

沙湾厂房深基坑边坡稳定性及地基承载特性研究

岩土工程专业

硕士研究生 陈方竹

指导教师 何江达 教授

在深厚覆盖层地区兴建水利水电工程,存在深基坑边坡稳定性、混凝土防渗墙结构安全及建基面承载特性等关键性技术问题,如何科学地分析论证这些问题直接涉及到工程的安全和投资。

沙湾水电站厂房深基坑具有面积大、面临工程地质、水文地质条件复杂,开挖深度大和运行期长等特点,本文采用非线性有限元法和刚体极限平衡法系统研究深基坑工程中塑性混凝土防渗墙工作性状及开挖边坡的稳定性,并采用非线性有限元法对厂房坝段地基承载特性进行研究,主要成果包括:

(1) 根据沙湾厂房深基坑边坡地形、地质条件以及防渗墙特性,建立非线性有限元法和刚体极限平衡法计算模型,重点模拟防渗墙及砾石粘土层等不利条件。

(2) 运用非线性有限元法研究三种不同建基面高程防渗墙的工作性状,以及基坑开挖边坡的整体稳定性,确定厂房深基坑的建基面高程。

(3) 针对选定建基面高程方案,采用有限元法模拟基坑分层开挖过程,研究防渗墙工作性状及边坡的稳定性;论证含砾石粘土层对防渗墙工作性状的影响,揭示 E- μ 模型和 E-B 模型对防渗墙应力状态的影响,并研究防渗墙物理性状变化对墙体变形与应力的影响,为工程边坡的加固以及防渗墙的处理提供依据。

(4) 采用刚体极限平衡法中的毕肖普法,研究边坡分级开挖过程中边坡的整体稳定性;论证土钉墙布置方案的加固效果。

(5) 针对设计建议的建基面高程方案,结合沙湾厂房深基坑地形、地质以及厂房的几何和力学特性,建立厂房坝段地基承载特性研究三维非线性有限元计算模型。

(6) 运用非线性有限元法, 计算正常运行、校核工况下, 厂房坝段基础变形和应力情况以及厂房坝段的整体抗滑稳定性, 并对地基承载力进行复核。

(7) 采用超载法和强储法研究厂房坝段可能出现的破坏模式, 为加固措施提供科学依据。

关键词: 深基坑边坡 防渗墙 稳定性 非线性有限元 刚体极限平衡法
地基承载特性

Study on the Stability of Deep Foundation Pit Slope and the Bearing Characteristic of Foundation of the Shanwan Hydroelectric Power Station

Major: Geo-technical Engineering

Postgraduate: Chen Fangzhu

Tutor: Prof. He Jiangda

Building hydraulic and Hydroelectric projects on deeply overburdened area faces the pivotally technological problems such as the stability of deep foundation pit slope, the structural security of concrete cutoff wall and the bearing characteristic of foundation. how to scientificly analyse and demonstrate these problems directly connects to the security and investment of the projects.

The deep foundation pit of the workshop of Shawan Hydroelectric Power Station faces the problems such as big area, complicated hydrological and geological engineering conditions, the deep distance digging and long runtime. So this paper uses the nonlinear finite element method and rigid body limit equilibrium method to systemicly research the plastic concrete cutoff wall' work character and the stability of deep foundation pit slope. And also use the nonlinear finite element method to analyze the workshop bank's bearing characteristic of foundation. The main achievements are obtained as follows in this paper:

1. Based on the slope's topographic and geological conditions of the deep foundation pit of the workshop of Shanwan Hydroelectric Power Station and the characteristic of th cutoff wall, the integral calculation model based on nonlinear finite element method and the rigid body limit equilibrium method is established, the unfavorable factors such as cutoff wall and overburden are payed more attention to simulation.

2. The nonlinear finite element method is used to study the cutoff wall'

workshop character of three different foundation altitude and the excavating slopes' holistic stability, based on all of these, to confirm the foundation altitude of the workshop's deep foundation pit.

3. Based on the selected foundation altitude project, the finite element method is used to simulate the excavating steps of the slopes, and to study the clay layer's influence to the cutoff wall's operational characteristics, to open out the influence to the cutoff wall's stress behavior of E- μ model and E-B model, also to study the change of the cutoff wall's physics character's influence to the cutoff wall's stress and distortion, all of these can offer theoretical evidence to dispose the slopes and the cutoff wall.

4. The Bishop method among body limit equilibrium method is used to study the slopes' global stability on the excavating steps. And demonstrate the reinforcement effect of the soil-nail wall.

5. According the propositional altitude of the workshop's foundation, combining with the topographic and geologic conditions of deep foundation pit of the workshop of Shanwan Hydroelectric Power Station and the workshop's geometry and mechanics characteristic, on the basis of these, the three-dimensional nonlinear finite element method model is established to study the workshop bank's bearing characteristic.

6. Using the nonlinear finite element method calculates workshop bank foundation's distortion and stress status, as well as the workshop bank's holistic stability characteristic on the conditions of working order and proof-test. The bearing characteristic of foundation soil is also checked.

7. Adopting the overloading safety factor law and the intensity deposited safety factor law research the possible destructive mode of the workshop bank, so as to offer the scientific evidence for reinforcement measure.

Key words: Deep foundation pit slope, Cutoff wall, Stability

Nonlinear finite element method, Body limit equilibrium method

Bearing characteristic of foundation

1 概 论

1.1 论文选题的依据及研究意义

20 世纪 80 年代以来,随着经济建设的发展和人们生活水平的提高,我国各类建筑与市政工程、交通工程和水利水电工程飞速发展。多层建筑及高层建筑的地下室、地下车库、地铁、大型桥梁等都会面临深基坑工程问题,水利水电工程的截流围堰实际上也是一个大型的水利基坑工程。

深基坑工程既是土力学基础工程中一个古老的传统课题,同时又是一个综合性的新型岩土工程问题,涵盖学科众多,如土力学、水力学、结构力学、材料力学、地质、施工等,既涉及到土力学中典型的强度、稳定与变形问题,又涉及到水、土与支护结构的共同作用问题。

目前深基坑工程的边坡稳定性问题仍处于边实践边摸索阶段,由于发展的不成熟导致深基坑事故时有发生,一般事故率约占基坑工程的 20%,有的高达 30%,造成了严重的损失,从而制约了深基坑工程的发展。因此,加强对深基坑计算理论及数值模拟方法的研究,对提高深基坑工程实践指导的科学性尤为重要。

地基及岩基承载力问题也是岩土工程及基础工程领域最重要的课题之一。自土力学发展以来,国内外虽然对该问题作过广泛的研究,取得了系列成果,但仍有一些深层次的理论分析问题,新的分析方法,工程实用性及现场试验方面的问题值得进一步研究。据统计,全世界 60%以上的结构破坏是由于地基问题造成的,可见地基承载力也是结构设计中的一个重要课题。

地基承载力、土压力和边坡稳定是经典力学的三个主要领域,深基坑工程的土体力学性状,渗流(饱和渗流、饱和-非饱和渗流)规律以及水、土及支护结构相互作用规律,对科学地指导深基坑工程的设计、施工和实时监控具有重要的意义,也是深基坑发展的关键。因此本文深入研究深基坑工程中开挖边坡的稳定性,合理模拟深基坑开挖的基本过程,采用非线性有限元法和刚体极限平衡法对深基坑施工过程的边坡稳定性进行研究;以及运用非线性有限元法对厂房坝段的地基承载特性进行研究,具有十分重要的理论意义和实用价值。

沙湾水电站枢纽工程位于四川省乐山市大渡河干流上,是大渡河干流下游梯级开发中的龙头电站,是一座以发电为主,兼顾灌溉和航运功能的大型水利

枢纽工程。电站装机容量 480MW, 额定水头 24.5m, 正常蓄水位 432.0m, 保证出力 151MW, 年发电量 24.07 亿度, 总库容 4867 万 m^3 , 是一座混合式(河床式厂房加长尾水渠)开发的电站。沙湾水电站枢纽主要由左岸非溢流面板坝、泄洪冲沙闸、发电厂房、水渠及右岸接头坝等建筑物组成。现一期围堰已经基本完建, 堰体及堰基主要采用塑性砼防渗墙(墙厚 100cm), 上、下游围堰堰肩采用灌浆帷幕处理。其中, 厂房基坑开挖深度约 70m, 纵、横围堰背坡高度超过 70m, 厂房建基面约 $1.4 \times 104 \text{m}^2$, 厂房坝段河床覆盖层深厚, 覆盖层最大厚度达 66.0m, 渗透性强, 并分布有多层砂层透镜体, 砂层以粉细砂和粉土为主, 力学性质差, 对厂房的深基坑边坡开挖稳定性和厂房坝段地基的承载力起至关重要的作用。厂房深基坑面临的工程地质、水文地质条件复杂, 受开挖面应力释放和基坑边坡渗透体力共同作用, 深基坑边坡的稳定程度和分级开挖过程动态变化如何? 深基坑边坡可能的失稳模式, 分级开挖深基坑边坡的塑性屈服和拉裂破坏分布范围, 动态变化特征, 以及基坑边坡整体失稳的可能性? 围堰塑性砼防渗墙的稳定性及对深基坑边坡稳定性的影响? 含砾石粘土层对防渗墙工作性态的影响? 采用不同的土体本构模型对防渗墙应力状态的影响? 不同的工程处理措施对深基坑边坡稳定性的改善程度和效果如何? 施工完建后厂房的抗滑稳定性和地基的稳定性? 这些问题都是工程设计中极度关心的。本文将借助三维非线性有限元法和刚体极限平衡法来计算分析以上这些问题, 为工程的加固处理提供依据。

1.2 国内外研究现状及发展趋势

1.2.1 深基坑边坡稳定研究的发展^{[9]~[13][75]}

对深基坑边坡稳定性的研究是人们长期以来孜孜不倦所探讨的问题, 也是岩土工程或土木工程中的重要研究课题之一。近一百年来, 许多研究者致力于这一工作, 因此边坡稳定分析的内容十分丰富, 经过一个多世纪的发展, 取得了很大的成就。其大致可分为以下几个阶段:

二十世纪初, 对土坡稳定和土压力计算只考虑土体的内摩擦角, 并假定滑动面为平面。1773 年法国工程师库仑和 1857 年英国学者朗肯分别提出的库仑

土压力和朗肯土压力就是这类方法的代表。1916年彼德森氏提出了圆弧面分析法,该法只计及土的内摩擦力,并且不考虑土体内部土条间的相互作用力,这就是最初的瑞典圆弧法^[4]。后经 Fellenius 修改成为著名的瑞典条分法,被誉为现今岩土工程界的一个里程碑^[5],现在仍被列入各国高校土力学教材^{[6][7][8]}。

二十世纪四十年代,因瑞典条分法没考虑滑动土体内部各土条间的相互作用力,将滑动面简化为平面应变问题中的圆弧面,因而其安全系数较实际情况偏低,不少学者致力于改进瑞典圆弧法。一方面探索最危险滑弧的位置,制作数表、曲线以减少计算工作量,如泰勒、毕肖普、拉姆里和包洛斯等通过研究揭示了最危险滑弧圆心位置的某些变化规律。另一方面研究滑裂面的形状。1941年太沙基指出:土体破坏时的滑动面更接近对数螺旋线^[9]。但这种假设使得计算工作繁琐,计算量大却没有必要,因为安全系数 K 值在真正的最危险滑面附近变化十分迟钝,利用圆弧滑面假设仍然可以获得满意的结果。不过,土体越不均质,真正的最危险滑面偏离圆弧面越远,此时对数螺旋线并非能够逼近真实情况。

二十世纪五、六十年代,人们研究的主攻方向为:一是如何在计算中考虑滑动土体内部土条间的相互作用力;二是研究如何将此法推广应用到任意形状的滑动面。1954年简布提出了普通条分法的基本原理^[10],将最初的圆弧法推广到任意滑面情况,并通过假定土条间推力的作用点位置使问题得到比较合理的解决。1955年,毕肖普明确了土坡稳定安全系数的定义^[11]:

$$k = \tau_f / \tau \quad (1-1)$$

式中: τ_f 为沿整个滑面的平均抗剪强度; τ 为滑面上的平均剪应力。1965年摩根斯顿—普赖斯提出了“多余未知函数假设的合理性要求”^[11],从而使分析的结果更趋合理。

二十世纪七十年代以后,我国学者在边坡稳定分析方法的改进方面做出了重要的贡献。潘家铮提出了滑坡极限分析的两条基本原理——极大值原理和极小值原理。他指出:滑坡体如有可能沿许多滑面滑动,则失稳时它将沿抵抗力最小的那一个滑面破坏(极小值原理);滑坡体的滑面肯定时,则滑面上的反力及滑坡体内的内力皆能自行调整,以发挥最大的抗滑能力(极大值原理)。这是对边坡稳定分析力学原理的最精辟的总结和最重要的发展。1978年,张天宝通过按照瑞典法建立的简单土坡稳定系数函数的数值分析全面归纳了最危险滑弧

的变化规律。他补充了前人研究成果的不足,制成了可供查用的数表和曲线,提出了在确定最危险滑弧位置方面较费兰斯的 MM' 线,方捷耶夫的扁形面积等更为准确的方法^{[12][13][14]}。1980年,张天宝通过对复合土坡稳定系数函数的分析和数值计算研究阐明了复合土坡最危险滑面分布的多极值规律:(1)只有对滑出点相同的滑弧在 k 等值曲线图中研究,极值区个数才具有实际意义;(2)滑出点相同时,滑弧穿越不同土层的组合数一般就是理论上安全系数 k 的极小值个数。与此同时,阎中华也指出过类似的规律。

1981年,孙君实利用虚功原理,根据杜拉克公设,证明了潘家铮的极大值定理:利用模糊数学工具建立了土坡稳定安全系数的模糊函数和模糊约束条件,并与传统的安全系数和最小安全系数相对应,提出了安全系数的模糊解和最小模糊解集的概念。他在土坡稳定分析的理论和方法方面进行了全面的研究,做出了重要的贡献:(1)较好的解决了长期来人们在计算中尚无法合理处理的滑动土体内土条间相互作用力的大小、方向和作用点问题;(2)在滑面形态的构成和形成最危险滑面方法方面提出了行之有效的数值计算方法;(3)深刻地揭示了土坡稳定问题的力学原理,推动了土坡理论的深入发展^{[17][18]}。1985年张天宝根据索科洛夫斯基推导的边坡极限稳定原理,提出了“等 k 边坡”概念,建立了利用现行边坡稳定分析方法求解工程实用合理边坡的计算方法和程序^[20]。他于1986年论述了产生粘性土土压力时的合理滑面形状,提出了求解粘性土土压力的圆弧滑面整体平衡法^[20]。

二十世纪八十年代初,有限元在边坡稳定问题上的应用处于探索之中^[21]。应用有限元法计算边坡内部的应力,然后假定滑动面,滑动面上的法向力和切向力直接从有限元应力成果上获得。这样既可避免人为的粗糙假设,又考虑了土的应力~应变关系,比极限平衡法更精确合理,开辟了边坡稳定分析的新途径。

二十世纪九十年代后出现了概率分析法。由于电子计算机的普及,借助计算机程序使以前手算难以完成的分析方法变得简单易行,Bishop法、Janbu法、Morgenstern和Price法、Spencer法等计算程序应运而生,可考虑各种附加外力,计算出边坡最小安全系数,并可采用试算法随机搜索最危险滑弧的位置。

1.2.2 深基坑边坡稳定分析基本理论和方法^{[7]~[9]}

边坡稳定性分析和评价是边坡研究的核心,总体上来说,边坡稳定分析有

定性分析的方法和定量分析的方法。

定性分析方法主要是通过工程地质勘察,对影响边坡稳定性的主要因素、可能的变形破坏方式及失稳的力学机制等的分析,对已变形地质体的成因及其演化史进行分析,从而给出被评价边坡一个稳定性状况及其可能发展趋势的定性的说明和解释。定性分析的优点是能综合考虑影响边坡稳定性的多种因素,快速地对边坡的稳定状况及其发展趋势作出评价。

然而,人们更关心的是如何定量的表示边坡的稳定性,即边坡稳定分析的计算方法。边坡稳定分析的计算方法有很多,如条分法、数值分析方法、塑性极限方法、极限平衡分析法、模型试验法、可靠度方法和模糊数学方法等。随着人们认识的不断深入,目前国内外边坡稳定性分析的方法很多^[8],常用的方法有以下几种:

(1) 刚体极限平衡分析法^{[17][18]}

刚体极限平衡法是岩土力学中的一个经典分析方法,也是我国目前应用最简易、最成熟、最广泛的边坡稳定性分析方法,其基本思路是:假定岩土体破坏是由于滑体内滑动面上发生滑动而造成的,滑动面上土体服从破坏条件,假设滑动面已知,其形状可以是平面、圆弧面、对数螺旋面或其它不规则曲面,通过考虑由滑动面形成的隔离体的静力平衡,确定沿这一滑面发生滑动时的破坏荷载,分析斜坡各种破坏模式下的受力状态,以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。由于条块假定的受力不同,或认为采用的模式差异,极限平衡法主要有瑞典圆弧(Fellenius)法、简化毕肖普(Bishop)法、简布(Janbu)法、斯宾塞(Spencer)法、摩根斯坦—普赖斯(Morgenstern-Price)法、GLE法、不平衡推力传递系数法、沙尔玛(Sarma)法、楔体极限平衡法等。我国熊传治教授推导了Mohr-Coulomb破坏准则的安全系数表达式,用优化方法解决了平面或圆弧滑面的确定问题,张天宝(1981)对圆弧滑裂面采用解析法求解临界滑裂面,孙君实(1983)采用复形法对任意形状滑裂面确定最小安全系数,周文通(1984)使用Powell法计算“改良圆弧法”的最小安全系数。80年代后期陈祖煜、劭长华教授采用了单纯形法、负梯度法和DPF法来确定滑面的最优形状、求解任意形状滑裂面的安全系数。

(2) 极限分析法^{[7][8]}

极限分析法是以Drucker和Prager等学者创立的以塑性力学上、下限理论

为基础建立起来的力学分析方法。*Chen* 于 1975 年将这一理论推广到土的极限分析领域。由 *Sloan* 等学者提出的有限单元法上、下限解以及 *Donald* 和陈祖煜等提出的斜条分法上限解是两个较为成熟并具有实用意义的方法。极限分析方法的关键所在是运动许可速度场和静力许可应力场的构造技术及其优化分析。由于下限理论遵循协调的应力场, 因此求解相当困难, 而上限理论则可方便地构造协调速度场, 预测极限荷载。工程中从偏于安全角度考虑, 常要求获得下限分析成果。如能同时求得上限和下限解, 则可以准确确定实际破坏荷载和边坡的稳定安全系数, 其应用将克服其它方法的不确定性问题, 但极限分析求解较为复杂, 过去未能获得广泛应用。

(3) 现代岩土体数值模拟方法

计算机技术的迅猛发展促进了岩土体数值分析方法的研究, 采用数值计算理论可以分析大型的复杂工程结构, 模拟边坡开挖至破坏的全过程。为了更好地反映边坡岩土体的应力应变关系, 各种数值计算方法在边坡工程中得到了广泛的应用。目前, 比较有代表性的分析方法有: 有限单元法 (*FEM*)、离散单元法 (*DEM*)、快速拉格朗日法 (*FLAC*)、边界元法 (*BEM*)、临界滑动场法、流形元法等。[34]~[42]

①有限单元法 (*FEM*) [20]~[28]

有限单元法是在 1956 年提出的, 应用到岩石力学中是从 1966 年开始的, 克劳夫、威尔逊、辛克维茨等人首先采用线弹性连续体有限元分析方法来求解岩体力学问题。1963 年, 威尔逊首先提出应用非线性有限元进行结构分析计算。1968 年古德曼等人提出岩体不连续面单元, 这对模拟岩体中的断层、裂隙、节理等结构面的存在有很重要的贡献。20 世纪 70 年代, 自适应理论又被引入有限元计算中, 使有限元实现了网格的客观控制。迄今, 非线性有限元法已日趋完善和成熟, 使用有限元法探讨岩体工程问题已相当普遍, 其中包括用有限元法来研究岩质高边坡地下洞室的围岩稳定性, 以及坝肩岩体和坝体结构的稳定性。

有限元法是目前岩土力学领域中应用最为广泛的数值分析手段。就数学概念来讲, 有限元是通过变分原理(或加权余量法)和分区插值的离散化处理把基本支配方程转化为线性代数方程, 使求解待解域内的连续场函数转化为求解有限个离散点(节点)处的场函数值。随着国内外有限元理论与方法研究的日

益深入以及计算机工业的迅猛发展,岩土力学与工程研究中有限元理论研究与软件开发也达到了较高的水平。

②离散单元法 (DEM) ^{[29][30]}

1970年由 *Cundall* 首次提出离散单元 *DEM* (*distinct element method*) 模型以来,这一方法在岩土工程和边坡问题中的应用已得到日益增长。离散单元法应用牛顿定律分析相邻块体之间的平移和转动,模拟边坡块体崩塌的全过程,模拟边坡的时效变形等。离散单元法的一个突出功能是它在反映岩块之间接触面的滑移,分离与倾翻等大位移的同时,又能计算岩块内部的变形与应力分布。因此任何一种岩体材料都可引入到模型中,对块状结构、层状破裂或一般破裂结构岩体边坡比较合适。刚体弹簧元法^[31]是近年来提出的与离散元法很近似的一种方法,在边坡分析中,它克服了传统位移型有限元法单元间的应力跳跃缺陷和位移有限元法难以直接求出抗滑安全系数的缺点,从而使得最危险滑动面的搜索成为可能。但该方法也存在着一定的不足,如位移精度较低;不能直接求出单元应力张量的全分量,应力张量必须由交界面面力间接求得等。

③快速拉格朗日法 (FLAC) ^[8]

FLAC 法是由 *P.A.Cudall* 提出的一种显示时间差分解析法,由美国 *Itasca* 咨询公司首先使用并推广,基于牛顿运动定律,该软件可以考虑材料的非线性和几何学上的非线性,采用动态运动方程式,有效地克服了系统模型内的不安定因素;采用混合离散化法使塑性破坏和塑性流动得到体现;采用曼式时间差分解析法,大大提高了运算速度。该法结合了有限元和离散元的特点,既考虑了单元本身的变形,同时采用时步迭代,能够反映大变形以及可以考虑不连续面的作用,并且可以计算边坡变化的全过程。该法适用于解决非线性大变形,但节点的位移连续,本质上仍属于求解连续介质范畴的方法。

(4) 非确定分析方法^{[4][8]}

由于学科之间的相互渗透使许多与现代科学有关的理论和方法应用到边坡稳定性研究当中,同时为了适应边坡工程中的非确定性特征,许多学者改变单一的确定性正向分析方法,以概率统计、可靠度分析、模糊理论为基础将耗散结构、协同学、突变理论、分形理论、神经网络等非线性科学理论引入到边坡工程分析中。

①可靠度分析方法^{[32][33]}

由于作用荷载、岩土体力学参数等并非定值，而是服从一定的概率分布，边坡稳定性分析的一个发展方向是基于概率统计的可靠度理论。可靠度理论是一种迅猛发展的新方法，自二十世纪 70 年代应用于边坡工程以来，受到了国内外岩土界的高度重视。

可靠性分析是研究在诸多确定和不确定因素作用下系统的安全问题。它的基本思想是假设边坡受控于多种因素 $x_i (i=1, 2, \dots, n)$ ，基于极限平衡理论的状态函数 $Z=g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ 为合理的条件下，确定最小可靠度指标 β （最大失效概率）。从理论上讲，可靠度分析优于安全系数定值评价，然而对岩土材料，其最大的困难在于确定其物理力学参数，此外，因随机的因素太多，难以确定各因素的概率分布，此方法刚走向实际工程应用阶段，还有待深入研究。

②灰色系统理论分析方法^[38]

灰色系统理论由我国的邓聚龙教授首创，边坡中主要使用灰色关联理论进行稳定性判别。将影响边坡稳定的诸因素作为岩质边坡稳定性的判别变量，用多组判别法就可以得到边坡各种状态的概率，以此判别边坡的稳定与否。

③模糊综合评判法^[40]

即把模糊评判和层次分析法相结合进行滑坡综合评判。其基本思路是，分析影响滑坡的各种因素，采用层次分析法将各种因素划分层次：建立递阶关系，求出各类影响指标对稳定性的影响程度，最后用模糊评判方法按最大隶属度原则进行选择，判断边坡属于哪种状态。

④人工神经网络分析方法^[41]

人工神经网络是基于模仿人脑神经网络自然生理结构和功能而建立的一种信息处理系统。人工神经网络具有极强的学习功能和非线性表达能力，正好符合岩石力学与土力学中许多问题描述不完善和非线性特点。与数值模拟方法相结合，可以通过简单易测的信息来推知不易获得的信息。

神经网络在边坡工程研究中主要是用于边坡稳定性的评价和滑坡时空预测预报。他根据待识边坡的固有特性、统计特性、结构特性、模糊特性、知识性，对待识边坡进行描述、量化，然后作为神经网络的输入，设置其期望值，与一些标准的（即已知其类别归属的）边坡样本进行比较，据此去调整权值，经过反复学习，直到获得理想的输出为止，然后用此理想的学习结果去识别未知的边坡。利用人工神经网络方法和理论，可以尽可能地将多种影响因素作为输入

变量,建立这些定性定量影响因素同边坡安全系数与变形中的变形量之间的高度非线性映射模型,然后用模型来预测和评价边坡工程的安全性。

(5) 物理模拟方法

即模型试验法,地质模型试验方法^[5]是在 20 世纪 70 年代发展起来的,这种方法能模拟不连续岩体的自然条件、岩体结构和强度特性。实验方法主要有块体结构模型实验、底面摩擦实验和离心模型实验。块体结构模型实验主要用于研究施工荷载作用下的边坡岩体变形机制,耗资较大,常用于大型重要的工程边坡。底面摩擦实验主要侧重于边坡变形破坏机制的了解,价格低廉,易于应用。离心模型实验可真实地反映原型结构的工作状态,但其实验条件复杂,模型制作困难,仅用于重要的大型边坡。

通过模型实验研究,可以了解在特定的开挖、治理条件下,边坡岩体变形与破坏机制,以及变形的大致部位和危害程度。在实际应用中,结构模型实验以解决复杂和重要的工程问题为主,同数值模拟方法有机结合,相互检验,互为补充。在实验方法上还需要进一步完善提高。

近年来,由四川大学水科所研制出的模拟岩体及软弱结构面力学参数变化的变温相似材料^{[14][15]},推动模型实验方法进一步向前发展。该方法是通过预埋边坡关键部位的电阻丝不断升温,逐渐降低岩体和结构面的参数,以此来研究边坡的失稳演变过程,该方法可以较真实地反映边坡应力场,在一个模型上实现强度储备法,代表了地质力学模型新的发展方向。

(6) 其它方法

除了上述分析方法外,近年来还提出了不少新的研究方法,如:关键块体理论法^[34]、流形元法^[36]和各类耦合数值分析方法^[37];分形分维理论^[39]、模糊(Fuzzy)极值理论^[40]等统计类比方法以及各类数据库、专家系统、人工智能、岩体三位数字模型^[42]等。

边坡稳定分析方法的多样性,使人们可以从多种途径来对边坡的稳定性进行评价,其中极限平衡分析法具有简单快捷的优点,是岩土力学中的一个经典分析方法,在工程上得到广泛应用;有限元法也是工程中应用较多的一种方法,已发展得较为成熟,可以用来求解弹性、弹塑性、粘弹塑性、粘塑性等问题,具有重要的实用价值。

1.2.3 影响深基坑边坡稳定性的因素^{〔1〕〔5〕〔8〕〔9〕}

作为地质结构体的边坡，是一个开放性系统，其演化、形成均处于动态变化的过程中，影响岩土边坡稳定的因素是多种多样的，归纳起来主要有以下几个方面。

(1) 地质条件

边坡的稳定性与边坡所处的地质背景、岩土体结构、地层岩性组合、地形地貌、表面风化程度等条件密切相关。边坡中的不利结构面组合往往是边坡失稳的控制因素。查明节理、结构面的产状、空间方位、充填物、张开度、岩体连续性、物理力学参数以及断层规模等情况，是分析边坡的稳定性的首要条件。

(2) 水的作用

水的作用是影响边坡稳定的重要因素。水的作用不仅在边坡具有一定的静水压力和渗透压力，同时对边坡岩土体的强度具有一定的软化作用，从而增大边坡失稳的概率。水对边坡稳定的影响不仅表现在地下水长期作用，受降雨、降雪、冻融气候条件变化的影响，还体现在一些外部水环境变化带来的不利作用，例如蓄水和泄水造成水位经常变化，库水位骤降使边坡表面产生渗透力，坝下游泄洪雾化的影响等，引起地下水水位变化及边坡材料性质的变化，最后导致大规模的崩岸和滑坡。

(3) 工程开挖和填筑

工程开挖和填筑是导致滑坡的两大主要原因。修路堑、基坑开挖，土石坝筑坝、路堤填筑、边坡和边坡顶上外荷载作用（如公路路堤边坡顶汽车荷载、人行荷载，水坝后水荷载等）引起边坡应力的重分布，在应力调整过程中达不到新的平衡，从局部的岩土体发生屈服或破坏到最终造成整个边坡失稳。

(4) 地震作用

地震力引起的惯性力和因循环退化引起的抗剪强度降低，触发边坡的滑坡、崩塌，其造成的灾害往往是毁灭性的。不同岩土性质对地震的反应不同。据调查研究，百分之九十以上的滑坡产生在各种松散的堆积体中，且对于高灵敏度的粘土和饱水松散粉细砂层，易产生触变和液化，丧失抗剪强度而导致滑坡发生。整体性较好的岩石边坡可能造成崩塌和落石，而对于散体结构的岩石边坡则可能产生大规模的滑坡和溜滑。

一个边坡的失稳往往是多种因素共同作用的结果，以上几方面因素归结起

来, 导致边坡失稳的内在原因主要体现在两方面: 一是外界力的作用破坏了岩土原来的应力平衡状态。二是边坡岩土体的抗剪强度由于受到外界各种因素的影响而降低, 促使边坡失稳破坏。

1.3 地基承载力概述^[70]

1.3.1 地基破坏型式和地基承载力

建筑物因地基引起的破坏, 一般有两种可能: 一种是由于建筑物基础在荷载作用下产生了过大的沉降或沉降差, 致使建筑物严重下沉、上部结构开裂、倾斜而失去使用价值; 另一种是由于建筑物的荷载过大, 超过了持力层上所能承受荷载的能力而使地基发生破坏。

地基因承载力不足而引起的破坏, 通常是由于基础下持力层土的剪切破坏所造成的。这种剪切破坏的形式主要有以下三种: (1)整体剪切破坏; (2)局部剪切破坏; (3)冲剪破坏^{[67][68][69]}。

