浙江大学

博 士 学 位 论 文

论文题目 岩质高边坡开挖与支护过程分析

作者姓名 喻军华

指导教师 金伟良 教授

尚岳全 教授

学科(专业) 结 构 工 程

所在学院 建筑工程学院

提交日期 2003 年 1 月

浙江大学申请工学博士学位论文

岩质高边坡开挖与支护过程分析

博士研究生：喻 军 华

导 师：金伟良 教授

尚岳全 教授

专 业：结构工程

浙江大学建筑工程学院

2003年1月

A Dissertation Presented to Academic Committee of Zhejiang University

for Doctor Degree of Engineering

Analysis of Excavation and Support of High Rock Slope

Candidate: **Yu Junhua**

Supervisor: **Prof. Jin Weiliang**

Prof. Shang Yuequan

Major: **Structural Engineering**

College of Civil Engineering and Architecture

Zhejiang University

January 2003

岩质高边坡开挖与支护过程分析

摘 要

岩质高边坡在矿山开采、交通运输、水利和国防等建设工程中十分常见，其稳定性对这些工程有着重要的影响。由于自然作用力和人类社会活动的影响，边坡发生失稳的事故时有发生，给国家和人民带来了巨大的损失；反之，边坡的合理设计支护又将给人们带来显著的效益。因此，岩质边坡的稳定及其合理的开挖支护，已引起了人们极大的关注，国家和地方已经投入了很大的人力、物力和财力来进行这方面的研究。

岩质边坡工程所涉及的领域极其广泛，它和经济、数学、力学、地质、仪器测试、材料和结构等学科有着密切的联系，这些学科的发展将对其稳定性研究起到促进作用。本文以岩质高边坡为工程背景，重点针对高边坡开挖稳定性与支护过程等问题进行了深入的研究，得到了一些有意义的研究成果，并在实际工程中得到了应用。本项研究工作的主要成果有：

1. 通过对影响岩质高边坡稳定性的主要因素进行敏感性分析，表明：地震作用对边坡安全性的影响最大；滑动面内聚力 c 和内摩擦角 φ 对安全系数 K 值的影响次之；地下水位高度 h 对安全系数有一定的影响；而坡体密度 ρ 和高度 H 对边坡安全性的影响相对较小，有时可以不予考虑。

2. 采用响应面法（RSM）和 Monte-Carlo 法（MCM）对边坡进行了可靠度分析，两者计算所得的可靠指标 β 存在着一定的差异，这表明：代表边坡稳定的极限状态曲面存在着非凸性。MCM 法的分析结果表明：c 和 φ 变异系数的大小将对 β 产生很大的影响，而它们的均值对 β 的影响则没有那么显著；c 和 φ 的相关性对 β 的影响相对较小。

3. 采用边界位移法和应力函数法，并结合有限元程序对岩质高边坡进行了初始地应力场的模拟与分析，实践结果表明这两种方法均能取得较好的效果。这两种方法是利用现有的实测数据，基于最小二乘法制定目标函数，采用一定的优化算法，结合有限元分析程序，得到岩体初始地应力场，并直接为后续的边坡稳定性分析提供初始应力状态。边界位移法克服了以往分析对地应力所做假定过多过强的缺点，并能广泛适用于弹塑性模型。

4. 通过对某一具体工程的岩质高边坡进行长时间的现场监测，结果表明该边坡处于一个良好的稳定状态；而分析多点位移计监测数据发现，监测到的山体位移和大气温度有着密切的关系，但前者的变化滞后于后者。

5．通过对岩质高边坡进行系统的开挖支护分析，结果表明：边坡开挖后在坡角处产生应力集中现象；在坡面上的应力应变的变化很大，随着离坡面距离的增加而减小；初始地应力对边坡的开挖支护产生很大的影响，随着初始地应力的增加，开挖坡面回弹位移增大，支护锚杆轴力也增大；随着水平构造应力的增加，回弹位移矢量与水平 X 轴正方向所形成的角度将减小；边坡岩体岩性参数的弱化和软弱夹层的存在都对边坡的稳定造成不利的影响。通过对施工中经常遇到的坡角临时切割问题进行分析，结果表明：岩性和完整性良好的边坡具有一定的坡角临时切割能力。

6．采用极限平衡法对边坡滑动面的抗剪强度参数进行了反分析，具体工程实践表明该方法能取得良好的效果。论文还依据平衡方程、几何方程和物理方程，对处于弹性状态的岩质边坡反分析问题的可辨识性进行了理论推导。

关键词：岩质高边坡；稳定性；可靠性；现场监测；地应力；模拟分析；有限元；开挖支护；反分析

Analysis of Excavation and Support of High Rock Slope

Abstract

High rock slope (HRS) is a common type in practiced projects such as mining engineering, communications & transport engineering, hydraulic engineering and national defence construction etc. Its stability has an important influence on those engineering. Instability of slopes due to natural action and human activity has resulted in huge loss, whereas reasonable design and support of slopes evidently benefit people. Therefore, the stability of rock slope has become an important problem so that many studies have been proceeding and occupied many resource provided by nation and local government.

On the given engineering background, some problems related to slope stability were thoroughly studied in this dissertation. Some results have been shown as follows:

1. Some main factors to rock slope stability were analyzed by sensibility analysis. The conclusions are shown that earthquake has a most influence on its stability, cohesion c and friction angle ϕ in the next one, groundwater level h in the third, and density ρ of rock masses and height H of slope minimal.

2. Reliability of rock slope was done using *Responding Surface Method* (RSM) and *Monte-Carlo Method* (MCM) respectively. Reliability index β calculated by RSM and MCM are different, which indicates the non-convexity of limit state curved surface in representation of stability of slope. Analysis results in light of MCM indicate that the variation coefficients of c and ϕ have more notable influence on β than their means, and their correlation has little.

3. Initial ground stresses of rock slope were simulated, using *boundary displacement method* (BDM) and *stress function method* (SFM) respectively, and combining with *finite element method* (FEM). The practical results indicate both methods can simulate the initial stress field with good effect. On the base of least squares, using measured data and some optimization methods, both BDM and SFM can get the simulation of stress field and directly provide initial stress state for subsequent stability analysis of slope. BDM can overcome the shortcoming of excess

assumption resulting from other simulation methods, and be widely used in elastic-plastic model.

4. Long-time in-situ supervision of a high rock slope was done. The supervised results show good stability of the slope. Analysis of supervised data of multi-displacement- monitoring instrument (MDMI) showed that displacement of slope has intimate relation with free air temperature but the former lag behind the other.

5. Many cases of excavation and support of high rock slopes were symtematically analyzed, and some conclusions were drawn. There exists stress concentration in grading angle induced by excavation and obvious change of stress and strain on sloping surface, which reduce as the increase of distance to surface. Initial stresses $\{\sigma^0\}$ have important influence on excavation and support. Rebounding displacement of slope and axial force of anchor bars increases as the increment of $\{\sigma^0\}$. The included angle of the rebounding displacement vector and X positive axis will reduce as the increment of horizontal tectonic stresses. The reduction of lithologic characters and weak interplayer have unfavorable influence on stability. This dissertation also analyzed the problem of casually cutting grading angle, which fluently happens in construction of slope engineering.

6. This dissertation got the shear strength of sliding surface of slope by back analysis based on limit equilibrium method. The practical results show that this technique has good effect. According to equilibrium equations, geometric equations and constitutive equations, theoretical derivation of identifiability of back analysis was done when slope is in elastic state.

Keyword: High Rock Slope, Stability, Reliability, In-Situ Supervision, Ground Stress, Simulation Analysis, Finite Element Analysis, Excavation and Support, Back Analysis

目 录

摘 要……I

Abstract ……III

第1章 绪 论……1

1.1 研究背景与意义……1

1.2 国内外研究状况……2

1.3 本文研究的主要内容……9

第2章 边坡稳定性分析方法 ……11

2.1 引言 ……11

2.2 边坡稳定计算方法 ……11

2.3 边坡稳定分析的潘家铮法 ……13

2.4 边坡稳定分析的能量法 ……15

2.5 边坡稳定分析的有限元法 ……19

2.6 小结 ……21

第3章 边坡稳定可靠性与经济性分析 ……22

3.1 引言 ……22

3.2 影响边坡稳定的因素分析 ……23

3.3 边坡敏感性分析 ……24

3.4 边坡可靠度分析 ……29

3.5 边坡稳定的经济性分析 ……40

3.6 小结 ……44

第4章 初始地应力场分析……45

4.1 引言 ……45

4.2 地应力场的现场测试 ……46

4.3 地应力场的传统分析方法 ……52

4.4 模拟构造应力的边界位移法 ……53

4.5 模拟构造应力的位移函数法 ……59

4.6 小结 ……64

第5章 高边坡现场监测分析……65

5.1 引言 ……65
5.2 监测设计的原则 ……66
5.3 姓姚高边坡工程概况 ……66
5.4 高边坡监测项目的选定 ……68
5.5 监测仪器的选定及布置 ……68
5.6 边坡监测频率 ……73
5.7 边坡监测数据分析及信息反馈 ……74
5.8 小结 ……83

第 6 章 岩体及开挖支护模型 ……84

6.1 引言 ……84
6.2 完整岩体的弹塑性模型 ……84
6.3 断层、裂隙及软弱夹层的处理 ……85
6.4 细小结构面的等效处理 ……87
6.5 锚杆系统 ……92
6.6 开挖过程的模拟 ……98
6.7 非线性方程的求解 ……99
6.8 小结 ……102

第 7 章 岩质边坡开挖支护分析 ……103

7.1 引言 ……103
7.2 一般工况下边坡的开挖支护分析 ……103
7.3 初始地应力对开挖支护的影响 ……106
7.4 岩性参数对开挖支护的影响 ……112
7.5 软弱夹层对开挖支护的影响 ……114
7.6 超前开挖的影响 ……117
7.7 框格锚固支护的设计 ……122
7.8 小结 ……125

第 8 章 岩质边坡反分析及工程应用 ……126

8.1 引言 ……126
8.2 基于极限平衡法的边坡反分析 ……127
8.3 基于有限元法的边坡反分析 ……128
8.4 反分析的工程应用 ……135
8.5 小结 ……140

第 9 章 结论与展望 ……142

9.1 本文研究的成果及结论……142
9.2 研究展望……143
参考文献……145
致　　谢……156

CONTENTS

Abstract(in Chinese)……I

Abstract(in English)……III

Chapter 1 Introduction……1

1.1 Background……1

1.2 status at home and abroad ……2

1.3 Contents of study ……9

Chapter 2 Methods Analyzing Slope Stability……11

2.1 Introduction ……11

2.2 Methods analyzing slope stability……11

2.3 Pan Jiazheng Method……13

2.4 Energy Method……15

2.5 Finite Element Method……19

2.6 Summary……21

Chapter 3 Slope Reliability and Economic Analysis ……22

3.1 Introduction ……22

3.2 Factors affecting slope stability……23

3.3 Sensitivity analysis ……24

3.4 Reliability analysis ……29

3.5 Economic analysis……40

3.6 Summary……44

Chapter 4 Initial Ground Stresses Analysis ……45

4.1 Introduction ……45

4.2 In-situ measurement……46

4.3 Traditional analysis methods ……52

4.4 Boundary Displacement Method ……53

4.5 Displacement Function Method ……59

4.6 Summary……64

Chapter 5 Supervision of High Slope ……65

5.1 Introduction ……65

5.2 Principle of supervision design……66
5.3 Engineering brief……66
5.4 Supervision items……68
5.5 Supervision instruments and layout ……68
5.6 Supervision frequency……73
5.7 Data analysis and information feedback ……74
5.8 Summary……83

Chapter 6 Model of Rock, Excavation and Support ……84

6.1 Introduction ……84
6.2 Elastic-plastic model……84
6.3 Method dealing with faultage, crack and weak interlayer……85
6.4 Equivalent method dealing with structural surface……87
6.5 Anchor ……92
6.6 Excavation ……98
6.7 Solving method of non-linear equation……99
6.8 Summary ……102

Chapter 7 Excavation and Support of Rock Slope……103

7.1 Introduction……103
7.2 Analysis in general case……103
7.3 Influence of initial ground stresses……106
7.4 Influence of lithology parameters ……112
7.5 Influence of weak interlayer……114
7.6 Excavation in advance ……117
7.7 Support with crib beam and anchor ……122
7.8 Summary ……125

Chapter 8 Back Analysis of Rock Slope and Application …126

8.1 Introduction……126
8.2 Back analysis based on limit equilibrium method ……127
8.3 Back analysis based on limit finite method……128
8.4 Application of back analysis……135
8.5 Summary ……140

Chapter 9 Conclusion and Expectation ……142

9.1 Conclusion……142
9.2 Expectation ……143

References……145

Acknowledgements……156

第1章　绪　论

1.1 研究背景与意义

随着国民经济的发展，矿山开采、交通运输、水利和国防等建设工程中所遇到的岩质边坡问题越来越多，这些边坡工程的稳定性及其对周边环境的影响已引起了人们的极大关注。目前，边坡稳定已经和地震、火山并称为当今三大地质灾害源[1-2]，国家和地方已经投入了大量的人力、物力和财力来进行这方面的研究和治理。

在采矿工业中，露天采矿所占的比重迅速增加，露天矿开采深度的逐渐加大，不可避免地出现高达数百米的高边坡，如何在保证这些边坡稳定的前提下使得废石剥离量较小而矿石开采量较大，在经济性与安全性之间追求一个最优的平衡点，已成为了众多专家和学者要致力解决的问题。很多水利水电工程也都涉及到边坡问题，特别是那些水利水电枢纽工程，形成水库的基本物质条件—山体，本身就有大量的边坡稳定性问题，举世瞩目的长江三峡工程，其中一个关键的问题就是船闸高边坡的稳定性问题，该边坡垂直开挖高度达到170米，开挖后形成的边坡不仅应满足稳定性的要求，而且其开挖过程及其以后的变形都将受到严格的控制（主要是船闸使用方面的要求）。近年来交通运输的快速发展带来了道路基本建设的新浪潮，据统计[3]：到1999年底，全国交通运输线路长度达到307万公里，比1949年增长16倍多，其中铁路里程达到5.79万公里，增长1.6倍，公路里程达到135万公里，增长15倍多，并且这个发展速度越来越快。在国家规划重点建设的公路骨干网和各地政府支持建设的公路中，越来越多的公路所处的地质环境逐渐劣化，许多公路建设将穿过山区和丘陵地带，而这些地带众多的地质问题将给公路建设者带来很大的困难，其中边坡稳定问题就是一个很显著的方面，特别是高边坡问题。

重点工程中的高边坡失稳一般都会产生严重的后果，国内外边坡发生破坏的事故也很频繁。1903年阿尔伯达州的龟山发生了大滑坡，造成70余人的伤亡，淹没铁路长达2300米；1963年意大利的瓦若依拉拱坝右岸的岩质边坡发生破坏，约2~3亿m^3的岩石沿斜坡滑动，造成了2600多人死亡的重大事故；1954年法国的Ma Ipasset双曲拱坝，蓄水后在扬压力作用下，左坝肩部分岩体产生了不均匀变形和滑动，于1959年12月2日突然崩溃，造成了500名士兵伤亡，直接经济损失6800万元；1985年6月12日在三峡工程坝址上游的新滩小镇，在大规模的山体滑坡中完全消失，滑坡体冲入长江，使长江航道受到阻碍。在人们的日常生活中，边坡失稳破坏也经常出现。2001年6月24日杭州拱墅区半山镇石塘村由于山洪爆发而发生滑坡，导致22人死亡、7人受伤和2人重伤的特大事故；

2002年5月1日重庆市武隆县发生的地质滑坡，导致了79人死亡的事故。据统计[1]，在美国20世纪70年代，年边坡失稳而导致的损失达10亿美元（Schuster,1978）；进入80年代，这种损失达到了15亿美元（Schuster,1985）；日本同类灾害的经济损失为15亿美元（Ohhira,1982）；意大利20世纪70年代的边坡失稳损失为11.4亿美元（Arnould,1982）。

浙江省作为东部沿海地区，经济发达，但由于交通运输能力有限，满足不了经济快速发展的需要，严重制约着经济的发展。为了改变这种局面，扩大经济发达地区的经济辐射能力，加快经济发达地区与边远贫困山区的经济交流，推进边远山区的脱贫致富，浙江省政府决定建设以杭州为中心的4小时经济圈。通过该工程的实施，从杭州出发，在4小时内可到达省内的任意地级城市。金丽温高速公路就是其中规划的一条主干道。

建设中的金丽温高速公路将穿过浙江省的金华、丽水和温州地区，这些区域的地形地貌复杂，历史上曾多次发生山体滑坡、泥石流等自然灾害；山区岩石和土的类型多种多样，岩体节理裂隙发育程度不一。为了保证高速公路建设的顺利进行，并为以后类似的建设提供一些指导依据，浙江大学结构工程研究所和金丽温高速公路建设指挥部合作，进行了“岩质高边坡稳定可靠性与支护结构优化研究”的课题研究[4]。本文是该研究课题的一个重要的组成部分。

1.2 国内外研究状况

边坡工程是一个开放的系统，它既有有限变形问题又有无限变形问题，有瞬时变形问题又有与时间有关的变形问题；本身是自然科学的问题，但又和社会学问题紧密相连；边坡问题还与土地资源的合理利用、生态环境的保护等问题相关。人们对边坡问题的研究是多方面的，如边坡稳定性的研究、边坡与生态环境的相关关系、边坡问题对一个区域（特别是多山地区）经济的影响、特定工程中边坡问题的研究等方面。1987年联合国将20世纪最后十年确定为国际减灾十年，边坡问题作为自然灾害的一个重要部分，其研究在这段时间得到了深入的发展。研究的内容主要体现在如下几个方面。

1.2.1 岩体强度理论的研究

岩质边坡的载体是各种性质的岩土体，岩土体的性质如何将直接影响到边坡的稳定性能。因此，作为边坡稳定性分析的一个部分，岩土体的强度特性研究就显得相当重要了。

岩体力学作为一个独立的学科，其历史较短。在土力学已经积累了较丰富的实践经验和较成熟的基础理论并基本形成工程力学的新分支后，岩体力学才逐步发展起来。Coulomb于1776年首次提出了关于土的强度理论--线性破坏准则，即

$$\tau = c - \sigma \tan\phi \tag{1.1}$$

Mohr 于 1900 年将上式进行了推广，即 $\tau = f(\sigma)$，通称 Mohr-Coulomb 强度理论。

后来，Terzaghi 引进了有效应力的概念，以有效应力替代上述强度理论中的总应力。该理论在土体的强度、土坡稳定分析及松散岩体分析中得到了广泛的应用。Heim(1878)、Schrafl(1920) 、Schmidt(1925) 和 Fenner(1938)等人开始对岩石力学进行了一些研究，在各个方面为岩石力学积累了一定的实践经验和理论资料。20 世纪 40 年代开始，岩体力学进入了重要的发展阶段，Stini、Muller、Jaeger、Talober 和 Salustowicz 等人开展了许多岩石力学研究工作，为岩石力学奠定了基础。

波兰力学家 Huber 提出了形状改变能理论，Mises(1913)和 Hencky（1914）对这一屈服准则进行了深入的研究，Lode（1926）进行了中间主应力效应的试验研究，最终导致了 Mises 屈服准则的形成。Drucker 和 Prager 于 1952 年提出了以他们名字命名的强度准则 Drucker－Prager 强度理论，即

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K = 0 \tag{1.2}$$

它实际上是 Bursynski 屈服准则的一个特例。该强度准则在边坡等岩土工程中得到了相当广泛的应用。俞茂宏[5]根据统一强度理论的思想，将描述材料弹塑性性质的各种强度理论进行了综合，提出了双剪强度理论。Goodman[6-7] 对岩体结构中的节理进行了开创性的研究；Hock & Bray、Patton、Barton、Ladanyi & Archambault 等人[8-14]在岩石性质向岩体性质转变方面进行了深入的研究；我国学者朱维申、葛修润、陈卫忠等人在节理岩石及加锚岩体的性能方面做了大量的试验研究和理论分析，其成果已经得到了一些实际应用[15-24]；孙钧、吴刚等人对复杂应力条件下岩体卸荷破坏做了大量的实验，并对其机理进行了研究[25]。

很多岩土材料具有明显的流变性，1922 年 Bingham《流动和塑性》名著的出版，标志着流变学成为一门独立的学科。Terzaghi(1925) 、陈宗基(1957) 、Merchant(1940) 、Folque (1961)、Keedwell(1972)和 Vyalov 等人提出了自己的流变模型。我国学者孙钧[26]等人，通过大量现场试验和实验室试验，对岩体流变性质进行了较为全面的研究，对此做出了较大贡献。

1.2.2 计算分析方法的研究

边坡稳定计算方法是与岩体力学性质的研究密切相关的。岩体力学发展初期，在研究岩体力学时，基本采用了以材料力学和均值弹性理论为基础的土力学的原理和方法，土质边坡稳定性的计算方法被用来进行岩质边坡稳定性的研究。

1915 年瑞典人 K.Petterson 对 $\phi = 0°$ 的粘性土坡提出了所谓的瑞典条分法，Fellennius 等人[27]（1927 年）在此基础上提出了普通条分法，该方法将边坡滑面

假定为圆弧形，它满足力矩平衡条件，但不满足力平衡条件。Bishop[28]于 1955 年提出了修正的条分法，该方法也假定边坡滑面为圆弧形，它满足力矩平衡条件和垂直方向的力平衡条件，但不满足水平方向的力平衡条件。1956 年 Janbu[29]提出了更精细的条分法。Lowe,J、Karafiath,L[30] (1960)和美国军方工程师联合会[31]（1970）提出了一种力平衡条分法，该方法没有对边坡滑面形状做任何假设，它满足所有的力平衡条件，但不满足力矩平衡条件。Morgenstren 和 Price[32]（1965）又提出了一种新的条分法，该方法也不对边坡滑面形状做任何假设，它既满足力平衡条件又满足力矩平衡条件，还容许条块间力的方向发生变化。Spencer[33]（1967）提出了一种简化的条分法，它预先假定了条块间力的作用方向。Janbu[34]（1968）年提出了一种相对精确的条分法，它满足所有的平衡方程，适用于任意形状的滑面，条块间力的作用方向也可以变化，但该方法容易产生计算方面的问题。Hoek[35]（1974）提出了进行边坡楔形体分析的方法，假定各滑面均为平面，以各滑面总抗滑力与楔体总下滑力来确定安全系数。Revilla 和 Castillo[36]（1977）提出了剩余推力法，Sarma [37]（1979）提出了“非垂直条分法”，他认为除平面和圆弧面外，滑动体必须先破裂成相互滑动的块体后才能滑动。剩余推力法和 Sarma 法在岩质边坡的稳定性分析中得到了广泛的应用。另外，潘家铮[38]对边坡稳定问题提出了最大值和最小值原理，陈祖煜[39]对该原理进行了理论上的证明。

上述边坡稳定分析方法都属于极限平衡法的范畴，自一些基本的方法提出后，就不断有人对其进行了完善和修正。在对极限平衡法的修正中，主要考虑两个方面的问题，即滑面和安全系数，提出了一般滑动面形状、局部安全系数和变动安全系数等。Leshchinsky[41]（1990）在极限平衡法的基础上提出推广方法，试图通过引入变分法来确定真正的临界滑移面；Li, K.S.[42]（1987）等人对迅速估计临界滑移面提出了几个方法；Clough, A.K.[43]（1987）在极限平衡法的基础上，通过定义一条反映现场特殊边界条件的曲线，来引入变动的安全系数；Milutin [44]（1987）在条分法的基础上，通过对每一条块定义并计算安全系数，然后再求出安全系数； Chen Z.-Yu 和 Shao C.-M [45]（1988）对利用优化技术寻求最小安全系数的可行性问题进行了研究；Meiketsu 等人[46]（1988）在条分法中考虑了滑移面形状和相邻土条间的作用力，将条分法进行了推广，在没有力矩平衡方程或变量个数超过方程个数时可以获得解答；Espinazo[47]（1994）对边坡稳定性分析进行了简化和统一，消除了各种方法所得结果的冲突；在边坡最危险滑面搜索方面，Baker,R.[48]（1980）、Boutrop & Lovell[49] (1980)、Celestino & Duncan[50]（1981）、Cherubini,C. & Greco,V.R.[51]（1987）、Yamagami,T.[52]（1988）、Chen Z.-Yu [53]（1992）和 Greco,V.R.[54] (1996)对此做出了较大的贡献，另外，王清峰[55]（1997）在其博士论文中也对此进行了一定的研究。

极限平衡法由于其计算简单、物理意义相对清晰而得到了广泛的应用，其理

论也发展得相对完善，但由于其本能考虑岩土体内部的应力应变关系、材料的非线性、岩土体中的应力历史和加载时的应力条件。Chen 和 Davision[56]将极限分析原理应用到了边坡稳定性分析中；Zhang 和 Chen[57] 按一般滑移线形状和一般破坏包络线，利用了极限分析方法进行了边坡稳定性分析；Collins 和 Wang[58]、Liu X.-La[59]等人也对此进行了一定的研究。

随着计算应用技术的发展，边坡稳定的数值计算方法取得了长足的进步。从20 世纪 60 年代开始，人们就开设尝试边坡稳定数值计算方法的研究。Anagosti(1969)、Baligh(1975)、Giger(1976) 、Baligh(1977) 、Azzouz(1981) 、Chen(1983) 、Dennhardt(1985) 、Ugai(1985) 和 Seed(1988)[60-66]等人率先对边坡进行了三维有限元分析，随后各国专家学者采用有限元法对边坡进行了大量的研究分析，取得了很多研究成果。就一般情况而言，计算的边坡三维稳定系数比二维大。Zienkiewicz[67]（1975）提出了边坡安全系数的一种新的定义方式，即“可将安全系数定义为：将岩土体抗剪强度进行折减，使边坡刚好达到临界破坏时抗剪强度折减的程度”，Lowe(1976)和潘家铮[38]（1980）对此定义进行了分析，指出了它的合理性。Cundall[68]（1979）提出了采用分析颗粒状材料性质的离散元法。近年来得到了很大发展的 FLAC 法[70]（快速拉格朗日法）就是在此基础上发展起来的，并且由 Itasca 公司进行了商业程序化；在离散元的基础上，石根华于 1988 年[71-74]（Shi,G.H）在其博士论文中提出了分析边坡稳定的 DDA 方法(Discontinuous deformation analysis)。河海大学的卓家寿[75-77]根据能量法则，提出了分析边坡稳定的界面元法，并得到了一些应用。

边坡工程中存在着众多的不确定性因素，使得传统的安全系数法在评估边坡稳定性时出现了困难。此时，可靠度的引进就成为了一种必然。可靠度理论最早应用在航空、电子等领域，后来逐渐应用到机械、土木、水利等部门，20 世纪70 年代后期，可靠度理论开始在边坡工程中得到应用[78-83]。Wu & Kraft、Matsuo & Kuroda、Morla & Catalan、Cornell、Alonson 和 Harr 等人对土质边坡进行了典型的研究；McMahon、Pitean & Matin、Marek、Savaly、Einstein、Morriss & Stotter、Major、Brown 和 Herget 等人论述了概率方法在岩质边坡中的应用；Nguyen & Chowdhury 报告了矿山排土场的可靠性分析；Vanmarcke 和 Yucemen 对三维效应的概率分析方法做了有益的探索；Cambou 和 Cornell 等人根据线性一次逼近理论，采用随机有限元法对边坡进行了可靠度分析。如今可靠度理论在边坡工程中得到了广泛的应用，如 Lee, I.-M. & Lee, M.-J 提出了采用可靠度理论和块体理论对边坡进行优化设计的方法[85]，Low & Wilson[86]基于 Janbu 法对边坡进行了可靠度分析，Husein & Hassan 和 Adbulla[87]对影响边坡可靠性的一些因素进行了较为深入的分析，Low 对边坡楔形体进行了可靠度分析[88]。我国 1983 年在攀钢第一次采用可靠度理论对边坡进行了分析。如今分析岩质边坡的可靠度方法，主要

表现在 Monte-Carlo、FORM 和随机有限元法等方法上[84]。

1.2.3 地应力的研究

地应力是存在于地层中的未受工程扰动的天然应力，也称初始应力，它对边坡等工程而言具有重要的意义。瑞士地质学家 Heim 于 1912 年第一次提出了“地应力”的概念，并假定地应力处于一种静水压力状态，认为在离地表距离为 H 的地层深处，在各个方向上存在的初始地应力的量值都等于 γH[91]。1925～1926 年，金尼克提出了对初始地应力分布规律的弹性理论计算法，认为地层中的初始垂直应力可取为自重 γH，初始水平应力则为[μ/(1-μ)]γH。1932 年美国人 Lieurance [92]在胡佛大坝下面的一条隧道中首次成功地进行了原岩应力的测量。N.Hast[93]采用应力解除法和压磁变形计在斯堪的纳维亚半岛进行了大规模的地应力测量，首次测得近地表地层中的水平应力大大高于垂直应力，从事实上否定了以前传统的地应力理论中的假设。

地应力的研究是和地应力测试技术分不开的。20 世纪 60 年代中期，出现了三维地应力测量技术；60 年代末，南非学者 Leeman,E.R.及其所在部门 CSIR[94-96]研制开发了三轴孔壁应变计，为地应力测量理论和技术的发展完善作出了巨大的贡献。70 年代中期澳大利亚的 CSIRO 研制出了 CSIRO 型三轴空心包体应变计，取代了 SCIR 研制的产品，在世界各国得到了迅速的推广[97]。20 世纪 60 年代末，美国的 Fairhurst, C.和 Haimson, B.C.[98]提出了用水压致裂法测量地应力的理论，到 80 年代该方法已在全世界得到了广泛的应用。1953 年，Kaiser[100]发现了脆性材料中的声发射效应，日本的金川忠(Kanagawa)、M.Hayashi 和 H.Nakasa[101]于 1976 年首先提出利用岩石的 Kaiser 效应估计原地应力。

我国地应力测量的试验和研究开始于 20 世纪 60 年代。1964 年陈宗基教授等人在湖北大冶铁矿进行了国内首次应力解除测量；1966 年 3 月河北省上尧县建立了全国第一个地应力观测台站；80 年代，我国从美国引进了水压致裂法测量地应力的技术[107]。

地应力的测试费用很高，一般工程难以承受很多点的地应力测试。因此，尽可能地利用已有的信息或施工过程中出现的信息来分析地应力的想法，就应运而生了。很多学者利用已有的地应力测试结果，对某一区域、国家乃至全世界的地应力场进行了回归分析的尝试，并取得了相当大的成果[109-110]。近二十年来又兴起了地应力的反演分析方法，将该理论应用到边坡等工程中也取得了很多成果[111-112]。

目前，在国内外地应力的回归分析和反演分析中，一般都对工程范围内的岩体应力分布做出一定的假定，有时这种假定是相当强的，与实际情况有较大的差距。虽然初始地应力场可能在某个较大范围内有着较强的分布，但在一个具体工

程范围内其分布的规律性不是很强，如果在对地应力进行回归分析或反分析过程中，事先假定其分布规律，将会导致最终模拟分析的结果与实际情况产生较大的差别。

1.2.4 反分析的研究

边坡等岩土工程中不确定性因素众多，在设计过程中难以掌握其所有特性；另外，大量的现场岩性测试结果一般来说相当离散、局部性较强，难以代表大范围岩体材料的性能。因此，按照通常的正分析过程有时无法得到系统的输出结果，解决此种问题的一种有效方法就是反分析法。反分析的过程可以用图 1.1 形象地表示，由图中可明显地看出：反分析法，即以现场量测到的反映系统行为的某些物理信息量为基础，通过反演模型(系统的物理性质模型及其数学描述，如应力与应变关系式)，反演推算得到该系统的各项或一些初始参数的方法。

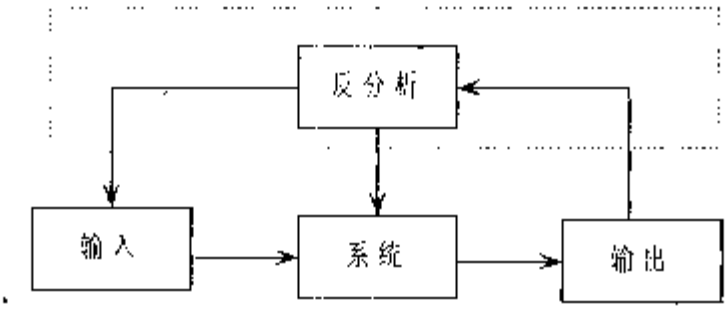


图 1.1　　反分析流程图

Fig1.1 Flow chart of back analysis

在边坡工程中，反分析的目标大致可分为两种，即滑面的抗剪强度和边坡岩土体的力学性能参数，前者可根据已有破坏的边坡并通过极限平衡法得到，而后者可通过现场获得的信息反馈得到。

边坡等岩土工程中反分析的思想最早可追溯到 Terzaghi(1946)在修建隧道工程中所提出的“观测设计法”，这种方法使岩土工程的设计和施工进入了一个新的阶段。其实在地应力的非直接测试法中，人们已经采用了反分析方法[9]。1976 年在约翰内斯堡的岩土工程勘测研讨会上，Kirstan[113]提出了基于量测变形的反分析方法，后经 G.Gioda、S.Sakurai、G.Maier、A.Cividini 等学者[114~120]的发展，反分析方法已在计算技术和工程应用中取得了显著的进展。Hoek 在其专著《岩石边坡工程》[8]中通过破坏边坡反分析确定出了抗剪强度。我国从事反分析较早的是杨志法、郭怀志和郑颖人等人；刘维宁在其博士论文中，以信息论为基础，从岩土工程的逆问题入手，建立了逆问题一般信息理论的基本框架；杨林德在这方面也做了大量的工作。现阶段，边坡等岩土工程的反分析主要集中在：利用施工过程的信息（主要是位移），通过各种优化技术反演出岩体材料的性能参数及

地层压力，并对参数可辨识性问题进行一定的研究[121~145]。

如今，反分析方法已成为解决复杂岩土工程问题的一种主要方法，如隧道工程、地下电站、大型桥基、水库大坝和边坡工程等。但目前的反分析方法和地应力的模拟一样，对分析模拟做了过多的假定[91]。

1.2.5 开挖支护的研究

边坡工程中涉及到大量的开挖支护问题，而岩土工程的开挖支护是否合适将影响工程的安全性和经济性。远在古代，人们就抽洞而居，其实这一行为已经涉及到了岩土体的开挖问题。Goodman & Brown(1963)[175]首次提出了开挖模拟的思想，即将每一步开挖的前后进行对比，使得暴露出来的表面为自由表面，并认为自由表面呈现无垂直应力状态，无应力表面需要施加修正荷载，修正荷载为暴露面应力乘以应力作用面的投影。开挖由“释放荷载”产生等效节点力如下：

$$F\sigma = \int_{S_E} B^T \sigma \, ds \tag{1.3}$$

将修正荷载的反向荷载形成的右端项作用到未开挖结构上，得到修正的位移场和应力场，累计到前一步所求的应力场中去，就得到该步开挖的结果。Clough(1966)[176]提出了利用节点周围高斯点应力内插得到开挖面节点力的方法；Chandrasekaran(1974)[177]提出了由位移直接求开挖面节点力的方法；Mana(1981)[178]提出了应力直接积分的方法计算释放荷载，即

$$F\sigma = \sum_{i=1}^{M} \int_{V_i} B^T \sigma \, dv \tag{1.4}$$

章青和王敏强等人对计算等效释放荷载的各种方法进行了比较分析[169-172]。如今，对于岩土体开挖问题都是采用等效释放荷载的方法来解决的，此方法在国内外也得到了大量的工程应用。

边坡的支护方法很多，如抗滑桩、挡墙、锚杆和锚索等，其中由于锚杆锚索能体现出主动支护的概念，因此而得到了广泛的重视。Arfred Busch[179]于1912年发明了锚杆，并在美国的一个煤矿中成功地进行了顶板的支护。通过20~30年的试验、改进和发展，美国的锚杆技术取得了成功。20世纪50年代，锚杆支护技术在各国的工程中得到了大量的应用。如今对此技术研究最为活跃的是美国和澳大利亚，锚杆支护率占煤巷支护的90%以上，英国1987年开始从澳大利亚引进锚杆技术，到1994年其锚杆支护率也达到了80%。我国从1956年开始试用锚杆支护，四十多年来通过大量的实验和现场应用，已经在作用机理和工程应用上取得了很大的进展，朱维申[15-19]等人已经将边坡中锚杆系统的支护作用综合考虑到施锚岩体中了。特别是近年来大型水利工程的立项，为锚杆支护系统的研究和应用提供了很好的工程背景。

1.2.6 其它问题的研究[145--158]

由于边坡工程涉及面相当广泛，和各学科有着众多的交叉，其它学科的发展必然导致边坡稳定研究的进一步发展。除上面5个主要方面外，人们还对如下领域进行了广泛的研究：关于边坡稳定影响因素的研究、边坡稳定监测（包括监测方法、仪器、数据处理等）、边坡岩体与支护结构的相互作用等方面。在这些方面，边坡稳定的研究也取得了很大的成绩。

1.3 本文研究的主要内容

本文将结合科研项目，采用极限平衡法、有限元法、可靠度方法和优化技术，并通过现场监测试验，对边坡稳定分析中的一些重点方向进行研究，并为设计、生产工作提供一定的理论依据。本着理论结合实际的原则，本文的研究内容主要有如下几个方面：

一．边坡稳定性分析方法

对边坡稳定性分析方法进行较为详细的综述，并做出较为中肯的评述；对论文中将采用的极限平衡法和有限元法进行重点分析，并结合实例进行边坡稳定分性分析。

二．边坡稳定可靠度与经济性分析

结合边坡工程中的一些不确定性，对边坡稳定可靠度分析的重要性进行论述；对影响边坡稳定的一些重要因素进行分析；通过分别变化参数的方法，对边坡稳定进行敏感度分析；对工程可靠度理论进行概述，并将其引入到边坡工程中；分别采用响应面法和Monte-Carlo随机模拟技术对一具体边坡进行可靠度分析；对边坡稳定的经济性进行一定程度的分析，并初步提出优化边坡支护方案的方法。

三．初始地应力场的分析

对边坡等岩土工程中地应力场分析的重要性进行分析；对地应力的现场测试方法和传统分析方法进行研究，并采用Kaiser效应对某一具体边坡进行地应力测定；针对岩质边坡工程，分别采用边界位移法和应力函数法，结合优化算法，对工程区域的地应力场进行模拟，为后续的有限元分析直接创造条件。特别是边界位移函数法，它没有对待分析区域的地应力场做任何的假定，仅基于最小二乘法来给出最佳的初始地应力的模拟。

四．高边坡的现场监测分析

对高边坡监测的目的、意义、设计原则进行分析；针对具体的高边坡进行地表和深部位移的监测，取得了众多的监测数据；对多点位移计和测斜仪获得的大

量数据进行处理，并对该边坡的稳定性进行一个恰当的评价。

五．岩体及开挖支护模型

采用 Drucker-Prager 模型来描述完整岩体的弹塑性性质；对断层、裂隙和软弱夹层采用 Goodman 单元进行处理；对岩体结构面进行模型概化，并对节理岩体进行等效处理；对预应力锚索进行研究分析，并采用杆单元模拟锚杆和对系统锚杆的等效化处理；对边坡岩体开挖过程进行等效荷载模拟；在边坡工程这一非线性系统中，对非线性求解过程中的一些问题进行讨论。

六．岩质边坡开挖支护分析

该部分将系统地对边坡开挖支护进行分析研究。首先结合实例，对一般工况下的岩质边坡进行开挖支护分析；分别考虑地应力、岩体材料性能、软弱夹层等对开挖支护的影响，对岩质边坡进行开挖支护分析，并探讨这些因素对边坡应力应变场、回弹位移、锚杆支护的影响；考虑实际施工过程中可能出现的坡角临时切割问题，对此种工况下的边坡进行稳定性分析，为以后的施工提供了一定的依据。

七．岩质边坡反分析的研究

对岩质边坡反分析的重要性和必要性进行了分析；提出基于极限平衡法的反分析列式，结合一个具体工程进行了反分析研究，并将分析的结果和实际情况进行对比；提出了基于有限元法的反分析列式，并对反分析中的可辨识性、灵敏性和误差进行分析，特别针对弹性情况下边坡反分析的可辨识性问题，进行相应的理论推导。

第2章　边坡稳定性分析方法

摘 要：边坡稳定性分析方法是边坡工程中一个十分重要的组成部分，边坡的稳定性可从应力、变形和能量三个角度来评价。本章对一些主要的边坡稳定分析方法进行了叙述，并对论文中将采用的极限平衡法和有限元法进行了详细地叙述，并通过了应用实例来说明分析的过程。

关键词：分析方法；极限平衡法；有限元法

2.1 引言

我国是世界上自然灾害最为严重的国家之一，而且具有灾害种类多、频率高、强度大、影响面广以及次生灾害多的特点。这些灾害每年都给国家造成巨大的经济损失，同时也对人民生命财产的安全造成了巨大的威胁。建国以来，我国因灾害死亡的人数达50多万人，直接经济损失约为25000亿元，特别是进入到20世纪90年代，灾害损失更为严重，直接经济损失每年都在1000亿元以上，占国民生产总值的5~6%，其中，全球性三大地质灾害之一的边坡问题（与地震和火山并列）在我国也极为突出，如我国的西南、西北等多山地区就多次出现滑坡事故，很多在暴雨作用下形成了泥石流，给当地人民的生活造成了极大的影响。

边坡问题的重要性，很久以前人们就对此投入了很大的关注，并进行了许多研究。以前的研究者均采用安全系数的概念来评价边坡的稳定性，并针对不同的岩土体，提出并采用了几十种计算边坡稳定系数的方法[27-77]，近30年来，人们逐渐采用可靠度理论来评价边坡的稳定性。所有这些方法归并起来主要有如下几大类：刚体极限平衡法、弹塑性理论分析法、能量法、破坏概率分析法、变形破坏判据法，它们分别从应力、位移和能量的角度对边坡体的稳定性进行评价。

2.2 边坡稳定计算方法

边坡稳定性的计算研究可以追溯到100多年前，到目前为止，已有数十种方法，这些方法分别从应力、变形、能量或三者综合的角度对边坡的稳定性进行评价。随着人们对边坡变形破坏规律的进一步认识和应用技术的进步，边坡稳定性的评价计算方法还在继续发展。但是实践和经验表明：任何计算方法都应该结合工程实际情况来进行，计算方法的成功与否，在很大程度上处决于所采用的模型和变形破坏机理是否恰当。

刚体极限平衡法是工程中使用最多，也最为成熟的方法，其历史可以追溯到1915年Petterson和Hultin所提出的最初的瑞典条分法。该方法采取了如下几

个假定：（1）认为边坡岩土体材料为理想刚塑性材料，在边坡承受荷载作用的环境中，边坡岩土体不产生变形；（2）假定破坏面屈服准则为 Mohr-Coulomb 条件，即破坏面的强度由岩土体的凝聚力和内摩擦角共同控制，该假定是极限平衡理论的基本物理依据；（3）认为边坡岩土体中的应力集中在破坏面上，并以正应力和剪应力的形式表现；（4）假定边坡变形破坏为平面应变问题。根据刚体极限平衡法的上述基本假定，采用该方法对边坡进行稳定性评价时，首先应该通过现场详细的地质调查分析确定可能的滑动面，并确定计算所采用的参数，最后采用一定的方法搜索出最危险滑动面并计算出边坡的稳定系数。这一点对工程的安全、边坡支护/防护的有效性极为重要。在所有的极限平衡法中，都隐含一个基本的假定：所有条块的安全系数都相同，并且每一条块都能充分发挥其抗剪强度。这些假定对实际工程进行了许多简化。它忽略了岩土体本身的变形和强度，当然也不能考虑边坡岩体变形协调承受载荷的能力，这将导致计算的稳定系数降低；对滑动面上的应力做了不符合实际的假定；另外，边坡问题很少有真正的平面应变问题，这也将导致稳定系数产生偏差。

弹塑性理论分析方法包括塑性理论分析方法和数值分析法，后者是随着计算机水平的进步而逐渐发展起来的，并且越来越占主导地位。它根据一定的岩土体破坏模型，采用有限元等计算方法，计算出边坡体内的应力、应变、位移和能量，然后采用一定的准则计算出边坡的安全系数 K。边坡的稳定问题可从三个方面来衡量，即变形（位移）、应力和能量。变形问题的研究重点在于计算边坡岩土体的位移情况，应力问题的研究重点在于计算岩土体内的剪应力和抗剪能力，研究能量是计算出岩土体单元内的能量分布情况。由于位移在现场可以直接量测到，因此近年来人们普遍认为控制边坡岩体的位移是最为方便的途径，可以采用一定的判据来评价边坡的稳定性。由于具体工程的差异，至今还没能制定出统一的位移控制标准，从而限制了这种方法在实际工程中的应用效果。实践证明，弹塑性分析方法在很大程度上是可行的，但有时也会产生较大的偏差，甚至相反的结论。其主要原因在于理论本身所采用的屈服准则和实际情况相差太远。

概率分析方法是近年来才发展起来的，它将影响边坡稳定性的因素视为随机变量，并建立这些因素的分布模型及参数，采用可靠度理论计算出边坡稳定的可靠度。该方法可采用 Monte-Carlo 法进行随机抽样模拟，得到一系列的样本值，然后对每一样本值进行稳定性分析，求得稳定系数 K，最后对 K 进行统计，得到 K<1 的概率，即边坡失稳的概率。边坡稳定的概率分析方法是一套理论上比较先进的方法，它也符合边坡这一系统地质工程的特点。

边坡稳定的主要分析计算方法如表 2.1 所示。

表 2.1　边坡稳定计算方法
(Tab2.1 Methods analyzing stability of slope)

	分析方法	应用条件及步骤
刚体极限平衡法	瑞典条分法（1927）	圆弧滑面，定转动中心，各块间垂用合力平行于滑动面。
	Bishop 法（1955）	非圆弧滑面，拟合圆弧与转动中心，各块间作用力水平，条间切向力 X 为零。
	Janbu 法（1956）	非圆弧滑面，精确计算按条块滑动平衡条间力，按推力线定法向力 E 的作用点，简化条间切向力 X=0，然后对稳定性系数进行修改。
	Spencer 法（1967）	圆弧滑面或拟合中心圆弧。X/E 为一个给定常数值。
	Morgenstern-Spencer 法（1965）	圆弧或非圆弧滑动面，X/E 与水平方向坐标存在着函数关系 $X/E=\lambda f(x)$。
	Hoek 楔体分析法（1973）	楔形滑动面，各滑面均为平面，以各滑面总抗滑力与楔体总下滑力来定稳定安全系数。
	Sarma 法（1979）	非圆弧滑动面或楔形滑动面等复杂滑动面。认为除平面和圆弧面外，滑动体必须先破裂成相互滑动的块体后才能滑动，该方法根据块体处于极限平衡状态来确定稳定系数。
	不平衡推力法（1977）	圆弧或非圆弧滑动面。条块间合力方向与上一条块滑面平行，即 $X_i / E_i = \tan\alpha_i$。
弹塑性理论方法	塑性极限平衡法	适用于土质边坡，它假定土体为理想刚塑性体，按 Mohr-Coulomb 屈服准则来确定稳定系数
	数值分析法	适用于岩质边坡，用弹塑性（或粘弹塑性）有限元等方法，计算边坡应力应变分布情况，按一定的屈服准则计算出塑性区的分布情况和破坏点，由此得到稳定系数
变形破坏判据法	变形启动判据法	按各类变形机制和模式的启动判据，判定边坡所处的发展阶段
	失稳判据法	按各种变形机制、模式、可能的破坏方式及失稳判据进行计算，推求稳定系数
破坏概率法	解析法	根据 c、φ 的概率分布，通过相应的解析式计算边坡的稳定系数及其理论分布。
	Monte-Carlo 法	随机搜索最危险滑动面，并根据敏感参数的概率分布，进行随机抽样，模拟稳定系数的分布，并计算稳定系数<1 的概率。
能量法		根据能量法则，计算最不利扰动位移下的干扰能量值，确定最有可能发生的滑动面，然后采用其它方法计算稳定系数。

2.3 分析边坡稳定性的潘家铮法

2.3.1 分析过程

在工程初期基本资料不充分且分析精度要求不高时，对粘性土质边坡可采用

刚体极限平衡理论中的圆弧法进行分析；对于无粘性土质边坡可采用相应的折线法；对岩质边坡可采用其中的刚性块体稳定分析法或 Sarma 法。在岩质边坡分析中，不平衡推力法得到了广泛的应用。

不平衡推力传递系数法又称为潘家铮法，它在进行边坡稳定性分析时，首先将边坡可能滑块划分为 n 个条块。其中，取出第 i 条块进行分析，受力情况如图 2.1 所示。假定第 i-1 条块传来的推力 F_{i-1} 的方向平行于第 i-1 条块的底滑面，而第 i 条块传递给第 i+1 条块的推力 F_i 平行于第 i 条块的底滑面，则第 i 条块的剩余下滑力为：

$$\begin{cases} F_i = (W_i \sin\alpha_i + Q_i \cos\alpha_i) - [c_i l_i + (W_i \cos\alpha_i - U_i - Q_i \sin\alpha_i) f_i / k + F_{i-1}\varphi_{i-1}] \\ \varphi_{i-1} = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - f_i \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) / k \end{cases} \tag{2.1}$$

式中：W_i—第 i 条块的重量，c_i—第 i 条块底滑面的内聚力，f_i—第 i 条块底滑面的摩擦系数，α_i—第 i 条块底滑面的倾角，α_{i-1}—第 i-1 条块底滑面倾角，Q_i—第 i 条块水平荷载，如水平孔隙水压力和水平地震作用等，U_i—第 i 条块底滑面的孔隙水压力。

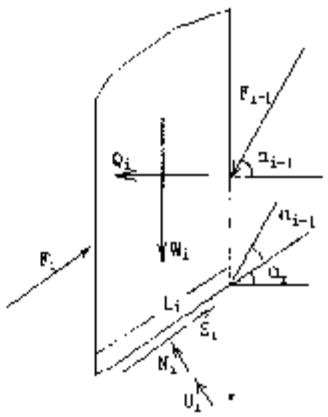


图 2.1 第 i 条块受力示意

Fig2.1 Rough draft of i[th] slice

2.3.2 应用实例

现就一具体的工程实例来说明该方法的应用。某边坡工程，总高 90 多米，开挖高度愈 50 米，根据现场调查、试验和分部开挖的情况，认为共存在着 7 个可能的滑动面，并得到了可能滑动面的一些参数为：$\varphi = 28^0$、天然密度为 2650 kg/m^3、饱和密度为 2700kg/m^3，在保守的情况下认为内聚力为 0。边坡形状及条块划分如图 2.2 所示。

采用潘家铮法对上述边坡进行了稳定性分析，得到各可能滑动面上的稳定系数如表 2.2 所示。从计算分析的结果来看，即使不考虑可能滑动面内聚力的作用，边坡可能滑动面的稳定系数也较高，其原因主要为：可能滑动面底部较缓，摩擦角较大，但未考虑孔隙水、地震、地下水位等作用。

表 2.2　某边坡工程可能滑面的稳定系数

(Tab2.2 Stability coefficient of critical sliding surface)

可能滑面编号	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
稳定系数	3.3742	2.9916	3.2364	3.0214	3.1377	3.3073	3.3810

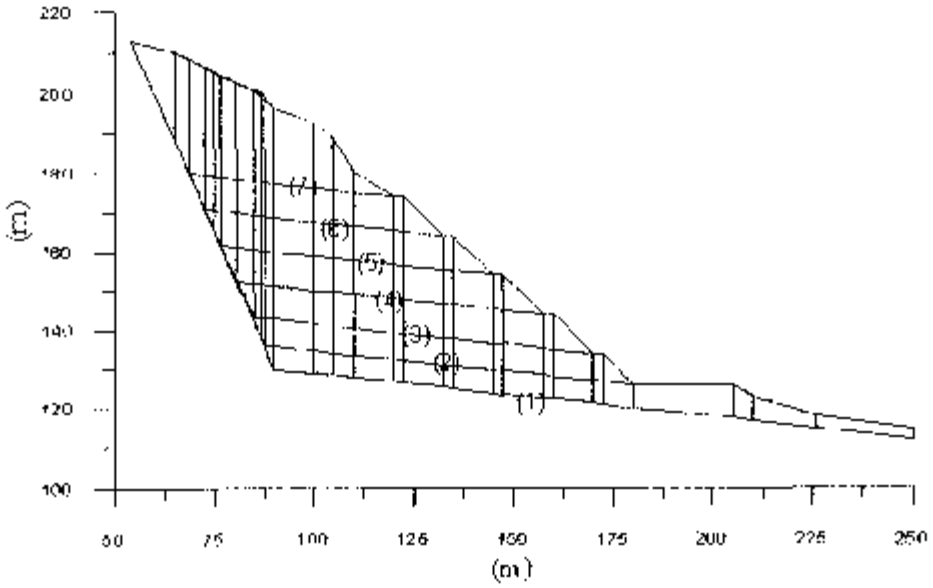


图 2.2　某边坡可能滑动面及条块划分图

Fig2.2 Critical sliding surface and slice diagram of slope

2.4 边坡稳定分析的能量法[25-27]

如前所述，边坡的工作状态可以从内力、变形和能量三个方面来进行评价。极限平衡法是从可能滑动面上的应力进行评价的；而根据边坡最大可能位移与一些类似工程进行比较来评价边坡的稳定性，则是从变形的角度出发来考虑的；同理，也可以采用干扰能量对边坡的稳定性进行评价。下面将就分析边坡稳定的能量法进行叙述。

2.4.1 物体平衡状态的描述

对于一个处于平衡状态的物体，如果给予一个任意小的扰动使其产生位移与形状的变化，在干扰位移拆除后，可以根据该物体能否恢复其原来的形态来确定该平衡状态是否稳定。如图 2.3 所示，圆球在图(a)状态下处于一个圆弧的凹点上，因而是稳定的；在图(b)状态下处于圆弧的凸点上，是不稳定的；而在图(c)状态下，则处于一种临界稳定状态。

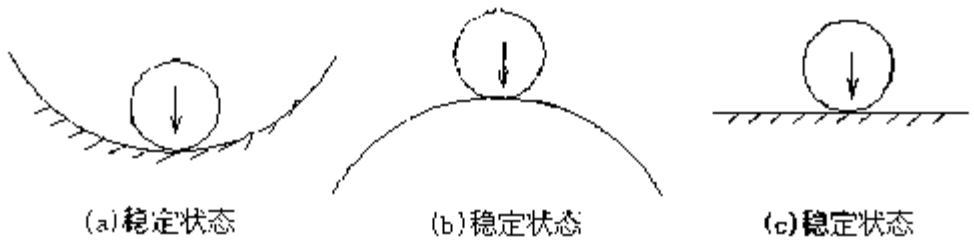


图 2.3　物体平衡状态的三种形态

Fig2.3 Three status of equilibrium

从图 2.3 中可以发现，物体处于平衡状态是与物体总势能在一个局部范围内取得极值的位置相对应的，如图(a)与总势能的极小值对应，图(b)则与极大值相对应，而图(c)则与总势能不发生变化的位置对应。事实上，这一规律对于一般的稳定性问题都是成立的。

2.4.2 系统的干扰能量

现假定系统的总势能为 Π_p，根据物体平衡的原理，在平衡状态时总势能的一阶变分 $\delta\Pi_p=0$，而由二阶变分 $\delta^2\Pi_p$ 来判断物体的平衡是否稳定。若 $\delta^2\Pi_p>0$，则总势能在局部表现为凹，对应于图 2.3(a)，为稳定状态；若 $\delta^2\Pi_p<0$，则总势能在局部表现为凸，对应于图 2.3(b)，为不稳定状态；若 $\delta^2\Pi_p=0$，则总势能在局部表现为水平，对应于图 2.3(c)，为随遇平衡状态。

工程稳定问题和变形体的稳定问题相似，同样可以根据系统的总势能及其受到扰动后的变化情况来确定其稳定性。对于边坡稳定性问题，总势能的变分一般是没有解析解的，常采用数值分析方法进行求解，在这一过程中，可采用 $\Delta\Pi_p$ 来取代 $\delta\Pi_p$。对于某一平衡系统，其总势能的一阶变分总为 0，根据 Taylor 公式将该系统受到某一扰动后的势能增量展开如下：

$$\Delta\Pi_P=\Pi_P(u^{(0)}+\delta u)-\Pi_P(u^{(0)})=\delta\Pi_P+\frac{1}{2}\delta^2\Pi_P+\cdots\approx\frac{1}{2}\delta^2\Pi_P \tag{2.2}$$

$\Delta\Pi_p$ 与 $\delta^2\Pi_p$ 一样可以判断系统的稳定性，$\Delta\Pi_p$ 可以通过数值积分方法求得，这就解决了总势能一般没有解析解的问题。

2.4.3 系统干扰能量的有限元列式

设平衡系统在干扰前的总势能为 Π_p^1，受扰动后的总势能为 Π_p^2，则系统在扰动前后总势能的变化为

$$\Delta\Pi_p=\Pi_p^2-\Pi_p^1 \tag{2.3}$$

考虑系统在受扰动过程中的几何非线性影响，有

$$\Pi_p^1=\Pi_p(u_i^0)=\int_V A(\varepsilon_{ij}^0)dv-\int_V f_i^0u_i^0dv-\int_S p_i^0u_i^0ds \tag{2.4}$$

$$\Pi_p^2=\int_V[A(\varepsilon_{ij}^0+\Delta\varepsilon_{ij})]dv-\int_V[f_i^0(u_i^0+\Delta u_i)]dv-\int_S[p_i^0(u_i^0+\Delta u_i)]ds \tag{2.5}$$

$$\begin{aligned}\Delta\Pi_p&=\Delta\Pi_p^2-\Delta\Pi_p^1=\Pi_p(u_i^0+\Delta u_i)-\Pi_p(u_i^0)\\&=\int_V[A(\varepsilon_{ij}^0+\Delta\varepsilon_{ij})-A(\varepsilon_{ij}^0)]dv-\int_V[f_i^0(u_i^0+\Delta u_i)-f_i^0u_i^0]dv-\int_S[p_i^0(u_i^0+\Delta u_i)-p_i^0u_i^0]ds\\&=\int_V[A(\varepsilon_{ij}^0+\Delta\varepsilon_{ij})-A(\varepsilon_{ij}^0)]dv-\int_V[f_i^0\Delta u_i]dv-\int_S p_i^0\Delta u_ids\\&=\Delta U-\Delta W\end{aligned} \tag{2.6}$$

其中，

$$\Delta U = \int_V [A(e_{ij}^0 + \Delta e_{ij}) - A(e_{ij}^0)]dv$$

$$= \int_V [\frac{\partial A(e_{ij})}{\partial e_{ij}^0}\Delta e_{ij} + A(\Delta e_{ij})]dv \tag{2.7}$$

$$- \int_V [\sigma_{ij}^0(\Delta\varepsilon_{ij} + \frac{1}{2}u_{k,i}u_{k,j}) + \frac{1}{2}d_{ijkl}\Delta\varepsilon_{ij}\Delta\varepsilon_{kl}]dv$$

$$\Delta W = \int_V [f_i \Delta u_i]dv + \int_S p_i^0 \Delta u_i ds \tag{2.8}$$

式中：ΔU 表示的是系统干扰内能，它是由于干扰位移的存在而导致系统内能的增加，并导致了系统总势能的增加，它的大小反映了系统抵抗干扰回复平衡的能力；ΔW 为外部作用力在干扰位移上做的功，它导致了系统总势能的降低，消耗系统总势能。如果 $\Delta U > \Delta W$ 则表示系统在干扰位移作用下是稳定的；$\Delta U < \Delta W$ 表示外力在干扰位移上做的功除了增加系统内能外还将出现动能，导致系统的不稳定；$\Delta U = \Delta W$ 表示系统位于一个临界稳定状态。应该说明的是，上述推导假定系统为保守系统，在分析中采用了 Green 应变张量。

根据有限元分析原理中的几个方程和和虚功原理，有

几何方程　　$\Delta u = N\Delta\delta^e$　　(2.9a)

位移—应变方程　$\Delta\varepsilon = B\Delta u = (B_L + B_N)\Delta u$　　(2.9b)

物理方程　　$\Delta\sigma = D\Delta\varepsilon$　　(2.9c)

单元等效节点力　　$R^e = \int_e N^T f dv + \int_{s^e} N^T p ds$　　(2.9d)

将式(2.7)、(2.8)、(2.9d)代入式(2.6)中，采用有限元方式进行离散，可用矩阵表示如下：

$$\Delta\Pi_p = \sum_{N^e}\int_{v^e}(\Delta e^T\sigma^0 + \frac{1}{2}\Delta\varepsilon^T\Delta\sigma)dv - \sum_{N^e}\Delta\delta^e R^e \tag{2.10}$$

式中，σ^0、R^0 分别为系统在原有平衡状态下的单元应力和单元等效节点力列阵；Δe、$\Delta\sigma$、$\Delta\varepsilon$、$\Delta\delta^e$ 分别为系统在微小干扰位移作用下单元的 Green 应变增量、应力增量、柯西应变增量、单元节点位移增量；N^e 为有限元模型的单元数目；V^e 为单元的积分区域。

