

Subject: Research on stabilization of high and steep slopes in open-pit mines based on three-dimensional physical simulation experiments

Specialty: Mining Engineering

Name: Shan Pengfei

(Signature)_____

Instructor: Lai Xingping

(Signature)_____

ABSTRACT

Physical simulation experiment is a powerful method to explore influence of plastic flow, material failure and hybrid monitoring in a high and steep slope of open-pit mines composed with discontinuous rocks.

We adopted an experimental setup using a stiff modular applied static loading to fulfill visual excavation to the slope at random depth. Searching of scientific model materials had been done after constructing 3D model (3.60×2.00×2.30m). The simulation experiments were instrumented with acoustic emission (AE) sensors, and monitored by crack optical acquirement (COA), ground penetrating radar (GPR), and close-field photogrammetry (CFP) being unequivocal mechanisms of rock destabilization in the high and steep slope.

The Shuichang iron mine in Hebei province of China was taken as a prototype for large 3D physical simulation experiments. The high and steep slope mainly concluded a steep slope whose angle ranged from 30 to 47 degrees, an ore body with 70-80 degrees, and maximum width and height of the model were both 800 meters as well as other geological structures under in-situ complicated stress. For the complex situation in the study area, model experiments showed that slope was excavated with multi stage-parameter real monitoring under constant boundary conditions. It also showed inner correlation between model's destabilization resulted from slope excavation and diverse monitoring information was clearly gotten. Although the model with large scale did not include the whole complexity found in the actual open-pit mines or even in the experimental scaled models, it was also a useful tool to study the mechanism of high and steep slope destabilization both qualitatively and quantitatively.

On the condition without any efficient reinforcement measurements, deformation and damage of rock masses in the experiment could be divided into three parts: that was, in the surface plane, loosen deformation zone gradually expanded to the bottom. Also a large scale area would exist local destabilization caused rock twist obviously. Most important of all, landslide happened on bottom of model due to repeated distribution of tensile zones.

Keywords: High and steep slope; Three-dimensional physical simulation experiment;

Hybrid monitoring; Mechanism of destabilization on slopes of open-pit mines

Research type: Application research

The research was supported by the National Nature Science Fund (No.51034001) and Doctoral Special Scientific Research Fund, Ministry of Education (No. 20096121110001).

目 录

1 绪 论.....	1
1.1 选题背景及研究意义.....	1
1.2.1 高陡边坡稳定性研究发展现状.....	1
1.2.2 高陡边坡稳定性物理相似模拟实验研究发展现状.....	3
1.2.3 物理相似模拟实验装置研究现状.....	3
1.2.4 矿山岩体稳定性相似模拟实验.....	4
1.2.5 物理模拟实验材料配比试验及其测试方法.....	5
1.2 论文研究的基本内容与方法.....	6
1.3 研究的关键问题及解决思路.....	6
2 实验设计思路及模拟材料制备.....	8
2.1 地质调研.....	8
2.1.1 矿区概述.....	8
2.1.2 地质条件.....	9
2.1.3 矿区地层.....	9
2.1.4 地层构造.....	9
2.1.5 矿体特征.....	11
2.2 边坡岩体基本物理力学性质实验.....	13
2.2.1 岩石含水量及密度测定.....	13
2.2.2 岩石抗剪指标的测定.....	13
2.2.3 岩石劈裂试验.....	13
2.2.4 岩石单轴压缩试验.....	13
2.3 实验设计思路.....	14
2.3.1 基本原理.....	14
2.3.2 相似模拟实验几何相似比确定.....	14
2.3.3 物理模拟实验的设计思路.....	17
2.4 模拟材料介质选择与制备.....	18
2.4.1 原、模型参数确定.....	18
2.4.2 强度测试系统.....	19
2.4.3 不同配比模拟材料强度分析.....	20
2.4.4 铺装材料配比选取.....	22
2.5 本章小结.....	23
3 构建三维物理相似模拟模型.....	24
3.1 地质结构面分析.....	24
3.2 物理模拟模型铺装设计.....	25

3.3 模拟实验主要仪器及设备	27
3.3.1 地质雷达	27
3.3.2 光学钻孔摄像机	29
3.3.3 声发射监测仪	29
3.3.4 数字化近景摄影测量	30
3.4 模型综合监测及开挖设计	30
3.5 本章小结	33
4 三维物理相似模拟实验过程	34
4.1 “关键区域”岩体破坏的可监测性	34
4.2 实验内容及步骤	36
4.3 实验现象分析	37
4.4 本章小结	42
5 模型实验综合监测及边坡优化方案	43
5.1 内部岩体变形光学分析	43
5.2 边坡表面位移特征	45
5.2.1 关键区测量及信息分析	45
5.2.2 关键点位移量分析	48
5.3 岩体变形的动力学特征	50
5.4 基于地质雷达的岩体损伤特征	55
5.5 边坡优化方案	57
5.6 本章小结	58
6 结 论	60
致 谢	61
参考文献	62
附 录	66

1 绪论

1.1 选题背景及研究意义

露天开采在我国各类非能源固态矿床开发中所占比重较大：其中铁矿占 87%^[1]。我国早期的大型露天矿山主要包括大冶铁矿、庙儿铁矿、大孤山铁矿、大石桥镁矿、抚顺西露天煤矿等，后期建设了霍林河、伊敏河、元宝山、安太堡、准格尔五个超大型露天煤矿^[2]。当时露天矿多为山坡露天矿，均属地表浅层开采，虽也发生过滑坡，但总体上来说滑坡规模不大，为局部性岩体滑塌，还不涉及整体性露天矿边坡稳定问题。随着露天采矿不断发展，开采规模和开采深度日益加大，将形成更多的深凹露天矿的高陡边坡。矿山高陡边坡是指露天矿开采所形成的边坡高度在 300m 以上、总体边坡角在 45°以上的边坡，且边坡高度甚至超过千米，如智利的丘基卡马塔(Chuquicamata W W)铜矿最深采深为 1000m，因而出现大范围边坡失稳或潜在危险性亦愈大^[3-5]。

据统计，已发生和将要、可能发生边坡滑塌的露天矿山约占总量的 80-90%；大中型露天矿山中不稳定边坡或具有较高滑坡危险的不稳定边坡约占边坡总长度的 15-20%，同时，其各类衍生灾害也将造成巨大损失^[6,7]。可见露天矿边坡稳定性已成为保障露天矿山的安全高效开采重要课题，特别是摸清高陡边坡岩体失稳机理、合理设计边坡参数，把边坡岩体失稳造成的灾害降到最低是工程工程技术人员考虑解决的难题之一。

以相似理论为基础，物理相似模拟实验充分利用事物与现象间存在的相类似特性研究事物运动发展规律，直观、可靠地应用于理论分析难以获取准确结果的研究领域，成为一种行之有效的定量化或定性化研究方法^[8]。特别地，随着模型实验装置的改进、模型材料性能的改善及监测手段的不断丰富，使得三维物理相似模拟实验成为可能，并发展成为实验岩石力学主要研究手段之一，在矿山高陡边坡稳定性研究中优势独特^[9-12]。

首都钢铁公司水厂铁矿为一座大型变质岩型磁铁矿，采矿规模为 1100 万吨/年。水厂铁矿北山采区露天开采境界线向西扩展 1400m，露天开采底标高将从原开采设计的 -350.00m 降至 -440.00m，边坡角 30-47°，矿体倾角 70-80°；开采(挖)后边坡属典型高陡边坡；随着采场不断向深部不断延深，边坡岩体在更大范围内被揭露，并对边坡稳定性造成严重影响，极易诱发大面积岩体动力失稳的可能性^[13]。

论文以水厂铁矿北山采区西部 9-33 号勘探线间的边坡岩体为研究背景，围绕三维物理模拟实验模型的科学构建问题，开展室内力学性质实验，研制模拟变质岩组的模型材料，并设计模型开采(挖)实验过程及综合监测方案，揭示露天开采条件下矿山高陡边坡动态破坏演化机制，为现场安全开采(挖)提供科学依据；同时，为类似边坡工程稳定性预测预报与控制提供借鉴，服务矿山安全生产。

1.2.1 高陡边坡稳定性研究发展现状

露天矿山边坡稳定性研究是一个非常复杂的系统性问题，按照边坡组成可将边坡分为土质边坡和岩质边坡，基础理论是建立在土力学和岩石力学之上。其稳定性研究从最初阶段发展到今天，经历了一个从不完善到逐渐完善、从不成熟到逐渐成熟的过程。总

的说来矿山边坡作为工程开展研究,其发展过程大致分为 5 个阶段:(1)借助于古典土力学的稳定性分析阶段^[14];(2)50 年代偏重于稳定性描述与分析的地质历史分析阶段^[15];(3)60 年代考虑失效过程的稳定性分析阶段^[16-20];(4)80 年代后期以数值模拟、物理模型实验为主的半定量阶段^[21];(5)90 年代至今的现代边坡工程学阶段^[5]。

二次世界大战前后,边坡问题的研究尚属土力学研究范畴,边坡稳定性分析方法主要借鉴土力学的研究成果,如 1916 年由 Prantle(普仁特)提出, Fellenius(费伦纽斯)和 Taylor(泰勒,1922)发展的圆弧滑动法、1955 年的 Bishop(匹斯普)条分法、1954 年的 Janbu(詹布)条分法和 20 世纪 70 年代的王复来分析法等形成的极限平衡理论,均是建立在刚塑性体模型基础上的破坏理论,是古典土力学解决土质边坡稳定性的核心。

岩石边坡的研究依赖于岩石力学的发展,早期人们将简单均质弹性、弹塑性理论为基础的半经验半理论边坡分析方法用于岩质边坡的稳定性研究,但其计算结果与工程实际有较大的差异。

在 20 世纪 60 年代初期,随着大型工程项目的建设,所形成的边坡规模愈发加大,地质条件也变得极其复杂,特别是 1928 年美国圣弗朗西斯(St Francis)因地质缺古滑坡体复活、1963 年意大利维昂特大坝(Vajont)上游左岸的库岸边坡滑坡等一系列工程事故的发生^[22],促使人们对岩石力学进行深入的研究,清楚地认识到在边坡稳定性分析中,必须将地质分析与力学机制分析紧密结合起来,从而形成了后期的刚体极限平衡法,以及结构面的力学特性对岩石滑动的影响研究。

极限平衡法是根据斜坡上的滑体或滑体分块的力学平衡原理(即静力平衡原理)分析斜坡各种破坏模式下的受力状态及斜坡体上的抗滑力和下滑力之间的关系来评价斜坡的稳定性。极限平衡法对滑坡的边界条件大大地进行了简化,计算中选用的各种参数往往是确定的或线性变化的。对复杂现象进行这样的简单处理方法,但由于其力学机理研究粗浅或假设的不合理,其计算结果与实际情况差别较大。

1967 年有限元研究引入边坡稳定性问题研究,给定量评价边坡稳定性创造条件,并使其逐步过渡到数值方法,从而使边坡稳定性研究进入模式机制和作用过程研究成为可能,1971 年 Duncan^[23]提出了非连续介质的离散元,用于模拟边坡的渐进破坏;20 世纪 80 年代后,由于计算机技术的发展及岩体力学性质研究的进展,各种复杂的数值计算方法广泛地应用于边坡研究。

1983 年孙玉科^[24]针对盐池河磷矿边坡山崩变形机制做了平面二维有限元分析;1989 年陈宗基^[25]对抚顺露天矿边坡按照 19°、24°、34°的边坡角及为 19°并有深部沉陷性状的相关性进行了有限元分析,并用模型实验进行了验证。1986 年 Flac^[26,27]的出现为边坡分析提供了一种极其有效的定量化方法,不但可以处理大变形问题且可以模拟某一软弱面的滑动变形,能真实反映实际材料的动态变形行为,并可以考虑锚杆、挡土墙、抗滑桩等支护结构与围岩的相互作用,因而被公认为是岩土力学数值模拟行之有效的方法。1988 年 Brady 运用它对矿山倾斜采场的加固方案进行了模拟。1991 年 Toshihisa 运用该方法分析了日本 305 国道的岩石边坡的破坏过程。1993 年 Billaux 对 6.0m 高充填体进行数值模拟。目前,数值计算方法众多,已成为边坡稳定性分析的重要手段之一。

进入 20 世纪 90 年代,边坡问题的研究将传统的边坡工程地质学,现代岩土力学和

现代数学力学相结合,形成了现代边坡工程学;各种现代科学的新技术,如系统工程学、数量理论、信息理论、模糊数学、灰色理论等不断用于边坡问题研究中,从而给边坡问题性研究提供新的基础理论方法。

1.2.2 高陡边坡稳定性物理相似模拟实验研究发展现状

天然岩体本身而言是一个影响因素众多、物理力学状态十分复杂、受人为扰动严重的对象,人们无法准确地获得描述岩体应力-应变关系的本构模型,因此常常无法对此类问题进行精确的理论分析^[3,28]。现场实测的固有周期较长,耗费大量的人力、物力且受现场条件限制严重,局限性较大;岩体内部岩性变化显著,监测困难,因而对非测量地区缺乏延伸意义等缺陷;时至今日,现场监测仍没能很好解决。数值模拟方法与计算机的结合为岩石力学的分析与计算提供了有力的工具,但数值方法受理论、数值计算以及计算机软硬件发展的限制,在构建复杂工程模型时不得不进行大量的简化^[29]。

相比前三种研究方法,物理相似模拟方法已具有成熟的相似理论基础,且能直观、可靠、自动地模拟包括整个边坡岩体系统在特定加载路径下,从弹性、弹塑性直到破坏失稳的发生发展全过程。虽制作时间长、成本高且所获成果数据有限等,仍在高陡边坡稳定性问题研究过程中仍有着数值模拟所不能替代的独特优势。物理相似模拟的核心问题主要包括:确定模型材料及配比、准确构建物理模型、反映实际地层、构造并开采模型、监测^[30-36]。

1.2.3 物理相似模拟实验装置研究现状

国内外曾对模拟材料的组成、性质以及模型制备进行大量研究,积累了相当丰富的资料。针对不同领域,不同材料及配比的选取已形成量化^[37]。如前苏联、西德、澳大利亚、波兰、意大利等国在矿山压力现象的研究中大量采用相似模拟材料,促进模拟材料极大发展。这些国家不仅有规模很大的试验测试设备,也有为检验某科研设想而设计见效快的简易小型试验台。如西德埃森岩石力学研究中心在面积为 $2\times 2\text{m}$ 的巷道模型及长达 10m 的采场平面应变模拟试验台上,施加千余吨外载,显示了良好的模拟技术。

前苏联矿山测量研究院从20世纪30年代起应用相似模拟方法研究采动后岩层移动情况,与现场较吻合。意大利使用砌块粘合而成的拱坝模型,探讨设计的拱坝安全稳定程度,取得不错的效果。我国华东水利学院、清华大学等单位在研究围岩与水坝的相互作用及岩体工程中人工结构方案问题时,广泛采用了整体或砌块石膏模型。此外,洛阳工程兵部队及武汉水利电力学院等单位,为探索地下硐室的围岩应力分布及破坏形式,估计其稳定程度,建立了完善的平面应变模拟试验装置。中科院地质力学研究所在建造高容重块体模型模拟地质结构、估计边坡的稳定及滑落的破坏机理上做了大量研究。

三维物理相似模拟实验既可再现坡体岩体介质的运移,又可较方便可靠地测定岩体应力、位移分布变化。80年代以后,国内、外相继出现了立体模拟实验架。如著名的德国(当时为西德)埃森岩石力学研究中心的 $10\times 2\times 2\text{m}$ 的立体模拟实验台,如前苏联、澳大利亚、波兰等国均建有立体模拟实验台。

清华大学李仲奎^[38,39]等研制的离散化三维多主应力面加载实验架系统,实验架内尺

寸为: $6.20 \times 1.02 \times 4.70\text{m}$ 。首次采用离散化多主应力面加载及控制系统,保证了实验的初始条件。同时通过校内外及国内外的多种技术合作,采用机械臂和步进微型掘进机技术、微型高精度位移量测技术、声波测试技术、光纤测量及内窥摄影技术等,解决了三维实验中的隐蔽开挖模拟及量测等关键技术问题,成功地完成了复杂洞室群模型实验。这一实验对地下工程实验研究领域起到一定的开拓作用,其成果也可应用于我国西部大开发战略中的其它超大型地下水电站的设计和研究。

山东大学张强勇^[40-42]等自行研制的三维地质力学实验系统,该系统具有规模大、整体稳定性好、尺寸可调(该装置能够容纳的最大模型尺寸(长 $\times$ 宽 $\times$ 高)为 $4 \times 3 \times 6\text{m}$)、能进行同步非均匀加载,并具有加荷高、升压快速、持荷稳定的优点。

太原理工大学胡耀青、赵阳升^[43,44]研制的大型立体固-流耦合模拟实验台,属国内外首创,其外型尺寸为 $3 \times 2 \times 2\text{m}$,轴向加载力为 $9 \times 10^3\text{KN}$,最大模拟采深为 1200m ,本实验靠侧向槽钢及有机玻璃约束产生侧向力。

总参工程兵科研三所顾金才^[45]等研制了平面应变三向加载地质力学模型实验装置,该装置加载方式采用油压千斤顶系统,千斤顶的集中力通过三级分配块,均匀地作用到模型表面上,最大加载力为 1000KN 。利用该装置为国防工程和国家大型民用工程做了大量的地质力学模型实验,均取得了较好的成果,为工程设计提供了重要依据。

四川大学水电学院的何显松、张林和胡成秋^[46]等采用三维地质力学模型,运用超载与强度储备相结合的研究方法进行了重力坝坝基稳定破坏实验,获得了坝基失稳的破坏过程、破坏形态和破坏机理,同时根据实验结果分析,提出了对坝基相应部位进行灌浆和提高灌浆质量以及对下游蚀变带和断层加深混凝土塞等加固处理建议。

重庆交通科研设计院^[47]研制有公路隧道结构与围岩综合实验系统,模型尺寸为 $1.6 \times 1.6 \times 2.4\text{m}$,该实验系统由内、外加载系统、液压控制系统及数据采集处理系统等组成。它基于“先加载、后挖洞”的原理,采用液压千斤顶在模型外部加载以模拟上覆岩土层自重应力,用内置千斤顶及位移计模拟开挖体应力响应及位移变化。

西安科技大学教育部西部矿井开采及灾害防治重点实验室在物理相似模拟方面具有优良的传统、扎实的基础。以乌鲁木齐矿区急倾斜煤层放顶煤开采为背景,伍永平、来兴平^[48,49]等采用多功能立式支架对西北强震作用下煤矿采空区动力失稳展开定量化的预报研究,为急倾斜厚煤层放顶煤开采技术参数的合理确定、提高灾害识别能力和预测精度以及灾害控制奠定科学基础。

1.2.4 矿山岩体稳定性相似模拟实验

物理相似模拟试验是以相似理论、因次分析作为依据的实验研究方法,发展至今已成为国外矿业界的一种重要的研究手段。1958年率先在中国矿业大学矿压实验室建立相似模拟试验架,并逐步扩大到煤炭科学研究院、各煤炭高校以及冶金、建筑、水利、工程地质等部门^[50-56]。20世纪50年代物理模拟技术在国内的应用主要以利用平面应力相似模拟试验为主,通过平面应力模拟试验架重点从宏观及定性的角度来研究开采过程上覆岩层的活动规律,开采过程同岩层移动之间的相互关系等问题。

人们通过物理模拟实验取得了许多研究成果,例如中国矿业大学钱鸣高院士的“砌

体梁”理论、采场上覆岩层“三带”形成规律、基本顶岩层的断裂规律等，在很大程度上都是借助物理模拟实验得到^[57]。

平面模型无横向尺寸，因此一些与横向尺寸有关的试验无法进行模拟研究，且由于平面模型的边界条件作了很大的简化，模拟结果往往也与实际情况存在着较大差异。

可以看出对采矿过程进行三维物理相似模拟，研究开采诱发的边坡岩体空间应力场的演化规律，研究适合采矿物理模拟的应力应变测量手段和测量方式是一项即有理论价值又有实际应用前景的研究课题。

伍永平教授主持研制了可变角块体三维模拟实验装置，多年来进行的相似材料模拟实验已超过 20 台次。针对深部开采的物理相似模拟实验问题；负东风教授和苏普正高工自主设计研制了平立交互式可加载物理模拟实验架，该实验架尺寸(长×宽×高)为 $1.5 \times 1.5 \times (0.20-0.60)\text{m}$ ，顶部和侧帮均采用千斤顶加载。石平五教授主持研制出 $10 \times 8 \times 3\text{m}$ 大型组合堆体立体模拟实验装置，对乌鲁木齐矿区急斜煤层放顶煤开采过程中围岩及上覆层变形破坏特征、煤层水平分段放顶煤开采地表变形破坏特征进行了模拟研究。模型实际填装尺寸为 $3.6 \times 2.0 \times 1.5\text{m}$ ，实验所用模拟材料总重达 18.6t。肖江和高喜才等^[50]对复杂地质条件下露天矿边坡稳定性开展平面相似模拟实验，揭示边坡各个不同地质区域内岩体的变形呈现不同的特征，总体上可将该露天矿边坡从上到下依次分为下沉错动区、沿弱面滑移变形区、坡脚剪切滑移区。边坡岩体介质活动及其变形破坏过程是一个三维非线性岩石力学问题，并非常规的平面应变模型所能解决的；张艳丽等^[51]采用多功能立体支架实验台($4.42 \times 1.95 \times 2.90\text{m}$)，液压缸加载系统及多种不同测试手段对井筒表面位移、井筒围岩应力分布及其内部变形破坏特征进行全方位的观测并与现场实测结果进行了对比分析。

1.2.5 物理模拟实验材料配比试验及其测试方法

模拟材料的科学确定是开展三维物理模拟实验必要前提。意大利贝加莫结构与模型实验研究所采用氧化铅模拟岩石的基本成分及环氧树脂来制作压模块体^[58-60]，张强勇^[61]、李仲奎^[62]和韩伯鲤^[63]等分别研制出 NIOS、IBSCM 和 MIB 模拟材料。但有关深部边坡变质岩为主的相似材料研究较少；因此，建立三维物理模型前，要通过理论分析、制备能够模拟实际地层的配比材料，对比分析不同介质组分的模拟材料力学强度特性，为三维物理模型实验提供科学依据。

物理模型实验的测量内容通常有位移、应力、应变、裂隙的滑移及开裂等。在实际岩体工程中使用的各种应力应变位移量测仪器的传感器，因其体积过大，很难适用于模型实验，因此，在模拟实验中就必须有特殊的测量方法和测量仪器设备^[64-71]。

位移测量一般采用悬臂式测位仪，它可以用来测量洞室周围位移，也可用来测量节理之间的相对滑移及张开度。当进行多点量测时可以采用多点位移计、多测点巡回检测仪及光学全站仪等等，其它常用的测位计有百分表、千分表及差动变压器式位移传感器。另外，利用立体地面摄影测量位移及变形量也在相似模拟实验中得以应用^[72]。

应力测量分为直接法和间接法。模型试验中直接测量应力是比较困难的，采用的仪器有压力盒、扁千斤顶等。它们往往用在加载系统中或模型边界处做初始应力的测量。

常用的测力计等则是通过其它物理量的转换来间接测量压力和应力。

应变的量测则可以直接在模型中进行,近年来,由于光纤量测技术的发展,已经越来越多地采用光纤传感器来进行应变测量。模型内部损伤破坏多用地质雷达、钻孔内窥仪及声发射测试仪等测试仪器进行监测。

“欲流之远者,必浚其源泉;求木之长者,必固其根本”,边坡岩体介质活动及其变形破坏过程是一个三维非线性岩石力学基础性问题,并非常规平面应变模型所能解决的,尤其是三维物理模型实验密切关联的设计、实验与测试技术方面的研究系统性严重缺失,发展速度参差不齐,发展水平差异性显著,极有必要开展相关研究,创新发展三维模型实验技术及理论,对露天矿山条件下,高陡边坡稳定性控制具有理论和科学意义。

1.2 论文研究的基本内容与方法

以水厂铁矿北山采区西部 9-33 号勘探线间边坡岩体为地质原型,开展现场地质调研,如埋深、产状、地质构造等,给予边坡地质情况充分了解,采集地层岩样,通过室内岩石力学实验,获得岩石的基本物理与力学参数,为后续模拟材料配比选取、三维物理相似模拟模型构建及综合监测等提供依据。

现场取样进行岩石力学性能试验,制备能够模拟实际地层的配比材料,对比分析各介质组分模拟材料力学强度特性,为三维物理模型实验提供科学依据。

采用无侧限压力机对模型材料进行单轴压缩测试,实时记录应力、应变数值、与残余强度,并计算弹性模量等参数,全面揭示模拟材料内部应力累积诱发破坏演化规律和强度之间的内在关系。调控材料组成配比,完成强度对比分析,最终确定地层岩体介质的相似材料配比。

所采用的模型实验台最大填装尺寸(长×宽×高)为 3.6×2.0×2.5m。结合矿区地质原型、简化模型,科学构建三维物理模型。设计模型开采(挖)实验过程及综合监测方案,包括岩体变形断裂动力分析(Acoustic emission, AE),边坡内部围岩破裂光学特性分析(Crack optical acquirement, COA),岩体损伤特性分析(Ground penetrating radar, GPR)及边坡表面位移监测(Close-field photogrammetry, CFP)。

建立综合评价系统,得出高陡边坡的坡体动态演化机制:

(1)借助综合监测装备,如声发射(AE)监测、光学摄像与地质雷达,准确地对模型坡体动态失稳破坏评价分析。声发射与光学钻孔将对矿体开挖过程中的损伤与变形特征加以定量化描述,地质雷达将在开采过程中实时动态地反映坡体内部异常区域;

(2)监测边坡表面变形破坏的监测,将采用数字化立体地面摄影测量技术精确反映边坡变化情况及岩体的运动趋势。

1.3 研究的关键问题及解决思路

关键问题: 矿山高陡边坡三维物理相似模型科学构建与多元指标监测。

(1)通过现场调研、取样,完成岩石力学实验,分析岩样的物理力学特性,为模拟材料选取、模型实验设计提供基础力学参数;室内模拟材料力学性能测试,揭示模拟材料内部应力累积诱发破坏演化规律和强度之间的内在关系;

(2)改造三维立体实验台，优化测点布局、自动采集和快速传输完成内部与外部变形破坏的应力、变形、声发射、光学摄像和雷达探测等多元指标实时监测；揭示矿山高陡边坡岩体变形、破坏及动力学失稳动态破坏演化机制。

2 实验设计思路及模拟材料制备

2.1 地质调研

2.1.1 矿区概述

水厂铁矿 1968 年开始建矿，当时设计生产规模为 750 万吨/年，1971 年正式投入生产，随着地质调研的深入和地质勘探的不断投入，到 1978 年铁矿石储量达到 70877.5 万吨。1984 年国家计委批准实施水厂铁矿扩建工程，设计年产量由原来的 750 万吨扩大到 1800 万吨。目前，实际采矿规模为 1100 万吨/年。水厂铁矿已建设成为我国大型的、现代化的矿山之一，是首钢重要的原料基地。

随着市场价格及采矿权属的竞争，现有矿石资源的开采规模和开采深度愈来愈大，露天开采条件下矿山将在更大范围内出现高陡边坡，发生边坡失稳或潜在危险亦愈来愈大，因而矿山边坡稳定性成为保障露天矿山开采(挖)安全高效的重要研究课题。

水厂铁矿床由南山、北山(包括达峪沟)、小西山、姑子山、落洼等一系列矿体组成，为特大型鞍山式沉积变质铁矿床。矿区位于河北省迁安市境内的最北端，西至北京 200km，西南至唐山 80km，东南至迁安市 20km，行政隶属迁安市马兰庄镇管辖，地理坐标：东经 $118^{\circ}32'-118^{\circ}36'$ ，北纬 $40^{\circ}06'-40^{\circ}09'$ 。矿区内有卑(家店)-水(水厂)铁路矿山专线，与京(北京)-山(山海关)线和京(北京)-秦(秦皇岛)线分别在卑家店、沙河驿接轨，102、205 国道及京沈高速公路经过矿区南部，交通极为便利，如图 2.1 所示。