整体剪切破坏的特征是当基础荷载较小时, 基底压力与沉降基本上呈直线关系, 当荷载增加到某一数值时, 在基础边缘处的地基开始发生剪切破坏, 随着荷载的增加, 剪切破坏区(或称塑性变形区)逐渐扩大, 这时压力与沉降之间呈曲线关系。如果基础上的荷载继续增加, 剪切破坏区不断扩大, 最终在地基中形成一连续的滑动面, 基础急剧下沉或向一侧倾倒, 同时基础四周的地面隆起, 地基发生整体剪切破坏。

局部剪切破坏是介于整体剪切破坏和冲剪破坏之间的一种破坏形式, 剪切破坏也从基础边缘开始, 但滑动面不发展到地面, 而是限制在地基内部某一区域, 基础四周地面也有隆起现象, 但不会有明显的倾斜和倒塌。压力和沉降关系曲线从一开始就呈现非线性关系。

冲剪破坏先是由于基础下软弱土的压缩变形使基础连续下沉, 如荷载继续增加到某一数值时, 基础如同向下“切入”土中一样, 基础侧面附近的土体因垂直剪切而破坏。冲剪破坏时, 地基中没有出现明显的连续滑动面, 基础四周的地面不隆起, 基础没有很大的倾斜, 压力与沉降关系曲线与局部剪切破坏的情况类似, 不出现明显的转折现象。

地基究竟发生哪一种破坏形式, 主要与基础上所加的荷载条件、基础的埋

置深度、土的种类和密度等多种因素有关。

研究地基破坏的模式、特征,其目的在于确定地基承载力。所谓承载力,是指地基所能承受的压力,一般分为极限承载力和容许承载力。前者是指地基达到整体剪切破坏阶段所承受的最小压力,也就是说地基从塑性变形阶段达到整体剪切破坏的界限压力,后者是指地基不破坏也不产生过大沉降即满足强度与变形两个条件的承载力。

目前地基承载力的确定主要有理论公式计算、现场原位试验和查规范表格等方法。理论方法是通过控制地基塑性区的发展范围确定承载力;另一种是先计算极限承载力,然后再赋以安全系数的方法。经验方法是查规范或按原位测试成果和建筑经验确定承载力。下面将介绍一些主要的地基承载力的基本理论和计算公式,均在整体剪切破坏的条件下得到的,对于局部剪切和冲剪破坏的情况,目前尚无理论公式可循。

1.3.2 地基承载力分析基本理论及方法

1.3.2.1 基于极限平衡理论的地基承载力分析方法

土的抗剪强度理论给出,当土中一点破坏时,其最大和最小主应力 σ_1 和 σ_3 之间满足以下关系:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) + 2c \tan(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (1-2)$$

此即极限平衡理论。目前求解地基极限承载力的理论方法是建立在极限平衡方程基础上的。普朗德尔(1920)和赖斯纳(1924)根据塑性理论研究刚性冲模压入无质量的半无限刚塑性介质,导出了介质达到破坏时的滑动面形状和极限压力公式,得到了相应的精确解答。卡库奥特(1934)首先应用普朗德尔和赖斯纳的解答进行了基础分析。太沙基(1943)基于叠加原理给出了浅基础极限承载力的一般近似表达式($P_u = cN_c + qN_q + \gamma bN_\gamma/2$)。对于局部剪切破坏的情况(软粘土和松砂),太沙基建议用经验的方法调整抗剪强度指标 c 和 φ ,即 $c' = 2c/3$ 和 $\tan \varphi' = 2 \tan \varphi/3$ 。对于圆形或方形的基础,由于属于三维问题,都是半经验公式。

在太沙基之后,不少学者如梅耶科夫、汉森及魏锡克等都基于相应的假定

提出了各自的极限承载力理论：梅耶科夫认为将滑动面的终点限制在与基底同一水平上并且不考虑基础两侧土体的抗剪强度的影响是不符合实际情况的，他认为地基发生整体剪切破坏时其滑动面的终点，对于浅基础来说是延伸至地面，而对于深基础来说则交于基础的侧面。汉森认为极限承载力的大小还与作用在基础底面上倾斜荷载的倾斜程度和大小有关。70年代，魏锡克在总结前人研究成果的基础上对这一课题进行了更为全面的分析。上述承载力理论都是在假定土体不可压缩、地基发生整体剪切破坏的条件下得出的，实际上土体在发生破坏前及在剪切过程中将产生压缩现象或由于土质松软而出现局部破坏或冲剪破坏，魏锡克根据基底下楔形体两侧的极限法向应力与相同土体在球形孔或圆筒形孔穴内扩张压力相等的条件得出土体压缩影响系数表达式，从而对承载力进行修正。

上述承载力公式均采用假定滑动面的方法，并根据土的静力平衡条件分别求出由粘聚力 c 、超载 q 和土的自重 γ 所引起的承载力，然后进行叠加而得到总的承载力，因此各个承载力公式中由于以上 c 、 q 、 γ 所组成的每一项实际上并不是在同一滑动面的情况下得出的，且在求解过程中均将滑动土体当作不变形的刚塑体来考虑，而实际上土体在荷载作用下不但会产生压缩变形也会产生剪切变形。这就是目前承载力公式中共同存在的主要问题以及不能真实反映工程实际的主要原因。下面将介绍四种典型的承载力公式^{[67][68][70][71]}。

(1) 太沙基公式

太沙基公式是常用的求极限荷载公式之一，适用于基底粗糙的条形基础。

$$\text{对于整体剪切破坏情况: } P_u = cN_c + \gamma dN_q + \frac{1}{2}\gamma bN_\gamma \quad (1-3)$$

$$\text{对于局部剪切破坏情况: } P_u = \frac{2}{3}cN'_c + \gamma dN'_q + \frac{1}{2}\gamma bN'_\gamma \quad (1-4)$$

式中： c -地基土的粘聚力； γ -地基土的重度； d -基础埋置深度； b -基底的宽度； N_c ， N_q ， N_γ ， N'_c ， N'_q 及 N'_γ 为承载力系数，是地基土的内摩擦角 ϕ 的函数，可由[69]等文献查到。

当采用式(1-3)及(1-4)确定地基的容许承载力 P_u 时，承载力的安全系数 $K \geq 3$ 。

(2) 梅耶科夫公式

梅耶科夫公式是按照假定的滑动面求极限荷载的近似公式，其特点是考虑

了旁侧上的抗剪强度，既可用于浅基础，也可用于深基础，是目前西欧各国常用承载力公式之一。

梅耶科夫公式的地基极限荷载 P_u 由三部分组成：粘聚力及旁侧荷载产生的部分；土体自重产生的部分；基础侧面的摩擦力产生的部分。条形基础的极限

$$\text{荷载 } P_u \text{ 为: } P_u = \frac{1}{2} \gamma b N_{\gamma} + c N_{c} + \sigma_0 N_{q} + \frac{2fd}{b} \quad (1-5)$$

式中： σ_0 -旁侧荷载； f -土与基础侧面单位面积上的摩擦力； N_{γ} ， N_{c} 及 N_{q} 为承载力系数，是地基土的内摩擦角 φ 的函数，可由[69]等文献查到。

在一般情况下式(1-5) 的最后一项与前三项相比，可略去不计。

(3) 汉森公式

如果荷载是偏心的和倾斜的，则问题较为复杂。由于水平力的存在，基础可能沿基底滑移或者产生整体剪切破坏。

$$\text{汉森的极限承载力公式: } P_w = \frac{1}{2} \gamma_1 b N_{\gamma} S_{\gamma} i_{\gamma} + q N_q S_q d_q i_q + c N_c S_c d_c i_c \quad (1-6)$$

式中： P_w -地基的垂直向极限承载力； γ_1 -基底下持力层的重度，水下用浮重度； q -基底平面处的有效旁侧荷载； N_{γ} ， N_q 及 N_c -承载力系数，是地基土内摩擦角 φ 的函数； S_{γ} ， S_q ， S_c -与基础形状有关的形状系数，对于条形基础 $S_{\gamma}=S_q=S_c=1$ ； d_q 及 d_c -与基础埋深有关的深度系数； i_{γ} ， i_q 及 i_c -与作用荷载倾斜角有关的倾斜系数。以上各项系数均可由[69]等文献查到。

若地基土在滑动面范围内由几个土层组成，各土层的抗剪强度相差不太悬殊，则可采用以土层厚度 h_i 为权的加权平均指标。例如，平均内摩擦角 φ_p ，可

$$\text{取为: } \varphi_p = \frac{\sum_1^n h_i \varphi_i}{\sum_1^n h_i} \quad (1-7)$$

(4) 魏锡克公式:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_1 b N_{\gamma} S_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} + q N_q S_q d_q i_q + c N_c S_c d_c i_c \quad (1-8)$$

$$\text{对于均布条形荷载: } P_w = \frac{1}{2} \gamma_1 b N_\gamma + q N_q + c N_c \quad (1-9)$$

式中: N_γ , N_q 及 N_c -承载力系数; S_γ , S_q 及 S_c -基础形状系数, 对于矩形及方圆形的基础形状系数; d_γ , d_q 及 d_c -与基础埋深有关的深度系数; i_γ , i_q 及 i_c -与作用荷载倾斜角有关的倾斜系数。以上各项系数均可由[69]查到相应的表格或计算公式。

魏锡克公式的特点是考虑了工程中常遇到的一些因素对承载力的影响。例如, 对式(1-8)中的各项乘以压缩影响系数, 即可考虑土的压缩性的影响; 对双层土地基(持力层比下卧层软弱, 此时可能发生土的侧向塑流, 类似在两块平行板中受挤压; 持力层比下卧层好, 此时可能在下卧层顶部产生冲剪破坏), 可引入双层土承载力系数。

1.3.2.2 基于弹塑性理论的地基承载力分析方法

这种方法用弹性力学方法计算土中应力, 而以土中一点或一个区域剪切破坏条件确定地基的某种界限(如临塑或塑性区开展一定深度)荷载, 这种荷载称为界限荷载。

根据弹塑性理论, 当条形基础埋深为 d 时, 地基中任意点的应力由以下两部分叠加组成: (1)计算点以上土层自重引起的应力; (2)由扣除埋深内土的自重后的附加条形均布荷载引起的应力。由于这两部分应力主方向不同, 故简化假设土自重作用下的主应力大小相等, 相当于静水应力状态, 总的主应力可按代数和叠加。当该点的主应力达到极限平衡状态时, 该点的应力满足莫尔-库仑强度条件。通过分析即可以得到塑性区开展的最大深度 Z_{\max} (从基础底面算起):

$$Z_{\max} = \frac{p - \gamma d}{\pi \gamma} \left[\cot \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \right] - \frac{c}{\gamma \tan \varphi} - d \quad (1-10)$$

式中: p -为基底总压力; γ -为地基土重度; φ -为地基土内摩擦角; c -为地基土粘聚力。

当土的物理力学指标确定后, 地基承载力取决于塑性区容许开展的深度 Z_{\max} 及埋深 d 。若 $Z_{\max} = 0$, 表示地基中刚要出现但尚未出现塑性区, 即处于所谓的临塑荷载。此状态下的基底承载力即为临塑荷载 p_{cr} :

$$p_{cr} = \frac{\pi(rd + c \cot \varphi)}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + rd = N_d rd + N_c c \quad (1-11)$$

$$\text{式中: } N_d = \frac{\cot \varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}, \quad N_c = \frac{\pi \cot \varphi}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$$

这里 N_d 及 N_c 为承载力系数, 取决于 φ 。

当荷载 P 增大时, 地基中的塑性区就发展, 该区的最大深度也随之增大。工程实践证明, 即使地基内部出现剪切破坏, 只要塑性区的范围不超过某种限度, 就不致影响基础的安全。因此, 如果以 p_{cr} 作为浅基础的地基承载力是偏于保守的。国内某些地区的经验认为, 基础在中心荷载作用下, 可用 $Z_{\max} = b/4$ 相应的界限荷载 $p_{1/4}$ 为地基承载力。在式(1-10)中代入 $Z_{\max} = b/4$ 可解得 $p = p_{1/4}$:

$$p_{1/4} = N_{1/4} rb + N_d rd + N_c c \quad (1-12)$$

这里 N_d 仍可称为承载力系数, 它们仅取决于地基土的 φ 值。基础在偏心荷载作用下, 且当 $b \geq 3m$ 时, 可令 $Z_{\max} = b/3$, 代入式(1-10), 解得 $p = p_{1/3}$:

$$p_{1/3} = N_{1/3} rb + N_d rd + N_c c \quad (1-13)$$

式中 $N_{1/3} = \frac{\pi}{3(\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2})}$; $N_{1/3}$ 也称为承载力系数, 取决于地基土的 φ 值。

以上基于弹塑性理论得到的地基承载力公式均是根据平面应变条件, 即条形荷载条件得到的, 至今工程上对于圆形及矩形基础也借用这些公式。

1.3.2.3 岩基承载力确定方法简述

对岩石地基确定其承载力的方法较多, 主要方法有: (1) 岩体载荷试验; (2) 现场大型剪切试验; (3) 由岩石单轴抗压强度推算。这些方法中应用较普遍还是由岩石单轴抗压强度推算岩基承载力, 虽然岩石单轴受压强度与岩基的破坏机制有所不同, 但岩石单轴受压试验简便, 一般岩土试验室均能完成此试验工作, 可以进行多试样试验, 有利于对试验数据的统计分析。《建筑地基基础设计规范》

(GBJ7-89 说明)认为,当进行载荷试验或大型剪切试验有困难时,对于微风化和中等风化的岩石,也可采用饱和单轴抗压强度 f_r 作为评价承载力的基础,即由 f_r 乘以折减数 ψ 得到岩基承载力。对于泥质岩,则应依据天然状态下的岩石单轴抗压强度确定。岩样试验中,尺寸效应是不可忽视的因素,一般规定试件尺寸为 $\phi 50 \times 100\text{mm}$ 。折减系数 ψ 反映了岩石地基承载力与岩样承载能力的差异。在档次划分上,岩石软硬的质地可在单轴抗压强度的大小上得到反映,但岩石风化程度或岩体的裂隙破碎程度等反映了岩体与岩样的区别。《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89 说明)指出按风化程度将 ψ 分为两档,每档给出一定范围,由岩体结构面间距、产状及其组合、水稳性等具体情况选择使用。对微风化岩石 $\psi = 1/5 \sim 1/3$, 中等风化岩石 $\psi = 1/6 \sim 1/4$ 。对于强风化岩石,考虑到它已接近散粒体,可按相应的粗粒体相应的承载力确定方法评定,不再给出折减系数 ψ 值。

关于岩石“饱和”存在以下问题:(1)使岩石饱和的方法问题。从现场采集岩样到试样切削加工的整个过程,不可避免地对岩样造成损伤,具有缺陷的岩样投入水中浸泡。由于水分子的楔入作用,使部分岩样发生崩解,此部分岩样的单轴抗压强度为零,如果统计试验结果时计入,将使岩石强度明显偏低;若不计入,则统计结果将不是随机数的统计值,显然不合理。(2)如果采用固结饱和,虽然可以得到无损的饱和试样,以三轴试验代替单轴试验,这种试验装置为数很少,难以满足工程需要^[74,75]。

1.3.3 影响地基承载力的因素^[57]

(1) 地下水位的影响

地下水位的位置对浅基础的地基承载力的影响很大。地下水位以下的土体,不仅土的重度会因水的浮力而减小,而且土浸水会导致粘聚力的降低。

(2) 基础尺寸和埋深的影响

由承载力的基本公式可以看出,为提高地基承载力而增加基础埋深,可以收到良好的效果。增加基础宽度也会提高地基承载力,但要特别注意的是对于 ψ 角很小的饱和软粘土地基,增大基础宽度,承载力增加较小,还可能由于增大了压缩层的范围,而使低级沉降相应的增大。因此,用增大地基宽度来提高地基承载力只适用于 ψ 角较大的地基。

1.4 论文研究的主要内容

深基坑工程的研究由来已久,最早可追溯到 19 世纪末至 20 世纪初。本论文针对沙湾厂房深基坑,运用非线性有限元法和刚体极限平衡法,研究深基坑工程中塑性混凝土防渗墙工作性状及开挖边坡的稳定性,并采用非线性有限元法对厂房坝段地基承载特性进行研究。主要研究内容包括以下几个方面:

1.4.1 厂房坝段建基面高程选择

(1) 根据沙湾厂房深基坑边坡地形、地质条件以及防渗墙特性,建立非线性有限元法和刚体极限平衡法计算模型,重点模拟防渗墙及砾石粘土层等不利条件。

(2) 考虑水压力的作用,运用非线性有限元法研究三种不同建基面高程防渗墙的工作性状,以及基坑开挖边坡的整体稳定性,确定厂房深基坑的建基面高程。

1.4.2 深基坑混凝土防渗墙工作特性

针对选定建基面高程方案,采用有限元法模拟基坑分级开挖过程,研究防渗墙及边坡的稳定性;分析含砾石粘土层对防渗墙工作性状的影响;研究 E- μ 模型和 E-B 模型对防渗墙应力状态的影响,并研究防渗墙物理性状变化对墙体变形与应力的影响,为工程边坡的加固以及防渗墙的处理提供依据。

1.4.3 深基坑边坡稳定性

采用刚体极限平衡法中的毕肖普法,研究基坑分级开挖过程中边坡的整体稳定性;提出土钉墙布置方案,并评价其的加固效果。

1.4.4 厂房坝段地基承载特性

(1) 结合前述的 369m、360m 和 352m 三种建基面方案厂房基坑开挖边坡的稳定性论证情况,针对设计推荐的 360m 建基面方案,根据沙湾厂房深基坑地形、地质以及厂房的几何和力学特性,建立厂房坝段三维有限元计算模型。

(2) 运用非线性有限元法, 计算完建工况、运行期正常、校核工况下, 厂房坝段基础变形、应力和厂房坝段的整体抗滑稳定性, 并对地基承载力进行复核。

(3) 采用超载法和强储法研究厂房坝段可能出现的破坏模式, 为提出加固措施提供理论依据。

2 边坡稳定及地基特性研究的基本理论及计算方法

2.1 有限元基本方程

(1) 平衡方程

静力有限元平衡方程，其形式为：

$$[K]\{u\} = \{F\} \quad (2-1)$$

式中： $\{F\}$ -荷载矢量列阵； $[K]$ -总刚矩阵，与介质的力学特性有关； $\{u\}$ -位移矢量列阵。

总刚矩阵 $[K]$ 通过单刚矩阵累加求取。引入边界条件（荷载和位移条件），求解式（2-1）可得到节点位移矢量 $\{u\}$ 。

(2) 几何方程

对式（2-1）求解得到节点位移矢量 $\{u\}$ 后，可以通过下面的几何方程求得单元节点的应变 $\{\epsilon\}$ ：

$$\{\epsilon\} = [D]\{\delta\} \quad (2-2)$$

式中： $\{\epsilon\}$ -应变列阵； $[D]$ -几何矩阵，与形函数有关，反映了单元应变与节点位移之间的几何关系，可由弹性力学的几何方程导出； $\{\delta\}$ -位移列阵。

(3) 物理方程——弹性本构关系

由物理方程，可将单元的应力-应变关系写为：

$$\{\sigma\} = [C]\{\epsilon\} \quad (2-3)$$

式中： $\{\sigma\}$ -应力列阵； $[C]$ -本构矩阵，取决于介质的杨氏模量 E 和泊松比 μ ； $\{\epsilon\}$ -应变列阵。

(4) 求解基本步骤

- ①选取坐标系，划分单元，建立离散化有限元计算模型；
- ②给定材料参数，计算单元刚度矩阵；
- ③由单元刚度矩阵，形成总刚矩阵，建立系统的平衡方程；
- ④引入边界条件（荷载和位移边界）；
- ⑤根据平衡方程求节点位移；
- ⑥根据几何方程求单元应变；

⑦根据物理方程求单元应力。

2.2 土体的强度与本构模型^{[72][73]}

土体介质的力学特性复杂,一般考虑为非线性材料或弹塑性材料。根据弹性有限元法计算出单元应力后,应采用有关的强度本构模型判定材料介质是否发生拉裂破坏或剪切塑性破坏。下面对沙湾水电站厂房深基坑分级开挖计算分析时,所考虑的材料本构强度模型作一简单介绍。

2.2.1 非线性本构模型

(1) Duncan E- μ 模型

E- μ 模型增量型的应力应变关系可用下式表示:

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (2-4)$$

模型采用的切线杨氏模量 E_t 和切线泊松比 μ_t 可表示如下:

$$E_t = E_i(1 - R_f \cdot S)^2 \quad (2-5)$$

$$\mu_t = \frac{G - F \cdot \log(\sigma_3/p_a)}{(1 - A)^2} \quad (2-6)$$

$$\text{式中: } E_i = K p_a (\sigma_3/p_a)^n \quad (2-7)$$

$$S = \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2C \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \quad (2-8)$$

$$A = \frac{D(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i(1 - R_f \cdot S)} \quad (2-9)$$

该模型共有 8 个参数: C 、 φ 、 K 、 n 、 R_f 、 G 、 F 、 D

回弹模量 E_{ur} 按下式计算

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot p_a (\sigma_3/p_a)^n \quad (2-10)$$

(2) Duncan E-B 非线性模型

该模型以切线杨氏模量 E_t 和体积模量 B_t 为参数, E_t 仍按 (2-5) 式计算, B_t 按下式计算:

$$B_t = K_b \cdot p_a (\sigma_3 / p_a)^m \quad (2-11)$$

邓肯模型的不足之处在于它不能反映压缩与剪切的交叉影响; 不能反映各向异性; 不能反映加荷卸荷对 B 的变化; 不能反映中主应力对强度指标的影响等。但总的来说, 该模型反映了堆石体变形的规律。且该模型简便直观, 概念明确, 并积累了相当多的应用经验, 因此目前被工程设计人员广泛使用。

2.2.2 弹塑性模型

厂房深基坑边坡岩土体开挖, 由于开挖临空面的形成, 导致基坑边坡产生渗流场 (尤其是防渗墙部位产生显著的渗透体力效应), 在自重应力和渗透体力共同作用下, 基坑边坡开挖面附近初始应力释放, 以及塑性砦及其附近产生显著的渗透体力, 从而使得开挖面附近岩土体向临空面位移、塑性砦防渗墙朝基坑方向位移, 并导致开挖面局部范围和塑性砦防渗墙附近产生应力集中。对于岩土体材料强度较低的部位, 将首先出现塑性破坏, 由此导致这些部位承载能力下降, 超过其承载能力的部分荷载 (超余应力) 将转移至附近单元, 并可能引起附近单元也发生破坏。因此, 沙湾水电站厂房深基坑边坡和塑性砦防渗墙的变位、应力及破坏是一个不断调整并最终趋于稳定 (收敛) 的渐进过程。非线性有限元法能较真实地模拟分析这一客观过程。

土的变形由可恢复的弹性变形和不可恢复的塑性变形两部分组成。非线性弹性模型把总的变形都当作弹性变形, 用改变弹性常数来反映非线性; 而弹塑性模型则分别用虎克定律来解弹性变形, 用塑性理论来解塑性变形, 从而形成总的变形。其总的应变 $\{\varepsilon\}$ 可以通过下式来描述:

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon^{el}\} + \{\varepsilon^{pl}\} + \{\varepsilon^{th}\} + \{\varepsilon^{cr}\} + \{\varepsilon^{sw}\} \quad (2-12)$$

式中: ε -总应变矢量; ε^{el} -弹性应变矢量; ε^{pl} -塑性应变矢量; ε^{th} -热应变矢量; ε^{cr} -蠕变应变矢量; ε^{sw} -膨胀应变矢量。

式 (2-12) 中, 总应变 ε 可以通过应变计测得, 而弹性应变、热应变、塑性应变、蠕变应变和膨胀应变都可以根据相关的理论求得。沙湾水电站厂房深基坑有限元分析计算时, 除了按弹性有限元理论计算弹性应变外, 主要关心的是塑性应变的计算, 对于热应变、蠕变应变和膨胀应变等则不予考虑。

解塑性应变要作若干假定, 主要包括屈服准则、流动法则和硬化法则等三个方面, 在这些假定的基础上, 就可建立弹塑性应力~应变矩阵, 确定应力分量与应变分量之间的对应关系。由于假定不同, 可以形成许多本构模型理论。

在弹塑性有限元分析中, 屈服准则是反映材料是否达到屈服的准则, 对于多个应力分量, 屈服准则可以描述为多个应力分量的函数 $f(\{\sigma\})$, 一般通过等效应力参数 σ_e 来表达:

$$\sigma_e = f(\{\sigma\}) \quad (2-13)$$

式中: σ —应力矢量。

当等效应力 σ_e 等于材料的屈服参数 σ_y :

$$f(\{\sigma\}) = \sigma_y \quad (2-14)$$

当等效应力 σ_e 等于材料的屈服参数 σ_y 时, 则材料就会产生塑性应变; 若等效应力 σ_e 小于 σ_y , 则材料仍处于弹性状态, 相应的应力则可以通过弹性应力-应变关系求得。

流动法则是用于确定塑性应变增量方向的规定, 可以用下式来表示:

$$\{d\epsilon^{pl}\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} \quad (2-15)$$

式中: $d\epsilon^{pl}$ —塑性应变增量; $d\lambda$ —与塑性应变有关的系数 (决定了塑性应变的量值); Q —描述塑性势面的应力函数 (决定了塑性应变发生的方向)。

若 Q 是屈服函数 F , 则流动法则就被描述为相关联, 相应地, 塑性应变发生在屈服面的法向方向。

硬化法则描述了屈服面随屈服扩展的变化。在有限元分析中, 一般有两种硬化准则可以采用: 各向同性硬化和运动硬化。根据硬化法则便可以建立屈服发生的条件 (如应力状态)。

当等效应力超过材料的屈服应力, 则塑性应变就会产生。塑性应变通过降低应力状态以满足有关的屈服准则。根据前面提到有关理论, 可以计算应变增量。对于屈服函数, 可以写为下面的普遍形式:

$$F(\{\sigma\}, k, \{a\}) = 0 \quad (2-16)$$

式中: k —塑性功, 是加载历史中产生的塑性功的总和; $\{a\}$ —屈服面平移。其中

$$k = \{\sigma\}^T [M] \{d\varepsilon^{pl}\} \quad (2-17)$$

$$\text{且, } [M] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ \text{对} & & & 2 & 0 & 0 \\ & & & & 2 & 0 \\ & & \text{称} & & & 2 \end{bmatrix}.$$

而屈服面平移也与荷载历史有关, 其公式为:

$$\{\alpha\} = \int C \{d\varepsilon^{pl}\} \quad (2-18)$$

式中: C —材料参数。

式 (2-16) 可以写成微分形式:

$$dF = \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [M] \{d\sigma\} + \frac{\partial F}{\partial k} dk + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [M] \{d\alpha\} \quad (2-19)$$

对于式 (2-17) 和式 (2-18), 写成微分形式为:

$$dk = \{\sigma\}^T [M] \{d\varepsilon^{pl}\} \quad (2-20)$$

$$\{d\alpha\} = C \{d\varepsilon^{pl}\} \quad (2-21)$$

将式 (2-17) 和式 (2-18) 代入式 (2-19), 则式 (2-19) 变为:

$$dF = \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [M] \{d\sigma\} + \frac{\partial F}{\partial k} \{\sigma\}^T [M] \{d\varepsilon^{pl}\} + C \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [M] \{d\varepsilon^{pl}\} \quad (2-22)$$

应力增量可以通过弹性本构关系计算得到:

$$\{d\sigma\} = [D] \{d\varepsilon^{el}\} \quad (2-23)$$

$$\text{其中 } \{d\varepsilon^{el}\} = \{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon^{pl}\} \quad (2-24)$$

总应变增量由弹性应变和塑性应变两个部分组成, 将式 (2-15) 代入式 (2-22) 和式 (2-24), 且合并式 (2-22)、式 (2-23)、式 (2-24), 则可得到 dI 值:

$$d\lambda = \frac{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [M] [D] \{d\varepsilon\}}{-\left\{ \frac{\partial F}{\partial k} \right\} \{\sigma\}^T [M] \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} - C \left\{ \frac{\partial F}{\partial \alpha} \right\}^T [M] \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\} + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [M] [D] \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right\}} \quad (2-25)$$

破坏准则是判定岩土体破坏与否的标准。厂房深基坑分级开挖施工中，基坑边坡附近岩土体介质和塑性砼防渗墙等介质材料是否进入屈服状态，采用 Drucker-Prager 准则来判别。对于 Drucker-Prager 屈服准则，当材料进入屈服后，屈服面在空间并不随屈服而发生改变，其应力应变关系如图 2.1 所示，材料性质表现为理想弹塑性。

对于 Drucker-Prager 屈服准则，需要考虑的材料常数有三个：内聚力 c 、内摩擦角 φ 和流动角 φ' 。剪胀量（因材料屈服而引起的材料体积增加）可以通过流动角 φ' 来控制。若流动角 φ' 等于内摩擦角 φ ，则流动准则是相关联的；若流动角 φ' 等于 0（或小于内摩擦角 φ ），则流动准则是非相关联的，相应地，材料进入屈服时则并不发生（或小于）材料体积的增加。当材料进入塑性状态后，其应力应变关系可由塑性理论中的增量法求解。

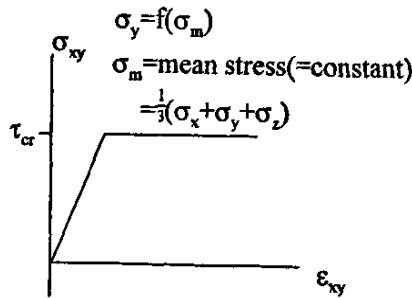


图2.1 Drucker-Prager准则的应力应变关系

Drucker-Prager 屈服准则中，其等效应力表示为：

$$\sigma_e = 3\beta\sigma_m + \left[\frac{1}{2} \{s\}^T [M] \{s\} \right]^{1/2} \quad (2-26)$$

式中： σ_e -等效应力； σ_m -平均正应力或静水压力； $\{s\}$ -偏应力，见式 (2-27)；

β -材料常数; $[M]$ -系数矩阵, 见式 (2-20) 的说明。

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (2-28)$$

$$\{s\} = \{\sigma\} - \sigma_m [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T \quad (2-29)$$

$$\beta = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (2-30)$$

材料屈服参数定义为:

$$\sigma_y = \frac{6c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (2-31)$$

上式中: $\{\sigma\}$ -应力张量; c -材料内聚力; φ -材料的内摩擦角。

于是, Drucker-Prager 屈服准则表示为:

$$F = 3\beta \cdot \sigma_m + \left[\frac{1}{2} \{s\}^T \|M\| \{s\} \right]^{1/2} - \sigma_e = 0 \quad (2-32)$$

由式 (2-32) 可知, Drucker-Prager 屈服面在空间是一个圆锥, 见图 2.2。在上述式 (2-30) 和式 (2-31) 给定的材料参数下, 通过空间圆锥来近似 Mohr-Coulomb 屈服面在空间的六棱锥, 见图 2.3。因此, Drucker-Prager 屈服准则其实是 Mohr-Coulomb 准则的一种近似。

由图 2.3 可知, Drucker-Prager 屈服面在空间是一个圆锥 (外接圆), 而 Mohr-Coulomb 屈服面在空间却是一个六棱锥。由于线性 Mohr-Coulomb 屈服准则在数值计算中存在严重的收敛问题, 因此选用 Drucker-Prager 屈服准则能够有效地避免数学上的奇异, 克服不收敛的问题。

