江地带。

斜坡堆积物,按成因可分为以下几种:

(1)崩积物,构成广家崖脚岩堆及姜家坡斜坡近地表 20~30m 部分,由石炭—二迭系灰岩碎、块石组成,松散无分选,粘性土含量不到 5%。

(2)崩坡积物,分布于姜家坡斜坡底部,厚 10~40m,以灰岩碎、块石为主,局部含泥盆系紫红色砂岩和志留系页岩块石,粘性土含量较高,局部呈透镜体,结构较密实。

以上两类堆积物构成姜家坡斜坡,体积约 1300 万 m³。

(3)坡崩积物,分布于毛家院及其与高家岭、新滩中学之间地带。上部以泥盆系石英砂岩和志留系砂岩碎块石为主,夹少量灰岩碎、块石,深部以灰岩、块石为主,粘性土含量较高,局部成透镜体。

(4)冲积与崩坡积混合堆积物,分布于高家岭至新滩镇一带,以半磨圆次棱角状灰岩碎、块石为主,夹有成分复杂的卵、砾石及粉质粘土透镜层,结构密实,厚 10~30m。

以上两类堆积物体积约 1900 万 m³,构成新滩斜坡。

姜家坡斜坡内碎、块石以块径 30~200cm 者居多,体积数百至千余 m³ 者亦不鲜见;新滩斜坡一般块径 10~30cm,大于 1.5m 者少见。整个斜坡体内,自表层向下,自后缘向前缘,有含泥量、密实度增加和孔隙度、透水性减少的趋势。

西侧黄崖山体顶面,为向西倾斜的单面山,大部分地表、地下水顺层向西排泄,补给斜坡堆积物的基岩地下水不丰。堆积物的下伏页岩不透水。因此,堆积物中的地下水主要来自降水及西侧陡崖的地表水。姜家坡斜坡上部及后缘岩堆的崩积物透水性极强,一般无地下水储存;其底部崩坡积物及新滩斜坡中,含泥量增高,透水性降低,地下水位的变幅较大。在斜坡前缘,地下水成泉群出露于三游沟口、新滩镇中段和柳林等处的堆积物中,泉水常年不干,旱季单泉流量 0.04~0.2L/s,雨季可增至 0.7~2L/s,旱雨季流量相差 7~10 倍。

综上所述,姜家坡—新滩斜坡在地质、地形、气象和内部结构等方面,具有发生滑坡的外在环境和内在条件。

5.2.2 滑坡发展过程

新滩滑坡,是斜坡上段即姜家坡斜崩坡积物长期变形发展的结果。其发展时期可分两个阶段:

(一)分段递进式松脱滑移阶段(1983 年雨季前)

如图 5-3 所示,1935 年姜家坡前缘东侧发生的 150 万 m³ 的局部滑坡,滑床已深达基岩;1962 年,在此滑坡后壁以上出现长 270m 的拉张裂缝,形成 20 余万 m³ 不稳定土石体;

1964 年秋季在西侧发生南北向 450m 长大裂缝;1982 年雨季以后,姜家坡斜坡两侧出现断续纵向裂缝和羽状裂隙,后缘拉张裂缝明显。以上局部崩滑和裂缝的发展过程,表明此阶段斜坡变形由前部向后缘分段递进式扩展,具松脱式滑移特点。就姜家坡斜坡整体而言,其变形又可分三期(图 5-5、图 5-6):

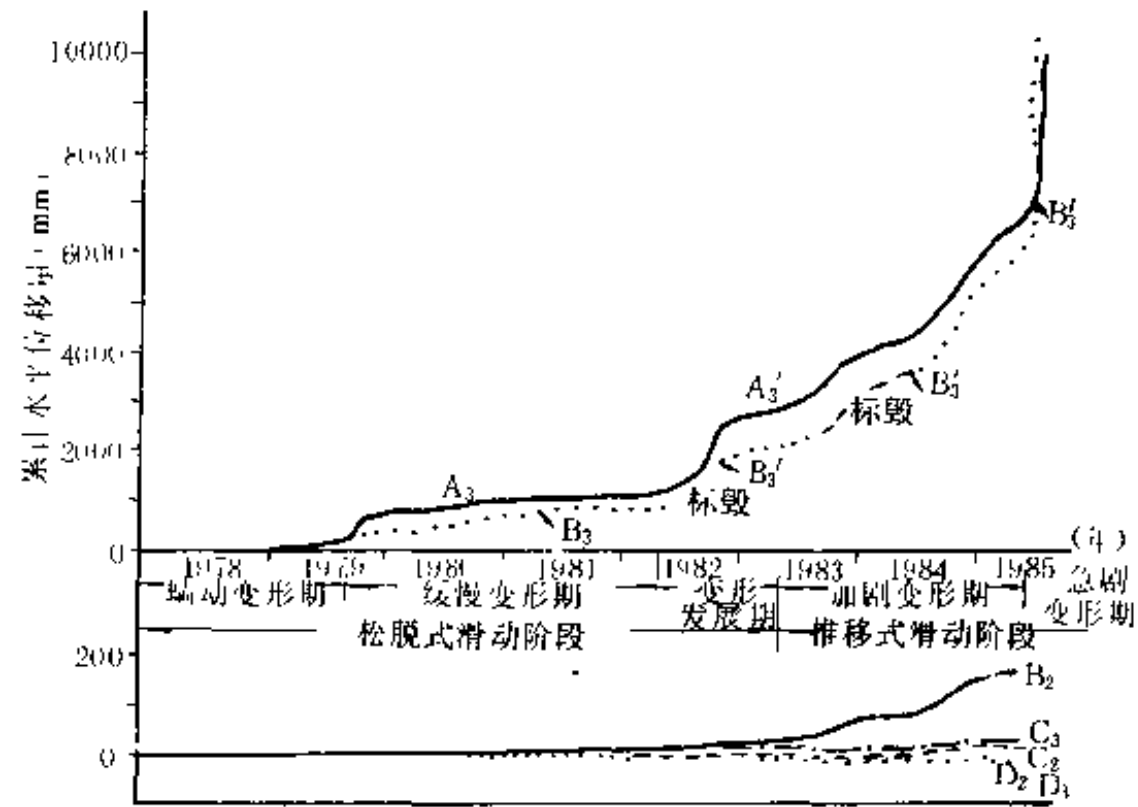


图 5-5 监测点累计位移曲线

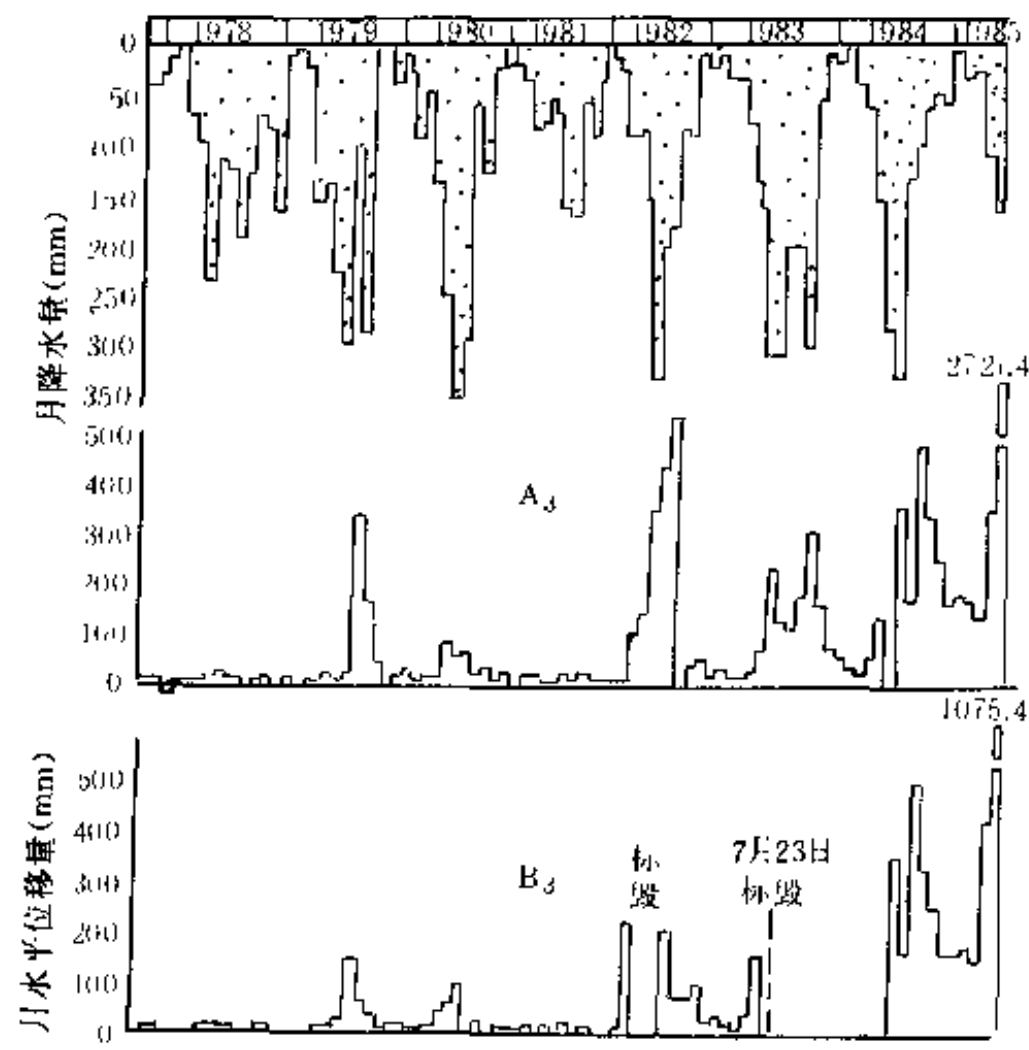


图 5-6 位移与降雨变化关系图

(1)蠕动变形期(1979 年 8 月以前)。斜坡前缘的 A_3 、 B_3 监测点自 1977 年 11 月投入观测以来,累计水平位移量分别为 110.7mm 和 126.4mm,平均月变率分别为 5.5mm 和

6.3mm。变形微弱而平稳,与降水关系不明显。

(2)缓慢变形期(1979年8月至1982年雨季前)。A₃、B₃点累计水平位移分别为1088mm和848.1mm,平均月变率分别为17.8mm和13.1mm。雨季月变率显著增加,分别可达到336.3mm和152.1mm。

(3)变形发展期(1982年雨季至1983年4月)。A₃(A'₃)、B₃点累计水平位移量为2768mm以上和2086.6mm,平均月变率分别达到129mm和95.3mm。雨季变形显著增加,月变率分别可达525.6mm和207mm。

(二)整体推移式滑移阶段(1983年5月至大滑动前)

姜家坡斜坡上的F₁~F₈、A'₃点,从1984年7月2日至1985年5月14日,水平位移量从后缘的6.9m(F₁)向前缘递减至2.7m(A'₃)(图5-7、图5-8),显示了姜家坡堆积体从后缘向前缘推挤的特点。结合前述地表裂缝的宏观调查,可以推断姜家坡由松脱式向整体推移式滑移的转换,是在1982年雨季后至1983年雨季前,后缘出现明显裂缝,即滑动面已由前缘贯通到后缘时完成。按变形特征可分为两期:

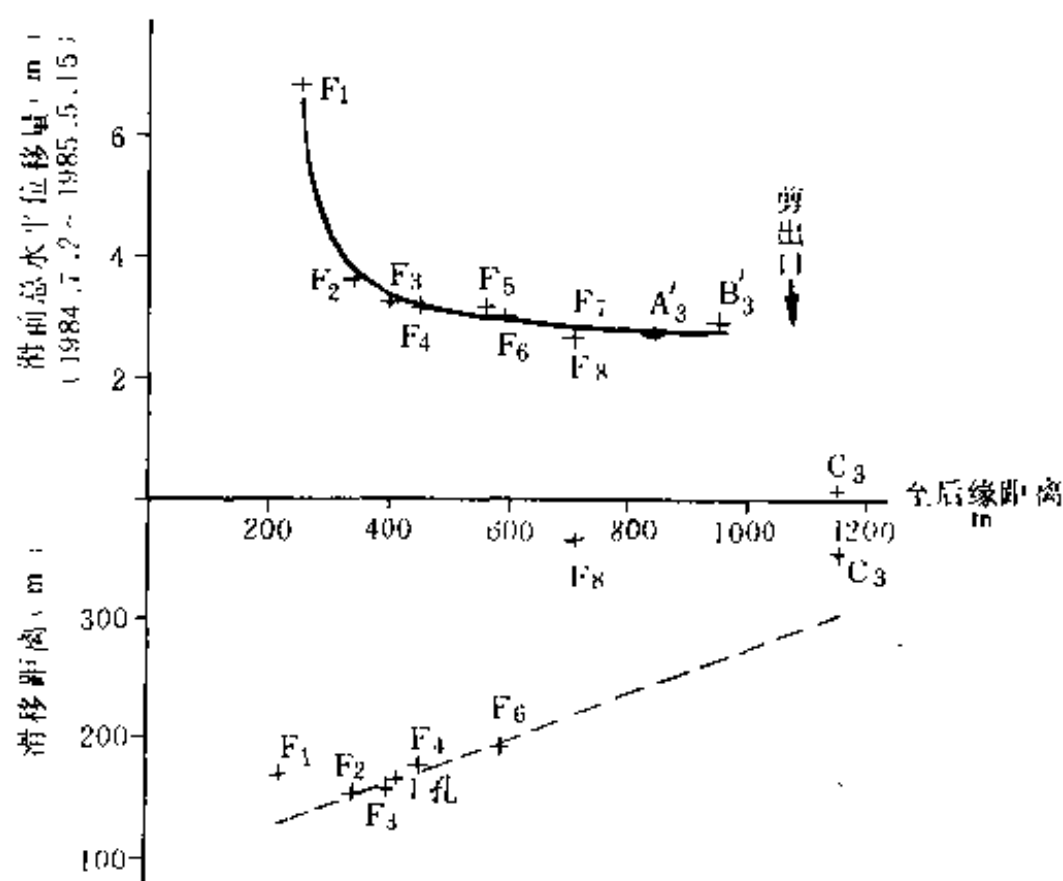


图 5-7 姜家坡斜坡前后各参考点位移对比

(1)加剧变形期(1983年5月至1985年5月中旬)。滑体后缘及东西两侧裂缝已逐步发展、连通成一完整弧形拉裂圈,前缘坎经常发生小规模崩滑,如1983年10月6日A'₃点西侧塌滑约1200m³,喷出黄泥水。A'₃累计水平位移量5374mm以上,平均月变率108mm。A'₃、B'₃的最大月变率分别达476.5mm与499.1mm。

(2)急剧变形期(1985年5月中旬至6月12日)。从5月14日至6月11日,A'₃、B'₃的水平位移量分别高达8.8m与13.7m。6月上旬,已发现姜家坡斜坡开始出现大滑动先兆。至6月9日,后缘已下坐13.5m,前缘东、西两侧时有局部崩滑。坎下高程380~400m一带地面潮湿,有鼓胀现象。10日凌晨4点10分,A'₃西侧三游沟内高程360m处间歇性喷水冒沙,水柱高达9m;4点15分,该处至高程520m之间发生60~70万m³滑坡,其物

质顺三游沟而下,推走民房一间,前舌抵达距江边150m左右地带。11日,坡体继续沿弧形拉裂圈急剧下沉,一昼夜下沉量1~2m;两侧张裂缝密集出现;斜坡上的公路路面多处鼓胀,坡内石块“喀喀”作响;前缘时有小型崩滑和剧烈滚石;高程380~400m处,剪胀继续发展,呈现剪出口征兆。 A'_3 、 B'_3 一昼夜间水平位移已分别达6.4m和3m。11日上午8点18分, F_1 平均水平位移速度达35.3cm/h,向前缘速度递减, F_1 为9.3cm/h(图5-8);中午 A'_3 平均水平位移速度已达25cm/h。蕴酿已久的姜家坡大滑动已呈一触即发之势。

与姜家坡斜坡变形发展势态成尖锐对比,下段的新滩斜坡一直处于相对稳定状态。1977年以来,该段斜坡上的C、D、E视准线上各点,除位于姜家坡坎下的 C_2 、 C_3 有微小位移外,其余均无明显位移(图5-5),表明此段斜坡在大滑动前处于稳定状态。

5.2.3 变形监测

长期严密监测与详细地质勘测是预报工作的两大基石。

对于大规模松散堆积斜坡而言,只有多点观测才能掌握各部分不同的变形特点和趋势。1977年,根据斜坡坡积物带状分布与基岩出露于两侧的条件,确认平面位移监测以视准线法最佳,并布置了A、B、C、D四条大致平行长江的视准线(图5-3、图5-9),每条视准线由5点组成,端点均设于稳定基岩上。其余12个测点代表相应的部位斜坡的变形。监测始于1977年11月,每月一次。平面位移按二等水准精度以直接水准观测。

至1982年,五年的观测资料表明,姜家坡斜坡变形量大且日益加剧,已难以满足视准线法施测条件;新滩斜坡则变形微小。因此,于1983年起先后对监测网进行了调整,即:

(1)姜家坡斜坡各点改用前方交会及间接测高法观测。

(2)从后缘岩堆至姜家坡前缘增设 F_1 — F_8 这8个监测点,以确定该斜坡是否整体滑移。

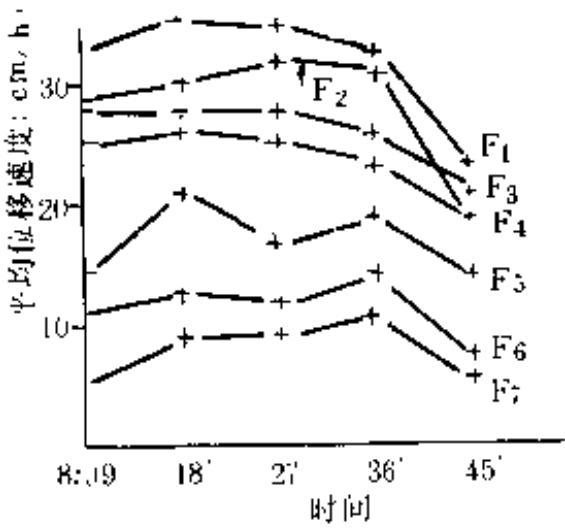


图 5-8 F_1 ~ F_7 平均位移速度
(1985.6.11.8:09'~8:45')

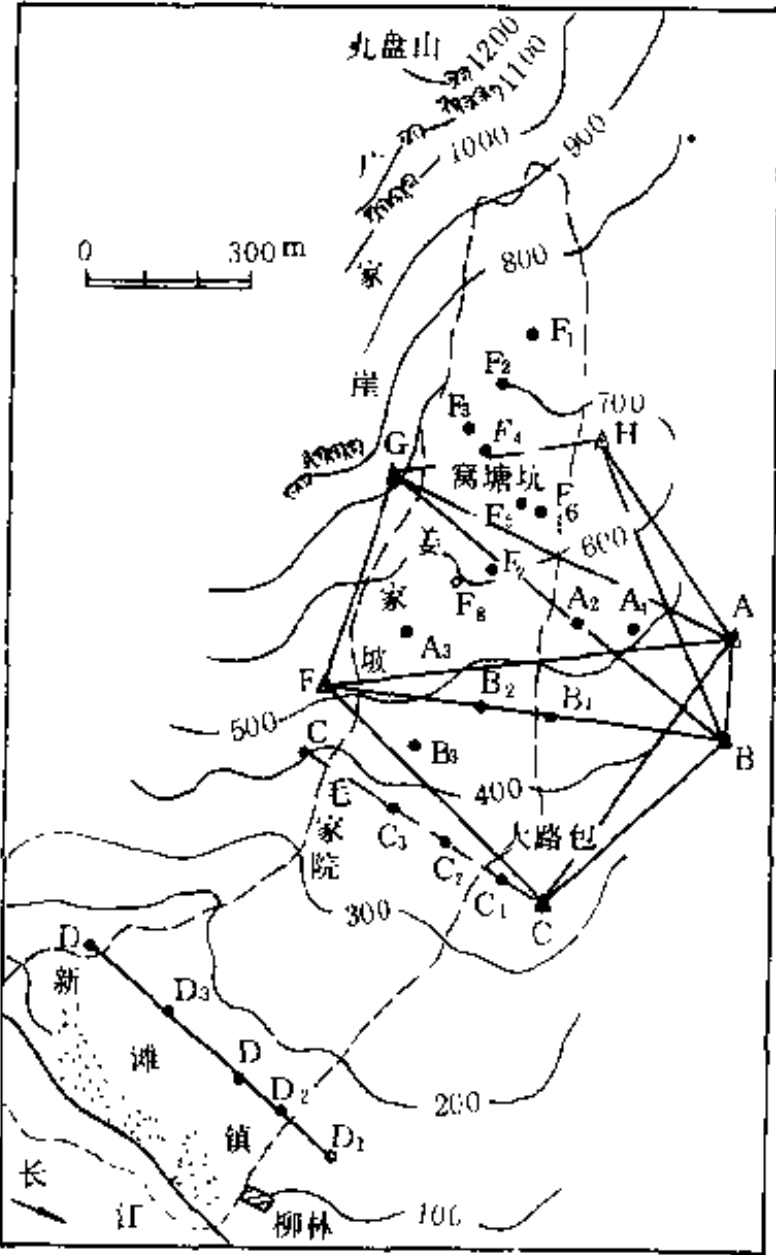


图 5-9 新滩滑坡变形三角监测网

(3)新滩斜坡仍沿用原来方法,在 C、D 线之间增设 E 线,以监视姜家坡斜坡急速下滑对下部斜坡的影响。

5.2.4 新滩滑坡中长期预报

由新滩滑坡变形监测资料,我们整理出图 5-9 中 A₃ 监测点 1982 年 5 月至 1985 年 4 月的月变形量曲线(图 5-10)。我们看到,A₃ 监测点的月变形量随时间波动,即在一段时间内增加,在另一段时间内降低,是一个非平稳过程,这也是外部环境因素影响的结果。

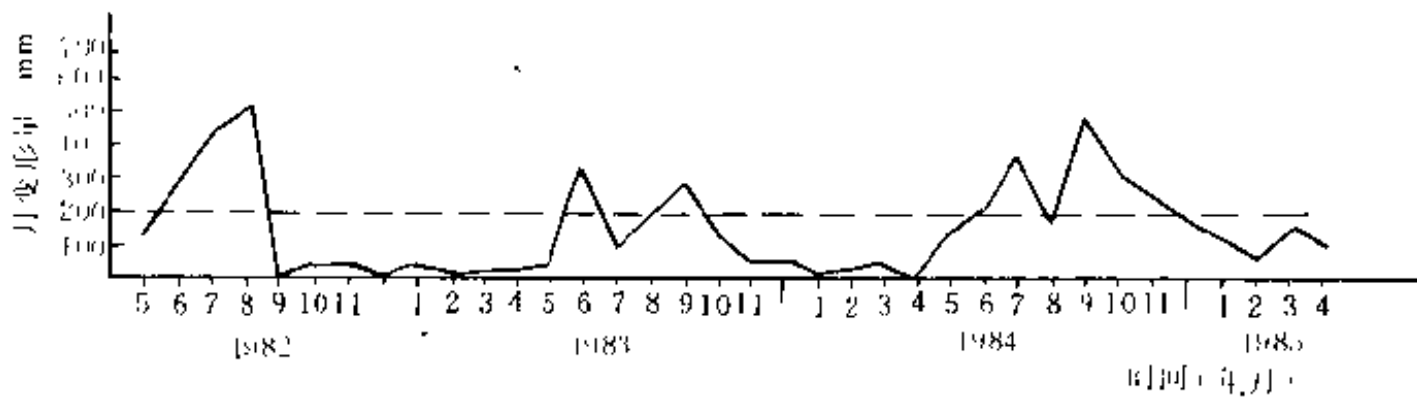


图 5-10 A₃ 监测点月变形量曲线

现给定一阈值 $Z=200\text{mm}$,从图 5-10 中可得,以 1982 年 6 月 12 日为参考点,月变形量大于该阈值的时间序列白化集 $P(i)$ 为

$$P(i) = (3.2, 12.2, 13.3, 15.0, 16.5, 24.6, 26.6, 27.0, 30.3)$$

由数列 $P(i)$,根据灰色预测理论(第四章)并应用 GS.FOR 程序可建立 GM(1,1)模型,参数集 A 为

$$A = (a \ u)^T = (-0.13507 \ 11.08793)^T$$

预测模型为

$$\hat{X}^{(1)}(t) = 85.287e^{0.13507(t-1)} - 82.0878 \tag{5-4}$$

模型精度检验结果

$$C = 0.2541 \quad (\text{好}) \quad P = 1.0000 \quad (\text{好})$$

模型精度检验表明,预测模型是有效的。

当 $t=10$ 时,由(5-4)式和累加还原生成可得下一次灾变发生的时间为

$$\hat{X}^{(1)}(10) = 36.4$$

$$\hat{X}^{(1)}(10) - X^{(0)}(9) = 36.34 - 30.3 = 6.04$$

计算表明,下一次灾变将发生在 1984 年 12 月以后 6 个月,即 1985 年 6 月。实际上,下一次月变形大于 200mm 的突变发生在 1985 年 6 月 11 日,新滩滑坡于 1985 年 6 月 12 日凌晨发生。

由工程实例研究可以得出,应用灾变预测方法进行边坡失稳中长期时间预报是有效的。应当说明的一点是,每一次灾变不一定都引起山体失稳,还应结合其他方法确定。

5.3 时间序列预报模型

处理和分析某一时间变量的离散有序数列 $\{X_t\}$ 的方法称为时间序列分析。在生产、科

研及国民经济建设中,时序分析有着广泛的应用,它不但可以通过对数据规律的统计得到最佳数学模型,还可作为预报将来时刻的精度分析,数学理论基础比较坚实。

时序分析中,讨论得比较完善的是线性平稳序列。简单地说,线性序列指模型的数学表达式为线性差分方程,并不意味着分析变量与时间之间的关系必须是线性的,平稳序列的特点是数据的均值、方差为常数,与时间无关,协方差仅与数据时间间隔有关。目前,从各个领域应用时序分析的情况来看,大多数问题中的数据序列都较好地服从线性差分方程,而非平稳数据序列一般经过数次差分处理后,亦可满足平稳序列条件。本节主要讨论线性平稳等时间间隔序列的统计分析、建模、检验预报问题。

5.3.1 时间序列模型

对于平稳序列,有下列三类基本模型可供选择:

(1)ARMA(n, m)混合模型

$$x_t + a_1 x_{t-1} + \cdots + a_n x_{t-n} = \varepsilon_t + b_1 \varepsilon_{t-1} + \cdots + b_m \varepsilon_{t-m} \quad (5-5)$$

或 $\varphi(B)x_t = H(B)\varepsilon_t$

$$\varphi(B) = 1 + a_1 B + a_2 B^2 + \cdots + a_n B^n \quad H(B) = b_0 + b_1 B + \cdots + b_m B^m$$

式中 a_i ——自回归系数, $i=1, 2, \cdots, n$;

$\{x_t\}$ ——均值为零的平稳随机序列;

$\{\varepsilon_t\}$ ——白噪声序列(随机过程);

B ——延迟算子,其定义为

$$Bx_t = x_{t-1}, \quad B^2 x_t = B(Bx_t) = Bx_{t-1} = x_{t-2}$$

依次类推即有

$$B^k x_t = x_{t-k}$$

(2)AR(n) n 阶自回归过程

$$x_t + a_1 x_{t-1} + \cdots + a_n x_{t-n} = \varepsilon_t \quad (5-6)$$

或 $\varphi(B)x_t = \varepsilon_t$

(3)MA(m) m 阶滑动平均过程

$$x_t = \varepsilon_t + b_1 \varepsilon_{t-1} + \cdots + b_m \varepsilon_{t-m} \quad (5-7)$$

或 $x_t = H(B)\varepsilon_t$

上述三个模型中,AR(n)和 MA(m)是 ARMA(n, m)的特殊形式,所以讨论平稳序列的建模时,ARMA(n, m)模型最具有—般性。

5.3.2 模型识别

所谓模型识别,就是具体确定 ARMA/AR/MA 中使用哪一个模型,模型的阶数及参数为多少。ARMA 具有相当大的建模范围,但当 $m \neq 0$ 时,估计参数时还须进行非线性迭

代, 花费大量时间。而 $AR(n)$ 模型估计参数时有递推公式, 计算工作量小, 况且根据 WOLD 分解定理, 所有模型间有相互转换的关系:

$AR(\text{有限阶}) \rightarrow MA(\text{无限阶});$

$MA(\text{有限阶}) \rightarrow AR(\text{无限阶});$

$ARMA(\text{有限阶}) \rightarrow AR(\text{无限阶});$

$ARMA(\text{有限阶}) \rightarrow MA(\text{无限阶})。$

以上关系说明, 三种模型可相互转换。其中 $AR(n)$ 模型比较简练, 可以递推, 建模快, 因此一般在工程上要求快速计算的情况下, 多愿意采用即使阶数较高的 $AR(n)$ 模型, 以争取时间效益。对于选定的模型, 其阶数 (n, m) 可以通过对计算数据序列的自相关函数 ρ_k 和偏相关函数 ϕ_{kk} 进行特性分析来确定, 或用回归分析法、残差方差分析、 F 检验等统计检验来确定。下面介绍自相关函数及偏相关函数:

序列 $\{x_t\}$ 的自协方差定义为

$$R(k) = COV[x_t, x_{t+k}] = E[(x_t - \mu)(x_{t+k} - \mu)] \quad (5-8)$$

而自相关系数, 由下式确定

$$\rho_k = R(k)/R(0), (k = 0, \pm 1, \pm 2, \dots) \quad (5-9)$$

因为 $R(0) = E[(x_t - \mu)^2] = \sigma^2$

$$\text{故 } \rho_k = \frac{E[(x_t - \mu)(x_{t+k} - \mu)]}{\sqrt{E[(x_t - \mu)^2]E[(x_{t+k} - \mu)^2]}} \quad (5-10)$$

实际应用时, 由于只有有限个时间序列值 $\{x_t\}_{t=1, \dots, N}$, 因此, 我们只能得到均值、方差及自相关函数的估计值。此时, 均值可由平均值来估计, 方差 σ^2 可由 σ_x^2 来估计, 因而可得协方差及自相关函数的计算

$$\hat{R}(k) = \frac{1}{N} \sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x})(x_{t+k} - \bar{x})$$

$$\rho_k = \frac{\hat{R}(k)}{\hat{R}(0)}$$

偏相关函数 ϕ_{kk} 由下述迭代公式定义

$$\begin{cases} \phi_{11} = R(1) \\ \phi_{k+1, k+1} = \frac{[R(k+1) - \sum_{j=1}^k R(k+1-j)\phi_{kj}]}{[1 - \sum_{j=1}^k R(j)\phi_{kj}]} \\ \phi_{k-1, j} = \phi_{kj} - \phi_{k-1, k+1}\phi_{k_1 k-j+1} \end{cases} \quad (5-11)$$

自相关函数和偏相关函数具有如表 5-2 所示的性质, 其中, 模型中的自(偏)相关函数拖(截)尾是指其自(偏)相关函数 $k > n$ 后, 值等于(不等于)零。