将式(2.9)代入式(2.10)中有

$$\Delta\Pi_p = \sum_{N^e}[(\int_{v^e}\Delta\varepsilon^T\sigma^0 ds) + \frac{1}{2}\Delta\delta^{eT}\int_{v^e}G^T M G dv\Delta\delta^e] + \frac{1}{2}\Delta\delta^{eT}\int_{v^e}B^T D_{ep} B dv\Delta\delta^e)]$$

$$+ \sum_{N^e}[-\Delta\delta^{eT}(\int_{v^e}N^T f^0 dv + \int_{s^e}N^T p^0 ds)] \tag{2.11}$$

式中，

$$G=\begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x}I & \frac{\partial N_2}{\partial x}I & \frac{\partial N_3}{\partial x}I \\ \frac{\partial N_1}{\partial y}I & \frac{\partial N_2}{\partial y}I & \frac{\partial N_3}{\partial y}I \\ \frac{\partial N_1}{\partial z}I & \frac{\partial N_2}{\partial z}I & \frac{\partial N_3}{\partial z}I \end{bmatrix},\quad M=\begin{bmatrix} \sigma_x^0 I & \tau_{xy}^0 I & \tau_{xz}^0 I \\ \tau_{yx}^0 I & \sigma_y^0 I & \tau_{yz}^0 I \\ \tau_{zx}^0 I & \tau_{zy}^0 I & \sigma_z^0 I \end{bmatrix},\quad I=\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

根据虚功原理，有下式成立

$$\int_e \Delta\varepsilon^T\sigma^0 ds)=\sum_{N^e}[-\Delta\delta^{eT}(\int_e N^T f^0 dv+\int_{S^e} N^T p^0 ds)]-\sum_{N^r}\delta^{eT}R^e \tag{2.12}$$

为了公式的书写简洁，采用如下记号

$$k_{ep}=\int_e B^T D_{ep} B dv,\qquad k_\sigma=\int_e G^T M G dv, \tag{2.13}$$

k_{ep} 表示单元在没受扰动之前的弹塑性矩阵；k_σ 表示单元的几何刚度矩阵，它是由单元的初始应力引起的。

将(2.12)和(2.13)两式代入到(2.11)中可得

$$\Delta\Pi_P=\sum_{N^e}(\frac{1}{2}\Delta\delta^{eT}k_\sigma\Delta\delta^e+\frac{1}{2}\Delta\delta^{eT}k_{ep}\Delta\delta^e) \tag{2.14}$$

2.4.4 最不利干扰位移的确定

不同的干扰因素可以产生不同的干扰能量，在数值求解中一般采用位移作为基本未知量，因此在采用干扰能量法判断系统是否稳定时，最关键的问题是确定最不利的干扰位移模式，使得相应的干扰能量最小。

最不利干扰位移是干扰能量法分析边坡稳定性的第一步，也是最为关键的一步。它应满足如下规则：(1)干扰位移必须是微小的，同时必须满足位移协调条件和位移边界条件；(2)干扰位移必须使干扰能量取极值。

仿照结构动力分析中的振型叠加原理，一个有限元模型系统的任意可能位移也可以表示为系统各振型位移的权重之和，即

$$\Delta\delta^e=u_0^e+a_1\delta_1^e+a_2\delta_2^e+\cdots+a_n\delta_n^e=u_0^e+\sum_{i=1}^{n}a_i\delta_i^e \tag{2.15}$$

式中，n 为单元振型的阶数，可根据具体的计算要求来确定；u^{0e} 为干扰位移的初始值，它应该自动满足位移协调条件；δ_i^e 为单元形心的第 i 阶振型位移；a_i 为对应于第 i 阶振型的振型系数。将式(2.15)代入到式(2.14)中，有

$$\Delta\Pi_P=\sum_{N^e}[\frac{1}{2}(u_0^e+\sum_{i=1}^{n}a_i\delta_i^e)^T k_{ep}(u_0^e+\sum_{i=1}^{n}a_i\delta_i^e)+\frac{1}{2}(u_0^e+\sum_{i=1}^{n}a_i\delta_i^e)^T k_\sigma(u_0^e+\sum_{i=1}^{n}a_i\delta_i^e)] \tag{2.16}$$

为了求得各阶振型系数，根据总势能增量取极值的原则，对各系数均有

$$\frac{\partial\Delta\Pi_P}{\partial a_i}=0 \tag{2.17}$$

将式(2.16)代入上式，并根据振型的正交性，可得

$$\frac{\partial \Delta \prod_p}{\partial a_i} = \sum_{N^e} [\delta_i^{e\,T} k_{ep} (u^{pT} + a_i \delta_i^e) + \delta_i^{e\,T} k_{ij} (u^{pT} + a_i \delta_i^e)] = 0 \tag{2.18}$$

求解上式可得到各振型系数 a_i 的表达式

$$a_i = \frac{-\sum_{N^e} \delta_i^{e\,T} (k_{ep} + k_{ej}) u^{pT}}{\sum_{N^e} \delta_i^{e\,T} (k_{ij} + k_{ej}) \delta_i^e} \tag{2.19}$$

将上式得到的振型系数代入到式(2.15)中就可得到最不利的干扰位移，从而根据式(2.16)可计算出单元、局部和整体的干扰能量以及与之对应的能量密度值。最不利干扰位移还可以根据模型系统的整体刚度矩阵来求得。

在考虑到几何非线性的有限元分析中有

$$(k_{ep} - \lambda_e k_{ej}) \Delta \delta = 0 \tag{2.20}$$

求解上式中的特征方程，得到一个系列的特征值 λ_{ei} $(i = 1,2,\ldots,n)$ 和对应的特征向量 $\Delta\delta_i$，对应于最小特征值 λ_{e1} 的特征向量 $\Delta\delta_1$ 即为所要求的最不利干扰位移。

2.4.5 边坡稳定的能量法判据

根据上述方法可求得最不利干扰位移及相应的单元、局部及整体的干扰能量，由式(2.7)(2.8)求得相应的干扰内能及外力在干扰位移下的做的功。用各单元的干扰能量除以单元的体积得到该单元的干扰能量密度，然后做出整个边坡模型系统的干扰能量密度等值线（面）图，含有相对较小干扰能量等值面且具有临空面的边坡部位将是最有可能产生滑动的部位。安全系数可根据干扰内能和外力功来确定，即

$$K_L = (\sum_{N^e} \Delta U) / (\sum_{N^e} \Delta W) \tag{2.21}$$

卓家寿等人采用能量法对岩质边坡进行了稳定性分析，并得到了一些成果[75-77]。

2.5 边坡稳定分析的有限元法

2.5.1 有限元法分析流程

边坡稳定分析的方法很多，一般是从三个方面进行考虑的：应力、变形和能量。刚体极限平衡法应用较早且理论极为成熟，至今还在大量应用，但其做的假定多，有时难以和实际工程情况相符，并且它不能考虑边坡岩体本身的应力应变关系。随着计算机应用技术的发展，有限元方法已经在许多领域得到了成功的应用，越来越多的岩土工程都在采用有限元法进行稳定性分析，其中不乏成功的例子。应该予以注意的是：岩土工程的有限元分析结果应注重应力应变的总体分布及相对值的大小，不应过度注意其值的具体大小。

传统的边坡稳定分析必须假定一个或几个潜在的滑动面，然后采用一定的方法进行计算。但对于岩质边坡而言，很难事先确定潜在的滑动面。这里提出边坡稳定性计算分析的一个解决方案：将整个岩质边坡看作一个系统，采用和剩余推力法相类似的方法，将岩体的岩性参数逐渐下调（除以一个安全系数 K），当 K 增大（或降低）到一定的值时，这个系统将会由于过大的位移或充分发展的塑性而失效，这时对应的 K 就是所求的安全系数。边坡稳定有限元分析计算的流程图 2.4 所示。

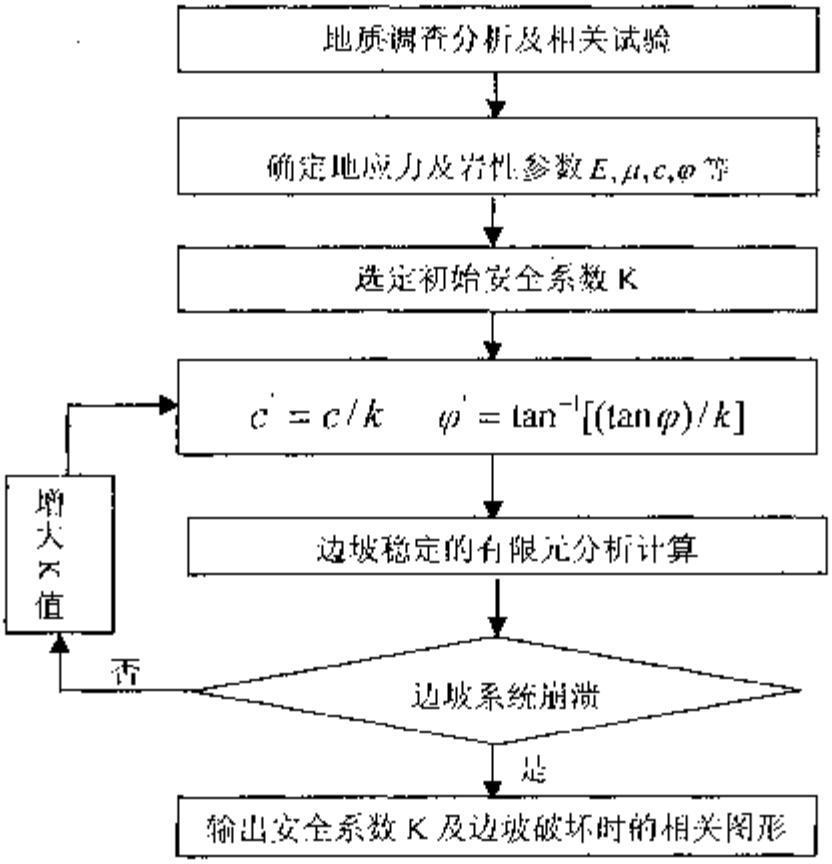


图 2.4　边坡稳定分析流程图
Fig2.4 Flow chart analyzing slope stability

2.5.2 应用实例[4]

下面将通过一具体工程实例来说明有限元法在分析边坡稳定中的应用。某边坡工程区域内的岩土体大致可分为三种：1)VI_3 含粘性土碎石：灰黄色、呈土状、稍密，厚 0.5～3.0m，开挖等级为 *III* 级，局部分布；2)VII_3^1 中等风化凝灰岩：灰色呈块状，节理发育，有 $30^0 \sim 35^0/51^0 \sim 78^0$，$110^0/79^0$、2～3 条/米，$120^0/22^0$、3～5 条/米，前二组延伸长且面平直，后者闭合以隐裂隙为主，层厚 4～6m，属次坚石，开挖等级 V 级；3)VII_3^2 微风化凝灰岩：灰色、岩石呈块状～大块状，节理较发育，属坚石，开挖等级 VI 级。开挖边坡分级开挖，每级 10 米左右，开

挖一级马上进行挂网喷锚支护。该边坡工程岩体的物理力学性能参数见表 2.3，边坡开挖轮廓及有限元边界条件处理见图 2.5 所示。

采用第 2.4 所示的计算流程，得到该边坡的稳定系数为 K=1.28。

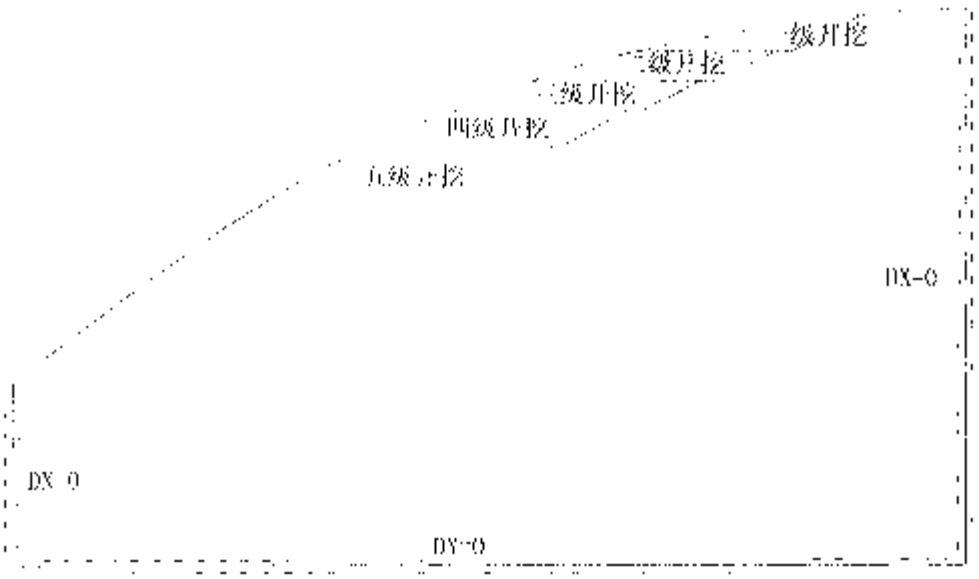


图 2.5　K98+320 明洞边坡开挖轮廓及边界处理示意图
Fig2.5 Rough draft of K98+320 slope

表 2.3　边坡各类岩体的物理力学性能参数
（Tab2.3 Performance parameters of rock mass of slope）

岩体名称种类	弹性模量 E(GPa)	泊松比 μ	凝聚力 c（kPa）	内摩擦角 φ（^{0}）	密　度 ρ（kg/m^3）
强风化凝灰岩	3	0.32	4.0	20	2400
中等风化凝灰岩	10	0.20	20	45	2500
微风化凝灰岩	15	0.13	45	55	2600

2.6 小结

边坡稳定分析方法是边坡工程中一个十分重要的组成部分，稳定性评价基本上从以下三个角度来进行：应力、变形或能量。本章的主要工作如下：

（1）对主要的边坡稳定分析方法进行介绍和适当的评述；

（2）对刚体极限平衡分析法中的潘家铮法和能量法的分析过程进行了推导，制定了有限元法的分析流程，并通过实例分析表明了有限元法具有良好的实用性。

第3章 边坡稳定可靠性与经济性分析

摘 要：本章对影响边坡稳定的主要因素进行了分析，并采用灵敏度方法对一些主要因素进行了敏感性分析，结果表明：对边坡稳定的影响程度从大到小依次为地震作用、内聚力 c 及摩擦角 φ、地下水位高度、边坡高度和岩体密度。在敏感性分析的基础上，分别采用响应面法和 Monte-Carlo 法进行了可靠度分析，分析结果表明：c 和 φ 的变异系数对边坡稳定可靠指标 β 的影响最大，它们的均值对 β 有一定的影响，而其相关系数的影响很小；描述边坡稳定的极限状态曲面存在着非凸性。本章最后通过边坡的经济性分析，初步提出了进行支护方案优化的方法。

关键词：敏感性分析；可靠度分析；响应面法；Monte-Carlo 法；经济性分析；支护方案优化

3.1 引言

在岩质边坡工程中存在着许多不确定性因素，其中主要因素有：几何要素(包括坡高、坡角、滑动面形态组合)、强度参数、地下水动态、地震烈度、天气等自然条件，其中最主要的诱发因素有降雨和地震作用等。可靠度理论是处理工程不确定性问题的一种较好的方法，它能考虑影响边坡稳定性的各种因素及其变异性，在敏感性分析的基础上，得到一个比安全系数更为合理的评价边坡稳定的指标—可靠指标。

边坡稳定的灵敏度分析研究的是：影响边坡稳定性的各因素同边坡稳定性系数 K 之间的相关性。分析边坡水文地质条件的变化与边坡稳定性的相关关系，以及边坡在不同强度地震作用下的稳定性，不但可以判断滑坡形成机制（即找出边坡失稳的主导因素），而且对边坡失稳灾害的防治及人工边坡的优化设计都具有重要意义。此外，敏感性分析的结果还是选取随机变量的重要依据。

为了有效地减轻边坡失效等自然灾害给人类带来的损失，采取强有力的工程防御措施是一条重要的途径。由于人类的科技力量和经济实力还很有限，特别是发展中国家，在进行灾害防御工程投资决策时，必须基于一种共同的思想：以有限的投入得到最大的防灾效益，即“防灾投资最优化”。为了达到这一目的，就必须研究防灾工程的规律性及评价原理。中国的罗云、许厚德等学者对此进行了一些研究，并得到了许多有益的结论[150-153]。

正如第 2 章所述，边坡的稳定及可能导致的滑坡问题已引起了人们的极大关注，人们也采用了很多方法对其进行稳定性分析。本章将结合工程可靠度理论对边坡稳定进行可靠度分析，并基于可靠度提出相应的经济性分析策略。

3.2 影响边坡稳定的因素分析

3.2.1 边坡的基本特征

边坡的基本特征主要包括如下几个方面：边坡和边坡本身（即地表的倾斜地段）、坡肩（即地面与边坡上方地面的交线）位置、坡脚（即地面与边坡下方地面的交线）位置、边坡高度、边坡平面、倾角等。

3.2.2 边坡岩体内的应力

对边坡岩体内的应力存在贡献的因素有：重力、地质构造运动、人类的活动（如开挖等）、热力、地电场、磁场、渗透场和地球化学场等，其中前三种因素对边坡岩体内应力的影响最大。重力的影响是时时刻刻都存在的，而地质构造运动则存在着明显的区域性。鉴于边坡岩体内应力的测量、模拟和计算分析将在第4章进行分析，这里就不再赘述了。

3.2.3 岩石性质

构成边坡的岩石，不但要受法向应力的作用，而且还受剪应力的影响。抵抗有效应力的岩石既决定着边坡破坏发生的可能，又决定着边坡失稳在时间上的变化，也就是说岩石的性质对边坡破坏的发生和发展都是相当重要的。

岩石的力学性质取决于岩石的颗粒成分和矿物成分、岩石的结构构造、吸附阳离子性质及孔隙水的性质。岩石的成分和组构又取决于岩石的成因及所经历的历史过程等。总之，这些因素都将影响边坡的稳定性质。一般来说，岩石性质探讨的是岩石既有的性质而非岩石本身。

3.2.4 岩体结构因素

岩体结构包括结构面和结构体两个要素。结构面是指具有一定面积的连续、断续延展的破裂或隐伏破裂的地质界面；结构体是指不同产状结构面组合分割的单元岩块。边坡体内存在着众多的节理、裂隙、软弱夹层、断层等对边坡稳定不利的部分，这些均可用结构面来进行模拟分析。岩体中结构面的存在，降低了岩体的整体强度，增大了岩体的变形性能，加剧了岩体的流变特性和其它时间效应，并加深了岩体的不均匀性、各向异性和非连续性等性质。大量的岩质边坡工程失效实例表明，不稳定岩体往往是沿着适宜的一个或多个结构面的组合边界发生剪切滑移、张拉破裂和错动变形等破坏，进而造成边坡岩体的失稳。结构面的成因、厚度、密度、物质组成成分、物理力学及化学性质、走向及倾角等内在的性质均会对边坡的稳定性能产生影响。

3.2.5 自然因素

降雨、地震、地下水位、风化、渗流、冲刷、气候的变化、植被等因素也将对边坡的稳定性能产生影响。在降雨过程中，由于雨水的作用，将导致某些岩体产生膨胀及物理力学性质的改变（如改变 c、φ 值）；降雨将使地下水位提高，增加静水压力；地下水位的变化还会造成地下渗流场的变化，从而产生动水压力，并且会造成岩体内有效应力的降低，进而影响到岩体的强度性能。

风化作用对于边坡而言是普遍存在的，但它涉及的深度比较有限。在风化作用下，岩石强度的降低是由于他的整体性破坏（物理风化作用）及化学成分和物理化学环境的改变（化学风化作用）的结果；且风化带岩石的含水量及温度都经受周期性的变化。

岩石的季节性变动与岩石的温度、湿度的变动有关，它常常和同时进行的不可逆的风化作用相结合，甚至会促使风化作用的进行。温度的季节性变化深度可达到 10～30 米，但随着深度的增加而很快减弱。

在天然边坡上，植被几乎是边坡环境中必然存在的要素。植被及其种植方法对边坡稳定性系数的影响是多方面的，有时有利有时不利，原则上可以把它们分成各种组合因素，每一因素的影响都可作定量评价。它对边坡的影响包括直接和间接两个方面，其直接作用表现为对稳定系数的影响，并具有多样性和变异性，适当的植被将对防止雨水对边坡的冲刷产生有利的作用。

地震作用则体现为增加了边坡的水平作用力，从而降低了边坡的稳定性。

3.2.6 人类的活动

人类活动对自然边坡的影响存在着两面性，它既是一种改造，也是一种破坏。合适的人类活动能增强边坡的稳定性，而不适宜的活动则会对其产生不利的影响，有时甚至是灾难性的。如过度的砍伐、下切坡角过度、不恰当的开挖放炮方式及程度等。

3.3 边坡敏感性分析

一般来说，边坡的稳定系数 K 可以视为诸因素的函数，即

$$K = f(X_1, X_2, \ldots, X_n) \tag{3.1}$$

而在边坡工程的计算分析中，上述关系只是一个数学模型，并没有明确的表达式。

对边坡进行稳定性分析的目的除了对其稳定性进行评价外，还要对达不到稳定要求的边坡采取措施。为了有效地加固边坡，必须了解何种因素对边坡稳定的影响较大和何种因素将大幅度地提高其稳定性，敏感性分析就是处理此类问题的一种很好的方法。边坡敏感性分析研究的是：影响边坡稳定的各因素与相应的稳

定系数之间的相关关系，它由各因素的相对变化率与边坡稳定系数的相对变化率之间的比值来进行衡量，即第i个影响因素的敏感度S_i可表示如下

$$S_i = \left|\frac{\Delta X_i}{X_i}\right| \Big/ \left|\frac{\Delta K}{K}\right| \tag{3.2}$$

其中，$\left|\frac{\Delta X_i}{X_i}\right|$为影响因素$X_i$的相对变化率；$\left|\frac{\Delta K}{K}\right|$为稳定系数K的相对变化率。

敏感性分析可采用如下过程来进行：首先按现场测试结果或工程类比结果来选取一套基准参数，运用极限平衡法（如潘家铮法），计算出基准条件下的边坡稳定系数K；然后将影响因素中的一个在基准值附近变化，而保持其它因素水平不变，计算此情况下的稳定系数K'；最后根据式（3.2）求得各因素的敏感度S_i。

分析边坡水文地质条件的变化与边坡稳定性之间的相关关系，以及边坡在不同强度地震作用下的稳定性，不但可以判断边坡失稳形成机制（即找出边坡失稳的主导因素），而且对边坡失稳灾害的防治及人工边坡的优化设计都具有重要意义。而且，从边坡稳定敏感度分析中可大致看出哪些因素对某一具体边坡稳定性的影响较大，哪些是次要的，然后在具体工程中，对那些影响大的因素加以重点考虑，做到有的放矢。边坡可靠度分析中，首先应确定随机变量，而敏感度分析结果可以作为随机变量选取的重要依据，这表明敏感性分析是一项十分重要的基础工作。

下面将通过实例[4]对影响边坡稳定性的一些因素进行敏感性分析。在分析中，边坡可能滑体条块划分如图 3.1 所示，主要参数的中心值为：内聚力c=0.05MPa，内摩擦角Φ=20°，除了地震敏感性分析外均不考虑地震作用。

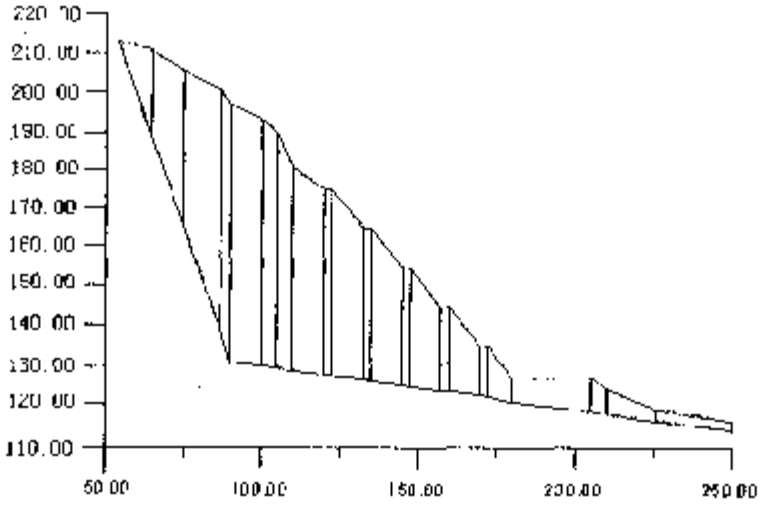


图 3.1　边坡条块划分图
Fig3.1 Slice diagram of slope

3.3.1 边坡岩体密度的敏感性分析

通过现场边坡的水平和垂直钻孔试验，测得该边坡全风化、强风化、弱风化、

微风化岩体密度如表3.1所示。采用潘家铮法计算不同边坡岩体密度下的边坡安全系数，计算结果如图3.2所示，并且在计算中发现：是否考虑岩体的饱和性对稳定系数的影响相差很小。从该图中可以看出：在密度的整个变化范围之内(2400~2600 kg/m^3)，安全系数变化幅度不大（从K=3.205变到K=3.108），根据式(3.2)可求得相应密度的平均敏感性系数大致为$s=1.26$。这一敏感系数表明：当密度变化10%时，安全系数变化12.6%。

表3.1 边坡岩体密度（kg/m^3）

(Tab3.1 Density of rock mass)

岩体类型	全风化	强风化	弱风化	微风化
测定密度	2400	2450	2550	2600

说明：岩体饱和水后密度有不同程度增加，增加大小从全风化、弱风化、微风化依次降低，范围在50－150 kg/m^{3}之间。

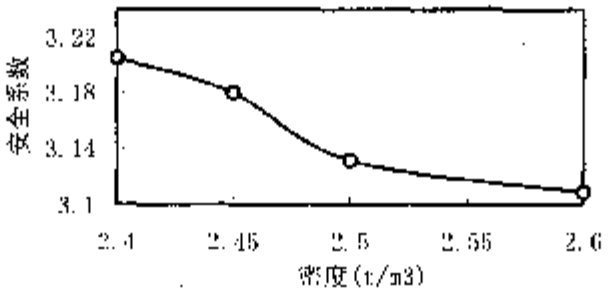


图3.2 岩体密度~安全系数关系曲线

(Fig3.2 Curve of stability coefficient versus density)

3.3.2 地震敏感性分析

我国的设防烈度为VI度，对VI度以下的地震作用则不在计算中加以考虑。地震烈度所对应的峰值加速度见表3.2，地震加速度和地震烈度对安全系数K的影响分别见图3.3和图3.4所示。从这二个图中可以看出：加速度在0~2m/s^{2}之间变化时，安全系数曲线有一个明显的上凹，当加速度>2m/s^{2}时安全系数基本上呈直线变化；在地震烈度的整个变化区域内，K值大体上呈直线变化。在$a=1.0m/s^2$附近变化10%时，K值变化3.3%，相应的敏感性系数s=0.33；在$a=2.0m/s^2$附近变化10%时，K值变化5.1%；以6°为基准，当地震烈度提高1度时，K值就降低0.4~0.6左右。

表3.2 地震烈度对应的地震加速度

（ Tab3.2 Earthquake acceleration according to intensity ）

地震烈度（度）	6	7	8	9	10
平均加速度（cm/s^2）	63	125	250	500	1000
加速度范围（cm/s^2）	45~89	90~177	178~353	354~707	708~1414

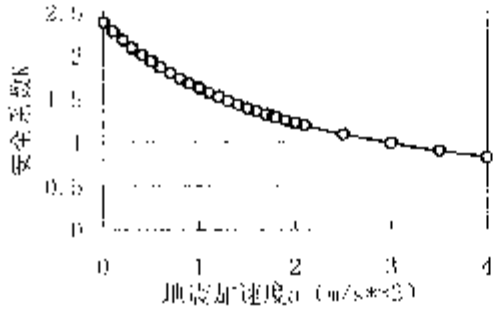


图 3.3　安全系数~加速度关系曲线
Fig3.3 Curve of K versus acceleration

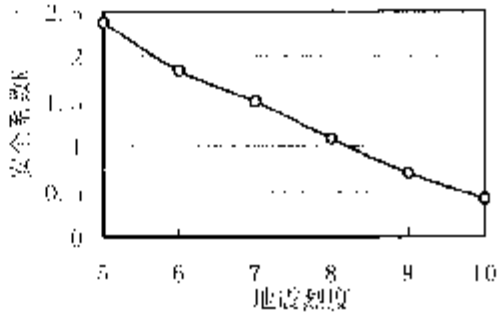


图 3.4　安全系数~地震烈度关系曲线
Fig3.4 Curve of K versus intensity

3.3.3 内聚力敏感性分析

安全系数随内聚力的变化情况见图 3.5 所示。从该图中可看出：安全系数随内聚力的变化而基本呈线性变化。该规律也可从摩尔库仑强度公式中看出，在该公式中 K 与 c 是呈线性的。从图中还可以看出：在 c=0.05MPa 附近变化 10%时，安全系数 K 变化 3.5%，相应的敏感性系数 $s=0.35$。

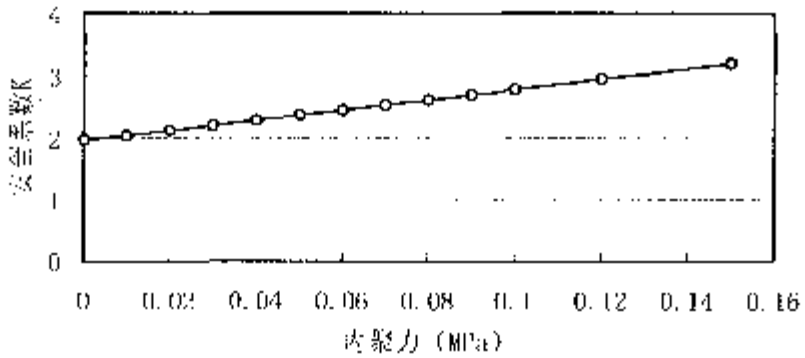


图 3.5　安全系数~内聚力
Fig3.5 Curve of safety factor versus cohesion

3.3.4 内摩擦角敏感性分析

安全系数随内摩擦角的变化情况如图 3.6 所示。从该图中可看出：当内摩擦角在 10°~30°范围内变化时，安全系数随内摩擦角线性变化。据已有文献考察，当内摩擦角较大时，K 与 Φ 之间并不成线性关系。这一规律同样可从岩土体摩尔库仑强度理论中得到解释，在该公式中安全系数 K 与内摩擦角 Φ 的正切成线性关系，而当 Φ 较小时，tanΦ 与 Φ 相当；当 Φ 较大时，tanΦ 与 Φ 相差较大，从而导致了安全系数与 Φ 呈较强的非线性关系。当 Φ 在 20°附近变化时，Φ 变化 10%，K 大致变化 8.9%，相应的敏感性系数 $s=0.89$。

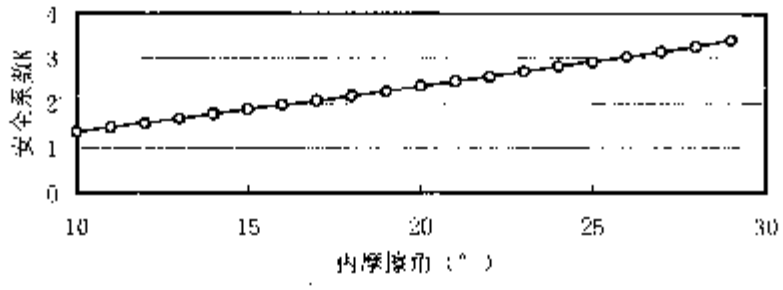


图 3.6　安全系数—内摩擦角关系曲线

Fig3.6 Curve of safety factor versus friction angle

3.3.5 地下水位敏感性分析

安全系数随地下水位的变化情况如图 3.7 所示。在计算分析中假定地下水位线与边坡面平行，地下水位的高度以水位线距坡面的距离来表示，地下水位为 0 时表示地下水位线就是边坡坡面，地下水位高度值越大表示地下水位线离坡面的距离越大，这与我们平时对地下水位的衡量刚好相反。

从该图中可看出：安全系数随着地下水位线离边坡面距离 h 的增加而增大，但变化率不恒定；地下水位在 0~8 米之间变化时，安全系数变化很小；地下水位在 8～28 米变化时，K 值与地下水位降低量近似呈线性关系；当地下水位降低量超过 28 米时，K 值变化很小。在实际中，当地下水位下降到一定的程度时，它对边坡所形成的静水压力和动水压力均不大，在安全性评价中基本可以忽略它的影响；至于降低到何等程度才可以不考虑它的影响，主要看边坡潜在滑面的高程位置。在图 3.7 中的直线段，地下水位变化 10%时，安全系数 K 变化 2%左右，相应的敏感性系数 s=0.2。

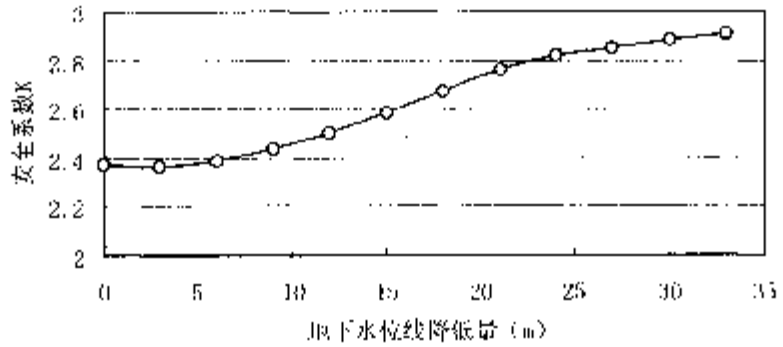


图 3.7　安全系数—地下水位降低量关系曲线

Fig3.7 Curve of safety factor versus decrement of groundwater level

3.3.6 边坡高度敏感性分析

现保持边坡滑体底面形状不变而增加边坡体的高度 H 来进行坡体高度敏感性分析。安全系数随坡体高度 H 的变化情况如图 3.8 所示。在坡体高度增量发生变化时，安全系数的变化呈微向上凹的变化曲线形状，但变化量不大。当坡体高

度变化6米时，安全系数变化0.013，变化值是相当小的，这也表明：当滑动面形状保持不变时，坡体高度对边坡安全系数的影响很小。

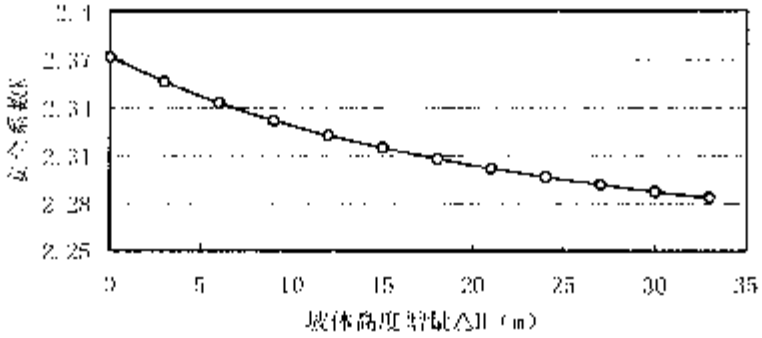


图3.8　安全系数—坡体高度增量关系曲线

Fig3.8 Curve of safety factor versus height *ΔH* increment of slope

3.3.7 敏感性分析结果

以上分别对边坡岩体密度、地震加速度、边坡可能滑面的内聚力c和内摩擦角φ、地下水位高度和坡体高度进行了敏感性分析，分析结果见图3.2—图3.8所示。对于所分析的实例，从上述分析中可看出：地震对边坡安全系数的影响是相当大的，地震加速度增加1m/s^{2}将引起K值的急剧降低，相应的地震烈度增加1度也将导致K值的急剧降低；可能滑面的内聚力c对K值的影响也很大，c增加0.01MPa将导致K值增加0.8左右；内摩擦角φ对安全系数的影响也比较显著，φ增加5°将导致K值增加0.5左右；地下水位h对安全系数K也将产生一定的影响，h降低10m时将使K值增加0.28左右，但本分析中没考虑地下水对岩体质量的影响，如果加以考虑，可以预见它对K值的影响会相应增大一些；坡体高度在一定范围内变化时对安全系数的影响不大；边坡岩体密度由于变化幅度不大，在可变化的范围内变化时，导致的K值变化并不大。总之，从上面的分析可以看出：地震对边坡安全性的影响最大；可能滑动面摩擦角φ和内聚力c对K值的影响次之；地下水位对安全系数有一定的影响；而边坡岩体密度和滑动面形状保持不变时一定范围内的边坡高度对边坡安全性的影响最小，有时可以不予考虑。

3.4 边坡可靠度分析

3.4.1 可靠度分析理论

（1）可靠度概述

不确定性是自然界和人类社会中存在的一种客观现象，客观世界和人类社会也正是由于不确定性的存在才变得错综复杂。根据不确定性产生的原因及造成的后果不同，可将不确定性分为二类，即随机性、模糊性和知识的不完备性。

在自然界及人类的社会活动中，由于时间、地点及各种因素和控制条件的不同，同一种试验会产生不同的结果，事物的这种不确定性称为随机性。随机性反映了偶然因素使得未来事物不可准确地预先知道的属性，现一般采用概率论、数理统计、随机过程等理论来研究事物的随机性。事物的模糊性，主要是指由于不可能给某些事物以明显的定义和评定标准而形成的不确定性，也就是事物定义域没有确定性边界，它是人们对这些事物的共同认识上的不确定性，并非个人的主管臆断，而有一定的客观性。事物的模糊性可由 Zadeh 于 1965 年创立的模糊数学来进行研究。知识的不完备性又可分为两类：一种是客观信息的不完善性，是由于客观条件的限制而造成的；另一种是主观知识的不完善性，是由于人对客观事物的认识不清造成的。对知识的不完善性现在还没有成熟的数学方法，在实践工程中，常常只能由有经验的专家进行粗略地评估。

一般情况下，一个事物可能同时具有二种不确定性，也可能只是具有其中一种不确定性。随着社会的发展，有些不确定性可以转化为确定性，事物不确定性的存在使得人们对事物性质的认识和描述变得复杂。本文的研究只限于边坡随机可靠度问题。

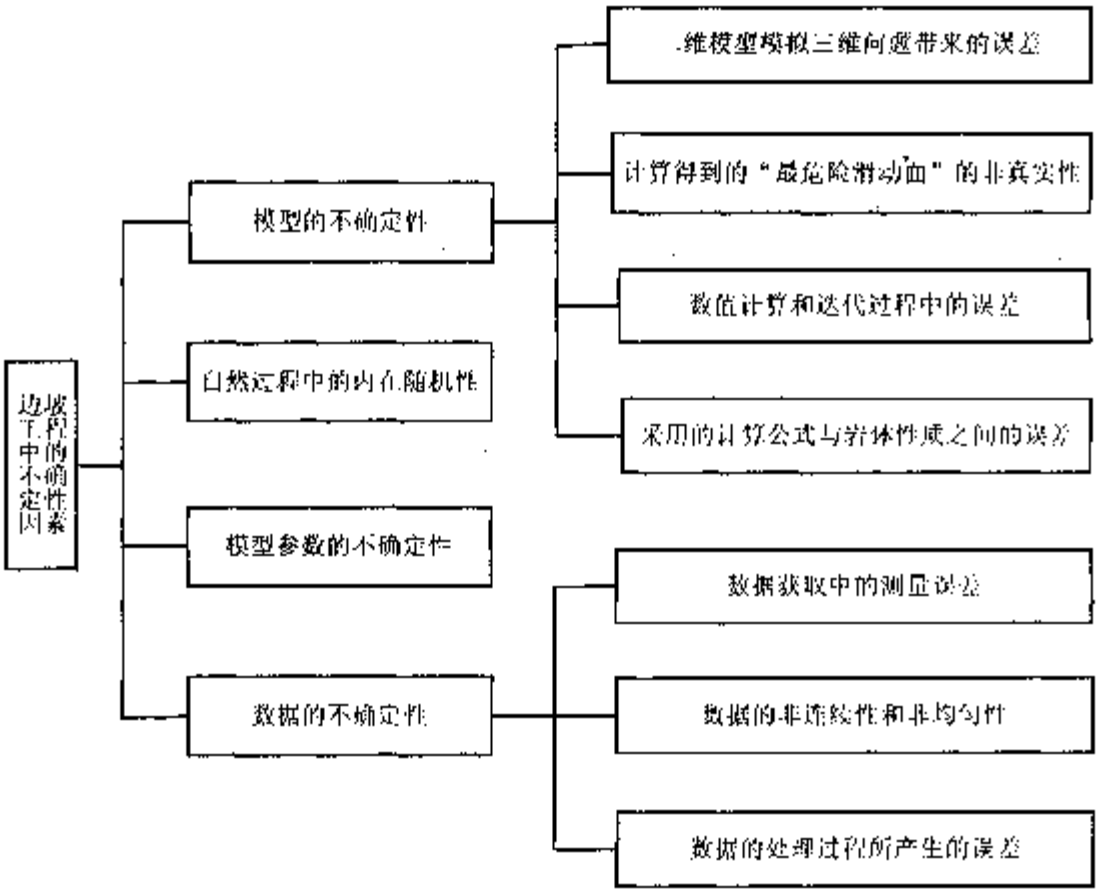


图 3.9　边坡工程中的不确定性

Fig3.9 uncertainty in slope engineering

在岩土工程的设计和分析过程中，不确定性的因素很多，大致可分为如下几

类：（1）自然过程的内在随机性；（2）模型的不确定性；（3）模型参数的不确定性；（4）数据的不确定性。模型参数的不确定性主要是由于模型参数不能完全反映模型的输入情况。数据的不确定性又包括：（1）获取数据过程中的测量误差；（2）数据的非连续性和非均匀性；（3）数据的处理过程等等。模型的不确定性又包括以下几点：（1）采用二维模型来模拟三维问题所产生的误差；（2）采用一定的方法寻找到的“最危险滑动面”其实并非真正的最危险滑动面；（3）模型数值计算及循环迭代过程中误差的产生；（4）边坡稳定性计算中采用的计算公式并不能完全代表岩土体的物理性质。边坡工程中的不确定性因素组成情况如图 3.9 所示。

结构的可靠性，是指结构在规定的时间内，在规定的条件下，完成预定功能的特性。它用结构的可靠度来测度。结构的可靠度是指结构在规定的时间内，在规定的条件下，完成预定功能的概率。可靠度研究的特点之一就是它承认结构有失效的可能性，这也是它的科学之处。

可用随机矢量 $X=[X_1X_2,\ldots, X_n]$表示结构的基本随机变量，用 $g(\bullet)$表示结构的功能函数，则结构的工作状态可表示如下

$$Z=g(X)\begin{cases}>0 & \text{可靠状态}\\ =0 & \text{极限状态}\\ <0 & \text{失效状态}\end{cases} \tag{3.3}$$

结构随机可靠度分析的核心问题是随机变量的处理和失效概率的计算。结构可靠度计算的一个基本问题是求积分

$$P_f=\int_{g(X)<0} f(X)dX=\Phi(-\beta)=1-\Phi(\beta) \tag{3.4}$$

影响边坡稳定性的因素往往都是随机变量，采用考虑随机变量的可靠度分析方法进行边坡的失稳研究是非常必要和适宜的。边坡安全系数 K 是各影响因素的函数，可写成如下形式

$$K=K(X_1,X_2,\ldots,X_N) \tag{3.5}$$

对边坡工程而言，其稳定状态可相应表示如下

$$Z=g(X)=K-1=K(X)-1\begin{cases}>0 & \text{稳定状态}\\ =0 & \text{临界状态}\\ <0 & \text{失稳状态}\end{cases} \tag{3.6}$$

结构的可靠度分析方法很多，如 FORM 法、二次二阶矩法、验证荷载法、Monte-Carlo 法、遗传算法、随机有限元法、荷载增量法、界限估计法、PENT 分析法（概率网络估算技术）和响应面法等。本处只介绍应用于本论文的 Monte-Carlo 法、响应面法和 FORM 法。

（2）FORM 法

FORM 法也称为一次二阶矩法，它是用于计算随机变量在一般分布下结构可靠度的一种较好的方法。该方法的特点是：把随机变量用它们的第一、第二阶矩表示的同时，把极限状态方程在某一点线性化来进行可靠指标的求解。

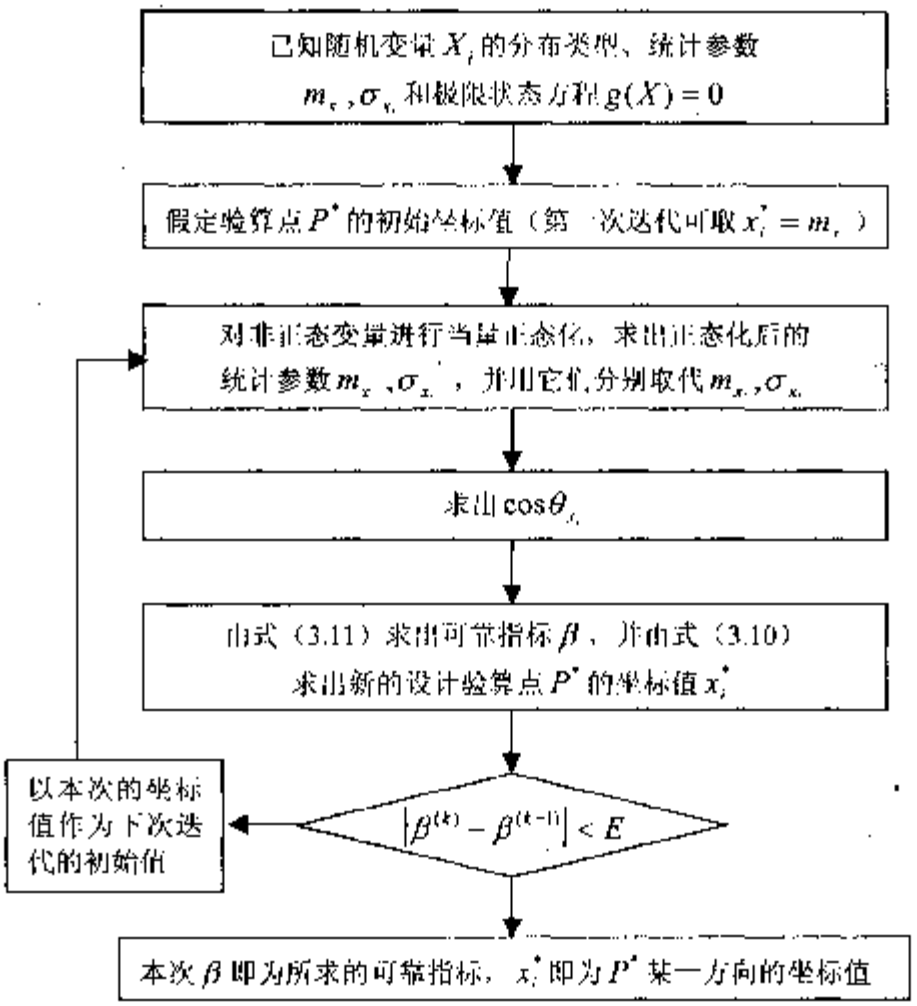


图 3.10 FORM 法计算可靠指标流程图

Fig3.10 Flow chart of FORM calculating reliability index

假设与失效模式相对应的极限状态方程为 $g(X)=0$，将功能函数在验算点 P*处进行 Taylor 展开，并保留一次式，得到线性化方程

$$g(X)=g(X^*)+\sum_{i=1}^{n}(x_i-x_i^*)\left.\frac{\partial g}{\partial x_i}\right|_{P^*} \tag{3.7}$$

由于验算点在极限状态曲面上，所以有 $g(X)=0$，因此有近似线性化功能函数

$$g(X)=\sum_{i=1}^{n}(x_i-x_i^*)\left.\frac{\partial g}{\partial x_i}\right|_{P^*} \tag{3.8}$$

在标准正态空间坐标中，极限状态曲面在设计验算点 P*点的法线对各坐标向量的方向余弦为

$$\cos\theta_{x_i}=\frac{\left(\sigma_{x_i}\frac{\partial g}{\partial x_i}\Big|_{P^*}\right)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\sigma_{x_i}\frac{\partial g}{\partial x_i}\Big|_{P^*}\right)^2}} \tag{3.9}$$

根据可靠指标在标准正态空间坐标系中的意义，可得到设计验算点 P^* 在原坐标系中的坐标为

$$x_i^*=m_{x_i}+\sigma_{x_i}\beta\cos\theta_{x_i}\quad(i=1,2,\cdots,n) \tag{3.10}$$

对于极限状态曲面上的设计验算点 P^*，其坐标应满足下式

$$g(m_{x_1}+\sigma_{x_1}\beta\cos\theta_{x_1},m_{x_2}+\sigma_{x_2}\beta\cos\theta_{x_2},\cdots,m_{x_n}+\sigma_{x_n}\beta\cos\theta_{x_n})=0 \tag{3.11}$$

由极限状态方程和式（3.9）（3.10）可求得可靠指标 β，但直接进行这一求解是相当困难的，一般采用迭代的方法进行，具体详见图 3.10 所示，图中 E 为指定的精度。

当变量非正态分别时，应进行变量的当量正态化，其原则是：当量化后的随机变量要求在验算点 P^* 处的概率分布和概率密度函数值和原分布相等。当变量之间相关时，可采取正交变换的方式进行独立化处理。该方式的思路如下：首先将一组随机变量 $X=[X_1,X_2,\cdots,X_n]$ 通过正交变化的途径，得到一组不相关的变量 $Y=[Y_1,Y_2,\cdots,Y_n]$，再利用 Y 与 X 之间的变换关系，将关于变量 X 的极限状态方程转换为关于变量 Y 的极限状态方程，然后再按一定的方法求得可靠指标。

矢量 X 的协方差矩阵可写为如下形式

$$C_X=\begin{bmatrix}Var(X_1) & Cov(X_1,X_2) & \cdots & Cov(X_1,X_n)\\ Cov(X_1,X_2) & Var(X_2) & \cdots & Cov(X_2,X_n)\\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots\\ Cov(X_1,X_2) & Cov(X_1,X_2) & \cdots & Var(X_n)\end{bmatrix} \tag{3.12}$$

根据线性代数理论，可令 $Y=A^TX$，使得该组变量中各变量之间相互独立，即 Y 的协方差矩阵为一对角阵。由 $Y=A^TX$ 的变换可得到

$$E(Y)=A^TE(X)\qquad C_Y=A^TC_XA \tag{3.13}$$

显然，C_Y 的对角线元素 $Var(Y_i)$ 就是矩阵 C_X 的第 i 个特征值；矩阵 A 的第 j 个列向量就是与 C_X 第 j 个特征值相对应的单位特征向量。

通过变换 $Y=A^TX$ 得到 $X=(A^T)^{-1}Y$，并将极限状态方程表示为 Y 的函数，如下式所示

$$Z=g(X)=g((A^T)^{-1}\cdot Y)=G(Y)=0 \tag{3.14}$$

当 X 非正态分布时，可先将其当量正态化。由于当量正态化后基本上不改变变量之间的相关性，因此一般有

$$\rho_{X_i'X_j'}=\rho_{X_iX_j} \tag{3.15}$$

其中，X_i'、X_j' 分别为变量 X_i 与 X_j 当量正态化后的向量。

（3）响应面法

在用 FORM 等方法进行结构可靠度分析中，一般都假定功能函数是已知的，但在工程实际中大型结构的构造非常复杂，即使对结构进行确定性分析，也难以得到响应与输入之间直接明确表达的函数关系。响应面是近些年发展起来处理此类问题的一种有效方法。其基本思想是：用一个适当的明确表达的函数来近似代替一个不能明确表达的函数，即用显式函数来代替隐式函数。对于结构可靠度分析来说，就是通过尽可能少的一系列确定性试验（有限元分析或其它计算方式）来拟合一个响应面以代替未知的真实的极限状态曲面，从而可以比较容易地用其它方法进行可靠度分析。可靠度分析的主要任务是求解验算点和可靠指标，应用响应面方法可以比较好地拟合验算点附近的功能函数。

一般地，响应面函数 Z 可以采用二项式形式来表示，即

$$Z = g(X) = a + \sum_{i=1}^{n} b_i X_i + \sum_{i=1}^{n} c_i X_i^2 + \sum_{\substack{i,j=1 \\ j \neq i}}^{n} d_{ij} X_i X_j \tag{3.16}$$

为了减少计算工作量，可以忽略上式中交叉项的影响，即

$$Z = g(X) = a + \sum_{i=1}^{n} b_i X_i + \sum_{i=1}^{n} c_i X_i^2 \tag{3.17}$$

上式中的待定系数共有 2n+1 个。

以求得验算点为目的的迭代序列响应面方法为：选用上式形式的响应面函数，采用插值技术确定待定系数，结合一般的可靠度分析方法（如 FORM 法）来求解功能函数不明确的一类可靠度分析问题。其具体步骤如下：

（1）取各随机变量的均值为初始迭代点，即 $X^{(1)} = (\overline{X_1}, \overline{X_2}, ..., \overline{X_n})$；

（2）计算功能函数 $g(X) = g(\overline{X_1}, \overline{X_2}, \overline{X_n})$ 以及 $g(X) = g(\overline{X_1}, \overline{X_2}, ..., \overline{X_i} \pm f\sigma_i, ..., \overline{X_n})$ 得到 Z 的 2n+1 个点估计值，其中 f 为常数，取值一般在 1～3 之间；

（3）由于（3.17）式中只有 2n+1 个待定系数，故可利用这 2n+1 个点估计值解出待定系数 $a, b_i, c_i\ (i = 1,2,...,n)$，得到二次多项式近似表示的功能函数，从而确定极限状态方程；

（4）用一般可靠度分析方法求解得到验算点 $X^{*(k)}$ 及可靠度指标 $\beta^{(k)}$，其中 k 表示第 k 步迭代；

（5）计算 $\left|\beta^{(k)} - \beta^{(k-1)}\right| < \alpha$（$\alpha$ 为一给定的精度）是否成立。如果条件满足则计算失效概率 $P_f = \Phi(-\beta^{(k)})$，输出 P_f 及 β 并结束计算。如条件不满足，则取计算所得到的验算点 $X^{*(k)}$ 作为平衡点取代 $\overline{X}$，重复（2）～（4）步，直到条件满足为止。

应该说明的是：第（2）步中的 f 关系到展开点的取值范围。根据工程中的 3σ

准则（即随机变量 X_i 取值超过 $\overline{X_i}\pm 3\sigma_i$ 的概率很小），通常可在第一次展开时 f 取为 3，第二次及其后迭代时取 1 即可。响应面法虽然在结构的某一部位能较好地拟合验算点附近的功能函数，但它不能在结构所有部位都用同一功能函数来拟合。

（4）Monte-Carlo 随机模拟法

该方法是一种以数理统计原理为基础的可靠度计算方法，它又称为统计试验方法或随机模拟方法。用 Monte-Carlo 法进行可靠度分析的优点是：它回避了结构可靠度分析中的数学困难（如高维积分问题），不需考虑极限状态曲面的复杂性，精度相对较高。缺点就是计算工作量大，比较适用于一些较复杂的可靠度分析

Monte-Carlo 法的基本思想是：先在计算机上进行大量的模拟试验，然后把试验频率作为要求的概率。采用 Monte-Carlo 进行可靠度计算分析的步骤如下：

① 首先判断结构的失效模式或相应的功能函数的破坏条件；

② 对随机变量进行 M 次抽样；

③ 针对每一个样本计算相应的功能函数值；

④ 从 M 次试验结果中找出功能函数小于 0 的个数 L，则以频率 L/M 作为失效概率。

在上述分析过程中，为了得到一个较高精度的可靠指标，M 往往需要很大，特别对于一些小失效概率，功能函数小于 0 的概率很小，在 M 一定的情况下，计算精度不高。为了处理此问题，可以采用重点抽样法加以解决。这里我们采用另外一种思路，即将 M 个样本得到的功能函数值进行统计，得到功能函数的分布及特征参数，然后直接对该函数进行可靠度分析。

从边坡稳定的敏感性分析可知，边坡岩土体的内聚力 c 和内摩擦角 φ 对边坡稳定的影响很大，虽然地震加速度对其影响更大，但鉴于具体的边坡工程总是在一定的区域，地震烈度区划基本确定，故在后续的边坡可靠度分析中暂不考虑地震加速度的影响，而重点考虑 c、φ 的影响。

采用随机抽样的方法可得到两个服从标准正态分布且相互独立的随机变量的多组样本值，抽样方法如下

$$\begin{aligned} R_1 &= \sqrt{-2\ln r_1}\cos(2\pi r_1) \\ R_2 &= \sqrt{-2\ln r_2}\cos(2\pi r_2) \end{aligned} \tag{3.18}$$

式中：r_1, r_2——相互独立且服从（0，1）内均匀分布的两个随机数；

R_1, R_2——相互独立且服从标准正态分布的两个随机变量样本值。

若 c、φ 相互独立且均服从正态分布时，可按如下公式，得到内聚力 c 及内摩擦角 φ 的一组样本值

$$c = \sigma_c R_1 + \bar{c}$$
$$\phi = \sigma_\phi R_2 + \bar{\phi} \tag{3.19}$$

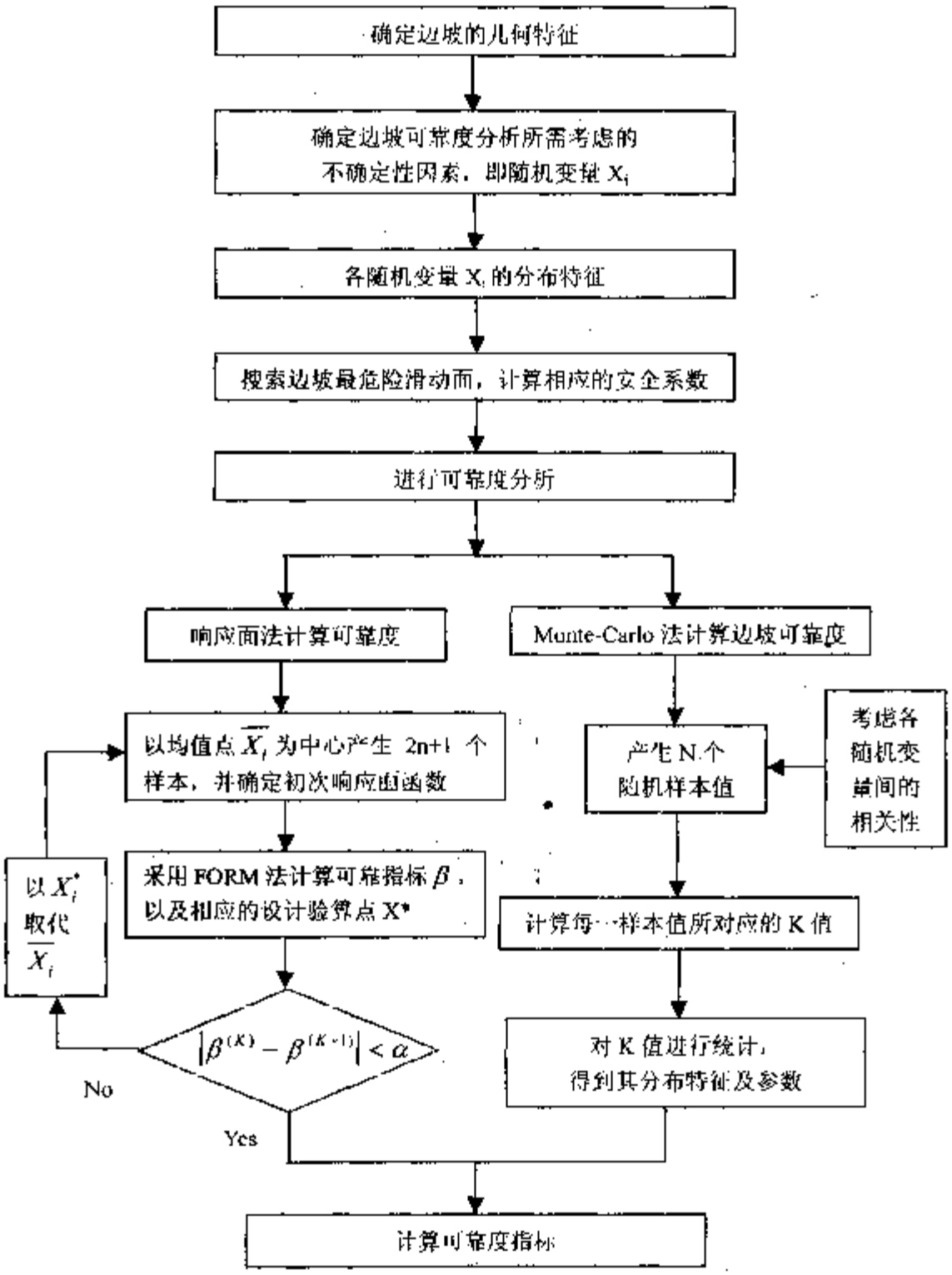


图 3.11 岩质边坡可靠度分析流程图

Fig3.11 Flow chart of reliability analysis of rock slope

其中，σ_c,σ_ϕ 分别为内聚力 c 及内摩擦角 Φ 的均方差；$\bar{c}$、$\bar{\phi}$ 分别为内聚力 c 及内摩擦角 Φ 的均值。将上面的 c 和 Φ 的值代入 $K=K(c,\phi)$ 便可以得到安全系数 K 的一个样本值。

当变量存在着相关性时，应通过相关系数矩阵进行独立化的处理。

3.4.2 岩质边坡可靠度分析

（1）分析流程

影响边坡稳定的因素很多，边坡的安全系数可写为各影响因素的函数，如（3.1）式所示。很明显，该式表示的意义非常明确但难以用显式的表达式体现出来。根据前面的可靠度理论分析可知，响应面法对此问题的处理将具有一定的优势；利用 Monte-Carlo 法求得的可靠度可以作为精确值，但它涉及到抽样次数和抽样方式的问题。

