

摘 要

地震作用下岩质边坡的稳定性问题是当前岩质边坡工程学研究的热点问题之一。我国是个多地震的国家，历史上曾发生过多强烈地震，地震引起的边坡失稳屡见不鲜。本文在国内外研究成果基础上，结合重庆交通科研设计院承担的重庆市“岩石楔形体三维动力稳定分析与处治”项目，对危岩动力稳定性进行研究，主要包括以下几个方面的内容：

1、危岩形成条件与影响因素研究

从危岩发育着手，把危岩发育的影响因素分为内部因素和外部因素；分析了地震力和危岩主控结构面参数的经验计算方法。

2、危岩动力稳定性分析

本文应用静力解析法、赤平极射投影法和 FLAC^{3D} 数值模拟法，分析某危岩楔形块体在重力、地震力和裂隙水压力作用下的动力稳定性。通过 FLAC^{3D} 数值模拟得出如下结论：在地震作用下，危岩楔形块体失稳破坏首先从危岩主控结构面发生；地震引起的加速度在危岩楔形块体和岩质边坡上各点不同。

3、模拟危岩的下落路径

应用 RocFall 软件模拟危岩下落路径，通过数值模拟确定危岩下落路径的关键参数，从而为危岩的防治设计提供依据。

4、危岩的防治技术研究

结合危岩的防治原则和对危岩发育条件的分析，把危岩的防治技术分为主动防治、被动防护和灾害预警 3 种类型。

关键词：岩质边坡； 地震； 动力分析； FLAC^{3D} ； 稳定性计算； 危岩

ABSTRACT

The stability of rock slopes under the action of earthquake is one of the hot topics in slope engineering. Our country is mountainous and seismic. There were many strong earthquakes happened in history. Slope failure during earthquake that is common occurrence. Recently, recognition of dangerous rock hazard has been focused on and plenty of research gained some achievements. On the base of research production this paper study dynamic the stability of wedge-shaped perilous rock, which combines with the project "the tridimension dynamic stability analysis and disposition of the rock wedge-shaped block" by Chongqing communications research & design institute. The main study contents were represented as follows:

Firstly, Research on the formation condition and influencing factors of the perilous rock

According to mechanism of unstable rock, author classified the formation condition and influencing factors related internal factors and external factors. Empirical computation of seismic force and control fissure in unstable rock were analyzed.

Secondly, Research on dynamic analysis of perilous rock

On the base of qualitative and quantitative analysis, This paper classified dynamic analysis computation of perilous rock, which mainly include analysis of engineering geology, compared identification method, static force analytical method, numerical simulation method, reliability method and model test method. The paper detail analyzed static force analytical method and fast lagrangian analysis of continua. This paper used FLAC3D simulating the dynamic analysis of the perilous wedge-shaped rock, which come to the important conclusion that the perilous rock destructs from control fissure in unstable rock, acceleration of seismic force on gridpoint are different in rock mass slope and perilous rock.

Thirdly, Simulate the falling path of perilous rock

This paper used Rocfall simulating the falling path of perilous rock, which came to the important conclusion that can determine disaster region, thus which can provide evidence for prevention measures.

Fourthly, Research on the control techniques of perilous rock

Control techniques of perilous rock can classify three types, active methods, passive methods and disaster warning, which combined with preventive and controlling principle and analyzed the formation condition of the perilous rock.

KEY WORDS : rock mass slope; earthquake; dynamic analysis ; FLAC^{3D}; stability calculation; perilous rock

重庆交通大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所提交的学位论文，是本人在导师的指导下，独立进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写过的作品成果。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律结果由本人承担。

学位论文作者签名：王亮

日期：2009年4月13日

重庆交通大学学位论文授权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权重庆交通大学可以将本学位论文的全部内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。同时授权中国科学技术信息研究所将本人学位论文收录到《中国学位论文全文数据库》，并进行信息服务（包括但不限于汇编、复制、发行、信息网络传播等），同时本人保留在其他媒体发表论文的权利。

学位论文作者签名：王亮

指导教师签名：朱贺军

日期：2009年4月13日

日期：09年4月13日

本人同意将本学位论文提交至中国学术期刊（光盘版）电子杂志社 CNKI 系列数据库中全文发布，并按《中国优秀博硕士学位论文全文数据库出版章程》规定享受相关权益。

学位论文作者签名：王亮

指导教师签名：朱贺军

日期：2009年4月13日

日期：09年4月13日

第一章 绪论

1.1 立题的背景和意义

我国是个多山国家，特别是西部和东南部山区，崩塌落石、泥石流、滑坡、和风化剥落等斜坡坡面地质灾害常有发生，尤其在铁路、公路这样的线状工程沿线最为严重，其灾害的发生具有点多、面广、线长等特点，在有限的资源（人力、物力、财力）条件下防护治理非常困难甚至防不胜防。

随着近年我国高等级公路建设的大力发展，以及交通量快速增长，提高道路交通的安全性成为非常迫切的要求。过去在低等级公路建设中常用的绕避、大坡道措施已不为允许，必然要出现一些人工高边坡或从一些高陡自然山坡下经过；同样，新建山区铁路、水电站、矿山等都不可避免地要面临高陡边坡问题。西部山区是我国地质灾害最为严重的地区之一，伴随高速公路建设向周边山区的快速发展，地质环境恶化、地质灾害急剧增加，防灾减灾的形势严峻。目前，大量在建和拟建高速公路都将面临危岩、崩塌等地质灾害。因此结合西南地区的实际情况，开展危岩、崩塌等地质灾害技术预防及其配套技术的开发，对西部地区的公路建设具有重大的现实意义

1.2 国内外危岩研究现状

1.2.1 国内危岩研究现状

在我国西南部山区，公路沿线的崩塌落石已经成为一种比较严重的灾害，严重威胁公路及沿线的生命和财产安全。由于其灾害的发生具有突发性，破坏失稳具有致灾性和毁灭性等特点，因此对公路沿线可能造成崩塌落石的危险区域进行安全风险评价是非常关键的一步。

目前国内在这方面已做了一些研究工作，提出了根据地质情况、构造运动、降水、公路交通量、平曲线半径、路面等各种致灾因素，用来确定综合影响系数评价其风险水平。但是由于这一问题的复杂性，至今仍有许多问题尚未解决。

国内对危岩、崩塌地质灾害的稳定性研究大致可分为三个阶段^[1]。七十年代以前为定性分析阶段，主要停留在危岩、崩塌等地质灾害的识别与定性描述方面。七十年代到八十年代初为第二阶段，人们的认识已经由感性上升到理性阶段，以危岩、崩塌形成机制分类研究其主要特点，广泛开展物理模拟与数值模拟，再现重大斜坡地质灾害的变形破坏机制。这一研究工作至今仍是危岩产生崩塌落石研究的重点；八十年代以来，边坡稳定性研究的理论和方法更加成熟，随着计算机技术的发展，边坡数值模拟得以实现，可以利用计算机定量或半定量地模拟边坡

开挖至破坏的全过程,已经成为危岩、崩塌研究的发展趋势。此外,一些新理论、新方法诸如系统论方法、信息论方法、模糊数学、灰色理论和数量化理论等被引入边坡稳定性研究,为定量评价和预测边坡稳定性开辟了更为广阔的前景,边坡稳定性研究已步入系统工程分析研究阶段。

在动力分析方面^[1],王思敬(1977)较早地研究岩质边坡动力稳定性问题并取得了一些成果。1987年,王存玉在二滩拱坝动力模型试验中发现,岩石边坡对地震加速度不仅存在铅直向的放大作用,而且还存在水平向的放大作用。何蕴龙等人(1998)通过动力有限元法分析发现了岩石边坡的地震动力系数并不随坡高增高而单调增大”,并且得出了“坡高约100m时坡顶最大动力系数达到最大值,坡高超过100m动力系数反而有所降低。总之,边坡动力系数对坡高的变化是不敏感的,在工程中常见的坡高范围内边坡动力系数的变化是不大,并基于此结论提出了岩质边坡地震作用的近似算法^[2]。清华大学研究过龙羊峡和二滩工程岩石坝肩动力特性及地震响应加速度,对库岸边坡进行了有限元动力计算和模型试验。1991年,长江科学院采用有限元法研究了三峡船闸高边坡的地震稳定性。1989年,薛守义博士较为系统地总结了前人对岩体边坡动力稳定性所做的工作,将岩体变形破坏现象分为滑动、崩塌、塑性变形和层体弯折等四种主要类型,并提出了各种情况下所需选用的动力分析方法。将岩体边坡稳定性分析模型归纳为岩体地质模型、力学模型和几何模型三类,并在振动模型研究的基础上,分析了岩体振动的力学效应,推导了楔形体滑动机制下的地震滑动位移分析公式,并编制了相应计算程序。陈玲玲等人(2004)在文章中提出了评价岩质陡高边坡动力稳定性的计算公式,并结合马崖高陡边坡实例,证实公式可以合理的评价陡高边坡的稳定性。姜彤等人(2007)将加卸响应比理论引入边坡动力稳定分析研究中,建立边坡在地震作用下的加卸载响应模型,通过对边坡动力加卸载响应规律的研究,提出以边坡整体的加卸载响应度代替边坡稳定性安全系数,将边坡的变形分析和稳定性评价有机结合,探讨边坡动力稳定分析新方法。

1.2.2 国外危岩研究现状

公路危岩灾害的风险评价源于公路安全评价。而安全评价的概念应用于公路方面是在20世纪80年代初英国开始的,起初是由于一些新建道路在刚刚通车不久即发生很多本可避免的交通事故,为了防止此类事故的发生,学者第一次提出了安全评价的概念;但这一概念被直到80年代末才被正式采用;到1991年,英国已强制要求对所有的国家主干道和高速公路进行安全评价。20世纪90年代早期的澳大利亚、新西兰,90年代中期的加拿大,90年代末的美国都先后开始了对公路安全评价的研究,引入该概念并进行研究。目前其他国家和地区如:新加坡、

马来西亚、南非、意大利、丹麦、荷兰和香港等都开始对公路安全评价进行了相关研究^[3~7]。

国外研究的内容主要包括：公路安全评价的概念、步骤、阶段、效益成本分析及评价队伍的构成、人员素质的要求等，研究的重点在于如何利用评价人员在公路安全方面的经验对各阶段的公路工程安全隐患进行识别，因此国外的安全评价研究报告或标准规范中均提供了各阶段的安全评价的速查表（或称“检查表”）。这一措施已获得了积极的效果。另外，一些发达国家也在研究量化的交通安全评价模型，美国联邦公路局组织多方人力、物力进行了系统的工作，对相关的关键技术和应用平台进行了研究、开发，目前已经推出了具有突破意义的 IHSDM（Interactive Highway Safety Design Model，互动式的公路安全设计模型）的 β 测试版，为公路安全评价、安全改良提供了核心的技术支持。

对高速公路沿线危岩引起的崩塌落石灾害的风险评价比较特殊，除了一般的评价特点外，危岩路段的稳定性评价还应当针对公路带状工程的特点确定针对性的评价方法，特别是面临大面积的崩塌、危岩区域，公路可能存在多种结构形式，危岩、崩塌对路基、桥梁、构筑物等的影响差异极大，如何评价不同结构形式区域下的危岩、崩塌体的安全系数的计算方法将是研究的重点。危岩、崩塌的地质灾害可接受风险水平的研究是近几年来国际上一个令人关注的新的学术课题。危岩、崩塌的地质灾害可接受风险一般以人员伤亡、经济损失以及社会环境价值损失来表征。对人员伤亡来说，目前主要采用 F （灾害概率）— N （人员伤亡）准则法；对于经济损失，一般采用损益比（Cost—Benefit Ratio）、不同年概率条件下的经济损失值等来表示。

危岩、崩塌的地质灾害可接受风险水平并非一成不变的，而是因地、因时而异的。通过对世界上一些大型及灾难性危岩、崩塌的地质灾害进行分析，可得到单个危岩、崩塌地质灾害的可接受的风险准则。运用量化风险评价技术所估算的风险如发生在合理可行的最低限度范围，便应就各种实用可行的风险减缓措施进行成本—效益分析。进行这些分析的目的，是计算每一项风险减缓措施的成效是否能抵消其成本，以便决定是否采取这些措施。

现在有些国家已订有风险管理及分析的一般指引，例如英国标准 BS8444，澳大利亚/新西兰标准 AS—254360 及加拿大标准 CAN/CSA—Q634—91。但到现在为止国际上还没有规范涉及可接受的危岩、崩塌地质灾害风险水平值。然而一些在做危岩、崩塌地质灾害风险评价时会遇到以下问题：何种条件下的风险是可以接受；何种条件下的风险是不能接受的，必须采取措施控制，这就需要有一个标准能够帮助决策者对风险的接受与否做出科学的判断。因此，从根据公路是一个线性工程特点，以区域地质条件为基础，建立适于区域地质的风险评价指标及评价体系，

为危岩、崩塌灾害防治、监测提供理论依据。

在动力稳定性分析方面, Chowdhury. R. N. (1978) 在《Slope Analysis》一书中提到了边坡动力稳定性和变形问题。土耳其学者 H. Kumsar 等人 (2000) 对楔形体的动力稳定性利用模型试验和理论相结合的方法进行过一些研究。

1.2.3 危岩稳定性评价方法

危岩稳定性评价方法主要分为 6 类: 地质分析法、静力解析法、数值模拟法、可靠度法、比较识别法和模型试验法。

①地质分析法

地质分析主要通过岩体结构分析^[2]。岩体深部抗滑稳定性取决于岩体结构条件, 不同的结构条件下, 岩体的抗滑稳定性有不同的特点和规律。所以, 岩体结构分析实际上是岩体抗滑稳定性的分析, 是岩体抗滑稳定定量分析的基础。岩体结构的图解解析在实践中多采用赤平极射投影结合实际比例来进行分析的。岩体的破坏, 往往是一部分不稳定的结构体沿着某些结构面拉开, 并沿着另一些结构面向着一定的临空面滑移的结果。这就揭示了岩体稳定性破坏所必须具备的边界条件 (切割面、滑动面和临空面)。所以, 通过对岩体结构要素的分析明确岩体滑移的边界条件是否具备, 就可以对岩体的稳定性做出判断。这就是岩体稳定的结构分析的基本内容和实质。其分析步骤大致如下:

首先对岩体结构面的类型、产状及其特征进行调整、统计和研究。

其次对各种结构面及其空间组合关系以及结构体的立体形式进行图解分析。根据以上分析最后对岩体的稳定性做出评价。

②静力解析法

静力解析法是工程实际中最常用的稳定性分析方法。力学分析是假定岩体的滑移体都是在刚性的前提下, 用刚体极限平衡法计算岩体抗滑稳定性系数的一种方法。该方法简单实用, 便于工程上应用。但它不能完全反映岩体滑移体的滑动机制、岩体内和滑移面上应力和变形的真正分布情况, 因而所得的稳定性指标不可能完全反映实际情况。在工程实际中, 常常采用加大安全系数的办法加以保证, 说明该法虽属定量但具有一定的经验性, 不能达到完全定量的标准。

这种方法简单可行。在危岩破坏模式认识上的差异, 其判定依据也不相同。王立人, 孙云志, 陈明东, 胡厚田, 陈洪凯等人也分别对自己的危岩分类模式提出了静力失稳判据, 尽管破坏模型建立各异, 但破坏的原因都是产生的应力大于岩体的强度。

③数值模拟法

数值模拟技术推动了现代工程学发展^[8]。在岩土工程数值分析中最常用的数值

模拟方法有有限元法、离散元法、边界元法、非连续变形数值分析(DDA)法等。

有限元法(CFEM)作为一个有效的数值计算方法,其起源可以回溯到 50 年代中期。基本概念是用较简单的问题代替复杂问题然后再求解。它将求解域看成是由许多互连子域组成,对每一单元假定一个合适的近似解,然后推导求解这个域应满足条件(如结构的平衡条件),从而得到问题的解。刘国明(1994)采用有限元法对三峡链子崖危岩体进行静力稳定性分析得到良好的模拟效果^[9]。地震边坡稳定的应力、变形分析,常采用动力有限单元法,对在动荷载作用下,有限单元网格中各单元永久应变进行积分,得到边坡的永久位移。动力有限单元法可确定边坡是否失稳、破坏面位置及形状、边坡破坏后的变形等。并在确定潜在破坏面的同时计算边坡在地震作用下的应力、应变和永久位移。有限单元法能将波动问题替换为振动问题求解,分别在时、空域内离散,该方法适用面广,能基本满足工程需要。当然有限单元法对输入参数的要求较高,在理论上自身还存在一些缺陷,采用不同的模型可能产生不同的结果,由于边坡的多样性和用有限单元法分析边坡动力稳定性的复杂性,采用有限单元法进行动力计算也有一定的局限性。

离散单元法(DEM)是求解块体集合体在外力作用下块体间的相互作用及运动过程的有效方法,这种方法由 Cundall 在 1971 年提出,它是基于弹性力学的小变形假设,以虚功原理为理论基础而建立的,它讨论的主要是小变形问题。

边界元法(BEM)是七十年代兴起的一门计算方法。边界元法将边界广义位移和广义力作为独立变量,且同时以满足场方程的奇异(源)函数为加权函数,是一种特殊格式的加权余量法。

非连续变形数值法(DDA)是石根华博士提出的一种数值分析方法^[10]。它可用于研究岩体的大变形和大位移问题。DDA 在分析力和位移相互关系时,对各个块体允许有位移和变形,对整个块体系统允许各块体界面间张开或闭合。

④可靠度法

对于大型工程,在基本满足相似的条件下,用可靠度分析方法进行稳定性分析,它更能真实地反映地质构造和工程结构的空间、时间关系,更准确地模拟施工过程和影响因素。谢全敏用蒙特卡罗边界元法分析危岩稳定性时,通过求解危岩体破坏概率来判断其稳定性^[11],实际上相当于计算边界上点(x_1, x_2, \dots, x_n)处基本随机变量 x_1 的概率分布函数的均值,这样可以免去对控制危岩体的基本随机变量 x_1 的抽样,具有较小的方差。该方法建立了直接坠落,沿单面滑动和沿双面滑动的三种破坏功能函数。但在某些工程设计中,按可靠度方法计算是安全的,实际运营却发生了破坏,其原因复杂多样,其中很重要的一个因素就是忽视了计算参数的不确定性。

⑤比较辨识法

基于比较辨识的方法,张奇华提出了一种边坡变形破坏的系统辨识方法^[12],重庆交通大学陈洪凯教授开发了一套危岩智能识别系统,该系统有即时危岩类型判别功能、资料查询功能、数据输入功能、报表显示功能。

那么他们系统开发的主要思想是:在工程地质区域,考虑变形破坏方式、相应的变形破坏特征和位移关系式,针对各种可能的变形和破坏方式建立(或调整优化已有的)变形监测网,通过监测资料计算得到变形区域的空间位移向量,对比各种可能的变形破坏方式的变形特征和位移关系式,从而辨识出实际发生的变形破坏方式、变形区域及变形演化成破坏的过程。

⑥模型试验法

模型试验法可以直接观察滑移面破坏过程,并对其他方法提供参考。它的基本要求是模拟与原型的线性尺寸成比例,材料、荷载条件和边界条件都相似。

另外,沿着系统辨识法的思路,近年来,人工神经网络开始应用于边坡工程的稳定性分析评价^[13]。张建海、范景伟、何江达提出一种用刚体弹簧元法求解边坡、坝基动力安全系数^[14]。王秀丽等首次提出了采用多级模糊模式识别进行湿陷性黄土边坡稳定性分析,建立了多级模糊模式识别模型,并把这种方法应用于实践^[15]。

1.2.4 危岩的防治措施

危岩的形成是多因素共同作用的结果,所以其防治方法也多种多样。

目前国内外整治危岩崩塌落石的措施概括起来有:清除、支撑、护坡、护墙、插别与串联、锚固、拦截、遮盖、封填、灌浆和排水等^[8]。在国内外危岩防治仍处于综合技术应用的初始阶段。实际应用中可根据情况比较各方式的优劣,综合考虑。危岩防治技术可分为主动防治技术、被动防护技术和灾害预警系统。

