

# 岩质边坡稳定性的试验 研究与计算方法

中国科学院武汉岩体土力学研究所 编著

科学出版社

1981年5月北京

43  
2

# 岩质边坡稳定性的试验研究与 计算方法

中国科学院武汉岩体土力学研究所 编著

科学出版社

1981

## 内 容 简 介

本书是岩质边坡稳定性研究的总结。考虑了复杂的地质介质的非均匀性、非连续性、各向异性及流变性等重要影响,以近代岩体力学的原理和方法为基础讨论了影响岩质边坡稳定性的各种因素,介绍了有关现场和室内确定岩体物理力学性质和结构特性的试验研究方法,综合并提供了岩质边坡稳定性的各种计算分析方法。

本书可供从事岩体力学、工程地质学研究人员以及大专院校的有关专业师生参考。

## 岩质边坡稳定性的试验研究与 计算方法

中国科学院武汉岩体土力学研究所 编著  
责任编辑 周文辅

科学出版社出版  
北京朝阳门内大街137号

中国科学院印刷厂印刷

新华书店北京发行所发行 各地新华书店经售

\*

1981年10月第 一 版 开本: 787×1092 1/16  
1981年10月第一次印刷 印张: 10  
印数: 0001—2,500 字数: 228,000

统一书号: 13031·1714  
本社书号: 2341·13—14

定价: 1.60 元

## 前 言

岩质边坡稳定性的研究工作是岩体力学重要研究课题之一。随着采矿、水利、建筑、交通、国防建设工程的迅速发展,提出了大量的亟待解决的岩体力学课题。我所自一九六三年起,在陈宗基先生的指导下,曾先后与有关岩体力学研究部门共同进行了一些岩质边坡稳定性的研究工作,在现场开展了一系列的测试,有些现场测试工作在我国也是较早的,这些研究对岩体力学的发展起到了积极推动作用。由于岩体力学是一门新兴的学科,研究对象是具有许多间断界面的复杂介质面而有别于一般的连续介质,岩体本身又具有弹性、塑性、流变性、各向异性、非均质性等,加之在工程问题中影响其力学性质的因素很多,荷载和边界条件又十分复杂。因此,对有关岩质边坡稳定性的破坏机理和规律尚未得到足够的认识,所采用的研究方法和分析计算方法还有待进一步完善。为总结其经验,于一九七〇年开始编写本书。但是,由于多方面的原因,迟迟未能完成。时隔多年,岩体力学发展较快,有些资料已显得有些陈旧,我们又重新对原稿进行了修改和补充,力求能反映目前的研究状况,编写成《岩质边坡稳定性的试验研究与计算方法》一书。

本书共分五章,重点叙述试验方法与分析计算,最后以一个工程实例加以综合说明。本书突出强调了岩质边坡稳定性及其破坏机理主要取决于岩体的结构形态及其与边坡的相对空间方位,边坡岩体中的应力分布和岩体强度、变形特性及其相互关系等,为了进行定量的分析计算,通过现场实测求得各种参数。这些试验工作大多是我所在工作中所采用的方法,也适当介绍了一部分国内外的先进方法。在试验中提出了要考虑强度的时间因素,即长期强度,并开展了地应力的测量,这些都是值得重视的问题。在分析计算中尽量建立与实际相符的模型,其中也进行了有限单元法非线性计算。

本书主要是总结我所研究工作中所涉及的有关大型露天矿坚硬岩体的边坡工程为依据,引进了一些近代的分析方法,对于目前有些部门在某种情况下还在应用的方法也进行了简要的评述,对路堑边坡和天然斜坡的研究和评价没有进行专门介绍,至于岩质边坡的工程处理和长期观测工作,由于我们缺乏实践,仅作一般概略介绍。由于我们对国内外的情况了解不多,水平有限,书中难免有这样那样的错误和不妥之处,敬希读者批评指正。

1979年9月

# 目 录

|                                      |     |
|--------------------------------------|-----|
| 前言 .....                             | iii |
| 第一章 绪论 .....                         | 1   |
| 一、边坡稳定性研究的意义与目的 .....                | 1   |
| 二、边坡稳定性研究概况 .....                    | 2   |
| 第二章 边坡岩体稳定性的基本概念 .....               | 7   |
| 一、边坡岩体的力学状态及其工程意义 .....              | 7   |
| 二、边坡岩体稳定性的基本概念 .....                 | 10  |
| 三、影响岩质边坡稳定性的基本因素 .....               | 16  |
| 四、边坡岩体稳定性研究工作的基本步骤 .....             | 26  |
| 第三章 边坡岩体稳定性研究中的试验方法与测试技术 .....       | 30  |
| 一、边坡岩体强度特性和变形特性试验研究 .....            | 30  |
| 二、边坡岩体中地应力的试验研究 .....                | 52  |
| 三、爆破动力参数的实测和地震动力反应的模拟测量 .....        | 70  |
| 四、边坡岩体稳定性研究中的实验室研究 .....             | 75  |
| 第四章 边坡岩体稳定性分析的计算方法 .....             | 87  |
| 一、边坡岩体稳定性分析几种习惯用的方法简介 .....          | 87  |
| 二、平面课题的极限平衡解析法(一) .....              | 94  |
| 三、平面课题的极限平衡解析法(二) .....              | 99  |
| 四、平面课题的极限平衡图解法 .....                 | 108 |
| 五、楔形四面体极限平衡分析法 .....                 | 111 |
| 六、五面体极限平衡分析法 .....                   | 115 |
| 七、边坡岩体应力和变形状态的有限单元法分析 .....          | 118 |
| 八、有限单元法用于边坡工程的算例 .....               | 131 |
| 九、实体比例投影分析法 .....                    | 139 |
| 十、影响边坡稳定分析计算中的一些因素与许用稳定安全系数的确定 ..... | 140 |
| 第五章 岩质边坡稳定性研究工程实例介绍 .....            | 146 |
| 参考文献 .....                           | 154 |