本文仅就对边坡稳定有着重要影响的岩性参数内聚力 c 和内摩擦角 Φ 进行可靠度分析。考虑进行的主要工作有：Monte-Carlo 法抽样次数对计算可靠指标的影响；分别采用响应面法和 Monte-Carlo 法进行边坡可靠度分析，并对其结果进行比较；c 和 Φ 的分布参数（如均值、均方差）和相关系数对边坡稳定可靠度的影响。分析流程见图 3.11 所示。

（2）响应面法分析边坡可靠度

本部分计算分析所采用的边坡模型如图 3.1 所示，安全系数的计算采用潘家铮法。边坡岩体的岩性参数如表 3.3 所示，采用响应面法计算该边坡可靠度的过程和结果见表 3.4 所示。从该表中可看出：响应面法的迭代过程是相当快的，一般只需要 3~4 次迭代就能得到所需的可靠度指标。

表 3.3　可能滑动面参数

（Tab3.3 Parameters of criteria surface）

参数项	平均值	变异系数	均方差
凝聚力	0.05 MPa	0.2	0.01 MPa
内摩擦角	20°	0.2	4°

表 3.4　响应面法的计算过程及结果

（Tab3.4 Result and process by response surface method）

计算轮次	采用数据组号	内聚力 (MPa)	摩擦角（弧度）	摩擦系数	安全系数	计算结果
1	1	0.05	0.349	0.364	2.2841	a=0.113, b_1=3.659, b_2=4.807, c_1=0.375, c_2=2.523 计算所得可靠指标 B=3.0307 验算点坐标 $c^*=0.04$，$\phi^*=0.138$
	2	0.05	0.209	0.213	1.4143	
	3	0.05	0.489	0.532	3.2523	
	4	0.03	0.349	0.364	2.2096	

	5	0.07	0.349	0.364	2.3589	灵敏系数$\alpha_c=-0.096$，$\alpha_\varphi=-0.995$
2	1	0.047	0.142	0.143	0.9449	a=-0.0044, b_1=3.725, b_2=5.814,
	2	0.047	0.212	0.215	1.3595	c_1=0.5, c_2=-0.148
	3	0.047	0.072	0.072	0.5307	计算所得可靠指标$\beta=2.9668$
	4	0.057	0.142	0.143	0.9826	验算点坐标$c^*=0.047$ $\varphi^*=0.143$
	5	0.037	0.142	0.143	0.9073	灵敏系数$\alpha_c=-0.096$，$\alpha_\varphi=-0.995$
3	1	0.047	0.142	0.143	1.0000	a= 0.0025, b_1=3.676, b_2=5.811,
	2	0.047	0.212	0.215	1.4145	c_1=1.0, c_2=-0.169
	3	0.047	0.072	0.072	0.5920	计算所得可靠指标$\beta=2.9665$
	4	0.057	0.142	0.143	1.0378	验算点坐标$c^*=0.047$，$\varphi^*=0.143$
	5	0.037	0.142	0.143	0.9624	灵敏系数$\alpha_c=-0.0933$，$\alpha_\varphi=-0.996$

（3）Monte-Carlo 分析边坡可靠度

本部分将采用随机模拟的方法进行岩质边坡的可靠度计算。计算模型及岩性参数均与响应面法计算时相同。为了考虑抽样次数对可靠指标的影响，现根据不同的抽样次数分别计算相应的可靠指标，结果如表 3.5 及图 3.12 所示。从这些图表中可看出：抽样次数 N 小于 6000 次时计算的可靠指标不是很稳定，可靠指标会有一定的波动；而当 N>6000 时计算得到的可靠指标是比较稳定的。图 3.13 和图 3.14 分别为 N=6000 时得到的安全系数概率分布曲线和概率密度曲线，经检验安全系数能很好地服从正态分布。

表 3.5 抽样次数与相应的可靠指标

(Tab3.5 Number of samples and responding reliability index)

抽样次数	100	250	500	750	1000
可靠指标	3.1747	3.0795	3.0458	3.1431	3.1432
抽样次数	2000	3000	4000	5000	6000
可靠指标	3.1447	3.1759	3.2911	3.266	3.2332
抽样次数	7000	8000	9000	10000	
可靠指标	3.2241	3.22191	3.2341	3.2306	

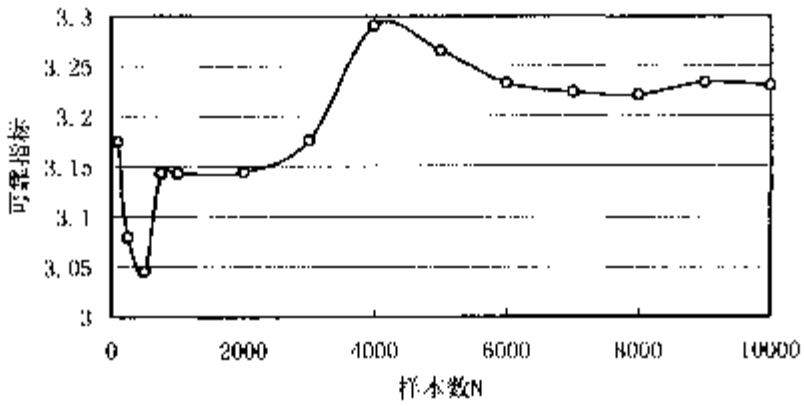


图 3.12 计算可靠指标与样本数关系曲线

Fig3.12 Curve of reliability index and number of samples

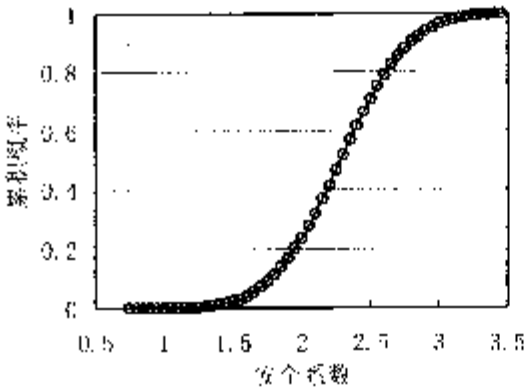


图 3.13　安全系数概率分布曲线
Fig3.13 Probability distribute of K

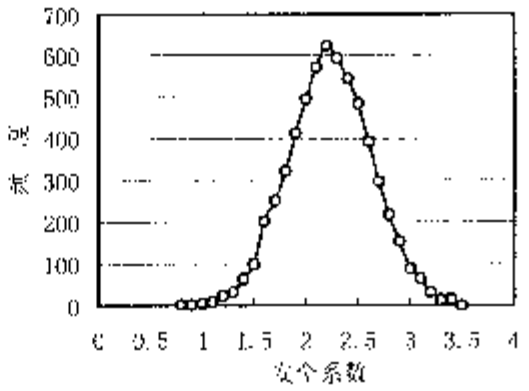


图 3.14　安全系数频度曲线
Fig3.14 Frequency of K

对同样的边坡，采用响应面法和 Monte-Carlo 随机模拟法得到的可靠指标分别为 2.9665 和 3.2306，差距相对较大。经分析，认为造成这种差距的原因在于：本部分的响应面法是在一次二阶矩法的基础上进行的，当随机变量为正态分布且功能函数为随机变量的线性函数时，采用一次二阶矩法计算的可靠指标是精确的；当随机变量非正态分布，功能函数不是其线性函数时，计算的可靠度为近似值；当功能函数的非线性程度很高时，计算得到的可靠度指标存在较大的差别。从这一点来看，可认为：边坡稳定的极限状态方程所代表的曲面呈现出非凸性，安全系数与边坡岩体岩性参数间存在着较高的非线性关系，用各参数的二次多项式来近似代替功能函数将导致较大的误差。

（4）内聚力 c 和内摩擦角 Φ 及其相关性的影响

当可能滑动面的摩擦角和内聚力的相关系数、均值和变异系数发生变化时，将会对可靠指标产生一定的影响。表 3.6～表 3.9 和图 3.15～图 3.18 为抽样次数 N=6000 时分析的结果，从这些图表中可以看出：c 和 Φ 的变异系数对可靠指标产生很大的影响；摩擦角均值对边坡稳定的计算可靠指标的影响也相当大；内聚力均值对可靠指标将产生一定的影响，当影响不如前两者大；变量 c 和 Φ 的相关系数对可靠指标的影响较小，在一般情况下可以忽略两者之间的相关性，认为它们彼此相互独立。

表 3.6　变异系数与相应的可靠指标
(Tab3.6 Variation coefficient and reliability index)

内聚力变异系数	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35
摩擦角变异系数	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35
计算所得可靠指标	6.0679	4.0816	3.2232	2.4658	2.1037	1.8345

表 3.7　摩擦角均值与相应的可靠指标
(Tab3.7 Mean of friction angle and reliability index)

内摩擦角均值（°）	10	15	20	25	30
计算所得可靠指标	0.9869	2.3648	3.2232	3.9285	6.2027

表 3.8　内聚力均值与相应的可靠指标
(Tab3.8 Mean of cohesion and reliability index)

内聚力均值（MPa）	0.03	0.05	0.07	0.09	0.11	0.13
计算所得可靠指标	2.9007	3.2232	3.2479	3.4202	3.5970	3.7768

表 3.9　相关系数于相应的可靠指标
(Tab3.9 Correlation coefficient and reliability index)

c 和 Φ 的相关系数	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
计算所得可靠指标	3.2232	3.0522	3.0275	2.9817	2.9764	2.9525	2.9092

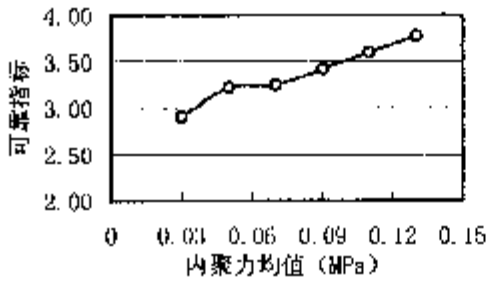


图 3.15　β～c 均值的关系曲线
Fig3.15 Curve of β versus mean of c

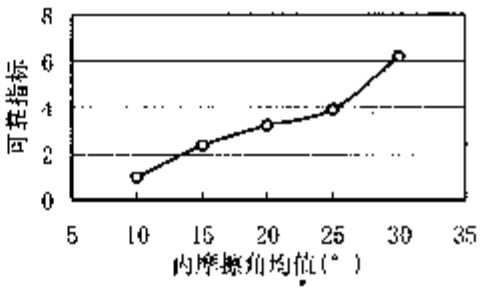


图 3.16　β～Φ 均值的关系曲线
Fig3.16 Curve of β versus mean of Φ

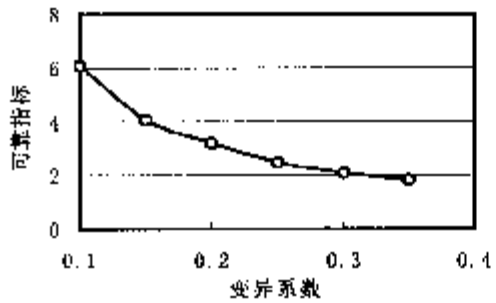


图 3.17　β～$\sigma_c=\sigma_\varphi$ 关系曲线
Fig3.17 Curve of β versus $\sigma_c=\sigma_\varphi$

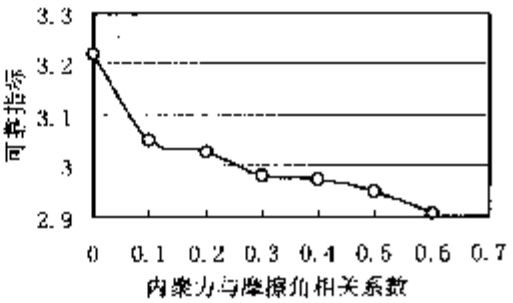


图 3.18　β～$\rho_{c,\varphi}$ 关系曲线
Fig3.18 Curve of β versus $\rho_{c,\varphi}$

3.5　边坡稳定的经济性分析

在我国，灾害和事故造成的破坏越来越严重。20 世纪 90 年代，自然灾害造成的直接经济损失增长了 5 倍，在 1990～1999 年的 10 年中，我国自然灾害直接经济损失年平均为 1527 亿人民币，相当于年国民生产总值的 3～6%，每年的灾害损失，超过国家财政收入的四分之一以上[150-152]。作为三大地质灾害之一的边坡失稳，在国家灾害损失中同样占了很大的比重。1963 年意大利的 Vajont 水库

近坝段3亿多m^3的地段发生了滑坡，产生了100多米高的涌浪，夺取了下游2600多人的生命。联合国曾把20世纪的最后十年作为国际减灾十年，这也体现了国际社会对灾害的重视。

为了有效地减轻边坡失效等自然灾害给人类带来的损失，采取强有力的工程防御措施是一条重要的途径。由于人类的科技力量和经济实力还有限，特别是我们这样的发展中国家，在进行灾害防御工程投资决策时，必须基于一种共同的思想：以有限的投入得到最大的防灾效益，即“防灾投资最优化”。国际标准《结构可靠性总原则》（ISO2394）1996年修订版明确提出“从经济观点来看，可靠性的目标水准应取决于失效后果和安全措施之间的平衡”，即结构的目标可靠指标应基于“投资—效益”的原则并通过优化得到。为了达到这一目的，就必须研究防灾工程的规律性及评价原理。中国的罗云、许厚德等学者对此进行了一些研究，得到了许多有益的结论[150-153]。

3.5.1 灾害的基本特点

从灾害管理来看，“灾害”的含义相当广泛。现在，灾害的普遍定义为：危害人类生命财产和生存条件的各类事件。因此，所有来自自然的和人为的危及人类生命财产和生存条件的祸害，均可归为“灾害”。灾害具有自然和社会的双重属性。当前，灾害一般被分为如下四类：（1）由自然变异造成的自然灾害；（2）由于人类的疏忽或错误给人类生存造成巨大影响的技术灾害；（3）人类为了自身生存造成的生态灾害；（4）人类故意行为造成的社会灾害。另外，灾害从总体上又可分为两种，即人为灾害和自然灾害，但这两者没有一个明确的界限。

灾害的防御不同于一般的经济活动，它本属于“非生产性”工程，因此不具备直接的“投入—产出”规律，其经济效益具有如下特征：（1）间接性，即防灾的效益不是直接使社会经济产生正的增值，而是通过减损及通过保障社会经济活动的正常进行间接地体现出来；（2）潜在性，即防灾工程的效益潜在于时空之中，也就是说，在单个防灾工程的功能寿命期内，只有在灾害发生的时间点上，防灾工程的效果才能显现出来，否则潜在于时间过程中。当仅考虑单个防灾工程时，不一定会有突出明显的经济效益，但对社会防灾整体，它必然有显著的社会意义及经济效益；（3）长远性，即防灾工程的经济效果不是短期或暂时的获取，而是具有长久性，也就是说防灾工程的效果及作用不仅存在于工程寿命期内，甚至会延续到更长远的时期。

灾害防御工程的费用是指为了实现这个工程项目所耗费的投入。效益则是指由于实施了该项目而引起的灾害损失的减小量。依据灾害经济学理论，灾害防御工程的费用和效益的计算可采用如下三种进行：

1．价值评价法　即以灾害造成的物化劳动（固定资产）的价值计量作为灾害的经济损失，以防治灾害投入的活劳动和物化劳动（人力、物理）的价值计量

作为防治灾害的耗费，以防治灾害而引起的经济损失减少部分的价值计量作为防治灾害的效益。

2. 效益评价法 即以灾害造成的物的社会效益损失作为灾害的经济损失，以防治灾害投入的物的社会效益作为防治灾害的耗费，以防治灾害而引起的物的社会效益损失减少部分作为防治灾害的效益。

3. 机会成本评价法 即以灾害造成的已有损失作为灾害的经济损失，以防治工程投入所能获得的其它收入的最高额作为防治工程的耗费，以防治工程而引起的已有收入损失的减少部分作为防治工程的效益。

显然用这三种方法计算的费用和效益是不相同的，并且在实际工程中也存在哪些是防治灾害工程的费用和效益的区分问题。

3.5.2 边坡支护的价值效益

边坡（特别是人工边坡）作为一个潜在的灾害源，其基本特性也符合一般的灾害学规律。灾害的发生是由致灾环境的危险性和承灾体的脆弱性决定的。对于边坡工程而言，致灾环境就是诸如气候、植被、雨水、人为因素等；承灾体就是边坡本身，它的脆弱性是由边坡体的岩土性质，内部节理、裂隙、夹层、断层等软弱环节的密度、分布、方位等因素决定的。

边坡支护是为了消除或减少可能产生的边坡失稳及其所引起的人员伤亡和财产损失而实施的活动。该系统的经济作用有两个：减损和保障作用，可分别用损失函数 L(S)和增值函数 I(S)来反映，其中 L(S)和 I(S)可分别表示为如下形式：

$$L(S) = L \cdot e^{l/s} + L_0 \quad L > 0, l > 0, L_0 \le 0 \tag{3.20}$$

$$I(S) = I \cdot e^{-i/s} \quad , \quad I > 0, i > 0 \tag{3.21}$$

在上两式中，S 表示边坡稳定的可靠度，L, l, L_0, I, i 分别为一些参数。边坡支护支护工程的总效益可用功能函数 F(S)来表示：

$$F(S) = I(S) + [-L(S)] \tag{3.22}$$

支护工程的损失函数 L(S)、增值函数 I(S)和功能函数 F(S)可用图 3.17 表示。从该图和式 3.21~3.23 中可看出：边坡失效损失随边坡的可靠度增加而减小，若支护工程不起任何作用，将导致边坡的可靠度 S 极低，从而使该边坡系统不但对人类的经济活动没有丝毫的利益，而且将出现理论上趋于无穷大的损失；边坡工程的增值函数 I(S)随边坡可靠度 S 的增加而增加，但增加的量有个限制，其最大值取决于整个边坡工程实施后对整个环境系统（如边坡对某一公路系统）的创值功能。

边坡支护防护的成本是指，为了实现防灾系统的减损及增值功能的发挥和提高所需要的投入，其函数形式可表示如下：

$$C(S) = C \cdot e^{c/(1-S)} + C_0, \quad C > 0, C_0 \le 0, c > 0 \tag{3.23}$$

根据“成本－效益”理论，边坡支护效益函数为边坡系统的功能函数与成本函数之差，即效益函数 E(S)为

$$E(S) = F(S) - C(S) = [I(S) \quad L(S)] - C(S) \tag{3.24}$$

效益函数反映的边坡防护支护系统在有效期内可能获得的收益。E(S)可作为边坡防护工程的经济效益评价依据，用于指导工程投资方案及优选，即求得产生最大投资效益的方案。E(S)的规律见图 3.18 所示。

根据价值工程理论，可得到边坡支护工程的价值函数 V(S)形式如下：

$$V(S) = F(S)/C(S) = [I(S) - L(S)]/C(S) \tag{3.25}$$

价值函数反映的是工程单位投入所产生的效益，它可作为边坡防护工程的价值评价依据，用于指导支护方案设计及投资决策，即由 dV(S)/dS=0 求得最佳防护效果下的可靠度。

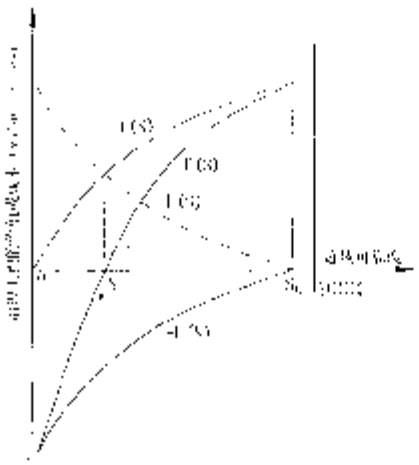


图 3.17　边坡防护工程性能函数

Fig3.17 Performance function of slope engineering

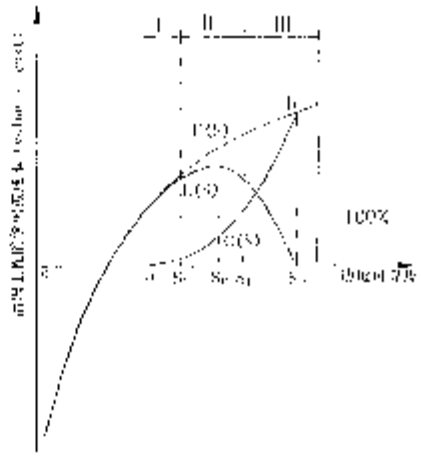


图 3.18　边坡防护工程效益曲线

Fig3.18 Benefit curve of slope engineering

根据灾害防御工程的效益评价法（参看图 3.18）可知：对于边坡工程，为了取得最大的投资效益，采用的边坡可靠度应该在第II区段；当可靠度 $S<S_1$ 时，E(S)随 S 的增大而增大；当 $S>S_2$ 时，E(S)随 S 的增大而减小；最佳的可靠度应在 $[S_1, S_2]$ 上。

3.5.3 边坡支护方案的优选

随着社会的进步与发展，人们对周围事物的要求也不一样。对于边坡工程而言，以前人们更多的是在安全性方面提出要求，而现在则必须考虑在安全性的基础上满足美学方面的要求，特别对于高速公路所经历的路段，该处的边坡应该满足人们视觉上的舒适和与大自然的和谐。

边坡的设计方案有许多种，可根据优化的途径进行优选，其数学模型如下

$$\begin{cases} find & X \\ \min & W=\alpha_1 C+\alpha_2 L \quad (\alpha_1+\alpha_2=1,\ \alpha_1>0,\ \alpha_2>0) \\ s.t. & \beta_i>[\beta_i] \\ & g_j(X)\le 0 \end{cases} \tag{3.26}$$

其中，X为设计方案；W为目标函数，表现为初期投资和损失期望的权重和；α_1,α_2分别体现了大众心理上对初期投资和风险的接受水平；$[\beta_i]$为目标可靠指标，β_i为设计可靠指标或对应与某一设计方案的可靠指标；$g_j(X)$为确定性的约束条件。

但是完全按照优化理论来寻求最优的边坡支护方案是难以实现的，一般只能采用优化的思想，寻求满意解。具体过程如下：先根据边坡所处地段的实际情况选取几个备用方案；计算每个方案边坡的可靠度，并看其是否符合人们对边坡的基本要求及一些具体要求（如美观上的）；计算每个方案的初期投资和损失期望；然后根据（3.26）式求得目标函数；最后选取可靠度满足要求，且目标函数最小的边坡支护方案作为“最优”方案。

3.6 小结

（1）边坡工程中存在许多不确定性因素，通过对主要影响因素的敏感性分析，得到如下结论：地震作用产生的地面加速度、可能滑动面的内聚力c及摩擦角φ对边坡的稳定性均产生很大的影响；地下水位的高度对边坡的稳定也有较大影响；边坡高度对边坡的稳定有一定的影响；而在一个可变化范围内的边坡岩体密度对边坡的稳定影响相对较小。

（2）在敏感性的基础上进行了岩质边坡的可靠度分析，分析结果表明：基于一次二阶矩法的响应面法具有收敛速度快的优点，对一些线性性较好的功能函数，其计算结果较好，但对于岩质边坡而言计算结果并不理想，因此在进行岩质边坡可靠度分析时应对此予以注意。本章的实例计算结果表明：当抽样次数大于6000时，计算的可靠指标比较稳定，安全系数能够较好地服从正态分布；c和φ的变异系数对可靠指标产生很大的影响；摩擦角φ的均值对边坡稳定计算可靠指标的影响也相当大；内聚力均值对可靠指标将产生一定的影响，但影响不如前两者大；变量c和φ的相关系数对可靠指标的影响较小，在一般情况下可以忽略两者之间的相关性，认为它们彼此间相互独立。

（3）通过对岩质边坡的经济性分析，初步提出了进行边坡支护方案优化的方法。

第4章　初始地应力场分析

摘　要：本章首先对地应力实测方法和分析方法进行了详细的叙述，对一具体工程采用Kaiser效应进行了地应力测试，效果良好。分别采用边界位移法和应力函数法对岩体初始地应力进行了模拟分析，实例分析表明：两种方法都能取得了很好的效果。另外，边界位移法克服了以往地应力回归分析或反分析中需做假定过多主观的缺点，具有广泛的适用性。

关键词：初始地应力；Kaiser效应；边界位移法；应力函数法；模拟

4.1 引言

矿业、石油开采、地下工程、边坡工程、水利枢纽工程、地震预报、地球物理研究等方面都涉及到地应力场的问题。在大地震之前地应力测值常会出现较长时间的趋势性异常变化，如1975年的海城7.3级大地震、1976年龙陵7.6级地震和1976年唐山7.8级地震，都发现了类似的趋势。在长趋势异常或平稳曲线的背景下，有时还会出现数月或一年左右更为明显的异常变化，形成“凹兜”或“破包”，有时异常幅值可达到零点几个兆帕。当这种趋势变化即将结束或结束以后不久，在监测台站附近数百公里范围内往往会发生地震[107]。在岩土工程中，岩体的初始地应力常常是影响地下洞室布局的一个主要因素，如有可能，一般使洞室轴线和最大水平主应力的方向平行或成一个较小的夹角，这样在很大程度上将增加地下洞室围岩的稳定性[110]。

岩体应力主要由自重应力、构造应力以及工程开挖引起的卸荷应力组成。开挖引起的应力是二次应力，也是一种对初始应力场的改造，它的大小很大程度上受到初始应力场和开挖方式的影响。边坡在开挖过程中，会因为初始地应力的存在而导致边坡岩体向临空面产生位移，而且过高的地应力加上不适当的开挖放炮方式常常导致岩石开挖过程中的岩爆、崩塌、回弹位移量过大等现象。因此，初始地应力的大小和方位对岩质高边坡等岩土工程的设计、施工有着重要的影响，特别是在一些高地应力区域，地应力往往决定了边坡开挖顺序和开挖量，也直接影响着边坡是否采取支护及相应支护的设计。岩性相近的岩体，如果初始地应力不同，即使开挖了坡度相同的边坡，它们的应力应变状态也不一样，甚至相差很远而导致边坡稳定性能质的变化：一种边坡稳定，而另一种边坡因不利的地应力而失稳。所以，初始地应力的确定成为了岩土工程稳定分析的必要条件[111-112]。

自1932年在胡佛大坝下面的一个隧道进行了第一次地应力现场测试以来，人们已取得了许多的地应力实测数据，为岩土工程的进行创造了便利的条件。但是在实际工程中，往往由于测试条件、工程投资等方面的限制，难以获得进行边坡稳定性分析所需的全部初始地应力资料，只能对为数不多的点进行应力量测。因此，分析这些少数测点的资料，并采取一定的方法推测整个地应力场的情况，

对边坡稳定性分析有着重要的作用。

4.2 地应力场的现场测试

4.2.1 地应力场的现场测试方法

1932年在巴西胡佛大坝成功地测定了岩石中的绝对地应力，从而开始了地应力的测量研究工作。在20世纪二、四十年代，为了工程的需要，就用应力解除法在坑道壁上测量应力。六十至七十年代以来，应力解除法得到了很大的发展。世界各国相继研制出了各种各样用于应力解除法的测量仪器。七十年代以来，随着石油工业的发展，出现了一种测量岩体深部应力的量测方法—水压致裂法。该方法发展很快，并取得了大量的实测数据。此外，还有波速测定法、X射线测定法、热力法、重力法等多种地应力测量方法。我国地应力测量和地应力预报地震的研究工作是从六十年代开始的。七十年代以来，曾先后在华北、西南、西北等地区进行了地应力绝对值的测量，并取得了许多研究成果，为我国现今构造应力场的研究提供了重要资料和依据。同时，还相继布设了一些地应力观测台站，积累了大量的地应力相对变化的观测资料。

1. 水压致裂法

1957年Hubbert & Wills讨论了水压致裂产生的张裂与应力场的关系，Kehle Haimson和费尔赫斯特对水压致裂应力测量的原理作出了进一步研究和探讨。水压致裂的应力测量前提是：假定岩石是脆性、线弹性、均匀和各向同性及非渗透性的，而且作用于岩石的一个主应力方向与钻孔轴平行。这样，就可以将水压致裂模型简化为在一无限大的岩石平板中有一圆孔，并在平板内作用两个主应力$\sigma_{H\max}$和$\sigma_{H\min}$。水压致裂过程中测得的压力参数及其破裂方向与平面应力状态直接相关。

该法利用膨胀封隔器在已知深度上封隔一段钻孔，然后通过泵入流体对这段钻孔增压。在水压致裂过程中，随着封隔段内的液压不断增加，孔壁上的切向有效应力将逐渐变小，最后变为张应力。当其等于或大于岩石的抗拉强度Rt时，孔壁就会产生破裂；对于非渗透性岩石而言，岩石的临界压力P_k为：$P_k = R_t + 3\sigma_{H\min} - \sigma_{H\max} - P_0$，其中$P_0$为孔隙压力。大量实验结果表明，不管垂直应力的大小如何，孔壁上的初始水压破裂总是垂直的，并沿最小阻力路径传播，即在垂直于最小主应力方向的平面内扩展。

当一个水平主应力为最小主应力时，裂缝将在垂直于该最小水平主应力方向的平面内延伸；在关泵停止注压后，维持裂缝张开的瞬时闭合压力（P_s）就等于垂直破裂方向的压应力，即最小水平主应力$\sigma_{H\min} = P_s$，而最大水平主应力可由$\sigma_{H\max} = R_t + 3\sigma_{H\min} - P_k - P_0$求得。垂直主应力可根据海姆规则求得，近似地用上覆

岩层的重量来表示，即：$\sigma_v = \rho g H$，式中 ρ 为上覆岩层密度，g 为重力加速度，H 为测量段的深度。

当垂直主应力 σ_V 为最小主应力时，初始破裂是垂直的，可在张裂过程中的压力-时间曲线上得到第一瞬时闭合压力 P_{s1}，它等于 $\sigma_{H\min}$。当破裂面向外扩展并转化为水平破裂时，则可得到第二瞬时闭合压力 P_{s2}，而 $P_{s2} = \sigma_v$，很明显 $P_{s1} > P_{s2}$。这样，最小水平主应力和垂直主应力均可从压力-时间记录曲线上直接求得。

抗拉强度 R_T 可在现场通过对封隔段的多次循环加压过程求得。在初始的压裂循环中，由于岩石是完整的，连续加压使得岩石破裂，并可得到明显的破裂压力 P_K。而在此后的重张破裂循环中，由于破裂已经产生，岩石的抗拉强度 $R_T = 0$，这使得破裂重张应力 P_r 为：$P_r = 3\sigma_{H\min} - \sigma_{H\max} - P_0$。将此时与前述的 $P_K = R_T + 3\sigma_{H\min} - \sigma_{H\max} - P_0$ 合并，可得：$R_T = P_K - P_r$。该式的地质意义也是十分明显的，一般来说，破裂压力大于重张压力。在首次压裂循环中，施加压力不仅要克服岩石所承受的地应力，而且要克服岩石自身的抗拉强度，否则就不会将岩石压裂开；一旦破裂形成，要使之重新张开只需克服作用在破裂面上的地应力。显然，两者之差就是原地抗拉强度。

主应力是通过测定孔壁上水压裂缝的方向来实现的，水压破裂的方向就是最大水平主应力方向。因此，根据水压致裂过程中测定的各有关参数，便可以确定主应力的大小，而准确测量最小水平主应力是水压致裂原地应力测量的关键。

水压致裂法是上世纪 70 年代发展起来的直接测量地壳深部应力状态的新方法，它克服了应力解除法的缺点，因此国内外均很重视。该方法不需要套芯，因此可以在深井中测量应力，并且该法操作简单，不需要精密的井下电子仪器，无须知道岩石的弹性参数。国家地震局与 1980 年就开始进行水压致裂地应力测量的实验研究。现在常采用该方法进行岩体深部的岩体应力，中国地震局地壳应力研究所与日本电力中央研究所合作，于 1991 年以来多次采用水压致裂法进行了地应力研究，并在北京房山、三峡等地区进行了现场测试，实践结果表明，该方法取得了相当好的结果[108]。

2. AE Kaiser 效应测量地应力

凯斯（Kaiser）于 1953 年发现：脆性材料在单调增加的应力作用下，当应力达到已受到的最大应力时，声发射活动会显著增强。岩石是一种脆性材料，它同样具有“记忆”功能，即 kaiser 效应，利用这一特性就可以测定岩体所经历过的最大应力。金川忠(Kanagawa)、Hayashi 和 Nakasa 于 1976 年首先提出利用岩石的 Kaiser 效应估计原地应力。其假定为：实验室单轴加载观测到的 Kaiser 效应可以推广到用来探测任意方向过去受过的最大应力。这样，原地应力就可以通过

在定向岩芯上取出不同方向的次级岩芯，并对其进行单轴加载来观测 Kaiser 阶跃来确定。经过多年的研究，人们一般接受了 Kaiser 效应的这种理论依据：微破裂扩展产生声发射。由于岩石中微破裂的扩展是不可逆的，因此沿给定应力路径第一次加载时将引起已有微裂缝扩展而产生声发射。其扩展长度与最大应力有关。卸载后沿同一路径第二次加载，在应力达到第一次加载的最大值之前，无新的微裂缝扩展，因而没有声发射出现。当应力达到并超过最大值时微裂缝将继续扩展，因而伴随着声发射的突然增加。Kaiser 效应测定岩体应力的装置示意可见图 4.1 所示。

这种方法在三峡、小浪底、龙门、大广坝和龙滩等水电工程中得到了广泛的应用，测得的地应力值和方向与现场应力解除法测得的应力值和方向基本一致，但岩体应力值偏高，这是因为声发射法测定的地应力值包含了构造应力所记忆的历史最大岩体应力值，而现场应力解除法的测定只是现存的实际应力值。

近二十年来学术界和工程界对该方法的可靠性进行许多的研究，主要集中在两个方面：一方面是在同一钻孔中用 AE 法与其它流行的方法进行原地应力对比观测；另一方面是研究 Kaiser 效应的理论和成因机制。Utagawa 等人(1997)专门研究了形变率法和 AE 法测量原地应力的可靠性，特别注重研究了取芯到试验时间的影响；张伯崇（1999）、Holcoumb（1993）、李方今和今川忠（1992）、Hassani 和 Momayez（1992）等对此也专门进行了研究。从报道的情况看来，AE 法测定岩体地应力的结果大致是可靠的。

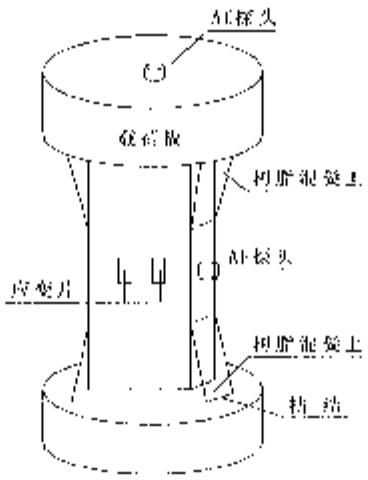


图 4.1 AE 法测定岩体应力试验示意图

(Fig4.1 Rough draft of AE measuring stresses of rock mass)

3. 应力恢复法和应力解除法

(1) 应力恢复法（也称平面千斤顶法）

这是一种应用较早的应力测量方法，也是一种直接测量应力的方法。它是将已解除了应力的岩石用平面千斤顶使其恢复到初始的应力状态，从而得到岩石的

应力，具体情况请见图 4.2（a）。虽然这种方法的测量精度较低，且只能在坑道壁上测得垂直于液压千斤顶平面上的应力大小，但因其简单实用，又可满足一般工程的需要，所以得到了较为广泛的应用。

（2）应力解除法（也称应变解除法或套芯法）

这是目前应用最广泛的地应力测量方法。这一方法是在未经扰动的岩石中钻一测量孔，将传感器放入孔中，然后在测孔外同心钻取岩芯，将岩芯与围岩脱离，即解除岩芯的应力。根据应力解除前后仪器测值的变化，通过一定的关系式换算得到岩体应力的大小和方向。具体情况请见图 4.2（b）所示。

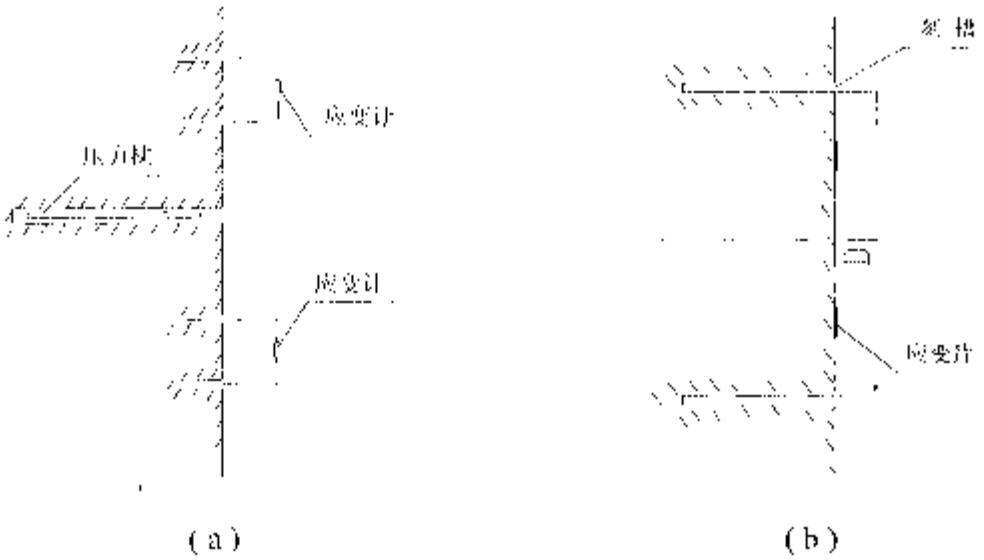


图 4.2　应力解除法和应力恢复法测地应力示意图

(Fig4.2 Schematic diagram of methods resuming stresses and eliminating stresses)

根据所用传感器的不同，应力解除法大致可分为三大类：A 钻孔位移法（也称为钻孔变形法），钻孔应力法，钻孔应变法（包括孔底应变法和孔壁应变法）。钻孔位移法和钻孔应力法都是通过测量与钻孔孔径变化有关的量来计算应力，只是传感器的刚度不同，所以又可统称为钻孔变形法。这些地应力测量方法都属于间接测量法。

4.　地应力场相对值的量测

地应力相对量测值是通过观测地壳应力状态变化而得到的。由于这种变化往往与地震的孕育过程有一定的联系，故越来越引起各国地震工作者的注意。

我国开展地应力相对量测并将其用于地震预报的研究，是在著名地质学家李四光的倡导下进行的。从 1966 年 3 月在河北隆尧建立第一个地应力观测站之后，相继在全国大部分省、市、自治区建立了一批台站。进行地应力相对观测的不同式样的探头，已经在野外观测中得到了大量应用。现在，美国、日本、俄罗斯、瑞典等国都很重视地壳应力相对值的观测，及其在地震预报研究和工程地质稳定性评价等方面的应用。

根据量测探头的不同，把测量相对地应力的主要方法分为如下几种：（1）压磁应力仪法；（2）振弦式应力计法；（3）体积式应变计法；（4）孔径形变计法；（5）差应变式与分量式地应变仪等方法。

4.2.2 岩体初始地应力的 Kaiser 测试

初始地应力的测试方法很多，各种方法都有其优缺点，根据不同的用途可选择合适的测试方法。Kaiser 测试法由于可在实验室直接测试的优点而逐渐受到重视。通过对某岩质高边坡的初始地应力进行大量的岩芯取样、试件制取和实验室测试工作，得到了边坡初始应力场的大致分布。下面所述部分即为其中一部分成果[41]。

（1）测试规划

目前地应力的测试方法很多，前面已经做了一定的介绍及评述。但许多测试方法都需要在现场岩体中开挖平硐或钻孔，测试比较麻烦并且费用较高，而利用声发射原理的 Kaiser 效应则只需在现场取得完整性好的岩样后，就可以进行地应力的室内测试，试验费用较低并且试验条件也相对容易控制。笔者课题组的成员利用岩石的 Kaiser 效应，对一岩质高边坡进行了地应力的测试工作。

首先在现场采集完整性很好的岩样，在 Kaiser 试验前将定向采集的岩样在 6 个方向制取试件，即 X、Y、Z、X45Y、Y45Z 和 Z45X 方向，如图 4.3 所示；然后将制取的试件放置到专用的测试系统中进行加载，在加载的同时同步测定声发射特征参数，由此可获得每个试件的 Kaiser 效应点所对应的荷载 P_k，然后由式 $\sigma_i = P_k / A$（A 为试件截面积）求得岩石试样的测点应力状态；最后根据张量理论，将上一步所测得的应力通过一个坐标变换矩阵[T]转化为所需坐标系下的应力分量，并得到三个主应力的大小及方位。

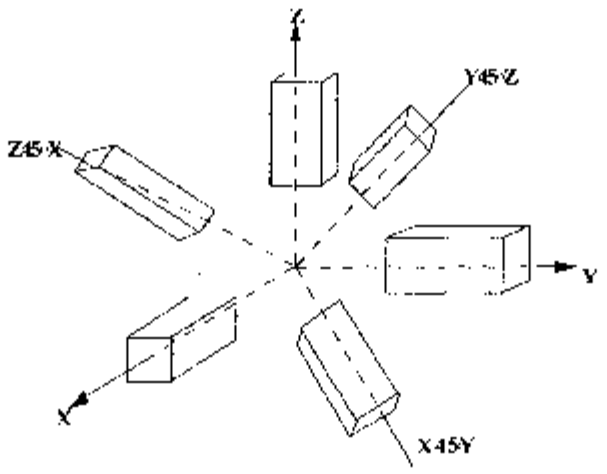


图 4.3 定向试件的制取方向

Fig4.3 Orientation of test specimen

本次对边坡现场处于不同位置的3组岩石进行了地应力研究，试件岩性为白垩系凝灰岩，取样位置位于该边坡的第二和第三开挖面，距离开挖边坡坡顶约30m、距离山顶高差约60m，岩石试样完整、新鲜。将每个测点采集的岩样在上述6个方向制备成一组试件，每个试件尺寸为25cm×25cm×7cm左右。将切好的试样打磨成形后，然后经手工精磨，使其平行度、垂直度与平整度得到充分保证。

测试装置包括加压装置、声发射装置、记录装置及数据处理装置。加压装置采用的测试设备主要为美国产 MTS815Teststar 程控伺服岩石刚性试验机，由于在试件端部设置两层聚四氟乙烯及一层橡皮垫片，因此加载相当稳定，控制精度高，试验中不产生噪声和振动。声发射装置则采用 AE-04 声发射测试仪，其采用仪器机良的线性系统定位，只接受来自试件中的 AE 信号，且在试件上部、下部各有一探头以接受（通过垫片尚未消除的）噪声及断部应力集中引起的信号，灵敏度高、测试结果可靠。所有测试过程与数据均由计算机控制和采集，极大地提高了测试精度和准确性。

（2）测试成果

根据上述过程，测得各测点的初始地应力值如表4.1所示。从该表中可看出：测点的平均最大主应力为9.50MPa，最大值为10.33MPa，最小值为8.31MPa；测点的最大主应力方位在N36.32E与N32.60W之间，平均为N8.15E，这与边坡实际的倾向范围基本一致；测点的最大主应力的平均倾角14.9°，最大为27.68°、最小为8.49°，最大主应力近于水平。从测试的总体结果看，最大主应力的方位和倾角比较符合设计，量值约9.5MPa。

表4.1　Kaiser效应地应力测试值

（Tab4.1 Ground stresses measured by Kaiser method）

试样编号	主应力号	主应力值(MPa)	方向（°）	倾角（°）
1ZD	σ_1	8.31	N36.32E	-8.49
	σ_2	4.83	N60.03W	28.08
	σ_3	1.03	N44.68W	-71.57
2ZD	σ_1	9.85	N32.60W	25.51
	σ_2	5.77	N78.39E	33.57
	σ_3	1.54	N27.13E	-46.07
3ZD	σ_1	10.33	N28.17W	27.68
	σ_2	4.81	N54.52	-33.91
	σ_3	0.21	N84.96E	40.1
平均值	σ_1	9.50	N8.15W	14.9
	σ_2	5.14	N24.29E	9.25
	σ_3	0.93	N30.57E	-25.85

4.3 地应力场的传统分析方法

在工程实际中，由于工程投资、工期、测试条件等方面的原因，不可能对工程区域的地应力进行高到细致的现场测量工作，而只能进行少量具有代表性的测定工作。如何利用现有的资料来分析岩体的地应力场已成了工程的需要，相应的分析方法就应运而生了。初始地应力的分析方法很多，其中产生过重要影响的主要有如下几种。

1. 自重应力场法

该方法认为区域地应力是由自重产生的，这一假设对松散介质和对表层风化破碎岩体比较适用。许多地应力现场测量资料表明，它一般不适用于完整岩体，因为完整岩体或多或少都存在着构造应力或残余构造应力。

2. 海姆法

该方法认为岩体在较大应力的持续作用下，由于长期的流变作用而处于类似静水压力状态。这种假定可能适用于深层岩体，但一般的岩土工程不会涉及到那样的深度。

3. 侧压力系数法

它认为地应力场中的垂直应力是由自重应力引起的，而将水平地应力视为垂直应力与某一系数的乘积，即认为水平应力与竖直应力呈某一系数关系。

4. 边界荷载调整法

该方法是在工程地点按有限元计算的需要切取一定范围，在两侧加上某种规律的水平荷载，然后用有限元求得在这一水平荷载作用下的应力场。对边界荷载进行调整，直至满足要求为止。这种方法对于主要由重力和地形条件作用而形成的地应力场往往能取得较好的效果。

5. 有限元数学模型回归分析法

该方法认为地应力场是由许多因素决定的，即

$$\sigma = f(a_1, a_2, \ldots)$$

它可根据现场地质地形资料建立计算模型，按照现实的可能性，建立地应力与各影响系数之间的回归方程。由已测得的地应力资料，用统计分析方法使残差平方和达到最小，可求得各影响因素的唯一解。这种方法理论上是可行的，但计算工作量太大，难以在实际中得到应用。

6. 基于位移的反分析法

该方法是利用现场测得的位移值，再结合事先假定的地应力分布模式，通过一定的评判标准（如最小二乘法），采用一定的优化算法求得整个工程区域内的初始地应力场。此方法也事先认为初始地应力场服从某种分布，而在边坡工程中，特别是坡面附近区域这一假设难以得到满足。

前3种方法都较简单，在某些情况下也可以用于工程的初步分析，特别是对

以下中小型工程。初始地应力场是由重力和地质构造作用而引起的，又由于岩石的物理力学参数特性、风化、剥蚀等作用而变化，其应力本质地释放和重分布而成为当前的残余应力状态。因此目前3种地应力确定方法，远远不能满足工程的需要。传统的地应力分析方法，都存在一个缺点，即工程区域内的地应力做了过多或过强的假定。该假定对于一个大区域的地应力场的模拟分析可以取得较好的效果，但对于某一较小的工程区域，其地应力场很可能没有很强的规律性。此种情况下，如果给出一个地应力分布规律的强假定，将会导致最后地应力场模拟结果与实际情况产生较大的差别。

4.4 模拟构造应力的边界位移法[111]

建设在山区的公路将不可避免地遇到一些高边坡、深路堑及深埋隧道的问题，这些问题的解决适当与否直接影响到工程的成本和工期。岩体的初始地应力场是影响这些工程的一个关键因素，从而分析和模拟初始地应力场就成为一个迫切的需要。

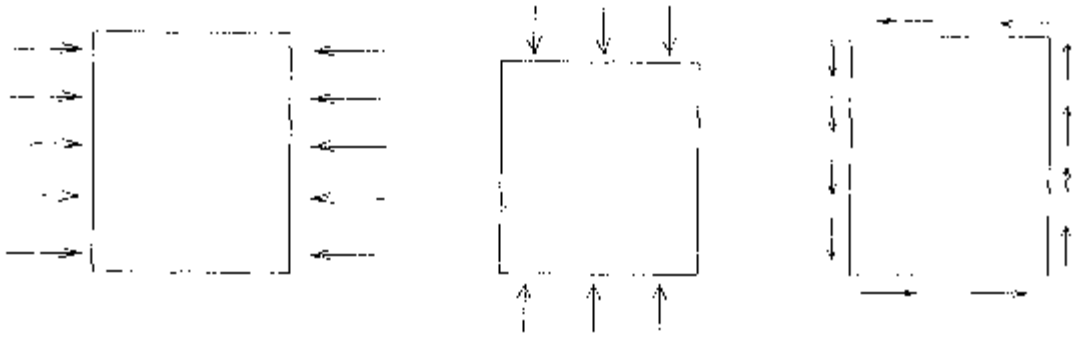
有限元法已经在土木工程领域取得了巨大的成功，尽可能地利用有限元本身的计算模块是扩大有限元法应用范围的一种很好的途径，模拟构造应力场的边界位移法，就是根据地质构造特点，在边坡计算模型边界上施加远场位移来模拟出构造应力形成的初始地应力场，并且为后续的边坡开挖有限元分析建立一种与初始地应力场等效而又十分方便的加荷方式。

4.4.1 构造运动的描述

初始地应力的分布规律常常受构造运动的影响，为使模拟分析能顺利得出合理的结果，宜通过对基本受力状态下测点应力的计算和比较逐步排除对所关心的区域不起主导作用的因素，即宜借助于试计算对可能起作用的、与现存构造形迹相应的构造应力逐个筛选和检验，求得与工程地质勘察资料一致的优化解。

通常情况下，下列六种因素可作为模拟岩层自重和地质构造作用的基本因素：（1）自重应力状态；（2）东西向水平均匀挤压构造运动；（3）东西向水平均匀挤压构造运动；（4）水平面内的均匀剪切变形构造运动；（5）东西向垂直平面内的竖向均匀剪切变形构造运动；（6）南北向垂直平面内的竖向均匀剪切变形构造运动。具体情况可详见图4.4。

对于高边坡而言，构造运动可用在模型边界施加适当的位移来等效。图4.4为某一个平面内，施加边界位移来模拟地质构造运动。对于三维空间，施加的边界位移和平面问题相类似，



（a）水平向构造应力　　（b）水平向构造应力　　（c）水平向构造应力

图 4.4　构造应力示意图

Fig4.4 Diagrammatic sketch of tectonic stress

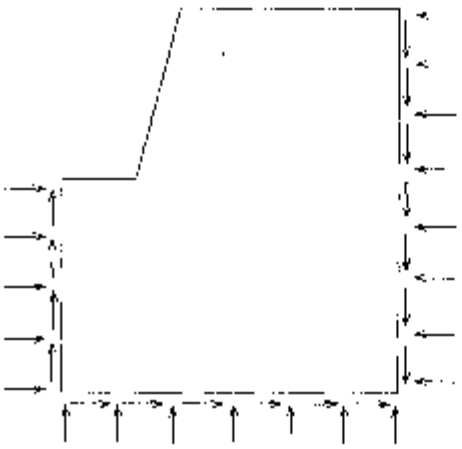


图 4.5　边界位移模拟构造运动

Fig4.5　Boundary displacement simulating tectonic movement

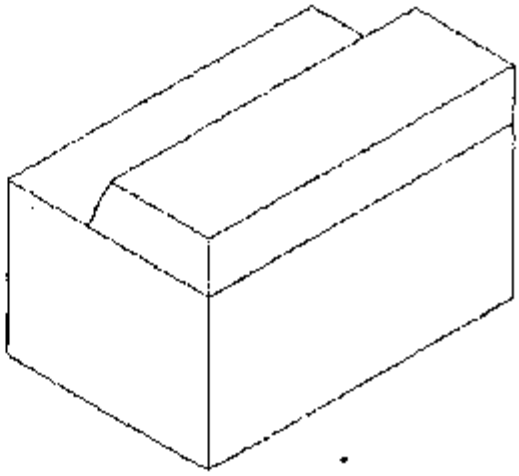


图 4.6　边坡三维轮廓图

Fig4.6 3D contour of slope

4.4.2 模拟过程的优化模式

在对模型边界施加远场位移来模拟构造运动，并模拟由构造运动引起的初始地应力场的过程中，关键的问题在于如何确定施加的边界位移。对于应施加的边界位移，可采用如下列式进行优化求解。

设各边界施加的位移为 $u_i(i=1,2,...)$，所有的 u_i 构成一位移矢量，记为 $\{u\}$；边界位移 $\{u\}$ 在测点 k 处所产生的应力记为 $(\overline{\sigma_{ij}})_k$，其值可由有限元方法求得，而在测点 k 实测到的应力记为 $(\sigma_{ij})_k$，这两者之间一般会存在差值，差值越小说明模拟效果越好。在实际应用过程中，我们可取目标函数如下

$$f(\{u\})=\sum_{k=1}^{N}\sum_{\substack{i=1\\(i\le j)}}^{3}\sum_{j=1}^{3}\{\omega_{ijk}[(\overline{\sigma_{ij}})_k-(\sigma_{ij})_k]^2\} \tag{4.1}$$

式中 ω_{ijk} 为权重，反映了测点 k 某一方向应力测量过程中的误差大小及对整个模拟工作的重要程度，其值越大表明测值越准确且对整个模拟过程的贡献也越大；

N 为测点的个数。

在模拟过程中，实质性的问题是对位移矢量 $\{u\}$ 进行优化，使得（4.1）式中的目标函数值最小。在求得了优化的边界位移之后，可将其施加在对应的边界上，由有限元分析程序计算出整个模型范围内的应力场，此即模拟的由构造运动引起的初始地应力场。

4.4.3 求解边界位移的一阶优化算法

1. 优化问题的数学模型

$$\text{find} \qquad X=[X_1,X_2,X_3,\ldots,X_n] \tag{4.2}$$

$$\text{min.} \qquad f(x) \tag{4.3}$$

s.t.

$$\left.\begin{aligned} &\underline{X_i} \le X_i \le \overline{X_i} && (i=1,2,3,\ldots,n)\\ &g_i(X) \le \overline{g_i} && (i=1,2,3,\ldots,m_1)\\ &\underline{h_i} \le h_i(X) && (i=1,2,3,\ldots,m_2)\\ &\underline{w_i} \le w_i(X) \le \overline{w_i} && (i=1,2,3,\ldots,m_3) \end{aligned}\right\} \tag{4.4}$$

其中 m_1,m_2,m_3 为状态变量分别受上限、下限及上下限约束的个数；$m_1+m_2+m_3$ 为状态变量所受约束的总个数。

2. 带约束优化问题的处理

在实际的计算过程中，可对状态变量的上下限提供一个容差，即满足如下条件的点（X^*）为可行点。

$$\left.\begin{aligned} &g_i^* - g_i(X^*) \le \overline{g_i} + \alpha && (i=1,2,3,\ldots,m_1)\\ &\underline{h_i} - \beta_i \le h_i^* = h_i(X^*) && (i=1,2,3,\ldots,m_2)\\ &\underline{w_i} - \gamma_i \le w_i^* = w_i(X^*) \le \overline{w_i} + \gamma_i && (i=1,2,3,\ldots,m_3) \end{aligned}\right\} \tag{4.5}$$

其中 $\alpha_i,\beta_i,\gamma_i$ 为计算过程中指定的容差。

通过构造一系列外部罚函数，将带约束的最优化问题转化为无约束的最优化问题，即

$$\text{find} \qquad X=[X_1,X_2,X_3,\ldots,X_n]$$

$$\text{min} \qquad Q(X,q)=\frac{f}{f_0}+\sum_{i=1}^{n}P_c(x_i)+q\Big[\sum_{i=1}^{m_1}P_g(g_i)+\sum_{i=1}^{m_2}P_h(g_{h_i})+\sum_{i=1}^{m_3}P_w(w_i)\Big] \tag{4.6}$$

其中 Q 为无约束目标函数，为一个无量纲值；P_c,P_g,P_h,P_w 为与设计变量和约束变

量相对应的罚函数；f_0为当前设计变量所对应的参考目标函数值；q为响应面参数，用来控制整个约束条件（设计变量和状态变量）的满足情况。

（4.6）式中的罚函数应具有如下几个特点：（1）对于可行点，其值应为0，对于不可行点，其值应大于0，且随约束违反程度的增加而增大；（2）函数应具有良好的性态；（3）随着q的增大，应能使无约束优化问题的解趋近于原问题的解。由以上几点我们可以构造各约束条件所对应的罚函数，即

$$\left.\begin{aligned} P_x(x_i^k) &= [\max.(0, x_i^k - \overline{x_i^k}, \underline{x_i^k} - x_i^k)]^{2\lambda} \\ P_w(w_i) &= [\max.(0, w_i(x^k) - (\overline{w_i} + \alpha_i), (\underline{w_i} - \alpha_i) - w_i(x^k))]^{2\lambda} \\ P_g(g_i) &= [\max.(0, g_i(x^k) - (\overline{g_i} + \alpha_i))]^{2\lambda} \\ P_h(h_i) &= [\max.(0, h_i(x^k) - (\overline{h_i} + \alpha_i), (\underline{h_i} - \alpha_i) - h_i(x^k))]^{2\lambda} \end{aligned}\right\} \tag{4.7}$$

其中，λ为一个大整数，这样当约束条件不满足时所对应的罚函数很大，而当约束条件满足时罚函数为零，从而体现了约束条件的影响。当然，也可以在各罚函数前面加上对应的权重，以反映约束条件对整个优化的影响。

令 $Q_f(X) = \dfrac{f}{f_0}$，$Q_p(X,q) = \sum_{i=1}^{n} P_x(x_i) + q[\sum_{i=1}^{m_1} P_g(g_i) + \sum_{i=1}^{m_2} P_h(g_h) + \sum_{i=1}^{m_3} P_w(w_i)]$

则 $Q(X,q) = Q_f(X) + Q_p(X,q)$. （4.8）

其中，Q_f、Q_p分别与目标函数和罚函数相关

3. 一阶优化算法

当采用一阶优化方法（First Order Optimization Method）时，优化过程中的搜索方向和共轭梯度为

$$x^{(k+1)} = x^{(k)} + s_k d^{(k)} \tag{4.9}$$

其中，s_k为线性搜索步长，s_k的范围为：$0 \le s_k \le \dfrac{S_{max}}{100} s_k^*$，（$s_k^*$为当前迭代步$k$可能的最大线性搜索步长，$S_{max}$为线性搜索步长的最大百分比(%)）。最优搜索步长应满足下式

$$s_k: \quad f(x^{(k)} + s_k d^{(k)}) = \min.f(x^{(k)} + t \cdot d^{(k)}) \triangleq \min.\psi_k(t) \tag{4.10}$$

该式中的s_k可由一维线性搜索方法求得，如采用黄金分割法和抛物线法等。

求解优化问题全局最小值的关键在于搜索方向上设计序列的产生和响应面参数q的内部调整。对于初始迭代（k=0）而言，搜索方向认为就是无约束目标函数的负梯度方向。即

$$d^{(0)} = -\nabla Q(x^{(0)}, q) = d_f^{(0)} + d_p^{(0)} \tag{4.11}$$

显然，对于初始迭代而言，搜索方法就是最速下降法。对于后续的迭代（k>0），

可根据 Polak-Ribiere 递归法求得共轭梯度[159-161]，即

$$d^{(j)} = -\nabla(X^{(j)}, q_k) + r_{j-1}d^{(j-1)} \tag{4.12}$$

$$r_{j-1} = \frac{[\nabla Q(X^{(j)}, q) - \nabla Q(X^{(j-1)}, q)]^T \nabla Q(X^{(j)}, q)}{\left|\nabla Q(X^{(j-1)}, q)\right|^2} \tag{4.13}$$

如果 q 做适当的修正，则 q 可以随迭代过程而改变却不损坏上述方程的共轭属性。将 $d^{(k)}$ 分为两个部分，即

$$d^{(k)} = d_f^{(k)} + d_p^{(k)} \tag{4.14}$$

其中，每个方向都有一个独立的递归关系，即

$$\left.\begin{aligned} d_f^{(k+1)} &= -\nabla Q_f(X^{(k+1)}) + r_k d_f^{(k)} \\ d_p^{(k+1)} &= -q\nabla Q_p(X^{(k+1)}) + r_k d_p^{(k)} \end{aligned}\right\} \tag{4.15}$$

在该算法中，有时可令 $r_k=0$ 使得迭代方向为最速下降方向。一旦发现病态，就令 $r_k=0$，这样基本上就可使迭代收敛，或者一些重要的状态变量满足约束条件。

以上所述都认为能够得到梯度向量。但函数没有明确的表达式或解析式难以求得时，梯度向量可以通过下式近似求得

$$\frac{\partial Q(X^{(j)})}{\partial X_i} \approx \frac{Q(X^{(j)} + \Delta X_i e_i) - Q(X^{(j)})}{X_i} \tag{4.16}$$

其中 e_i 为单位向量。

当满足如下两式，则认为迭代过程已经收敛

$$\left.\begin{aligned} \left|f^{(k+1)} - f^{(k)}\right| &\le \varepsilon_1 \\ \left|f^{(k+1)} - f^{(b)}\right| &\le \varepsilon_2 \end{aligned}\right\} \tag{4.17}$$

其中 $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ 为给定的目标函数容差；$f^{(b)}$ 为最佳目标函数值。