主动防治技术:对危岩单体进行工程结构防治避免其发生失稳的防治技术,包括支撑、锚固、灌浆、封填、排水及清除等技术。

被动防护技术:对可能失稳的危岩单体或群体进行工程结构防治避免造成灾害的防治技术,包括拦石墙、拦石栅栏及森林防护等技术类型。

主动-被动联合防治技术:主要包括锚固-拦挡联合技术和锚固-支撑技术。

①对于陡崖上的浮石、松动块体采用人工清除,或者在巨大浮石上用风枪凿眼、静态破碎剂解体,化整为零,逐步消除,条件具备时还可考虑用爆破清除。

②支撑:对于高大的悬崖、倒坡状危岩采用浆砌条石或混凝土支撑,支撑的形式可以是柱、墙、墩。

③护坡护墙:采用浆砌条石或混凝土保护坡面,适用于坡度不大,岩层破碎,节理发育,对于整体稳定性较好的边坡,可防落石,防止继续风化。

④插别与串联:常见于铁路边坡,用圆钢或钢轨支挡或者串联整体性较好的危

岩体。

⑤锚固:对于裂隙较发育的柱状危岩体,可采用锚杆、锚钉、锚索将危岩锚固于稳定的岩体上,外锚头可采用梁、肋、格构等形式加强整体性。

⑥拦截:危岩下有一定宽度的空地可供修筑拦石墙时,可在危岩坡脚下修筑一级或多级拦石构筑物,拦石构筑物有重力式墙、拦石栅、板桩式拦石墙等,拦石墙要设置厚度不小于1.5m的缓冲层以及落石槽,拦石墙要有足够的拦挡净空高度。

⑦遮盖:主要是指用钢筋混凝土筑成的明洞,棚洞,多见于铁路工程。

⑧封填:对于高度不大的岩腔采用浆砌片石或混凝土封填。

⑨灌浆:用水泥砂浆或其它材料封闭裂缝,抑制裂缝的扩展,防止地表水体进入危岩体。

⑩排水:在崩塌落石区内外设置畅通的截、排水系统。

⑪SNS 柔性防护网:近年来,国内引进了柔性防护钢缆网。

1.3 危岩风险分析研究主要进展

在传统的评价研究基础之上,该领域的研究无论是在内容或是方法上均出现了一些新的特征:

①危岩灾害危险性分析与评价研究正由传统的定性描述阶段向量化发展。这一特点不仅表现在评价结果的表达方式是以数字化形式,更重要的是建立了一些高精度的物理和数学模型,使得评价精度不断地提高。特别是随着模糊数学理论的发展,给危岩灾害危险性定量综合评价带来了新的飞跃。模糊逻辑、模糊数学综合评判、模糊因子分析、模糊模式识别、模糊主成分分析等方法的广泛应用,使得更精确地分析危岩稳定性成为可能^[16]。

②危岩灾害评价的技术水平明显提高。如先进的遥感、计算机、地理信息系统技术,配合传统的地面地质、物理探测、实验模拟等手段,力求更迅速,更准确,更灵活的对危岩进行风险评价。

③危岩作为一种地质灾害,将与其他各种地质灾害研究一起,逐步建立相应的定量评价模型,评价方法也由单种灾害危险性评价转向多灾种的综合评价,从单纯的自然科学领域,逐渐提高到多学科、多领域研究,从而使灾害评价结果对决策者更加实用。

④在危岩的防治方法上,施工简单、防治效果好的新技术新工艺的运用,如SNS 主动、被动防护网等这些方法不但施工工艺简单,而且防治效果也很好,因此新工艺新材料的运用是危岩防治的研究方向。

1.4 危岩研究存在的问题

随着危岩领域研究向量化、综合化、科学化发展,其研究问题的深度和广度得到了极大的发展,成为一项涉及灾害科学各个方面极其复杂的工作。正是由于涉及因子众多,而且许多因素具有很大的不确定性,存在许多悬而未决,甚至存在严重分歧的问题^[16]。整个研究过程中,存在的最大的共性问题:

①危岩灾情资料历史记录不完整,地区记录的精确程度差异性很大,许多地区的灾情统计资料准确度差,甚至很多地区记录为空白。

②对危岩灾情统计标准不统一,以及影响危岩灾害性的评价因子体系不一致。

③危岩的致灾因子具有多重性和不确定性,加上目前对危岩灾害的认识水平不高,以及对灾害发展趋势认识不统一。

④由于经济的快速增长,人类工程活动的周期大大缩短,要求技术人员在短时期内快速、合理地评价预测区域地质环境与地质灾害,进行危险性区划。而传统的技术手段是不能完全应付以上快速反应的。

上面这些问题的存在,使得危岩灾害性的风险准确评价带来了很大的不确定性。如何解决这些问题将是今后危岩研究的主要方向。

1.5 本文研究的主要思路和研究方法方法

本文结合重庆交通科研设计院承担的“岩石楔形体三维动力稳定分析与处治”课题,对危岩楔形块体动力稳定性进行研究,并分析危岩的下落路径,为危岩的防治措施提供依据。

①分析危岩形成的条件和影响因素,明确危岩发育机理。

危岩的发育是一个漫长过程,受诸多因素影响,本文通过对危岩发育影响因素的分析,将危岩的影响因素归纳为内部因素和外部因素。

②结合危岩发育的影响因素,提出危岩稳定性评价方法,着重分析静力稳定性分析法和拉格朗日差分法。

③应用 FLAC^{3D} 软件对某天然岩质边坡进行动力稳定性分析。

通过软件模拟确定危岩滑动面的位置和危岩的破坏机制。

④对危岩下落路径进行理论分析,并应用 Rocfall 软件对万州天生城福建小学危岩崩落运动路径和汶川大蛟棚洞危岩进行模拟,通过软件模拟和理论的对比分析,确定危岩下落路径,为危岩的防治提供依据。

⑤在危岩的稳定性和下落路径分析基础上,提出危岩防治原则和防治方法及其适用条件。

第二章 危岩稳定性影响因素及荷载组合分析

我国幅员辽阔,地貌差异显著,地质条件复杂,伴随着西部大开发和三峡工程的推进,危岩频繁涌现。危岩的失稳具有突发性,破坏具有灾害性,直接威胁着人类的生命安全和财产安全,尤其突如其来的四川汶川地震的爆发,地震引发的滑坡、泥石流、危岩等地质灾害给人类造成了巨大人员伤亡和财产损失。因此,实施危岩的防治研究是当今科学工作者急待研究的热点。

危岩的发育受多种因素的影响,包括内部因素:地应力、岩性组合、水文地质条件等;外部因素:地震影响、气候因素、人类相关活动等。

2.1 危岩稳定性影响内部因素

2.1.1 重力侵蚀

地应力是存在于地壳中的未受工程扰动的天然应力,也称岩体初始应力、绝对应力或原岩应力。广义上也指地球体内的应力。它包括由地热、重力、地球自转速度变化及其他因素产生的应力。地质力学认为,地壳内的应力活动是使地壳克服阻力、不断运动发展的原因;地壳各处发生的一切形变,如褶皱、断裂等都是地应力作用的结果。

重力侵蚀(gravitational erosion)是指斜坡上的风化碎屑、土体或岩体在重力作用下发生变形、位移和破坏的一种土壤侵蚀现象。重力是危岩失稳的主动动力,其加速度有恒定性、均匀性、方向性。以重力为主要外营力引发危岩的崩塌、滑塌、坠落、倾倒等屡见不鲜,主要形式有蠕动、泻溜、崩塌和滑坡等。

①蠕动(wriggle)

蠕动是指斜坡上的土体、岩体和它们的风化碎屑物质在重力作用下,顺坡向下发生缓慢移动的侵蚀现象。蠕动的移动速度相当缓慢,每年只有若干毫米或几十厘米。因此,常常不被人们所觉察。但经长期积累,这种变形也会给生产和建设带来危害。小则电线杆、树木倾倒、围墙扭裂;大则房屋破坏,地下管道扭裂、水坝变形甚至完全损毁。

根据蠕动体的性质,可将其分为松散层蠕动和岩体蠕动两种类型。

松散层蠕动包括土层蠕动和岩屑蠕动,土层蠕动是指颗粒本身由于冷热、干湿引起体积膨胀、收缩而同时又在重力作用下产生的一种移动;岩体蠕动是斜坡上岩体,在本身的重力作用下,发生十分缓慢的塑性变形或弹塑变形,它多形成于柔性岩层组成的山坡上。

②泻溜(scatter flow)

泻溜是指崖壁和陡坡上的土石经风化形成的碎屑,在重力作用下,沿着坡面

下泻的现象。泻溜是坡地发育的一种方式。陡坡上的土石岩体,受冷热、干湿和冻融的交替作用,造成土石表面松散和内聚力降低,形成与母岩分离的碎屑物质。这些物质一旦失稳,在自身重力作用下不断下落,使坡面后退。碎屑堆积在坡脚,土质堆积物的安息角一般为 $35^{\circ} \sim 36^{\circ}$, 常被洪水冲刷、搬运。如果堆积物不被流水冲走,斜坡将逐渐变缓。

③崩塌落石(collapse)

边坡上部岩土体被裂隙分开或拉裂后,突然向外倾倒、翻滚、坠落的破坏现象称为崩塌。发生在岩体中的崩塌,称为岩崩;发生在土体中的称为土崩;规模巨大、涉及大片山林的称为山崩。崩塌主要出现在地势高差较大、斜坡陡峭的高山地区和河流强烈侵蚀的地带。崩塌可造成河流堵塞,或阻碍航运、毁坏建筑物,以及引起波浪冲击沿岸等灾害。

④滑坡(slide)

当雨水渗透至土层底部,在不透水层或基岩上形成地下潜流。由于土体不断吸水增重,土体下滑力大于抗滑力时,土体沿着一定滑动面发生的位移现象,称为滑坡。滑坡发生的坡度一般在 $12^{\circ} \sim 32^{\circ}$, 在此范围内坡度愈大,重力超过运动阻力的可能性也越大。在凹形山坡上较难产生滑动,下部平缓部分有阻止滑动的作用;凸形坡则相反,山坡下部比较不稳定,常因下部产生滑塌而导致山坡上部发生滑动。土壤的物理性质、矿物成分及胶体化学性质均对滑坡产生影响。土壤质地均匀,渗透性因粒径增大而加强;土粒呈棱角状,则抗剪强度较大;当沙土和粘土相间成层时,在粘土面上常形成潜流,在潜流的动水压力作用下,产生化学潜蚀和力学潜蚀,促使滑坡形成。土体中含滑石、云母、绿泥石和蛇纹石等鳞片及片状矿物,较易发生滑动。滑坡体由几百、几千立方米到几万立方米,在山区还常伴有泥石流,危害较大。

按《水土保持技术规范》建议,当滑坡、崩塌、泻溜面积占坡面面积小于 10% 时,为轻度侵蚀;10%~25%时,为中度侵蚀;25%~35%时,为强度侵蚀;35%~50% 时,为极强度侵蚀;大于 50%时,为剧烈侵蚀。

2.1.2 岩性组合因素

岩石性质的差异是影响危岩稳定的基本因素。岩性对危岩形成的控制作用是明显的。危岩多发育于块状、厚层状的坚硬和较坚硬的脆性岩体上,如:花岗岩、灰岩、砾岩、砂岩、辉长岩、辉绿岩、厚板岩。一般来讲,只有较坚硬的岩石才可能形成高陡的边坡地形,易形成陡高危岩。相反,较软的柔性岩体,泥岩、页岩、云母片岩、滑石片岩、千枚岩和绿片岩中发育的危岩较少,而软弱岩组易形成坡度较缓的滑塌式危岩。

①就危岩的破坏特征而论,不同岩性组合的危岩有常见的变形破坏形式。软硬岩层交错组合成的边坡有利于危岩的发育,由于这些软弱岩层抗风化性能差,必然产生差异风化,软岩抗风化能力差而多成凹岩腔,硬岩抗风化能力强而多形成陡崖。风化产物具有很高的亲水性、膨胀性、崩解性等特征,极易产生楔形破坏,在岩体的稳定性中一般来说,板状结构体比柱状、菱状的更容易滑动,楔形结构比锥形结构体稳定性差。

②各类岩石对危岩发育的控制作用

1) 沉积岩对危岩发育的控制作用

巨厚层的完整坚硬岩层如果夹有薄层页岩时,当岩层倾向坡外时,高陡边坡常发育大规模的危岩;软硬相间的岩石边坡,因差异风化,可能发育小型危岩;页岩、泥岩等软岩边坡,如果岩层褶曲发育,常发育小型危岩;当河谷陡坡由软硬不同岩层组成时,若软岩层在下,而且其分布高度与河水位线相一致时,软岩易被河水冲蚀破坏;上部岩体易于发育大规模的危岩。如果河谷陡坡下部有可溶性岩石(灰岩)组成,由于河流冲蚀和容蚀作用,下部可溶性岩石将不断被淘空,也易于形成岸边大型危岩。

2) 岩浆岩对危岩发育的控制作用

当岩浆岩垂直节理(如柱状节理)发育,并有倾向坡外的构造裂面时,易发育大型危岩。当岩浆岩中有晚期岩脉、岩墙穿插时,这些穿插接触面往往是岩体中薄弱面,它们和各种节里面组合一起,为危岩发育创造了有利的边界条件。

3) 变质岩对危岩发育的控制作用

正变质岩石中的危岩与岩浆岩情况类似,这里介绍动力变质的副变质岩的两种情况:在褶曲发育的片岩、板岩和千枚岩的边坡上,有各种弧形结构面,当倾向坡外时,多发育沿弧形结构面滑移式崩塌的危岩;当此类变质岩的片理和构造结构面都很发育时,常把岩体切割成大小不等的岩块。

2.1.3 水文地质条件影响

地下水对岩质边坡稳定性影响十分显著,通过对大量的危岩失稳调查发现,大多数岩质边坡变形和破坏与地下水有关。水文地质条件对危岩稳定性的影响主要表现在地下水位的埋深和它所在边坡的地下水的补、径、排等方面。一般情况下,地下水位线以下的透水岩层受到浮力的作用,而不透水岩层的坡面受到静水压力的作用。当地下水埋深较浅时,地震会造成孔隙水压力增加及其累积效应,由此可能引起危岩失稳。地下水的补、径、排条件对地震期间孔隙水压力的累积有重要的影响。如果地下水的排泄条件畅通,孔隙水压力不容易累积,则对危岩的动力稳定性影响不大。

2.1.4 地质构造因素

地质构造是影响岩质边坡危岩稳定性的重要因素，危岩所处的大地构造单元、区域性构造特点、斜坡地段的褶皱形态、岩层产状、断裂与裂隙的发育程度及其分布规律、区域性新构造等。在区域构造复杂、褶皱较强烈、新构造运动活跃区域，危岩极易失稳。对地质构造分析是危岩稳定性评价的基础。

陡倾、甚至直立的坡体软弱面(层面、节理裂隙等)是危岩发育以及发生破坏失稳的重要条件。地质构造对危岩的发育、分布有着重要的控制作用。断层交汇处、断层破碎带、背斜核部、遭强烈挤压的向斜核部、火成岩岩脉侵入界面、高陡边坡卸荷带等岩体结构破碎，断层节理构造面发育的部位，当结构面倾向坡体临空面时危岩尤其发育。下面分别讨论：

① 区域地质构造对危岩发育的控制作用

当边坡方向和区域性构造线平行，边坡的危岩特别发育，分布广泛。区域性大型活动断层通常形成长达数十米甚至上百米的断层陡崖，往往控制危岩的发育分布。在几组构造线交汇的峡谷区，往往形成大型危岩。

② 各种地质构造对危岩发育的控制作用

各种地质构造作用，使岩层遭到不同程度的破坏，把完整的岩体切割成大小不同的块体，为岩质边坡崩塌落石提供了必要条件。调查研究表明，各种地质构造对危岩发育的影响也不同，主要表现在以下几个方面：

1) 褶皱核部的危岩：强烈弯曲的背斜核部，脆性岩层在曲率最大处常常折断；由于岩层受张，在垂直岩层方向还会发育大量节理，使岩层破碎。此外，在多次地质构造作用和风化作用的影响下，破碎岩体往往产生一定松动，从而形成危岩，并在重力和其它外力(如地震力，水压力等)的作用下，就可能产生各种类型的崩塌落石。危岩的规模主要取决于褶皱轴向和边坡坡向的夹角，当背斜轴垂直于坡面方向，一般只发育小型的危岩。向斜核部岩层受挤压，褶皱强烈时，向斜核部岩层也会折断，并产生一系列的压张裂隙。如果边坡走向与向斜轴平行，且边坡高陡，也将发育较大规模的危岩。

2) 褶皱两翼岩层的危岩：褶皱两翼岩层呈单斜状，在岩层倾向与高陡边坡倾向一致时(高陡顺向坡)，易于发育滑塌式危岩。滑移面常为岩层中的软弱夹层面，层间错动面，或岩层面，当岩体两侧有构造节理切割时，更有利于危岩的发育。当岩层走向与高陡边坡走向一致时，可能发育大型危岩。当岩层倾向与高陡边坡倾向大角度相交或正交时(斜向坡)，通常只发育有小型危岩。

3) 断层破碎带的危岩：断层带附近岩体十分破碎，为危岩的发育提供了必要条件。同时，断层破碎带常常是地下水渗流的通道，使岩层强度降低，从而引起各种规模危岩的形成。如果高陡边坡走向与断层破碎带走向一致，危岩发育的规

模一般较大；相反，如果高陡边坡走向与断层破碎带走向垂直，则危岩发育的规模较小。

4) 沿构造节理发育的危岩：沿构造节理发育的危岩较多。倾向坡外的节理被开挖切断后，节理缝以上的岩体稳定情况与节理的倾角大小有关，还在很大程度上受节理充填物的影响。当软弱节理缝内充填粘土或其它易受水浸润而软化的矿物，或刚性节理倾角很陡，则易于危岩的发育。

2.2 危岩稳定性影响外部因素

2.2.1 地震影响

地震以及不适当的大爆破施工是引起危岩崩塌失稳的强烈触发因素。调查统计表明：山区的地震往往引起大规模的危岩破坏失稳，造成严重的地质灾害。地震作用时，产生垂直和水平向地震力作用，使边坡岩体中结构面强度降低，应力释放，产生的结构面和已有的结构面更加发育。对于破碎岩体，尤其产生的水平的地震力易使其失去稳定性。地震引发的危岩失稳主要由它的特点所决定，地震具有突发性、破坏性、续发性、周期性。地震对危岩的影响主要表现在：一种是震中区危岩受到垂直的地震力，使得危岩更加破碎或坠落失稳；另一种使指向坡外的水平地震力易使危岩失稳，其水平地震力的大小与危岩的质量、地震力系数大小紧密相关。

地震发生前后造成危岩失稳屡见不鲜。地震发生前有能量累积过程，伴随着能量的增大大地产生隆起变形，造成边坡危岩失稳，如汶川地震前夕，汶川—马尔康有道路边坡危岩坠落现象发生；那么地震后造成的次生灾害如落石、滑坡、泥石流等自然灾害更加严重。

2.2.2 气候因素

气候因素中对危岩稳定性影响最大的就是降雨。降雨入渗是影响危岩稳定性、导致危岩失稳的最主要和最普遍的环境因素。降雨对边坡稳定性的影响国内外已进行了许多研究，并取得了许多的研究成果。暴雨增加了岩体和主控面土体负荷和裂隙水压力，破坏岩体和土体结构，软化了粘土层，易触发危岩滑塌。大气降水对危岩的影响十分显著，危岩的急剧变形多出现在雨季大量降雨之后。水从地表裂缝渗入，明显地改变了危岩结构面的物理力学性质，裂隙中的水及其流动产生不利于危岩稳定的浮托力和静、动水压力。水的静压效应对裂隙起劈裂作用，水在流动时还带走细颗粒物，并对结构面充填物起软化作用，大大降低结构面的抗剪强度，常给危岩的稳定带来灾难性的后果。大量的调查资料说明，危岩的崩塌失稳与降雨有下列关系：

- ① 危岩的崩塌失稳有 70%以上发生在雨季，特别是在雨中或雨后不久；很少发生在旱季和非雨天。
- ② 连续降雨时间越长，暴雨强度越大，危岩崩塌失稳次数越多。
- ③ 阴雨连绵天气较短促的暴雨天气引起的危岩崩塌失稳多。
- ④ 长期大雨比连绵细雨造成危岩的崩塌失稳多。

表 2.1 对比了天然状态和饱水状态下岩体的摩擦系数和粘结力。

表 2.1 饱水岩体强度参数
Table 2.1 strength parameter of saturated rock

岩石名称	试验条件	摩擦系数	粘结力 (kpa)
砂岩	天然状态	0.93	24
	饱水状态	0.88	20
粘土岩	天然状态	0.88	3
	泡水 7 天	0.38	6
页岩破碎	天然状态	0.52	4.5
	泡水状态	0.38	4