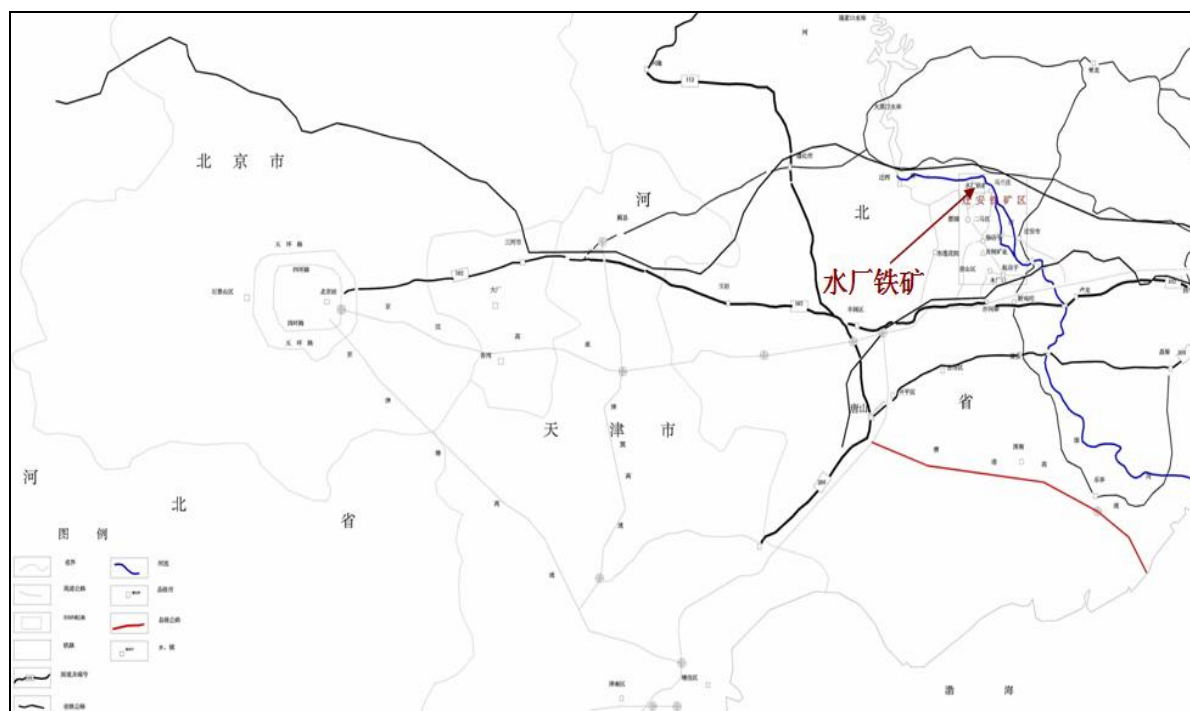


图 2.1 水厂铁矿矿区交通位置示意图

2.1.2 地质条件

迁安铁矿区处于的大地构造是华北地台北缘、燕山沉降带中部、马兰峪-山海关东西向复背斜的中部南缘、迁安隆起西缘的褶皱带中。矿区地层为太古界迁西群三屯营组变质岩系，与其上覆的中元古界长城系，二者呈不整合接触。第四系则出露于沟谷及山前平原中。中元古界长城系主要分布于矿区西侧，主要岩性为串岭沟组及常州沟组沉积岩。串岭沟组岩性为砂质、泥质白云岩和紫色页岩，下部为薄层紫色细粒长石石英砂岩。常州沟组上部为细粒石英砂岩夹砂质页岩，下部为细粒长石石英砂岩，底部为砾岩。与其下伏地层呈角度不整合接触。太古界迁西群三屯营组主要为火山沉积变质岩系。主要岩性为黑云变粒岩、浅粒岩、辉石黑云变粒岩、磁铁石英岩、角闪黑云变粒岩等，经混合岩化后形成的各种混合程度不同的混合片麻岩类的岩石夹磁铁石英岩。

矿区内火成岩为数不多。尤其矿区附近火成岩均为沿断裂构造侵入的脉岩类。主要有橄榄辉石岩、辉石岩、辉长辉绿岩等偏基性岩。其次为石英岩、碳酸岩等酸性岩脉；褶皱构造广为发育，北起水厂-西峡口，南至杏山-赵店子一带，数百平方公里范围内形成向西凸出呈弧形紧密褶皱带。中部被横山东西向大断裂把迁安矿区分为南、北两个区。

2.1.3 矿区地层

矿区处于大地构造单元中燕山褶皱带的中段、马兰峪-山海关复背斜中部南缘、迁安隆起区的西北部。出露地层主要为长城系和太古界地层，中生界侏罗系次之。其中，中太古界变质岩系与上覆的中元古界长城系地层呈角度不整合接触。各时代地层顺序如表 2.1 所示，迁安铁矿区变质岩系划归中太古界迁西群三屯营组二段，进一步把三屯营组二段划分为六个层。

表 2.1 工作区各时代地层层序表

地层单位	地层代号	岩性
新生界 第四系	Q	洪、坡积物
中生界 侏罗系后城组	J ² h	火山熔岩、火山角砾岩
中元古界 长城系常州沟组	Pr ² Ch	长石石英砂岩、角砾岩
中太古界 三屯营组	Ars ²	以黑云斜长片麻岩为主并夹有辉石斜长片麻岩。 底部紫苏辉石，上部黑云母增多并以出现硅线石、石榴石为标志，含有 3 个较厚铁矿层。

2.1.4 地层构造

如图 2.2 所示，矿区边坡稳定性调查显示露天采场边坡受到北山向斜构造控制，边坡上、下两盘岩体均处于向斜两翼，地质历史上构造变动频繁，开采(挖)范围内各级断层错综复杂，边坡岩体的混合岩化作用和变质作用强烈，节理、裂隙、片理等异常发育，且不连续面延展性和连续性好，破坏了边坡岩体的完整、稳固性，这些不利的工程地质因素和岩体力学特征从根本上决定了采场边坡的稳定性，加之采矿活动影响，当边坡岩

体被揭露,长期暴露地表经受温度、雨水等物理风化及化学蚀变等作用,进一步降低了边坡岩体的稳定性,使得开采(挖)范围内局部边坡的变形破坏常有发生,特别是台阶边坡小规模局部变形破坏更是经常发生。

位于开采(挖)范围内两端的边坡岩体稳定性较好,台阶破坏的频率和规模较小;而在采场上、下两盘边坡破坏比较普遍,多发生在单个台阶的局部破坏,多个台阶的局部阶段破坏也常有发生。破坏的形式主要为局部沿节理面的平面破坏或楔体破坏,也发生有倾倒或平面剪切复合型破坏实例,往往形成台阶坡顶滑塌,使岩土物料堆积于平台之上,严重时局部形成多个台阶。

从开采历史看,1986年至2009年期间,共有各类大小滑坡计20多处,其中规模较大的就有1处,即北区下盘34-116m水平边坡。近年来,随着采场的延伸,台阶边坡的局部破坏更为普遍,仍主要发生于上、下两盘边坡,沿单个节理面(大光面)破坏或沿多组节理面组合形成三维楔体破坏。

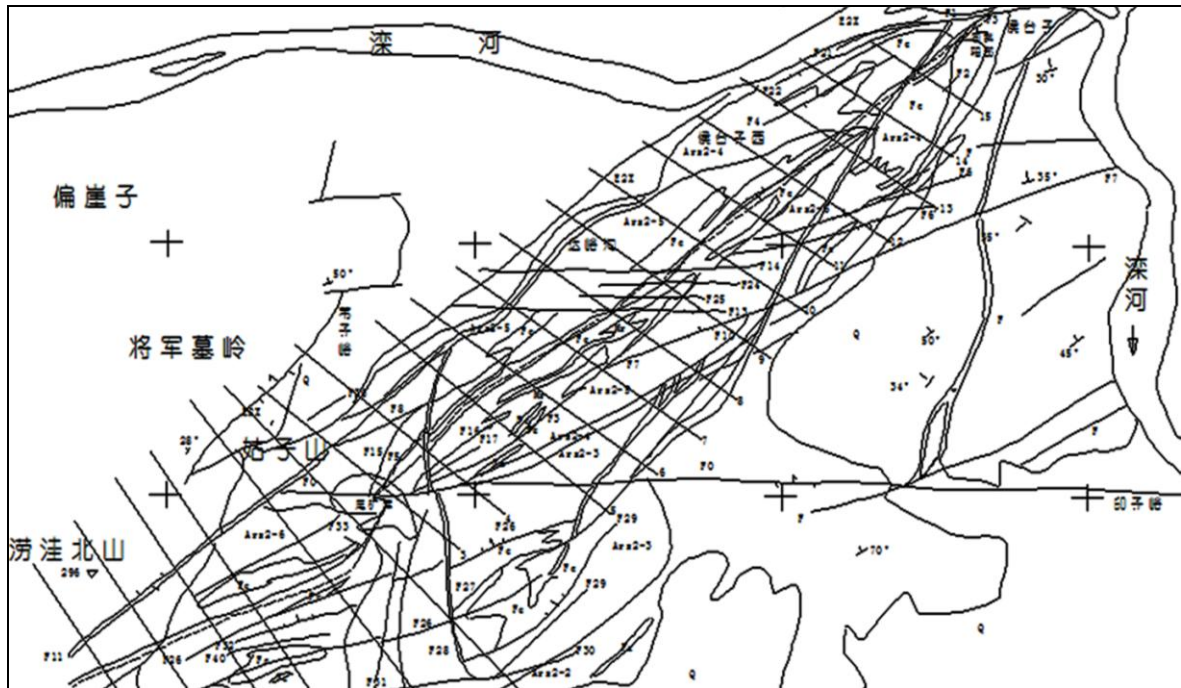


图 2.2 水厂铁矿矿区主要地质构造

水厂铁矿床受“两向一背”呈“W”型的复式向斜控制,铁矿体即产于两向斜之中,复向斜由北山向斜、南山向斜和旧水厂背斜组成:

(1)北山向斜:北起滦河边,南止小西山一带。因 F_0 断层的横切,把北山向斜分成两段。北部长为 2600m,宽 600m。南部长 800m,宽 150m,向斜轴面走向 $NE45^\circ$,倾向 NW,倾角 $70-80^\circ$ 。向斜枢纽向 SW 倾伏,倾伏角 20° ,核部为上主矿层(Ars^{2-6}),下主矿层(Ars^{2-4})及其岩层构成两翼,两翼倾向相向。向斜内部尚有次级小褶皱存在,因而形成了不协调褶皱。

(2)南山向斜:位于南山至新水村尾矿坝,全长为 2000m,宽为 600m,向斜轴面走向 $NE45-65^\circ$,倾向 NW,倾角 80° ,呈歪斜形态,局部为倒转形态(0-24 线),北西翼倾

角 80°左右, 南东翼倾角 30-40°, 枢纽向 SW 倾伏, 倾伏过程中稍有起伏, 核部矿层厚度剧增, 小褶曲也普遍存在。

(3)旧水厂背斜: 位于老水厂村与南山向斜之间。全长 2500m, 宽 100m, 是被一系列断层破坏了的的不完整的紧密背斜, 两翼地层倾向相反, 倾角 70-80°。核部地层为 Ars^{2-3} , 两翼为 Ars^{2-4} 和 Ars^{2-5} , 也是北山向斜的南东翼及南山向斜的北西翼, 其背斜枢纽也是向 SW 倾伏, 背斜的北东翼宽缓较清晰, 其南西翼较紧密。矿床断裂构造十分发育, 破坏也较明显。区内规模较大并命名编号的有 26 条。其中对矿体影响较大的有: NE35-55° 的 F_3 、 F_5 ; S-N 向的 F_{28} ; E-W 向的 F_0 及 NE60-70° 的 F_{26} 。

F_3 位于北山向斜的 SE 翼, 靠近轴面附近, 沿断裂可见有糜棱岩及断层角砾岩, 它把北山向斜转折端错断。断层长为 2600m, 倾向 NW, 倾角 75-80°。垂直断距为 10-170m, 水平断距大于 100m。破碎带宽为 2-6m, 断层性为正断层。

F_5 位于 3-13 线间, 向斜的 NW 翼, 出露长为 2250m, 宽为 2-10m, 倾向 SE, 倾角 69-88°, 垂直断距大于 100m, 它把北山的 Ars^{2-6} 分成上、下两部分。除见有糜棱岩外, 大部分被辉长岩脉充填, 有 27 个孔控制。

F_{28} 出露于南山采区(28)线以南 100 处, 北到北山采区(35)线以北, 全长为 1300m, 出露宽为 6-50m, 倾向 E, 倾角 65-84°, 断层性质为张扭性逆断层, 东盘南移, 断层中被辉长岩脉充填。

F_0 出露于北山向斜南端与南山向斜之间, 长为 850m, 倾向 N, 倾角 82-85°为压扭性逆断层, 它横切北山矿体的南端矿尾, 它使北山向斜核部的 Ars^{2-6} 上主矿层与小西山向斜核部 Ars^{2-6} 矿层在形态、规模、产状、延深等均有明显差异。

F_{26} 为出露于南山向斜的西北翼, 全长 1400m(在矿权界内长 560m)垂直断距大于 100m, 倾向 NW, 倾角 72-89°, 属于压扭正断层。它使南山向斜西北翼 Ars^{2-4} 矿层受它的严重破坏, 矿体被错成扁豆体状。

2.1.5 矿体特征

水厂铁矿床主要由三个主矿体组成, 它们分别赋存于北山 Ars^{2-6} 层、北山 Ars^{2-4} 层和南山 Ars^{2-4} 层, 另有 Ars^{2-5} 层为零星矿体, 它们分别赋存于前述的北山向斜和南山向斜中, 并严格受褶皱构造控制。

水厂铁矿床按三个矿层(Ars^{2-6} 、 Ars^{2-5} 、 Ars^{2-4})产出不同地段和断层破坏结果进一步划分为北山 Ars^{2-6} 矿层(又分 Ars^{2-6} 上、 Ars^{2-6} 下); 北山 Ars^{2-4} 矿层(又分 $Ars^{2-4}F3W$ 、 $Ars^{2-4}F3E$)。该两主矿层之间尚有 Ars^{2-5} 的零星矿体; 南山 Ars^{2-4} 矿层。上述矿层均是水厂铁矿多年开采的主要对象。现对主要模拟矿体北山矿体现状特征描述如下:

(1)北山矿体 Ars^{2-6} (上)矿层: 分布在北山 1 线至 41 线, 其北端有 F_{14} , 南端有 F_0 相截, 全长 1450m, 出露最大宽度(34)线 220m, 最小宽度 30m。出露最大标高 120m, 最小标高-90m, 最大埋深标高-230m, 最小埋深标高-70m(北端)。矿体北东端上仰, 向南西倾伏, 倾伏角 20°, 其产状与向斜核部一致。矿体最大厚度 170m, 最小厚 49m, 平均 99m。SFe 平均品位: 26.43%, 走向上南北两头品位稍高, 中间稍低, 与平均品位相比较, 变化范围在 $\pm 1\%$ 内。倾向上总体上部矿石品位稍高, 深部稍低。与矿体平均品位相

比较,变化范围在 $\pm 2\%$ 以内。由于矿体处在矿区中部,层位又偏上,故是矿山首采的对象。开采结果致使矿体埋深厚度呈北端尖灭,并随开采而向南后缩。

(2) Ars^{2-6} (下)矿层:分布于北山 3-41 线,其北端有 F_5 断层所截,全长 1700m。出露最大宽度为 35 线 120m,最小宽度 38 线 20m。出露最大标高 4 线 32m,最低标高 7 线 -104m,最大埋深-350m,最小埋深 39 线-92m。矿体最大厚度 140m,最小厚度 60m,平均厚度为 92m。

矿体 SFe 平均品位 26.79%,走向上两端稍高,中部稍低,但相差很小,与平均品位相比不足 1%。倾向上,上部稍高,下部偏低比较明显。与平均品位相比较品位变化范围在 $\pm 5\%$ 内,而且波动也较明显。

Ars^{2-6} (上)与 Ars^{2-6} (下)本属一个矿体,由于有 F_5 及 F_{15} 断层的影响,致使矿体错成上下位置。由于 Ars^{2-6} (下)位于断层西侧,近向斜轴面,所以其产状表现与北山向斜的 NW 翼近转折部位相似,走向 $NE45^\circ$,倾向 SE,倾角 $70-80^\circ$ 。

(3) $Ars^{2-4}F_3W$ 矿层:分布于 1-44 线,全长 2300m,是北山向斜 NW 翼矿体。它与 SE 翼由 F_3 相隔,由于 F_3 把矿体由近核部断开之后,致使东西两部分矿体从形态、产状上相差较大而分别命名。 F_3 西侧矿体,即 $Ars^{2-4}F_3W$ 矿体,其产状与北山向斜 NW 翼产状一致。由于北山向斜北东端仰起,所以开采以后 37 线以北部分向斜槽部基本露出,且 12 线以北的 $Ars^{2-4}F_3W$ 矿体很缓,出露最宽,越向南矿体产状也越陡,随之变窄。翼部矿体厚度变化规律为:上部比底部为 1:5.7。矿体出露最大标高为+46m,最低标高为-66m。矿体最大埋深 21 线-450m,最小埋深 44 线-50m。出露最大宽度 42 线 280m,最小宽度 5 线 20m。

矿体最大厚度 140m,最小厚度 10m,平均 61m。走向上两端稍高,中部稍低。品位变化与平均品位相比较,在 $\pm 1\%$ 内,总体较稳定。倾向上,上部高,深部品位偏低。品位变化与平均品位相比较,变化范围在 $\pm 4\%$ 内,波动较明显。

(4) $Ars^{2-4}F_3E$ 矿层:分布于 4 线以南 F_{0-13} 线,全长 1900m,该矿体为北山向斜 SE 翼的矿体,是受 F_3 断裂影响被上抬而形成。其走向 $NE45^\circ$,倾向 NW,倾角 45° ,矿体出露最大标高+38m,最小标高-32m。

矿体最大埋深-450m,最小埋深-60m。出露最大宽度 10 线 240m,最小宽度 10 线 20 余米。该矿体由于 NE 端仰起,于 13 线以南矿体隐伏于地下。矿体最大厚度 180m,最小厚度 51m,平均 106m。矿体平均品位:26.69%,走向上两端品位较高,中间稍低,与平均品位相比较,变化范围在 $\pm 2\%$ 内。倾向上顶部与底部均较高,中间较低。与平均品位相比较,变化范围在 $\pm 5\%$ 以内,品位变化较明显。

(5) Ars^{2-5} 矿层:分布于 13 线至 29 线间。由于该层矿体由零星小矿体组成,仅于 13、17、19、25、29 五条勘探线上探到。(13 线 2 个孔,17 线 4 个孔),其余均是单工程控制,表明矿体为短小的扁豆体状,从其相邻剖面不能对应,产出标高不一致,矿体为各自独立。

其厚度和长度均不大。从工程控制看,最厚 53m,最薄 15m,出露最长的属 17 线至 19 线,其长度为 165m。该零星矿产于 Ars^{2-4} 于 Ars^{2-6} 之间,稍近于 Ars^{2-4} 矿体,出露标高-20m,最大埋深标高-256m, SFe 平均品位:25.81%。

2.2 边坡岩体基本物理力学性质实验

2.2.1 岩石含水量及密度测定

对现场采集岩样的含水量、密度及主要力学性质进行了测定工作并做为三维物理相似模拟模型的设计依据。

采用 101-1 型电热恒温鼓风干燥箱测定岩石含水量及密度。用游标卡尺沿样品直径及高度方向测得若干数据，求平均值并计算整体体积 V ；测定天然条件下样品质量 M ；将样品放入 101-1 型电热恒温鼓风干燥箱，设定温度为 105°C 至质量稳定，测定样品质量 M_1 、天然密度：及干密度。制样数目及试验结果如表 2.2 所示。

2.2.2 岩石抗剪指标的测定

试验设备为 WEP-600 屏显万能试验机，变角剪切试件夹具 4 套(20° 、 30° 、 35° 及 40°)。制备长方体试样，用游标卡尺测得试样长、宽、高等数据；分别采用四套夹具安装试样，放置在压力机上加载并记录。抗剪强度计算为： $\sigma = P \sin \alpha / A$ 与 $\tau = P \cos \alpha / A$ 。制样数目及试验结果如表 2.3 所示。

2.2.3 岩石劈裂试验

试验设备：WEP-600 屏显万能试验机；制备圆柱体试样，净高比接近 2:1；用游标卡尺沿样品直径及高度方向测得若干数据，求平均值得到试样高度 H 及直径 D ；将试样放置于压力机下承压板上，并在试样上端放置垫块；以 200N/s 的加载速率加载至试样破坏，记录峰值荷载。制样数目及试验结果如表 2.4 所示。

2.2.4 岩石单轴压缩试验

加载设备包括 YTD-200 型电子式压力试验机及西德产 5 吨压力传感器。定向钻孔得到岩芯，沿岩芯轴向钻取直径 30mm ，高 60mm 的圆柱体试样；沿岩芯径向取三个方向制取直径 25mm 的圆柱体试样，三个方向为相互垂直的两个方向及夹角 45° 的方向。

装配试件到加载试验机上。试验时加载速率控制应变 2×10^{-5} 与 $5 \times 10^{-5}/\text{s}$ 或应力 $0.3\text{--}0.5\text{MPa/s}$ ，加载至试样出现残余强度，停止加载和记录。由电子万能试验机测得的单轴压缩试验结果，以横轴为应变，纵轴为应力绘制典型应力-应变曲线。根据实测应力应变数据可计算各岩样弹性模量。结果如表 2.5 所示。

表 2.2 岩石密度和含水率

岩样名称	试样数目	密度(g/cm^3)	含水量(%)
混合花岗岩	5	2.64	-
辉石斜长片麻岩	3	2.65	-
泥岩	5	2.52	3.24

表 2.3 岩石内摩擦角和内聚力

岩样名称	试样数目	内摩擦角	内聚力(MPa)
砾岩(干密度)	5	42.8°	9.656
砾岩(天然密度)	6	46.9°	6.732

表 2.4 岩石抗拉强度

岩石名称	试样数目	抗拉强度(MPa)
辉石黑云混合片麻岩(混合较高)	5	6.96
混合花岗岩	5	6.65
辉石黑云混合片麻岩	4	4.81
辉石斜长片麻岩	4	4.38
泥岩(天然密度)	4	2.57
泥岩(干密度)	5	3.21

表 2.5 岩石单轴压缩弹性模量

编号	岩石名称	强度峰值(MPa)	弹性模量 E(GPa)
1	泥岩	120	5.26
2	混合花岗岩	160	53.3
3	辉石黑云斜长片麻岩	110	48.8
4	辉石黑云混合片麻岩	113	66.7
5	角闪斜长辉石岩	81	43.8
6	压碎状混合花岗岩	138	45
7	辉石黑云混合片麻岩	53	38
8	黑云混合片麻岩	38	27.5
9	辉石磁铁石英岩	146	60
10	黑云混合片麻岩	89	53.6
11	石榴黑云变粒岩	88	47.7

2.3 实验设计思路

2.3.1 基本原理

在几何学中,两个三角形如果对应角相等,其对应边保持相同的比例,则称这两个三角形相似,同样多边形、椭圆型等满足一定条件后也可相似,这类问题属于平面相似。

空间也可以实现几何相似,如三角锥、立方体、长方体、球体的相似则属于空间相似。推而广之,各种物理现象也都可以实现相似,相似模型与原型之间的各种物理量,如长度、时间、力、速度等都可以抽象为二维、三维空间的坐标,从而把物理相似简化为一般的集合相似问题,为相似模型试验创造了理论基础。

合理的模拟材料选取及配比确定决定着模型与原型岩体的强度准则和应力-应变的本构关系是否相似。本次实验的几何尺寸比为 1:400,结合岩体物理力学测试结果及实验室模拟材料的自身容重特点(密度为 $1.5-1.7\text{g/cm}^3$),可基本确定本次实验的容重相似常数为 1:1.6,应力相似常数以及与应力有相同量纲的物理量均有与应力相同的相似常数,即材料弹性模量、剪切模量、抗压强度、抗拉强度、粘聚力,初始地应力和面力荷载的相似常数相同。

在实际模拟实验过程中,由于 E 、 G 、 γ 、 ν 、 ϕ 、 C 、 R_c 和 R_t 等都是独立的物理量,而且要使这些物理量都满足相似关系是很困难的,因此只能使主要的物理力学指标满足相似条件,即应力相似系数。此外,高陡边坡岩体运动是一个复杂的时空演化过程,随着边坡岩体的开采(挖)过程,不同时间的相对位置不同,对坡体变形破坏影响也不同。在模型设计中如何选择适当的时间参数,是模拟成败的关键指标之一。

模拟各种不连续面时,如断层、节理、层理以及裂隙时,首先应当区别那些不连续面对于所研究的问题有决定性意义。对于主要的不连续面,应当按几何相似条件单独模拟。如系统的成组结构面,应按地质调查统计数据及赤平极射投影原理绘制获得的优势结构面的方位与间距模拟。对于次要的结构面,往往一并考虑在岩石本身的力学性质之内,采用降低不连续面所在范围内岩体弹性模量与强度的方法来解决这一问题。

为保持模型与原型在总体上的变形相似,可以适当地减少模型中不连续面的裂隙度,即按照总体变形模量相似的要求调整结构尺寸。当断层中有软弱夹层时,首先估算出闭合结构面与张开结构面的百分数,并在模型中按此百分比胶结不连续面;其次应查明原型中含水情况,由于摩擦角与黏土或泥岩的含水量有密切关系,所以只有掌握其含水量的多少,才能正确测得原型软夹层的摩擦角在模型中复现。

相似模型是根据实际工程原型抽象而来的。根据相似第一定理,便可在模型实验中将模型系统中得到的相似判据推广到所模拟的原型系统中;相似第二定理则可将模型中所得的实验结果用于与之相似的事物上;相似第三定理指出了做模型试验所必须遵守的法则,这三个定理是相似模拟实验的理论依据:

(1)相似第一定理:相似的现象,其单值条件相似,其相似准则的数值相同。这个结论的导出是由于相似现象具有如下的性质:相似的现象必然在几何相似的系统中进行,而且在系统中所有各相应点上,表示现象特性的各同类量间的比值为常数,即相似常数相等。相似现象服从于自然界同一种规律,所以表示现象特性的各个量之间被某种规律所约束着,它们之间存在着一定的关系。如果将这些关系表示为数学的关系式,则在相似的现象中这个关系式是相同的。上述说明了相似的概念,但它只能说明相似的定义,不能找出相似现象所共同服从的规律,且可以由描述现象的方程式经过相似转换获得相似准则,并可以得出:“相似的现象,其准则的数值相同”的定理。

(2)相似第二定理:若有一描述某现象的公式如式(2.1):

$$f(a_1, a_2, a_3, \dots; a_k, b_{k+1}, b_{k+2}, \dots; b_n) = 0 \quad (2.1)$$

式中, $a_1, a_2, a_3, \dots; a_k$ 为基本量; $b_{k+1}, b_{k+2}, \dots; b_n$ 为导来量, 这些量都具有一定的因次, 且 $n > k$ 。因为任何物理方程中的各项量纲都是齐次, 则(2.1)式可转换为无因次的准则方程(式(2.2)):

$$F(\pi_1, \pi_2, \dots; \pi_{n-k}) = 0 \quad (2.2)$$

可以看出: 1.任一现象的函数式子都可以用准则方程来表示; 2.准则数目为 $(n-k)$ 个; 3.准则是无因次的。对于有数学方程的现象, 就能将它转换为准则方程, 以利于研究。

对于只知道参量但还不知道其数学方程的现象, 可以根据相似第二定理求出其准则方程, 再进行研究。以上两个定理只明确了相似现象所具备的性质及必要条件, 是在假定现象相似是已知的基础上导出的, 但是它们没有指出, 决定任何两个互相对应现象是否相似的方法。因此, 就发生要按照什么特征可以确定现象是互相相似的, 这是第三定理要给出的相似现象的充分条件。

(3)相似第三定理: 当现象的单值条件相似且由单值条件所组成的相似准则的数值相等时, 则现象就是相似的。相似第三定理明确地规定了两个现象相似的必要和充分条件。考查一个新现象时, 只要肯定了它的单值条件和已研究过的现象相似, 而且由单值条件所组成的相似准则的数值和已经研究过的现象相等, 就可以肯定这两个现象相似, 因而可以把已经研究过的现象的实验结果应用到这一新现象上去, 而不需要重复进行实验。所谓单值条件就是为了把个别现象从同类物理现象中区别出来所要满足的条件。具体地是指: 1.几何条件: 说明进行该过程的物体的形状和尺寸; 2.物理条件: 说明物体及介质的物理性质; 3.初始条件: 现象开始产生时, 物体表面某些部分所给定的位移和速度以及物体内部的初应力和初应变等; 4.边界条件: 说明物体表面所受的外力, 给定的位移及温度等; 5.时间条件: 说明进行该过程在时间上的特点。

2.3.2 相似模拟实验几何相似比确定

三维物理模拟实验需满足相似基本相似定理。物理模拟实验的几何相似比是指地质原型与物理模型间的几何尺寸的比值, 一般比例越大, 物理相似模拟的准确性与可靠性越高, 但模拟范围将在很大程度上受到实验平台自身几何尺寸的限制; 几何比例适当减小, 能够对更大原型范围内的地质原型开展相似模拟实验。此外, 模拟实验几何相似比直接影响模型的其他主要相似系数, 如应力相似比、应变相似比、容重相似比等。因而合理的几何相似比对实验的准确性与可行性产生直接影响。

