

YANSHI BIANPO
GONGCHENG

岩石边坡工程

李建林 王乐华 刘 杰 郭永成 著



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

岩石边坡工程

李建林 王乐华 刘杰 郭永成 著

ISBN 7-109-04186-1

中国水利水电出版社

2005年10月第1版

16开 320页 6.50元

ISBN 7-109-04186-1

中国水利水电出版社

中国水利水电出版社

书号	书名	作者	定价
7-109-04186-1	岩石边坡工程	李建林 王乐华 刘杰 郭永成 著	6.50元



中国水利水电出版社
www.waterpub.com.cn

内 容 提 要

随着西部水电大开发的逐渐展开,边坡工程中存在的岩体稳定性问题,在水电工程建设中显得日渐突出。这类边坡工程有一个共同的特点,就是所建边坡工程一般都进行了人工开挖,边坡既高又陡,地质条件复杂,环境因素恶劣,不仅有强烈的卸荷作用,并且多因素联合作用。

本书的研究成果,即是针对隔河岩水电站厂房后边坡工程运用卸荷岩体力学的理论与方法,综合考虑了该边坡的原始地应力场、岩体的开挖卸荷、加固、渗流、大坝推力等多因素的作用。对隔河岩厂房后边坡进行了全面的分析和评价,得出了该边坡在现有条件下是稳定的结论,为该工程的安全运营提供了有价值的参考。

本书可供水利水电、土木建筑、矿山铁道、公路交通等部门的教师、科研人员及研究生阅读和参考。

图书在版编目(CIP)数据

岩石边坡工程 / 李建林等著. —北京: 中国水利水电出版社, 2006

ISBN 7-5084-3818-3

I. 岩... II. 李... III. 水力发电站—水力发电工程—边坡—岩石力学—研究 IV. TV7

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2006) 第 054647 号

书 名	岩石边坡工程
作 者	李建林 王乐华 刘杰 郭永成 著
出版 发行	中国水利水电出版社 (北京市三里河路 6 号 100044) 网址: www.waterpub.com.cn E-mail: sales @ waterpub.com.cn 电话: (010) 63202266 (总机)、68331835 (营销中心)
经 售	全国各地新华书店和相关出版物销售网点
排 版	中国水利水电出版社微机排版中心
印 刷	北京市兴怀印刷厂
规 格	787mm×1092mm 16 开本 15 印张 355 千字
版 次	2006 年 6 月第 1 版 2006 年 6 月第 1 次印刷
印 数	0001—2500 册
定 价	39.00 元

凡购买我社图书,如有缺页、倒页、脱页的,本社营销中心负责调换

版权所有·侵权必究



前言

水利水电工程中常常会遇到大量的岩石边坡工程，这些边坡工程中一般都存在着岩体稳定性问题，有些问题已成为了工程建设进程与安全的重要制约因素。随着西部水电大开发逐渐展开，该问题在蓬勃发展的水电工程建设中显得更为突出。这类边坡工程有一个共同的特点就是：所建边坡工程一般进行了人工开挖，边坡既高又陡，地质条件复杂，环境因素恶劣，不仅有强烈的卸荷作用，并且多因素联合作用。因此，针对边坡工程的研究是水利水电工程边坡中一个突出的问题，该研究对水利水电工程的安全性具有十分重要的意义。

过去对岩石边坡工程的研究，一般是建立在传统的岩石力学理论与方法的基础上，即应用传统的岩石力学的概念、理论和方法去研究岩石边坡工程的稳定和变形问题。自然状态下的岩体经过漫长的地质年代作用后，一般处于稳定的平衡状态。开挖后的岩石边坡工程，由于岩体的开挖、地应力的释放，这种平衡状态遭到了破坏，释放的地应力对边坡岩体来说，将导致余留岩体的二次应力重分布。而这种地应力的二次重分布要靠边坡岩体自身来承担，这就是说，这种边坡岩体处于卸荷的力学状态。处于卸荷应力状态下的岩体，其应力应变的路径、参数的选择、屈服条件的选取以及岩体分析的方法等，均应不同于传统的岩体力学方法。因此，对于开挖卸荷岩体而言，采用卸荷岩体力学的理论与方法作为分析的基础是比较合适的。

卸荷岩体力学的理论与方法也经历了一个由实践到理论，再由理论到实践的过程。这一概念首先由哈秋龄教授提出，也是哈秋龄教授在从事岩石力学与工程研究及实践数十年的经验基础上提出来的。作者作为哈秋龄教授的学生，也一直致力于卸荷岩体力学理论与方法的研究，从专项研究到研究体系的建立，不断丰富和发展了卸荷岩体力学理论和方法体系。目前，该理论与方法在国内一些重要工程，如三峡、隔河岩、水布垭、锦屏、观音岩、白鹤滩等工程中得到了广泛的应用。

隔河岩水电站厂房后边坡就是卸荷岩体力学研究与应用的一个典型的例子。隔河岩水电站始建于1987年，1994年底全部建成发电，其中引水隧洞进出口边坡（电站厂房后边坡）是该工程的重要建筑物之一。该边坡经过开挖