气候的冷暖、干湿和温差变化均能对重力侵蚀产生影响。例如，在寒冷地区，冬季地面冻结而膨胀隆起，坡面上的颗粒随着膨胀沿垂直坡面上升，解冻时，地面恢复到原来的位置，但颗粒在重力作用下向下坡方向发生移动。干湿变化对粘土体积变化的影响特别显著，温差对岩块体积变化的影响特别显著。在温带地区，因温差变化引起硅酸岩岩块的平均体积变化为 0.1%，但在干旱气候条件下要比温带大 10 倍即可达 1%。这样，当碎屑体积膨胀时，颗粒之间互相挤压，碎屑被挤出原来位置；碎屑再恢复到原来体积时，又由于本身重力的影响，碎屑可能向下移动。如果碎屑颗粒体积收缩时，其间形成空隙，使上部碎屑失去支持，也能因碎屑本身重力影响引起下移。

在日温差、年温差较大的干旱、半干旱地区，物理风化作用较强，较短的时间内岩石就会风化破碎，易形成崩塌。

2.2.3 裂隙水压力影响

埋藏在基岩裂隙中的地下水叫裂隙水。裂隙水分布很不均匀，水力联系也很复杂。裂隙水的这些特点与裂隙的介质特征有关。根据裂隙水赋予的介质不同，将裂隙水划分为脉状裂隙水和层状裂隙水两种类型。坚硬的基岩中的裂隙分布不

均匀且具方向性,通常只在岩层中某些局部范围内联通,构成若干相互联系或联系很差的脉状含水系统,这个系统中赋存的水为脉状裂隙水。破碎岩层中,裂隙分布连续均匀,构成具有统一水力联系、水量分布均匀的层状裂隙含水系统,赋予为层状裂隙水。另外,按裂隙成因的不同,可将裂隙水分为:风化裂隙水、成岩裂隙水和构造裂隙水三种类型。

风化裂隙水 分布于风化裂隙中的地下水一般为层状裂隙水,受风化壳的控制,风化裂隙水多属潜水。通常情况下,风化壳规模和厚度相当有限,风化裂隙含水层水量不大,就地补给,就地排泄。但风化裂隙水在基岩山区分布十分广泛,对边坡工程影响很大,常常是边坡失稳和浅层滑坡形成的主要原因。

成岩裂隙水 沉积岩和深成岩浆的成岩裂隙多是闭合的,含水意义不大。陆地喷溢的玄武岩在冷凝收缩时,常形成六方柱状节理和层面节理。这类节理大多张开且密集均匀,联通良好,常构成储水丰富、导水通畅的层状裂隙含水系统。岩脉及侵入岩接触带,张开裂隙发育,常形成近于垂直的带状裂隙含水系统。成岩裂隙水可以是潜水,也可以是承压水。

构造裂隙水 构造裂隙是岩石在构造运动中受力产生的。在岩石性质和构造应力的控制下,裂隙的张开性、密度、方向性和连通性均有显著的区别。因此,构造裂隙水的分布规律相当复杂,呈现出不均匀性和各项异性的主要特点。剪应力造成的节理面平整而闭合,多半不导水。应力集中的部位,裂隙常较发育,岩层的透水性好。在同一裂隙含水层中,背斜轴部常较两翼富水,倾斜岩层常较平缓岩层富水,断层带附近往往格外富水。同一岩层的不同部位,岩性与应力分布不均匀,裂隙密度与张开性也有差别,在应力集中或岩性有利的部位,张开裂隙互相联通,构成裂隙含水系统。同一岩性中可包含若干个裂隙含水系统。发育构造裂隙的岩层,透水性常显示各向异性,某些方向上的裂隙张开性较好,另一些方向上的裂隙张开性较差,甚至闭合。构造裂隙水可以是潜水,也可以是承压水。然而,即使构造裂隙潜水,只要裂隙发育不是特别密集均匀,往往显示局部的承压性。构造裂隙水局部流向往往与整体流向不一致,迂回绕行,有时甚至与整体流向正好相反。

构造裂隙水一般水量比较丰富,常常是良好的供水资源,但对隧道施工往往造成危害,如产生突然涌水事故等。

岩体中裂隙水压力对危岩的稳定具有重要的影响,岩体中的应力对裂隙的影响较为敏感,应力变化将导致岩体裂隙的张开或闭合,那么在地震的作用下形成动水压力,给危岩造成不利影响。危岩主控面的深度决定裂隙水压力的大小。

2.2.4 岩体结构

危岩主控结构面结构类型、性状及其与坡面的关系是危岩稳定性的控制因素。赤平极射投影就是通过危岩主控结构面和边坡的关系来判断危岩体的稳定性的。

(1) 当危岩体的主控结构面与边坡倾向一致, 主控结构面倾角小于边坡角而大于结构面的内摩擦角时, 危岩体可能失稳破坏。(2) 当危岩体的主控结构面与边坡倾角相反, 则容易发生倾倒破坏。一般来说同倾向危岩稳定性较较反向危岩稳定性差。危岩主控结构面的的结构包括结构面粗糙程度, 粘结情况及其充填物的性质等。

2.2.5 地貌的影响

地貌是由于地球内、外营力作用而形成的地表起伏形态和物质组成。地貌条件决定了危岩的类型, 对危岩的稳定性有直接影响。边坡的高度、坡度和坡形对危岩的稳定性有很大影响。作者应用 FLAC3D 对某危岩进行稳定性分析, 通过对不同的坡高, 不同的坡度, 进行了比较分析, 对于均质岩坡, 坡度愈陡、坡高愈大则危岩稳定性愈差。边坡的高度、坡度、坡形对危岩稳定性有重大影响。如果将边坡的坡形分为直线坡、凸坡和凹坡 3 种, 通过调查资料发现, 直线形的斜坡很少发生崩塌和滑坡, 凹坡和凸坡则容易产生崩塌和滑坡, 而且都发生在坡度变化点附近, 尤以凹坡上发生滑坡和崩塌的几率最高, 这与边坡在静力作用下的稳定性有很大区别。在静力作用下, 凸坡上发生滑坡的几率高于凹坡。

危岩的形成要有适宜的地形坡度、斜坡高度和形态, 以及有利于岩土体崩塌的临空面。长期上升剧烈的分水岭地区, 高山峡谷地区, 江、河、湖、海和冲沟的陡立危岩, 尤其山区河曲的凹岸边坡, 陡峻山坡及人工陡边坡等都是危岩发育的优势区。

通过大量的天然斜坡和人工边坡危岩的调查表明, 陡峻的斜坡地形是形成危岩必不可少的条件之一。斜坡坡度越陡, 越容易形成危岩。据统计多数危岩发育在坡度大于 45° 的陡峻边坡上, 反坡上的悬崖更易形成危岩。

形成危岩的坡形可能是平面型坡面、上升型坡面、下降型坡面、溪沟型坡面、脊梁型坡面、积水型坡面等, 只要其它条件具备, 都可能产生危岩。统计和实验均表明: 对于相同大小、相等曲率半径(平面型除外)、相同结构条件的不同边坡, 其危险性是: 下降型>上升型, 平面型>集水型, 溪沟型与脊梁型相差不大。

此外, 边坡的高度对危岩的形成也有明显的影响, 一般高度越大越容易形成危岩。同时, 边坡的高度越大, 危岩的规模和崩塌强度也越大。统计表明危岩绝大多数发育在坡高大于 20m 以上的边坡上, 而高度小于 20m 的边坡危岩仅占 5%以下。

2.2.6 人类相关活动及其他影响因素

天然的岩石边坡一般稳定性较好，人类活动如边坡开挖、削坡、爆破、加载、掘洞、水利设施、植物生长等等，都给危岩稳定性带来了不利影响，甚至有时是危岩失稳的主导因素。

2.3 危岩荷载及其组合

在进行危岩稳定性分析时，首先必须先了解作用在危岩上的荷载类型、大小、作用点。然后进行危岩的稳定性计算分析。那么作用在危岩上的荷载主要有重力、地震力、裂隙水压力。

2.3.1 自重力及地震力

危岩体自重力和地震力计算公式如下^[8]：

$$W = \frac{1}{2}(a+b)LH\gamma \quad (2.1)$$

$$p = \mu_y W \quad (2.2)$$

式中， W 为危岩体自重力； a 为危岩体倾向方向底部宽度，单位为米； b 为危岩体倾向方向顶部宽度，单位为米。 L 为沿着危岩边坡走向方向的长度，单位为米。 H 为危岩体顶部到底部的高差，单位为米。 γ 为危岩体的容重，单位为 KN/m^3 。 μ_y 为地震力系数， μ_y 的取值与地震震级有关，如在 6 级地震， μ_y 取 0.05。

2.3.2 裂隙水压力

岩、土体中裂隙水体所受的作用力为裂隙水压力。

在边坡的稳定性计算中，水压力均按线性分布计算的。魏永幸提出危岩裂隙水压力计算公式为：

$$F_w = r_w h_w \quad (2.3)$$

式中， F_w 为危岩体贯通裂隙高度 1/3 处的裂隙水压力，单位为 KN ； γ_w 为水的容重，单位为 KN/m^3 。

目前，在边坡稳定性分析中，重庆市地方标准《地质灾害防治工程设计规范》、重庆市国土资源和房屋管理局《重庆市三峡库区滑坡危岩防治工程勘察规定》和重庆市国土资源和房屋管理局《重庆市三峡库区滑坡及危岩防治工程设计技术规范》指出，在危岩、边坡稳定性计算中，裂隙水压力可按下列下式计算：

$$Q = \frac{1}{2} \gamma_w e_1^2 \quad (2.4)$$

式中， Q 为作用在危岩体上的裂隙水压力，单位为 KN/m ，垂直于主控结构面，作用在从主控结构面尖端以上三分之一处； e_1 为主控结构面尖端以上的冲水高度

(m), 天然状态 e_1 取主控结构面贯通段的三分之一 长度, 暴雨状态取三分之二长度。

陈红凯等根据重庆境内危岩现场水压力测试表明, 危岩主控面裂隙水压力观测值与理论值有很大的误差, 测试值普遍小于理论值。

陈红凯自行研制了裂隙水压力模型试验, 对 $Q = \frac{1}{2} r_w e_1$ 进行了修正,

$$Q = \frac{1}{2} \xi r_w e_1 \quad (2.5)$$

ξ 为水压力折减系数。

2.3.3 危岩主控结构面结构参数

① 规范法

重庆市地方标准《地质灾害防治工程设计规范》、重庆市国土资源和房屋管理局《重庆市三峡库区滑坡危岩防治工程勘查规定》和重庆市国土资源和房屋管理局《重庆市三峡库区滑坡及危岩防治工程设计技术规定》提出危岩主控面综合强度等效算法, 即

$$\begin{aligned} C &= \frac{(H_0 - e_0)C_1 + e_0 C_0}{H_0} \\ \varphi &= \frac{(H_0 - e_0)\varphi_1 + e_0 \varphi_0}{H_0} \end{aligned} \quad (2.6)$$

式中, c 和 φ 分别为主控结构面等效粘结力 KPa 和平均内摩擦角 ($^\circ$); c_0 和 φ_0 分别为主控结构面贯通段平均粘结力 (KPa) 和平均内摩擦角 ($^\circ$); c_1 和 φ_1 分别为主控结构面未贯通段粘结力 (KPa) 和内摩擦角 ($^\circ$), 取组成危岩体的完整岩石相关参数的 0.7 倍。

② 陈洪凯等人为了获取不同贯通率的强度参数, 自行研制试验设备, 得出自己的一套强度计算公式:

$$\begin{aligned} C &= K_c \bar{C}[R_c] \\ \varphi &= K_\varphi \bar{\varphi}[\varphi_0] \end{aligned} \quad (2.7)$$

式中, $[R_c]$ 为危岩体完整岩石的单轴抗压强度标准值 MPa; $[\varphi_0]$ 为危岩体完整岩石的内摩擦角 ($^\circ$); K_c 和 K_φ 为强度参数修正系数, 可根据防治工程安全等级进行取值:

一级: $K_c = 0.80$, $K_\varphi = 0.75$

二级: $K_c = 0.85$, $K_\varphi = 0.80$

三级: $K_c=0.90$, $K_\phi=0.85$

值得指出的是,不同的危岩,主控面贯通率不同,需要经过不同的贯通率敏感性试验确定当量 $\bar{c}, \bar{\phi}$,但在缺乏测试资料时可用上式进行危岩硬质主控面强度参数的当量值计算。

2.4 危岩发育的链式机理

根据危岩发育的形式,将危岩发育的形式归纳为两大类^[8,17]:差异性风化型和卸荷重力型。

差异性风化型危岩体由于软弱岩层被风化、侵蚀,从而使岩体的临空面增加,岩体内部原先存储的能量被部分释放,虽然临空面的增大了表面能,但从多处地堪资料可以看出这类危岩体的主要裂隙是由软弱后退面开始由下往上发育的,说明裂隙是从能量释放处开始,岩体对能量平衡的调节是通过产生裂隙增加表面能来达到的。卸荷重力型危岩体也是由于风化、切割、冲蚀等外力作用引起能量释放,与差异型风化不同的是,危岩体的裂隙多数是从上往下或者是从中部开始发育。

由此可见,不论那一种类型的危岩体可以理解为裂隙的产生是为了调节岩体的能量状态。

(1) 差异风化型危岩体发育的链式机理

当危岩体软硬相间时,由于风化和河流侵蚀,下部岩体被掏空,上部岩体悬空突出,在重力作用下,将沿卸荷裂隙崩落。软硬相间的岩层,有时并不会等到上部岩体悬空时才失稳,当软弱岩层风化到不能承受上部岩体重量时也可能发生崩塌。这类岩体的发育将会经过河流下切阶段、河流侧侵阶段(边坡开挖)阶段、岩腔形成阶段以及之后的崩落、后退阶段。

(2) 卸荷重力型危岩体发育的链式机理

这种危岩体发育主要由于岩体应力释放的卸荷裂缝,在外界环境影响下不断发育贯通,最终形成危岩体,乃至崩落体。

2.5 结论

(1) 总结国内外研究成果和工程实践,把危岩发育影响因素归纳为10类,分别为地震、地质构造、重力、裂隙水压力、岩性组合、水文地质条件、岩体结构、地貌、气候和人类相关活动。

(2) 对地震力和危岩主控结构面的 c 和 ϕ 进行了探讨,并分析了裂隙水压力。

(3) 分析了危岩发育的链式机理,根据发育过程的不同将危岩分为差异风化和卸荷重力两种类型。

第三章 危岩稳定性计算与评价

3.1 概述

地震作用下岩质边坡的稳定性问题是当前岩质边坡工程学研究的热点问题之一。全球地震带的分布和滑坡带的分布具有惊人的一致性,这一现象充分反映了地震对岩质边坡失稳的触发作用。危岩体在其形成过程中以及形成后的长期岁月中,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,第二方面由于一些经常变动的各种类型的外因的复杂作用和工程活动,第三方面加之地震这一随机动荷载的特殊性,使得地震作用下岩质边坡稳定性研究问题在时间和空间上都变得十分复杂。

从荷载的角度看,边坡稳定的研究可以分为静荷载作用下的稳定性研究和动荷载作用下的稳定性研究。由于荷载的性质和作用方式不同,那么动、静稳定性分析的方法也有很大差异。岩质边坡动力稳定问题主要研究内容有:动力如何作用于边坡,即动力的计算;边坡发生失稳的位置,即边坡破坏面的位置及形状;动力作用下边坡是否会失稳,即失稳判据;边坡失稳的结果,即永久变形或永久位移的计算。其中,动力荷载的考虑和破坏面的位置形状的确定是研究的前提,边坡失稳判据和永久位移的计算是研究的重点。

一般认为,动力荷载对岩质边坡稳定性的影响主要是由于动荷载引起的惯性和因循环退化引起的抗剪应力降低,导致边坡整体下滑力加大,降低了边坡的稳定性。那么,将动荷载下边坡失稳分为:惯性失稳和衰减失稳。目前边坡动力响应分析方法主要还是基于极限平衡理论和应力变形分析。惯性失稳常采用的分析方法有:拟静力法, Newmark 滑块分析法, Makdisi Seed 的简化分析法, 地震边坡的概率分析方法和有限元方法。而衰减失稳常采用:流动破坏分析法和变形破坏分析法。

一个完整的边坡稳定性评价应包括三个主要步骤。第一,在工程地质测绘基础上,应用地质力学方法研究区域稳定及其构造应力和变形,进而研究边坡岩体结构特征,判断岩体变形破坏形式。第二,正确应用岩体力学基本理论,研究岩体的受力条件。根据受力条件和危岩体变形破坏形式,考虑岩体的物理力学试验模型及其计算参数,从而进行稳定性计算,分析稳定性。第三,在稳定性计算基础上,从地质成因、岩体结构特征等方面研究岩体变形的发展趋势,着重研究工程地质因素随时间变化对危岩稳定性的影响,依此达到崩塌预报的目的。根据以上三个步骤提出相应的危岩稳定性分析方法:(1)岩体结构分析;(2)力学分析;(3)工程地质因素分析。把这三种方法结合起来进行,通称为工程地质力学综合分析。

3.2 危岩的稳定性评价方法

危岩的稳定性计算与评价是危岩防治的重要依据。经过合理的勘测,通过合适的计算方法,计算出危岩的安全系数,是危岩稳定性评价的基础。

危岩稳定性评价方法主要分为6类:地质分析法、静力解析法、数值模拟法、可靠度法、比较识别法和模型试验法。下面详细介绍静力解析法和FLAC数值模拟法。

3.2.1 静力解析法

静力解析法简单可行,结果明确。王立人,孙云志,陈明东,胡厚田,陈洪凯等人也分别对自己的危岩分类模式提出了静力失稳判据,尽管破坏模型建立各异,但破坏的原因都是产生的应力大于岩体的强度。在我国,对于崩塌、落石动力机制的研究虽然起步较晚,但是基于极限平衡理论判断危岩的稳定性建立了危岩失稳较为成熟的基本关系^[8]。

①塌式危岩稳定性计算

滑塌式危岩计算模型见(图3.1),图中 AB 为主控结构面长度,其倾角为 β 、等效强度参数 c 、 φ 。 W 为危岩体的自重, P 为水平地震力,针对主控结构面进行分解如下:

$$\text{法向向量: } N = W \cos \beta + P \sin \beta \quad (3.1)$$

$$\text{切向分量: } T = W \sin \beta + P \cos \beta \quad (3.2)$$

假定主控结构面上的法向分量和切向分量沿着主控面均匀分布,则分别得到主控结构面的平均法向应力和平均剪应力分别由下列公式计算:

$$\sigma = N / \frac{H}{\sin \beta} \quad (3.3)$$

$$\tau = T / \frac{H}{\sin \beta} \quad (3.4)$$

进而可得到主控结构面的抗剪强度 τ_f 进而确定危岩的稳定系数 F_s

$$\tau_f = \sigma \tan \varphi + C \quad (3.5)$$

$$F_s = \frac{(W \cos \beta - P \sin \beta - Q) \tan \varphi + C \frac{H}{\sin \beta}}{W \sin \beta + P \cos \beta} \quad (3.6)$$

上式中的 Q 为主控结构面内的裂隙水压力(KN/m)。根据对可变荷载分析以及相关资料规定,裂隙水压力分为天然状态和暴雨状态,其静水压力分别取1/3、2/3水柱,得到 Q 值:

$$\text{天然状态: } Q = \frac{1}{2} \gamma_w \left(\frac{1}{3} e \right)^2 = \frac{1}{18} \gamma_w e^2 \quad (3.7)$$

$$\text{暴雨状态: } Q = \frac{1}{2} \gamma_w \left(\frac{2}{3} e \right)^2 = \frac{2}{9} \gamma_w e^2 \quad (3.8)$$

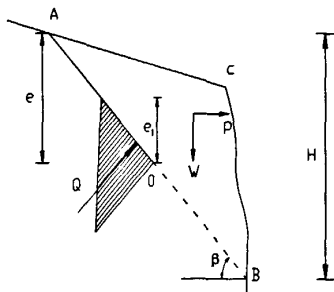


图 3.1 滑塌式危岩计算模型

Fig.3.1 The computing model of sliding-perilous rock

② 倾覆式危岩稳定性计算

倾覆式危岩计算模型见（图 3.2、图 3.3），图中 AB 为主控结构面长度，其倾角为 β 、贯通段长度为 e 、等效强度参数 c 、 φ ， T_0 为危岩底部与基座接触的可能倾覆点。 W 为危岩体的自重， P 为水平地震力。其稳定性系数分为以下两种情况：

1) 危岩体重心在倾覆点内侧

围绕可能倾覆点 T_0 ，倾覆力矩为

$$M_{\text{倾覆}} = Ph_0 + Q \left(\frac{e_1}{3 \sin \beta} + \frac{H - e}{\sin \beta} \right) \quad (3.9)$$

抗倾覆力矩为

$$M_{\text{抗倾}} = Wa + f_{ik} \frac{H - e}{\sin \beta} + l_b f_{ok} \quad (3.10)$$

