

## 摘 要

随着城市化建设的高速发展,诸如交通拥挤、环境恶化等问题亦逐渐显现出来。银川市城区过街交通方式的决策与建设,也必将成为城市交通网建设中的一项关键技术问题。合理利用和开发地下空间正成为解决该问题的一条重要途径。选择科学、合理的城市地下过街通道的结构型式和施工方法是地下工程高效、安全的根本保障。

针对近几年来银川市过街地下通道的建设状况,论文在收集和调查国内外类似工程的设计和施工方法的基础上,探讨了以“浅埋暗挖”施工技术代替目前过街地下通道采取的“大开挖”的明挖施工技术的可行性和具体实施方案。

首先对银川市市区地层分布情况、土性参数和地下水位变化情况进行调查、测试和研究。然后,根据银川市已建成的过街地下通道的结构型式、尺寸,利用 FLAC3D 软件,建立了过街地下通道施工过程计算机数值模拟分析模型,对地下通道施工过程进行仿真计算,分析预测了不同施工方法施工过程中围岩的应力-应变性状及其对地表沉降的影响,进而确定出合理的施工顺序和优化的施工过程,提出了减小地表沉降的技术措施。最后利用数值模拟结果给出了银川城区过街地下人行通道优化设计方案和施工工艺。

采用 FLAC3D 对中隔墙法(CD)和十字隔墙法(CRD)法两种暗挖技术的施工方案进行了三维弹塑性数值模拟研究,得到以下结论:

(1) 由地表关键点沉降随工序变化规律分析得出,十字隔墙法和中隔墙法对地表关键点沉降影响的规律基本相同,均表现为通道左侧对应的地表关键点沉降大于右侧对应的地表关键点沉降,十字隔墙法的地表最终沉降值要小于中隔墙法;

(2) 由拱顶沉降随工序变化规律可知,十字隔墙法及中隔墙法对拱顶沉降影响的规律相同,但十字隔墙法的拱顶沉降值要小于中隔墙法;

(3) 由水平收敛位移随工序变化规律得到,十字隔墙法及中隔墙法对水平收敛位移的影响规律相同,但十字隔墙法的水平收敛位移值要小于中隔墙法;

(4) 通过施工完毕后塑性区分布对比分析知道,十字隔墙法没有塑性区,中隔墙法存在较少的塑性区分布,且施工过程中这些塑性区曾经处于屈服面上;十字隔墙法和中隔墙法施工过程中曾经处于屈服面的区域基本相同;

(5) 通过对十字隔墙法与中隔墙法施工过程数值模拟的对比分析,总体上看十字隔墙法对地下通道的围岩及支护结构稳定性的影响较小。因此,从地下通道的稳定性及安全性考虑,银川市过街地下通道施工中,采用十字隔墙法明显优于中隔墙法。

关键词: 过街地下通道,浅埋暗挖技术,数值模拟,FLAC3D,地表沉降控制

## Abstract

With the increasing rapid urbanization of our country, the questions are also obvious gradually, such as traffic congestion, environmental deterioration and so on. In Yinchuan urban, to choice and decision the traffic approach for crossing street will have been a key technique issues in urban traffic network construction. Subsurface development and rational utilization is becoming an important path to solve these problems that encountered under urbanization. It is the fundamental guarantee for the safety and efficiency of the underground engineering to select the scientific and rational structural forms and construction plan in the underpass construction.

In the recent years, the open-cut method which also is named heavy excavation technique is applied widely in underpass construction in Yinchuan. After the design and construction methods of similar projects at home and abroad are collected and investigated, the feasibility and construction plan of the shallow tunneling method replacing open-cut method is discussed in this thesis.

First, the stratum distribution, soil parameter and groundwater level changes of the Yinchuan city are researched by investigating and collecting exiting information or indoor test. Second, according to the structural form and size of underpass which is has been built in Yinchuan city, the numerical model of underpass construction process is established by using FLAC-3D software. The construction process of different underpass construction method is simulated, and the wall rock stress-strain characteristics and influence on surface settlement in different construction order and process are analyzed and predicted. Further, rational construction sequence and optimum construction process are determined, and the technical measures reducing surface settlement is proposed. Finally, optimized design scheme and construction technology for Yinchuan district are obtained based on the numerical simulating.

According to the research of three-dimensional elastic-plastic numerical simulating for the underpass construction process with the CD and CRD construction techniques by using FLAC-3D software, the follow conclusions are suggested.

1. The simulating results from surface subsidence of the key points with the construction process indicated that the CD and CRD methods have the similar regularity, which the settlement of left surface key points is greater than the right surface key points in two methods. The general surface settlement value of the CRD is less than the CD's.

2. From the vault settlement with the construction process, CRD and the CD affected on the same vault by the settlement pattern, but sedimentation value of the CRD less than the CD's.

3. From the level of convergence with the construction process of displacement that the values of CRD and CD have the same displacement on the level of convergence of influence, but the level displacement values converge of CRD should be less than the CD's.

4. By contrasting the plastic zone distribution, the results show that the walk rock do not exist the plastic zone with CRD, but the walk rock of CD's has a few plastic zone, and the plastic zone placed in yield surface in construction. Some zone with CRD where placed in yield surface in construction are same with CD's.

5. By the numerical simulation of the construction process comparative analysis of the CRD and the CD, on the whole, the stability of walk rock and supporting structure of CRD has relatively thin effect, if CRD method is adopted. Therefore, considering the stability and security of the underpass, across the street underpass construction, the use of CRD is superior to CD in Yinchuan urban.

**Key words:** crossing the street underpass, shallow tunneling technique, numerical simulation, FLAC-3D, ground surface settlement control

# 独创性声明

本人声明所呈交的论文是我个人在导师指导下进行的研究工作及取得的研究成果。尽我所知，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，也不包含为获得宁夏大学或其它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了谢意。

研究生签名： 格蕊伟

时间： 2010 年 5 月 31 日

# 关于论文使用授权的说明

本人完全了解宁夏大学有关保留、使用学位论文的规定，即：学校有权保留送交论文的复印件和磁盘，允许论文被查阅和借阅，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存、汇编学位论文。同意宁夏大学可以用不同方式在不同媒体上发表、传播学位论文的全部或部分内容。

(保密的学位论文在解密后应遵守此协议)

研究生签名： 格蕊伟

时间： 2010 年 5 月 31 日

导师签名： 王红雨

时间： 2010 年 5 月 31 日

# 第一章 绪论

## 1.1 问题的提出

随着经济的发展和世界人口的日益增长,地面资源及可开发的空間越来越少,其利用率已逐渐趋于饱和,并产生了大量的诸如交通拥挤、环境恶化等一系列城市化进程中的环境问题。合理利用和开发地下空间正成为解决该问题的一条重要途径。特别是进入 21 世纪,城市地下工程的建设步入了快速发展的阶段,国内外各大城市地铁建设项目竞相开工,城市过街地下通道、穿越铁路路基的地下通道、人防地下通道等等城市隧道工程也大量涌现。但在城市地下工程建设过程中所遇到的问题亦日益复杂。正确选择有效的城市隧道工程的施工方法是地下工程建设快速、安全、有效的有力保障;与此同时地铁隧道、城市过街地下通道等地下工程施工引发地表沉降等环境土工问题已经引起了广泛的关注<sup>[1-5]</sup>。