表 5-2

自相关函数和偏相关函数的截(拖)尾性

函 数	模 型		
	AR(n)	MA(m)	ARMA(n, m)
自相关函数	拖尾	截尾	拖尾
偏相关函数	截尾	拖尾	拖尾

表 5-2 为识别模型提供了简明依据,但具体应用时,会碰到两个问题:第一,计算自相关函数和偏相关函数用的是有限的观测序列,计算必有偏差;第二,计算出来的相关函数的拖尾性或截尾性只会接近于零,而不会恰等于零。这就存在着一个确定阶数 n, m 的精度问题,Quenouille 证实 ρ_k 和 ϕ_{kk} 都近似地属于均值为零、标准偏差为 $1/n$ 的正态分布,因而利用这个事实可近似地确定这些系数与零是否有显著性差异。但上述判别只能得出阶数的一个粗估计值。实际应用中常用的是最佳阶数确定法,即给出一种准则函数,该函数既考虑用某一模型拟合时对原始数据的接近程度,同时也要考虑模型中所含特定参数的个数。建模时按照准则函数的取值判断模型的优劣,以决定取舍,使准则函数达到极小的即是最佳模型。常用的准则函数是赤池提出的识别 AR 模型阶数的准则 FPE (Final Prediction Error)、AIC (A-Information Criterion) 准则(适用于 ARMA 模型)及 BIC (B-Information Criterion) 准则。下面介绍这三个准则函数。

(1) FPE。FPE 是由模型的预报误差来判明自回归模型的阶数是否恰当。其定义为

$$\text{FPE}(n) = \left(1 + \frac{n}{N}\right) \left(1 - \frac{n}{N}\right)^{-1} [R(0) - \sum_{i=1}^n \hat{a}_i R(i)] \quad (5-12)$$

式(5-12)即为赤池公式,其后的修正公式只是对系数作了修正,如

$$\text{FPE}(n) = \left(1 + \frac{2n}{N}\right) \left(1 - \frac{2n}{N}\right)^{-1} [R(0) - \sum_{i=1}^n \hat{a}_i R(i)] \quad (5-13)$$

当 n 由小向大循环时,就可确定出使预报误差达到极小的 n ,即

$$\begin{aligned} \text{FPE}(n_0) &= \min \text{FPE}(n) \\ 0 &\leq n \leq M(N) \end{aligned} \quad (5-14)$$

其中 $M(N)$ 为拟合阶数的最大值,依经验有

$$M(N) = \left\{ \frac{1}{3}N \sim \frac{2}{3}N \right\} \quad (5-15)$$

(2) AIC。由于模型阶数直接取决于待估计参数的个数(设为 q),在选择最佳阶数时,AIC 准则是根据下面的定义量

$$\text{AIC}(q) = -2\ln(\hat{\sigma}) + 2q \rightarrow N\log\hat{\sigma}_k^2 + 2q + \log\hat{\sigma}_k^2 + \left(\frac{2q}{N}\right) \quad (5-16)$$

达到最小来确定 q ,其中 $\hat{a}$ 为模型估计的参数向量, $\ln(\hat{a})$ 为对数极大似然度, $\hat{\sigma}_k^2$ 为不同 q 时的残差方差估计。

(3) BIC。BIC 与 AIC 类似,BIC 定义如下

$$\text{BIC}(q) = \log\hat{\sigma}_k^2(q) + \frac{(q\log N)}{N} \quad (5-17)$$

同理,还可构造其他的准则函数,如

$$\text{BIC}_1(q) = \log \hat{\sigma}_k^2(q) + \frac{(Cq \log N)}{N} \quad (5-18)$$

其中 C 是给定常数。定义不同的准则函数,其目的是为了对拟合残差与参数个数之间的进行不同的抗衡,以体现使用者对残差及阶数二者重要性的不同侧重。当然,用不同准则挑选出的最佳模型,其渐近性质是不同的。

5.3.3 参数估计

事实上,在模型识别中已进行过参数估计,否则无法确定估计数列与原始数列的残差大小。参数估计的方法很多,在统计分析中已介绍过的参数估计方法大都可以使用,比如矩估计、最小二乘估计、极大似然估计。

从上面的讨论中可看出,模型识别和参数估计是同时进行的,一般是将模型由低阶向高阶循环,分别进行参数估计,最后依据误差大小来确定最佳阶数及相应的模型参数的估计值。

5.3.4 预报

时序分析的目的,主要在于研究数据的相关规律,用以预测未来,当数据序列的数学模型完全确定之后,就可以用其进行预测。时间序列 $\{x_t\}$ 的预测是当已知 $x_t (t \leq t_1)$ 时,对 $t > t_1$ 的 x_t 进行估计,而且要求预测误差的方差达到最小,用 $x_t(1)$ 表示 t 时刻及其之前的全部历史观测数据,对未来 $t+1$ 时刻的值 x_{t+1} 所作的平稳线性最小方差预报。 l 为预报的步数。

求预报值时,一般采用条件均值的方法,此时,ARMA(n, m)的公式可写成

$$x_{t+1} = - \sum_{i=1}^n a_i x_{t+1-i} - \epsilon_{t+1} + \sum_{i=1}^m b_i \epsilon_{t+1-i} \quad (5-19)$$

对其取期望,则得 l 步预测公式为

$$\hat{x}_t(l) = - \sum_{i=1}^{l-1} a_i \hat{x}_t(l-i) - \sum_{i=1}^n a_i x_{t+l-i} + \sum_{i=1}^m b_i \epsilon_{t+l-i} \quad (5-20)$$

$$\text{当 } l > m \text{ 时} \quad \hat{x}_t(l) = - \sum_{i=1}^{l-1} a_i \hat{x}_t(l-i) - \sum_{i=1}^n a_i x_{t+l-i} \quad (5-21)$$

在许多实际问题中,由直接量测到的随机序列大多数并不平稳,而是呈现出明显的趋势或季节性。我们在前面所讨论的时间序列都来源于均值不变的平稳过程,当然该过程的均值可能是未知的待估参数,但并不是随时间而变化的。在实际观察的序列中可能含某种随时间稳定增长或衰减的趋势,也可能含有随时间而周期式的变化起伏的趋势。这时,我们就不能认为该序列是均值不变的平稳过程,而需要用更一般的模型来描述,即取

$$x_t = \mu_t + y_t \quad (5-22)$$

其中 μ_t 表示 x_t 随时间变化的均值,它往往可能用多项式、指数函数、正弦函数等描述,而 y_t 表示零均值平稳过程,可以用 ARMA 模型拟合。做了这样的分解之后,我们就可以用处理平稳过程的方法来分析 y_t 了。

处理这类问题的方法可分为两大类,一类方法是通过某些处理方法剔除 μ_t 的变化趋势;另一类方法是具体求出 μ_t 的拟合形式。如果我们对 μ_t 的形式并不感兴趣,则可采取第一类方法,对 x_t 通过某些运算或处理来剔除 μ_t ,经处理后,认为过程 $\{x_t\}$ 只包含平稳的 y_t 。

部分,可按平稳过程进行分析和建模,再经反运算由 y_t 得出 x_t 。如果我们不仅要分析 y_t ,而且也需要知道 μ_t 的具体形式,那么就要根据观察数据估计 μ_t (即求 $\hat{\mu}_t$),然后对残差 $\{x_t - \hat{\mu}_t\}$ 进行分析,该残差序列可认为是平稳过程,通过对平稳序列的分析处理,我们可以得出 y_t 的估计值 $\hat{y}_t$,于是 $\hat{\mu}_t + \hat{y}_t$ 就作为对 x_t 的估计。

5.4 时间序列预报与统计回归预报模型比较

岩体是一类非均质、各向异性、非连续的随机流变介质,从力学机理着手建立适用的数学模型,难度还相当大。在这种情况下,利用岩体某些力学行为(例如位移)的观测值,建立这种行为的统计模型,从而据此作出预报,是解决工程问题的现实可行途径。5.3 节已详细论述了时间序列分析预测方法,它不但可以通过对数据规律性的统计得到最佳数学模型,还可以对未来观测数据进行分析预报。因此,应用时间序列分析预报模型来研究边坡失稳时间预报是适合的。

这一节根据新滩滑坡变形长期观测资料,应用时间序列分析方法对新滩滑坡位移进行拟合预报,并与二次曲线的预报模型进行比较。

表 5-3 为图 5-9 中 A₃ 监测点的位移量。由表 5-3 可以看出,观测位移值(X_t)是非平稳序列,随时间增加其变化趋势不断增大。

表 5-3 新滩滑坡 A₃ 监测点的位移量

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
观测位 移 值 (mm)	215.1	567.2	730.3	1206.0	1536.0	1783.6	1939.2	2111.8	2279.19	2407.11	2749.8	5077.2

按照(5-22)式,首先将该序列进行差分处理,得到平稳序列,令

$$\mu_t = b_0 + b_1t + b_2t^2$$

那么根据观测数据拟合估计可得 $\hat{\mu}_t$,我们认为残差序列 $\{x_t - \hat{\mu}_t\}$ 为一平稳过程,通过该平稳序列的时间序列分析可得出 y_t 的估计值 $\hat{y}_t$,则 $\hat{\mu}_t + \hat{y}_t$ 为 X_t 的预报模型。计算结果列于表 5-4。

由上述分析我们知道, μ_t 的估计值实际上就是二次曲线回归预报模型的预报值。从表 5-4 可以看出,时间序列分析预报模型比二次曲线回归预报模型对观测值的拟合精度要高一些,也就是说,对边坡失稳时预报而言,时间序列预报模型要优于二次曲线回归统计预报模型。

时间序列分析预报模型也有它自身的缺陷和不足,如它需要等时间距的观测数据,因而在位移监测中要有严密的实施措施;由于所得规律不是基于机理分析,对其预报结果难以直接作出分析,需结合边坡失稳判据及其他方面进行。时间序列模型只适用于短期预报。

表 5-4

新滩滑坡 A₂ 点位移时间序列预报结果

观测时间	观测位移值 (mm)	μ_i 估计值(mm)	$\hat{\mu}_i + \hat{y}_i$ 预报值(mm)
1984 年 7 月	215.10	486.69	483.24
8 月	567.20	604.46	602.83
9 月	730.30	762.09	761.65
10 月	1206.00	962.58	973.26
11 月	1536.00	1202.94	1217.56
12 月	1783.60	1484.15	1497.29
1985 年 1 月	1939.20	1806.23	1812.07
2 月	2111.80	2169.16	2166.64
3 月	2279.19	2572.96	2560.06
4 月	2407.11	3017.61	2990.81
5 月	2749.80	3505.13	3470.07
6 月	5077.20	4029.51	4075.51

第六章 边坡失稳预报大变形有限元分析

6.1 概述

如绪论中所述,目前边坡失稳定时预报的研究处于第三阶段,即统计分析预报阶段,所提出的边坡失稳预报方法大多停留在边坡时间一位移变形曲线的数学处理上,在短期预报或临滑预报方面是合理的。由于变形曲线受到多种因素的制约,常常是不规则的折线,而不是单调光滑的曲线,而且对其所代表的地质条件、环境影响、物理机制和动力过程研究不够,使得所采用的数学模型大都难以做到边坡失稳的超前定时预报。

在边坡失稳预报标准方面,针对不同的方法,又有其相应的标准,这在第一章已有详细论述。如临界变形速率标准,斋藤认为,边坡失稳前一天的变形速率为 1mm/h ,失稳前 2 小时为 3mm/h ;有声发射频率标准,认为边坡岩体声发射频率大于 50次/h ,边坡失稳;还有切线标准,认为在边坡变形蠕变加速阶段,当蠕变曲线上某点的切线与横坐标的夹角 α 为 90° 时,边坡失稳。由于每个边坡所处的地质条件、环境条件不尽相同和变形曲线的不连续性,很难找到一个统一的边坡失稳预报标准。

为了克服上述之不足,本章企图从另一个角度来分析预报边坡失稳。用大变形有限元考虑边坡失稳影响因素的时间变化,计算边坡变形位移和滑移面上的抗剪强度,参照边坡变形位移大小,预报边坡失稳时间。这样不仅考虑到边坡的地质条件、环境因素,而且分析了边坡失稳的过程,在此基础上进行边坡失稳定时预报,我们称之为工程地质力学系统综合预报法。

6.2 基本原理

6.2.1 边坡滑移的力学分析

设一边坡由均质、各向同性的粘土组成,底部为基岩,中间有一软弱夹层,如图 6-1(a)所示。我们将该边坡作为一维处理,粘土为弹塑性体,软弱层为应变软化材料。边坡坡高 $H=H(x)$,坡宽 $b=b(x)$,倾角 $\beta=\beta(x)$,软弱层厚为 h 。隔离体受力分析如图 6-1(b)所示。

边坡在初始状态 (N_0, T_0) 处于平衡,由 $\Sigma F_x=0$ 得平衡方程为

$$-\frac{\partial}{\partial x}(N - N_0) + T - T_0 = U(t, x) \quad (6-1)$$

式中 N ——总的轴向力(土压力);

T ——软弱层中的剪力($T=\tau b$);

$U(t, x)$ — 沿 x 方向施加的外力;

t — 时间。

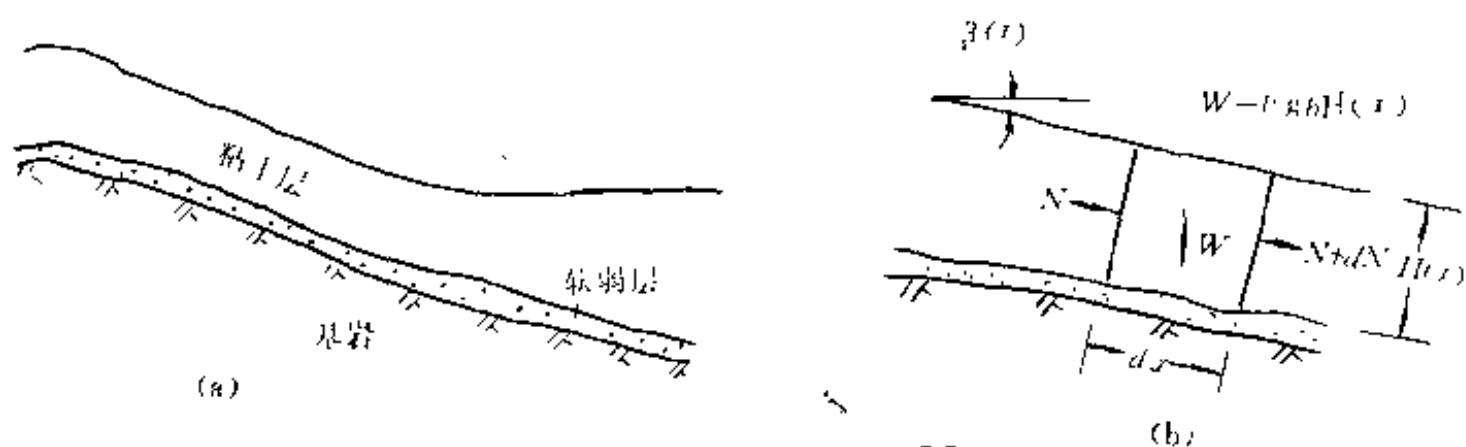


图 6-1 边坡滑移力学分析图

(a) 边坡的组成 (b) 边坡体微元受力分析

在初始应力状态, $N = N_0$, $T = T_0$, 代入(6-1)式

$$-\frac{dN_0}{dx} + T_0 = \rho g b H \sin \beta \quad (6-2)$$

式中 ρ 为土的容重, 当施加外力前, 静止土压力 $N_0 = \frac{1}{2} K_0 \rho g H^2 b \cos \beta$ 为一常数, 那么由(6-2)式得

$$\frac{dN_0}{dx} = 0 \quad T_0 = \rho g b H \sin \beta$$

即

$$\tau_0 = \rho g H \sin \beta$$

设 u 为边坡相对于初始状态的变形, ϵ 为轴向应变, γ 为软弱层的剪切应变, 那么边坡粘土体和软弱层的运动方程为

$$\epsilon = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (6-3a)$$

$$\gamma = \frac{u}{h} \quad (6-3b)$$

同样, 可以得出粘土体和软弱层的物理方程

$$N - N_0 = E b H \epsilon \quad (6-4a)$$

$$\tau - \tau_0 = G \gamma \quad (6-4b)$$

式中 $E = E(\epsilon)$, $G = G(\gamma)$ 为割线模量, 其物理意义如图 6-2 所示。

图中 N_a 、 N_0 、 N_p 分别为主动、静止和被动土压力; τ_r 、 τ_0 、 τ_f 分别为软弱层的残余、初始和破坏剪切应力。

将(6-3b)式代入(6-4b)式得

$$\tau - \tau_0 = (G/h)u \quad (6-5)$$

如果考虑蠕变位移, (6-4a)式可改写为

$$N - N_0(O) = E b H [(\epsilon - \epsilon')(t)] \quad (6-6)$$

同样, 软弱层的剪切力—位移关系为

$$T - T_0(O) = (bG/h)u \quad (6-7)$$

按照土力学计算公式, 主动土压力(N_a)和被动土压力(N_p)表达如下

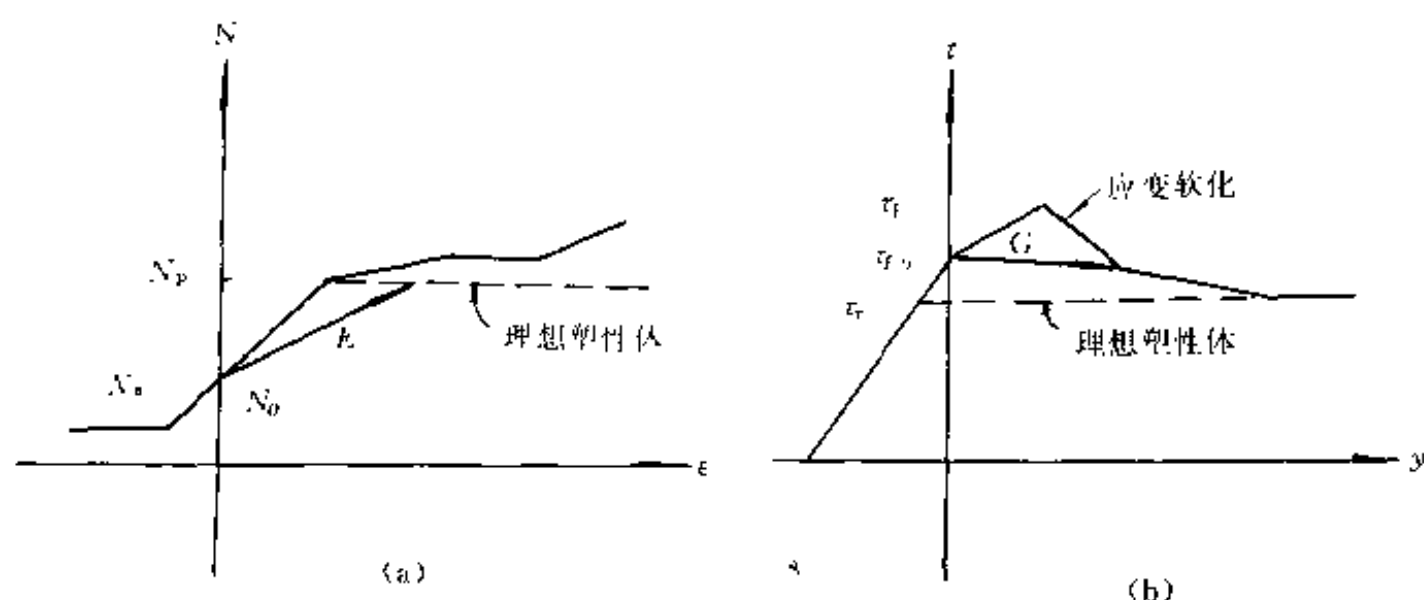


图 6-2 应力—应变关系曲线

(a) 粘土体 (b) 软弱层

$$N_a = - \left(\frac{1}{2} K_a \rho H^2 \cos \beta - 2c \sqrt{K_p H \cos \beta} \right) \quad (6-8)$$

$$N_p = - \left(\frac{1}{2} K_a \rho H^2 \cos \beta + 2c \sqrt{K_p H \cos \beta} \right) \quad (6-9)$$

式中 $K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

φ ——粘土的内摩擦角。

联立(6-1)、(6-3)和(6-4)式,可得以下微分方程

$$- \frac{\partial}{\partial x} \left(EbH \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \left(b \frac{G}{h} \right) u = U(t, x) \quad (6-10)$$

根据已知的边界条件,可求出(6-10)式的解。如果(6-3a)式由

$$\epsilon = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (6-11)$$

取代,重新联立方程,可以进行大变形分析。

6.2.2 水的作用分析

影响边坡稳定性的因素很多,自然因素有岩体特性、结构面产状、水的作用、地震和植被等;人为因素有边坡开挖、施工爆破等。本节仅讨论水的影响和外部荷载的作用。

由于降雨或输水管道的破裂,会使地表水渗入边坡体和滑移面。孔隙水压力的增加,会改变粘土体和软弱层的强度,最主要的是使软弱层软化,降低其有效抗剪强度,根据莫尔—库仑定律,有效抗剪强度的降低为

$$\Delta\tau_1(t) = p(t)\operatorname{tg}\varphi \quad (6-12)$$

式中 φ —— 内摩擦角;

$p(t)$ —— 与时间相关的超孔隙水压力。

由一维渗流方程

$$-k \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + s \frac{\partial p}{\partial t} = p(t, x) \quad (6-13)$$

式中 k —— 渗透系数;

s —— 储水系数;

$p(t, x)$ —— 软弱层中的水量。

根据边坡的水文地质条件, 求出(6-13)式的解, 计算出压力值 p 。

6.3 大变形有限元分析

为了求解(6-10)式和(6-12)式两个微分方程, 我们进行有限元分析。有限元求解基于伽辽金有限元法和线性形函数, 这里仅做简单推导, 详细过程请查阅有关的文献。

有限元分析的整体方程为

$$[K]\{u\} = \{U\} \quad (6-14)$$

式中 $[K] = \sum k^e$, k^e 为单元刚度矩阵。

对于(6-10)式, k^e 代表两部分, 一部分为粘土体, 另一部分为软弱层, 根据线性形函数得

$$k^e = k \frac{EbH}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} + \frac{Gb}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (6-15)$$

对于小变形理论来说, $k=1$; 对于大变形, 设 u_1, u_2 为各单元两端的位移值, 那么

$$k = 1 + \frac{3}{2}\bar{\varepsilon} + \frac{1}{2}\bar{\varepsilon}^2, \quad \bar{\varepsilon} = \frac{u_1 - u_2}{L}$$

由上述理论和公式, 对所有时步进行迭代, 可解出(6-10)式和(6-13)式中的未知量。

6.4 应用实例

6.4.1 外部载荷作用边坡失稳预报

设一粘土质边坡(图 6-3), 底部为基岩, 粘土体与基岩接触面有一软弱夹层。粘土体厚为 10m, 软弱层厚为 1m, 土体容重为 $\rho=16\text{kN/m}^3$ 。取单宽 $b=1\text{m}$ 计算。

边坡在自重作用下处于平衡状态, 初始应力状态为 N_0, τ_0 , 静止土压力 $N_0=391\text{kN}$, 软弱层的初始抗剪强度 $\tau_0=11.6\text{kPa}$ 。粘土边坡的力与变形的关系是线性的, 如图 6-4 所示, N_a 为主动土压力, N_p 为被动压力。软弱剪切层的应力—应变关系为非性线的(图 6-5), 并且有应变软化特征, 残余抗剪强度 $\tau_r=10\text{kPa}$ 。

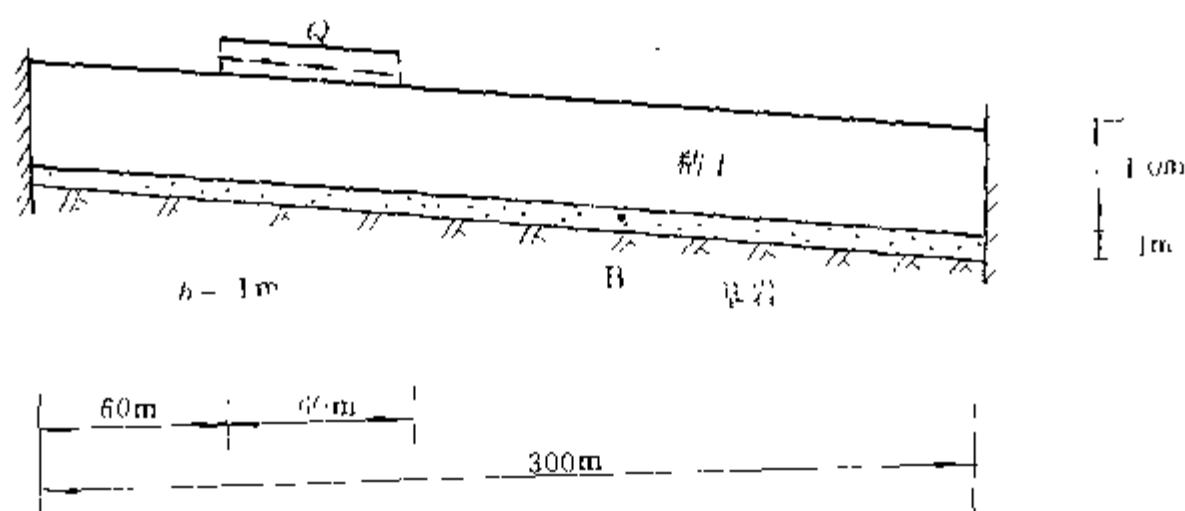


图 6-3 含软弱层的粘土边坡

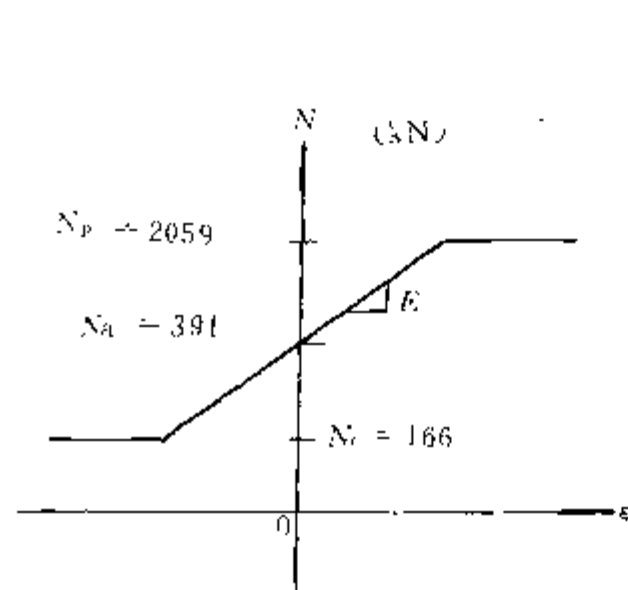


图 6-4 粘土边坡轴向力—位移关系

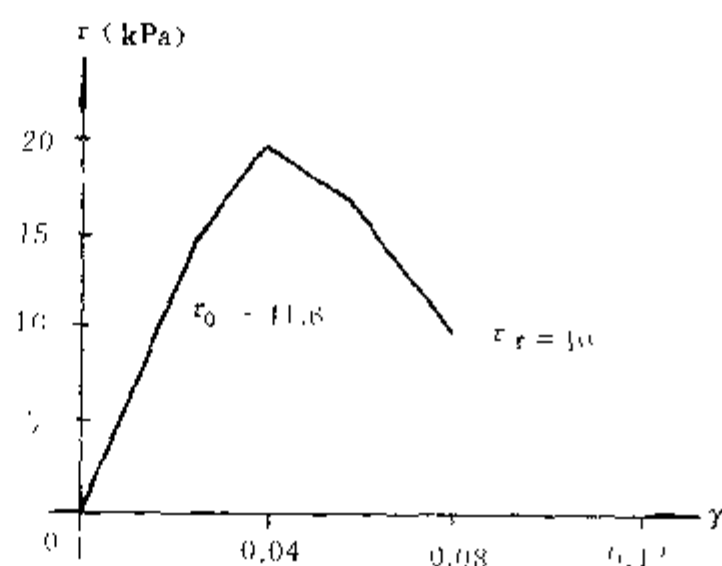


图 6-5 软弱层应力—应变关系

在边坡表面作用一沿坡向的均布荷载 Q , 分布范围为 60m。我们将边坡体剖分为 50 个一维单元, 用大变形有限元分析 Q 为 10kPa、20kPa、24kPa 时的边坡中各点的位移和剪应力。图 6-6 为边坡各点在 $Q=10\text{kPa}$ 和 $Q=24\text{kPa}$ 时的位移量。

通过计算我们发现, 当 $Q=25\text{kPa}$ 时, 软弱层中各点的剪应力均大于其抗剪强度, 这就意味着边坡在 $Q=25\text{kPa}$ 时发生失稳, 即 $Q=25\text{kPa}$ 为临界荷载, 也就是说 Q 达到 25kPa 的时间就是边坡发生破坏的时间。

6.4.2 孔隙水压力变化边坡失稳预报

设在图 6-3 中 B 点孔隙水压力 P_B 发生变化, 不考虑边坡表面的均布荷载 Q , P_B 随时间变化的曲线如图 5-7 所示。软弱层的渗透系数 $k_0=10^{-5}\text{m/s}$, 储水系数 $s=1.0/\text{m}$ 。