# 第一章 绪 论

## 一、边坡稳定性研究的意义与目的

随着国民经济的发展,矿山开采,交通运输,水利建设和国防工程等建设工程中所遇到的岩质边坡稳定性问题也相应地增多。为了使采掘工业适应经济建设高速度发展的需要,新的大型露天矿山不断开发,原有矿山露天采场逐年加深,使边坡岩体稳定性问题更为突出。由于工程的需要,往往在一定程度上破坏或扰动原来较为稳定的岩体而形成新的人工边坡,因而普遍地存在着边坡角的问题需要解决。显然,从安全观点出发,要求边坡角越小越安全,但从经济方面看,却要求边坡具有较大的角度。因此,正确地确定在新的条件下的边坡角及其稳定性,使工程建设符合安全经济和合理原则,是十分重要的。

近十几年来,随着社会生产发展的要求和科学技术的进步,优先考虑露天开采方法已成为发展采矿工业的主要原因之一。事实上,在采矿工业中露天开采所占的比重在迅速地增加,露天矿的开采深度也越来越深。例如我国某大型露天矿山,设计开采深度达 600 多米,因而出现了相应深度的高边坡,这种高边坡的角度在设计中即使比合理的边坡角缓 1 度,也会造成时间和经济上的巨大浪费。假定以一个长为 1500 米、宽 1200 米、深 300 米的中型露天矿场为例,若边坡角从 30 度这个基数改变 1 度时,相应的剥离废石量就有 2000 万吨。例如,我国某大型露天矿,根据试验研究成果,调整有关采场设计后,不但安全上比以前更加可靠,而且还能在减少废石剥离的情况下,达到了多采矿石的经济效果,为国家节省大量投资。相反,有些矿山或其它工程,由于设计不合理而造成边坡岩体移动和破坏,造成了干扰矿山正常生产和工程建设的顺利进行,给人民生命财产带来巨大的损失,这种事例,在国内外都大量存在。过去我国有些露天矿山由于不重视科学研究,盲目采用不合理的设计规范而造成巨大的浪费现象是惊人的。例如,我国某大型铁矿,由于采用的边坡角与实际情况出入较大,因此从 1958 年投产至 1960 年仅两年间就出现边坡台阶滑动的不稳定现象,直至最近都发生过规模大小不一的边坡滑动事故。又如某露天煤矿,于 1936 年曾发生边坡滑动事故,而当时露天采场深度仅 80 米左右,1945 年南帮又发生了滑坡,并切断了东西提升机间的运输线路,损失很大。后来在 1952 年至 1964 年间不仅在南帮地区先后发生规模大小不等的几次滑坡,而且西帮、西北帮和东南帮也都发生过滑坡事故。水利工程、公路、铁路的修建在施工和使用期间都有过不少滑坡事故发生。自然边坡的破坏有时也造成重大损失,例如我国某地发生的一次大滑坡,规模是相当巨大的,其滑落高度约 1000 米,水平长度约 6—7 公里,宽约 2 公里,滑落面积约 12 平方公里,滑坡堆积物在  $180 \times 10^6$  立方米以上。

国外边坡破坏事故也很频繁,所造成的损失也是十分严重。如加拿大,1903 年阿尔伯达州的龟山发生了巨大的滑坡,伤亡人数达 70 余人,毁坏了不少财产,淹没了铁路长达 2300 米。在意大利,1963 年瓦依昂拱坝左岸的岩质边坡发生破坏,约有  $200-300 \times 10^6$

立方米的岩石沿斜坡滑动,造成 3000 多人死亡的重大事故。在美国怀俄明州的格罗斯凡特大滑坡也在一个河谷内造成一座长 2.4 公里顶宽 300 米高约 54 米的堆积体,总方量约  $38 \times 10^6$  立方米。

上述种种事例,不难看出由于边坡的不合理设计,严重造成时间上和经济上的不应有的损失,由于边坡发生破坏而造成交通中断、生产停顿、江河堵塞,建筑物被毁坏,使人民的生命财产遭受极其严重的损失。

为了减少和消灭各种滑坡事故的发生,必须加强科学研究工作。对于具体的工程设计,要求保证在安全可靠的前提下求得经济 and 适用,同时,施工上必须尽可能采用先进的施工技术方法,以确保和提高施工质量。而边坡岩体稳定性试验研究的目的,就是为设计和施工部门正确解决安全、经济和适用三者之间的关系提供科学的依据。具体地说就是:第一结合工程实际,提出各种不同情况下安全可靠和经济合理的边坡角;第二对已经发生边坡破坏的工程地段查明原因,建议或指出处理原则和处理意见;第三预报滑坡可能发生的时间、具体位置和规模。为了达到上述目的,必须与设计、施工和生产部门紧密结合,进行综合的试验研究。

## 二、边坡稳定性研究概况

岩质边坡稳定性问题是岩体力学研究的重要内容之一。作为岩体力学的一个重要组成部分,其出现和发展与人类工程活动的迫切需要和有关学科的迅速发展紧密相关。

岩体力学作为一门独立的学科,其历史是较短的。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基本形成工程力学的新分支以后,岩体力学才逐步发展起来。综观国际岩体力学发展过程,大致经历了三个阶段。

岩体力学发展初期,在研究岩体力学问题时,基本上采用了以材料力学和简单的均质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分析方法被应用于岩质边坡稳定性问题的研究。在这个时期,边坡稳定性的计算分析方法,其半经验半理论性质及假定滑动面具有某一固定位置和形状为其显著特点。例如,1773 年的库仑 (Coulomb) 理论,1820 年法兰西斯 (Fransais) 和 1866 年库尔曼 (Culman) 的平面滑动面的分析方法,1916 年彼得森 (Pettersen) 的只考虑摩擦力不考虑粘聚力的圆柱滑动面的分析方法,1922 年瑞典国家委员会发表的并在以后为费勒纽斯 (Fellenius) 和太沙基 (Terzaghi) 等人发展了近似圆弧滑动面的分析方法,1926 年费勒纽斯的以同时考虑摩擦力和粘聚力及边坡土体条分为基本内容的著名的瑞典圆弧稳定分析法以及由费勒纽斯和泰勒 (Taylor) 等人的摩擦圆法为代表的图表解析法等等,均为当时世界各国所普遍采用。