后进行了加固，由于地质条件的复杂性，其变形与稳定是影响工程安全性的重要问题之一。如何判断它的安全性，一直是人们关注的问题。过去人们对此进行了一些研究，但一般局限于少数几个影响因素，且没有考虑岩体开挖卸荷的影响。因此基于卸荷岩体理论与方法，对影响该工程的多因素进行全面的研究所是十分必要的。

隔河岩水电站厂房后边坡岩体是一个自然卸荷和人工开挖卸荷兼有的典型的卸荷岩体问题。该边坡稳定分析涉及到原始应力场、开挖卸荷、加固、渗流、大坝的推力及岩体蠕变等作用，是一个十分复杂的边坡稳定的问题。对该边坡所作的全面分析，对隔河岩水电站的安全运行具有十分重要的意义，同时针对该边坡稳定性研究也是卸荷岩体力学理论全面应用的一个完整实例。

本书的研究成果，即是针对隔河岩水电站厂房后边坡工程运用卸荷岩体力学的理论与方法，综合考虑了该边坡的原始地应力场、岩体的开挖卸荷、加固、渗流、大坝推力等多因素的作用。从地质条件入手，选择与卸荷岩体力学理论相适应的力学参数，考虑多种因素及其相互作用的影响，对隔河岩厂房后边坡进行了全面的分析和评价，得出了该边坡在现有条件下是稳定的结论，为该工程的安全运营提供了有价值的科学依据。

本书是在研究报告《清江隔河岩电站厂房高边坡变形机制及稳定分析》的基础上整理写成的。研究期间得到了湖北清江水电开发有限责任公司谭少华副总经理、刘家祥高级工程师、刘原峰主任的悉心指导；得到了三峡大学杨学堂教授、许文年教授的大力帮助；同时，邓华锋、黄建文、周济芳、陈平山、邓钦、郑炎、李红心、胡海浪、王小虎、赵二萍等研究生也为此付出了辛勤的劳动。在此，一并谨向他们表示衷心的感谢。

本研究得到了国家自然科学基金的资助（项目批号：50379023），同时，本书的出版得到了三峡大学重点学科建设经费的支持，对此我们诚表感激。

对于书中的不妥或疏误之处，敬请读者批评指正。

作者

2006年5月

于宜昌

目 录

前言

1 绪论	1
1.1 边坡的分类	1
1.2 边坡工程	1
1.3 边坡稳定性的研究方法	2
1.4 岩石边坡稳定性分析的相关内容	18
1.5 卸荷岩体力学概述	19
1.6 边坡工程展望	23
1.7 本书的主要内容	25
1.8 小结	25
2 隔河岩水电站工程概况及地质条件分析	27
2.1 工程简介	27
2.2 研究内容	30
2.3 研究方法	30
2.4 研究思路及技术路线	30
2.5 工程地质条件与地质模型	31
2.6 隔河岩后边坡工程地质模型	34
2.7 小结	44
3 岩体宏观力学参数分析与选择	45
3.1 岩体质量的分级方法	45
3.2 岩体力学参数模拟方法的研究	57
3.3 岩体等效参数的确定方法	59
3.4 电站厂房高边坡岩体参数的数值分析	60
3.5 分步分级计算模拟宏观力学参数的特点	67
3.6 分步分级法与 RMR 法的对比分析	67
3.7 小结	71
4 卸荷岩体变形机制研究	72
4.1 岩体的本构关系模型	72
4.2 屈服条件与屈服面	77

4.3	屈服准则	77
4.4	岩体的加荷卸荷准则	81
4.5	岩体非线性的分析方法	95
4.6	岩体弹塑粘性损伤的本构关系	96
4.7	小结	109
5	计算模型及计算工况	110
5.1	概述	110
5.2	计算方法及程序简介	110
5.3	计算模型	111
5.4	计算工况	114
5.5	小结	117
6	边坡开挖卸荷及加固的有限元分析	118
6.1	初始应力场的计算成果及其分析	118
6.2	边坡开挖的计算成果及其分析	121
6.3	边坡开挖卸荷的计算成果及其分析	125
6.4	预应力锚索加固边坡的采用	130
6.5	隔河岩后边坡加固工况的模拟	134
6.6	小结	144
7	边坡与坝体的相互作用	145
7.1	引言	145
7.2	大坝对右岸岩体的推力计算	145
7.3	大坝推力对边坡变形的影响	149
7.4	边坡变形对坝体的影响	153
7.5	考虑损伤和蠕变对边坡变形的影响	154
7.6	二维计算的成果及其分析	158
7.7	小结	165
8	边坡渗流分析	166
8.1	边坡渗流分析的研究意义	166
8.2	边坡岩体的渗流分析	167
8.3	边坡岩体卸荷与渗流的耦合分析	175
8.4	小结	180
9	边坡变形趋势预测	181
9.1	边坡工程的监测	181
9.2	隔河岩后边坡的监测概况	193
9.3	隔河岩后边坡监测的成果分析	193
9.4	监测成果与计算成果的比较	205