4.4.4 应用实例

现通过实例分析来说明边界位移法的应用。设有如下边坡工程，该边坡高 70m，整个模型边界取至坡高的 2~3 倍，整个区域共有两种岩体材料，其参数分别为：$E_1=2.0\times10^{10}$Pa、$\upsilon_1=0.25$、$c_1=1.56$MPa、$\Phi_1=53°$；$E_2=1.0\times10^{9}$MPa、$\upsilon_2=0.27$、$c_2=1.1$MPa、$\Phi_2=47.7°$。部分测点的应力值见表 4.2，边坡轮廓及节点位置见图 4.7 所示。

整个有限元模型共有 1130 个单元，1201 个节点。进行边界位移优化分析时，为了减少优化变量和消除有限元分析中的刚体位移，并尽可能地使优化过程收敛，只考虑在模型右边界施加位移，即水平位移 u 和竖向位移 v，整个优化过程将针对这两个变量进行。

按照上述的分析计算方法，得到某些测点各主应力大小和方向，将其与对

应点的实测值相比较，结果如表4.2所示。施加的边界位移迭代过程曲线见图4.9所示，测点477、705应力分量σ_x、σ_y的过程曲线见图4.8所示。从表4.2中可看出，各测点的实测值与模拟值相差不大，可满足工程的需要。从图4.8~4.9中可看出，迭代过程收敛很快，基本上只需3~4次迭代就收敛了，这也说明本文所采用的一阶优化方法效果良好。

表4.2 各测点应力实测值与模拟值结果

（Tab4.2 Measuring results and simulating results of stresses of nodes）

点号	σ_x（MPa）		σ_y（MPa）		τ_{xy}（MPa）	
	实测值	模拟值	实测值	模拟值	实测值	模拟值
348	-8.49	-8.62	1.79	1.79	3.58	-3.46
477	-1.82	-1.83	-0.50	-0.48	-1.01	-1.00
622	-4.86	-4.90	1.35	1.31	-2.87	-2.81
705	-6.59	-6.74	-1.59	-1.54	-3.53	-3.54
709	-7.05	-7.14	-1.63	-1.56	-3.54	-3.44
713	-7.46	-7.51	-1.93	-1.89	-4.08	-3.86
717	-7.90	-7.89	-2.41	-2.38	-5.02	-4.65
938	-11.10	-11.23	-2.55	-2.44	-2.65	-2.48
1083	-12.41	-12.45	3.65	3.60	1.44	-1.30
1228	-13.42	-13.31	-4.44	-4.34	-0.54	0.00

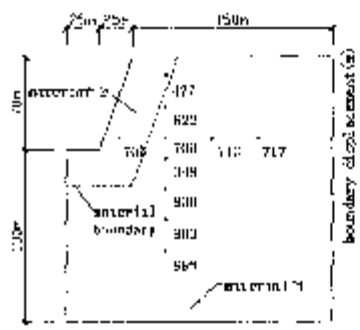


图4.7 边坡轮廓及节点位置

Fig4.7 Sketch of slope and location of nodes

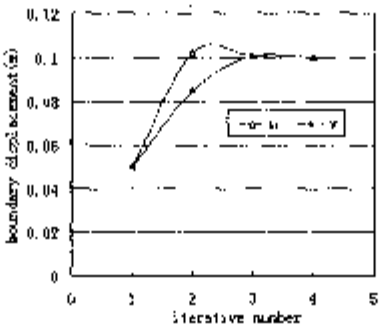


图4.8 地应力迭代曲线

Fig4.8 Iterative curve of components of stresses

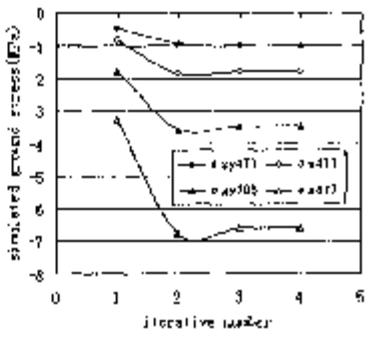


图4.9 边界位移迭代曲线

Fig49 Iterative curve of boundary displacement

4.4.5 边界位移法的特点

通过该节前面部分的叙述及实例分析应用的结果，可以看出边界位移法具有如下一些显著特点：

1．该方法能很好地模拟初始地应力场，并且为后续的有限元分析直接提供

了一种与初始地应力场相等效的途径：直接在计算模型边界上施加位移进行计算，这在有限元分析软件中是很容易实现的，从而体现了这种方法良好的可行性。

2．本方法的物理实质是：根据测点应力在最小二乘的意义上相等这一条件，获得由地质构造等因素形成的初始地应力，在施加边界位移时采用了构造形迹方面的信息。

3．本方法适用于计算模型中包含多种岩体材料，且能考虑岩体的非线性性质，这比一些只能考虑岩体为弹性材料的初始地应力分析方法具有更大的适用性。

4．算例中的模拟值与实测值相差无几，其原因是：设定的“实测值”是由施加某种荷载的方式得到的，具有良好的规律性。在实际工程中，由于实测值是由现场直接得到的，有理由认为采用本方法进行的地应力模拟将会产生一定的误差，但不会很大，能满足工程的需要。

5．在优化迭代过程中，优化变量（边界位移）初值的选定对整个优化过程及收敛与否有很大的影响，所以在优化过程中应对优化变量的初值选取采取谨慎的态度，这一般可根据经验和多次试算来选定。

4.5 模拟构造应力的位移函数法[112]

该方法是将工程区域视为一个统一的应力场，用一个位移函数（或几个函数）来描述整个应力场（如同用应力函数来描述应力场一样），结合实测数据，采用一定的优化标准得到位移函数的各系数，从而得到该函数，然后将边界处的坐标代入函数中求得边界处的位移，最后将得到的边界位移施加到有限元模型相应的边界上，通过有限元程序求解得到模型的应力场，该应力场就是所模拟的初始地应力场。该方法的实质就是利用位移函数的概念结合有限元分析程序来模拟应力场。

4.5.1 位移函数法的位移模式

由于当前只对岩体初始地应力场进行模拟分析，故不妨设计算分析模型为弹性模型。现将计算模型区域内的位移场假设为坐标的多项式，即

$$u = a_0 + (a_1x + a_2y + a_3z) + (a_4x^2 + a_5y^2 + a_6z^2 + a_7xy + a_8yz + a_9zx) + \cdots = \sum_{i=0}^{N} u_i \qquad (4.18a)$$

$$v = b_0 + (b_1x + b_2y + b_3z) + (b_4x^2 + b_5y^2 + b_6z^2 + b_7xy + b_8yz + b_9zx) + \cdots = \sum_{i=0}^{N} v_i \qquad (4.18b)$$

$$w = c_0 + (c_1x + c_2y + c_3z) + (c_4x^2 + c_5y^2 + c_6z^2 + c_7xy + c_8yz + c_9zx) + \cdots = \sum_{i=0}^{N} w_i \qquad (4.18c)$$

其中，N 为坐标多项次的最高次数。

4.5.2 位移需满足的弹性力学方程

将假定的位移表达式（4.18）代入弹性力学几何方程中，有

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \sum_{i=1}^{N} \frac{\partial u_i}{\partial x} \tag{4.19a}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = \sum_{i=1}^{N} \frac{\partial v_i}{\partial y} \tag{4.19b}$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} = \sum_{i=1}^{N} \frac{\partial w_i}{\partial z} \tag{4.19c}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \sum_{i=1}^{N} \frac{\partial u_i}{\partial y} + \frac{\partial v_i}{\partial x} \tag{4.19d}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} = \sum_{i=1}^{N} \frac{\partial w_i}{\partial y} + \frac{\partial v_i}{\partial z} \tag{4.19e}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = \sum_{i=1}^{N} \frac{\partial u_i}{\partial z} + \frac{\partial w_i}{\partial x} \tag{4.19f}$$

将（4.18）式代入弹性力学的物理方程中，有

$$\sigma_x = (\lambda + 2G)\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_y + \lambda\varepsilon_z = \sum_{i=1}^{N} [(\lambda + 2G)\frac{\partial u_i}{\partial x} + \lambda\frac{\partial v_i}{\partial y} + \lambda\frac{\partial w_i}{\partial z}] \tag{4.20a}$$

$$\sigma_y = \lambda\varepsilon_x + (\lambda + 2G)\varepsilon_y + \lambda\varepsilon_z = \sum_{i=1}^{N} [\lambda\frac{\partial u_i}{\partial x} + (\lambda + 2G)\frac{\partial v_i}{\partial y} + \lambda\frac{\partial w_i}{\partial z}] \tag{4.20b}$$

$$\sigma_z = \lambda\varepsilon_x + \lambda\varepsilon_y + (\lambda + 2G)\varepsilon_z = \sum_{i=1}^{N} [\lambda\frac{\partial u_i}{\partial x} + \lambda\frac{\partial v_i}{\partial y} + (\lambda + 2G)\frac{\partial w_i}{\partial z}] \tag{4.20d}$$

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} = \sum_{i=1}^{N} G(\frac{\partial u_i}{\partial y} + \frac{\partial v_i}{\partial x}) \tag{4.20d}$$

$$\tau_{yz} = G\gamma_{yz} = \sum_{i=1}^{N} G(\frac{\partial w_i}{\partial y} + \frac{\partial v_i}{\partial z}) \tag{4.20e}$$

$$\tau_{zx} = G\gamma_{zx} = \sum_{i=1}^{N} G(\frac{\partial u_i}{\partial z} + \frac{\partial w_i}{\partial x}) \tag{4.20f}$$

其中，拉梅常数为：　$\lambda = \dfrac{E\upsilon}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}$　，　$G = \dfrac{E}{2(1+\upsilon)}$

将（4.19）和（4.20）式代入如下弹性力学的平衡方程中，

$$\sigma_{ji,j} + f_i = 0 \tag{4.21}$$

有

$$\sum_{i=1}^{N} [(\alpha\frac{\partial^2 u_i}{\partial x^2} + G\frac{\partial^2 u_i}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w_i}{\partial y^2}) + \beta\frac{\partial^2 v_i}{\partial x\partial y} + \beta\frac{\partial^2 w_i}{\partial x\partial z}] = 0 \tag{4.22a}$$

$$\sum_{i=1}^{n}[\beta\frac{\partial^2 u_i}{\partial x\partial y}+(G\frac{\partial^2 v_i}{\partial x^2}+\alpha\frac{\partial^2 v_i}{\partial y^2}+G\frac{\partial^2 v_i}{\partial z^2})+\beta\frac{\partial^2 w_i}{\partial z\partial y}]=0 \tag{4.22b}$$

$$\sum_{i=1}^{n}[\beta\frac{\partial^2 u_i}{\partial x\partial z}+\beta\frac{\partial^2 v_i}{\partial y\partial z}+(G\frac{\partial^2 w_i}{\partial x^2}+G\frac{\partial^2 w_i}{\partial y^2}+\alpha\frac{\partial^2 w_i}{\partial z^2})]=0 \tag{4.22c}$$

其中：　$\alpha=(\lambda+2G)$　　$\beta=(\lambda+G)$

4.5.3 位移函数的确定

设有 M 个地应力测点，且第 k 个测点的地应力分量通过实测为已知量，记为 $(\overline{\sigma_{ij}})_k$；由式（4.20）得到了应力分量的位移表达式，记相应于测点 k 的各计算应力分量为 $(\sigma_{ij})_k$。取目标函数为：

$$f(a_0,b_1,c_0,a_1,b_1,c_1,a_2,b_2,c_2\cdots)=\sum_{k=1}^{M}\sum_{\substack{i=1\\i\le j}}^{3}\sum_{j=1}^{3}\{\omega_{ijk}[(\overline{\sigma_{ij}})_k-(\sigma_{ij})_k]^2\} \tag{4.23}$$

其中，ω_{ijk} 为权重。

由上式很清楚地看出，目标值为位移模式系数的函数。可通过最小二乘法对式（4.23）取极值，回归出各位移系数，从而确定出计算模型的位移函数。

在回归分析的过程中，可以看到：系数 a_0,b_0,c_0 不出现在任何一个应力项中，可把它们全部取为零，其实质就是去掉模型的刚体位移。

通过回归确定出位移函数，将边界各点的坐标代入该函数中，即可得到计算模型边界上所需施加的位移。

4.5.4 有限元法对初始地应力场的模拟

在采用有限元法对计算模型进行分析时，必须对模型施加足够的约束，消除整体刚度矩阵的奇异性，其实质就是消除模型的刚体位移，只有这样才能对模型进行求解。

将 4.5.3 得到的边界位移直接施加模型上，通过有限元程序计算出模型内的应力，此应力即为所要模拟的初始地应力。

4.5.5 应用实例

现通过一个地下工程和一个边坡工程来说明该方法的应用。

1. 地下工程地应力的实例分析[183]

某工程地下洞室群上覆岩层厚为 250~350m，平均水平埋深 300m。经分析可得：洞室群所在区域岩体完整，初始地应力变化平缓。整个计算模型区域岩体根据岩性可分为两类，即 A 类：c=5.0MPa，ϕ=60°，E=2.0×10⁴MPa；B 类：c=5.0 MPa，ϕ=60°，E=1.6.0×10⁴MPa。整个计算模型上边界与洞室边界的距离取为洞室长度的 3 倍左右。

按照上述的分析计算方法，得到某些测点各主应力大小和方向，将其与对应点的实测值相比较，结果如表 4.3 所示从表中可看出，各测点的实测值与计算值相差不大，可满足工程的需要。

表 4.3　各测点应力实测值与计算值结果

（Tab4.3　Measuring results and simulating results of stresses of nodes）

测点编号	主应力（MPa）			σ_1 方向余弦			σ_2 方向余弦			σ_3 方向余弦		
	σ_1	σ_2	σ_3	l_1	m_1	n_1	l_2	m_2	n_2	l_3	$m3$	n_3
4-1 实测值	29.61	11.71	7.40	0.12	-0.98	0.13	0.50	0.18	0.85	0.86	0.04	-0.52
4-1 计算值	31.62	12.82	6.18	0.03	-0.99	-0.06	0.53	-0.04	0.85	0.85	0.05	-0.53
4-2 实测值	38.39	17.31	10.39	0.24	0.87	0.43	0.97	-0.25	-0.05	0.07	0.43	-0.90
4-2 计算值	28.62	18.95	14.02	0.24	0.92	0.30	0.91	-0.32	0.25	0.33	0.21	-0.92
4-4 实测值	29.51	22.12	18.65	0.16	0.72	0.68	0.29	-0.69	0.66	0.95	0.09	-0.31
4-4 计算值	30.65	21.43	19.05	0.13	0.75	0.65	0.31	-0.65	0.69	0.94	0.113	-0.32
2-4 实测值	23.81	15.91	6.24	0.51	0.80	0.31	0.85	-0.41	-0.34	0.14	-0.44	0.89
2-4 计算值	27.17	11.62	5.97	0.48	0.78	0.40	0.88	-0.43	-0.21	0.01	0.46	-0.89
2-1 实测值	26.40	8.93	2.50	0.45	0.81	0.39	0.59	-0.59	0.55	0.67	-0.01	-0.74
2-1 计算值	26.40	9.81	4.65	0.39	0.85	0.36	0.90	-0.44	0.05	0.20	0.30	-0.93

2.　边坡工程地应力的实例分析

设有如下边坡工程，该边坡高 70m，整个模型边界取至坡高的 2~3 倍，整个区域内岩石完整，弹性参数为：$E=2.0\times10^4$MPa、$\nu=0.25$。部分测点的应力值见表 4.4，边坡轮廓及节点位置见图 4.10 所示。

整个有限元模型共有 1130 个单元，1201 个节点。按照上述的分析计算方法，得到某些测点各主应力大小和方向，将其与对应点的实测值相比较，结果如表 4.4 所示。从表中可看出，各测点的实测值与模拟值相差不大，可满足工程的需要。

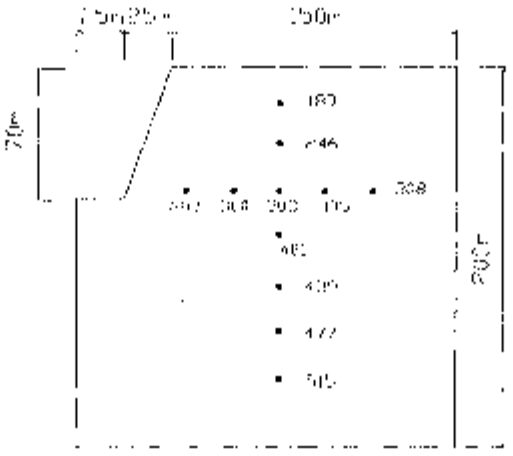


图 4.10　边坡轮廓及节点位置示意图

Fig4.10 Sketch of slope and location of nodes

表 4.4　各测点应力实测值与模拟值结果

（Tab4.4　Measuring results and simulating results of stresses of nodes）

点号	σ_x（MPa）		σ_y（MPa）		τ_{xy}（MPa）	
	实测值	模拟值	实测值	模拟值	实测值	模拟值
189	-4.55	-5.25	-0.12	0.12	-1.70	-1.85
246	7.35	8.45	0.26	0.37	3.08	3.66
297	-8.77	-8.31	-0.96	-1.36	-4.24	-4.85
300	-9.29	-9.66	-0.55	-0.87	-4.81	-5.01
303	-9.70	-11.31	-0.62	-0.69	-4.87	-5.38
305	-11.00	12.54	-0.84	-0.68	-5.14	-5.67
308	13.54	14.57	1.39	0.77	5.85	6.14
401	-12.70	-13.55	-0.91	-1.18	-5.83	6.94
439	14.59	-15.60	-1.45	-2.10	7.93	9.11
477	15.80	-16.96	2.11	-3.21	10.60	-11.62
515	-17.68	-18.01	-2.60	-4.32	-14.49	14.43

4.5.6 位移函数法的特点

通过该节前面部分的叙述及实例分析应用的结果，可以看出该方法具有如下一些显著特点：

1．该方法能很好地模拟初始地应力场，并且为后续的有限元分析直接提供了一种与初始地应力场相等效的方法：直接在计算模型边界上施加位移进行计算，这在有限元分析软件中是很容易实现的，从而体现了这种方法良好的可行性。

2．该方法的位移项可根据实际情况来取，如果初始地应力场比较简单，可把位移设为一次项，相应的应力为坐标的一次函数；若初始地应力在空间变化较大，可把位移设为坐标的完全二次项或更高次来进行。

3．对于存在多种岩体的情况，需分区设定位移函数，然后在各区交界处利用变形协调条件及应力连续条件将这几个分区位移函数联系起来，相应的工作量将急剧增加，这同时说明该方法比较适合于岩性较均匀的岩体工程。

4．该方法对于弹性问题比较有效，而对弹塑性问题则不大适用。

5．本方法和边界位移法一样，其物理实质是：根据测点应力在最小二乘的意义上相等这一条件，在获得地应力实测数据的基础上，并通过一定的优化方法求得初始地应力。

4.6 小结

初始地应力场对边坡的稳定性有着重要的影响，本章在地应力方面进行了如下工作并得到了相应的结论：

（1）对地应力的实测方法和分析方法进行了较为全面的分析；对某一具体的岩质高边坡，采用 Kaiser 效应进行了初始地应力场的测试，测试结果良好。

（2）采用边界位移法进行了初始地应力场的模拟分析，岩质边坡实例分析结果表明：此方法能得到很好的模拟效果。该方法克服了以往地应力回归分析或反分析中所做假定过多过强的缺点。

（3）采用应力函数法进行了初始地应力场的模拟分析，岩质边坡和地下洞室的实例分析结果表明：此方法能得到很好的模拟效果。

（4）边界位移法和应力函数法都是在最小二乘法的基础上，利用现有的实测数据，并采用一定的优化算法，结合有限元分析程序，得到岩体初始地应力场。

第5章　高边坡现场监测分析

摘　要：根据具体情况对娃娃岩质高边坡制定了监测方案，进行了长时间的边坡位移、温度监测和适当的纵波波速测试，并对所监测数据进行了分析，为边坡的安全施工和运行提供了帮助。监测结果表明：该边坡处于一个良好的稳定状态；事先进行的边坡监测设计较为合理；边坡位移和大气温度有着密切的联系，但前者滞后于后者。

关键词：边坡监测；多点位移计；测斜仪；波速测试

5.1 引言

建筑物建造在地质构造复杂、岩土特性不均匀的地基上，在各种力的作用和自然因素的影响下，其工作性态和安全状况都会发生变化。如果出现异常而又不被人们及时掌握这种变化的情况，任其险情发展，其后果不堪设想。1954年法国的Malpasset双曲拱坝，蓄水后在扬压力作用下，左坝肩部分岩体产生了不均匀变形和滑动，由于没有必要的安全监测设施，结果在管理人员没有丝毫的觉察下，于1959年12月2日突然崩溃，造成了500名士兵伤亡，直接经济损失6800万元。如果在事故发生前运用必要的有效的监测手段对这些工程进行监测，及时发现问题并采取有效的措施，就可以避免许多事故的发生。如1985年6月12日在长江三峡的新滩发生了大滑坡，由于有准确的安全监测工作，险区的居民全部提前安全撤出，避免了更大的损失[1][2]。

边坡等岩土工程的地质条件复杂多变，要在工程设计阶段准确无误地预测岩土体的基本状况及其在施工、运行过程中的变化，这在目前几乎是不可能的。因此，岩土工程的安全不仅取决于合理的设计、施工和运行，而且取决于贯穿工程设计、施工及运行始终的安全监测。监测是边坡等岩土工程安全的重要保证条件之一，也是岩土工程设计、施工和运行的重要组成部分，并且又是具有自己独立系统的"监测工程"。在工程的施工、运行过程中，监测边坡工程的实际状况及其稳定性，将为保证工程安全提供科学依据，监测信息将为修改设计指导施工提供可靠的资料。同时，监测成果已成为工程勘测、设计、施工和运行过程中不可缺少的重要手段。

安全监测除了及时掌握建筑物的工作性态，确保其安全外，还有许多其他方面的必要性。安全监测的作用归纳起来可概括为四点，即诊断、预测、法律和研究四个方面的需要[3]。诊断的需要：包括验证设计参数改进未来的设计、对新的施工工艺优越性进行评估和改进、对不安全迹象和险情的诊断并采取措施进行加固、以及验证建筑物的运行是否处于持续良好的正常状态；预测的需要：是运用长期积累的观测资料掌握变化规律，对建筑物的未来性态作出及时有效的预

报；法律的需要：是针对由于工程事故而引起的责任和赔偿问题，观测资料有助于确定其原因和责任，以便法庭作出公证判决；研究的需要：观测资料是建筑物工作性态的真实反映，为未来设计提供定量信息，可改进施工技术，利于设计概念的更新和对破坏机理的了解。

5.2 监测设计的原则[144]

每个边坡工程都有自己的特点，对单一的边坡工程应针对其具体情况来实施监测设计和施工。但边坡工程中又存在着自己的共性，对于一般的边坡工程，其监测设计的原则一般可归纳为如下几点。

1．监测目的应明确、重点应突出。边坡工程施工和运行期间监测的主要目的是确保工程的安全。边坡监测应以整体变形监测为主，并兼顾局部较大的变形。过大变形往往是边坡岩体破坏的主要形式，因此地表和深部的位移监测是安全监测的重点。岩石边坡中存在的不利结构面常常是引起边坡破坏的主要内在因素。因此，监测的重点应针对边坡工程中的这些结构面，监测点应放在这些对象上或测孔穿过这些对象。开挖爆破和水的作用是影响边坡稳定的主要外在因素，因此施工期间也应对此进行监测。

2．监测应反映边坡形状变化的全过程。监测工作应及时，即仪器及时埋设，及时观测、资料及时整理并且结果及时反馈监测信息。要实现全过程监测，施工开挖前就应完成必要的监测设施，开挖下一级边坡台阶前完成上一级台阶的监测设施。

3．施工期间和运行期间的监测工作应相互结合、相衔接。施工期监测设计应和运行期监测设计一样，纳入到工程设计的工作范围，作为工程设计的一部分。即施工期安全监测实施前应进行监测设计，然后按设计实施。

4．仪器布置应少而精。仪器数量应在保证实际需要的前提下尽可能减少；采用的仪器能满足监测工程所需的量程和精度，其中量程和精度可根据岩体的特性及相类似工程初步拟定。

5．监测常以仪器量测为主，人工巡视及宏观调查为辅。力求将仪器量测与人工巡查相结合；仪器量测常以人工量测为主，重点部位在有条件的情况下可采用自动化量测；但在自动化量测时，也要同时进行人工量测。

6．尽量避免或减少施工对监测工作的干扰。

7．监测设计应留有余地。在监测过程中可能存在一些不确定的因素，原有监测设计应满足可能需要的修改和补充。

5.3 姓姚高边坡工程概况

金丽温高速公路姓姚高边坡位于浙江省缙云县新碧镇姓姚村，本地段地貌单

元上减低山丘陵地区。开挖边坡所在山体为一脊状垄形孤立山梁，自然边坡最大高度逾90m，开挖边坡坡面走向NE15°、倾向SE105°，边坡工程开挖高度62m，为一个典型的公路高边坡。边坡的NE侧为地势开阔的庄稼地，SE侧有一较大冲沟，冲沟附近及两侧岩体破碎，经现场调查和区域构造分析，该冲沟为本区的区域性断层的一个分支，该分支断层近直立，延伸方向为近东西向，断层影响带宽约50m，其影响带岩体呈糜棱状-镶嵌状结构，岩体质量差。边坡地段的岩性为侏罗系熔结凝灰岩，但不同坡段岩石性质有一定的差异。在SE侧冲沟及两侧岩体破碎，岩石呈灰绿色或灰白色，风化作用强烈，强风化深度在20m以上；其它地段岩体结构较为完整，岩石呈淡红色，岩石抗风化能力强，强风化深度一般为3~5m。边坡工程所处区域的工程地质详见图5.1所示。

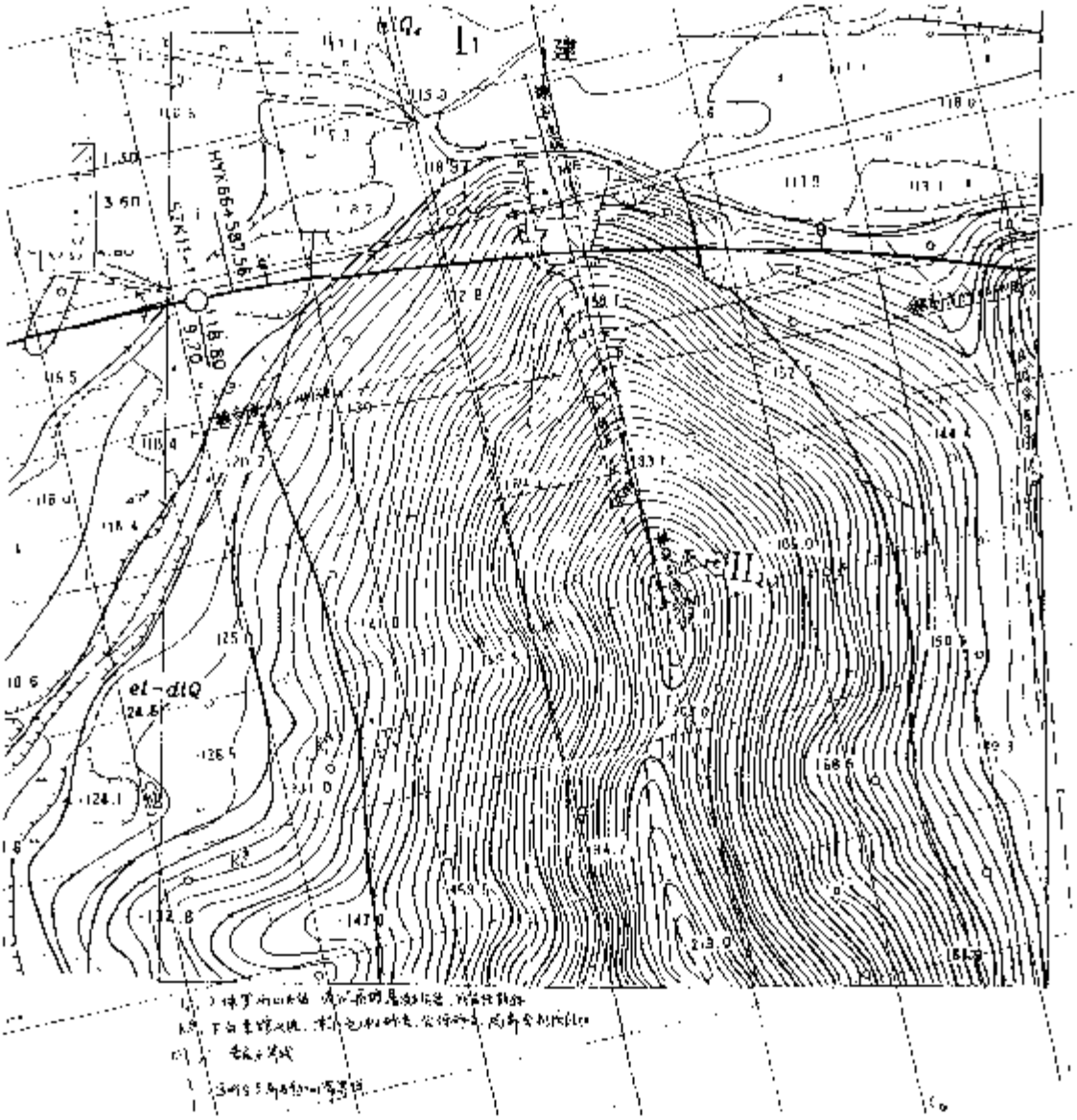


图5.1　刘家高边坡工程地质图

(Fig5.1 Geologic map of *Xingjiao* slope)

边坡中有几条延伸方向与边坡开挖面呈大角度相交的泥质夹层，主要出露在第二台阶（台阶级数编号从坡顶到坡脚）开挖面。其中，最大的一条可见延伸长度在15m以上，位于第二台阶开挖面中部，夹泥宽度在2cm以上，受风化作用，夹泥宽度具有上部宽度大、下部宽度小的特征，夹泥颜色为灰白—灰绿色，表明其受地下水活动作用不强。现场调查表明，仅在雨季边坡才有局部渗水，钻孔资料揭露也表明钻孔中的地下水位较低，地下水对边坡工程的影响较小。

本文的现场监测及分析工作都是针对该高边坡进行的。

5.4 高边坡监测项目的选定

根据现场调查、边坡工程所处地段的地形地貌图、地质报告及纵横剖面图、初步稳定性计算、边坡开挖、施工方案、加固设计图和岩石参数试验报告等资料，确定了姓姚高边坡的主要监测项目，即为：大地测量水平变形、大地测量垂直变形、钻孔深部位移、爆破影响监测、雨量监测、水位监测、加固效果监测、巡视检查等。具体可见下表5.1。

表5.1 监测项目表

（Tab5.1 Supervision items）

编号	监测项目	监测方式	施工期	运行期
1	大地测量水平变形	仪器监测	√	√
2	大地测量垂直变形	仪器监测	√	√
3	钻孔深部位移	仪器监测	√	√
4	爆破影响监测	仪器监测	√	
5	雨量监测	仪器监测	√	√
6	水位监测	仪器/人工	√	√
7	加固效果监测	仪器/人工	√	√
8	巡视检查	人工巡视	√	√

5.5 监测仪器的选定及布置

5.5.1 监测仪器的选定

根据5.4节所确定的监测项目，选定了如下主要的监测仪器：

1、全站仪。全站仪主要用来进行大地测量，包括边坡水平位移和垂直位移测量。在测量边坡表部水平位移时采用边交汇法，即以两个以上的监测网点为基准，观测这些监测网点到某测点的距离与高差。该方法观测方便、精度高、可实现观测自动化。测量垂直位移时采用测距高程导线法，即测定两点之间的距离以及高度角来计算两点之间高差。该法的优点是可以直接确定相互通视的两点的高差。

2、多点位移计。主要用于监测边坡深部某一部位某一方向的位移。其原理是：当山体发生变形时，山体内部某点的位移值与边坡表部某点的位移值不同，其差值通过一刚性传递杆传到位移计上，位移计将其转化为一电阻比（针对差阻式位移计），然后通过专门的测量仪表测出该电阻比的前后变化值，从而求出所需的位移值。差阻式多点位移计的安装埋设情况如图 5.2 所示。

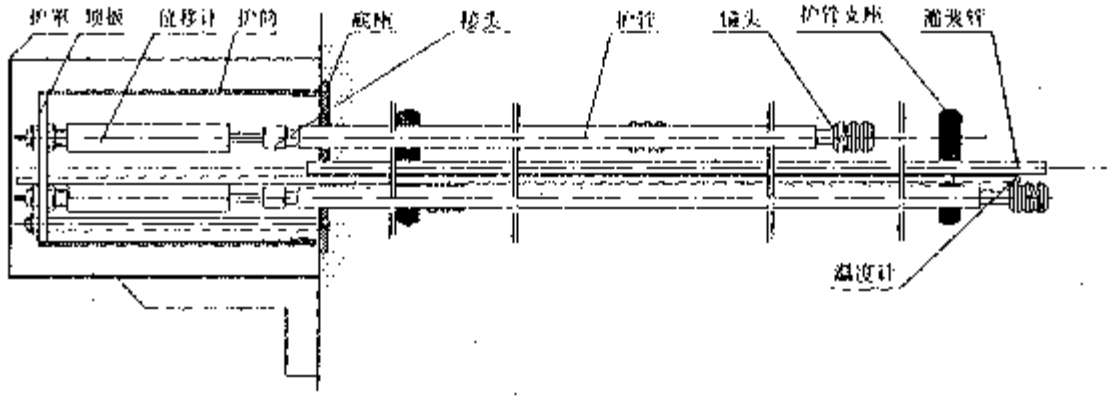


图 5.2　多点位移计安装埋设示意图

Fig5.2 Fixing sketch map of multi-displacement- monitoring instrument

在该监测工程中，选用了中国水电工程学会大坝管理与监测南京咨询分部提供的 JH-2S 型多点位移计，其配套产品有：电阻温度计、PRM-1 型差动电阻数字仪等。该位移计采用了一种液压平衡式的差动电阻式传感器，它将需测的位移值通过电阻比反映出来。八只位移计的位移值与电阻比的关系通过实测得到，如图 5.3 所示。从图中可看出该位移计在量程范围内具有良好的线性。该仪器具有如下一些技术指标：仪器测量范围为 0~25mm；温度测量范围为-25~60°C；温度测量精度为 ±0.5°C；绝缘电阻≥ 50MΩ；额定水压为 5MPa。温度常数、温度修正系数 b、零点温度电阻值和仪器最小读数，每个位移计都分别标定，但彼此差别不大。

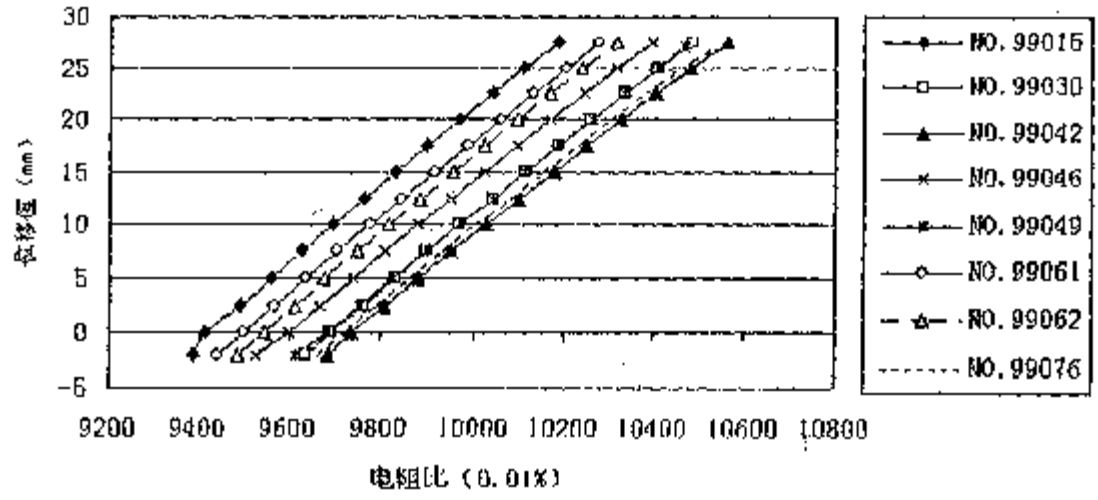


图 5.3　JH-2S 位移计位移值—电阻比曲线

Fig5.3 Curve of displacement versus resistance ratio

3、钻孔测斜仪。用于测量边坡深部水平位移。其工作原理是：当山体产生变形时（如开挖、放炮、边坡滑动和雨水侵蚀等外部作用引起），钻孔内不同深度点的水平位移是不同的，在测斜仪的一个测距（即轮距，常为 500mm）内会导致测斜仪的倾角变化；这一变化通过仪器的内部装置将转化为应变的变化（针对应变式测斜仪而言），通过二次仪表（应变仪）可测得前后应变的变化，从而求出每个测距内的相对位移；再以测斜孔底部作为不动点，逐步累加相对位移即可求出测孔不同深度处的水平位移。测斜仪安装埋设见图 5.4 所示。

在姓姚高边坡监测工程中，选用了 BC-1 型应变式测斜仪，其配套产品有：测斜管、电缆、ZY02 型电阻式位移仪等。该仪器具有如下一些技术指标：绝缘电阻>50 $M\Omega$，横向输出<2 $\mu\varepsilon$/度，量程输出>2000 $\mu\varepsilon$，耐水压 10MPa，率定系数 f=0.04 $mm/\mu\varepsilon$。

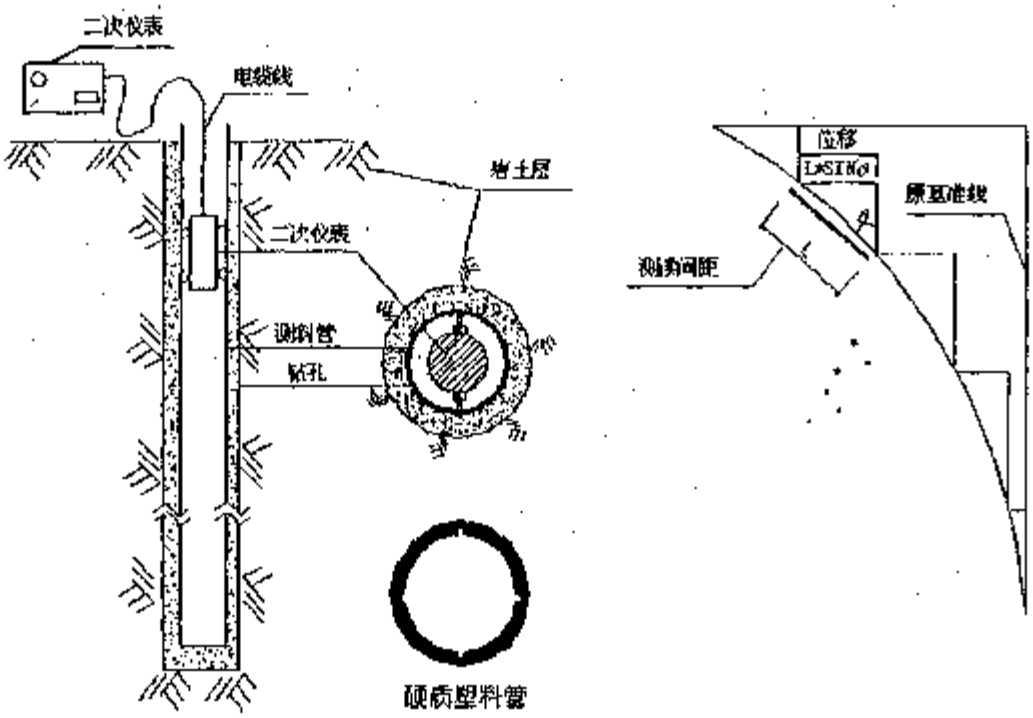


图 5.4　测斜仪安装埋设示意图
Fig5.4 Sketch map of clinometer

5.5.2 监测仪器及测点的布置

根据现场的地质调查分析和岩石的力学性能实验等资料，监测断面选在地质条件较差、变形大且容易发生破坏的部位。地表位移监测点、多点位移计孔及测斜仪孔的布置如图 5.5 所示，图中点号为地表位移监测点号。

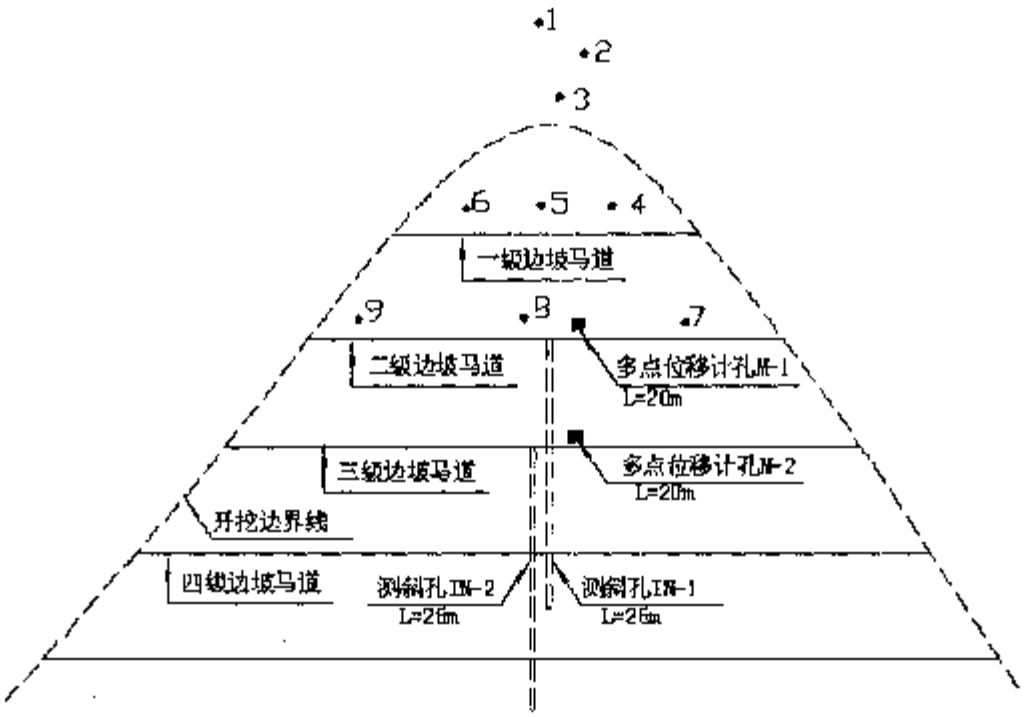


图 5.5　姓姚高边坡地表位移监测点及仪器埋设位置示意图
Fig5.5 Sketch map of displacement-monitoring point and instrument point

5.5.3 监测元器件的埋设

根据姓姚高边坡的具体情况和上述监测设计，于 2001 年 1 月 3 号正式开始钻孔、仪器埋设等施工工作。下面是钻孔、仪器埋设工作简况。

1，多点位移计孔、测斜仪孔的施工

M-1 多点位移计钻孔位于边坡二级马道上，孔位见图 5.5，实际钻孔距第二级马道面 1.5m，钻孔与水平方向向下倾斜 15 度，孔径 110mm。该孔于 2001 年 1 月 3 日开钻，2001 年 1 月 13 日完工，实际钻进 25.5m，岩芯采取率 90%，孔壁光滑，未发现大的构造。在该钻孔中埋设了 3 个温度计来监测山体深部温度的变化。

M-2 多点位移计钻孔位于边坡三级马道上，孔位见图 5.5，实际钻孔距第二级马道面 1.5m，钻孔与水平方向向下倾斜 15 度，孔径 110mm。该孔于 2001 年 2 月 28 日开钻，2001 年 3 月 7 日完工，实际钻进 25.5m，岩芯采取率 90%，孔壁光滑，未发现大的构造。

IN-1 测斜钻孔位于边坡二级马道上，孔位见图 5.5，实际钻孔距该级边坡坡脚 1.0m，钻孔垂直，孔径 110mm，终孔孔径 110mm。该孔于 2001 年 1 月 7 日开钻，2001 年 1 月 15 日完工，钻进 25.8m，岩芯采取率 90%，孔壁光滑，未发现大的构造。

IN—2 测斜钻孔位于边坡三级马道上，孔位见图 5.5，实际钻孔距坡脚 1m，钻孔垂直，开孔孔径 110mm，终孔孔径 110mm。该孔于 2001 年 2 月 28 日开钻，

2001年3月7日完工，钻进25.5m，岩芯采取率90%，孔壁光滑，在钻进过程中发现在孔深23m附近岩石较破碎，未发现大的构造。

钻孔岩芯、多点位移计孔口和测斜孔孔口情况分别见图5.6—5.8所示。

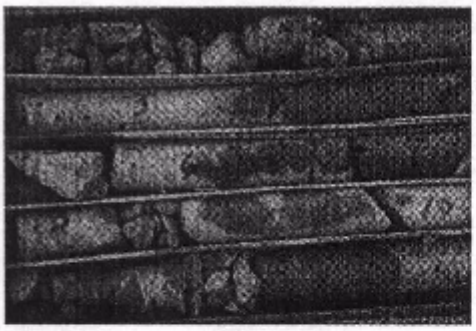


图5.6 钻孔岩芯取样

Fig5.6 Core simple

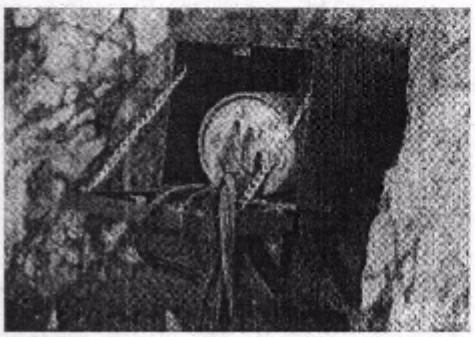


图5.7 多点位移计孔口装置

Fig5.7 Orifice equipment of MDMI

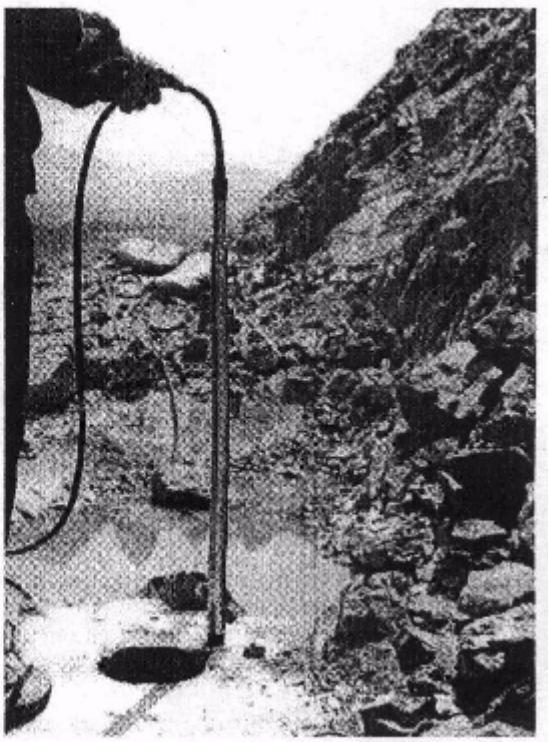


图5.8 测斜孔孔口及装置

Fig5.8 Porthole and equipment of clinometer

2. 多点位移计、测斜管安装

多点位移计设备由南京大坝监测咨询部提供，在安装前对孔深、孔径进行了测试，并对仪器进行了预组装，安装采用自下而上的方法进行，按监测设计规定的深度依次安装锚头和温度计，完成后进行固结灌浆，固结灌浆4天后安装孔口位移计，并测定初读数。有关参数见表5.2。

测斜管采用PVC管，在安装前对孔深、孔径进行了测试，并对测斜管进行了检查，安装采用自下而上的方法进行，按设计规定的深度，完成后进行固结灌浆，灌浆完成后，24小时内进行补灌，并建混凝土保护墩，测定初读数。

表5.2 多点位移计及温度计安装参数

(Tab5.2 Parameters of multi-displacement- monitoring instruments and thermometers)

测头编号	锚固深度(m)	仪器编号	初始读数	
			电阻（Ω）	电阻比
M-1（1）	1	99030	58.86	0.9914
M-1（2）	6	99076	58.65	1.0061
M-1（3）	11	99049	59.37	0.9832

M-1（4）	18	99061	59．52	0.9692
M-2（1）	1	99046	51．63	0.9796
M-2（2）	6	99042	61．04	0.9540
M-2（3）	11	990.5	51．23	0.9701
M-2（4）	18	99062	51．59	0.9646
T1	1	86	49．05	
T2	11	88	50．49	
T3	18	89	50．58	

3、仪器设备的调试

在安装完成后，根据相关规范安装调试要求对仪器进行了全面的调试。调试结果符合要求后，观测初读数。并对 IN-1 和 IN-2 测斜孔用 GK601 测斜仪进行了初始值对比测试。

5.6 边坡监测频率

根据姚姚高边坡的具体情况，参考国内外类似工程的监测，将该边坡工程的监测频率制定如下：

5.6.1 地表位移监测频率

1. 水平位移监测网每 2~6 个月观测一次，各测点水平位移每月观测两次。首次观测应在最短时间内连续、独立观测两次；
2. 边角交会测量要求：使最后一次水平位移监测点位移量误差，在施工期间不大于±0.5mm，在运行期间不大于±3mm；
3. 在施工密集期间，每天测量一次。

5.6.2 钻孔测斜仪观测频率

1. 钻孔灌浆 24 小时后开始读数，每天观测一次，达到初始稳定后正式开始观测读数；
2. 在施工期间，每 3~5 天观测一次，或根据变化速率调整观测频率；
3. 放炮开挖前后各观测一次；
4. 运行期间 7~10 天观测一次，如果遇到特殊情况，应视具体情况酌情增加观测的频度。

5.6.3 多点位移计观测频率

1. 由于本工程监测设计采用的多点位移计的锚头是灌浆固定式的锚头，应待仪器安装灌浆后 24 小时内开始观测初始读数，然后每天观测一次。
2. 在施工期间，每 3~5 天观测一次，或根据变化速率调整观测频率；

3. 放炮开挖前后各观测一次；
4. 刚开始运行期间7~10天观测一次，运行2个月后，每1~2个月观测一次；
5. 如果遇到特殊情况，应视具体情况酌情增加观测的频度。

5.7 边坡监测数据分析及信息反馈

5.7.1 监测反馈的意义、目的和原则

资料整理分析和反馈是边坡安全监测工作中必不可少、不可分割的一部分，也是满足诊断、预测、法律和研究四个方面的需求，进行安全监控、指导施工、改进设计的一个关键环节，并且在各类岩土工程的施工、运行等不同阶段都将发挥重要的作用。

由于边坡工程所处环境的复杂多变性，在一般情况下，直接采用安全监测原始数据对边坡安全稳定状态进行评估和反馈是困难的。因此，为了实现边坡工程安全监控设计目的，一般要结合具体边坡工程在不同时段（如施工、运行等）的不同特点和要求，分别选用不同的手段和方法，认真做好资料整理分析、预报和反馈中的下列各项工作：对监测数据和资料的整理、分析和解释；对工程的安全稳定状态进行评估、预测和预报，以确保施工运行安全，预防或避免各种失稳安全事故，或力争将可能发生的事故损失降低到最小的程度；依据监测数据的整理分析和安全稳定性评估，反馈指导设计、施工和运行方案的修改和优化；检验设计理论、物理力学模型和分析方法，为改进边坡工程的设计、施工方法和运行管理提供科学依据。

本边坡工程监测的资料分析反馈工作本着如下原则进行：认真重视，选用专人；监测原始数据及时处理反馈；监测数据应可靠实用；对监测结果进行全面分析和综合评价。

5.7.2 监测过程中相关物理量的处理

1. 多点位移计

多点位移计测量位移的计算公式如下：

$$\Delta L = f\Delta Z + b_0 \cdot \Delta t + \int_0^L \beta \cdot \Delta t(l)dl = f \cdot (Z - Z_0) + (b_0 \cdot \Delta t + \int_0^L \beta \cdot \Delta t(l)dl) \quad (5.1)$$

其中，ΔL为为位移增量，以拉为正压为负，单位为mm；f为位移计的最小读数，单位为$mm/0.01\%$，其值由制造商提供；Z为电阻比读数，单位为0.01%；Z_0为基准电阻比值，一般选用12小时后的读数；$\Delta t(l)$为沿伸长杆不同部位的温度变化值；b_0为位移计温度修正系数，单位$mm/^\circ C$；β为温度计接长杆的温度系数，单位$1/^\circ C$；L为位移计接长杆的长度，单位mm；T_0为与测量基准电阻比值同时测得的基准温度值。

采用多点位移计测量温度所采用的计算公式如下：

$$T=\alpha^{+}\cdot(R_T-R_0) \qquad \text{当} R_T \geq R_0 \text{时} \tag{5.2a}$$

$$T=\alpha^{-}\cdot(R_T-R_0) \qquad \text{当} R_T \leq R_0 \text{时} \tag{5.2b}$$

其中，R_0为计算零点电阻值，由制造商提供，单位为Ω；α^{+}为零上温度系数，由制造商提供，单位为$^{0}C/\Omega$；α^{-}为零下温度系数，由制造商提供，单位为$^{0}C/\Omega$；R_T为实测电阻值，单位为Ω。

2．温度计

温度计测量温度采用如下计算公式

$$T=(R_T-R_0)\times\alpha \tag{5.3}$$

其中，T 为测量点的温度值；R_T为所测部位温度计的电阻测量值；R_0为零点电阻值，对该种电阻温度计而言为 46.6Ω；α为转换系数，对该种电阻温度计而言为 $5.0^{0}C/\Omega$。

3．测斜仪测水平位移

采用 BC-1 型应变式测斜仪测水平位移时的计算公式如下

$$\Delta X=L\cdot(\sin\theta-\sin\theta_0)=f\cdot\Delta\varepsilon=f\cdot\frac{1}{2}[(\varepsilon_{左}^{+}-\varepsilon_{左}^{-})-(\varepsilon_{左初}^{+}-\varepsilon_{左初}^{-})] \tag{5.4}$$

其中，ΔX为某一方向（A 向或 B 向）在一个测距 L 内相对于基准位置的位移；L为测斜仪的一个测距（500mm）；θ、θ_0分别为当前和初始时刻测斜管与铅垂线之间的夹角；f为测斜仪的最小读数，BC-1 测斜仪标定为 $0.04mm/\mu\varepsilon$；$\varepsilon_{左}^{+}$、$\varepsilon_{左}^{-}$、$\varepsilon_{左初}^{+}$、$\varepsilon_{左初}^{-}$分别为当前和初始时刻正反两个方向所测读的应变值。

5.7.3 多点位移计监测

姓姚高边坡自 2001 年 1 月开始监测，至今已有一年多的监测历程，取得了大量的现场监测资料。多点位移计的监测数据主要部分见表 5.3 和表 5.4 所示。在该表中，第一个多点位移计钻孔 M-1 的四个位移计所测位移值是相对 2001 年 1 月 18 日而言，而第二个多点位移计钻孔 M-2 中的四个多点位移计所测位移值是相对 2001 年 3 月 13 日而言的。从表 5.3～表 5.4 与图 5.9～图 5.10 中可以看出：在施工密集期间（2001 年 4 月 6 日前），多点位移计监测位移变动较为频繁，体现了施工对位移的影响；在开挖施工基本完成后，位移的变化基本与温度的变化趋势一致；由于在位移计安装完成时，坡体大型开挖基本结束，所测位移值一般较小，其最大值也就在 0.8mm 左右，大部分体现为温度对位移的影响。监测数据表明：山体处于一个良好的稳定状态。

表 5.3 M-1 多点位移计监测位移 （单位：mm）

(Lab5.3 Displacement monitored by M-1)

日期 编号	2001-2-13	2001-2-6	2001-2-15	2001-2-16	2001-2-17	2001-2-18
30	0	-0.0694	0.1041	0.0694	-0.0347	0
49	0	0	0	0.1029	0.1715	0.2058
61	0	0.1765	-0.1059	-0.2118	0.1059	-0.1059
76	0	0.0336	0.0336	0.0672	0.1344	0.1344
	2001-2-19	2001-2-20	2001-2-21	2001-2-22	2001-2-23	2001-2-24
30	-0.0347	0.1041	0.1041	0.1388	-0.0694	0.2082
49	0.2058	0.1715	0.0343	0.1372	0.1715	-0.1029
61	0.0706	0.1412	-0.1412	-0.1412	0.1412	-0.2118
76	0.1344	0.1008	0.0672	0.1008	0.1344	0
	2001-2-25	2001-2-26	2001-2-27	2001-2-28	2001-3-1	2001-3-2
30	-0.1735	-0.1735	-0.1735	-0.2082	-0.2082	-0.1041
49	-0.0686	-0.0686	0	-0.1372	0.1029	0.1372
61	-0.2118	-0.1765	0.1765	0.2471	-0.2118	-0.1059
76	0.0336	0	0.0336	0	0.0336	0.1008
	2001-3-3	2001-3-4	2001-3-5	2001-3-6	2001-3-7	2001-3-13
30	-0.1041	0.1041	0.1388	0.1388	-0.2429	-0.0694
49	0.1372	0.1029	0.0343	0.1029	-0.1029	0.1715
61	-0.1412	-0.1765	-0.2118	-0.1765	-0.2471	-0.1412
76	0.1344	0.1008	0.0672	0.1008	-0.0672	0.1008
	2001-3-14	2001-3-15	2001-3-16	2001-3-17	2001-3-25	2001-3-26
30	-0.1388	-0.2429	0.2429	-0.2429	-0.2429	-0.1041
49	0.1715	-0.1372	-0.1372	-0.1029	-0.1715	0.1029
61	0.1412	0.2824	0.2471	0.2471	-0.2824	-0.1765
76	0.1344	0	0.0672	0	0	0.1344
	2001-3-27	2001-3-28	2001-3-29	2001-3-30	2001-3-31	2001-4-1
30	-0.1388	-0.1041	-0.0694	-0.0694	-0.1388	-0.1041
49	0.0686	0.1029	0.0686	0.1372	0.0343	0.1372
61	-0.1765	0.1412	0.1059	0.1412	-0.2118	-0.1412
76	0.1344	0.1344	0.1344	0.168	0.1008	0.168
	2001-4-2	2001-4-3	2001-4-4	2001-4-5	2001-4-6	2001-7-31
30	-0.2429	-0.2082	-0.1041	-0.2082	-0.0694	-0.1388
49	-0.0686	-0.1029	0.0686	0	0.1715	0.1715
61	-0.2824	-0.2824	-0.1412	0.1765	-0.1412	-0.5295
76	0.0336	0.0336	0.1344	0.1344	0.168	0.0672
	2001-9-30	2001-11-27	2002-3-18			
30	-0.5205	-0.3123	-0.3470			
49	-0.5488	-0.2058	0.3087			
61	-0.7766	-0.5295	-0.5295			
76	-0.2016	0.0672	0.0336			

表 5.4 M-2 多点位移计监测位移（单位：mm）

(Lab5.4 Displacement monitored by M-2)

日期 编号	2001-3-14	2001-3-15	2001-3-16	2001-3-17	2001-3-25	2001-3-26
15	0	0.1074	0.3716	-0.0716	0.1432	0.179
42	-0.0334	0.0334	0	0.0334	-0.0334	0.0334
46	-0.0346	0.0346	0.0346	0.0346	0.0346	0.0346
62	-0.034	0.034	0.102	0.136	0.068	0.068
	2001-3-27	2001-3-28	2001-3-29	2001-3-30	2001-3-31	2001-4-1
15	0.179	0.1432	0.1432	0.2148	0.179	0.179
42	0	-0.0334	0	0.0334	-0.0334	0

46	0	0	0.0346	0.0692	0	0.0346
62	0.034	0.034	0.034	0.034	0	0
	2001-1-2	2001-4-3	2001-4-4	2001-4-5	2001-4-6	2001-7-31
15	0.2148	0.179	0.1432	0.2148	0.179	0.2506
42	-0.0334	-0.0334	0.0334	0.0334	0.0334	0.4068
46	-0.0692	0	0.0692	0.0346	0.1038	0.0346
62	0.068	0.068	0.034	0.034	0	-0.578
	2001-9-30	2001-11-27	2002-3-19			
15	0.3222	0.1074	0.1074			
42	-0.4312	-0.167	-0.2372			
46	0.1384	0.519	0.348			
62	0.646	0.544	0.612			