银川市最近几年逐步开始了过街交通设施的建设。新城步行街利用山东捐资修建过街天桥(烟台桥)拉开了银川市人行过街交通工程设施建设的序幕;随后宁夏大学为了解决学生跨校区上课通行安全,修建过街天桥(宁大天桥)一座和过街地下通道一条,有效地保证了学生的人身安全;2008 年以来银川市又先后在解放街鼓楼街口、老大楼街口、黄河路、北京路共修建 4 条地下通道,老城银川商城修建过街天桥一座,工程竣工后缓解了城市过街交通的负担,保证了行人的安全,受到广大市民的好评。但是,整体上看银川市过街交通设施较少,还不能满足城市过街交通的需要。随着银川市人口的增长,城市化规模的扩大,必然会加大过街交通设施的修建。然而,从国内外各大城市过街交通发展的趋势来看,过街天桥将逐步被过街地下通道所取代,可以预测过街地下通道是未来银川市过街交通设施发展的主要方向。因此,研究城市过街地下通道的结构型式、施工方法和由此带来环境土工问题,必将会对银川市市区过街交通方式的决策和建设提供借鉴和参考;尤其是银川市市区过街地下通道的施工方式采用“大开挖”即明挖方法,这种施工方法妨碍交通,污染环境,施工工地附近商业活动和居民的正常生活均会受到不同程度的影响。所以,研究浅埋暗挖施工技术应用于银川市未来过街地下通道建设中的可行性,具有重要的实际意义。

## 1.2 城市浅埋隧道工程暗挖施工技术国内外现状及发展趋势

经过近几十年的发展,城市隧道工程修建方法已由最初单一的明挖法发展到现在的明挖、暗挖、浅埋暗挖法、盾构法、管幕法等多种方法并存,施工技术不断发展提高,已初步形成了专门的学科体系,极大地推动了城市地下工程建设事业的快速发展。这些方法各有优缺点,有各自适合的施工条件。通常在地面条件允许的情况下,城市隧道宜采用明挖法,但对社会环境影响很大,仅适合在无人、无交通、管线较少之地应用。现在城市地下空间开发中多采用盾构法和浅埋暗挖法。浅埋暗挖法是一种适合不同断面、造价偏低、灵活多变的施工方法;盾构法在较软弱、富含流砂地段、断面不变的区间应用,设备一次性投入大,但施工速度快,是今后应推广的施工方法。

浅埋暗挖法与盾构法相比,在城市过街地下通道等较短的开挖地段施工中使用很经济<sup>[5]</sup>。现将常见城市隧道工程修建方法简介如下:

### (1) 盾构法

盾构法诞生迄今已有 100 多年,由低级的手工作业向计算机监控机械化施工不断完善和发展。50 年代以前,世界上主要使用闭胸、敞胸或网格式盾构。60 年代末,土压平衡盾构、泥水加压盾构问世,被广泛地应用于世界各国的地铁区间隧道和其他管道建设。80 年代开始,日本、德国开始研制高精度全自动化盾构机,开发适用于深层地下空间、特殊地质条件的双心圆、三心圆、超大型和微型盾构。

我国应用盾构法修建隧道始于 20 世纪 50~60 年代的上海。最初是用于修建城市地下排水隧道,采用的是比较老式的盾构机(如网格式、压气式、插板式等),80 年代末、90 年代初开始采用土压式、泥水式等现代盾构修筑地铁区间隧道。盾构法具有安全、可靠、快速、环保等优点,目前,该方法已经在我国的地铁建设中得到了迅速的发展。据不完全统计,我国各城市地铁采用的盾构机已有 60 多台,其中上海 30 台,广州 20 台,北京、南京、天津、深圳各 4 台,大多是土压平衡盾构机。

随着盾构法研究的深入、工程应用的增多,盾构法施工技术以及盾构机修造配套技术也得到了发展提高:上海地铁隧道基本采用盾构法修建,除区间单圆盾构外,目前正在使用双圆盾构一次施工两条平行的区间隧道,此外还试验采用了方形断面盾构修建地下通道;即将在上海崇明越江隧道中采用的直径 15.2 米的泥水盾构机将建成世界最大口径的隧道。广州地铁采用具有土压平衡、气压平衡和半土压平衡模式的新型复合式盾构机成功应用于既有软土、又有坚硬岩石以及断裂破碎带的复杂地层的地铁区间隧道修筑,大大拓展了盾构法的应用范围。深圳、南京、北京、天津等城市虽然地质、水文条件各不相同,但采用盾构法修建区间隧道均取得了成功。

我国盾构掘进速度最高已达到月进 400m 以上,平均进度一般为月进 160~200m,最高平均进度可达月进 240m。地表沉降可控制在+10~-30mm 以内,可以在距既有建、构筑物不足 1m 的距离安全掘进隧道,既有建、构筑物的变形量可控制在 2~5mm 以下;隧道轴线误差可控制在 30~50mm 以内。

(2) 浅埋暗挖法又称矿山法,在国外叫做软岩隧道新奥法或浅埋隧道新奥法,起源于 1986 年北京地铁复兴门折返线工程,是中国人自己创造的适合中国国情的一种隧道修建方法。该法是在借鉴新奥法的某些理论上,针对中国的具体工程条件开发出来的一整套完善的地铁隧道修建理论和操作方法。与新奥法的不同之处在于,它是适合于城市地区松散土介质围岩条件下,隧道埋深小于或等于隧道直径,以很小的地表沉降修筑隧道的技术方法。它的突出优势在于不影响城市交通,无污染、无噪声,而且适合于各种尺寸与断面形式的隧道洞室。浅埋暗挖法原理是:利用土层在开挖过程中短时间的自稳能力,采取适当的支护措施,使围岩或土层表面形成密贴型薄壁支护结构的不开槽施工方法,主要适用于粘性土层、砂层、砂卵石层等地质。由于浅埋暗挖法省去了许多报批、拆迁、掘路等程序,现被施工单位普遍采纳<sup>[5]</sup>。由于该工法在有水条件的地层中可广泛运用,加之国内丰富的劳动力资源,在北京、广州、深圳、南京等地的地铁区间隧道及过街地下通道等城市隧道工程的修建中得到推广,已成功建成许多各具特点的地铁区间隧道和城市过街地下通道,而且在地铁的大跨度车站修筑中有相当的应用<sup>[5-9]</sup>。

(3) 管幕法是一种新型的地下工程暗挖技术,是在小型管幕的保护下构筑大跨度、大断面

地下工程的施工方法。它以单管顶进为基础,各单管间依靠锁口在钢管侧面相接形成管排,并在锁口空隙注入止水剂以达到止水要求,管排顶进完成后,形成管幕。一般情况下通过对管幕内土体进行加固处理,随后在内部边开挖边支撑,直至管幕段开挖贯通,再浇注结构体。根据内部结构断面形状及土质,管幕可以为各种形状,包括半圆形、圆形、门字型、口字型等。管幕由相对刚性的钢管形成临时挡土结构,减少开挖时对邻近土体的扰动并相应减少周围土体的变形,达到开挖时不影响地面活动,并维持上部建(构)筑物与管线正常使用功能的目的<sup>[10]</sup>。

管幕工法作为利用小口径顶管机建造大断面地下空间的施工技术,国外已有近 20 年的发展历程,在日本、美国、新加坡和中国台湾等应用于穿越道路、铁路、结构物、机场等,都取得了不错的效果,积累了一定的施工经验。总的来说,该工法主要具有以下优点:施工时无噪音和震动,不必降低地下水和大范围开挖,不影响道路等地面及浅层地下公共设施的正常使用的,并可有效地控制地面沉降及其对周围环境的影响;该工法可适用于填土、砂土、粘土、软岩等各种地层,在软土地层更具有明显的优越性<sup>[10]</sup>。

## 1.3 隧道施工过程数值仿真方法的研究现状

### 1.3.1 岩石力学数值分析方法

隧道施工过程数值仿真的实质是对隧道围岩主要组成一岩土体进行相关的数值分析。岩体不仅为一般材料,更重要的是一种地质结构体,它具有非均匀、非连续、非线性以及复杂的加卸载条件和边界条件,这使得岩石力学问题通常无法用解析方法简单地求解。相比之下,数值方法具有较广泛的适用性。它不仅能模拟岩土体的复杂力学与结构特性,也可以很方便的分析各种边值问题和施工过程,并对工程进行预测和预报。因此,岩石力学数值分析方法是隧道施工过程进行仿真分析的有效工具之一<sup>[11-13]</sup>。