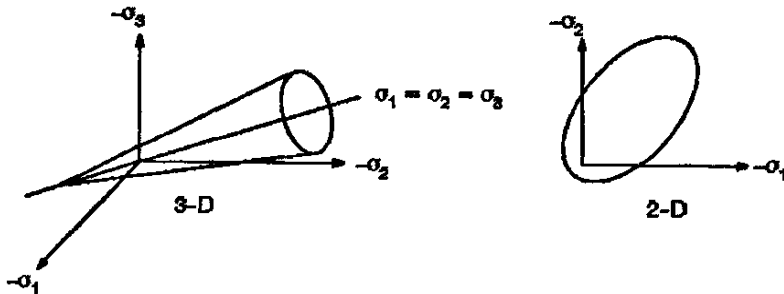


图 2.2 Drucker-Prager 屈服面在 3D 和 2D 空间的表现形式

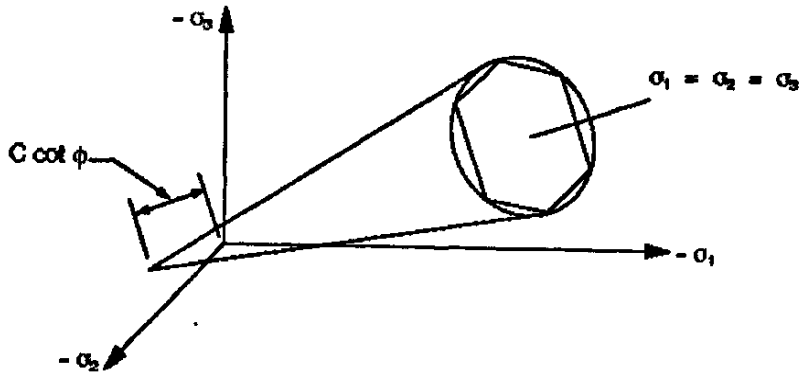


图 2.3 Drucker-Prager 和 Mohr-Coulomb 屈服面比较

由式 (2-32), 可以求得 $\frac{\partial F}{\partial \sigma}$ 如下:

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma} = \beta \cdot [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T + \frac{1}{\left[\frac{1}{2} \{S\}^T [M] \{S\} \right]^{\frac{1}{2}}} \{S\} \quad (2-33)$$

而式 (2-33) 中的 β 是通过剪胀角 φ' 来评价的。

对于等效塑性应变 ε^{pl} , 取决于荷载历史, 某一荷载步下的等效塑性应变可以通过下式计算:

$$\varepsilon_n^{pl} = \varepsilon_{n-1}^{pl} + \Delta \varepsilon^{pl} \quad (2-34)$$

式中: ε_n^{pl} - 当前荷载步条件下的等效塑性应变; ε_{n-1}^{pl} - 上一荷载步条件下的等效塑性应变; $\Delta \varepsilon^{pl}$ - 当前荷载步条件下的塑性应变增量。

而等效应力参数 σ_e^{pl} 定义如下:

$$\sigma_e^{pl} = \sqrt{3} \cdot (\sigma_y - 3\beta\sigma_m) \quad (2-35)$$

由式 (2-35) 可知, 等效应力参数 σ_e^{pl} 是通过当前静水应力水平屈服的 von Mises 等效应力求得的。因此, 对于任一历经屈服 (计算中应力比 $SRAT > 1$) 的积分点, 等效应力参数 σ_e^{pl} 都接近于收敛解下的实际 von Mises 等效应力。

对于材料而言, 当材料进入屈服而产生塑性应变时, 则表明材料已经进入临界失稳状态。因此, 可以通过等效塑性应变判断材料的破坏程度。另外, 也可

以通过应力比 $SRAT$ 来判断材料的整体稳定性。应力比的定义如下:

$$SRAT = \frac{\sigma_e}{\sigma_y} \quad (2-36)$$

当应力比 $SRAT \geq 1$ 时,材料发生屈服;反之,当应力比 $SRAT < 1$ 时,则材料仍处于弹性状态。

厂房深基坑分级开挖过程中,岩土体介质(包括塑性砼防渗墙)是否出现拉裂破坏,可以按低抗拉弹塑性模型分析,其开裂条件可用下面的宏观强度准则描述:

$$\sigma_{ii} > R_i \quad (i=1,2,3) \quad (2-37)$$

式中: σ_{ii} 表征应力特征点的三个主应力,分析中可能呈单向、双向及三向开裂情况,由计算程序自行校核并进行刚度修正; R_i 介质抗拉强度。

2.2.3 分级开挖过程模拟计算方法^{[8][9][56]~[58]}

岩土体的开挖效应一方面体现在开挖岩土体的刚度消失,另一方面将解除开挖岩土体对系统的变形约束,致使岩土体开挖面及其一定深度范围产生附加位移场和附加应力场。

首先,根据初始地应力场(天然应力场)确定第1级开挖边界上的初始应力 $\{\sigma_0\}$,开挖边界上的初始应力可以通过单元高斯积分点的应力按所选单元类型对应的插值函数计算获得。然后去掉第1级开挖岩土体(程序计算时一般将其设置为刚度很小的空单元),并将 $\{\sigma_0\}$ 中法向正应力及切向剪应力进行积分,求得的开挖面节点荷载并反向施加于开挖边界,其中模拟方式为“Duncan-Zhang 反转施加荷载法”。由下式计算第1级开挖释放荷载:

$$\{q_i\} = - \int_{\partial\Omega} B^T \sigma_0 dv \quad (2-38)$$

第1级开挖释放荷载作用形成的第1级附加位移场与附加应力场分别为 $\{\nabla u_1\}$ 、 $\{\nabla \sigma_1\}$ 。第1级开挖完成时,岩土体的应力场和位移场为:

$$\{\sigma_1\} = \{\sigma_0\} + \{\nabla \sigma_1\} \quad (2-39)$$

$$\{u_1\} = \{\nabla u_1\} \quad (2-40)$$

同理, 可计算第 2、……、 n 级开挖释放荷载 q_2 、……、 q_n 以及相应分级开挖产生的附加位移场 ∇u_2 、……、 ∇u_n 与附加应力场 $\nabla \sigma_2$ 、……、 $\nabla \sigma_n$ 。由此可导出第 2、……、 n 级开挖完成时的各阶段的应力场:

$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_{i-1}\} + \{\nabla \sigma_i\} \quad (i = 2, \dots, N) \quad (2-41)$$

每级开挖单独作用形成的位移场和第 i 级开挖面累计位移场分别为:

$$\{u_i\} = \{\nabla u_i\} \quad (2-42)$$

$$\{W_i\} = \sum_{j=1}^{i-1} \{\nabla u_j\} \quad (2-43)$$

工程岩土体上述开挖过程中, 只要确定了岩土体开挖单元范围和开挖面边界, 开挖边界上的等效释放荷载、附加位移场和应力场, 在目前的有限元计算中通常可以自动实现。

2.3 土体刚体极限平衡稳定性分析基本理论^{[8][9] [56]~[58]}

Bishop 法考虑了条间力的作用, 并按照下式定义抗滑安全系数 F_s :

$$F_s = \tau_f / \tau \quad (2-44)$$

式中: τ_f —沿整个滑动面的抗剪强度; τ —滑动面上实际产生的剪应力。

如图 2.4 所示, E_i 及 X_i 分别表示法向及切向条间力, W_i 为条块自重, Q_i 为水平力, N_i 、 T_i 分别为条块底部的总法向力 (包括有效法向力及孔隙水压力) 和切向力, 其余符号见图 2-4 所示。

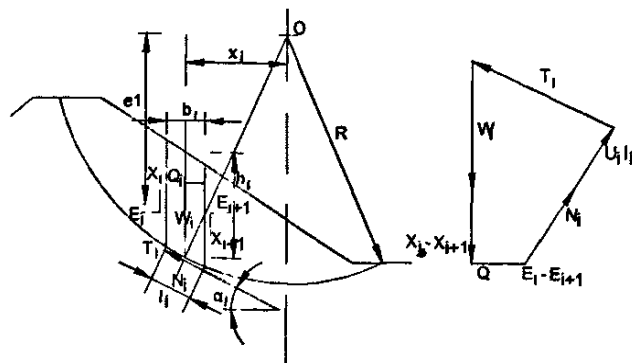


图 2.4 Bishop 法计算图式

将式 (2-46) 代入式 (2-45), 求得条块底部总法向力:

$$N_i = \left[W_i + (X_i - X_{i+1}) - \frac{c'_i l_i \sin \alpha_i}{F_s} + \frac{u_i l_i \tan \phi'_i \sin \alpha_i}{F_s} \right] \frac{1}{m_{ai}} \quad (2-47)$$

$$\text{式中: } m_{ai} = \cos \alpha_i + \frac{\tan \phi'_i \sin \alpha_i}{F_s}.$$

在极限平衡时, 各条块对圆心的力矩之和为 0, 此时条间力的作用将相互抵消。因此, 得:

$$\sum W_i x_i - \sum T_i R + \sum Q_i e_i = 0 \quad (2-48)$$

将式 (2-46)、式 (2-47) 代入式 (2-48), 且 $x_i = R \sin \alpha_i$, 得到计算抗滑安全系数的公式如下:

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{m_{ai}} \{ c'_i b_i + [W_i - u_i b_i + (X_i - X_{i+1})] \tan \phi'_i \}}{\sum W_i \sin \alpha_i + \sum Q_i \frac{e_i}{R}} \quad (2-49)$$

式 (2-49) 中, 由于 X_i 及 X_{i+1} 是未知的, 为使问题可解, *Bishop* 假定各条块间的切向力均略去不计, 也就是假定条间力的合力是水平的, 于是式 (2-49) 可简化成:

$$F_s = \frac{\sum \frac{1}{m_{ai}} \{ c'_i b_i + [W_i - u_i b_i] \tan \phi'_i \}}{\sum W_i \sin \alpha_i + \sum Q_i \frac{e_i}{R}} \quad (2-50)$$

式 (2-50) 就是国内外使用相当普遍的简化 *Bishop* 法。由于在 m_{ai} 内也有 F_s 因子, 在计算 F_s 时要进行试算。

2.4 岩体的强度与本构模型^{[14] [62]~[64]}

由于岩体介质的力学特性复杂, 一般考虑为弹塑性材料。根据弹性有限元法计算出单元应力后, 还需采用有关的强度本构模型来判定介质是否发生拉破

坏或剪切塑性破坏。下面结合沙湾厂房地基非线性有限元计算分析时, 针对不同的介质特性所考虑的强度本构模型作一简单介绍。

2.4.1 岩体本构模型

1. 弹性本构模型

厂房坝段岩体弹性矩阵为:

$$[D_e] = \frac{E_2}{(1+u_1)p} \begin{bmatrix} n(1-u_2^2n) & n(u_1+u_2n) & nu_2(1+u_1) & 0 & 0 & 0 \\ n(u_1+u_2n) & n(1-nu_2^2) & nu_2(1+u_1) & 0 & 0 & 0 \\ nu_2(1+u_1) & n(1+u_1) & 1-u_1^2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{np}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m(1+u_1)p & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m(1+u_1)p \end{bmatrix} \quad (2-51)$$

式中: $n=E_1/E_2$, $m=G_2/E_2$, $p=1-u_1-2nu_2^2$

2. 弹塑性本构模型

弹塑性问题的增量型本构关系为:

$$d\sigma = [D_{ep}]d\varepsilon \quad (2-52)$$

应用塑性流动法则, 可导出弹塑性矩阵 $[D_p]$ 的表达式为:

$$[D_{ep}] = [D_e] - [D_p] \quad (2-53)$$

$$[D_p] = \frac{[D_e] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial \varphi}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e]}{A + \left\{ \frac{\partial \varphi}{\partial \sigma} \right\}^T [D_e] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \quad (2-54)$$

式中: $[D_e]$ ——弹性矩阵;

$[D_p]$ ——塑性矩阵;

g, φ ——塑性势及屈服函数;

A ——应变硬化参数 ($A = -\left\{ \frac{\partial \varphi}{\partial h} \right\} \left\{ \frac{\partial g}{\partial I_1} \right\}$, 当 $A > 0$ 应变硬化, $A < 0$, 硬变软化);

塑性矩阵的具体形式是:

$$[D_p] = \begin{bmatrix} S_1^2 & S_1S_2 & S_1S_3 & S_1S_4 & S_1S_5 & S_1S_6 \\ S_1S_2 & S_2^2 & S_2S_3 & S_2S_4 & S_2S_5 & S_2S_6 \\ S_1S_3 & S_2S_3 & S_3^2 & S_3S_4 & S_3S_5 & S_3S_6 \\ S_1S_4 & S_2S_4 & S_3S_4 & S_4^2 & S_4S_5 & S_4S_6 \\ S_1S_5 & S_2S_5 & S_3S_5 & S_4S_5 & S_5^2 & S_5S_6 \\ S_1S_6 & S_2S_6 & S_3S_6 & S_4S_6 & S_5S_6 & S_6^2 \end{bmatrix} \quad (2-55)$$

式中:

$$S_i = D_{i1}\bar{\sigma}_x + D_{i2}\bar{\sigma}_y + D_{i3}\bar{\sigma}_z, \quad (i=1,2,3)$$

$$S_i = G\bar{\tau}_{Kj}, \quad (Kj = xy, yz, zx), \quad (i=4,5,6)$$

$$S_0 = A + S_1\bar{\sigma}_x + S_2\bar{\sigma}_y + S_3\bar{\sigma}_z + S_4\bar{\tau}_{xy} + S_5\bar{\tau}_{yz} + S_6\bar{\tau}_{zx},$$

2.4.2 含节理裂隙岩体强度计算模型

岩石在长期的演变过程中,形成了各种各样复杂的软弱结构面(断层、夹层、节理、裂隙等),破坏了岩体的连续性,改变了岩体的应力-应变状态。从工程观点出发,往往十分强调这些软弱面的影响,并且认为工程中的岩体稳定问题主要受软弱面控制。对于含有节理、裂隙等结构面的岩体,其破坏形式包含沿弱面的定向破坏和岩石自身的破坏两种形式,一般来讲,弱面是控制因素。本工程坝基缓倾裂隙发育,这种含断续节理裂隙岩体的强度呈现出明显的方向性,即沿裂隙面方向的强度参数低于其它方向,根据左右岸边坡不同部位主应力张量与节理裂隙面产状的相对方位关系,岩体可能呈现沿某组节理裂隙方向定向破坏,也可能沿非裂隙面方向破坏,为此,本文采用遍在节理包络强度模型模拟岩体材料,该强度模型由以下两个方面构成:

1. 沿优势裂隙面方向定向破坏条件

由有限元计算得到的厂房坝段岩基岩体应力场 σ_{ij} ,根据不同部位每组节理裂隙的产状,分别计算各组裂隙的方向余弦,由应力转轴可以得到不同方向裂隙面上法向正应力 σ_n 和切向剪应力 τ_n ,其破坏模式可能呈两种情况:

①若 $\sigma_n < 0$ (以拉为负),沿法向开裂条件可描述为:

$$\sigma_n < R_{ij} \quad (2-56)$$

式中 R_{tj} 为沿优势节理裂隙面法向综合抗拉强度, 假定岩体(块)的抗拉强度为 R_t , 裂隙面抗拉强度为零, 近似用裂隙连通率 η 对 R_t 折减推求 R_{tj} , 即

$$R_{tj} = (1 - \eta)R_t \quad (2-57)$$

②若 $\sigma_n > 0$, 沿优势裂隙面切向剪切转移条件为:

$$\tau_n > \bar{c}_j + \sigma_n \bar{f}_j \quad (2-58)$$

式中 \bar{c}_j, \bar{f}_j 为沿裂隙面方向综合抗剪强度参数。

2. 沿非裂隙面方向破坏准则

若岩体不发生沿节理裂隙方向破坏, 即 (2-56) 及 (2-58) 式不成立, 进而复核沿岩体非裂隙面方向强度。

按低抗拉弹塑性模型分析, 左右岸边坡岩体材料开裂条件用宏观强度描述:

$$\sigma_{ii} > R_t \quad (i = 1, 2, 3) \quad (2-59)$$

式中 σ_{ii} 表征应力特征点三个主应力, 分析中可能呈单向、双向及三向开裂情况, 由程序自行校核并进行刚度修正。

若式 (2-59) 不成立, 进而判断是否进入塑性状态。工程上常用 Drucker-Prager 准则, 其屈服函数为:

$$\phi(I_1, \sqrt{J_2}) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k + H_\alpha = 0 \quad (2-60)$$

式中: I_1 —应力张量的第一不变量, $I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_m \delta_{ij}$;

σ_m —平均应力;

J_2 —偏应力张量的第二不变量,

$$J_2 = \frac{1}{3} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] = \frac{1}{2} S_{ij} \cdot S_{ij}$$

S_{ij} —偏应力张量, $S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m \delta_{ij}$;

H_α —硬化材料的硬化参量;

α 、 k —D-P 准则中材料参数，由下面两式确定：

$$\begin{cases} \alpha = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{9 + 12 \operatorname{tg}^2 \varphi}} \\ k = \frac{3c}{\sqrt{9 + 12 \operatorname{tg}^2 \varphi}} \end{cases} \quad (2-61)$$

2.4.3 软弱结构面非线性分析模型

按层面法向不抗拉材料分析，剪切滑移按 Mohr—Coulomb 条件校核：

$$|\tau_s| \geq C_j + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_j \quad (2-62)$$

式中 C_j 和 $\operatorname{tg} \varphi_j$ 分别为软弱结构面抗剪强度参数。

对于破碎带宽度较大的断层，按不抗拉弹塑性材料分析，是否进入塑性状态的判别条件仍采用 Drucker-Pager 准则，只是材料摩擦系数和凝结力改用结构面参数，本构阵仍沿用 (2-53) 式。

2.5 稳定性评价方法

2.5.1 岩体及结构面的破坏发育程度

针对天然地基和运行工况下的地基分别进行弹塑性有限元计算，可以得到计算域内各特征点的应力状态及稳定性状况。通过岩体及结构面破坏发育程度的分析，可以揭示地基的整体稳定情况，以及可能出现的失稳部位。

2.5.2 沿滑动面整体稳定安全系数

在有限元分析中可以直接给出坝基滑动面（带）若干单元高斯点上正应力 σ_n 、剪应力 τ_n 。沿接触面某一单元（微段） ac 积分（见图 2.5），可以方便地得到该单元（微段）的阻滑力与滑动力。其中，

阻滑力：

$$F_z = \int_{ac} (c - \sigma_n f) da \quad (2-63)$$

滑动力可写为:

$$F_H = \int_{ac} |\tau_s| da \quad (2-64)$$

式中: $f = \tan\phi$ 为滑动面的摩擦系数; c 为滑动面的内聚力。

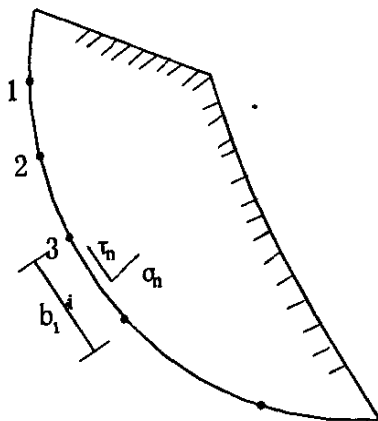


图 2.5 二维滑动面示意图

沿滑动面所有单元积分, 可方便地求得滑动面上的总下滑力及总阻滑力。滑动体的整体抗滑安全系数定义为总阻滑力和总滑动力之比, 即:

抗滑安全系数可表为:

$$K_s = \sum_{i=1}^n F_Z / \sum_{i=1}^n F_H \quad (2-65)$$

式中: n 为滑移面上单元总数, 参见图 2-2。

若沿主滑动方向投影, 可定义矢量抗滑稳定安全系数

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n \int_{a_c} [c - \sigma_n \cdot \tan \phi] da}{\sum_{i=1}^n \left[\int_{a_c} \sqrt{\tau_s^2 + \tau_t^2} da \cdot \frac{\vec{\tau}}{|\vec{\tau}|} \cdot \vec{a} \right]} \quad (2-66)$$

式中: \vec{a} 为块体滑动方向, $\vec{\tau}$ 为交界面上剪力向量。

2.5.3 强度储备安全系数法

地基的安全系数可用强度储备安全系数表征。计算的基本方法是将岩体及

结构面的强度参数逐渐降低,分析地基变形破坏的演变发展过程与岩体及结构面强度参数降低倍数之间的关系,地基失稳时强度参数的降低倍数即为地基的强度储备稳定安全系数。

2.5.4 超载安全系数法

地基的安全系数可用超载安全系数表征。计算的基本方法是假定岩体强度参数不变,通过逐级超载上游水载,分析地基变形破坏演变发展过程与超载倍数的关系,地基失稳时的超载倍数即为地基超载安全系数。

3 厂房深基坑有限元计算模型及建基面高程的确定

3.1 沙湾厂房深基坑概况及地质条件

沙湾水电站枢纽工程位于四川省乐山市沙湾区大渡河干流葫芦镇河段,为大渡河干流下游梯级开发中的第一级,枢纽区上游 11.5Km 为已建的铜街子水电站,下游为规划的安谷水电站,枢纽区距乐山市城区约 50Km,成昆铁路在本电站下游约 7.0km 轿溪车站通过。坝址区有省道 103 线通过,交通条件方便,地理位置优越。

该工程的开发任务以发电为主,兼顾灌溉和航运功能。电站装机容量 480MW,额定水头 24.5m,正常蓄水位 432.0m,设计引用流量 $2203.2\text{m}^3/\text{s}$,保证出力 151MW,年利用小时数 5015h,年发电量 24.07 亿度。总库容 4867 万 m^3 ,正常蓄水位以下库容 4554 万 m^3 。

该工程采用一级混合式(河床式厂房加长尾水渠)开发方式,由左至右分别为非溢流面板坝、泄洪冲沙闸、发电厂房和右岸接头坝等建筑物组成,发电厂房位于河床右侧。工程设计河段长约 25Km,落差 30m,河床天然平均比降 1.31‰。

该工程纵向围堰堰顶高程 425.00m,堰体长 555.43m。采用砂卵石堰型,堰顶宽 20m,迎水坡 1:2,背水坡 1:1.5,堰体、堰基采用塑性砼防渗墙防渗,墙厚 1m,深度为击穿 T_{21}^3 层岩溶角砾岩进入 T_{21}^2 层泥质白云岩内 0.5m。束窄河床最大平均流速 5.87m/s,在迎水面设置 1~2m 厚钢筋笼卵石防冲护底、护坡。

坝址区河段河谷开阔,河流由 $N55^\circ W$ 转 $S20^\circ W$ 流经本区,河床高程 410~420m。根据枢纽区钻孔揭示,厂房坝段河床覆盖层深厚,河床砂卵石层最大厚度达 66.0m,其物质成分中、上部为第四系全新统现代河流冲积层(Q_4^{2al}),厚 6.6~40.6m,主要由漂卵砾石层(II-2)和砾卵石层(II-1)组成,II-2 层中夹 II-2-①、II-2-②、II-2-③层砂层透镜体,II-1 层中夹 II-1-①粉细砂层透镜体;下部为第四系上更新统冲、洪积层(Q_3^{al+pl}),主要由卵砾石夹粉土(I-3)和卵砾石夹砂(I-2)组成,I-2 层中夹 I-2-①砂层及 I-2-②粘土夹砾石透镜体,砂层透镜体厚度达 18.08m。下伏基岩地层为三叠系中统雷口坡组,从下至上地层岩性为:泥质白云岩(T_{21}^2)、岩溶角砾岩(T_{21}^3)、泥质白云岩(T_{21}^4)、灰岩(T_{21}^5),其厚度分别为 30.7~40.0m、7.2~37.5m、17.5~38m 和 53.0~85.0m。岩石强分化

带厚 0~6.3m, 弱分化带厚 2.6~5.8m。岩体内 T_{21}^3 层岩溶角砾岩具中等岩溶发育, 完整性差, 据钻孔压水实验, 段内基岩除泥质白云岩外, 其它各层渗透性均较强 (属中等透水层), 泥质白云岩透水性较弱, 透水率大多小于 5Lu。但据沙下 ZK₁₀₁、ZK₁₀₂、ZK₁₀₆、ZK₁₂₁ 等钻孔揭示, 该层岩石中有岩溶承压水发育, 隔水板顶高程 339.74~348.87m, 实测承压水头 78.42~86.42m, 涌水量 2.7~387.0L/min。

3.2 三维有限元计算模型的建立

沙湾厂房深基坑边坡稳定有限元计算模型选取纵向围堰下坝 II 线剖面作为基本对象, 计算按平面应变问题考虑, 计算模型范围铅直向底部取至 300.0m 高程, 顶部延伸至堰顶; 水平方向以塑性砼防渗墙中心线为基准, 迎水侧范围取 78.35m、基坑侧范围取 244.55m, 计算长度约 322.9m。有限元计算坐标系定义为:

X 轴: 以垂直河流指向右岸为正;

Y 轴: 铅直向, 由底面指向堰顶;

Z 轴: 垂直 XY 平面, 按单位宽度 1m 考虑, 建立三维模型。

建模时根据设计院提供的地质剖面, 严格按各层岩土体分界位置和基坑各级开挖高程进行离散, 岩土体材料 (包括塑性砼防渗墙) 一般采用 8 节点六面体等参单元, 局部考虑地形、开挖线和材料介质分界线变化等过渡时, 退化为 6 节点三棱柱等参单元。整个计算域共离散为 9136 个节点和 4508 个单元, 三维有限元计算网格如图 3.1 所示。

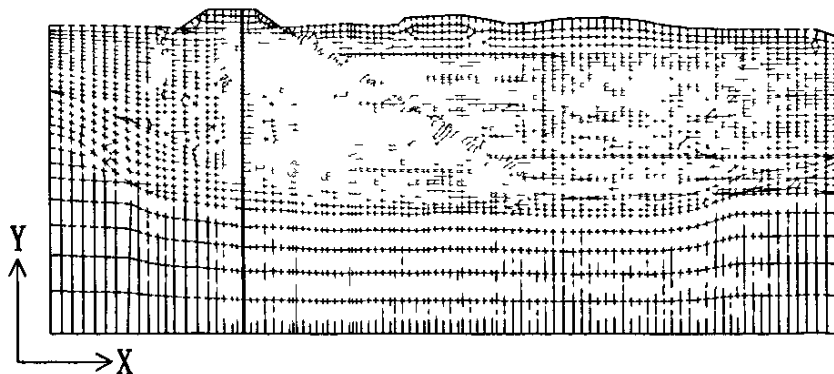


图 3.1 沙湾厂房深基坑边坡稳定有限元计算网格图

三维有限元计算模型位移边界条件：左侧、右侧和底部切开面均为法向约束，底部四个角点为固定支座约束（X、Y、Z 同时约束），上部边界为自由边界。有限元计算中除考虑自重应力和各级开挖的释放荷载外，还考虑分级开挖过程中基坑边坡中的渗透体力作用。

3.3 岩土体及防渗墙的物理力学参数

沙湾厂房深基坑边坡稳定有限元计算中，防渗墙、围堰及堰基各层砂砾石层和岩土体的物理力学参数建议值由四川省水利水电勘测设计研究院提供，计算过程中一般取建议值范围的中值（如未特别说明），具体计算参数值见表 3.1。

表 3.1 沙湾水利枢纽物理力学性质指标建议值 (省水利院提供)

| 岩性及 风化状态 | 抗剪强度 | | 抗剪强度 | | 弹性 模量 | 压缩 模量 | 变形 模量 | 允许 承载力 | 渗透 系数 | 允许 坡降 | 泊松比 |
|---|-------------------|-------|----------|------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------------------|-----------|------|
| | 干 密 度 | 砂卵石 | 岩体 (切层) | | | | | | | | |
| | | | tgφ' | C' | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| | g/cm ³ | ° | MPa | ° | MPa | GPa | GPa | MPa | 10 ⁻² cm/s | J | |
| 弱风化泥质白云岩 | 2.65 | | 0.60 | 0.40 | 4~5.0 | 2.0~3.0 | 1.7 | | | | 0.32 |
| 新鲜泥质白云岩 | 2.68 | | 0.65 | 0.45 | 5.5 | 3.0~4.0 | 2.0 | | | | 0.3 |
| 强风化盐溶角砾岩 | 2.3 | | 0.45~0.5 | 0.4 | 1~2 | 0.5~1.0 | 1.0 | | | | 0.40 |
| 弱风化盐溶角砾岩 | 2.4 | | 0.5~0.55 | 0.50 | 3.5 | 1.5~2.0 | 1.3 | | | | 0.35 |
| 泥夹岩屑型 泥化夹层 | | | 0.25 | 0.01 | | | | | | | |
| 含砾石粘土 | 1.7 | 16 | 0.02 | | | 0.015 | 0.015 | | | | 0.4 |
| 砂夹砾卵石 I-2层(Q ₃ ^{al+pl}) | 1.85 | 27 | 0 | | | 0.04~0.05 | 0.04~0.05 | 0.15 | 0.5 | 0.2 | 0.3 |
| 卵砾石夹砂 I-2层(Q ₃ ^{al+pl}) | 1.96 | 32~34 | 0 | | | 0.1 | 0.06~0.08 | 0.6 | 3.9 | 0.2 | 0.25 |
| 砂层透镜体 I-2-①层(Q ₃ ^{al+pl}) | 1.8 | 24 | 0 | | | 0.03 | 0.025 | 0.15 | 0.25 | 0.20~0.25 | 0.3 |
| 卵砾石夹砂 II-1层(Q ₄ ^{al}) | 2.27 | 36~38 | 0 | | | 0.1 | 0.08 | 0.5~0.6 | 7.5 | 0.10~0.15 | 0.25 |
| 漂卵砾石夹砂 II-2层(Q ₄ ^{al}) | 2.30 | 36~38 | 0 | | | 0.1 | 0.08 | 0.5~0.6 | 8.4 | 0.10~0.15 | 0.25 |
| 塑性混凝土防渗墙 | 2.267 | 34 | 0.15 | | | 1.0 | | | | | 0.30 |

注: 1. Q_4^{2al} 为地表 2~6m 以下的砂卵石层指标; 2. 砂卵石层边坡 > 10m 高差时应 5~8m 设置一级马道; 3. 砾/砂卵石层 $\text{tg}\phi=0.5\sim0.55$; $C=0$ 。