根据边坡典型地质剖面及各岩层强度情况来初步确定高陡边坡模拟范围, 由于北山采区露天开采境界线将向西扩展 1400m, 露天开采底标高将从原开采设计的-350m 降至 -440m, 边坡角 30-47°, 矿体倾角 70-80°。对所需模拟的原始地质情况进行计算可知, 需模拟的地质原型水平范围大体为 784m, 深度为 840m。

采用大型三维物理模型实验平台构建边坡模型, 实验台的几何尺寸(长×宽×高)为 3.6×2.0×2.5m, 实验平台全部采用型钢材料制作。对原型与实验台的几何尺寸进行简单计算, 最终选定本次模拟实验的几何相似比(原型:模型)1:400, 最大可模拟长度约 1440m、深度约 1000m, 完全可以满足地质原型相似模拟范围的要求。

2.3.3 物理模拟实验的设计思路

物理模型的实质是用与原型(岩体、坝体等)力学性质相似的材料按几何相似常数缩制成的模型。物理相似模型一种是定性或定量化模型,通过模型实验去判断原型中发生某种现象的本质和机理或了解某一因素所产生的某种现象。

在这种模型中,不要求严格遵循各种相似关系,而只需要满足主要的相似常数。物理模型另一种是定量模型,在这种模型中,要求主要的物理量都尽量满足相似常数与相似指标。

(1)几何相似:利用模型研究某原型有关问题时,要使模型与原型各部分的尺寸按同样的比例缩小或放大以满足几何相似。即公式(2.3):

$$l_p/l_m=C_l \quad (2.3)$$

式中, p 为原型, m 为模型。 C_l 为几何相似常数, l_p 为原型几何尺寸, l_m 为模型几何尺寸。在设计中应注意:对三维物理模型,必须保持(2.3)式的要求,即各方向按比例制作,只要保持平面尺寸几何相似即可,此时可按稳定要求选取模型厚度。

(2)物理相似:在物理模拟实验中,主要的物理量的物理常数往往因模型所要解决的问题不同而有差异,以下是各类问题中对选择模拟材料有控制作用的物理常数。

研究弹性范围内边坡岩体的应力和变形:当物理模拟不考虑自重时,主要的物理相似常数如式(2.4)。

$$C_\sigma=\sigma_p/\sigma_m \quad C_E=E_p/E_m \quad C_\varepsilon=\varepsilon_p/\varepsilon_m \quad (2.4)$$

式中, C_σ 为应力相似常数, C_E 为弹性模量相似常数。根据原型与模型中应力-应变曲线应当用同式表示的要求,因此如式(2.5)。

$$E_p=\sigma_p/\varepsilon_p \quad \text{与} \quad E_m=\sigma_m/\varepsilon_m \quad (2.5)$$

根据(2.4)式与(2.5)式可以得到相似指标如式(2.6)。

$$C_E=C_\sigma/C_\varepsilon \quad (2.6)$$

E 为无量纲值,所以应满足的相似指标如式(2.7)。

$$C_E=C_\sigma \quad (2.7)$$

由于不计自重,应力相似系数可根据岩石的基本性质与模拟的实际情况自由选取。考虑自重时,主要的物理相似常数如式(2.8)。

$$C_\gamma=\gamma_p/\gamma_m \quad C_\sigma=\sigma_p/\sigma_m \quad C_E=E_p/E_m \quad C_\varepsilon=\varepsilon_p/\varepsilon_m \quad (2.8)$$

在弹性范围内原、模型应满足微分平衡方程,所以满足该方程的相似指标如式(2.9)。

$$C_\sigma/C_l C_\gamma=1 \quad (2.9)$$

同时,仍然应当满足(2.6)式的要求。

研究边坡岩体的破坏过程:除满足上述应力与变形相似条件外,在这类问题中还应满足强度相似的要求。严格地讲,应当使模型材料与原型材料的强度曲线相似。但这一要求很难满足。通常需简化,即取莫尔圆的包络线为直线,保证两直线型强度曲线相似,即满足式(2.10)或式(2.11)。

$$C_{\sigma c}=\sigma_{cp}/\sigma_{cm} \quad C_{\sigma t}=\sigma_{tp}/\sigma_{tm} \quad (2.10)$$

$$C_C=C_p/C_m \quad C_\varphi=\varphi_p/\varphi_m \quad (2.11)$$

式中, $C_{\sigma c}$ 为抗压强度相似常数; $C_{\sigma t}$ 为抗拉强度相似常数; C_C 为凝聚力相似常数; C_ϕ 为内摩擦角相似常数。有时, 岩层破坏过程的发展, 主要受弯曲变形的影响, 则弯曲强度是主要的物理量。

此时可根据弯曲强度相似的要求来选择模拟材料, 而适当降低其它力学指标方面的要求, 这样也能保证模型与实物中的破坏现象很相似。破坏问题涉及运动学, 应当满足牛顿第二定律, 可以得到与弹性力学平衡微分方程中推出的完全一致的相似指标, 即式(2.12)或式(2.13)。

$$C_{\sigma c}/C_l C_\gamma = 1 \quad C_{\sigma t}/C_l C_\gamma = 1 \quad (2.12)$$

$$C_C/C_l C_\gamma = 1 \quad C_\phi = 1 \quad (2.13)$$

研究边坡岩体的蠕变失稳过程: 除了仍满足第(1)、(2)类问题中的要求外, 另一个主要的物理量是时间。一般地讲, 时间相似常数 C_τ 与几何相似常数 C_l 间的关系可从牛顿第二定律得到, 即式(2.14)。

$$C_\tau = (C_l)^{1/2} \quad (2.14)$$

2.4 模拟材料介质选择与制备

2.4.1 原、模型参数确定

依据物理相似模拟实验的设计思路, 开展三维物理相似模拟的实验设计。本次实验从研究的内容、规模、实验方法及监测手段, 在国内外高陡边坡边坡稳定性物理相似模拟研究中尚属少见。

为保证物理相似模拟更加符合现场工程实际需求, 实验模型铺装过程中考虑了地应力的作用因素、围岩结构与强度特征。根据工程地质特征、岩体类别及物理-力学指标参数与实际开采等, 选取合理的模拟材料, 将模拟材料按已确定模拟材料配比混合搅拌均匀并加适量水来一次铺装模型。

水厂铁矿矿床主要以沉积变质铁矿为主。主要地层包括矿体、片麻岩、花岗岩、砾岩、泥岩和堆积物等。大型三维物理相似模拟实验的相似比为 1:400。模拟材料配比过程中考虑了各组成岩体介质材料的脆性和塑性基本特点, 拟采用密度 $1.5-1.7\text{g/cm}^3$ 的轻型材料模拟实际地层岩体, 而实际地层中的岩体密度均大于模型材料密度, 同时, 不同的岩体的容重相似常数也差异性较大, 其中, 片麻岩与花岗岩的容重相似常数均为 1:1.625, 因而经计算其两种岩体的应力相似常数为 1:650, 应变与原型相等, 其他岩体容重相似常数与应力相似常数均可经计算求得。通过计算分析, 可初步地确定各类原始地层岩体的主要物理与力学参数的模型值(表 2.6)。

模拟材料试件制备选取的介质材料包括铁粉、河砂、石膏、大白粉和水。铁粉与河砂为模拟矿体与岩体骨料, 石膏(乙级)和大白粉为胶结剂, 水为塑性影响剂, 其中, 河砂粒径为 0.5-1.0mm 占 3.9%, 0.25-0.5mm 占 29.1%, 0.1-0.25mm 占 67.0%; 根据相似准则, 将河砂、铁粉、石膏、大白粉和水按一定比例混合压实制成形, 通过增加或减少骨料来调控模拟材料强度。先后不同配比的圆柱形模拟材料试件($\phi 50 \times 100\text{mm}$), 如图 2.3 所示, 进行强度参数测定, 最终确定模拟材料的合理配比。

表 2.6 岩石的主要力学参数的实际值与模型值

岩性	材料密度(g/cm^3)		变形模量(GPa)		泊松比		单轴抗压强度(MPa)	
	实际值	模型值	实际值	模型值	实际值	模型值	实际值	模型值
片麻岩	2.62	1.60	48.8	0.075	0.231	0.231	110	0.17
花岗岩	2.62	1.60	53.3	0.082	0.217	0.217	160	0.25
泥岩	1.64	1.60	5.26	0.008	0.238	0.238	20	0.05
矿体	3.75	2.20	15.6	0.024	0.210	0.210	68	0.12

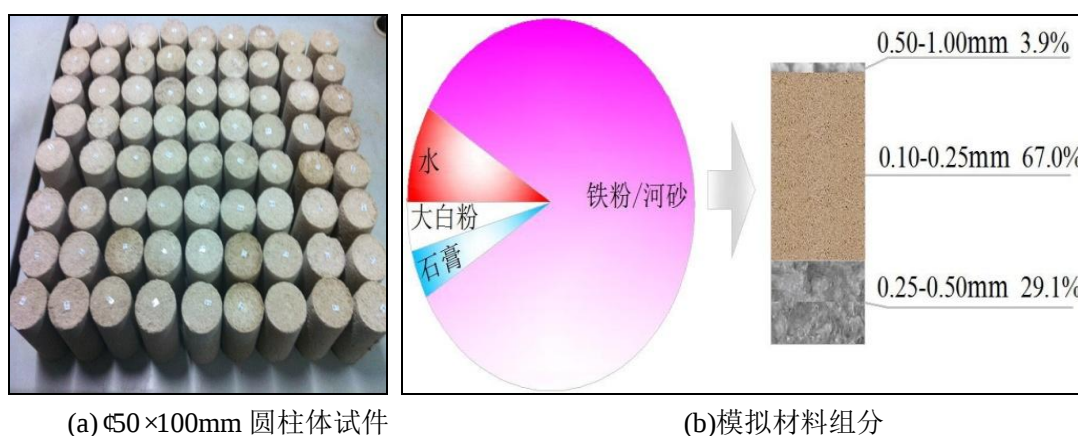


图 2.3 模拟材料配比

2.4.2 强度测试系统

为了进一步提高模拟材料的配比试验的准确性与可靠性,对传统实验室强度测试系统进行相应改进。传统的岩石损伤破裂大多采用表面位移监测,不能全面考察岩体失稳前强度和内部损伤孕育演化规律,模拟材料动力失稳不可缺少内部损伤与破裂信息。

利用声发射和光学内窥实时观测方法,获得模拟材料损伤破裂活动前兆信息,实现破裂与失稳预测分析。

如图 2.4 所示,描述了试验测试系统:采用无侧限电动压力仪(最大测力 5KN)对模拟材料试件进行单轴压缩测试,测力环变形范围为 1.00-2.62mm。对测力环校对并清零信息采集系统方可开始测试。测量试样横向与纵向长度,保证试样尺寸满足测试要求,两端均匀涂抹凡士林并至于压力仪底部,由同步电机(速度 3.00mm/min)驱动均匀上升,直至模拟材料试件压裂破坏,最后卸载压力。

测试系统主要由 3 部分组成:(1)采用无侧限压力仪对应力-应变数值进行实时采集,并通过信息处理绘制在压缩至破裂的应力-应变曲线,获取模拟材料应力峰值、残余强度和杨氏模量等力学参数;(2)采用声发射系统(AE)对单轴压缩状态下的试样进行内部损伤演化规律分析,确定应力-事件-振铃总数等参数间的定量化关系;(3)采用光学内窥仪对岩样内部宏观裂隙发育情况进行观测,并结合相关力学参数,得出在单轴压缩条件下的实时动态变形信息。

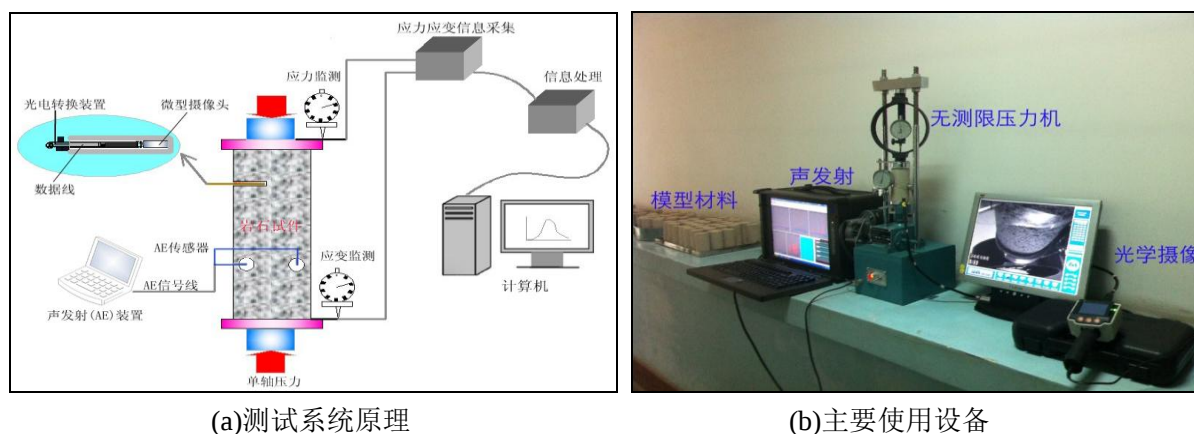


图 2.4 模拟材料强度试验测试系统

2.4.3 不同配比模拟材料强度分析

测试结果表明(如表 2.7 及图 2.5(a-h)所示): 模拟材料的弹性模量可在比较大的范围内调整, 通过改变骨料组分含量, 模拟材料的弹性模量变化范围为 2MPa-190MPa, 单轴抗压强度为 0.118-0.378MPa, 满足三维物理相似模拟实验要求。

表 2.7 单轴压缩测试主要力学参数结果

配比	加水量(mL)	单轴抗压强度(MPa)	弹性模量(GPa)	应力-应变关系(σ - ϵ)
50:5:5	20	0.118	0.020	$\sigma = 0.091\epsilon^3 - 0.335\epsilon^2 + 0.333\epsilon - 0.006$
	30	0.178	0.021	$\sigma = 0.032\epsilon^3 - 0.224\epsilon^2 + 0.383\epsilon - 0.022$
	40	0.301	0.009	$\sigma = -0.108\epsilon^3 + 0.362\epsilon^2 - 0.199\epsilon + 0.026$
55:5:5	20	0.181	0.021	$\sigma = 0.027\epsilon^3 - 0.200\epsilon^2 + 0.348\epsilon - 0.013$
	30	0.209	0.019	$\sigma = 0.044\epsilon^3 - 0.269\epsilon^2 + 0.453\epsilon - 0.045$
	40	0.307	0.026	$\sigma = 0.139\epsilon^3 - 0.700\epsilon^2 + 0.842\epsilon - 0.081$
60:5:5	20	0.137	0.011	$\sigma = 0.014\epsilon^3 - 0.138\epsilon^2 + 0.236\epsilon - 0.005$
	30	0.134	0.002	$\sigma = 0.026\epsilon^3 - 0.134\epsilon^2 + 0.156\epsilon - 0.083$
	40	0.146	0.018	$\sigma = -0.132\epsilon^3 + 0.101\epsilon^2 + 0.154\epsilon + 0.001$
65:5:5	20	0.123	0.011	$\sigma = 0.031\epsilon^3 - 0.167\epsilon^2 + 0.240\epsilon - 0.009$
	30	0.149	0.042	$\sigma = 0.109\epsilon^3 - 0.432\epsilon^2 + 0.439\epsilon + 0.005$
	40	0.148	0.022	$\sigma = 0.061\epsilon^3 - 0.303\epsilon^2 + 0.388\epsilon - 0.009$
70:5:5	20	0.155	0.006	$\sigma = -0.032\epsilon^3 + 0.092\epsilon^2 - 0.006\epsilon + 0.007$
	30	0.272	0.020	$\sigma = 0.013\epsilon^3 - 0.168\epsilon^2 + 0.440\epsilon - 0.046$
	40	0.378	0.090	$\sigma = 0.188\epsilon^3 - 0.739\epsilon^2 + 0.673\epsilon - 0.083$
75:5:5	20	0.134	0.786	$\sigma = 0.021\epsilon^3 - 0.106\epsilon^2 + 0.121\epsilon - 0.082$
	30	0.184	0.015	$\sigma = 0.027\epsilon^3 - 0.201\epsilon^2 + 0.333\epsilon - 0.017$
	40	0.253	0.023	$\sigma = 0.045\epsilon^3 - 0.312\epsilon^2 + 0.532\epsilon - 0.041$
80:5:5	20	0.149	0.123	$\sigma = 0.118\epsilon^3 - 0.376\epsilon^2 + 0.249\epsilon - 0.098$
	30	0.162	0.058	$\sigma = 0.618\epsilon^3 - 1.453\epsilon^2 + 0.865\epsilon - 0.004$
	40	0.272	0.022	$\sigma = 0.010\epsilon^3 - 0.152\epsilon^2 + 0.381\epsilon - 0.025$
85:5:5	20	0.126	0.022	$\sigma = 0.057\epsilon^3 - 0.272\epsilon^2 + 0.330\epsilon - 0.004$
	30	0.141	0.131	$\sigma = 0.007\epsilon^3 - 0.075\epsilon^2 + 0.199\epsilon - 0.009$
	40	0.149	0.190	$\sigma = 0.039\epsilon^3 - 0.216\epsilon^2 + 0.297\epsilon - 0.006$

此外, 各组内标准岩样应力峰值均随着水量的增多而持续性增加, 说明材料并未达到水超饱和状态。当配比为 50:5:5 时(如图 2.5(a)所示), 水量的改变, 应力-应变呈现不同特征: 水量为 20mL 时试样的峰应力值与最大轴向变形均最小分别为 0.118MPa 与 1.6%, 弹性变形阶段显著; 而水量为 30mL 时, 较前者保持应力峰值能力明显增加, 表现出良好的塑性特征; 当水量进一步加大到 40mL 时, 应力峰值也随之加大至 0.301MPa, 稳定发展阶段杨氏模量明显增加, 表明内部破坏速率加快。

如图 2.5(b)所示, 当配比为 55:5:5 时, 水量为 20 与 30mL 下的试样应力峰值较前组均有所增加, 其中水量 20mL 时增量最大, 而水量为 40mL 时的峰值保持与前组一致且在峰值附近出现应力跃进, 为突发能量释放所致; 水量 30mL 时, 仍就具有良好的保持峰值应力强度的能力。当河砂比例加至 60(如图 2.5(c))时, 峰值强度明显降低, 水量为 20 与 30mL 的应力峰值与 40mL 的差距进一步减小, 且均有较大的残余强度。当配比为河砂: 石膏: 大白粉=65:5:5 时(图 2.5(d)), 应力峰值整体应力值均偏小。

而当河砂加至 70 时(图 2.5(e)), 峰值强度显著提高, 水量 40mL 时的峰值应力至 0.378MPa, 为最大值, 水量 30mL 时破坏前应力强化显著, 而水量 20mL 时, 破坏前的曲线所围面积远大于峰后面积, 表明在此类情况下动力失稳现象极易出现。

随着骨料的再次增加(图 2.5(f)), 水量为 20mL 时的峰前曲线面积远小于峰后面积, 与前组恰好相反, 说明在此情况下试样的破坏过程稳定。当配比为河砂: 石膏: 大白粉=80:5:5 与 85:5:5 时(图 2.5(g,h)), 骨料的增加使得试件的出现明显的延性特征。

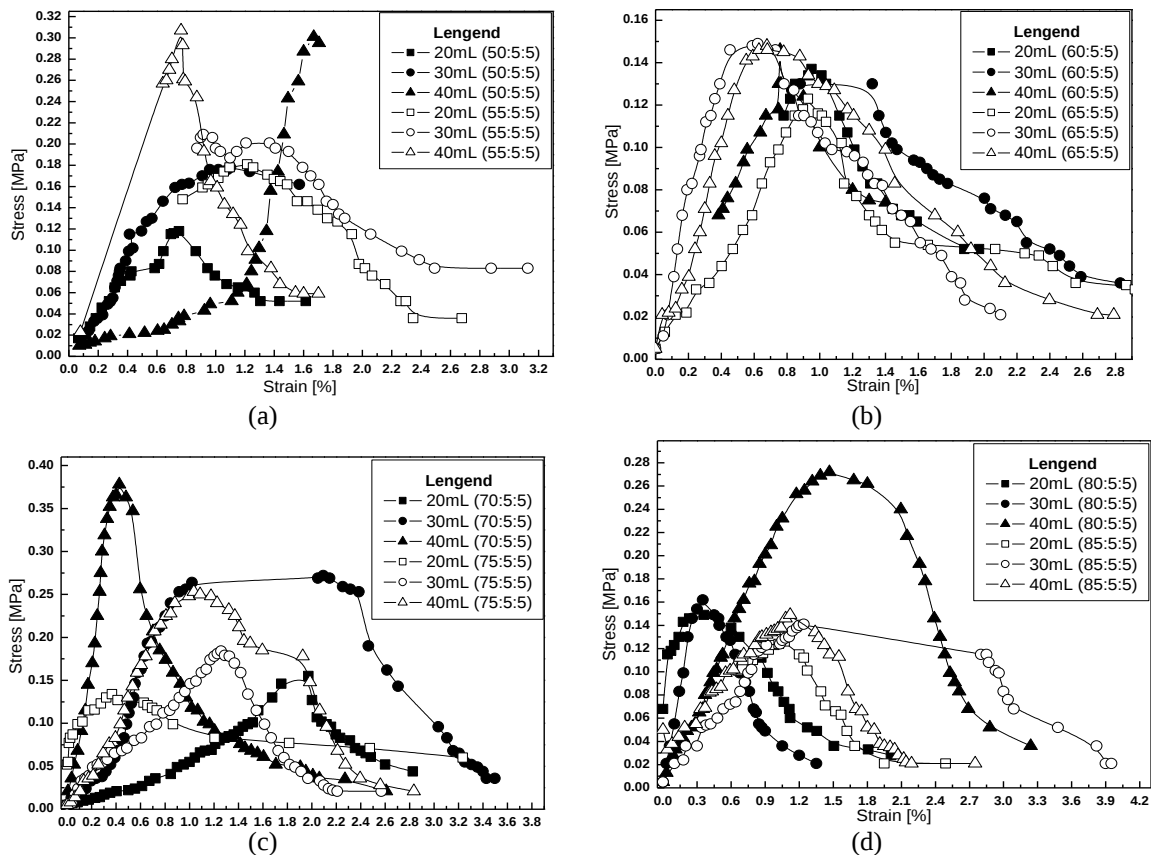


图 2.5 外载荷作用下不同配比的模拟材料破坏程

水对模拟材料的力学性能影响至关重要，表现在以下两个方面：

(1)水与骨料、胶结剂等物质间的相互耦合(图 2.6(a))不同于连续固体岩石材料的线性关联，材料配比与单轴抗压强度间存在明显的非线性定量化关系，通过对测试结果拟合表明：水为 20、30 及 40mL 时，模拟材料配比与单轴抗压强度间的函数关系满足“双马鞍”模型，拟合后均出现 3 个极大与 2 个极小值，在相同条件下大体在配比 70:5:5 时材料的单轴抗压强度达到最大，而在 63:5:5 为强度最小，53:5:5 和 80:5:5 处单轴强度为第 2 与 3 极大值位置，在 77:5:5 附近大体出现第 2 极小值；另一方面，水的逐渐增多，使得测试结果波动性愈大，其中加水 40mL 的波动性最大，测试范围为 0.118 至 0.378MPa，可为物理相似模拟实验配比提供参考数据；

(2)根据单轴压缩测试结果(图 2.6(b))：在测试范围内，随着水量逐渐增多模拟材料单轴抗压强度增大，均在 40mL 时取得极大值，表明测试各组模拟材料的有效应力变化均未处于快速降低阶段， μ 仍有增大可能性，即孔隙动水压力 τ_d 为 0；此外，不同配比下曲线变化趋势各异，配比为 60:5:5 及 70:5:5 时曲线为线性变化，而 65:5:5 与 85:5:5 为双曲线，其它均为抛物线变化趋势。

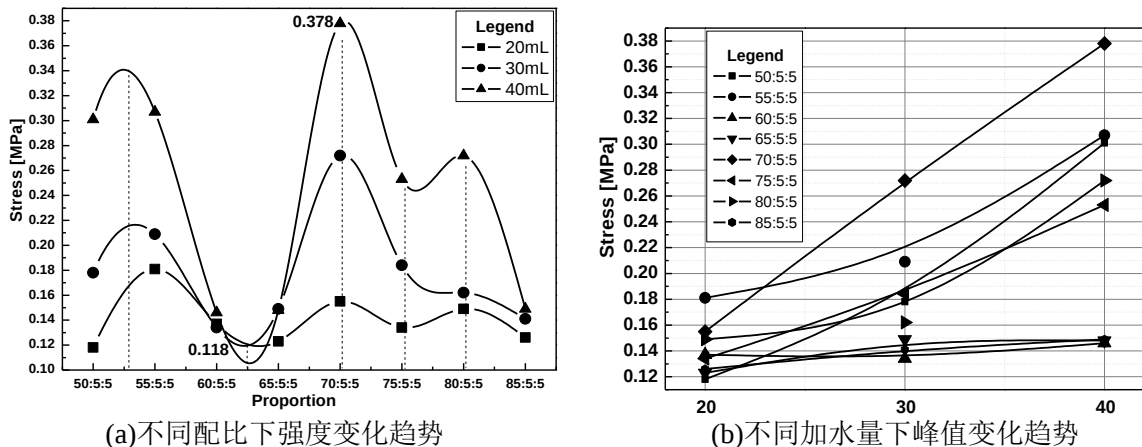


图 2.6 模拟材料单轴抗压强度变化

2.4.4 铺装材料配比选取

当配比为 70:5:5:10 与 77:5:5:10 时，应力演化特征如图 2.7(a)所示；采用前者(A)时，峰值的应力强度值为 0.26MPa，I 区域内应变增加，而应力基本不变的情况，弹性模量数值趋于零，表现出模拟材料自身良好的延展性，即有效承载范围和时间更广、更长；弹性模量值在曲线弹性变形阶段为 0.085GPa，而试件破坏后(微裂隙充分发育)的残余强度大致维持在峰值强度的 20%(0.06MPa)。通对比分析表明，后者(B)在骨料比例的加大，降低了模拟材料的强度，包括峰前应变和残余强度均变小，其中残余强度减小至 0.02MPa，但 A 与 B 曲线分别在峰值前后与横轴所围成的面积大体相等，表明试件在变形至最终破坏的过程中，能量释放比较均匀，不存在出现明显动力失稳的迹象。

配比为 103:5:5:10 时，测试表明模拟材料的强度也远远低于前两组配比条件下，如图 2.7(b)(D)所示，应力峰值后，试件所承受应力发生瞬时大幅度下降且趋于竖直，瞬间

承载能力下降 70%，存在动力失稳可能，出现过材料碎屑突然崩溅；曲线趋于平稳后，仍然存在一定残余强度，表明试件未完全失去承载力。图 2.7(b)中 C 曲线反映出使用铁粉代替河砂充当骨料来模拟矿体时(铁粉：石膏：大白粉：水=92:5:5:10)的应力累积与演化规律，在 II 区域内试件强度呈现更加明显的脆性特征，保持最大承载力的能力下降，与 A 曲线在峰值处的强度特征相反；在应力峰值后，出现多次应变硬化现象，试件变形出现明显变异特征，且存在较大的残余强度(0.03MPa)，变形量大于岩石试件的变形量。

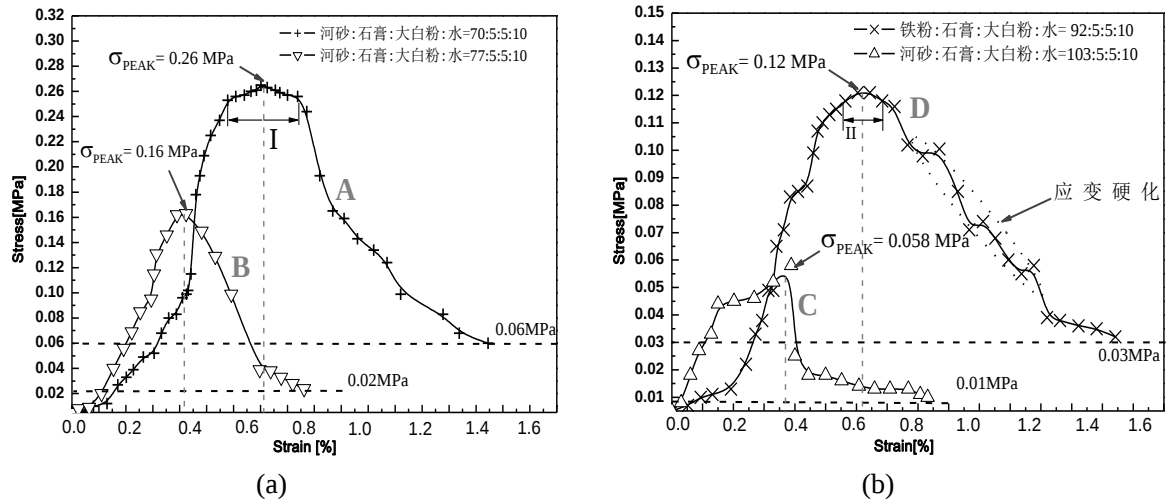


图 2.7 不同组分模拟材料试件强度特性

对比不同组分的模拟材料力学强度特性，基本确定了水厂铁矿深部边坡变质岩为主的模拟材料。模拟材料力学参数及模拟岩性见表 2.8。通过与表 2.6 中模拟材料主要物理力学参数的对比，可以看出配比组成基本满足相似设计要求。