这些土质边坡稳定性计算分析方法,在力学原理上是粗浅的,同时,以一种极其简单的概念作出的基本假定也是脱离土体物理力学过程实际情况的。显然,在当时土质边坡工程因此而失事者屡见不鲜。虽然如此,由于当时科学水平发展的限制和人类工程活动规模较小,这些计算分析方法,仍然普遍应用于岩质边坡稳定性问题的研究中。另外,在这个阶段,有少数人开始开展了一些岩石力学工作,例如海姆 (Heim, 1878 年)、施拉夫尔 (Schrafl, 1920 年)、施米特 (Schmidt, 1925 年) 和芬纳 (Fenner, 1938 年) 等,从各方面为岩石力学积累了一定的实践经验和理论资料。

岩体力学在二十世纪四十年代开始进入重要的发展阶段。由于第二次世界大战后世界各国水利、交通和建筑等工程的大量兴建,以及五十年代采矿事业的迅速发展,提出了大量的岩石力学研究课题,其中矿山边坡,路基路堑边坡,大坝坝肩和河谷岸坡等人工和自然的岩质边坡稳定性问题也急待解决,在吸取了前阶段应用土力学原理和方法于岩质边坡工程所产生的不良效果的基础上,以及有关数学力学科学的一定发展,人们普遍认识到系统开展岩石力学研究的重要性,同时也使人们感到有必要和有可能引进一些较新的理论和方法。在这个阶段中,斯体尼(Stini)、米勒(Müller)、罗卡(Rocha)、杰格尔(Jaeger)、塔洛布尔(Talober)、萨乌斯多维奇(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。

这个阶段,是以均质体弹塑性理论和极限平衡理论的普遍应用,均质体光弹试验和模拟材料模型试验的开展,以及室内小块岩石的物理力学试验大量进行为其主要特点。在这一阶段中,岩质边坡稳定性问题相对于其它岩石力学课题的研究显得较差。

1954年索柯洛夫斯基(Соколовский)根据松散介质极限平衡原理提出的边坡稳定性的数学计算方法,有别于已往的任何方法而向前迈进了一步,引起了普遍的重视。在岩质边坡稳定性问题的研究中也得到较多的应用。这种方法是以前通过严格的数学推导来解决边坡在极限状态时坡面和滑动面的形状和位置为其主要内容。由于其计算工作比较复杂和繁重,实际应用也有一定的限制,因此,木欣(Мухим)、斯拉戈维奇(Срагович)、戈鲁什克维奇(Голушкевич)和费先科(Фисенко)等在原有基础上进行了一定的简化,以方便应用。但是,这种方法所根据的原理严重地脱离了岩体的结构特点和力学状态,其计算结果与岩质边坡的实际滑动面不相符合,从而显露出其严重缺陷。

与此同时,费先科考虑了岩体中软弱结构面对滑动面的控制作用和根据松散介质极限平衡原理提出了一套岩质边坡稳定性的计算分析方法,在研究和解决矿山边坡稳定性问题中得到一定的应用。但是,此法中采用了不够合理的静力学条分法,从而使其计算分析结果也往往与实际情况的差别较大。

当在岩质边坡稳定性的研究工作中,其计算分析方法存在着一定的困难和问题的时候,岩质边坡稳定性的光弹性试验和相似材料模拟试验则得到一定的重视。虽然所依据的试验原理不完全符合岩质边坡中的岩体结构特性和力学状态,但是,仍然取得了一定的直观的和定性或半定量的效果。

岩石力学在二十世纪六十年代已经形成了一门独立的工程力学新学科,并正在全面地、深入地向发展。

1959年法国马尔帕塞坝左岸坝肩岩体沿着倾斜软弱面滑动崩出,使全坝崩溃。1963年意大利瓦扬坝坝址上游左岸有大于库容量的岸边岩体突然下坍,使洪波溢过坝顶。1970年法国河西高原发生宽约2000米的大型岩崩等,都造成了巨大的损失。

六十年代以后,采矿、水利、交通和建筑等工程建设更加蓬勃开展,所形成的矿山边坡,大坝坝肩和水库岸坡、铁路和公路的傍山斜坡等其规模之大,数量之多,条件之复杂均是空前的。法国塔洛布尔于1957年、1958年先后编著的《岩石力学》和《岩石力学在土木工程中的应用》两书正式出版,较系统地阐述了岩石力学研究的理论、方法和重要意义。前述这些因岩体失稳而造成的严重事故以及工程建设中出现的重大的岩质边坡稳定性问题和岩石力学专著的出版等,进一步促使世界各国认识到岩体力学研究的重要性以及对

岩质边坡稳定性问题研究的迫切要求。

因此,为了解决工程实践中出现的岩石力学问题和促进岩石力学的进一步发展,全面地、深入地开展了将岩体视为粘弹性、弹塑性或具有裂缝的脆性介质等方面的研究,岩体的非均匀性,各向异性和非连续性的研究,岩体的流变特性及其它时间效应的研究,岩体的应力应变关系和破坏机制的研究,岩体的非连续介质力学的研究,利用物探、红外线、电磁波等方法开展原地深部岩体和工程扰动区岩体的变形特性和应力状态的测试研究,利用大面积高加荷能力设备开展了现场岩体力学试验研究,利用遥测技术进行现场岩体的变形、位移特征的测试研究以及引进了以快速电子计算机技术为基础的有限单元法进行岩体力学的计算分析等等,这一切都标志着岩体力学进入了全面、深入的崭新的发展阶段。这些岩体力学问题的研究和测试技术的应用,促使了岩质边坡稳定性以及其它岩体力学问题等得到更有效的解决。