3.4 边坡分级开挖过程模拟

根据省水利院提供的沙湾厂房深基坑边坡地质条件和施工工序,有限元分析中初步拟定为八级开挖,具体开挖过程如图 3.2 所示。

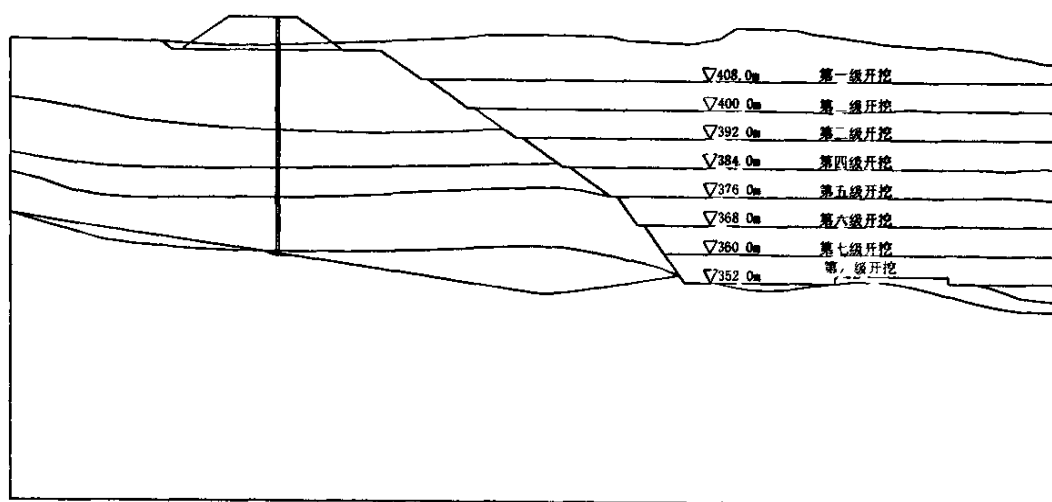


图 3.2 沙湾厂房深基坑边坡开挖分层示意图

第一级开挖: 408.0m 高程以上基坑开挖;

第二级开挖: 400.0m~408.0m 高程之间基坑开挖;

第三级开挖: 392.0m~400.0m 高程之间基坑开挖;

第四级开挖: 384.0m~392.0m 高程之间基坑开挖;

第五级开挖: 376.0m~384.0m 高程之间基坑开挖;

第六级开挖: 368.0m~374.0m 高程之间基坑开挖;

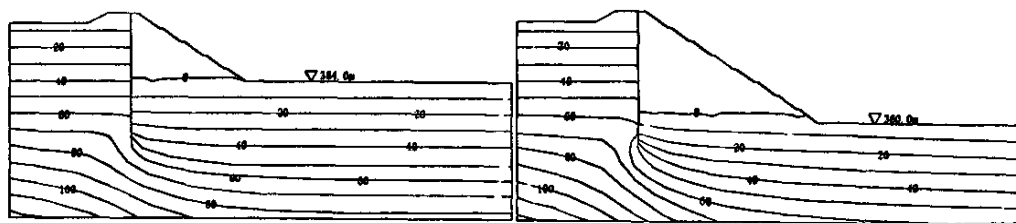
第七级开挖: 360.0m~368.0m 高程之间基坑开挖;

第八级开挖: 352.0m~360.0m 高程之间基坑开挖;

计算过程中,首先进行初始地应力计算,获得计算域的天然应力场分布特征;其次进行塑性砼防渗墙的施工,计算时假定防渗墙一次施工完成;紧接着进行各级边坡的开挖过程计算。在基坑各级施工开挖过程计算中,充分考虑相应开挖高程条件下的渗透体力。

渗透体力由渗流分析获得,得到的各开挖高程对应的压力水头等值线,限于篇幅,仅选取 384m, 360m 两个典型高程等值线图加以图示,详见图 3.3~

图 3.4, 计算中塑性砼防渗墙的渗透系数按 $K = 10^{-6} \text{ cm/s}$ 考虑, 堰体及堰基的渗透系数按表 3.1 选取 (就防渗墙结构受力而言, $K = 10^{-6} \text{ cm/s}$ 为最不利的工况)。从计算结果可知, 随着基坑开挖深度的增大, 塑性砼防渗墙迎水侧和背水侧的压力水头差逐渐增大, 塑性砼防渗墙的渗流梯度增大, 塑性砼防渗墙的渗透体力也增大, 至建基面 352m 高程时达到极值。



3.3 开挖过程 384m 压力水头等值线

图 3.4 开挖过程 360m 压力水头等值线

3.5 建基面高程的确定

3.5.1 计算方案说明

本次计算时, 岩土体力学参数基于设计值 (见表 3.1), 塑性混凝土防渗墙变形模量按 $E=1000\text{MPa}$, 水压力根据渗流场计算成果按渗透体力考虑, 且不考虑基坑下部的泥质白云岩承压水效应, 计算过程中重点考虑 369m、360m 和 352m 三种建基面高程方案。

3.5.2 不同建基面高程方案防渗墙变形与应力特性

三种不同建基高程防渗墙上游面、中心面和下游面应力图如图 3.5~3.7 所示, 水平方向位移如图 3.8 所示, 从图中可以看出:

(1) 三种建基高程方案混凝土防渗墙变形分布规律基本一致: 上部变形大, 向下逐渐减小, 在基岩与覆盖层的接触面附近由于约束条件的变化, 变形值发生突变。三个建基高程 369m、360m 和 352m 方案对应的变形极值分别为 14.58cm、15.10cm 和 15.23cm, 即随着开挖深度的增加防深墙的变形逐渐增加, 但量值差别不大。

(2) 三种建基高程方案防渗墙上游面最大主压应力三个方案均出现在

388m 高程附近, 最大主拉应力出现在基岩与覆盖层接触面 368m 高程附近; 中心面最大主压应力三个方案均出现在防渗墙底部, 最大主拉应力出现在防渗墙顶部; 下游面最大主压应力三个方案均出现在基岩与覆盖层接触面 368m 高程附近, 最大主拉应力出现在 388m 高程附近, 与上游面出现部位刚好相反。

(3) 三种建基高程方案防渗墙最大主压应力量值基本相等, 最大主拉应力仅在 352m~363m 高程附近存在差异, 其中防渗墙上游面最大拉压应力分别为 -0.30MPa 和 1.88MPa, 中心面最大拉压应力分别为 -0.05MPa 和 1.60MPa, 下游面最大拉压应力分别为 -0.17MPa 和 2.24MPa。

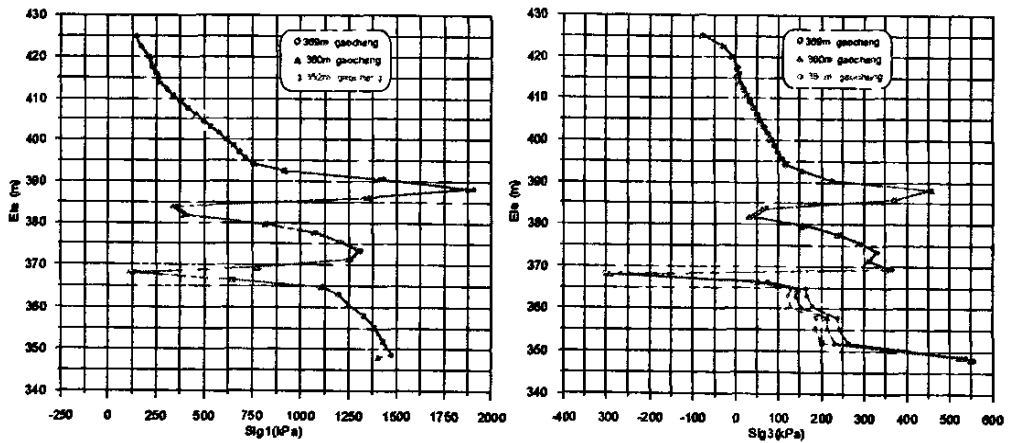


图 3.5 三种建基高程防渗墙上游面最大/小主应力 (压为正、拉为负, 弹性解)

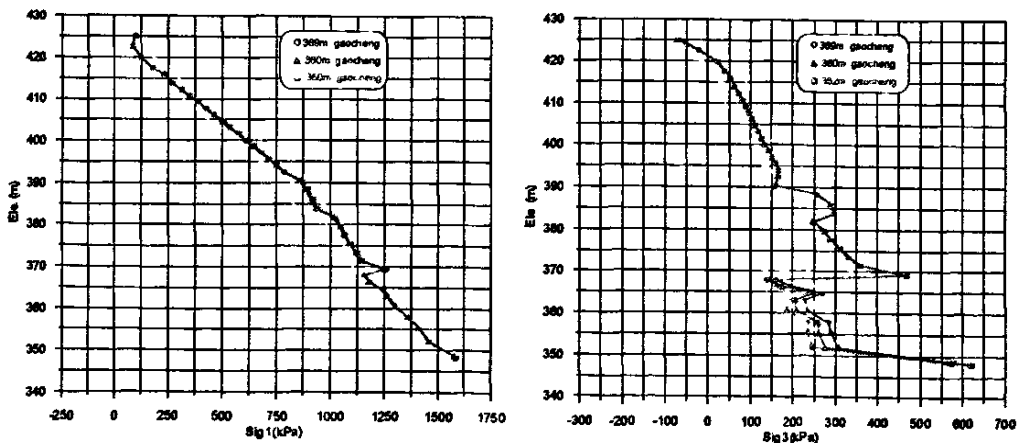


图 3.6 三种建基高程防渗墙中心面最大/小主应力 (压为正、拉为负, 弹性解)

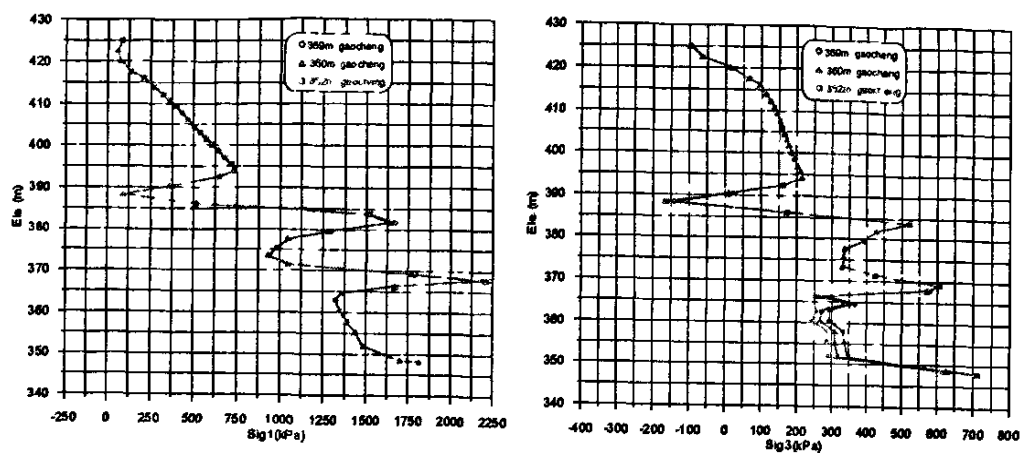


图 3.7 三种建基高程防渗墙下游面最大/小主应力 (压为正、拉为负, 弹性解)

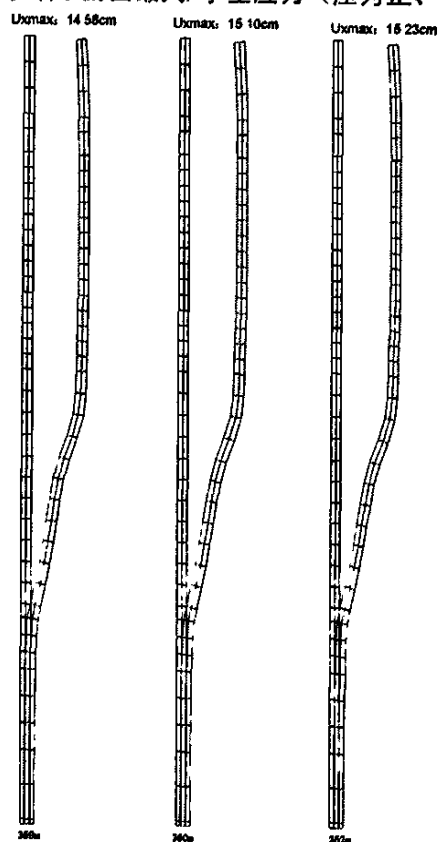


图 3.8 三种不同高程方案变形图 (弹性解, 位移放大倍数 40)

3.5.3 不同建基面高程方案深基坑边坡稳定性

根据规范要求, 基坑开挖边坡的整体抗滑安全系数控制标准为 1.15, 针对

三种不同建基高程方案采用毕肖普法计算得出安全系数为 1.15 对应的滑面包络线如图 3.9~3.11 所示。从中可以得出：

(1) 三种建基高程方案最危险滑面（安全系数较低滑面）均分布于边坡的浅表层，滑面形状接近直线。且三种建基高程方案边坡均存在安全系数小于 1.0 的局部滑面。但垂直坡面深度均小于 1.0m，反映出边坡局部高程存在表层失稳的可能性，需要进行加固处理。

(2) 由三种建基高程方案边坡安全系数为 1.15 对应的滑面包络线可知，随着基坑开挖深度加大，边坡滑移面范围和深度递增，其中 369m、360m 和 352m 三种建基面高程边坡的滑移面最大深度分别达到 2.0m、5.5m 和 9.5m。

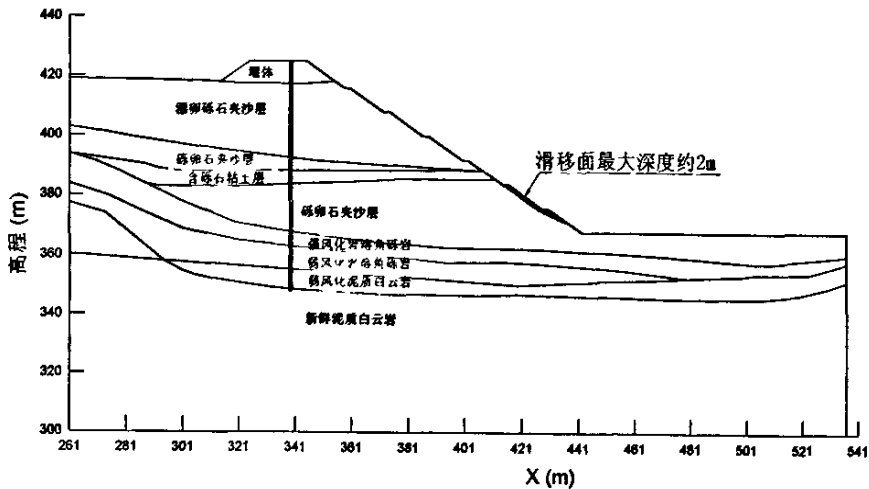


图 3.9 369m 开挖高程方案安全系数为 1.15 对应的滑面包络线

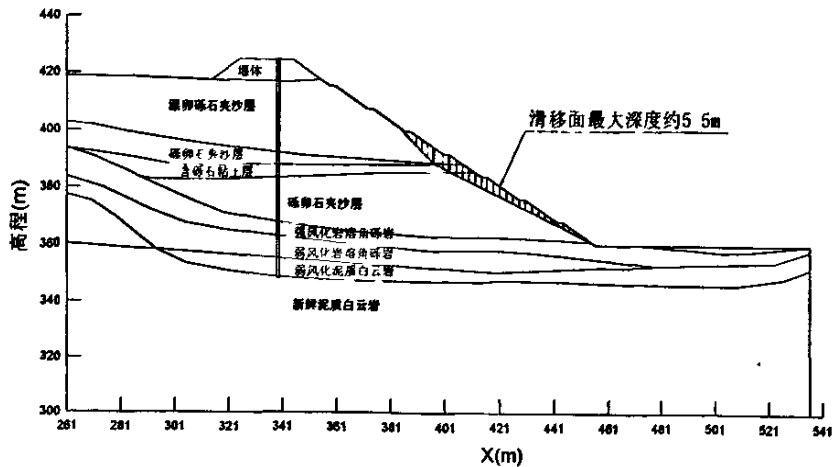


图 3.10 360m 开挖高程方案安全系数为 1.15 对应的滑面包络线

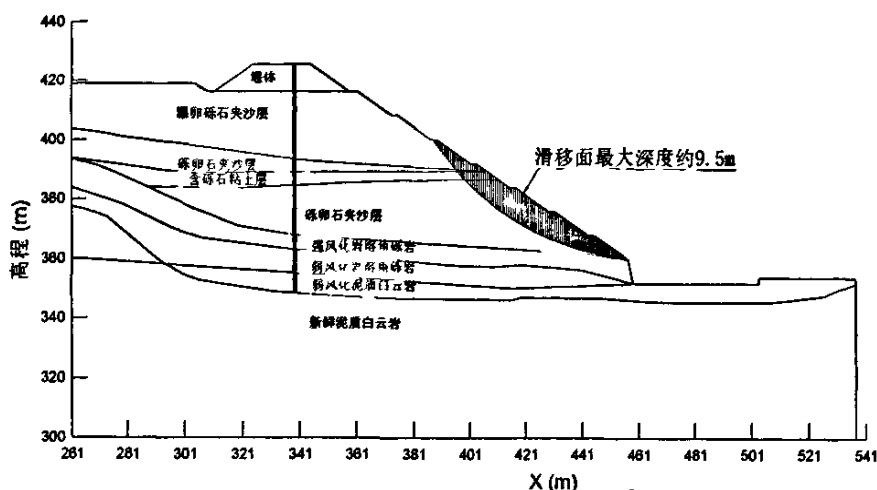


图 3.11 352m 开挖高程方案安全系数为 1.15 对应的滑面包络线

3.5.4 建基面高程选择

在设计上拟定的厂房坝段建基面高程分别为 369.0m、360m 和 352m 三种方案中，369.0m 方案实质上是沙卵石软基，360m 方案建基于变形和强度参数相对较低的岩溶角砾岩弱风化岩层，352.0m 方案则全部挖出岩溶角砾岩，建基于变形和强度相对较高的泥质白云岩，从三种方案塑性混凝土防渗墙变形和应力来看，分布规律和极值较为接近，但基坑边坡安全系数满足设计控制标准的滑面范围和深度差异显著。其中 352.0m 方案滑移面最大深度达到 9.5m，边坡加固的高程范围和深度明显偏大，这意味着边坡加固的技术难度和投资将明显增加，同时，结合三种建基面高程方案渗流场计算成果（详见四川大学高速水力学国家实验室相关研究报告，2006 年 3 月）可知，352m 方案中塑性混凝土防渗墙的渗透比降明显加大，这将对塑性混凝土防渗墙质量提出更高要求。

综上所述，360m 方案较好协调地基承载力、基坑边坡加固处理及塑性混凝土防渗墙工作性状的综合要求，且基础处理工程量（固结灌浆）相对较小，故推荐 360m 建基面高程方案。

4 厂房深基坑混凝土防渗墙工作性状研究

本章针对 360m 建基面条件下边坡及防渗墙力学参数进行了敏感性分析。根据设计院和四川大学共同对厂房深基坑岩土体和防渗墙物理力学参数讨论复核后的计算成果表明, 防渗墙在 386m~390m 高程含砾石粘土层附近存在较大的拉应力。虽然含砾石粘土层在空间可能呈透镜体分布, 从工程安全角度考虑, 深入研究含砾石粘土层对防渗墙工作形态的影响程度, 并提出处理措施。据此, 对 360m 建基面高程条件下进行了以下五种方案的计算分析, 计算中均考虑了渗透体力的作用。

(1) 方案一: 考虑砾石粘土层的存在, 厂房深基坑有关岩土体力学参数基于设计院提供值 (见表 3.1)。

(2) 方案二: 该方案认为基坑边坡中不存在砾石粘土层, 含砾石粘土层按下伏卵砾石夹砂层考虑, 相当于下坝 III 线地质剖面。其他参数基于设计院提供值 (见表 3.1)。

(3) 方案三: 考虑砾石粘土层的存在, 厂房深基坑有关岩土体力学参数设计院提供值 (见表 3.1), 分析墙前墙后、墙后、墙前 2.0m 水平范围的处理效果。

(4) 方案四: 考虑砾石粘土层的存在, 厂房深基坑有关岩土体力学参数设计院提供值 (见表 3.1), 砂砾卵石层和粘土层按邓肯一张 E-B 模型参数考虑 (见表 4.1)。

(5) 方案五: 该方案认为基坑边坡中不存在砾石粘土层, 含砾石粘土层按下伏卵砾石夹砂层考虑, 相当于下坝 III 线地质剖面。其他参数基于设计院提供值 (见表 3.1), 且砂砾卵石层和粘土层按邓肯一张 E-B 模型参数考虑 (见表 4.1)。

(6) 方案六: 从塑性混凝土防渗墙钻孔样分析来看, 30m 高度以下防渗墙呈软塑性, 为探讨防渗墙物理性状变化对墙体变形与应力的影响, 塑性砼防渗墙采用粘土变形参数, 且考虑粘土层的存在, 其他岩土体力学参数基于设计院提供值 (见表 3.1)。

表 4.1 E-B 模型有关参数

| 覆盖层土层 | K_{Load} | K_{ur} | n | K_B | m | R_f |
|-----------------|------------|----------|------|-------|------|-------|
| 漂卵砾石夹砂 卵砾石夹砂 | 900 | 1080 | 0.34 | 550 | 0.40 | 0.75 |
| 砂层透镜体 砂夹砾卵石 | 300 | 360 | 0.60 | 100 | 0.55 | 0.70 |
| 含砾石粘土 | 100 | 300 | 0.60 | 60 | 0.55 | 0.68 |

4.1 含砾石粘土层方案 E- μ 模型计算结果（方案一）

4.1.1 主要研究内容及参数说明

计算中考虑含砾石粘土层的存在，参数参照设计院提供值（见表 3.1），按 E- μ 模型考虑。计算主要包括以下内容：

- ①360m 方案墙体应力（弹性解）；②基坑分级开挖过程中防渗墙潜在拉裂扩展动态，分别考虑防渗墙抗拉强度为 0.3MPa 和 0.2MPa 两种方案；③基坑分级开挖过程防渗墙位移动态，包括弹性解和弹塑性（或非线弹性）解；④基坑分级开挖过程防渗墙潜在塑性扩展动态。

说明：图中防渗墙底所标高程表示各级基坑开挖高程。（下同）

4.1.2 防渗墙应力状态及工作特性

防渗墙的应力、变形、塑性和拉裂扩展动态如图 4.1~4.6 所示，：

（1）从图 4.1 中可以看出，墙体最大压应力为 2.225MPa，出现在 368.0m 高程基岩接触面附近防渗墙的背水侧；最大拉应力为-0.29MPa，也出现相同高程墙体的迎水侧，高于设计允许抗拉强度-0.20MPa；在砾石粘土层的附近墙体最大压应力为 1.90MPa，最大拉应力为-0.17MPa。

（2）从图 4.2 和 4.3 中可以看出，基坑分级开挖过程中，考虑防渗墙抗拉强度为 0.2MPa 时，当开挖至 376m 高程时，在含砾石粘土层与上覆卵砾石夹砂层之间墙体潜在拉破坏开始呈现贯通趋势，且开挖至 368m 和 360m 高程呈现逐渐扩大趋势；若防渗墙抗拉强度为 0.3MPa 时，当开挖至 368m 高程时，在含砾石粘土层与上覆卵砾石夹砂层之间墙体潜在拉破坏也开始呈现贯通趋

势。计算成果表明，对防渗墙附近的含砾石粘土层力学特性改善处理十分必要。

(3) 从图 4.4 和 4.5 中可以看出，受释放荷载和水压力的共同作用，随着开挖高程的降低，防渗墙的水平变形逐渐增加，在 360m 开挖高程时，墙体弹性解水平位移极值达到 15.10cm，弹塑性解（或非线弹性解）水平位移极值达到 57.67cm。

(4) 从图 4.6 中可以看出，基坑分级开挖过程中，当开挖至 392m~384m 高程以下，含砾石粘土层及其附近高程墙体潜在塑性破坏有呈现贯通趋势；另外，墙体上部（尤其是位于围堰中的防渗墙）也存在一定的塑性破坏分布。

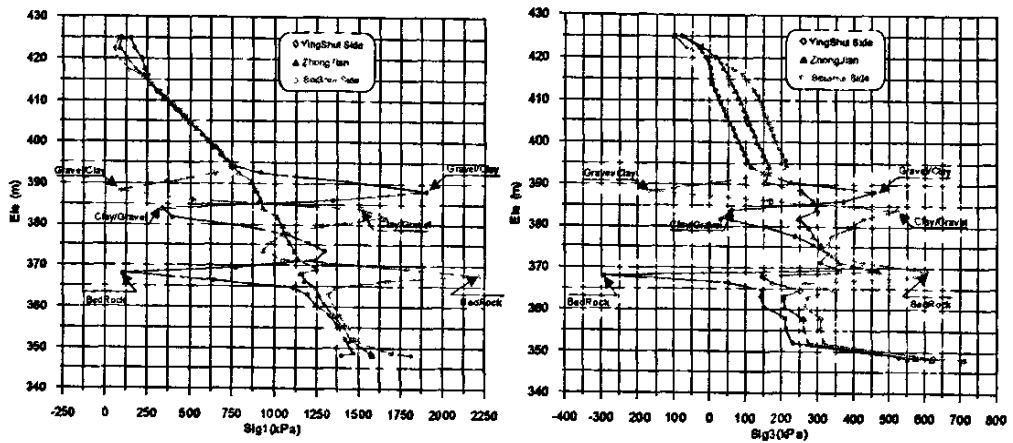


图 4.1 360m 方案防渗墙 σ_1/σ_3 应力图（压为正、拉为负，弹性解）

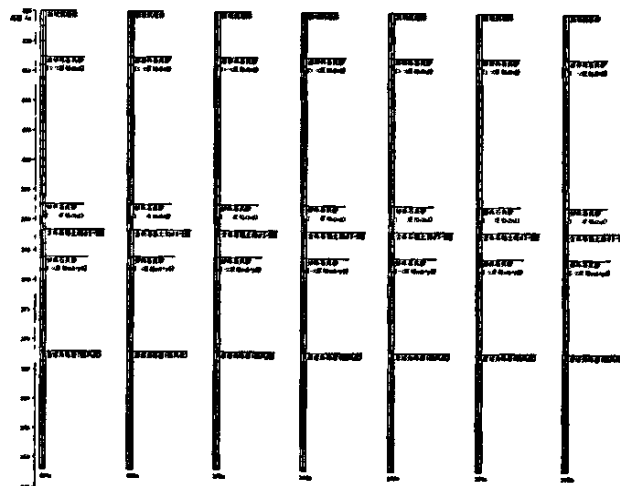


图 4.2 基坑分级开挖过程防渗墙潜在拉破坏扩展图（墙体抗拉强度取 0.2MPa）

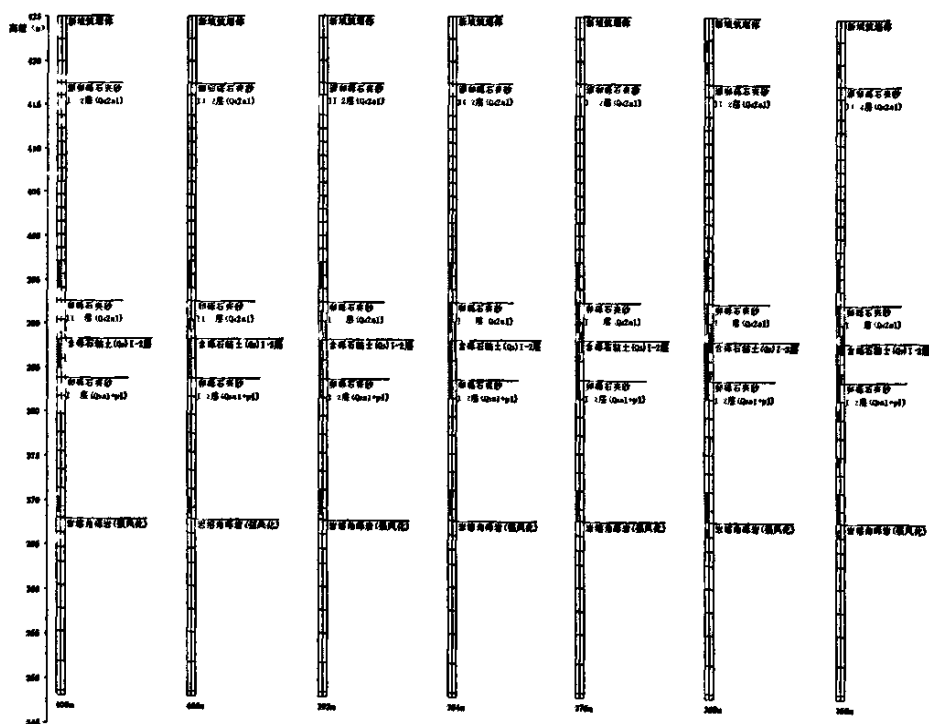


图 4.3 基坑分级开挖过程防渗墙潜在拉破坏扩展图(墙体抗拉强度取 0.2MPa)