危岩的稳定系数计算式为

$$F_s = \frac{M_{\text{抗倾}}}{M_{\text{倾覆}}} \quad (3.11)$$

其中 Q 值跟滑塌式危岩一样考虑天然和暴雨状态下的裂隙静水压力

$$\text{天然状态: } Q = \frac{2\gamma_w e^2}{9 \sin \beta} \quad (3.12)$$

$$\text{暴雨状态: } Q = \frac{\gamma_w e^2}{18 \sin \beta} \quad (3.13)$$

式中, f_{lk} 为危岩体抗拉强度标准值 (kPa); f_{ok} 为危岩体与基座之间的抗拉强度标准值 (KPa), 当基座为岩体的时候, $f_{lk}=f_{ok}$, 当基座为软质岩层时, 取该软质岩石的抗拉强度标准值; a 为危岩体中心至倾覆点的水平距离 (m); l_b 为危岩体底部主控结构面尖端至倾覆点的距离 (m)。

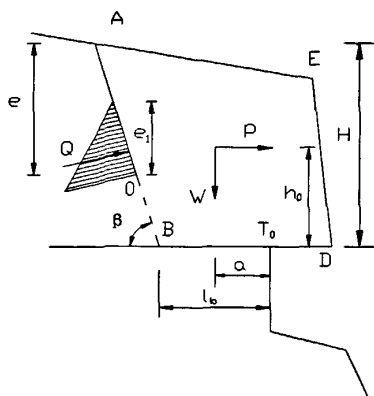


图 3.2 倾倒式危岩计算模型 (重心在倾覆点内侧)

Fig. 5.2 The computing model of dumping-perilous rock (focus in overturning Medial)

2) 危岩体重心在倾覆点外侧

围绕可能倾覆点 T_0 , 倾覆力矩为

$$M_{\text{倾覆}} = Wa + Ph_0 + Q \left(\frac{e_1}{3 \sin \beta} + \frac{H - e}{\sin \beta} \right) \quad (3.14)$$

抗倾覆力矩为

$$M_{\text{抗倾}} = f_{lk} \frac{H - e}{\sin \beta} + l_b f_{ok} \quad (3.15)$$

因此可得稳定系数计算式为

$$F_s = \frac{M_{\text{抗倾}}}{M_{\text{倾覆}}} \quad (3.16)$$

其 Q 的取值和表达式与危岩体重心在倾覆点内侧:

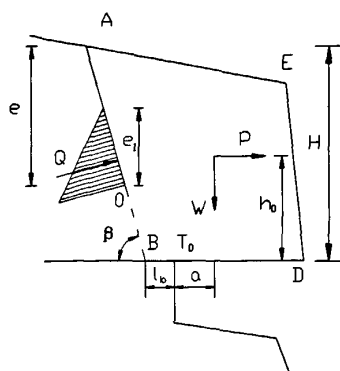


图 3.3 倾倒式危岩计算模型（重心在倾覆点外侧）

Fig. 3.3 The computing model of dumping-perilous rock (focus out overturning Medial)

③ 坠落式危岩稳定性计算

坠落式危岩计算模型见（图 3.4），其仅考虑荷载组合一和组合三。重力和地震力沿着主控结构面的法向分量和切向分量可沿主控结构面进行分解。坠落式危岩的计算与滑塌式计算方法基本相同。其法向分量、切向分量与滑塌式危岩的公式一致；同时根据滑塌式危岩的公式可得主控结构面上的平均法向应力、平均剪应力以及主控结构面的抗剪强度。

其危岩的稳定系数表达式为：

$$F_s = \frac{(W \cos \beta - P \sin \beta) \tan \varphi + C}{W \sin \beta + P \cos \beta} \quad (3.17)$$

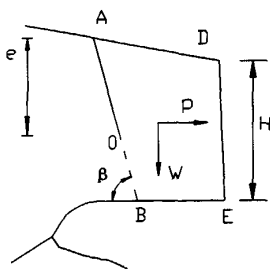


图 3.4 坠落式危岩计算模型

Fig. 3.4 The computing model of crach-perilous rock

3.2.2 赤平极射投影

赤平极射投影，简称赤平投影，最早应用于天文学上，在上个世纪 60 年代初开始应用到工程地质学当中，之后在岩土工程地质研究和生产实践中的应用日益广泛。岩体的性质主要受节理裂隙控制，岩质边坡的稳定性主要受节理面控制，

边坡的破坏主要是由节理面切割形成的楔形体失稳造成的。楔形块体的稳定性,通常采用赤平极射投影进行分析,它能够简便而直观地解析地质体中直线和平面的空间几何关系,可以较准确地测读他们之间的交角而代替复杂的公式验算。在工程地质力学研究中,利用赤平极射投影来表示岩体中的结构面、临空面、工程作用力、岩体抵抗力、岩体变形滑移方向,再辅之以实体比例投影,可进行岩体的稳定性分析,因此赤平极射投影法是对结构面和结构体进行稳定性分析的有力工具,是一种实用的图解分析方法。

3.2.3 FLAC^{3D} 数值模拟

数值模拟技术推动了现代工程学发展的^[31~37]。通过数值计算模拟,可以模拟得到模拟体内部的应力—应变分布状态,非常直观地现其变形破坏机制和过程。数值模拟方法适用于岩体边坡在重力,地下水渗流,地震等因素作用下,依据岩体的破坏准则,模拟岩体边坡的塑性区或拉裂区域,分析边坡的累进性破坏过程和确定边坡的起始破坏部位。

①FLAC是Fast Lagrangian Analysis of Continua的缩写,于1986年由美国Itasca公司(Itasca Consulting Group, Inc)开发。该程序的基本原理和算法与离散元法相似,但它应用了节点位移连续的条件,可以对连续介质进行非线性大变形分析。FLAC程序采用显式拉格朗日法及混合离散单元划分技术,能够精确地模拟材料的塑性流动和破坏,对静态系统模型也可采用动态方程来进行求解。拉格朗日元法的名词渊源于流体力学。拉格朗日法是流体力学中研究流体运动的两种方法之一众所周知,在流体力学中研究流体质点运动的方法有两种,一种是定点观察的方法,称为欧拉法,另一种是随流观察的方法,称为拉格朗日法。后者是研究每个流体质点随时间而变化的情况,即着眼于某一个流体质点,研究它在任意一段时间内走出的轨迹、所具有的速度、压力等。将拉格朗日法移植到固体力学中,将所研究的区域划分成网格,网格的节点相当于流体的质点,然后按时步用拉格朗日法来研究网格节点的运动,这种方法就称为拉格朗日元法。这种方法最适用于求解非线性的大变形问题,在岩土力学中有重要的应用,它与离散单元法一样,按时步采用动力松弛的方法来求解,不需要形成刚度矩阵,不用求解大型联立方程组,占用内存较少,便于用微机求解较大的工程问题。拉格朗日元法用差分方法求解,因此首先要将求解的区域划分成四边形的网格单元,在边界等不规整的地方也可以用三角形网格来拟合。FLAC还具有很强的前处理功能和后处理功能。

那么,FLAC有2D和3D之分。目前,FLAC^{2D}是较成熟的版本,适合工程与科研。FLAC^{3D}是较为理想的三维计算分析工具,但是FLAC^{3D},目前的缺点是没有一个类似CAD建模操作程序,它直接建立几何模型比较困难。一般情况下需要开发一个FLAC

建模的前处理程序,或者从 ANSYS 中建模,然后将节点和单元信息导出,根据 FLAC 建模的命令流格式将这些节点和单元信息改写。

FLAC 在边坡稳定分析中通过强度折减法降低材料的强度直到边坡产生破坏面,其中摩擦角和粘聚力按照一个常量因子同时减小,这里定义的常量因子也就是抗剪强度折减系数,与极限平衡分析中所定义的土坡稳定安全系数在本质上是是一致的。FLAC 按照相同的途径自动得到每一组强度参数,并进行计算,直到得到安全系数。结合有限差分法的抗剪强度折减系数法较传统的方法具有如下优点:

- 1) 能够对具有复杂地貌、地质的边坡进行计算;
- 2) 考虑了土体的本构关系,以及变形对应力的影响;
- 3) 能够模拟土坡的边坡过程及其滑移面形状(通常由剪应变增量或者位移增量确定滑移面的形状和位置);
- 4) 能够模拟土体与支护结构(超前支护、土钉、面层等)的共同作用;
- 5) 求解安全系数时,可以不需要假定滑移面的形状,也无需进行条分。

目前 FLAC 可以应用于地震、爆破、震动及岩爆等分析方面。而且动态分析较静态分析更为复杂,要考虑以下三个关键问题:①动态荷载和边界条件;②力学阻尼;③模型波的传播。在 FLAC 动力分析中,动力荷载可以是:加速度时程(an acceleration history,速度时程(a velocity history)、应力(或压力)时程(a stress (or pressure) history)及变力时程(a force history);动荷载可以加在模型的边界上也可以加在模型内部的结点上。数值方法总是用有限的区域来模拟无限或者半无限区域,因此边界的处理往往是计算的关键。FLAC 动态分析边界包含两个主要的边界:静态(粘性)边界(quiet boundary)和自由边界(free-field boundary)两种类型的边界基础,自由边界有柔性基础(the flexible base)和硬基础(the rigid base)。对于动态荷载分析,速度和加速度的输入不能直接施加在静态边界(柔性基础)上,而是转换成力作用在模型上。在模型动态分析中力学阻尼有滞后阻尼、瑞利阻尼(rayleigh damping)、局部阻尼(local damping)。在模型动态分析中的选择力学阻尼是很重要的,滞后阻尼可以单独使用,也可以同其他阻尼方案例如瑞利阻尼和局部阻尼联合使用;对于简单情况局部阻尼可以给出很好的结果,频率相对独立而不用评估模型的自然频率选择力学阻尼;然而对于复杂的模型由于叠加波而使分析不完全。

实际处理动态问题 FLAC 的使用主要包括以下几个过程:

- a. 确保建立的模型情况(网格、确定材料性质及边界条件)满足波传播的要求(可以通过 GEN 来调整地域的尺寸);
- b. 根据模型的性质和输入的频率的范围来选择合适的力学阻尼;
- c. 施加动态荷载和边界情况;
- d. 建立工具来监控模型的动态反应情况,结合其他资料对运行结果进行评价。

②实现对多种材料和多种工况的模拟

FLAC 程序可以模拟弹性模型、莫尔-库仑模型、横观同性模型、应变强化和软化模型等六种材料，可以模拟地应力场生成、边坡或地下洞室开挖、混凝土衬砌、锚杆或锚索设置、地下渗流等。另外，程序还包括交界面模型及分区功能，用户可以利用滑动面来模拟断层和节理。用户可根据实际情况采用某一种材料模型，也可定义若干区域，赋予不同的材料模型或者同种模型的不同参数值，来模拟复杂的地质情况。与有限元程序不同，FLAC 可通过设定 2 个坐标点来设置梁杆单元，从而可较方便地设置混凝土衬砌和锚杆(锚索)，而不受网格节点的影响。FLAC 可以模拟常规的砂浆锚杆以及应力锚杆和锚索，并计算出沿杆长的受力分布。

③FLAC 程序的应用范围

岩土工程问题包含力学、流体流动、热传导等广泛的物理过程。FLAC 程序可以模拟这些运动的单个过程，也可模拟它们之间的耦合作用。具体来讲，FLAC 程序可用于下列岩土工程问题的研究：

- 1) 边坡稳定和基础设计中的承载能力及变形分析；
- 2) 隧道、矿山巷道等地下工程的变形与破坏分析；
- 3) 隧道等地下工程衬砌、岩石锚杆、锚索、土钉等支护结构的分析；
- 4) 隧道及采矿工程中的动力作用与震动分析；
- 5) 水工结构中流体流动以及水-结构相互作用分析；
- 6) 基础与大坝由于振动或变化的孔隙压力作用发生的液化现象分析；
- 7) 地下高放射性废料储存库由于热作用产生的变形与稳定问题等。

3.3 危岩稳定性评价标准

目前学者根据上述各个种类的危岩体计算得出的稳定性系数来划分危岩的稳定状态^[8]，判别标准见表 3.1。

表 3.1 危岩稳定性判别标准（陈洪凯）

Table 3.1 The standard of judging perilous rock's stability (Chen Hongkai)

危岩类型	不稳定	基本稳定	稳定
滑塌式危岩	<1.0	$1.0 \sim 1.3$	>1.3
倾倒式危岩	<1.0	$1.0 \sim 1.5$	>1.5
坠落式危岩	<1.0	$1.0 \sim 1.5$	>1.5

根据重庆市地方标准《地质灾害防治工程设计规范》规定危岩治理后的稳定性必须符合稳定性要求，具体如表 3.2。

表 3.2 危岩处理后稳定性安全系数
Table 3.2 The security coefficient of perilous rock treatment

危岩类型	一级	二级	三级
滑塌式危岩	<1.4	1.3	1.2
倾倒式危岩	<1.5	1.4	1.3
坠落式危岩	1.6	1.5	1.4

三峡库区地质灾害防治工作指挥部提出危岩稳定状态判别标准见表 3.3,防治安全系数见表 3.4。

表 3.3 危岩稳定性判别标准(三峡库区)
Table 3.3 The standard of judging perilous rock stability (three gorge storeroom)

危岩的类型	危岩稳定状态			
	不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定
滑塌式危岩	$F_s < 1.0$	$1.0 < F_s < 1.15$	$1.15 < F_s < F_t$	$F_s > F_t$
倾倒式危岩	$F_s < 1.0$	$1.0 < F_s < 1.25$	$1.25 < F_s < F_t$	$F_s > F_t$
坠落式危岩	$F_s < 1.0$	$1.0 < F_s < 1.35$	$1.35 < F_s < F_t$	$F_s > F_t$

表 3.4 危岩防治安全系数
Table 3.4 The security coefficient of perilous rock treatment

危岩的类型	危岩防治工程等级					
	一级		二级		三级	
	非校核工况	校核工况	非校核工况	校核工况	非校核工况	校核工况
滑塌式危岩	1.40	1.15	1.30	1.10	1.20	1.05
倾倒式危岩	1.50	1.20	1.40	1.15	1.30	1.10
坠落式危岩	1.60	1.25	1.50	1.20	1.40	1.15

那么，对于处于稳定状态的危岩可以不采用工程防治措施，处于基本稳定状态的危岩应加强监测并采用地表排水，处于欠稳定状态的危岩除采用监测、地表及地下排水外尚需在必要部位采用局部工程防治，处于不稳定状态的危岩应采取系统的工程防治技术。

3.4 工程实例

某天然岩质边坡,坡高 9m,坡面倾角 53°,密度 2400kg/m³,剪切模量 3.58GPa,体积模量 4.07 GPa,粘结力为 1700KPa,内摩擦角为 34°,剪胀角为 5°,抗拉强度为 516KPa,泊松比为 0.16。危岩楔形块体高 4m,楔形块体两平面法线方向分别为(6, 4, -9), (-6, 4, -9),两平面交线倾角 24°,危岩体后主控结构面粘聚力 70 KPa,内摩擦角为 25°,法向刚度为 200 KPa,切向刚度 60KPa。

3.4.1 静力稳定性计算

危岩属于滑塌式危岩,根据式 3.1~3.6, μ_y 取 0.05, 计算结果如下:

$W=5644800$
 $P=282240$
 $Q=52811$
 $N=5043655$
 $T=2550485$
 $F_s=1.14$

根据三峡库区地质灾害防治工作指挥部提出危岩稳定状态判别标准见表 3.3,此滑塌式危岩处于欠稳定状态。处于欠稳定状态的危岩除采用监测、地表及地下排水外尚需在必要部位采用局部工程防治

3.4.2 赤平极射投影图

表 3.5 岩体结构面参数
Table 3.5 the parameter of rock mass structural plane

结构面	走向	倾向	倾角	坡面	走向	倾向	倾角
J1	56.3	303.7	35.8	CS	0	270	53
J2	146.3	236.3	35.8	NS	0	270	90

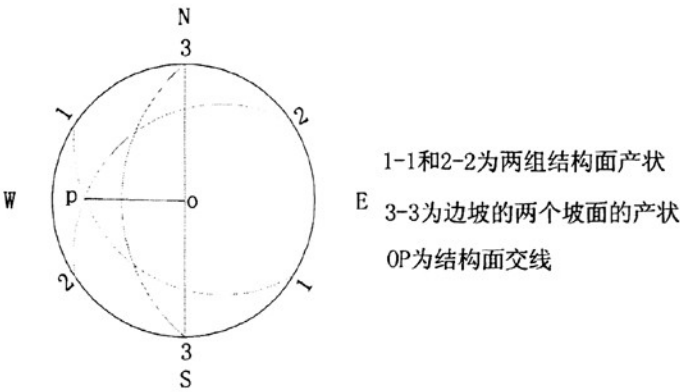


图 3.5 边坡的赤平极射投影图

Fig.3.5 equatorial horizon projection of rock slope

从图 3.5 可以看出，两组结构面交线 OP 的倾向与坡面一致，但倾角小于边坡倾角，危岩属不稳定结构。

3.4.3 边坡模型的建立

①几何模型

根据边坡的实际情况，采用 FLAC^{3D} 建立网格如图 3.5。在建立网格时，假定两个破裂面，破裂面为蓝色域，红色域为危岩体，黄色域为岩质边坡。

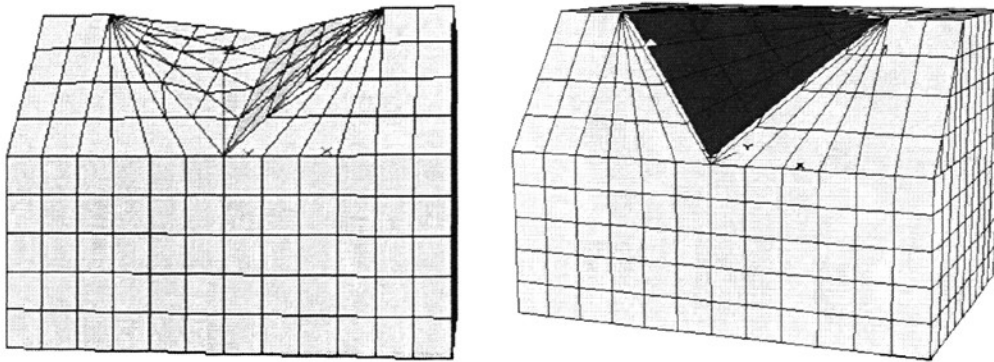


图 3.6 FLAC^{3D}建立的岩质边坡几何模型

Fig.3.6 FLAC^{3D} sets up geometry model of rock slope

②材料模型

岩体材料参数见表 3.5。

表 3.6 岩体材料参数
Table 3.6 the parameter of rock mass material

岩性 岩体	密度 (g·cm ⁻³)	内摩擦 角 (°)	粘聚力 (MPa)	剪切模量 (GPa)	体积模量 (MPa)	泊松 比	法向刚 度 (MPa)	切向刚 度 (MPa)
危岩体	2.4	34	1.7	3.58	4.07	0.16		
岩质边坡	2.4	34	1.7	3.58	4.07	0.16		
破裂面		25	0.7				2	0.8

地震波选取频率为 25 赫兹，波长为 1.5m 的余弦波。地震波选择频率时，让模型空震不加载，然后通过检测其中一点的位移与动力响应时间的关系，确定模型的自震频率为 25 赫兹，见图 3.6。

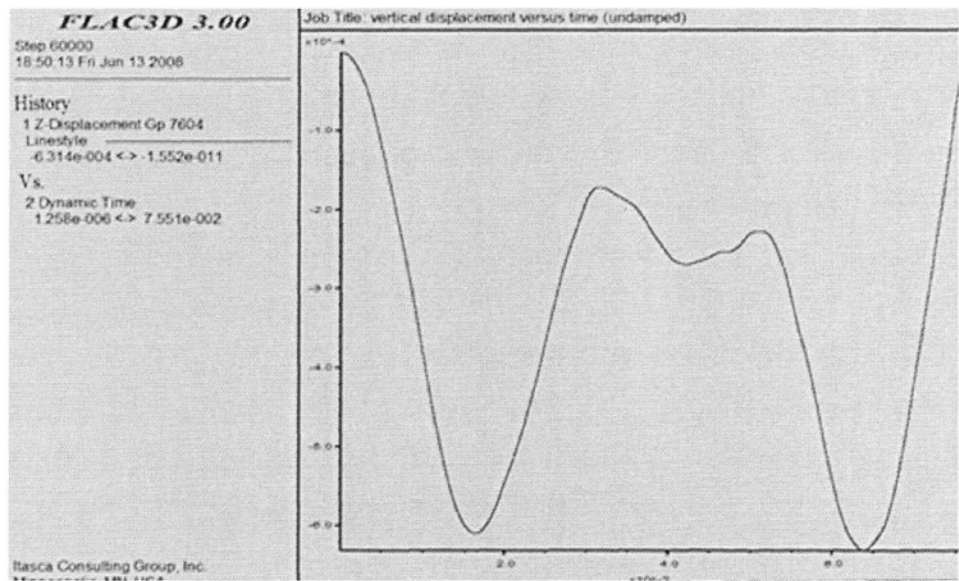


图 3.7 模型自震周期
Fig.3.7 Model itself period of oscillation

③边界条件的设置，本文采用人工边界条件。在 FLAC3D 中求解动力问题的边界条件设置有远置人工边界(截断边界)和粘滞边界两种。许多学者提出了很多边界，用于在有限的离散边界上模拟无限远边界条件，以便消除或减少人工边界反射的影响。粘滞边界通过在边界的法线方向和水平方向上设置独立的粘壶得以实现，以便吸收来自模型内部的入射波。其法向粘滞力 f_n 和剪切粘滞力 f_s 的计算式为

$$f_n = -\rho C_p V_n \tag{3.18}$$

$$f_n = -\rho C_s V_s$$

(3. 19)