9.5	变形趋势的预测与评价	209
9.6	小结	210
10	边坡及坝体稳定性的安全评价	212
10.1	概述	212
10.2	边坡稳定性的安全评价	212
10.3	坝体稳定性的安全评价	223
10.4	小结	225
11	结论及建议	226
	参考文献及资料	229

1

绪 论

倾斜的地面称为坡或斜坡，岩土工程中开挖所形成的斜坡称为边坡。在水利水电、采矿、交通、土建等工程中均存在边坡。尤其是水电工程中，存在大量的岩石边坡，典型的边坡如图 1.1 所示，边坡与坡顶面相交的部位称为坡肩；与坡底面相交的部位称为坡趾或坡脚；坡面与水平面的夹角称为坡面角或坡倾角，坡肩与坡脚间的高差为坡高。

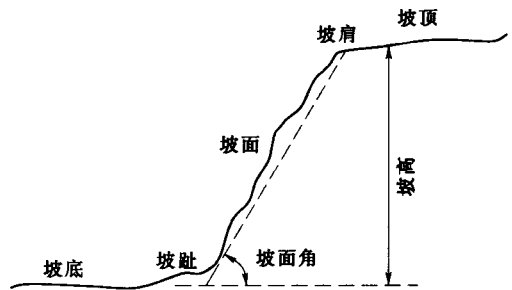


图 1.1 典型边坡图示

1.1 边坡的分类

边坡按成因可分为两类：自然边坡和人工边坡。

天然的山坡和谷坡是自然边坡，此类边坡是在地壳隆起或下陷工程中逐渐形成的，

这类运动今天可能还在继续。然而，只要边坡位于侵蚀基准面以上，不论成因如何，它们就处于受剥蚀和被夷平的环境之中，开始了风化、解体以至滑塌的过程，较大规模的破坏就是自然滑坡^[1]。

人工边坡就是人工开挖或填方造成的。挖方形成的边坡称为开挖边坡，填方形成的称为构筑边坡，后者有时还称为坝坡。这类边坡的几何参数可以人为控制。

边坡按组成物质可分为土质边坡和岩质边坡。其实，土和岩石的物质构成并无本质的区别，差别在于结构，土体和岩体有着完全不同的整体结构，它们的工程地质、水文地质及力学特性差异显著，使得岩质边坡和土质边坡的力学性能很不相同，边坡破坏模式的差别也十分显著。

1.2 边坡工程^[1~5]

1.2.1 边坡工程及其稳定的影响因素

边坡工程：边坡工程是一个开放系统，它既有有限变形问题，又有无限变形问题，既有瞬时变形问题，又有长时变形问题，它本是自然科学问题，但时有社会问题掺杂其间，特别是边坡问题变成地质灾害时，一方面往往难以界定是自然界自身原因还是人类的干扰，另一方面是社会反响。最后，边坡问题还受制于土地资源的合理开发利用、保护生态环境以及可持续发展等重大国计民生战略。

边坡是自然或人工形成的斜坡，是人类工程活动中最基本的地质环境之一，也是工程

建设中最常见的工程形式。作为全球性三大地质灾害（地震、洪水、崩塌滑坡泥石流）之一的边坡失稳塌滑，严重危及到国家财产和人们的生命安全。随着我国基础设施建设的大力发展，在水利、交通及矿山等部门都涉及到大量的边坡问题，而边坡稳定与否关系到工程建设的成败。因此有必要在对边坡有正确认识的基础上，对其进行合理的设计和适当的治理。

岩石边坡是否稳定受多种因素的影响，主要有：

(1) 岩块性质的影响，包括岩石的坚硬程度、抗风化能力、抗软化能力、强度、组成、透水性等。

(2) 岩层的构造与结构的影响，表现在节理裂隙的发育程度及其分布规律、结构面的胶结情况、软弱面和破碎带的分布与边坡的关系、下伏岩土界面的形态以及坡向坡脚等。

(3) 水文地质条件的影响，包括地下水的埋藏条件、地下水的流动及动态变化等。

(4) 地貌因素的影响，如边坡的高度、坡度和形态等。

(5) 风化作用的影响，主要体现为风化作用将减弱岩石的强度，改变地下水的动态。

(6) 气候作用的影响，气候引起岩土风化速度、风化厚度以及岩石风化后的机械、化学变化，同时引起地下水、地表水作用的变化。

(7) 地震作用的影响，除了使岩土体增加下滑力外，还常常引起孔隙水压力的增加和岩体强度的降低。另外，开挖、填筑和堆载等人为因素，同样可能造成边坡的失稳^[2,3]。

一个边坡的失稳往往是多种因素的共同作用的结果，导致边坡失稳的因素可归结为两类。一是外界力的作用破坏了岩体原来的应力平衡状态，如边坡的开挖及坡顶上作用外荷载，渗流、地震力等；另一类是边坡岩体的抗剪强度由于受外界各种因素的影响而降低。