由于孔隙水压力的变化, 引起软弱层的强度降低和应变软化, 使得边坡发生变形。为了使问题简化, 假定软弱层中孔隙水压力的变化, 不影响粘土的性质。同样将边坡剖分为

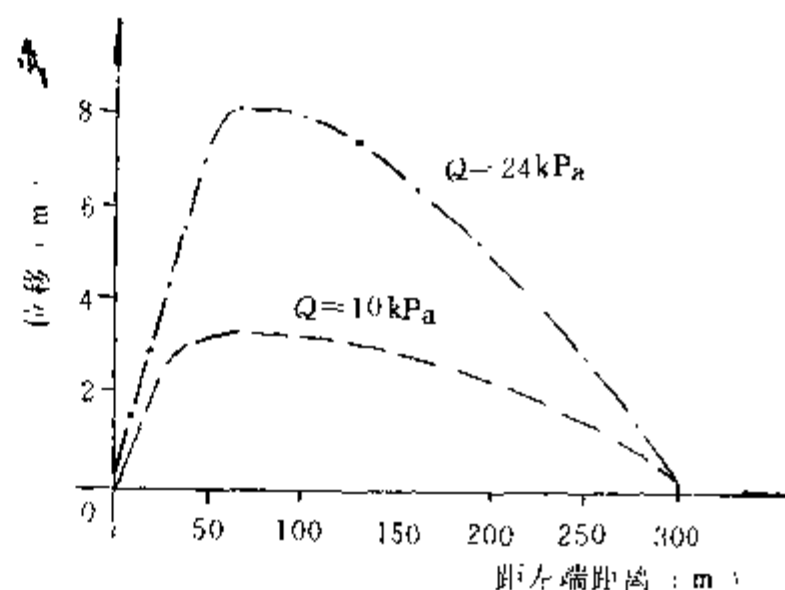


图 6-6 边坡不同点的位移量

50 个一维单元,进行大变形有限元分析,得出不同时刻、不同位置边坡的位移量(图 6-8)和软弱层中的剪应力分布(图 6-9)。

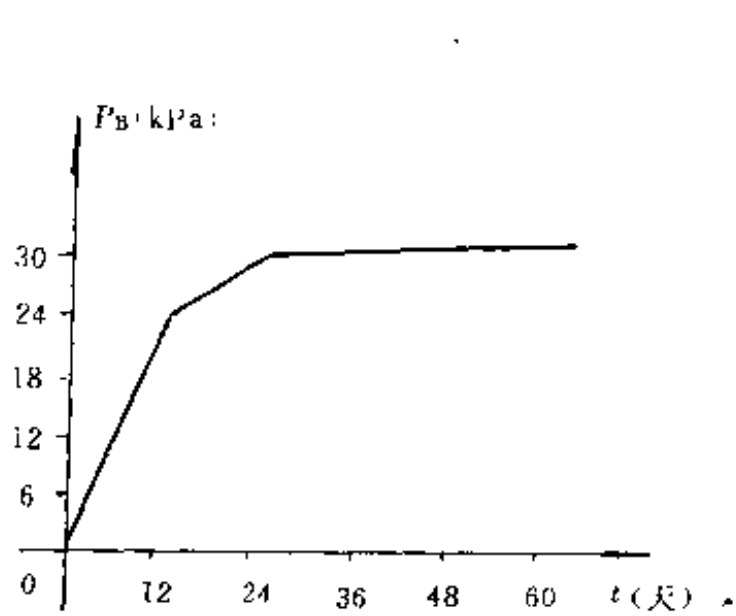


图 6-7 P_B 随时间变化的关系曲线

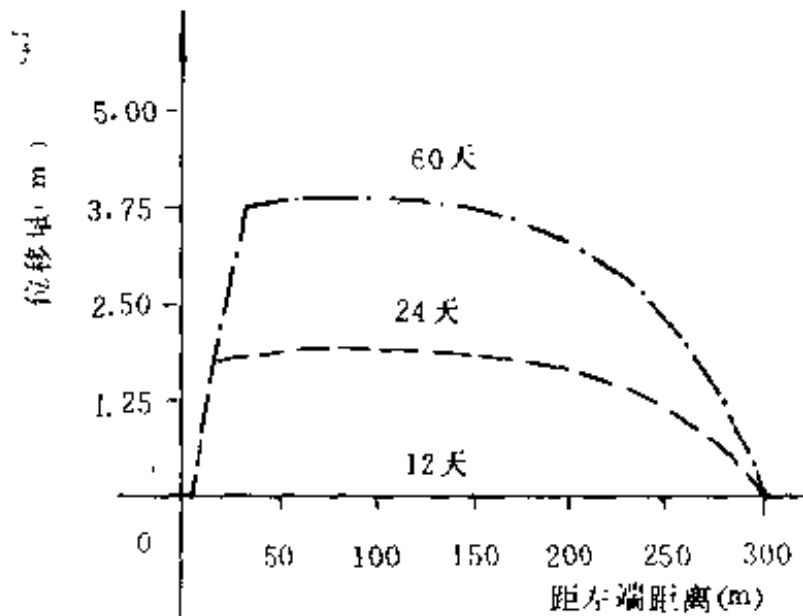


图 6-8 边坡的位移量

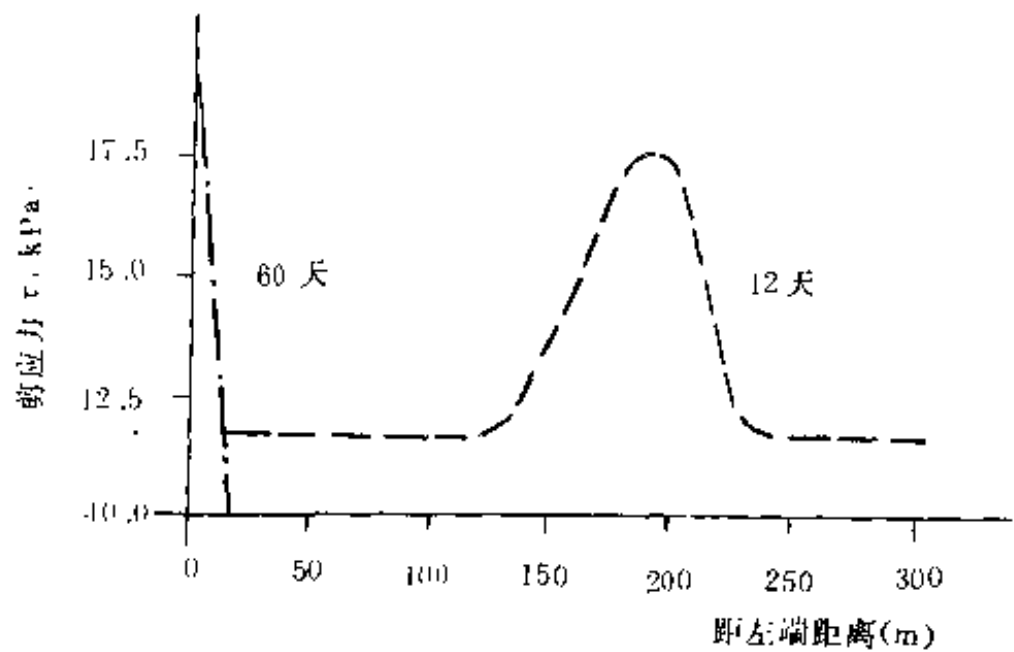


图 6-9 软弱层中的剪应力分布

从图 6-8、图 6-9 可以看出,边坡在孔隙水压力作用下,在第 12 天时,其位移为零,软弱层中的剪应力部分(140m~230m 段)大于软弱层的初始抗剪强度。孔隙水压力随时间的不断增加(图 6-7),边坡位移量也不断增大,60 天时,边坡最大位移量为 3.75m,而且软弱层中剪应力分布大于其初始抗剪强度,即边坡发生破坏。

本章用大变形有限元分析了边坡在外部荷载和孔隙水压力作用下的破坏机制,计算了在不同位置、不同时刻边坡的位移量和软弱层中剪应力分布,预报了边坡失稳的时间,提出了边坡失稳时预报的新概念和新途径。

第七章 岩石断裂力学边坡失稳 定时预报模型

7.1 概述

对于具有应变软化的土质或含有软弱夹层的边坡,应用大变形有限元分析模型预报其失稳破坏的时间是合理的,而对于脆性岩体或含有断续节理的脆性岩体,大变形有限元受到限制。而实际工程中,如大型露天采矿工程和大型水利枢纽工程中,岩质高边坡大多是脆性岩体或含不连续面的脆性岩体。

脆性岩体与土体或软弱层的破坏过程是不同的。国内外许多学者通过大量研究和试验证实,在单轴或低围压条件下,对于含有断续节理的岩体,无论节理面闭合与否,这类岩体的破坏特征都是节理端部首先产生撕拉破坏,随着荷载增加,破裂面逐渐扩展,形成贯通的阶梯状破坏面,最终沿复合剪切面发生剪切滑移。因此,对于脆性岩体边坡失稳破坏时间预报,引入断裂力学理论是较为合理的。

本章应用岩石断裂力学理论结合边坡稳定性分析方法,计算在给定边界条件下边坡岩体中裂纹开裂的初始时间和传播速率,预报边坡失稳破坏的时间,并给出由于边坡坡脚开挖产生应力集中、裂纹开裂及其传播造成边坡失稳破坏的实例。

7.2 节理尖端断裂分析

7.2.1 裂纹尖端区域的应力场和位移场

岩石断裂力学是研究岩石、混凝土等脆性材料断裂机理的专门学科,也是研究工程地质及岩体力学的一门边缘学科。它的产生与发展,首先是由断裂力学开始的。

现代线弹性断裂力学(LBFM)是由 Irwin 1958 年开创的。他首先提出了应力强度因子的概念,把裂纹的变形情况用位移向量来描述,这样,裂纹的变形可分为三种基本类型(图 7-1),即张开型(I 型)、错开型(II 型)和撕开型(III 型)。对于渐进破坏边坡,平面错开型(II 型)占主导地位,撕开型对平面问题其作用为零,张开型有时可以省略,但对于某些情况又不能省略。因此,这里只讨论 I、II 型裂纹尖端区的应力场和位移场。

(一) I 型裂纹

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \begin{bmatrix} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) \\ \left(1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) \\ \left(\sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \right) \end{bmatrix} \quad (7-1)$$

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \frac{K_I}{2G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \begin{bmatrix} \left[\cos \frac{\theta}{2} \left(k - 1 + 2\sin^2 \frac{\theta}{2} \right) \right] \\ \left[\sin \frac{\theta}{2} \left(k + 1 - 2\cos^2 \frac{\theta}{2} \right) \right] \end{bmatrix} \quad (7-2)$$

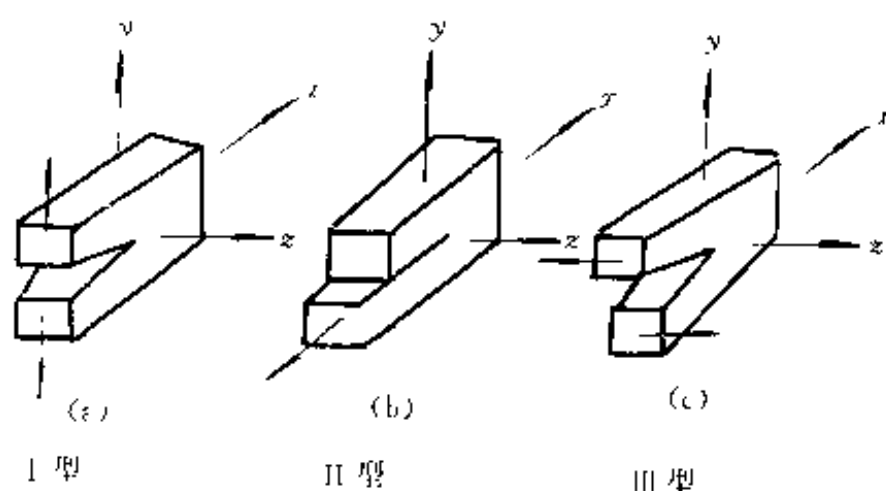


图 7-1 裂纹的三种基本类型

(二) I 型裂纹

$$\begin{bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \tau_{r\theta} \end{bmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \begin{bmatrix} -\sin \frac{\theta}{2} \left(2 + \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \right) \\ \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \\ \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \right) \end{bmatrix} \quad (7-3)$$

$$\begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} = \frac{K_I}{2G} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \begin{bmatrix} \left[\sin \frac{\theta}{2} \left(k + 1 + 2\cos^2 \frac{\theta}{2} \right) \right] \\ \left[\cos \frac{\theta}{2} \left(-k + 1 - 2\sin^2 \frac{\theta}{2} \right) \right] \end{bmatrix} \quad (7-4)$$

以上各式中 r, θ ——分别为某点与裂纹尖点间距离及极角；

K_I —— I 型裂纹应力强度因子, $K_I = \sigma \sqrt{\pi a}$, a 为裂纹半径；

K_{II} —— II 型裂纹应力强度因子, $K_{II} = \tau \sqrt{\pi a}$ ；

k ——拉梅系数, $k = \begin{cases} (3-\mu)/(1+\mu) & (\text{平面应力}) \\ 3-4\mu & (\text{平面应变}) \end{cases}$ ；

G —— 剪切模量, $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ 。

(三) 混合型

对于混合型裂纹, 它尖端附近的应力状态可以用极坐标表为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= -\frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[K_I \left(1 + \sin^2 \frac{\theta}{2} \right) + \frac{3}{2} K_{II} \sin \theta - 2 K_{III} \tan \frac{\theta}{2} \right] \\ \sigma_\theta &= -\frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[K_I \cos^2 \frac{\theta}{2} - \frac{3}{2} K_{II} \sin \theta \right] \\ \tau_{r\theta} &= -\frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} [K_{II} \sin \theta + K_{III} (3 \cos \theta - 1)] \end{aligned} \right\} \quad (7-5)$$

在 $\sigma(\theta)_{\max}$ 理论中, 决定断裂开始的参数是裂纹尖端附近的最大切向拉应力 $\sigma(\theta)_{\max}$ 。 $\sigma(\theta)_{\max}$ 理论可概述为:

- (1) 裂纹的扩展始于裂纹尖部的径向方向。
- (2) 裂纹扩展始于垂直于最大拉应力方向的平面, 即在 θ_0 处有 $\tau_{r\theta}=0$ 。
- (3) 当 $\sigma(\theta)_{\max}$ 达到一个临界材料常数值时, 裂纹开始扩展。

这个理论在数学上用方程(7-6)表达

$$\sigma_{\theta} \sqrt{2\pi r} = \text{常数} = \cos \frac{\theta_0}{2} \left[K_I \cos^2 \frac{\theta_0}{2} - \frac{3}{2} K_{II} \sin \theta_0 \right] = K_{Ic} \quad (7-6)$$

或

$$I = \cos \frac{\theta_0}{2} \left[\frac{K_I}{K_{Ic}} \cos^2 \frac{\theta_0}{2} - \frac{3}{2} \frac{K_{II}}{K_{Ic}} \sin \theta_0 \right] \quad (7-7)$$

和

$$\tau_{r\theta} = 0 \rightarrow \cos \frac{\theta_0}{2} [K_{II} \sin \theta_0 + K_I (3 \cos \theta_0 - 1)] = 0 \quad (7-8)$$

方程(7-7)和(7-8)是在 $K_I - K_{II}$ 平面上一般的断裂开始的轨迹的参数方程, 如图7-2。同样, 开始断裂增长的方向 θ_0 也能从方程(7-8)中得出:

$$\theta_0 = \pm \pi (\text{平常时})$$

$$K_{II} \sin \theta_0 + K_I (3 \cos \theta_0) = 0 \quad (7-9)$$

简而言之, $\sigma(\theta)_{\max}$ 理论中起决定作用的方程是(7-7)和(7-8)。从算法上来看, 对于已给出了裂纹尖端位置和载荷的应力强度因子, 首先代入方程(7-8), 求得新的裂纹扩展角 θ_0 , 然后把应力强度因子和扩展角 θ_0 都代入方程(7-7)。如果不满足, 两个应力强度因子的曲线不是在断裂轨迹之内, 就是在其外, 如图7-2。如果在轨迹之内, 没有应力强度因子足够的增量, 则裂纹不能扩展。如果在断裂轨迹之外, 则裂纹是不稳定的。除非裂纹达到一个自由表面或两个应力强度因子回到轨迹之内, 否则裂纹就会继续扩展。

7.2.2 应力强度因子计算

应力强度因子是固体抗断裂性能的综合指标, 它随外力、裂纹长度和裂纹形状的变化而变化。对于某一特定的岩石, 它的断裂韧度为一常数。断裂韧度也就是处于极限状态的应力强度因子。

应力强度因子的计算方法很多, Ingraffea, A. R (1983) 根据典型的裂纹尖端区域如图7-3所示, 假设这一区域已呈标准的、等参数的线应变三角形分布, 其中的两个如图分布, 导出了应力强度因子

$$\left. \begin{aligned} K_I &= \sqrt{\frac{2\pi}{L}} \frac{G}{K+1} [4(V'_B - V'_D) + V'_E - V'_C] \\ K_{II} &= \sqrt{\frac{2\pi}{L}} \frac{G}{K+1} [4(u'_B - u'_D) + u'_E - u'_C] \end{aligned} \right\} \quad (7-10)$$

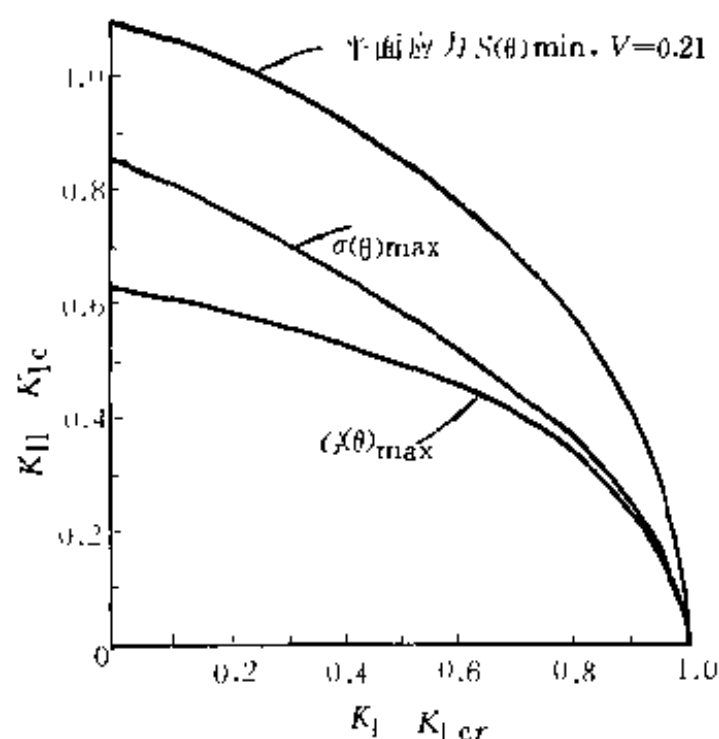


图 7-2 对于混合型理论断裂开始的轨迹

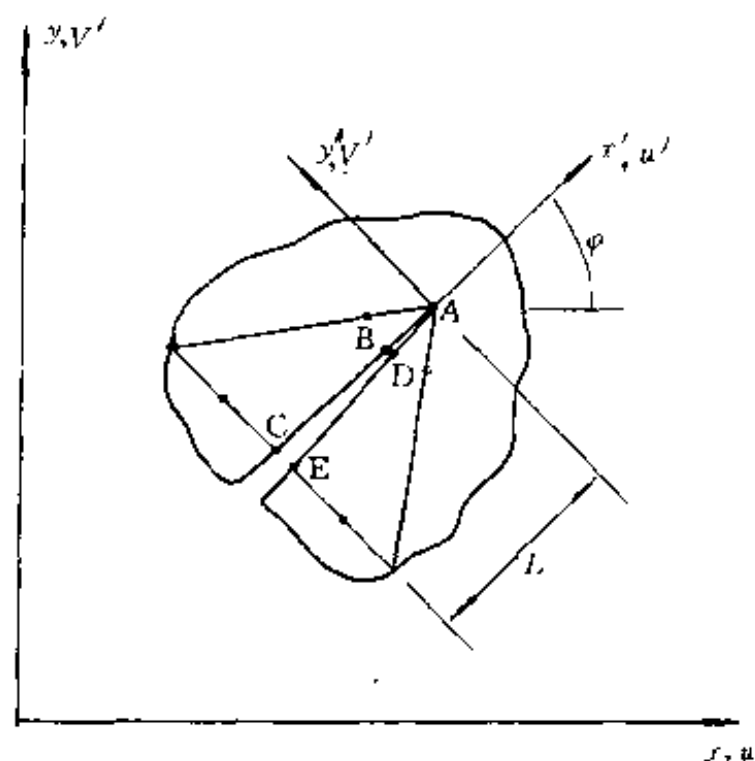


图 7-3 应力强度因子计算简图

式中 L ——沿射线每一单元的长度；

V' ——裂纹开端节点位移；

u' ——裂纹滑动的节点位移。

(7-10)式极大地方便了编程和有限元计算。

7.3 亚临界裂纹扩展和滞后断裂理论

边坡稳定性受多种因素和外部环境的制约,由于开挖边坡脚或荷载增加,会在边坡体内产生应力集中区。当边坡中某点的剪切力大于该点的剪切强度时,破坏区发展。破坏区内峰值抗剪强度降为残余抗剪强度。应力集中和应力重分布过程导致超应力区范围的增加,抗剪强度沿滑移面降低到残余抗剪强度时,边坡更易进一步滑动破坏,最终导致边坡的渐进破坏。

断裂力学可以说给边坡渐进破坏分析带来了一盏明灯。

Wnuk(1971)应用 Irwin 的能量准则导出了描述亚临界裂纹扩展的非线性微分方程,在粘弹塑性固体中可表达为:

$$\left[1 + \frac{\pi^2}{6} c \sigma \frac{d\sigma}{dc}\right] G' \psi \left[-\frac{\Delta}{dc} \right] = G', \quad (7-11)$$

式中 c ——裂纹长度；

G' ——应变能释放率,其临界值为 G'_c ；

$\psi(t)$ ——蠕变柔量函数,定义为任一时刻的剪切变形与初始剪切变形之比；

Δ ——塑性区尺寸。

Palmer 和 Rice(1973)设剪切应力从剪切区边缘的残余值到末端区边缘的峰值为线性变化,得出末端区或塑性区大小的估计值

$$\Delta = \frac{9\pi}{32} \left(\frac{K_{Ic}}{\tau_p - \tau_r} \right)^2 \quad (7-12)$$

在破坏时塑性区大小为

$$\Delta_r = \frac{9\pi}{32} \left(\frac{K_{Ic}}{\tau_p - \tau_r} \right)^2 = \frac{9\pi}{16(1-\mu)} \frac{G}{\tau_p - \tau_r} \bar{\delta} \quad (7-13)$$

式中 τ_p, τ_r ——峰值和残余值抗剪强度；

$\bar{\delta}$ ——直剪试验中的位移量，即

$$\bar{\delta} = \frac{\int (\tau - \tau_r) d\delta}{\tau_p - \tau_r} \quad (7-14)$$

利用(7-13)式的结果，Rice(1973)得出错开型(I型)临界应力强度因子为

$$K_{Ic}^2 = \frac{2G}{1-\mu} (\tau_p - \tau_r) \bar{\delta} \quad (7-15)$$

对于恒量荷载，(7-11)式可简化为

$$\psi \left[\frac{\Delta}{\frac{dc}{dt}} \right] = \frac{G'_c}{G'} = \frac{K_c^2}{K^2} \quad (7-16)$$

式中 K 为应力强度因子， $K^2 = G'E/(1-\mu^2)$ ，对于纯平面滑开型裂纹， K 即为 K_I 。

(7-16)式给出了裂纹发生后其扩展速率。设 t_k 为裂纹发生的初始时间，则(Wnuk, 1971)

$$t_k = \psi^{-1}(n) \quad (7-17)$$

式中 $n = (K_{Ic}/K_I)^2$ ，当裂纹一旦发生，它将按(7-16)式的规律扩展，故裂纹扩展率为

$$\frac{dc}{dt} = \frac{\Delta}{\psi^{-1}(n)} \quad (7-18)$$

依据上述两节的理论，作者编制了平面断裂有限元分析程序，其流程如图 7-4 所示。

7.4 边坡失稳最险滑移面确定

边坡失稳最险滑移面，即最危险滑动面或称为临界破坏面。在给定的荷载和边坡几何形状等边界条件的情况下，边坡中总存在一个安全系数最小的滑移面，这个面就称为最险滑移面。

在岩石断裂力学边坡失稳时预报中，确定最险滑移面是十分关键的。我们认为裂纹发生后将沿该滑移面扩展。

确定最险滑移面的方法很多，如概率法、最优化求解法、有限元法、Monte Carlo 法等，这里采用简化毕肖甫法。

毕肖甫法是条分法的一种。毕肖甫等将边坡稳定安全系数定义为沿整个滑裂面的抗剪强度 τ_i 与实际产生的剪应力 f 之比，即

$$K_s = \tau_i / \tau \quad (7-19)$$

1955 年，毕肖甫提出了一个计算抗滑稳定安全系数的公式，计算图形见图 7-5。

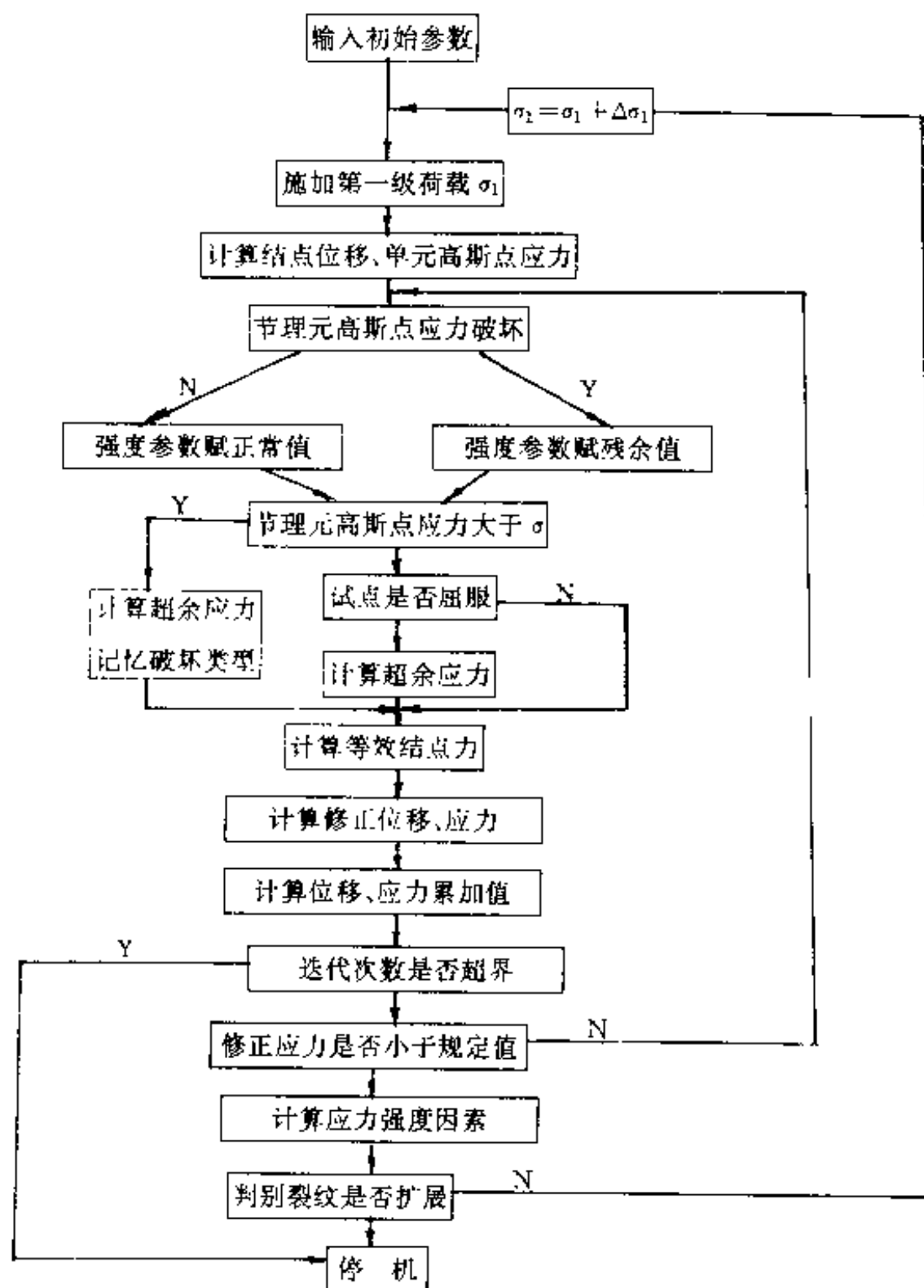


图 7-4 断裂有限元分析程序流程图

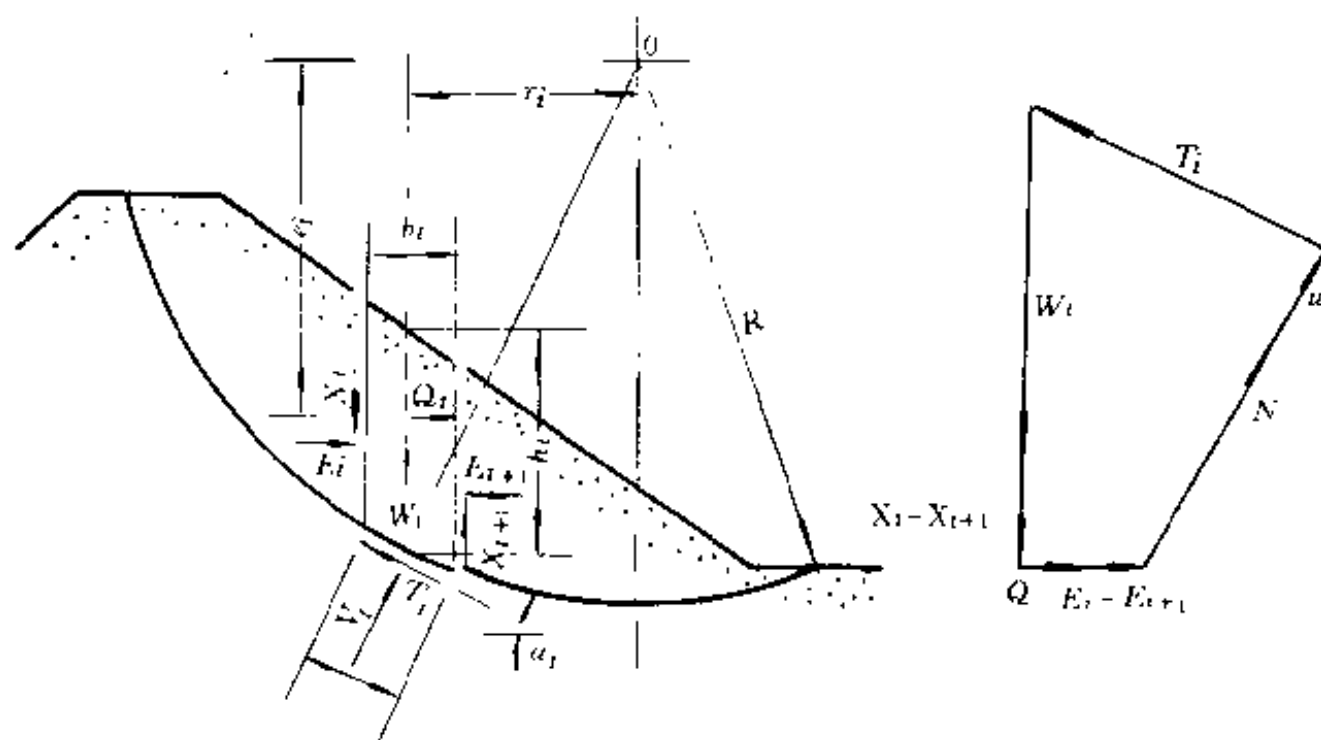


图 7-5 简化毕肖甫法计算简图

$$K_s = \sum_{i=1}^n \frac{1}{M_n} [C_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \varphi_i] / \left(\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i \right) \quad (7-20)$$

其中

$$M_n = \cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i \sin \alpha_i}{K_s} \quad (7-21)$$