式中， V_n ， V_s 分别为边界上的法向和切向速度分量； ρ 为岩体密度； C_p ， C_s 分别为P波和S波的波速。当波动入射角小于 60° 时，粘滞边界对于体波的吸收是有效的。

④FLAC3D 中，采用了两种形式的阻尼，瑞雷阻尼和局部阻尼。本模型中采用局部阻尼 $\pi \times 0.05$ 。

3. 4. 4 模拟结果

动力分析是建立在静力分析基础上的，边坡的静力分析采用底边垂直约束和两侧水平约束。本文采用FLAC^{3D}对岩质边坡进行动力分析，模拟结果如下：

危岩体前缘若干点加速度随时间的变化曲线，如下图3. 7。

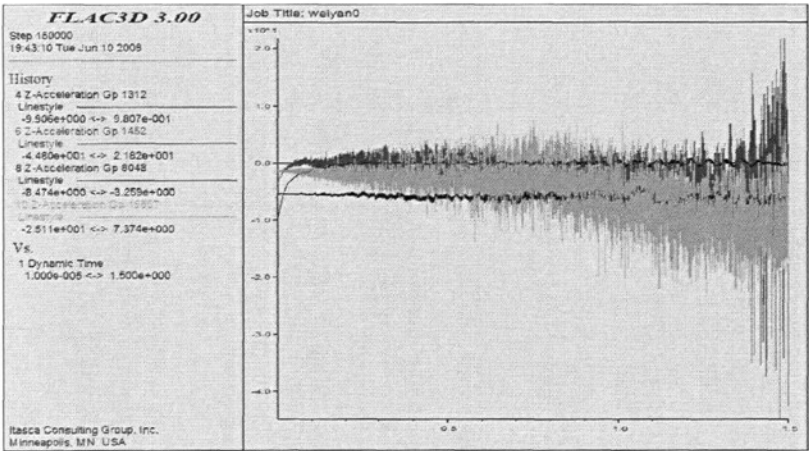


图 3. 8 危岩体若干点加速度随时间的变化曲线
Fig. 3. 8 Acceleration curve of some grid-point on rock mass

通过上图可以看出，在动力分析中，地震波在岩质边坡中传播各网格节点加速度不同，且在危岩体中传播各网格节点加速度也不相同。

边坡 y 方向位移云图模拟结果见下图 3.9。

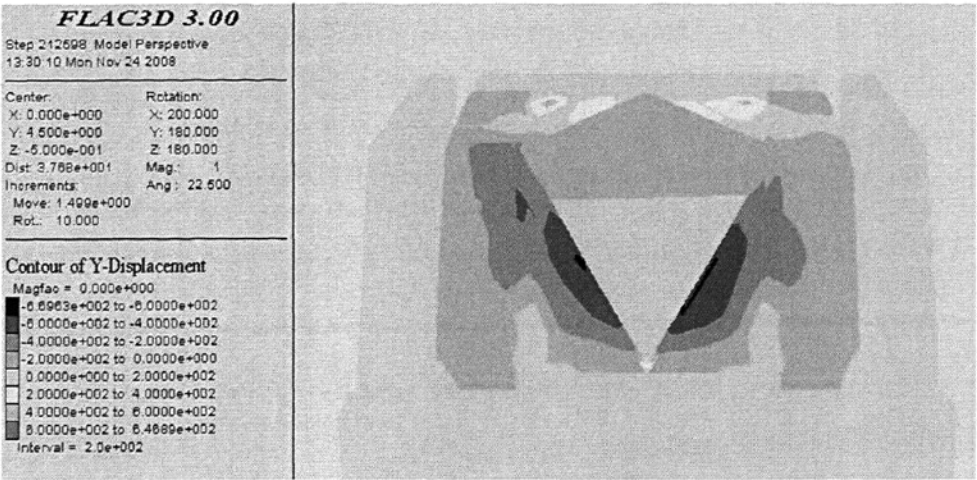


图 3.9 边坡 y 方向位移云图
Fig. 3.9 Ydisplace contour of slope

通过上图可见，边坡 Y 方向的位移云图，最大的位移出现在危岩体破裂面附近。
通过软件模拟，可以监测接触面状态见表 3.7。

表 3.7 接触面状态
Table 3.7 interface state

接触面一	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	接触
	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触
	19	20	21	22	23	24	25	26	27
	不接触	不接触	不接触	不接触	接触	不接触	不接触	不接触	不接触
	28	29	30	31	32	33	34	35	36
	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	接触	不接触	不接触
	37	38	39	40	41	42	43	44	45
接触面二	不接触	不接触	不接触	接触	不接触	不接触	不接触	不接触	接触
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	不接触	不接触	不接触	接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触
	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触
	19	20	21	22	23	24	25	26	27
	不接触	不接触	不接触	不接触	接触	不接触	不接触	不接触	不接触

	28	29	30	31	32	33	34	35	36
	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触	不接触
	37	38	39	40	41	42	43	44	45
	不接触	不接触	接触	不接触	不接触	不接触	不接触	接触	

通过统计计算有 91% 的网格节点发生破坏。

3.5 本章小结

根据危岩的发育机理把危岩稳定性评价方法主要分为 6 类：地质分析法、静力解析法、数值模拟法、可靠度法、比较识别法和模型试验法。详细分析了静力稳定性分析方法和快速拉格朗日差分法。采用静力解析法对某岩质边坡进行稳定性分析，确定此危岩的处于欠稳定状态；再采用赤平极射投影法分析，确定该边坡属于不稳定结构；再应用 FLAC³ 对危岩楔形块体进行动力分析。模拟结果如下：

- ① 地震波在危岩和岩质边坡中传播各网格节点的加速度不同。
- ② Y 方向最大位移出现在危岩体破裂面附近。
- ③ 有 91% 的网格节点发生破坏。

那么，通过对 FLAC^{3D} 模拟结果分析可得如下结论：

1) 由于危岩块体中各个质点的地震加速度不同，那么，在危岩的静力解析中，地震力等于一个系数乘以危岩体重力，对于地震力的计算是不完善的，在地震力计算中必须同时考虑水平和竖直三维方向的地震力。

2) 边坡 Y 方向最大的位移出现在破裂面附近，说明危岩在变形破坏时沿着破裂面滑动。

3) 通过监测接触面状态，有 91% 的接触都发生破坏，说明危岩楔形块体破坏是从接触面发生破坏。

静力解析法（定量）、赤平极射法（定性）和数值模拟法三种模拟方法有机结合在一起，分别从不同的角度判别危岩的稳定性，从而有效的确定危岩体的变形破坏机制。

第四章 危岩失稳运动路径分析

对于陡崖或陡坡上岩体较破碎、随机发育的危岩数量较多以及陡崖或陡坡前方存在重要的城镇、交通干线、市政设施时,在危岩防治中需要采用挡拦措施。为了合理设计拦挡结构,准确地确定危岩崩落以后的崩落路径、崩落及弹跳高度和致灾范围等十分必要。因此,危岩下落路径是危岩防治措施设计的重要依据。

4.1 危岩下落路径的影响因素

影响危岩失稳后运动路径的因素较多,但在地形条件一定的情况下,影响弹跳高度的主要因子是斜坡表面(下垫面)土体回弹系数。关于介质的回弹系数,Newton 认为是碰撞前后法向分离速度与接近速度的比值,但是由于这种定义在推广到一般性刚体碰撞时具有局限性,于是 Poission 将碰撞的过程分为压缩变形阶段和回复变形阶段,并把回弹系数定义为回复阶段的法向冲量与压缩阶段的法向冲量之比,姚文莉认为回弹系数是碰撞过程中法向能量损耗的一种表征。在牛顿力学范围内回弹系数一般介于 0 与 1 之间,回弹系数为 0 代表完全非弹性碰撞,回弹系数为 1 代表完全弹性碰撞,目前工程中关于土体的回弹系数多数采用前苏联尼·米·罗依尼什维里教授提出的经验数值。影响土体回弹系数的因素主要有土体的物理参数、碰撞时的入射角、落石的质量、入射速度等。

作者采用 Rocfall 软件对各因素对回弹高度的影响进行了模拟见下图 4.1, 4.2 和 4.3,模拟发现回弹高度和法向或切向回弹系数成正比,回弹高度和下落高度成正比,回弹高度和边坡坡脚成 2 次抛物线递增(参数见表 4.1)。

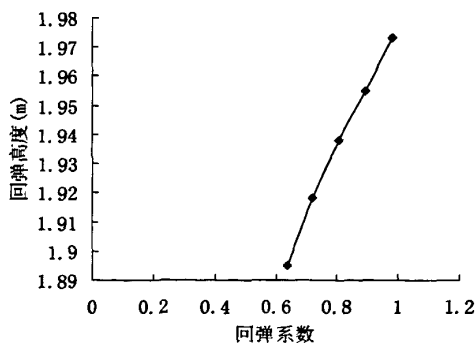


图 4.1 土体回弹系数和回弹高度的关系

Fig.4.1 The relationship of rebound coefficient and rebound height

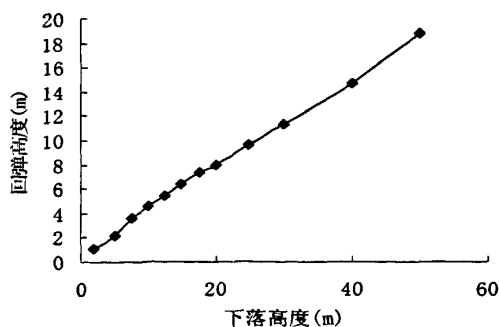


图 4.2 土体下落高度和回弹高度的关系

Fig.4.2 The relationship of dropping height and rebound height

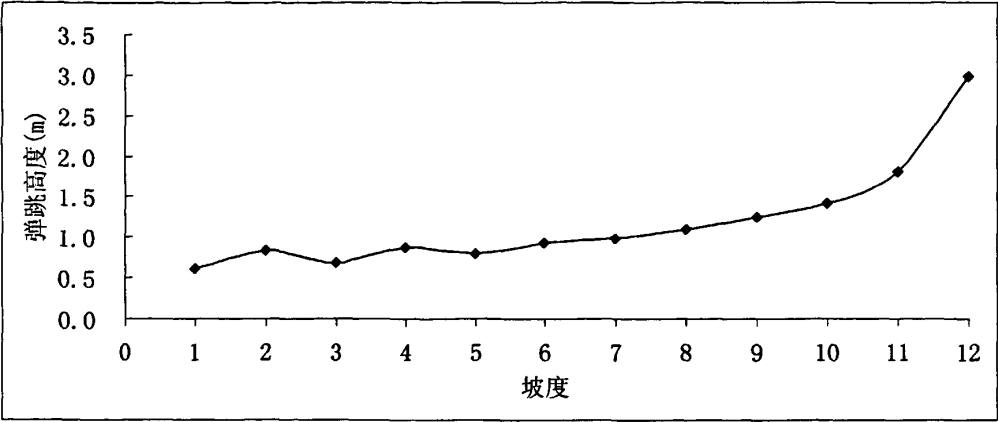


图 4.3 坡度和回弹高度的关系

Fig. 4.3 The relationship of gradient and rebound height

表4.1 坡度和弹跳高度参数

Table 4.1 The Parameters of gradient and rebound height

坡度	40/120	40/110	40/100	40/90	40/80	40/70	40/60	40/50	40/40	40/30	40/20	40/10
高度	0.615	0.838	0.694	0.867	0.804	0.936	0.986	1.093	1.239	1.424	1.801	2.983

4.2 危岩下落路径分析方法

迄今为止，对于危岩下落路径的分析方法可分为 3 类，即现场试验法、经验判别法和理论计算法。其中理论计算法将落石概化为球体或质点。近年来，刘永平等把危岩失稳后的运动形式分为滑动、自由坠落、碰撞弹跳与滚动四个阶段。

陈洪凯等基于运动学原理，对危岩的运动状态进行了研究，将危岩失稳阶段分为自由落体、初始弹跳和后继弹跳阶段^[8]，初步建立了各个阶段危岩落石的运动轨迹方程。然而，现有的研究在危岩运动过程中，危岩体失稳崩落到运动停止等方面未构建统一的运动路径计算方法。

重庆交通大学陈洪凯教授把危岩的失稳运动状态分为自由落体、初始弹跳和后继弹跳阶段。为了建立各个阶段危岩体运动路径方程，建立基本假定：

第一，自由坠落与弹跳时，将危岩体视为一个质点，不考虑运动过程中的空气阻力。

第二，危岩体沿破面滚动时，将其视为具有一定质量和惯性矩的球体。

第三，运动轨迹计算时忽略危岩体尺寸大小，危岩体质量和半径仅用于判断其运动模式。

第四，将坡面同一类岩土体的受荷动力性能视为常数。

(1) 自由坠落速度

危岩体失稳脱离母岩后在自重作用下表现出的运动形式称为自由坠落。为了不失一般性,设危岩体自某一时刻从 (x_i, y_i) 处以初速 (v_{ix}, v_{iy}) 脱离母岩或坡面后见图 4.4, 根据运动学原理, 失稳后的危岩体运动轨迹为

$$\begin{cases} x_{i+1} = x_i + \Delta t v_{ix} \\ y_{i+1} = y_i + \Delta t v_{iy} - \frac{1}{2} g \Delta t^2 \end{cases} \quad (4.1)$$

坠地瞬间的速度 $v_{(i+1)x}$ 和 $v_{(i+1)y}$ 为

$$\begin{cases} v_{(i+1)x} = v_{ix} \\ v_{(i+1)y} = v_{iy} + g \Delta t \end{cases} \quad (4.2)$$

式中, (x_{i+1}, y_{i+1}) 为坠点坐标; Δt 为坠落时间 (s); 其余变量从前。

(2) 碰撞弹跳速度

危岩体从陡坡冲击地面的碰撞属于非弹性碰撞, 与坡面接触点的相对速度一般不沿坡面法线方向, 因此须把危岩体的运动速度分解到斜面的法向和切向上见图 4.5, 即

$$\begin{aligned} v_m &= v_i \cos \alpha \\ v_n &= v_i \sin \alpha \end{aligned} \quad (4.3)$$

危岩体碰撞斜坡过程中, 存在两种能量损失, 即坡面塑性变形耗能和瞬间摩擦耗能, 这两种能量损失均与坡面岩土体性质密切相关, 引入回弹系数表征碰撞过程中的能量损失, 即用法向回弹系数表示坡面塑性变形造成的能量损失, 切向回弹系数表征瞬间摩擦造成的能量损失。按照危岩体碰撞前后的冲量之比表征回弹系数。

则危岩体碰撞斜坡后沿斜坡法向和切线的速度分别为

$$\begin{aligned} v'_m &= e_n v_n \\ v'_n &= e_t v_m \end{aligned} \quad (4.4)$$

式中, v_i 为危岩体碰撞坡面的入射速度 (m/s); v'_i 为危岩体碰撞坡面后的反弹速度 (m/s); 其中 v_m 和 v_n 分别为危岩体碰撞坡面的入射速度沿斜坡法向与切线的分速度 (m/s); v'_m 和 v'_n 分别为危岩体碰撞坡面后的反弹速度沿斜坡法向与切线的分速度 (m/s); e_n 和 e_t 分别为法向回弹系数与切向回弹系数。

则危岩体反弹速度 v'_i 及其与坡面夹角 θ 为

$$\begin{aligned}
 v_i' &= v_i \sqrt{(e_n \cos \alpha)^2 + (e_t \sin \alpha)^2} \\
 \tan \theta &= \frac{e_n}{e_t} \cot \alpha \\
 \beta &= \theta - \alpha
 \end{aligned} \tag{4.5}$$

危岩体弹跳阶段分析模型见图 46, 为了方便计算, 引入高度 h , 存在 $\frac{h}{H} = \frac{s}{s_{\max}}$

因此基于运动学原理, 危岩体弹跳最高点距离起跳点的距离 S 和最大弹跳高度 H_{\max} 分别由下式确定。

$$s = v_i' \cos \beta t = v_i' \cos \beta \frac{v_i' \sin \beta}{g} = \frac{v_i'^2 \sin \beta \cos \beta}{g} \tag{4.6}$$

$$H_{\max} = h + v_i' t \sin \beta - \frac{1}{2} g t^2 = h + \frac{(v_i' \sin \beta)^2}{g} - \frac{(v_i' \sin \beta)^2}{2g} = \frac{sH}{s_{\max}} + \frac{(v_i' \sin \beta)^2}{2g} \tag{4.7}$$

设弹跳点的坐标为 (x_i, y_i) , 由运动学方程可得危岩体弹跳运动轨迹为

$$\begin{aligned}
 x &= v_i' t \cos \beta + x_i \\
 y &= -\frac{1}{2} g t^2 - v_i' t \sin \beta + y_i
 \end{aligned} \tag{4.8}$$

由上式消去 t 整理可得弹跳运动轨迹综合方程为

$$\frac{2(v_i' \cos \beta)^2}{g} (y - y_i) + (x - x_i)^2 + \frac{2v_i' \cos \beta v_i' \sin \beta}{g} (x - x_i) = 0 \tag{4.9}$$

令弹跳阶段危岩体落地时的入射角 ξ 和速度 v_{i+1} , 计算式分别为

$$\tan \xi = \tan \beta - \frac{gt}{v_i' \cos \beta} = \tan \beta - \frac{gs_{\max}}{(v_i' \cos \beta)^2} \tag{4.10}$$

其中, $t = \frac{s_{\max}}{v_i' \cos \beta}$

$$v_{i+1} = \sqrt{(v_i' \cos \beta)^2 + (v_i' \sin \beta - \frac{gs_{\max}}{v_i' \cos \beta})^2} \tag{4.11}$$

上述式中, α 为坡面水平角($^\circ$); β 为危岩体运动方向与斜坡坡面的夹角($^\circ$); H 为反弹点至坠落点竖直高度 (m), s_{\max} 为危岩体反弹最大抛程。

(3) 滚动速度

三峡库区危岩的陡崖坡面大部分为松散的坡积层、堆基层等非刚性坡面, 危岩体在坡面滚动将产生类似车胎与铺面的滚动阻抗, 其作用力如图 4.7 所示, 公式

如下。

$$\begin{aligned} N &= mg \cos \alpha \\ m \ddot{s} &= mg \sin \alpha - f \\ I \frac{\ddot{s}}{r} &= fr - Nl_r \end{aligned} \quad (4.12)$$

式中, N 为坡面对危岩体的支撑力 (KN); f 为坡面堆危岩体的摩擦力 (KN); m 为危岩体的质量 (kg); r 为危岩体的半径(m); \ddot{s} 位移矢量对时间的二次导数, 即加速度 (m/s^2); l_r 为危岩体在坡面支撑点距重心在坡面法线之间的距离 (m)。

联立上式, 求解得

$$\ddot{s} = \frac{m}{m + \frac{I}{r^2}} g (\sin \alpha - \cos \alpha \frac{l_r}{r}) \quad (4.13)$$

式中, 令 $B = \frac{m}{m + \frac{I}{r^2}}$, $\tan \phi_d = \frac{l_r}{r}$, B 为一个与滚石质量和形状有关的常数, $\tan \phi_d$ 为

滚动摩擦系数, 则可求得任意位置 s 的速度 v_i

$$v_i = \sqrt{v_{i-1}^2 + 2B \cos \alpha (\tan \alpha - \tan \phi_d) s} \quad (4.14)$$