表 2.8 模拟材料应力与应变对比分析

配比	峰值强度 (MPa)	峰值应变 (%)	残余强度 (MPa)	模拟岩性
河砂:石膏:大白粉:水=70:5:5:10	0.26	0.72	0.06	花岗岩
河砂:石膏:大白粉:水=77:5:5:10	0.16	0.42	0.02	片麻岩
铁粉:石膏:大白粉:水=92:5:5:10	0.058	0.37	0.01	泥岩
铁粉:石膏:大白粉:水=103:5:5:10	0.12	0.62	0.03	矿体

2.5 本章小结

(1)改进测试系统，实时采集模拟材料应力-应变曲线，获取模拟材料应力峰值、残余强度和弹性模量等参数。

(2)模拟材料适用于深部边坡变质岩组为主的矿山高陡边坡稳定性模拟，测试结果均满足物理相似模拟实验地层岩性要求。

(3)模拟材料配比与应力峰值在不同水量下为非线性定量化关系，满足“双马鞍”变化趋势，且强度均随水量增多而增大且都在 40mL 时取得极大。

3 构建三维物理相似模拟模型

3.1 地质结构面分析

在高陡岩质边坡失稳研究中,岩体变形破坏主要受坡体岩体内结构面影响,尤其是软弱结构面空间组合关系和结构面的力学性能控制。水厂铁矿北区采场坡体主要受到北山向斜构造的控制与影响,向斜两翼即构成采场上下盘边坡的顺坡倾向特征,兼之开采(挖)范围大,边坡长,垂直高度深,矿区断层、节理构造发育,边坡岩体结构极为复杂。结合多年来的水厂铁矿矿区相关地质调研结果如图 3.1 所示,要将待模拟区域内岩体中所用地质结构面进行准确定位模拟是十分困难和不切合实际的,需将研究与模拟重点放置于主要地质结构面上。由于矿区坡体主要受“两向一背”呈“W”型的复式向斜构造控制与影响,对矿体影响较大的有 NE35-55° 的 F_3 、 F_5 ; S-N 向的 F_{28} ; E-W 向的 F_0 及 F_{26} , 因此在模型铺装过程中,将对上述的影响岩体力学特性的主要地质弱面加以模拟。

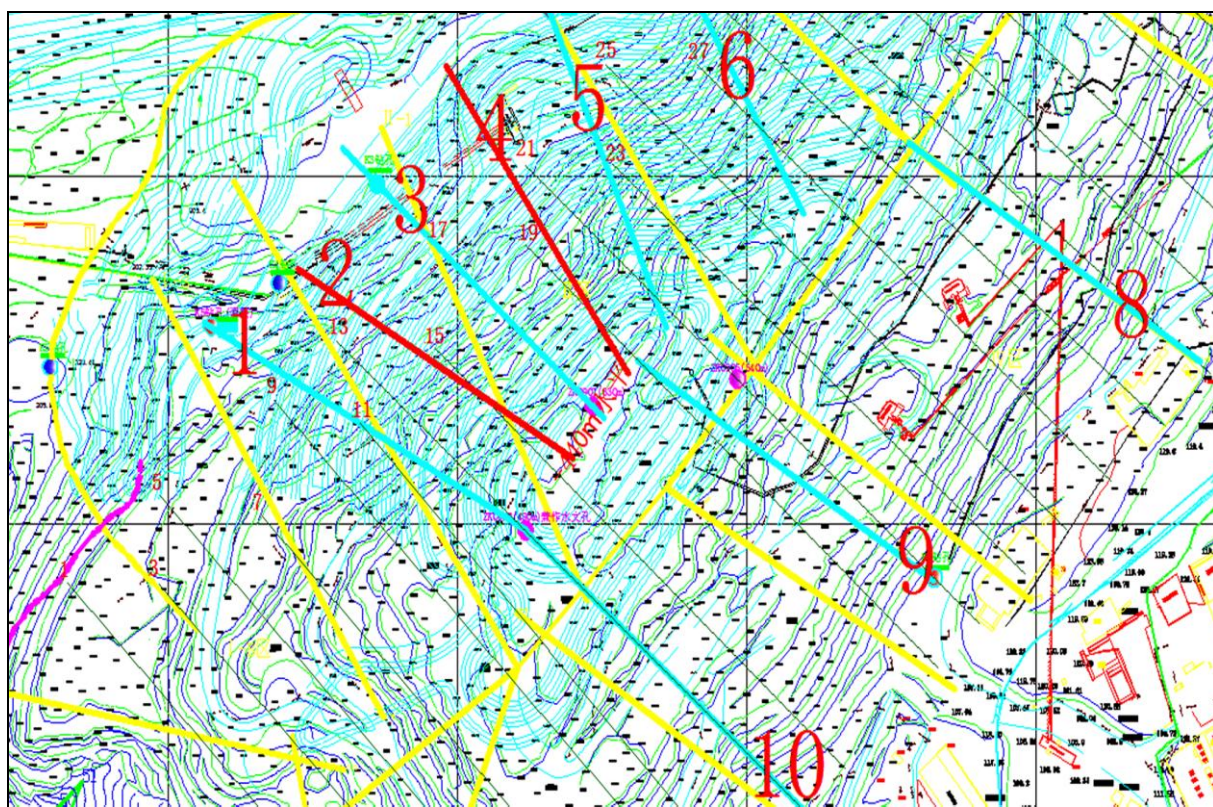


图 3.1 水厂铁矿北山采区地质图

原型中存在较大的断层需在三维物理相似模拟实验中具体模拟其实际产状、发育位置及断层面力学特性。考虑到在地质剖面中 F_3 、 F_5 断层贯穿矿体且位于地层泥岩与花岗岩之间,因此,在模型中需对 F_3 、 F_5 断层进行精确地定位,直观分析弱面所切割的岩体的平移或转动和岩体的断裂过程,真实地、动态地模拟边坡块体在开挖过程中位移和变形状的变化特征及破坏过程。

3.2 物理模拟模型铺装设计

为了比较理想地模拟原岩应力和边坡开采(挖)过程中的应力与围岩位移运动变化特征,首先得选择合适的物理模拟实验台及相关的加载系统,这是关系到能否理想地实现物理模拟的物质基础,该实验是在现有实验条件的基础上,对多功能立体支架实验台进行改良,该实验台整体为钢结构,最大尺寸为 $3.6 \times 2.0 \times 2.5\text{m}$,模型水平应力通过水平方向约束产生被动的支反力。由于实验室现有实验条件的限制,为满足表面非接触测量且需要模拟开采(挖)过程等实验需要,需有一个面敞开而不受约束。

依据对主要地质结构面与勘探情况对比分析,简化原始地质原型,如图 3.2 所示为立体物理相似模拟实验铺装的理论设计剖面图,主要包括对北山采区 9-33 号勘探线间的岩体及断层 F_3 、 F_5 的主要几何参数、方向、位置与形状信息;此外,图中标明了相似模拟模型在装填过程的边界线、模拟时需开挖的区域以及相似模拟模型最终边坡线位置,与模拟模型最终边坡坡底和坡顶的位置。模型装填边坡线的高度范围为 1.3 到 2.5m,为了设计保证铺装能够准确按照实验铺装的理论设计剖面图进行,铺装过程中将利用坐标系定位方法,确定各区域位置。铺装时, F_3 、 F_5 断层处将大量填充云母片模拟主要地质结构面。

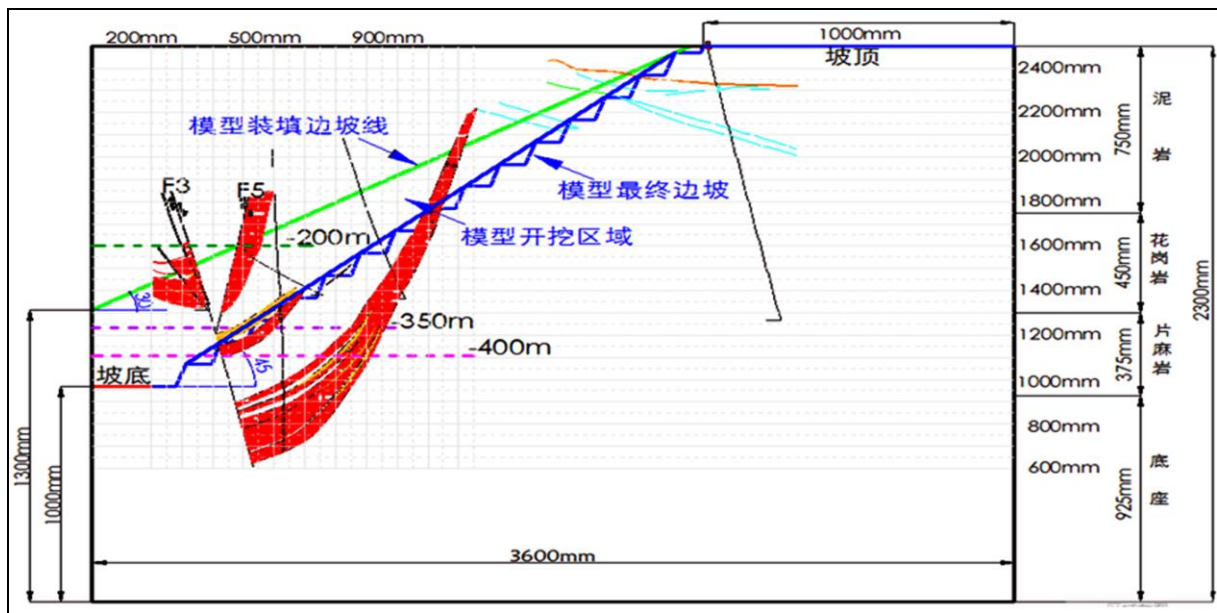
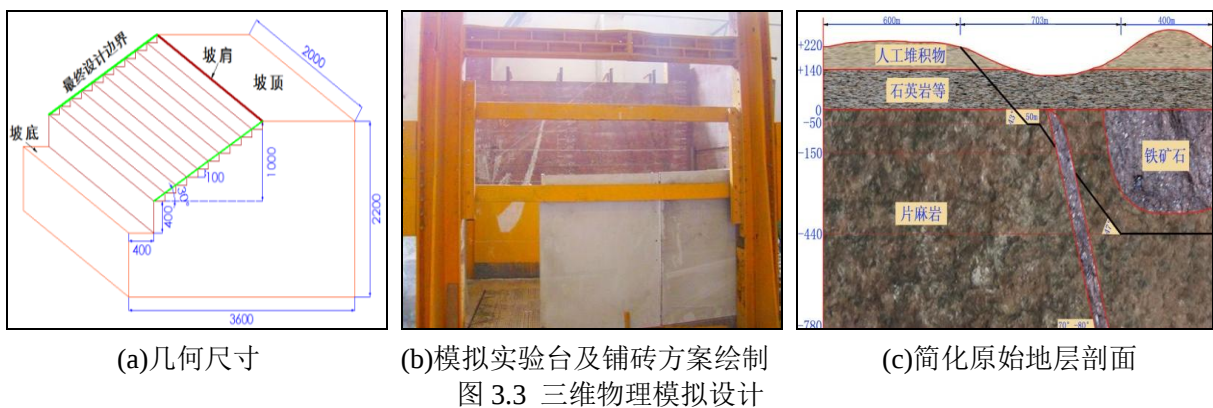


图 3.2 铺装模拟理论设计剖面图

整个模型从下至上主要由 4 个部分组成,最下部为模拟模型的底座部分,垂直高度为 1.000m。实际地层中,组成边坡的岩体为沉积式变质岩组,主要包括矿体、片麻岩、花岗岩、砾岩、泥岩和堆积物等,而在模拟实验过程中需要对模型边坡的组成进行简化,主要模拟 4 种岩性,即矿体、片麻岩、花岗岩及泥岩;矿体部分主要为 Ars^{2-6} 与 Ars^{2-5} ,在实际铺装时矿体分为 4 个组成部分铺装。其中, F_3 、 F_5 断层恰好将 Ars^{2-5} 矿体划分为 3 个部分,因而矿体的铺装是整个模拟模型铺装难度的最大处。为了将矿体与周围岩体

进行区分,同样需使用云母片进行处理。此外,其它待模拟的3种变质岩体,包括片麻岩、花岗岩及泥岩其垂直厚度相应地设计为0.380、0.450与0.750m,考虑到实际地层的沉积性特点,在铺装时仍采用分层铺装,每次分层厚度为0.010m,每层均铺撒云母片。考虑到模型的整体稳定性,底座所采用的铺装材料为复合性高强度材料,将适当地提高底座模拟材料的力学强度,保证模型实验的顺利开展。

简化后的高陡边坡模型形状及几何尺寸如图3.3(a)所示,对三维物理相似模拟实验台(图3.3(b))进行清扫后,首先在实验台正、背面依据各关键点坐标绘制坐标系及实验实际铺装的设计的理论剖面图(图3.3(c)),画出各岩类的分界线及断层的具体位置。坡底垂直高度和宽度为1.00m和0.40m,坡顶宽度为1.00m,模型的最终设计边界线角度30°;待模型稳定后,模拟开采(挖)模型开采(挖)过程,将分多次对边坡边坡角进行加陡开采(挖),边坡角最终增至47°。边坡在加陡的过程将分台阶向矿体推进,模拟台阶共计10个,每阶垂直高度为0.10m,共计1.00m。其中坡体铺装尺寸(长×宽×高)为1.00×2.00×1.80m。为了便于拆卸和装配,各部分用螺栓连接。根据设计安装好各部分的钢板后,即可开始铺装模型体。



按模拟材料配比结果及铺装设计要求,整个边坡模型的铺装过程共计10天。以铁粉、石膏、大白粉、河砂及水作为模型铺装的基本组成介质材料,采用人工铺装,每次厚度为0.01m(表3.1);考虑到石膏遇水后的凝结速度过快,因而添加适量缓凝剂于水中,模型铺装为一次成型。除边坡模型顶部为无约束面,对模型其他各面进行封挡,施加边界固定约束,同时为了方便对实验现象进行拍照,实验架正面采用透明有机玻璃板进行封挡并与坡体上预留钻孔用于声发射及光学钻孔监测使用。由于模型体积大,晾晒时间为3个月;模型晾干后将拆卸实验台侧面槽钢,方便后续进行开采(挖)实验及综合监测。

表 3.1 实验台三维物理模型材料装填配比及分层厚度表

重量 岩性	河砂(Kg)	铁粉(Kg)	石膏(Kg)	大白粉(Kg)	水(Kg)	备注
花岗岩	100.80	-	7.20	7.20	14.40	单次铺装量为 1.0cm; 材料密度为 $1.5\text{--}1.7\text{g}\cdot\text{cm}^{-3}$
片麻岩	110.00	-	6.60	6.60	14.40	
泥岩	104.00	-	5.60	5.60	14.40	
矿体	-	105.00	5.10	5.10	14.40	

3.3 模拟实验主要仪器及设备

边坡模型内、外部的物理力学数据信息准确采集是能否达到实验要求是本次实验关键所在。本实验模型的几何相似比为 1:400，这在结构模型中模型尺寸较小。实际岩体工程中使用的各种位移量测仪器的传感器，因其体积过大，很难适用于物理相似模拟实验，这样就必须选择特殊的测量仪器。该实验提出采用立体地面测量技术对模型表面位移变形进行测量，并辅助于 PENTAXR-322NX 光学全站仪对测量数据进行校正；采用智能声发射监测仪对坡体周围围岩屈服松动断裂过程进行监测；采用光学钻孔摄像仪对岩体内部破坏形态与岩体内部围岩变形趋势进行分析；采地质雷达对采场开采(挖)前后的地质异常区域及岩体损伤进行分析，实现“声-光-电-地”多元监测指标的有效结合，对模型边坡岩体的失稳破坏进行全方位的综合监测。

3.3.1 地质雷达

探地雷达技术(Ground Penetration Radar, GPR)是一种用于确定地下介质分布的广谱(1MHz-1GHz)电磁技术，由一体化主机、发射部分、接收部分及配套软件等组成，以电磁波的传播规律为基础，以分析电磁场分布及在围岩结构中传播规律为理论依据，通过发射天线(Tx)以 60-90°的波束角向围岩发射高频电磁脉冲波，电磁脉冲波在传播途中遇到岩体中的电性分界面时由于界面两侧介电常数的差异而产生反射及折射现象，介质的导电特性影响电磁波的传播与反射然而岩石介质中的裂隙、节理、破碎等结构会引起其本身导电特性的改变。反射的电磁波被设置在某一固定位置的接收天线(Rx)接收，同时将接收到的信号经过转换处理为电信号传到主机，再经滤波、增益恢复等一系列处理后形成雷达探测图像，通过对记录结果的分析，可以探查急倾斜煤层巷道围岩的结构特征及空间分布等特征。

电磁波在介质传播过程中，其路径、电磁波强度与波形特征将随所通过介质的介电常数与几何形态的变化而变化。因此，根据反射所形成的电磁波图像剖面的旅行时间(亦称双程走时)、振幅与频率及同相轴(同一连续界面的反射信号)形态，可以推断介质的形状、大小及埋藏深度等特征参数，当发射和接收天线沿介质表面逐点同步移动时，就能得到其内部介质的剖面图像。如图 3.4 所示，通过记录电磁波回波信号的振幅频率和衰减等特性，进而分析推断巷道围岩结构体的特征。探地雷达发射的电磁波段常为 10^7 以上的数量级，雷达可对发射、接收电磁波的频率进行控制，具有信噪比高、干扰低的特点。其发射的电磁波段常为 10^7 以上数量级，在地层介质中雷达波长一般为 0.1-2.0m，因此探地雷达在探测浅部地层介质时具有比地震波更高的分辨率，且具有经济、高效、无损等优点。公式(3.1-3.4)从数学角度描述了探地雷达探测过程中电磁场相互作用关系，同时包含了物质的属性参数。

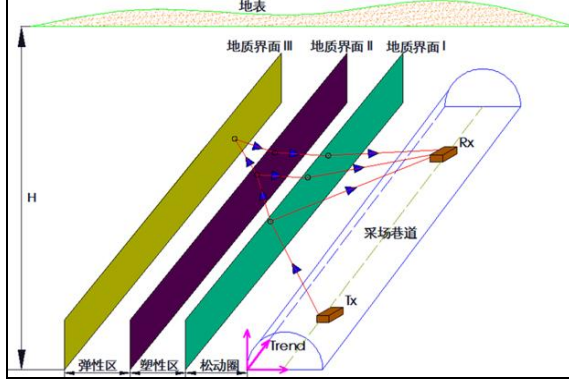
$$\nabla \times E = -\frac{\partial B}{\partial t} \quad (3.1)$$

$$\nabla \times H = J + \frac{\partial D}{\partial t} \quad (3.2)$$

$$\nabla \times D = q \quad (3.3)$$

$$\nabla \times B = 0 \quad (3.4)$$

式中, E 为电场强度矢量, V/m ; q 为电荷密度, C/m^3 ; B 为磁感应强度, T ; J 为电流密度, A/m^2 ; D 为电位移矢量, C/m^2 ; t 为时间, s ; H 为磁场强度, A/m 。



(a)测试原理



(b)实验所使用的天线

图 3.4 地质雷达测试

本构关系是用来描述岩体受外部电磁场影响的关系函数, 本构关系提供令人岩体自身内部电子、原子、与分子在外部电磁场作用下的整体宏观特性, 如公式(3.5-3.7)所示。

$$J = \dot{\sigma} E \quad (3.5)$$

$$D = \dot{\varepsilon} E \quad (3.6)$$

$$B = \dot{\mu} H \quad (3.7)$$

式中, $\dot{\sigma}$ 、 $\dot{\varepsilon}$ 及 $\dot{\mu}$ 是具有张量属性的, 同时也可能是非线性。 $\dot{\sigma}$ 为电导率是描述岩体在外加电场作用下自由电荷运动产生电流的属性参数; $\dot{\varepsilon}$ 为介电常数描述了岩体内部束缚电荷在外加电场作用下的属性参数, 电荷的束缚导致了岩体内部能量的存储; $\dot{\mu}$ 为磁导率描述了岩石材料对外加磁场固有的原子和分子磁化属性参数; 对于岩体介质而言, 磁化作用也会导致岩体内部能量的存储。

当岩体介质中的电荷充电具有有限响应时间时, 其对外部慢速的变化体现出似稳特征, 而对外部快速的场变化体现出自由运动特征。严格意义上讲, 可将公式(3.5-3.7)统一写为公式(3.8)。

$$J(t) = \int_0^{\infty} \dot{\sigma}(\beta) \cdot E(t - \beta) d\beta \quad (3.8)$$

当岩体介质材料的物理属性呈现出色散态时, 必须采用如公式(3.8)的本构方程。依据能量损耗和能量存储的相对强度大小, 波场呈现出凋落和波动特性。消去电场或磁场分量, 重新改写公式(3.1-3.4), 电磁场的波动特性变得明显。重新写为公式(3.9)。

$$\nabla \times \nabla \times E + \mu \sigma \cdot \frac{\partial E}{\partial t} + \mu \varepsilon \cdot \frac{\partial^2 E}{\partial t^2} = 0 \quad (3.9)$$

3.3.2 光学钻孔摄像仪

光学钻孔摄像仪用于对任意方向坡体内部岩体松动及裂隙窥视、水文探孔、瓦斯抽放孔孔内情况探查、出水孔、洞检测、孔壁内岩性辨识、钻孔图片、摄像记录、锚杆孔质量检查和裂隙观察等。采用高清晰度探头及彩色显示设备，最小可分辨 0.001m 的裂隙，且可与计算机直接连接储存所采集的视频与图像。如图 3.5 所示，工作前将镜头对焦后，将窥视镜伸入被测钻孔内部，探杆刻度可以计量钻孔深度，确定具体位置；此外，钻孔裂隙圆周方位角指示仪能够记录所见裂隙在钻孔横截面圆周所处的方位角度来判断裂隙的扩展方向及裂隙间的关联情况。图像将通过 PAL-4.43 彩色制式 LCD 实时显示，采集完成后利用超微型彩色窥视镜截图技术导出数据信息。

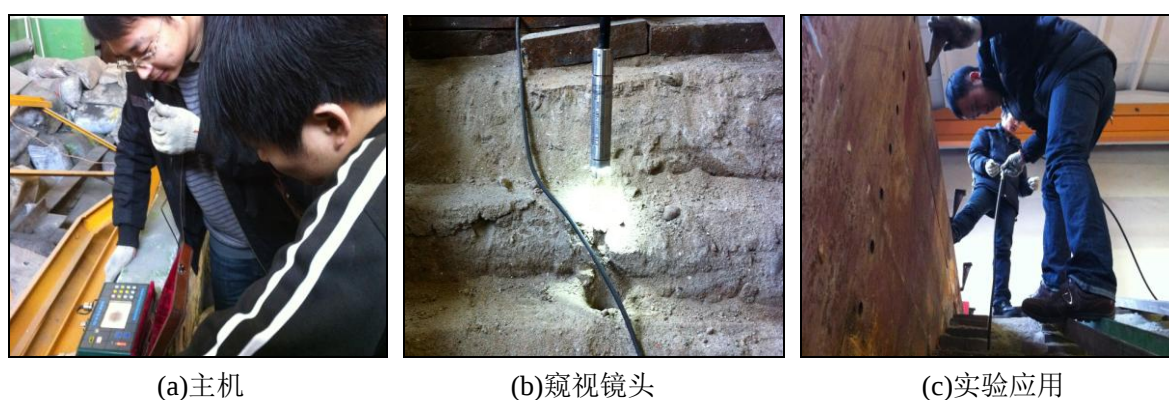


图 3.5 光学钻孔窥视仪

3.3.3 声发射监测仪

材料局部聚集能量产生瞬态弹性波的现象称为声发射(Acoustic Emission, AE)，声发射是一种常见的物理现象，大多数材料变形和断裂时有声发射发生。目前声发射技术能够监测到的声源极其广泛：材料的塑性变形，即位错运动和孪生变形；裂纹的形成和扩展；岩石基复合材料的钢纤维断裂、基体开裂、界面分离；摩擦；坚硬岩石的断裂失稳等。实际上，被检测声发射信号的频带很宽，从几十赫兹到 2 兆赫兹，幅度均较低，所以必须利用灵敏的电子仪器进行检测。从声源发出的弹性波在材料中传播，被置于物体表面的传感器接收，传感器将接收到的波形转换成电信号，再经信号放大器处理放大后，经滤波器去除背景噪声等无效信号成分，对有效信号再次放大后经计算机处理形成各种声发射信号参数。

声发射信号来自活动性缺陷，提供缺陷在各种载荷条件下的不稳定性信息，声发射技术是一种检测缺陷动态变化和细观损伤萌生和发展的手段：(1)声发射技术可以进行连续检测，得到声源随载荷、温度或时间的变化规律，是分析材料、结构破坏过程的重要参量；(2)可以对大型结构进行整体检测、疲劳裂缝以及结构的不连续检测；(3)可以对人们无法接近或其它无损检测方法不能使用的结构进行检测，这一无法替代的特点和优势使得声发射细观技术在研究金属材料、复合材料、岩石、混凝土等固体材料破坏过程和损伤机理问题方面得到了广泛的应用。

声发射信号来自活动性缺陷,提供缺陷在各种载荷条件下的不稳定性信息,声发射技术是一种监测缺陷动态变化和细观损伤萌生和发展的手段。首先,声发射技术可以进行连续监测,得到声源随载荷、温度或时间的变化规律,是分析材料、结构破坏过程的重要参量;其次,可以对大型结构进行整体检测、疲劳裂缝以及结构的不连续监测;再次,可以对人们无法接近或其它无损检测方法不能使用的结构进行监测,这一无法替代的特点和优势使得声发射细观技术在研究金属材料、复合材料、岩石、混凝土等固体材料破坏过程和损伤机理问题方面得到了广泛的应用。

岩石破裂及失稳的声发射监测就是利用先进仪器接受从岩石介质内部释放的弹性波,通过分析来确定破裂源头特征及判断其动力学失稳倾向性的技术。

任何灾害危险性的增加都有相应的外在表现,而且在灾害临近时信息的种类、强度急剧增加。为全面反映岩石的声发射特性,必须选取适当的参数。声发射信号特征参数有总事件、大事件、能率、频率、波形以及多通道信号间的时差等。

坡体模型中,岩体的变形破坏必将产生相应地声发射信号,准确收集声发射信号信息,定量化对声发射源进行定位,研究以露天矿床开采(挖)过程中的三维地应力场作用下高陡边坡开挖与岩体流变过程中的失稳机理。

3.3.4 数字化近景摄影测量

用百分表等有接触式量测位移的方法测点有限,难以监测到边坡模型表面位移与变形破坏。数码像机数字化近景摄影测量是一种非接触式量测,具有无损模型、光路简单、可测较大开采(挖)范围的全场位移、摄影像片记录的信息可永久保存、随时提取、设备简单、操作方便、对环境条件要求低、自动化程度较高、精度较高等优点。

数码像机能直接提供内方位元素。摄影时毋需底片,不存在软片压平误差。它以数字方式存储影像,可通过计算机直接从像机上下载像片,在计算机上进行位移数据处理,可用于自动摄影变形监测系统。实验使用 SONY DSC-H50 数码像机,其像素面阵为 1280×1024 。根据位移变化大致情况及矿体、边坡围岩岩类、断层构造的分布情况,在模型坡面上布置测量标志点。为了减少近景摄影测量误差,实验时在被测表面上布置了横向与纵向控制水平线 2 条,每 5.0cm 布置一个测点。此外,为了降低摄影测量的误差,辅助于 PENTAXR-322NX 光学全站仪对测量数据进行校正。

3.4 模型综合监测及开挖设计

矿山高陡边坡物理相似模型开采(挖)时不仅要对其表面关键点的变形和位移进行实时跟踪,同时需对内部破坏倾向情况进行描述,借助多种数字化监测设备与立体地面摄影技术,最终建立高陡边坡稳定性综合评价体系,分析高陡边坡的坡体动态演化机制,综合监测主要包括两个方面:

(1)借助数字化的声发射(AE)监测,光学钻孔摄像仪及地质雷达,准确地分析坡体岩体动态失稳变形破坏过程,其中所采用的声发射与光学钻孔摄像仪将对矿体开挖过程中的损伤与破坏指标加以定量化描述,通过地质雷达全面扫描对比分析开采(挖)前后模型的边坡变化,定位开采(挖)过程导致的坡体内部异常区域,同时用于钻孔位置的确定并

进一步地借助光学摄像明确异常的原因；边坡的开采(挖)将分阶段进行，在每阶段开挖过程对坡体开展实时监测所获得动态信息将被用于判定坡体失稳机制。

(2)边坡的位移运动监测范围主要包括坡面与坡体内部。监测模型表面位移运动变形将采用数字化立体地面摄影测量技术：首先，确定三维笛卡尔坐标系、获取各主要控制点坐标信息，并绘制三维物理模型的地势图与运动趋势图，精确地反映表面点的变化特征；为了得到对边坡模型的坡体内部岩体的运动趋势，在各开采(挖)阶段，边坡各台阶均预留垂直钻孔，测定内部岩体的运动趋势、明确变形破坏情况，监测、预报预测岩体失稳，指导安全高效开采(挖)。通过对多种监测手段的综合运用，保障物理模型建立的准确性与监测的可靠性。监测设备及测点布置如图 3.6 所示。

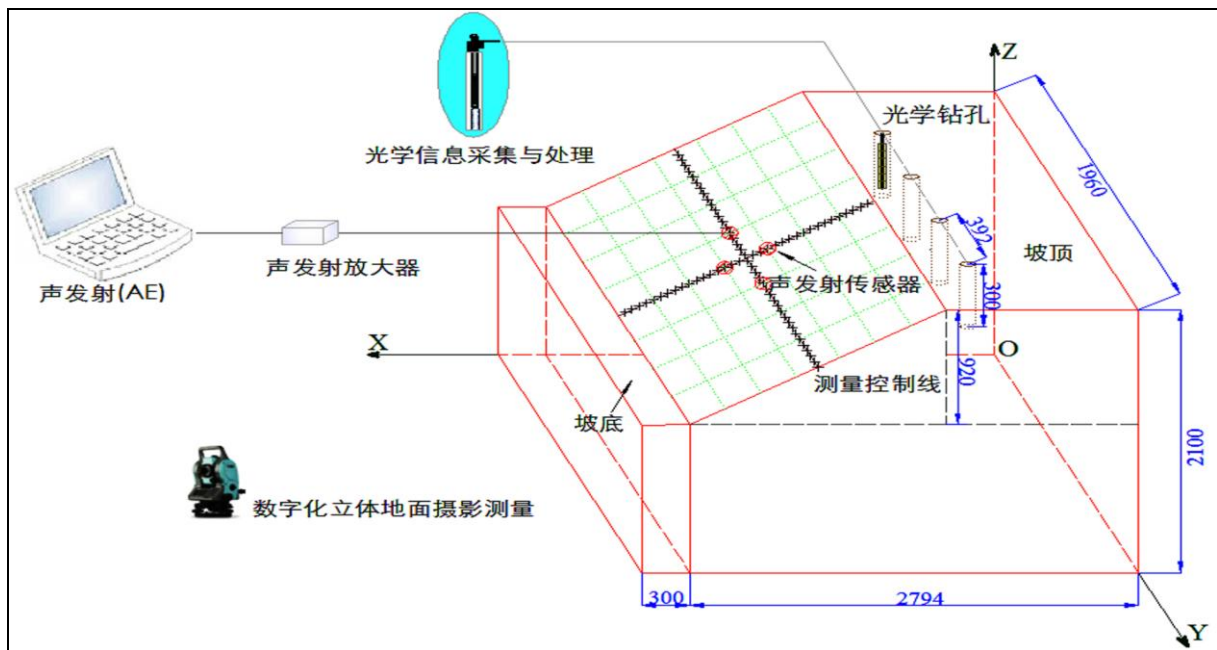


图 3.6 监测设备及测点布置

模型构建并晾晒完成后，将对模型开始剥离开采，至模型实验的最终设计边界线位置，此后将进行在外载荷作用下的模型加陡开采(挖)过程。模型在达到最终设计边界后，坡面将做出 10 个台阶，其几何尺寸(长×宽×高)为 $0.1 \times 2.0 \times 0.1\text{m}$ ，模拟实际开采的采场情况。模型在外载荷加载条件下破坏过程存在显著的时间效应，即流变失稳破坏，因而在模型剥离至最终设计边界线($t=0\text{h}$ ，边坡角为 30°)10 天后开始加陡开采(挖)模拟并持续性监测，整个边坡加陡变形破坏过程将分为 6 个阶段(边坡角分别为 33° 、 36° 、 39° 、 42° 、 45° 及 47°)进行模拟，各阶段的边坡加陡度数均为 3° 且相近两次加陡模拟时间间隔根据相似模拟基本原理计算可得每个阶段模拟时间为 120 小时；每次实验过程需准确记录室内的温度与湿度信息条件，每次加陡实验基本步骤如下：

(1)首先对开挖前的边坡坡面模型进行立体地面摄影测量，并对模型中边坡达到最终设计境界稳定后的地势图像信息进行量化描述，初步预测分析各区域破坏出现的可能性，并基本确定后期监测时的重点位置；而后续实验同样需在开采(挖)的全过程分段对坡面模型进行测量；

(2)利用精密地质雷达扫描模型、分析,初步确定模型的异常区域,将对光学钻孔的钻孔位置布置起到指导意义;同时边坡模型的各台阶均开凿常规监测钻孔,常规钻孔的基本几何尺寸(Φ 直径 $\times$ 深度)为 $\Phi 30 \times 500\text{mm}$ 并按一定顺序地编号标号(见图 3.7(a)所示),每次加陡实验每阶台阶均留设 3 个钻孔,其中常规钻孔的编号为 1-1 到 9-1,1-3 到 9-3,及 1-2、2-2、8-2 与 9-2,常规钻孔为图上红色钻孔,两侧与中间钻孔的中心位置到模型侧壁垂直距离分别为 200 与 1000mm,均可用于对边坡内部岩体运移偏斜趋势进行判定。此外,开采(挖)前后对各常规钻孔进行光学窥视,得出钻孔内部图像,可用于对比分析;

(3)为了准确明确地质雷达的扫描异常区域的原因,钻凿特殊钻孔并标号,其基本几何尺寸(Φ 直径 $\times$ 深度)为 $\Phi 30 \times 1200\text{mm}$;特殊钻孔为图上绿色钻孔,每次加陡实验均只留设 3 个特殊钻孔,其编号为 3-2, 5-2 及 7-2;

(4)模型中部需开钻 4 个声发射钻孔,用于布设声发射传感器并采用凡士林封填钻孔,见图 3.7(a)所示为粉红色钻孔,钻孔按顺时针编号为 AE-1、AE-2、AE-3 与 AE-4,其基本几何尺寸(Φ 直径 $\times$ 深度)为 $\Phi 30 \times 200\text{mm}$,对模型在开挖前后及整个过程的自身缺陷活动的声信号进行采集、预测预报并对损伤点精确定位;

(5)按照实验设计要求进行开采(挖)实验,每次开挖对应一个加陡阶段,如图 3.7(b)所示,采用摄影测量边坡各关键区域的位移与变形破坏,尤其在开挖后半小时内(回弹阶段)精确监测,此后将按照实验设计要求分时段测量坡面的变化情况,并在开挖前与之后两小时对各常规钻孔进行光学窥视,得出内部变化岩体变形破坏的趋势,分析开采扰动下岩体破坏变形的动态图像信息且重点观察钻孔内壁的裂隙变化情况,声发射信号采集为实时信号采集,但重点将关注开采后一段时间范围。

各阶段中声发射仪与立体摄影测量将实现对边坡模型的实时性监测,光学钻孔窥视与地质雷达将实现同阶开采前后对比性监测。对各类信息数据进行综合分析,最终判定高陡边坡动态变形破坏演化机制,建立稳定性分析体系。

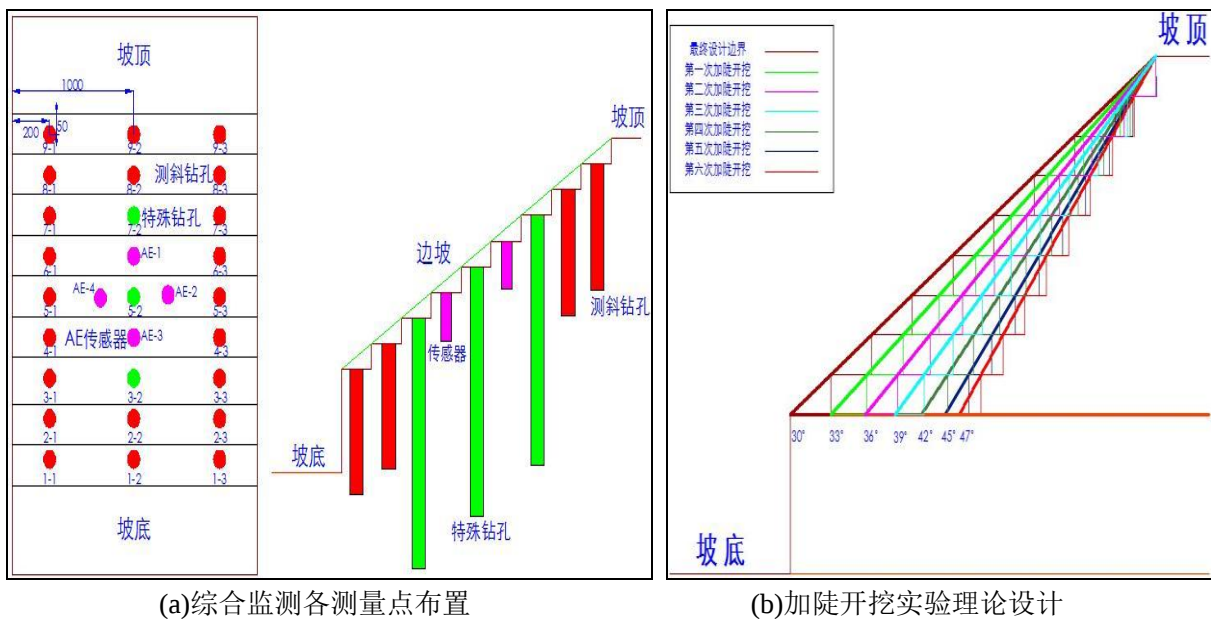


图 3.7 三维模型开挖设计

3.5 本章小结

(1)充分考虑相似条件，依据实验目的及模拟材料配比结果，初步设计立体物理模拟实验方案。模型尺寸为 $3.60 \times 2.00 \times 2.30\text{m}$ ，坡体铺装尺寸为 $1.00 \times 2.00 \times 1.80\text{m}$ ；边坡加陡变形破坏过程将分为 6 个阶段，边坡角分别为 33、36、39、42、45 及 47°进行模拟；

(3)确定模型实验监测方案：采用立体摄影测量技术对模型表面位移进行实时监测。选用地质雷达、光学钻孔摄像仪及声发射监测仪对应力扰动下岩体损伤、变形及断裂过程进行实时监测。

4 三维物理相似模拟实验过程

4.1 “关键区域”岩体破坏的可监测性

依据相关研究表明由于高陡边坡破体岩体运动规律特殊性,导致岩体变形破坏具有显著地变异性。必须加强监测,保障露天矿边坡稳定性及安全高效开采(挖)过程。因此要想构建科学、合理的防止边坡岩体失稳的“设计-诊断-监测-识别-对策”体系,必须从以下3个方面考虑:

(1)首先从源头就建立最大限度防止动力灾害的思想,即从设计上就进行分析评价,以期实现防灾减灾。通过对破坏过程的监测分析,而不是仅仅追求某一临界值,获得对灾变危险性的准确判断。建立灾害预计评价体系,主要是针对开采(挖)过程汇总可能发生的灾害。主要包括3方面:开采(挖)区域的岩体蠕变破坏;开采(挖)区域内的崩落滑动;开采(挖)区域整体性滑动破坏。

(2)灾害可监测性分析基于对可能发生的大范围崩落、滑动破坏发生过程的研究和认识,即一定开采方法下的致灾路径分析,其关键是对致灾路径分析必须从中找出灾害发生发展过程的可监测性。

(3)监测信息通过动态反馈,识别是否具有灾变发生的可能性,从而采取对策。对策主要包括两方面:1.当具有发生灾变的危险性时,采取可行的对策,消除发生灾变的危险性;2.当危险性在现有的状况下难以消除,发生灾变时采取的避灾措施。正常情况下,当反馈的信息表明具有发生灾变的危险性时,应该迅速及时采取对策消除危险性。

开采(挖)过程中,在高应变率载荷作用下岩体材料介质的变形高度集中于很窄条带内即所谓的剪切带或剪切变形局部化带,也可称之为突发性剪切带。理论上,根据连续介质力学的基本假设,采用经验准则和稳定性分析等方法,对岩体材料塑性失稳的力学条件、本构模型及数值模拟等方面进行了深入和系统研究,深化对变形局部化本质认识。

进行理论处理时由于对起关键作用的微细观结构对宏观变形局部化的控制和影响的重视及研究不够,很难对其机制进行深入和有效分析。主要原因在于对局部化过程中的动态力学响应参数及其与之对应的微结构演化缺少实时观测和记录的方法和手段,因此难于将二者,即宏观与微观有机地结合起来进行分析。

在材料与结构方面主要结合实际应用背景研究局部化剪切形成的力学条件、演化规律和微结构特征以及开采和材料参数对其形成和发展的影响,进而为预测、预防甚至控制变形局部化的发生与发展,为边坡优化设计与选择、改善支护构件的服役寿命提供实验依据和理论支持。主要涉及到以下5个方面:

- (1)剪切变形局部化的形成与微结构演化过程;
- (2)剪切局部化带产生的力学条件;
- (3)关于剪切带内微结构演化;
- (4)宏观上的剪切带是如何通过微观剪切发展演化的;
- (5)剪切带与破体岩体介质损伤断裂的关系等。

首先动载下材料力学行为比起静态时要复杂的多,它涉及到应变、应变率、惯性甚至伴生“声-光-电”等次生效应。其次,从微观结构出发,剪切局部化形成过程十分短暂,这无疑为局部化过程中力学响应的实时测试及其与对应的微结构演化的观察带来较大困难。总之,动态变形涉及到力学、材料、化学、甚至物理学等多学科的交叉理论和实验,需从宏观到微观层次上的结合进行研究与分析。

在单轴压缩条件下,变形具有明显的局部化特征。岩样变形局部化是一个逐渐演化的过程,并且变形局部化带具有一定厚度的。一个宏观均匀的岩样,受到均匀的压缩载荷作用时,在加载初期,岩样各处的变形场基本上是均匀的,而在接近和超过峰值强度后,变形局部化完全显现出来,变形强烈集中在某个区域上,变成非均匀的变形场。

由于岩石材料的非均质性,加载前岩石试样内部原始损伤就已经客观存在,加载是实现岩样从原始微裂缝的随机空间分布到出现变形局部化,直到贯穿断裂(有序)的过程。因此,应变局部化是加载过程岩样内部变形自组织的结果,是客观存在的。

对于具有这类变形破坏特征的岩样,潜在的变形局部化不会因加载与否而改变,加载过程只是变形局部化的显现,而相应的应力-应变曲线则是反映岩样变形局部显现过程的力学行为,即岩样的力学行为受控于变形局部化带的力学特征。另外,岩体上的应力可概括为“静态”和“动态”两种形式,二者是相互影响,相互作用,相互转化。

剪切带的形成与演化一直是理论与实验研究的重要课题。然而,由于缺少实验和理论的直接比较,限制了局部化塑性剪切的深入分析。

基于声发射测试表明:如果忽略加载过程中岩样内部声发射、端部摩擦等消耗的能量,外力功全部转化为岩样的应变能。假设当应变局部化带进入弹塑性阶段达到应力峰值时,非应变局部化区段是线弹性的。

根据能量守恒原理,系统的局部性态可以通过系统势能增量描述:系统的准静态变化时,岩样应变局部化带应变能增量 dU_1 ,各弹性区段应变能增量 dU_2 和外力功增量 dW 满足如下能量增量平衡方程(式 5.1)。

$$dU_1 + dU_2 - dW = 0 \quad (5.1)$$

岩样单轴压缩应变局部化主要表现在局部轴向压缩或局部剪切滑移,岩石力学实验也将揭示了沿样应变局部化带的轴向不均匀性。

(4) 剪切带形成条件(判据)

剪切局部化形成的判据是理论研究与工程预测的热点。一般认为,剪切变形局部化是塑性失稳的结果。它与材料的应变硬化,应变率硬化和热软化密切相关。假定材料的流动应力(τ)是应变、应变速率和温度的函数,即公式(5.2)。

$$\tau = \tau(\gamma, \dot{\gamma}, \theta) \quad (5.2)$$

认为剪切局部化的形成是热软化超过应变硬化和应变率硬化引发材料塑性失稳的结果,而塑性失稳发生在: $d\tau < 0$, 即公式(5.3)。

$$d\tau = \left(\frac{\partial \tau}{\partial \gamma} \right)_{\dot{\gamma}, \theta} d\gamma + \left(\frac{\partial \tau}{\partial \dot{\gamma}} \right)_{\gamma, \theta} d\dot{\gamma} \quad (5.3)$$

式中第1项和第2项分别为应变硬化和应变率硬化。实际上,实验监测得到的剪切带内的应变比材料的平均应变高几十甚至百倍以上,带内的应变速率比其形成所需要的平均应变速率高出几个量级。

因此,有理由推测,局部化变形过程中大部分塑性功将转变成热量,进一步导致材料软化。有理由推测,将应变和应变率同时作为剪切带形成的判据是合适的。应变和应变率是形成剪切带的两个主要因素。

形变诱导岩石材料微结构变化,进而改变岩石材料力学行为。例如岩石材料的应变硬化,加工硬化,或其它控制形变的机制,均可由位错的产生、运动及其交互作用予以很好解释。然而,在大应变,高应变速率载荷下诱发的剪切带内岩石材料的行为及其结构则更为复杂,剪切带一旦生成,带内的应变、应变率将随之升高。

岩石材料结构对剪切带形成的影响问题涉及到如何优化岩石材料设计来减缓甚至防止剪切带的形成倾向性,进而为岩石材料的安全运行提供试验依据。尤其是动态载荷下的剪切变形局部化是塑性不稳定的一种极端情况。

局部化的萌生是一个临界事件,它可能由外部几何因素包括应力和应变集中,或材料内部的结构等因素诱发。剪切带的形成是材料发生变形损伤的一种重要方式,并为最后断裂提供了一个“快捷”通道。

因此,可将宏观上的材料动态瞬态力学参量(应力-应变)的实时测试与对应的微结构观察结合起来,从而可对剪切带萌生、发展和演化过程予以跟踪记录和研究;研究表明,变形局部化包括非均匀剪切(局部化产生与发展)与稳态剪切(剪切带形成)两个过程;试样承载能力的骤然下降的控制因素是剪切带内的裂纹萌生与连结,而剪切带内超高应变率变形加速了裂纹与连结的过程。

实验结果表明剪切带的形成对应于临界应变和应变率的组合;宏观上的剪切带是通过位错单滑移和交滑移等微观上的剪切发展而形成的。

动态变形局部化过程,形变带首先形成,突发性剪切带是在形变带基础上进一步变形发展的结果。

灾害是较大范围岩体破坏活动,虽然它会有一系列破坏的预兆,如岩体断裂声响等。但是对灾变反映明显的区域,应该集中于某个“敏感”区域。只有在这个区域实施监测,才能实现准确预测预报。

“适用、有效与可靠”是当前我国安全高效监测必须坚持的原则之一,否则会与愿望相反,流于形式。只有真正存在着反映破坏活动的敏感区域,才可能集中布置监测仪表,实现有效预报。

4.2 实验内容及步骤

采用三维物理模拟实验对水厂铁矿北山采区采场边坡稳定性进行研究,该方法能够很好地模拟受到开采(挖)影响下的边坡岩体的变形破坏过程中力学行为,可以较真实较全面地认识边坡围岩的复杂力学与运动规律,从而科学地确定边坡失稳机制,从而解决实际生产中的问题。

采用三维物理模拟实验方法,在全面考虑地质因素前提下,充分发挥现有技术水平

与监测手段,确定合理的相似材料配比,设计加载系统和测试系统等,从而为研究实际处在三维状态下的边坡稳定性问题寻求更加符合的实验方法。

实验的内容和步骤如下:

(1)按照设计方案铺装实验模型,根据测试设计布置测试仪器(地质雷达天线、声发射装置及传感器、光学钻孔摄像系统及测量观测设备);

(2)利用边坡模型上方所架设的槽钢,对铺装后的模型岩体进行剥离至最大设计边界线位置并对此时的边坡进行首次摄影测量,作为后期测量的基础;

(3)边坡后期开采(挖)采用分阶段开挖方式进行,共 6 次,监测不同开采(挖)时段下边坡围岩损伤与变形破坏特征;

(4)在边坡台阶上使用铁砖(自重为 5kg)模拟矿车行驶,监测此状态下围岩损伤与变形破坏特征;

(5)通过对声发射、光学钻孔摄像、地质雷达及破体内外部岩体变形测量等各个物理与力学测试系统结果的对比,分析边坡围岩应力分布特征、巷道围岩损伤变形破坏特征与演化特征。按照设计铺装相似材料模型,在模型的铺装过程中按照设计模型几何尺寸铺设测试仪器、边坡模型及地质结构面等。铺装完成后的模型如图 4.1 所示。



图 4.1 铺装完成后的实验模型全景

4.3 实验现象分析

模型铺装完毕待自然风干,于 2011 年 12 月 16 日-2012 年 1 月 5 日进行模型开采(挖)模拟实验,实验过程主要分 3 部分:边坡剥离至最终设计边界,边坡台阶的形成并达到边坡角 30° ;以及对边坡的加陡开采(挖),其中实验前两部分均在 12 月 16 日之前完成,保证在边坡加陡时坡体模型处于稳定初始状态。6 次加陡开采(挖)时间如表 4.1 所示。

表 4.1 边坡 6 次开采(挖)基本情况

序列	加陡前边坡角($^\circ$)	加陡后边坡角($^\circ$)	监测持续时间(天)	边坡台阶数(个)
1	30	33	4	10
2	33	36	5	10
3	36	39	5	10
4	39	42		10
5	42	45	1	10
6	45	47		10

加陡前计算各台阶的推进量, 实际开采(挖)将按照计算量剥离边坡模型。进行第一次加陡, 模型边坡坡角将从 30° 增加至 33° ; 边坡分台阶开挖, 共设 9 级台阶, 各台阶高度为 0.100m, 宽度为 0.173m; 为了达到实验所需角度(33°), 将对各台阶向前推进, 经过计算(如表 4.2 所示), 总推进距离为 0.864m 后达到首次实验要求, 即边坡角增至 33° 。

实验开始前, 在边坡台阶上放置了铁砖模拟矿车运动。第一次加陡后, 边坡模型的坡肩位置首先出现局部破坏, 位于坡肩中部, 9-2 钻孔周围的岩体出现明显裂隙, 且随着时间推移, 裂隙继续扩张与贯通, 进而发生局部崩塌(图 4.2(a))。从 9-1 钻孔附近开始, 边坡岩体向下, 各台阶在本阶段监测过程中逐渐发生松动变形, 且坡肩位置岩体蠕动明显, 导致此范围内的台阶基本损坏(图 4.2(b)), 形成松动变形带, 并且坡体的进一步开采(挖)将使得变形破坏将进一步向下、向内部发展。

表 4.2 第一次加陡各台阶推进与尺寸理论计算值

台阶编号	向前推进距离	宽度	高度	备注
1	173			
2	154			
3	134			
4	115			
5	96	154	100	单位:mm
6	77			
7	58			
8	38			
9	19			

第二次加陡中边坡角增至 36° (如表 4.3 所示), 由于边坡角的进一步加大, 坡体变形破坏范围与破坏程度均较第一次加陡实验进一步加大, 第一次所形成的松动变形带, 在多重应力的扰动影响下, 裂隙已扩展到边坡的中部(图 4.3(a)所示), 5 号台阶处纵向裂隙将贯通且岩体已剥离, 岩体发生局部崩落; 松动变形带顶部岩体已松动流向下部台阶。在第二次加陡实验中, 坡肩的出现明显变形破坏的区域进一步增多, 如图 4.3(b), 坡肩出现新裂隙并扩张, 极易发生崩塌。

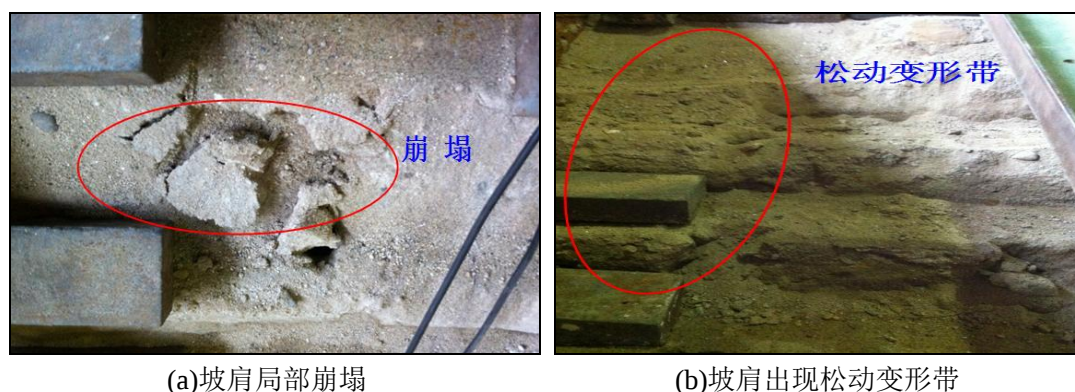


图 4.2 第一次加陡开采(挖)实验现象

相比较而言, 第二次加陡后的坡体所受扰动影响区域比第一次加陡更多且影响程度更严重, 但坡体整体仍较出于稳定状态, 尤其是在坡底附近明显裂隙极少, 矿脉附近岩

体出现了少量的裂隙，但均未贯通，整体破坏并未出现。

表 4.3 第二次加陡各台阶推进与尺寸理论计算值

台阶编号	向前推进距离	宽度	高度	备注
1	147	138	100	单位:mm
2	131			
3	114			
4	98			
5	82			
6	65			
7	49			
8	33			
9	16			



(a)松动变形带向下发展



(b)坡肩出现新崩塌区域

图 4.3 第二次加陡开采(挖)实验现象

第三次加陡中边坡角增至 39° (如表 4.4 所示), 松动变形带(如图 4.4(a)所示)影响范围已到达边坡坡底, 并且 2 号台阶的岩块由于内部某一点应力发生集中且向邻近的岩石传递荷载, 导致岩层的进一步破裂, 从而发生了岩块流动现象, 但岩石的流出量较小; 此外, 较大的边坡角导致岩层间在本身的重力作用下, 增加了层间的张拉应力, 使得坡面的岩体发生岩层曲折(如图 4.4(b)所示), 因而岩块极易沿坡向向下发生大范围的崩落。虽然在第三次加陡实验中, 出现整体性破坏的可能性继续增大, 但坡面仍处于稳定, 因而 39° 作为边坡角并非是坡体的极限边坡角, 可进一步增加边坡角度值。



(a)松动变形带至坡底



(b)岩层出现曲折

图 4.4 第三次加陡开采(挖)实验现象

表 4.4 第三次加陡各台阶推进与尺寸理论计算值

台阶编号	向前推进距离	宽度	高度	备注
1	127	123	100	单位:mm
2	113			
3	99			
4	84			
5	70			
6	56			
7	42			
8	28			
9	14			

从前期加陡实验现象可以清楚发现,坡面岩块的变形破坏的大致趋势为从边坡坡肩向下逐渐发展,且破坏形式从最初的局部小范围崩塌至出现大范围岩层流动与曲折,但影响边坡整体稳定性的破坏并未出现,在铺装时所铺设的主要地质结构面并未出现明显的滑动剪切破坏。但随着边坡角增大与时间的推移,坡体出现整体性破坏的可能愈来愈大,且坡底的张力带表现得愈加显著。