1.2.2 岩石边坡的破坏形式及影响因素

岩石边坡的变形以坡体未出现贯通性的破坏面为特点，但在坡体的局部区域，特别在坡面附近也可能出现一定程度的破裂与错动，但从整体而言并未产生滑动破坏。边坡的变形主要表现为松动和蠕动。

边坡变形发展到一定程度，将导致边坡的失稳破坏，岩坡的失稳情况，按其破坏方式主要分为崩塌与滑坡两种。

边坡稳定性的影响因素：

(1) 不连续面在边坡破坏中的作用。

(2) 改变斜坡外形，引起坡体应力分布的变化。

(3) 改变斜坡岩土体的力学性质，使坡体强度发生变化。

(4) 斜坡直接受各种力的作用。

1.3 边坡稳定性的研究方法

边坡工程研究的目的在于通过对边坡稳定性的分析和评价，为实际工程提供合理的边坡结构，对具有破坏危险的边坡进行人工处理，避免造成损失和灾害，保证工程安全性和经济效益。随着经济建设的飞速发展，边坡稳定性分析评价方法也得到了前所未有的发展。

边坡稳定性分析方法很多，目前边坡稳定性分析方法包括定性分析方法和定量分析方

法两类。定性分析方法包括工程类比法和图解法（赤平极射投影、实体比例投影、摩擦圆法等），定量分析方法主要有极限平衡法、数值分析法（有限元、边界元、离散元、无网格法、流形元等）及可靠度分析方法（蒙特卡罗法和随机有限元法等）、模糊数学分析法、灰色理论分析法及神经网络分析法等。

就边坡稳定性分析过程而言，除了正向的推导分析之外，还有边坡的反分析法。由确定的力学模型，给定岩土介质物理参数以及受力状态而求边坡岩土体的位移、应变、应力等，称为正问题。通过工程现场的位移等量测信息作为“计算参数”，推求边坡岩土体的初始地应力以及介质参数，这类分析称为反分析或反问题。

1.3.1 定性的分析方法

主要是分析影响边坡稳定性的主要因素、失稳的力学机制、变形破坏的机理、边坡的成因及演化历史，以此评价边坡的稳定状况及其发展的趋势。定性的方法能综合考虑影响边坡稳定性的因素，快速对边坡的稳定性作出评价和预测。常用的方法有如下两种。

1.3.1.1 历史成因分析法

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

1.3.1.2 工程地质类比法

该方法是把已有的自然或人工边坡的研究设计经验应用到条件相似的新边坡上。它需对新边坡进行详细的调查，全面分析它与已研究过的边坡的工程地质因素的相似性和差异性，同时，还应考虑工程的类别、等级等其他方面。它虽然是一种经验方法，但在边坡工程的设计中，特别是在中小型工程的设计中是一种很实用的方法。

1.3.2 定量的分析方法

定量的边坡稳定性分析方法又分为确定性方法和不确定性方法两类。确定性方法是边坡稳定性研究的基本方法，它主要包括极限平衡法、数值分析方法和图解法；不确定性方法是20世纪70年代初出现在边坡稳定性分析方面，它主要包括可靠度分析方法、模糊数学法、灰色系统法和人工智能法等。

1.3.2.1 极限平衡法

极限平衡法是最经典、采用最多，也是目前最成熟的一种方法。它引入莫尔-库仑强度准则，通过对潜在滑体的受力分析，根据滑体的力（力矩）平衡、建立边坡安全系数表达式进行定量评价。这种方法由于安全系数的直观性至今仍被工程地质界广泛应用。该方法的关键在于正确判断滑体的范围、临界破坏面的位置和选定恰当的计算参数、正确地分析滑体的各种载荷。目前工程中用到的极限平衡稳定性分析方法有：Fellenius法（1936）、Bishop法（1955）、Taylor法（1937）、Janbu法（1954, 1973）、Morgenstern-Price法（1965）、Spencer法（1973）、Sarma法（1979）、楔形体法、平面破坏计算法、传递系数法以及Baker-Garber临界滑面法（1978）。

（1）分析前提及计算步骤。所有的极限平衡法都有三个前提。即：

1) 滑动面上实际岩土提供的抗剪强度 S 与作用在滑面上的垂直应力存在如下关系：

$$S = c + \sigma \tan \varphi \quad (1.1)$$

$$S = c' + (\sigma - u)\tan\varphi' \quad (1.2)$$

式中： c 、 c' 分别为滑动面的粘结力和有效粘结力； φ 、 φ' 分别为滑动面的内摩擦角和有效内摩擦角； σ 为滑动面上的有效应力； u 为滑动面孔隙水压。

2) 稳定系数 F (安全系数) 的定义为沿最危险破坏面作用的最大抗滑力 (或力矩) 与下滑力 (或力矩) 的比值。即

$$F = \frac{\text{抗滑力}}{\text{下滑力}} \quad (1.3)$$

3) 二维 (平面) 极限分析的基本单元是单位宽度的分块滑动。

具体到每一种方法, 其前提又各有特点, 下面以瑞典圆弧法为例来说明。瑞典圆弧法又简称为瑞典法或费伦纽斯法, 它是极限平衡法中最早而又最简单的方法, 其基本假定如下:

1) 假定土坡稳定属于平面应变问题, 即可取其某一横剖面为代表进行分析计算。

2) 假定滑裂面为圆柱面, 即在横剖面上滑裂面为圆弧; 弧面上的滑动土体视为刚体, 即计算中不考虑滑动土体内部的相互作用力。

3) 定义安全系数为滑裂面上所能提供的抗滑力矩之和与外荷载及滑动土体在滑裂面上所产生的滑动力矩和之比; 所有力矩都以圆心 O 为矩心。

4) 采用条分法进行计算。

极限平衡分析除了上述几点相似前提外, 还具有基本相似的分析计算步骤:

1) 在断面上绘制滑面形状。根据滑坡外形即滑坡中的滑面深度、坍塌情况、破坏方式 (平面、圆弧、复合滑动等), 推测几个可能的滑动面形状。

2) 推定滑动后裂缝及塌陷带的深度, 计算或确定其产生的影响。

3) 对滑坡的滑体进行分块。分块的数目要根据滑坡的具体情况确定。一般来说应尽量使分块小些。条块数目越多, 结果误差越小。此外, 条块垂直或不垂直条分要根据计算方法和岩体结果确定。

4) 计算滑动面上的空隙水压力, 可采用地下水监测等方法确定。

5) 采用合适的计算方法, 计算稳定系数, 但原则上应采取两种或两种以上的计算方法进行结果比较。

(2) 安全系数的定义。边坡沿着某一滑裂面滑动的安全系数 F 是这样定义的, 将抗剪强度指标降低为 c'/F 和 $\tan\varphi'/F$, 则沿着裂面处达到极限平衡, 即

$$\tau = c'_e + \sigma'_n \tan\varphi'_e \quad (1.4)$$

$$c'_e = \frac{c'}{F} \quad (1.5)$$

$$\tan\varphi'_e = \frac{\tan\varphi'}{F} \quad (1.6)$$

上述将强度指标的储备作为安全系数定义的方法是经过多年的实践被工程界广泛承认的一种方法。

DL5180—2003《水电枢纽工程等级划分及设计安全标准》规定: 水工建筑物的边坡和近坝岸滑坡体按照所影响的建筑物的级别及边坡失事的危害程度, 划分为三个级别。1级边坡对应影响和危害1级水工建筑物的边坡或滑坡体; 2级边坡对应影响和危害2级、

3级水工建筑物的边坡或滑坡体；3级边坡对应影响和危害4级、5级水工建筑物的边坡或滑坡体。按照刚体极限平衡法计算抗滑稳定安全系数时，最小安全系数应不小于表1.1的规定。

表 1.1 水工建筑物边坡最小抗滑稳定安全系数

边坡等级	荷载组合或运用状况		
	基本组合 (正常运用)	特殊组合 I (非常运用)	特殊组合 II (非常运用)
1级边坡	1.30~1.25	1.25~1.15	1.10~1.05
2级边坡	1.25~1.15	1.15~1.05	1.05
3级边坡	1.15~1.05	1.10~1.05	1.00

(3) 莫尔-库仑强度准则。设想边坡的一部分沿着某一滑裂面滑动。在这个滑裂面上，岩土体处处达到极限平衡即正应力 σ'_n 和剪应力 l 满足莫尔-库仑强度准则。设条块的法向力和切向力分别为 N 和 T ，则有

$$\Delta T = c'_e \Delta x \sec \alpha + (\Delta N - u \Delta x \sec \alpha) \tan \phi'_e \quad (1.7)$$

式中： α 为条块底倾角， $\tan \alpha = dy/dx$ ； u 为孔隙水压力，通常孔隙水压力系数：

$$r_u = \frac{u}{dW/dx} \quad (1.8)$$

(4) 静力平衡条件。将滑动体分成若干条（如图1.2所示），每个条和整个滑动体都要满足力和力矩平衡条件。在静力平衡方程组中，未知数的数目超过方程式的数目，解决这一静不定问题的办法是对多余未知数作假定，使剩下的未知数和方程数目相等，从而解出安全系数的值。