岩体介质数值分析方法主要可以分为两大类。第一类是非连续介质力学的数值分析方法,如离散单元法(Cundall, 1971)、块体理论法(Shi G. H., 1985),不连续变形分析法(Shi G. H., 1988)、数值流形元法(石根华, 1997)等<sup>[14]</sup>。第二类是连续介质力学的数值分析方法,如有有限单元法、边界元法、有限差分法以及有限元—边界元耦合法。目前用于隧道开挖、支护等施工过程的数值分析方法一般采用第二类方法,但以上四种方法各有优缺点<sup>[15]</sup>。

有限元法基于最小总势能变分原理<sup>[16]</sup>,能方便地处理各种材料与几何非线性,及各种实际边界条件,而能灵活地模拟岩土工程中复杂的施工过程,因而成为岩石力学领域中应用最广泛的数值分析方法。但有限元法的缺点是需要将整个物理系统离散成有限自由度的计算模型,并进行分片插值,数据量大,耗时长,精度相对较低。

边界元法以拜特(Betti)互等定理的积分方程为基础,建立了直接法的基本方程,再基于叠加原理建立了间接法的总体方程;使基本未知量只在所关心问题的边界上,从而使得计算过程大为简化,并能取得较为精确的应力和位移解。相对于有限元,边界元最大的缺点是要求分析区域的几何、物理连续,这在实际工程中较难满足<sup>[17]</sup>。

有限差分法是将问题的基本方程和边界条件以简单、直观的差分形式来表述,使得其更易于

在工程实际中应用。尤其是近年来 FLAC 及 FLAC3D 程序在国内外的广泛应用,使得有限差分法在解决岩石力学问题中的应用更加广泛。

有限元-边界元耦合法是两种方法的结合,使其互为补充、取长补短,实践证明可以收到很好的计算效果。例如,在隧道结构计算时,主要关心的区域通常只局限于洞室附近,可用有限元法模拟;而对外部无界区域可用边界元按均质、线弹性体模拟即可,这样对隧道支护结构的计算可以有很好的计算精度。

目前,随着计算机的普遍使用及其性能的飞速提高,再加上各种商用大型数值分析软件的功能日趋完善,现在应用连续介质力学的数值分析方法对隧道施工过程进行数值分析已经很常见。

### 1.3.2 基于有限差分法和有限元法进行隧道施工过程数值仿真分析研究现状

计算机及有限元、有限差分等计算方法的应用,为隧道施工过程的数值模拟提供了有效工具。应用数值计算方法是预测隧道施工引起的受力和变形问题的一种很好的方法。

针对浅埋隧道,国内外学者也做过大量数值仿真分析研究。如德国 Patras 大学的 Villy<sup>[18]</sup>也采用 Phase2 2D 对浅埋隧道进行二维有限元分析,数值分析结果与收敛量测结果较为一致,因此认为数值分析结果能够对隧道变形进行有效的预测。刘广明等<sup>[19]</sup>采用二维平面应变有限元模型对杭州市穿越城东路工程进行施工过程模拟,分析结果得出开挖施工阶段出现的应力集中区域分布,并依此提出土体加固方案。杨晓杰等<sup>[20]</sup>以北京民安复线隧道工程为研究对象,采用 FLAC3D 数值分析法,对该隧道施工引起的地表沉降进行了数值模拟,研究表明,数值模拟计算的地表沉降和实测的基本吻合,为采取更有效的工程措施控制地表沉降提供依据。宋卫东等<sup>[21]</sup>结合天坛东门站的工程条件,运用 FLAC 软件对车站主体浅埋暗挖的四种施工和支护方案进行模拟研究。得出车站周围土体应力、塑性区和位移的基本变化规律,并确定最优开挖方案。刘春等<sup>[22]</sup>对隧道洞身 III 类围岩地段采用不同施工方法开挖时的力学响应进行了数值模拟,根据施工方案在施工过程中的应力、变形情况及围岩的稳定状况,分析了施工方案的合理性,选择了最佳施工方案。肖启扬<sup>[23]</sup>介绍了福州市超浅埋暗挖过街地下通道主要开挖过程的两个模拟分析结果,根据计算结果的分析,认为福州市地下通道暗挖施工具有一定的风险性,但通过采取一些对淤泥质地层的改良措施,如降水、较大范围的注浆加固或水平旋喷封闭加固地层等,精心施工,短开挖,快封闭,该工程采用暗挖法施工是可以实施的。罗富荣等<sup>[24]</sup>利用有限元法对长安街地下通道进行了数值模拟,得出了塑性区域和地表沉陷的解析结果。

目前,对隧道施工过程进行计算机仿真的研究大多采用有限单元法或有限差分法,但是以往的地下工程仿真分析中,大多数局限于二维的平面有限元或有限差分模拟仿真。而在平面有限元分析中只是近似考虑开挖面支撑的空间效应。近似考虑常用的解决方法主要有广义虚拟支撑力法、等效初应力法和刚度折减法等。由于这些方法能把开挖的三维问题简化成二维问题来处理,同时二维问题可以有效的减少计算量,在工程实践中应用比较多。然而,这些处理方法都是近似地考虑开挖面支撑的空间效应,带有很强的经验性和各种适用限制条件等缺点<sup>[25]</sup>。要正确对隧道的开挖与支护进行全面分析,使用三维有限元或有限差分对隧道的施工过程进行仿真模拟是必须的<sup>[16]</sup>。因此,通过理论研究和三维有限元或三维有限差分方法对地下工程的施工过程进行仿真模

拟, 探讨在地下工程施工过程的安全和对地表沉降的影响, 并在此基础上提出保证施工安全、减小地表沉降及保护既有建筑的措施, 具有重要的现实意义和理论意义。

## 1.4 本文的研究内容、研究方法和技术路线

### 1.4.1 主要研究内容:

通过收集和调查国内外类似工程的设计和施工方法, 重点调研了城市地下工程常用的浅埋暗挖技术方法; 然后, 对银川市市区地下土层分布情况、土性参数和地下水位变化情况进行调查、测试和研究。参考银川市解放街和北京东路已建的两条过街地下通道的结构型式、尺寸, 确定了浅埋暗挖法修建地下通道的施工工艺和施工方法, 建立过街地下通道施工过程计算机数值模拟分析模型; 对地下通道施工过程进行仿真计算, 利用计算结果, 分析不同施工顺序对施工安全和地表沉降的影响; 进而确定合理施工顺序, 优化施工过程; 提出减小地表沉降及保护既有建筑的措施; 最终提出银川市市区过街地下通道优化设计方案和施工工艺。

论文的主要研究内容如下:

- (1) 在收集和调查国内外类似工程的设计、施工方法和施工工艺;
- (2) 采用工程类比确定银川市过街地下通道浅埋暗挖法施工初期支护和二次支护的合理设计参数;
- (3) 通过对不同工法施工过程进行模拟, 研究施工方法对隧道结构的受力影响;
- (4) 利用数值模拟结果确定地下通道合理的施工方法。

### 1.4.2 研究方法

本论文研究采用工程类比、理论分析和计算机数值模拟相结合的研究方法, 在工程类比、理论分析和数值计算的基础上, 提出采用浅埋暗挖技术修建银川市过街地下通道的合理施工方案。

#### (1) 工程类比

采用工程类比法是当前锚喷支护结构设计中最广泛应用的方法。结合拟建工程的围岩等级与工程结构尺寸等条件, 参照已建成类似地下工程的经验, 直接确定锚喷支护参数和初选施工方法。

#### (2) 计算机数值模拟分析

计算机数值模拟计算根据研究目的和具体内容不同, 以设计的地下通道为研究对象进行分析, 采用有限差分法完成对通道不同开挖方案下支护结构受力、围岩应力、地层位移、地表沉降等进行分析。从数值模拟分析的途径了解、掌握浅埋暗挖法修建地下通道力学行为特征。