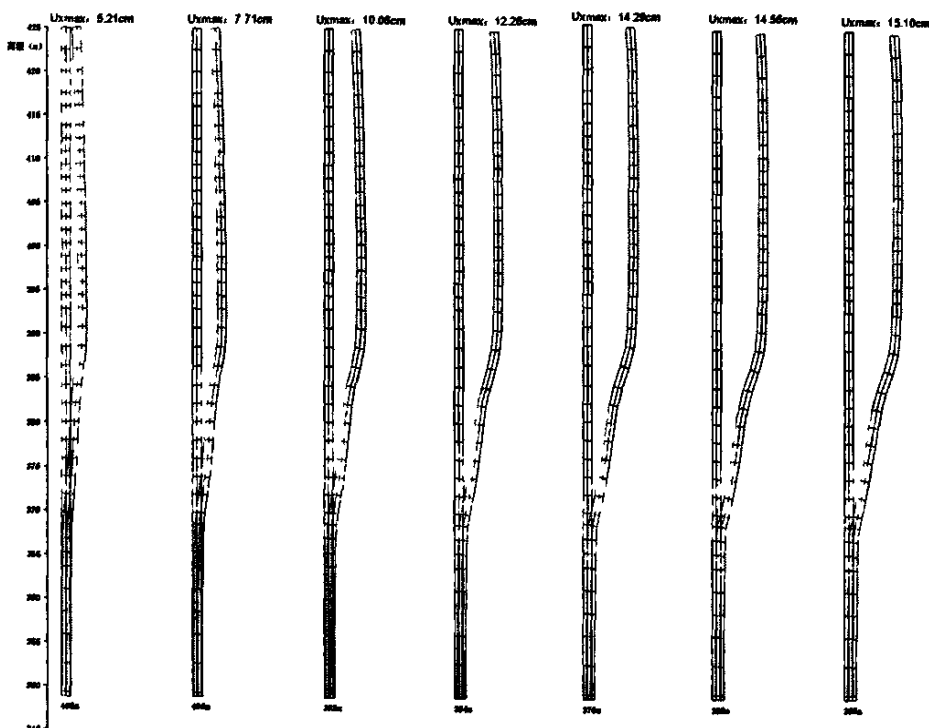
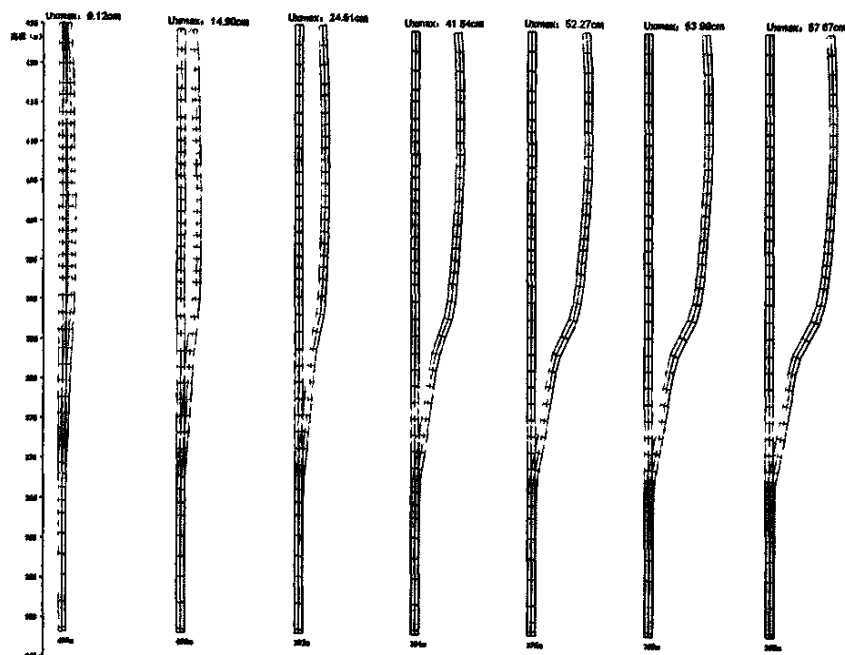
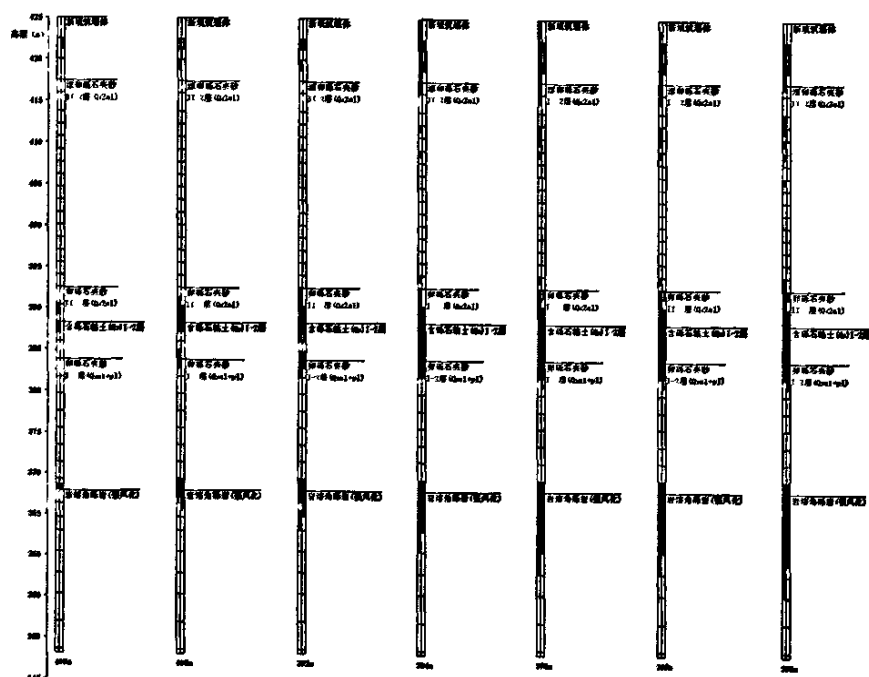


图 4.4 基坑分级开挖过程防渗墙位移动态分布图(弹性解, 位移放大倍数 40)



注：防渗墙参数取 $C=0.15\text{MPa}$, $\psi=34^\circ$ 。

图 4.5 基坑分级开挖过程防渗墙位移动态分布图（非弹性解，位移放大倍数 15）



注：防渗墙参数取 $C=0.15\text{MPa}$, $\psi=34^\circ$ 。

图 4.6 基坑分级开挖过程防渗墙潜在塑性破坏动态分布图（非弹性解）

4.2 不含砾石粘土层方案 E- μ 模型计算结果 (方案二)

4.2.1 主要研究内容及参数说明

含砾石粘土层按下伏卵砾石夹砂层考虑时, 该方案认为基坑边坡中不存在砾石粘土层, 相当于下坝III线地质剖面, 计算参数根据方案一说明选取, 计算内容参照方案一。

4.2.2 防渗墙应力状态及工作特性

防渗墙的应力、变形、塑性和拉裂扩展动态如下图 4.7~4.12 所示:

(1) 从图 4.7 中可以看出, 墙体最大压应力为 2.225MPa, 出现在 368.0m 高程基岩接触面附近防渗墙的背水侧; 墙体最大拉应力为 -0.28MPa, 出现相同高程墙体的迎水侧。在砾石粘土层的附近墙体最大压应力为 0.90MPa, 未出现拉应力。计算成果表明, 砾石粘土层的存在与否对基岩接触面附近防渗墙的应力基本没影响, 但对砾石粘土层附近防渗墙的受力状态有明显影响。

(2) 从图 4.8 和 4.9 中可以看出, 基坑分级开挖过程中, 考虑防渗墙抗拉强度为 0.2MPa 时, 在岩溶角砾岩 (368.0m) 以上高程范围, 防渗墙上游侧存在局部拉裂区, 但在基坑开挖过程中墙体没有明显的拉破坏贯通区。若考虑防渗墙抗拉强度为 0.3MPa 时, 墙体中的拉破坏分布区域有明显的减小趋势, 这表明没有含砾石粘土层分布的部位, 纵向围堰防渗墙不致发生拉裂破坏。

(3) 从图 4.10 和 4.11 中可以看出, 受释放荷载和水压力的共同作用, 随着开挖高程的降低, 防渗墙的水平变形逐渐增加, 在 360m 设计建基面高程时, 墙体弹性解水平位移极值达到 12.12cm, 墙体弹塑性解 (或非线弹性解) 水平位移极值达到 33.75cm, 变形值较含砾石粘土层有很大程度的减小。

(4) 从图 4.12 中可以看出, 基坑分级开挖过程中, 墙体出现比较严重塑性破坏的部位主要集中在墙体嵌入基岩 (强风化岩溶角砾岩) 附近。含砾石粘土层附近岩体基本未出现破坏。另外, 防渗墙上部 (堰体部位) 也仍然存在一定范围的塑性破坏分布。

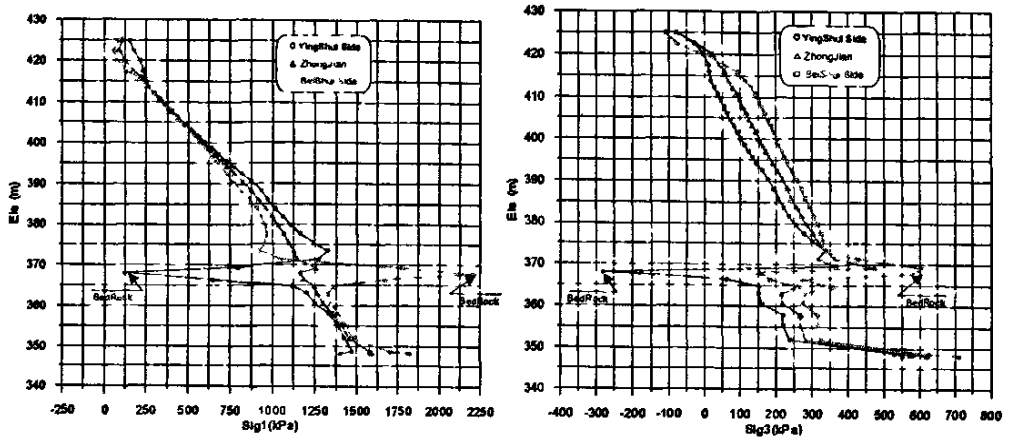


图 4.7 360m 方案防渗墙 σ_1/σ_3 应力图 (压为正、拉为负, 弹性解)

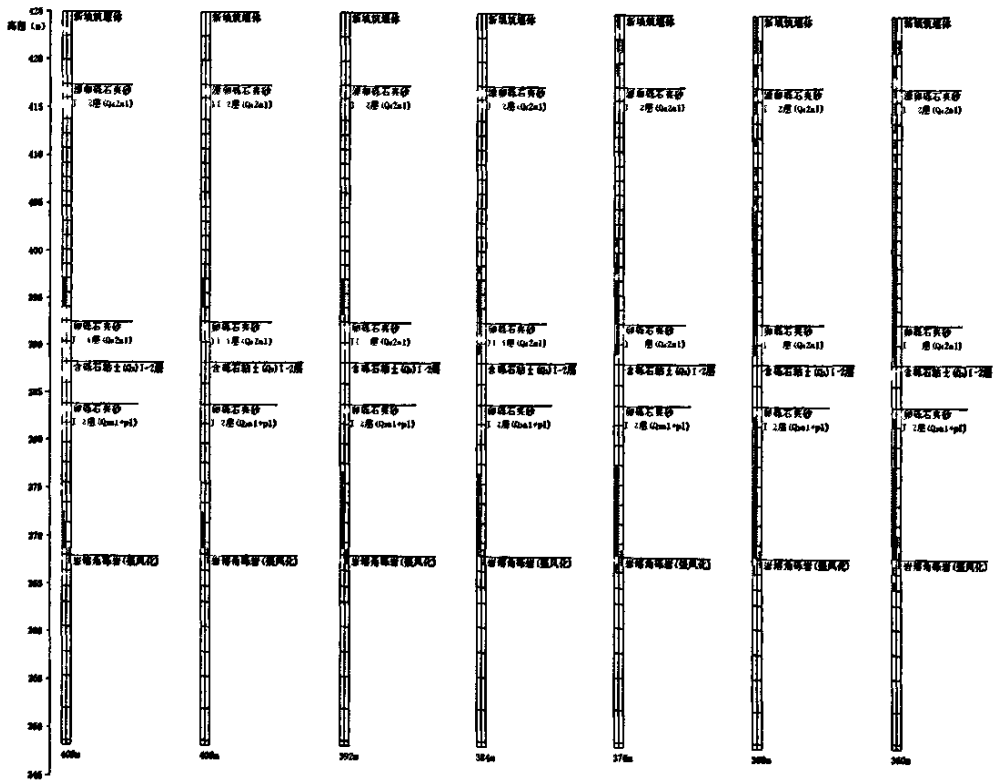


图 4.8 基坑分级开挖过程防渗墙潜在拉破坏扩展图 (墙体抗拉强度取 0.2MPa)

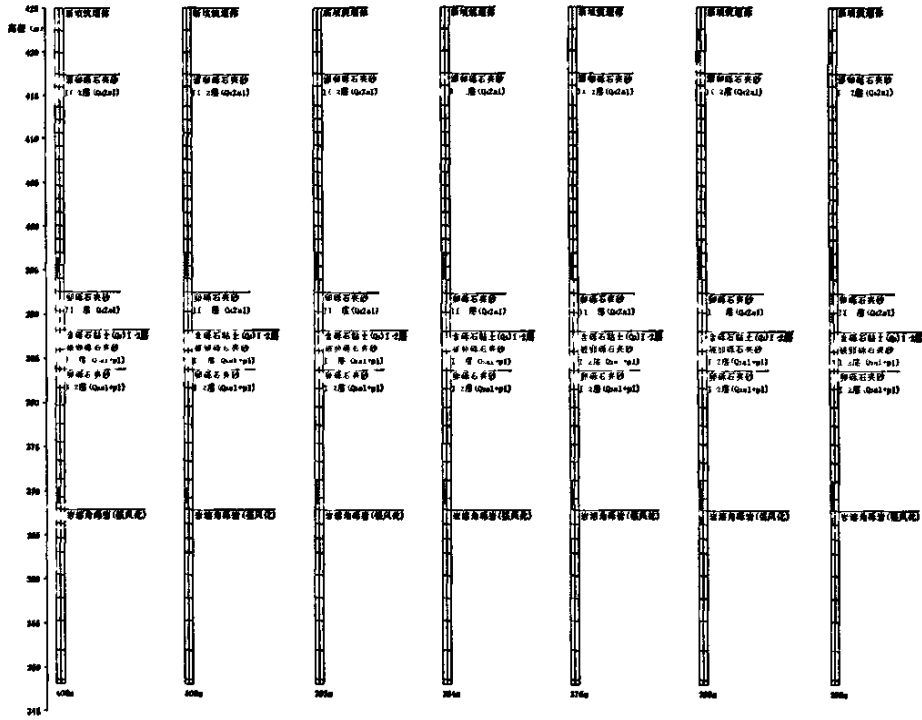


图 4.9 基坑分级开挖过程防渗墙潜在拉破坏扩展图 (墙体抗拉强度取 0.3MPa)

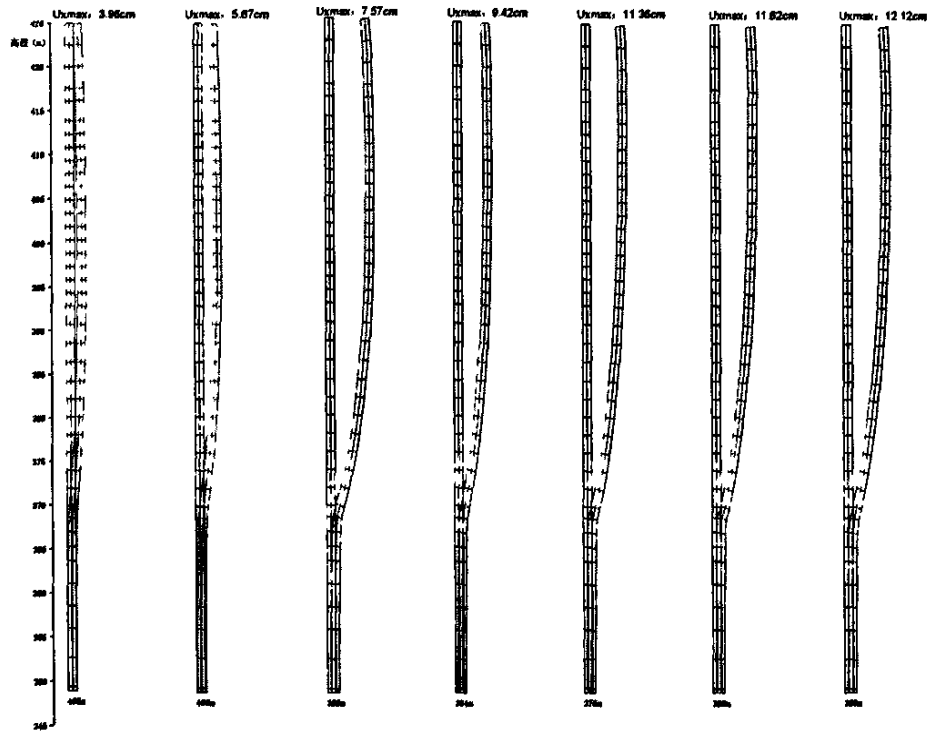
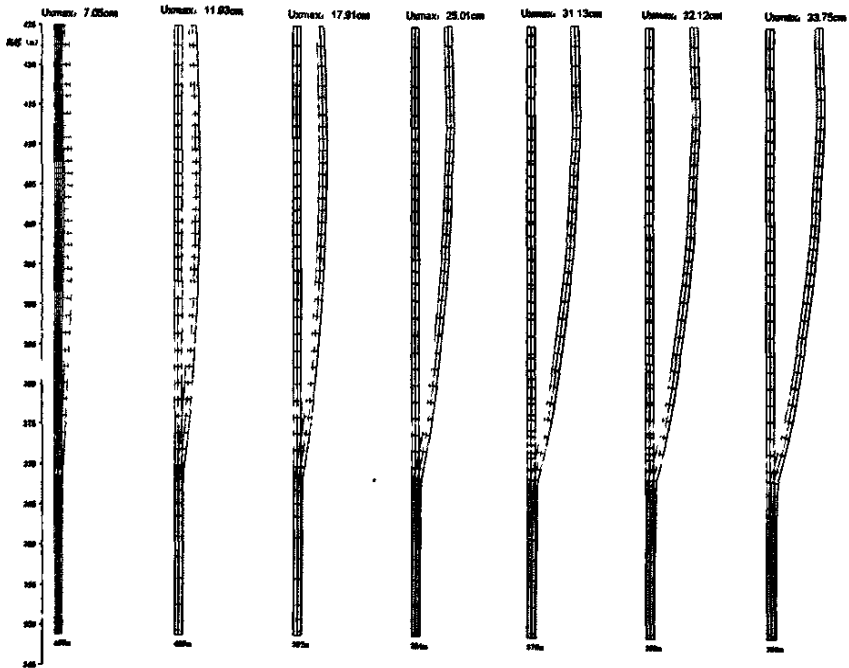
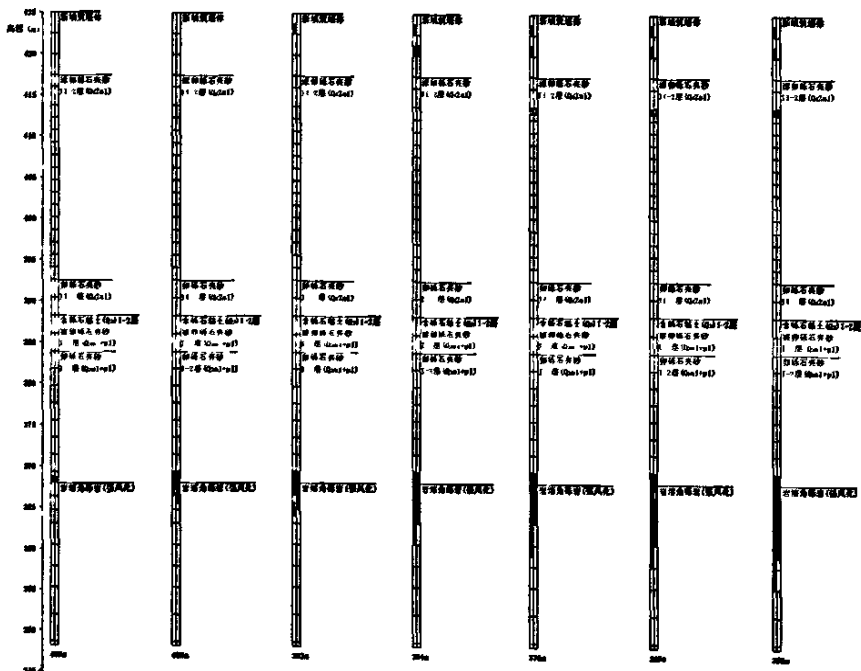


图 4.10 基坑分级开挖过程防渗墙位移动态分布图 (弹性解, 位移放大倍数 40)



注：防渗墙参数 $C=0.15\text{MPa}$, $\psi=34^\circ$ 。

图 4.11 基坑分级开挖过程防渗墙位移动态分布图（非弹性解，位移放大倍数 20）



注：防渗墙参数 $C=0.15\text{MPa}$, $\psi=34^\circ$ 。

图 4.12 基坑分级开挖过程防渗墙潜在塑性破坏动态分布图（非弹性解）

4.3 不同加固处理方案的效果（方案三）

4.3.1 主要研究内容及参数说明

计算中考虑含砾石粘土层的存在, 针对含砾石粘土层力学特性改善情况(即加固处理方案), 计算主要包括以下内容:

①360m 方案墙体应力(弹性解), 分别考虑墙前墙后处理 2.0m 范围、墙后处理 2.0m 范围、墙前处理 2.0m 范围三种方案。②距墙后 2.0m 范围以外处理, 基坑分级开挖过程中防渗墙潜在拉裂扩展动态, 分别考虑防渗墙抗拉强度为 0.3MPa 和 0.2MPa 两种方案; ③基坑分级开挖过程防渗墙潜在塑性扩展动态。含砾石粘土层力学特性改善措施可采用高压旋喷方式。

4.3.2 防渗墙应力状态及工作特性

(1) 含砾石粘土层墙前墙后、墙后、墙前处理 2.0m 水平范围时, 计算成果见图 4.13~4.15, 从图中可以看出: 含砾石粘土层力学特性改善后(假定改善后的力学特性与下伏卵砾石夹砂层一致), 360m 方案墙体应力(弹性解)有明显的改善。考虑墙前墙后、墙后、墙前处理 2.0m 范围时, 墙体最大拉应力分别降至-280kPa、-300kPa 和-280kPa。计算成果表明, 墙前墙后均处理效果最好, 墙后处理次之, 墙前处理效果较差。

(2) 含砾石粘土层墙后 2.0m 水平范围以外处理时, 计算成果见图 4.16~4.18, 从图中可以看出:

①含砾石粘土层工程处理后(考虑距墙后 2.0m 范围以外处理方案, 推荐高压旋喷处理方式), 基坑分级开挖过程中, 考虑防渗墙抗拉强度为 0.2MPa 和 0.3MPa 时, 墙体的拉破坏演化及分布特征与含砾石粘土层按下伏卵砾石夹砂层考虑时(即方案二)十分相似, 总体上较砾石粘土层未处理情况有明显改善, 墙体不存在拉破坏沿墙厚贯通的情况。

②含砾石粘土层工程处理后(考虑距墙后 2.0m 范围以外处理方案, 推荐高压旋喷处理方式), 基坑分级开挖过程中, 墙体塑性破坏主要分布于基岩与覆盖层交界位置。在 392m-384m 高程含砾石粘土层上部也有局部的塑性破坏(尤其是迎水侧), 但没有出现贯通性塑性破坏分布。

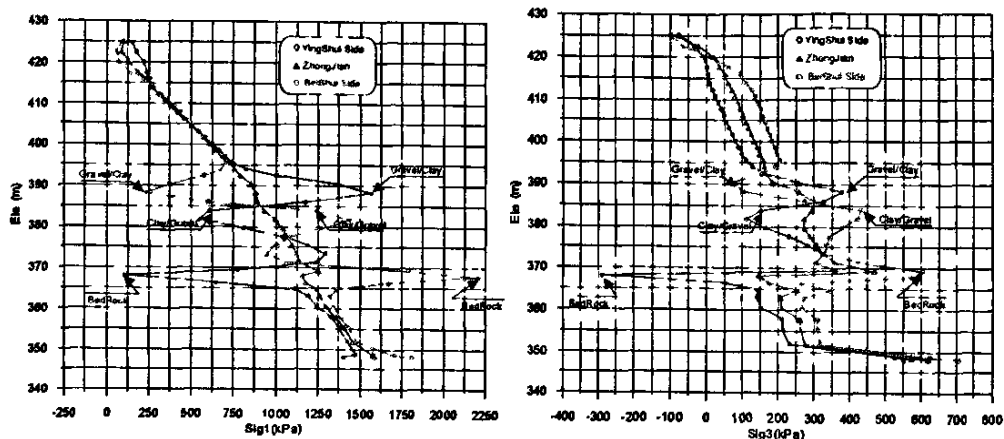


图 4.13 360m 方案防渗墙最大/小主应力 (墙前墙后 2.0m 处理)

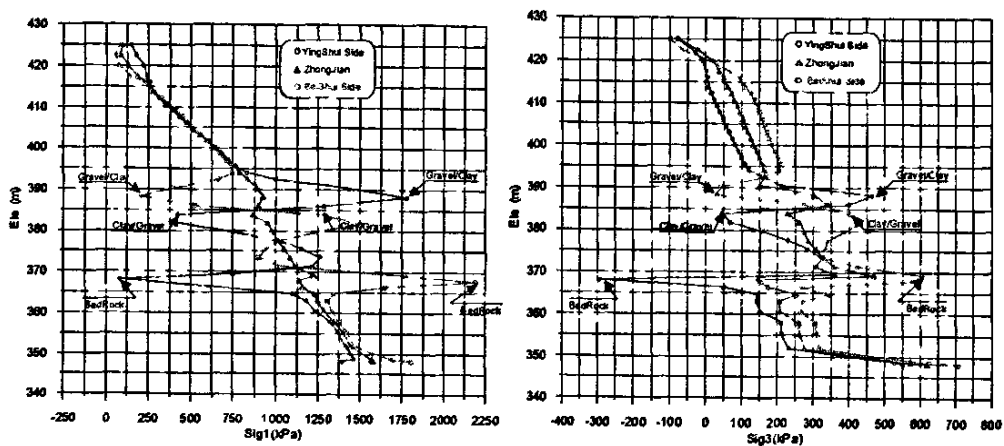


图 4.14 360m 方案防渗墙最大/小主应力 (墙前 2.0m 处理)

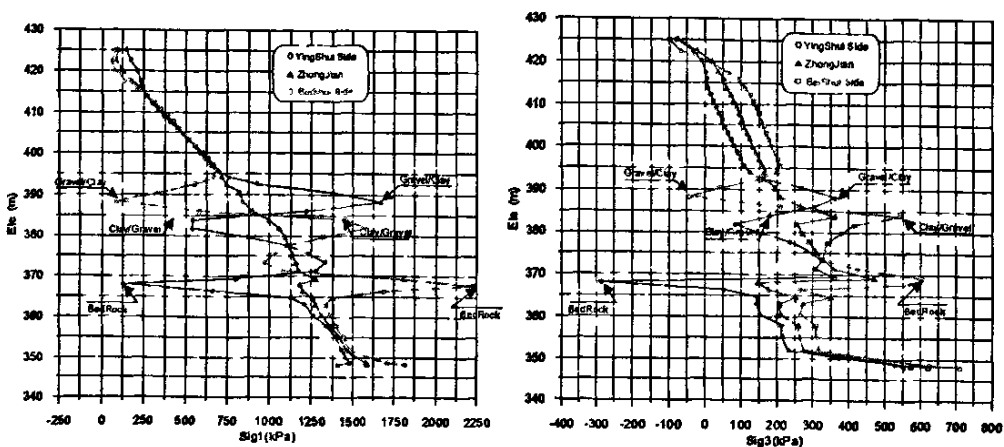


图 4.15 360m 方案防渗墙最大/小主应力 (墙后 2.0m 处理)

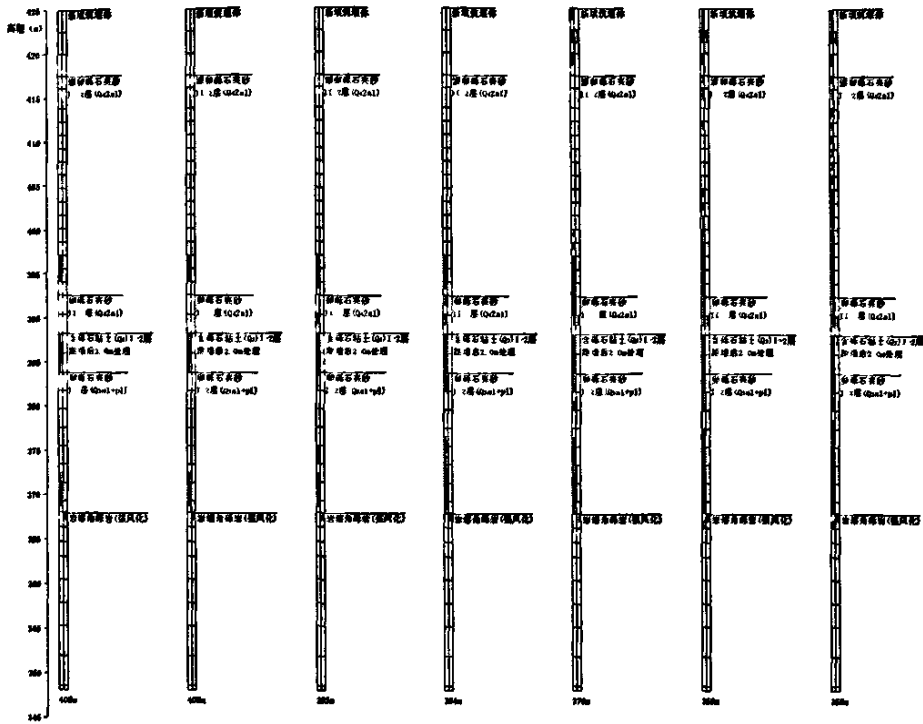


图 4.16 基坑分级开挖过程防渗墙潜在拉破坏扩展 (墙体抗拉强度 0.2MPa)

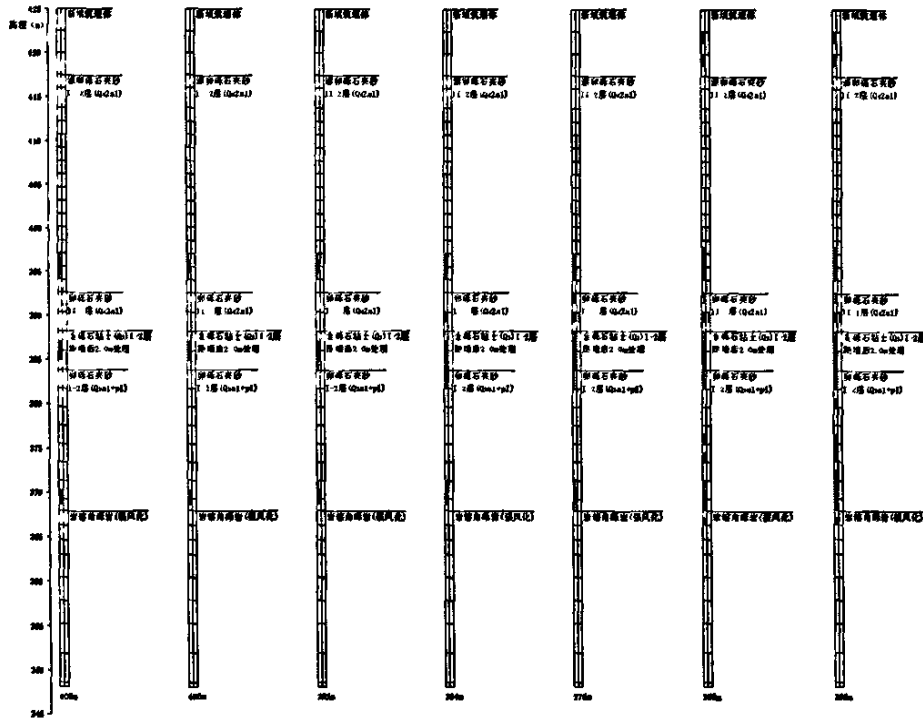
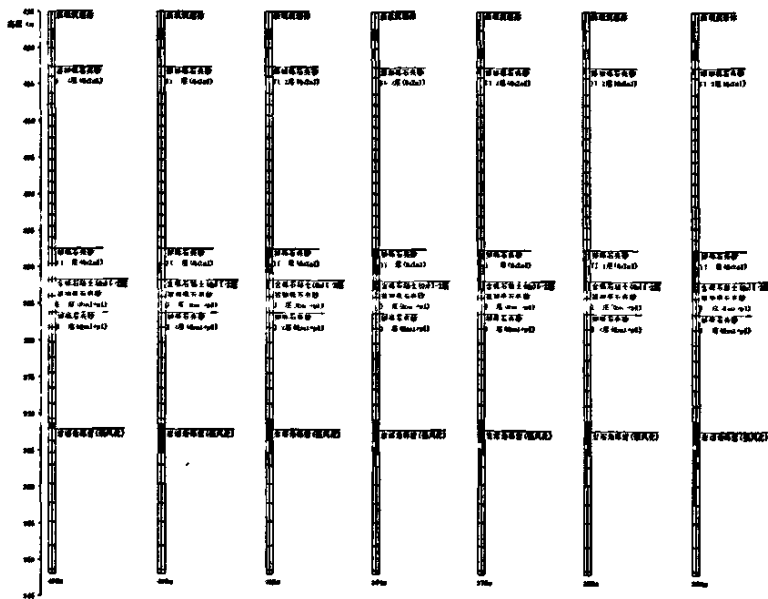