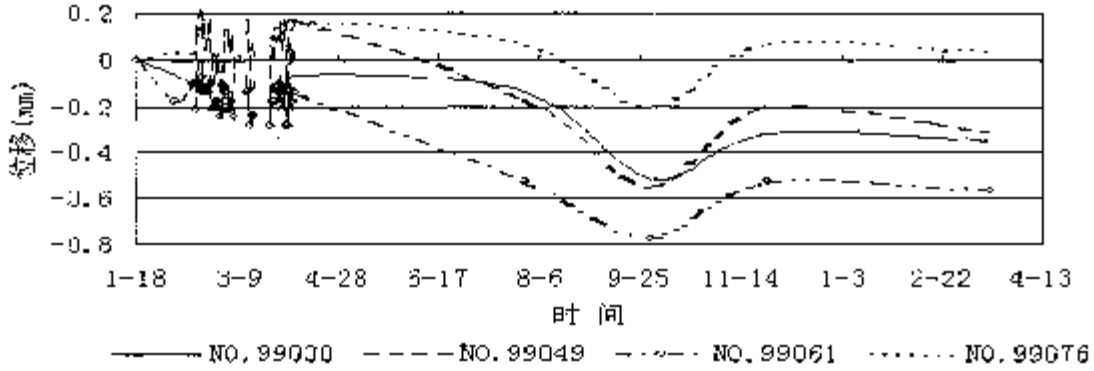


图 5.9　M-1 多点位移计所测位移时程曲线

Fig5.9 Curve of displacement monitored by M-1 versus time

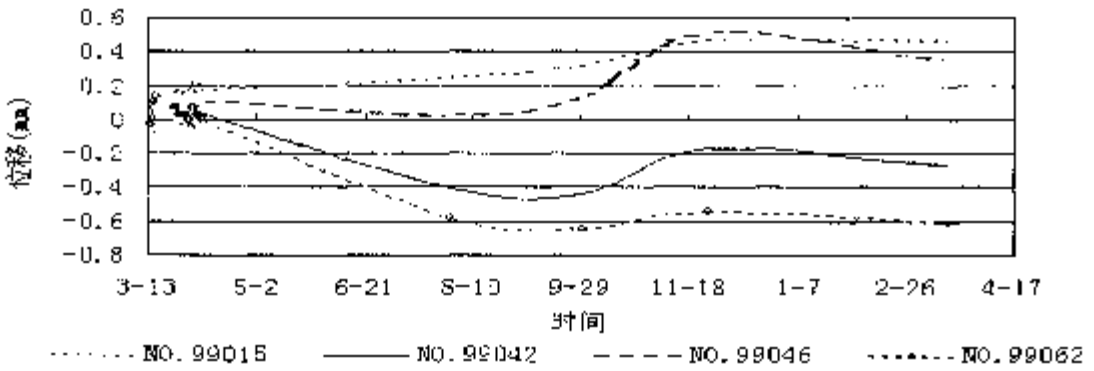


图 5.10　M-2 多点位移计所测位移时程曲线

Fig5.10 Curve of displacement monitored by M-2 versus time

5.7.4 温度监测

为了对山体内部温度进行监测，并用来分析温度变化对多点位移计所测位移的影响，在多点位移计钻孔 M-1 中埋设了三个温度计。通过整理分析，得到温度计在整个监测过程中所测的温度时程曲线如图 5.11 所示。

图 5.11 反映了坡体开挖面在一年多来温度的变化情况，结合图 5.9 和图 5.10，可以看出：大规模开挖完成后，山体位移随时间的变化和温度时程曲线的走向基

本一致，但稍滞后于温度的变化，这主要是由于大气温度对山体内部温度场的影响需要一段时间来实现。

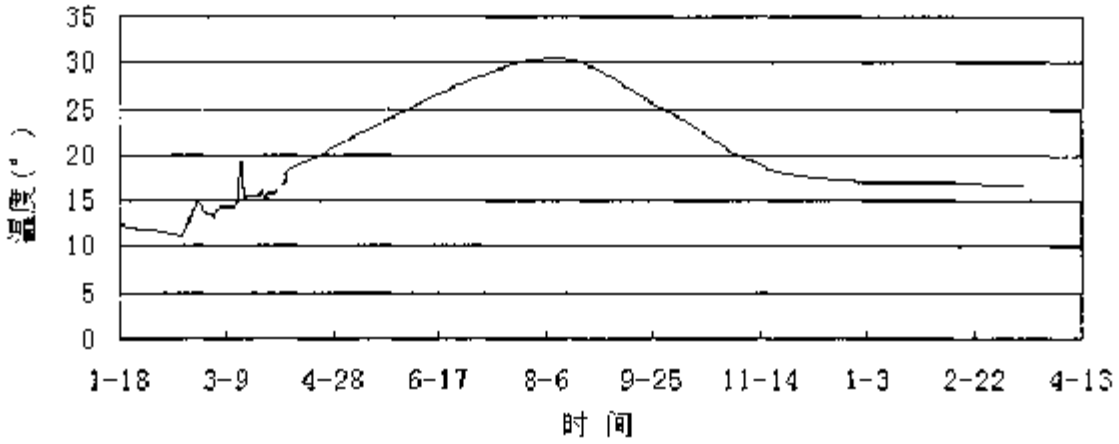


图 5.11 温度时程曲线

Fig5.11 Curve of temperature versus time

5.7.5 地表位移监测

根据娃姚高边坡的具体情况，结合边坡的深部位移监测，在边坡的表部设置了 9 个地表位移监测点，采用全站仪进行地表位移监测，测点布置见图 5.5 所示。该边坡的地表位移监测主要在施工密集期间进行，并重点针对一些特殊情况加密观测（如暴雨等情况）。地表位移测点观测数据如表 5.5 和表 5.6 所示，相应的时间历程见图 5.12~5.21 所示。从这些图表中可看出：地表监测点的位移值较小，在坡体开挖应力释放及施工扰动的影响下，地表点位移监测值一般在 15mm 以内，没有整体滑动的迹象；山体在开挖过程中是稳定的；地表位移监测点的坐标更多地表现为围绕均值变化的一随机值，这主要是由于使用仪器过程中的随机误差所引起的。（注：表中***表示该点当时还没布置）

表 5.5 地表位移监测点平面坐标值（单位：米）

（Tab5.5 XY coordinate value of displacement-monitoring point）

日期	2001-1-16		2001-2-25		2001-3-3		2001-4-15	
测点	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	83910.280	7974.494	83910.292	7974.507	83910.278	7974.514	83910.285	7974.499
2	83912.772	7989.798	83912.769	7989.806	83912.754	7989.802	83912.756	7989.798
3	83913.237	7998.387	83913.209	7998.404	83913.199	7998.395	83913.199	7998.395
4	***	***	83909.251	8007.269	83922.980	8007.249	83922.985	8007.258
5	***	***	83917.742	8006.989	83917.734	8006.976	83909.376	8009.750
6	***	***	83909.381	8009.797	83909.368	8009.786	83917.733	8006.979
7	***	***	83919.890	8028.864	83919.882	8028.847	83919.885	8028.855

8	***	***	83909.035	8027.732	83909.028	8027.710	83909.051	8027.721
9	***	***	83898.532	8025.636	83898.526	8025.613	点被破坏	点被破坏

表 5.6　地表位移监测点高程（单位：米）

（Tab5.6 Height value of displacement-monitoring point）

测点 日期	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2001-1-18	86.322	77.731	73.569	***	***	****	***	***	***
2001-2-22	86.344	77.737	73.578	63.231	63.126	62.342	48.531	48.210	48.358
2001-2-25	86.324	77.729	73.569	63.227	63.128	62.338	48.531	48.207	48.359
2001-2-28	86.344	77.739	73.579	63.231	63.138	62.346	48.536	48.213	48.363
2001-3-02	86.340	77.736	73.577	63.229	63.134	62.341	48.537	48.210	48.363
2001-3-03	86.334	77.728	73.568	63.223	63.128	62.335	48.527	48.203	48.351
2001-3-05	86.338	77.730	73.571	63.227	63.131	62.339	48.529	48.205	48.356
2001-3-11	86.338	77.734	73.576	63.227	63.132	62.339	48.538	48.208	48.358
2001-3-13	86.348	77.741	73.582	63.236	63.141	62.347	48.542	48.215	48.368
2001-3-15	86.340	77.739	73.579	63.232	63.137	62.345	48.536	48.212	48.363
2001-3-16	86.340	77.737	73.580	63.233	63.138	62.343	48.536	48.211	48.362
2001-4-16	86.335	77.732	73.574	63.227	63.132	62.335	48.536	48.206	点被破坏

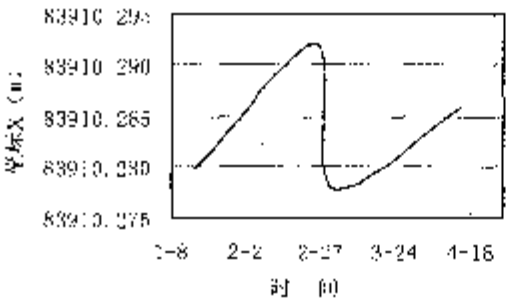


图 5.12　测点 1 坐标 X 时程曲线

Fig5.12 Curve of X value of first point

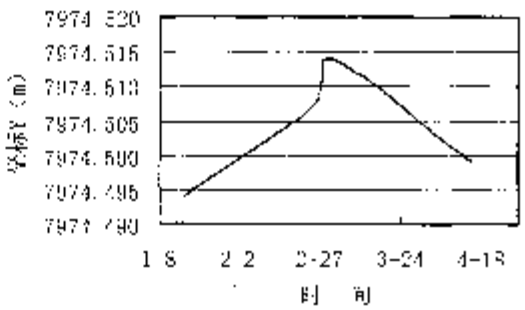


图 5.13　测点 1 坐标 Y 时程曲线

Fig5.13 Curve of Y value of first point

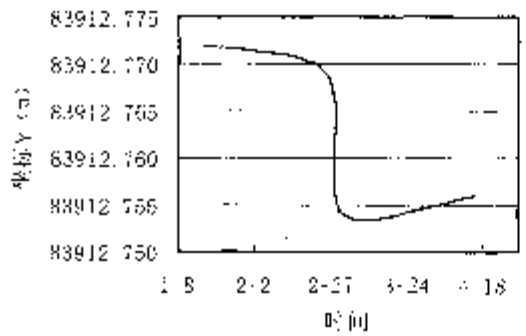


图 5.14　测点 2 坐标 X 时程曲线

Fig5.14 Curve of X value of second point

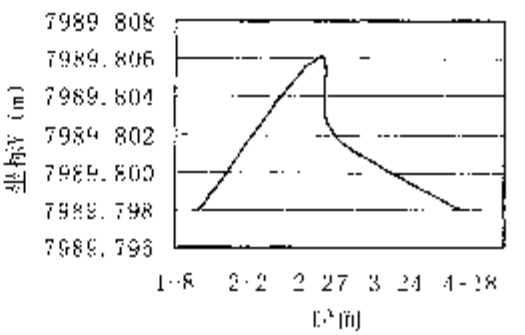


图 5.15　测点 2 坐标 Y 时程曲线

Fig5.15 Curve of Y value of second point

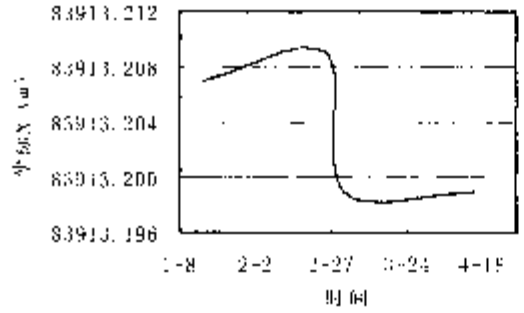


图 5.16 测点 3 坐标 X 时程曲线

Fig5.16 Curve of X value of third point

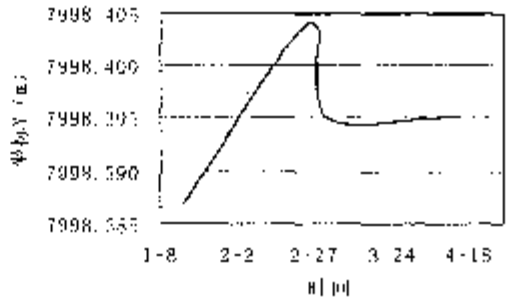


图 5.17 测点 3 坐标 Y 时程曲线

Fig5.17 Curve of Y value of third point

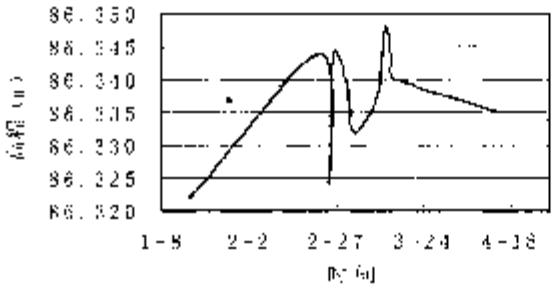


图 5.18 测点 1 高程时程曲线

Fig5.18 Curve of height value of first point

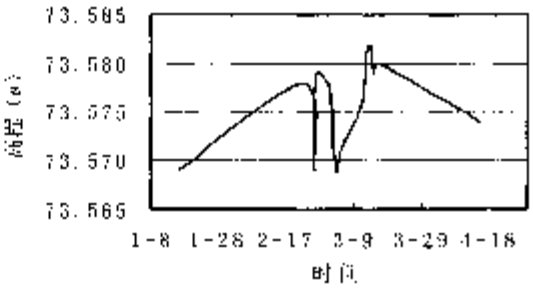


图 5.19 测点 3 高程时程曲线

Fig5.19 Curve of height value of third

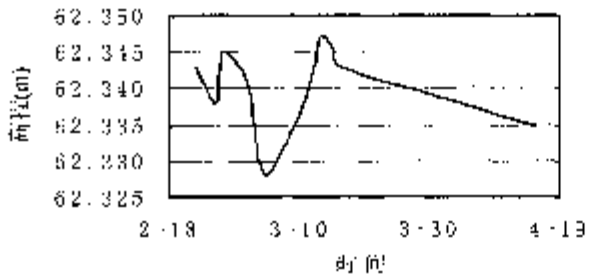


图 5.20 测点 6 高程时程曲线

Fig5.20 Curve of height value of 6th point

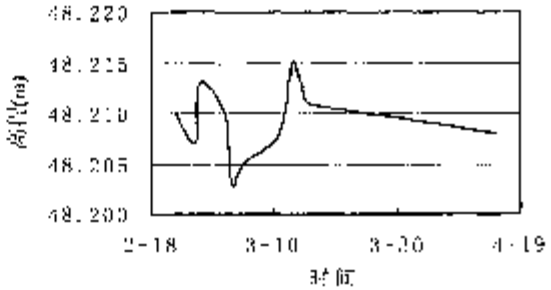


图 5.21 测点 1 高程时程曲线

Fig5.21 Curve of height value of 8th

5.7.6 测斜监测

在采用多点位移计监测边坡体深部位移的同时，也采用了测斜仪在竖直方向上监测边坡深部的水平位移。在对 IN-2 测斜孔进行位移监测的过程中，由于初始值测定时仪器出现故障，并且常时间的施工过程对孔造成很大的影响（部分堵塞），使得该孔测试结果不佳，难以体现真实的位移状况。因此，此处仅列出了 IN-1 测斜孔的监测过程，具体可见图 5.22 所示。应该注意的是：此图中的结果是以 2001 年 1 月 15 号测试的结果作为初始值。

从该图中可看出：2001 年 3 月 18 日测的结果为孔口发生了 2mm 的位移，此时表现出的位移，很大程度上受到了钻孔中混凝土硬化的影响；从第一次测试到 2001 年 4 月 3 日的结果来看，位移逐渐增加，而这一段时间正好是施工的高

峰期，该时间段发生的位移体现了施工对坡体位移的影响，如开挖、爆破施工等；在施工高峰期过后，坡体位移基本没有什么增加，直到 2001 年 11 月 27 日，在大约半年的时间中，位移才发生了不到 1 个 mm 的变化，从这点可反映出坡体已经趋于稳定，岩体的蠕变性质很弱，总体说来，边坡处于一个相对稳定的状态。

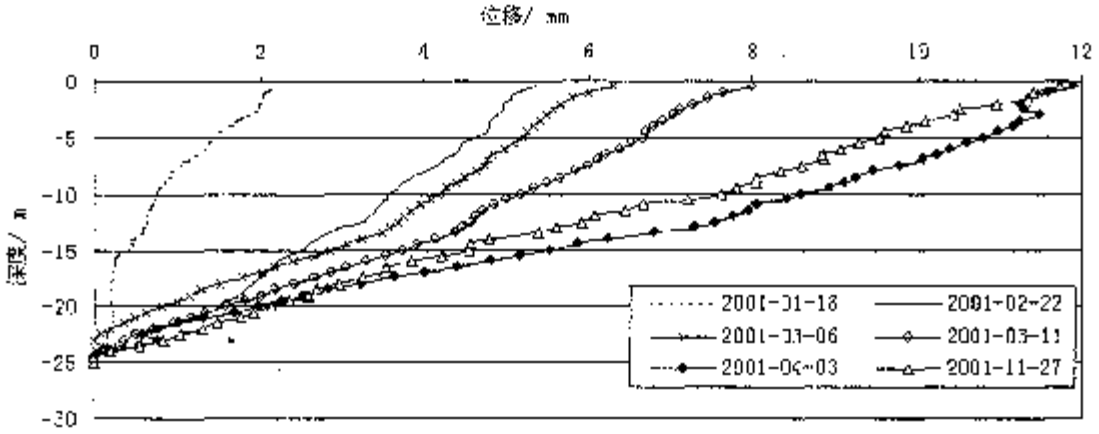


图 5.22　IN-1 测斜孔位移~深度关系曲线

Fig5.22 Curve of displacement versus depth of IN-1

5.7.7 边坡纵波波速监测[4]

岩体或岩石波速测试技术是一种地球物理勘探方法，它是以人工的方法，向岩体或岩石发射声波，观测声波在介质中传播的情况和特征。由于介质的物理特征和环境条件的差异，其传播速度的参数也不相同，因此，可采用波速测试技术来研究岩体或岩石的物理力学特性，并可把它作为分析评价岩体或岩石物理力学参数的依据之一。岩体波速测试技术主要有两方面的意义，即岩体工程地质评价和岩体力学试验。前者由于能解决岩体的完整程度、风化特征、工程地质单元的划分而在工程中得到了广泛应用；后者主要应用于下面的情况：岩土工程在受到技术环境条件、时间、经费和施工干扰等情况制约，致使许多工程无法开展应有的现场试验、或者试验项目和数量有限、或者深部无法开展试验。岩体波速测试的突出优点就是：不破坏岩体的结构特征，利用低应力条件下弹性波的传播问题来解决一般的破坏试验才能解决的问题；通过弹性波在岩体中的传播，并与岩体材料的物理特性（如重度）、结构特征（如结构面或结构缺陷）、环境条件（如地应力、地下水、温度）发生直接的作用，能得到一种反映上述特征的综合波速值。

为了综合了解边坡岩体质量、岩体结构、岩体完整性、岩体风化和开挖卸荷状况，在姓姚高边坡进行了表部的弹性波测试和钻孔声波测试。表部的弹性波测试位置在边坡的第二台阶开挖面上；用于声波测试的钻孔主要包括 3 个深度为 5~6m 的风钻孔（其中第一台阶 1 个、第二台阶 2 个）和用于位移监测且处于第二台阶的垂直孔和水平孔各一个。

各钻孔不同部位钻孔波速测试结果如表 5.6~表 5.10 所示。根据表中的数据

和现场的钻孔描述、记录成果可得到：波速测试成果与钻孔的记录成果一致性相当好，这从另一方面也说明了波速测试成果的可靠性；边坡表部岩体在受风化作用的强烈影响的同时，还受到边坡的开挖卸荷、开挖面岩体应力释放、岩石回弹、结构面松弛或开裂而导致的岩体松弛的影响，测试波速较低（<3000m/s），岩体完整性和岩体质量均很差；开挖爆破对岩体的影响深度不大，大约在 1.5～2.0m 左右，表明放炮方式对岩体的影响不大；超过边坡强烈风化和卸荷带的一定深部的岩体由于受一些长大结构面（或软弱夹层）的影响，波速也很低，对应部位的岩体质量和岩体完整程度较差。

表 5.6　钻孔 ZK-01 岩体波速测试

（Tab5.6 Wave velocity of rock mass in ZK-01）

测点深度（m）	1.1～1.5	1.5～1.6	1.6～1.8	1.8～2.2	2.2～3.3	3.3～3.4
纵波波速（m/s）	2510	4545	4939	4382	5128	3774
测点深度（m）	3.4～4.2	4.2～4.3	4.3～4.5	4.5～4.6	4.6～5.8	5.8～6.1
纵波波速（m/s）	5396	3922	2507	3390	5093	4110
测点深度（m）	6.1～6.5	6.5～6.8	6.8～10.7	10.7～11.0	11.0～11.8	11.8～11.9
纵波波速（m/s）	3974	4407	5189	4418	4833	3922
测点深度（m）	11.9～12.3	12.3～13.5	13.5～13.9	13.9～14.1	14.1～14.7	14.7～15.3
纵波波速（m/s）	2454	5161	4522	3562	5164	4696
测点深度（m）	15.3～16.1	16.1～16.2	16.2～17.9	17.9～21.1	21.1～21.2	21.2～21.7
纵波波速（m/s）	5489	4348	5094	4494	4000	4452
测点深度（m）	21.7～22.1	22.1～23.0	23.0～23.8	23.8～24.6	24.6～25.2	25.2～25.6
纵波波速（m/s）	5166	4414	5050	4327	5410	4354

表 5.7　钻孔 ZK-02 岩体波速测试

（Tab5.7 Wave velocity of rock mass in ZK-02）

测点深度（m）	0.6～0.7	0.7～0.9	0.9～1.2	1.2～1.4	1.4～1.8	1.8～2.0
纵波波速（m/s）	2326	3479	4923	4654	5072	4547
测点深度（m）	2.0～2.6	2.6～2.7	2.7～2.9	2.9～3.2	3.2～3.4	3.4～4.0
纵波波速（m/s）	5144	3571	4215	5002	4651	4929
测点深度（m）	4.0～4.2	4.2～4.5	4.5～5.1	5.1～5.2	5.2～6.0	6.0～6.4
纵波波速（m/s）	4513	5064	4642	3774	4929	4333
测点深度（m）	6.4～6.5	6.5～7.0	7.0～7.4	7.4～7.8	7.8～8.2	8.2～8.8
纵波波速（m/s）	3509	4478	3354	4536	5672	4691
测点深度（m）	8.8～11.4	11.4～11.5	11.5～12.2	12.2～12.5	12.5～13.0	13.0～13.4
纵波波速（m/s）	5173	3846	4917	2827	5172	4374
测点深度（m）	13.4～14.1	14.1～14.3	14.3～14.5	14.5～14.8	14.8～15.2	15.2～15.4
纵波波速（m/s）	3688	4619	3639	2733	4032	4315
测点深度（m）	15.4～16.2	16.2～17.0	17.0～17.2	17.2～18.0	18.0～18.2	18.2～18.6
纵波波速（m/s）	3769	4936	3537	4413	3391	4961

表 5.8　钻孔 ZK-03 岩体波速测试

（Tab5.8 Wave velocity of rock mass in ZK-03）

测点深度（m）	0.4~0.8	0.8~0.9	0.9~1.9	1.9~2.1	2.1~2.6	2.6~2.8	2.8~3.5
纵波波速（m/s）	4552	3846	2738	4651	3091	3678	2566
测点深度（m）	3.5~3.7	3.7~3.8	3.8~4.1	4.1~5.3	5.3~5.4	5.4~5.7	
纵波波速（m/s）	4462	2778	4513	2513	4548	4923	

表 5.9　钻孔 ZK-04 岩体波速测试

（Tab5.9 Wave velocity of rock mass in ZK-04）

测点深度（m）	0.4~2.2	2.2~2.4	2.4~2.5	2.5~4.2	4.2~4.5	4.5~5.0	5.0~5.6
纵波波速（m/s）	5206	4654	3848	4567	5017	4695	5085

表 5.10　钻孔 ZK-05 岩体波速测试

（Tab5.10 Wave velocity of rock mass in ZK-05）

测点深度（m）	0.4~1.8	1.8~2.0	2.0~2.9	2.9~3.1	3.1~3.3	3.3~3.5	3.5~4.3
纵波波速（m/s）	2503	5085	3460	4878	4084	5342	4579
测点深度（m）	4.3~4.9	4.9~5.2					
纵波波速（m/s）	4984	4577					

5.7.8 监测成果

通过历时一年多的监测，得到了如下结论：事先的监测设计是合理的；该边坡处于一个相当稳定的状态，主要原因是边坡岩体的岩性较好，且不存在大的不利结构面和软弱夹层；边坡山体位移与大气温度有着密切的关系，前者的变化滞后与后者，分析其原因为温度对山体边坡岩体变形的影响需要一定的时间才能得到体现。

5.8 小结

（1）根据具体情况对姓姚岩质高边坡制定了监测方案，并进行了长时间的边坡表面位移、深部位移和温度的监测，并进行了适当的边坡岩体纵波波速测试。

（2）通过一年多的现场监测，得到了大量的监测数据和一定的监测成果，达到了预期的目的，为边坡工程的安全提供了帮助。监测成果表明：该边坡处于一个良好的稳定状态；事先进行的边坡监测设计较为合理；边坡位移和大气温度有着密切的联系，但前者滞后于后者。

第 6 章　岩体及开挖支护模型

摘　要：岩体是一种典型的非线性材料，边坡开挖支护分析前必须事先解决一些基本的问题。本章首先对模拟完整岩体弹塑性性质的 Druker-Prager 模型进行了描述；然后对断层、夹层、裂隙和节理提出了处理方案，并对处理过程进行了推导；对锚杆支护作用进行了讨论，同时对预应力锚索的锚固长度进行了一定的分析；对开挖过程的等效节点荷载方法进行了探讨；最后对岩土体中存在的非线性问题及其求解方法进行了叙述。

关键词：DP 模型；结构面；等效模拟；开挖；非线性；

6.1 引言

在岩土工程中，有限元分析方法得到了越来越广泛的应用，而在这一分析过程中，确定岩体的性质是一项基本的、而有极为重要的工作。自然界中的岩体是由岩块、节理、裂隙、断层、夹层及其中的充填物等构成的，它是一种典型的非线性材料，其力学性质包括弹性、塑性、粘性和脆性中的一种或其中的几种。弹性反映了岩体的一种变形可恢复的性质；粘性反映了岩体的一种与率相关的性质，也反映了岩体受力变形的时效性，是一种不可恢复的变形；塑性反映了岩体变形不可恢复的性质，但它与率无关；脆性体在应力—应变曲线上存在一个突变的、不可控的脆性段，这是脆性体的基本特征，推广到复杂应力状态下就是：当应力点由初始态加载到峰值强度面后，该应力点将发生突变而迅速跌落到残余强度面上，此过程不是一个渐进过程，也是不可恢复的。在本文的研究中将只考虑岩体的弹塑性性质。

由于历史成因，边坡岩土体中存在着数目不等的断层、裂隙、夹层、节理等软弱部分，在考虑它们对工程稳定性的影响时必须事先进行合理的模拟，这是一个很重要的问题。开挖和支护将对边坡的稳定产生重大影响，如何进行这一过程的模拟是一个事先应解决的问题。本章将就这些问题进行解答或阐述。

6.2 完整岩体的弹塑性模型

材料弹塑性破坏准则很多，如 Mises、Drucker-Prager、Mohr- Coulomb 准则等等。其中 Mises 屈服准则在金属材料中应用很多，Mohr-Coulomb 准则较适合于松散的土体；Drucker-Prager 模型在 Mises 模型的基础上考虑了静水压力的作用，它在岩体结构中得到了大量的应用。在本文的研究中完整岩体的弹塑性将采用 Drucker-Prager 模型。

岩体是一种典型的非线性材料，它存在着弹性段、塑性段及变形破坏段，对于一般的岩体而言，人们常采用 Drucker-Prager 准则判断岩体在复杂应力下的状态。该准则属于一个双参数强度准则，在 Mohr-Coulomb 强度准则的基础上考虑

了中间主应力的作用，同时又在 Mises 强度准则的基础上考虑了静水压力的作用。其屈服面在应力空间和 π 平面上的形状如图 6.1 所示。其屈服面函数表达式如下：

$$f = \alpha J_1 + \left(J_2'\right)^{\frac{1}{2}} - K = 0 \tag{6.1}$$

式中，J_1 为应力张量第一不变量，J_2' 为应力张量第二不变量，且有

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \tag{6.2a}$$

$$J_2' = \frac{1}{6}\left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 - (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2\right] \tag{6.2b}$$

如果让 Drucker-Prager 模型与 Mohr-Coulomb 强度相协调，则有

$$\alpha = \frac{6\sin\varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)} \tag{6.2c}$$

$$K = \frac{6c\cos\varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)} \tag{6.2d}$$

其中，c 和 φ 为某个应变硬化参数，对于岩石材料来说，就是指内聚力和摩擦角。

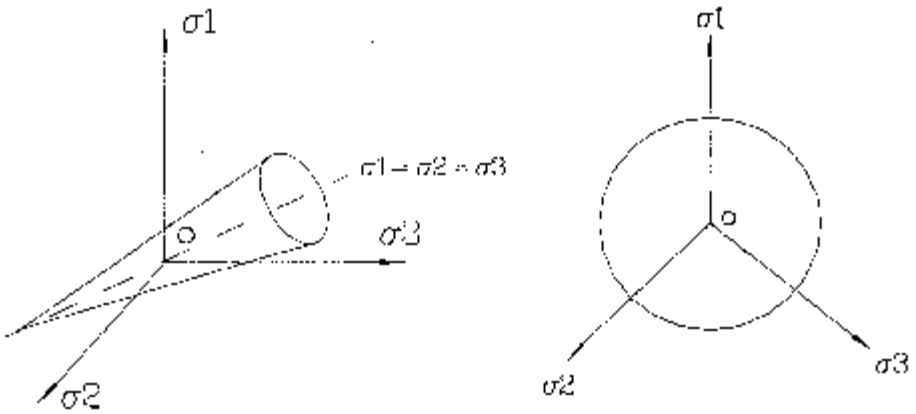
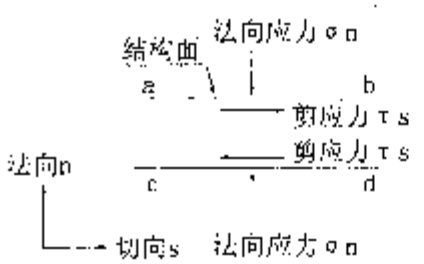


图 6.1 Drucker-Prager 屈服面

Fig6.1 Yield surface of Druck-Prager model

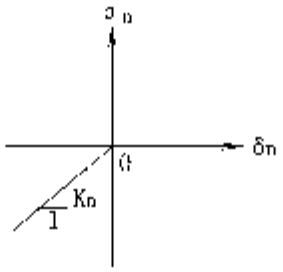
6.3 断层、裂隙及软弱夹层的处理

在边坡工程的有限元分析过程中，对于那些厚度与有限元单元尺寸相当的结构面、夹层及断层等软弱部分，将采用如下方式进行处理：将该部分厚度内的填充物作为一种材料，材料可用 Drucker-Prager 模型来模拟，同时采用有限元进行网格划分；对软弱充填物与岩性较好的岩体部分的交界面，采用接触对单元进行模拟。接触单元的受力如图 6.2 所示，接触面上的应力与位移之间的关系如图 6.3 和图 6.4 所示。它具有如下性质：接触面只能传递压应力，不能传递拉应力；能传递剪应力，但不大于某一值 τ_{max}。



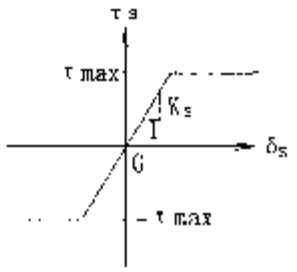
结构面受力示意图

图 6.2 结构面受力示意图
Fig6.2 Diagrammatic sketch of structural surface



法向力与法向位移关系图

图 6.3 法向力与法向位移关系图
Fig6.3 Relationship of normal force and normal displacement



切向力与切向位移关系图

图 6.4 切向力与切向位移关系图
Fig6.4 Relationship of tangential force and tangential displacement

接触面所处的状态不同，接触面上力与位移之间的关系也将会不同，具体可分为如下三种情况。

1．接触面闭合，但切向应力小于 τ_{max}，如图 6.4 所示。此时法向力指向结构面，接触面上应力与位移之间的关系为

$$\sigma_n = k_n \delta_n \quad , \quad \tau_s = k_s \delta_s \tag{6.3}$$

其中，k_n, k_s 分别为结构面的法向刚度和切向刚度，其量纲为[力]/[长度]^3；δ_n 和 δ_s 分别为结构面两边相对的法向位移和切向位移。现令

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \tau_s \end{Bmatrix} \qquad \{\delta\} = \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \end{Bmatrix} \qquad [k] = \begin{bmatrix} k_n & \\ & k_s \end{bmatrix}$$

则（6.3）式可写成如下矩阵形式

$$\{\sigma\} = [k]\{\delta\} \tag{6.4}$$

根据（6.3）式可得到接触面两边的应力状态为

$$\begin{aligned} \sigma_{ac} &= k_n(u_a - u_c) \qquad \sigma_{bd} = k_n(u_b - u_d) \\ \tau_{ac} &= k_s(v_a - v_c) \qquad \tau_{bd} = k_s(v_b - v_d) \end{aligned} \tag{6.5}$$

其中，u_a, u_b, u_c, u_d 和 v_a, v_b, v_c, v_d 分别为 a,b,c,d 各点法向位移和切向位移。

在结构面沿长度方向上应力与变形之间呈线性关系，对 ab 面上的应力合成，就可得到节点 a 和 b 的节点力，即

$$\begin{aligned} p_{a,n} &= k_n l[\frac{1}{3}(u_a - u_c) + \frac{1}{6}(u_b - u_d)] \qquad p_{b,n} = k_n l[\frac{1}{6}(u_a - u_c) + \frac{1}{3}(u_b - u_d)] \\ p_{a,s} &= k_s l[\frac{1}{3}(v_a - v_c) + \frac{1}{6}(v_b - v_d)] \qquad p_{b,s} = k_s l[\frac{1}{6}(v_a - v_c) + \frac{1}{3}(v_b - v_d)] \\ p_{c,n} &= -p_{a,n} \qquad p_{d,n} = -p_{b,n} \qquad p_{c,s} = -p_{a,s} \qquad p_{d,s} = -p_{b,s} \end{aligned} \tag{6.6}$$

其中，l 为接触单元长度。将上式写成矩阵形式，可得单元刚度矩阵方程如下

$$\{F\}^e = [K]^e \{\delta\}^e \tag{6.7}$$

式中，$\{\delta\}^e = [u_a, v_a, u_b, v_b, u_c, v_c, u_d, v_d]^T$

$$\{F\}^e=[p_{a,n},\ p_{a,s},\ p_{b,n},\ p_{b,s},\ p_{c,n},\ p_{c,s},\ p_{d,n},\ p_{d,s}]^T$$

$$[K]^e=\frac{l}{6}\begin{bmatrix} 2k_n & 0 & k_n & 0 & -2k_n & 0 & -k_n & 0 \\ 0 & 2k_s & 0 & k_s & 0 & -2k_s & 0 & -k_s \\ k_n & 0 & 2k_n & 0 & -k_n & 0 & -2k_n & 0 \\ 0 & k_s & 0 & 2k_s & 0 & -k_s & 0 & -2k_s \\ -2k_n & 0 & -k_n & 0 & 2k_n & 0 & k_n & 0 \\ 0 & -2k_s & 0 & -k_s & 0 & 2k_s & 0 & k_s \\ -k_n & 0 & -2k_n & 0 & k_n & 0 & 2k_n & 0 \\ 0 & -k_s & 0 & -2k_s & 0 & k_s & 0 & 2k_s \end{bmatrix}$$

式（6.7）中，$\{F\}^e$,$[K]^e$,$\{\delta\}^e$分别为单元刚度方程在局部坐标系下的节点荷载列阵、刚度矩阵和位移列阵。将局部坐标系下的单元刚度矩阵通过坐标变换转化为整体坐标系下的单元刚度矩阵，然后参加整个模型系统的整体刚度矩阵的集成。单元荷载列阵和位移列阵也可采取类似的方式集成到整体模型中去。

2．当接触面闭合，但剪应力达到最大值τ_{max}时。此时局部坐标系下的单元刚度方程仍采用式（6.7），但单元刚度矩阵[K]^{e}中的Ks应改为0，其余保持不变。

3．当接触面张开时，由于接触面单元不能传递拉应力，因此接触面单元的刚度矩阵为0矩阵，也不存在荷载列阵，接触面单元对整个结构模型的刚度没有贡献。

6.4 细小结构面的等效处理[22]

节理岩体的力学性质十分复杂，难以定量预测。即使进行大型的现场试验，也只能得到局部的且尺寸有限的节理面和岩石的力学性质。更大范围内的岩体宏观平均意义上的力学性质无法通过现场直接得到。在岩土工程中，对于那些宽大结构面、断层和夹层，可采用上一节中的方法进行处理。岩体中存在的节理、裂隙等薄弱环节，更多的是较为细小的部分，如Ⅳ级、Ⅴ级结构面，不可能采用同样的方式进行处理，而必须采用其它的方法进行处理分析。

对于节理岩体，国内外已经发展了许多数值模拟及等效处理方法，如对含少数节理的岩体，可以采用Goodman(1980年)提出的节理单元法（如上节所述）、间断方法（王仁等）。对于含有众多节理的岩体的数值模拟方法则主要有两种方式：（1）连续介质力学的途径，即等效途径，如材料参数等效法、能量等效法、变形等效法、复合体等效法、断裂力学等效法、损伤力学方法等等；（2）另一种途径是采用不连续介质力学法，即将组成岩体的基本单元—岩块视为不连续的质点，采用不连续介质力学的理论来探讨这些不连续质点结合体的应力、应变与稳定性，从而导出块体力学的规律性，如刚性块体法、离散元法等。在工程应用中，则是节理岩体等效的方法用的最多，也比较简洁。

6.4.1 岩体结构面模型概化

存在于自然界中的岩体，通常含有大量不连续分布的结构面，这些结构面的分布状况对岩体的宏观力学特性起着重要的作用。在工程实际中，岩体结构面的分布状况也极其复杂。从单体来看，这些岩体结构面的性状可能是杂乱无章的，但从统计意义上，反映岩体结构面分布特征的几何参数（间距、迹长、走向、倾角）则是服从一定的统计规律的。因此可以通过现场试验调查和室内统计分析，建立结构面几何参数的概率统计模型，并采用 Monte-Carlo 法进行随机模拟，得到结构面分布的若干样本，并可用图像的方式显示出来。根据随机抽样原理，随着抽样次数的增加，在模拟图像上获得的信息平均值就越来越接近各种信息的真实值。中国水利科学研究院已经研制出了具有该功能的软件，并进行了商用化。

通过对金丽温高速公路姓姚高边坡的节理进行大量现场调查试验和统计研究，对边坡岩体的结构面进行概化，得到了相应部位结构面的统计特征值。图 6.5～图 6.6 和表 6.1～表 6.2 即为其中一部分研究分析成果[4]。

对工程岩体中的结构面进行概化，可以得到一组或多组优势概化结构面，通过这些优势概化结构面，可以采用一定的方法得到节理岩体的等效力学模型及其相应的参数。

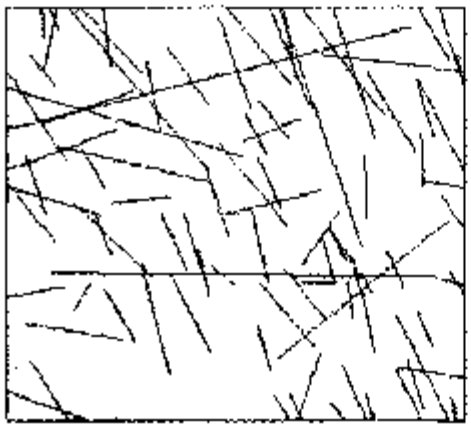


图 6.5 第一台阶开挖面结构面网络模拟
Fig6.5 Simulation of structural surface on first bench of Xingyao slope



图 6.6 第二台阶开挖面结构面网络模拟
Fig6.5 Simulation of structural surface on second bench of Xingyao slope

表 6.1 第一台阶开挖面各组结构面的几何参数统计结果

（Tab6.1 Statistic results of geometric parameters of structural surface on first bench）

编号	间距（m）			倾向（°）			倾角（°）			迹长（m）		
	分布形式	均值	方差	分布形式	均值	方差	分布形式	均值	方差	分布形式	均值	方差
(1)	对数正态	0.84	0.74	正态	22.0	23.8	正态	62.5	11.3	正态	2.51	2.73
(2)	对数正态	0.79	0.74	正态	190	25.3	正态	57.6	12.3	正态	1.18	0.72
(3)	对数正态	0.44	0.27	正态	300	11.0	正态	73.7	10.5	正态	1.65	0.88

表 6.2　第二台阶开挖面各组结构面的几何参数统计结果

(Tab6.2 Statistic results of geometric parameters of structural surface on second bench)

编号	间距（m）			倾向（°）			倾角（°）			迹长（m）		
	分布形式	均值	方差	分布形式	均值	方差	分布形式	均值	方差	分布形式	均值	方差
(1)	对数正态	0.74	0.79	正态	25.0	25.7	正态	62.0	13.3	正态	2.26	2.65
(2)	对数正态	1.23	1.29	正态	192	29.9	正态	60.4	19.4	正态	2.14	2.74
(3)	对数正态	0.63	0.71	正态	289	19.7	正态	66.0	14.9	正态	1.43	0.81

6.4.2 节理岩体的等效模型

节理岩体的模型等效包括两个方面，即弹性参数和弹塑性参数（摩擦角与内聚力）的等效。

1．变形等效确定弹性参数

为了叙述的方便，这里仅就二维情况进行讨论，并且假定节理面只在一个方向贯通，而在另一个方向是不贯通的。在等效化过程中，假设岩体中的岩块和节理均为线弹性，岩块的参数为 $E_r,\upsilon_r,c_r,\varphi_r$，结构面的参数为 $E_j,\upsilon_j,c_j,\varphi_j$。通过上一小节的方法，可得到节理岩体的一组或几组优势结构面，如图 6.7 所示。

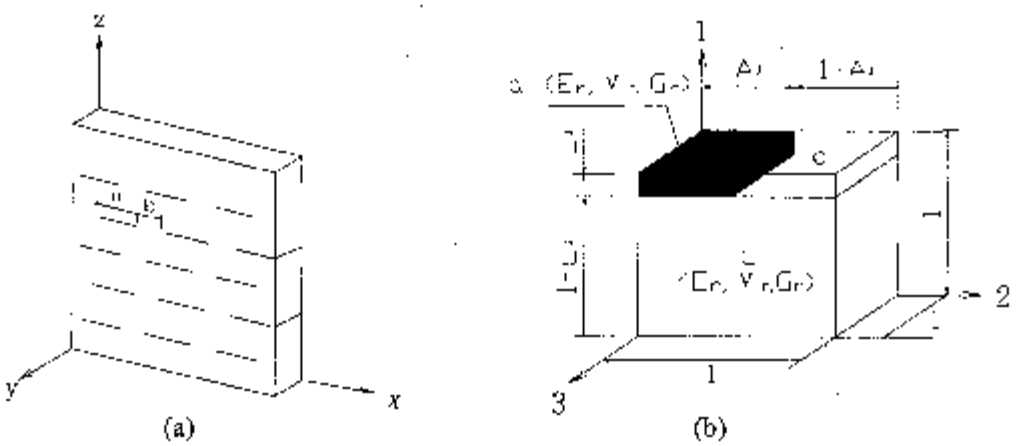


图 6.7　二维非贯通节理岩体模型

Fig6.7 Model of 2-D dispenetrated joint rock

图中，节理部分用 a 表示，岩块部分用 b 表示，节理岩体单元各边长度均取单位长度，岩体 $L_j=t_j/s$ 为节理岩体中节理在厚度方向的密度，$A_j=a/(a+b)$ 为节理在非贯通方向的贯通率，$V_j=L_jA_j$ 为节理在整个岩体中的体积率，$1-V_j$ 为岩块的体积率。对于正交各向异性材料而言，弹性常数共有 $E_1,E_2,E_3,G_1,G_2,G_3,\upsilon_{12},\upsilon_{23},\upsilon_{31}$ 九个常数。在等效化后仍假定等效岩体为线弹性材料。

在图 6.7（b）所示的单元上施加单向应力 σ_1，节理部分 a 与岩体 b 并联，然后该并联体与岩体 c 串联，根据变形等效可得到等效后的弹性模量 E_1 为

$$E_1 = E_j V_j + E_r(1-V_j) \tag{6.8}$$

在模型单元体上施加单向应力 σ_2，节理部分 a 与岩体 b 串联，然后该串联体与岩体 c 串联。根据变形等效，对于 a 和 b 两部分有

$$\sigma_{r2}^b = \sigma_{j2} = \sigma_2^{a,b}, \quad \varepsilon_2^{a,b} = \varepsilon_{j2}A_j + \varepsilon_{r2}^b(1-A_j), \quad \varepsilon_{j2} = \sigma_{j2}/E_{j2}$$

$$\varepsilon_{r2}^b = \sigma_{r2}^b / E_{r2}, \qquad \varepsilon_2^{a,b} = \sigma_2^{a,b}/E_2^{a,b} \tag{6.9}$$

由上式可得到

$$E_2^{a,b} = E_j E_r /[E_r A_j + E_j(1-A_j)] \tag{6.10}$$

a 和 b 串联后再与 c 并联，对于 a,b,c 三者的联合体有

$$\sigma_2 = \sigma_2^{a,b}L_j + \sigma_{r2}^c(1-L_j), \quad \varepsilon_2 = \varepsilon_{r2}^c = \varepsilon_2^{a,b}$$

$$\varepsilon_{r2}^c = \sigma_{r2}^c / E_r, \quad \varepsilon_2 = \sigma_2/E_2, \quad \varepsilon_2^{a,b} = \sigma_2^{a,b}/E_2^{a,b} \tag{6.11}$$

由式(6.10)和(6.11)可得到

$$E_2 = [1 - \frac{V_j(1-E_j/E_r)}{A_j + (1-A_j)E_j/E_r}]E_r \tag{6.12}$$

在模型单元体上施加单向应力 σ_3，节理部分 a 与岩体 b 并联，然后该并联体再与岩体 c 串联。根据变形等效原则，仿照前面的计算过程，可求得等效弹性模量 E_3 为

$$E_3 = \frac{1-A_j(1-E_j/E_r)}{1-A_j(1-L_j)(1-E_j/E_r)}E_r \tag{6.13}$$

在模型单元体上施加单向应力 σ_1，节理部分 a 与岩体 b 并联，然后该并联体与岩体 c 串联。对于 a、b 两部分有

$$\upsilon_{12}^{a,b} = \upsilon_j A_j + \upsilon_r(1-A_j) \tag{6.14}$$

通过推导可得到

$$\upsilon_{12} = \frac{\upsilon_{12}^{a,b}E_2^{a,b}L_j + \upsilon_j E_r(1-L_j)}{E_2^{a,b}L_j + E_r(1-L_j)} \tag{6.15}$$

由式（6.15）和（6.10）可得

$$\upsilon_{12} = \frac{E_j\upsilon_j V_j + \upsilon_r[E_j(1-A_j)+E_r A_j(1-L_j)]}{E_r A_j(1-L_j)+E_j(1-A_j+V_j)} \tag{6.16}$$

同理，可得

$$\upsilon_{13} = \frac{E_j\upsilon_j V_j + \upsilon_r[E_r(1-A_j)+E_j A_j(1-L_j)]}{E_j A_j - E_r(1-A_j)} \tag{6.17}$$

$$\upsilon_{23} = \frac{E_j E_r[\upsilon_j A_j + \upsilon_r(1-A_j)L_j]}{[E_r A_j + E_j(1-A_j)]+[E_j A_j + E_r(1-A_j)]} + \upsilon_r(1-L_j) \tag{6.18}$$

当节理岩体模型的单元体承受剪应力 τ_{12} 时，对于 a、b 的复合体有

$$G_{12}^{a,b}=G_jG_r/[G_j(1-A_j)+G_rA_j] \tag{6.19}$$

将a、b的复合体与c进行组合，得到三者复合体的剪切模量为

$$G_{12}=G_{12}^{a,b}L_j+G_r(1-L_j)=[1-\frac{V_j(1-G_j/G_r)}{A_j+(1-A_j)G_j/G_r}]G_r \tag{6.20}$$

同理，可得到

$$G_{13}=\frac{1-A_j(1-G_j/G_r)}{1-A_j(1-L_j)(1-G_j/G_r)}G_r \tag{6.21}$$

$$G_{23}=G_jG_r/[G_rV_j+G_j(1-V_j)] \tag{6.22}$$

由式（6.8）、（6.12）、（6.13）、（6.16）~(6.18)、（6.20）~（6.22）就可确定节理岩体的等效弹性参数。当节理面采用的特性参数是法向刚度 c_n 和剪切刚度 τ_s 时，则节理岩体等效的弹性参数可改写为

$$E_1=E_r(1-V_j)\quad E_2=E_r(1-L_j)\quad E_3=\frac{E_r-A_j(E_r-K_nt_j)}{E_r-A_j(1-L_j)(E_r-K_nt_j)}E_r$$

$$\upsilon_{12}=\upsilon_r\qquad \upsilon_{23}=\upsilon_r(1-L_j)\qquad \upsilon_{13}=[1-\frac{K_nt_jV_j}{E_r(1-A_j)+K_nt_jA_j}]\upsilon_r \tag{6.23}$$

$$G_{12}=G_r(1-L_j)\quad G_{23}=\frac{G_r-A_j(G_r-K_st_j)}{G_r-A_j(1-L_j)(G_r-K_st_j)}G_r\quad G_{31}=\frac{G_rK_st_j}{G_rV_j+K_st_j(1-V_j)}$$

2．强度等效确定强度参数

节理岩体的弹塑性性质比较明显，仅按上述方法求出等效岩体的弹性参数是不够的，还需要考虑等效的弹塑性强度参数。在本文中将采用Mohr-Coulomb强度准则对节理岩体进行等效。节理岩体由岩块和节理组成，节理岩体的强度也将由岩块强度和节理强度构成，节理岩体的破坏有两种可能形式：岩块的破坏和节理面的破坏。现假设岩块、节理、等效岩体的强度参数分别为(c_r,φ_r)、(c_j,φ_j)和(c_e,φ_e)。图6.8分别为单节理和双节理的岩体模型。

（1）单节理岩体的强度参数等效问题。根据Mohr-Coulomb强度准则可得岩块单元和节理岩体单元的强度条件如下

$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}-\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}\sin\varphi_r=c_r\cos\varphi_r \tag{6.24}$$

$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}-\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}\sin\varphi_e=c_e\cos\varphi_e \tag{6.25}$$

当节理面与最大主应力面的夹角β满足$\beta<\beta_{min}$或$\beta>\beta_{max}$时，节理岩体的破坏为其中岩块的破坏。比较式（6.24）和（6.25）可知：节理岩体的强度参数就是岩块的强度参数，即$\varphi_e=\varphi_r$，$c_e=c_r$。

当β满足$\beta_{min}<\beta<\beta_{max}$时，节理岩体的破坏表现为其中节理的破坏，节理

的破坏准则为

$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\sin(2\beta-\varphi_j)-\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}\sin\varphi_j=c_j\cos\varphi_j \tag{6.26}$$

上式可改写为

$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}-\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}\frac{\sin\varphi_j}{\sin(2\beta-\varphi_j)}=c_j\frac{\cos\varphi_j}{\sin(2\beta-\varphi_j)} \tag{6.27}$$

将（6.27）（6.25）两式进行比较，可得此情况下等效岩体的强度参数为

$$\varphi_e=\sin^{-1}\frac{\sin\varphi_j}{\sin(2\beta-\varphi_j)} \qquad c_e=c_j\frac{\cos\varphi_j}{\sin(2\beta-\varphi_j)}\cdot\frac{1}{\cos\varphi_e} \tag{6.28}$$

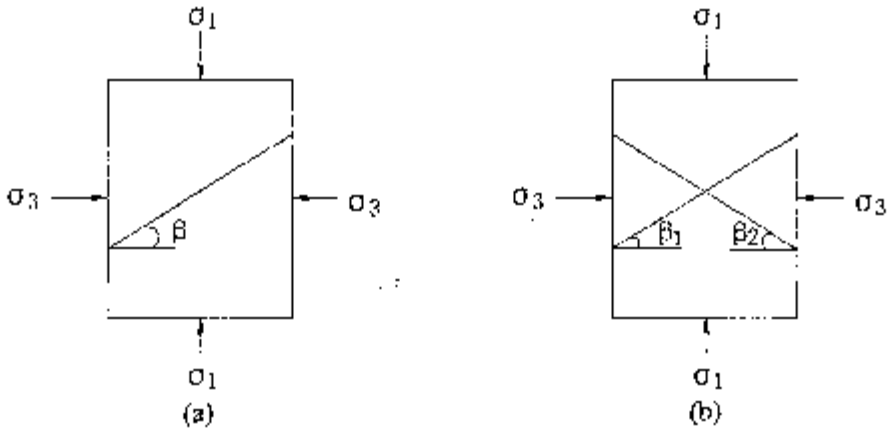


图 6.8 节理岩体模型

Fig6.8 Model of jointed rock

（2）双节理岩体的等效强度参数问题。双节理岩体破坏的实质和单节理岩体破坏的实质基本相同，主要区别在于：双节理岩体沿节理面破坏时需确定沿哪一条节理发生滑动破坏。将节理破坏准则（6.26）式改写为

$$\sigma_1=\frac{2c_j+2\tan\varphi_j\sigma_3}{(1-\tan\varphi_j ctg\beta)\sin 2\beta}+\sigma_3 \tag{6.29}$$

当 β_1 和 β_2 均服从 $\beta_{min}<\beta<\beta_{max}$ 时，可令

$$A_1=[(1-\tan\varphi_j ctg\beta_1)\sin 2\beta_1]^{-1},\quad A_2=[(1-\tan\varphi_j ctg\beta_2)\sin 2\beta_2]^{-1} \tag{6.30}$$

若 $A_1<A_2$，则节理岩体沿第一条节理面破坏；若 $A_1>A_2$，则节理岩体沿第二条节理面破坏。按式（6.28）就可得到相应的等效强度。若节理单元含有三条节理，则可按同样的方式进行处理。当节理单元所含节理较多时，可认为改节理单元是各向同性的（Hoek 和 Brown）[8]。

6.5 锚杆系统

边坡工程是一个复杂多变的系统，它与多种环境发生直接或间接的作用（表现为能量的转移）。由于降雨、地下渗流场的改变、不利结构面的存在、大规模的开挖放炮、岩土体松散、岩土体中过大的初始地应力等因素，使得许多自然边

坡或人工边坡，特别是高边坡，难以维持自身的稳定，需要借助于外部支撑或支护来约束坡体，并促使岩土体充分发挥自身的支护能力，从而保障边坡的稳定性。如深基坑开挖中，常采用地下连续墙来支护基坑边未开挖土体。在边坡工程中，常用的支护方式有：锚喷支护、预应力锚杆锚索支护、锚杆框格支护、抗滑桩、挡墙等，各种支护形式有着各自的优缺点和适用范围，如挡墙对于较低的边坡具有良好的效果，抗滑桩对于处理滑坡问题效果较好，但对楔形体滑动及倾倒却无能为力。本文仅就边坡工程中大量应用的锚杆锚索进行分析研究。

6.5.1 预应力锚杆/锚索

预应力锚杆/锚索常常用来加固边坡中不稳定的块体，其基本方式就是：通过将预应力锚杆（或锚索）的一端埋设在边坡稳定的岩土体中，将另一端固定在自然边坡或开挖边坡的坡面，然后对锚杆体施加预应力以增加边坡中不稳定块体的稳定性。

边坡工程，特别是大型的边坡工程中，可以采用在边坡面上直接施加集中力的方式来考虑预应力锚杆锚索的作用。但针对某一具体的锚杆来说，所施加的预应力需要一定锚固长度来平衡，而这一锚固长度与锚杆锚索的外部形状及尺寸、灌浆材料及工艺等因素有关。目前在锚索设计中，都是以剪应力在锚固段均匀分布为前提，采用平均粘结强度来计算锚固段的长度，而实际情况则是剪应力非均匀分布，按剪应力均布计算锚固段长度是不严谨的，可能潜伏危险。因此，预应力锚固长度的确定对设计和施工具有很现实的意义。下面将采用Mindlin弹性力学的解和有限元方法来分析锚固长度。

现仅就锚固段进行分析。考虑到预应力锚杆锚索是通过某种粘结材料与稳定的岩体相连接的，可认为是全长粘结式锚杆，其端头受拉拔力（预应力）的作用。锚杆所作用的岩体可视为一个半无限平面，根据 Mindlin 弹性理论可得：在半无限空间中，当 A(0,0,ξ)点作用一集中力 P 时，点 B(x,y,z)的位移可表示为

$$w(r,z,\xi)=\frac{P(1+\upsilon)}{8\pi E(1-\upsilon)}\left[\frac{3-4\upsilon}{R_1}+\frac{8(1-\upsilon)^2-(3-4\upsilon)}{R_2}+\frac{(z-\xi)^2}{R_1^3}+\frac{(3-4\upsilon)(z+\xi)^2-2\xi z}{R_2^3}+\frac{6\xi z(z+\xi)^2}{R_2^5}\right]$$

$$=\frac{P(1+\upsilon)}{8\pi E(1-\upsilon)}K(r,z,\xi) \tag{6.31}$$

其中，

$$K(r,z,\xi)=\left[\frac{3-4\upsilon}{R_1}+\frac{8(1-\upsilon)^2-(3-4\upsilon)}{R_2}+\frac{(z-\xi)^2}{R_1^3}+\frac{(3-4\upsilon)(z+\xi)^2-2\xi z}{R_2^3}+\frac{6\xi z(z+\xi)^2}{R_2^5}\right]$$

$$R_1=[x^2+y^2+(z-\xi)^2]^{1/2} \qquad R_2=[x^2+y^2+(z+\xi)^2]^{1/2}$$

现不妨设埋入岩体中的锚杆为半无限长，锚杆与粘结材料之间的变形处于弹性状态，则在孔口处，岩体的位移值与锚杆体的总伸长量相等，即

$$\int_0^z \frac{(3-2\upsilon)a}{2G}\frac{\tau}{z}dz = \int_0^z \frac{1}{E_a A}(P - 2\pi a\int_0^z \tau dz)dz \tag{6.32}$$

通过简化，上式可化为如下二阶微分方程

$$\tau'' + kz\tau' + 2k\tau = 0 \tag{6.33}$$

对微分方程（6.33）进行适当变换，并利用隐含边界条件 $z\to 0$，$\tau=0$，最后可求解得到锚杆所受剪应力沿锚杆体长度分布如下

$$\tau = \frac{P}{\pi A}(\frac{1}{2}tz)\exp(-\frac{1}{2}tz^2) \tag{6.34}$$

其中，P 为锚杆端头所受的拉拔力；a 为锚杆杆体半径；E 为岩体的弹性模量；E_a 为锚杆体的弹性模量，且

$$t = \frac{1}{(1+\upsilon)(3-2\upsilon)a^2}\frac{E}{E_a} \tag{6.35}$$

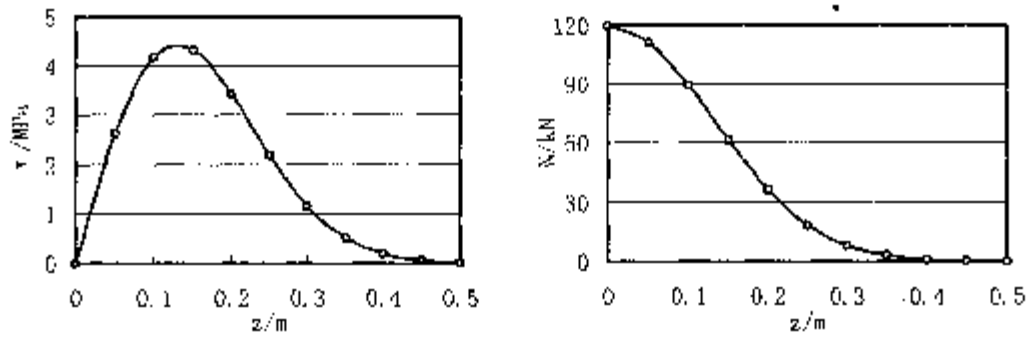
将（6.34）式得到的剪应力沿 z 方向积分，就能得到锚杆轴力，即

$$N = P\exp(-\frac{1}{2}tz^2) \tag{6.36}$$

从式（6.34）～（6.36）可知，锚杆锚索的轴力和它与粘结材料之间的剪应力与泊松比、锚杆半径、锚杆和岩体弹性模量有关，并且与拉拔力成线性关系。

预应力锚杆锚索锚固段的受力分析同时可以采用有限元等数值计算方法来进行。在有限元分析中，可将锚杆及其作用岩体视为一轴对称结构，在对称轴的上部施加一集中力 P，同时将锚杆和岩体看作线弹性体，并且假定两者之间没有滑动，即认为锚杆粘结材料能提供所需的剪应力强度。

现设锚杆杆体和岩体的弹性模量分别为 Ea=2.1×10^{5}MPa，E=5×10^{3}MPa，μ=0.3，锚杆 Φ=22mm，锚杆的预应力为 P=120kN。分别采用 Mindlin 弹性理论方法和有限元法进行计算分析，其结果如图 6.9 和图 6.10 所示。



(a) 剪应力分布曲线 (b) 轴力分布曲线

图 6.9 预应力锚索锚固段受力分布曲线(采用 Mindlin 弹性理论)