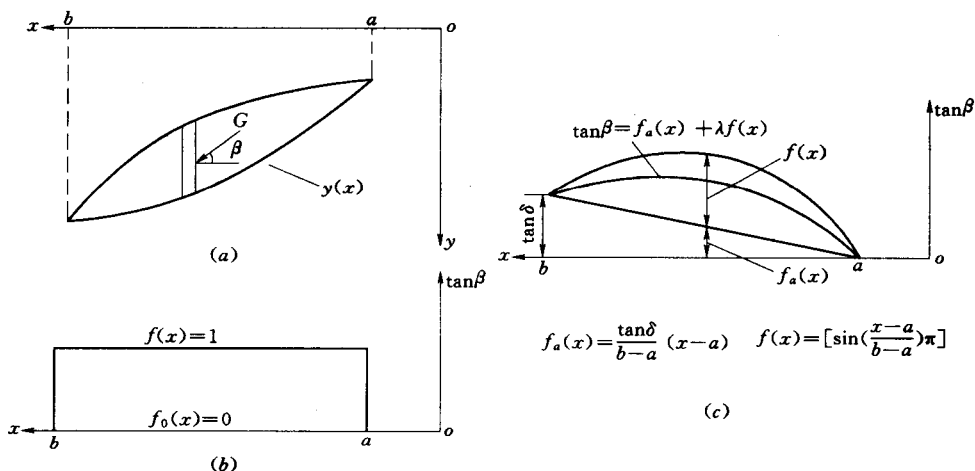


图 1.2 边坡稳定的条分法

(a) 滑坡体；(b) 侧向力假定 1；(c) 侧向力假定 2

1.3.2.2 数值分析法

采用极限平衡法来分析边坡稳定，由于没有考虑土体（岩石）本身的应力-应变关系

和实际工作状态, 所求出土条 (岩石条块) 之间的内力或土条底部的反力均不能代表边坡在实际工作条件下真正的内力和反力, 更不能求出变形。我们只是利用这种通过人为假定的虚拟状态来求出安全系数而已。由于在求解中做了许多假定, 不同的假定求取的结果是不相同的, 但由于极限平衡法长期在工程中应用, 积累了大量的经验, 工程界就用这种虚拟状态, 来近似模拟实际工作状态, 再加上工程经验从而作出工程设计判断。

为了克服极限平衡法的不足, 人们提出了以有限元法为代表的各种数值计算方法。有限元法, 是将边坡体离散成有限个单元体, 或者说, 用有限个单元体所构成的离散化结构代替原来的连续体结构, 通过分析单元体的应力和变形来分析整个边坡的稳定。与极限平衡法所不同的是, 数值计算是以弹性 (塑性) 理论为基础, 需要首先弄清楚岩土体的变形协调, 同时还要考虑岩土体的破坏准则。由于岩土体应力-应变关系是非线性的, 它使边坡的数值计算变得十分复杂。除有限单元法以外, 无单元法、离散单元 (DEM) 法、快速 Lagrangian 分析 (FLAC) 法、DDA 法 (不连续变形分析法)、流形元法等数值计算方法均得到飞速的发展, 并不断深入应用到边坡工程的分析中。

(1) 有限单元法^[4]。该方法是目前应用最广泛的数值分析方法。其优点是考虑了边坡岩体的非均质、非连续特征, 能得到边坡的应力场、应变场和位移场, 可以避免将坡体视为刚体、过于简化边界条件的缺点, 能够非常直观地模拟边坡变形破坏过程。其不足之处是: 数据准备工作量大, 原始数据易出错, 不能保证某些物理量在整个区域内的连续性。

1) 有限单元法的基本原理。线弹性问题有限单元法是依据线弹性力学的基本方程所构造的有限单元法。尽管岩 (土) 体介质单纯表现直线弹性情形并不多见, 但由于线弹性问题, 特别是平面线弹性问题的有限元求解格式简单、明了, 概念清晰, 通过它可以看到有限单元法的基本原理、方法和特点; 而空间问题及非线性问题 (弹塑性、流变等) 有限单元法都是在其基础上通过空间的延拓或本构方程的改变而构造的。

对于变形介质边坡, 可通过最小势能原理导出有限元法的基本方程为:

$$[k]\{u\} = \{p\} \quad (1.9)$$

式中: $[k]$ 为由各单元特性矩阵 $[k]_e$ 及 $[k]_2$ 按结号组集得到的总体特性矩阵; $\{u\}$ 为所有结点的待求值 (通常为位移组成的矢量); $\{p\}$ 通常为结点荷载矢量。

当 $\{u\}$ 取为结点位移 (待求) 时, $[k]_e$ 为单元刚度矩阵, 其表达式为:

$$[k]_e = \int_z [B]^T [D] [B] dA \quad (1.10)$$

式中: $[D]$ 为弹性力学物理方程中的弹性矩阵; $[B]$ 为根据弹性力学的几何方程推导出的几何矩阵。

$$\{\epsilon\} = \left\{ \frac{\partial u}{\partial x_i} \right\} = \left\{ \frac{\partial \sum [N]_i u_i}{\partial x_i} \right\} = [B]\{u_i\} \quad (1.11)$$

式中: $[N]_i$ 为单元 I 的位移插值函数; u_i 为结点位移; u 为单元内任一点的位移。

$$\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\} \quad (1.12)$$

以面力 $\{p\}$ 或体力 $\{q\}$ 为外荷载的等效结点荷载矢量也可由虚功原理导出:

$$\{Q\}_e = \int_v [N]^T \{q\} dV \quad (1.13)$$

$$\{P\}_e = \int_s [N]^T \{p\} dA \quad (1.14)$$

2) 有限单元法求解的步骤。从以上的简例我们可以看出弹性力学问题有限单元法的求解过程一般有以下步骤。

a. 研究区域的离散化。离散化就是将所研究问题的区域划分成有限个大小不等的单元体，并在单元体的指定点设置节点，把相邻的单元体在节点处连接起来组成单元的集合体，以代替所研究问题的原区域，并以所离散单元节点处的位移作为基本未知量。