### 1.4.3 技术路线

研究技术线路如图 1-1 所示:



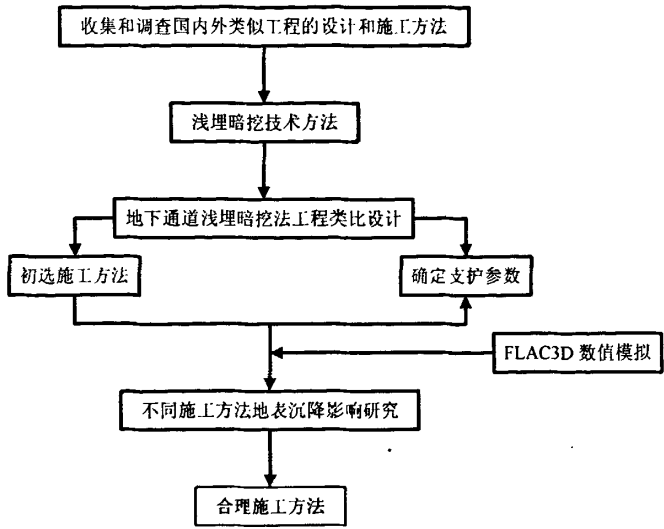


图 1-1 技术路线图

## 第二章 地下通道工程类比设计

### 2.1 浅埋暗挖法设计方法、特点和程序

#### 2.1.1 浅埋暗挖法设计方法及设计特点

目前,浅埋暗挖法支护结构设计仍然是以工程类比法为主、量测为辅的现场监控设计法和以计算为依据的理论分析设计法<sup>[5,26-30]</sup>。

##### (1) 浅埋暗挖法支护结构的三种主要设计方法<sup>[31]</sup>

###### ①工程类比法

工程类比设计是当前支护结构设计中最广泛应用的方法。主要是根据围岩的稳定程度(按完整性和强度进行)的分级指标,参考同类工程经验以确定设计结构的有关设计参数和施工方法,如结构厚度、配筋、开挖方式等。

###### ②现场监控量测法

现场监控量测是将施工前和施工过程中测得的测试数据反馈到设计和施工中,以期获得最佳的设计和施工方法。

###### ③理论计算验证法

理论计算验证设计法是在测定岩体和支护力学参数的前提下,根据围岩力学特征建立力学模型,通过计算确定支护参数的方法。目前,通常采用的解析算法(如收敛约束法等)、数值解析法(有限元法、边界元法等)。

##### (2) 浅埋暗挖法支护结构的设计特点<sup>[5]</sup>

①工程类比试浅埋暗挖技术设计的主要依据。工程设计前,要把本段的地质条件和类似的工程地质条件进行充分分析对比,以便确定本工程的预选设计方案,也称预设计;

②按荷载结构模式进行结构计算,其计算结果和结构实际受力情况比较接近;

③控制围岩变形是浅埋暗挖设计施工的核心问题;

④设计和施工应紧密结合,设计应充分考虑施工措施;

⑤由于浅埋隧道地质条件较明确,预设计应尽量准确,对施工组织 and 支护结构进行大规模的变更会造成工期和工程费用的变动,应尽量避免。

#### 2.1.2 浅埋暗挖设计原则及程序

##### (1) 浅埋暗挖设计原则<sup>[5]</sup>

浅埋暗挖法是在新奥法原理的基础上结合中国国情和浅埋的特点发展起来的一种设计施工方法,其理论特点是沿用新奥法原理分析体系,运用测量信息反馈于设计和施工,同时采取超前支护、改良地层和注浆加固等配套技术来完成隧道及地下工程的设计与施工。在工程实践中运用浅埋暗挖法应遵循下述原则:

①应结合工程环境条件和隧道本身的安全要求，综合制定地面沉降控制基准值，而不是统一的10mm~30mm的沉降要求；

②综合考虑地表沉降、施工安全、工期、造价等因素，选定开挖工法；

③强调采用预加固措施(超前小导管、锚杆、注浆等)，来有效控制地层变形及地表沉降；

④根据围岩-支护共同工作原理，隧道支护要考虑时间和空间效应。

⑤隧道开挖后应尽早提供足够刚度和强度的初期支护，以控制地层变形，而不是最大限度地选择围岩的自身承载能力；

⑥应尽早施作仰拱并封闭成环，仰拱距工作面的距离越近越好，最大不宜大于一倍洞径；

⑦二次衬砌一般应在围岩和初期支护变形基本稳定后施作。但在采取辅助措施后，尚未满足稳定性要求的，也可提前施作二次衬砌；

⑧衬砌形式应采用复合式，两层之间应设防水隔离层；

⑨加强监控量测，及时反馈信息，及时调整支护参数。

(2) 浅埋暗挖法设计程序<sup>[5]</sup>，见图 2-1 所示。

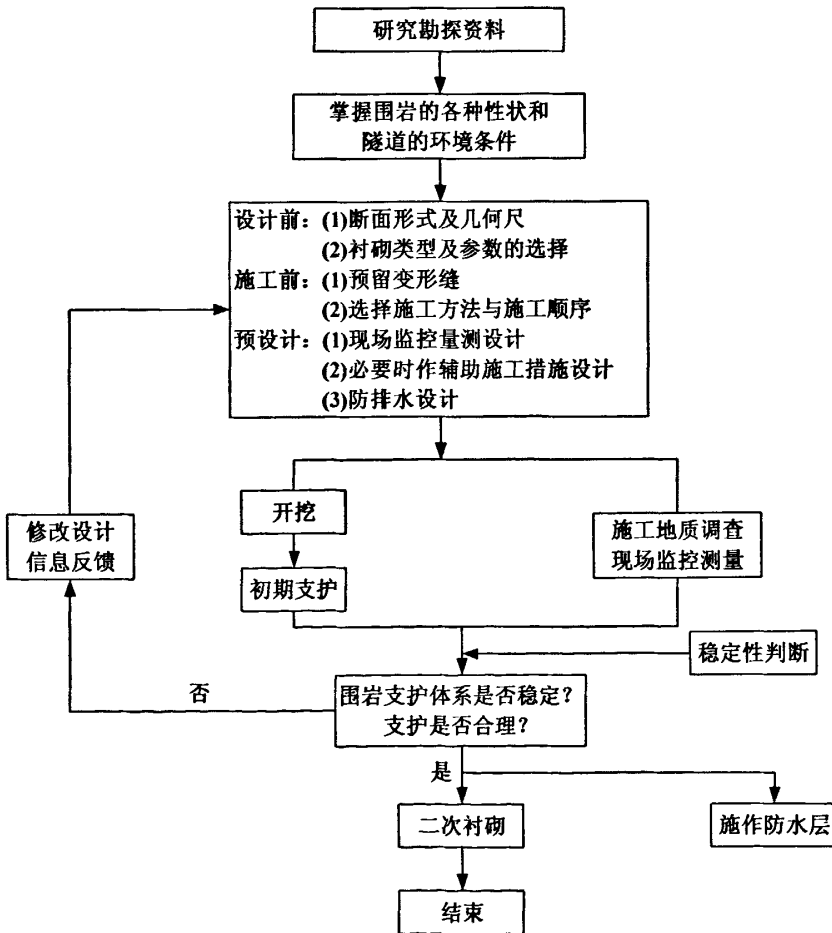


图 2-1 浅埋暗挖支护结构设计程序图

## 2.2 银川市地下通道的支护结构类比设计

工程类比法是浅埋暗挖技术设计的主要依据。工程设计前,首先要将本地的地质条件和类似的工程地质条件分析对比,以便确定本工程的预选设计方案<sup>[28]</sup>。采用工程类比法进行预设计的主要内容:

- (1) 衬砌断面形式及几何尺寸的确定;
- (2) 衬砌类型及支护参数选择;
- (3) 隧道开挖轮廓应预留变形量;
- (4) 选择隧道衬砌施工方法与施工顺序;
- (5) 现场监控量测设计;
- (6) 必要时作辅助施工措施设计;
- (7) 隧道衬砌施工防排水设计。