后期的加陡实验也分三次,边坡角分别为 42° 、 45° 及最终边坡角 47° 。第四次加陡的设计如表 4.5 所示。本次加陡实验中,应力扰动及应力集中所产生的岩块崩落区域明显增多(如图 4.5 所示)。最初形成的松动变形带已导致顶部台阶完全破坏。第五次加陡时,边坡坡面的变形破坏速度已经进入加速阶段,坡面与坡肩位置的张力达到最大,大范围的导通裂隙出现且开始出现局部的滑坡现象,滑坡形式以平面剪切滑动为主(图 4.6)。上部坡面已开始失稳,蠕动现象明显。坡肩与坡面的张力带形成,标志坡体岩块间的宏观裂隙的形成与向岩体内部发展,模型的地质弱面对应力场的改变将产生显著的响应,结构面将在边坡角的加大后,使得其周围岩块所承受的剪切力超过其结构面上的抗剪切强度。加陡至最终边坡角为 47° , 此时的模型坡底也将处于张力带的影响下而导致内部裂隙的向上扩展至坡面,同时,滑动面将深入坡体内部并延伸至坡趾以下(图 4.7(a)), 尤其是在结构面附近的岩体,极易出现整体性滑坡。如图 4.7(b)所示为边坡加陡至 47° 后的实验现象,坡地附近岩体沿地质结构面发生整体性滑动。



(a)崩落范围增加

(b)岩层出现横向裂隙

图 4.5 第四次加陡实验现象

表 4.5 第四次加陡各台阶推进与尺寸理论计算值

台阶编号	向前推进距离	宽度	高度	备注
1	146	123	100	单位:mm
2	130			
3	113			
4	97			
5	81			
6	65			
7	48			
8	32			
9	16			



(a)平面剪切滑动



(b)阶梯滑动



(c)旋转剪切滑动

图 4.6 第五次加陡开采(挖)实验现象

经过六次加陡开采后,在未采取任何加固措施条件下,边坡的主要变形破坏有以下 3 种:(1)沿坡面纵向从实验开始后,一直存在松动变形带且随着边坡角的不断增加,松动变形带的影响范围逐渐扩大,最终由坡肩扩展至坡底;(2)坡面大面积出现崩落与多处产生局部滑坡,但规模均不大,坡面岩体岩层曲折现象显著,可能会导致矿体开采(挖)过程产生动力显现;(3)在最后一次加陡后,由于坡肩与坡面张力带的向下扰动影响及本身铺砖的地质结构面的影响,使得坡底岩块出现整体性滑动破坏并波及至坡趾。因而,从实验过程的现象可以清楚得出对高陡边坡产生主要影响的原因。



(a)内部贯通裂隙



(b)坡底整体滑动

图 4.7 第六次加陡开采(挖)实验现象

4.4 本章小结

经过六次加陡开采后，边坡的主要变形破坏有以下 3 种：

(1)沿坡面纵向从实验开始后，一直存在松动变形带且随着边坡角的不断增加，松动变形带的影响范围逐渐扩大，最终由坡肩扩展至坡底；

(2)边坡角增至 39° 时，坡面大范围出现崩落，出现局部滑坡，但规模均不大，坡面岩体岩层曲折现象显著，可能会导致矿体开采(挖)过程产生动力显现；

(3)受到坡肩与坡面张力带的向下扰动影响及本身铺砖的地质结构面的影响，使得坡底岩块在边坡角增至 47° 时出现整体性滑动破坏。

5 模型实验综合监测及边坡优化方案

5.1 内部岩体变形光学分析

利用光学钻孔摄像系统对边坡开采(挖)过程中坡体内部岩层损伤与破坏特征定量化描述。进行 3 次钻孔窥视仪监测,即模型初始状态下第一次加陡实验前、边坡角增至 39° 后及模型达到最终边坡角后,按照监测设计留设各光学监测钻孔,如图 5.1 所示。

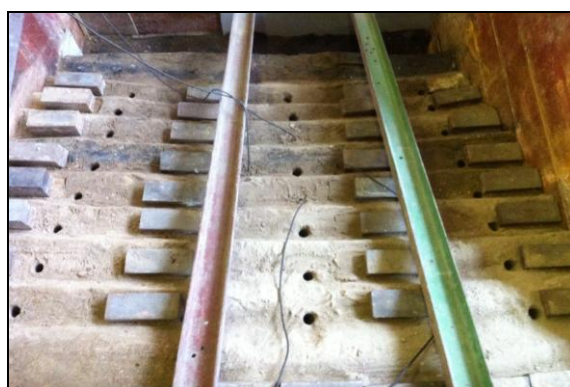
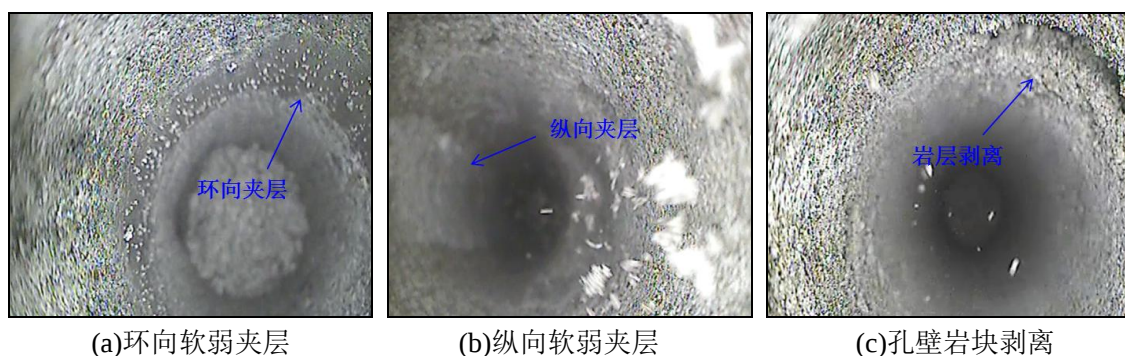


图 5.1 留设光学监测钻孔情况

模型铺装完毕,开挖至最终设计边界并经过长时间稳定后,模型在不受任何开采(挖)所产生应力扰动状态下,对所留设的 17 个光学监测钻孔进行初次光学钻孔测试,钻孔均较完整无明显的宏观裂隙产生,存在多处地质软弱夹层与底层分界面(图 5.2(a,b))将在后续加陡实验中对边坡内部岩体的稳定性产生直接影响。

此外,通过信息对比看出,位于坡面上部的钻孔的孔壁内部更加粗糙且存在多处局部岩块剥离现象,而下部孔壁此类情况较少,表明边坡内部岩体的变形破坏最初发生于坡顶而逐步向下发展,此现象与坡体表面的变形破坏现象规律基本一致,即坡肩内部与表面岩体在张力的作用下,当达到并超过岩体抗拉强度相应地出现岩体的剥离与崩落现象(图 5.2(c))。通过对模型进行初始光学钻孔测试,发现边坡内部岩体在边坡加陡前仍较完整,尤其是坡底附近岩体完整性好于边坡上部岩体;进一步研究加陡过程中的内部岩体变形破坏,选择在边坡角达到 39° 且边坡趋于稳定后进行第二次光学钻孔监测。



(a)环向软弱夹层

(b)纵向软弱夹层

(c)孔壁岩块剥离

图 5.2 加陡前光学钻孔监测

通过对第二次光学钻孔监测所获得图像信息的对比分析可得,随着模型的三次加陡开采(挖)后,所留设的钻孔周围岩体发生显著的变化,且破坏程度以坡肩附近最为严重,9-2 号钻孔孔壁以发生变形与孔壁岩块剥离(图 5.3),表明内部岩块间裂隙已互相扩张贯通,并且应力集中现象导致钻孔变形。

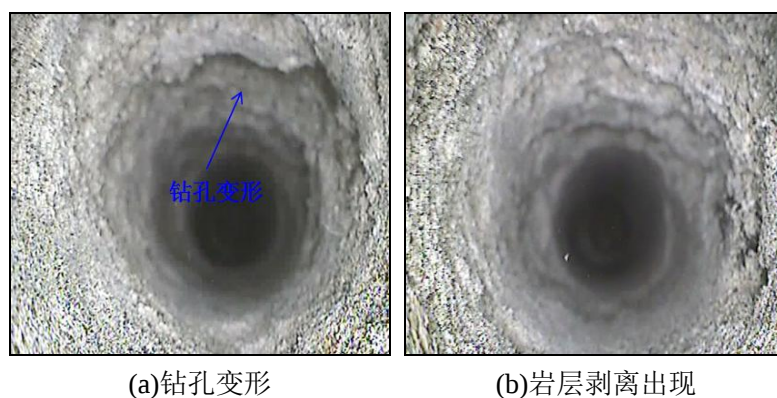


图 5.3 第二次光学钻孔监测

相比较第一次光学窥视信息结果,此次监测中边坡中部钻孔,例如 6-2 号钻孔虽未发生明显的整体性变形破坏但裂隙开始扩展,表明张力带的作用范围随着边坡角的不断增加同时增大,不断向边坡下部扩大,边坡中部岩体的损伤断裂程度愈大(图 5.4(a,b))。

此外,坡面在经历多次加陡后坡面中部岩块也出现了的整体性变形破坏,如岩层的曲折变形及岩层流动性破坏,说明模型表面与内部的变形破坏为较显著的同步特征,而大量的裂隙出现,若进一步扩展、贯通,则边坡将极易在边坡中部发生整体性断裂并在剪切力作用下产生滑动,不利于边坡稳定性。2-2 号钻孔恰好位于矿体与预留地质结构面周围,如图 5.4(c)所示钻孔整体比较完整,但宏观裂隙也开始出现。



图 5.4 第二次钻孔监测

模型的边坡角达到最终设计边坡角后,进行第三次光学钻孔监测。此时 9-2 号钻孔的损坏程度较上次监测并未更加严重,说明随着边坡角达到 39°后坡肩位置的变形破坏已到极点,边坡内部岩体变形破坏的重点区域已向下移动,图 5.5(a)中 9-2 号钻孔底部出现一組纵向裂隙,说明钻孔受力基本达到平衡状态,后续将在拉力作用下,岩块向各方向进一步移动。

而在边坡角从 39° 增加至 47° 的过程中 6-2 号钻孔孔径整体减小显著加大且环状裂隙发育,说明边坡中部正处于上下两部分的压实中(5.5(b)),因而在加陡实验后期模型中部基本上不会发生大范围的滑动破坏;张力带主要作用于坡底附近,通过对所获得 2-2 号钻孔内部围岩的图像信息进行分析发现,在拉力作用下孔壁内部裂隙丰富、应力集中现象存在,孔壁岩体剥离量与范围均增加(5.5(c))。



图 5.5 第三次光学钻孔监测

5.2 边坡表面位移特征

5.2.1 关键区测量及信息分析

对边坡模型的表面变形移动进行监测的手段非常丰富,常规手段采用全站仪及位移百分表等地质测绘方法。本次实验中模型表面的整体性位移监测采用了地面立体摄影测量技术,全站仪将用于对地面立体摄影测量所获取信息进行校核,同时对部分关键位置将利用位移百分表实时的测量其在各向的位移。

摄影测绘在地球科学中应用已比较普遍,早在上世纪 80 年代,便在水厂铁矿等采用地面立体摄影测量技术进行了边坡工程地质绘制,具有相片信息容量大,显示信息客观,野外工作量小,摄影资料能长期保存,可以及时进行动态测绘分析等优点,对于不易到达的目标或具有潜在危险的边坡,立体摄影测量更是一种有效的手段。本次实验中采用正直摄影方式,如图 5.6 所示。

本次模拟实验中,从相片中共测读了 1500 多个数据信息并借助 ArcGIS 空间分析软件,据此便可以详细地绘制不同边坡角条件下模型中边坡的运动趋势图,整体上对破体稳定性进行分析及评价。

ArcGIS 是开放的地理信息处理平台,具有强大的地理数据管理、编辑、显示和分析等功能,它主要由 ArcMap、ArcCatalog、ArcToolbox 和 ArcScene 等功能子系统组成。

根据需要对 ArcGIS 进行结构定制和功能扩展以及独立程序开发的高级应用,具有一个能为三维可视化三维分析以及表面生成提供高级分析功能扩展模块 3D Analyst,可以用它来创建动态三维模型,从而更好地实现数据的可视化和分析处理。

3D Analyst 扩展模块的核心是 Arc Scene 应用它可以更加高效地管理三维 GIS 数据、进行三维分析、创建三维要素及建立具有三维场景属性的图层,因而可以把边坡的二维

图形结构突出显示成三维结构。

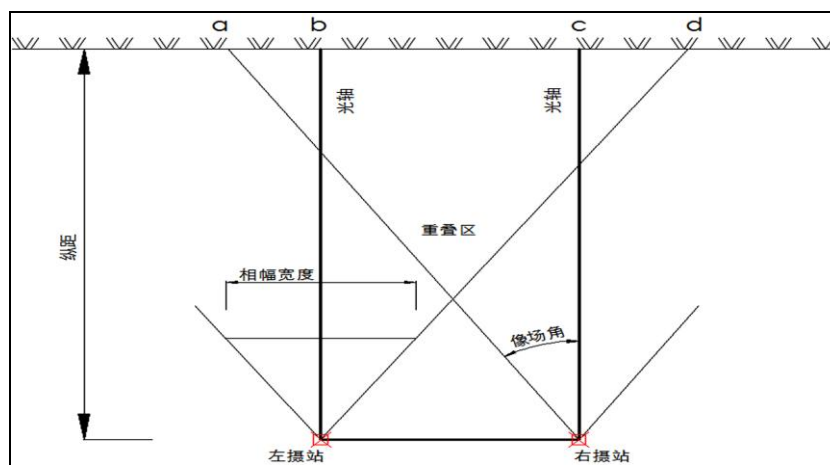


图 5.6 正直摄影观测点布置

ArcGIS 功能强大，对象和接口数量众多，可以满足各种 GIS 应用需求，具有以下特点：面向对象思想，基于组件技术；支持广泛的空间数据格式；具有强大的 GIS 功能。面向露天矿边坡的数据库管理和边坡稳定性评价，其研制目标可概括为：

(1)有效的完成边坡地形数据库的建库工作，实现海量图形、属性数据的统一管理，包括图形、属性数据的输入、输出、编辑、分析等，可方便进行图形和属性之间的互访、显示和输出；

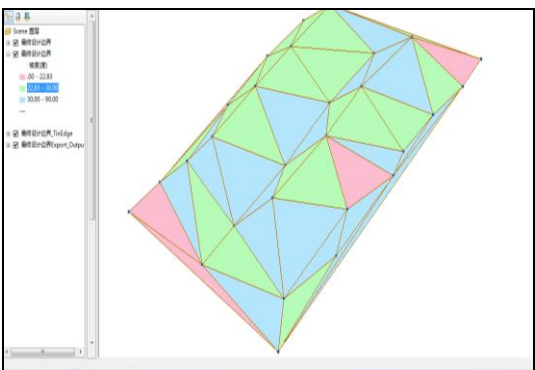
(2)提供边坡稳定性评价功能，通过切割等高线图层的方法获得自然边坡剖面图，通过自然边坡绘制人工开挖边坡；进行条块划分，实现边坡剖面的绘制，进行拓扑分析；运用瑞典圆弧法和简化 Bishop 法等极限平衡法进行边坡稳定性评价；

(3)根据离散点数据或等高线数据建立边坡地形数字高程模型，进行简单的三维显示和分析，如三维飞行、叠加分析、属性查询和生成等高线等。

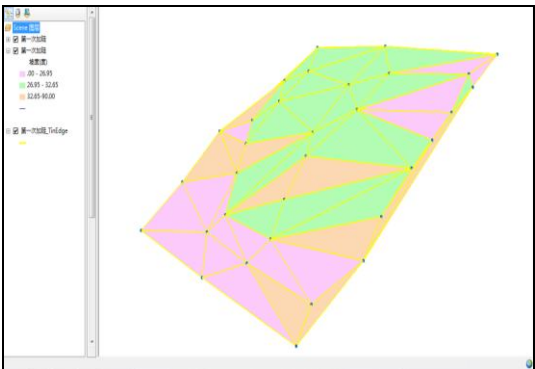
如图 5.7(a-n)为边坡在六次加陡过程中的坡面整体趋势图，其中(a)、(c)、(e)、(g)、(i)、(k)和(m)分别为边坡角为 30、33、36、39、42、45、及 47°所对应的边坡高程图，(b)、(d)、(f)、(a)、(h)、(j)和(n)分别为所对应的边坡坡度图。

从图中可以看出前三次加陡开采(挖)过程(5.7(a-f))并未造成坡面出现明显的整体性变形破坏，在坡度图上出现部分区域坡度超过设计坡度的情况，应是出现局部崩塌破坏所致，且超出区域面积逐渐增多且向坡底位置运移；在对应的高程图中，变化较小且坡肩位置的高程线较坡底位置更一致，表明坡肩位置的岩体运动同步性高，坡底位置在应力的扰动下已开始出现不规则变形。

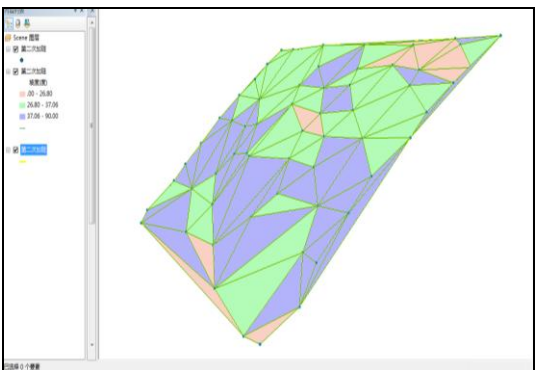
图 5.7(g-l)对应第四至第六次加陡开采(挖)过程，较前三次开采(挖)过程在高程图与坡度图中均表现出明显的异常。高程图中边坡模型坡底岩体出现显著地向上隆起，存在岩体开始与母体发生分离，且随着时间推移、位移量愈大且面积愈大，说明坡底将发生整体性的岩体滑动破坏。坡度图中的异常区域面积继续增多，这与高程图中的现象基本一致；图 5.7(m-n)中坡底岩体已经发生沿地质结构弱面的滑坡破坏，因而图像信息中的异常区域面积不增反降。



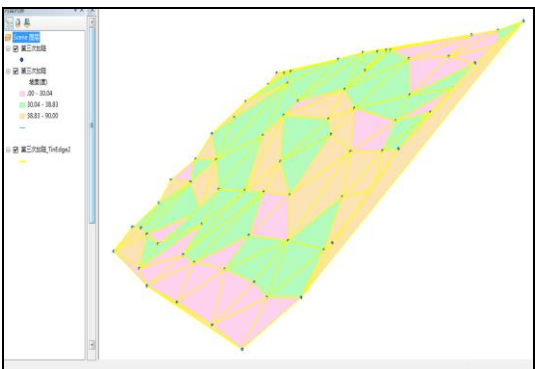
(b)30°所对应的边坡坡度图



(d) 33° 所对应的边坡坡度图



(f)36°所对应的边坡坡度图



(h)39 °所对应的边坡坡度图

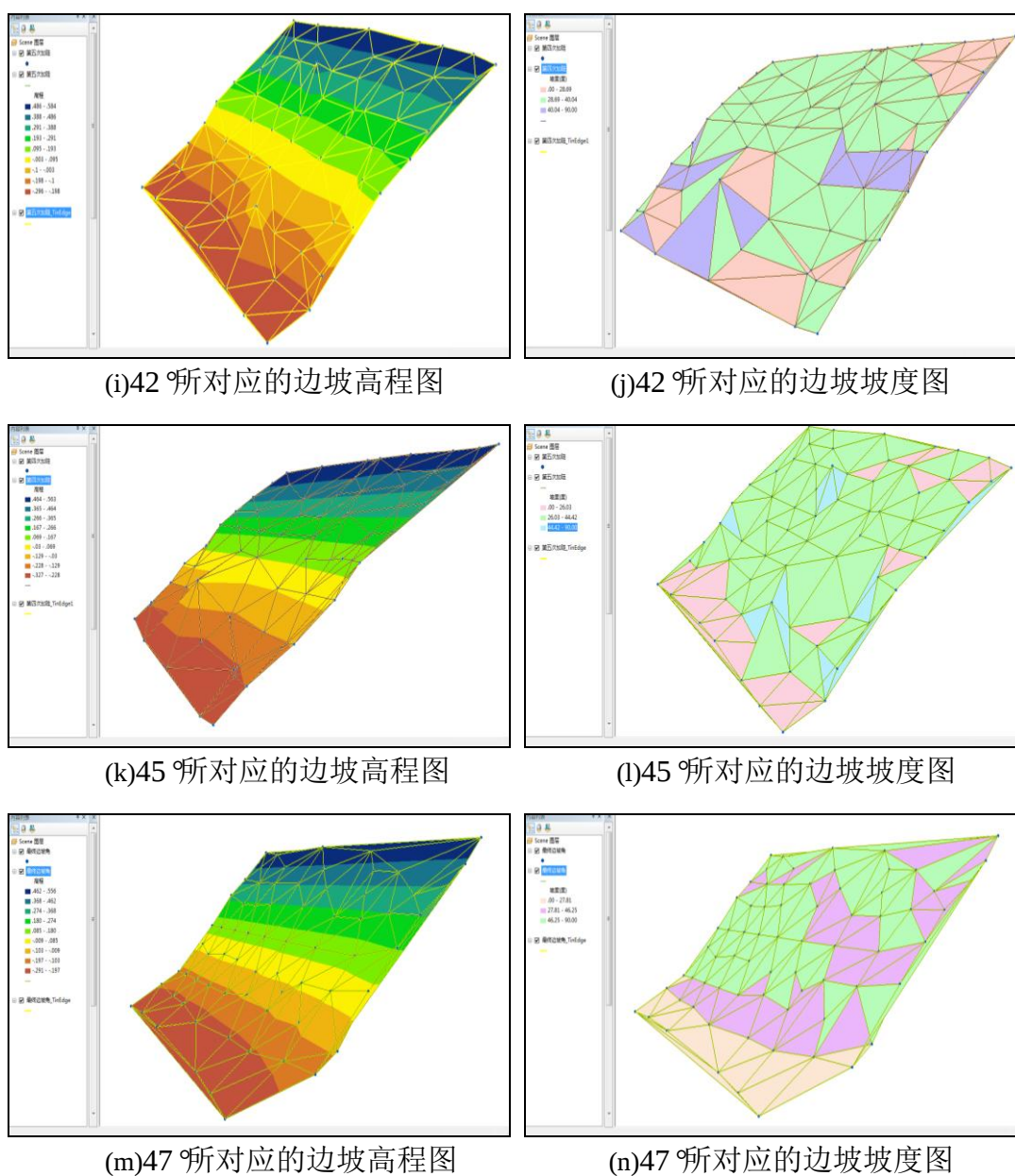


图 5.7 六次加陡过程中的坡面整体趋势图

5.2.2 关键点位移量分析

在边坡的坡肩、破体中部及坡底分别沿 9 号勘探线布置了 3 个位移监测点，1#、2# 与 3# 特殊位移测量点，各监测点的沿边坡走向方向(X 轴向)的坐标相同，采用位移百分表对相应点的运动特征进行研究。

由于位移百分表为一维方向测绘，并且实验中主要是研究特殊点的垂直运动(Z 轴向)与沿坡面的水平运动(Y 轴向)，因而各点均需 2 个百分表进行监测；由于位移百分表使用简单、方便，对关键点变形运动的测绘将采用实时全程测量，通过对 252 小时的监测，对所得数据信息进行分析。

从图 5.8(a)可以看出位于坡肩位置的 1# 特殊点在整个实验过程中的沿 Y 与 Z 方向的

位移特点：1#特殊点沿 Y 与 Z 轴向的位移值均较小，其中 Z 轴向位移变化特征呈现出显著地非线性特点，在每次加陡开采(挖)后一段时间范围内均出现明显的开挖回弹，在位移图上出现明显的陡坎。

在第三次加陡开采(挖)($t=125h$)后，1#特殊点的垂直方向位移一直处于增加状态至第六次开采(挖)($t=210h$)前达到 Z 向位移峰值，沿垂直方向的位移最大值仅为 $0.045mm$ ，表明此阶段边坡岩体的位移特征为变形积累阶段，且在此之前 Z 向位移基本为正直，说明 1#特殊点被向上隆起。

此后，Z 向位移快速下降至最小值 $-0.045mm$ ，其中 $t=230h$ 后，1#特殊点的 Z 向位移为负值，说明在第六次加陡后，受到模型整体性的向下运动趋势和坡肩位置的松动变形带影响，1#特殊点也开始向下运动且下降速度较快。

相应地 1#特殊点的 Y 向位移在整个监测过程变化不大，在开采(挖)初期也存在开挖回弹特征，后期 Y 向位移量随着时间的推移基本不变，表现出明显的匀速蠕变特征。

综合分析 1#特殊点的 Y 向与 Z 向位移可以发现，坡肩位置的表面岩体在整个实验过程中的位移运动主要以垂直方向为主，表现为实验初期的受压向上，与后期的整体性向下快速滑动，而向边坡方向的运动趋势较小，可以看出 1#特殊点沿 Y 向与 Z 向位移表现出显著地不对称性。

图 5.8(b)为 2#特殊点在整个实验过程中的沿 Y 与 Z 方向的位移图，相比较而言，2#特殊点的位移量远大于 1#特殊点的位移量，由于 2#特殊点位于边坡中部，随着加陡开采(挖)进行，边坡中部由于受到变体上、下部的共同拉力作用导致岩体处于拉力带中，因而 2#特殊点 Y 与 Z 方向位移量基本为正值，说明运动的大体趋势为向上与沿破面向前运动。此外，两方向的运动具有较高的同步性，在实验初期也出现了开挖的回弹现象，图像出现陡坎，但变形积累变形阶段不明显，基本可分为 3 个过程：在 $t=25h$ 时，Y 与 Z 方向位移量均出现陡增，此后位移量 2 次出现“恒定-增加-减少”现象，表明破体中部反复受到开采(挖)应力扰动影响，但受到模型上、下部分的拉力作用，破体中部出现大范围整体性变形破坏可能性较小，且较多地出现局部性的裂隙扩展、贯通至崩落。

整体上，随着时间的推移，2#特殊点 Y 与 Z 方向位移量逐渐增加，峰值出现在第六次加陡开采(挖)过程中，分别为 0.800 与 $0.450mm$ 。

3#特殊点(图 5.8(c))位于模型坡底位置(9 号勘探线上)，沿 Y 与 Z 方向位移量也表现出同步性，其中 Y 方向的位图像在开采(挖)初期出现明显回弹，此后长时间处于变形积累阶段，位移陡增，为能量突然释放所致，峰值约为 $0.950mm$ ；Y 方向位移量均为正值，说明坡底岩体沿边坡方向向前运动趋势明显。

相应地，在最后一次加陡开采(挖)之前 Z 向位移量基本不变，在 $t=220h$ 前后，位移突然减小至 $-0.245mm$ ，表明此时坡底已发生破坏，即整体性沿结构弱面的滑动变形破坏。

综合以上分析，通过对 9 号勘探线上位于坡肩、坡体中部及坡底位置的 3 个特殊点所进行的位移监测，可以得出边坡模型从坡顶至坡底，岩体的运动及破坏机制可大体分为 3 个方面：即“坡顶的拉裂破坏、破体中部的倾倒与坡底的沿结构弱面的整体性滑动”。

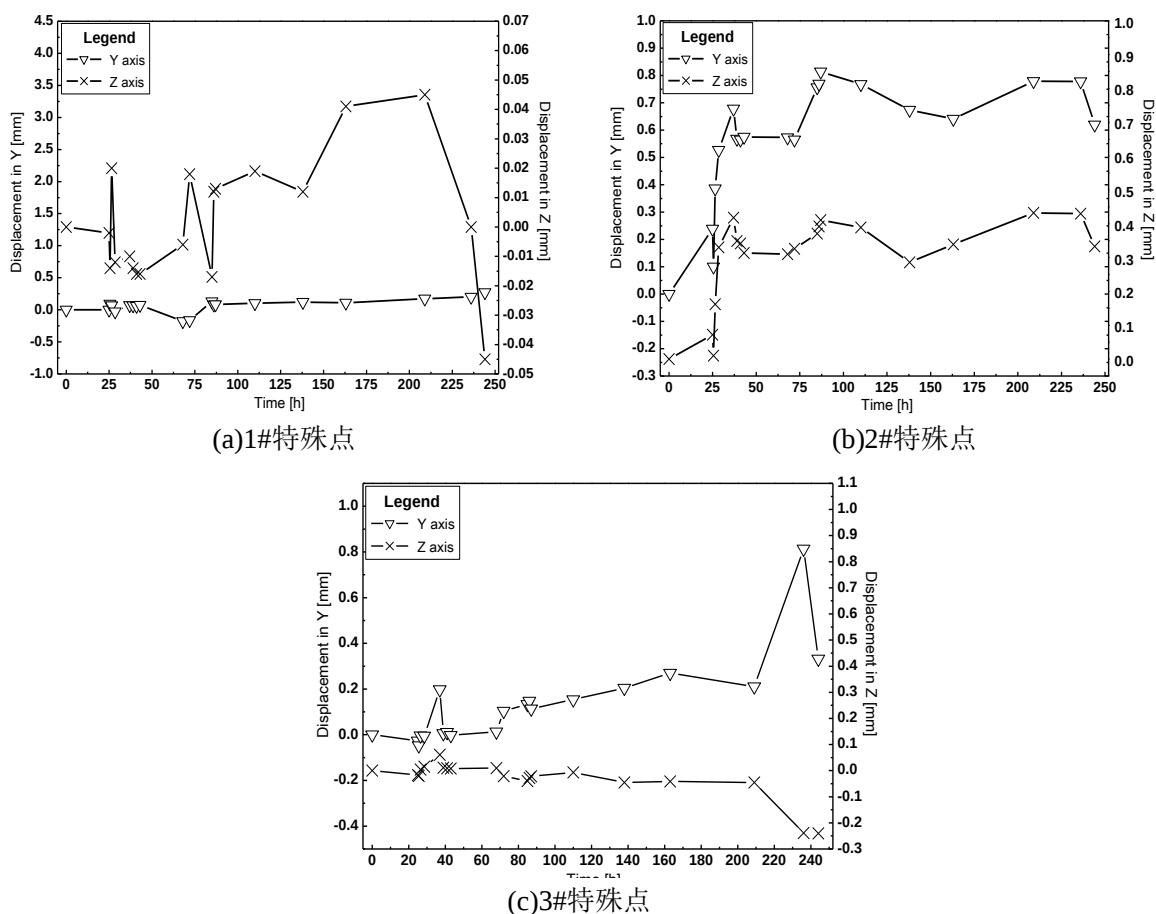


图 5.8 特殊点位移图

5.3 岩体变形的动力学特征

实验中利用声发射监测模型开采(挖)过程中边坡岩体破坏、断裂失稳所产生弹性波,分析声发射波形特征,来判断岩体破裂与变形特征。在模型中部自开采(挖)开始顺时针共埋设了 4 个声发射传感器,依次为 1#、2#、3#、4#传感器布置见监测设计方案,主要记录实验过程中声发射的振铃计数与能量参数。