式中 K_s ——边坡抗滑稳定安全系数；

W_i ——条块自重；

Q_i ——水平作用力；

b_i ——条块宽度；

α_i ——条块底边倾角；

e_i ——水平力作用点至滑动圆心的垂直距离；

R ——滑动圆弧半径；

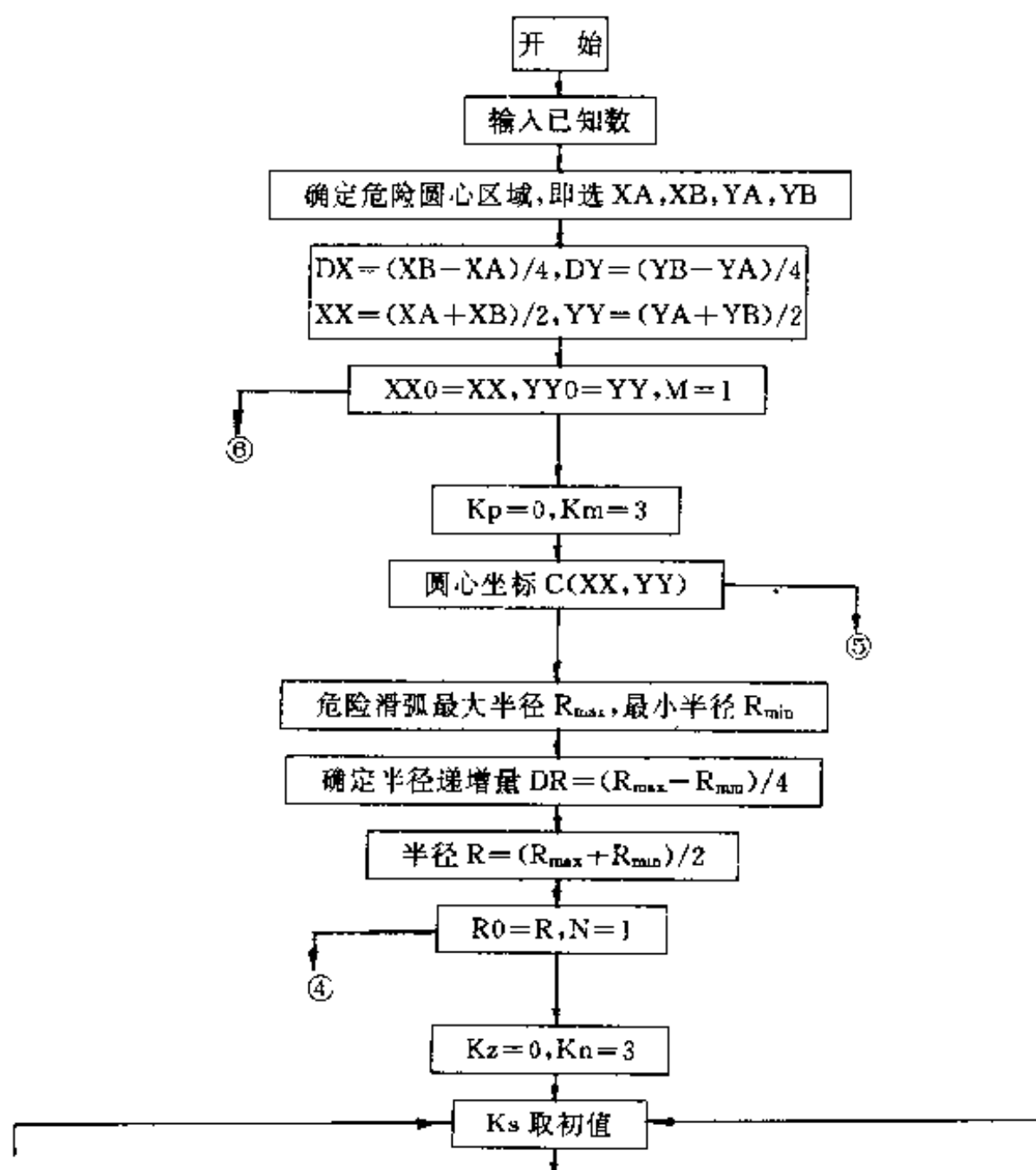
C_i, φ_i ——有效粘聚力和内摩擦角；

u_i ——作用于条块底边的孔隙水压力。

简化毕肖甫法有两个基本假定，即：滑裂面形状为圆弧形；条块切向力略去不计。

式(7-20)就是简化毕肖甫公式。

根据上述分析，作者编制了用简化毕肖甫法自动寻找边坡最危险滑移面位置及计算相应的抗滑稳定安全系数的程序，程序框图见图 7-6。



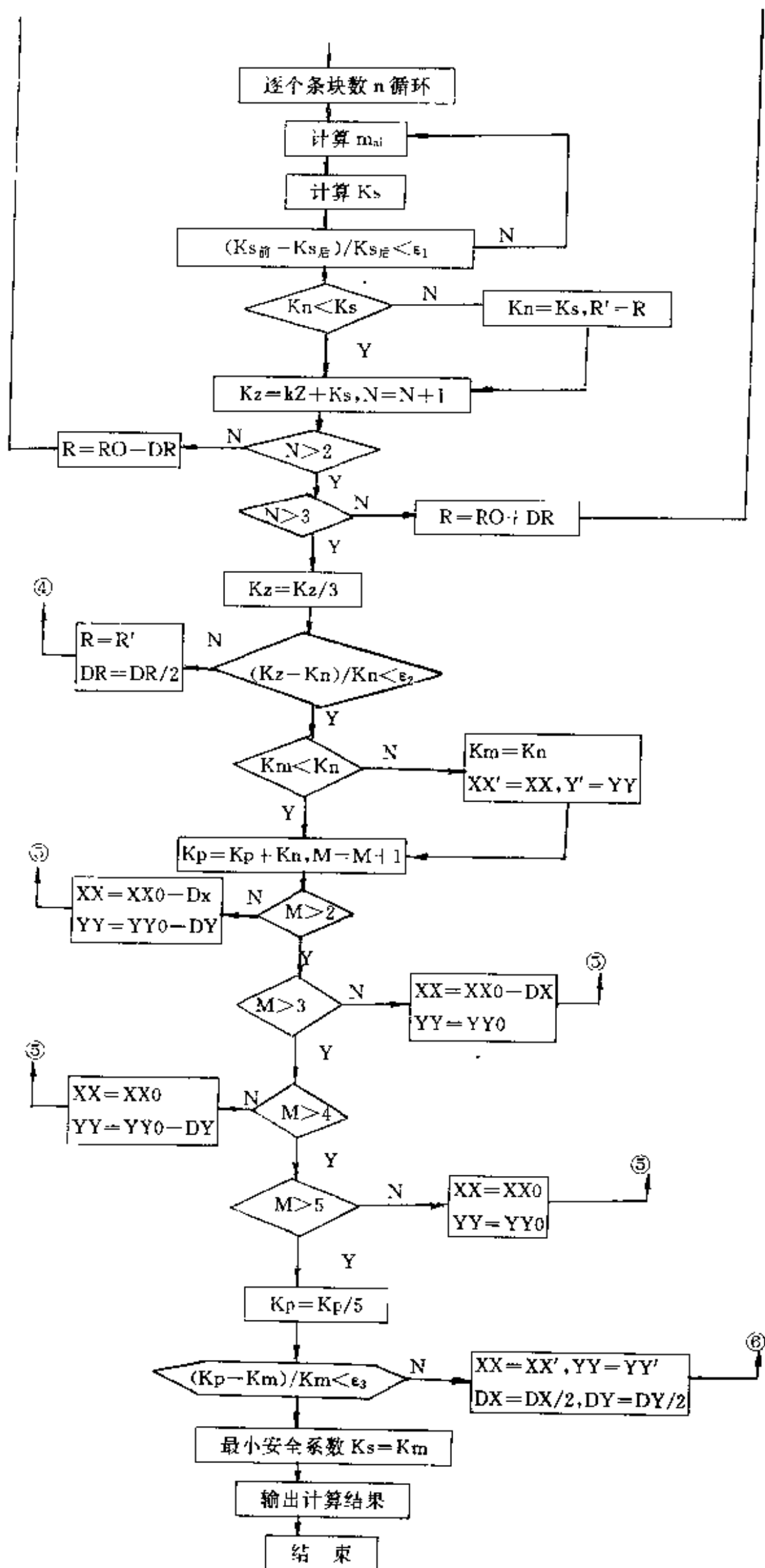


图 7-6 简化毕肖甫法确定边坡最优滑动面

由于式(7-20)是一个非线性方程,安全系数 K , 存在于方程两边,不能直接求解,在本程序中采用普通迭代求解,其收敛速度基本上是满意的。框图中的 $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ 为给定的精度。

解题时,只要给出滑动圆心可能存在的平面区域,程序将自动地对危险滑动圆心和滑动半径进行搜索,确定出最小滑弧位置并计算相应的抗滑稳定安全系数 K_s 。

7.5 岩石断裂力学预报模型应用实例

图 7-7 为一岩质边坡,坡高 17m,边坡倾角为 30° ,底部为完整基岩。岩体力学指标列于表 7-1。

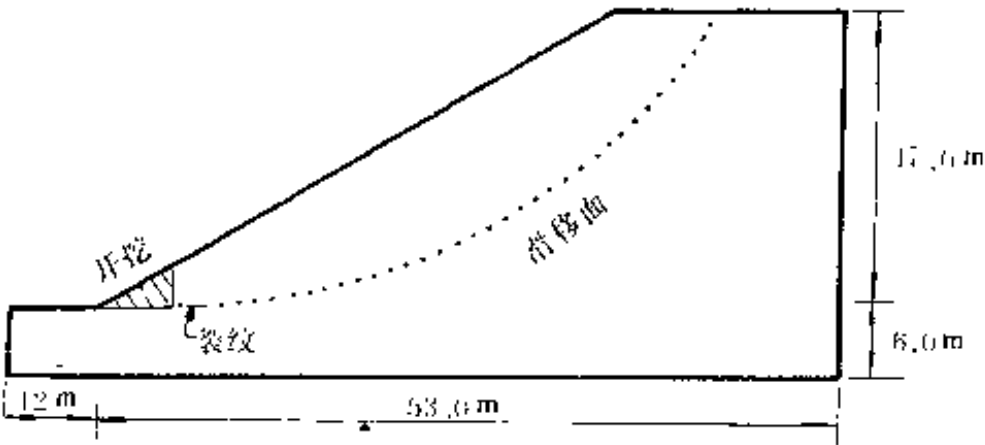


图 7-7 边坡最险滑移面及计算模型

表 7-1 边坡岩体力学指标

指标名称	指标值	指标名称	指标值
剪切模量 G	3.17MPa	直剪位移 $\bar{\delta}$	4.2mm
内聚力 C	47.5kPa	泊松比 μ	0.3
内摩擦角 φ	17°	弹性模量 E	2730MPa
残余内摩擦角 φ_r	7°		

应用上一节论述的简化毕肖甫法,确定边坡最险滑移面半径为 39.7m(如图 7-7 所示)。以峰值抗剪强度,计算边坡最小安全系数为 1.84;当裂纹沿滑移面方向扩展,有裂纹的岩体抗剪强度取残余值,当裂纹从坡脚扩展 18m 时,边坡安全系数降为 1.0(或者说边坡安全系数为 1.0 时,裂纹长度为 18m)。

根据岩体力学指标和图 7-7 的边坡边界条件,进行了有限元计算,发现坡体内没有超应力区(剪应力大于剪切强度的区域)。当从坡脚开挖至 3.0m 高时,重新进行有限元计算,沿滑移面出现一个 1.82m 的超应力区。

我们用沿最险滑移面 1.82m 长的裂纹替代该超应力区,沿裂纹岩体抗剪强度降为残余值。按莫尔—库仑准则,裂纹表面的剪应力为 $\tau_r = \sigma \tan \varphi_r$,其中 σ 为正应力, φ_r 为残余内摩擦角。

由 Ingraffea 公式(7-10)和断裂有限元分析,计算出应力强度因子 K_I, K_{II} 。结果表明 $K_I \approx 0$ 。

应力强度因子 K_I 与裂纹长度的关系绘于图 7-8, 图 7-9 为裂纹扩展时间与蠕变柔量的关系曲线, 图 7-10 为裂纹长度与蠕变柔量反函数关系曲线。

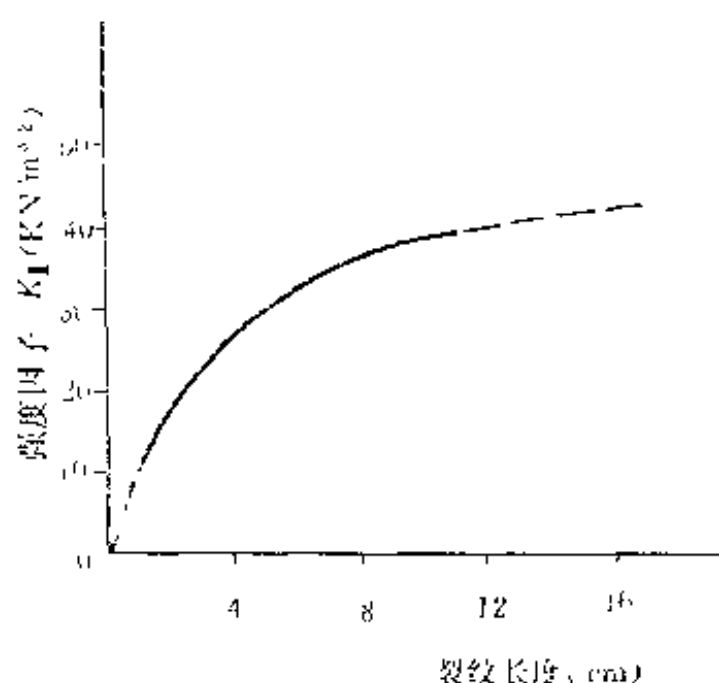


图 7-8 强度因子 K_I 与裂纹长度关系曲线

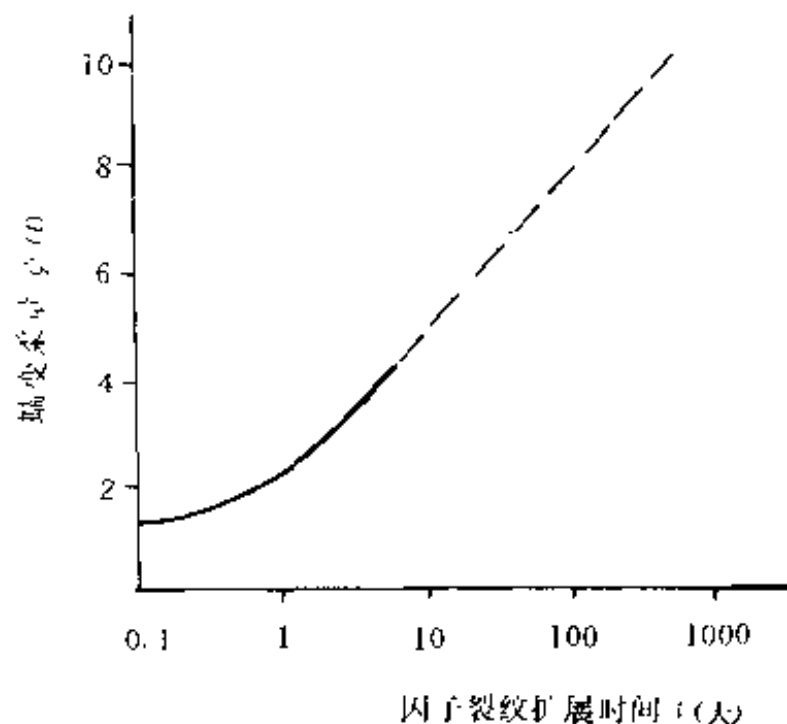


图 7-9 蠕变柔量 $\phi(t)$ 随裂纹扩展时间 t 变化

由 7.3 节有关公式, 计算出 K_{Ic} 的均值为 $53.2 \text{ kN/m}^{3/2}$, 裂纹发生时, $n = (K_{Ic}/K_I)^2 = 11.0$

由 (7-16) 式得

$$n = \phi(t) \quad (7-22)$$

由图 7-9 可查出裂纹初始发生所需时间 t_k 为 3.5 年。

根据 Rice 裂纹扩展率公式 (7-18), 裂纹长度从 $L_0 = 1.82 \text{ m}$ 到边坡破坏时, $L_t = 18.0 \text{ m}$ 所需时间为

$$t = \int_{1.82}^{18.0} \frac{\phi^{-1}(n)}{\Delta} dc \quad (7-23)$$

由图 7-10 裂纹长度 L 与 $\phi^{-1}(n)$ 的相关性, 积分得 $t = 2.8$ 年。

因此, 边坡失稳破坏所需时间为

$$t_f = t_k + t = 6.3 \text{ 年}$$

以上论述了岩石断裂力学边坡失稳预报模型及其应用, 在理论上是完善的, 但在实际工程中很难得到岩体的断裂韧性 (K_{Ic}) 和蠕变柔量, 因为目前最大的断裂力学模型试验也只是大块体, 现场岩体断裂力学试验还没有过, 因此在实际应用中受到限制, 有待于岩石断裂力学的更进一步发展。

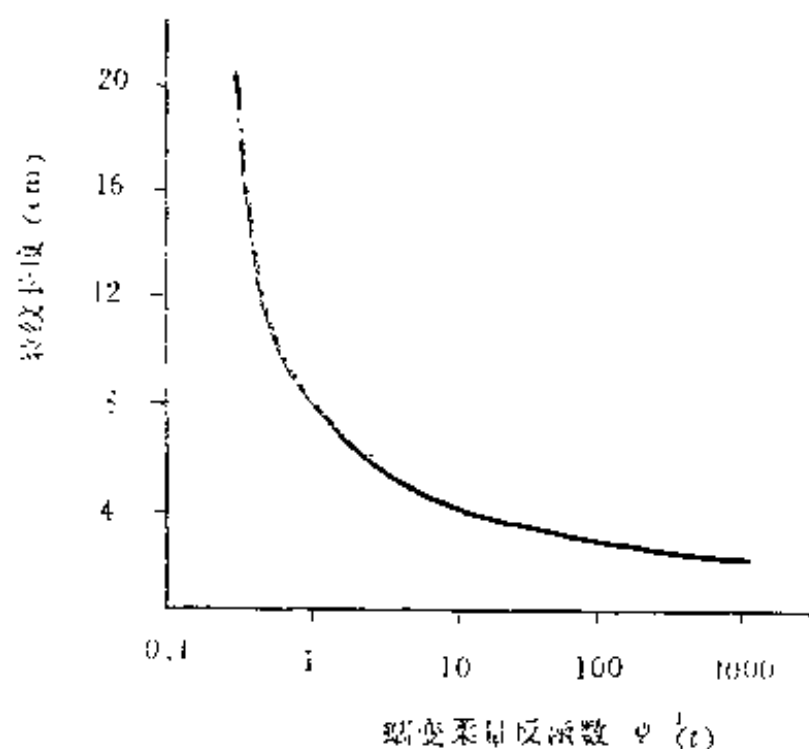


图 7-10 裂纹长度与蠕变柔量反函数 $\phi^{-1}(t)$ 关系

第八章 边坡岩体滑动破坏和位移发展过程关系的模拟试验研究

8.1 概述

在水电、矿山及道路工程中都会遇到边坡工程地质问题。对于边坡稳定性研究、破坏机制分析及失稳时预报,位移监测是非常重要的。目前在边坡监测中多进行表面位移量测,同时也认识到地下位移监测的必要性和重要性,因为它可以准确探测预想滑移面的位置、变形的范围以及滑坡的类型,有效地观测边坡岩体的动态。

为了研究边坡岩体表面及其内部位移的相关性,在底面摩擦仪上进行了9组模型试验。在试验过程中,为了使定性的底面摩擦模型定量化,对试验步骤进行了改进,在模型中设置观测点,每次使底带等距离移动,并且基本保持底带移动速度为匀速,用游标卡尺量测各测点每次底带移动产生的位移,直到模型破坏。本章以第6组实验结果为例进行分析讨论,探讨边坡变形发展过程,并用极差分析评价影响边坡变形破坏的因素。

8.2 模型试验

8.2.1 模型材料和试验安排

这次研究是在底面摩擦仪上进行的,其底部移动带的材料为帆布,用手动的办法实现模型与底带之间的相对移动。

模型材料为5mm×5mm×5mm正方体铁块,逐层砌放模拟具有两组节理滑动面的边坡(图8-1)。块与块之间及层与层之间不加任何充填物,滑移节理面由橡皮泥胶结。边坡层数为20层,层厚5mm。

为了研究节理产状及延伸长度、边坡坡角对边坡岩体位移的影响,按照正交试验设计原理,安排了9组试验方案(表8-1)。

8.2.2 底面摩擦模型的相似关系

底面摩擦模型法是一种定性的模型试验,可以探索边坡岩体在自重作用下破坏的机理。用底面摩擦模型来模拟自重作用下实际边坡岩体,应满足相似条件

$$t_b = \frac{gt^2}{2V} \quad (8-1)$$

式中 g, t ——自由落体加速度和时间;

V, t_b ——为底面摩擦仪底带的移动速度和时
间。

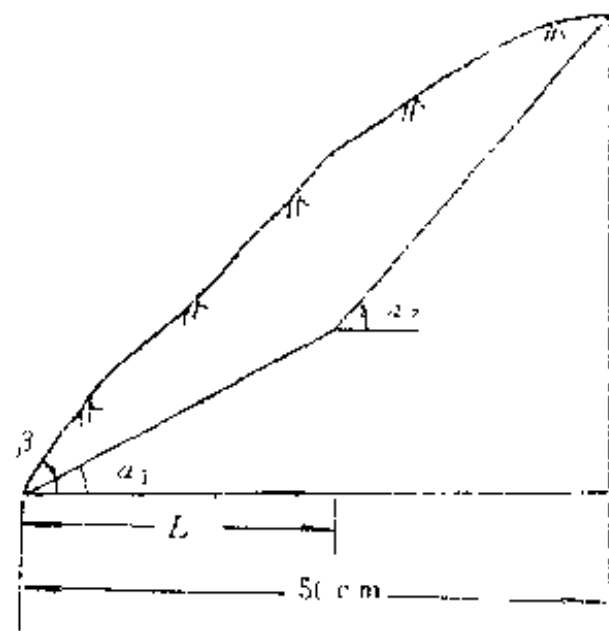


图 8-1 边坡模型示意图

表 8-1

边坡模拟试验方案

组 号	试 验 因 素			
	α_1 (°)	α_2 (°)	β (°)	L_1 (cm)
1	15	40	30	20
2	15	45	35	25
3	15	50	40	30
4	20	40	35	30
5	20	45	40	20
6	20	50	30	25
7	25	40	40	25
8	25	45	30	30
9	25	50	35	20

在边坡岩体中,有岩块沿结构面滑移的力学现象。按牛顿第二定律,岩块沿斜面下滑的位移为

$$S = \frac{W(\sin\alpha - \cos\alpha \tan\varphi)t^2}{2m} = \frac{1}{2}g(\sin\alpha - \cos\alpha \tan\varphi)t^2 \tag{8-2}$$

式中 W ——岩块重量;
 α ——结构面倾角;
 m ——岩块质量。

在底面摩擦模型试验中,当底部移动带以速度 V_2 (图 8-2),由正弦定理可建立如下的关系式

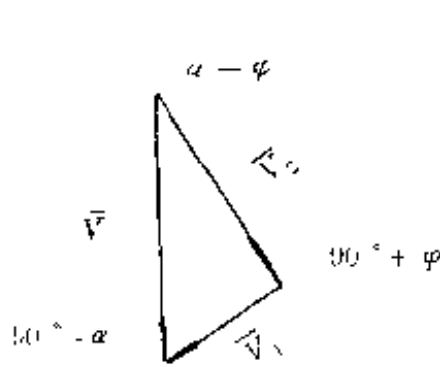


图 8-2 各速度的矢量关系图

即
$$\frac{V}{\sin(90^\circ + \varphi)} = \frac{V_1}{\sin(\alpha - \varphi)}$$

$$V_1 = V(\sin\alpha - \cos\alpha \tan\varphi)$$

于是铁块沿斜面下滑的距离为
$$S = V_1 t_b = V(\sin\alpha - \cos\alpha \tan\varphi)t_b \tag{8-3}$$

由(8-2)、(8-3)式联立可得

$$\frac{1}{2}g(\sin\alpha - \cos\alpha \tan\varphi)t^2 = V(\sin\alpha - \cos\alpha \tan\varphi)t_b$$

故

$$t_b = \frac{gt^2}{2V} \tag{8-4}$$

因此,底面摩擦试验可以满足(8-1)式所要求的相似关系。

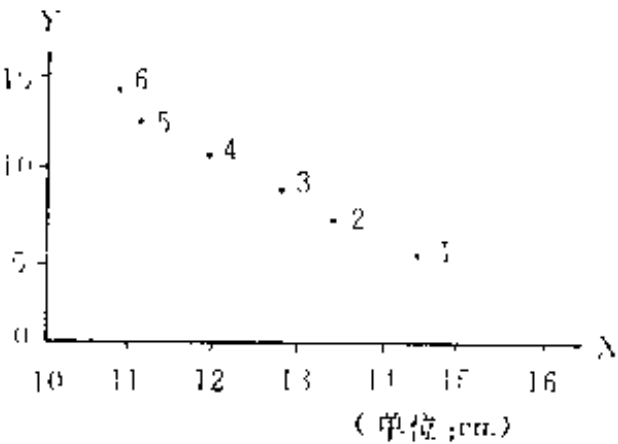
8.2.3 位移量测

为了使定性的底面摩擦实验定量化,我们在试验过程中作了一些改进,每次使底带传动轮转动一定角度,或者说让底带等距离移动,并且基本保持匀速。用游标卡尺量测模型中各测点的坐标,求出各测点每次底带移动的位移,直到模型破坏,用来研究边坡岩体表

面及其内部位移的相关性。

6 个测点为模型中 6 个铁块的中心,在模型中纵向排列。以表 8-1 中第 6 组试验方案为例,各测点的坐标以坡脚为原点(即底面摩擦仪的纵横框内侧线交点)如表 8-2 所示,测点布置绘于图 8-3。

在整个实验过程中,通过 7 次底带移动,模型发生破坏。每次用游标卡尺量测的各测点坐标为表 8-3 所列。



8-3 位移量测点布置图 (单位:cm)

表 8-2 模型中各测点的初始坐标 (单位:cm)

坐 标	测 点					
	1	2	3	4	5	6
X_0	14.42	13.35	12.81	11.94	11.14	10.94
Y_0	5.87	7.19	9.00	10.72	12.40	14.32

表 8-3 每次移动后各测点的坐标 (单位:cm)

坐 标	测 点					
	1	2	3	4	5	6
X_1	13.87	12.68	12.04	11.16	10.25	10.01
Y_1	5.62	7.02	8.65	10.36	11.90	13.80
X_2	13.48	12.25	11.60	10.68	9.80	9.44
Y_2	5.30	6.88	8.52	10.19	11.82	13.65
X_3	13.41	12.06	11.26	10.30	9.28	8.91
Y_3	5.25	6.64	8.45	10.01	11.71	13.53
X_4	13.41	11.72	10.82	9.80	8.67	8.43
Y_4	5.25	6.62	8.28	9.88	11.56	13.40
X_5	13.39	11.52	10.40	9.33	8.22	7.85
Y_5	5.23	6.49	8.14	9.73	11.39	13.18
X_6	13.39	11.33	9.93	8.77	7.66	7.21
Y_6	5.25	6.40	7.98	9.53	11.15	12.95
X_7	13.39	11.11	9.43	8.20	6.55	6.49
Y_7	5.23	6.29	7.76	9.30	10.88	12.75

8.3 边坡变形破坏的发展过程

由第 6 组底面摩擦模型试验结果,我们可以得出各测点每次底带移动后的水平位移(ΔX)和垂直位移(ΔY),如表 8-4 所列。选取第 6 组模型中第 1、3、6 测点,作出了它们的水平位移和垂直位移增量图(图 8-4、图 8-5)。

通过表 8-4 和图 8-4、图 8-5 分析比较,从总的发展趋势看,边坡岩体底部位移较小,如第 1 测点在后底部基本上没有位移,表面位移较大;水平方向的位移大于垂直方向的位移。这与抚顺西露天矿西北部地下位移监测和长江三峡黄腊石滑坡深部位移监测所得结论是一致的。

表 8-4

各测点的水平位移和垂直位移

(单位:cm)

位 移	测 点					
	1	2	3	4	5	6
ΔX_1	0.55	0.67	0.77	0.78	0.89	0.93
ΔY_1	0.25	0.17	0.35	0.36	0.50	0.52
ΔX_2	0.39	0.43	0.44	0.48	0.45	0.57
ΔY_2	0.32	0.14	0.13	0.17	0.08	0.12
ΔX_3	0.07	0.19	0.34	0.38	0.52	0.53
ΔY_3	0.05	0.24	0.07	0.18	0.11	0.13
ΔX_4	0	0.34	0.44	0.50	0.61	0.48
ΔY_4	0	0.02	0.17	0.13	0.15	0.13
ΔX_5	0.02	0.20	0.42	0.47	0.35	0.58
ΔY_5	0.02	0.13	0.14	0.14	0.17	0.22
ΔX_6	0	0.19	0.47	0.56	0.56	0.64
ΔY_6	0	0.09	0.16	0.21	0.24	0.23
ΔX_7	0	0.22	0.50	0.57	1.11	0.73
ΔY_7	0	0.11	0.22	0.23	0.27	0.20