图 4.17 基坑分级开挖过程防渗墙潜在拉破坏扩展 (墙体抗拉强度 0.3MPa)



注：防渗墙参数 $C=0.15 \text{ MPa}$, $\psi=340$ 。

图 4.18 基坑分级开挖过程防渗墙潜在塑性破坏动态（非弹性解）

4.4 含砾石粘土层参数方案 E-B 模型计算结果（方案四）

4.4.1 主要研究内容及参数说明

在考虑含砾石粘土层的存在条件下,砂砾卵石层和粘土层计算参数按 E-B 模型参数考虑（见表 4.1），其他参数参照设计院提供值（见表 3.1）。计算主要包括以下内容：

①360m 方案墙体应力（弹性解）；②基坑分级开挖过程防渗墙位移动态，包括弹性解和弹塑性（和或非线弹性）解；③基坑分级开挖过程防渗墙潜在塑性扩展动态。

4.4.2 防渗墙应力状态及工作特性

防渗墙的应力、变形、塑性和拉裂扩展动态如下图 4.19~4.22 所示：

（1）从图 4.19 中可以看出，墙体最大压应力为 1.65 MPa ，出现在 368.0 m 高程基岩接触面附近防渗墙的背水侧；最大拉应力为 -0.15 MPa ，出现相同高

程墙体的迎水侧，最大拉应力低于设计允许抗拉强度 -0.20MPa ，纵向围堰防渗墙不致发生拉破坏。在砾石粘土层的附近最大压应力为 1.0MPa ，未出现拉应力。计算结果表明，采用 E-B 模型计算的砂砾卵石层应力比用 E- μ 模型计算结果有很大程度的降低。

(2) 从图 4.20 和 4.21 中可以看出，受释放荷载和水压力的共同作用，随着开挖高程的降低，防渗墙的水平变形逐渐增加，在 360m 设计建基面高程时，墙体（弹性解）水平位移极值达到 17.36cm ，墙体弹塑性解（或非线弹性解）水平位移极值达到 37.95cm 。对比方案一两种模型的墙体变位弹性解结果相近，塑性解方案一较大。

(3) 从图 4.22 中可以看出，基坑分级开挖过程中，当开挖至 376m-368m 后，墙体在含砾石粘土层附近高程以及覆盖层与基岩交界面部位潜在的塑性破坏开始呈现贯通趋势。另外，防渗墙上部（堰体部位）也仍然存在一定范围的塑性破坏分布。

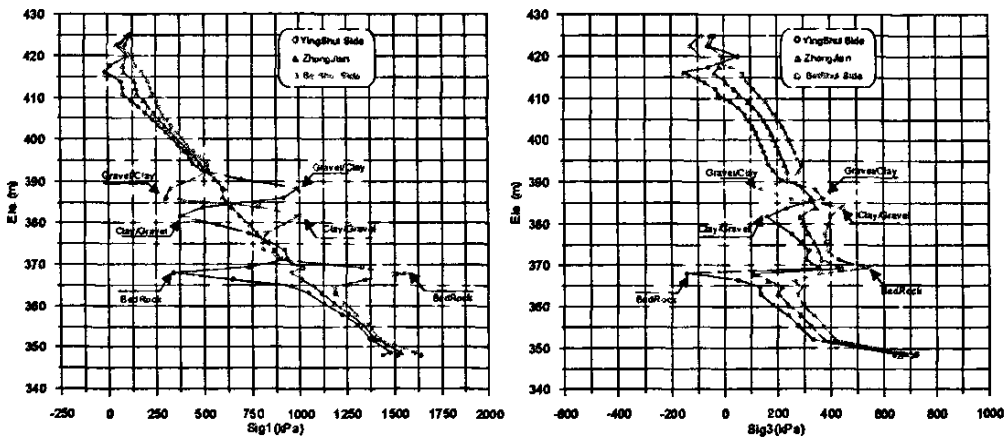


图 4.19 360m 方案防渗墙 σ_1/σ_3 应力图（压为正、拉为负，弹性解）

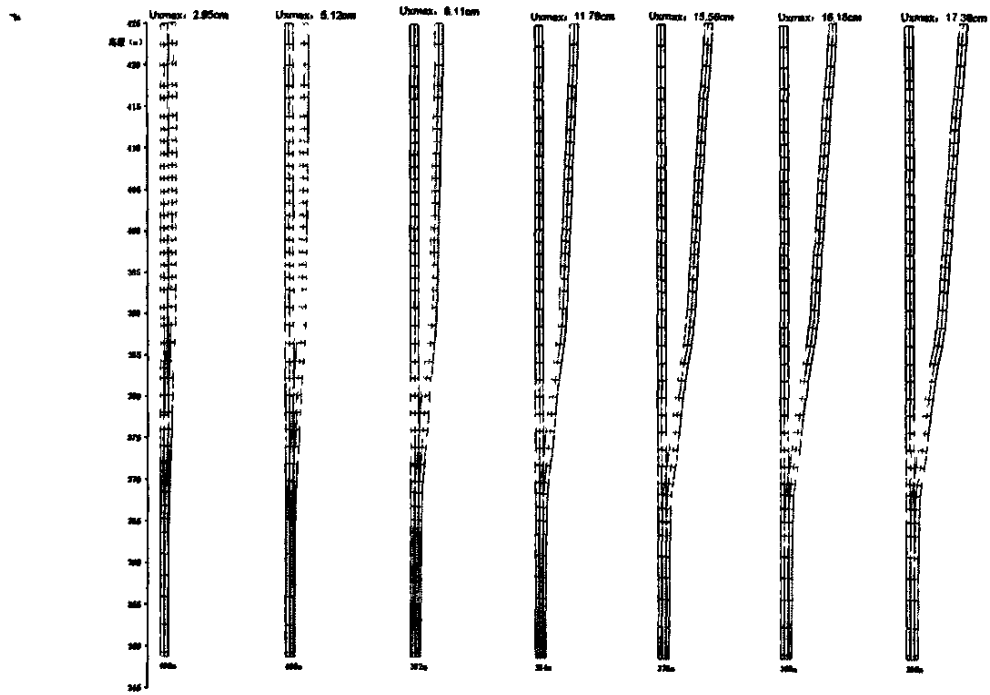
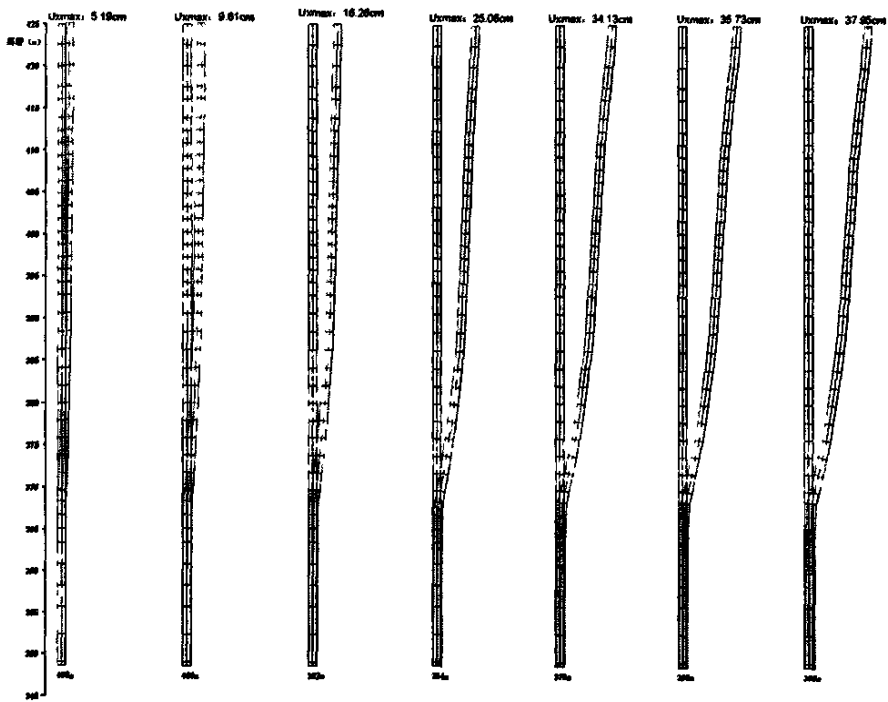
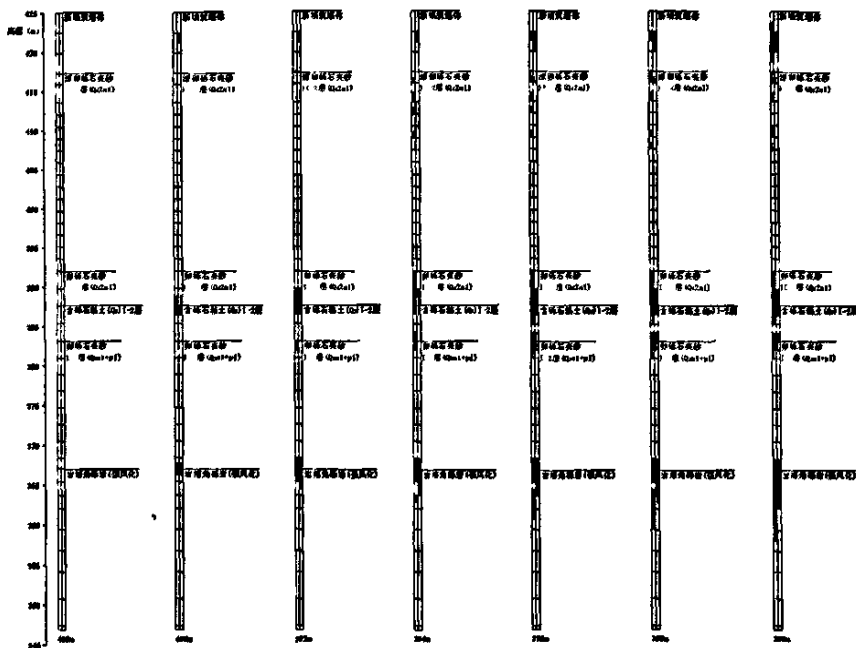


图 4.20 基坑分级开挖过程防渗墙位移动态分布图（弹性解，位移放大倍数 40）



注：防渗墙参数 $C=0.15\text{MPa}$, $\psi=34^\circ$ 。

图 4.21 基坑分级开挖过程防渗墙位移动态分布图（非弹性解，位移放大倍数 20）



注：防渗墙参数 $C=0.15\text{MPa}$, $\psi=34^\circ$ 。

图 4.22 基坑分级开挖过程防渗墙潜在塑性破坏动态分布图（非弹性解）

4.5 不含砾石粘土层 E-B 模型计算结果（方案五）

4.5.1 主要研究内容及参数说明

含砾石粘土层按下伏卵砾石夹砂层考虑时，该方案认为基坑边坡中不存在砾石粘土层，相当于下坝III线地质剖面，计算参数根据方案三说明选取，计算内容参照方案三。

4.5.2 防渗墙应力状态及工作特性

防渗墙的应力、变形、塑性和拉裂扩展动态如下图 4.23~4.26 所示：

(1) 从图 4.17 中可以看出，墙体最大压应力为 1.65MPa ，出现在 368.0m 高程基岩接触面附近防渗墙的背水侧；最大拉应力为 -0.12MPa 出现在相同高程墙体的迎水侧，最大拉应力低于设计允许抗拉强度 -0.20MPa ，纵向围堰防渗墙不致发生拉破坏。在砾石粘土层的附近墙体最大压应力为 0.51MPa ，未出现拉应力。计算成果表明，对砾石粘土层的处理对基岩接触面附近防渗墙的应力基本没影响，但对砾石粘土层附近防渗墙的破坏改善效果明显。

(2) 从图 4.18 和 4.19 中可以看出，受释放荷载和水压力的共同作用，

随着开挖高程的降低，防渗墙的水平变形逐渐增加，在 360m 设计建基面高程时，墙体弹性解水平位移极值达到 16.42cm，墙体弹塑性解（或非线弹性解）水平位移极值达到 36.81cm。对比方案二两种模型的墙体变位结果相近。

(3) 从图 4.20 中可以看出，基坑分级开挖过程中，墙体塑性破坏发育程度较重的部位主要集中在墙体嵌入基岩（强风化岩溶角砾岩）附近。另外，防渗墙上部（堰体部位）也仍然存在局部范围的塑性破坏分布。

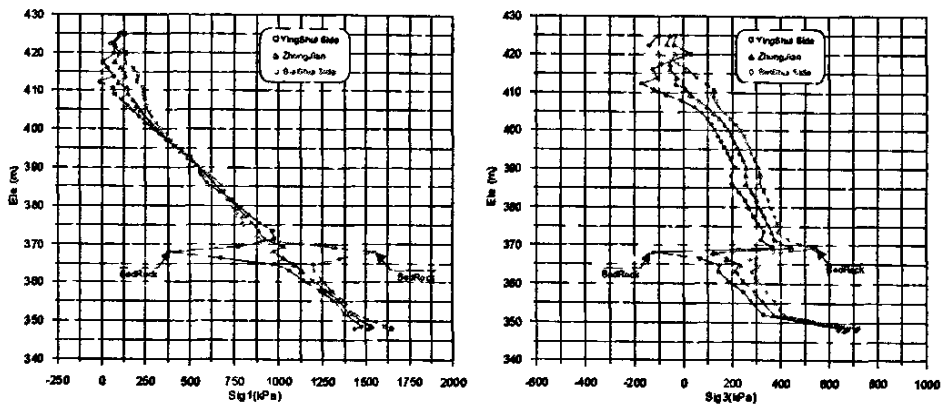


图 4.23 360m 方案防渗墙 σ_1/σ_3 应力图（压为正、拉为负，弹性解）

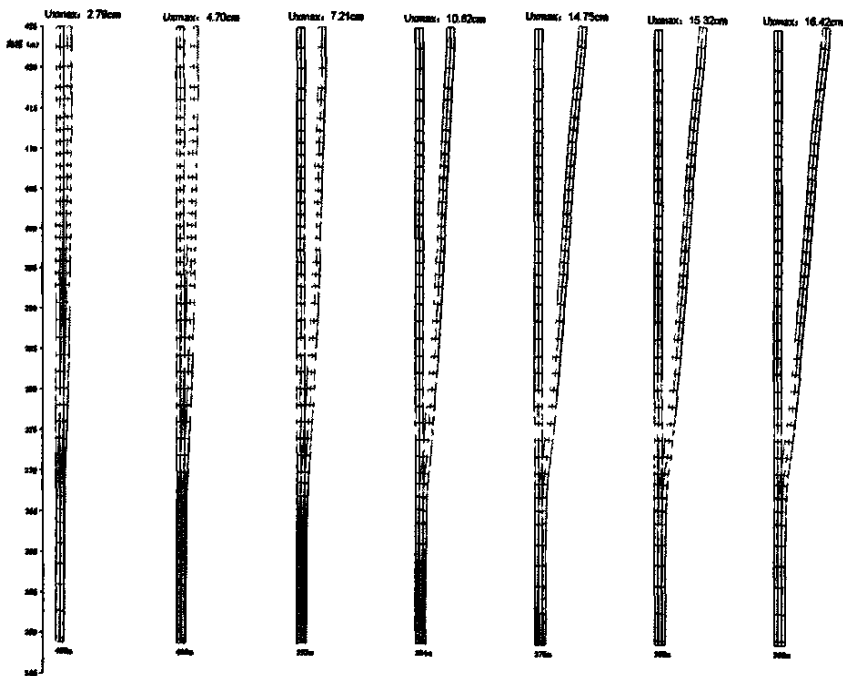
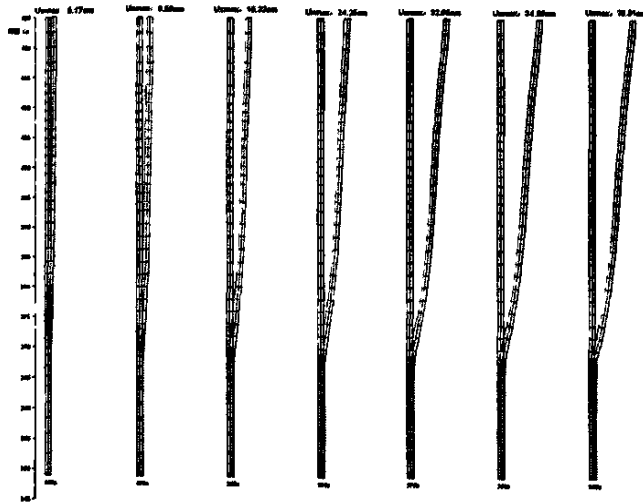
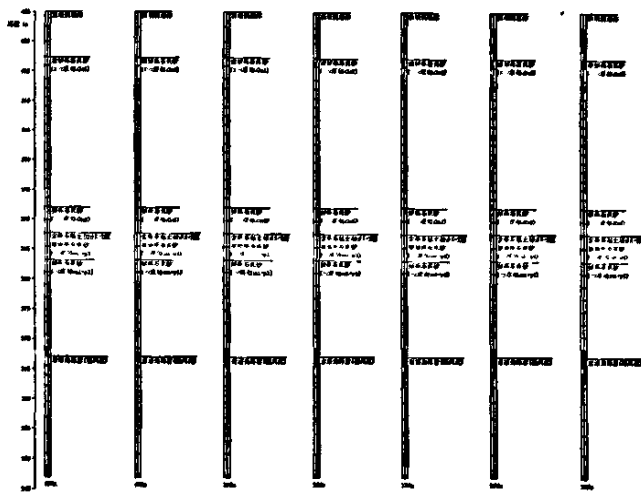


图 4.24 基坑分级开挖过程防渗墙位移动态分布图（弹性解，位移放大倍数 40）



注：防渗墙参数 $C=0.15\text{MPa}$, $\psi=34^\circ$ 。

图 4.25 基坑分级开挖过程防渗墙位移动态分布图（非弹性解，位移放大倍数 20）



注：防渗墙参数 $C=0.15\text{MPa}$, $\psi=34^\circ$ 。

图 4.26 基坑分级开挖过程防渗墙潜在塑性破坏动态分布图（非弹性解）

4.6 防渗墙采用粘土参数方案 E- μ 模型计算结果（方案六）

4.6.1 主要研究内容及参数说明

在计算中考虑含砾石粘土层的存在，参数根据设计院提供值（见表 3.1），防渗墙参数采用粘土参数进行计算，其中变形模量 $E_0=10\text{MPa}$ ，泊松比 $\mu=0.4$ （参数由川大建议），计算主要包括以下内容：

①360m 方案墙体应力（弹性解）；②基坑分级开挖过程防渗墙位移动态（弹性解）。

4.6.2 防渗墙应力状态及工作特性

防渗墙采用粘土参数方案防渗墙的应力、变形如下图 4.27~4.28 所示：

从图中可以看出：塑性砼防渗墙采用粘土参数进行计算后，基坑 360m 方案墙体应力（弹性解）有明显的改善，墙体最大拉应力降至-71kPa，墙上最大压应力降至 1605kPa。但对墙体变形影响不明显，开挖至 360m 设计建基面高程时，墙体弹性解水平位移达到 15.72cm。

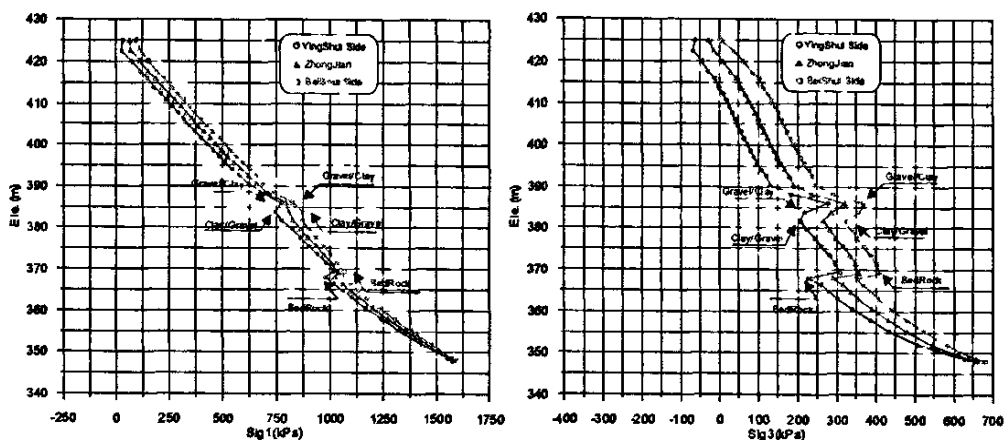


图 4.27 360m 方案防渗墙 σ_1/σ_3 应力图（压为正、拉为负，弹性解）

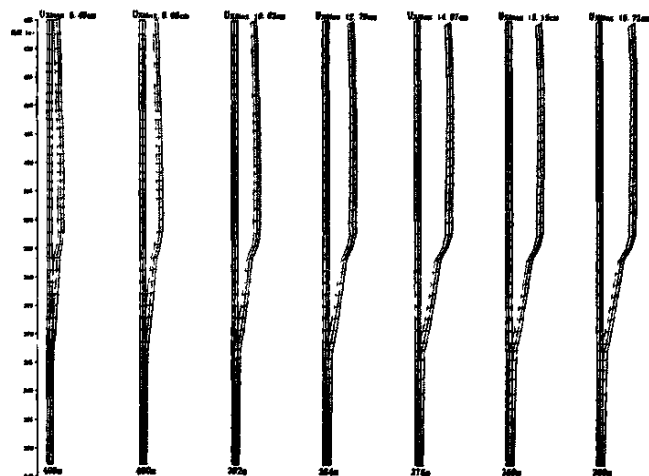


图 4.28 基坑分级开挖过程防渗墙位移动态（弹性解，位移放大倍数 40）

4.7 本章小节

(1) 在含砾石粘土层且未作任何处理条件下, 360m 高程建基方案中墙体最大水平变位 57.67cm (弹塑性解), 拉应力水平达到 -0.29MPa, 在基坑分级开挖过程中, 当开挖至 392~384m 高程后, 含砾石粘土层附近高程及覆盖层与基岩接触部位墙体潜在塑性破坏呈现贯通趋势, 防渗墙抗拉强度为 0.2MPa 时, 当基坑开挖至 376m 高程, 在含砾石粘土层与上覆卵砾石夹砂层之间墙体潜在拉破坏开始呈现贯通趋势, 且开挖至 368m 和 360m 呈现逐渐扩大趋势; 防渗墙抗拉强度为 0.3MPa 时, 当基坑开挖至 368m 高程, 在含砾石粘土层与上覆卵砾石夹砂层之间墙体潜在拉破坏也开始呈现贯通趋势。

(2) 在不含砾石粘土层 (类似下坝 III 线剖面) 条件下, 360m 高程建基方案中墙体最大水平变位 33.75cm (弹塑性解), 拉应力极值降至 -0.28MPa, 在基坑分级开挖过程中, 墙体塑性破坏发育较重的部位主要集中在墙体嵌入基岩 (强风化岩溶角砾岩) 附近。防渗墙抗拉强度为 0.2MPa 时, 在岩溶角砾岩 (368.0m) 以上高程范围防渗墙上游侧存在局部拉裂区, 但在基坑开挖过程中墙体没有明显的拉破坏贯通区。而考虑防渗墙抗拉强度为 0.3MPa 时, 墙体中的拉破坏分布区域有明显的减小趋势, 这表明没有含砾石粘土层分布的部位, 纵向围堰防渗墙不致发生拉裂破坏。

(3) 含砾石粘土层工程处理 (高压旋喷等) 后, 该层力学性能可以改善, 防渗墙的拉应力水平明显降低, 通过墙前墙后 2.0m 范围、墙前 2.0m 范围、墙后 2.0m 范围和墙后 2.0m 以外范围等多方案对比分析表明, 无论是墙体拉应力水平还是墙体潜在拉破坏或塑性破坏发育程度, 墙前墙后均处理效果较好, 墙后处理次之, 墙前处理效果较差。

(4) 含砾石粘土层和不含砾石粘土层 E-B 模型的计算得出防渗墙的最大拉应力分别为 -0.15MPa 和 -0.12MPa, 均出现在 368.0m 高程基岩接触面附近防渗墙的迎水侧, 最大拉应力满足设计允许抗拉强度要求。

(5) 从表中方案一和方案二采用 E- μ 模型的计算结果可以看出, 对砾石粘土层的处理对覆盖层与基岩接触面附近防渗墙的应力基本没影响。但在砾石粘土层部位, 将砾石粘土层进行处理后, 墙体最大压应力由 1.90MPa 降为 0.90MPa, 最小主应力由 -0.17MPa 变为压应力 0.18MPa, 且防渗墙的弹性和弹塑性水平位移都有很大程度的降低, 说明对砾石粘土层的处理对砾石粘土层

附近防渗墙的稳定起关键性作用，建议对砾石粘土层进行工程处理。但是由于基岩与覆盖层接触面附近受力状况比较复杂，为应力集中区，其拉应力超标，工程中需要密切注意基岩附近墙体折断的不利影响。

(6) 从表中方案三和方案四采用 E-B 模型的计算结果可以看出，两种不同参数的计算结果规律跟 E- μ 模型的计算结果规律基本相同。

(7) 从表中可以看出，由于砂砾卵石层和粘土层按 E-B 模型参数考虑，在覆盖层与基岩的接触面附近和粘土层部位墙体最大和最小主应力较 E- μ 模型的计算结果有所降低。E-B 模型计算所得的大主应力及小主应力值比 E- μ 模型在同等工况下要小。

(8) 从塑性混凝土防渗墙钻孔样分析来看，30m 高度以下防渗墙呈软塑性，为探讨防渗墙物理性状变化对墙体变形与应力的影响，由塑性砼防渗墙采用粘土变形参数计算成果表明：基坑 360m 方案墙体应力（弹性解）明显降低，墙体最大拉应力降至-71kPa，最大压应力降至 1605kPa，同时墙体的拉裂情况明显改善，但该方案墙体允许渗透比降大幅降低，存在渗透比降超标（破坏）问题。

4.2 不同方案成果汇总表

| 计算 方案 | 最大主应力 | 最小主应力 | 最大主应力 | 最小主应力 | 防渗墙 位移 | 防渗墙 位移 |
|----------|-------|--------|-------|-------|-----------|-----------|
| | 基岩接触面 | 基岩接触面 | 粘土层 | 粘土层 | (弹性解) | (非弹性) |
| | MPa | MPa | MPa | MPa | cm | cm |
| 方案一 | 2.25 | -0.29 | 1.90 | -0.17 | 15.10 | 57.67 |
| 方案二 | 2.25 | -0.28 | 0.90 | 0.18 | 12.12 | 33.75 |
| 方案三 | 1.60 | -0.15 | 1.0 | 0.12 | 17.36 | 37.95 |
| 方案四 | 1.65 | -0.12 | 0.51 | 0.20 | 16.42 | 36.81 |
| 方案五 | 1.605 | -0.071 | | | 15.72 | |

5 厂房基坑开挖边坡整体稳定性及加固处理方案

5.1 设计院建议参数方案

根据塑性混凝土防渗墙的施工质量, 墙体渗透系数介于 $10^{-4} \sim 10^{-6} \text{cm/s}$, 从偏于安全的角度, 选取渗透系数为 10^{-4}cm/s 条件对应的浸润线确定岩土体孔隙水压力, 并重点针对 368m、360m 和 352m 三个高程进行边坡稳定性计算。计算采用毕肖普法, 参数采用建议参数中值 (见表 3.1)。

根据规范要求, 基坑开挖边坡的整体抗滑安全系数控制标准为 1.15, 且抗滑安全系数小于 1.0 的区域为边坡中不稳定区域, 针对 352m、360m 和 368m 三种开挖高程计算得出安全系数为 1.15 和 1.0 对应的滑面包络线如图 5.1~5.3 所示。从中可以得出:

(1) 三种开挖高程最危险滑面 (安全系数较低滑面) 均分布于边坡的浅表层, 滑面形状接近直线。且存在安全系数小于 1.0 的局部滑面, 反映出边坡存在局部高程存在表层失稳的可能性, 需要进行加固处理。

(2) 由边坡安全系数为 1.15 和 1.0 对应的滑面包络线可知, 随着基坑开挖深度加大, 边坡滑移面范围和深度递增, 其中 369m、360m 和 352m 三种开挖高程天然不稳定滑面深度分别为 3.5m、3.2m 和 0.56m, 根据规范要求须进行加固的边坡深度分别达到 9.5m、5.5m 和 2.0m。