隧道工程现代支护理论体系的一个最大的特点是勘测、设计、施工一体化,这主要是指锚喷支护的设计应做到勘测、设计、施工紧密配合,不分离。在隧道施工过程中,根据实际的围岩动态来进行支护设计必然是最经济、合理的和有效的<sup>[29]</sup>。

### 2.2.1 断面形式和尺寸的拟定

#### (1) 地下通道断面形状的确定

为减少衬砌和围岩中产生较大的应力集中,衬砌断面形式应尽可能圆顺。隧道衬砌结构断面形式必须依照下列原则拟定<sup>[31]</sup>:

- ①衬砌轴线形状应平顺,因为曲线的轴线与实际的压力线偏移值较大,结构受力不利;
- ②在围岩及衬砌结构自重垂直压力作用下,拱圈应接近二次抛物线,即拱轴线的拱顶部的曲线应较大些;
- ③在围岩水平侧压力较大时,边墙衬砌最好做成曲墙式。

#### (2) 断面尺寸初步拟定

为满足使用、受力和施工等方面的要求,衬砌的轮廓应尽量接近隧道净空断面轮廓,为保持净空间断面的形状,衬砌必须有足够的厚度(或称最小衬砌厚度),以使隧道施工的开挖量即衬砌土工数量均为最小;隧道衬砌结构的内部轮廓及衬砌结构的受力状态有关,即与衬砌结构受力分别情况有关。

隧道衬砌除前述必须保证有足够的净空外,还要求具有足够的强度,以保证隧道在使用期限内,衬砌结构具有可靠的安全性。

#### (3) 银川市北京路×西桥巷地下通道断面形式及几何尺寸拟定

以北京路×西桥巷地下通道工程为例,探讨银川市地下通道的断面形式以及几何尺寸的拟定方法。已竣工的该地下通道施工方法采用明挖法,通道形式为净空为3.55米、宽6.0米的箱形隧道结构。如图2-2所示。

根据工程地质、水文地质条件、埋置深度、隧道宽度和施工条件等,并参照已建成类似地下

工程的经验,初步确定断面形式及几何尺寸,国内部分地下通道的断面形式见表 2-1。本次设计中地下通道的建筑设计参照明挖法的设计作为依据。在浅埋暗挖工程中,由于埋深较浅,垂直荷载较明确,垂直压力较大,侧压力较小,断面可以设计成直边墙以提高断面利用率,所以本地下通道边墙采用直墙式边墙;在直墙与拱顶间采用小半径圆弧相连,以免直墙拱形交点处生硬的处理方式,底部施加仰拱。地下工程的断面形状往往根据结构受力的要求而确定,较少考虑建筑专业的要求,但作为一个被公众多次使用的市政工程,需要适当考虑行人的心理感受,所以设计离壁处通道最小净高为 2.2m,隧道最大高度根据围岩类别、矢跨比综合确定 3.6m,具体断面形式及几何尺寸如图 2-2 所示。

表 2-1 国内部分地下通道的断面形式<sup>[26]</sup>

名称	截面形式	尺寸
1 北京长安街建国门/复兴门地下通道	扁平马蹄形,直边墙	宽 7m/9m 高 3.1m/3.2m
2 北京长安街妇联通道	矩形	宽 11.8m 高 4.35m
3 长安街西单过街道	矩形	宽 11.8, 高 4.4m
4 福州乌山主通道	拱部为三心圆拱,直边墙	通道净宽 9m, 净高 4.1
5 北京东方广场与地铁站的通道	平顶直墙	高度 3.170 m, 宽度 8.15 m

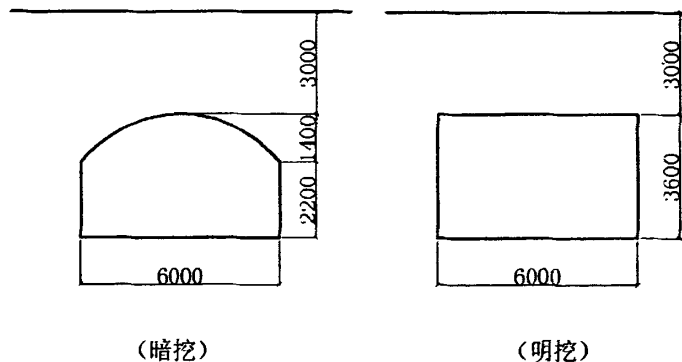


图 2-2 北京路×西桥巷地下通道

### 2.2.2 衬砌类型及参数选择

浅埋暗挖法设计的地下工程一般采用复合式衬砌,复合式衬砌由初期支护、防水隔离层和二次衬砌组成。初期支护在二次衬砌施作前应具有足够的强度和刚度,确保施工期间的安全性和地面沉降不超过设计标准。初期支护是施工期间的承载结构,承载施工期间的主要荷载(土压力、部分水压力)。二次衬砌和初期支护共同承担永久荷载。另外,二次衬砌还要承受水压力。

#### (1) 一般性要求

①应将初期支护和地层视为统一的承载体,计算中应考虑施工辅助措施的作用,初期支护应做到及时、密贴、柔性、早强,并能与围岩共同变形;

②初期支护变形大,容许出现不影响整体稳定的裂缝。从强度和防水要求出发,二次衬砌不

容许产生有害裂缝,《地下铁道设计规范》规定裂缝宽度不得超过 0.2~0.3mm;

③初期支护和二次衬砌共同承载,相互依赖、相互影响。初期支护的强度应适应不同的围岩压力。调整支护参数,确保地层稳定后,才能施作二次衬砌。二次衬砌的目的,一是承受流变荷载,二是安全储备。所以,支护和二次衬砌的强度及刚度应综合考虑,要求安全、经济,便于施工;

④初期支护背后要及时回填注浆,以保证初支和围岩的密贴性,初期支护和二次衬砌间应密贴,不留空隙;

⑤初期支护和二次衬砌间设置防水隔离层,使初支和二衬之间只传递径向力,不传递切向力,从而减少二次衬砌的裂缝。

## (2) 初期支护设计

初期支护由喷射混凝土、钢拱架、钢筋网、锁脚锚杆、连接筋等组成。初期支护的参数由经类型比和结构计算确定。设计中,初期支护最小应预留 3~5cm 变形量<sup>[5]</sup>。

### ①初期支护的厚度

作为初期支护主体的喷射混凝土,其厚度要合理,混凝土喷得太厚,不利于发挥喷混凝土材料的力学性能。计算结果显示:当喷射混凝土厚度  $d=D/40$  ( $D$  为洞径,即洞室开挖宽度)时,喷射混凝土支护接近于无弯矩状态,支护结构性能较好。我国在采用浅埋暗挖大修建地下工程中,喷射混凝土厚度一般控制在 24~30cm。实际工程应用统计表见表 2-2<sup>[5]</sup>。

表 2-2 我国部分实际工程初期支护厚度统计表

工程名称	北京地铁浅埋暗挖 区间	广州、深圳地铁浅 埋暗挖区间	国家计委地下停车场		长安街地下通道		西单站	天西站
			主体	出入口	10m 跨	7m 跨		
初支厚度	250	300	300	250	350	300	300	300
二衬厚度	300	300	300	250	400	350	500	450

### ②强度等级

一般采用 C20 混凝土,跨度较大或受力较大的结构也可采用 C25, C30 混凝土。

### ③钢拱架

1) 材料:在日本,一般使用 H 型钢;在国内,早期采用工字钢、旧钢轨,目前逐步采用钢筋格栅拱架。格栅由主筋和辅筋组成,截面形式有四边形、三角形、梯形,主筋为  $\Phi 20\text{mm} \sim \Phi 25\text{mm}$  II 级钢筋;辅助形式有“8”字和“V”字两种形式,辅助筋直径为  $\Phi 12\text{mm} \sim \Phi 14\text{mm}$ 。