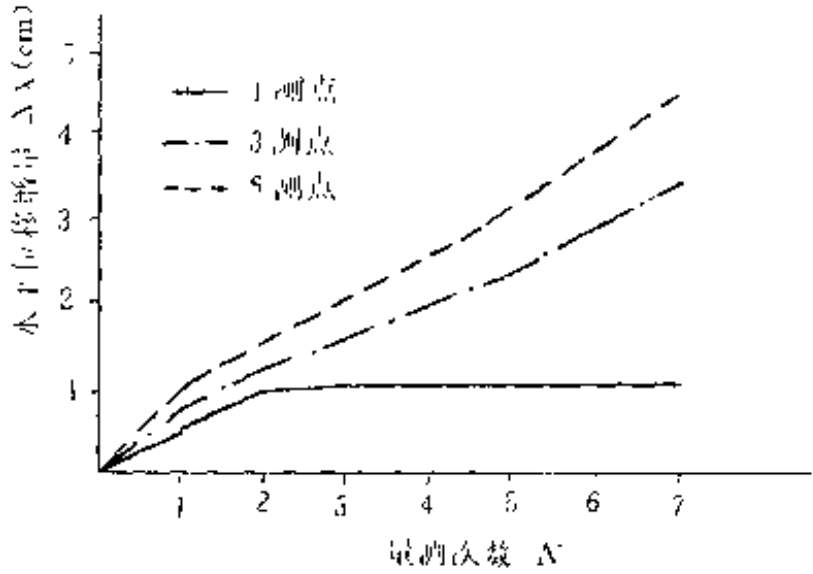


图 8-4 1、3、6 测点水平位移图

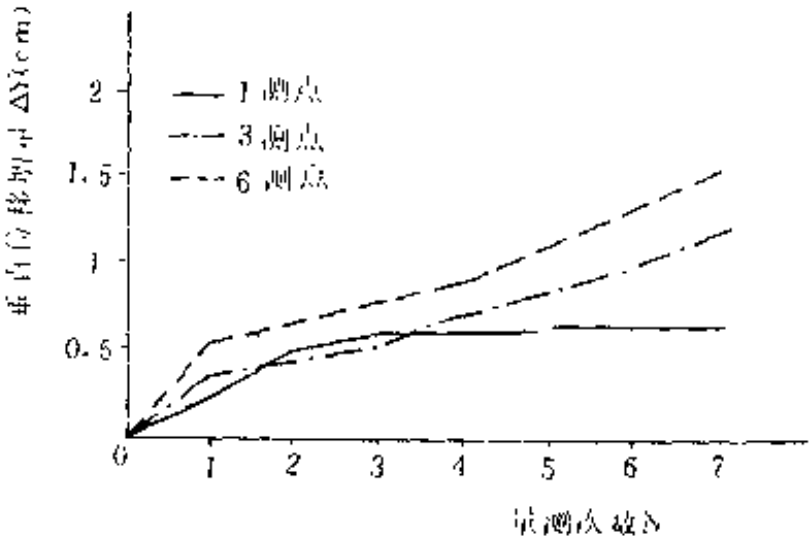


图 8-5 1、3、6 测点垂直位移图

为了更明确地观测模型破坏的全过程,我们绘制了第 6 组模型试验各测点水平位移轨迹图(图 8-6)。

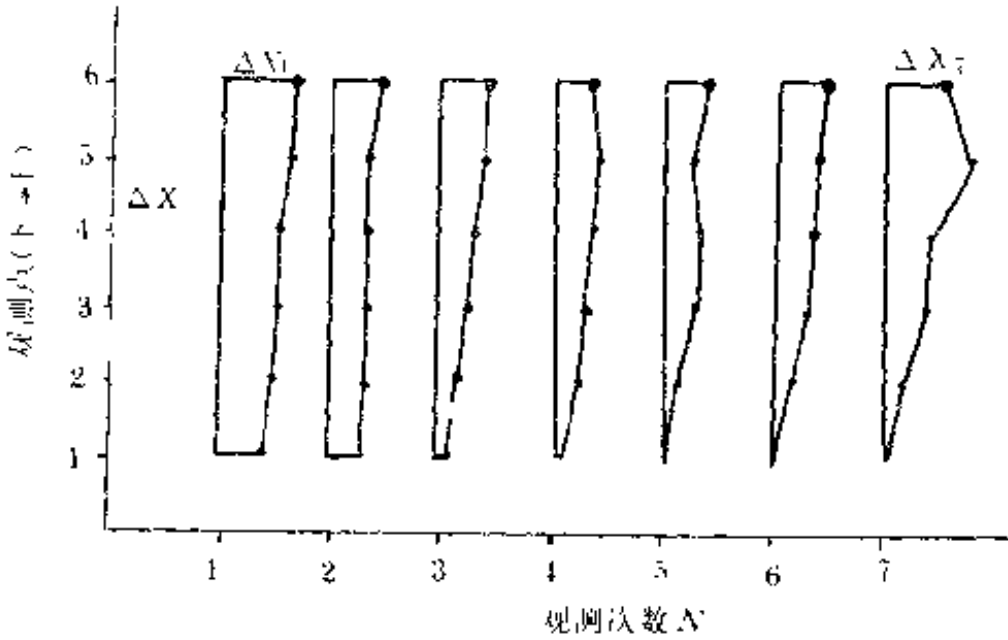


图 8-6 各测点水平位移轨迹图

在边坡稳定性分析与失稳定时预报中,位移监测工作是十分重要的。要做到更有效的边坡监测,应当把地表位移观测与地下位移观测有机地结合起来。

通过这次实验研究,我们得出地表位移大于地下位移,水平位移大于垂直位移的结论。

进行边坡岩体表面及其内部位移相关性实验研究,对于确定地下位移观测深度的布置,分析边坡变形破坏机理和失稳定时预报是有一定的指导意义的。

8.4 影响边坡变形破坏的因素分析

第二章以平面失稳的理论分析为依据,用正交试验设计方差分析的方法,定量评价了影响边坡稳定性的因素。这一节我们将依据模拟试验结果,用极差分析方法,分析影响边坡变形破坏的因素。

极差分析又称直观分析,它是正交试验设计理论中很有用的分析方法。极差即同一因子不同水平中所对应指标的最大值与最小值之差。极差分析与方差分析相比较为简单,但其效果与方差分析相近。另外,当诸因子对指标均带来影响时,哪一个因子影响最明显,且影响最明显的因子中哪一个水平又最显著,必须用极差分析来寻求。

根据表 8-1 边坡模拟试验方案 $[L_9(3^4)]$,我们选取图 8-3 的浅表面的第 5 测点和边坡坡体内部第 2 测点的位移量为指标,模拟试验结果列于表 8-5。

表 8 5 $L_9(3^4)$ 边坡模拟试验结果

组 号	因 素				破坏时位移量(cm)	
	α_1 (°)	α_2 (°)	β (°)	L (cm)	第 2 测点	第 5 测点
1	15	40	30	20	0.75	2.61
2	15	45	35	25	1.12	3.03
3	15	50	40	30	1.60	4.00
4	20	40	35	30	2.00	3.70
5	20	45	40	20	1.20	3.60
6	20	50	30	25	2.24	4.59
7	25	40	40	25	0.94	2.47
8	25	45	30	30	0.95	3.10
9	25	50	35	20	1.07	3.12

为了研究 α_1 、 α_2 、 β 、 L 对边坡变形破坏的影响,我们利用表 8-5 进行了极差分析,分析结果列于表 8-6 和表 8-7 中,图 8-7 和图 8-8 为各因子对变形影响的直观分析图。

表 8 6 影响第 2 测点位移的因素极差分析

K 值	因 素			
	α_1	α_2	β	L
K_1	1.16	1.06	1.31	1.01
K_2	1.81	1.09	1.39	1.43
K_3	0.99	1.63	1.44	1.52
极差 R	0.83	0.57	0.13	0.51
贡献(%)	40.68	27.94	6.38	25.00

表 8-7

影响第 5 测点位移的因素极差分析

K 值	因 素			
	α_1	α_2	β	L
K_1	3.22	3.03	3.18	3.11
K_2	3.96	3.24	3.28	3.36
K_3	2.89	3.90	3.35	3.50
极差 R	1.07	0.87	0.17	0.49
贡献(%)	41.15	33.46	6.54	18.85

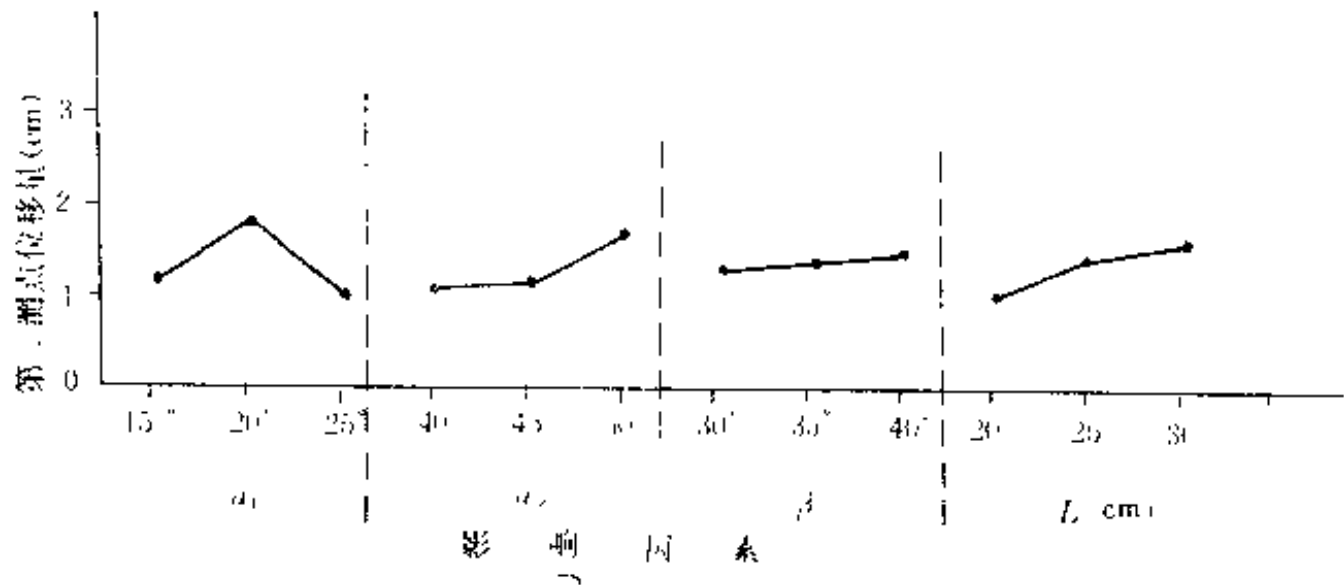


图 8-7 $L_9(3^4)$ 各因子对第 2 测点位移的直观分析图

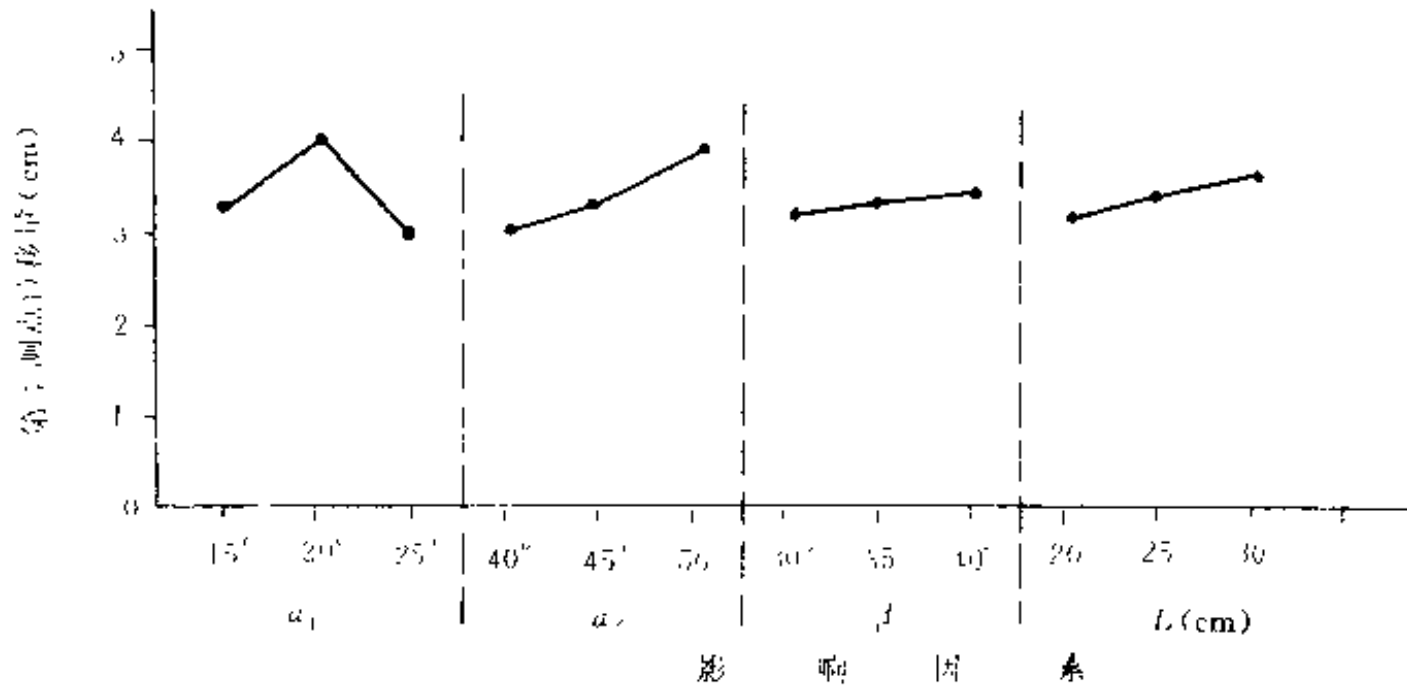


图 8-8 $L_9(3^4)$ 各因子对第 5 测点位移的直观分析图

通过极差分析(表 8-6、表 8-7)和直观分析图(图 8-7、8-8),发现 α_1 、 α_2 对边坡变形破坏影响较大, L 和 β 相对次之。并且边坡的几何参数(β)和结构参数(α_1 、 α_2 、 L)对边坡浅表面(第 5 测点)及内部(第 2 测点)位移的影响是基本相同的。

本节仅讨论了边坡几何参数和结构参数对边坡变形的影响,所得结论与第二章相比较,它们是完全一致的。这就是说,影响边坡失稳的因素同时也影响边坡变形。

第九章 边坡岩体位移矢量场及失稳预报模型试验研究

9.1 概述

在工程岩体力学领域内,模型试验方法是与数值计算方法相并列的一种重要研究手段。地质力学模型试验是从 70 年代广泛发展起来的一项结构模型试验技术,在此种模型中,除了要按照相似理论模拟完整岩体的力学特性之外,还要模拟岩体中的断层、软层夹层及主要节理组等构造的产状及其力学特性,以体现岩体的非均匀性、弹塑性及不连续性的特征。应用此试验技术可以解决复杂地质条件下的地面建筑物基础、地下结构的围岩和岩坡的破坏机理及其稳定分析等工程问题,从而可为工程设计与施工提供技术依据。

近年来,北京水利电力经济管理学院、华北水利水电学院、水利水电科学研究院、清华大学及湖南水电设计院等单位,已将散斑照相技术应用于地质力学模型的面内位移测量,为二维模型提供了一种行之有效的现代测量手段。应用散斑照相法测定模型应变及三维变形的技术,目前也在进行研究。由人工自散斑图提取位移的信息,要花费很多的时间,为了提高分析工作的质量和效率,需要依靠光学信息采集及处理系统,实现光测技术自动化,在这方面国内外有关单位也进行了研究工作。

在地质力学模型试验与数值计算相结合方面,近年来也有一定进展。对于重要的复杂岩基工程,常采用地质力学模型试验及数值计算两种方法进行对比分析,试验及计算条件尽量一致,并尽可能地接近原型。从有关工程试验与计算的成果对比来看,虽然试验与计算的条件不完全相同,但在破坏过程、破坏形态及安全度分析等方面,二者又有可比性。地质力学模型试验主要用以解决岩体稳定分析问题,虽一般只能测得模型位移场,但其直观性强,便于发现岩体内的薄弱环节及渐进破坏机理,确定加固及处理方案。数值计算方法(如有限元法、边界元法及离散元法)可以求得位移场及应力场,便于变换参数进行方案比较,但对于复杂岩基的二维弹塑性分析,由于花费时机多,计算收敛慢,故也有一定困难。因此模型试验与数值计算各具特点,相辅相成,可以互相补充和验证,两者相结合,能够比较全面地分析工程问题。在这方面我国各试验研究单位已积累了不少经验。

采用散斑法进行地质力学模型的位移测量,其精度较高,故可与数值计算方法相结合,由实测的模型位移场来计算模型应力场。譬如,在有限元法中,选择了合适的单元位移形函数后,可将散斑法测得的模型位移作为相对应的单元节点位移 $\{\delta\}$,通过应力矩阵 $[S]$,即可由单元应力 $\{\sigma\}=[S]\{\delta\}$ 的关系求得单元应力 $\{\sigma\}$,这样就不必由结构的整体刚度矩阵 $[K]$ 来推求单元应力了。因此可以节省计算机的内存,实现微机算大题。这种模型试验与数值计算的杂交分析方法,可充分发挥试验与计算的优点,是近代实验力学的重大进展。

本章论述应用白光散斑测试方法,结合位移自动记录仪和千分表量测进行的两组模型试验,在中科院地质所中奥计算中心应用奥地利 Innsbruck 大学 G. Swoboda 教授开发

的 FINAL 有限元程序,对第二组模型进行的几种不同工况的数值计算。根据位移时间曲线和有限元计算成果,对模型失稳进行预报。

9.2 散斑照相法原理

散斑测量技术至今已有二十多年的历史,经过不断的发展和完善,产生了多孔散斑记录、散斑照相、散斑干涉、双光束散斑干涉、剪切散斑、组合散斑、散光散斑、电子散斑、多脉冲激光动态散斑等一系列散斑测量技术。同时散斑技术与全息技术、云纹技术、电测技术等结合,互相取长补短,使应用范围得到进一步发展与扩大。它不仅用于测量物体面内的位移、应变、旋转、倾斜与振动等,而且可用于测量物体的三维位移与曲面位移等,此种方法已成为现代应用光学中的一个重要分支,在实验力学测量和工程测试中得到了广泛应用。

作为散斑测量技术之一的散斑照相法,按采用的光源可以分为激光散斑照相法和白光散斑照相法两类。将相干光源(如激光)照射到具有一定粗糙度的物体上,反射光经过相互干涉而在物体表面的空间形成无数随机分布的明暗相间的斑点(称为散斑),经过成像系统在底片上获得散斑图,这就是激光散斑照相。而白光散斑照相是使用非相干光源(如白炽灯光)获得散斑图。为了制造物体表面的细微结构,扩大空间频率的范围,增加测量灵敏度和反射光强度,需要对被测物体表面喷涂银粉或玻璃微珠等材料,进行人工散化处理。在白光的照射下,银粉或玻璃微珠的颗粒犹如小点光源,通过成像透镜,在底片上形成随机分布的斑点,即成散斑图。

激光散斑照相的原理是:当激光束通过照射到被测物体上时,由于物体表面的漫射,在空间形成了散斑图。物体表面运动时,散斑场按一定规律作相应的运动,如图 9-1 所示, O 为物面点, S 为光源, P 为被观察斑点,都在 YZ 平面上。由于总是沿 PO 方向观察散斑的运动,故 P 点的坐标取为 (x, ω, ξ) , ω 在 YZ 平面上与 OP 垂直。照明方向和观察方向与 Z 轴的夹角分别为 i 和 γ , 令 OS 的长度为 ρ_{so} , 对 X、Y、Z 轴的方向余弦为 (l_s, m_s, n_s) , OP 的长度为 ρ_{po} , 对 X、Y、Z 轴的方向余弦为 (l_p, m_p, n_p) 。当位移很小时,空间散斑运动应遵从的增量形式为

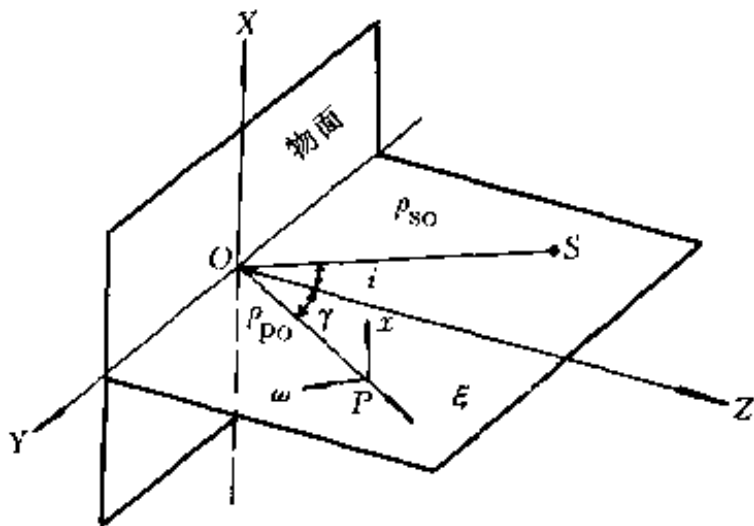


图 9-1 散斑运动规律分布图

$$\begin{cases} \delta(l_s + l_p) = 0 \\ \delta(m_s + m_p) = 0 \\ \delta\left(\frac{1}{\rho_{so}} + \frac{1}{\rho_{po}}\right) = 0 \end{cases} \quad (9-1)$$

由此可推出用矩阵形式表示的空间散斑的运动公式。在图 9-2 的光路中,观察方向与物体法线重合,照相机对焦在物体表面,位移关系为

$$\begin{bmatrix} U \\ V \\ W \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u \\ v \\ w \end{bmatrix} \quad (9-2)$$

此式表示散斑位移 U, V, W 与物体表面位移 u, v, w 一一对应。

激光散斑照相法的实施对物体变形前后分别进行二次曝光,在同一张底片上记录了两次散斑图,经显、定影处理,将位移信息存在底片上,用光学信息处理的方法可以随时提取各点位移信息。

图 9-2 是激光散斑照相的一般光路布置,图中 O

是有粗糙表面的被测物体, L 是成像透镜, H 是记录底片, M_1 是反射镜, M_2 是扩束镜。

在激光散斑照相中,每一点的光强是复振幅迭加后的光强。设 $I_r(x, y)$ 为底片上散斑图的光强分布,物体变形后的光强分布为 $I'_r(x - M_u, y - M_v)$, M 为系统放大率;物体上对应点的位移向量 $\vec{d} = \vec{u}_t + \vec{v}_t$, u, v 分别为沿 x, y 方向的位移分量。设两次曝光时间 t 相同,底片总曝光量 H_r 为

$$H_r = t[I_r(x, y) + I'_r(x - M_u, y - M_v)] \quad (9-3)$$

利用 δ 函数性质,上式可写成

$$H_r = t\{I_r(x, y) * [\delta(x, y) + \delta(x - M_u, y - M_v)]\} \quad (9-4)$$

在线性记录下,底片的透射系数 τ_H 为

$$\tau_H = \tau_0 - \tau_1 t\{I_r(x, y) * [\delta(x, y) + \delta(x - M_u, y - M_v)]\} \quad (9-5)$$

式中 τ_0, τ_1 —— 常数;

$*$ —— 卷积符号。

底片经过显影、定影处理后,得到含有物体位移信息的双曝光散斑图。对双曝光散斑图进行光学信息处理后,即可提取位移信息。

提取位移信息的方法有两种。第一种是全场分析法,即利用傅立叶变换透镜对底片散斑图作光学傅立叶变换,并在频谱面上 $\vec{r}(x_1, y_1)$ 处设置一个滤波孔,滤波后可以获得等位移线的条纹。将记录的底片放入图 9-3 所示的 $4f$ 系统中,经过傅立叶变换透镜 L_1 ,对(9-5)式作傅立叶变换,在频谱面上得到

$$T_H(\zeta, \eta) = \tau_0 \delta(\zeta, \eta) - \tau_1 t I_R(\zeta, \eta) \{1 + \exp[-2\pi i(\zeta M_u + \eta M_v)]\} \quad (9-6)$$

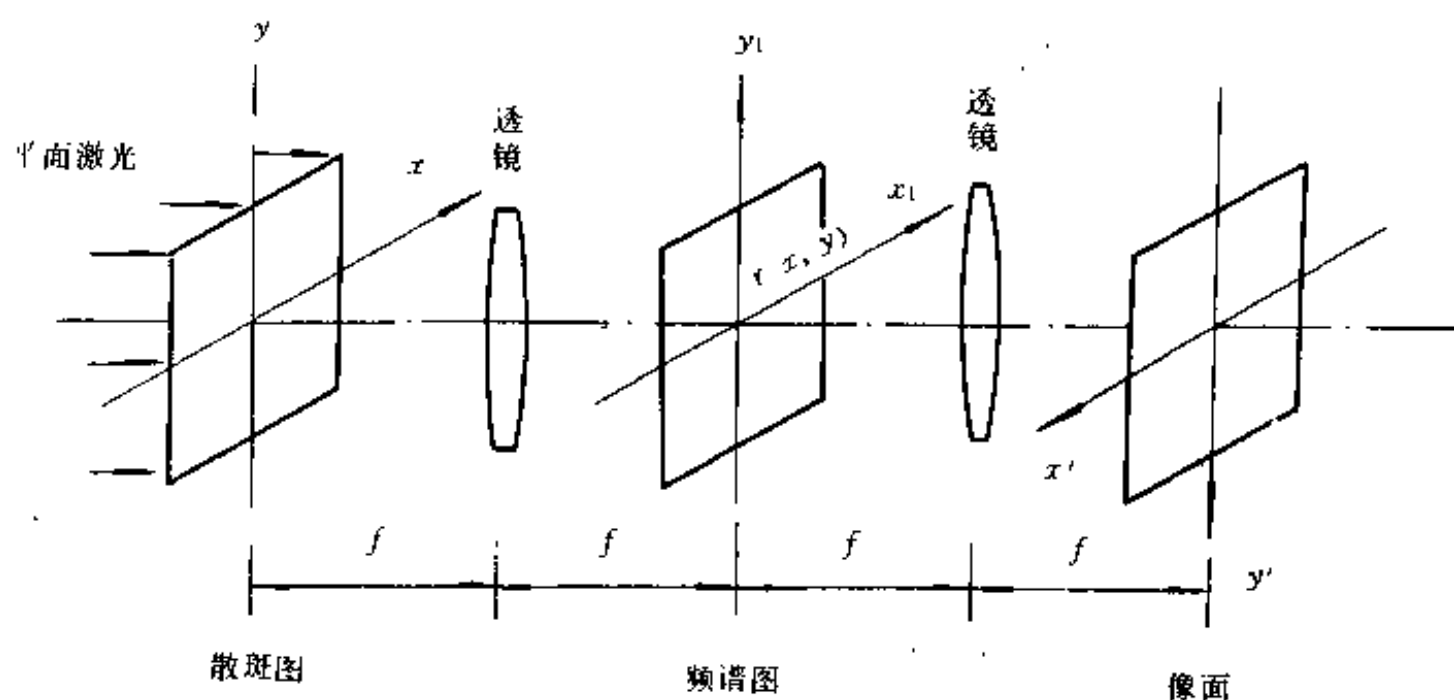


图 9-3 $4f$ 系统全场分析光路

式中 频谱面上 (x_1, y_1) 处对应的频谱分量为

$$\zeta = x_1 / \lambda \cdot f, \quad \eta = y_1 / \lambda \cdot f$$

T_H ——频谱面上的复振分布；

I_R ——散斑强度函数 I_R 的傅立叶变换；

τ_0, τ_1 ——常数；

λ ——激光光波长, 氮-氦激光器波长 $\lambda = 6328 \times 10^{-4} \mu\text{m}$ ；

f ——透镜 L_1, L_2 的焦距。

经过滤波及透镜成像, 像面上光强分布为

$$I(x', y') = C |I_R|^2 \cdot \cos^2 \left[\frac{\pi \cdot M}{\lambda \cdot f} (\vec{r} \cdot \vec{D}) \right] \quad (9-7)$$

当 $\frac{\pi M}{\lambda f} \cdot \vec{r} \cdot \vec{D} = n\pi$ ($n=0, 1, 2, \dots$) 时, $I(x', y')$ 最大, 对应亮条纹。

当 $\frac{\pi M}{\lambda f} \cdot \vec{r} \cdot \vec{D} = (2n+1)\pi/2$ ($n=0, 1, 2, \dots$) 时, $I(x', y')$ 为零, 对应暗条纹。

以上式中 $\vec{r}$ ——滤波位置矢量；

$\vec{D}$ ——物体表面沿 $\vec{r}$ 方向的位移矢量；

C ——常量；

n ——条纹级数, 由 n 可确定物体的位移值 $\vec{D}$, 改变 $|\vec{r}|$ 值, 即可改变条纹分辨率。

为了有效地利用变换透镜的孔, 还可采用图 9-4 的光路图。当散斑图与频谱面距离为 l 时, 式(9-6)中频谱分量 ζ, η 与频谱面上的坐标 x_1, y_1 的对应关系为

$$\zeta = x_1 / \lambda l \quad \eta = y_1 / \lambda l \quad (9-8)$$

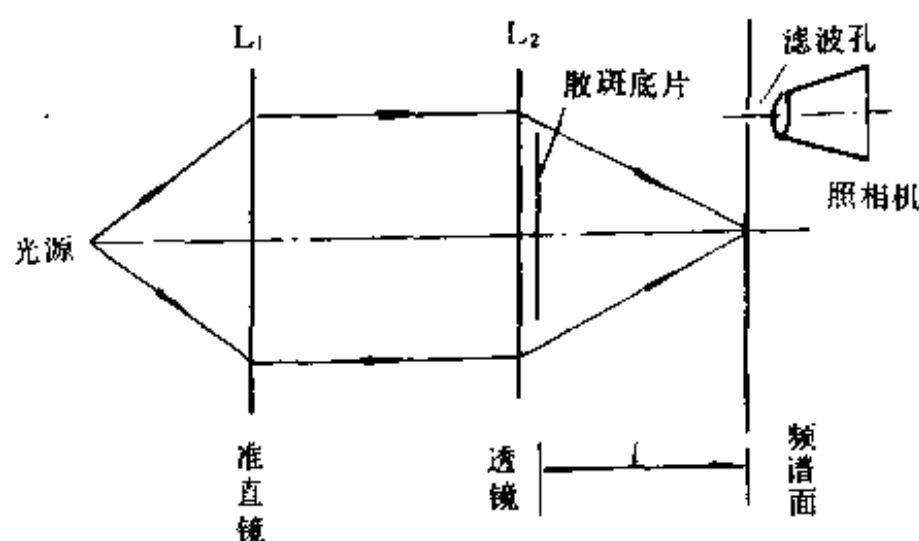


图 9-4 实用全场分析光路

经过滤波及照相系统, 也可得到等位移线条纹。

全场分析法能清楚地显示出整个物体表面上位移分量的分布情况, 但精度较低, 一般只作定性分析。

提取位移信息的第二种方法是逐点分析法。如图 9-5 所示, 用一束激光透过底片待测点, 即对该点进行光学傅立叶变换, 在衍射屏幕上, 式(9-6)表现为除中心有一亮斑外(第一项), 还有与位移方向垂直等间距的平行杨氏干涉条纹(第二项), 条纹间距 Δ 为

$$\Delta = \lambda \cdot l/d \quad (9-9)$$

物体表面实际位移为

$$D = d/M = \frac{\lambda}{M\Delta} \quad (9-10)$$

逐点分析法精度较高,常用作定量测量。

激光散斑具有非接触、无损、光路简单、对试件要求较低、能给出全场变形信息、散斑图记录的信息可永久保存、随时提取等优点。由于散斑测量的实质是以对位移信息的空间频谱的测量来代替对位移本身的直接测量,从而提高了位移测量的灵敏度和精度,其灵敏度可达 $0.1\mu\text{m}$ 。如果条纹间距能判读到条纹宽度的 $1/10$,那么,位移测量的准确度为 $0.36\mu\text{m}$,其相对误差小于 4.0% 。

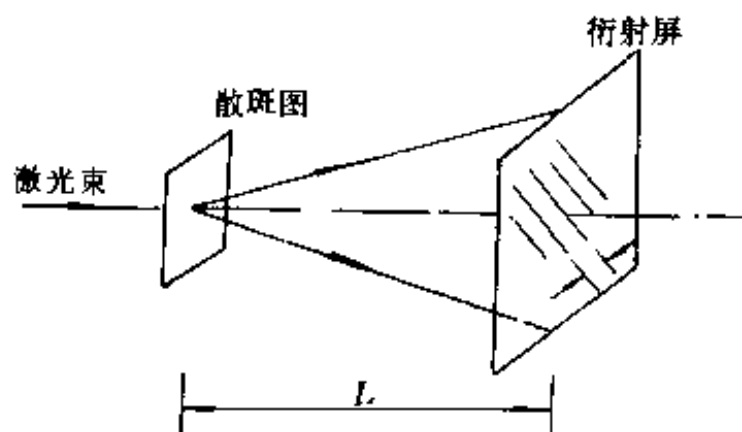


图 9-5 逐点分析光路

白光散斑法是继激光散斑法之后发展起来的新技术。由于使用白光作光源,其辐射光在空间不相干,故需要对物体表面进行人工斑化,形成“散斑”。白光散斑图的记录方法与激光散斑照相类似,在白光散斑照相中,记录系统为散斑强度的线性迭加系统。它满足下式

$$I(x,y) = \iint_{-\infty}^{+\infty} |h(x-\zeta, y-\eta)|^2 \cdot I_0(\zeta, \eta) d\zeta d\eta \quad (9-11)$$

式中 I_0 ——物面光强;

h ——相干系统点扩散函数;

$I(x,y)$ ——像面光强,它表示成像系统对强度进行线性变换。

非相干成像系统存在着一个截止频率,其大小与光瞳孔径成正比,物镜分辨率越高,白光散斑的灵敏度也较高。

位移信息的提取可采用相干光学处理系统,包括逐点分析法与全场分析法。也可采用非相干光学信息处理系统,如用白光进行散斑图的信息处理,可以获得良好的信噪比,条纹清晰,并且全场等位移线为彩色条纹,易于识别条纹级数。