国际性的和世界各国的有关岩体力学组织及岩体力学学术活动,对岩质边坡稳定性问题的研究均给予一定的重视。由葡萄牙罗卡发起的世界规模最大的岩石力学组织,曾于1966年、1970年、1974年分别在里斯本、贝尔格莱德和美国的丹佛召开了三次国际性岩石力学大会,分别以“天然边坡和开挖边坡”,“斜坡稳定”及“地表工程”等专题对岩质边坡稳定性有关问题进行了学术交流和讨论。1962年在奥地利萨尔斯堡成立了“国际岩石力学学会”,在其成立前后召开过多次国际岩石力学讨论会,宣读过不少有关岩质边坡稳定性问题方面的论文。例如属于这个学会的比较重视地质因素学者奥地利学派的米勒,1961年10月在萨尔斯堡召开的“岩石力学第十二次讨论会”上宣读的《关于平行表面的裂隙的形成》论文,就对河谷岸坡岩体应力和平行于岸边的裂隙的形成进行了较详细地讨论。世界大坝会议及各种国际性的工程或学科的有关专门会议,也发表过不少有关岩质边坡稳定性问题的研究资料和论文。另外,在奥地利、葡萄牙、法国、南斯拉夫、美国、苏联、日本、加拿大以及世界其他各国的有关岩石力学研究机构和大专院校,针对本国特点开展了有关岩质边坡稳定性问题的研究和教学,并取得了一定的成绩。

从上述有关会议提出的论文和世界各国有关机构研究的内容可以看出,自六十年代以后,岩质边坡稳定性问题的研究基础理论和方法途径等均有着较大进展。在岩质边坡稳定性的计算分析方面,基本上沿着两种途径进行。一种是以极限平衡理论为基础,考虑岩体中断裂结构面控制因素,利用图解法或数学计算分析法,最后求得“安全系数”或类似“安全系数”的概念来进行岩质边坡稳定性的定量评价,如太沙基1962年的《陡坡的稳定》论文中提出的《临界边坡理论》,约翰(K. W. John)1970年的《节理岩石边坡的三维稳定性分析》论文中提出的“以刚体极限平衡理论为基础的半球体图解计算分析法”以及当前普遍采用的本书所专题介绍的几种分析计算方法等。另一种途径则是以有限单元法近似地分析计算边坡岩体的变形特征和应力状态。这是一种目前公认的比较先进和有前途的计算分析方法。当前还正在进一步探讨一个有别于“安全系数”的定量评价准则以及岩体作为弹塑性介质、流变介质和具有更复杂的多裂隙复合介质等的计算模型及模拟方法的研究,以促使其更加完善。有关岩质边坡稳定性的有限单元法将在本书中专题介绍。另外,利用物探原理进行潜在滑动面的探测,利用应力解除法等进行坡体应力状态的测试以及开展了锚固、灌浆及其它物理化学和工程力学等的防治处理措施的研究等等。以上各种研究的特点和概况,显示了本阶段岩质边坡稳定性问题研究的新进展。但是,由于边坡

岩体的基本力学特性、坡体的力学状态和应力特征等研究得不够,因此,给计算分析等技术均带来一定的困难,因而目前通过各种计算分析方法所得到的结果与实际情况均有一定的差异,还必须大力研究和向前发展。

我国的岩体力学研究工作,解放后才有了蓬勃发展。尤其在采矿、水利、交通、建筑和国防等社会主义工程建设上日新月异,提出了大量的岩质边坡稳定性等岩体力学课题急需研究解决。数学、力学和地质学以及近代测试、数值计算等技术的进展,推动了我国岩体力学工作不断前进。伟大的毛泽东思想、优越的社会主义制度,促使我国岩体力学工作的迅速发展,从而为迎头赶上和超过世界先进水平提供了有力保证。

我国的岩体力学,现阶段在基础理论研究和工程实际应用中均有较大的发展。在以地质力学为方向的岩体力学,偏重数学力学测试计算的岩体力学和偏重施工防治处理措施研究的岩体力学等三方面均取得了较大成绩。静力学和动力学,工程岩体稳定性和区域岩体稳定性(包括地震)等课题的同时开展,宏观和微观,物理力学和物理化学,测试和分析计算等的相互结合,表征了我国岩体力学进入了一个全面、深入地发展阶段,这些均为岩质边坡稳定性研究奠定了坚实基础。

岩体工程地质力学,是以地质力学和岩体力学相结合为其理论基础,以研究和解决与工程建设有关的岩体稳定性问题的学科。按岩体工程地质力学的观点进行岩质边坡稳定性问题的研究时,主要是抓住岩体的结构面和结构体,采用我国杰出科学家李四光所开创的先进的地质力学原理和改进了的赤平投影方法等进行岩质边坡稳定性的定性定量分析。目前,某些有关单位在已有基础上,正在更深入地开展有关分析计算方法和定量评价准则等方面的研究,这是一种有别于世界各国常用方法和有发展前途的新方法。

由于我国露天矿山较多,采深较大,因而在与露天矿岩质边坡的滑坡、崩塌等斗争的实践中,积累了一套岩质边坡稳定性的分析评价方法。其主要内容是利用地质力学方法鉴定出控制性结构面,以力学观点分析结构面产状与边坡面产状之间的关系,确定可能的滑动面,采用平面课题的极限平衡理论以图解或数学分析对有可能的滑动面进行试算,求得具有最小稳定系数的滑动面,从而进行岩质边坡稳定性的评价。在我国几个大中型露天矿运用,效果良好,目前在其他工程中也经常采用。

工程实践表明,岩质边坡稳定性问题一般是属于三维课题。多种形状的滑动楔体往往是沿着两个或两个以上不同产状的结构面滑动,并分别具有线性滑动,非线性滑动,旋转滑动或倾覆等复杂的运动状态。波尔丁(Paulding)、杰格尔和霍克(Hock)等人以极限平衡理论为基础,提出了主要是针对四面楔形体的线性滑动的分析方法和解析方法。

非线性滑动的五面体极限平衡分析法,是在研究我国露天矿岩质边坡稳定性问题中,针对实际情况提出的。其主要内容是利用地质力学方法确定可能滑动的结构面组合类型,也即确定可能滑动的楔体的形状和尺寸,通过分析计算确定具有最小抗滑稳定安全系数的楔体的尺寸大小,从而进行岩质边坡稳定性评价。在用于其它几何条件相类似的五面体的非线性滑动体时,可参照这种方法提供的基本原理和分析计算程序的原则,根据实际情况作出具体分析。