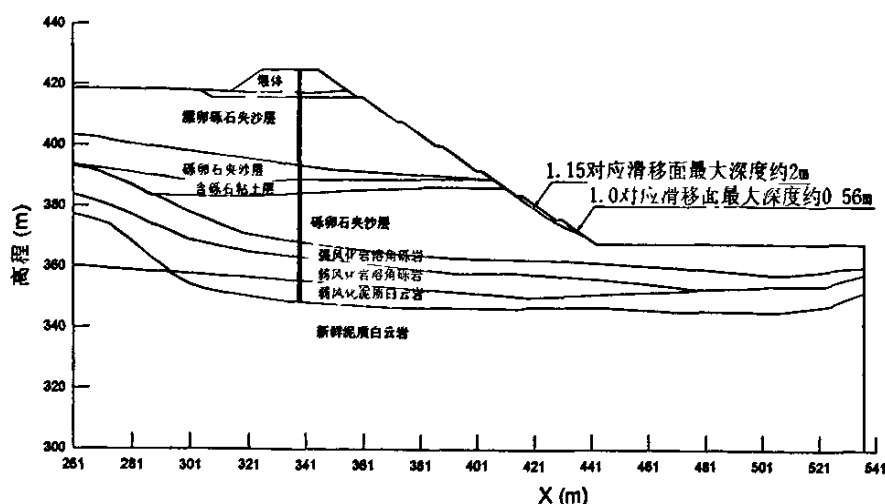


图 5.1 368m 开挖高程方案安全系数为 1.15 和 1.0 对应的滑面包络线

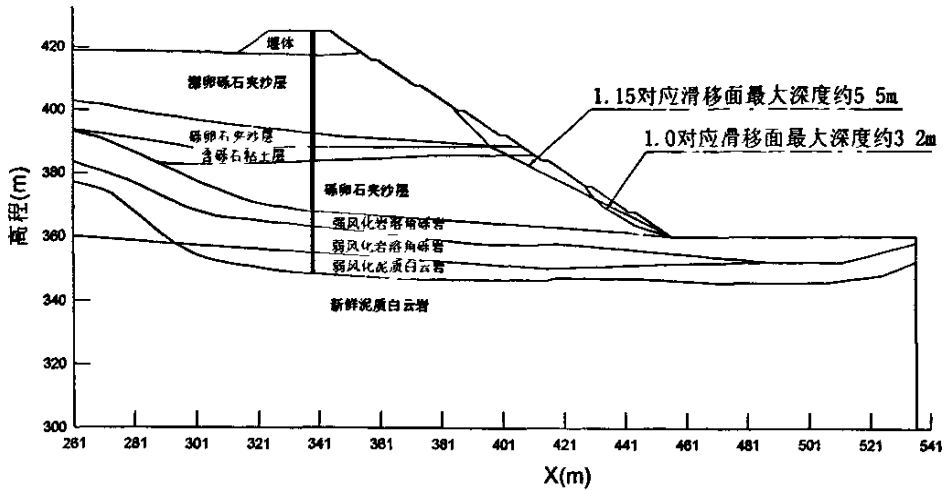


图 5.2 360m 开挖高程方案安全系数为 1.15 和 1.0 对应的滑面包络线

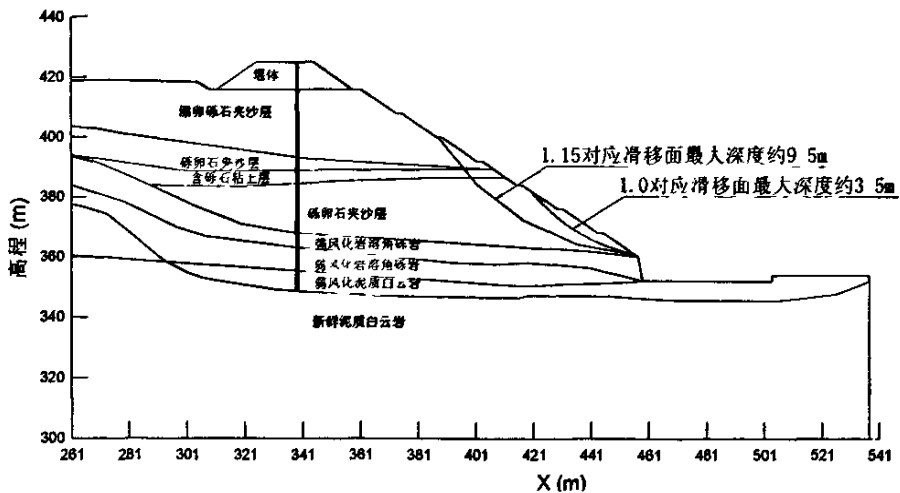


图 5.3 352m 开挖高程方案安全系数为 1.15 和 1.0 对应的滑面包络线

5.2 参数浮值分析

为研究岩土替参数对边坡稳定性的影响，按渗透系数为 10^{-4} cm/s 时对应的浸润线位置来考虑孔隙水压力，分别按设计参数建议上限值、中值和下限值三种情况采用毕肖普法对 368m、360m 和 352m 三个高程开挖边坡进行稳定性计算。

采用参数上限值和下限值计算的三种开挖高程安全系数为 1.15 和 1.0 对应的滑面包络线如图 5.4~5.9 所示。从中可以得出：

(1) 随着基坑开挖深度加大，边坡滑移面范围和深度递增。采用设计参

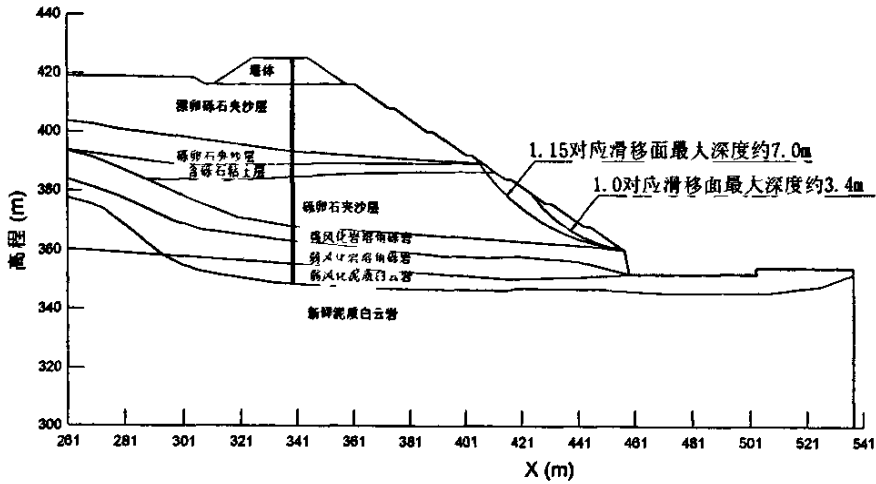


图 5.6 352m 开挖高程方案安全系数为 1.15 和 1.0 对应的滑面包络线(参数取上限)

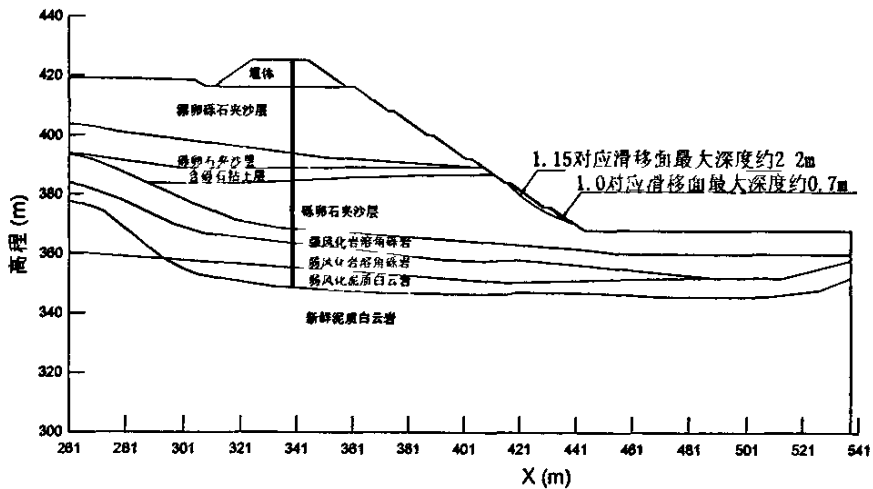


图 5.7 368m 开挖高程方案安全系数为 1.15 和 1.0 对应的滑面包络线(参数取下限)

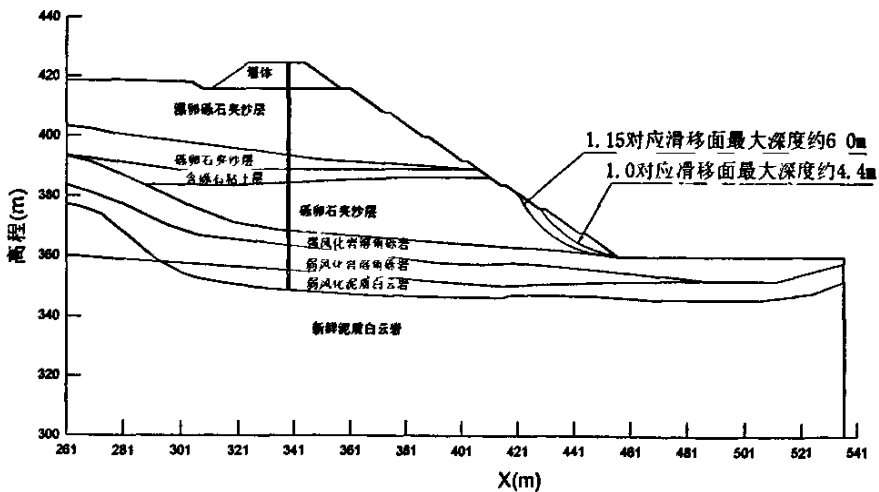
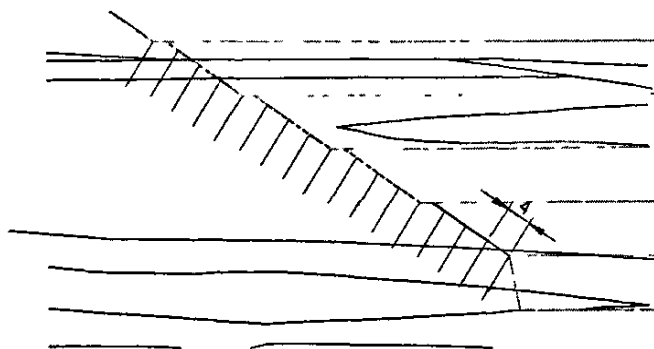


图 5.8 360m 开挖高程方案安全系数为 1.15 和 1.0 对应的滑面包络线(参数取下限)



由于坡面较缓,即使土钉提供的拉力很小,土钉的抗拔验算能够满足要求。按 1.3 的局部安全系数考虑,土钉所需要的锚固长度只有 0.4m 左右,因此,利用开挖边坡的整体稳定验算作为参考。现对土钉加固后的边坡进行稳定性分析研究,坡面框架的加固效果不计入。主要对土钉垂直坡面布置情况下采用不同长度土钉加固的边坡进行分析研究。同时对土钉长度为 8m 时,土钉与水平面的夹角为 15° 情况下的边坡进行稳定性对比分析。

长度为 8m 的土钉垂直坡面布置情况下,边坡的最危险滑面及其安全系数见图 5.11,其它计算工况时土钉的间距、直径都不变,只改变土钉的长度或土钉的倾角。所有计算工况及其折线法最小安全系数列于表 5.1 中。由表 5.1 可知,当土钉垂直于坡面布置时,将土钉长度由 8m 减小到 6m,边坡稳定最小安全系数降低不是很多,最小安全系数由 1.196 变为 1.190。滑面深度约为 5m 时对应的稳定安全系数由 1.224 降低到 1.208。当土钉长度不变(都为 8m),将垂直于坡面的土钉布置成与水平面夹 15° 角的倾斜形式,边坡稳定最小安全系数由 1.196 变为 1.200,比土钉垂直于边坡布置时稍有增大。

由钢筋与砂浆的握裹力以及砂浆与土体的粘结力的计算可知,钢筋采用 $\Phi 20$ 的二级钢筋,钻孔直径采用 42mm 时,砂浆标号应适当提高到 M15,因为钻孔直径偏小,要保证一定的粘结强度,就要求砂浆的标号提高。如果钻孔直径只采用 42mm,如用 $\Phi 25$ 的钢筋就有些浪费,钢筋本身的抗拉强度比土钉与土层的粘结强度大得多。

综合分析,边坡整体稳定性计算分析时考虑采用的土钉直径为 $\Phi 20$,钻孔直径 42mm,砂浆标号为 M15。根据计算结果,6~8m 长的土钉都能够满足边坡稳定性要求,最小稳定安全系数都可以达到 1.19 以上。

表 5.1 所有计算工况及其折线法最小安全系数

| 工况 | 土钉长度 (m) | 倾斜角度 | 最小稳定安全系数 |
|----|----------|------------|----------|
| 1 | 6 | 垂直坡面 | 1.190 |
| 2 | 7 | 垂直坡面 | 1.196 |
| 3 | 8 | 垂直坡面 | 1.196 |
| 4 | 8 | 15° | 1.200 |

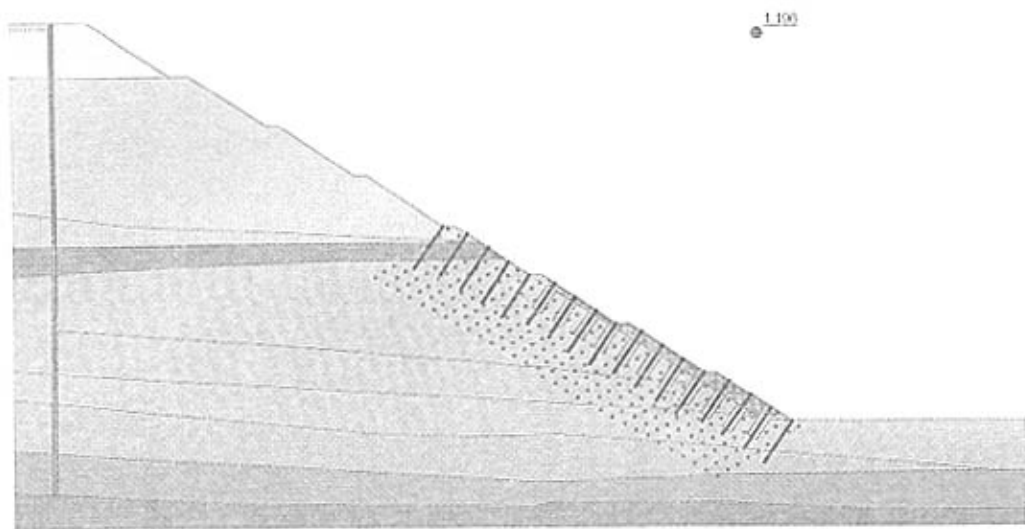


图 5.11 8m 长垂直坡面的土钉加固边坡的最危险滑面及其安全系数

5.4 本章小节

(1) 边坡稳定计算结果表明, 368.0m、360m 及 352m 三种开挖高程最危险滑面(安全系数较低滑面)均分布于边坡的浅表层, 滑面形状接近直线, 且存在安全系数小于 1.0 的局部滑面, 反映出边坡在局部高程存在表层失稳的可能性, 需要进行加固处理。

(2) 由边坡安全系数为 1.15 和 1.0 对应的滑面包络线可知, 随着基坑开挖深度加大, 边坡滑移面范围和深度递增, 其中 369m、360m 和 352m 三种开挖高程天然不稳定滑面深度分别为 3.5m、3.2m 和 0.56m, 根据规范要求须进行加固的边坡深度分别达到 9.5m、5.5m 和 2.0m。

(3) 本文建议采用混凝土框格梁加土钉墙加固方案, 在 360m 到 392m 之间, 采用网喷混凝土进行保护, 并在滑面范围内增加土钉, 土钉钢筋的直径采用 20mm, 水平间距和沿坡面的间距分别为 4.4m 和 4.0m, 钻孔直径 42mm, 砂浆标号为 M15。边坡整体稳定性计算结果表明, 6~8m 长的土钉都能够满足边坡稳定性要求, 最小稳定安全系数都可以达到 1.19 以上。

6 厂房坝段地基特性及整体稳定性

6.1 三维有限元模型的建立

沙湾厂房坝段地基承载特性研究静力有限元模型计算范围顺河向取 182.0m，铅直向底部取至 268.86m 高程，上部延伸至厂房顶部，沿坝轴线方向（横河向）取一个厂房坝段的长度 34.0m。有限元计算坐标系选定为：

X 轴：顺河向，由上游水平指向下游；

Y 轴：横河向，由右岸水平指向左岸；

Z 轴：铅直向上，由底面指向地表。

根据剖面中岩层界面，地形及厂房轮廓、交汇关系进行单元剖分，离散中砦厂房、地基及覆盖层采用空间 8 节点等参实体单元，整个计算域共剖分为 17056 个节点和 12090 个单元，三维有限元计算网格如图 6.1 所示。

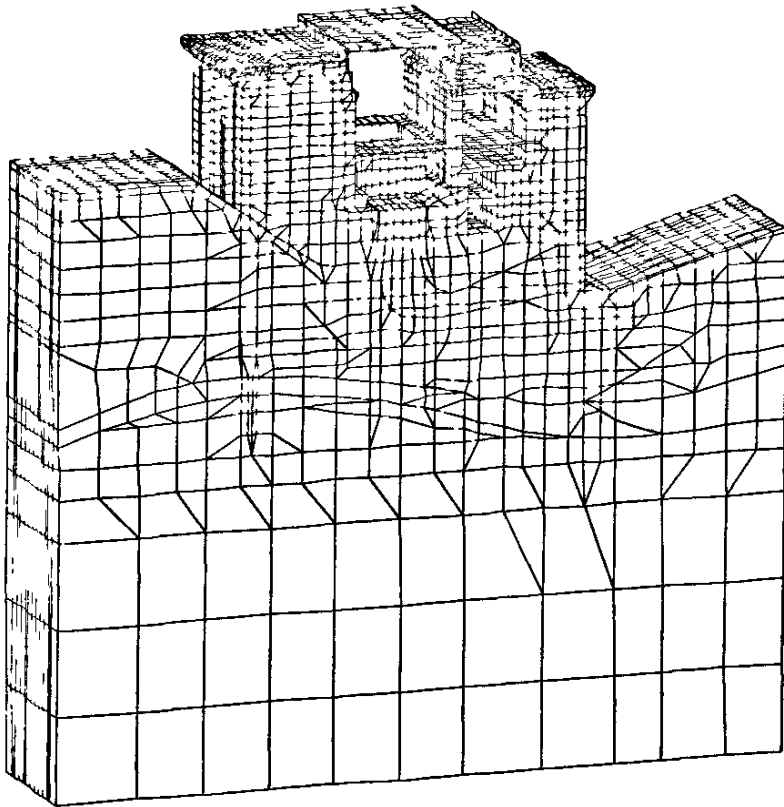


图 6.1 厂房坝段三维有限元计算网格图

6.2 岩土体及厂房砼的物理力学参数

沙湾厂房坝段地基承载特性静力有限元计算中,地基各层砂砾石层和岩土体的物理力学参数建议值由四川省水利水电勘测设计研究院提供,计算过程中一般取建议值范围的中值,具体计算参数值见表 3.1。厂房混凝土的参数按下表 6.1 中选取。

本次研究的设计基本参数如下:上游正常蓄水位高程 432.00m,下游正常蓄水位高程 406.35m,下游最低尾水位高程 403.54;上游校核洪水位高程 432.58m,下游校核洪水位高程 424.45m;上游设计洪水位高程 429.95m,下游设计洪水位高程 423.00m。

表 6 1 沙湾厂房混凝土力学指标设计建议值

| 材料名称 | 重度 γ | 允许承载力[R] | 变形模量 E_0 | 泊松比 μ |
|-------|------------------|----------|------------|-----------|
| | T/m ³ | MPa | GPa | / |
| C10 砼 | 2.50 | 5.0 | 17.5 | 0.167 |
| C15 砼 | 2.50 | 7.5 | 22.0 | 0.167 |
| C20 砼 | 2.50 | 10.0 | 25.5 | 0.167 |
| C30 砼 | 2.50 | 15.0 | 30.0 | 0.167 |

6.3 计算工况及荷载模拟方法

本文采用三维非线性有限元法对研究厂房坝段地基在不同荷载组合下的应力、应变状态,求出沿厂房与地基接触面的滑移面安全系数,并采用超载法、强储法和综合法对地基稳定性进行分析。主要计算以下三种工况:

(一) 完建工况荷载组合:地基自重+厂房自重应力+设备重量

(二) 正常运行工况荷载组合:

地基自重+厂房自重应力+设备重量+上下游水压力+坝基扬压力

(三) 校核工况荷载组合:

地基自重+厂房自重应力+设备重量+上下游水压力+坝基扬压力

上述荷载中地基自重为建厂房前地基自重形成的地基天然应力场,以初始应力场计入;其次进行厂房的施工,计算时假定厂房一次施工完成,机组重量

2362 吨，并按面力加载在机墩上；上下游水压力根据相应工况下厂房上下游水位，按面力方式模拟；坝基扬压力根据《重力坝设计规范》推荐方法模拟。

6.4 完建工况厂房坝段地基应力及变形

完建工况沙湾厂房坝段地基典型剖面水平向和铅直向位移等值线图如图 6.2 所示。从图中可以看出，由于厂房向下游倾斜，致使厂房坝段地基水平向位移整体倾向下游侧变形，由于厂房坝段基础靠近上游面为砾卵石填筑层，其变形模量比地基岩体低得多，导致变形比基岩要大得多，极值达到 0.10cm。厂房坝段基础的铅直向位移随着高程增加逐渐加大，在厂房上游侧砾卵石层沉降极值达到 2.6cm。

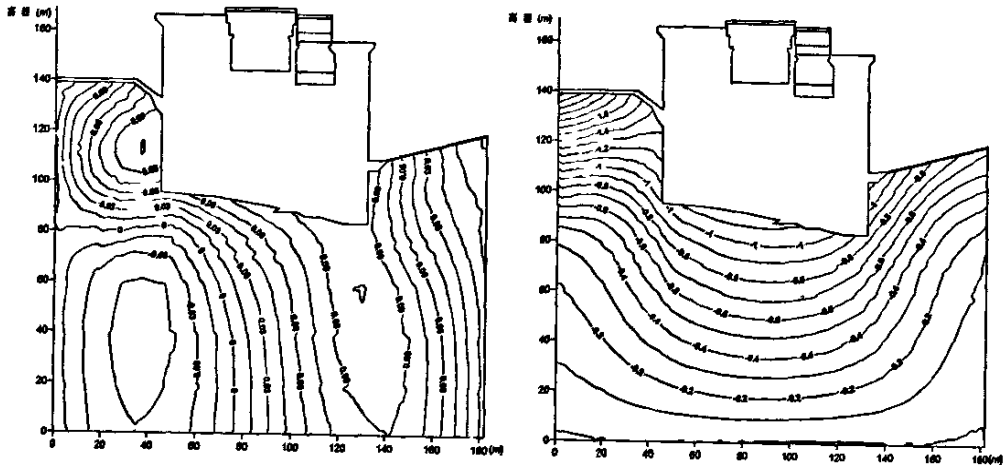


图 6.2 完建工况厂房坝段地基 D_x/D_z 位移等值线图（单位：cm）

完建工况沙湾厂房坝段地基主应力等值线图如图 6.3 所示。从图中可以看出，厂房坝段地基的大主应力 σ_1 和小主应力 σ_3 随高程降低而增大， σ_1 极值达到 2.6MPa，在岩基与厂房接触附近大主应力 σ_1 达到 1.2MPa，超过了强风化岩溶角砾岩的允许承载力 1.0MPa，表明相应部位岩溶角砾岩需要进行固结灌浆。由于厂房的倾斜作用和厂房上游填筑的砾卵石模量较低，在厂房地基上游面表层出现一定的拉应力，量值达到 -0.3MPa，在厂房地基上下游面底部存在一定的压应力集中现象。

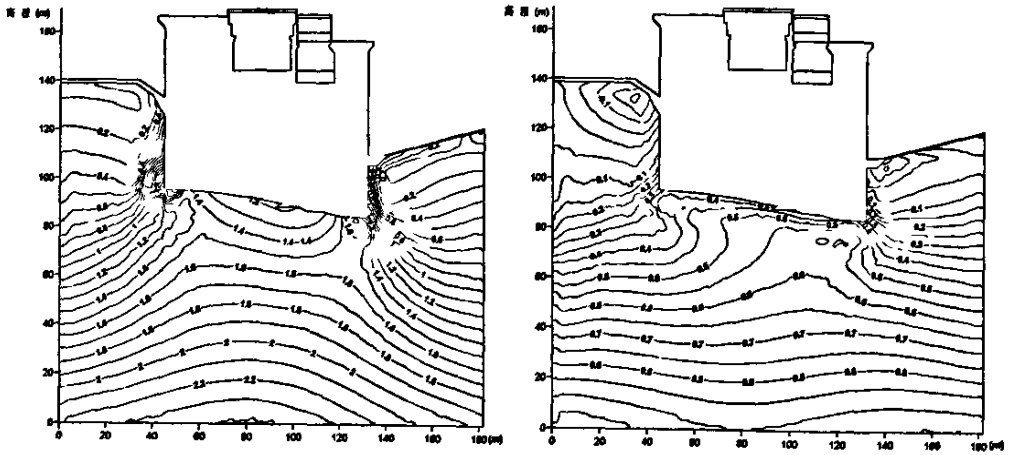


图 6.3 完工工况厂房坝段地基 σ_1/σ_3 应力等值线图 (单位: MPa, 以压为正)

6.5 正常运行工况厂房坝段地基应力及变形

正常运行工况沙湾厂房坝段地基水平向和铅直向位移等值线如图 6.4 所示。从图中可以看出, 由于厂房向下游倾斜以及上游水压力和扬压力的作用, 厂房坝段地基水平向整体向下游变形, 厂房坝段基础靠近上游面为砾卵石填筑层, 其变形模量比地基岩体低得多, 导致变形比基岩要大得多, 极值达到 0.46cm。厂房坝段基础的铅直向位移随着高程增加逐渐加大, 地表极值达到 2.6cm。对比完工工况可以看出, 由于受扬压力的作用, 运行工况厂房地基铅直向变位有所减小; 受上下游水压力的作用, 倾向下游水平向位移有所增大。

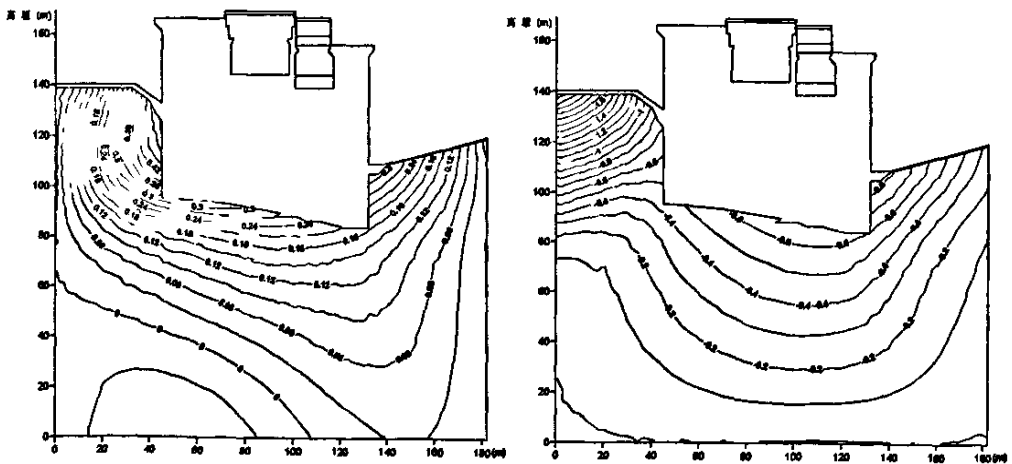


图 6.4 运行工况厂房坝段地基 D_x/D_z 位移等值线图 (单位: cm)

正常运行工况沙湾厂房坝段地基主应力等值线如图 6.5 所示。从图中可以看出, 厂房坝段地基的应力分布规律与完建工况总体相似, 大主应力 σ_1 和小主应力 σ_3 量值随高程降低而增加; 由于受扬压力的作用, 运行工况的大主应力量值较完建工况有所降低, 极值降为 2.3MPa, 同时受上下游水压力的作用, 厂房基础表面上游侧拉应力有所增大, 极值达到 -0.4MPa。

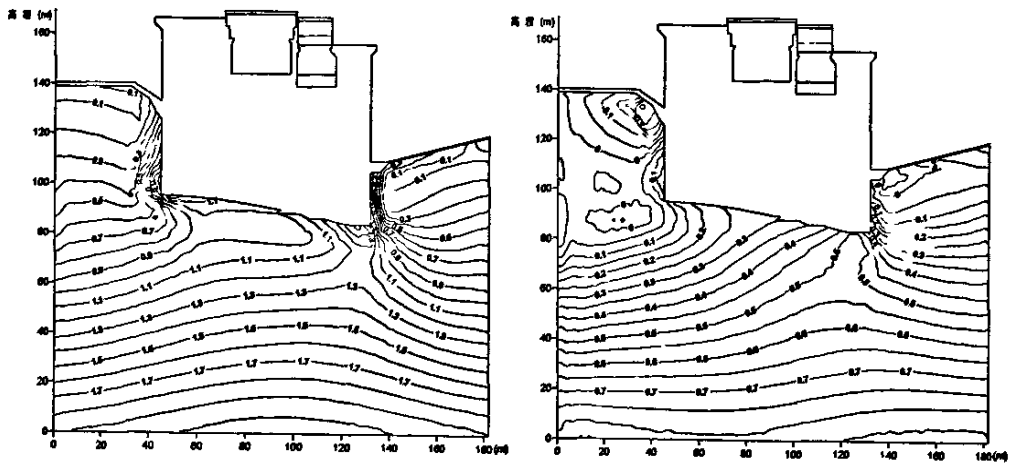
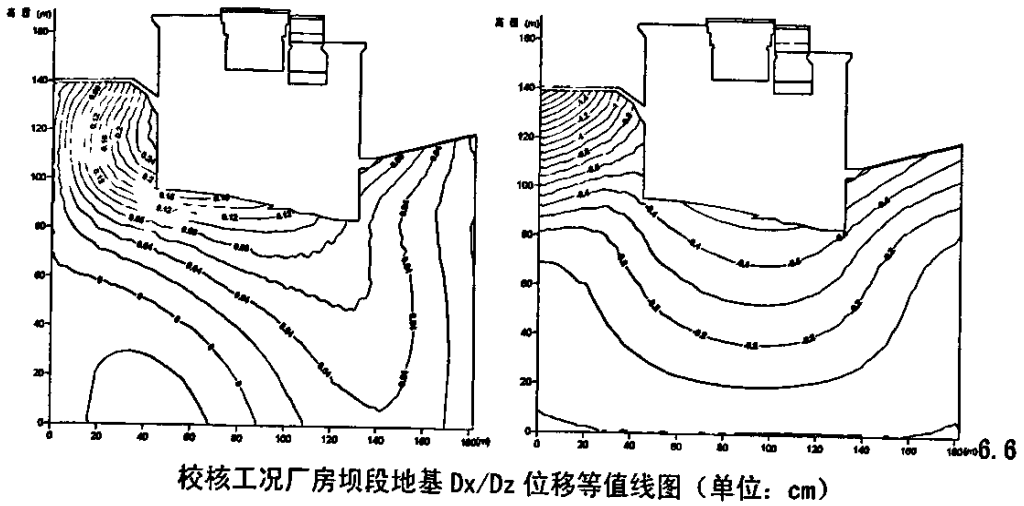


图 6.5 运行工况厂房坝段地基 σ_1/σ_3 应力等值线图 (单位: MPa, 以压为正)

厂房坝段正常运行工况下, 地基接触面的整体抗滑安全系数, 在抗剪断强度参数取中值时, $K'=4.52$; 取上限值时, $K'=4.62$; 远高于规范规定值 ($K'=3.0$)。按抗剪公式复核, 该工况下的抗剪安全系数 $K=2.44$, 远高于规范规定值 $K=1.05$ 。从以上计算成果表明, 厂房坝段整体抗滑稳定满足要求。

6.6 校核工况厂房坝段地基应力及变形

校核工况沙湾厂房坝段地基水平向和铅直向位移等值线如图 6.6 所示。从图中可以知, 由于厂房向下游倾斜、上游水压力和扬压力的作用, 与运行工况相似, 厂房坝段基础水平向整体向下游侧变位, 其中下游水平向位移极值达到 0.16cm; 而厂房坝段基础靠近上游面为砾卵石填筑层, 其变形模量比地基岩体低得多, 导致变形比基岩要大得多, 达到 0.26cm。厂房坝段基础的铅直向位移随着高程增加逐渐加大, 极值达到 2.4cm。对比正常运行工况可以看出, 厂房坝段地基水平向和铅直向变位值有所减小, 这主要是由于厂房坝段上下游水位差减小和基础扬压力有所增加所致。