2) 间距:钢支撑间距一般为 0.5~1.2m。

3) 保护厚度:钢格栅主筋外净保护层厚度不小于 40mm。

4) 纵向连接:钢支撑设纵向连接筋,直径  $\Phi 20\text{mm} \sim \Phi 22\text{mm}$ ,环向间距 0.5~0.8m。

5) 拱架环向接头:接头是钢架的弱点,从受力的角度考虑应尽量减少接头,从施工的角度考虑,接头过长难以施工,因此应综合两方面因素确定接头的故量。拱部格栅长度一般为 2~3m。为了确保接头部分的喷射混凝土密实度,接头连接件应优先采用角钢螺栓连接。

### ④钢筋网

钢筋网可提高喷射混凝土的抗剪和抗结强度,能提高喷层的整体性,使其应力分布均匀,从而减少混凝土收缩和喷层裂缝。

1) 钢筋网按构造要求设计,钢筋直径一般为 4~10mm,常用的为 6~8mm。

2) 在需要拆除的临时支护中可设塑料网(常见于日本的工程设计中)。

3) 钢筋间距宜为 100~300mm。当小于 100mm 时,喷射混凝土回弹增加,且钢筋网与壁面之间易形成空洞,不能保证混凝土的密实度;当大于 300mm 时,会大大削弱钢筋网在喷射混凝土中的作用。钢筋网格常为 100mm×100mm、150mm×150mm。

4) 钢筋网保护层厚度应不小于 20mm。

5) 必要时可采用双层钢筋网。

#### ⑤超前注浆锚杆或小导管

在山岭隧道中锚杆和喷射混凝土围岩共同组成支护体系,锚杆是不可或缺的。锚杆有悬吊作用、组合梁作用、加固作用,有全长乳结型、端头锚固型、摩擦型等形式。然而,在土质浅埋隧道中锚杆的作用却不明显,特别是在城市土质浅埋地下工程中一般不设锚杆,在需要加固地层的地方设注浆锚杆,在分步施工的墙脚设锁脚锚杆。

### (3) 二次衬砌设计

二次衬砌可根据结构形式、受力情况、地下水情况以及抗震等要求,确定是采用素混凝土还是钢筋混凝土,并进一步确定混凝土厚度和含筋率。

#### ①二次衬砌施作的时机

二次衬砌应在围岩和初期支护变形基本稳定后才能施作,并应具备下述条件:

- 1) 隧道周边变形速率明显趋于减缓。
- 2) 水平收敛速度小于 0.2mm/d,拱部下沉收敛速度小于 0.15mm/d。
- 3) 施作二次衬砌前,累计位移值达到总位移值的 80%~90%。
- 4) 初期支护表面裂缝不再继续发展。
- 5) 当采取一定措施后,仍难以符合上列条件时,可提前施作二次衬砌,且二次衬砌应加强。

#### ②二次衬砌厚度

二次衬砌的最小厚度为 250mm,常规的厚度为 300~500mm。

#### ③仰拱

目前,在工程实践中越来越强调仰拱的重要性,已建铁路隧道发生仰拱荆浆冒泥、裂损的情况越来越多。在北京地铁和广州地铁某些区间,也发现仰拱出现裂缝以致被破坏的情况。因此,要求仰拱矢跨不宜过小,且要及时封藏仰拱。在需要时,要适当加厚仰拱,并给予配筋。

#### ④强度等级和抗渗等级

在跨度小于 6m 的小断面中,一般采用 C20 混凝土,在大断面中采用 C25 或 C30 混凝土。抗渗等级根据地下水位而定,一般不小于 P6。地铁规范规定不小于 P8。

### (4) 银川市地下通道衬砌类型及参数选择

地下通道采用复合式衬砌,初衬厚 30cm,二衬厚 35cm,施工预留变形量为 5cm。初期支护采用超前小导管、喷射混凝土、钢筋网、钢筋格栅拱架组成的支护体系,二次衬砌采用模筑混凝土。隧道初期支护施工工序为安设管棚和超前小导管做超前支护、开挖、挂网、初喷 5cm、立钢拱架、次喷、复喷。

衬砌参数选择见表 2-3;拟选择的地下通道衬砌结构横断面图见图 2-3。

表 2-3 衬砌参数表

工程项目	材料	规格	备注
	喷射混凝土	C30	抗渗标号 S10
初期支护	超前注浆小导管	Φ42, 长 2.5m	外插角 20°, 间隔 0.25 m
	钢筋格栅拱架	主筋 Φ25mm II 级钢筋, 辅筋 Φ14mm.	截面形式四边形, 拱间距 0.5m, 连接筋 Φ22mm, 环向间距 0.8m
	钢筋网	直径 8mm	网格 150mm×150mm
二次衬砌	模筑混凝土	C30	S10
超前支护	管棚	Φ115	间距 15cm

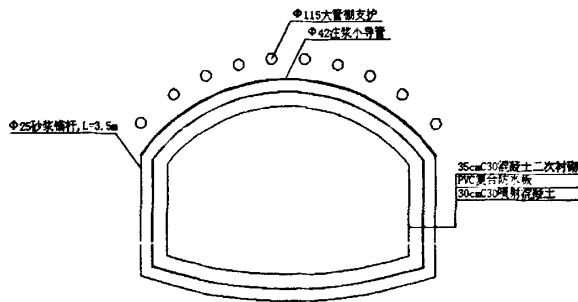


图 2-3 拟选择的地下通道衬砌结构横断面图

### 2.2.3 超前支护

当隧道通过自稳能力很差的底层或地表通过车辆荷载, 威胁施工安全时, 往往采用管棚法进行超前支护。参照长安街地下通道在拱顶布设 Φ115 的管棚进行超前支护, 管棚间距 15cm。

### 2.2.4 防排水设计

隧道结构的防排水一直是隧道建设的一大难题, 目前, 国内防排水设计一般遵循“防、排、截、堵相结合, 因地制宜, 综合治理”的原则以达到排水通畅, 防水可靠, 经济合理, 不留后患的效果<sup>[31]</sup>。

在深埋的山岭隧道中应采取排堵结合, 以排为主, 防排结合, 因地制宜, 综合治理的原则, 结构计算可考虑少量水压力。而在城市地下工程中, 因结构埋深相对比较浅, 隧道顶部是沙层, 渗透系数较大, 大量排水将会对城市地下水系统、周围建筑物、地下管线等造成影响, 甚至破坏, 所以应遵循以堵为主, 限排为辅的设计原则; 防水方法应遵循多道防线, 刚柔结合, 因地制宜, 综合治理的原则; 计算中应考虑二次衬砌承受的含水头水压力, 如隧道所处的地层为粘土或沙砾土等, 渗透系数较小, 实践证明, 排放适量的地下水, 对城市地下水位无影响, 可取得较好的整体防水效果。

目前, 隧道防排水的思路和技术主要有以下几方面。

#### (1) 二次衬砌以外防排水

二次衬砌以外的防排水包括初期支护外侧的防排水和初期支护与二次衬砌之间的防排水。初



期支护外侧的防排水主要通过超前帷幕注浆、深孔预注浆以及超前小导管注浆等措施,在隧道支护外侧形成一定厚度的注浆止水区,以到达较好封闭地下水及构造型裂缝的目的。初期支护与二次衬砌之间的防排水主要采用在两者之间铺设封闭的防水层的方法将地下水拒之于二次衬砌之外。

### (2) 二衬衬砌混凝土

二次衬砌混凝土防排水包括结构自身材料的防水与施工缝和变形缝的防水。结构自身的防水主要采用具有一定抗渗能力的防水混凝土(如抗渗等级,有冻害地段及最冷月平均气温低于 $-15^{\circ}\text{C}$ 地区不低于 S8,其余地区不低于 S5)。施工缝和变形缝可采用遇水膨胀的橡胶止水条、橡胶止水带等,还可采用铺设背贴式塑料止水带等方式进行放水。