若 $\ddot{s} < 0$, 即 $\tan \alpha < \tan \phi_d$ 时, 则危岩体作减速滚动, 当坡面足够长时, 落石将最终在滚动摩擦作用下停止, 停止时的位移为 s 。

$$s = \frac{v_{i-1}^2}{2Bg \cos \alpha (\tan \alpha - \tan \phi_d)} \quad (4.15)$$

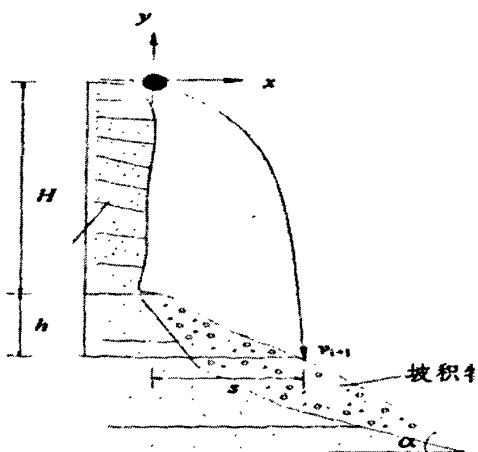


图 4.4 危岩体碰撞示意图

Fig. 4.4 The collision of rock mass

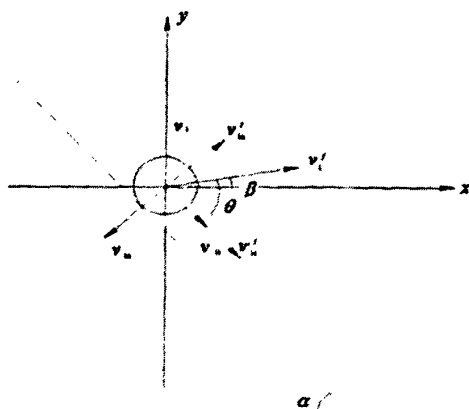


图 4.5 危岩体落地速度分解

Fig. 4.5 The schematic diagram of rock mass spring model

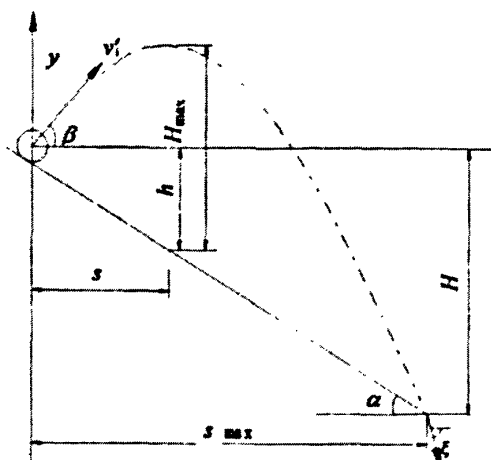


图 4.6 危岩体弹跳模型
Fig.4.6 The spring model of rock mass

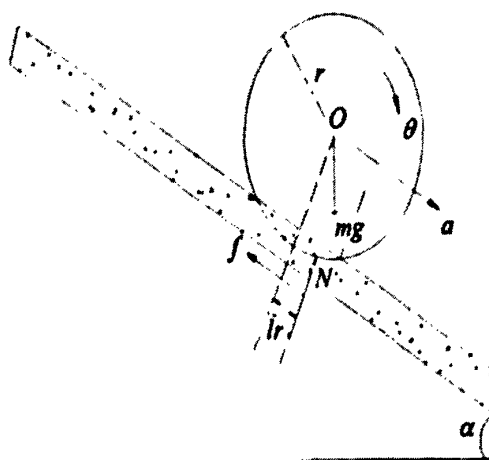


图 4.7 危岩体滚动时的作用力
Fig.4.7 The force of rock mass

4.3 危岩运动路径确定方法

危岩失稳崩落后仅以上述单一形式运动的可能性很小，多数情况下由于危岩所处的陡崖由多级坡面构成，且各坡面形式复杂多变，因此应建立普遍适性的运动路径计算方法。运动路径综合分析流程中，关键是运动形式的判别。从下图 4.8 可见，可建立两个判据，危岩体落地判据（弹跳或滚动）以及危岩体运动状态判据（运动或停止）。

4.3.1 危岩体落地判据

危岩体在撞击坡面后能量有所消散，剩余的能量是否能使危岩体弹起，或是使其以加速度或减速的方式贴着坡面向下滚动，就需要定义边界条件。当危岩体弹跳高度只有其半径的 $1/1000$ ，甚至更小，且切向速度大于法向速度一般，危岩体几乎贴着坡面向下运动，依据能量守恒有 $\frac{1}{2}v_m^2 m = mgh \cos \alpha$ 式中 h 为危岩体垂直坡面的弹跳高度 (m)， $h \leq r/1000$ ， r 为危岩体半径 (m)。

建立的危岩体落地判据为

当 $|v_m'|^2 / r \leq 0.02 \cos \alpha \cap |v_u' / v_m'| > 0.5$ 时，危岩体贴着坡面滑动，否则发生弹跳。

4.3.2 危岩体运动状态判据

根据滚动形式分析，当加速度 \ddot{s} 为负值时，其沿坡向下的运动属于减速运动，且这时坡面够长，危岩体可能在此 (i 段) 坡段停止下来；若坡面较短，危岩体有足够的动能使其到达 $i+1$ 点，危岩体会在 $i+1$ 点，以自由坠落的形式向下一坡段运动。同理，根据能量守恒定律： $\frac{1}{2}mv_i^2 + fl = mgl \sin \alpha$

式中, f 为滚动摩擦力 (KN); $f = mg \cos \alpha \tan \phi_d$, l 为坡面长度 (m)。

建立危岩体运动状态判据为

当 $l > \frac{0.05v_i^2}{\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi_d}$ 时, 危岩体在此坡段停止, 否则坠入下一个坡段。

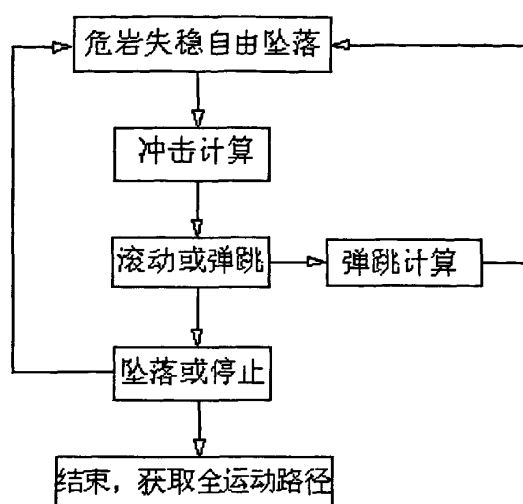


图4.8 危岩运动路径分析流程图

Fig. 4.8 Analysis step of perilous rock falling path

4.4 工程应用

以天生城福建小学危岩落石为例. 岩块运动状态说明: 根据对现场资料的理论分析表明危岩在A—B阶段是沿着AB斜面滑下; 从C—D, 岩块的下滑分力较小, 运动状态有滑动转变为滚动, 到达D之后岩块水平分速度较大岩块飞离母岩, 速度与水平方向成 62° 左右的夹角; 在其自重的作用下, 竖直分速度迅速增大, 岩块的重力势能转化为动能, 到达E点与斜面碰撞, 这种碰撞不是塑性对心碰撞, 岩块碰撞后能量仍然很大, 发生了反弹后抵达F点再次碰撞后落到G点, 由于H点是水泥路. 它与岩石在发生碰撞时的恢复系数较大, 而且岩块本身的动能较大, 岩块反弹的高度较大, 它跨越了该小学的围墙并落在小操场的中央的F点并再次反弹后并把36 cm的砖墙打穿. 岩块整个运动过程的力学参数和运动学参数见下表4.2, 各段运动轨迹见下图4.9。

表4.2 天生城福建小学危岩失稳运动参数及几何参数
Table 4.2 Perilous rock falling path and geometry
parameter in innateness town fujian elementary school

位置		A	B	C	D	E	F	G	H	I
竖直距离/m			9.8	21.9	11.4	38.63	31.7	38.1	2.7	2.09
水平距离/m			0	0.27	0.926	16.64	25.2	36	32.5	31.9
斜面倾角/°			84	25	62	47	47	3	3	
法向分速度/	前	0	0	0	0	19.78	26.89	28.42	11.35	4.5
(m/s)	后	0	0	0	0	5.74	7.8	11.37	4.55	
切向分速度/	前	0	13.86	19.31	27.63	39.64	31.3	34.95	31.45	28.3
(m/s)	后	0	11.47	19.31	27.63	31.71	25.04	31.46	28.31	
运动状态		自由 坠落	碰撞 弹跳	滚动	自由 坠落	碰撞 弹跳	碰撞 弹跳	碰撞 弹跳	碰撞 弹跳	洞穿 墙壁
回弹系数	法向		0.4			0.29	0.29	0.4	0.4	
	切向		0.9			0.8	0.8	0.9	0.9	
滚动摩擦系数				0.517						

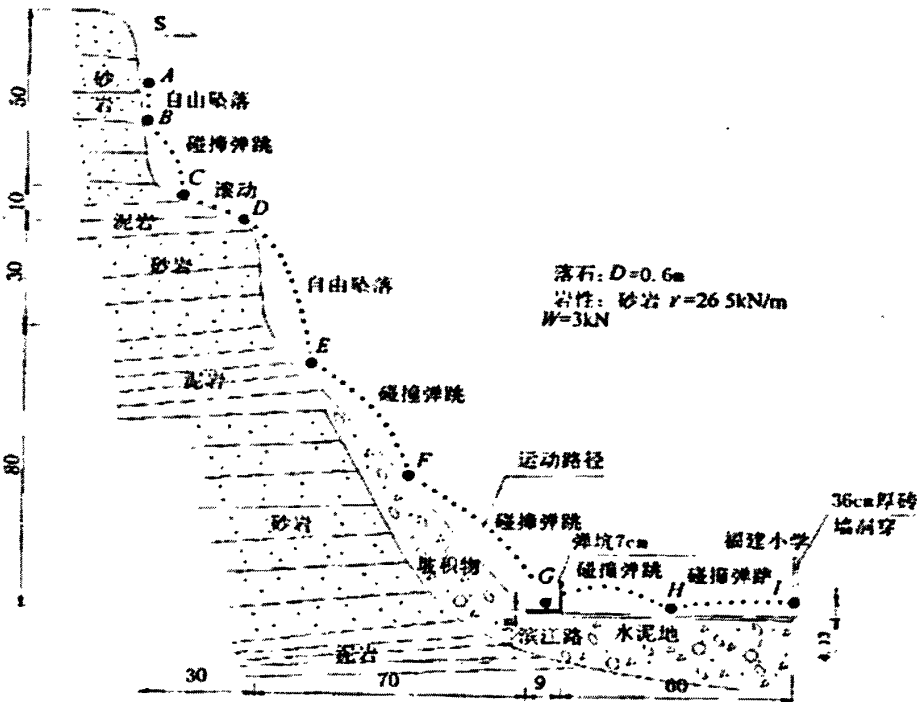


图 4.9 天生城福建小学危岩失稳运动路径^[8]
Fig.4.9 Falling path of perilous rock unstable
in innateness town fujian elementary school^[8]

4.5 RocFall 软件简介
4.5.1 软件简介

RocFall 是一款统计分析软件, 它被用来评定斜坡发生岩崩的风险。这款程序可以为整个斜坡确定能量、速率和弹起高度轨迹, 以及岩体落点的位置。能量、速率和弹起高度的分布还可以沿着斜坡剖面进行计算; 这种分布还可以被绘制成图形并自动作出全面的统计分析。典型的应用包括岩石掘进和露天矿井边坡等。工程人员运用动能和落石轨迹来确定保护系统的位置和保护措施。

4.5.2 RocFall 模块的特点

第一, 快速的参变量分析—简单的边坡设计、岩石属性, 以及分析的重复运行;

第二, 所有输入参数统计分布;

第三, 落石的动能、速度、弹起高度和落点柱状图的绘制;

第四, 边坡任意横截面的动能、速度、弹起高度分布图的绘制;

第五, 基于技术文献的内置回归系数表;

第六, 从最终落点反分析自动确定回归系数的材料向导;

第七, AutoCAD DXF 文件的导入和导出;

第八, CRSP 文件的导入;

第九, 一键导出数据和图表至 EXCEL。

4.6 RocFall 软件的应用

①基于 RocFall 软件的特点, 作者采用此软件模拟天生城福建小学危岩落石下落路径, 物理力学参数见 4.2, 下落路径模拟结果见下图 4.10。

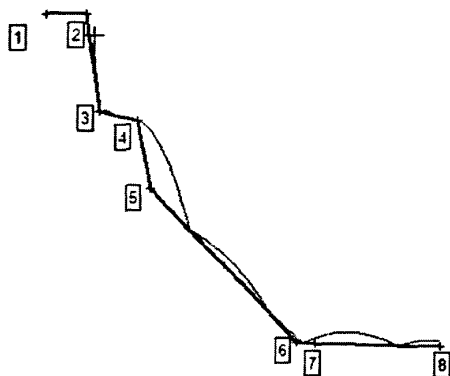


图 4.10 天生城福建小学危岩失稳运动路径

Fig.4.10 Falling path of perilous rock unstable in innateness town fujian elementary school

4.7 本章小结

①分析了影响危岩下落路径的影响因素,其中影响最大的是斜坡面上土体的回弹系数。

②危岩失稳运动路径分析方法可分为3类,即现场试验法、经验判别法和理论计算法。

③本章从运动学原理出发,将危岩的下落路径分为初始运动状态、碰撞过程、滑动过程、滚动过程。

④采用 RocFall 软件模拟天生城福建小学危岩下落路径,软件模拟下落路径与理论分析相一致。证实了危岩下落路径理论正确性和 Rocfall 软件的适用性。

第五章 危岩防治技术原理

5.1 概述

对危岩危险性评价的研究,其最终目的是对具有崩塌、落石灾害风险的危岩进行防治,以消除或降低危岩对人员生命及财产的威胁,达到防灾减灾的目的。自然界是一个复杂的系统,即含稳定成分也含不稳定成分,随着时间的推移稳定的成分变成不稳定成分,顺应性和协调性是工程防治的原则,其实质是充分利用自然界自身的稳定条件,改造不稳定部分,使边坡长期处于稳定状态。如果边坡处于不稳定状态,则需要采用适宜的方法,提高岩土体的抗剪强度,增强边坡体的安全系数。

危岩防治的防治措施归纳起来可分为防止危岩崩塌的主动防治、避免危岩造成危害的被动防护措施和灾害预警措施。

5.2 危岩防治基本原则

危岩体的防治是一个系统性工程,在各因素特点深入分析及防治方案对比研究的基础上,确立危岩体的防治对策。危岩防治的目的不一定防止危岩的发生,而是要防治其带来的灾害。一般来说危岩体的防治方案的选择应遵循几个基本原则^[16,19]。

1、预防为主的原则:随着人类科技进步和对危岩认识的不断深入,在危岩治理方面有了越来越大的自主能力,采取有效的预防措施,是减少灾害损失的最有效的途径。危岩预警系统是国际上灾害预报的研究方向,是切实加强生态环境保护和建设的需要,也是地质灾害领域的重要课题。

2、全面规划与重点防治相结合的原则:危岩发生的链式机理,决定了危岩防治的长期性,。我国国土 70%是丘陵,决定了我国危岩发育的广泛性。在危岩防治中应该把危岩整治当成一个系统工程考虑,从宏观和微观上综合考虑:宏观上确定危岩群体的综合防治措施;微观上针对单个、重点危岩体选择具体的防治方案,因此,要取得良好的防灾减灾效果,就要根据危岩发育的情况,采取有效的防治措施,从总体上达到危岩防灾减灾的目的。

3、保护环境的原则:在防治方案的选择上,在确保危岩防治安全性的前提下应该尽量使防治工程与周围环境相协调,减少落石对周围植被和自然环境的破坏;同时合理运用保持环境的防治措施,如:主、被动防护网,防护林等。

4、防治工程最优化原则:由于危岩的防治工程一般投资巨大,危岩崩塌影响因素多,所以无论哪种防治工程都需要最优化的原则。那么最优化的核心就是实

现科学性、可操作性与最小风险性、最大效益性的有机结合。

5、综合防治的原则：由于危岩防治工程的复杂性，单一的防治方法往往不能取得理想的防治效果，因此需要采取多种防治措施联合防治，以降低和消除危岩的危害性。对于危岩的防治，其最终目的是保证危岩灾害体不威胁到危岩下方人员的生命和财产安全，但由于现阶段对危岩的勘测和考察技术条件的限制，对各种影响因素不能考虑完全，为了保证防治的安全性，需要在设计防治方案时尽量做到主动与被动防护相结合。因为主动防治往往是针对某一个危岩区域中单个危岩体进行的防治，而被动防护能对一个区域进行防护。通过主动防治与被动防护相结合，能达到比较良好的效果。

5.3 危岩防治方法

迄今为止，国内外危岩防治技术主要分为：主动加固防治、被动防护和灾害预警措施。主动加固防治的技术包括支撑、锚固、SNS 主动防护系统、封填与嵌补、灌浆、排水及清除等。被动防护的技术包括拦石墙、拦石栅栏、落石平台、落石槽、遮挡(明洞或棚洞)、SNS 被动防护系统以及森林防护技术等。下面对几种主要的防治工程进行介绍。

5.3.1 主动防治技术

主动防治技术是指对危岩单体进行工程结构防治，以避免其发生失稳造成灾害的技术类型，其包括支撑、锚固、封填、灌浆、SNS 主动防护网法、排水及清除等方法。

①支撑技术^[8, 16]（图 5.1）主要是指对悬于上、以拉断坠落的悬臂状或拱桥状等危岩部分采用立柱或支撑墙支撑，维持危岩稳定的防治方法。该方法主要对于坠落式危岩中危岩体下部具有一定范围凹陷的岩腔，以及岩腔底部为承载力较高且稳定性好的中风化基岩，且危岩体重心位于岩腔中心线内侧时，宜采用支撑技术进行危岩处理；对倾倒式危岩和基座具有岩腔的滑塌式危岩在保证抗倾性能的前提下也能采用。滑塌式危岩需要使用支撑技术时应将支撑体底部削成内倾斜坡或台阶。危岩支撑包括墙撑和柱撑，墙撑可分为承载型墙撑和防护型墙撑两类。支撑设计时，应进行支撑体地基的承载力及稳定性验算，应符合规定：基底平均压应力值小于等于地基承载力特征值；基底边缘最大压应力值应小于或等于地基承载力特征值的 1.2 倍。一般支撑体底部应分台阶清除至中风化岩层，应确保支撑体的自身稳定性。与危岩体底部 10~20 cm 区域采用膨胀型混凝土，确保支撑体与危岩体之间的有效接触并受荷传荷。

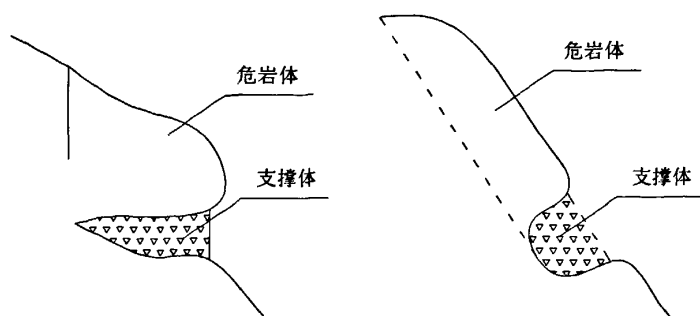


图 5.1 支撑技术示意图

Fig.5.1 The sketch of the supporting technology

②锚固技术

锚固法^[8]是指采用普通（或预应力）锚杆、锚索、锚钉进行危岩治理的一种应用较广泛的方法，包括预应力锚杆、非预应力锚杆、自转式预应力锚杆及预应力锚索。锚杆不仅可以提高滑动面的抗滑力，而且锚杆自身也提供了部分抗剪力。对于规模较大、裂隙较宽的倾倒式危岩宜采用预应力锚索锚固，使结构面压紧，增强整体稳定性。对于完整性较差的危岩体宜采用竖梁格构锚杆锚固，锚杆一般采用动态设计，按照信息法施工。危岩体锚固深度按照伸入主控结构面计算，不应小于 5.0~6.0m；采用锚杆治理危岩时，对于整体性较好的危岩体外锚杆头宜采用点锚，对于整体性较差的危岩体可采用竖梁、格构等增强其整体性。合理控制预应力锚杆和锚索的预应力施加值。施工过程中，对每个危岩体应钻取 3~5 个超深孔，深度为在地勘确定的主控结构面基础上在增加 8.0~9.0m。取出岩芯，判别危岩体内裂隙的发育密度，其中最内侧一条裂隙作为主控面，据此调整治理方案时，应考虑锚杆或锚索的耐久性问题。