模型第一次加陡开采(挖)监测时(如图 5.9(a-d)所示),整个监测持续大体为 22500s,各传感器所采集的声发射信号均不活跃,其中 1#与 2#、3#与 4#传感器分别在 $t=21000s$ 和 11500 左右出现突发波峰。

2#传感器信号波动性较大,但振铃计数与能量值均偏小且变化同步性差,能量最值为 $95 \times 10^{-9} J s^{-1}$ 。此外 1#、3#和 4#传感器的振铃计数与能量值的变化基本一致。总体上看,第一次加陡开采(挖)过程中,破体内、外部岩体基本稳定,图像上的个别突发信号表明岩体存在局部破坏,岩体保持稳定,岩体内部应力不断升高,并且内有新的损伤扩展,反映了在应力作用下围岩微小裂隙的扩展过程,与第一次加陡的实验现象相同。

模拟边坡角达到 33° ,进行第一次加陡开采(挖)后的 4 次监测。如图 5.10(a-d)所示为第一加陡的第二次监测,监测时间大约为 80000s,各声发射传感器信号与第一次加陡过

程类似,仍不活跃;相比较而言,3#传感器监测到多次较强声发射信号,并记录在 $t=4000s$ 左右出现一次大事件,能量达到 $2300 \times 10^{-9} J s^{-1}$,表明可能在 3#传感器附近在应力扰动下边坡岩体中出现裂隙扩展与贯通,声发射信号丰富,信号较强,波动较大,持续的时间长。说明围岩体内应力增高,裂隙不断发育,能量不断积累后短时间释放。但此类现象仍属于局部破坏,并未对边坡整体产生较大影响,可判定处于稳定状态。受开采扰动影响较大,岩体断裂较大,声发射信号强,能量在经过前一段时间的积累后释放。

此时,岩体内应力不断升高,内部出现裂隙,且有新的损伤扩展,能量不断增加。岩体破裂速度、破裂范围不断增大。声发射信号以高频率高能量信号为主,模型内的原生裂隙开始扩展,能量开始积聚,声发射由小突然增大,或是在连续增加时突然减小,此时要防止出现突变失稳和大面积坍塌等动力学破坏。

第一次加陡第三次声发射监测(图 5.11(a-d))时间为 42000,随着时间的推移,岩体已基本稳定,4 个传感器的监测信号均无明显变化,存在若干突发信号,为岩体松动变形的能量释放所致。

图 5.12 为第一次加陡开采(挖)实验中的第四次监测信息,仅 1#传感器获得信号,其余 3 个传感器无信号。由之前的实验现象分析可知,此时边坡的岩体变形破坏集中于坡肩位置,解释了仅 1#传感器获得声发射信号的原因;此时,能量和振铃计数出现波动现象,而能量较小,振铃计数也较大,说明坡肩位置岩体局部断裂,但基本保持稳定,此外,坡肩的松动变形带仍旧不断扩大,因而出现振铃计数不降反升。

如图 5.13(a-d)所示为第一次加陡的最后一次声发射监测,监测时间为 36000s,由于岩体内部某些预先存在的微裂隙或张开性结构面开始闭合,岩体介质之间相互挤压,被压密造成的,可以从图像中看出各传感器的能量和振铃计数均较小。可以看出第一次加陡实验对边坡已无显著影响,可进行第二次加陡开采(挖)实验。

如图 5.14(a-d)所示,为第二次加陡开采(挖)实验中的声发射监测信号,分析得出:1-4#声发射传感器信号活跃、均明显得以增强,在开采后 30 分钟内声发射的振铃计数与能量均呈现近线性增长趋势并达到峰值,随后呈下降趋势;其中,3#传感器信号波动性较大, $t=3000s$ 时振铃计数和能量出现突增后,一段时间内稳定未发生变化,表明岩体内部能量处于积聚阶段,在 $t=8300s$ 左右能量再次释放,曲线均陡增,但峰值较小,说明能量在开采(挖)初期已得到释放。

由于开采扰动影响及边坡角增加,岩体损伤程度加剧。如图 5.14(a-d)所示,为第二次加陡开采(挖)实验中的声发射监测信号,分析得出:1-4#声发射传感器信号活跃、均明显得以增强,在开采后 30 分钟内声发射的振铃计数与能量均呈现近线性增长趋势并达到峰值,随后呈下降趋势;其中,3#传感器信号波动性较大, $t=3000s$ 时振铃计数和能量出现突增后,一段时间内稳定未发生变化,表明岩体内部能量处于积聚阶段, $t=8300s$ 左右能量再次释放,曲线均陡增,但峰值较小,说明能量在开采(挖)初期已得到释放。

随着边坡角继续增加至 39° ,如图 5.15(a)所示:1、2 及 4#声发射传感器信号微弱、而 3#传感器明信号较强,振铃计数较小、能量较小,表明 3#传感器附近的松动变形带内部裂隙受到开采(挖)的扰动影响进一步发育、向坡底扩展,其与实验现象一致,同时表明表破各局部性变形破坏已被全部关联,进一步地加陡边坡角度将极有可能导致边坡

模型出现整体性滑动破坏。

如图 5.15(b)所示,边坡模型在加陡至最终边坡角的过程中大量产生声发射信号,并且 4#传感器振铃计数与能量均较大,在 $t=1200s$ 左右振铃计数与能量突增至峰值,其中数值为 4500 和 $130000 \times 10^{-9} J \cdot s^{-1}$,此时边坡坡底岩体沿结构若面发生了整体性滑动破坏。在此之前,曲线可大体被划分为 3 个阶段: 0 到 200s 受到开采(挖)的扰动影响,信号发生小幅增加,岩体处于能量的积累阶段,通过接近 700s 能量蓄积达到最大,能量在 $t=900$ 到 1200s 间逐渐释放并最终达到峰值,边坡发生整体性破坏。

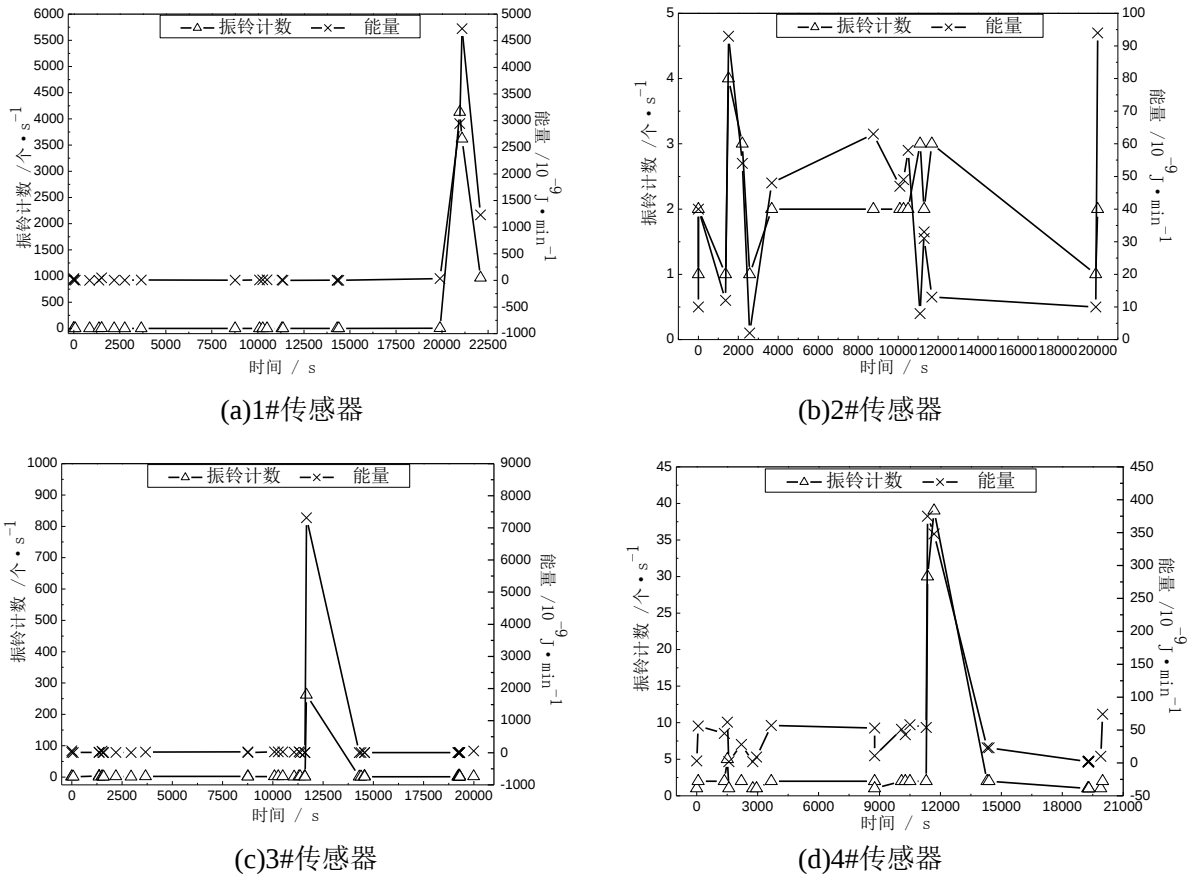
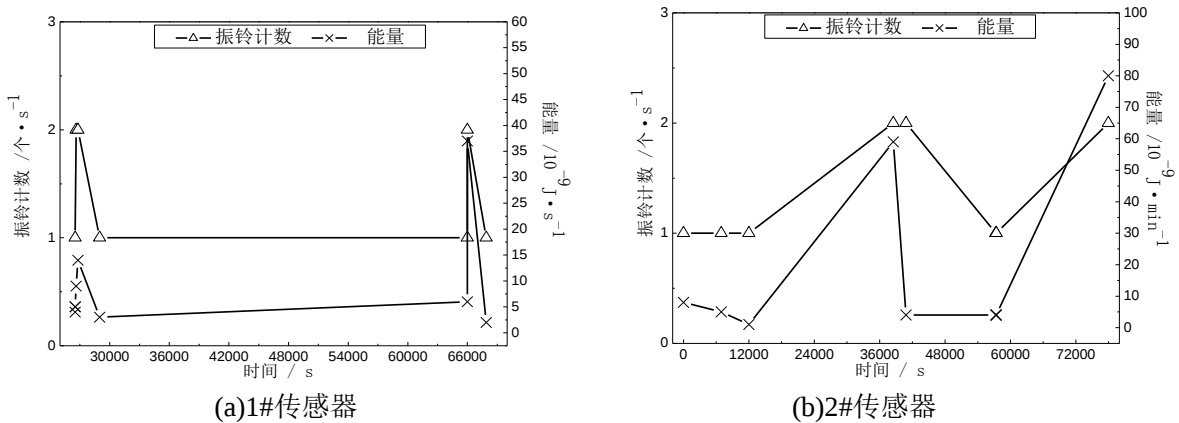
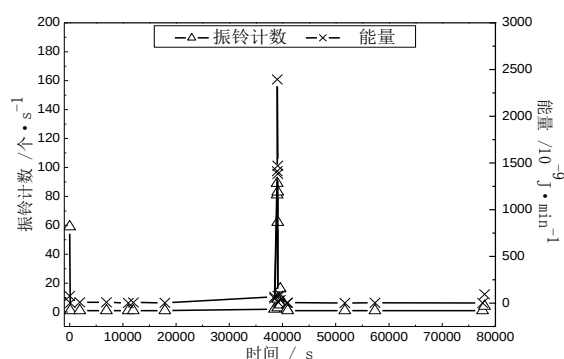
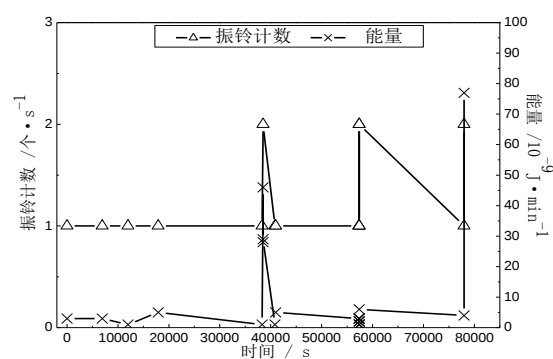


图 5.9 振铃计数-能量与时间关系



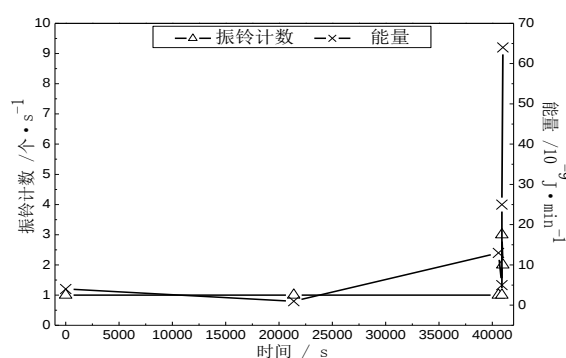


(c)3#传感器

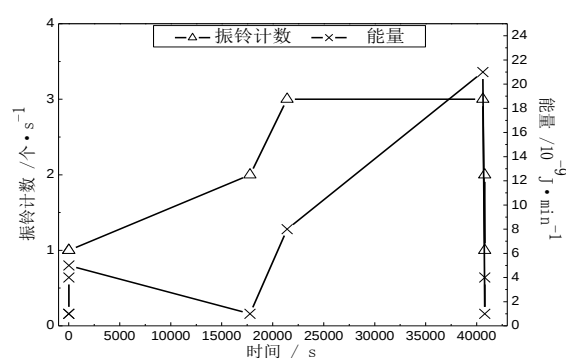


(d)4#传感器

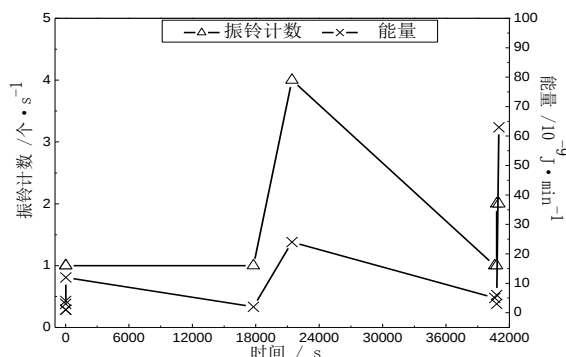
图 5.10 振铃计数-能量与时间关系



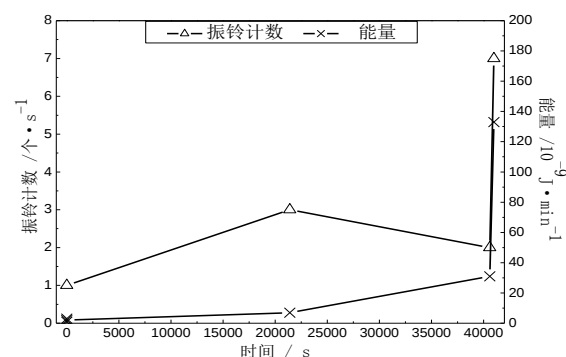
(a)1#传感器



(b)2#传感器



(c)3#传感器



(d)4#传感器

图 5.11 振铃计数-能量与时间关系

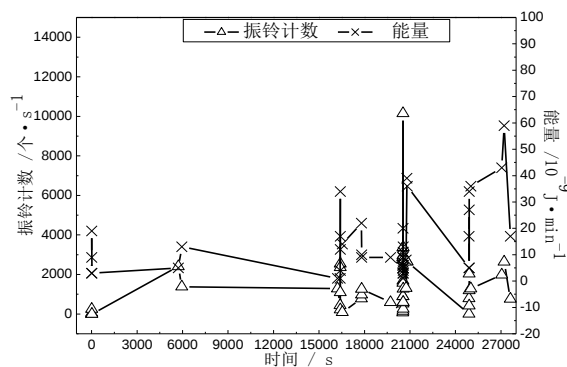


图 5.12 1#传感器振铃计数-能量与时间关系

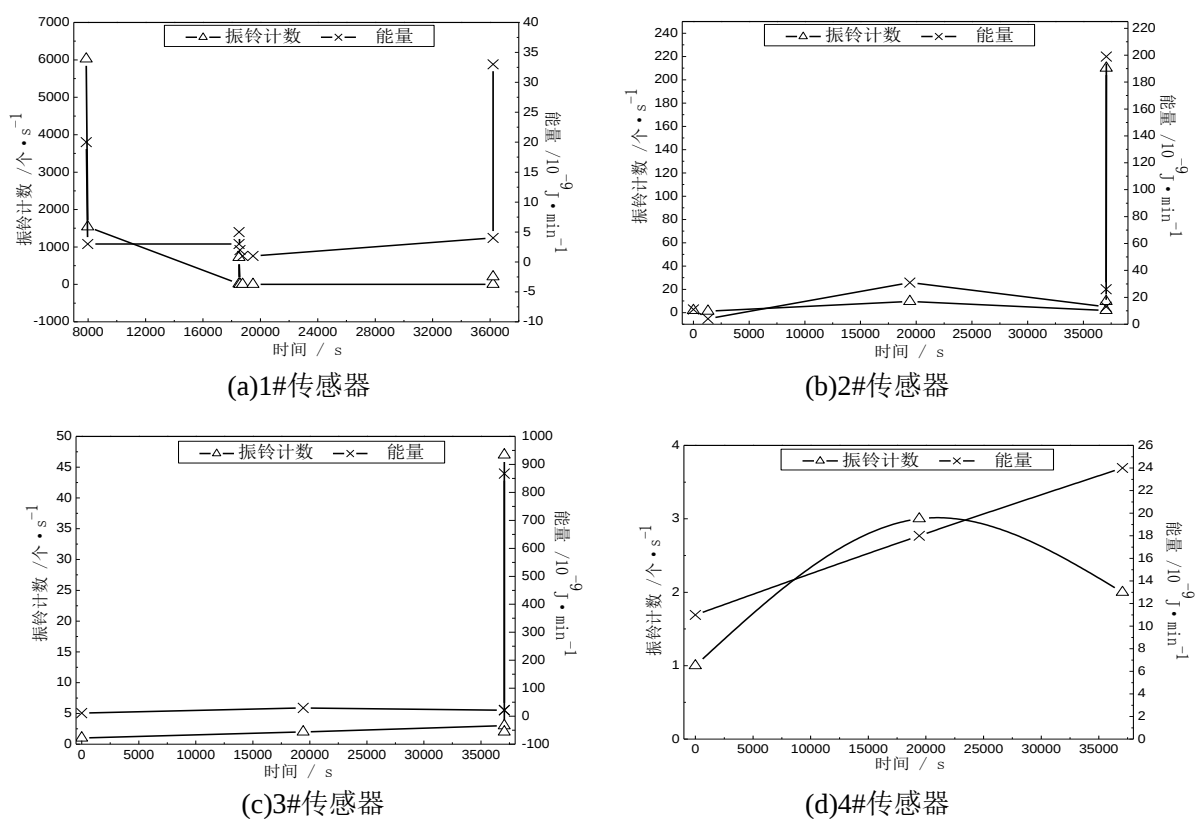


图 5.13 振铃计数-能量与时间关系

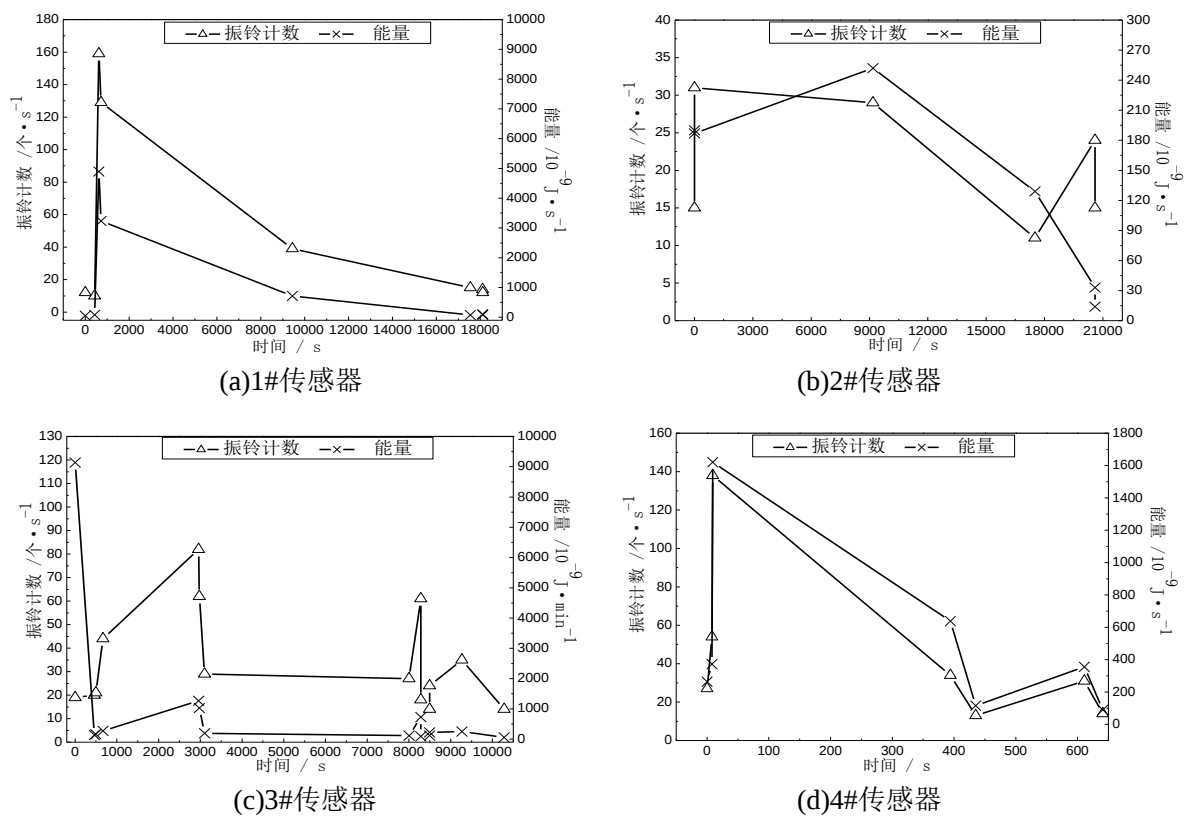


图 5.14 振铃计数-能量与时间关系

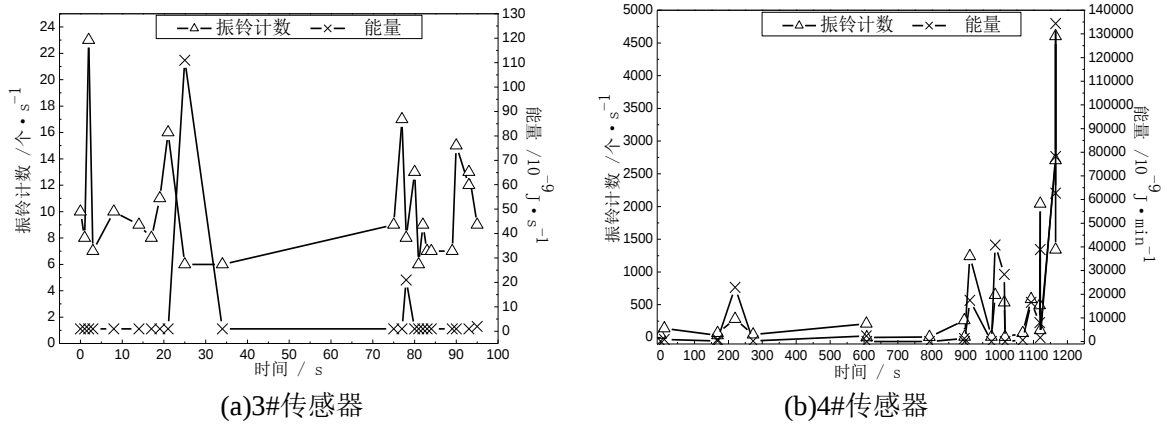


图 5.15 振铃计数-能量与时间关系

5.4 基于地质雷达的岩体损伤特征

通过对深凹露天矿高陡边坡立体物理相似模型中边坡岩石介质的正演以及雷达信号处理与判读来了解岩体的岩性、层状、压实度、孔隙、含水率等的结构性参数。将分区域开展雷达监测，包括模型相应底、中、上的左及右侧区域。

如图 5.16(a)坡底左侧区域扫描情况，出图中可以看出整个扫描测程范围内反射波出现多次偏转，表明 0.00-1.05m 范围内介质均遭到不同程度破坏。其中 0.00m-0.25m 范围内反射波能量较小，但波形多次偏转，说明此范围内边坡岩体介质松散，无明显裂隙产生；0.25m 处反射波能量发生突跃现象，表明宏观裂隙出现并扩展；相应地，0.25-0.85m 范围反射波能量多次偏转，但振幅较小，此范围内介质遭到破坏，但无明显裂隙存在；0.85m 处反射波能量再次发生突跃，存在一明显裂隙；0.85m-1.05m 范围反射波能量较大且多次偏转，说明介质破坏较为严重，但对边坡的岩体变形破坏影响较小。

综上所述，左侧区域浅部岩体由于松动变形带的拉伸作用影响，使得局部岩体损伤破坏进一步加剧，并持续性向边坡深部岩体发展。如图 5.16(b)所示为坡底中部区域扫描情况，可以看出整个扫描测程范围内反射波多次偏转，0.00-1.05m 介质均遭到不同程度破坏，此情况与边坡左侧区域的破坏形式类似，均属拉应力作用下的松动变形带。其中，0.00-0.15m 反射波能量较大，表明此范围内介质破坏严重，存在明显裂隙；0.15-0.45m 反射波振幅较小，但多次偏转，表明此范围内介质松散破碎；0.45-0.75m 范围内反射波能量大，说明此范围介质破坏严重，大量存在宏观裂隙；0.80m-1.05m 反射波能量再次发射突跃，表明裂隙存在且不断扩展贯通。

如图 5.16(c)所示为坡底右侧区域扫描情况，其中 0.00-0.15m 范围反射波能量小，表明此范围介质内无宏观裂隙产生；0.15m-0.25m 范围内振幅持续性增大，表明此范围内介质破坏程度亦显著加剧；0.25-0.35m 及 0.45-0.55m 范围内反射波能量都较小，说明介质松散、无裂隙；同时，0.35-0.45m 范围内发射波能量能量发生裂隙已开始产生并进一步扩展贯通；发射波能量整体较大在 0.95m 处取得最大，必存在明显地质结构弱面。如图 5.16(d)所示为边坡中部左侧区域扫描情况，可看出 0.00-0.85m 测程范围内反射波多次偏转，表浅部岩体的破坏较显著；其中，0.35-0.40m 及 0.70-0.85m 两处反射波能量发生