在工程实践基础上,我们提出了与江布(Janbu)、摩根斯顿(Morgenstern)等人相似的岩质边坡稳定性数值解析方法,并根据实践经验,提出了计算稳定安全度指标的两种基本方法。从而使其结果具有较符合客观实际的效果。

岩体力学研究中,引进了以电子计算机快速计算为基础的有限单元法,标志着岩体力学计算分析技术向前迈进了一大步。根据理论研究和实践经验,我们对岩体稳定性有关问题编制了有限单元法分析计算程序。按照我们编制的岩质边坡稳定性问题的有限单元法分析计算程序,对某工程岩质边坡稳定性问题进行了分析计算,对问题的解决得到较好的效果,并提出了一些新的内容。目前有限单元法在岩体力学问题的研究中,已得到我国有关部门的普遍重视和采用。

客观存在的地应力,对岩质边坡稳定性的直接影响和具体作用,正在引起世界各国的重视。我国在某些大中型有关岩质边坡工程建设中明显地存在地应力的作用问题,采用了地质力学和其它的分析计算方法以及有关地应力测试技术等进行的综合研究取得了良好的效果。

在进行岩质边坡稳定性问题研究中,我国普遍开展了有关的现场和室内的力学试验,现场物探和爆震试验,地应力测量,利用钻孔测定岩体的变形参数,光弹和相似材料的模拟试验,以及边坡岩体的长期强度和流变特性的试验研究,具有软弱夹层或多组裂隙时岩体的应力状态和破坏规律运用一定的计算模型研究等等,均取得了较大成绩。对于岩质边坡稳定性的防治处理措施以及有关防治加固材料的试验研究也取得了一定进展。

由于党和国家的重视,在中国科学院和各产业部门的有关研究单位以及有关生产单位,或设置了边坡稳定性问题的专门研究机构,或开展了边坡稳定性问题的专题研究。在地质、水电、交通、采矿和建筑等大专院校开设的有关岩体力学课程中,对岩质边坡稳定性问题也有专述。解放以后,多次召开了全国性和地区性的边坡问题的专业会议,在其它有关的学术会议上也宣读过不少的有关论文。以上所述,显示了我国岩体力学及岩质边坡稳定性问题的研究具有了一定的理论基础和较丰富的实践经验,在社会主义建设中起到较大的作用。

## 第二章 边坡岩体稳定性的基本概念

### 一、边坡岩体的力学状态及其工程意义

岩体在它形成的过程中及以后的存在年代里,经受着自重应力、地质构造应力、地震应力、温度应力以及有关物理化学作用所引起的应力等,反复交错和历史性的作用。而且这些应力在长期的地质历史年代中,因环境条件的变化而产生更动。因此,即使那些未受人类活动干扰的岩体,其内部也已经存在着一个相当复杂的初始应力状态。由于一定形状的人工边坡的形成,破坏了岩体原来处于相对平衡和相对稳定的状态,从而进一步增加了边坡岩体的物理力学状态的复杂性。也就是说,除了初始应力场之外,还有一个工程活动所形成的二次应力场的重叠、干扰和调整问题,利用 $\sigma$ - $\tau$ 坐标中的莫尔应力圆和相应的强度准则,对上述情况作一简单的分析,可以初步说明其形成特点和演变规律。

假定在二维情况下岩体处于初始应力状态时, $h$ 深度的某点 $A$ 的应力为 $\sigma_1$ 和 $\sigma_2$ 图2.1a,则在 $\sigma$ - $\tau$ 坐标中,相应的应力圆如图2.1b所示。其中 $\sigma_1 > \sigma_2$ (或 $\sigma_1 < \sigma_2$ ),如地层岩体的强度曲线为I,显然,这时的应力状态是不会引起岩体破坏的。然而边坡开挖后,

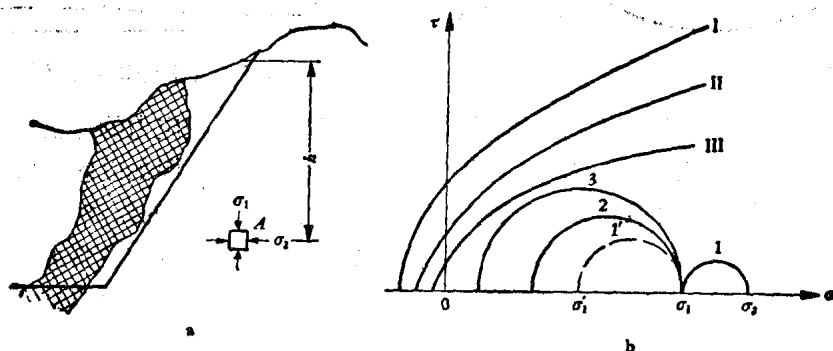


图 2.1 边坡岩体中应力状态的变化

边坡岩体的天然状态就被扰动,岩体中的初始应力状态将重新分布。从图2.1a中可以看到,由于边坡的开挖, $A$ 点的垂直应力 $\sigma_1$ 一般来说变化是不大的,但是水平应力 $\sigma_2$ 则由于受到解除而释放掉原有量值的一部分或大部分。此时 $A$ 点的应力状态变为由应力圆2所示。由于应力释放的不均匀,因此,岩体中结构面将随之发生不均匀的膨胀、张开或错动,这种作用的结果,将主要地导致岩体强度的降低,对于较均质的岩体来说,使强度曲线由I降低到II的位置。岩体膨胀和裂隙的进一步张开、扩大和增生,为地表水的侵入和地下水的渗流创造了有利的条件。此时,地下水在岩体中的机械作用和物理化学作用,将使岩体从结构面附近开始发生风化、溶蚀和交代等作用。这些作用的结果,使岩体的强度进一步的降低,强度曲线可能由II降低到III的位置。节理裂隙中静水或动水的推力,实际上可以看成为一个张力,因此在地下水推力的作用下 $A$ 点的应力状态,将如应力圆3描述的