白光散斑法与激光散斑法相比,其优点是:光源设备简单,便于现场对实物测量;光源功率大,照射面积大,可大大缩短曝光时间,减小模型材料蠕变的影响;其表面制造的随机分布的散斑粒度可以根据变形大小任意选择。

由于散斑照相法具有以上一系列优点,近几年来,国内一些单位用其作为水工结构模型试验的测量方法,取得了良好的效果。尤其是对采用低弹模材料的地质力学模型试验的位移测量,显示出了其独特的优越性。由于它有无损、无接触测量的特点,对低弹模材料来说,更为适用。由于它测得的是物体全场面内位移,所以克服了采用应变片、传感器、千分表等只能测得一点、一个方向的位移或应变的局限性,避免了测点布置不当而漏测某点的位移信息。此外,它测得的位移信息可永久保存、随时提取,也是其它常规测量方法所不及的。实践证明,散斑照相法是地质力学模型试验中一种行之有效的位移测量方法。

9.3 模型试验安排及位移量测系统

9.3.1 模型设计

野外实际观察与室内模拟试验均表明,具有软弱结构面的岩质边坡破坏一般以顺层滑坡为主。实际上,岩质边坡内部存在的软弱结构面(本文指软弱夹层)是起伏不平的,常见的诱发边坡滑坡的因素也有多种多样。例如:加载诱发滑坡,露天开挖诱发滑坡,地下开采诱发边坡滑坡,暴雨诱发滑坡,地震诱发滑坡,蓄水诱发滑坡等。为了简化试验条件,本试验以长江新滩滑坡为例,并作了一定的简化。在模型内模拟了同倾向双软弱夹层的边坡(夹层倾角不同),着重研究该边坡在顶部不断增加外荷载作用的情况下边坡内、外部的变形规律及其破坏机理,寻找滑坡破坏过程中岩体变形与时间的相应关系。

新滩滑坡是一个堆积层滑坡,上段(姜家坡斜坡)是主滑区,下段(新滩斜坡)是堆滑区。姜家坡斜坡以上为灰岩陡壁,由于长江河谷和断裂构造的强烈切割,山体逐渐崩塌后退,使姜家坡斜坡逐渐加厚,为滑坡体提供了外加荷载。图 5-4 为姜家坡斜坡至新滩斜坡地质纵剖面图。本试验以该纵剖面为参考依据,设计了图 9-6 所示两个典型断面模型。

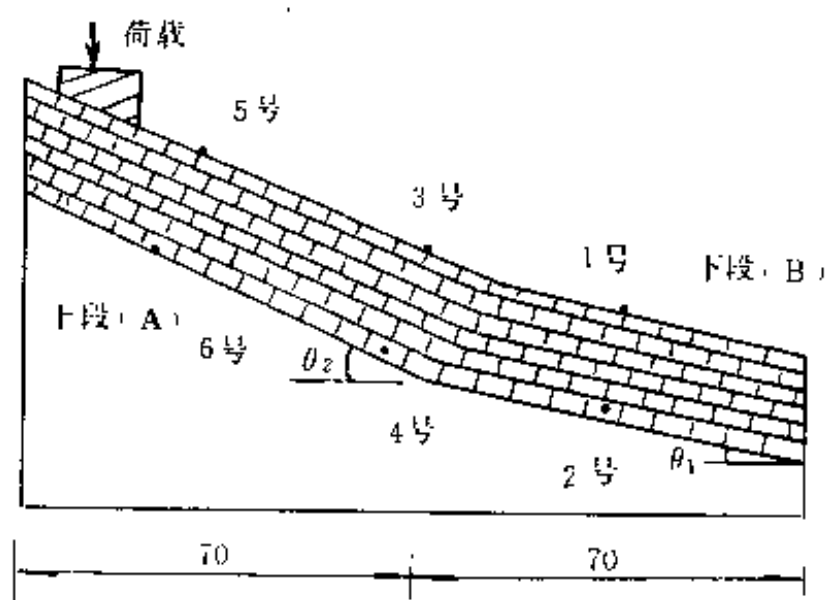


图 9-6 典型断面模型及测点位置

模型几何比尺 $C_L = 1200$, 模型尺寸为:长 140cm, 最高 90cm, 厚 10cm。第一模型软弱夹层倾角为 $\theta_1 = 10^\circ, \theta_2 = 25^\circ$ 。第二模型夹层倾角为 $\theta_1 = 15^\circ, \theta_2 = 25^\circ$ 。

9.3.2 模型材料特性

模型材料采用高容重的地质力学模型材料。材料主要由不同比例的重晶石粉、机油、水、乳胶等组合而成。为了模拟软弱夹层以上的堆积层,模型采用组合式。夹层下盘用浇筑烘干成型的大块体材料粘接砌筑,材料本身的容重可达 $2.5 \sim 2.6 \text{ t/m}^3$, 接近于岩石的容重。夹层上盘用压模成型的小块体材料干砌,共砌六层,每层厚 $2.5 \sim 3 \text{ cm}$ 。软弱夹层之间材料选防潮性较好的塑料膜和贴墙纸光面,摩擦系数为 $f = 0.405 \sim 0.418$ 。第一模型的夹层由两层组成,其中一层流动性较大,有粘聚力;另一层仅有摩擦力,无粘聚力。第二模型的夹层仅由一层有摩擦力的材料组成。第一模型的第一、六层为硬材料(图 9-7),中间四层为较软的材料(图 9-8)。第二模型都采用了软材料(图 9-9)。

9.3.3 加载设计

为了模拟边坡上段顶部不断增加的荷载,并保证模型在蠕变期间内施加的外荷载大小不受变形的影响,试验时将诱发边坡失稳的外荷载(大铁块、砝码)直接放在边坡上段模型顶面,这样保证了外荷载可以随模型蠕变一起移动,近似地模拟了姜家坡斜坡不断加厚

的荷载。边坡失稳时的最小荷载取决于模型形状、尺寸、夹层倾角 θ 、摩擦系数 f 。在图9-6所示的模型中,假设模型最终沿夹层滑动,由刚体极限平衡方程可知,该断面模型夹层上盘堆积体下段的岩体为阻滑体,阻滑力为

$$F_{\text{阻}} = W_A(f \cdot \cos\theta_1 - \sin\theta_1) \quad (9-12)$$

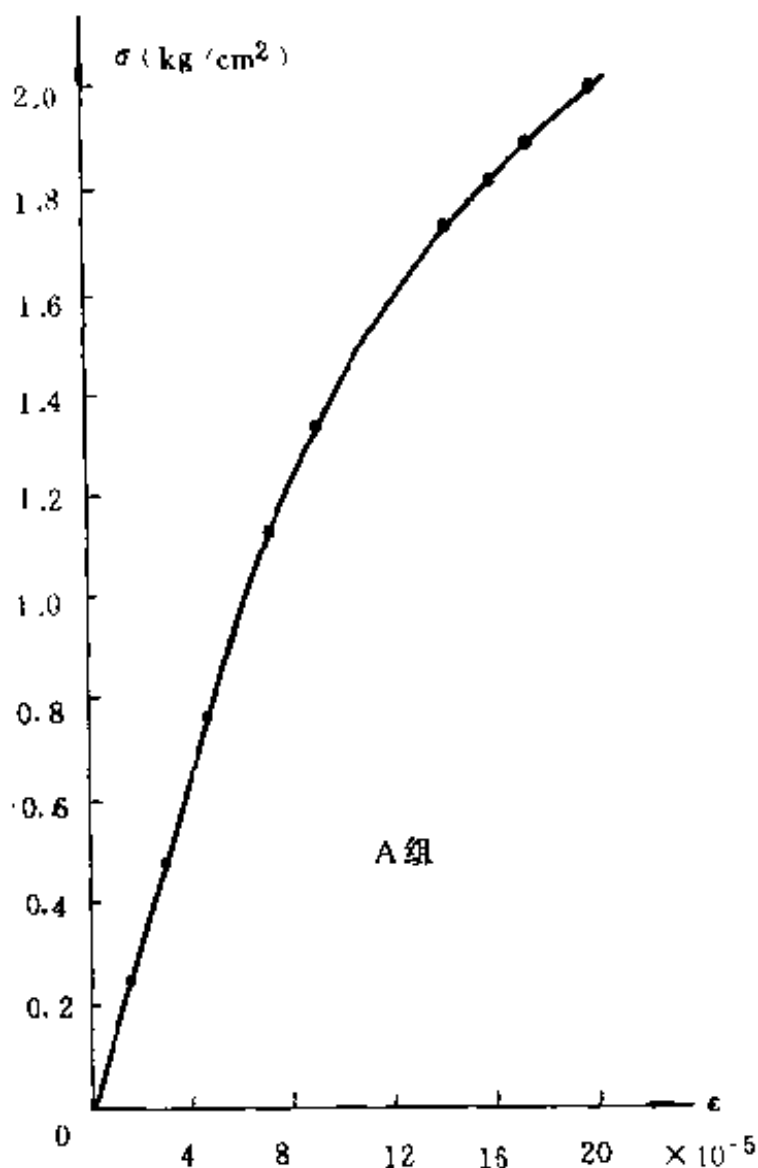


图 9-7 A 组材料 σ — ϵ 曲线

堆积体上段为下滑体,下滑力为

$$F_{\text{滑}} = (W_B + P)(\sin\theta_2 - f \cdot \cos\theta_2) \quad (9-13)$$

上式(9-12)、(9-13)中, W_A 、 W_B 分别为上、下段模型自重, P 为外加荷载。欲使夹层上盘堆积体滑动,需 $F_{\text{滑}}$ 略大于 $F_{\text{阻}}$,由此可求出最大外加荷载 P_0 (称极限荷载)为

$$P_0 \geq \left[\frac{f \cdot \cos\theta_1 - \sin\theta_1}{\sin\theta_2 - f \cdot \cos\theta_2} \right] \cdot W_A - W_B \quad (9-14)$$

外加荷载 P 越大,滑动过程愈快,在此初步计算的基础上,试验中要逐级增加外荷载,最终外加荷载大小视模型蠕变速度 V 而决定。如果 V 衰减,可以继续加载;如果 V 增加,停止加载。试验结果表明,两个模型外加极限荷载均接近计算值 P_0 。

9.3.4 测量方法

为了详细了解夹层上盘堆积体表面与内部变形之间的关系,本试验采用了可大面积全场测量的白光散斑照相技术。与常规方法比较,白光散斑照相法具有无接触、测量灵敏

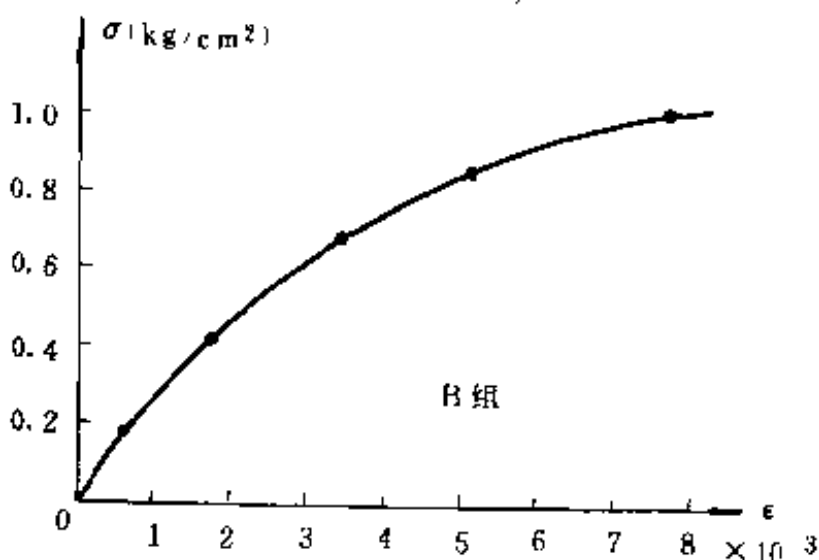


图 9-8 B 组材料 σ — ϵ 曲线

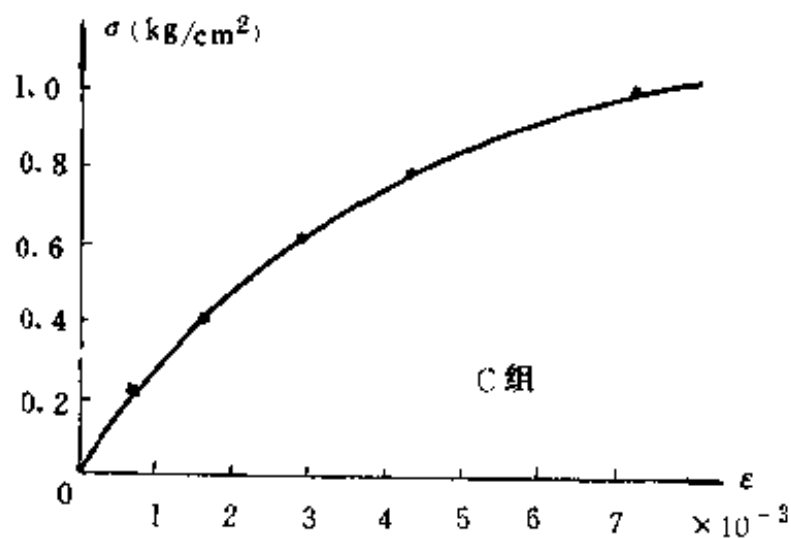


图 9-9 C 组材料 σ — ϵ 曲线

度高、光照面积大、可给出全场位移信息等优点,很适用于测量各种模型表面的全场位移场。在实际测量中,第一模型的照相系统放大倍数 $M_1=0.277$,共获得六张贮有全场位移信息的散斑图;第二模型的照相系统放大倍数 $M_2=0.232$,共获得七张贮有全场位移信息的散斑图。为了能随时监测模型蠕变情况,在模型顶部和表面布置了千分表和五个电感式传感器,并配备了自动记录仪,可以连续打印出位移与时间的关系曲线。测点位置见图 9-6。

9.4 试验成果分析

模型砌筑完毕稳定一段时间后开始正式试验。首先在堆积体上段顶部逐级增加垂直荷载 P ,通过千分表随时监测模型各点的变形量。每级加载前后均对模型表面进行散斑照相记录,获取加载前后模型的全场位移矢量图。当外荷载加至极限荷载 P_c 时,模型各测点蠕变速度加快,直至模型突然滑动破坏。第一模型从加载到破坏持续了 30 小时零 5 分,第二模型持续了 23 小时 40 分。下面分别介绍试验成果及其分析。

9.4.1 第一模型试验成果分析

从图 9-10~图 9-13 所示的光测位移矢量图可以看出,在第一级荷载(从 0 至 19kg)和二级荷载(从 19kg 至 29kg)作用下,夹层上盘上段堆积体的位移量明显大于下段,顶部位移大于底部位移,整个位移方向基本上是沿着夹层倾向。这说明堆积体在外荷载作用下,上段堆积体向下滑动受到下段堆积体的约束,使夹层交汇处(中部)的堆积体受到挤压向上凸起。在第三级荷载(从 29kg 至 39kg)作用下,开始堆积体下段位移量略大于上段(图 9-12),说明下段阻滑体承受到一定的下滑力作用后,发生了第一次微错动,随后由于内部变形调整又处于相对稳定。上段堆积体在外荷载的持续作用下,蠕变继续增加,位移量又大于下段(见图 9-13),中部继续受挤压变形。在外荷载维持为 39kg 期间,这种使下段堆积体向下错动的现象循环出现,夹层上盘堆积体不断向下蠕变滑动。从光测位移场(图 9-12、图 9-13)还可以看出,图 9-13 所示的堆积体在 25 分内的蠕变量小于图 9-12 所示的 17 分内的蠕变量,说明在 39kg 的外荷载作用下,堆积体蠕变量递减,不会发生整体突然滑动。值得注意的是,当连续增加外荷载时,夹层下盘模型在上盘剪切力作用下沿夹层倾向亦发生了微小剪切变形,在外荷载保持恒定后的初期,夹层下盘模型自重和垂直向下恒定外荷载作用下仍有较小的变形,并且变形方向由平行于夹层倾向转向略垂直于夹层倾向朝下的方向,这是边坡地表面下沉的原因之一。

为了进一步研究滑坡与时间的关系,图 9-14、图 9-15 给出了时间—位移速度($t-v$)和相应测点时间—位移量($t-s$)的关系曲线。从图中可以看出,每当施加外荷载时各测点位移量突增,位移速度也突然加大,但很快位移量又趋于平稳,位移速度减小。在小于极限荷载 P_c 的外荷载作用下,堆积体位移增量及位移速度是缓慢变化的,堆积体处于蠕变阶段。当外荷载达到 P_c 时,测点位移增量逐渐增大,时间—位移曲线呈波动上升趋势,位移速度越来越大,堆积体处于滑动阶段。在此阶段堆积体后缘产生的张拉裂缝不断加宽、延伸,前缘中部凸起现象明显,当接近最终破坏时,堆积体滑动速度猛增,伴有响声,堆积体

整体突然滑动破坏,此时堆积体处于破坏阶段。

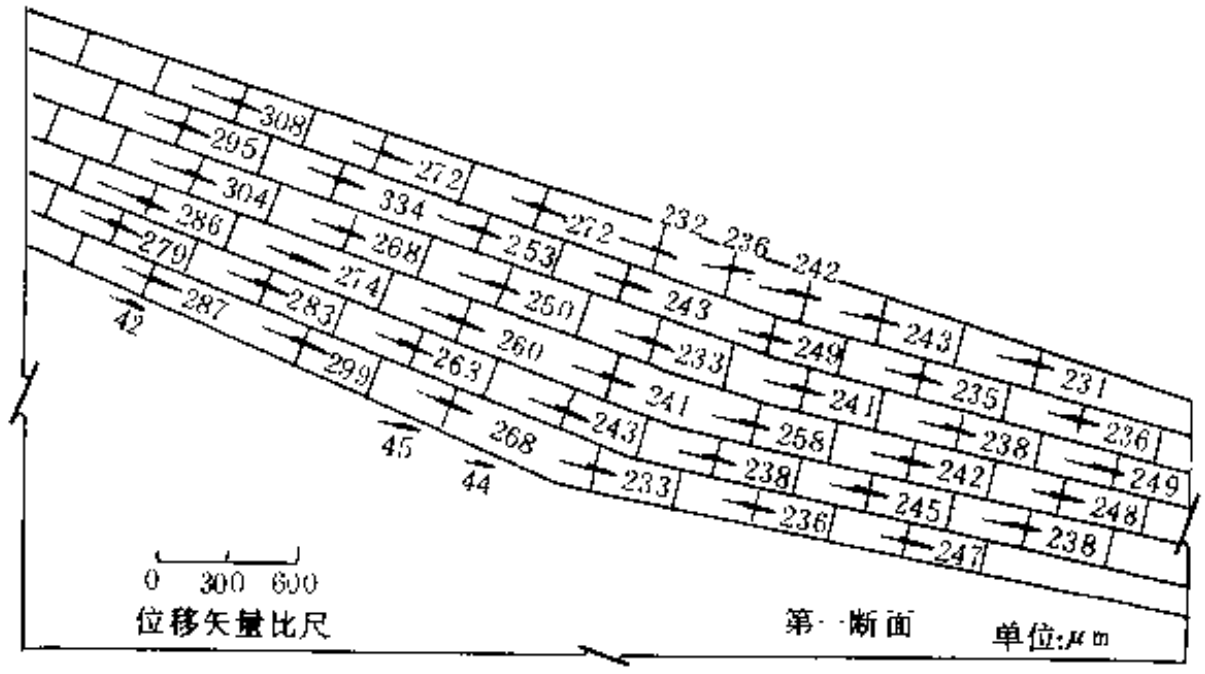


图 9-10 在第一级荷载作用下模型内部光测位移矢量图(蠕变 40min)

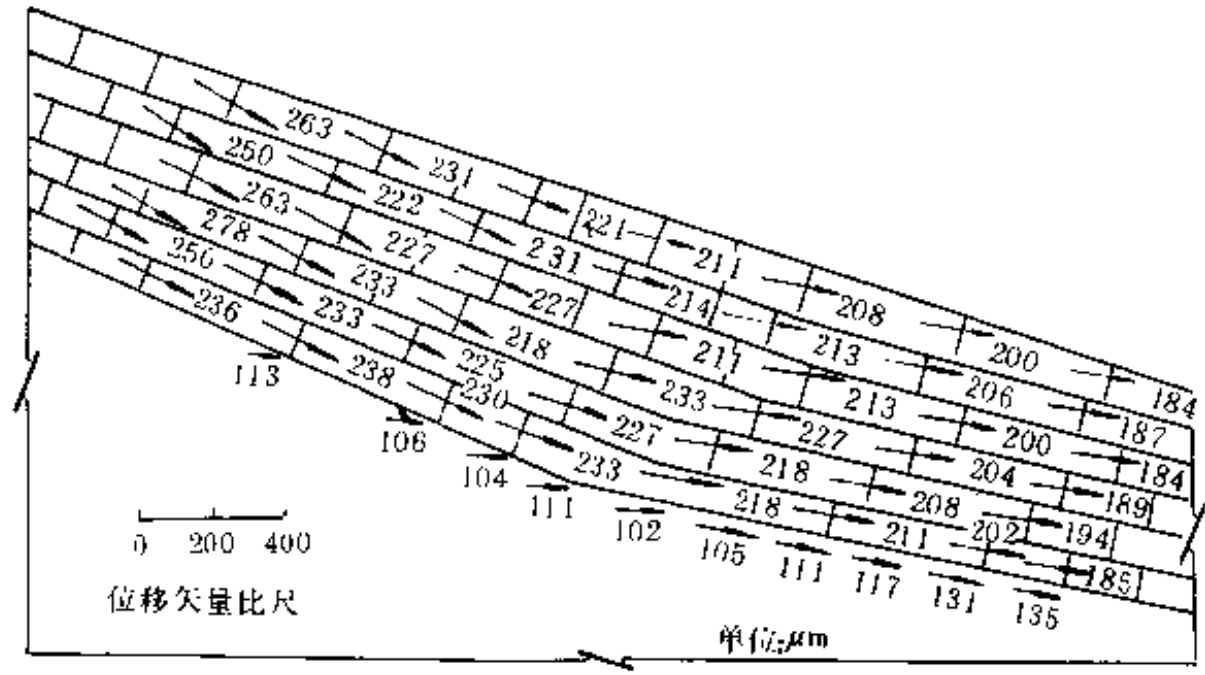


图 9-11 在第二级荷载作用下模型内部光测位移矢量图(蠕变 40min)

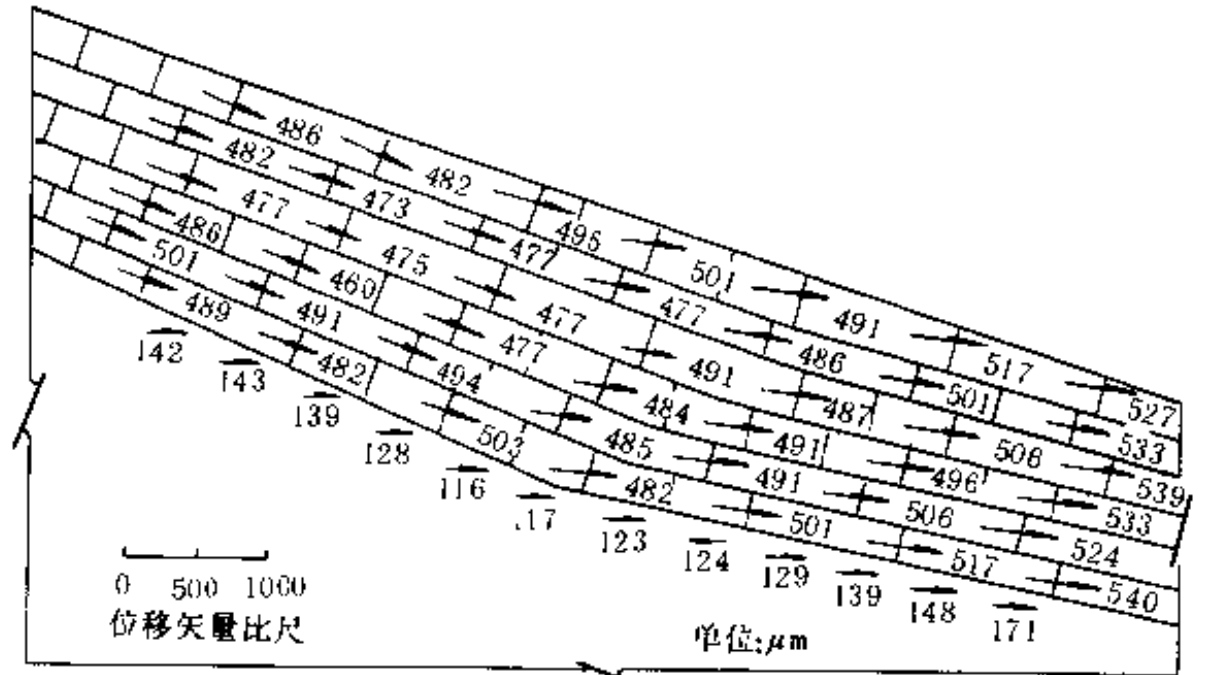


图 9-12 在第三级荷载作用下模型内部光测位移矢量图(蠕变 17min)

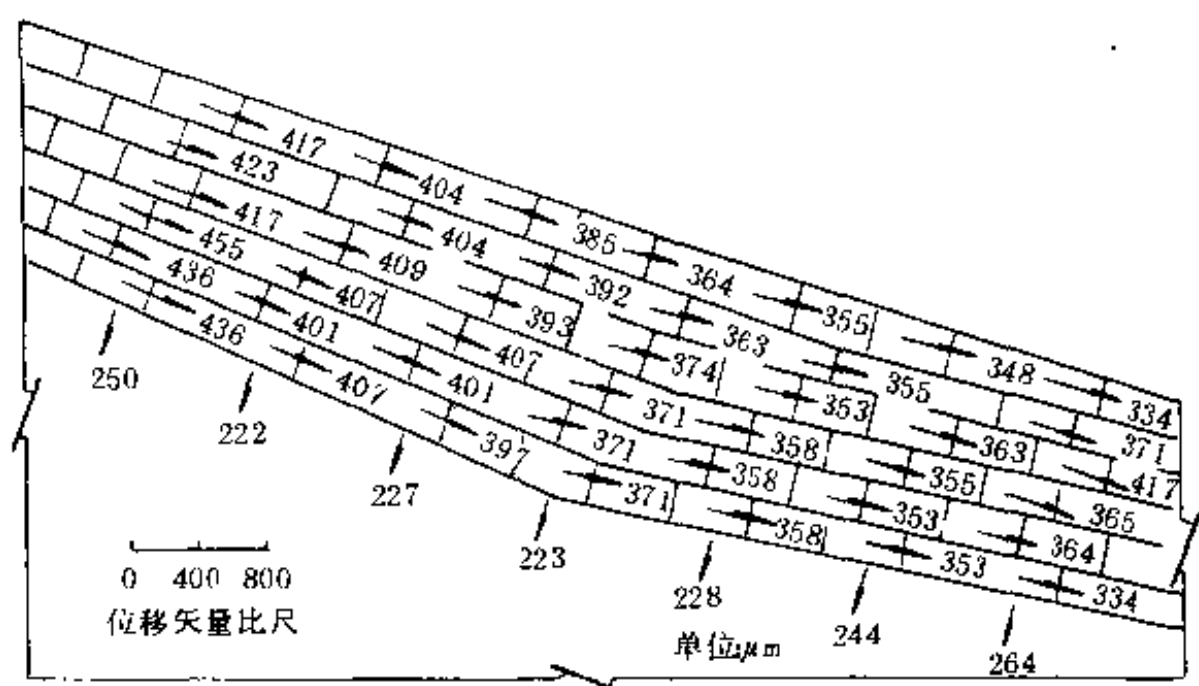


图 9-13 在第三级荷载作用下模型内部光测位移矢量图(蠕变 25min)

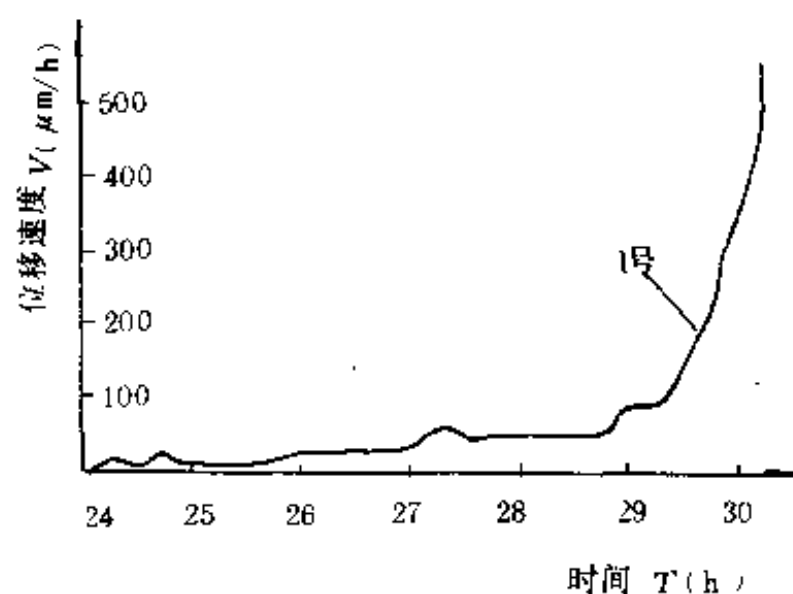


图 9-14 第一模型表面测点位移速度与时间的关系曲线

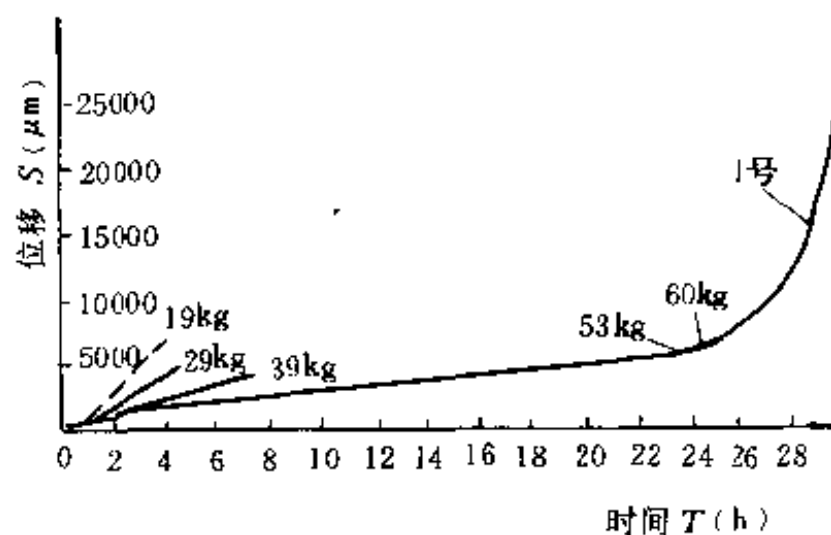


图 9-15 第一模型表面测点位移量与时间的关系曲线

从上述分析可知,边坡蠕变阶段时间较长,位移量很小,蠕变速度波动变化;滑动阶段位移量呈上升增加的趋势,并且位移速度持续增大,此阶段时间长短与诱发滑坡的外因有较大关系;破坏阶段时间较短,滑动位移量以较大加速度增加,并常常伴有响声。