校核工况沙湾厂房坝段地基主应力等值线如图 6.7 所示。从图中可以看出, 由于校核工况和运行工况上下游水位相差不大, 导致厂房坝段地基的的应力分布规律, 以及量值和出现部位与运行工况均相近。

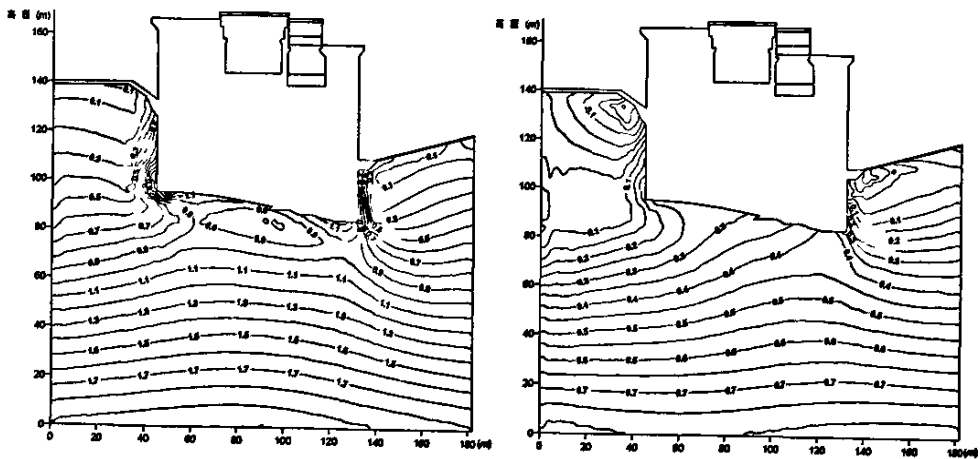


图 6.7 校核工况厂房坝段地基 σ_1/σ_3 应力等值线图 (单位: MPa, 以压为正)

6.7 正常运行工况厂房坝段地基整体稳定性

6.7.1 地基超载特性

超载安全系数法由于不断增加上游水推力, 致使坝踵区受力状态不断恶化而导致拉裂或剪切破坏, 下游坝址在剪力增加的同时也逐渐趋于破坏, 超载安全系数法所揭示的地基破坏机理一般表现为上游地基首先产生贯通性破坏, 并

由上游坝踵破坏区逐渐向下游发展,进而导致整体地基失稳,而且破坏面始终处于建基面附近。

本文按超载 $K_p=2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0$ 倍的正常水载过程分析厂房坝段地基的破坏发展规律,限于篇幅仅示意最终的破坏信息图如图 6.8 所示。坝基的破坏发展过程为:

(1) 超载 $K_p=2.0$ 倍时,坝踵接近帷幕处开始出现拉裂破坏。且在靠近厂房中心侧下游处出现拉剪破坏区。

(2) 超载 $K_p=3.0$ 倍时,坝踵接近帷幕处破坏区基本不变,但在下游侧的拉破坏区有进一步扩大的趋势,破坏区发展仍处于厂房与基岩接触面附近。与超载 2.0 倍时相比,下游塑性区范围进一步扩大。坝踵附近的塑性区已突破帷幕。

(3) 超载 $K_p=4.0$ 倍时,破坏区进一步扩大并向深部发展。上游面以拉裂破坏为主,下游面以剪切破坏为主要破坏特征。

(4) 超载 $K_p=5.0$ 倍时,在下游侧塑性破坏区已贯穿整个建基面,但在上游侧由于帷幕的阻挡作用还未完全贯通。

(5) 超载 $K_p=6.0$ 倍时,塑性破坏区贯穿整个建基面,坝基基本失去承载能力。故厂房坝段地基在正常蓄水位工况下超载安全系数确定为 $K_p=6.0$ 。

6.7.2 地基强度参数浮值分析

强储安全系数法是不不断降低基岩接触面的强度参数,致使基岩接触面逐渐趋于破坏。本文依次将基岩接触面强度参数下浮 $K_d=1.3, 1.5, 1.8, 1.9, 1.95, 2.0$ 倍,研究坝基破坏发展过程。限于篇幅仅示意最终的破坏信息图如图 6.9 所示。

(1) 强度降低倍数 $K_d=1.3$ 时,坝踵接近帷幕处开始出现拉裂破坏。且在靠近厂房中心侧下游处出现拉剪破坏区。

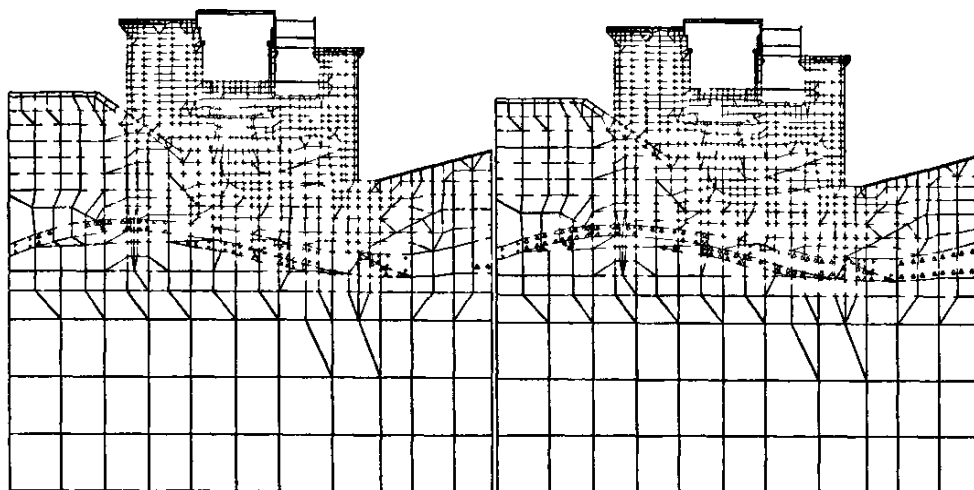
(2) 强度降低倍数 $K_d=1.5$ 时,与 $K_d=1.3$ 倍时相比,破坏区基本没变。

(3) 强度降低倍数达 $K_d=1.8$ 时,坝踵接近帷幕处破坏区基本不变,但在下游侧的拉破坏区有进一步扩大的趋势,破坏区发展仍处于厂房与基岩接触面附近。与 $K_d=1.5$ 倍时相比,下游塑性区范围进一步扩大。坝踵附近的塑性区已突破帷幕。

(4) 强度降低倍数达 $K_d = 1.9$ 时, 破坏区进一步扩大并向深部发展。上游面以拉裂破坏为主, 下游面以剪切破坏为主要破坏特征。

(5) 强度降低倍数达 $K_d = 1.95$ 时, 在下游侧塑性破坏区已贯穿整个建基面, 但在上游侧由于帷幕的阻挡作用还未完全贯通。

(6) 强度降低倍数达 $K_d = 2.0$ 时, 侧塑性破坏区贯穿整个建基面, 坝基基本失去承载能力。故厂房坝段地基在正常蓄水位工况下强度储备系数确定为 $K_d = 2.0$ 。



(△: 塑性破坏, +: 拉裂破坏)

图 6.8 厂房坝段地基 $K_p=6.0$ 时破坏信息图 图 6.9 厂房坝段地基 $K_d=2.0$ 时破坏信息图

6.8 本章小节

(1) 完建工况沙湾厂房坝段地基水平向整体倾向下游侧变形, 地基表层量值达到 0.10cm; 厂房坝段基础的铅直向位移随着高程增加逐渐加大, 在厂房上游侧砾卵石层沉降极值达到 2.6cm; 地基的大主应力 σ_1 和小主应力 σ_3 随高程降低而增大, σ_1 极值达到 2.6MPa, 在基岩与厂房接触附近大主应力 σ_1 达到 1.2MPa, 超过了强风化岩溶角砾岩的允许承载力 1.0MPa, 建议在该部位进行固结灌浆处理。由于厂房上游填筑的砾卵石模量较低, 在厂房上游面出现一定的拉应力, 量值达到 -0.3MPa, 且在厂房基础上下游侧底部存在一定的应力集中现象。

(2) 在正常运行工况下, 由于上游水压力和扬压力的作用, 厂房坝段水平向位移极值达到 0.46cm。厂房坝段基础的铅直向位移随着高程增加逐渐加大,

极值达到 2.6cm。对比完建工况可以看出, 由于受扬压力的作用, 运行工况厂房基础铅直向变位有所减小; 受上下游水压力的作用, 厂房基础倾向下游水平向位移有所增大。

(3) 正常运行工况厂房坝段地基的应力分布规律和完建工况相似, 大主应力 σ_1 和小主应力 σ_3 随高程降低而增加; 但由于受扬压力的作用, 运行工况的大主应力量值较完建工况有所降低, 极值降为 2.3MPa; 受上下游水压力的作用, 厂房上游面地表拉应力有所增大, 极值达到 -0.4MPa。

(4) 厂房坝段地基接触面正常运行工况下的整体抗滑安全系数, 在抗剪断强度参数取中值时 $K'=4.52$, 取上限值时 $K'=4.62$, 远高于规范规定值 ($K'=3.0$)。按抗剪公式复核, 正常运行工况的抗剪安全系数 $K=2.44$, 远高于规范规定值 $K=1.05$ 。这表明厂房坝段基础整体抗滑稳定满足要求。

(5) 由于校核工况和运行工况水位差不大, 厂房坝段基础应力和变形的分布规律跟正常运行工况规律基本相近。

(6) 由超载法揭示的厂房坝段地基破坏机理为上游地基首先产生贯通性破坏, 并由上游坝踵破坏区向下游逐渐发展, 进而导致整体失稳, 而且破坏面始终处于建基面附近。经超载过程分析, 厂房坝段地基在正常蓄水位工况下的超载安全系数 $K_p=6.0$ 。

(7) 强储安全系数法是不不断降低厂房坝段基岩接触面的参数, 致使基岩接触面破坏区域逐渐演变, 直至贯通, 计算成果表明, 厂房坝段地基在正常蓄水位工况下强度储备系数 $K_d=2.0$ 。

7 结论与建议

本文针对沙湾厂房纵向围堰下坝Ⅱ线剖面深基坑开挖边坡运用刚体极限平衡法和非线性有限元法,对上述边坡的开挖过程的稳定性以及混凝土防渗墙的特性进行分析计算;并用非线性有限元法对厂房坝段地基特性进行研究。其主要结论和建议分述如下:

7.1 沙湾厂房深基坑边坡稳定性及防渗墙特性

(1) 在厂房坝段建基面高程分别为 369.0m、360.0m 和 352.0m 三种方案中,综合分析建基面条件施工期基坑边坡加固处理范围与深度以及塑性混凝土防渗墙应力状态和允许渗透比降等因素,360.0m 高程建基面方案总体较优,建议作为设计推荐方案。

(2) 围堰下覆盖层中是否存在砾石粘土层对塑性混凝土防渗墙应力状态和工作性状影响较大,计算成果表明:

在含砾石粘土层且未作任何处理条件下,360m 高程建基方案中墙体最大水平变位 57.67cm (弹塑性解),拉应力水平达到-0.29MPa,在基坑分级开挖过程中,当开挖至 392~384m 高程后,含砾石粘土层附近高程及覆盖层与基岩接触部位墙体潜在塑性破坏呈现贯通趋势,防渗墙抗拉强度为 0.2MPa 时,当基坑开挖至 376m 高程,在含砾石粘土层与上覆卵砾石夹砂层之间墙体潜在拉破坏开始呈现贯通趋势,且开挖至 368m 和 360m 呈现逐渐扩大趋势;防渗墙抗拉强度为 0.3MPa 时,当基坑开挖至 368m 高程,在含砾石粘土层与上覆卵砾石夹砂层之间墙体潜在拉破坏也开始呈现贯通趋势。

在不含砾石粘土层(类似下坝Ⅲ线剖面)条件下,360m 高程建基方案中墙体最大水平变位 33.75cm (弹塑性解),拉应力极值降至-0.28MPa,在基坑分级开挖过程中,墙体塑性破坏发育较重的部位主要集中在墙体嵌入基岩(强风化岩溶角砾岩)附近。防渗墙抗拉强度为 0.2MPa 时,在岩溶角砾岩(368.0m)以上高程范围防渗墙上游侧存在局部拉裂区,但在基坑开挖过程中墙体没有明显的拉破坏贯通区。而考虑防渗墙抗拉强度为 0.3MPa 时,墙体中的拉破坏分布区域有明显的减小趋势,这表明没有含砾石粘土层分布的部位,纵向围堰防渗

墙不致发生拉裂破坏。

采用 E- μ 模型和 E-B 模型的计算结果可以看出,两种模型的计算结果规律基本相同,但 E-B 模型计算所得的大主应力及小主应力值比 E- μ 模型在同等工况下要小。考虑砾石粘土层存在与否对覆盖层与基岩接触面附近防渗墙的应力基本没影响,但对砾石粘土层附近防渗墙的应力水平有很大改善,建议对砾石粘土层进行工程处理。且由于基岩与覆盖层接触面附近受力状况比较复杂,为应力集中区,工程中需密切注意基岩附近墙体折断的不利影响。

(3) 从塑性混凝土防渗墙钻孔样分析来看,30m 高度以下防渗墙呈软塑性,为探讨防渗墙物理性状变化对墙体变形与应力的影响,由塑性砼防渗墙采用粘土变形参数计算成果表明:基坑 360m 方案墙体应力(弹性解)明显降低,墙体最大拉应力降至-0.071MPa,最大压应力降至 1.605MPa,同时墙体的拉裂情况明显改善,但该方案墙体允许渗透比降大幅降低,存在渗透比降超标(破坏)问题。

(4) 边坡稳定计算结果表明,368.0m、360m 及 352m 三种开挖高程最危险滑面(安全系数最小滑面)均分布于边坡的浅表层,滑面形状接近直线,且存在安全系数小于 1.0 的局部滑面,反映出边坡在局部高程存在表层失稳的可能性,需要进行加固处理。

(5) 由边坡安全系数为 1.15 和 1.0 对应的滑面包络线可知,随着基坑开挖深度加大,边坡滑移面范围和深度递增,其中 369m、360m 和 352m 三种开挖高程天然不稳定滑面深度分别为 3.5m、3.2m 和 0.56m,根据规范要求须进行加固的边坡深度分别达到 9.5m、5.5m 和 2.0m,本文建议的坡面采用混凝土框格梁加土钉墙加固方案,计算成果表明该方案完全满足边坡整体稳定要求。

7.2 沙湾厂房坝段地基承载特性

(1) 厂房坝段各种工况下地基的水平向位移量值很小,铅直向位移随着高程增加逐渐加大。由于正常运行工况和校核工况扬压力的作用,厂房坝段地基铅直向变位有所减小,同时,受上下游水压力的作用,倾向下游水平向位移量值有所增大。

(2) 厂房坝段各种工况下地基的大主应力 σ_1 和小主应力 σ_3 随高程降低而增大,在基岩接触面附近大主应力 σ_1 量值超过了弱风化岩溶角砾岩的允许

承载力 1.0MPa, 建议进行固结灌浆处理。且在厂房上游面地表出现一定的拉应力, 但量值很小。由于正常运行工况和校核工况扬压力的作用, 地基大主应力量值较完建工况有所降低; 受上下游水压力的作用, 厂房上游面地表拉应力有所增大, 量值还是很小。

(6) 超载法揭示的厂房坝段地基破坏机理是上游地基首先产生贯通性破坏, 并由上游坝踵破坏区向下游逐渐发展, 进而导致地基整体失稳, 而且破坏面始终处于建基面附近。经过超载过程仿真分析, 厂房坝段地基在正常蓄水位工况下超载安全系数 $K_p = 6.0$ 。

(7) 强储安全系数法是不断降低厂房坝段基岩接触面的强度参数, 致使基岩接触面破坏区逐渐演变贯通, 计算分析成果表明, 厂房坝段地基在正常蓄水位工况下强度储备安全系数 $K_d = 2.0$ 。

7.3 主要建议

(1) 从工程施工安全角度考虑, 对 386m~390m 高程防渗墙附近的含砾石粘土层进行工程处理十分必要, 处理措施可考虑距墙后 2.0-4.5m 水平范围以外进行高压旋喷。

(2) 含砾石粘土层未作任何处理时墙体变位 (非弹性解) 达到 57.67cm, 不含砾石粘土层 (类似下坝 III 线剖面) 条件下, 墙体变位 (非弹性解) 达到 36.81cm。工程中可以参考 360m 建基高程方案计算的低值 (约 30.0cm) 中各级开挖计算值作为监测预警参考。

(3) 本阶段计算成果表明, 按照设计建议的有关岩土体和塑性砼防渗墙物理力学参数, 且不考虑防渗墙浇筑施工期导致的缺陷问题条件下: 若剖面上未出现含砾石粘土层情况, 基岩上部的塑性砼防渗墙不会发生整体的、贯通性拉破坏和剪切破坏; 对于剖面上出现含砾石粘土层情况, 经工程处理后, 基岩上部的塑性砼防渗墙也不会发生整体的、贯通性拉破坏和剪切破坏。但工程中需要密切注意基岩附近墙体折断后的不利影响。

(4) 由于边坡的滑动都是浅层滑动, 按照允许安全系数为 1.15 控制, 最大滑面深度为 5.5m 左右 (对应 360m 开挖高程); 按照允许安全系数为 1.05 控制, 最大滑面深度为 4m 左右 (同样对应 360m 开挖高程)。建议在整个边坡表面采用网喷混凝土进行保护, 在滑面范围内增加混凝土框格梁和土钉, 土

钉长度采用 8m，做成网喷土钉墙，可保证开挖边坡的安全。

(5) 厂房坝段地基应力超过弱风化岩溶角砾岩的允许承载力 1.0MPa，建议对相应部位进行固结灌浆处理。

参考文献

- [1] 刑建民. 浅谈高边坡稳定性研究发展[J]. 长沙大学学报, 2000, 14(2): 65~67
- [2] 汪小刚, 夏万仁, 郭映龙等. 水电工程高边坡稳定问题研究现状和发展方向[J]. 水力发电, 1994(5): 15~18
- [3] 郑颖人, 赵尚毅, 时卫民等. 边坡稳定性的一些进展[J]. 地下空间, 2001, 21(4): 262~271
- [4] 李天斌. 岩质工程高边坡稳定性及其控制的系统研究[D]. 成都理工大学, 2002, 5
- [5] 陈祖安主编. 中国水力发电工程(工程地质卷)[M]. 北京: 中国电力出版社, 2000.8
- [6] 辛鸿博, 王余庆. 岩土边坡地震崩滑及其初判准则[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(5): 591~594
- [7] 杨健. 边坡稳定性的综合评价方法及应用[D]. 中国水利水电科学研究院, 2001, 3
- [8] 牟瑞芳. 边坡稳定性分析与加固技术研究[D]. 西南交通大学, 2002, 4
- [9] 夏元友, 朱瑞庚, 李新平. 边坡稳定性研究的综述与展望[J]. 金属矿山, 1995(12)
- [10] 胡柳青, 李夕兵, 温世游. 边坡稳定性研究及其发展趋势[J]. 矿业研究与开发, 2000, 20(5): 7~8
- [11] 刘立平, 姜德义, 郑硕才等. 边坡稳定性分析方法的最新进展[J]. 重庆大学学报(自然科学版), 2000, 23(3): 115~118
- [12] 张有天主编. 岩石边坡的变形与稳定[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999
- [13] 徐志英主编. 岩石力学(第三版)[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999.6
- [14] 李朝国, 张林. 变温相似材料在结构模型中的应用. 水电站设计. 1995, 11(2): 63-67
- [15] 张林, 蔡德所, 陈建康. 光纤传感技术在水工结构模型实验研究中的应用. 水力发电. 2000(12): 51-53
- [16] 杜时贵, 潘别桐编. 小浪底边坡工程地质[M]. 北京: 地震出版社, 1999.2
- [17] 崔政权, 李宁编. 边坡工程—理论与实践的最新发展[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999.12
- [18] 陈清远. 数值模拟法在边坡稳定分析中的应用. 99 力学与工程学术讨论会论文集. 1999
- [19] 杨静, 何江达等. 土质边坡稳定分析中条分法与有限元法的比较[J]. 四川水力发电, 2003(1): 27~29
- [20] 汪益敏. 有限元法在边坡岩体稳定分析中的应用[J]. 西安公路学院学报, 1994, 14(2): 13~18

- [21] 朱伯芳. 有限单元法原理与应用 (第二版) [M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1998
- [22] Zienkiewicz O C. The Finite Element Method. 3rd ed. London: McGraw-Hill, 1997
- [23] Bathe K J. Finite Element Procedures in Engineering Analysis. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1982
- [24] T.J.R. Hughes, W.K. Liu. Implicit-explicit finite element in Transient Analysis. Stability Theory. J. Appl. Mech. Vol. 45, 1978
- [25] I.M. Smith and D.V. Griffiths. Programming the Finite Element method, 2nd Edition
- [26] Probert E J, Hasson O & Morgan K, Peraire J. An adaptive finite element for transient compressible flows with moving boundary. Int. J. Num. Meth. Eng. 1991, 32(4): 751~765
- [27] Goodman, R.E., Taylor, R.L., Brekke, T.L.: A Model for the Mechanics of Jointed Rock. J. ASCE. Soil. Mechanics and Foundation Division, 1968
- [28] 陈胜宏. 三峡工程船闸边坡的弹粘塑性自适应有限元分析[J]. 岩土力学, 1998, 19(1): 13~19
- [29] 俞良群, 刑纪波, 徐建. 岩质高陡边坡失稳的离散元法与非连续变形法的对比分析[J]. 烟台大学学报, 1999, 12(1): 63~66
- [30] 焦玉勇, 葛修润. 基于静态松弛法求解的三维离散单元法[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 19 (4): 453~458
- [31] 张建海, 范景伟, 胡定. 刚体弹簧元理论及应用[M]. 成都: 成都科技大学出版社, 1997.11
- [32] 林立相, 徐汉斌. 边坡稳定分析的可靠度方法[J]. 山地学报, 1999, 17(3): 235~239
- [33] 张社贵, 贾世军, 郭怀志. 岩石边坡稳定的可靠性分析[J]. 岩土力学, 1999, 20(2): 57~61
- [34] 刘锦华, 吕祖昉. 块体理论在工程岩体稳定分析中的应用[M]. 1988
- [35] 卓家寿, 章青. 不连续介质力学问题的界面元法[M]. 北京: 科学出版社, 2000
- [36] 周维垣, 杨若琼. 流形元法及其在工程中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, 15 (3): 211~218
- [37] 张国, 朱济祥, 庄军等. 岩质边坡稳定性的渗流耦合分析[J]. 天津大学学报, 1999, 32 (5): 560~564
- [38] 魏星, 虎旭林, 郑璐石. 岩体边坡稳定性的灰色系统类比预测[J]. 宁夏大学学报 (自然科学版), 2002, 23(1): 37~40.

- [39] 王亮. 岩石边坡稳定性的可拓学分析[J]. 河北冶金, 1999 年第一期
- [40] 王元汉, 刘端伶等. 边坡稳定性的 Fuzzy 综合评判法[J]. 华中理工大学学报, 1998, 26 增刊(1): 96~98
- [41] 贺可强, 雷建和. 边坡稳定性的神经网络预测研究[J]. 地质与勘探, 2001, 37(6): 72~75
- [42] 冯夏庭. 智能岩石力学导论[M]. 北京: 科学出版社, 2000.8
- [43] 程良奎, 范景伦, 韩军, 许建平著. 岩土锚固[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.1
- [44] 徐祯祥, 闫莫明, 苏自约主编. 岩土锚固技术与西部开发[M]. 北京: 人民交通出版社, 2002.10
- [45] 朱济祥, 薛玺成, 孙涓. 岩质边坡稳定性及预应力锚固分析现状[J]. 工程地质学报, 1993, 1(12): 79~84
- [46] 周维垣. 高等岩石力学[M]. 北京: 水利水电出版社, 1989
- [47] 张学言. 岩土塑性力学[M]. 北京: 人民交通出版社, 1993
- [48] 郑天雨. 岩土力学的弹塑粘性理论基础[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1988
- [49] 徐干成, 郑颖人. 岩石工程中屈服准则应用的研究[J]. 岩土工程学报, 1990, 12(2): 93~99
- [50] 徐进, 何江达, 张建海. “十五”国家电力公司重点科技攻关项目: 小湾坝基开挖方式及加固措施研究. 四川大学水电学院, 2002.6
- [51] 99'岩土力学与工程学术讨论会论文集. 重庆: 《地下空间》编辑部. 1999
- [52] 张明瑶, 张云. 岩质高边坡开挖及加固措施研究[J]. 西北水电, 1995, 4
- [53] 何江达等. 锦屏一级水电站坝址区地应力场回归及坝后左右岸边坡稳定性研究. 四川大学水电学院, 2003.1
- [54] 刘永川等. 乌江索风营水电站施工阶段右岸地下厂房洞室群围岩稳定三维有限元分析(中间报告). 国家电力公司贵州勘测设计院等, 2003.2
- [55] 王勖成, 邵敏. 有限单元法基本原理和数值方法[M]. 北京: 清华大学出版社, 1995, 12
- [56] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析——原理、方法、程序[M]. 南京: 河海大学出版社, 2003, 12
- [57] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 北京: 水利电力出版社, 1994, 6
- [58] 潘家铮. 用条分法分析边坡稳定的发展和述评[M]. 广州, 广东水利电力情报, 1977, 1

- [59] 李同春, 卢智灵等. 边坡抗滑稳定安全系数的有限元迭代解法[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(3): 446~450
- [60] 赵尚毅, 郑颖人. 用有限元强度折减法进行节理岩质边坡稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(2): 254~260
- [61] 胡云进, 速宝玉等. 溪洛渡水垫塘区岸坡雾化雨入渗数值分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(8): 1291~1296
- [62] 常士骝等. 工程地质手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995, 8
- [63] 华东水利学院编. 水工设计手册第一卷[M]. 北京: 水利电力出版社, 1983, 10
- [64] 滕丽. 瀑布沟水电站泄洪洞出口段开挖变形及稳定性非线性有限元分析. 四川大学硕士学位论文, 2003, 4
- [65] 谭建国. 使用 ANSYS6.0 进行有限元分析[M]. 北京: 北京大学出版社, 2002, 5
- [66] 龚曙光. ANSYS 基础应用及范例分析[M]. 北京: 机械工业出版社, 2003, 1
- [67] 华南理工大学, 东南大学, 浙江大学, 湖南大学, 地基及基础(第三版), 中国建筑工业出版社, 1998
- [68] 洪毓康等, 土质学与土力学(第二版) [M]. 北京: 人民交通出版社, 1993
- [69] 顾晓鲁等, 地基与基础(第二版) [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995
- [70] H.F.温特科恩等, 基础工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1983
- [71] J.E.Bowles, Foundation Analysis and Design(Fifth Edition), 1996
- [72] 沈珠江, 刘松涛等. 三峡二期高土石围堰应力应变分析[J]. 人民长江, 1996 (10): 10~13
- [73] 胡黎明, 濮家骝等. 三峡二期上游围堰三维有限元应力应变分析[J]. 清华大学学报, 2001 (4): 57~59
- [74] 建筑地基基础设计规范[S]. 重庆市人民政府, 1996
- [75] 邓安福, 王义凤, 重庆某高层建筑地基基础设计中的若干问题[J]. 重庆建筑大学学报, 1998, NO.2
- [76] 王开云, 金安桥水电站枢纽区边坡稳定性分析及 FemCAD 有限元软件开发[D]. 四川大学, 2005. 5
- [77] 单远铭, 地基及岩基承载力确定方法研究及其应用[D]. 湖南大学, 2001.10

在读期间科研成果简介

发表论文:

1. 陈方竹, 何江达等. 围岩变形模量对调压井衬砌结构内力及配筋的影响. 水电站设计. 2005, 21 (1): 10~13
2. 陈方竹, 何江达等. 金安桥水电站左坝肩边坡静力稳定性分析. 吉林水利. 2005, (2): 4~6
3. 刘军, 何江达, 陈方竹等. 岩体初始地应力场的灰色计算模型及应用. 红水河. 2005 (09): 61~64
4. 段斌, 何江达, 陈方竹等. 瀑布沟水电站尾水隧洞出口高边坡地震作用效应及稳定性. 东北水利水电. 2005, 22 (5): 31~34

在读期间参加科研情况:

1. 干溪坡水电站调压井围岩稳定性及结构特性三维有限元分析 (主研人员)
2. 大渡河沙湾电站厂房深基坑开挖边坡稳定性及处理措施研究 (主研人员)
3. 桑坪水电站调压井围岩稳定性及结构特性三维有限元分析 (主研人员)
4. 瓦屋山水电站调压井围岩稳定性及结构特性三维有限元分析 (主研人员)
5. 宜水路高速公路危岩处治技术研究 (参加人员)
6. 金安桥水电站坝址区边坡稳定计算分析及支护措施研究 (参加人员)
7. 武都碾压混凝土重力坝坝基稳定及基础处理研究 (主研人员)
8. 紫坪铺导流洞堵头与泄洪洞结合部位三维有限元计算 (参加人员)
9. 四川岷江姜射坝水电站调压井施工期监测阶段分析报告 (参加人员)
10. 乐山市周坡镇土地整理项目工程设计 (主设人员)

声 明

本人声明所呈交的学位论文是本人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。据我所知，除了文中特别加以标注和致谢的地方外，论文中不包含其他人已经发表或撰写过的研究成果，也不包含为获得四川大学或其他教育机构的学位或证书而使用过的材料。与我一同工作的同志对本研究所做的任何贡献均已在论文中作了明确的说明并表示谢意。

本学位论文成果是本人在四川大学读书期间在导师指导下取得的，论文成果归四川大学所有，特此声明。

学 生： 陈方明
指导教师： 何江华

致 谢

在论文完成之际，我衷心感谢我的导师何江达教授。感谢何老师三年来给我帮助和鼓励，感谢何老师在论文完成过程中给予的悉心指导。何老师严谨的治学态度、孜孜以求的求知精神、谦虚诚恳的待人风范和淡薄名利高尚的人格魅力，给我留下了深刻的印象，同时也让我明白了许多做人的道理和为人处世的哲学。何老师对我的谆谆教诲，我今生将铭记在心，希望在今后的学习生活中能继续得到导师的教诲。

感谢岩土教研室范景伟教授、徐进教授、张建海教授、刘长武教授、谢家琼老师、何鹏教授以及水工教研室的杨兴国教授、张林教授、陈建康教授对我学习和生活的多方关心与支持。感谢符文熹老师和陈群老师对我论文的指导和大力帮助。

感谢骆红、高春玉、华国春、王斌老师的关心与帮助；感谢梁照江、许有飞、王开云、谢红强、李利等师兄师姐给我的帮助和关心；感谢段斌、肖明砾、刘军、张作光、罗渝、简祥、苏向震、倪斌等同门真诚无私的帮助。同时也非常感谢 03 级研究生班的同学们，一起走过了三年快乐时光，留下了许多美好的回忆。

感谢我的父母、家人和朋友吴强，是您们无私的关爱和支持使我勇敢接受人生的挑战，在漫长的学习和生活中克服了种种困难，您们永远是我前进的动力。

陈方竹

2006 年 5 月