Fig6.9 Stress curve of prestressed grouted anchors analyzed by Mindlin theory

将岩土体及粘结材料的弹性模量改为 $E=5\times10^2$MPa 时，采用有限元计算所得的剪应力沿锚固深度的变化如图 6.10 所示。

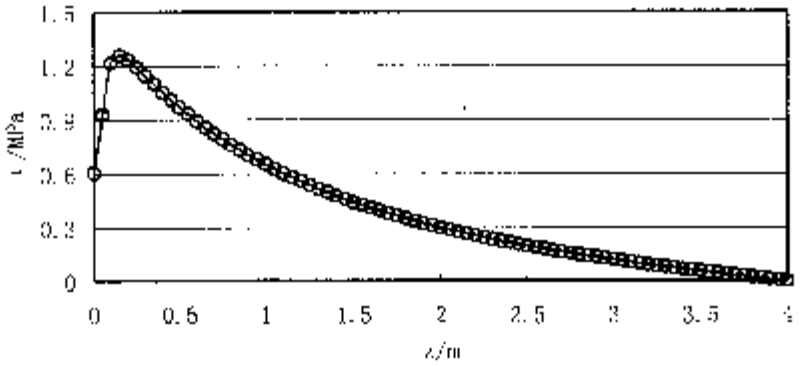


图 6.10 预应力锚杆锚固段受力分布（有限元分析 $E=5\times10^2$MPa）

Fig6.10 Shear stress of prestressed grouted anchors analyzed by FEM

根据上面几图并结合工程实际，可得到如下结论：（1）采用 Mindlin 弹性理论计算的剪应力在孔口处为 0，然后剪应力沿轴向深度急剧增加到最大值，然后逐渐降低，剪应力主要分布在孔口 0.5m 的范围内，锚杆轴力沿深度衰减得很快，这也表明了前面“锚杆为半无限长杆体”的假定是正确的；（2）采用有限元方法计算所得的剪应力发展趋势与 Mindlin 弹性理论分析所得结果相似，但在孔口处不为 0，分析所得到的剪应力主要分布在孔口 0～4.0m 的范围内，剪应力达到最大值后在这个范围内逐渐衰减到 0；（3）两种方法分析所得剪应力的最大值都出现在孔口附近，因此在实际锚固施工中应重点保证该部位的锚固质量；（4）采用 Mindlin 弹性理论和有限元法所得到的锚固段应力分布形状相似，有限元法得到的剪应力衰减长度要比前者大一些，但很大一部分的锚杆轴力也在 1m 范围内由剪应力提供了；（5）在 $E=5\times10^3$MPa 的条件下，两种方法计算所得到的最大剪应力值在 4Mpa 左右，如果粘结材料不能提供该大小的剪应力，那么锚杆体和岩体之间将会产生一定的滑移，剪应力将向轴向深处发展，此时应采用弹塑性模型进行分析，可以预计这种情况下的剪应力峰值将下降，但影响深度会增加；（6）当岩体及粘结材料弹性模量降低时，剪应力达到峰值后随锚固深度方向衰减将减慢，剪应力变化较为平缓，峰值也将减小；（7）将两种方法分析所得的剪应力分布曲线与文献[168]中的剪应力实测数据进行对比，可发现有限元分析结果与实测的分布形状十分接近；（8）为了更为合理地设计预应力锚杆锚索，应根据锚杆体及其周围岩体的实际受力分布来进行，并在此基础上选择粘结材料和相应的施工工艺。

6.5.2 锚杆的杆单元模拟

为了能够描述岩体锚杆对边坡、地下洞室、混凝土坝墩座的岩土工程的稳定

性影响，可以在整个模型中设置一些可在空间中任意布置的杆单元。用这些杆单元可以模拟锚杆的影响，而不管这些锚杆是否施加过预应力。

记杆单元长度为 L，横截面为 A，端点为 i 和 j 的坐标分别为 x_i, y_i, z_i 和 x_j, y_j, z_j，杆与坐标轴夹角分别为 α, β, γ，则有如下关系

$$\cos\alpha = \frac{x_j - x_i}{L} \quad \cos\beta = \frac{y_j - y_i}{L} \quad \cos\gamma = \frac{z_j - z_i}{L}$$

其中，$L = \sqrt{(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2 + (z_j - z_i)^2}$

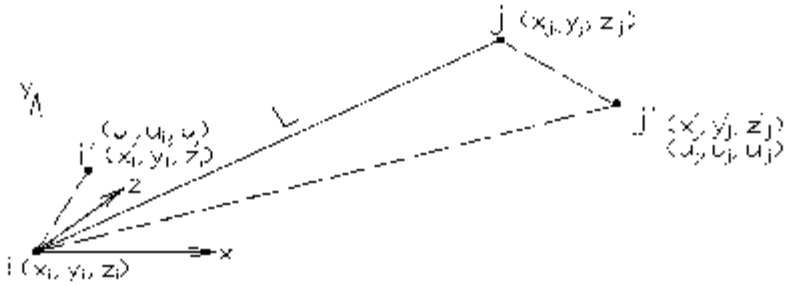


图 6.11 锚杆体单元

Fig6.11 Element of anchor

当将杆单元引入到等参单元网格中时，要使其端点与等参单元节点重合，尽管这样会使一种单元类型进入到另一个中去，但可假设等参单元的结合形状保持不变。通常情况下由于横截面 A 都比使用的三维单元小很多，故这种假设经分析证实是合理的。进一步假设杆单元可在两节点之间产生变形，而与三维岩体单元无关。这一过程相当于在原有的岩体单元上附加上锚杆体单元，但必须保证的是：杆单元的节点应与三维等参单元的节点重合，因为变形这一基本属性完全通过节点来传递的。

在杆单元中只有轴力而在节点之间无其它荷载作用，因此作用在杆单元上的轴力为

$$F = |F_i| = |F_j| \tag{6.37}$$

如果杆单元处于弹性状态，则有如下关系式成立

$$F = \frac{EA}{L}\Delta \tag{6.38}$$

其中，E 为弹性模量，Δ 为节点 i 和节点 j 的轴向相对位移。根据杆单元只承受轴力且杆单元的变形与岩体三维单元无关这两个假设，可以推断：杆单元即使在变形过程中也将保持直线状态。由此可见，杆单元可以发生平动、转动、伸长和压缩。而杆单元只有在伸长和压缩时才能产生荷载，因此它们可以用节点的位移来表示。轴向变形可写为

$$\Delta = (u_j - u_i)\cos\alpha - (v_j - v_i)\cos\beta - (w_j - w_i)\cos\gamma \tag{6.39}$$

从而有

$$F=\frac{EA}{L}[(u_j-u_i)\cos\alpha+(v_j-v_i)\cos\beta+(w_j-w_i)\cos\gamma] \tag{6.40}$$

将F分解为平行于坐标方向的分量，并表示为矩阵形式，可写为

$$\frac{EA}{L}\begin{bmatrix} a_1^2 & a_2a_1 & a_3a_1 & -a_1^2 & -a_2a_1 & -a_3a_1 \\ a_1a_2 & a_2^2 & a_3a_2 & -a_1a_2 & -a_2^2 & -a_3a_2 \\ a_1a_3 & a_2a_3 & a_3^2 & -a_1a_3 & -a_2a_3 & -a_3^2 \\ -a_1^2 & -a_2a_1 & -a_3a_1 & a_1^2 & a_2a_1 & a_3a_1 \\ -a_1a_2 & -a_2^2 & -a_3a_2 & a_1a_2 & a_2^2 & a_3a_2 \\ -a_1a_3 & -a_2a_3 & -a_3^2 & a_1a_3 & a_2a_3 & a_3^2 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \\ u_j \\ v_j \\ w_j \end{Bmatrix}=\begin{Bmatrix} F_{ix} \\ F_{iy} \\ w_{iz} \\ u_{jx} \\ v_{jy} \\ w_{jz} \end{Bmatrix} \tag{6.41}$$

其中，$a_1=\cos\alpha$，$a_2=\cos\beta$，$a_3=\cos\gamma$。这时杆单元的节点力与节点位移就建立了联系。将杆单元局部坐标系下的单元刚度矩阵乘上坐标变换矩阵就得到整体坐标系下的单元矩阵，在将各锚杆单元矩阵与岩体单元矩阵在整体坐标系下进行集成就得到整体的刚度矩阵。在这一过程中就考虑到了锚杆对岩土体的贡献。

6.5.3 系统锚杆的等效化处理

在诸如三峡等大型边坡工程的开挖过程中，需要使用大量的锚杆锚索，全部采用杆单元对锚杆的作用进行模拟是不现实的，同时也不能反映施锚灌浆对岩土体力学性质运行改善的现实。国内外有不少学者在理论和试验中均采用了等效化模型来考虑锚杆的作用，如中科院武汉岩土所的朱维申和清华大学的周维垣等。

朱维申、周维垣等人采用相似模型试验和计算机模拟技术，对无节理与含节理岩体在不同的锚固密度及不同的锚固方向上，施锚对岩体性质的影响进行了分析研究，得到了许多有益的结论，并提出了一些经验公式。其主要结论如下[22]：(1)节理岩体的抗压强度、弹性模量、扩容起始应力和残余强度等力学参数，随着锚固密度的增加而增加，而泊松比则减小，两者近似线性关系；(2)锚杆与节理的交角不同时，在相同的锚固密度下，交角大者的抗压强度、弹性模量、扩容起始应力大，但随着锚固密度的增加，两者的残余强度逐渐趋于接近；(3) 在其所做试验的特定条件下，锚固岩体的抗压强度和弹性模量比无锚时分别提高了6.5%～30.6%和6.8%～74.8%，泊松比比无锚时减少6.8%～32.9%，扩容起始应力和残余强度比无锚时分别提高了2.8%～60.5%和7.2%～36.9%；(4) 岩体的摩擦系数f在加锚前后无明显变化，弹性模量高的岩体，加锚后岩体f值提高效果比低弹模的岩石好，一般来说加锚后岩体摩擦系数提高10%～30%；(5) 岩体的内聚力c对加锚效果的敏感性很强，加锚后的提高幅度比较大，而且软岩加锚后对c值的影响比硬性岩石显著；(6)从所有的试验、计算机模拟分析和现场工程处理效果来看，加锚对软岩的效果极为明显，加锚后岩体的破坏应变远大于未加锚岩体的破坏应变。

在边坡工程的有限元数值模拟中，常常采用提高岩土体性质来反映锚杆的对

岩体的加固约束作用。如很多情况下都采用经验公式来反映锚杆的抗剪作用，即

$$c_1 = c_0 + \eta \frac{\tau s}{ab} \tag{6.42}$$

式中：c_0为加锚前岩体的粘结力；c_1为加锚后岩体的粘结力；τ为锚杆材料的抗剪强度；s 为锚杆的截面积；a,b为锚杆的纵、横向间距；η为综合经验值，一般可取 2～5。

6.6 开挖过程的模拟

在岩土工程开挖施工有限元模拟分析过程中，开挖释放荷载的确定是一个极其重要的方面，它直接影响到有限元分析计算结果的准确性。Goodman 和 Brown[175]（1963）首先提出了开挖模拟的思想，即将每步开挖和上步开挖进行对比，认为该步开挖所形成的坡面处于自由面状态，也就是说其法向应力σ_n=0。在该自由表面由于以前的荷载作用而存在着应力，所以必须对该表面施加一定的荷载，从而使表面处于自由表面状态。仿照应力波在弹性直杆中遇到自由端的处理方式，可以在拟开挖地表面施加等效节点荷载来模拟。具体过程可如下：(a)由于地应力和其它荷载的作用，将未开挖岩体中的应力场作为初始应力场；(b)采用一定的方式计算该步开挖等效荷载，将该等效荷载施加到未开挖岩体上，计算该荷载作用下未开挖岩体中的附加应力，并将该附加应力与初始应力进行叠加，得到该步开挖完毕后未开挖岩体中存在的应力场；(c)进行下一步开挖，仿照上一步的过程，得到该步开挖后岩体中的应力场，如此反复就得到所有开挖步完毕后岩体中的应力。

有限元方程是建立在离散单元节点力与等效节点荷载相等的基础上的。现考虑整个系统中的某一个节点i，当挖去一个与节点i相连的单元 J 时，该节点相当于受到一个开挖释放荷载p_i，p_i的计算不仅包括挖去单元对i节点产生的节点力$(F_i)_J$，而且包括该单元对节点i产生的等效节点荷载$(R_i)_J$，即

$$P_i = (F_i)_J - (R_i)_J \tag{6.43}$$

当挖去的单元为 M 个时，则根据虚位移原理可将上式改写为

$$P = \sum_{J=1}^{M} \int_{v} B^T \sigma_0 \, dV - \sum_{J=1}^{M} [\int_{v} N^T f \, dV + \int_{s} N^T \overline{P} \, dS] \tag{6.44}$$

其中，σ_0为开挖区域的初始应力场；f为引起初始应力的单元体积力；$\overline{P}$为引起初始应力场的已知应力边界上的面力；[B]为单元应变矩阵；{N}为单元位移形函数。上式表明：开挖等效荷载不仅和单元内部应力当前应力状态有关，而且还和单元的重力及边界上承受的面力有关。

上述方法计算的等效荷载与按开挖体（或未开挖体）平衡条件计算所得的等

效荷载一致性相当好[109]。另外在岩土体开挖过程中，对于某步开挖掉的单元，可以通过如下方式来处理：在初始有限元建模中，将需开挖的单元和不需开挖的单元一次性完成，在开挖时将需开挖掉的单元的弹性模量乘以一个很小的量（一般在10^{-6}量级），这样开挖单元对整个结构的刚度贡献就可以忽略不计了。

作者曾仿照三峡船闸高边坡，在一500×500×500m的岩体中开挖一V形槽，采用上述方式分析开挖后岩体的应力应变状况。在开挖形成的坡面处，法向应力的量级在10^{-4}左右，与“开挖面为自由表面”的事实相当吻合，体现了等效荷载处理岩土体开挖过程的合理性。

6.7 非线性方程的求解

在结构计算中，经过有限元离散后，结构问题都可以归结为求解一个方程组，如下所示

$$[K]\{U\}=\{F^a\} \tag{6.45}$$

式中，[K]为刚度矩阵；{U}为基本未知量矩阵，对一般的结构分析来说，则是节点位移和/或温度；$\{F^a\}$为荷载向量。如果[K]矩阵与矢量{U}相关，即[K]=[K(U)]，则上式就为一个非线性方程。

非线性问题根据其来源可分为：材料非线性、几何非线性和接触非线性三种，不同的非线性问题有不同的优化求解方式。在一般的非线性问题中，常用的求解方法有：Newton-Raphson法（简称N-R法）、修改的N-R法、初始刚度法、弧长法、拉格朗日法等。这里主要叙述Newton-Raphson法。

岩体是一种典型的非线性材料，属于材料非线性范畴，由岩体等非线性材料构成的结构，还涉及到与加载路径相关的问题。

6.7.1 Newton-Raphson法的迭代列式

对于非线性问题，不能采用线性问题的方法进行直接求解，而一般都要采用迭代过程进行求解。在N-R法中，将（6.45）改写为如下方程组形式

$$[K_i^T]\{\Delta U_i\}=\{F^a\}-\{F_i^{nr}\} \tag{6.46a}$$

$$\{U_{i+1}\}=\{U_i\}+\{\Delta U_i\} \tag{6.46b}$$

式中，$[K_i^T]$为切线刚度矩阵；i代表当前平衡迭代步；$\{F_i^{nr}\}$为根据单元内部荷载计算所得的恢复力项；{U}为位移和/或温度矢量。$[K_i^T]$和$\{F_i^{nr}\}$都可以基于$\{U_i\}$计算出来，（6.46a）中的右端项也称为非平衡项或残余力项。整个结构的非线性问题可通过（6.46a）（6.46b）两式迭代求出，具体如下：

（1）先设定{U}的初始值$\{U_0\}$，一般可设定$\{U_0\}=\{0\}$；

（2）通过前一步已得的$\{U_i\}$，计算出更新的切线刚度矩阵$[K_i^T]$和恢复力项$\{F_i^{nr}\}$；

（3）由（6.46a）计算出$\{\Delta U_i\}$；

（4）通过（6.46b）式计算出$\{\Delta U_{i+1}\}$，得到下一步计算所需的位移矢量；

（5）重复（2）～（4）步，直至方程组的解满足指定的收敛条件。

整个非线性问题求解的迭代过程可由图 6.12 来表示。

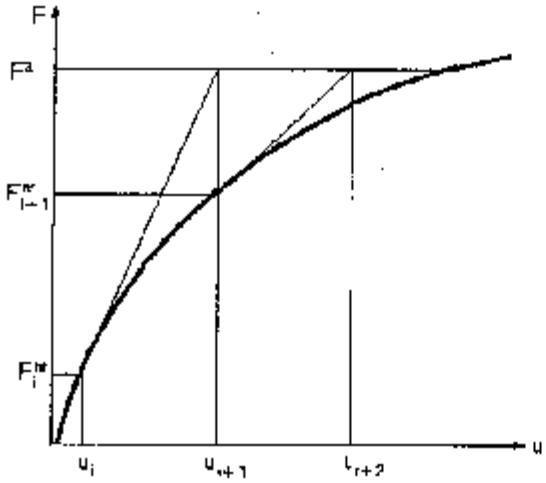


图 6.12 N-R 法的迭代过程

Fig6.12 N-R solution - iteration

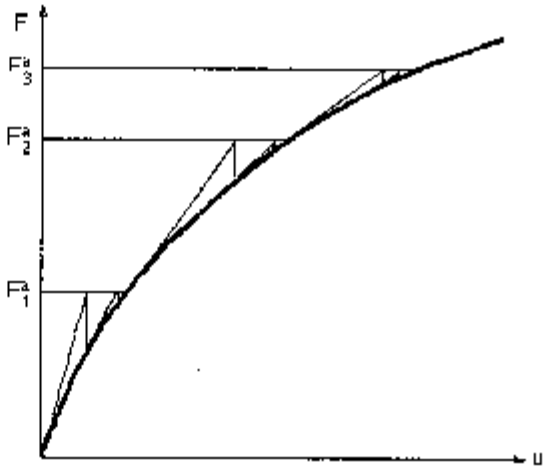


图 6.13 增量 N-R 法的迭代过程

Fig6.13 Incremental N-R procedure

在上述的求解迭代过程中，没有中间状态的结果产生。在那些与加载路径有关的非线性问题中（如塑性问题等），为了正确地反映加载路径对最终状态的影响，迭代过程中就需要中间状态的解。因此，对此问题应该采用增量方式的 N-R 法而不是全量方式的 N-R 法。在增量方式的 N-R 法中，认为最终施加的荷载是由一系列的小的荷载累加而成的，每一步荷载可以称为荷载步。

在每一个荷载步中，N-R 迭代方程可写为

$$[K_{n,i}^{T}]\{\Delta U_i\} = \{F_n^a\} - \{F_{n,i}^{nr}\} \tag{6.47}$$

式中，$[K_{n,i}^{T}]$为对应于第 n 荷载步第 i 个迭代步的切线刚度矩阵；$\{F_n^a\}$为对应于第 n 荷载步时总的荷载矢量；$\{F_{n,i}^{nr}\}$为第 n 荷载步第 i 个迭代步中计算所得的恢复力。该方法在很大程度上克服了直接迭代法容易出现迭代过程不稳定的缺点。

在上述迭代求解过程中，如果每步迭代都重新计算切线刚度矩阵，这种 N-R 法称为全 N-R 法；如果在每个荷载步或子步中，只计算一次或两次切线刚度矩阵，该步中的其它迭代过程中的切线刚度矩阵则采用前面的矩阵，此种 N-R 法称为修正的 N-R 法。在结构非线性计算中，修正的 N-R 法迭代步数要比全 N-R 法的迭代步数多，但在每一荷载子步或荷载步中前者所需的时间要比后者少，当结构/系统模型较大时，为了获得相同的精度前者所需的时间要比后者少。

6.7.2 Newton-Raphson 法的收敛准则

在采用 N-R 法进行非线性结构的计算中，一般需要多次迭代才能得到最终

问题的解，而使得迭代终止的条件则是当前步计算结果满足一定的条件，该条件就称为收敛准则。在N-R法中，所采用的收敛准则有如下两种

$$\|\{R\}\| < \varepsilon_R R_{ref} \tag{6.48a}$$

$$\|\{\Delta U_i\}\| < \varepsilon_U U_{ref} \tag{6.48b}$$

式中，ε_R 和 ε_U 为预先制定的容差，为标量；R_{ref} 和 U_{ref} 分别为设定的参考值，R_{ref} 可以设定为 $\|F^n\|$；$\|\bullet\|$ 为矢量的模，可采用矢量的一范数、二范数和无穷范数来表示；{R}为残余力项，即

$$\{R\} = \{F^n\} - \{F^m\} \tag{6.49}$$

整个结构非线性计算的收敛条件可以单独采用式（6.48a），也可以联合采用（6.48a）和（6.48b），特别是对于含部分位移边界条件构成的模型（如处于深度很大的岩体中开挖地下洞室），就必须采用（6.48b）所示的收敛条件，并且 U_{ref} 可以指定为$\|\{U\}\|$。

6.7.3 Newton-Raphson法的改进手段

为了使N-R法更有效率且进一步增加解的稳定性，可考虑采取“步长修正”的手段进行改进，即将（6.46a）和（6.46b）进行修改。在（6.46b）中，由于采用全$\{\Delta U_i\}$而有可能导致求解过程的不稳定性，因此必须对此进行修改使得求解过程稳定。线性搜索法就是一个很好的方法，其处理方法如下

$$\{U_{n,0}\} = \{U_{n-1}\} + s\{\Delta U_n\} \tag{6.50}$$

其中，s为线性搜索参数，且0.05<s<1.0。s可通过使系统能量最小的方法来确定。线性搜索法在非线性方程（组）的优化求解中已经有很成熟的解决方法[177]。

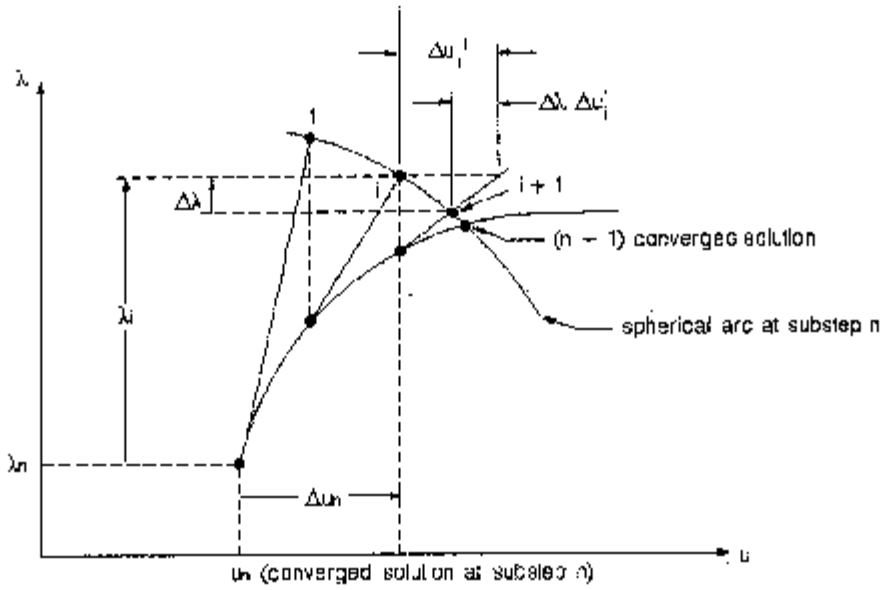


图6.14 结合全牛顿-拉斐逊法的弧长法

Fig6.14 Arc-length approach with full Newton-Raphson method

对于非线性方程（组）中求解过程的不稳定问题，也可通过弧长法来解决，该方法对于非线性静力问题特别有效。引入弧长法后，（6.46）可改写为

$$[K_T^i]\{\Delta U_i\} = \lambda\{F^a\} - \{F_i^{nr}\} \tag{6.51}$$

式中，λ 是一个与荷载水平相对应的参数，且 $-1.0 \le \lambda \le 1.0$。上式又可以改写为增量形式，即

$$[K_T^i]\{\Delta U_i\} - \Delta\lambda\{F^a\} = (\lambda_n + \lambda_i)\{F^a\} - \{F_i^{nr}\} = -\{R_i\} \tag{6.52}$$

式中，$\Delta\lambda$ 为荷载增量系数。作为优化非线性问题求解的一种方法，弧长法也已有了非常成熟的解决方法[177]，结合全 N-R 法的弧长法可详见图 6.14 所示。

6.8 小结

岩土体是一种典型的非线性材料，边坡开挖支护分析前必须事先解决一些基本的问题。针对该情况，本章主要进行了如下工作：

（1）对岩质边坡工程中广泛实用的 Drucker-Prager 模型进行了描述，并提出了用 DP 模型来模拟完整岩体性质的看法。

（2）对断层、夹层、裂隙和节理提出了处理方案：面对软弱充填物与岩性较好的岩体部分的交界面，采用接触对单元进行模拟；对细小结构面采用参数等效的方式来考虑其对岩体参数的“弱化”，并对处理过程进行了推导。

（3）分别采用杆单元和等效的方式来考虑系统锚杆的作用，并对两种方法进行了较为详细地推导，同时对预应力锚索的锚固长度进行了一定的分析。

（4）对开挖过程采用施加等效节点荷载的方法来模拟。

（5）对岩土体中存在的非线性问题及其求解方法进行了叙述。

第7章　岩质边坡开挖支护分析

摘　要：本章针对初始地应力、岩性参数、软弱夹层、边坡坡角临时切割等因素，分析了它们对相应开挖支护的影响。分析结果表明：这些因素对开挖支护过程将产生相当大的影响。本章最后还对实际工程中应用广泛的框格锚固支护进行了探讨，并提出了该类支护的设计方法。

关键词：开挖支护；初始地应力；岩性参数；软弱夹层；坡角临时切割；框格锚固支护

7.1 引言

在人类的社会生产实践中，很早就涉及到边坡开挖的问题。随着社会经济的发展，在矿山开采、交通运输、水利水电建设和国防工程建设中都将遇到岩质边坡开挖及支护方面的问题。如在举世瞩名的三峡工程中，一个极其重要的内容就是船闸岩质高边坡的开挖。

影响边坡稳定的因素众多，地形地貌、地应力、岩体力学参数、地下水、坡体中的断层及软弱夹层等都将对边坡的稳定产生影响，本文在3.2节中，采用极限平衡方法对边坡稳定进行了详细地叙述和分析。本章将采用有限元方法，对岩质边坡（特别是高边坡）进行开挖及支护的分析，分别考虑各种因素对此问题的影响，并总结出其内在的规律。

7.2 一般工况下边坡的开挖支护分析

7.2.1 分析的准备工作

边坡是一个复杂多变的系统，它与外界会发生直接或间接的作用，如能量的传递和转移。由于一些因素的影响，使得许多自然边坡或人工边坡，特别是高边坡，难以维持自身的稳定，需要借助于外部支撑或支护来约束坡体，并促使岩土体充分发挥自身的支护能力，从而保障边坡的稳定性。本章讨论的是锚杆支护体系，将采用杆单元来模拟锚杆的支护作用。

岩体应力主要由自重应力、构造应力以及工程开挖引起的卸荷应力组成。开挖引起的应力是二次应力，也是一种对初始应力场的改造，它的大小很大程度上受到初始应力场和开挖方式的影响。论文第4章对初始地应力场进行了分析和研究，提出了两种地应力场的模拟分析方法，本章的分析工作将采用边界位移法来等效模拟边坡体所在区域的初始应力场。

在边坡开挖支护有限元分析过程中，开挖释放荷载的确定是一个极其重要的方面，它直接影响到有限元分析计算结果的准确性。本章的分析将采用6.6节中所述的等效节点荷载的方法来模拟释放荷载，即把原有的应力应变场作为初始应力应变场，然后将等效节点荷载施加到未开挖的岩体结构上，得到模拟本步开挖

所形成的应力应变及位移场。

7.2.2 实例分析

为了叙述和分析的方便，现结合一模型实例进行分析。分析模型选取一 500m ×250m 的平面岩体，岩体的力学性能参数为：弹性模量 $E=1.5\times10^4$MPa，泊松比 $\nu=0.22$，密度 $\gamma=2500\ kg/m^3$，摩擦角 $\Phi=56^0$，凝聚力 $c=1.2$MPa。由于工程的需要，在整个岩体中开挖一个深 70m 的梯形槽，并形成边坡，整个边坡分三级开挖，每步开挖高度分别为 20m、20m 和 30m。边坡几何尺寸可见图 7.1 所示。按照第 4 章所述的边界位移法，在模型的左右边界上分别施加 3cm 的相向位移并施加重力作用来模拟岩体中所受到的初始应力。锚杆采用杆单元来模拟，锚杆支护密度为 2m×2m，直径为 25mm 的钢筋，布置位置可见图 7.2 所示。

由于整个模型分三步开挖，为了得到每步开挖的回弹位移，则需要进行荷载工况处理，具体如下：将边坡岩体在重力和水平构造应力作用下的状态设定为工况 1，第一、二、三级开挖分别设为工况 2、工况 3 和工况 4；将当前工况计算所得的位移、应力和应变减去初始状态（即工况 1）的相应值，就得到了当前工况下的边坡岩土体的回弹位移、应力变化、应变的变化量。

通过开挖计算，得到了整个边坡岩体的位移、应力、应变及锚杆的轴力。图 7.3 和图 7.4 表示的是边坡开挖后第一和第二主应变增量的分布情况，从图中可看出：开挖后边坡坡面处的应变变化很大，随离坡面距离的增大，该变化逐渐减小，第一主应变增量表现为拉应变，而第三主应变增量表现为压应变。开挖产生的回弹位移指向边坡临空面，大致在 0.37H（H 为开挖高度）处 Y 方向回弹位移达到最大，如图 7.5 和图 7.6 所示。开挖后在坡角处产生了很大的剪应力，达到 2.4MPa。M1-P9 和 M2-P9 锚杆中的最大轴力在 4～8 米深度处（其原因为：该处的 $\Delta\varepsilon_x$ 最大），而其它锚杆的轴力则在随着深度的增加而增加，轴力最大的锚杆是 M2-P9，其最大值在 10kN 左右，如图 7.9 和表 7.1 所示。

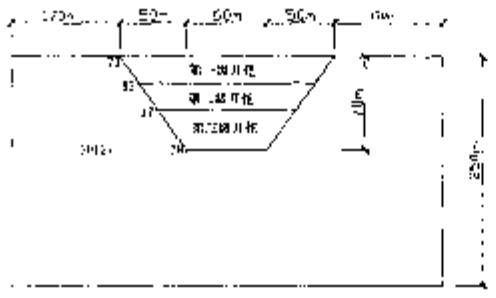


图 7.1 边坡开挖轮廓图
Fig7.1 Skeleton map of slope

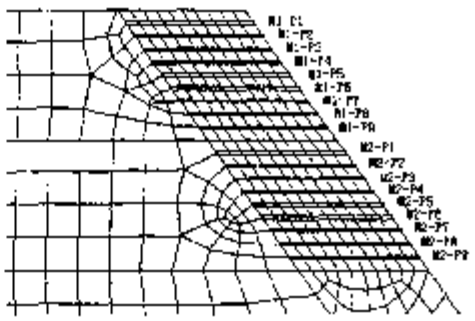


图 7.2 锚杆支护位置图
Fig7.2 Location of anchors

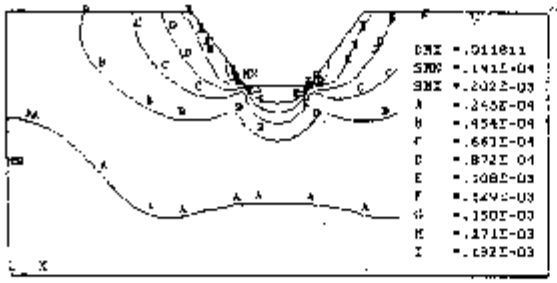


图 7.3 边坡开挖后$\Delta\varepsilon_1$的分布

Fig7.3 Distribution of $\Delta\varepsilon_1$

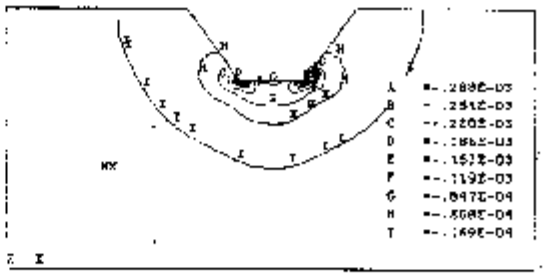


图 7.4 边坡开挖后$\Delta\varepsilon_3$的分布

Fig7.4 Distribution of $\Delta\varepsilon_3$

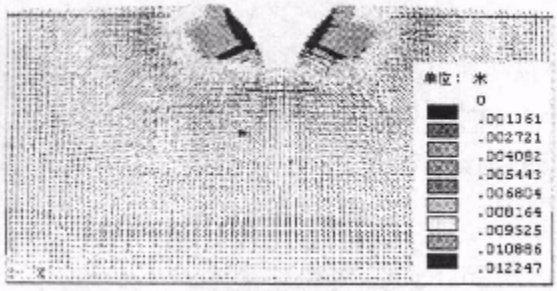


图 7.5 边坡开挖后的回弹位移图

Fig7.5 Rebounding displacement of slope

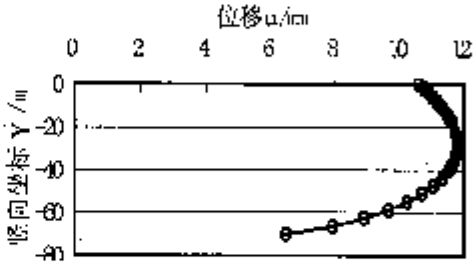


图 7.6 位移~Y 坐标关系曲线

Fig7.6 Curve of U versus Y

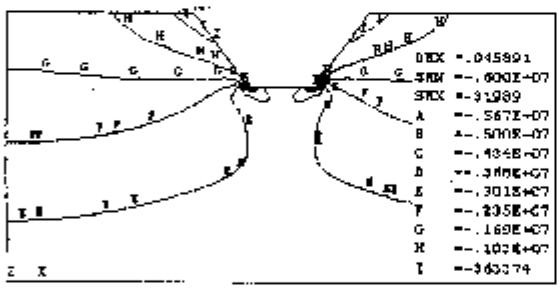


图 7.7 边坡开挖后σ_x的分布

Fig7.7 Distribution of σ_x

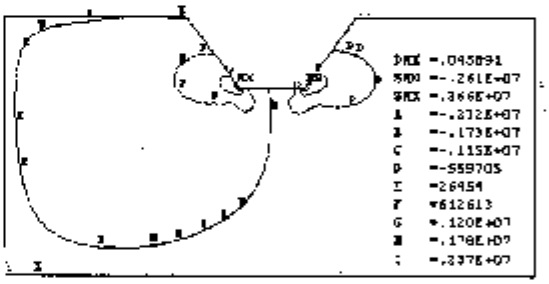


图 7.8 边坡开挖后τ_{xy}的分布

Fig7.8 Distribution of τ_{xy}

表 7.1 锚杆轴力（N）

Tab7.1 Axial force of anchor bars

锚杆深度/m	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
M1-P1	147	458	779	1111	1450	1781	2094	2383	2646	2875
M1-P5	783	1544	2176	2672	3051	3339	3560	3720	3840	3935
M1-P9	4102	7974	8244	8052	7779	7499	7234	6992	6760	6481
M2-P1	481	819	1128	1401	1634	1829	1987	2111	2199	2224
M2-P5	1125	1900	2527	2999	3334	3559	3705	3785	3822	3828
M2-P9	5072	9591	9721	9259	8768	8286	7797	7362	6959	6539

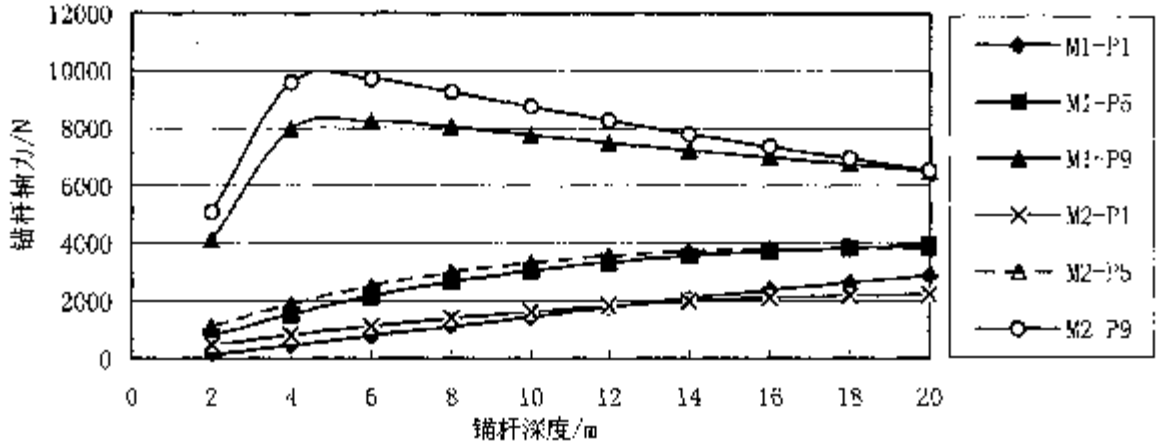


图 7.9 边坡锚杆轴力

Fig7.9 Axial force of anchor bars

通过对上述图表的分析，可总结出如下规律：

（1）边坡在开挖坡脚处产生应力集中现象。

（2）边坡在开挖面上的应变变化较大，离坡面越远其变化就越小。

（3）边坡开挖后在坡面处形成回弹位移，方向基本与坡面垂直并指向临空面；在 0～30m 的深度范围内，回弹位移随深度的增加而增加，在 30～70m 的深度范围内，回弹位移随深度的增加而减小。

（4）轴力最大的锚杆布置位置正好是回弹位移最大的部位。

7.3 初始地应力对开挖支护的影响

岩体中的初始地应力在岩土工程中有着重要的地位，如影响到岩体质量的分类和岩土工程的设计和施工等，这在第 4 章中已经做了一定的描述。为了系统地研究初始地应力对岩质高边坡的开挖和支护的影响，现选取多种地应力工况进行分析，同时为了叙述和分析的方便，将结合图 7.1 所示的边坡进行多种工况的分析。该边坡的几何特征、岩性参数、开挖过程及支护方式均与前述相同。6 种不同地应力工况的具体情况见表 7.2 所示。

7.3.1 地应力对边坡体回弹位移的影响分析

计算分析所得构造应力对开挖坡面回弹位移的影响可见图 7.10~7.14 和表 7.2 所示。其中，$\alpha=(\sigma_H/\sigma_V)_{1012}$ 为 1012 号节点初始水平应力与垂直应力的比值。从这些图表中可得到如下规律：

（1）初始地应力场对岩质边坡开挖的影响相当大。

（2）随着水平构造应力的增加，开挖坡面回弹位移增大；当无水平构造应力或构造应力很小时，边坡坡面回弹位移与竖向坐标 Y 基本呈直线关系，不同位置上的坡面位移相差不大；随着水平构造应力逐渐增加时，回弹位移与 Y 之

间的关系曲线弯曲得越厉害，呈现出一个明显的弧形，30m 的坡面位置处的回弹位移基本上最大，如图 7.14。

（3）随着水平构造应力的增加，初始水平应力与垂直应力的比值增大，回弹位移矢量与水平 X 轴正方向所形成的角度将减小，方向由近竖直方向逐渐向水平方向偏转，甚至在水平应力很大时还会与 X 轴正方向呈一个负的角度，如图 7.13 所示。

（4）当坡体不受构造应力场作用时，即在重力作用下，回弹位移主要表现为 Y 方向向上的位移，X 方向的位移较小且表现为压向山体；当坡体受到的水平构造应力场很大时（如 α >3.9），回弹位移主要表现为 X 方向的位移并指向坡体临空面，而 Y 方向的位移相对较小且指向山体，如图 7.13 所示。

经分析认为造成（4）这种现象的原因为：在没有构造应力或构造应力较小时，岩体水平应力比竖向应力小得多，开挖卸掉的竖向应力比卸掉的水平应力也就大很多，回弹主要表现为竖向回弹，且由于坡体刚度比较大，竖向回弹产生的刚体转动会造成岩体在水平方向偏向坡体，而这一影响超过了水平初始地应力对开挖后坡体水平回弹位移的贡献，从而造成总的水平回弹位移表现为压向山体；而当水平构造应力很大时，回弹位移的情况则刚好相反；若构造应力与岩体自重竖向应力大小相差不大时，则反弹表现为基本沿坡面法线方向回弹，则坡面开挖后水平回弹和竖向回弹都表现为指向坡体临空面。

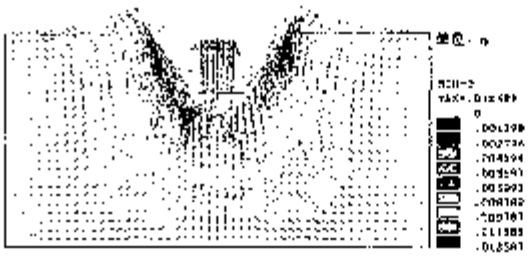


图 7.10　工况 1 下开挖回弹位移矢量图
Fig7.10 Vectorgraph of rebounding displacement of slope when case=1

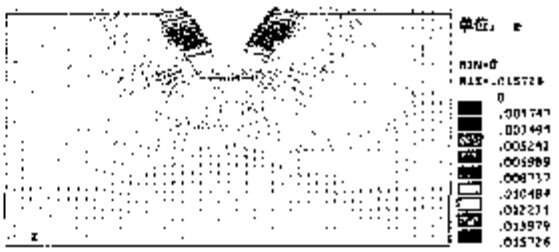


图 7.11　工况 4 下开挖回弹位移矢量图
Fig7.11 Vectorgraph of rebounding displacement of slope when case=4

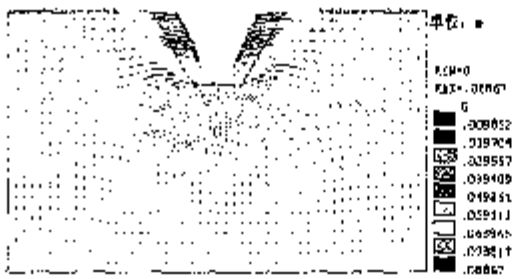


图 7.12　工况 6 下开挖回弹位移矢量
Fig7.12 Vectorgraph of rebounding displacement of slope when case=6

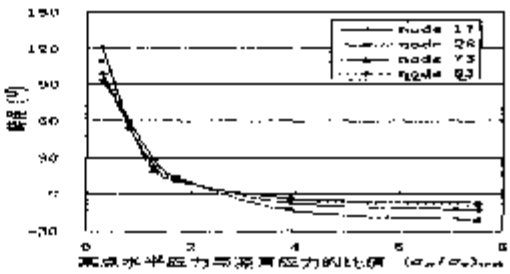


图 7.13　位移偏转角与 α 的关系
Fig7.13 Curve of displacement angle versus α

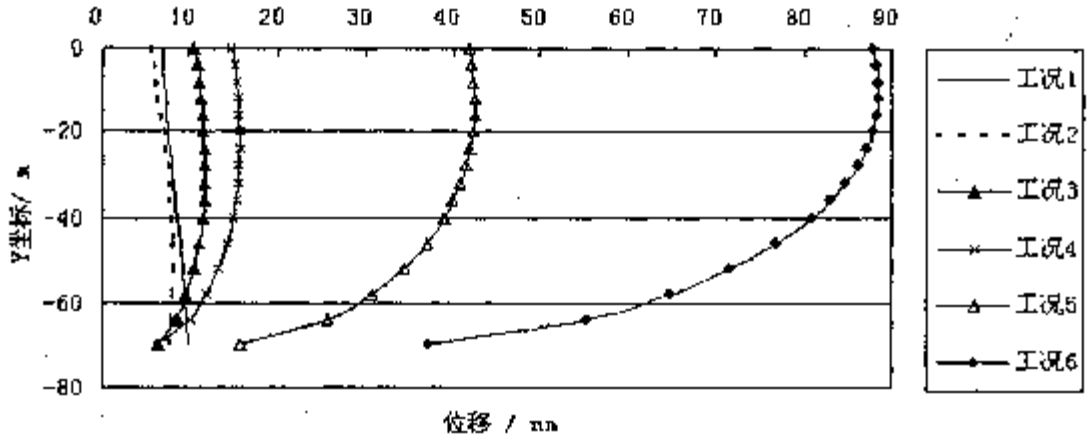


图 7.14　不同地应力工况下的坡面位移与竖向坐标 Y 之间的关系

Fig7.14 Curve of displacement versus coordinate Y in different cases

表 7.2　边坡回弹位移值及转角

(Tab7.2 Value and angle of rebounding displacement)

工况编号	$(\sigma_H/\sigma_V)_{max}$	左右边界相向法向位移	节点编号	节点回弹位移		
				u_x（mm）	u_y（mm）	转角（°）
1	0.281	0cm	17	-1.39	8.60	99.2
			28	-0.53	9.55	93.2
			73	-3.66	5.94	121.6
			83	-2.44	7.24	108.6
2	0.825	1.5cm	17	4.62	6.56	54.8
			28	4.04	7.07	60.3
			73	3.16	4.71	56.2
			83	4.26	5.66	53.0
3	1.3	3cm	17	10.64	4.52	23.0
			28	8.60	4.59	28.1
			73	9.98	3.48	19.2
			83	10.96	4.09	20.5
4	1.73	4cm	17	14.64	3.16	12.2
			28	11.65	2.93	14.1
			73	14.53	2.66	10.4
			83	15.43	3.04	11.1
5	3.90	10cm	17	38.70	-5.01	-7.4
			28	29.92	-7.01	-13.2
			73	41.81	-2.26	-3.1
			83	42.23	-3.27	-4.4
6	7.53	20cm	17	78.80	-18.63	-13.3
			28	60.38	-23.62	-21.4
			73	87.31	-10.46	-6.8
			83	86.90	-13.79	-9.0

备注：　节点回弹位移的转角指的是位移矢量与水平X轴的夹角，并以逆时针转动为正。

7.3.2 地应力对边坡体应力应变的影响

为了考虑初始地应力场对边坡体内应力应变的影响，现分别对表 7.2 中的 6 种地应力工况进行开挖计算，得到了很多的结果。由于篇幅所限，这里仅将部分代表性的图形列出。从这些图和一些未列出的图中可得到：

（1）开挖后坡体内剪应力在坡面附近的值很大，如工况 6 下最大剪应力达到了 10MPa 以上；随着离坡面距离的增加，剪应力逐渐减小，直至在边界处趋于 0，这与 7.2 中的结论一样。

（2）开挖后坡角处及坡面一定范围内（自重应力下该范围很小，而构造应力很大时该范围较大），第一主应力将出现正值，即在坡面附近产生拉应力，这对边坡的稳定是不利的。当拉应力达到一定大小时，将会出现一些新的裂隙或扩大原有的裂隙，由于岩体的蠕变、风化和雨水侵蚀等作用，裂隙有可能进一步扩大，将会在坡面附近形成一个潜在的滑动面，因此在实际工程中应加以处理。

（3）水平构造应力很小时，开挖对原有应力场的影响不大；当水平构造应力较大时，开挖对原有应力的影响相当大，它是对初始应力场的一种大的改造。在工况 6 情况下，开挖前后的边坡内 σ_1、σ_3 的分布有着明显的不同。

（4）坡体开挖前后应变变化的主方向和回弹位移的主方向一致。

（5）开挖前后坡体应变在坡面附近变化很大，而在远离坡面处变化很小；ε_1 的变化表现为正，即变化表现为受拉应变；ε_3 的变化表现为负，即变化表现为受压应变。

（6）在构造应力很大（如工况 6）的情况下，坡面附近开挖前后 $\Delta\varepsilon_1$ 的等值线形状和和边坡潜在滑动面形状一致；在构造应力很小（如自重应力）的情况下，坡面附近开挖前后 $\Delta\varepsilon_1$ 的等值线形状和边坡潜在滑动面形状一致。

通过上述分析，可总结出如下规律：地应力对开挖后边坡的应力应变场有着很大的影响；水平构造应力很大时，开挖使得应力应变场发生很大的改变；水平构造应力很大时，开挖前后 $\Delta\varepsilon_1$ 的等值线形状和边坡潜在滑动面形状一致，在开挖面附近形成一个大剪应力区，最大值达到 10MPa。

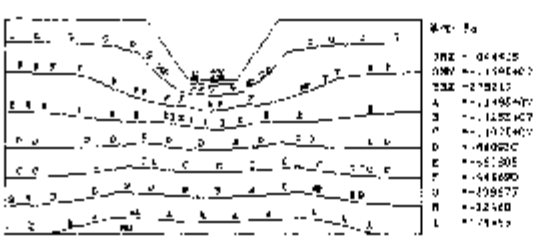


图 7.15　工况 1 下 σ_1 分布

Fig7.15 σ_1 when case=1

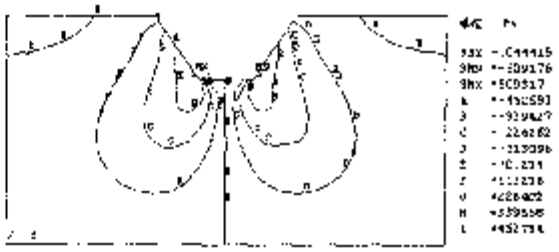


图 7.16　工况 1 下 τ_{xy} 分布

Fig7.16 τ_{xy} when case=1

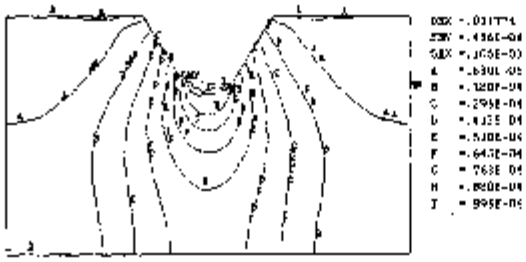


图 7.17 工况 1 下△ ε_1 分布

Fig7.17 △ ε_1 when case=1

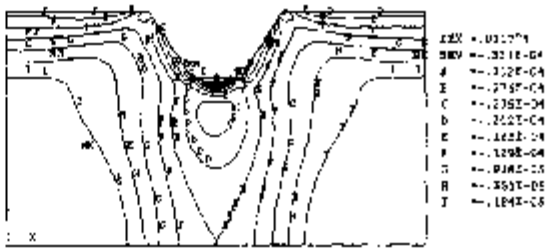


图 7.18 工况 1 下△ ε_3 分布

Fig7.18 △ ε_3 when case=1

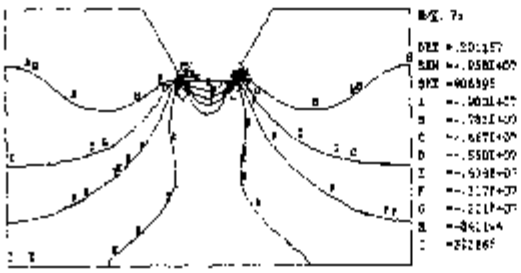


图 7.19 工况 6 下 σ_1 分布

Fig7.19 σ_1 when case=6

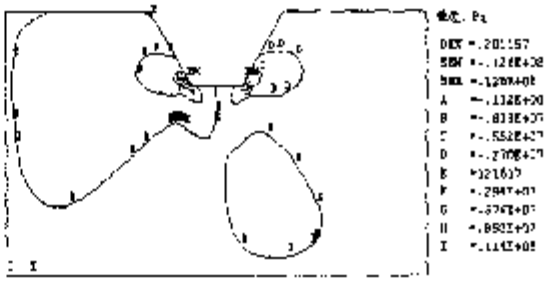


图 7.20 工况 6 下 τ_{xy} 分布

Fig7.20 τ_{xy} when case=6

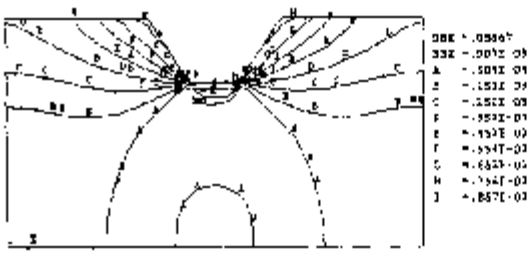


图 7.21 工况 6 下△ ε_1 分布

Fig7.21 △ ε_1 when case=6

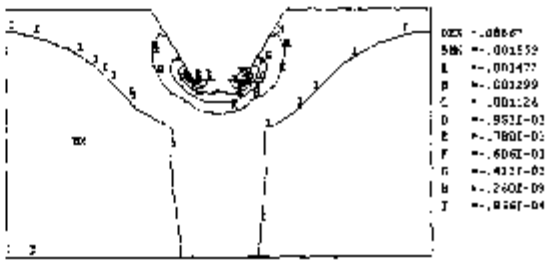


图 7.22 工况 6 下△ ε_3 分布

Fig7.22 △ ε_3 when case=6

7.3.3 地应力对锚杆支护的影响

为了保证边坡的稳定，很多情况下都需要对边坡进行锚固处理。边坡锚固处理的方式很多，如预应力锚杆锚索、系统锚杆、框格支护和挡墙等。这里仅对岩质高边坡中应用相当广泛的锚杆系统进行分析。

通过对表 7.2 中 6 种不同地应力工况下的开挖支护的计算，得到了每种工况下的锚杆轴力，如表 7.3 和图 7.22 所示。从该图表中可得到如下规律：

（1）随着水平构造应力的增加，水平方向布置的锚杆轴力在边坡开挖后的应力也逐渐增加。

（2）当不存在水平构造应力时，即边坡岩体中只受到重力作用，此时边坡开挖后锚杆的轴力为负，表现为压力；而当存在一定量的水平构造应力时，边坡

开挖后锚杆的轴力表现为拉力。这一现象可由初始地应力对开挖回弹位移的影响来解释，即当边坡只受到重力作用时，边坡位移在水平方向表现为压向山体，而当边坡中存在一定的水平构造应力时，水平方向的位移分量则表现为指向坡体临空面。

（3）每一级边坡下部布置的锚杆，如M1-P9和M2-P9，其轴力沿深度方向在深度约为4~8m处最大，这一特征在水平构造应力越大的情况表现越为明显；而其它部位的锚杆轴力则是随锚杆所处深度的增加而增加，其增加的速率与边坡所受地应力的大小有关，当只受重力作用时，这些锚杆轴力与锚杆深度基本呈线性关系，而当边坡承受的水平构造应力越大，则锚杆轴力随深度的增加速率逐渐减小。

表7.3　不同工况下的锚杆轴力（单位：N）

Tab7.3 Axial force of anchor bars in different cases

	锚杆深度/m	20	18	16	14	12	10	8	6	4	2
工况1	M1-P1	-73	-174	-267	-363	-457	-548	-635	-716	-790	-847
	M1-P5	-168	-272	-364	-443	-511	-569	-619	-664	-706	-744
	M1-P9	-151	-244	-387	-495	-578	-643	-693	-732	-764	-792
	M2-P1	-115	-151	-185	-216	-245	-271	-295	-316	-333	-345
	M2-P5	-138	-163	-190	-220	-249	-278	-304	-327	-347	-365
	M2-P9	-62	-129	-16	-87	-168	-231	-280	-319	-348	-372
工况2	M1-P1	37	142	256	374	496	616	729	833	928	1014
	M1-P5	308	636	906	1114	1270	1385	1470	1528	1567	1595
	M1-P9	1976	3865	3928	3778	3600	3428	3270	3130	2998	2844
	M2-P1	183	334	472	592	694	779	846	898	933	939
	M2-P5	493	868	1168	1390	1543	1641	1700	1729	1737	1732
	M2-P9	2568	4860	4868	4585	4299	4027	3758	3521	3305	3083
工况3	M1-P1	147	458	779	1111	1450	1781	2094	2383	2646	2875
	M1-P5	783	1544	2176	2672	3051	3339	3560	3720	3840	3935
	M1-P9	4102	7974	8244	8052	7779	7499	7234	6992	6760	6481
	M2-P1	481	819	1128	1401	1634	1829	1987	2111	2199	2224
	M2-P5	1125	1900	2527	2999	3334	3559	3705	3785	3822	3828
	M2-P9	5072	9591	9721	9259	8768	8286	7797	7362	6959	6539
工况4	M1-P1	221	668	1128	1603	2085	2557	3003	3415	3791	4115
	M1-P5	1100	2149	3023	3711	4238	4642	4953	5182	5356	5495
	M1-P9	5520	10714	11122	10902	10565	10213	9877	9567	9269	8906
	M2-P1	679	1143	1566	1939	2260	2529	2748	2920	3043	3080
	M2-P5	1545	2587	3433	4072	4529	4838	5041	5156	5212	5227
	M2-P9	6742	12746	12956	12375	11747	11126	10490	9923	9395	8843
工况	M1-P1	660	1930	3219	4549	5897	7213	8459	9611	10662	11557
	M1-P5	3000	5778	8101	9941	11360	12458	13313	13953	14449	14856

5	M1-P9	14023	27158	28394	28008	27290	26506	25740	25023	24326	23460
	M2-P1	1869	3082	4192	5172	6017	6728	7312	7774	8108	8219
	M2-P5	4069	6710	8866	10510	11698	12514	13059	13383	13555	13618
	M2-P9	16753	31684	32383	31082	29633	28176	26659	25298	24021	22676
工况6	M1-P1	1390	4030	6700	9454	12244	14969	17547	19934	22110	23960
	M1-P5	6163	11822	16561	20321	23230	25486	27247	28576	29610	30465
	M1-P9	28184	54586	57206	56544	55189	53684	52201	50806	49444	47737
	M2-P1	3849	6312	8564	10557	12277	13727	14918	15863	16550	16784
	M2-P5	8268	13576	17918	21239	23647	25310	26429	27102	27468	27611
	M2-P9	33421	63276	64800	62299	59482	56629	53642	50956	48428	45760

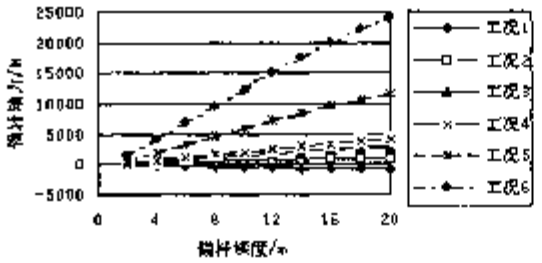


图 7.22a P1-M1 锚杆轴力

Fig7.22a Axial force of anchor P1-M1

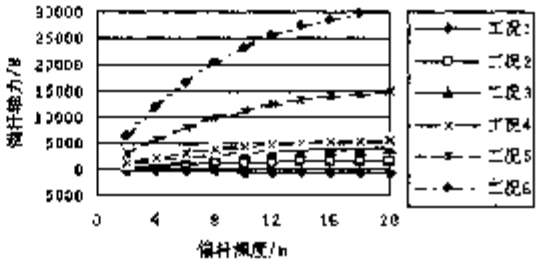


图 7.22b P1-M5 锚杆轴力

Fig7.22b Axial force of anchor P1-M1

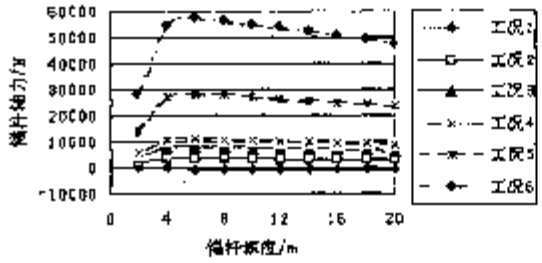


图 7.22c P1-M9 锚杆轴力

Fig7.22c Axial force of anchor P1-M1

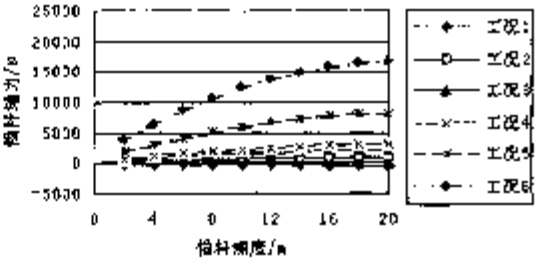


图 7.22d P2-M1 锚杆轴力

Fig7.22d Axial force of anchor P1-M1

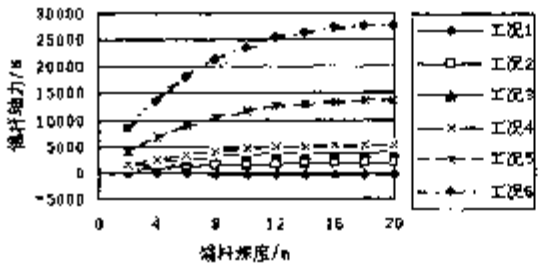


图 7.22e P2-M5 锚杆轴力

Fig7.22e Axial force of anchor P2-M5

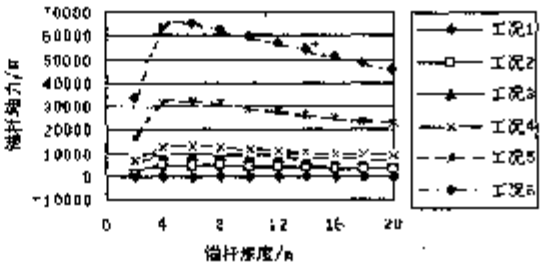


图 7.22f P2-M9 锚杆轴力

Fig7.22f Axial force of anchor P2-M9

7.4 岩性参数对开挖支护的影响

在边坡工程中，岩性参数将对边坡的开挖支护产生一定的影响，如软弱岩体边坡出现问题的可能性将比坚硬岩体边坡出现问题的可能性大。为了系统考虑岩

性参数对边坡开挖支护的影响，这里将针对图 7.1 所示的模型进行计算分析。综合考虑岩石的强度、风化程度、完整性等因素，根据岩土初分类标准和已有工程的岩性参数，选用了两种不同的岩性参数工况，如表 7.3 所示。在这两种工况中，边坡岩体都受到 6MPa 的水平构造应力和重力的共同作用，但岩性参数不同。

表 7.3　两种工况所采用的岩性参数

(Tab 7.3 Lithology parameters in two cases)