挖一含断层 F_1 的垂直边坡 (图 1.3)，为分析边坡内的位移、应力特征，可将其离散化为 (图 1.4) 边坡有限单元模型所示的有限个单元集合体。

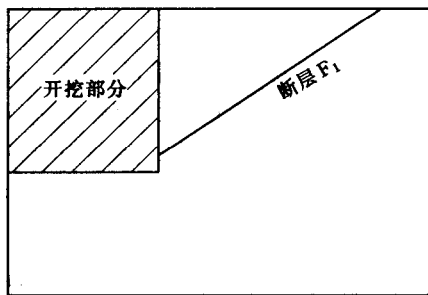


图 1.3 含断层 F_1 的垂直边坡图

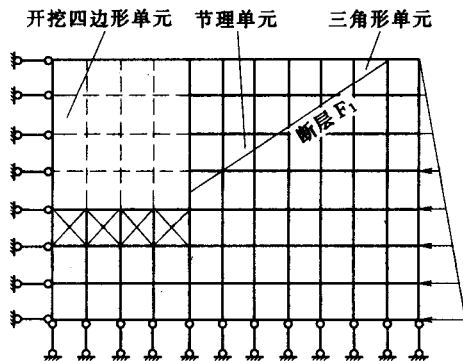


图 1.4 边坡的有限单元模型

b. 选择位移模式。由于采用节点位移为基本未知量，因此需要用节点位移表示单元体的位移。为此，必须对单元中位移分布作出一定的假定，一般假定位移是坐标的某种简单函数，这种函数称为位移模式或位移函数。位移模式的适当选取是有限单元分析中的关键。在有限元法中，一般选择多项式作为位移模式。因为多项式的数学运算较为方便，并且几乎所有光滑函数的局部都可以用多项式（即所谓不完全的泰勒级数）逼近。至于多项式项数和阶次的选择则要考虑单元的自由度和有关解答的收敛性。一般来说，多项式的项数应等于单元的自由度数，其阶次应包含常数项和线性项，根据所选定的位移模式，即可导出用节点位移表示单元内任意一点位移的关系式，其矩阵形式为：

$$\{f\} = [N]\{U\}^e \quad (1.15)$$

式中： $\{f\}$ 为单元内任一点的位移列阵； $\{U\}^e$ 为单元节点的位移列阵； $[N]$ 为形函数矩阵，其元素是位置坐标的函数。

顺便指出，有限元法比经典的近似法在位移函数的选取上具有明显的优越性。在经典的里兹法中，要选取一个函数来近似地描述整个求解区域中的位移，并且必须满足边界条件，而在有限单元法中则采用分块近似，只需对某一种类型的单元选择一个近似位移函数。此时不必考虑位移边界条件，只需考虑单元之间位移的连续性即可。这就比在整个区域中选取一个连续函数要简单得多，特别是当研究区域为复杂的几何形态或复杂材料性质组合时。对于作用荷载有突变的结构，采用分段函数比采用连续性较强的整段函数更为适宜。

c. 单元分析。位移模式选定后,即可进行单元力学特性的分析。它包括下面三部分的内容。

(a) 将位移模式代入几何方程,可导出用节点位移表示的单元应变计算公式:

$$\eta = [B]\{U\} \quad (1.16)$$

式中: $[B]$ 称为应变矩阵。

(b) 利用物理方程,由以上应变表达式导出用节点位移表示的单元应力计算公式:

$$\{\sigma\} = [G]\{U\} \quad (1.17)$$

式中: $\{\sigma\}$ 为应力矩阵。

(c) 利用虚功原理建立作用于单元上的节点力和节点位移之间的关系,即单元刚度方程:

$$\{F\}^e = [K]\{U\}^e \quad (1.18)$$

式中: $[K]$ 为单元刚度矩阵。

d. 计算等效节点荷载。将研究工程地质区域离散化后,即假定力是通过节点从一个单元传递到另一个单元的。但作为实际的连续体区域,力是从单元的公共边界上进行传递的。因而,这种作用在单元边界上的表面力以及作用于单元上的体积力、集中力等都需要等效地移置到节点上,也就是用等效的节点荷载来替代作用在单元上的力。这种力的移置必须遵循静力等效或虚功等效原则。

e. 集合所有单元的刚度方程,建立整个结构的平衡方程。此过程包含两方面的内容:一是由各个单元的刚度矩阵集合成描述结构平衡条件的整体刚度矩阵;二是将作用于各单元的等效节点列阵集合成总的载荷列阵。最常用的集合刚度矩阵方法是直接刚度法。一般来说,集合所依据的理由是要求所有相邻的单元在公共节点处的位移相等。于是得到以总体刚度矩阵 $[K]$ 、载荷列阵 $\{R\}$ 以及节点位移列阵 $\{U\}$ 表示的整个结构的平衡方程:

$$[K]\{U\} = \{R\} \quad (1.19)$$

f. 引入位移边界条件,修正总体平衡方程。在已形成的总体平衡方程中,由于总刚度矩阵 $[K]$ 为一奇异性矩阵,即其不存在逆矩阵 $[K]^{-1}$ 。因而需考虑所研究区域的位移边界条件(或约束条件),对总体平衡方程组进行修改,以消除总刚度矩阵的奇异性(从力学意义上讲,是消除结构的刚体运动),这样,才能由总体平衡方程组解出所有未知节点的位移。

g. 解方程,求未知节点位移及单元应力。整体平衡方程为一线性代数方程组,求解此线性代数方程组得到节点的全部位移值 $\{U\}$ 。根据求得的位移,利用单元分析结果,可计算出各单元体的应变及应力等。