③SNS 主动防护网技术

SNS 主动防护网法^[8, 16]（图 5.2）是采用锚杆和支撑绳固定方式将钢丝绳网和钢丝网覆盖在具有潜在地质灾害的坡面上，从而实现坡面加固或限制落石运动范围的一种边坡柔性防护系统。这种主要适用于坠落式危岩和倾倒式危岩，通过柔性防护网的嵌锁作用维持危岩体的稳定。此类防护法主要是危岩高度相对不高、危岩体体积较小、岩体较破碎的地段。施工中其锚杆孔深需要达到设计要求，SNS 主动防护系统的钢丝绳锚杆在确保向下倾斜的角度不应小于 15° 的基础上，宜与所在位置坡面垂直；地脚螺栓锚杆应与基座面垂直，偏斜误差不宜大于 3°。主动防护网因其施工方法简单，防护效果好，与其他防治方法相结合广泛应用在危岩防治中。

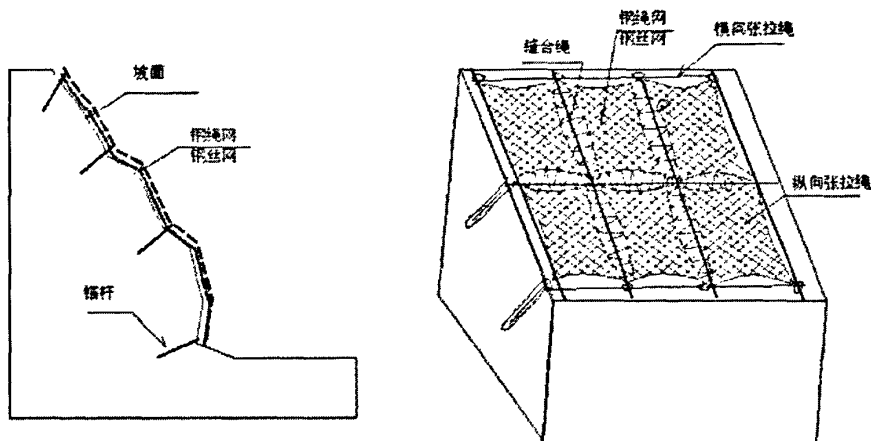


图 5.2 SNS 主动防护网

Fig. 5.2 The SNS active defense network

④封填及嵌补技术

封填和嵌补^[8, 16] (图 5.3) 是主动防护中运用比较普遍, 施工较为简单的防治方法。当危岩体顶部存在大量较显著的裂缝或危岩体底部出现比较明显的凹腔等缺陷时, 宜采用封填技术的进行防治。顶部裂缝封填封闭的目的是减少地表水渗入危岩体的主控结构面。底部凹陷封填的目的在于显著地减慢危岩体基座岩土体的快速风化, 封填材料可以用低标号高抗渗性的砂浆、细石混凝土; 对于采用立柱支撑、拱撑、墩撑等技术治理的危岩体, 支撑体之间的基座壁面也应进行嵌补封闭, 封闭层厚度宜 30~40cm; 危岩体顶部裂缝封填时, 若裂缝宽度在 2cm 以上时应采用具有一定强度的砂浆和细混凝土使其渗透至裂缝内进行固化; 若顶部表面裂缝宽度小且广泛发育时宜用细石混凝土或粘土全面浇筑, 厚度不小于 20~30cm。

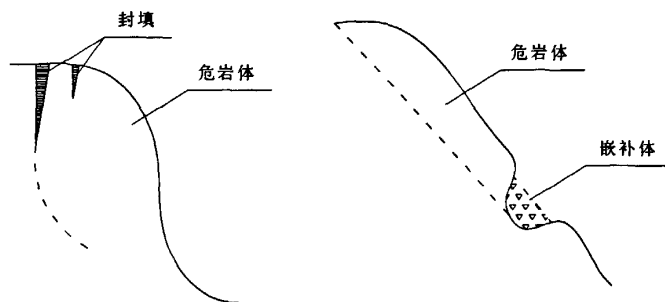


图 5.3: 封填、嵌补示意图

Fig. 5.3 The sketch of reclamation closure and embedded meeting

⑤灌浆技术

危岩体中破裂面较多,岩体比较破碎时,为了确保危岩体的整体性,宜进行有压灌浆处理。灌浆技术^[8]应在危岩体中上部钻设灌浆孔,灌浆孔宜陡斜,并在裂缝前后一定宽度(一般 3.0~5.0m)内按照梅花桩型布设,灌浆孔应尽可能穿越较多的岩体裂隙面尤其是主控结构面:灌浆材料应具有一定的流动性、锚固力。灌浆孔倾角 $10^{\circ} \sim 90^{\circ}$,孔径 60~110mm,灌浆压力 50~100kPa 即可,灌浆材料中加入适量的缓凝剂。通过灌浆处理的危岩体不仅整体性得到提高,而且也使主控结构面的力学强度参数得以提高、裂隙水压力减少。灌浆技术宜与其他技术联合使用。

⑥排水技术

在危岩体及周围地带,应修建地面排水系统和堵塞裂隙孔洞,以防止过量地表水进入危岩裂隙,减少崩塌机会。排水方法^[9]包括危岩体周围的地表截、排水和危岩体内部排水。滑塌式危岩和倾倒式危岩的稳定性主要受控于裂隙水压力。地表截、排水沟应根据危岩体周围的地表汇流面积进行确定,通常采用地表明沟或排水沟,断面尺寸由地表汇流面积计算确定,由浆砌块石或浆砌条石构成,底部地基为填土体时压实度不小于 85%,也可在危岩体侧部稳定岩体内凿槽作排水沟;危岩体中地下水较丰富时,宜在危岩体中下部适当位置钻设排水孔,排水孔以较大范围穿越渗透结构面为宜。

⑦护坡、削坡

对于破碎岩体常用喷射混凝土加固,增加整体稳定性,防治岩体继续冲刷或风化。削坡减载^[19]是指对于对危岩体上部削坡,降低临空面高度,减小斜坡坡度和上部荷载,增加危岩体的稳定性,从而降低危岩的危险程度和减少其他防护工程数量。削坡减载的费用比锚固和灌浆小的多,但有时会对斜坡下方的建筑物造成一定损害,同时也破坏了自然景观,所以设计、施工人员应谨慎采用。

⑧清除技术

对规模小、危险程度高的危岩体可采用静态爆破或手工方法予以清除,消灭隐患。危岩体下方地表坡度比较平缓、具有 0.5~1.0 倍陡崖高度的地形平台且平台上无重要构筑物及居民居住或险崖下方具有有效防御措施时,可采用清除技术对整个危岩体或危岩体的局部进行清除;清除危岩时,可采用风枪凿眼、人工凿石、爆破等方法解体危岩,化整为零、逐步清除。危岩清除过程中应加强施工检测,并避免暴露出的清除面存在不稳定危岩体残体或新生危岩体。危岩实施清除处理前应该充分论证清除后对原岩体的损伤程度,一般情况下应谨慎使用直接清除的方法。

5.3.2 被动防护技术

对可能失稳的危岩单体或群体进行工程结构防治避免造成灾害的技术类型定义为被动防护方法,包括拦石墙(堤)、拦石栅栏、遮挡防护、SNS 被动防护网和防护林防护等方法,下面介绍几种常用的防护方法。

① 拦石墙

拦石墙是危岩主要的被动防护技术之一。通常布设在陡崖或陡坡脚前适当部位。陡崖或山坡上危岩数量多,存在勘察遗漏或治理难度较大时,以及对危害对象(居民、建筑物、道路、厂矿企业等)存在威胁的地段,当自然山坡坡脚小于 $25^{\circ} \sim 35^{\circ}$ 并存在一定宽度的地表平台时,宜设置拦石墙。按材料组成包括土堤、浆砌石、混凝土结构、SNS 防护网、半刚性等类型。土堤式拦石墙由加筋土堤或素填土堤、落石槽及堤顶的防撞栏三部分组成。墙体基础埋入较稳定地基中深度应满足如下要求:基岩不小于 0.5m,土体不小于 1.5m;墙被填土分层填筑,分层厚度 30~50cm,压实度不小于 80%;落石槽断面为倒梯形,槽底铺设不小于 60cm 厚的缓冲土层,墙体迎石面坡比 1:0.5~1:0.8 并用块石护坡,山体面坡比一般在 1:1 左右,在不具备放坡的地段可将坡比增大为 1:0.5 并用锚钉或块石护坡;拦石墙的高度及距离陡崖脚部的水平距离应根据现场试验或落石弹跳运动路径及腾跃高度确定;拦石墙体的厚度应根据落石冲击力确定。

② 拦石栅栏

当陡崖或斜坡下部坡度大于 35° 且缺乏一定宽度的平台而不具备修筑拦石墙时,可采用拦石栅栏。拦石栅栏由旧钢轨作立柱,旧钢轨或角钢、型钢作横梁相互焊接,嵌于基础之上的轻型结构。其基础嵌入混凝土或构筑物中,且具有良好的防冲击强度和耐久性。但是随着 SNS 被动防护网技术的推广和应用,该方法将逐渐被替代。

③ 遮挡防护

为了防止小型崩塌对铁路等工程设施的损坏,可修建明洞、棚洞等对工程设施进行保护。

该方法主要应用明洞、棚洞(图 5.4)在线路上方作遮挡防护,因其顶盖有足够抗冲击力的钢筋混凝土顶盖,其上还铺有厚层碎石土并种草植灌木,加之土坡倾向线路之外,因此是防护线路不受落石冲击的有力措施。但是,该技术施工工艺复杂,工程造价高是其缺点。该方法适宜于地质条件复杂、边坡高陡、且常有崩塌落石发生地段的危岩体防治,当采用隧道、改线、主动治理或其它被动防护措施有困难时,遮挡技术不失为一种理想而有效的防治措施。



图 5.4 棚洞防护

Fig. 5.4 Shelf-protection

④SNS 被动防护网

SNS 被动防护系统（图 5.5）是目前应用非常广泛的被动防治技术，它是一种能拦截和堆存落石的柔性拦石网，显著特点是系统的柔性和强度足以吸收和分散所受的落石冲击动能并使系统受到的损失趋于最小，改变传统系统的刚性结构为高强度柔性结构。它以落石所具有冲击动能这一综合参数作为最主要设计参数，能对高达 4000KJ 的高能级冲击动能进行有效防护，能在系统的设计弹性范围内安全的吸收落石的冲击动能并将其转变为系统的变形能而加以消散，与落石在网上的冲击点位无关。

该系统由钢丝网（和铁丝格栅），固定系统（拉锚、基座、支撑绳），减压环、钢柱 4 个主要部分组成。系统的柔性主要来自钢丝绳网、支撑绳、减压环等结构。减压环是迄今为止所能实现的最简单而有效的消能元件。它为一个在节点处按预先设定的力箍紧的环状钢管。实用钢丝绳顺钢管内穿过，当与减压环相连的钢丝绳所受拉力达到一定程度时，减压环启动并通过塑性位移来吸收能量。当冲击能量在设计范围内，能多次接受冲击功产生位移，从而实现过载保护功能。



图 5.5 SNS 被动防护网

Fig. 5.5 The passive defense network

⑤防护林防治

当陡崖或山坡脚部不存在平台或危岩威胁不太严重时,可以通过植树造林防治危岩。森林防护危岩的根本出发点在于增大地表下垫面的粗糙度,减缓落石体在林中的运动速度;森林类型应为乔木,尽可能构建乔灌木相结合的生态系统。乔木成林后可用建筑纽扣将钢绳固定在树木主干上,将森林防护系统构成整体,提高防护有效性。

5.3.3 危岩联合防治法

危岩防治是个复杂的工程,甚至某些危险性高的单独危岩靠单一的方法也不能取得满意的防治效果

一个具体的危岩带包括数个乃至数百个危岩单体。由于我国危岩勘察水平不高,以及地形、地貌的限制,可能存在危岩单体边界不太明确的问题,尤其在危岩单体之间可能存在漏勘现象;对于一个具体的危岩单体,很多具有多种危岩类型共生的复合特征。因此,在危岩防治工程中,存在主动—被动联合防治的问题。主动—被动联合防治方法主要包括锚固—拦挡联合方法和锚固—支撑联合方法两类。

①锚固—拦挡联合方法

锚固—拦挡联合方法主要是对一个危岩带防治工程而言,体现了危岩治理与拦挡相结合的理念。将危岩单体的锚固防治和危岩单体之间没有勘察到可能发生崩塌、落石灾害的危岩防治共同考虑,这样可以弥补目前因危岩勘察精度不高而造成的风险。将危岩单体和拦挡结构之间的区域界定为地质灾害危险区,适宜植树造林,尽量减少人类工程活动对危岩体的干扰。拦挡结构可以采用拦石墙、拦石网或网状森林防护。

②锚固—支撑联合方法

锚固—支撑联合方法主要针对复合型危岩体,当采用单一防治技术效果较差时,可采用本方法。锚固—支撑联合方法尤其适用于同时具有滑塌式和倾倒式类型的危岩体。防治设计过程中,应将锚固力和支撑力联合考虑,使二者达到有机组合;当支撑体在危岩下滑力作用下存在滑移失稳时,为了确保支撑体的稳定性应在支撑体和危岩上布设锚杆。对于仅采用支撑方法便能基本达到有效防治目的的坠落式危岩或倾倒式危岩,为了提高危岩治理的效果,可在危岩体上布设一定数量的锚杆,作为安全储备,防止其在随机荷载作用下失稳。当危岩体后部裂缝断续贯通时且裂隙水比较发育时,宜在支撑体内设置直径 60~110mm 的 PVC 排水管。

危岩支撑结构由于地形条件的限制使得其自身稳定性不能满足要求时,可以

采用辅助结构措施来保证支撑结构的稳定性,支撑结构顶部与危岩的接触面及底部的地基应凿平(或内倾的台阶状)并满足承载力要求。特别值得说明的是:危岩工程治理应该视为一个有机体进行综合考虑,切勿将拦石墙、拦石网等被动防护措施作为可有可无的辅助措施;对于单个危岩而言,特别是具有滑塌与倾倒性能的复合型危岩体,应坚持微观尺度的主动—被动联合防治。

5.3.4 危岩监测预警系统

崩塌、滑坡等地质灾害的监测预警是目前国际上尚未解决的科学难题之一。由于影响危岩的因素较多,加之规模不同,使得危岩、崩塌预报问题变得非常复杂。崩、滑体灾害的中期与短期预测、预报一直是地质灾害研究领域的难点和热点。

世界上一些多地质灾害的国家,如瑞士、法国、意大利、美国、日本、前苏联等,在20世纪六七十年代就开始了大区域的地质灾害调查和研究,并相继研制出了各具特色的仪器监测系统。目前,这些国家对危害的崩塌、滑坡分别采取了治理,或者建立起监测网进行监控等措施。在监测中,采用了传感器、电子测量与数据通信等多方面的技术,以实现自动采集滑坡变形、水文、气象和地球物理数据。近一二十年来的进步主要是表现在以下两个方面:一方面是对传统测量仪器的改进;另一方面是引进了新技术,包括全球卫星定位系统以及现代通信技术等。特别是近期自动采样、存贮和数据传输设备的快速发展,使得对崩塌、滑坡的遥测台网成为预测崩塌、滑坡变形破坏的实用手段。如美国加州 MillCreek 滑坡、瑞士首都郊区的部分滑坡等都实现了实时的多参数遥测监控。通过自动记录、存贮、计算机数据处理和信息远程传输,实现滑坡的实时监测,并可以根据监测结果进行中期和短期预报。

此外,在地质灾害模型预报和预警系统方面,有学者运用神经网络法进行滑坡稳定性空间监测,运用统计分析方法研究滑坡与降雨的关系,并以此为基础提出了滑坡失稳破坏的预报模型,有代表性的研究工作如瑞士对阿尔卑斯山滑坡的监测与预报,中国香港以及美国加州某些地区开展的滑坡监测预报工作等。

随着GPS的广泛应用和RS分辨率的提高及相关数据处理技术的发展,使得GPS和RS应用于地表变形监测成为可能。GIS由于其强大的空间分析和数据库管理功能决定了它非常适合于解决滑坡研究领域中的很多问题,如历史滑坡编录、滑坡的时空序列分析、滑坡发生的地质环境及动态环境因素(如暴雨、地震)等之间的空间相关分析、滑坡灾害风险评价等。英国剑桥大学、美国地质调查所等西方国家的大学和科研机构,广泛应用3S技术进行地质灾害的空间分析、数据处理、模型预报和预警系统的研究。目前已有一批成功地将3S应用于地质灾害。

国内在崩塌、滑坡监测方面也做了大量的试验研究，由过去的人工用皮尺地表量测等简易方法，发展到仪器仪表监测，现正开始向自动化、高精度的遥测系统发展。三峡工程坝区的危岩、滑坡监测网工作的时间比较长，代表了国内前一阶段的应用水平。该监测网所用的监测设备基本上是沿用已有的岩土工程仪器，其中，少数为手动测量的机械式仪器；大多采用了传感器，属于电测仪表，但存在故障率较高等不足。近年来，徐绍铨等探索了 GPS 在三峡库区滑坡监测中的应用；丁铭绩等研究了 GIS 在滑坡监测预报中的应用；中国地震局地壳研究所与 2002 年研制开发了“万州区移民地理信息系统”，该系统主要服务于移民迁建管理，同时支持开展 GPS 滑坡监测的研究。2002 年中国地震局地壳研究所在三峡库区已建立了用于灾害监测预警的多参数无线遥感台网，反映出我国在地质灾害监测预警领域已获得长足的进展。

关于地质灾害监测常用的技术方法参见表 5.1。

从整体上看，我国在这个领域与国际先进水平仍有较大差距，主要表现在多数地区的监测技术落后，不能满足我国地质灾害防治工作的需要，理论研究创见少等。今后应该在群防群测与仪器监测并举的基础上，大力加强监测预警系统的研究与建设，广泛进行 3S 技术的应用研究，并在此基础上深入开展地质灾害形成机制及预测模型等理论创新的探索。

总之，危岩体防治措施在遵循防治原则的前提下，需要综合考虑各种影响因素，采取有效的防治措施。

表 5.1 崩塌滑坡监测方法
Table 5.1 Avalanche、collapse monitor methods

监测内容	主要监测方法	主要监测仪器	监测方法的特点	适用性评价
地表变形	大地测量法（三角交汇法、几何水准法、小角法、测距法）	经纬仪 水准仪 测距仪	投入快，精度高，监测面广，直观、安全，便于确定滑坡位移方向及变形速率	适用于不同变形阶段的位移监测；受地形通视条件限制
	GPS 法	GPS 接受机	精度高，投入快，易操作，可全天候观测，不受地形通视条件限制	适用于崩滑体不同变形阶段地表三维位移监测
	InSAR 法	微波遥感卫星	监测信息量大，覆盖面广，省人力，全天候观测，目前观测精度较低，发展前景可观	主要适用于变形量、变形速率较大的滑坡

	遥测台网法	定点倾斜仪 激光变形仪 光电位移计	精度高、动态范围大，安装简便，自动化程度高，可联系实时监测	适用于崩塌体加速变形阶段及施工安全监测
地下变形	测斜法	钻孔倾斜仪	精度高，效果好，易遥感，易保护，受外界干扰少，资料可靠；成本较高，投入慢	适用于崩塌体变形初期，在钻孔内测定滑体不同深度的变形特征以及滑带位置
	沉降法	下沉仪 静力水准仪	精度高、易保护、检查直观、可靠	适用于平硐内上部危岩相对不稳定危岩的下沉变化
地声	地音量测法	多通道振动测试仪	灵敏度高，可连续观测，监测信息丰富，省人力	适用于岩质边坡变形监测及危岩加固跟踪安全监测
水文	观测地下水位	水位计	精度较高，动态范围大	适用于崩塌体不同变形阶段的监测，其结果可作为基础资料使用
	观测孔隙水压	孔隙水压力计		
环境因素	测降雨量	自动雨量计	适用于不同类型崩、滑体及不同变形阶段的监测，为崩塌滑坡的分析评价提供基础资料	
	测气温	温度记录仪		

5.4 工程实例

大岐棚洞位于阿坝州汶川县大岐村，该处边坡高陡，多裂隙，褶皱发育，地质条件复杂，危岩块体巨大， $1\text{m}^3 \sim 2\text{m}^3$ 危岩块体分布较多，常有危岩崩塌现象。317 国道汶川到马尔康路段恰好通过本路段，采用棚洞有效的避免崩塌落石带来的危害。