9.4.2 第二模型试验成果分析

第二模型的光测结果与第一模型类似,在前三级外荷载作用下,夹层上盘堆积体总的蠕变量较小,但是在每次加载瞬间位移量突增,随后又很快回落,蠕变方向平行于夹层倾向。由于上下段两个夹层之间的夹角较第一模型小,模型中部挤压现象不明显,无明显凸起现象,堆积体后缘出现了张拉裂缝。

图 9-16~图 9-17 为第二模型在 48kg、53kg 荷载作用下不同时刻的位移矢量场。图 9-18 为表面测点位移速度与时间的关系,图 9-19 为表面测点位移量与时间的关系曲线。

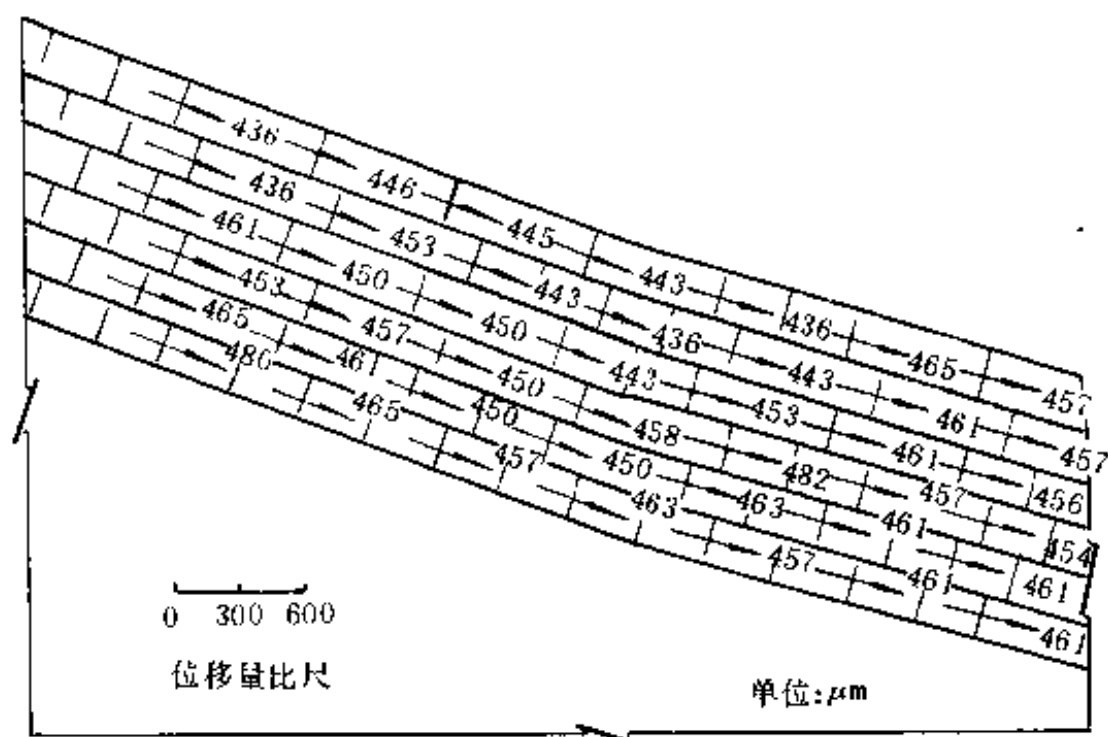


图 9-16 第二模型 48kg 荷载作用下位移矢量场(蠕变 12min)

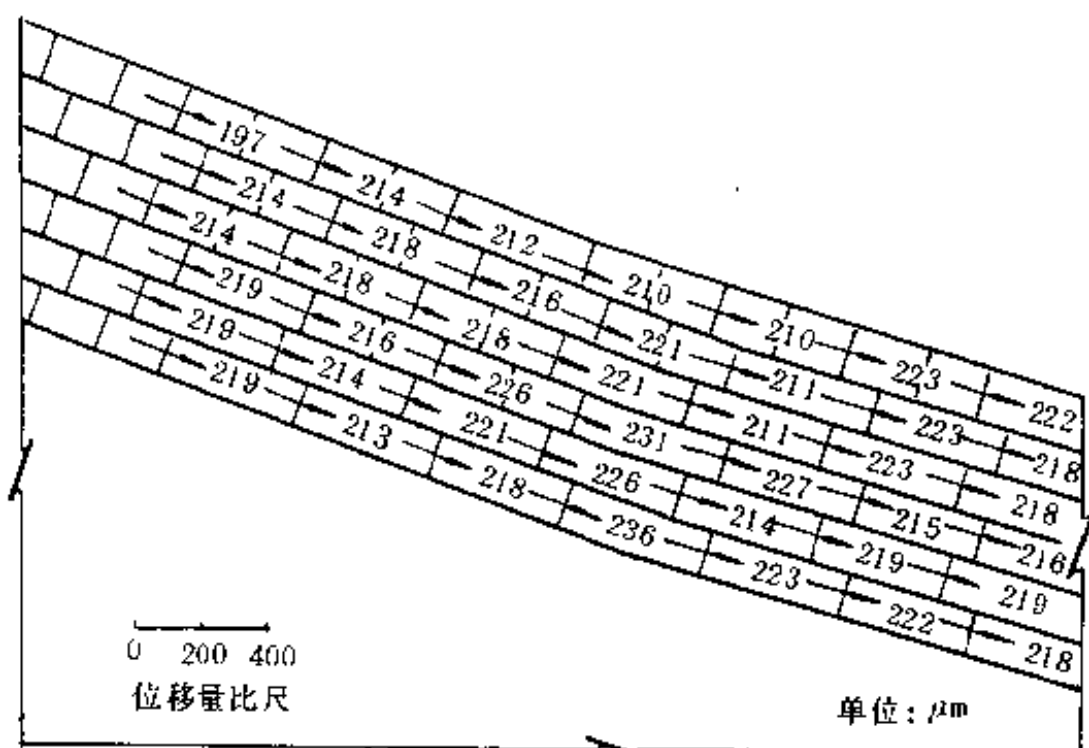


图 9-17 第二模型 53kg 荷载作用下位移矢量场(蠕变 38min)

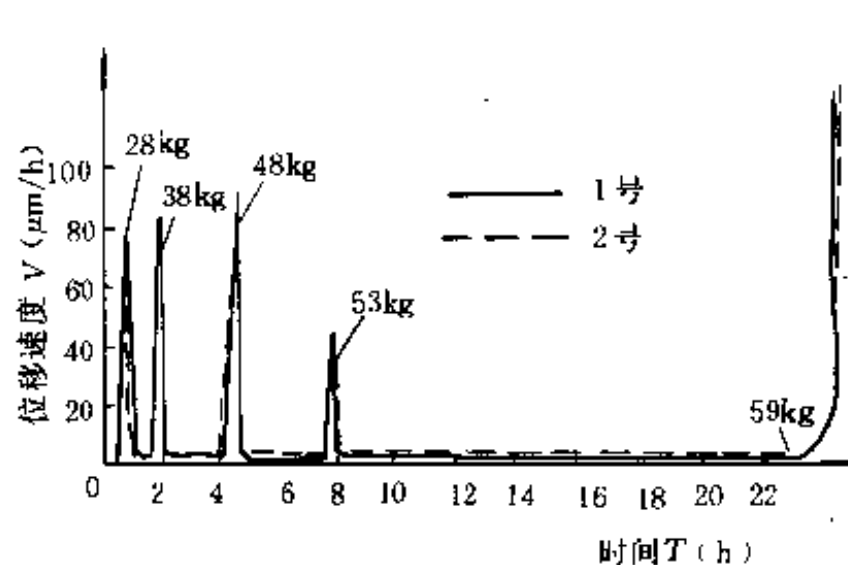


图 9-18 第二模型表面测点位移
速度与时间的关系曲线

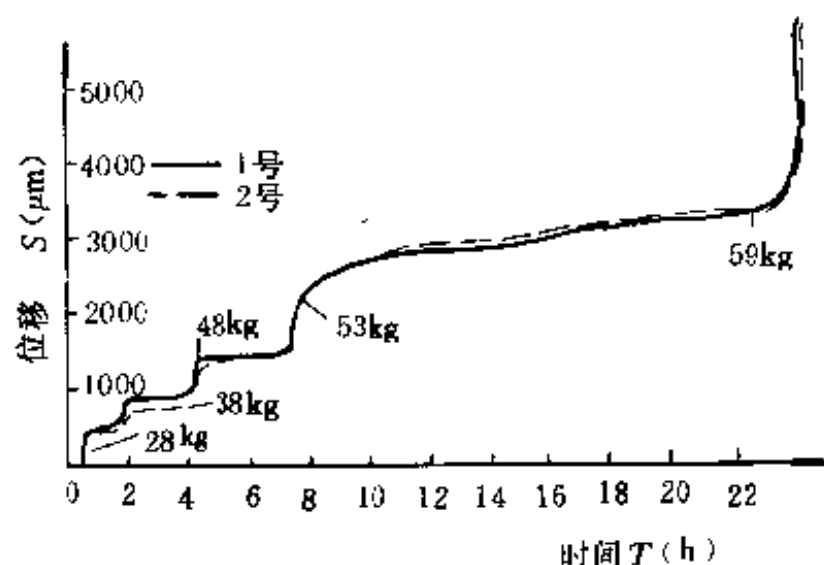


图 9-19 第二模型表面测点位移量
与时间的关系曲线

从图 9-18、图 9-19 所示千分表记录的时间—位移速度($t-v$)曲线和时间—位移量

($t-s$)曲线可以看出,在外加荷载小于 P_0 之前,每次加荷瞬间,曲线都出现跳跃,但很快又趋于平缓,此期间边坡处于蠕变阶段。当外荷载达到 P_0 时, $t-s$ 曲线明显持续上升,位移速度加快,边坡进入滑动阶段,并且很快转入破坏阶段,最终沿夹层倾向发生滑动破坏,在破坏瞬间,位移速度达到极大值。

从图 9-20 所示的电感式传感器记录的 $t-s$ 曲线可再次证明,具有软弱夹层的边坡破坏的全过程经历了较长时间的蠕变阶段(23 小时 20 分)、滑动阶段(30 分)及破坏阶段,在边坡最终破坏瞬间的滑动速度达到极大值。

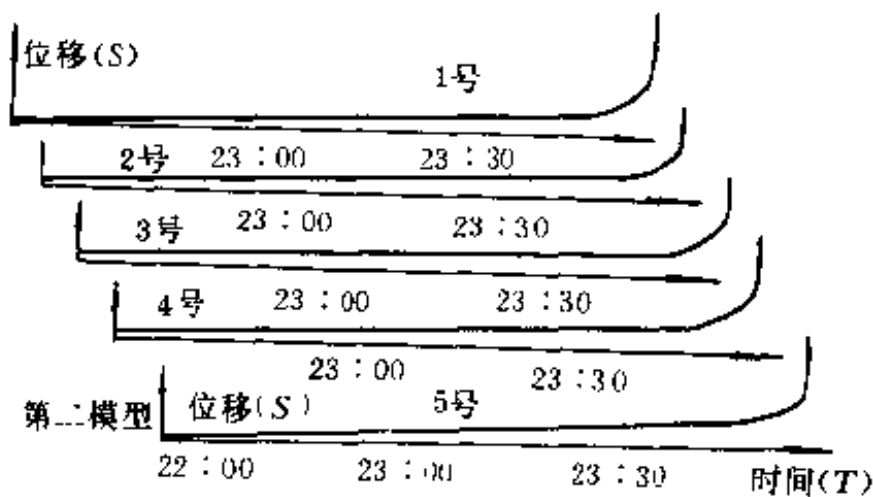


图 9-20 电感式传感器自动记录的测点位移量与时间的关系曲线

9.4.3 两个模型试验成果的比较

这两个模型的相同点是:两者内部都模拟了有折坡点的软弱夹层,夹层上盘是用小块体地质力学材料模拟的堆积体。不同点是这两个模型所模拟的夹层倾角及材料特性不同。从试验成果来看,第一模型上下两个夹层之间的夹角为 15° ,且由两层不同特性的材料组成,夹层上盘小块体抗压强度和弹性模量较高。在外荷载作用下,上段堆积体向下滑动,下段堆积体起阻滑作用,使中部块体受到较大挤压力,出现了明显的凸起现象。当中部块体受到的挤压力达到一定程度,将推动下段堆积体发生错动变形,下段堆积体出现间隙性剪切错动现象。由于该模型夹层由两层性质不同的材料组合而成,在蠕变阶段,堆积体变形量相对第二模型较大,加外荷载瞬间测点位移量及速度相对第二模型较小。第二模型的两个夹层之间的夹角为 10° ,且仅由一种材料模拟,下段夹层倾角大于第一模型,故阻滑作用减小,夹层上盘材料的弹模较低。在外荷载作用下,上段堆积体向下滑动,并推动中部和下段块体一起沿夹层倾向蠕变,在每次加载瞬间,测点位移量和位移速度变化很大,整个蠕变阶段的变形量较第一模型小。由于这两个模型中的小块材料之间摩擦角较夹层模拟材料的摩擦角大一倍以上,故小块体之间的错动量很小,夹层上盘的块体基本上是沿夹层倾向整体滑动。

9.5 数值分析

根据第二模型试验的边界条件和材料性质,我们进行了载荷为 38kg、48kg 和 58kg 三个工况的有限元计算,计算网格如图 9-21,共剖分 316 个节点,139 个单元,其中有 10 个节理单元。图 9-22 为 48kg 荷载作用下位移矢量场。

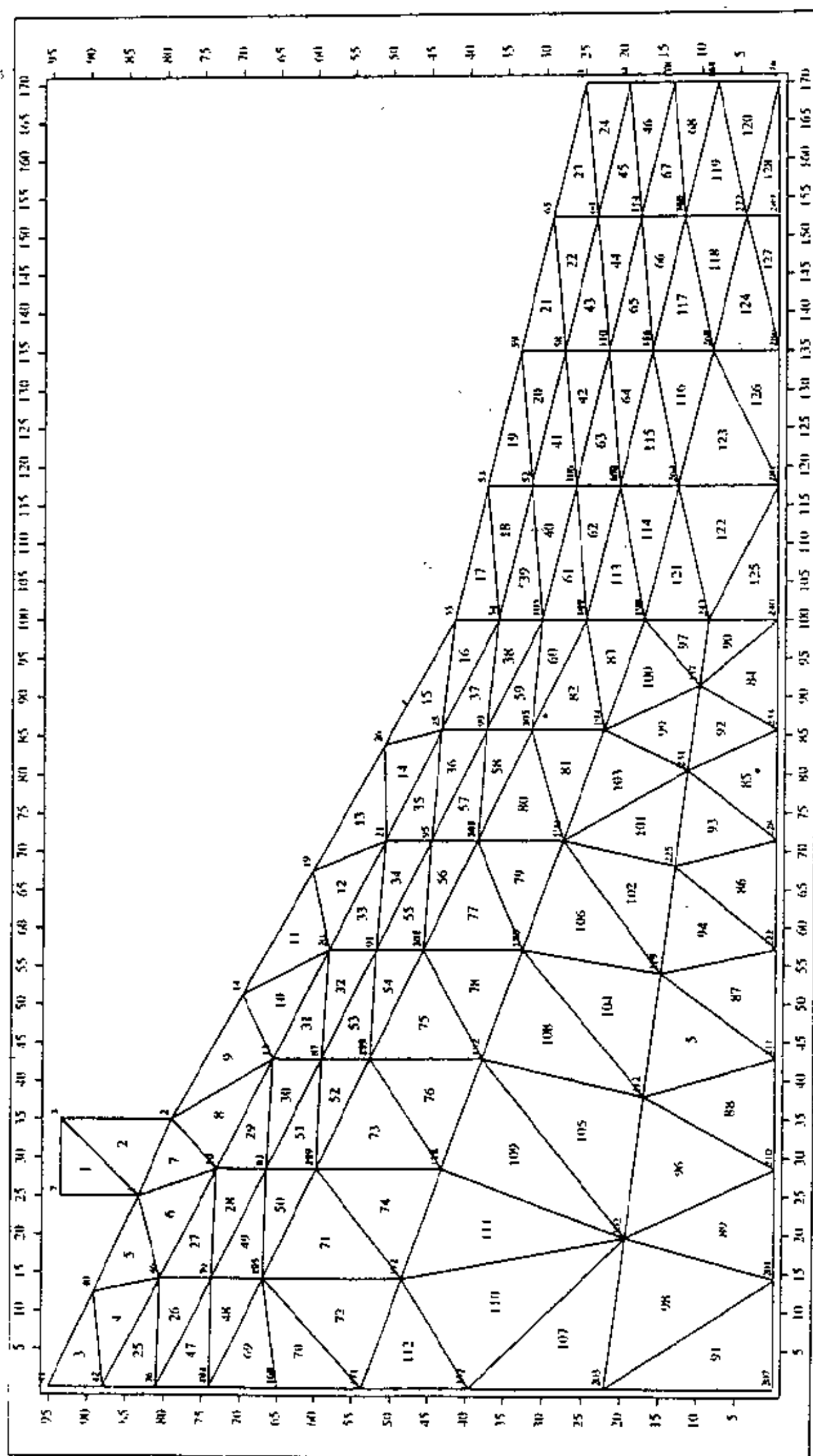


图 9-21 有限元计算网格剖分图

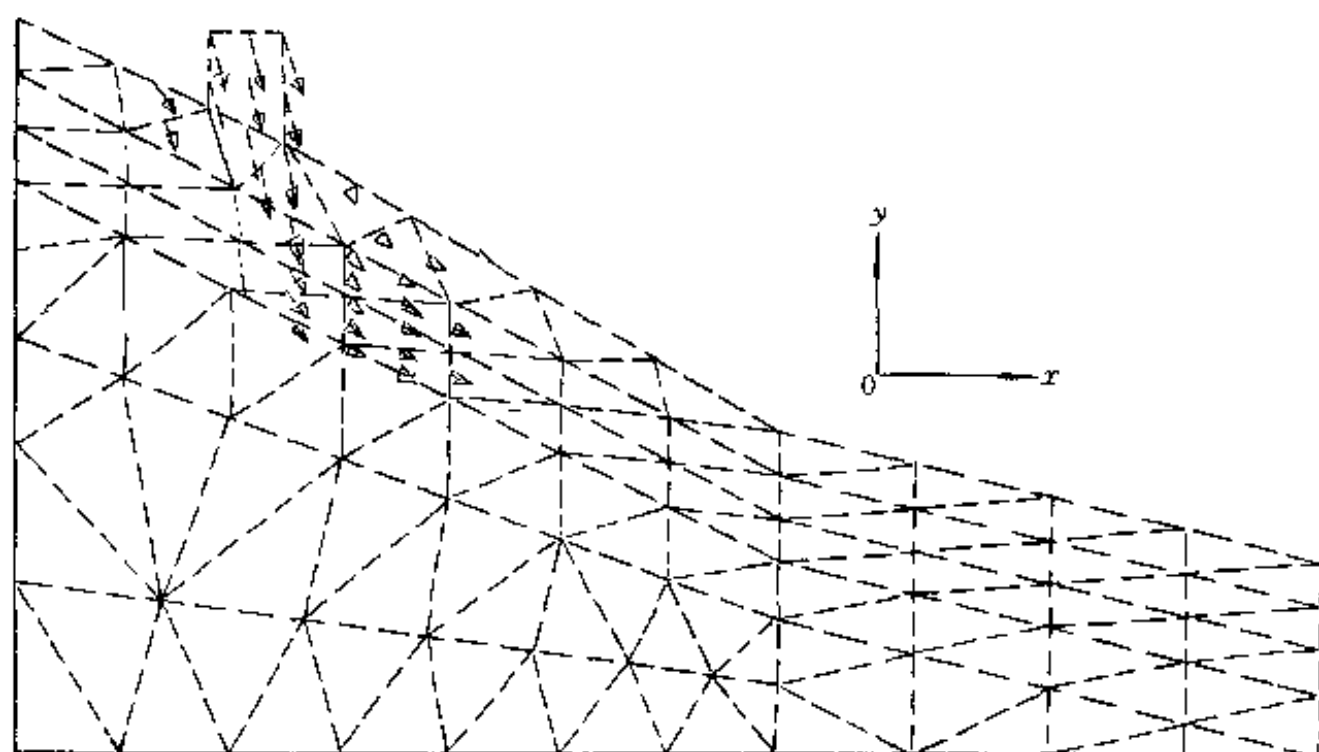


图 9-22 位移矢量场

计算成果与白光散斑试验结果是基本一致的。光测位移矢量场(图 9-16)比计算位移矢量场偏大,是由于图 9-16 是 48kg 荷载下蠕变 12 分钟的结果。

9.6 模型破坏定时预报

第一模型加载分为 5 级(19kg、29kg、39kg、53kg、60kg),整个过程共经历 1805 分钟(30 小时 5 分),其中 39kg 级蠕变时间最长(1332 分),如图 9-15 所示,该时段的蠕变为等速蠕变阶段。而 60kg 荷载下蠕变为加速阶段,破坏前 5 分钟位移量为 21.20mm。

下面分别以斋藤法和灰色预测模型预报模型破坏的时间。

9.6.1 斋藤法

在加速蠕变阶段取相邻点间相对位移量相等的三个点, $A_1=6.02\text{mm}$ 、 $A_2=7.13\text{mm}$ 、 $A_3=8.24\text{mm}$,对应的时间分别为 $t_1=25$ 小时(1500 分)、 $t_2=26$ 小时(1560 分)、 $t_3=26$ 小时 49 分(1609 分),根据(0-3)式,最后计算出模型破坏的时间

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

为 $t_r=1760$ 分(29 小时 20 分),比模型破坏时间提前 45 分。

9.6.2 灰色预测

由第四章论述的 GM(1,1)模型,取等速蠕变阶段为数列,预测模型破坏的时间,预测结果列于表 9-1。

表 9-1

灰色预测成果表

时间 (h)	位移观测值 $X(\text{mm})$	位移预测值 $\hat{X}(\text{mm})$	误差 $X - \hat{X}(\text{mm})$	时间 (h)	位移观测值 $X(\text{mm})$	位移预测值 $\hat{X}(\text{mm})$	误差 $X - \hat{X}(\text{mm})$
10	2.56	2.5079	0.0521	31		7.5588	
11	2.73	2.6432	0.0868	32		7.9665	
12	2.90	2.7857	0.1143	33		8.3962	
13	3.07	2.9360	0.1340	34		8.8492	
14	3.24	3.0944	0.1456	35		9.3265	
15	3.41	3.2613	0.1487	36		9.8296	
16	3.58	3.4372	0.1428	37		10.3598	
17	3.75	3.6226	0.1274	38		10.9186	
18	3.92	3.8180	0.1020	39		11.5076	
19	4.09	4.0240	0.0190	40		12.1283	
20	4.26	4.2410	0.0190	41		12.7826	
21	4.43	4.4598	-0.0398	42		13.4721	
22	4.60	4.7109	-0.1109	43		14.1988	
23	4.77	4.9650	-0.1950	44		14.9687	
24	4.94	5.2328	-0.2928	45		15.7719	
25		5.5151		46		16.6227	
26		5.8126		47		17.5193	
27		6.1261		48		18.4643	
28		6.4566		49		19.4603	
29		6.8049		50		20.5100	
30		7.1719					

预测结果表明模型破坏的时间为 50 小时 49 分,比实际破坏时间推迟 20 小时 44 分,其中主要原因是后来突然增加了 53kg 和 60kg 两级荷载,使得预报时间误差较大。

如果取加速蠕变阶段 25 小时至 29 小时时段位移为预测数列,预报结果列于表 9-2。可以得出模型破坏的时间为 30 小时 20 分钟,比实际推迟 15 分钟,是相当接近的。

表 9-2

模型破坏预报成果

时间 (h)	位移观测值 $X(\text{mm})$	位移预报值 $\hat{X}(\text{mm})$	误差 $X - \hat{X}(\text{mm})$	时间 (h)	位移观测值 $X(\text{mm})$	位移预报值 $\hat{X}(\text{mm})$	误差 $X - \hat{X}(\text{mm})$
25	6.02	6.0200	0.0000	29	15.16	14.7751	0.3849
26	7.13	6.7027	0.4273	30		19.2291	
27	8.55	8.7232	-0.1732	31		25.0257	
28	11.24	11.3528	-0.1128	32		32.5697	

9.6.3 有限元分析

第二模型加载分为 5 级,28kg(70 分钟)、38kg(156 分钟)、48kg(191 分钟)、53kg(953 分钟)、58kg(50 分钟),共计 1420 分钟(23 小时 40 分钟)。

由上一节有限元计算成果,我们把软弱夹层在 38kg、48kg、58kg 荷载作用下的剪应

力分布绘于图 9-23。

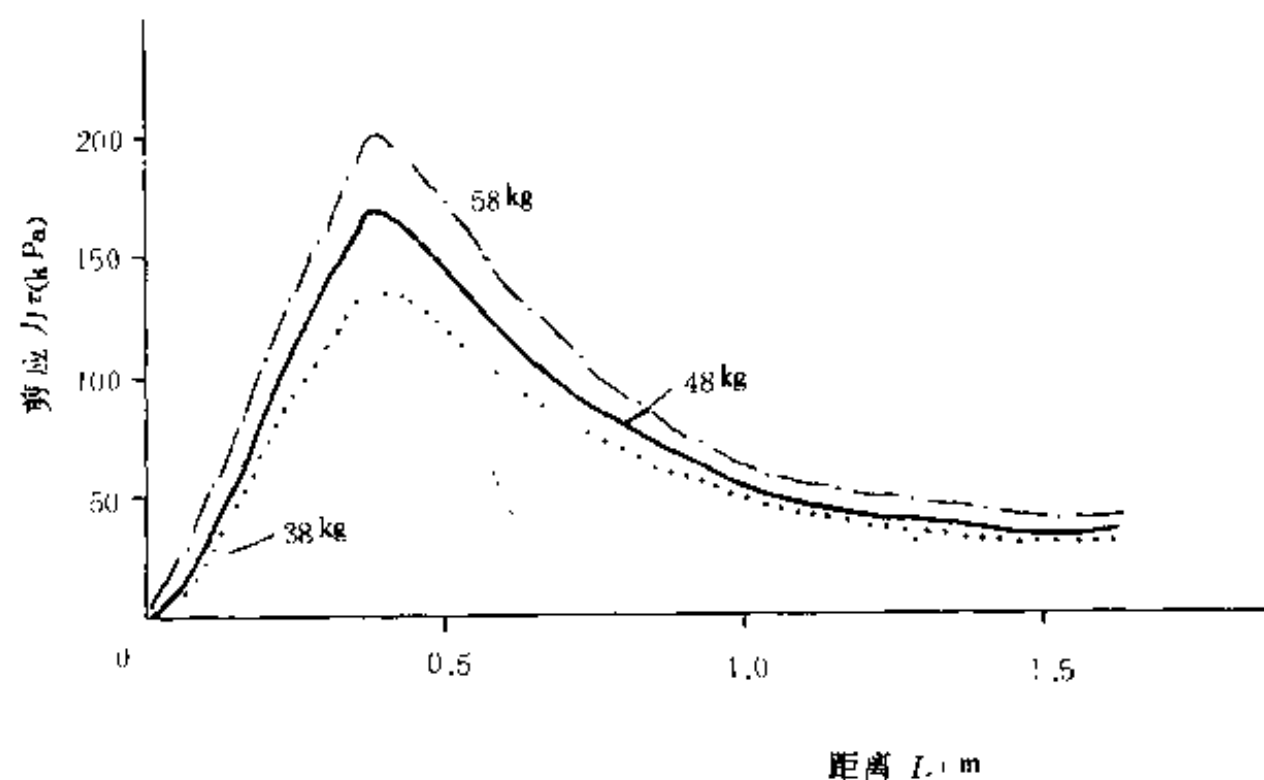


图 9-23 软弱夹层剪应力分布曲线

从图 9-23 可以看出,软弱夹层中的剪应力随载荷增加而增加,在载荷为 58kg 时,软弱夹层中的剪应力已大部分大于抗剪强度,随着时间的增长,应力重分布,使软弱夹层中的剪应力全部大于其抗剪强度,导致模型破坏。

第十章 边坡失稳定时预报系统

边坡失稳定时预报是复杂的、多因素的系统工程,边坡破坏的机理是复杂的,影响边坡失稳的条件很多,而且各因素之间相互作用。它是多学科交叉与综合,是工程地质和岩体力学研究的前沿课题,是解决工程地质问题中边坡问题的最高阶段,因此,其难度是不言而喻的。

边坡失稳定时预报是建立在工程地质测绘、边坡失稳空间预测和长期变形监测基础之上。没有这三者,它只能是空中楼阁。它们又是相辅相成的,边坡失稳预报可以验证失稳预测,指导长期观测。图 10-1 为边坡失稳预报系统主体流程。

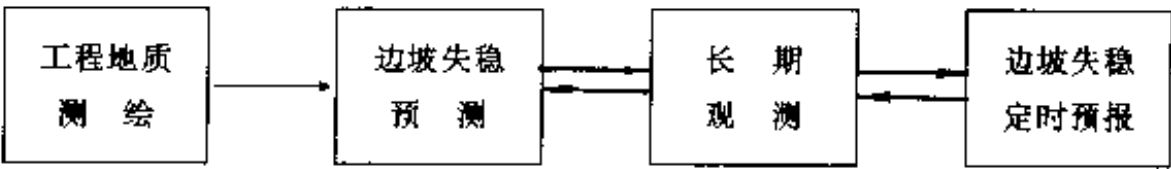


图 10-1 边坡失稳预报主体流程

10.1 工程地质测绘

工程地质测绘是查清工程地质条件,找出工程地质问题。对边坡而言,就是查清边坡赋存的地质环境和影响因素,判别是否具备边坡失稳的地质条件,为边坡失稳预测打下基础。边坡工程地质测绘主要内容如图 10-2。