北京路×西桥巷地下通道地下水类型属潜水。水位量测稳定水位埋深 3.9~4.0m,水位平均标高 1106.70m,地下水位动态主要受唐徕渠灌水影响,成季节性变化。水位变化幅度 0.5~1.0m。隧道采用复合式衬砌支护结构,在初期支护与二次衬砌之间铺设防水隔离层,辅之以二次衬砌防水混凝土(二衬抗渗标号为 S10),组成两道防水线,采用以防为主,防水板全包不给排出的防水原则。防水设计如图 2-4 所示。

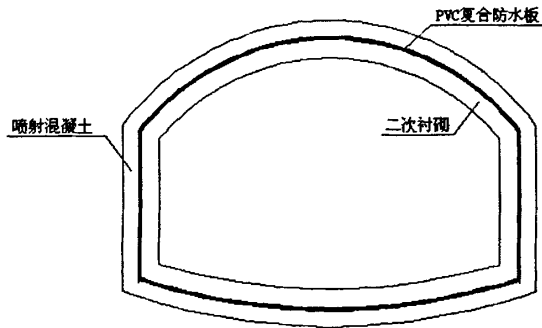


图 2-4 结构防水图

### 2.2.5 开挖支护方案设计

施工方案根据浅埋暗挖法施工的特点:浅理工程的施工方法包括全断面法、正台阶法、中隔墙法(CD法)、十字隔墙法(CRD)、眼睛工法等。北京市长安街地下通道的施工方法多采用 CRD 法。

银川市北京路×西桥巷地下通道设计跨度为 6m,小于北京长安街地下通道的 9m/12m,由于跨度小,因此初步考虑采用中隔墙法(CD法)或十字隔墙法(CRD法),由于跨度只有 6m,从施工便利的角度考虑只施加一道竖向隔墙。采用人工风镐开挖,每次进尺 0.5m。

中隔墙法和十字隔墙法的分部开挖顺序分别见图 2-5 和图 2-6。

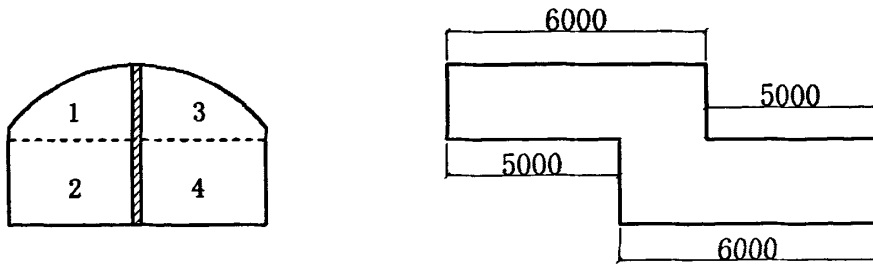


图 2-5 中隔墙法施工分部开挖方案示意图

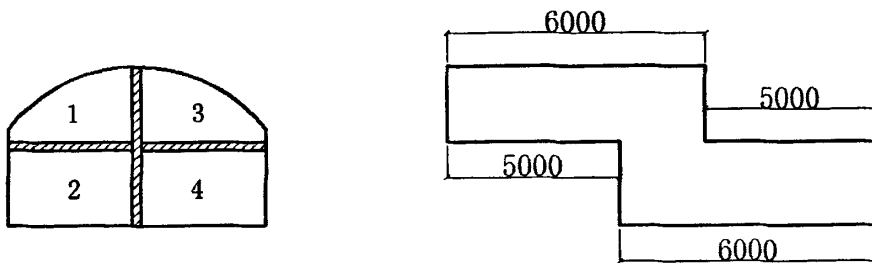


图 2-6 十字隔墙法施工分部开挖方案示意图

## 2.3 本章小结

(1) 鉴于浅埋暗挖法支护结构设计仍然是以工程类比法为主、量测为辅的现场监控设计法和以计算为依据的理论分析设计法，阐述了浅埋暗挖法设计方法、设计特点和程序。

(2) 采用工程类比设计法，参考同类工程经验，确定了北京路×西桥巷过街地下通道的断面形式、几何尺寸、衬砌类型及参数并初选了施工方案。

(3) 根据北京路×西桥巷过街地下通道的地下水分布和变化特点，进行了地下通道的防排水设计。

## 第三章 支护加固措施的数值模拟理论和 FLAC3D 软件简介

### 3.1 隧道支护及预加固措施的模拟

地下工程支护或加固措施在有限元计算中的模拟,对于平面问题常常采用线单元或面单元进行模拟,对于空间问题常常采用线单元或面单元或体单元进行模拟,对于作用机理相对明确的支护或加固措施可以直接进行模拟,对于作用机理尚不明确或为了降低问题实现的难度,主要从其总体力学效果方面来进行等效模拟。当某一施工工况需要支护或加固措施时,对于用线单元(平面或三维分析中)或面单元(三维分析中)模拟的支护主要是通过恢复其材料属性或几何属性的设计值来实现,不过这些属性在此之前都被空单元化,许多软件(如 ANSYS, MARC, ADINA, ABAQUS, FLAC 等)把这两个过程分别称之为或变相地称之为单元“生”或“死”;对于用面单元(平面分析中)或体单元(三维分析中)模拟的支护或预加固措施通过重新赋予材料属性来实现,但更多的场合是这些单元需要先处于“生”状态<sup>[32]</sup>。

对于支护措施本文主要考虑格栅钢架、网喷混凝土、模筑混凝土等三种支护措施,对于预加固或预支护结构本文主要考虑小导管注浆、大管棚预支护等两种措施,这也是地下工程中常用的支护或加固措施,如何在数值模拟中比较合理地反映这些措施的作用机理或效果,是影响计算结果合理性的关键因素之一<sup>[33]</sup>。

#### 3.1.1 锚杆的力学模拟

目前在数值模拟分析中,对锚杆力学效果的模拟主要根据其作用的等效原则和力学模型两个方面来考虑,对于前者主要考虑施锚后,围岩弹性模量、粘聚力、内摩擦角、抗压强度等指标的提高,于是有一些相关的经验公式可供采用;对于后者主要通过锚杆单元来实现<sup>[32]</sup>。

锚杆力学效果的等效模拟如下所述。

(1) 文献[34]给出相应的经验公式,有锚杆时,锚固区的  $C_i$ 、 $\phi_i$  取值可取:

$$\phi_i = \phi_0, C_i = C_0 + \frac{\tau_a A}{e \cdot i} \quad (3-1)$$

式中,  $\tau_a$  为锚杆抗剪强度  $\tau_a = 0.6R_{st}$ ;  $st$  为钢筋的抗拉强度设计值,  $e, i$  为锚杆的纵横间距

$A$  为单锚杆的截面积。

(2) 文献[35]给出了施锚区弹性模量的提高公式:

$$E_i = E_0 \left( 1 + \frac{A}{e \cdot i} \right) \quad (3-2)$$

(3) 文献[36]给出相应的经验公式,由于摩擦角改变较小,不予考虑,而锚固围岩体的粘结

力可由以下经验公式给出：

$$C_i = C_0 \left( 1 + \frac{\eta}{9.8} \frac{\tau_a A}{e \cdot i} \times 10^4 \right) \quad (3-3)$$

式中， $\eta$  为经验系数，可取为 2~5。

### 3.1.2 超前小导管的模拟

小导管常常是在掌子面上沿联隧道纵向在拱上部开挖轮廓线外一定范围内向前上方倾斜一定的角度，或者沿隧道横向在拱脚附近下文倾斜一定的角度的密排注浆花管，注浆花管的外露端通常支于开挖面后方的钢架上，共同组成预支护系统。

注浆小导管既能加固洞壁一定范围内的围岩，又能支托围岩，其支护刚度和预支护效果均大于超前锚杆，适用于较干燥的砂土层，砂卵(砾)石层、断层破碎带、软弱围岩浅埋段等地段的隧道施工。