(2) 边界单元法。它只在边界上进行离散化处理,把域内未知量化为边界未知量来求解,能使数值计算维数降低一维,二维问题可以用一维的单元,而三维问题可用二维的单元,这就使自由度数目大大减少。而且由于基本解本身的奇异性特点,使得边界元法在解决奇异问题时精度较高。所以,边界元法具有输入数据少、降低问题的维数以及计算精度高等优点。缺点是:它最后形成的系数矩阵为非对称满阵,其矩阵元素的求值有大量积分计算,特别是采用高度协调的边界元时所涉及的积分计算量时较大的。

(3) 离散单元 (DEM) 法。离散单元法 (DEM) 是一种适用于模拟离散介质的数值

方法。自从 Cundall 于 20 世纪 70 年代提出以来，这一方法在岩土工程和边坡问题中的应用不断深入。离散元法的一个突出功能是它在反映岩块之间接触面的滑移，分离与倾翻等大位移的同时，又能计算岩块内部的变形与应力分布。因此，任何一种岩体材料都可以引入到模型中，例如弹性，粘弹性或断裂等。故该法对块状结构，层状破裂或一般破裂结构岩体边坡比较合适。并且，它利用显式时间差分法求解动力平衡方程，对求解线性大位移与动力稳定问题较为容易。

(4) 无网格法。有限元法用的主要策略是在每一计算步中重构网格，以使网格与非连续体保持一致，但这样会使计算精度降低，计算费用大大增加，有时还因为变形太大，致使网格畸变而计算中断，得不到结果。

鉴于有限元的这些缺陷，近几年来国际上许多著名的计算力学学者，如 T. Belytschko, W. K. Liu, S. N. Atluri, J. T. Oden, K. J. Bathe, O. C. Zienkiewi 等^[5-7]都对无网格方法进行了大量的研究工作，不需要网格的初始划分和重构，不仅可以保证计算的精度，而且可以减小计算的难度（图 1.5）。

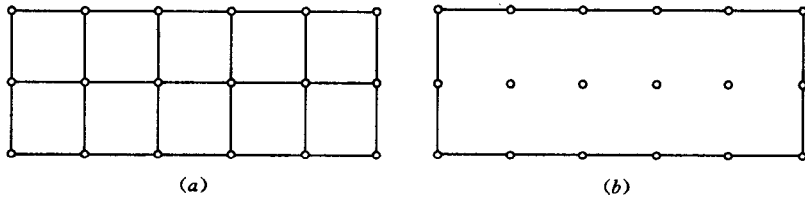


图 1.5 有限元法与无网格法的基本思想
(a) 有限元法；(b) 无网格法

无网格法是部分或彻底取消网格的数值计算方法，其基本思想是将有限元方法中的网格结构去除，使用一系列无网格结点排列，采用一种与权函数（或核函数）有关的近似，用权函数来表征结点信息。某个域上的结点可以影响研究对象上任何一点的力学特性。这样，摆脱了不连续性对问题的束缚（如网格的重构等），保证了求解的精度。

对无网格法的研究可以追溯到 20 世纪 70 年代对非规则网格有限差分法的研究，由于当时有限元法的巨大成功，这类方法没有受到重视。1977 年 Lucy 和 Gingold 等^[8]分别提出了光滑质点流体力学法（Smooth Particle Hydrodynamic Method，简记为 SPH），它被用来模拟无边域的天体物理和宇宙进化现象，例如爆炸的星群。Liu 等人对 SPH 法进行了修正，提出了再生核质点法（Reproducing Kernel Particle Method，简记为 RKPM），并把它用到结构动力分析中。计算表明，这个方法比 SPH 法有较好的稳定性。

除此之外，人们从另一角度提出了新的无网格方法。Nayroles 等于 1992 年将移动最小二乘近似（Moving Least Square, MLS）引入 Galerkin 法中，提出了漫射单元法（Diffuse Element Method, DEM）。Belytschko 等人对 DEM 进行了两点改进，在计算形函数导数时保留了被 Nayroles 忽略的所有项，并将拉格朗日乘子引入了本质边界条件，提出了无单元迦辽金法（Element-Free Galerkin Method，简称为 EFGM），掀起了无网格法的研究热潮。这类方法比 SPH 方法计算费用高，但具有较好的稳定性。研究表明，EFGM 法精度和收敛速度都高于有限元法，而且没有体积锁死现象，但 EFGM 法的计算量大，