那样，几乎接近于单向受压状态如图 2.1b。对于大型露天矿的岩质高边坡，这种受力状态，很容易使岩体产生脆性破坏，再加上岩体强度的上述种种削弱，大大地降低了边坡岩体的稳定性。应力状态和强度的这种效应和变化对于靠近边坡坡面附近的岩体影响更为明显。这就是经常观察到高陡岩坡的破坏面往往埋深不大的原因。当然，这种力学状态是随着与离开边坡坡面和坡底等自由面的距离的增大而向坡体内部和深部逐渐得到改善。一般认为，受二次应力状态的扰动所影响到的最大可能范围，在坡底以下大概相当于一倍坡高的深度，而向坡顶后方的影响范围，约为坡高的二倍左右。在这些范围之外，应力分布可被看作未受扰动而仍然处于初始应力状态之中，如图 2.2。当然，这里所圈定的是一个粗略的范围，其实，它与边坡岩体的介质和构造的特征以及边坡的几何形态等都有密切的关系。它的存在要求我们在具体地考虑实际问题时，不仅着重考虑边坡表面附近的情况，而且还要顾及更为广泛的范围。在上述二次应力状态区域内，局部拉应力带的存在是可能的。该拉应力往往出现在坡底和坡肩等部位。此外，岩体的破坏都伴随着体积的变化，因此必须认识到边坡岩体的膨胀和位移的重要性。在有些情况下，它可能是导致边坡岩体发生破坏的根本原因之一。

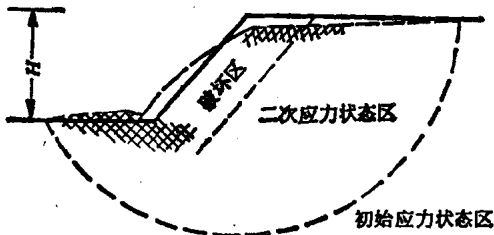


图 2.2 边坡坡体内的主要变形区

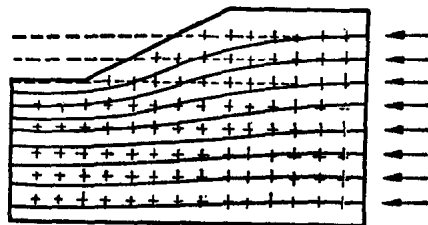


图 2.3 边坡坡体内的应力迹线

矿山开采所引起的边坡岩体的力学状态的变化，不仅表现在应力的释放方面，而且还表现在应力的集中方面。如图 2.3，对于一个均质的各向同性体假如以虚线代表边坡开挖前岩体初始应力场的水平应力的轨迹线，开挖后，由于边界条件的改变而引起了力学状态发生了新的调整，这时在边坡坡脚附近岩体中水平应力轨迹线的密度将大为增加，从而在这一部位引起了很大的应力集中，并导致剪应力的猛增，这对边坡岩体稳定性的影响是很不利的。

边坡开挖过程中，由于原先各部分地下水的流体力学状态和补给、迳流、排泄、储藏等条件不断地发生不同程度的变化，因而使得原先地下水体的特征、结构、形态以及运动的速度、方向和压力等都不可避免地发生相应的调整。这种调整有些可能是在瞬息间就能

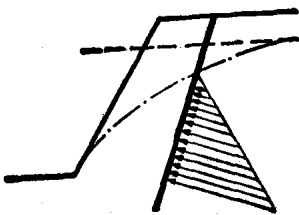


图 2.4 受到阻挡的裂隙水静压力

完成，有些则需要相当长的时间才能趋于完成。在整个调整过程中，由于边坡岩体内部地下水的赋存状态运动特征以及动水压力和静水压力等往往具有各向异性，不均匀性和非连续性等特征，因此在边坡岩体内部将产生一些附加应力。例如裂隙水在岩体中渗透和流动而受到阻挡时，将产生直接的压力，而在边坡岩体中可能形成具有很高数值的裂隙水压力异常区，如图 2.4。而在与此相反的情况下，某些渗透和排泄条件良好的较大的构造断裂却能起到缓和

地下水压力的作用,如图 2.5, 更明显的是边坡开挖形成后,以及边坡岩体中的人工排泄工程将导致地下水流动状态的改变。从图 2.6 中可以看到,合理和有效的排泄方式不仅可以直接改善边坡岩体的力学状态而且对于提高边坡的稳定性方面也是非常有利的。

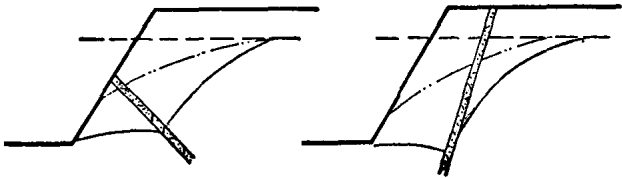


图 2.5 排泄条件良好的断裂对地下径流的影响

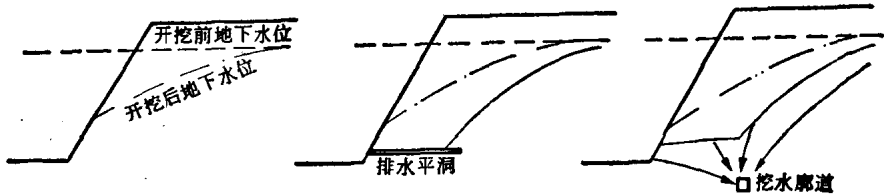


图 2.6 边坡开挖及不同排水方式对地下径流的影响

边坡岩体的结构形态和介质特性与边坡岩体的力学状态是互相依存而又互相制约的。它们经常是边坡岩体稳定性研究的基本内容。因而,无论在学科上还是在工程实践上都具有十分重要的意义。在解决实际问题时,我们应该特别注意的是具体的边坡工程所遇到的岩体,究竟应该按连续介质力学或按非连续介质力学,还是应该按各向异性介质力学或各向同性介质力学来考虑等等。而这些又不仅与岩体结构的绝对块度有关,而且还与这种块度尺寸与工程规模的相对比例有关。因此,从工程角度来看,根据应变状态确定的力学上的均匀或非均匀,连续或非连续,各向同性或各向异性,要比只单纯依据地质调查而从形态上确定的绝对概念更为重要和实用。所以,从技术上有时可以允许把特定工程条件下某些岩体中的应力、应变与研究点的座标间的关系认为是连续地变化着的。这时岩体可以看做连续介质的条件起码是边坡的二次应力区域的尺度要比组成边坡岩体的单元岩块的尺度有足够的大,以致使得由于数学和物理上的不连续,不会明显地引起应力分量和应变分量的间断而破坏力学上的连续性。例如,一个高度为 600 米的大型露天矿山的边坡和一个高度为 6 米的路堑边坡均由线性尺寸的一阶量度为 2 米的单元岩块所组成,如图 2.7,但对于前者,我们可以把它大致当做均匀的各向异性连续介质处理,而对于后者却仍然是各向异性非连续介质。只有这样,力学上的关于均匀性连续性的假定,才能给出工程实用上所允许的精度,这些概念广泛地涉及到力学试验的布局原则,试验资料的