突跃,表明存在宏观裂隙;0.00-0.35m 及 0.40-0.70m 范围反射波多次偏转,但能量较小,无明显裂隙存在;0.85m 以后区域反射波基本没有偏转现象发生,说明此处介质完整,未遭到破坏,综上所述,边坡中部的岩体发生流动性破坏主要出现在浅部岩体。如图 5.16(e)所示为边坡中部区域扫描情况:其中,0.00-0.75m 反射波多次偏转,但能量(振幅)较小,说明此范围内介质遭到破坏,无明显裂隙存在;0.75m 处反射波能量(振幅)发生突跃,并 0.80m 处发生偏转,说明 0.70-0.80m 介质破坏严重,但无明显裂隙,0.80 处存在明显裂隙;0.80-1.05m 反射波无偏转,能量较大,但均匀减小,说明此范围介质遭到破坏,但无明显裂隙存在。如图 5.16(f)所示为边坡中部右侧区域扫描情况,可以看出整个扫描测程范围内反射波多次发生偏转,说明 0.00-1.05m 范围介质均遭到不同程度破坏;反射波能量(振幅)较图 3 小,说明此处测程范围内介质破坏程度较坡底小。0.45m、0.70m、0.90m 处反射波能量均发生突跃,说明此三处均存在明显的宏观裂隙。

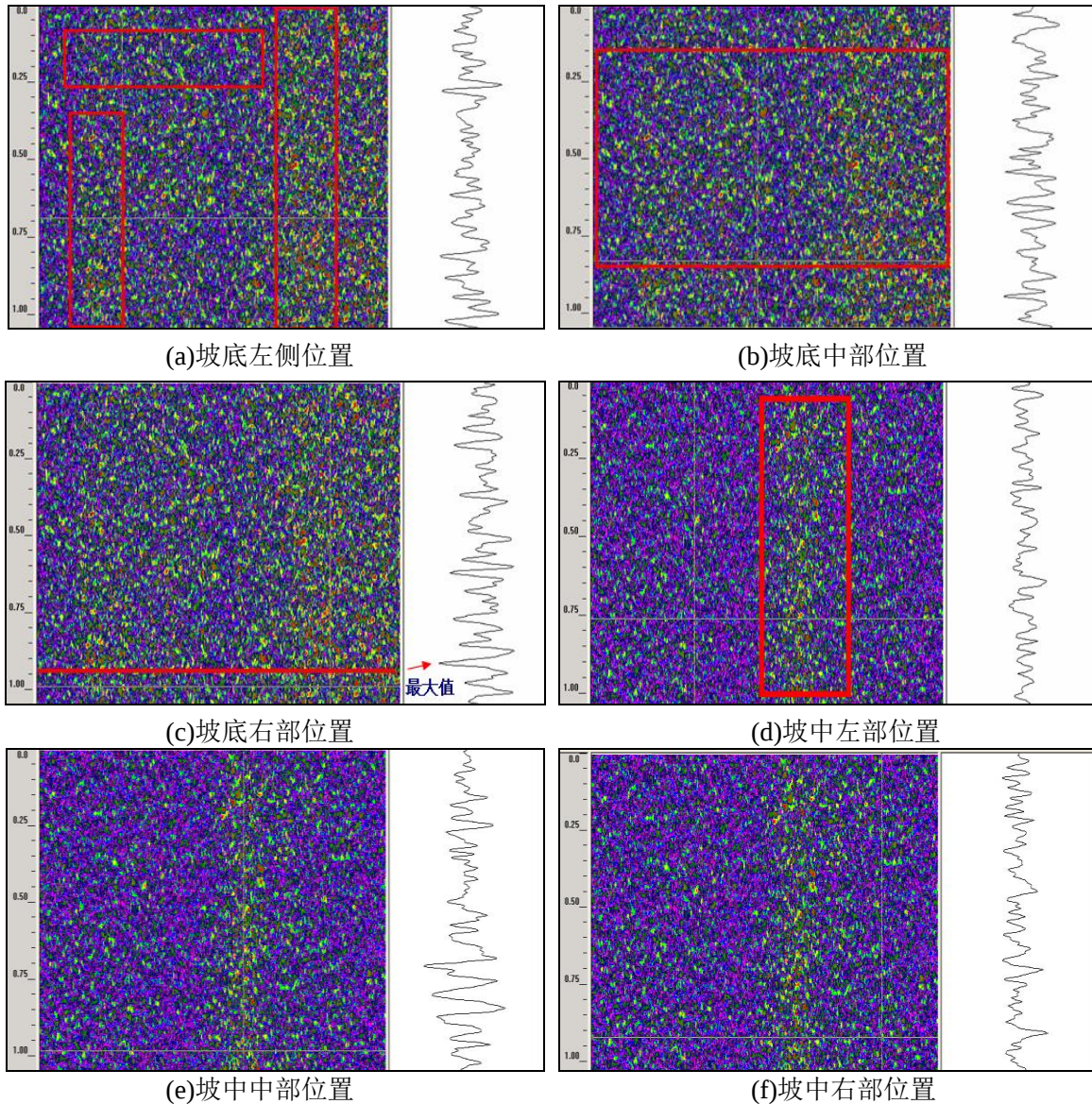


图 5.16 地质雷达扫描波形图

如图 5.17 所示为边坡坡顶区域扫描图，坡顶地质雷达扫描测程范围内反射波能量(振幅)均匀且很小，仅在局部有所增大，但增大幅度很小，表明坡顶 0.00-1.05m 范围介质基本未遭到破坏，坡顶岩体破坏为局部岩体的崩落破坏，并未产生明显的宏观裂隙。

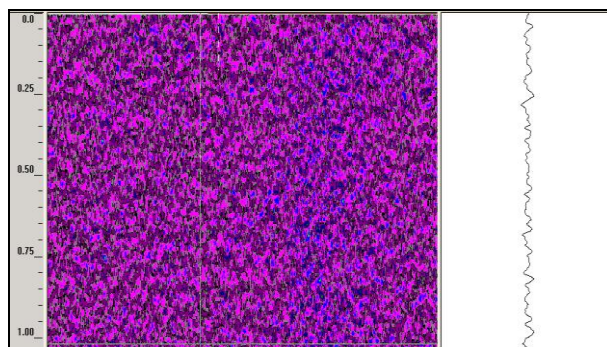


图 5.17 (坡顶右部)地质雷达扫描波形

5.5 边坡优化方案

大型露天矿边坡稳定性受诸多因素的影响，只有掌握准确而丰富的地质及应力环境基础资料，对影响边坡稳定性的主要因素有充分的了解，并结合实际矿体赋存及开采条件，才能作出既安全可靠又符合实际的边坡设计优化方案。

根据工程岩组特征、岩体结构特征、岩体不连续面特征、采矿设计及边坡方位特征，将水厂铁矿北采场研究区共划分为 I-V 五个工程地质区。为确切反映各区段边坡的客观实际，根据采场边坡的实际特征，经过综合分析研究，共选定 10 个计算剖面，如图 5.18 进行边坡分析。

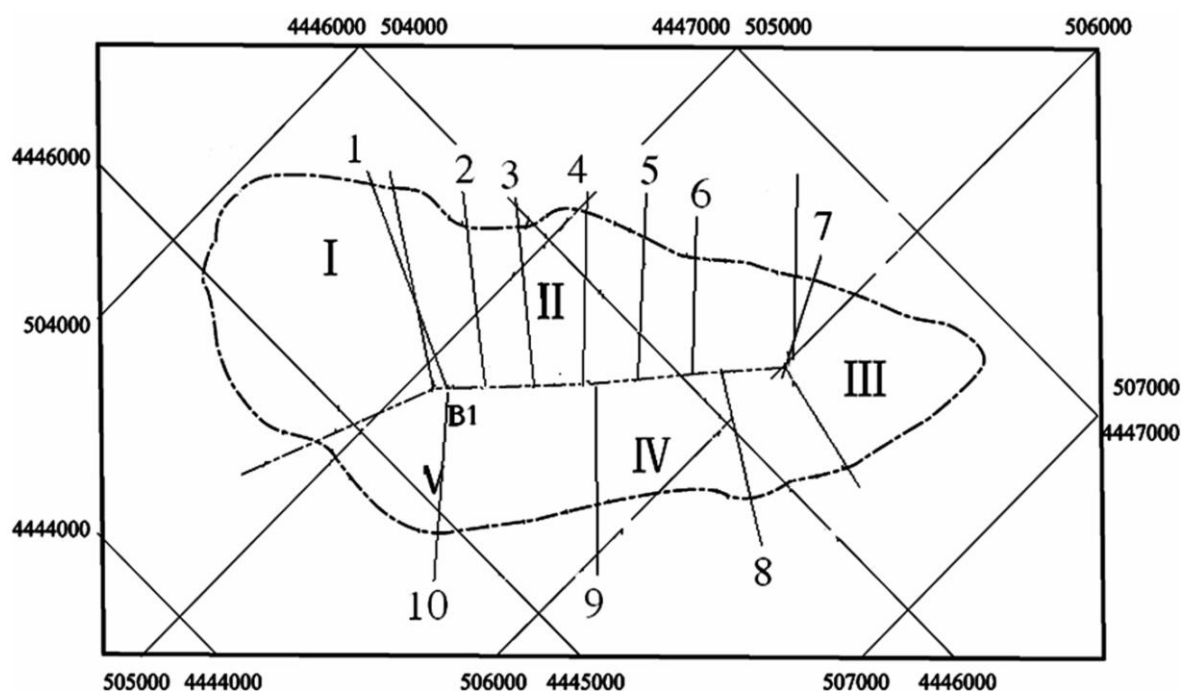


图 5.18 地质分区及计算选取剖面位置

通过系统的边坡稳定性分析和设计优化研究,使水厂铁矿各分区的总体边坡角提高了 1-6°。水厂铁矿已根据该研究推荐的边坡优化方案,委托设计单位完成了原设计的修改并组织生产实施。修改后的设计可减少剥离量 3-5 千万吨,经济效益极为显著。

通过多种方法进行系统的边坡稳定性分析和设计优化计算,最终推荐的水厂铁矿边坡优化设计方案如表 5.1 所示。

表 5.1 水厂铁矿边坡优化方案

分区	剖面	部位	边坡角(°)	原方案(°)
I	I-1	上部	50	46
I	I-1	下部	50	46
I	I-2	上部	43	41
I	I-2	下部	45	41
I	I-3	上部	43	41
I	I-3	下部	49	46
I	II-1	上部	45	46
II	II-1	下部	47	46
II	II-2	上部	45	46
II	II-2	下部	48	46
II	II-3	上部	48	46
II	II-3	下部	50	42
III	III-1	整体	48	40
IV	IV-1	整体	41	42
IV	IV-2	上部	44	42
IV	IV-2	下部	48	42
IV	IV-3	上部	46	42
IV	IV-3	下部	48	42
V	V-1	整体	46	42

5.6 本章小结

综合监测结果得出以下结论:

(1)模型铺装完毕后由于不受任何应力扰动状态下,钻孔均无明显的宏观裂隙产生,开采扰动导致坡肩附近破坏程度加剧,表明张力带的作用范围随着边坡角的不断增加同时增大,不断向边坡下部扩大。边坡内部岩体变形破坏的重点区域已向下移动,边坡中部正处于上下两部分的压实中,张力带主要作用于坡底附近。

(2)前三次加陡开采(挖)过程坡度图上出现部分区域坡度超过设计坡度,为局部崩塌所致;实验后期中坡底岩体出现显著地向上隆起,岩体发生滑移,且随着时间推移、位移量愈大且面积愈大,表明坡底将发生整体性的岩体滑动破坏。

(4)加陡至最终边坡角的过程中大量产生声发射信号,且 4#传感器振铃计数与能量

均最为丰富，表明坡底岩体已发生整体性失稳破坏。

(5)地质雷达：坡底左侧浅部岩体由于松动变形带的拉伸影响，使得局部岩体损伤破坏进一步加剧，并持续性向边坡深部岩体发展；坡底右侧 0.55-1.05m 发射波能量整体较大且在 0.95m 处取得最大，必存在明显地质结构弱面；边坡中部的岩体发生流动性破坏主要出现在浅部岩体，坡顶岩体破坏为局部岩体的崩落破坏并未产生明显的宏观裂隙。

6 结 论

矿山高陡边坡稳定性三维物理相似模拟实验研究工作为露天矿安全开采(挖)提供有力保障。本研究的关键问题为科学构建三维物理模拟模型。通过现场调研,正确反映实际地层中主要地层、结构面及物理力学性质,开展变质岩体的材料模拟,即如何将河砂、铁粉、石膏、大白粉和水按一定比例混合压实制成复合材料来模拟高强度的实际变质岩体;在此基础上,准确地构建立体物理模型、进行开采(挖)过程的综合监测、分析相关数据信息,最终得出以下主要结论:

(1)改进了试验与测试系统,为模拟材料强度与损伤演化预测提供了先进可靠的测试方法。揭示以模拟变质岩组为主的模拟材料力学性能:材料配比与应力峰值间的非线性“双马鞍”量化关系。

(2)充分考虑相似条件,依据模拟实验目的及模拟材料配比结果,确定模拟实验及监测方案。模型尺寸为 $3.60 \times 2.00 \times 2.30\text{m}$, 坡体铺装尺寸为 $1.00 \times 2.00 \times 1.80\text{m}$ 。边坡加陡变形破坏过程将分为 6 个阶段,边坡角分别为 33、36、39、42、45 及 47°进行模拟。采用立体摄影测量技术对模型表面位移进行实时监测,选用地质雷达、光学钻孔摄像及声发射监测仪对岩体损伤、变形及断裂过程进行实时监测。

(3)建立关键区域监测体系,在开采(挖)过程中借助多种数字化监测设备对所存在的地质缺陷、岩体变形破坏的开展观测,反馈岩体大范围运动的变化,判断是否能够在开采结束后,实现有效防止灾害性崩落和滑动破坏;设置关键点观测站及开展整体性摄影测量,观测岩体变形及运动。实现防止局部及整体区域动力灾害。经过开采后的边坡岩体变形破坏主要形式为 3 类:坡顶的拉裂破坏、破体中部的倾倒与坡底的沿结构弱面的整体性滑动。

致 谢

本研究是在西安科技大学能源学院采矿工程系来兴平教授严格指导下完成的，师恩难忘意深浓，桃李人间茂万丛，历苦耕耘勤育李，谆谆教诲记心中，对恩师多年来的关怀表示衷心感谢！在课题研究与论文创作过程中，给我提供了很多机会，特向导师来兴平教授和师母李超老师表示最诚挚感谢和敬意！

从事研究期间，先后得到了伍永平教授、索永录教授、负东风教授、肖江副教授、邵小平副教授、苏普正高工，曹建涛博士，崔峰博士及张艳丽博士的大力帮助，在此表示由衷地感谢！

感谢北京科技大学土木与环境工程学院蔡美峰教授、谭文辉教授、任奋华副教授和苗胜军副教授给予的支持。

感谢研究生学院及能源学院各级领导、老师的关怀与支持。

感谢共同从事本课题研究的蓝海东、李林耀、张特华、索振永、高建强、张瑛等几位硕士生师弟、师妹鼎力帮助！感谢课题组的所有博士、硕士生的大力帮助。

研究生学习期间，与能源学院 2010 级研究生 1 班同学们一起度过了许多美好时光，建立了深厚的友谊。由衷感谢他们对作者的关心和帮助

感谢母亲和父亲，多年的求学生涯和潜心研究，如果没有父母的鼓励绝不会有我的进步，深深地感谢我的亲人们！

对研究过程中参阅与引用的所有文献的著(作)者表示崇高敬意和致谢！

由于水平有限，论文中有不足之处在所难免，恳请各位老师、同学给予批评指正。

参考文献

- [1] 孙玉科,杨志法等.中国露天矿边坡稳定性研究[M].北京,中国科学技术出版社,1999.
- [2] 赵明阶,何光春,王多垠.边坡工程处治技术[M].北京,人民交通出版社,2003.
- [3] 蔡美峰,何满朝,刘东燕.岩石力学与地下工程[M].北京,科学出版社,2002.
- [4] 谭文辉,蔡美峰.边坡工程广义可靠性理论与实践[M].北京,科学出版社,2010.
- [5] 谭文辉.基于不确定性和非线性的高陡边坡稳定性研究[D].北京科技大学,2002.
- [6] 谢新宇,刘开富,张继发.边坡及基础工程数值分析新进展[M].北京,科学出版社,2010.
- [7] 黄志全.边坡演化的非线性机制及滑坡预测预报研究[D].中国科学院,1999.
- [8] 林韵梅.实验岩石力学[M].北京,煤炭工业出版社,1984.
- [9] Muller L.在地质力学中模型研究的重要性[A].ISRM,地质力学模型国际讨论会论文集,武汉,长江科学研究院,1982.
- [10] 刘心武.采矿相似模拟试验技术的发展与问题[J].中国矿业,2003,12(8):6-8.
- [11] Zhu Weishen, Li Yong, Li Shucui, Wang Shugang, Zhang Qianbing. Quasi-three-dimensional physical model tests on a cavern complex under high in-situ stresses[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 48(2011): 199-209.
- [12] R. Trueman, R. Castro, A. Halim. Study of multiple draw-zone interaction in block caving mines by means of a large 3D physical model[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 45(2008): 1044-1051.
- [13] 水厂铁矿修改设计补充勘探地质报告[R].北京,首钢矿业公司地质研究所,2009.
- [14] Matsui T, San K C. Finite element slope stability and analysis by shear strength reduction technique[J]. Soil and Foundations, 1992, 32(1): 59-70.
- [15] Yao Shexie, Yang Shengzhao. Numerical simulation of the top coal caving process using the discrete element method[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 46(2009): 983-991.
- [16] Ugai K. A method of calculation of total factor of safety of slopes by Elastic-Plastic FEM[J]. Soil and Foundations, 1989, 29(2): 190-195.
- [17] Ugai K, Leshehinsky D. Three-dimension limit equilibrium and finite element analysis: a comparison of results[J]. Soil and Foundations, 1995, 35(4): 1-7.
- [18] Griffiths D V, Lane P A. Slope stability analysis by finite element method[J]. Geotechnique, 1999, 49(3): 387-403.
- [19] Dawson E M, Roth W H, Drescher A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. Geotechnique, 1999, 49(6): 835-840.
- [20] Manzari M T, Nour M A. Significance of soil dilatancy in slope stability analysis[J]. Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, ASCE, 2000, 126(1): 75-80.
- [21] 刘建,冯夏庭,张杰,等.三峡工程左岸厂房坝段深层抗滑稳定的物理模拟[J].岩石力学与工程学报.2001,21(7):993-995.

- [22]师婕.二十世纪宁大工程技术灾难[J].中国减灾,2005,1(6):52-53.
- [23]Duncan J M. State of the art: Limit equilibrium and finite-element in analysis of slopes [J].Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, 122(7): 577-596.
- [24]孙玉科,姚宝魁.盐池河磷矿山体崩坍破坏机制的研究[J].水文地质工程地质,1983,1:1-6.
- [25]陈宗基,康文法.在岩石破坏和地震之前与时间有关的扩容[J].岩石力学与工程学报,1983,2(1):11-21.
- [26]刘波,韩彦辉(美国).FLAC 原理、实例与应用指南[M].人民交通出版社,2005.9.
- [27]Itasca Consulting Group Inc. User manual for FLAC3D, version.3.0. Minnesota, MN: ICG; 2005.
- [28]Johnson K L. Contact Mechanics. Cambridge, Cambridge University Press, 1985.
- [29]谭文辉,王家臣,周汝弟.岩体边坡渐进破坏的物理模拟和数值模拟研究[J].有色矿冶,2000,6:5-7.
- [30]胡修文,唐辉明.三峡库区赵树岭滑坡稳定性物理模拟试验研究[J].岩石力学与工程学报.2005,24(21):2089-2095.
- [31]刘长武,余建.三维采矿物理模拟实验装置主要设计参数研究[J].岩土力学(增2).2003,24:325-328.
- [32]Timothy D.S, Tisham T. Performance of three-dimensional slope stability methods in practice[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(11): 1049-1060.
- [33]Y Gunzburger. Influence of daily surface temperature fluctuations on rock slope stability: case study of the Rochers de Valabres slope[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2005, 42(3): 331-349.
- [34]Rajinder Bhasin, Amir M.Kaynia. Static and dynamic simulation of a 700m high rock slope in western Norway[J]. Engineering Geology, 2004, 71(3): 213-226.
- [35]Jia-chen Wang, Wen-hui Tan, Shi-wei Feng. Reliability analysis of an open pit coal mine slope[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2000, 37: 715-721.
- [36]D R Winesa, P A Lillyb. Measurement and analysis of rock mass discontinuity spacing and frequency in part of the Fimiston Open Pit operation in Kalgoorlie, Western Australia: a case study[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2002, 39: 589-602.
- [37]刘心武.采矿相似模拟试验技术的发展与问题[J].中国矿业,2003,12(8):6-8.
- [38]李仲奎,刘军,徐千军等.大型洞室群三维模型实验离散化多主应力面加载及监控系统的研究[J].实验技术与管理,2002,19(5):4-10.
- [39]李仲奎,卢达溶,中山元等.三维模型试验新技术及其在大型地下洞群研究中的应用[J].岩石力学与工程学报,2003,22(9):1430-1436.
- [40]张强勇,李术才.新型岩土地质力学模型试验系统的研制及应用[J].土木工程学报,2006,39(12):100-107.

- [41]张强勇,李术才,尤春安等.新型组合式三维地质力学模型试验台架装置的研制及应用[J].岩石力学与工程学报,2007,26(1):143-148.
- [42]张强勇,李术才,郭晓红.组合式地质力学模型试验系统及其在分岔隧道工程中的应用[J].岩土工程学报,2007,29(9):1337-1343.
- [43]胡耀青,赵阳升,杨栋等.带压开采顶板破坏规律的三维相似模拟研究[J].岩石力学与工程学报,2003,22(8):1239-1243.
- [44]胡耀青,赵阳升,杨栋.三维固流耦合相似模拟理论与方法[J].辽宁工程技术大学学报,2007,26(2):204-206.
- [45]Chen Anmin, Gu Jincai, Shen Jun. Development and application of multifunctional apparatus to geo-mechanical engineering model tests[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(3): 372-378.
- [46]何显松,张永,张林等.重力坝坝基稳定三维地质力学模型试验研究[J].四川大学学报(工程科学版),2002,34(2):16-20.
- [47]Hu Mengjun, Lian Jinxing, Huang Lunhai. Experimental study on surrounding rock stability model of double-arch tunnel[J]. Underground Space, 2004, 24(4): 461-564.
- [48]伍永平,来兴平,曹建涛,等.多场耦合下急斜煤层开采三维物理模拟(1)[J].西安科技大学学报,2009,29(6):647-653.
- [49]来兴平,伍永平,张坤,等.多场耦合下急斜煤层开采三维物理模拟(2)[J].西安科技大学学报,2009,29(6):654-659.
- [50]高喜才.露天矿边坡开挖过程变形破坏特征及稳定性实验研究[D].西安,西安科技大学,2006.
- [51]张艳丽.地下工程三维可加载物理模拟实验方法研究[D].西安,西安科技大学,2009.
- [52]杜应吉.地质力学模型试验的研究现状与发展趋势[J].西北水资源与水工程,1996,7(2):64-67.
- [53]李天斌,王湘锋,孟陆波.岩爆的相似材料物理模拟研究[J].岩石力学与工程学报,2011,30(增 1):2610-2616.
- [54]王克忠,李仲奎.深埋长大引水隧洞三维物理模型渗透性试验研究[J].岩石力学与工程学报,2009,28(4):725-737.
- [55]肖江,高喜才.复杂地质条件下露天矿边坡稳定的相似模型研究[J].岩石力学与工程学报,2006,25(增 2):3661-3666.
- [56]潘一山,章梦涛,王来贵,等.地下硐室岩爆的相似材料模拟试验研究[J].岩土工程学报,1997,19(4):49 - 56.
- [57]钱鸣高.老顶岩层断裂型式及对工作面来压的影响[J].中国矿业学院学报,1986,(2):9-18.
- [58]张杰.相似模拟实验材料的流固耦合参数测试[J].辽宁工程技术大学学报(自然科学版),2011,30(2):198-201.
- [59]来兴平,单鹏飞,任奋华,等.矿山高陡边坡多介质复合相似材料强度对比试验[J].西安科技大学学报,2012,32(2):1-5.

- [60]韩涛,杨维好,杨志江,等.多孔介质固液耦合相似材料的研制[J].岩土力学,2011,32(5):1411-1417.
- [61]张强勇,李术才,郭小红.铁晶砂胶结新型岩土相似材料的研制及其应用[J].岩土力学,2008, 29(8):2126-2130.
- [62]马芳平,李仲奎,罗光福.NIOS 模型材料及其在地质力学相似模拟试验中的应用[J].水力发电学报,2004,23(1):48-51.
- [63]韩伯鲤,陈霞龄,宋一乐.岩体相似材料的研究[J].武汉水利电力大学学报,1997,30(2):6-9.
- [64]M.C. He, J.L.Miao, J.L.Feng. Rock burst process of limestone and its acoustic emission characteristics under true-triaxial unloading conditions[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 47(2010): 286-298.
- [65]刘长武,余建.三维采矿物理模拟实验装置主要设计参数研究[J].岩土力学,2003,24(增):325-328.
- [66]王爱民.三维模型和材料试验仪器研制及量测方法研究[D].北京,清华大学,2004.
- [67]柴敬,伍永平,侯忠杰,苏普正.相似材料模型实验中围岩垂直应力测试的实验研究[J].岩土工程学报,2000,3(22):218-221.
- [68]Zlat.Ko,Langof.不连续介质中隧洞的模型试验和量测方法[A].ISRM,地质力学模型国际讨论会论文集.意大利贝加莫试验所,1979.
- [69]Egger,P..底面摩擦法的新发展[A].ISRM,地质力学模型国际讨论会论文集.意大利贝加莫试验所,1979.
- [70]陈进.用离心机作结构模型试验的若干问题探讨[J].长江科学院院报.1991,8(3):59-65.
- [71]龚召熊,郭春茂,刘建.地质力学模型新技术研究-用离心机作静力结构模型试验[J].长江科学院院报.1991,8(2):1-9.
- [72]任伟中,寇新建.数字化近景摄影测量在模型实验变形测量中的应用[J].岩石力学与工程学报,2004,23(3):436-440.

附录

攻读硕士学位期间发表的论文

- [1]Shan Pengfei, Lai Xingping, et al. Research on combined tests of entry loosen zone of rock masses in steep coal seams[J]. Advanced Material Research, 2013, 718-720: 842-847.
- [2]Lai Xingping, Shan Pengfei, et al. Large-three-dimensional physical simulation experiments on a high and steep slope stability of open-pit mines[J]. 3rd ISRM Symposium on Rock Mechanics, Shanghai, 2013, 425-430.
- [3]来兴平,单鹏飞,等.PRCM 模型材料在矿山高陡边坡稳定性物理相似模拟实验中的应用[J].金属矿山,2013,441(3):1-5.
- [4]来兴平,单鹏飞,任奋华,等.矿山高陡边坡多介质复合相似材料强度对比试验[J].西安科技大学学报,2012,32(2):135-138.
- [5]Cao Jiantao, Lai Xingping, Shan Pengfei, et al. Hybrid analysis of dynamic destabilization to HSTCC workings in steep coal seams[J]. 2nd ISRM International Young Scholars' Symposium on Rock Mechanics, Beijing, 2012, 757-759.
- [6]Cui Feng, Lai Xingping, Cao Jiantao, Shan Pengfei. Exploration technology of sound wave and electromagnetic wave united optical imagining verification for evaluating stability of mining roadway in steeply dipping coal seams[J]. 3rd ISRM Symposium on Rock Mechanics, Shanghai, 2013, 735-740.
- [7]来兴平,李林耀,单鹏飞.一种用于急倾斜煤层顶煤致裂的静态破碎剂效应试验[J].西安科技大学学报,2013,33(2):127-130.
- [8]来兴平,漆涛,蒋东晖,崔峰,马敬,单鹏飞.急斜煤层(群)水平分段顶煤超前预爆范围的确定[J].煤炭学报,2011,36(5):718-721.
- [9]蒋丽萍,张新战,兰海东,崔峰,单鹏飞.乌东煤矿 45#急倾斜煤层采空区与水患探测分析[J].西安科技大学学报,32(5):556-559.
- [10]来兴平,单鹏飞,等.浅埋大采高工作面矿压显现规律物理模拟实验研究[J].采矿与安全工程学报,已录用.
- [11]Lai Xingping, Shan Pengfei, et al. Hybrid Assessment of Pre-blasting Weakening to Horizontal Section Top-coal Caving (HSTCC) in Steep and Thick Seams[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, under Reviewed.

攻读硕士学位期间获得专利情况

- [1]来兴平,李林耀,单鹏飞,等.一种急倾斜特厚煤层顶煤综合弱化方法.(201310152934.2)
- [2]来兴平,单鹏飞,索振永,等.配比实验岩样制作仪.(201320258018.2)

攻读硕士学位期间参与的学术会议

- [1]参加“2nd ISRM International Young Scholars' Symposium on Rock Mechanics”并做演讲.
- [2]参加“第十二届全国博士生论坛-西部矿业安全科技创新与发展”并做演讲.