工况	弹性模量 E (Gpa)	泊松比 υ	内聚力 c (MPa)	摩擦角 φ (°)	抗拉强度 (MPa)	密度 ρ (kg/m^3)
1	6	0.26	0.6	45	0.2	2650
2	30	0.23	2	55	0.7	2750

通过对此边坡的计算，得到了该边坡在这两种工况下的位移、应力、应变变化及锚杆轴力。边坡回弹位移形状与图 7.12 相似，应变变化形状、应力分别与图 7.19~图 7.22 相似。不同岩性参数下的坡面位移与 Y 坐标的关系及锚杆轴力情况分别如图 7.23 和图 7.24 所示。

通过对不同岩性参数下的边坡开挖支护计算结果的分析，可得到如下规律：

（1）当边坡几何形状和初始地应力相同或相差不大时，两种不同的工况下，边坡开挖后的应力、应变变化、回弹位移和锚杆轴力分布的形状相似。

（2）边坡坡面回弹位移与 Y 坐标的关系曲线，受岩性参数变化的影响很小如图 7.23 所示。

（3）当边坡岩体质量较差时（这里表现为岩性参数弱），边坡开挖后回弹位移较大，支护用的锚杆轴力同样也较大，造成这一结果的原因在于：当岩体质量下降时，支护用的锚杆与岩体的相对刚度增大；较差岩体边坡开挖前后变形大，而在开挖支护过程中锚杆与岩体的变形是协调的，这就造成此种情况下的锚杆也需要有较大的变形，从而使得锚杆的轴力也较大。这也反映了一个事实：锚杆在岩性较差的岩体中发挥的作用要比在岩性参数较好的岩体中发挥的作用大。

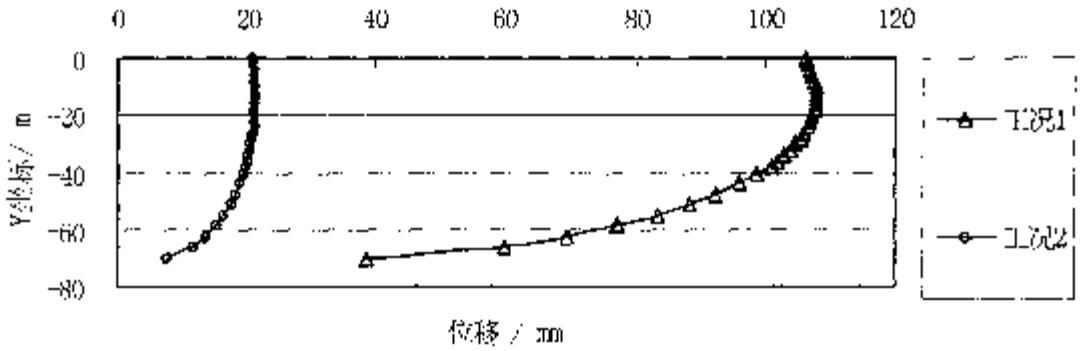
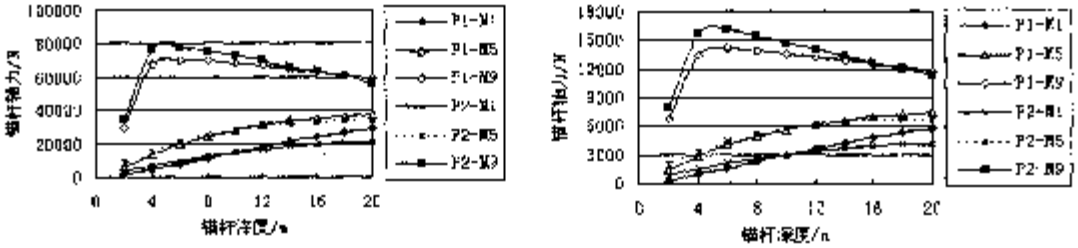


图 7.23　不同岩性参数下的坡面位移与竖向坐标 Y 之间的关系

Fig7.23 Relation of displacement with coordinate Y in case of different lithology parameters



（a）工况 1 (b)工况 2

图 7.24 边坡开挖后锚杆轴力

Fig7.24 Axial force of anchor

7.5 软弱夹层对开挖支护的影响

软弱夹层指的是岩体中那些性质软弱、有一定厚度的软弱结构面或软弱带。其成因有：原生沉积、火山碎屑、沉积变质、层间错动的和断裂破碎、次生充填及地下水泥化等。与周围岩体相比，软弱夹层具有高压缩性和低强度的特征，对岩土工程的稳定性将产生很大的影响，如泥化夹层等。

岩质边坡在其形成过程中，由于历史的构造作用及其它自然力的影响，很多情况下都不可避免地存在上面所述的软弱夹层，如何考虑它对边坡开挖支护的影响，这在边坡工程中是一个需要解决的问题。为了考虑这一影响，本文将结合一个具体的边坡实例进行分析。现仍采用图 7.1 所示的边坡，几何形状保持不变，根据模型内是否存在软弱夹层及夹层所处位置的不同，共分为 4 种工况，如表 7.4 所示。软弱夹层厚度为 2m，岩性参数如下：弹性模量 E=0.5GPa，泊松比 υ =0.35，密度 ρ =1800kg/m^3，内聚力 c=0.1MPa，摩擦角 Φ =35°。为了便于比较，将这 4 种工况所处的初识地应力场取得基本一样，具体为：在自重作用下再考虑在模型左右边界施加 0.1m 的相向位移所模拟的水平构造应力。

通过对该 4 种工况的计算和分析，并通过数据处理得到了如下的分析结果，如表 7.5 和图 7.25～28 所示。根据这些图表及一些所得到的应力应变图，可得到如下规律：

（1）在这 4 种工况中，边坡开挖回弹位移大小从总体上来看相差不多，但分布规律存在着很大的差异；当有水平软弱夹层存在时，边坡开挖会使边坡岩体沿着软弱夹层发生层间错动，夹层上部岩体会朝临空面挤出，如图 7.25 和图 7.28 所示。

（2）工况 1 和工况 3 中，支护锚杆在边坡开挖后的的受力大小及其沿锚杆深度的变化规律基本相同，如图 7.26a 和图 7.26c 所示，这也表明：采取水平布置的锚杆并不能改善水平向软弱夹层对边坡体的不利影响的，必须改变锚杆布置的角度，如使锚杆与软弱夹层呈一个较大的角度。

（3）工况 2 和工况 4 中，锚杆轴力在锚杆穿过软弱夹层处发生突变，该部位锚杆的轴力相当大，如图 7.26b 中的 P1-M9 锚杆的轴力将近 200 kN，这时的

锚杆起到了很大的锚固作用，同时也要求锚杆的锚固措施十分可靠，以利于锚杆轴力的传递。对于这种锚杆轴力很大的情况，采用一般的锚杆将会使锚杆达到屈服并失效，因此应该采用高强度的锚杆或预应力锚索。

表 7.4　考虑夹层影响的边坡工况
(Tab7.4 Different cases considering weak interlayer)

工况	软弱夹层的方位	软弱夹层位置
1	无软弱夹层	
2	竖向软弱夹层	距模型左边界 166 米，从上至下贯通
3	水平向软弱夹层	距模型上表面 24 米，从左至右贯通
4	软弱夹层与开挖坡面平行	距开挖坡面 12 米，从上至下贯通

表 7.5　不同工况下坡面回弹位移
(Tab7.5 Rebounding displacement of slope in different cases)

深度/ m	坡面回弹位移（mm）			
	工况 1	工况 2	工况 3	工况 4
0	46.497	41.18	40.013	36.794
-2	46.546	42.021	40.544	37.328
-4	46.589	42.727	41.041	37.809
-6	46.614	43.301	41.511	38.259
-8	46.618	43.769	41.959	38.693
-10	46.597	44.149	42.388	39.11
-12	46.548	44.452	42.797	39.511
-14	46.471	44.684	43.19	39.881
-16	46.363	44.849	43.567	40.202
-18	46.227	44.949	43.931	40.467
-20	46.063	44.986	44.286	40.67
-22	45.864	44.961	44.624	40.803
-24	45.629	44.871	45.011	40.882
-26	45.359	44.717	37.772	40.914
-28	45.051	44.5	37.851	40.918
-30	44.705	44.22	37.907	40.925
-32	44.318	43.881	37.897	40.947
-34	43.891	43.484	37.823	40.976
-36	43.42	43.021	37.682	40.979
-38	42.907	42.503	37.475	40.927
-40	42.346	41.902	37.2	40.815
-43.75	41.173	40.642	36.503	40.275
-47.5	39.788	39.097	35.507	39.261
-51.25	38.181	37.269	34.194	37.793
-55	36.301	35.093	32.497	35.702
-58.75	34.093	32.501	30.341	32.835
-62.5	31.442	29.278	27.516	29.195
-66.25	27.995	25.226	23.83	24.263
-70	21.625	18.428	17.435	18.106

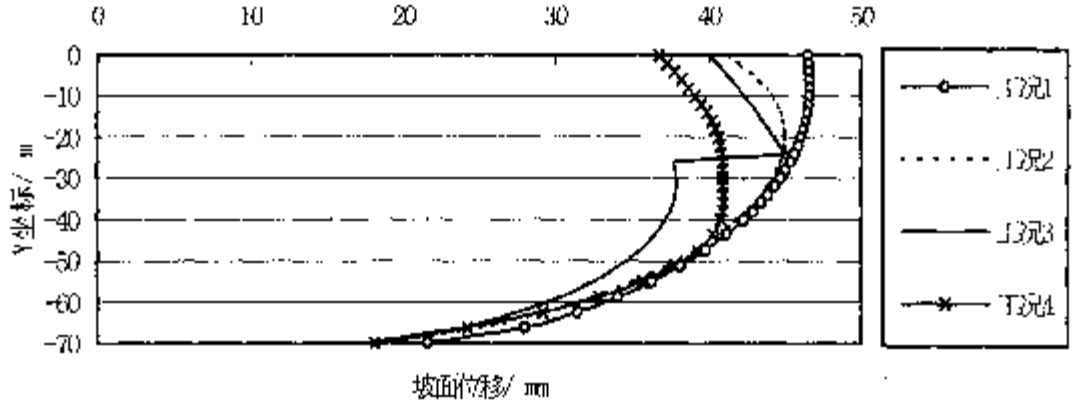


图 7.25 不同工况下边坡坡面开挖回弹位移

Fig7.25 Rebounding displacement of slope in different cases

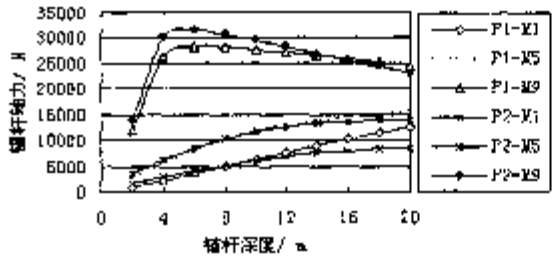


图 7.26a 工况 1 下的锚杆轴力

Fig 7.26a Axial force of anchors when case=1

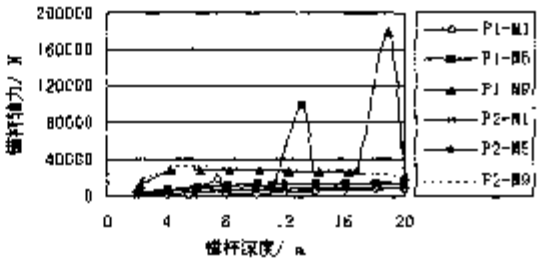


图 7.26b 工况 2 下的锚杆轴力

Fig 7.26b Axial force of anchors when case=2

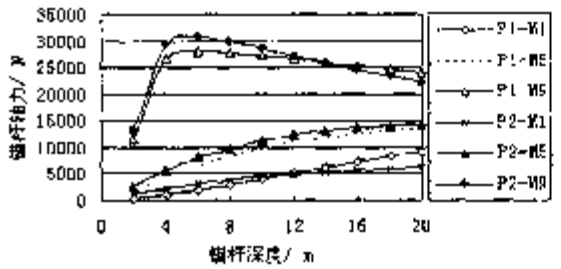


图 7.26c 工况 3 下的锚杆轴力

Fig 7.26c Axial force of anchors when case=3

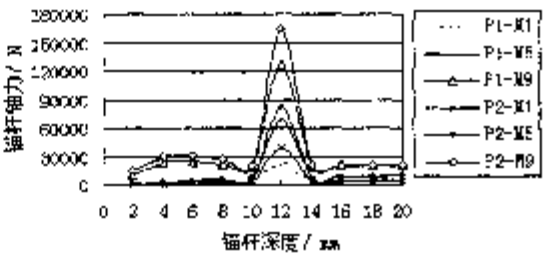


图 7.26d 工况 4 下的锚杆轴力

Fig 7.26d Axial force of anchors when case=4

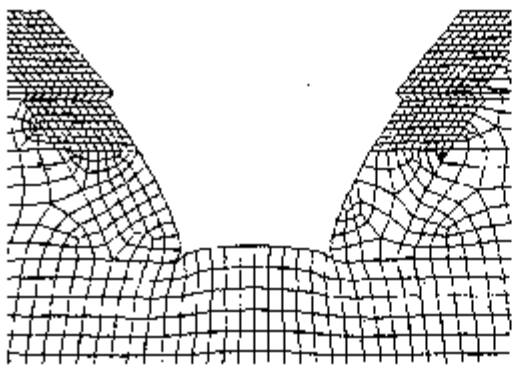


图 7.27 工况 3 下边坡开挖变形

Fig7.27 Deformation of slope when case=3

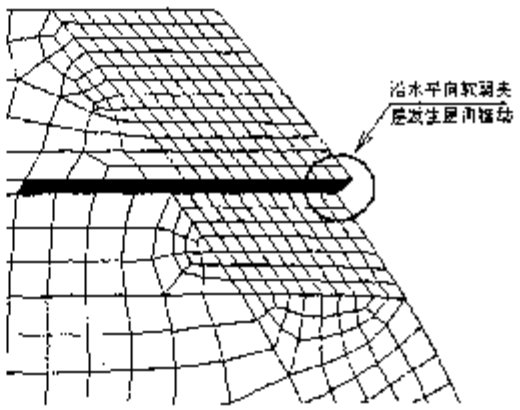


图 7.28 工况 3 下沿软弱夹层错动的变形

Fig7.28 Slip deformation of weak interlayer

从上面的分析中可得到如下结论：软弱夹层的存在对边坡开挖支护的影响很大；当有水平软弱夹层存在时，开挖后边坡上部岩体会沿夹层朝临空面挤出；锚杆（或锚索）与夹层的夹角应该较大才能充分发挥作用；锚索在穿过夹层处的轴力很大，为了保证支护的有效性，应做好锚固措施，并尽可能地选用高强度的锚索及加大施锚密度。

7.6　超前开挖的影响

在岩质边坡实际工程中，将涉及到大量的开挖工作。有时在施工过程中并非完全按照从上向下的顺序进行开挖，而是为了工程的需要（如路堑边坡中为了取得路基填料等），有可能在边坡的下部采石。此种情况即属于岩质边坡坡角的切割问题。从理论上说，坡角的切割将对边坡的稳定产生很大的影响，在岩土工程相应的规范规程中对此种情况的限制是相当严格的。在保证边坡达到一定稳定程度的前提下，尽可能地满足施工中的一些实际要求将对实际工程有着重大意义。

7.6.1 基于极限平衡的分析

岩质边坡经常发生平面破坏，特别是边坡中存在一个平行于坡面的主要结构面或结构面的倾角小于坡角且大于其内摩擦角的情况，图 7.29 为此种情况的边坡受力示意图，该边坡在坡顶面处存在一条竖直张裂缝。为了系统的研究坡角切割对边坡稳定性的影响，现结合图 7.30 所示的边坡，采用一个统一的算式表示坡角切割后边坡的安全系数。该边坡的安全系数的计算公式如下[8]：

$$F = \frac{cA + (W\cos\varphi_p - U - V\sin\varphi_p)\tan\phi}{W\sin\varphi_p + V\cos\varphi_p} \tag{7.1}$$

经修正后，上式中的重力项 W 为[8]：

$$W = \frac{1}{2}\gamma[(H_2^2 - Z_2^2)\cdot\cot\psi_p - (H_1^2 - Z_1^2)\cdot\cot\psi_f + (H_1 + H_2)\Delta M] \tag{7.2}$$

根据图 7.29 可得到如下关系式：

$$\Delta M = (H_2 - H_1)\cdot\cot\psi_b \tag{7.3}$$

其中：c、Φ分别为边坡破坏面的内聚力和摩擦角；U 为破坏面上的浮托压力；V 为张裂缝中的水压力；ψ_f为前次破坏时边坡的残留面倾角，当边坡为自然边坡时，即为自然边坡角；ψ_b为边坡的切割角；ψ_p为边坡破坏面倾角；Z_2为边坡坡顶面张裂缝深度。

对于坡角被切割了的干边坡，其张裂缝临界深度为

$$Z_{2c} = \frac{c\cdot\cos\phi}{\gamma\cos\psi_p\sin(\psi_p - \phi)} \tag{7.4}$$

对应的边坡破坏临界面的倾角为：

$$\psi_{pc}=\frac{1}{2}[\phi+a\tan\frac{H_2^2-Z_2^2}{(H_1^2-Z_1^2)\cdot\cot\psi_f-(H_1+H_2)\Delta M}] \tag{7.5}$$

显然，直接求解边坡张裂缝临界深度和边坡破坏临界面倾角是比较困难的，我们可以通过（7.4）（7.5）两式迭代求出。

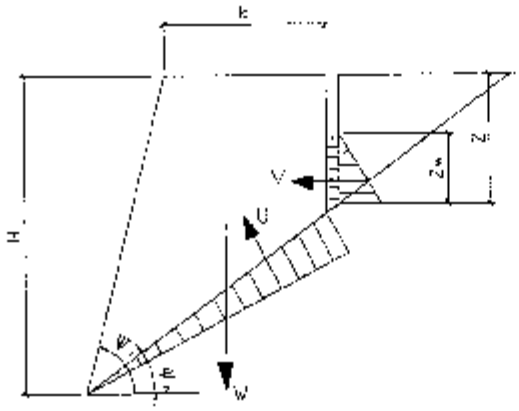


图 7.29 存在张裂缝的边坡剖面

Fig7.29 Section of slope with tension crack

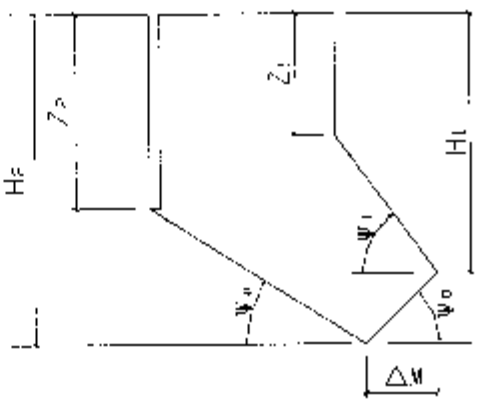


图 30 坡脚开挖的边坡几何示意

Fig7.30 Diagrammatic sketch of cut toe

现通过一个算例来说明切割坡角对边坡稳定性的影响。设有一岩质边坡，边坡岩体均一，其相应的几何参数及物理参数如下：H_1=50m、Z_1=0m、H_2=60 m、Z_w=0m、ψ_f=60°、γ_w=9800N/m³、γ=26500N/m³、c=150kPa、Φ=30°。经计算，当坡脚切割量△M 逐渐发生变化时，边坡的安全系数 K 也将随之发生变化，具体表现如表 7.6 和图 7.31 所示。从该图表中可看出：F、ψ_p 基本上随△M 线性变化，而 Z_2 随△M 呈曲线变化；当坡脚切割量△M 逐渐增大时，边坡的安全系数逐渐减小，当切割到一定程度时，边坡将会发生破坏（对于本例题为△M=2~3m，F=1.01~0.972）；当△M 增加时，破坏面临界倾角也逐渐增大；当△M 增加时，坡顶面张裂缝临界深度逐渐减小。

从这些图表和上述分析中可得到如下结论：在边坡工程施工过程中，对边坡坡脚的切割将降低边坡的安全性；一般情况下，在边坡施工过程中，特别是对于一些高陡边坡，应注意坡脚的保护，不能任意地切割坡脚；当边坡条件较好时，如岩性均一、岩性参数高、不存在不利的层面或结构面等情况，为了工程进度和材料的需要，可考虑在坡脚处采取一定的岩石，即对坡脚进行切割，但切割深度△M 不应过大，并且切割的方式应进行可行性论证；由于各个边坡工程的情况都不一样，因此对于坡脚切割的问题应视具体情况而定，一般可按下述原则进行：条件好的边坡可考虑边坡坡角切割取石，条件差的边坡禁止坡脚切割。特别应注意的是，即使边坡存在坡脚切割的能力，这种坡脚切割也仅是施工过程中的一种状态（即临时性状态），不应作为边坡最终形状。

表 7.6　坡角不同开挖量△M 下的安全系数 F
(Tab7.6 Safety factor K in case of different $\triangle M$)

△M（m）	0	1	2	3	4	5	6	7	8
安全系数 F	1.094	1.051	1.01	0.972	0.936	0.902	0.869	0.837	0.806
Z_2（m）	24.4	23.6	22.8	22.2	21.7	21.2	20.8	20.5	20.2
ψ_P（°）	47.2	48.2	49.2	50.1	51.1	52.1	53.1	54	55

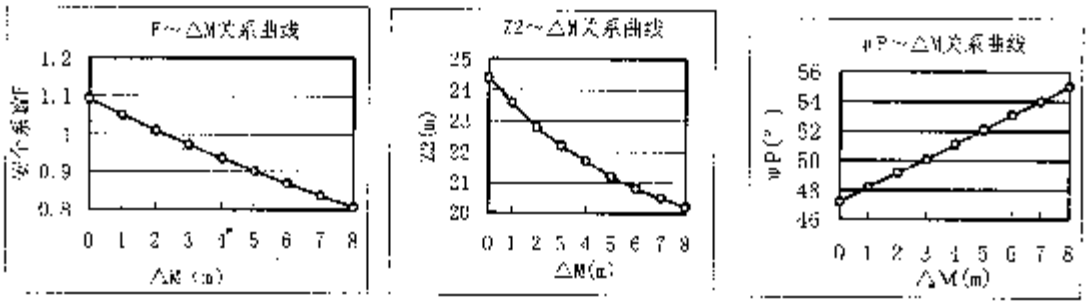


图 7.31　F、Z_2、ψ_P与随△M 的变化图

Fig7.31　Curves of F, Z_2 and ψ_P versus △M

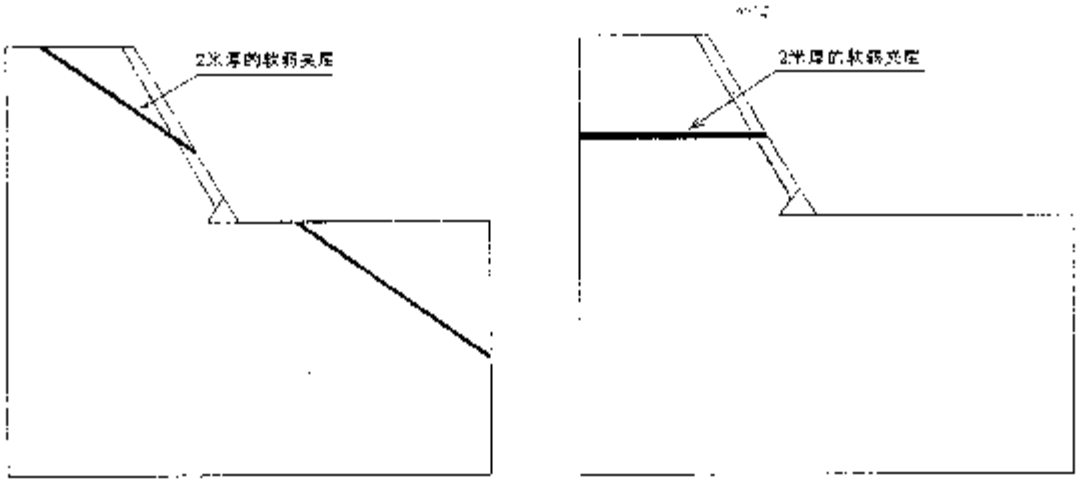
7.6.2 基于有限元法的分析

在岩土和结构工程中，如果结构布置合理或结构的整体性很强，这些结构往往具有很强的超载能力，如水利工程中的拱坝就是如此。根据极限平衡理论，在岩质边坡工程中为了保证边坡的稳定性，坡脚即使可切割，其切割量也是相当有限的，并且对边坡岩性及整体性的要求也相当高。实际上，岩质边坡是否和拱坝类似，也存在很强的超载能力呢？本部分将结合实例来讨论此问题。

假设有一岩质边坡，其坡高为 70 米，基本岩性参数为：弹性模量 E=15GPa、泊松比 υ=0.24、密度 ρ=2550kg/m^3、内聚力 c=0.15MPa、内摩擦角 φ=30°。现考虑在边坡坡脚处进行开挖，挖除高度为 10 米，开挖深度△M 逐渐从小向大发展，直至△M=13 米为止。现分析的主要内容是：随着开挖深度的增加，边坡的稳定情况；不同软弱夹层对坡角切割能力的影响。为了考虑岩体整体性对坡脚切割的影响，这里将考虑三种不同的情况，可详见表 7.7 所示。夹层岩性参数如下：弹性模量 E=2.4GPa、泊松比 υ=0.27、密度 ρ=2500kg/m^3、内聚力 c=65kPa、内摩擦角 φ=30°，不同工况下软弱夹层位置见图 7.32 所示。

表 7.7　考虑夹层影响的边坡工况
(Tab7.7 Different cases considering weak interlayer)

工况	软弱夹层的方位	软弱夹层位置
1	无软弱夹层	
2	水平向软弱夹层	2 米厚，从左至右贯通
3	斜向软弱夹层	2 米厚，与水平面成 35°夹角，贯通整个模型



(a) 倾角为 30^0 的软弱夹层 (b) 水平状软弱夹层

图 7.32 含软弱夹层的边坡几何示意

Fig7.32 Geometric sketch map of slope with weak interlayer

在 2.5 节中已经讨论了用有限元分析边坡稳定的方法，这里同样采用此方法来分析坡角切割后边坡的稳定性。通过对多种工况的计算分析，可得到如下结论：

（1）工况 1 中，即当岩体结构完整，不存在大的结构面且岩性较好时，可以在边坡坡脚切割一个较大的深度而边坡不会发生破坏，如图 7.33 和图 7.34 所示。在本计算中，坡脚切割深度△M 达到 13 米时边坡的安全系数也在 1.1 以上，表明边坡具有很大的应力应变协调能力。随着设定的安全系数 K 的增加，坡脚切割后整个边坡的等效塑性应变区逐渐增大，应变值也增大；当 K 达到 1.15 时，边坡中的等效塑性应变区充分发展，最终导致整个边坡由于坡脚的切割而破坏。这一现象进一步表明：具有坡脚切割潜力的边坡必须岩性较好。

（2）工况 2 中，即对存在水平软弱夹层进行坡角临时切割，当切割深度△M 增加到 8 米时，边坡系统发生破坏，此时的安全系数 K<1.0。造成边坡破坏的原因为：边坡在开挖到一定深度后，坡脚开挖处产生的塑性区和软弱夹层中存在的塑性区发生交叉，形成了一个类似楔形体的危险部位，该部位又存在临空面，最终导致了边坡体由于坡脚切割而形成的破坏。

（3）工况 3 中，即对存在 35° 斜向软弱夹层进行坡角临时切割，当△M 达到 8 米时，整个边坡系统发生破坏。这表明边坡在坡脚最大开挖深度最多能达到 8 米，此时的安全系数 K<1.0。造成边坡体破坏的原因在于：边坡在初始状态（即未开挖）时，软弱夹层中已经存在一定的塑性区，随着坡脚切除深度△M 的增加，切除坡脚处的等效塑性应变区逐渐扩大，同时软弱夹层中的塑性应变也相应扩大；当△M 达到一定程度时，这两个大的塑性应变区连成一片，形成一个很大的塑性区；该塑性区存在一个较大的临空面，软弱夹层由于失去支撑而发生很大的位移，最终导致了边坡体的失效。

通过对上面的分析，可得到如下结论：岩体岩性和完整性均好的边坡，存在着坡角临时切割的潜力；当边坡中存在大的不利的结构面时，坡脚开挖将导致边

坡系统的崩溃，因此在现场施工中应杜绝此种情况下的坡脚切割；在边坡工程现场施工中，应事先对边坡进行详细的地质调查，如果边坡岩体的性质很好并且整个边坡体中不存在不利的结构面，此时可考虑为了工程的便利而进行坡脚的临时切割。

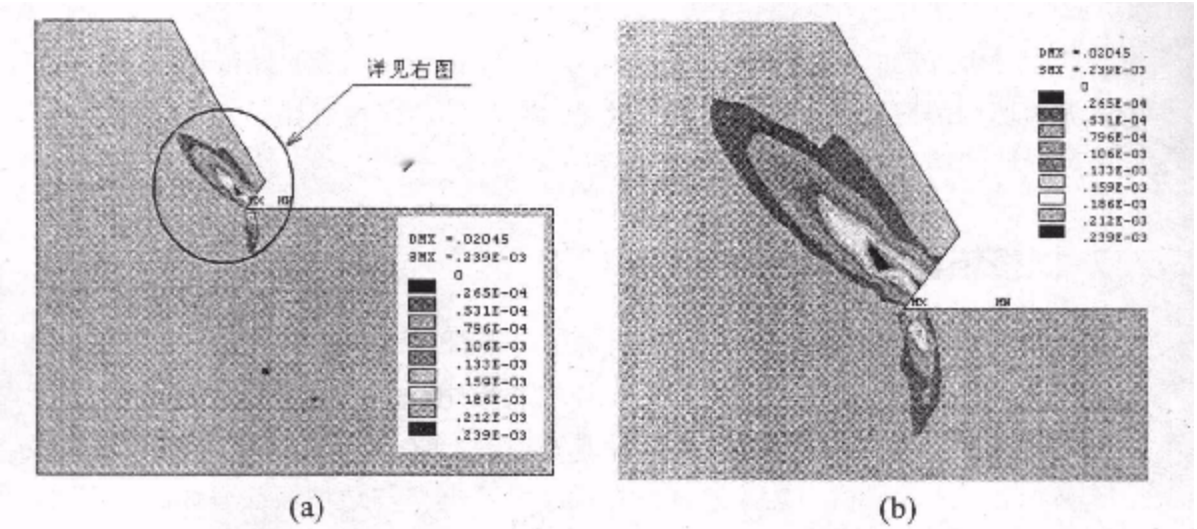


图 7.33　无不利结构面且 k=1.0 时坡脚切割后等效塑性应变分布

Fig7.33 Equivalent plastic strain of toe-cut slope without structural surface when k=1.0

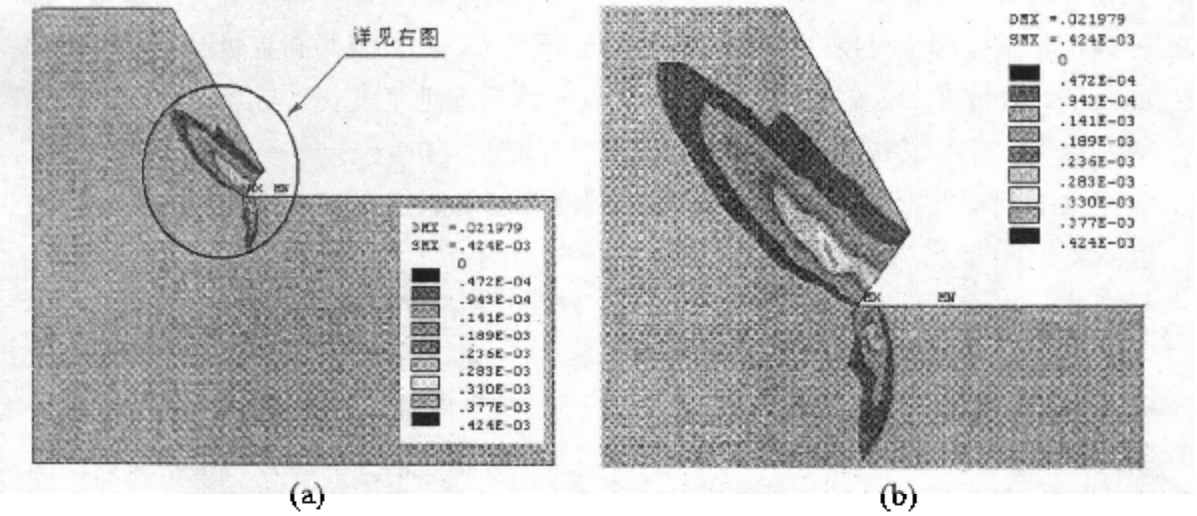


图 7.34　无不利结构面且 k=1.1 时坡脚切割后等效塑性应变分布

Fig7.34 Equivalent plastic strain of toe-cut slope without structural surface when k=1.1

7.6.3 相关结论

通过上述极限平衡法和有限元法对边坡坡角切割问题的计算分析，可得到如下结论：

（1）两种方法计算的坡角切割潜力大不一样，极限平衡法计算的坡角切割能力比有限元法计算的小，其原因为：前者没考虑边坡岩体中的应力应变关系，而后者对此加以了考虑。这也表明边坡岩体具有较大的变形协调能力，通过将局

部区域出现的塑性区逐渐扩散的方式来实现这一能力。

（2）岩性和完整性均好的边坡，存在着较大的坡角临时切割潜力，在现场施工中可为了某些便利而进行一定的坡角临时切割；当边坡中存在不利结构面影响时，为了工程的安全，应杜绝坡角的切割。

必须予以注意的是：由于岩质边坡中存在众多的不确定性，按安全系数来衡量边坡的稳定性能并在此基础上进行坡角切割，将会存在着一定的风险；所有的边坡坡角切割都应是临时性的，而不能是永久性的。在考虑坡角临时切割时，一定要对现场的情况进行详细的调查分析。

7.7 框格锚固支护的设计

边坡的支护方法很多，如挡墙、抗滑桩、锚杆、锚索和框格锚固支护等，其中框格锚固支护由于其本身的特点而在边坡工程中得到了越来越多的应用。虽然框格支护的方式很多，但基本的支护方式差不多，即：采用一定的材料在边坡表面形成一定形状的框格，然后通过锚杆或锚索将框格与边坡深部岩体联系起来，最终达到边坡支护的目的。框格锚固是利用浆砌块石、现浇钢筋混凝土或预制预应力混凝土进行坡面防护，并利用锚杆或锚索固定的一种边坡支护综合措施。现浇钢筋混凝土框格支护的作用机理是：采用现浇钢筋混凝土框架梁支护边坡，锚杆或锚索穿过滑面来阻止边坡的滑动增加抗滑力，其特点是布置机动灵活，与坡面密贴，对坡面变形的协调能力强，能较好地适应地形变化，与浆砌块石相比整体刚度有了很大的提高，特别适用于岩质边坡的支护。

为了分析的方便，这里我们仅考虑现浇钢筋混凝土框格＋预应力锚索支护的方式，其它类型的框格支护方式可以采取类似的方法进行处理。对于这种边坡支护方式，我们主要考虑的是边坡支护的强度及框格设计的优化问题。

框架梁搁置在坡面上，由于预应力锚索施加的预应力作用而对边坡坡面岩体产生压力作用；当边坡坡面岩体发生下滑或有下滑趋势时，坡面岩体下滑将对紧贴其上的框架梁产生反力作用。因此，在这一分析过程中，应该将框格梁、预应力锚索和边坡岩体三者视为一个系统，进行整体分析。但如果直接对这三者进行建模分析，则最后的分析工作量将非常大且导致建模过程极其复杂，并且是没有必要的。因此，有必要对这个系统进行一定程度的简化，具体如下：在框格梁、预应力锚索和边坡岩体这一系统中，可将框格梁视为连续梁并且纵横梁在其交点处满足变形协调条件，按 Winkler 假定将岩体视为弹性地基、将预应力锚索也视为一个弹性约束。在这一处理过程中采用了如下假定：（1）当框架梁主动作用压力于坡体时，坡体对框格梁的反作用力按 Winkler 假定计算，即 $p=ky$，k 为相应的地基弹性参数，y 为坡面在框格梁作用下产生的垂直于框格梁底面方向的位移；（2）纵横梁在交叉点处不仅在平动位移上变形协调，而且在转角位移上也应该

协调；（3）框架梁与边坡坡面岩体的相对刚度对 k 没有影响。

现结合一具体的框格梁＋预应力锚索支护来说明设计及优化的过程。假设有一个现浇混凝土框格梁＋预应力锚索边坡支护，框格梁的间距为 3m×6m，纵横框格梁的截面尺寸均为 b×h=300mm×500mm，并假定通过边坡稳定分析得到在单位坡面上应施加 5.56 吨的锚固力，即在每个纵横梁的交叉处施加一个 100 吨的锚固力。由于坡面较大，不大可能也没有必要对所有的框格梁进行分析，而只需取出具有代表性的框格梁、锚索和弹性地基梁进行分析，如图 7.35 所示；并且根据一定的对称性，可以取出包含一个十字交叉梁、一个预应力锚索和相应的弹性地基作为研究对象，如图 7.36 所示。

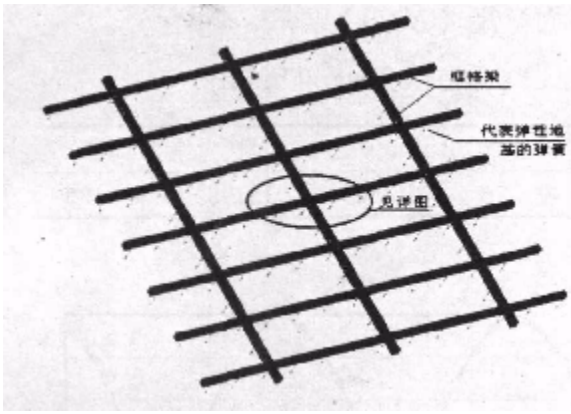


图 7.35　框格梁＋锚索支护

Fig7.35 Sash beam with anchorage cable

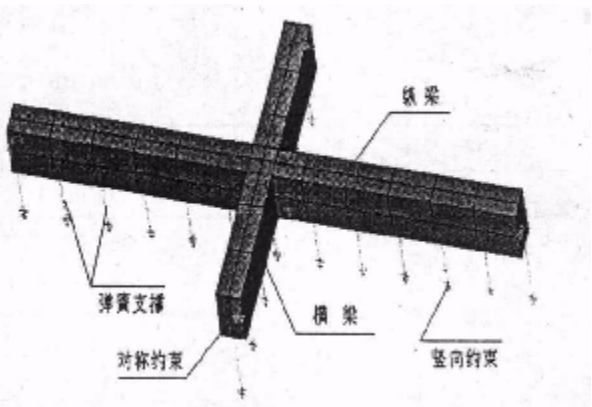


图 7.36　十字交叉梁系

Fig7.36 Cross beams

对图 7.36 所示的十字交叉梁系，将采用有限元程序进行计算分析。在梁的端部施加对称约束，采用弹簧来模拟岩体对框格梁的作用，在预应力锚索作用点直接施加一个集中力来模拟预应力。在计算过程中，将纵梁轴线定为 X 方向，横梁轴线定为 Y 方向，并将某一纵横梁交叉处定为原点（0，0）。在该计算中，描述弹性地基的弹簧系数 K=200kN/m³，通过计算得到了纵横梁的弯矩和剪力，详见表 7.8～7.9 和图 7.37～7.38 所示。

从这些图表中可看出如下规律：在纵横梁交叉点，即预应力锚索作用点，纵横梁都受到最大的负弯矩作用（即梁底部受拉）；随着离该点距离的增加，负弯矩逐渐减小，在约 0.2L（L 为纵梁跨度，也即横梁间距）处达到反弯点；纵横梁在 0.5L 处受到最大的正弯矩。这些规律可为现浇框格梁＋锚杆支护直接提供依据。按照上述方法计算的结果和采用荷载分配法按简支梁计算的结果有本质的不同。

现将上述计算过程中的弹性地基的弹簧系数 K 增大一倍，得到相应结果，将该结果与原来的结果相比较，可发现：K 变化前后，纵横梁截面弯矩和剪力变化很小，一般在 2%以内。因此，可认为：对于现浇钢筋混凝土框格梁＋预应力锚索支护的方式，描述边坡岩体抗力的绝对刚度对内力大小及分布没有影响，影响其分布的是弹簧间的相对刚度。现将实际的预应力锚索的锚索力增加一倍，发现：

计算得到的弯矩和剪力刚好是以前的两倍。因此，可认为：当将模拟地基的弹簧假设为弹性时，纵横梁截面内力与施加的预锚力的大小成正比。

表 7.8　纵梁截面弯矩（$kN\cdot m$）

(Tab7.8 Bending moment of section of longitudinal beam)

x 坐标	-3	-2.5	-2	-1.5	-1	-0.5	0
My	198	172	120	41.6	-62.9	-194	-351
x 坐标	0.5	1	1.5	2	2.5	3	
My	-194	-62.9	41.6	120	172	198	

表 7.9　横梁截面弯矩（$N\cdot m$）

(Tab7.9 Bending moment of section of lateral beam)

y 坐标	-1.5	-1	-0.5	0	0.5	1	1.5
Mx	61765	35298	-17643	-97076	-17643	35298	61765

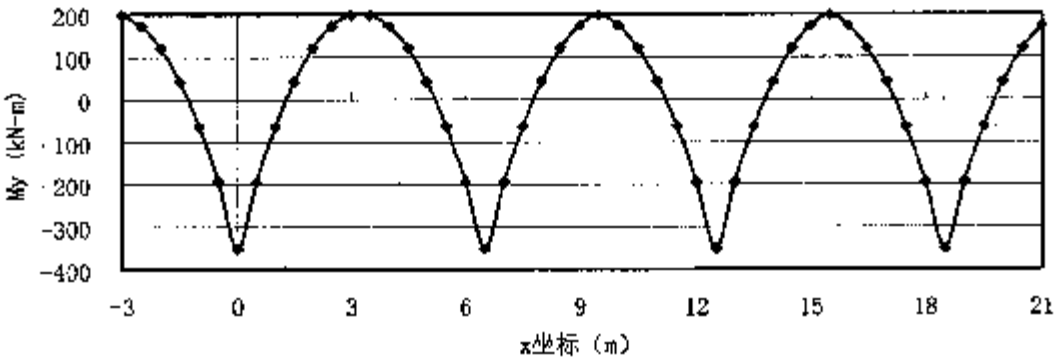


图 7.37　纵梁弯矩 My～x 坐标关系曲线

Fig7.37 Curve of moment My versus coordinate X

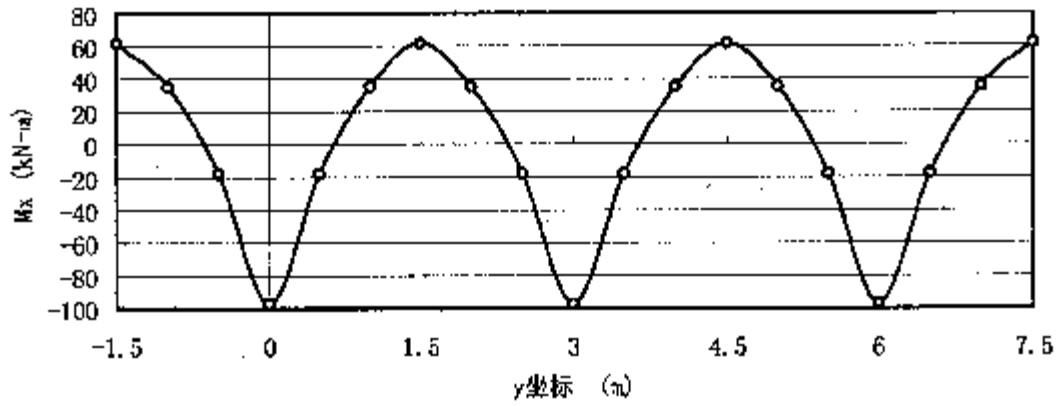


图 7.38　横梁弯矩 Mx～y 坐标关系曲线

Fig7.38 Curve of moment Mx versus coordinate Y

从实用性的角度来看，现浇框格梁＋预应力锚索支护的设计可按如下过程进行：（1）先进行边坡稳定性分析，求得边坡达到所需安全程度所需的锚索支护力；（2）进行锚索的锚固、拉拔性能的设计；（3）进行框格梁的弯矩计算及配筋设计。其它形式的框格锚固设计可仿照该过程进行，不同之处就在于所选取的模型不一样。

7.8 小结

影响岩质边坡开挖支护的因素众多，如初始地应力、岩性参数、软弱夹层、边坡坡角临时切割等。本章在前面章节的基础上，主要针对这些问题和框格锚固支护设计问题进行了研究，具体工作及相应的结论如下：

（1）通过对一般工况下边坡的开挖支护分析，得到了边坡的应力应变、位移和锚固轴力分布情况。

（2）初始地应力对边坡的开挖支护产生相当大的影响，大致表现为：随着水平构造应力的增加，开挖坡面回弹位移增大；当无水平构造应力或构造应力很小时，边坡坡面回弹位移与竖向坐标 Y 基本呈直线关系；随着水平构造应力的增加，初始水平应力与垂直应力的比值增大，回弹位移矢量与水平 X 轴正方向所形成的角度将减小，方向由近竖直方向逐渐向水平方向偏转；随着水平构造应力的增加，水平方向布置的锚杆轴力在边坡开挖后也逐渐增加；坡体开挖前后应变变化的主方向和回弹位移的主方向一致。

（3）软弱夹层同样会对边坡开挖支护产生很大的影响，特别是穿过夹层的锚杆受到很大的拉力作用。

（4）边坡坡脚的临时切割将对坡体的稳定产生影响，特别是边坡中存在软弱夹层的情况，应该杜绝施工中此种情况的发生。

（5）对框格锚固支护进行了一些探讨，对一具体的现浇钢筋混凝土框格＋预应力锚索支护进行了计算分析，得到了纵横梁的弯矩分布；并从实用性的角度出发，提出了该类支护的设计方法。

第 8 章　岩质边坡反分析及工程应用

摘　要：边坡工程中，岩体材料参数和地应力场难以确定，反分析法是解决此问题的一条好的途径。本章提出了基于极限平衡法和有限元法的反分析列式，对反分析中的可辨识性和测量信息误差等问题进行了分析，通过一个具体边坡工程的反分析，表明反分析能取得良好的效果。

关键词：反分析；岩质边坡；可辨识性；测量误差

8.1 引言

对于一个客观存在的物理系统，我们常常采用如下方式来进行分析研究：首先对这个系统的输出量进行观察、测量，以获取这个系统的规律性信息或认识；然后利用观测的结果和对该系统的基本物理假定，建立该系统的理论模型；最后假定该物理系统中某些参数值和系统的输入，模拟真实系统的输出。这个过程可以称之为物理问题的正分析。而在实际问题中，系统的某些参数是未知的，甚至连该系统的理论模型都是未知的，因此按照通常的正分析过程是无法得到系统的输出结果的。解决此种问题的方法就是反分析法。所谓反分析法，即以现场量测到的反映系统力学行为的某些物理信息量为基础，通过反演模型（系统的物理性质模型及其数学描述，如应力与应变关系式），反演推算得到该系统的各项或一些初始参数的方法。该方法的最终目的是建立一个与现场实测结果接近的理论预测模型，以便能比较正确地反映或预测系统的某些力学行为。

岩体的形成是一个极其复杂的过程，其内部存在着众多的节理、裂隙、孔隙和水，使得岩体成为一种由多介质构成的不连续体，从而导致岩体的力学性质相当的复杂多变。在实际工程中，又由于现场或室内测试试验的困难、工程投资的限制或施工期的限制等制约因素，使得通过传统途径获得一些参数变得相当的困难。因此，和其它物理系统一样，反分析也就在岩土工程中获得了发展的环境。岩土工程中反分析的任务就是根据现场量测到的一些信息（如位移、应力、应变等），通过一定的理论模型分析，反求出岩土体的材料性能和材料所处环境的一些参数，如初始地应力、几何参数和本构模型参数等。在第 4 章初始地应力场的分析中，我们已经运用了反分析的概念。目前，岩土工程中参数辨识的主要内容包括以下几方面：地层压力参数辨识，如地层与支护结构之间的相互作用力；初始地应力场各分量的辨识；岩体变形参数的辨识，如弹性模量 E 和泊松比 υ；岩体强度参数的辨识，如内聚力 c 和内摩擦角 φ；岩体本构模型参数的辨识；某种特殊岩体结构(如软弱夹层)几何尺寸的辨识等。

从历史上看，岩土工程中反分析的思想最早可追溯到 Terzaghi(1946)在修建隧道工程中所提出的“观测设计法”，这种方法使岩土工程的设计和施工进入了

一个新的阶段。1976 年在约翰内斯堡召开岩土工程勘测研讨会上，Kirstan 提出了基于量测变形的反分析方法，后经 G.Gioda、S.Sakurai、G.Maier、A.Cividini 等学者的发展，反分析方法已在计算技术和工程应用中取得了显著的进展。在岩土工程中，反分析方法已成为解决复杂岩土工程问题的一种主要方法，如隧道工程、地下电站、大型桥基、水库大坝和边坡工程等。

反分析方法从所处理的数据信息的性质来看，可分为基于已知信息数据的确定性反分析方法和基于随机数据的非确定性反分析方法。在确定性反分析中，逆解法、直接法、图解法和图谱法是普遍采用的方法；而在非确定性分析方法中，主要采用了基于随机理论的极大似然法、Bayes 法、Kalman 滤波及灰色理论等处理方法[123]。

本章主要就岩石边坡中遇到的反分析问题进行探讨，分别从极限平衡法和有限元法两个方面来考虑边坡问题中可能遇到的反分析问题。

8.2 基于极限平衡法的边坡反分析

岩土工程中的反分析作为一个独立的研究方向已出现 30 多年了，人们对此进行了很多的研究，取得了大量的研究成果。根据已有边坡产生的滑动来反推岩土体抵抗滑坡所能提供的强度是可能的。我国每年都会发生许多起滑坡事故，滑坡在我们的生活中也能够常常遇到。滑坡虽然给人们的生命财产造成了威胁，对工程产生不利的影响，但我们也可以从中得到一些结论，为后续的稳定分析及边坡处理方法提供一定的依据。

岩石边坡经常发生平面破坏，这里仅就这种破坏形式的岩石边坡进行反分析，并认为边坡滑面服从 Mohr-Coulomb 强度理论。在边坡稳定性分析过程中，当采用条分法（如图 2.1）时安全系数可表示为：

$$K=\frac{\text{可调动的抗滑力}}{\text{致滑力}}=\frac{\sum_i (f_i\cdot W_i\cos\beta_i+c_iL_i)}{\sum_i W_i\sin\beta_i}=\frac{\sum_i (\tan\phi_i\cdot W_i\cos\beta_i+c_iL_i)}{\sum_i W_i\sin\beta_i} \tag{8.1}$$

其中，K 为边坡总体稳定的安全系数；β_i 为可能滑动面第 i 条块的倾角；L_i 为可能滑面的长度；c_i,ϕ_i 分别为第 i 条块岩土体沿可能滑面的内聚力和摩擦角。现认为滑块沿可能滑面滑动时，各条块顺滑动方向上的强度参数均相同，即 $c_i=c$、$\phi_i=\phi$。因此，（8.1）式可改写为

$$K=\frac{\sum_i (f\cdot W_i\cos\beta_i+cL_i)}{\sum_i W_i\sin\beta_i}=\frac{\sum_i (\tan\phi\cdot W_i\cos\beta_i+cL_i)}{\sum_i W_i\sin\beta_i} \tag{8.2}$$

当边坡失稳产生滑动时，此时的安全系数可取为临界状态，即 K＝1。将其代入上述公式中可得到：

$$\sum_i W_i \sin\beta_i = \sum_i (\tan\phi \cdot W_i \cos\beta_i + cL_i) \tag{8.3}$$

上式可改写为

$$\tan\phi = \frac{\sum_i W_i \sin\beta_i}{\sum_i W_i \cos\beta_i} - \frac{\sum_i L_i}{\sum_i W_i \cos\beta_i} c \tag{8.4}$$

当获取了几个滑坡体的几何形状后，就可将这些信息输入到（8.4）中得到一个方程组。当该滑坡体的数量为一个时，上式就是一个不定方程，可以通过工程类比等方法确定一个待定参数再求得另一个参数；当滑坡体的数量是两个时，上式就存在唯一解；当滑坡体的数量超过两个时，上式是一个超定方程，可以通过最小二乘法等方法求得一个最优解。

8.3 基于有限元法的边坡反分析

8.3.1 有限元反分析列式

在结构计算中，按计算方法可分为解析法和数值法。解析法概念明确、计算速度快，但绝大部分只适合于几何形状和边界条件简单的情况。对于实际工程而言，是难以用解析的方法给出待求解量的表达式的，特别对一些大型复杂的结构更是如此。数值方法是解决此问题的一条很有效的途径，有时候可以说是唯一的方法，而有限元方法则是所有数值计算方法中应用最为广泛的一种。随着计算机技术的进步，有限元方法在土木工程领域取得了巨大的进步。作为解决工程结构设计和施工中问题的一种方法，反分析自从被提出后，就不可避免地和有限元方法联系在一起，即将反分析法和有限元法两者结合起来共同解决土木工程领域中的一些问题。

结合有限元的反分析方法按计算原理可分为两种，即正反分析和逆反分析。逆解法是采用与“正分析”相反的解析过程，反推得到逆方程，从而求解得到待反演参数。其特点是，在待求未知量和已知量之间直接建立关系式，通过求解依据矩阵求逆原理建立的方程而得到结果。该方法计算原理简明直观，运算时间短，但程序编制复杂，普适性不强，常常仅限于线性问题的反演计算。直接法是直接采用“正分析”的过程和格式，通过迭代优化将误差函数最小化，逐次修正待定参数的试算值，直至逼近最优值。这种应用迭代逼近和最优化的方法，可利用现有的正算程序，适应性强，可用于线性及各种非线性的复杂岩土问题的反分析，是目前工程反分析应用的主要方法。不足之处在于计算时间长，计算前需给出各待定参数的取值区间和试算值，且当未知量较多时，收敛速度慢，解的稳定性差。

图谱法是中科院地质所杨志法教授（1981）提出的，该方法预先通过有限元计算得到不同弹性模量下的初始地应力—位移曲线，然后将这些曲线绘成图谱，只要已知两测点的位移值就可以在该图谱上查出对应的弹性模量及初始应力。

由于正反分析上述的优点，使得该法在反分析中应用最为广泛。这里将采用正反分析法来分析有关问题。

有限元的基本方程可写为：

$$K(C,X,U)U = F(X) \tag{8.5}$$

其中，X 为待反分析的参数，对于边坡工程而言可以为岩体的岩性参数、初始地应力分量等，C 为已知参数；U 为位移列阵；K（C,X,U）为刚度矩阵，是 X、U 的函数，F（X）为荷载列阵，既可以是待反演参数 X 的函数，又可以是一个独立的列阵。

反分析的目的就是通过(8.5)式结合测得的数据结果，求出待反演的参数 X。正反分析的一般步骤可简列如下：

（1）按工程经验或其它方式选定待反演参数的初始值，并结合模型的其它已知参数，采用有限元正分析计算得到整个模型的一些信息（如应力、应变、位移等）；

（2）将计算所得的那些信息与相应的现场量测信息进行比较，并采用某种方式制定一个或多个目标函数；

（3）采取一定的方法求出使目标函数达到最值的参数 X，一般可采用优化方法和逐渐逼近的方法。

上述第二个步骤中的目标函数（也可称为误差函数）一般可采用如下方式定义

$$F(X) = \sum_{i=1}^{m} w_i \frac{F_i}{F_{i0}} \tag{8.6}$$

式中，m 为量测信息的种类数，包括绝对位移、相对位移、应力、应变、结构轴力和弯矩等；w_i 为各种信息量的权重，当某种信息量比较重要时可以将其权重定得比其它类型的高一点。在上式中还有

$$F_i = \sum_{j=1}^{m_i} (\Delta F_j - \Delta F_j^*)^2 \qquad F_{i0} = \sum_{j=1}^{m_i} (\Delta F_j^*)^2 \tag{8.7}$$

其中，m_i 为第 i 类信息的测值个数；$\Delta F_j, \Delta F_j^*$ 分别为任意测点处信息的计算值和实测值。(8.6) 和 (8.7) 式中所定义的目标函数包含了不同类型的信息量，即将

不同种类的信息通过无量纲化合并成一种可以进行代数运算的量。这种处理方式的优点在于：能够考虑多种不同的信息，充分利用各种量测到的信息量。

当采用（8.6）式所定义的目标函数时，正反分析的目的就是：采用一定的技术寻找待定参数 X^*，使得该式中的目标函数取最值，此时的 X^*就是待反演参数的值。式（8.6）是一个非线性方程，对于此类问题的求解一般采用非线性数学中的最优化方法求解。在此问题中，最优化方法主要有如下几种：Powell 法、单纯形法、Rosenbrok 法、阻尼最小二乘法、变尺度法和模式搜索法等。

Powell 法的迭代过程是由初始点出发沿着一系列共轭方向求目标函数的极值，这组共轭方向的形成仅使用迭代点的目标函数，因此是一种直接优化方法；单纯形法的特点是不需要求目标函数的导数，这对一些不良函数尤为有利，但迭代速度慢；Rosenbrok 即改进的变量轮次法，它能保证单变量寻优过程总是沿着谷线进行，它比较适用于待反演的参数少且互不相关的情况；变尺度法是在牛顿法的基础上发展起来的，该法不用计算二阶导数和逆矩阵，但能使搜索方向逐渐逼近牛顿方向，该方法需要计算目标函数的梯度向量；模式搜索法是由 Hooke 和 Jeeves 首先提出来的，也是一种直接优化方法，迭代过程由两部分组成，即试探过程和加速过程。吕爱钟曾对一半圆形巷道分别采用上述几种优化方法进行了反分析，并比较了它们的效率，认为：阻尼最小二乘法的收敛速度最快，模式搜索法的收敛精度较高，变尺度法的效果最差[144]。

基于有限元法的岩质边坡反分析的求解方案，完全可以按照 4.4 节中提出的优化方法来解决，其唯一的条件就是获得足够的量测信息，也就是在反分析过程中应该满足参数的可辨识性。关于反分析的可辨识性问题将在下面加以讨论。

8.3.2 反分析可辨识性分析

参数反分析的过程就是一个寻求目标函数极值点的过程，对于最小二乘意义上的参数反分析方法就是寻找目标函数的极小点，反分析参数可唯一辨识指的就是目标函数存在唯一的局部极小点。

与参数可辨识性密切相关的一个概念是灵敏度系数，它指的是参数微小变化导致模型输出的变化速度，（8.6）式中定义的测点处的信息量可作为模型的输出，其关于第 i 个参数 X_i 的灵敏度系数可定义为 $\partial\Delta F/\partial X_i$，也就是输出对 X_i 的一阶偏导数。如果 $\partial^2\Delta F/\partial X_i^2=0$，则表示目标函数是关于参数的线性函数，相应的模型即为线性模型。根据目标函数极小的充分必要条件可导出参数的可辨识性条件[113]：如果在量测范围内，所有待求参数的灵敏系数是线性无关的，则根据量测值可以唯一地反演出所有的参数；如果参数的灵敏系数线性相关，则不能根据量测值唯一地反演出所有参数，参数之间必然存在这某种相关关系。线性相

关或无关可以根据下式进行判断

$$a_1\frac{\partial\Delta F_k}{\partial X_1}+a_2\frac{\partial\Delta F_k}{\partial X_2}+\cdots+a_l\frac{\partial\Delta F_k}{\partial Y_l}=0,\quad k=1,2,\cdots,n \tag{8.8}$$

上式中，l 为需反演参数的个数；n 为量测信息的数量，且 $n\geq l$；ΔF_j 如前定义。线性相关指的是：对于 k=1,2,…,n，至少存在一个不等于 0 的 a_i 使得（8.8）式成立；线性无关指的是：对于 k=1,2,…,n，必须所有的 $a_i=0$，才能使得（8.8）式成立。

（8.8）式关于参数可辨识条件不仅使用于线性模型的情况，也适用于非线性模型的情况；此条件是根据最小二乘意义上的目标函数推出来的，其对参数没有约束条件。

对于地下洞室、巷道等岩土工程参数可辨识性问题已经讨论得许多，但针对边坡工程的参数可辨识性问题虽有讨论，但不够全面和具体。这里将从弹性问题的基本方程出发通过量纲分析的途径，来说明岩土工程参数反分析中存在的参数辨识不唯一的问题。

在弹性问题中，共存在三个基本方程和相应的边界条件，即物理方程、几何方程、平衡方程、力边界条件和位移边界条件，具体如下：

平衡方程　　$\sigma_{ij,j}+f_i=0$　　（静力问题）　　（8.9a）

几何方程　　$\varepsilon_{ij}=\frac{1}{2}(u_{i,j}+u_{j,i})$　　（小变形问题）　　（8.9b）

物理方程　　$\sigma_{ij}=2G\varepsilon_{ij}+\lambda\varepsilon_{kk}\delta_{ij}$　　（弹性问题）　　（8.9c）

力边界条件　　$T_i=\overline{T_i}$　　（8.9d）

位移边界条件　　$u_i=\overline{u_i}$　　（8.9e）

其中，$G=E/2(1+\upsilon)$、$\lambda=\frac{\upsilon E}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}$ 为拉梅常数。