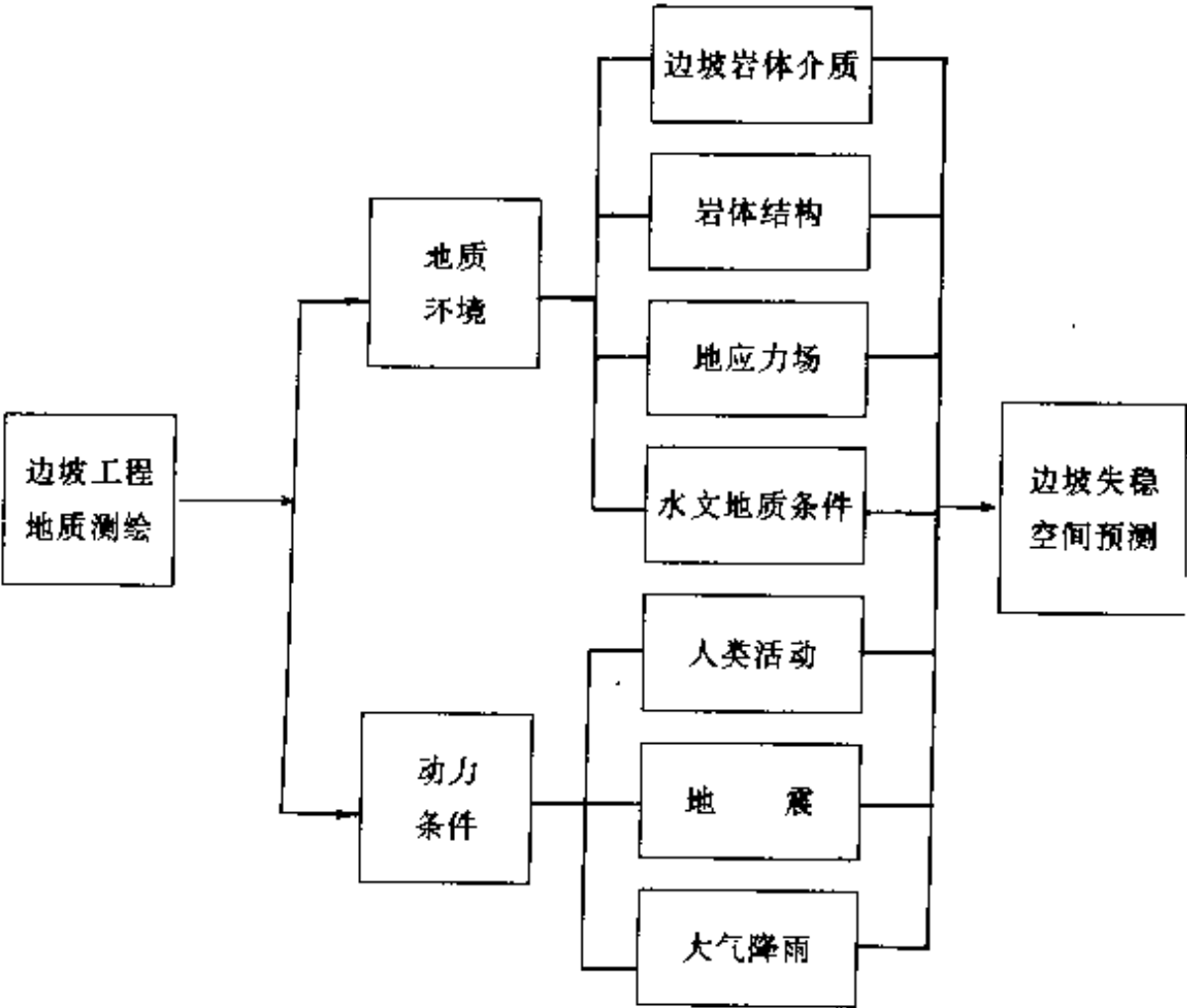


图 10-2 边坡工程地质测绘主要内容

10.2 空间预测

如果查明边坡具备变形破坏的地质环境和动力条件,就应当对边坡失稳进行空间预测,判断其失稳或变形的形式,失稳的范围、方量和方向等(如图 10-3 所示),并且要制订长期观测的原则和措施。

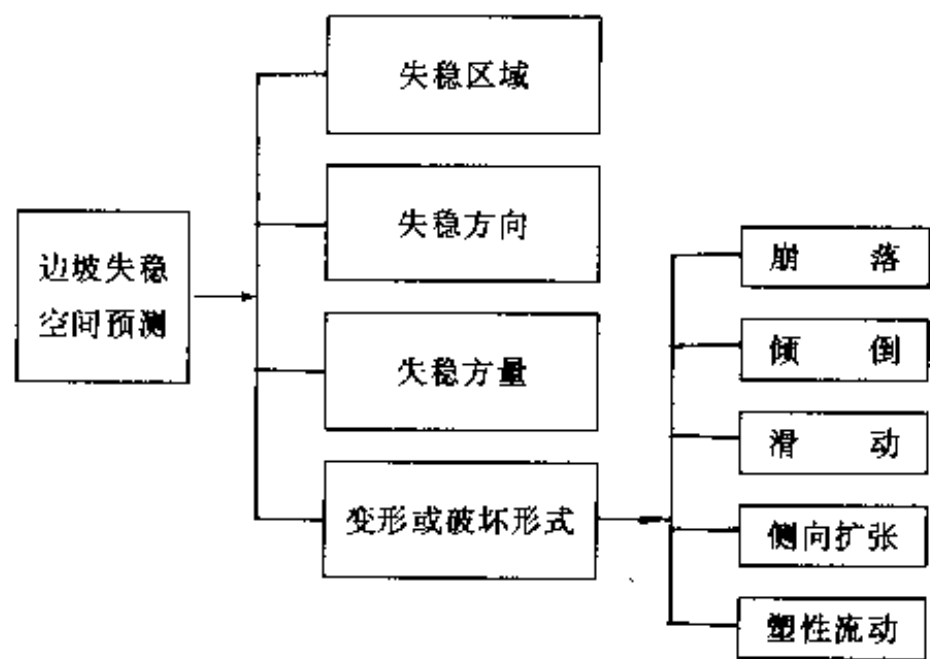


图 10-3 空间预测主要内容

10.3 长期观测和试验

长期观测包括许多方面,主要为边坡预报提供物理和力学参数。就位移监测方面,包括地面位移监测和深部位移监测,深部位移测量不仅可以了解边坡变形动态,还可以确定滑移面的位置。近些年来,位移监测技术取得了较大的进展,从原来的测距桩、伸长计、地面三角水准网,目前已发展到计算机数据采集和过程控制的多点边坡位移自动记录仪、遥控位移量测系统(雷达、红外线)。深层位移监测除传统的应变计测管外,目前常用的有钢丝式多层移动测量计、测斜仪、磁标志法和充电法等。

另外,红外线摄影监测、声发射技术也已应用到边坡长期观测方面。

岩体力学试验是十分重要的,确定岩体的物理力学参数(抗剪指标、弹性模量、断裂韧度等)是边坡失稳预报的先决条件。

10.4 边坡失稳预报系统

边坡失稳预报是判定将产生严重危害的边坡失稳的发生时间。它以边坡失稳空间预测、长期观测资料和岩体力学试验成果为基础,通过对边坡变形规律的认识,根据边坡演化过程中参数的变化,判定边坡失稳突发破坏的时间。边坡失稳预报是减轻边坡破坏灾害的关键,为工程边坡处理和防治提供依据,它具有减灾和防灾两个方面的作用。

边坡失稳预报依据不同的时间段或不同的工程阶段,有不同的预报类型;依据不同的

预报参数,有不同的判别标准;不同的类型和不同的标准,又有不同的预报方法。作者提出的系统综合分析预报是边坡失稳预报方法的发展与提高。图 10-4 给出了边坡失稳预报系统的流程。

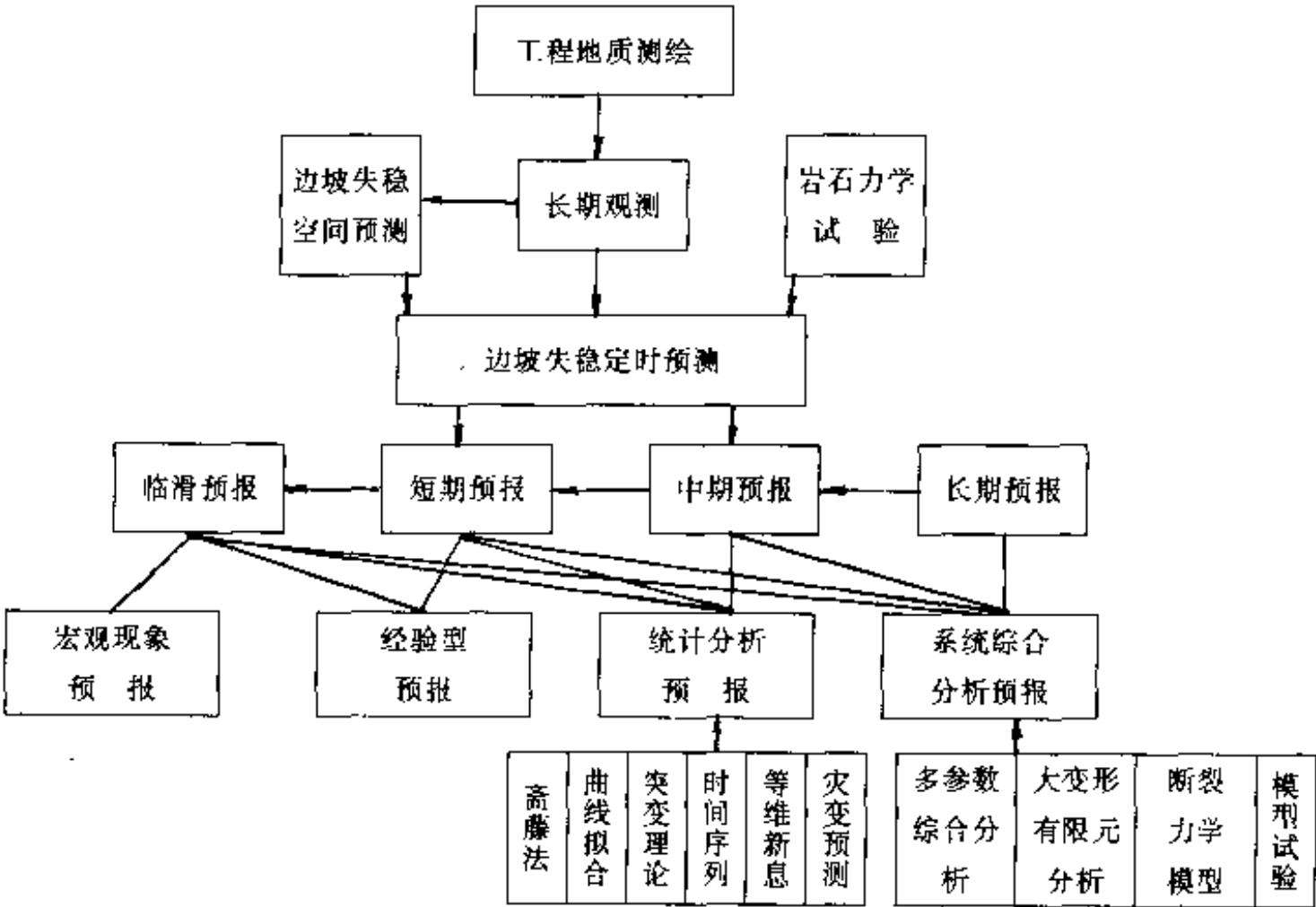


图 10-4 边坡失稳预报系统

科学的发展总是由简单到复杂,再由复杂到简单的过程,经过多次循环,螺旋式上升,使认识得到升华,理论得到提高,同时使科学进一步发展。边坡失稳定时预报也一样,尽管问题十分复杂,但通过深入研究,经过几次循环,最终会得出完整的答案。

参 考 文 献

- [1] 刘汉东. 边坡岩体滑动变形破坏机制及定时预报研究. 中国科学院地质研究所理学博士论文, 1993
- [2] 滑坡文集编委会. 滑坡文集(八). 北京: 中国铁道出版社, 1992
- [3] 陈明东, 王兰生. 边坡变形破坏的灰色预报方法. 见: 第三届全国工程地质大会论文集. 成都: 成都科技大学出版社, 1988
- [4] 陈英放. 大冶铁矿象鼻山北帮边坡变形破坏及滑坡预报. 见: 中国典型滑坡. 北京: 科学出版社, 1988
- [5] 陈子荫. 时间序列分析. 岩土工程学报, 1991(4)
- [6] 陈自生. 滑坡的临滑预报及其实现途径. 见: 滑坡文集. 北京: 中国铁道出版社, 1990
- [7] 邓聚龙. 灰色控制系统. 武汉: 华中工学院出版社, 1985
- [8] 杜永廉. 岩体工程地质力学模拟实验研究. 见: 岩体工程地质力学问题(八). 北京: 科学出版社, 1987
- [9] 胡广韬. 动力滑坡学. 西安: 陕西科学技术出版社, 1988
- [10] 胡传忻. 断裂力学及其工程应用. 北京: 北京工业大学出版社, 1989
- [11] 加拿大矿物和能源技术中心编(祝玉学等译). 边坡工程手册. 北京: 冶金工业出版社, 1984
- [12] 谷德振. 岩体工程地质力学基础. 北京: 科学出版社, 1979
- [13] 刘汉东. 试论基岩抗滑稳定的数据整理及计算. 华北水电学院学报, 1990(2)
- [14] 刘汉东. 岩体结构三维有限元物理力学参数的合理选取. 华北水电学院学报, 1990(4)
- [15] 刘汉东. 岩体变形模量的最优分析. 露天采矿, 1990(1)
- [16] 刘汉东. 三维有限元岩体力学参数灵敏度分析. 见: 全国首届青年采矿会议论文集. 沈阳: 东北工学院出版社, 1989
- [17] 刘汉东. 第二届全国工程地质力学青年学术研讨会会议论文集. 北京: 地震出版社, 1992
- [18] 刘汉东, 王思敬. 岩质边坡稳定性影响因素的定量分析. 见: 第二届全国工程地质力学青年学术研讨会会议论文集. 北京: 地震出版社, 1992
- [19] 刘汉东. 地震作用下边坡岩体永久位移计算. 华北水电学院学报, 1992(1)
- [20] 李华晔, 刘汉东. 灾变预测在地震预报中的应用. 华北水电学院学报, 1992(2)
- [21] 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
- [22] 刘汉东. 具有软弱结构面的边坡破坏机理研究. 见: 第二届全国青年岩石力学与工程学术研讨会论文集. 北京: 清华大学出版社, 1993
- [23] 刘汉东. A Forecast for the Groundwater Pollution in the Chemical Industry District of Handan City by Means of the Finite Element Method, Proceedings of the International Conference on Modeling Groundwater Flow and Pollution, Nanjing University Press, 1991
- [24] 刘汉东. A new approach to mid-long term forecasting occurrence of slope failure, Proceedings of Int. Conf. On ACMIRME, Shaanxi Sci. & Tech. Press, 1992
- [25] 刘汉东. A test study on relationship between surface and subsurface deformation in rockmass on slope, Landslide, Chile, 1992
- [26] 刘汉东. 帝国学院工程地质学计算机辅助研究. 见: 工程地质学新进展. 北京: 北京科学技术出版社, 1991
- [27] 刘汉东. 水电工程高边坡数据库 DBHPS 系统. 见: 计算机在工程地质中的应用论文集. 北京: 地质

- 出版社,1993
- [28] 刘汉东. 滑坡定时预报等维新息外延模型. 见: 第三届全国青年岩石力学与工程学术研讨会论文集. 成都: 西南交通大学出版社, 1995
 - [29] 李华晔, 刘汉东. Analysis of tunnelling stresses and displacement considering rockmass weight by elastic mechanics and boundary element method. Proceedings of The International Symposium on New Development in Rock Mechanics and Engineering. Northeastern University Press, 1994
 - [30] 蒋友谅. 非线性有限元法. 北京: 北京工业学院出版社, 1988
 - [31] 孙广忠. 岩体结构力学. 北京: 科学出版社, 1988
 - [32] 孙玉科等. 边坡岩体稳定性分析. 北京: 科学出版社, 1988
 - [33] 孙钧等. 岩土力学数值方法的工程应用. 上海: 同济大学出版社, 1990
 - [34] 陶纪南. 岩体失稳类型和失稳判据. 岩土工程学报, 1988(6)
 - [35] 王思敬. 中国自然灾害及减灾战略研讨. 灾害学, 1991(1)
 - [36] 王思敬. 地下工程岩体稳定性分析. 北京: 科学出版社, 1984
 - [37] 王思敬. 坝基岩体工程地质力学. 北京: 科学出版社, 1990
 - [38] 王思敬. 工程地质新进展. 北京: 北京科学技术出版社, 1991
 - [39] 文宝萍. 中国崩塌, 滑坡, 泥石流灾害的时间分布特点. 见: 第四届全国工程地质大会论文集. 北京: 海洋出版社, 1992
 - [40] 肖远, 王思敬. 边坡岩体弯曲破坏研究. 岩石力学与工程学报, 1992(1)
 - [41] 许兵, 李毓瑞. 金川露天边坡稳定性的岩体工程地质力学研究. 见: 岩体工程地质力学问题(六). 北京: 科学出版社, 1985
 - [42] 徐邦栋, 王恭先. 几类滑坡的发生机理. 见: 滑坡文集(五). 北京: 中国铁道出版社, 1986
 - [43] 晏同珍. 滑坡预测预报的基础及我国主要滑坡岩组特征的确定. 地球科学, 1985, 10(1)
 - [44] 晏同珍. 滑坡动态规律及预测应用. 见: 第三届全国工程地质大会论文集. 成都: 成都科技大学出版社, 1988
 - [45] 晏同珍. 滑坡发生时间的预测预报. 见: 1987年全国滑坡学术讨论会论文集. 成都: 四川科技出版社, 1989
 - [46] 余宏明. 滑坡位移数据建模预测方法. 见: 第四届全国工程地质大会论文集. 北京: 海洋出版社, 1992
 - [47] 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: 第三届全国工程地质大会论文集. 成都: 成都科技大学出版社, 1988
 - [48] 张镜剑. 水库岸坡失稳的预测预报. 见: 水电与矿业工程. 北京: 科学出版社, 1991
 - [49] 魏群. 散体单元法的基本原理、数值方法及程序. 北京: 科学出版社, 1991
 - [50] 殷有泉. 固体力学非线性有限元引论. 北京: 北京大学出版社, 1987
 - [51] 周维垣. 高等岩石力学. 北京: 水利出版社, 1990
 - [52] Banerjee, P. K. Developments in Boundary Element Methods. London: Applied Science Publishers, 1987
 - [53] Crouch, S. L. Boundary Element Method in Solid Mechanics. New York: George Allen & Unwin, 1983
 - [54] Barton, N. Deformation phenomena in jointed rock. Geotechnique 36, No. 2, 1986
 - [55] Barisone, G. and Bottino, G. A practical approach for hazard evaluation of rock slopes in mountains, 6th Int. IAEG Congress, Balkema, Rotterdam, 1990
 - [56] Baum, R. L. Use of longitudinal strain in identifying driving and resisting elements of landslides,

Geological Society of America Bulletin, Vol. 113, 1991

- [57] Bovis, M. J. Rock slope deformation at Affliction Creek, southern Coast Mountains. British Columbia, CAN. J. EARTH SCI. VOL. 27. 1991
- [58] Brinkgreve, R. B. J. and Bakker, H. L. Computer Methods Advances in Geomechanics. Balkema Rotterdam, 1991
- [59] Brown, E. T. Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics. New York: John Wiley & Son Ltd, 1987
- [60] Cundall, P. A. Distinct Element Models of Rock and Soil Structure. New York: John Wiley & Son Ltd, 1987
- [61] Chowdhury, R. Analysis of the Vajont Slide-New Approach. Rock Mechanics, 1978, Vol. 11, pp. 29-38
- [62] Cruden, C. M. A Suggested Method for a Landslide Summary. Bulletin of IAEG, N°43, 1991
- [63] Desai, C. S. Numerical methods of geotechnical engineering. New York: McGraw-Hill, 1977
- [64] Goodman, R. E. Methods of Geological in Discontinuous Rocks. New York: West Publishing CO., 1976
- [65] Fukuzono, T. A new method for predicting the failure time of a slope, Proc. 4th International conference and field workshop on landslide, Tokyo, 1985
- [66] Hoek, E., and Bray, J. W. Rock Slope Engineering. London: IMM, 1985
- [67] Owen, D. R. Finite elements in plasticity. Swansea: Pineridge Press, 1980
- [68] Saito, M. Forecasting time of Slope Failure by Tertiary Creep. Proc. Seventh Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng'g., Montreal City, 1969, pp. 667-683
- [69] Saito, M. and Yamada, G. Forecasting and Result in Case of landslide at Takabayama. Proc. Eighth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng'g., Mexico City, 1978, pp. 667-683
- [70] Saito, M. Evidential Study on Forecasting Occurrence of Slope Failure. 应用地质调查所年报 (日), 1979, No. 1
- [71] Seki, N. Forecasting of slope failures in rock mass in the Yanadani area. 应用地质调查所年报 (日), 1980, No. 2
- [72] Shakoor, A. Predicting the rate of shale undercutting along highway cuts. Bulletin of the AGE, 1992, No. 1, pp. 61-75
- [73] Sousa, J. and Voight B. Computational flow modeling for long runout landslide hazard assessment with an example from Clapiere Landslide, France. Bulletin of the AGE, 1992, No. 2, pp. 131-150
- [74] Stateham, R. M. and Merrill, R. H. Acoustic Emission and Techniques Applied to Slope Stability Problems. Rockslide Avalanches 1979, 14B
- [75] Voight, B. Materials science law applies to time forecasts of slope failure. Landslide News, 1989, No. 3, pp. 8-11
- [76] Wang Sijing, et. al. Spatial and Time Prediction on Mass Movement of Rock Slope. Proc. of 27th IGC. 1984, pp. 667-677
- [77] Wang Sijing. Geological Hazards in China, Advances in Geoscience, 1989, pp. 1-10
- [78] Ingraffea, A. R. Numerical modelling of fracture propagation. Rock Fracture Mechanics. H. P. Rossmanith ed., New York: Springer-Verlag, 1983
- [79] Wirtke, W. Rock Mechanics—Theory and Applications with Case Histories. Berlin: Springer-Verlag, 1990

边坡失稳定时预报理论与方法关键词汉英对照表

A	
安全度	degree of safety
安全系数	factor of safety
安全准则	safety criterion
岸坡	bank slope
岸坡稳定性	bank stability
B	
坝肩	dam abutment; butment
坝坡	dam batter; dam slope
板状结构	platy structure
剥蚀	abrasion; disintegration
饱和度	degree of saturation; saturability
爆破应力	bursting stress
崩滑体	slumped mass
崩积物	colluvial deposit
崩落	avalanche
崩塌	collapse
崩塌警报	avalanche alarm
边界条件	boundary condition
边坡	slope
边坡防治	prevention and treatment of slope
边坡失稳	slope failure
边坡失稳定时预报	forecast occurrence of slope failure
边坡稳定预测	predication of slope stability
边坡稳定性	slope stability
边坡稳定性评价	assessment of slope stability
边坡破坏模式	types of slope failure
变形	deformation
变形模量	modulus of deformation
变异系数	coefficient of variation
标准	standard; criterion; code
波速	velocity of wave
泊松比	Poisson's ratio
不连续性	discontinuity
不均匀性	inhomogeneity

C

参数	parameter
残余强度	residual strength
残余变形	residual deformation
侧向压力	lateral pressure
层间滑动	bedding slip
层状结构	stratified structure
长期观测	long-term observation
长期强度	long-term strength
长期预报	long-term forecast
超长期预报	extra long-term forecast
沉降开裂	crack due to settlement
沉降曲线	settlement curve
承压水	confined water; piezic water
持力层	layer artesion
尺寸效应	effect of size
冲积坡	alluvial slope
垂直位移	vertical displacement
粗糙度	roughness
脆性破坏	brittle fracture

D

大地水准测量	geodetic leveling
大变形	large displacement
挡土墙	abamurus; breast wall
等值线	contour line
等维新息	equal dimensional new information
地基	foundation; subsurface
地面塌陷	ground collapse
地貌	landscape
地下开挖	underground excavation
地下水	underground water
地应力	ground stress
地震荷载	seismic load
地震烈度	seismic intensity
地质作用	geologic processes
地质因素	geololgic agent
地质灾害	geologic hazards

点群中心法	center point of group method
叠加原理	principle of superposition
定量评价	quantitative assessments
定性预报	qualitative forecast
动水压力	hydrodynamic pressure
动态分析	dynamic analysis
短期预报	short-term forecast
断裂力学	fracture mechanics
断裂强度	fracture strength
断裂应力	rupture stress
断裂应变	rupture strain
多年平均降雨量	mean annual rainfall
F	
阈值	limit value
方差分析	variance analysis
防护墙	protecting wall
非线性力学	non-linear mechanics
风化程度	degree of weathering
风化壳	weathering crust; residuum
峰值强度	peak strength
浮容重	buoyant unit weight
浮托力	uplift pressure
覆盖层	overburden
附加蠕变	secondary creep
G	
概率分析	probability analysis
刚度	stiffness
割线模量	secant modulus
格里菲斯理论	Griffith's theory
各向同性	isotropy
各向异性	anisotropy
工程地质	engineering geology
工程地质勘察	engineering geological investigation
工程地质试验	engineering geological test
工程地质条件	engineering geological condition
工程地质问题	engineering geological problem
古滑坡	ancient slide

固结度	percent consolidation
光弹性试验	experiment of photoelastic test
H	
海底滑坡	submarine slide
河岸滑坡	tearing away of bank
横向变形	lateral deformation
宏观流变学	macro—rheology
后验估计	posterior estimate
滑坡	slide; landslide
滑坡舌	slip tonge
滑坡要素	landslide factors
滑动	slide
滑动面	slide plane; sliding surface
滑动力矩	slide moment
滑体	slip mass
滑移	sliding movement
环境保护	environmental protection
环境地质学	environmental geology
灰色系统预测	grey system prediction
J	
基本烈度	basic seismic intensity
基本周期	base period
基础工程学	foundation engineering
基岩滑坡	bedrock landslide
计算方法	calculation method
极差分析	analysis of range
极限平衡	limit equilibrium
极限强度理论	ultimate strength theory
极限应力圆	ultimate stress circle
即时预报	mowcast
挤压带	zone of crush
加权	weight; weighing
假设检验	test of hypothesis
尖点	cuspidal point
尖端	tip; point
尖端阻力	point resistance
剪切变形模量	shear modulus

剪切滑动	shear slide
剪切破坏	shear failure
降雨量	precipitation
角变形	angular deformation
节理	joint
结构面	structural plane
截水沟	berm ditch
浸润	drench; saturation
浸润线	line of seepage; line of saturation
经验法则	thumb rule
静水压力	hydrostatic pressure
决定性预报	deterministic forecast
均匀性	homogeneity
K	
抗滑安全系数	factor of safety agaainst sliding
抗剪强度	shear strength
抗拉强度	tensile strength
抗弯强度	flexural strength
抗压强度	compressive strength
可靠性	reliability
孔隙度	porosity
孔隙水压力	pore water pressure
孔隙张力	pore tension
块体滑坡	blockslide
块体结构	mass structure
L	
累积变形	progressive deformation
累计变形	cumulative deformation
类比法	analogy method
连续介质	continuum
裂隙	crack; fissure
临界点	critical point
临界高度	critical height
临界荷载	critical load
临界滑移面	critical slip plane
流动崩坍	flowing avalance
M	
马尔科夫链	Markov clain

锚杆	anchor; stock
锚索	anchorage cable
锚桩	anchor pile
模型试验	model experiment
摩尔包线	Mohr's envelope
N	
内动力作用	endogenic geological process
内摩擦角	friction angle
内聚力	cohesion
泥石流	debris flow
粘弹性变形	viscoelastic deformation
粘土滑坡	clay slope
P	
判别分析	discriminant analysis
劈裂作用	splitting action
疲劳强度	fatigue strength
平面滑动	planar slip
平面应变	plane strain
平面应力	plane stress
坡积物	cliff debris
坡脚	toe; base of slope
坡角	slope angle
破坏机制	failure mechanism
破坏判据	failure criteria
Q	
奇异性	singularity
牵引式滑坡	retrogressive landslide
潜水	phreatic groundwater
潜在滑动面	potential surface of sliding
潜在滑坡区	potential slide area
切向应力	tangential stress
切向应变	tangential strain
倾倒破坏	toppling failure; tilting failure
趋势预报	persistence forecast
屈服极限	yield limit

区域稳定性	regional stability
R	
扰动	disturbance
人工边坡	artificial slope
容重	unit weight
蠕变	creep
软化	softening
软弱夹层	weak seam
软岩	soft rock
瑞典法	Swedish method
S	
三轴试验	triaxial test
散体结构	loosen structure
山坡蠕滑	hill creep
伸长计	extensometer
深层滑动	deep slide
渗透变形	seepage deformation
渗透固结	permeability consolidation
渗透压力	seepage pressure; osmotic pressure
渗透破坏	seepage failure
声发射	acoustic emission(AE)
时间效应	time effect
时间序列分析	time—series analysis
数值分析	numerical analysis
水文地质学	hydrogeology
瞬时蠕变	transient creep
松弛效应	relaxation effect
塑性流动	plastic flow
塑性破坏	plastic collapse
T	
塌陷裂缝	collapse fissure
弹性变形	elastic deformation
天然休止角	natural angle of repose
突变	catastrophe
突跳	jump
土体结构	soil mass structure

统计分析	statistical analysis
W	
外动力作用	enogenic geological process
位错	dislocation
位移法	deflection method
稳定性	stability
无侧限抗压强度	unconfined compressive strength
无阻尼振动	sustained oscillation
X	
系统分析	systematic analysis
现场试验	in-site test
楔形破坏	wedge shear failure
协方差	covariance
新构造	neotectonics
信息反馈	information feedback
Y	
压缩变形	compressive deformation
岩崩	rockfall
岩体工程地质力学	rockmass engineering geomechanics
岩体结构	rockmass structure
岩体力学	rockmass mechanics
岩体稳定性	rockmass stability
岩体质量分级	classification of rockmass quality
演化	evolution
延性破坏	ductile failure
异常	anormly
应变软化	strain softing
有限差分法	finite difference method
有限元法	finite element method
圆弧破坏	circular failure
Z	
张裂缝	gapping fissure
振动液化	shaking liquefaction
正交设计	orthogonal design
滞后效应	hysteresis effect
综合系统预报	integrated systematic forecast

THEORY AND METHOD OF FORECASTING OCCURRENCE OF SLOPE FAILURE

(Abstract)

Slope failure is one of widely distributed geological hazards which trends towards to descend environmental quality and destroys ecologic balance on the earth surface. It may not only affect the site selection, project design and construction, but also make people killed, injured and a lot of properties lost.

The prediction of slope failure occurrence is a key to reduce the damage of slope rapidly slips down. This book presents a systemic study on the mechanism of slope failure and predictions of its occurrence combined with the subject "A Research on Process Worsened Suddenly Stability of Hill Body Its Time Prediction (No. 49070148)" which is supported by the National Natural Sciences Foundation of China. Firstly, the histories and development process of forecasting occurrence of slope failure is summaried. The factors that influence slope instability are assessed quantitatively with orthogonal design theory. The methods of determining the shear strength of rockmass are proposed. Then, on the theories of forecasting occurrence of slope failure, four kinds of models of methods are suggested, they are the equal dimensional new information model, the catastrophe prediction model, the large displacement finite element forecasting method and rock fracture mechanics model. Those models can forecast the occurrence of slope failure considered the multi-factors influencing slope stability and accorded with the deformational mechanism of slope failure. And then, on the tests, the relationship between surface and subsurface deformation in rockmass on slope and the deformation fields at slope failure are studied, the two engineering geomechanical model tests and nine groups of base friction model tests are carried out. Finally, the system of forecasting occurrence of slope failure is given. Otherwise, many case histories all over the world are involved in this book.

The theoretical and test study of forecasting occurrence of slope failure and its deformational mechanism in present book will enhance the research and application of forecasting occurrence of slope failure and it will have both theoretical and practical significance for reducing the natural geological hazards.

[G e n e r a l I n f o r m a t i o n]

书名=边坡失稳定时预报理论与方法

作者=

页数= 1 4 5

S S 号= 0

出版日期=