本文以汶川至马尔康 K35+190 处危岩体为例，利用 RocFall 软件模拟危岩下落路径，通过分析危岩回弹高度、下落速度和下落能量的关系，为危岩的防治设计提供依据。通过现场勘测大岐天然边坡如图 5.6 所示。在 RocFall 软件中，岩质边坡回弹系数 $R_n=0.35$ 和 $R_t=0.85$ ，回填土和土石回填的回弹系数 $R_n=0.1$ 和 $R_t=0.2$ ，模拟结果如图 5.7 所示。通过模拟可以看出崩塌的危岩体有部分落在国道的左侧如图 5.8。在模拟中采用 6000Kg 的危岩体从边坡顶端崩塌，通过统计分析，当危岩下落到国道位置时，岩体速度为 19.09m/s，总能量为 2430KJ，如此大的速度和能量对道路的交通安全带来极大的危害。

如何有效的防治大岐危岩成为解决问题的关键。由于边坡高陡块体大，危岩崩塌后能量大，回弹高度大，可以采用主-被动联合防治技术：部分欠稳定危岩采

用清除技术，再利用 SNS 主动防护网和锚固技术进行危岩主动防治；对于被动防护方法，SNS 被动防护网一般能吸收拦截撞击能 250KJ-2000KJ，而且防护网防护的高度有限。所以 SNS 被动防护网不适用于大岐危岩的防护。拦石墙适用于当自然山坡坡脚小于 25° ~35° 并存在一定宽度的地表平台，由于该处天然坡脚都处于 ≥45° ，公路外侧受杂谷脑河限制，所以拦石墙也不适用此危岩的防治。该处天然边坡坡面无植被，危岩块体巨大，在危岩防治措施中棚洞承受拦截撞击能最大，又不受危岩回弹高度的约束，所以选择棚洞进行大岐危岩的防护是非常理想的措施。

当采用棚洞进行危岩的防护后，再利用 RocFall 软件进行危岩崩塌评价，从模拟结果看，危岩崩塌后坠落到棚洞位置总能量由 2430KJ 降到 1020KJ，速度由 19.09m/s 降到 17.5m/s。计算中危岩与棚洞撞击时间取 0.2s，假定危岩和棚洞的碰撞为垂直碰撞。

危岩的机械能：

$$E = \frac{1}{2}mv^2$$

(5.1)

危岩的动量：

$$P = F_C t = mv$$

(5.2)

式中： F_C 表示危岩产生的冲击力；

- m 表示危岩质量；
- v 表示危岩下落速度；
- t 表示危岩撞击棚洞的时间；

由式 (5.1) 和式 (5.2) 计算得 $F_C=553.2\text{KN}$ 。

棚洞盖板采用 C30 混凝土，尺寸 B=1m, L=2m，配筋上部采用 5Φ12，下部采用 10Φ22。当棚洞盖板采用不同的厚度时设计强度见表 5.2。当 $F_C \leq F_k$ 时，只有厚度 50cm 盖板满足抵抗冲击力的要求，不会产生抗剪破坏。考虑安全系数 $F_s=1.2$ ，选用 50cm 厚的盖板满足危岩防治设计要求。

表 5.2 混凝土盖板设计强度
Table 5.2 Design strength of concrete cover

混凝土盖板厚度	25	30	35	40	45	50
抗剪强度 F_k (KN)	211.6	260	310.9	361	515.8	672.7

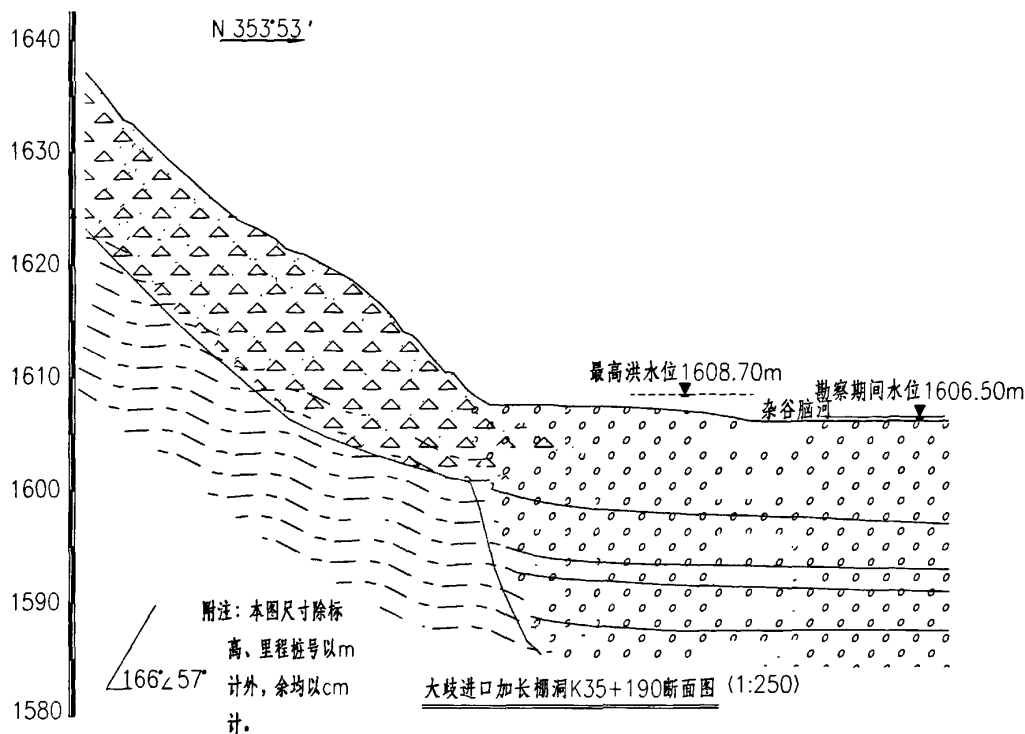


图 5.6 S 大旗天然边坡
Fig. 5.6 The Natural slope of daqi

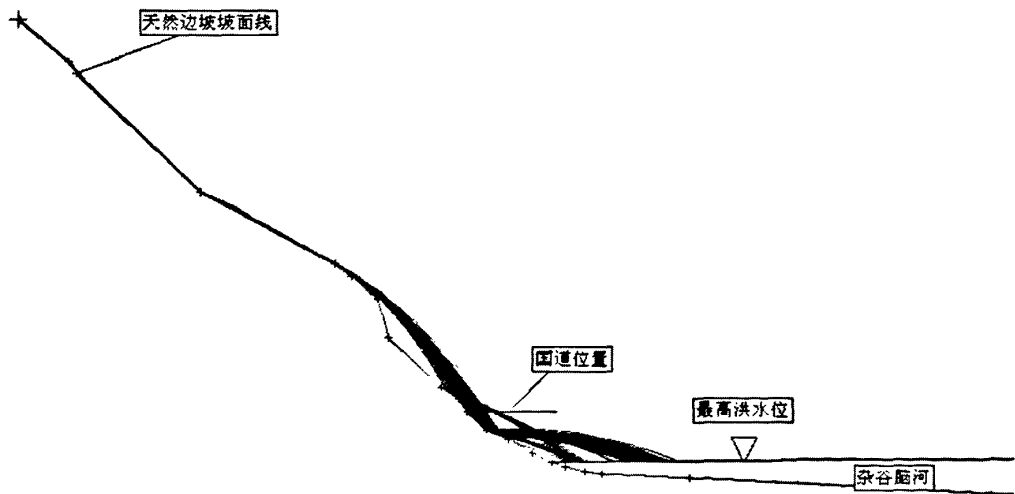


图 5.7 S 大旗天然边坡几何模型
Fig. 5.7 The daqi Natural slope of geometric model

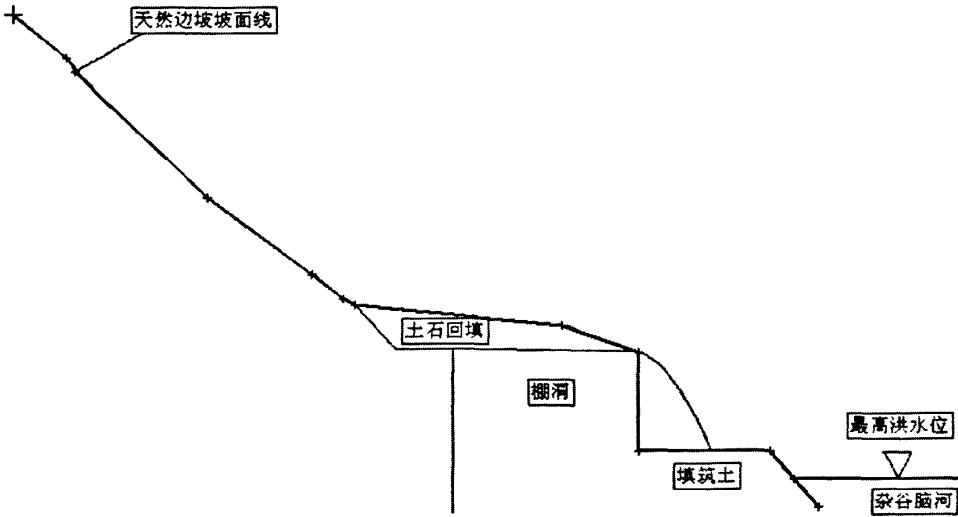


图 5.8 S 大岐危岩棚洞模拟
Fig.5.8 The simulation of daqi perilous rock Shelf-protection

5.5 本章小结

本章主要对危岩的防治原则和防治方法进行了研究。研究表明，在遵循危岩预防为主、综合防治、防治工程最优化、保护环境、全面规划与重点防治相结合原则的前提下，把危岩防治技术分为主动防治技术，被动防护技术和灾害预警系统。结合汶川大岐危岩，对危岩的下落路径进行分析，从能量、下落速度和冲击力方面为大岐棚洞设计提供依据。

第六章 结 论

6.1 结论

随着我国国民经济的发展和科技的进步,地质灾害带来的隐患备受人们的重视,岩石高边坡治理日益显得重要。本文在总结国内外研究成果的基础上,结合本课题,对裂隙岩体动力稳定性和下落路径进行了理论分析,并用 FLAC^{3D} 和 RocFall 软件进行数值模拟,研究结果如下:

1)分析危岩发育及危岩稳定性的影响因素,把危岩发育的影响因素分为内部因素和外部因素。内部因素包括:地应力、地质构造、岩性组合、水文地质条件等;外部因素包括:地震、河流侵蚀、降雨、地下水、植物侵蚀、地形地貌及人类相关活动等。

2)结合危岩的发育机理,对危岩的稳定性评价方法进行研究。把危岩稳定性评价方法分为地质分析法、静力解析法、数值模拟法、可靠度法、比较识别法和模型试验法。本文应用静力解析法、赤平极射法和 FLAC^{3D} 数值模拟法对某危岩楔形块体进行动力稳定性分析。通过 FLAC^{3D} 数值模拟得出如下结论:在地震作用下,危岩楔形块体失稳破坏首先从危岩主控结构面发生;地震引起的加速度在危岩楔形块体和岩质边坡上各点不同。

3)根据运动学原理对危岩下落路径的进行理论分析,并采用 RocFall 软件对危岩的下落路径进行模拟,得到与理论、实际相符合的模拟结果。对危岩的防治措施提供理论依据。

4)结合危岩的下落路径,分析了危岩的各种防治措施,其中主动防治措施包括支撑、锚固、灌浆、封填、嵌补、排水、SNS 主动防护网,被动防护措施包括拦石墙,拦石网和森林防护等。

5)本文从危岩的发育到危岩的失稳,再从危岩的失稳到危岩的下落路径分析,最后对危岩进行防治。最终得出一套系统的危岩防治方法。

6.2 建议

由于危岩发育影响因素的复杂性,本文主要对在地震力和裂隙水压力下危岩、边坡及其主控结构面进行了动力稳定性分析,尚有许多工作有待于进一步开展:

1)岩质边坡的滑移主要是沿岩体的主控结构面渐进滑移,这些软弱结构面的流变特性应当作为一个重要的考虑因素。

2)在危岩的稳定性计算中,岩体的力学参数和本构模型的确定需在工程实践中进一步深入研究和总结。

3)对于危岩稳定性影响较大的是裂隙水压力,目前裂隙水压力的大小尚从高

度来考虑。如果从裂隙的开度来考虑裂隙水压力的大小，那么对危岩的稳定性分析具有重要的意义。

4) 在危岩的下落路径分析中，合理的确定土体的回弹系数是确定危岩下落路径的关键，对于土体的回弹系数有待于进一步研究。

致 谢

三年硕士生活，留下许多难忘的回忆，有诸多师长、同门、同学、朋友、老乡和亲人给予了我无言的关心、支持和帮助，在这里请接受我真诚的谢意。

首先感谢导师柴贺军对我论文的悉心指导。在论文写作期间，柴老师帮助我开拓研究思路和点播重点。在两年多的学习期间，感谢柴老师给我提供了良好的学习环境和优越的实践环节。柴老师严谨的治学态度和踏实的为人品质一直熏陶着我，是我以后工作和学习的榜样。同时，也要感谢师母对我生活的关心。

感谢陶丽娜老师对我在重庆交科院实习期间的帮助，从论文的理论分析到论文统稿都离不开她的帮助。

在重庆交科院实习期间，在实践环节上非常感谢赖思静、贾学明、聂欣等人的指导，在此对他们致以最衷心的感谢。

感谢胡元鑫、孟云伟、冯五一、贺福洋、张丽娟、王操、袁林阳、肖华德、李雪峰、胡辉、李想、郭伟、窦严磊、温安文、李浩、李春生等师兄弟给我的关心和帮助，和你们一起学习感到非常快乐。

感谢赵磊、张义、贾海燕、吴海峰、程宇鹏、蓝承雄、陈远川、李明越、王东、牟锐、姜华贵等同学，硕士生活和你们在一起让我过的更充实。

感谢刘军、夏烨、李明、于晶晶、胡阿勇、王亮（大）、王福全、姜宝、张亚星、刘红利、郑铁军、张建、陶学柱等老乡对我生活和工作等方面的关心和帮助，在重庆因为有你们让有家的感觉，愿你们在重庆生活的更开心、更精彩！

感谢我的父母、家人和女朋友李松玲给予我的支持和鼓励，祝你们生活愉快！

最后，向所有关心我、支持我和帮助我的老师、同门、同学、朋友、老乡和家人表示最诚挚的谢意，你们永远健康快乐是我最大的心愿！

参考文献

- [1]王凤昊, 复杂岩质边坡动力稳定和加固效应研究[D], 河海大学, 2007
- [2]窦明健, 公路工程地质[M], 人民交通出版社, 2003
- [3] Shi Genhua. Discontinuous deformation analysis-a new numerical model for the statics and dynamics of block system. Dept. of Civil Engineering, University of California, Berkeley: 1988
- [4]Lanru ling et al. Modeling of fluid and solid deformation for fractured rocks with discontinuous deformation analysis(DDA) method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vo 1.38 No.3. Apr.2001.
- [5]P.H.W. Kulatilake and T.W.Wu. Estimation of mean length of Discontinuity. *Rock Eng.* 1984, Vol.17.
- [6] Priest S.D, J.A. Hudson. Discontinuity of Spacing in Rocks, *Geomech. Abstracts*, 1976, Vol. 13
- [7] Chen Yuzo , Takahiro I. Development of High Order International Conference on Analysis on Discontinuous Deformation, *Int. J. Rock Mech. Sci. And Manifold Method. The Second Kyoto*, 1997
- [8]陈洪凯, 唐红梅等, 危岩防治原理[M], 地震出版社, 2006
- [9] 刘国明, 三峡链子岸危岩体静力稳定有限元分析[J], 河海大学学报, 1996, 24(4):95~101
- [10]石根华. 数值流形方法与非连续变形分析[M], 北京, 清华大学出版社, 1993
- [11]谢全敏, 危岩块体稳定性分析的蒙特卡罗边界法[J], 灾害学, 1998, 13(2):37~41
- [12]张奇华, 链子崖危岩体变形破坏系统识别, 岩石力学与工程学报[J], Vol. 17, No5 1998 :544~551
- [13]夏元友, 李新平, 程康. 用人工神经网络估算岩质边坡的安全系数[J], 工程地质学报, 1998, 6(2): 154-159
- [14]张建海, 范景伟, 何江达, 用刚体弹簧元法求解边坡、坝基动力安全系数[J], 岩石力学与工程学报, 1999, 18, (4): 387~391
- [15]王秀丽, 王艳红, 朱彦鹏, 黄土地区高边坡稳定性模糊识别法理论与应用[J], 岩石力学与工程学报, 2006, 25(Supp. 1):2868~2874
- [16]王鹏, 水麻路危岩危险性风险评价及防治[D], 重庆交通大学 2008
- [17]王蓉, 危岩发育机理与工程防治原理研究[D], 重庆交通大学, 2003
- [18]陈洪凯, 欧阳仲春, 廖世荣, 三峡库区危岩综合治理技术及其应用[J], 地下空间, 2002 , 22(2):97~101
- [19]风险分析理论与实践研究[R], 重庆交通科研设计院, 2004
- [20]肖剩燮, 灾变链式理论与应用[M], 科学出版社, 第一版, 2006
- [21] 陈洪凯, 唐红梅, 叶四桥, 危岩主控结构面损伤模型研究[J], 应用数学和力学, 2006 , 27 (7):845~851
- [22] 山田刚二、渡正亮等. 滑坡和斜坡崩塌及防治翻译组. 滑坡和斜坡崩塌及防治[M]. 第一版, 北京:科学出版社, 1980
- [23] 胡厚田. 崩塌与落石[M]. 北京:中国铁道出版社, 1989
- [24] 孙云志, 奉节李子垭危岩体稳定性研究[J], 人民长江, 1994, 25(9):48~53
- [25] 旷镇国, 重庆市中区危岩崩塌特征、形成机制及防治研究[J], 中国地质灾害与防治学报,

1995, 6(3):51~56

[26] 陈明东, 链子崖危岩体变形破坏机制及整治对策, 地质灾害与环境保护[J], 1992, (8)(9):33~42

[27] E. Hoek, J. WBray. 岩石边坡工程[M], 冶金工业出版社, 1983

[28] 裴觉民, 吕祖晰. 裂隙岩体非连续变形的静力和动力分析方法[J], 岩土工程学报, 1996, (6)

[29] 裴觉民, 石根华. 岩石滑坡体的块体动态稳定和非连续变形分析[J], 水利学报, 1993, (3)

[30] 王之银, 王思敬, 杨志法. 岩石大变形分析的流形方法[J], 岩石力学与工程学报, 1997, (5)

[31] 周少怀, 杨家岭. DDA 数值方法及工程应用研究[J]. 岩土力学, 2000, (2)

[32] 郑榕明, 张勇慧, 王可均. 藕合算法原理及有限元与 DDA 的耦合[J], 岩土工程学报, 2000 (6)

[33] 茂田, 黎勇, 杨庆, 非连续变形计算力学模型在岩体边坡稳定性分析中的应用[J], 岩石力学与工程学报, 2000, (3)

[34] 姜清辉, 丰定祥. 三维非连续变形分析方法中角一面接触模型的研究[J], 岩石力学与工程学报, 2000

[35] 田荣. 连续与非连续变形分析的有限覆盖无单元方法极其应用[博士论文], 大连理工大学, 2000

[36] 伍岳, 王泽民, 徐绍铨. 非连续变形分析方法在链子崖危岩体变形预测中的应用[J], 武汉大学学报, 2003

[37] 张丙印等. 昌马水库枢纽工程右岸岩石边坡稳定性的离散元法分析[J], 清华大学水利水电工程系, 中国水利水电科学院岩土所, 2000

[38] 黄润秋, 许强. 工程地质广义系统科学分析原理及应用[J]. 北京:地质出版社. 1997

[39] 秦四清, 张淦元等. 非线性工程地质学导引[J]. 成都:西南交通大学出版社 1993

[40] 王思敬, 薛守义, 岩体边坡楔形体动力学分析[J], 地质科学, 1992, (2)

[41] 何蕴龙, 岩石边坡地震作用计算方法研究[J], 长江科学院院报. 1998, 15 (4)

[42] 刘春玲, 祁生文等, 利用 FLAC^{3D} 分析某边坡地震稳定性[J], 岩石力学与工程学报, 2004

在学期间发表的论著及取得的科研成果

- [1] 王亮, 柴贺军, 李学峰. 沥青路面摊铺机找平系统的发展[J]. 交通标准化. 2008. 12.
- [2] 于翠, 王亮. SBS 改性乳化沥青的制备与性能分析[J]. 山西建筑. 2007. 8.
- [3] 聂欣, 董营营, 王亮. 新型公路隧道降噪吸音砂浆的制备与研究[J]. 北方交通. 2008. 12.
- [4] 李超, 王亮. 积分法公路测量平面数据库的应用[J]. 交通标准化. 2009. 5.