现采用位移解法来列出应力与位移之间的表达式。设整个模型的位移场为 u，它是坐标的函数，即 u=u(x,y,z)。将几何方程中的应变用位移表示并将其代入物理方程中，得到用位移表示的应力表达式，即

$$\sigma_{ij}=\sigma_{ij}-G(u_{i,j}+u_{j,i})+\lambda u_{k,k}\delta_{ij} \tag{8.10}$$

将上式代入平衡方程中有

$$Gu_{i,jj}+(\lambda+G)u_{j,ji}+f_i=0 \qquad (i=1,2,3) \tag{8.11}$$

在边坡工程中，将对应于初始地应力的位移场置为0，则整个模型的位移场u(x,y,z)就是边坡开挖后由于地应力的释放产生的回弹位移。在（8.11）式中的f_i就是等效开挖释放荷载，可表示如下：

$$P=\sum_{i=1}^{M}\int_{V_i}B^T\sigma_0\,dV-\sum_{i=1}^{M}[\int_{V_i}N^T f\,dV+\int_{S_i}N^T\overline{P}\,dS] \tag{8.12}$$

其中，σ_0为开挖区域的初始应力场；f为引起初始应力的单元体积力；$\overline{P}$为引起初始应力场的已知应力边界上的面力；[B]为单元应变矩阵，对于弹性问题其与岩体的力学参数无关，仅与单元节点坐标有关；[N]为单元位移形函数。如果仅考虑开挖的影响，则上式可改写为

$$f_i=P=\sum_{i=1}^{M}\int_{V_i}B^T\sigma_0\,dV] \tag{8.13}$$

将上式代入（8.11）式中有

$$Gu_{i,jj}+(\lambda-G)u_{j,ji}+\sum_{i=1}^{M}\int_{V_i}B^T\sigma_0\,dV]=0 \qquad (i=1,2,3) \tag{8.14}$$

现将上式中的弹性模量E和初始应力σ_0增加k倍，分别记为$\bar{E}$和$\bar{\sigma}_0$，则可得到如下关系式

$$\bar{G}=kG \qquad \bar{\lambda}=k\lambda \qquad \bar{\sigma}_0=k\sigma_0 \tag{8.15}$$

将（8.15）式代入（8.14）式中，可发现当$\bar{u}_i=u_i$时（8.15）式成立。另外，在边坡岩体的开挖过程中，弹性模量E和初始应力σ_0是否增加k倍，模型的位移边界条件是保持不变的。因此，E和σ_0同时增加k倍时，由于边坡岩体的开挖而导致的回弹位移场将保持不变，并且该位移场自动满足边界条件。反过来，当我们在进行边坡岩体参数反分析时，如果仅在多个测点得到回弹位移这一种信息量而没有其它类型的信息量，则不可能由测得的回弹位移唯一地反演出岩体的弹模和初始应力，而只能得到它们的比值。所以，为了采用反分析方法确定弹模和初始应力，则在测得回弹位移的同时，还必须测得其它信息量，如应力的某个分量或弹性模量等。

上面我们从理论上探讨了参数反分析的唯一性问题，下面我们将根据一个具体的模型来说明此问题。现采用图7.1所示的边坡模型，分别计算边坡在不同的弹性模量和初始应力状况下由于开挖所产生的回弹位移。表8.1为E=2.0e4MPa、

σ_x=6.25MPa、 υ=0.2 时各节点的回弹位移。

表 8.1　各节点回弹位移

(Tab8.1 Rebounding displacement of nodes)

位 移	节点号				
	17	34	36	38	40
u_x	34.1	33.7	31.9	27.9	20.0
u_y	5.8	7.2	9.1	11.0	12.8

注：上表中节点为边坡开挖边界上的点。

当弹性模量和初始应力同时增加 k 倍时，通过有限元计算的上述各节点的回弹位移保持不变，和表 8.1 中的值完全相等。这一计算实例从有限元的角度证实了仅有量测位移信息是无法唯一反演出岩体工程的弹性模量和初始应力的；如果要实现这一目的，必须增加其它方面的信息，如应力的量测或弹性模量的事先确定等。

上面讨论了边坡等岩土工程弹性反分析的可辨识性问题，下面将探讨一下弹塑性反分析。岩体材料在很多情况下均表现出塑性，因此岩土工程的反演应该考虑弹塑性模型，在该模型中应反演的参数可写为 X=(σ_0,E, υ ,c, ϕ)。很明显，目标函数 F(X)为 X 的非线性函数，它随 X 的变化可表示为图 8.1 所示。从该图中可看出，F(X)难以保证为凸函数，这将给采用优化方法反演 X 时带来局部优化还是全局优化的问题。对于此问题，在理论上是难以给出统一的求解方法的，而只能采取试探的方法进行。

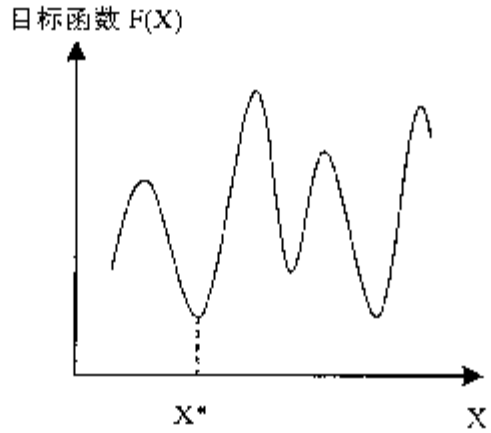


图 8.1　目标函数 F(X)随 X 的变化

Fig8.1 Variation of object function with that of X

由于弹塑性反分析中待反演的参数很多，这将给反分析的优化求解过程带来全局寻优及收敛问题。为了解决此问题，可以采取“两步走”的方法，即：首先将岩体的 E, υ ,c, ϕ 设定为常数，然后根据测得的信息反分析出初始应力场；然

后将初始应力场作为常数，采取同样的方法反演出岩体的 E, υ ,c, Φ 值；重复前面两步工作，直至所反演的参数前后两次迭代的值十分接近为止。

8.3.3 灵敏度分析

上节中已经讨论了灵敏度分析在参数可辨识性中的作用，这里将主要讨论灵敏度分析对边坡等岩土工程现场监测仪器布置的重要性，灵敏度系数同样可以采用上面的定义。由于边坡工程具有很强的个性，对于它的力学分析一般应针对具体的工程进行。

还是采用图 7.1 所示的模型来进行分析。通过对该模型的多种工况的有限元分析，可得到如下结论：由于边坡开挖而产生的回弹位移的大小和方向与地应力的大小和方向有着直接的关系，因此监测仪器的布置位置和方位应该视具体情况而定；监测仪器应布置在边坡产生变形最大的地方；边坡在开挖时一般会在开挖顶部及薄弱环节产生大的变形，故此处应是重点监测部位。

8.3.4 反分析中的误差分析

在边坡等岩土工程的反分析过程中总会存在着一些误差，这些误差或多或少地都将影响到反分析的效果。如何估计或分析这些误差的影响，这在反分析中是一个必须解决的问题。

岩土工程反分析中误差的来源大致可分为如下几种：（1）计算模型所带来的误差，例如有限元模型对现实工程的模拟、边界条件的处理、选取的材料本构模型与材料的实际性质的差异等；（2）计算方法所产生的误差，如反分析过程中所采用的优化方法计算所产生的偏差等；（3）量测信息获取时产生的误差，如量测仪器的系统误差、由于测试人员的水平而导致的误差、气候或其它因素导致的观测信息的随机误差等。在反分析过程中，要想全部考虑上述产生误差的因素几乎是不可能的，这里仅考虑在量测信息获取过程中所产生的误差对反分析结果的影响。

现将所有的观测信息量记为 D，则 D 必与待反演参数 X 存在着一定的函数关系，不妨记为

$$D=F(X) \tag{8.16}$$

现考虑观测信息量存在一定的误差，并记误差为△D，则真实的信息量可记为

$$D=\overline{D}+\Delta D \tag{8.17}$$

上式反映的是：观测信息矢量是伴随固定值和误差随机产生的。通过测试仪器的调试、测试人员的培训等措施，是可以减少或消除量测过程中的系统误差的。为了分析的方便，现将误差项△D 视为一均值等于 0 的随机矢量，即 E(△D)=0。

将（8.16）式改写为反函数的形式，即

$$X = F^{-1}(D) \tag{8.18}$$

将上式进行微分且保留一次项，并将（8.17）代入可得

$$X = \overline{X} + \frac{\partial F^{-1}(D)}{\partial D}\Delta D \tag{8.19}$$

显然$\overline{X}$满足（8.18）式，即$\overline{X} = F^{-1}(\overline{D})$，它可由确定性反分析直接得到。

（8.19）式是一个考虑了量测信息误差影响的反分析模式，由于实际的有限元计算模型的复杂性，F(X)是一个非显式的表达式，因此直接从该式出发来考虑量测信息的误差对反分析结果的影响是不现实的，也几乎是不可能的。为了解决此问题，借鉴可靠度计算分析方法中的随机抽样的思想，可以采取量测信息的随机模拟和确定性反分析相结合的途径。其具体方法和步骤如下：

（1）首先确定量测信息矢量的分布情况，如高斯分布或 Markov 估计等等；

（2）根据第一步的量测信息矢量分布情况，采取一定的方式对该矢量进行随机抽样，得到 N 个样本；

（3）将随机矢量的每个样本作为一次输出，按照前面所述的确定性反分析方法，反演出参数矢量 X；

（4）将所得到的参数矢量 X 的 N 个样本进行统计分析，确定出它的分布类型及相应参数，并计算反分析结果的概率分布。

通过上述过程及分析结果就可以看出量测信息的误差对参数反分析结果的影响。

8.4 反分析的工程应用

8.4.1 工程概况[184]

某水库位于金沙江一级支流弃底小河上段，是一个以农业灌溉为主兼顾城乡生活及工业用水等综合利用的中型水库。建成后的水库总库容为 1043 万 m^3，水库正常蓄水位为 1945m，设计洪水位为 1947.76m，校核洪水位 1948.76m。整个工程枢纽由混凝土面板堆石坝、溢洪道、输水隧洞、施工导流隧洞组成。水库边坡的地形地貌及地质情况可详见图 8.2 所示。

由于当地气候条件差、施工力量不足及库区地质条件较差等原因，该水库自开工以来，就发生了多起滑坡事故，极大地影响了工期和工程投资。1999 年 3 月～7 月期间，右大坝趾板槽开挖施工过程中，左、右岸边坡发生了顺层向的塌滑，滑坡体主要为全风化岩体，左岸滑坡量为 150m^3，土石比例基本持平，右岸滑坡体方量为 3.6 万 m^3。在对边坡采取一定的工程处理措施后（施加 Φ28 的二

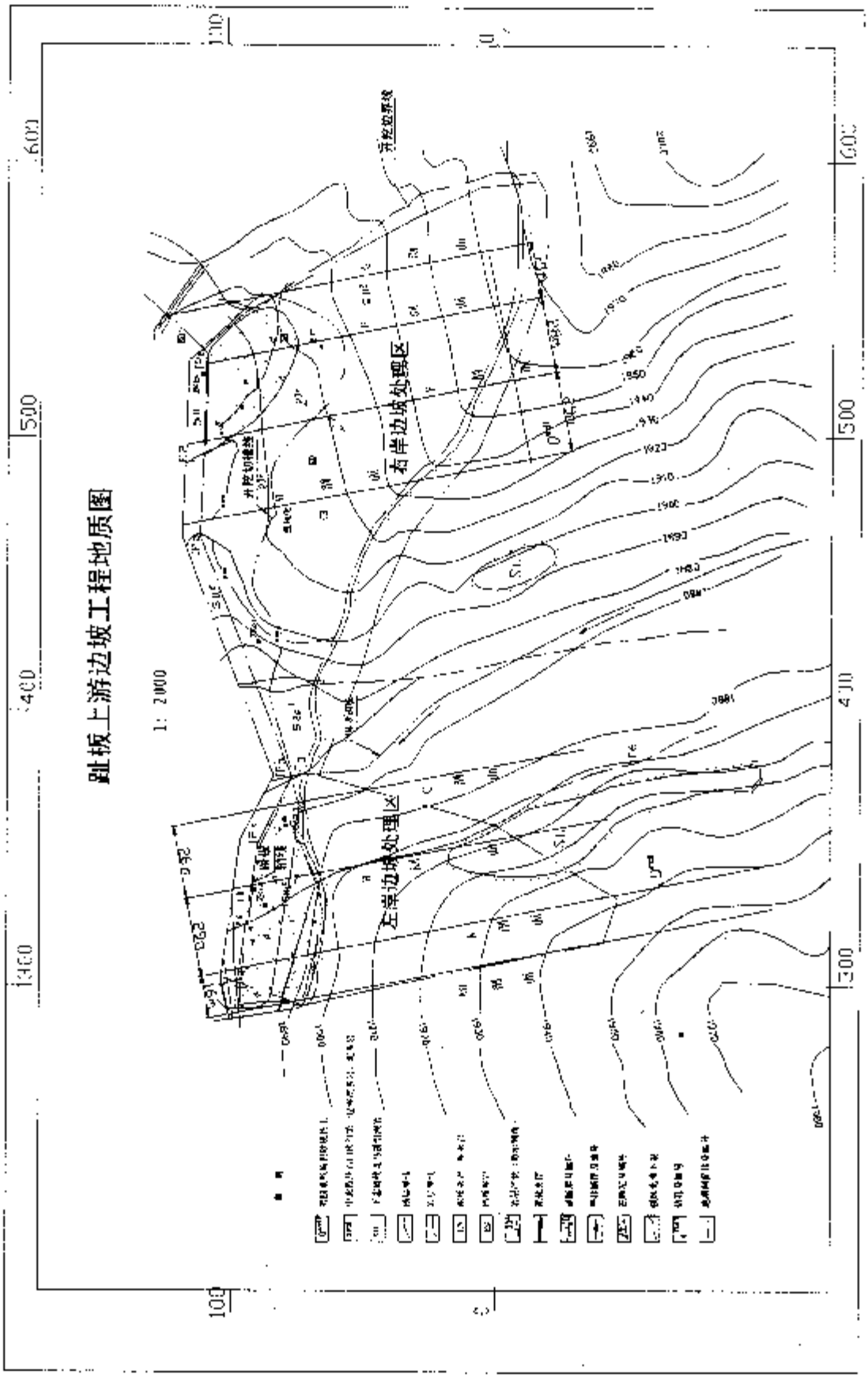


图 8.2　水库趾板上游边坡工程地质图

(Fig8.2 Geologic map of a slope)

级钢筋作为锚杆，间距右岸为 2.0m×1.5m，左岸为 2.0m×1.5m，锚固深度为 6m），由于 2000 年 3 月 27 日的降雨作用，于次日又一次发生了大滑坡，此次滑坡方量约为 5.6 万 m^3，滑坡体主要为强风化岩体，滑坡时大约有 500 根锚杆被拉弯或拔出；两次大方量的滑坡产生的部位基本都处于右岸 E-E 到 G-G 剖面之间，平面位置基本一致，

该边坡岩土体试验所使用的岩样来自于现场钻孔取得的岩芯，试验过程中岩体的剪切方向并不是沿顺坡向，而是与顺坡向呈 26°～28° 的角度。因此该岩体试验在作为坝区地质勘探中有着很好的适用价值（如提供柱状图），但在进行边坡顺层稳定性分析时所起到的作用并不是很大，仅能提供一种借鉴作用，而不能直接作为边坡稳定分析时岩土体的强度参数值。著名学者 E.Hoek 和 J.W.Bray 认为[81]：效果不好的抗剪试验甚至比完全没有抗剪试验还要坏，因为这种试验是极其误人的，会使边坡设计发生严重错误。

鉴于该水库边坡发生的滑坡和已有的勘测试验结果，我们对边坡岩体的强度参数采用极限平衡法进行了反分析，并将反分析结果应用到该边坡的稳定性分析中，取得了良好的效果。



图 8.3　2000 年 3 月 28 日由于降雨引发的滑坡（滑坡体已清除）

（Fig8.3 Land slide induced by rainfall occurred on March 28,2000）

8.4.2 强度参数反分析

通过对所发生滑坡的现场量测，得到了右岸边坡相关剖面滑坡体情况如下：

（1）右岸坡面 F-F，其第二次滑坡体的几何要素为

W=8249.4kN/m　　L=125m　　β=27°

W1=2338.7kN/m　　L1=43m　　β_1=24°

W2=5910.5kN/m　　L2=82m　　β_2=29°

（2）右岸坡面 G-G，其第二次滑坡体的几何要素为

W=8972.8kN/m　　L=128m　　β=27°

W1=89.4kN/m　　L1=6.2m　　β_1=32°

W2=262.8kN/m　　L2=7.5m　　β_2=23°

W3=8620.5kN/m　　L3=114.3m　　β_3=28°

（3）右岸坡面 E-E，其第二次滑坡体的几何要素为

W=14100.1kN/m　　L=127.6m　　β=27°

W1=878kN/m　　L1=28.5m　　β_1=14°

W2=626kN/m　　L2=8.0m　　β_2=20°

W3=12449kN/m　　L3=91.1m　　β_3=28°

将上述三个剖面的数据代入（8.4）式并利用最小二乘法，可求得泥岩的强度参数如下：f=tan φ=0.4724，即 φ=25.3°；c=3.2kPa。将上面得到的岩土体强度参数与试验得到的强度对比可看出：内摩擦角相差不多，但内聚力相差较大。经分析，我们认为其原因为：由于第二次滑坡发生前一天降了大雨，雨水对岩土体产生浸润和冲刷作用，使得内聚力急剧降低，而对内摩擦角的影响不大。反分析得到的岩土体强度参数是滑坡发生后岩土体的残余抗剪强度，结合国内外的文献资料及工程实践，岩土体的实际抗剪强度在峰值强度和残余强度之间，而实验室测得的强度为抗剪峰值强度。因此，在以后的边坡稳定计算分析中，可选用一个适中值来考虑实际的抗剪强度，在本分析中，内聚力的值选为 c=10kPa，由此反推出内摩擦角 φ=19.4°。采取同样的方式可推出边坡其它部位的岩性参数。

表 8.2 边坡岩土体物理力学指标

（Lab8.2 Physics index of rock mass of slope）

部位	岩性		容重 γ（kN/m³）		强度参数		混凝土与基岩接触面的摩擦
			天然容重 γ	饱和容重 γ_s	内摩擦角 φ（°）	内聚力 c（kPa）	
左岸	泥质灰岩		27.1	27.2	28.8	70	0.60
	层间接触面				19.8	30~40	
	1878~1892 泥化夹层				14	20	
右岸	泥岩	1920 米以上	27.0	27.1	21.8	50	0.50
		1920 米以下					
	层间夹泥层	正常蓄水位以上			16.17	20	
		正常蓄水位以上			13.3	20	
	层间接触面				19.4	10	

根据试验实测值和工程类比，并结合上述所做的反分析，得到边坡岩土体的物理力学参数如表8.2所示。

8.4.3 反分析结果验证

为了验证前面边坡反分析的结果，我们根据边坡地形图及边坡岩性参数，对水库跳板上游边坡进行了三维整体建模分析。建模过程大致如下：首先根据工程地质图在平面上做出等高线，同时在建模区域做好10m×10m的网格线；用等高线和网格线将整个需建模的平面区域分割成一个个的面，再在此基础上进行以直代曲的工作，将不规则的面规则化；然后将规则化后的面划分为平面单元，再在此基础上按等高线拉伸成梯度状三维实体单元；最后按照具体的边坡形状，手工加上模拟坡面形状的单元，并将辅助的面单元去掉，最终形成能较好地描述整个边坡实际情况的有限元模型。描述整个边坡的体单元均为等参单元，共有13463个节点（nodes）及12844个单元。整个模型共分为三个材料区，即左岸边坡区、右岸边坡区和边坡底部区，材料参数按表1来确定。三维模型见图8.4所示。

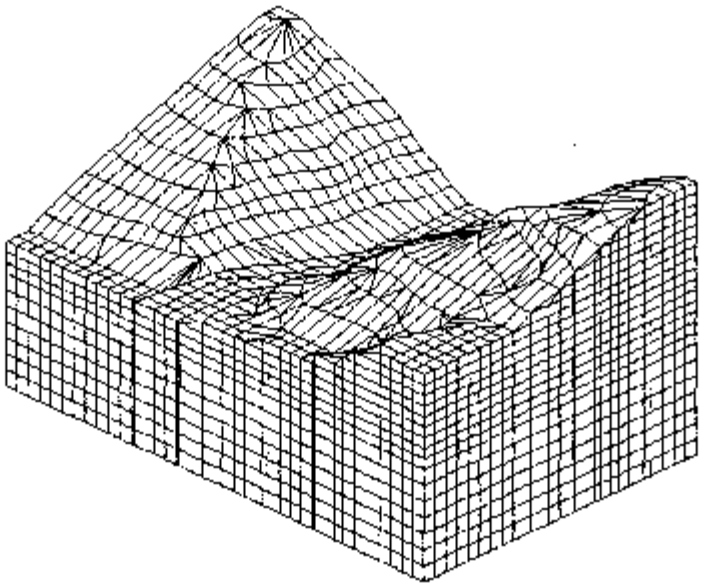


图8.4　边坡三维模型

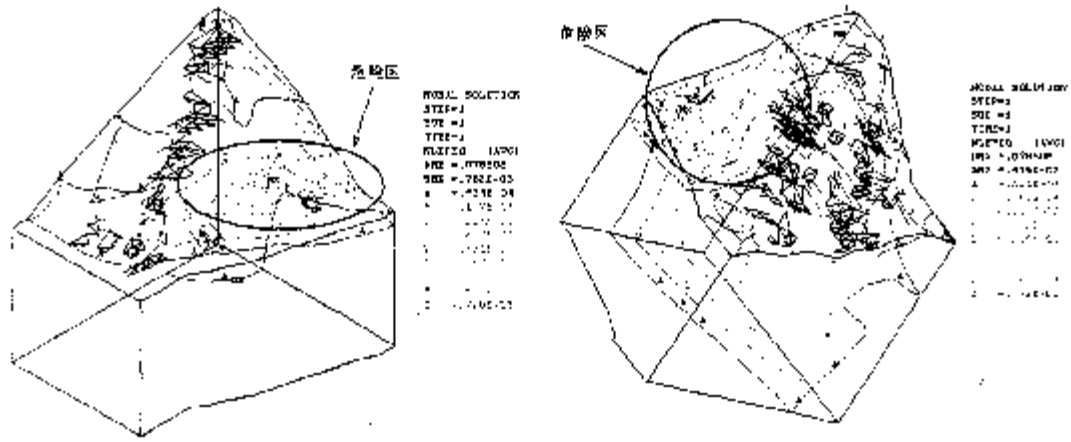
Fig8.4 3D model of slope

在模型计算分析中，采用了Full Newtown-Raphson方法考虑边坡岩体的非线性行为；为了节省计算时间，在计算过程中采用了Jacobi共轭梯度法和自适应下降的方式来进行计算；收敛标准采用tolerance=0.005。在通过多次试运算后，整个模型的计算工作最终顺利完成，得到了所需的计算结果。

边坡的破坏是一个渐近的过程，首先在边坡的某个（或某几个）部位出现一定的塑性区。随着荷载的增加，该塑性区逐渐扩展，当塑性区扩展到一定的程度并且几个塑性区连成一片，如果出现塑性的区域存在着临空面，那么整个边坡将有可能不能再承受进一步的荷载作用，上述塑性区将会向临空面发生滑移，整个

边坡系统将发生崩溃，滑坡就形成了。因此，在边坡的稳定性分析中，边坡的等效塑性应变分布情况将对边坡稳定性评价起到十分重要的作用。根据建立的三维有限元模型，通过计算分析得到了该边坡在自重作用下的等效塑性应变图，如图 8.5 所示。从该图中可以得到如下结论：整个边坡的塑性发展区较大，存在着滑动的可能性；右岸边坡中等效塑性应变较大的区域是一个危险区域（如图中所标注），出现滑动的可能性相当大，这个位置和已经发生滑坡的部位和深度相当吻合，表明计算分析结果是很可靠的，该区域的塑性发展深度不大，属于较为表层的部位；左岸边坡也出现了一个较大的等效塑性应变区，位置在边坡坡率较大且靠近坡角部位，深度不大，属于边坡比较表层的部位，这一区域也比较危险，应该加以处理。

上述三维模型的计算分析表明：采用极限平衡法，通过反分析得到的边坡岩体力学参数是很可靠的，能真实反映该边坡工程中岩体的性质。这也从实践中证实了基于极限平衡法反分析的可行性。



(a)左岸　　(b)右岸（某一视角下）

图 8.5　边坡在重力作用下等效塑性应变等值线图

(Fig8.5 Contour map of equivalent plastic strain of slope loaded by gravity)

8.5 小结

在边坡等岩土工程中，岩土体的材料参数和地应力场的确定并不是一件容易的事情，很多时候必须根据反分析结果去确定这些对工程影响极大的参数。本章的主要工作及所得结论如下：

（1）根据已发生的滑坡并结合极限平衡法，提出了反演边坡滑体强度参数的计算列式。通过一个实际工程反演分析结果的验证，表明这种方法的分析结果是相当可靠的。

（2）对基于有限元法的反分析列式进行了推导，从理论上探讨了参数反分析中存在的可辨识性问题，并得到结论：仅仅基于位移量测信息是不能通过反演

分析唯一地确定地应力场和岩性参数的，必须在位移信息的基础上结合其它的量测信息或事先确定出地应力与E值中的一个，才能保证参数反分析的唯一性。

（3）针对测量误差对反分析的影响进行了一定的分析，并提出了解决方案—随机抽样。

第9章 结论与展望

9.1 本文研究成果及结论

本文针对岩质高边坡开挖稳定性与支护过程中的若干问题进行了研究，研究的主要内容为：边坡稳定分析方法、边坡敏感性及可靠性分析、初始地应力场的研究、岩体模型的研究、岩质边坡开挖分析和边坡工程的反分析，主要成果及相应的结论如下：

1．影响岩质边坡稳定的主要因素有：坡体密度ρ、地震加速度 a_g、可能滑面的内聚力c和内摩擦角Φ、地下水位h和坡体高度H，论文采用不平衡推力法对它们分别进行了敏感性分析，并得到了如下结论：地震对边坡体安全性的影响最大；c和Φ对K值的影响次之；h对安全系数有一定的影响；而ρ和H对边坡体安全性的影响较小，有时可以不予考虑。针对文中的边坡实例，具体表现为：地震加速度在 a_g=1.01m/s^2 附近变化10%时，K值变化3.3%；以6度为基准，当地震烈度提高1度时，K值降低0.4~0.6；内聚力在c=0.05Mpa附近变化10%时，K值变化3.5%；内摩擦角在Φ=20°附近变化10%时，K值变化8.9%；以地下水位离坡面15米为基准，h变化10%时，K值变化2%左右。

2．分别采用响应面法（RSM法）和Monte-Carlo随机模拟的方法对一具体边坡进行了可靠性分析，发现两种方法计算的结果存在这一定的差异。Monte-Carlo法计算结果表明：可靠指标β与抽样次数N有关，当N≥6000时，计算的β值趋向稳定，并且安全系数能较好地服从正态分布；c和Φ变异系数的大小将对β产生很大的影响，而它们的均值对β的影响则没有那么显著；c和Φ的相关性对β的影响相对较小。由于随机抽样法计算的β值与极限状态方程所代表曲面的凹凸性无关，故它计算的β值可作为真实的可靠指标。通过RSM法和Monte-Carlo法计算结果的比较分析，可认为极限状态曲面存在着非凸性，在以后的RSM法计算边坡稳定性时应该加以注意。

3．对边坡稳定涉及到的经济性问题进行了一定的分析，提出了边坡支护方案优化的数学模型，并初步提出了寻求“满意解”的基本过程。

4．分别采用了边界位移法和应力函数法，并结合有限元程序对岩质高边坡进行了初始地应力场的模拟分析，实践结果表明这两种方法均能取得较好的效果。这两种方法都是在最小二乘法的基础上，利用现有的实测数据，并采用一定的优化算法，结合有限元分析程序，得到岩体初始地应力场，并直接为后续的边坡稳定性分析提供了初始应力状态。特别是边界位移法，它不对待分析区域的地应力场做任何的假定，仅根据最小二乘的意义来给出最佳的初始地应力的模拟，解决了以往地应力场回归分析或反分析中对其过多的假定所带来的问题。

5．对一具体的岩质高边坡进行了长时间的现场监测，监测结果表明该边坡处于一个良好的稳定状态。通过多点位移计监测数据分析发现，监测到的山体位移和大气温度有着密切的关系，但前者的变化滞后于后者。

6．对边坡开挖支护中所遇到的力学模型进行了大量的分析。对边坡工程应用较多的预应力锚杆的锚固段，分别采用 Mindlin 理论和有限元法进行了求解，从有限元求解的过程及结果来看，锚固力影响长度大约在 4 米左右，但很大一部分锚索轴力在 1～2 米的范围内就由剪应力提供了。

7．边坡开挖后在坡面处应力应变的变化很大，它们和回弹位移一样随着离坡面距离的增加而减小。初始地应力对边坡的开挖支护产生很大的影响，主要表现为：随着初始应力的增加，开挖坡面回弹位移增大，支护锚杆轴力也增大；随着水平应力的增加，回弹位移矢量与水平 X 轴正方向所形成的角度将减小，方向由近竖直方向逐渐向水平方向偏转，甚至在水平应力很大时还会与 X 轴正方向呈一个负的角度，该结论可为边坡监测提供依据。

8．边坡岩体的岩性参数和软弱夹层都将对边坡的开挖支护产生较大影响：当地应力一定的情况下，岩性越差边坡开挖回弹位移就越大，相应的支护锚杆轴力也越大；当软弱夹层水平时，开挖边坡使得边坡岩体沿着软弱夹层发生层间错动，夹层上部岩体朝临空面挤出；当锚杆或锚索以较大夹角穿过软弱夹层时，其轴力将突然增加，有时甚至导致它达到屈服强度而拉断，此种情况下应采用高强度的锚杆或锚索，并增加施锚密度。

9．对施工中经常出现的边坡坡角临时切割问题进行了分析，并认为：当边坡岩体性质相当好，并且不存在不利的薄弱环节影响时，可以为了工程上的需要对边坡坡角临时进行一定程度的切割。

10．基于极限平衡法，对一具体边坡进行了抗剪强度参数的反演分析，并根据反分析的结果进行三维有限元分析，计算结果表明反演分析取得了相当好的效果，模型中等效塑性应变很大的部分正好是该边坡已经发生滑坡的部分。

11．依据平衡方程、几何方程和物理方程，当边坡处于弹性状态时，对其初始状态和弹性参数的反分析问题进行了一定的理论推导，并得到如下结论：为了反演出弹模和初始应力，则应在测得回弹位移的同时，还必须测得其它信息量，如应力的某个分量或弹性模量等。

9.2 研究展望

由于岩质高边坡的稳定与很多因素有关，使得其有着很强“个性”，不仅岩性参数、地应力场、结构面及软弱夹层等都将对其产生影响，而且不同的计算途径和采用的不同模型，都会导致计算分析的结果产生差异。本文虽对其中的几个问题进行了一定程度的研究，但在广度和深度上还有进一步研究的必要，这里将

就岩质高边坡稳定的研究方向提出自己粗浅的看法。

1．地应力对边坡开挖支护的影响相当大，当前的地应力测试虽然比以前有了很大的进步，但测试方法还是相当的费时费力，因此应加强对地应力测试方法的研究。如何研制新的仪器及研究新的测试方法，使得测试过程简单并且结果可靠，这将是一个十分有意义的课题。

2．边坡稳定经济性的进一步研究。结合可靠度理论，提出各种边坡所应达到的可靠指标，并尽量将其反映到相应的规范规程中去。

3．加强边坡的开挖和支护的优化研究。边坡的开挖和支护耗费大量的资金，采取合理的开挖步骤和进行支护结构的优化，将直接带来经济效益。因此这也将是一个十分重要的课题。

4．加强岩体尤其是软弱夹层和软弱结构面的蠕变特性的研究。边坡破坏并不是一下子就形成的，而是有一个发展历程。如何考虑这一过程及边坡最终发生破坏时所需的条件，将是一个很有挑战性十分必要的研究课题。同时也应加强岩体及加锚岩体本构模型的进一步研究。

5．推广反分析理论，从宏观上把握岩体变形破坏的特性。

6．已有破坏或未破坏岩质边坡资料的收集整理，这方面的工作将直接为研究、设计和施工人员提供参考。该项工作可考虑由国家有关部门及相应的协会来组织实施。

参 考 文 献

1. 崔政权，李宁．边坡工程—理论与实践最新发展[M]．中国水利水电出版社，1999
2. 曾宪明，林润德．易平．基坑与边坡事故警示录[M]．中国建筑工业出版社，1999
3. 国家统计局．中国统计年鉴[M]．北京，2000
4. 浙江大学结构工程研究所．岩质高边坡稳定可靠性与支护结构优化研究[研究报告]．浙江大学，2002 年 12 月
5. 俞茂宏．双剪强度理论及其应用[M]．科学出版社，1998
6. Goodman, R.E. Methods of geological engineering in discontinuous rocks. West Publishing Co., St Paul, Minnesota, 1976.
7. Goodman, R.E. The deformability of joints. In determination of the in-situ modulus of deformation of rock. American Society for Testing and Materials Special Technical Publication, 1970, pp:174-196.
8. Hoek, E. and Bray, J.W. [著] 卢世宗[译]．岩石边坡工程[M]．冶金工业出版社，1983 年
9. 瓦尔特&韦德卡[著] 曾国熙[译]．岩石力学[M]．浙江大学出版社，1996
10. Patton, F.D. Multiple modes of shear failure in rock. Proc.1st International Congress of Rock Mechanics. Lisbon, Vol.1,1966, pp:509-513.
11. Patton, F.D. and Deer, D.U. Significant geological factors in rock slope stability. Planning open pit mines, Johannesburg Symposium, 1970. Published by Balkema, A.A. Amsterdam,1971, pp;143-151.
12. Barton, N.R. A relationship between joint roughness and joint shear strength. Proc. International Symposium on Rock Fracture. Nancy, France, 1971, pp:1-8.
13. Barton, N.R. Review of a new shear strength criterion for rock joints. Engineering Geological, Elsevier, Vol.7,1973, pp:287-332
14. Ladanyi, B. Archambault, G. Evaluation de la resistance au cisaillement dun massif rocheux fragment. Proc. 24th International Geological Congress, Montreal, 1972, pp:249-260.
15. 葛修润，刘建武．加锚节理面抗剪性能研究．岩土工程学报，Vol.10(1)，1998：8-19
16. 朱维申，王平．节理岩体的等效连续模型及其工程应用．岩土工程学报，Vol.14(2)，1992：1-11
17. Zhu W. and Zhang Y. Effects of Reinforcing the high jointed slopes of three gorges flight lock. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.31(8),1998.

18. 朱维申，陈峰. 能量耗散本构模型及其在三峡船闸高边坡稳定性分析中的应用. 岩石力学与工程学报，Vol.19(3)，2000：261-264

19. 朱维申，任伟中. 船闸边坡节理岩体锚固效应的模型试验研究. 岩石力学与工程学报，Vol.20(5),2001：720-725

20. 张强勇，朱维申. 裂隙岩体弹塑性损伤本构模型与加锚计算. 岩土工程学报，Vol.20(6),1998：90-95

21. 朱维申，张强勇. 节理岩体脆弹性断裂损伤模型及其工程应用. 岩石力学与工程学报，Vol.18(3)，1999：245-249

22. 朱维申，李术才，陈卫忠. 节理岩体破坏机理和锚固效应及其工程应用[M]. 科学出版社，2002

23. 陈卫忠. 节理岩体损伤断裂时效机理及其工程应用[M]. 中国科学院武汉岩土力学研究所博士学位论文，1997

24. 李术才. 加锚节理岩体断裂损伤模型及其应用[M]. 中国科学院博士学位论文，1996

25. 吴刚. 复杂应力状态下岩体卸荷破坏的机理及其应用研究[M]. 同济大学博士学位论文. 1995

26. 孙钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 中国机械工业出版社，1999

27. Fellenius, W. Erdstatiche Berechnungen mit Reibung und Kohasion, Ernst, Berlin (in German),1927

28. Bishop, A.W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, London, Vol.5(1), 1955,pp:7-17

29. Janbu, N. Earth pressures and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices. Proceedings of the fourth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol.2, 1957

30. Lowe,J. and Karafiath,L. Stability of earth dams upon draw down. Proc., 1st Pan-Rm. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Mexico City,2,1960,pp:537-552

31. U.S. Army Corps of Engineerings. Engineering and design - stability of earth and rock fill dams. Engr. Manual EM 1110-2-1902, Dept. of the Army, Corp of Engrs., Ofc. of the Chf. of Engrs, 1970

32. Morgenstern, N.R., and Price, V.E. The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique, London, Vol.15(1),1965, pp:79-93

33. Spencer, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel interslice forces. Geotechnique, London, Vol.17(1),1967, pp:11-26

34. Janbu, N. Slope stability computions. Soil Mech. and Found. Engrg. Rep., The technical university of Norway, Trondheim, Norway, 1968

35. Hock, E., Bray, J.W., Boyd, J.M. The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities. Quarterly J. Engineering Geology. Vol.6(1),1973

36. Revilla, J. Castillo,E. The calculus of variation applied to stability of slope. Geotech. 27(1), 1977,pp:1-11

37. Sarma, S.K. Stability analysis of embankments and slopes. J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 105(12),1979,pp:1511-1524

38. 潘家铮．建筑物的抗滑稳定和滑坡分析[M]．水利出版社，1980

39. 陈祖煜．建筑物抗滑稳定分析中“潘家铮最大最小原理”的证明．清华大学学报（自然科学版），Vol.38(1)：1-4

40. 中国科学院武汉岩体土力学研究所．岩质边坡稳定性的试验研究与计算方法[M]．科学出版社，1981

41. Leshchinsky, D. Slope stability analysis: Generalized approach. J. Geotech. Eng. Vol.116(5),1990, pp:851-867

42. Li, K.S. and White, W. Rapid evaluation of the critical surface in slope stability problems. International for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol.11(5),1987,pp:449-473

43. Clough, A.K. Variable factor of safety in slopes stability analysis by limit equilibrium method. J., 1st Eng. India Part II Vol.69(3), 1988,pp:149-155

44. Milutin M Srbalov. Limit equilibrium method with local factors of safety for slope stability. Can. Geotech. J., Vol.24(4),1987, pp:652-656

45. Chen Z.-Y., and Shao, C.-M. Evaluation of minimum factor of safety in slope stability analysis. Can. Geotech. J., Vol.25(4),1988, pp:735-748

46. Meiketsu Enoki, Mori, Yagi, Ryuichi and Yatabe. Generalized slice method for slope stability analysis. Soil. Found. J., Vol.30(2),pp:1-13

47. Espinazo, R.D. Bourdeau, P.L. and Mahunthan, B. Unified formulation for analysis of slopes with general surface. Geotech. Eng. Vol.120(7),1994,pp:185-204

48. Baker,R. Determination of the critical slip surface in slope stability computations. International for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol.4,1980, pp:333-359

49. Boutrup, E. and Lovell, C.W. Search technique in slope stability analysis. Engrg. Geol., Vol.16(1),1980,pp:51-61

50. Celistino, T.B. and Duncan, J.M. Simplified search for non-circular slip surface. Proc., 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp:663-669

51. Cherubini,C. and Creco, V.R. A probabilistic method for locating the critical slip surface in slope stability analysis. Proc., 5th I.C.S.A.P., 2,1987,PP:1182-1187

52. Yamagami,T. and Ueta, Y. Search for noncircular slip surfaces by the Morgenstern-Price method. Proc., 6th Int. Conf. Numer. Methods in Geomech.,1988,pp:1219-1223

53. Chen Z.-Yu. Random trials used in determining global minimum factors of safety of slopes. Can. Geotech. J.,Vol.29, p:225-233

54. Greco, V.R. Efficient Monte Carlo technique for locating critical slip surface. Geotech. Eng. Vol.122(7),1996,pp:517-525

55. 王雪峰. 斜坡稳定性随机模拟技术研究. 中国地质大学博士学位论文, 1997

56. Chen, W.F. and Davison. Bearing capacity determination by limited analysis. Journal of the soil mechanics foundations division. Proc of the ASCE. Vol.99(6), pp:443-449

57. Zhang, X.I. and Chen, W.F. Stability analysis of slopes with general nonlinear failure criterion. Int. J. Numer and Method Geomech, Vol.11,1987, pp:33-50

58. Collins, I.F. Gunn, C.J.M. and Wang, Yan. Slope stability analysis for materials with a nonlinear failure envelope. International for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol.12(5),1988,pp:533-550

59. Xila, Liu. Qing-yun, Wang, and W.F.Chen. Layered analysis with generalized failure criterion. Computer & Structure, Vol.33(4),1989,pp:1117-1123

60. Anagnosti, P. Three dimensional stability of fill dams. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., A.A.Balkema, Rotterdam , the Netherlands, 1969

61. Giger, M.W. and Krizek, R.J. Stability of vertical corner cut with concentrated surchrge load. J.Geotech. Engrg. Div. ASCE, Vol.102(1),1976,pp:31-40

62. Baligh, M.M., Azzouz, A.S. and Ladd, C.C. Line loads on cohesive slopes. Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., Japan Soc. For Soil Mech. and Found. Engrg., Tokyo, 2,1977,pp:13-17

63. Chen, R.H. and Chameau, J.L. Three dimensional limit equilibrium analysis of slopes. Geotechnique, London, Vol.33(1),1983,pp:31-40

64. Dennhardt, M. and Forster, W. Problems of three dimension slope stability. Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., A.A.Balkema, Rotterndam. The Netherlands, 2, 1985, pp:427-431

65. Ugai, K. Three-dimensional stability analysis of vertical cohesive slopes. Soils and Found. Tokyo, Vol.25(3),1985,pp:41-48

66. Seed, R.B., Mitchell, J.K. and Seed, H.B. Kettlemen Hills waste landfill slope failure II: stability analysis. J. Geotech. Engrg., ASCE, Vol.116(4),1990,pp:669-690

67. Zienkiewicz, O.C., Humpheson, C. and Lewis, R.W. Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. Geotechnique. Vol.25(4),1975,pp:671-689

68. Cundall, P.A. and Strack, O.D.L. A discrete numerical method for granular assemblies. Geotechnique, Vol.29(1),1979,pp:47-65

69. Cundall, P.A. Formulation of a three-dimension Distinction Element Model: A scheme to detect and represent contacts in a system composed on many polyhedral block. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.25(3),1988,pp:107-125

70. FLAC-user' s manual [M]. Minneapolis, MN: Itasca Consulting Group Inc. 1997

71. Shi, G.H. DDA-a new numerical model for the static and dynamics of block system. PH.K.-thesis, University of California, 1988

72. Shi, G.H. Block system modeling by discontinuous deformation analysis. Computational Mechanics,Vol.11, 1993

73. Shi, G.H. Modeling dynamic rock failure by discontinuous deformation analysis with simplex integrations. In Proceedings of the 1st North American Rock Mechanics Symposium. The University of Texas at Austin, 1-3 June, 1994. A.A. Balkema, pp:591-606

74. Shi, G.H. Manifold Method. In: Proc. of the first Int. Forum on DDA Simulations of Discontinuous Media. Berkley, California, USA,1996,PP:52-204

75. 卓家寿、邹国建. 工程稳定分析问题中确定滑塌面、滑向与安全度的干扰能量法. 水利学报，1997,(8)：80-84

76. 章青，卓家寿. 三峡船闸高边坡稳定分析的界面元法与评判准则. 岩石力学与工程学报，Vol.19(3)：285-288

77. 卓家寿，章青. 不连续介质力学问题的界面元法[M]. 科学出版社，2000

78. Wu, T.H. and Kraft, L.M. Safety analysis of slopes. J. Soil Mech. Fdns. Div. Am. Soc. civ. Engrs,1976

79. Matsuo, M. and Kuroda, K. Probabilistic approach to design of embankments. Soils & Fdns, Vol.14(2),1974

80. Harr, M.E. Mechanics of particulate media (A Probabilistic approach). McGraw-Hill International Book company, New York, 1977

81. Morriss, p. and Stottec, H.J. Open-cut design using probabilistic methods. Proc. 5th Int. Congr. on Rock Mechanics, Vol.1, 1983

82. McMahon, B.K. Probability of failure and expected volume of failure in high rock slopes. Proc. 2nd Australia-New Zealand Conf. on Geomechanics, Brisbanem, 1975

83. Nguyen, V.C. and Chowdhury, R.N. Risk analysis with correlated variables, Geotechnique, 35(1),1985

84. 祝玉学. 边坡可靠性分析[M]. 冶金工业出版社，1993

85. Lee, I.-M. and Lee, M.-J. Optimization of rock slopes using reliability concepts. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science Abstract. Vol.35(4/5),1998,pp:661

86. Low, B.K. and Wilson, H.T. Probabilistic slope analysis using Janbu's Generalized Procedure of slices. Computers and Geotechnics, Vol.21(2),1997,pp:121-142

87. Husein, M.A.I., Hassan, W.F. and Abdulla, F.A. Uncertainty and reliability analysis applied to slope stability. Structural Safety, 22(2000),pp:161-178

88. Low, B.K. Reliability analysis of rock wedges. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(6),1997, PP:498-505

89. F.G 贝尔[著] 汪时敏[译]. 工程地质与岩土工程[M]. 中国建筑工业出版社，1990

90. 于学馥，郑颖人. 地下工程围岩稳定分析[M]. 煤炭工业出版社，1983

91. 杨林德等. 岩土工程问题的反演理论与工程实践[M]. 科学出版社，1996

92. Lieurance, R.S. Stress in foundation in boulder dam. Tech. Memo.,346, Bur. Reclamation Denver, Colo., 12

93. Hast, N. The state of stresses in the upper part of the Earth's crust. Technophysics, 8,1969,pp:169-211

94. Leeman, E.R. and Hayes, D.J. A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole. Proc. First ISRM Congr. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon,1966, pp:17-21

95. Leeman, E.R. The determination of the complete state of stress in rock in a single borehole-Laboratory and underground measurement. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 1968(5),pp:31-56

96. Leeman, E.R. The measurement of stress in rock: A review of recent developments, Proc. Int. Symp. on Determination of Stresses in rock masses, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1969,pp:200-229

97. Worotnicki, G. and Walton, R. Triaxial "hollow inclusion" gauges for determination of rock stresses in situ, Investigation of Stress in Rock-Advances in Stress Measurement, Proc. Int. Symp., Sydney,1976,pp:1-8

98. Fairhurst, C. Methods of determining "in situ" stresses at great depth, Missouri River Div., U.S. Corps. of Engrs., Omaha, Tech. Rept.,1968, No.1-68

99. Haimson, B.C. Hydraulic fracturing in porous in porous and nonporous rock and its potential for determining in-situ stresses at great depth, Missouri River Div., U.S. Corps. of Engrs., Omaha, Tech. Rept.,1968,No.4-68

100. Kaiser, J. Erkenntnisse und Folgerungen aus der Messung von Gerauschen bie Zugbeansprunchung von metallschen Werkstoffen, Archiv fur das Ejsenhuttenwesen,24,1953, pp:43-45

101. Kanagawa, T., Hayashi, M. and Nakasa, H. Estimation of special geo-stress components in rock samples using Kaiser effect of acoustic emission, The third acoustic emission sympostum, Tokyo,1976

102. Holcomb, D.J. General theory of the Kaiser effect. Int.J.Rock Mech. Min Sci.&Geomech.Abstr.Vol.30,No.7,pp.929-935,1993

103. Dey, T.N. and Brown, D.W. Stress measurement in a deep granitic rock mass using hydraulic fracturing and differential strain curve analysis, International symposium on rock stress and stress measurement, Lulea, Sweden,1986

104. Kanagawa T., Yamamoto, K., Tanaka, T and Yokoyama, T. Simutaneous measurement of AE and deformation rate in laboratory for estimation of geo-stress, 7th domestic symposium on rock mechanics.1987

105. Matsui, H., Sato, T. and Sugihara, K. Comparison of the results of stress measurements determined by various at the Kamaishi mine, Rock stress, Sugawara & Obara(eds), pp.95-100,1997

106. Pestman, B.J. and Munster, J.G. V. An acoustic emission study of damage development and stress-memory effect in sandstone, Int.J.Rock Mech. Min.Sci.&Geomech. Abstr. Vol.33(6), ,1996pp.585-593

107. 国家地震局地质大队情报室. 地应力研究文集[M]. 地震出版社，1984

108. 中国地震局地壳应力研究所，日本电力中央研究所. 水压致裂裂缝的形成和扩展研究[M]. 地震出版社，1999

109. 陈彭年，陈宏德，高莉青. 世界地应力实测资料汇编[M]. 地震出版社，1990

110. 张有天，胡惠昌. 地应力场的趋势分析. 水利学报，1984（10）：31-38

111. 金伟良，喻军华，邹道勤. 模拟高边坡初始地应力场的边界位移法. 土木工程学报（已录用）

112. 喻军华，金伟良，邹道勤. 分析初始地应力场的位移函数法. 岩土力学（已录用）

113. Kirsten, H.A.D. Determination of rock mass elastic moduli by back analysis of deformation measurement. Symp. on Exploration for Rock Eng., Johannesburg,1976

114. Sakurai, S. Back analysis of measured displacements of tunnels. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1983,16(3):173-583

115. Gioda, G. and Sakurai, S. Back analysis procedures for the interpretation of field measurement in geomechanics. Int. J. for Num. and in Geom. Vol.11 (7),1987

116. Gioda, G. and Naier, G. Direct search solution of an inverse problem in elastoplasticity: Identification of cohesion, friction angle, and in-situ stress by pressure tunnel tests. Int. J. Numer. Method Eng.15,1980, pp:1823-1848

117. Cividini, A., Gioda, G. and Barla, G. Calibration of a rheological material model on the basis of field measurements. Proc. 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, 1985,pp:1621-1628

118. Sakurai, S. Interpretation of the results of displacement measurement in cut slope. 2nd Int. Symp. on Field Measurement in Geom. Vol.2,1988,pp:1155-1166.

119. James, V., Kenneth and J. Arnold. Parameter Estimation in Engineering and Science. New York 1977,pp:213-487

120. Sonmez. H., Ulusay, R., Gokceoglu, C. A practical procedure for the back analysis of slope failures in closely jointed rock masses. International journal of rock mechanics & mining sciences. Vol.35(2) ,1998,pp:214-233

121. 杨志法，刘竹华. 位移反分析在地下工程设计中的初步应用. 地下工程，Vol.10（2）,1981

122. 杨志法，刘竹华. 地下工程有限元图谱的根据及应用. 地下工程，Vol.11（2）,1982

123. 刘维宁. 逆问题的信息理论及其在岩土工程中的应用[M]. 西南交通大学博士学位论文，1991

124. 朱维申，王可钧，朱家桥. 二滩电站厂房三维有限元分析及围岩变形观测反分析. 岩土力学，Vol.9（3）,1988

125. 刘维倩，黄光远. 岩土工程中的位移反分析法. 计算结构力学及其应用，Vol.12(1), 1995：93-101

126. 刘迎曦，王登刚等. 材料物性参数识别的梯度正则化方法. 计算结构力学报，Vol.17(1)，2000：69-75

127. 黄光远等. 反问题与计算力学. 计算结构力学及其应用，Vol.10（3），1993：302-306

128. 王仁. 力学的反演、反演的力学. 力学与实践，Vol.22（1），2000：71-74

129. 黄宏伟，孙钧. 基于 Bayesian 广义参数反分析. 岩石力学与工程学报，Vol.13（3），1994：219-228

130. 邓建辉，丰定祥等. 多介质边坡弹性模量位移反分析模型与优化算法. 岩土工程学报，Vol.19（3），1997：22-27

131. 杨林德. 初始地应力位移反分析的有限元法，同济大学学报，1985（4）：69-77

132. 王银芝，李云鹏. 地下工程位移反分析法及程序[M]. 西安：陕西科学技术出版社，1993

133. 卞定祥，谷先荣. 关于地下工程有限元分析中初始应力场的假定. 地下工程，1982（2）：20-27

134. 郭怀志，马启超. 岩体初始应力场的分析方法. 岩土工程学报，Vol.5(3)，1983：64-75

135. 樊艳春. 计算智能与力学反问题中的若干问题. 力学进展，Vol.30(3)，2000：321-331

136. 刘维宁. 岩土工程中反分析方法的信息论研究. 岩石力学与工程学报，Vol.12(3)，1993

137. 孙钧，黄信. 岩石力学参数弹塑性反演问题的优化方法. 岩石力学与工程学报，Vol.11(3)，1992

138. 杨志法. 关于岩石力学当前发展战略的一些看法. 岩土工程学报，Vol.16(1)，1994：112-113

139. 杨志法，熊顺成. 关于位移反分析的某些考虑. 岩石力学与工程学报，Vol.14(1)，1995：11-16

140. 朱伯芳. 岩体初始地应力反分析. 水利学报，1994（10）：30-35

141. 周德培. 软岩高边坡工程的信息施工. 岩石力学与工程学报，Vol.18(4)，1999

142. 冯夏庭，张治强. 位移反分析的进化神经网络方法研究. 岩石力学与工程学报，Vol.18(5)，1999

143. 李宁，尹森喜. 边坡安全监测的仿真反分析. 岩石力学与工程学报，Vol.15(1)，1996：9-18

144. 吕爱钟. 地下巷道弹性位移反分析各种优化方法的探讨. 岩土力学，Vol.17(2),1996：29-34

145. 吴中如，顾冲时. 大坝原型反分析及其应用[M]. 江苏科学技术出版社，2000

146. 二滩水电开发有限责任公司. 岩土工程安全监测手册 [M]. 中国水利水电出版社，1999

147. 李迪. 岩石边（滑）坡安全监测实践. 大坝观测与土工测试，1999（5）：3-12

148. 李迪，马水山. 岩体边（滑）坡深部位移曲线解释和稳定性判识. 岩石力学，1994（3）：1-11

149. 李志晔，喻军华，邹道勤等. 某公路高边坡现场监测与分析. 东北公路（已录用）

150. 罗云等. 灾害投资效益评价及最优化. 灾害学，Vol.3,1989

151. 罗云，陆念石，李平. 减灾活动与社会经济协调发展的哲学思考. 灾害学，Vol.7(2),1992:84-87

152. 罗云等. 防灾工程的价值及效益分析一灾害经济特性研究. 中国地质灾害与防治学报，Vol.2(4),1991:66-71

153. 张显东，毛永安. 灾害防御工程的费用和效益问题浅析. 灾害学 Vol.11(2),1996:1-4

154. 朱维申，何满朝. 复杂条件下围岩稳定性与岩体动态施工力学[M]. 科学出版社，1995

155. 付超. 岩质高边坡开挖与支护分析. 浙江大学硕士学位论文，2002

156. 喻军华，张立翔. 混凝土强度均值和变异系数对重力坝可靠度的影响分析. 强度与环境，2001（1）：15-19

157. 张倬元，周维垣. 岩石高边坡的变形与稳定[M]. 中国水利水电出版社，1999

158. 中国岩土锚固工程协会. 岩土锚固工程技术[M]. 人民交通出版社，1998

159. Denn,M.M.. Optimization by Variational Methods. McGraw-Hill, New York, 1969

160. More,J.J. and Wright, S.J. Optimization Software Guide. Siam, Philadelphia, P.13,1993

161. Schweizerhof, K.H. and Wriggers, P. Consistent linearization for path following methods in nonlinear FE anlysis. Computer methods in applied mechanics and engineering, Vol.59, 986, pp:261-279

162. 晏石林，黄玉盈，陈传尧. 非贯通节理岩体等效模型与弹性参数确定. 华中科技大学学报，Vol.29(6), 2001:64-67

163. 周维垣，杨延毅. 节理岩体力学参数取值研究. 岩土工程学报，Vol.14(5):1－11,1992

164. 尤春安. 全长粘结式锚杆的受力分析. 岩石力学与工程学报，2000，Vol.19（3）：339－341

165. 朱浮声，郑颖天. 全长粘结式锚杆的加固作用分析. 岩石力学与工程学报，1996，Vol.15（4）：333－337

166. 朱维申，张玉军. 系统锚杆对三峡船闸高边坡岩体加固作用的块体相似模型试验研究. 岩土力学，Vol.17（2）,1997：1-6

167. 蒋忠信. 拉力型锚索锚固段剪应力分布的高斯曲线模式. 岩土工程学报，2001，Vol.23（6）:659-662

168. 郑全羽. 拉力型土锚最优长度及最大极限承载力的确定. 西部探矿工程，2000（2）：27-28

169. 王敏强，许原：有限元分析中开挖释放荷载计算的讨论．武汉大学学报（工学版），2001，34（1）：56-59

170. 王贵，殷宗泽．有限元计算深开挖中挖方等效荷载的分析．河海大学学报，1998，26（5）：71-74

171. 崇青．有限元分析中开挖释放荷载的正确计算．河海大学学报，1999，27（3）：112-115

172. 高俊合，赵维炳，李兴文．深开挖有限元分析中释放荷载模拟．河海大学学报，1999，27（1）：47-52

173. Ghaboussi, J.P. and Pecknold,D.A. Incremental finite analysis of geometrically altered structures. Int. J. for Number. Methods in Engrg.,Vol.20,1984,pp:2051-2064

174. Ou, C. Y., Chiou D C, Wu T S. Three-dimension finite element analysis of deep excavation. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(5):337-345

175. Goodman L E, Brown C B. Dead load stress and instability of slopes. Soil Mech. Found Div, ASCE, Vol.89(3) ,1963

176. Clough, C.Y., Duncan, J.M. Analysis of soil movement around a deep excavation. J. Soil Conditions, Geotechnique, Vol.16(3),1966,pp:209-219

177. Chandrasekaran, V.S., King, G.J. Simulation of excavation using finite element. Journal of Geotechnical Engineering Division. 1974.100(GT9),pp:1086-1089

178. Mana, A.I., Clough, C.W. Prediction of movement for braced cuts in clay. J. Geotechnical Engrg Division, Vol.107,1981,pp:759-778

179. 曹伍富，卫道毅．煤巷锚杆支护技术综述．矿业科学技术，1998（3）：28-30

180. 岩土工程勘察规范（GBJ 50021-94），中华人民共和国国家标准，1994

181. 汪树玉，杨德铨，刘国华，张科锋．优化原理、方法与工程应用[M]．浙江大学出版社，1991

182. 徐兴，郭乙木，沈永兴．非线性有限元及程序设计[M]．浙江大学出版社，1993

183. 昆明理工大学水利水电工程系．二滩水电站地下厂房洞室群模拟开挖过程的三维非线形有限元分析[研究报告]，2000 年 8 月

184. 昆明理工大学建工学院．云南水库边坡稳定性分析[研究报告]，2002 年 10 月

185. 朱伯芳．结构优化原理与应用[M]．水利电力出版社，1984

186. 钱家欢，殷宗泽．土工原理与计算（第二版）[M]．中国水利水电出版社，1996

187. 陆明万，罗学富．弹性理论基础[M]．清华大学出版社，1990

致　谢

衷心感谢导师金伟良教授给予我的悉心指导。他渊博的学识、敏锐的科学洞察力以及严谨的治学使我受益非浅。导师学术活动和公务十分繁忙，但仍认真指导我论文的工作，审阅和修改论文的初稿和修改稿。在三年的学习中，导师不仅在学习给予了我很多指导，还在生活中给予我关心和帮助，这一切都使我难以忘怀，终生铭记。在论文完稿之际，我要衷心感谢金老师并向他表示深深的敬意。

我还要深深感谢导师岑岳全教授。在他的指导下，我顺利地完成了现场的试验测试，并很快地对这一领域有了较为全面的认识，使我有机会补上现场人员所必备的这一个环节。在此谨表示我深深的谢意。

衷心感谢结构教研室的各位老师在工作和生活中对我的关心和帮助。特别要感谢邹道勤老师、李海波老师和张爱晖老师，感谢他们对本文的热心指导和帮助。

衷心感谢昆明理工大学的张立翔教授，他为我课题和论文中遇到的问题给予了悉心的指导和帮助。

在课题的研究过程中，与付超硕士、廖作才硕士、李志峰硕士和张林峰硕士精诚合作，并结下了深厚的友谊，在此对他们深表谢意。在工作和生活中得到了徐铃彪博士、曲晨博士、龚顺风博士、宋志刚博士、张先竹博士、叶甲淳博士、张恩勇博士、于弋硕士、孙容硕士等人的帮助，也得到了赵羽习博士后、张燕坤博士后的帮助，在此一并表示感谢。

难忘在球场上与张治宇博士、宋剑博士、苏石川博士、罗宏硕士、陈驹锐士等人相处的日子，我将珍惜这份难得的友谊，并将在我的心中留下美好的回忆。也难忘和严细水、毛玉如、孙伟等同学一起学习和生活的日子。

衷心感谢我的好友王宋琦、江政明和周飞等人，他们对我的学习和生活提供了无私的关心和帮助。

感谢所有我一时未想起来的帮助过我的人们。

最后，最深深的谢意要送给生我养我为我操了一辈子心的父母，他们的教诲将伴我一生。谢谢我妻子罗娟，她的鼓励和生活上对我的照顾使我安心于学习。温暖的亲情是使我至今在学习上今后在工作中不断取得进步的永恒动力。

喻军华

2003年1月于求是园