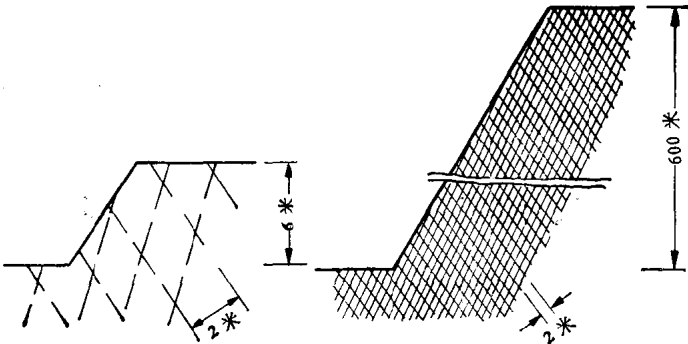


图 2.7 均匀连续性的工程——力学概念

整理分析和选用直至最终的稳定性计算方法等。

1898年雅辛斯基 (Ясинский) 根据连续性假定, 当采用弹性理论公式在一个截面中各种形状面积上的应力值离平均值的偏差值为平均值的  $\frac{1}{m}$  时给出:

$$\frac{1}{m} = (l_e/l)^{\frac{1}{2}} \quad (2.1)$$

式中  $l$  ——用以计算应力的物体的尺寸;

$l_e$  ——组成计算应力的物体的单元尺寸。

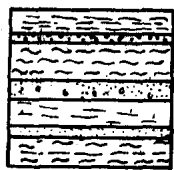
在岩体力学中, 假定要求  $1/m = 10\%$ ,  $l_e = 0.5$  米, 则由式 2.1

$$l = m^2 l_e = 0.5 \times 10^2 \text{ 米}.$$

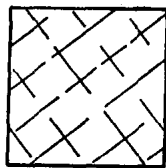
即当计算应力的精度要求为 10%, 而单元岩块的一阶量度为 0.5 米时, 可以应用连续性和均匀性的应力状态假定的这种岩体的尺寸最低限度不得小于  $0.5 \times 10^2$  米。

在边坡岩体中, 大的构造断裂或构造破碎带的存在, 有时非常明显地造成应力、应变分量的间断而破坏连续性的假定, 特别是岩体中总是有裂隙的, 而存在有裂隙的情况下有时是各向异性的。但事实上, 连续性的假定可以包含各向异性, 非均匀性和非完全弹性等。总之, 一切问题要从工程和地质方面等实际情况出发, 客观地进行有关的力学分析才是有效的。孤立地、片面地处理和分析问题必然导致不良的后果。

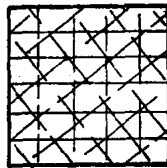
在边坡岩体稳定性研究中, 有时遇到一些受构造作用不甚强烈的沉积岩, 这时可以近似地假定沿同一沉积层层面方向为各向同性面, 但因彼此不同的沉积层等互层之间性质是相异的。所以最后可以宏观地认为这是一种多层正交异性介质 (图 2.8a)。对于大多数火成岩和变质岩, 当所包含的节理裂隙组的数目不多, 且岩块强度和变形性能与节理裂隙的强度和变形性能相差甚大时, 应看成是各向异性介质 (图 2.8b)。随着节理裂隙组的数目增加和岩块与节理裂隙之间强度及变形性能的差别的缩小, 则各向异性的强烈程度将被大大削弱, 当上述这种增大和缩小至某种程度后, 甚至可以认为是各向同性的 (图 2.8c)。因此, 不同节理裂隙组的数目及其岩块、节理裂隙的强度和变形性能等, 是构成岩体各向异性程度的重要资料之一。



a. 多层正交异性



b. 各向异性



c. 近似各向同性

图 2.8 岩性及节理组数对各向异性的影响

## 二、边坡岩体稳定性的基本概念

边坡在其形成过程以及形成后的长期年代中, 一方面由于岩体本身所特有的物质成分、结构、构造的复杂性, 另一方面由于一些经常变动的各种类型的外因的反复作用和工程活动, 就使得边坡岩体稳定性问题在时间和空间上都变得极为复杂。为了正确评价和判

断边坡岩体稳定性的可能发展方向,稳定程度和活动规律,必须查明影响边坡岩体稳定性的基本原因以及导致边坡岩体丧失稳定性和发生破坏的因素,查明这些原因和因素在时间和空间上的变更、转化和互相制约的机理等等,它们是构成边坡岩体滑动作用和抗滑作用之间的对立、统一的矛盾现象的根据。边坡岩体稳定性是运动和发展的,而不是静止的和固定不变的。在具体条件下,由于某些起主导作用的原因所导致的滑动和抗滑因素的组成及对比关系不同,边坡岩体稳定状态、破坏方式以及滑面形状和位置均不相同。当抗滑因素居于主导地位时,边坡岩体处于稳定状态。反之,若滑动因素居于主导地位时,边坡岩体稳定就要受到破坏或处于不稳定状态中。如果抗滑因素和滑动因素处于同等地位时,边坡岩体则处于极限平衡状态。一般说来,这种相对的极限平衡状态是暂时的,在一定条件下,由于矛盾着的对立面可以互相转化,某些次要的原因或因素的激发,都可能使这种暂时的平衡向稳定或不稳定状态方向转化。

在不受大型断裂带、破碎带或软弱夹层全面控制作用的坚硬岩质高边坡中,于失去稳定状态时往往表现出脆性破坏的特征,这种破坏是在应力值达到极限值的某些点开始的。显然,破坏一旦发生,该点的应力就迅速降低而引起应力的重新分布,其结果是使得该点一些邻近点的应力值急剧增加,而使破坏不断地逐步发展和扩大,并以连锁反应的形式向周围迅速蔓延,与此同时边坡岩体内的另一些点或由于应力值不大或分布适宜或由于岩体强度较高,则可能只发生一些极其微小的变化。例如,节理裂隙等的压密闭合或极其微小的错动等等,这种变化并不呈现任何严重地破坏现象。因此,在边坡岩体整体破坏到来之前的任一个时刻,边坡岩体内可能同时存在着几种不同的状态,即有些区域处于裂隙闭合的初始变形阶段,有些区域可能处于开始破裂的前夕,有些区域则已进入破坏。这时,如果由于各种原因引起抗滑因素不断削弱的话,由于各阶段变位或破裂现象的不可逆性,有关不同区域的情况将在各自的基础上继续恶化并不断向最后破裂这一方向发展。破坏将由点到面连成一片而导致边坡岩体的整体破坏(图 2.9)。显然,如果抗滑因素能及时得到加强或滑动因素能及时受到削弱的话,破坏将被限制于原先的个别区域内,因此,从整体来看,边坡岩体仍然处于稳定状态中。

边坡岩体整体破坏的宏观表现形式,从运动特征来看,可以分为若干类型,例如崩塌和滑坡等,就本文研究的范围仅论述滑坡。

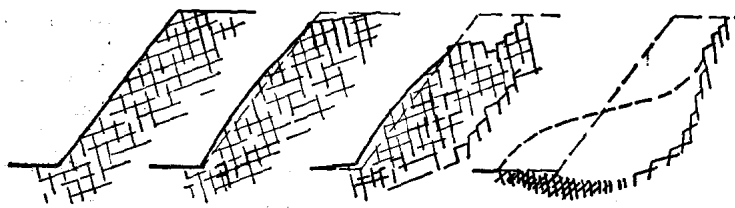


图 2.9 岩质边坡破坏过程示意

滑坡是边坡岩体常见而又严重的破坏类型。不同原因和因素所引起的滑坡具有各自的特殊性,是成为滑坡分类的重要依据,但总的来看,滑坡现象也具有共性:滑坡发生前一般都显示出程度不同的前兆现象,滑坡堆积体运距不远,故滑动岩体各部分相对层次在滑动前后变化不大;在运动状态方面,较完整的滑坡体基本上均沿着一定形状的滑动面由缓慢到加速的向下滑动,在这个过程中,显然可能有某些间歇、跳跃等不连续的运动状态,

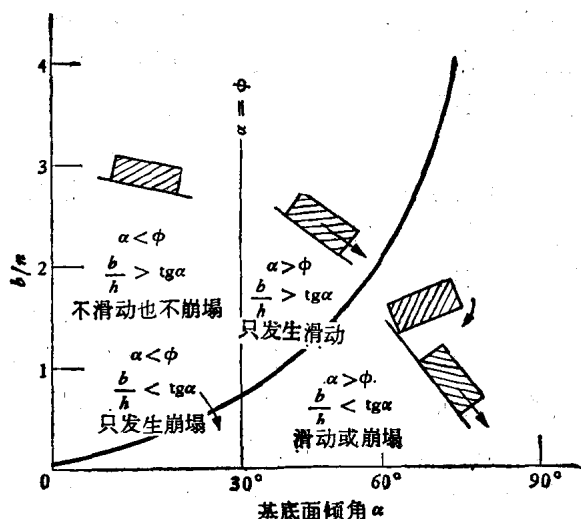


图 2.10 崩塌和滑动的条件

但一般无翻转、滚动等现象。对于不同的介质滑动的时间进程可能有较大的差异。但与崩塌相比，整个过程还是较缓慢而长期的。图 2.10 为阿什比 (Ashby) 给出的在摩擦角为  $35^\circ$  的倾斜面上发生崩塌和滑坡的条件。

滑动体的运动方程，应用牛顿第二定律可表示为：

$$M \frac{d^2 s}{dt^2} = P_s - R_s, \quad (2.2)$$

$$M \frac{d^2 s}{dt^2} = P_s \left( 1 - \frac{R_s}{P_s} \right).$$

即

式中  $M$  ——运动岩体的质量；

$\frac{d^2 s}{dt^2}$  ——岩体运动的加速度；

$P_s, R_s$  ——分别为岩体的下滑力和抗滑力在运动方向  $s$  上的投影。

因  $R_s/P_s = K$ ，实质上是边坡岩体的抗滑稳定系数，所以式 (2.2) 可以写成如下形式

$$P_s(1 - K) = M \frac{d^2 s}{dt^2}. \quad (2.3)$$

从式中可知，滑动体要取得运动的加速度，则以抗滑力和下滑力之比为定义的安全系数  $K$  必须永远小于 1。而对于任何同一个岩体边坡，其安全系数是随各种影响因素而变的，在时间和空间上都不是一个常数 (图 2.11)。因此，式 2.3 在某种程度上，反映了滑坡运动的复杂性。

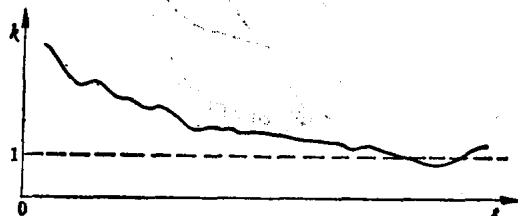


图 2.11 安全系数随时间的可能变化

图 2.12 是岩体边坡滑动的几种类型。

总的来说，岩体边坡稳定性及其破坏机理主要取决于岩体的结构形态及其与边坡的空间方位关系，边坡岩体中的应力分布和岩体的强度、变形特性及其相互关系等，有时地下水的存在也很重要。因此，正确地认识和反映它们之间的矛盾关系在研究边坡稳定性问题中是很重要的。