在计算分析中，小导管的注浆效果可视为在隧道围岩中形成了约 0.6m~1.2m 厚的环状加固圈，如图 3-1 所示，因此，小导管注浆加固圈可采用改善围岩参数的等效方法进行考虑<sup>[37-41]</sup>。

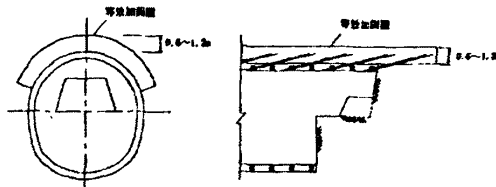


图 3-1 小导管预注浆加固围岩示意图

文献[42]对小导管注浆加固砂质土的物理力学指标进行了现场实测，见表 3-1 所示。

表 3-1 围岩加固前后的物理力学指标

地层	弹性模量 E/MPa	泊松比 $\nu$	粘聚力 c/MPa	内摩擦角 $\phi/^\circ$	容重 $\gamma/\text{kN/m}^3$
砂土层	30.0	0.30	0.02	30.0	18.5
注浆地层	100.0	0.30	0.30	35.0	20.0

### 3.1.3 钢格栅拱架的模拟

在浅埋、偏压、软弱围岩及城市地下隧道工程中，常常在初期支护中采用格栅钢架，在锚喷等支护发挥作用前使围岩稳定，提高初期支护的强度和刚度，抑制地表下沉。另外，隧道施工需要施做超前支护时，需要设置钢架作为前锚杆、小钢管、小导管、管棚、旋喷桩等的支承构件<sup>[32]</sup>。

在数值分析中，格栅钢架也常常通过等效作用和力学模型两种方法进行考虑，按等效法则考虑时，根据抗压刚度相等的原则，将钢架的弹性模量折算给喷射混凝土，计算公式为<sup>[33]</sup>：

$$E = E_0 + \frac{S_g \times E_g}{S_c} \quad (3-4)$$

式中： $E$ -折算后的初期支护弹性模量； $E_0$ -喷射混凝土的弹性模量； $E_g$ -钢筋的弹性模量； $S_g$ -钢筋的截面积； $S_c$ -混凝土的截面积。

此外，在数值分析中，也可将格栅钢架采用梁单元来进行模拟。

### 3.1.4 长管棚的模拟

管棚由钢管和钢拱架组成，是利用钢拱架，沿着开挖轮廓线，以较小的外插角，向开挖面前方打入钢管或钢插板构成管棚，形成对开挖面前方围岩的顶支护，如图 3-2 所示。

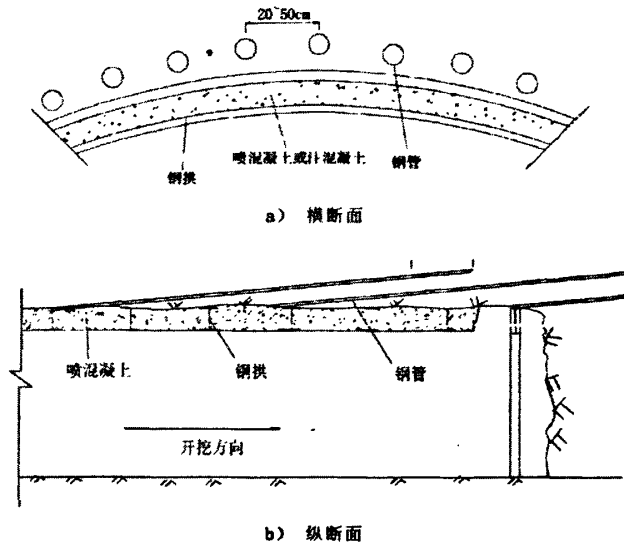


图 3-2 管棚构造图

长管棚作用机理可以归纳为两点<sup>[40]</sup>：

(1)梁效应：由于钢管先行设置，掘进时在掌子面前方围岩和后方钢拱架的支撑下，形成梁结构，以防止围岩崩塌和松弛。

(2)加强效应：通过钢管上的孔向围岩注入水泥、水玻璃或泡沫尿烷等材料，以改善围岩状况，保证掌子面稳定。

在数值模拟计算中，管棚有两种处理方式：方式一与超前注浆小导管一样，将管棚的支护效果采用改善围岩参数的等效方法进行考虑；方式二将管棚作为梁的作用，通常采用梁单元来模拟。中间部位，注浆而使管棚与周围岩体结合在一起，这可以通过将梁的每个结点与周围岩体用 link 连接在一起，从而限制了钢管三个方向的平动，使其与周围岩体一起发生变形<sup>[32]</sup>。

### 3.1.5 喷射混凝土的模拟

隧道开挖后，立即喷射混凝土，及时封闭围岩暴露面，由于喷层与岩壁密贴，故能有效地隔绝水和空气，防止围岩因潮解风化产生剥落或膨胀，避免裂隙中充填物流失，防止围岩强度降低。此外，高压高速喷射混凝土时，可使一部分混凝土浆液渗入到张开的裂隙或节理中，起胶结和加固作用，提高围岩强度。含有速凝剂的混凝土喷射液，可在喷射后 2~10min 内凝固，及时向围岩提供支护抗力，使围岩表层岩土由未支护时的二向受力状态变为三向受力状态，提高了围岩的强

度，如图 3-3 所示。

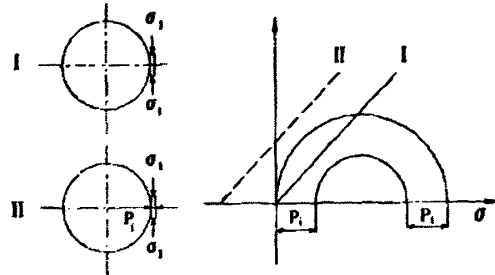


图 3-3 喷层的力学作用示意图

喷层中的钢筋具有防止收缩裂缝，使喷层应力分布均匀，增强喷层的柔性等作用。在数值模拟计算中，喷层常常作为弹性材料采用杆梁单元或板壳单元来进行模拟。对于喷层中的钢筋网作用，在计算中常常作为安全储备考虑，也可通过提高喷层的参数来近似模拟<sup>[33]</sup>。

### 3.1.6 模筑混凝土的模拟

模筑混凝土在施工期间参与工作的时间不同所起的力学作用也不一样，如果围岩变形基本稳定后才施做模筑混凝土，那么模筑混凝土主要作为安全储备，如果变形还没稳定就施做模筑混凝土，那么模筑混凝土作为承载结构的一部分。在使用期间，考虑到时间长久后，初支因锈蚀，腐蚀等原因强度要降低，这时，模筑混凝土可能仍起承载结构作用，因此，模筑混凝土在施工期间和使用期间的作用可能是不一样的。

在数值模拟计算中，模筑混凝土常常作为弹性材料采用梁单元或实体单元来进行模拟。

### 3.1.7 临时支撑的模拟

在数值模拟计算中，临时支撑常常作为弹性材料采用梁单元来进行模拟。

## 3.2 FLAC3D 软件简介

FLAC 是连续介质快速拉格朗日分析 (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 的英文缩写，其基本原理和算法与离散元类似，但它却又像有限元那样适用于多种材料模式与边界条件的非规则区域的连续问题求解。在求解过程中，FLAC 采用了离散元的动态松弛法，不需要求解大型联立方程组 (刚度矩阵)。另一方面，同以往的差分分析方法相比，FLAC 不但可以对连续介质进行大变形分析，而且也能模拟岩体的某一软弱面产生的滑动变形。FLAC 还能针对不同的材料特性，使用相应的本构模型来比较真实地反映实际材料的动态行为。

拉格朗日法是一种分析非线性大变形的数值方法，这种方法依然遵循连续介质的假定，利用差分格式，按时步积分求解，随着构形的变化不断更新坐标，允许介质有大的变形。拉格朗日法已经有不少商用程序，如 HEMP, TENSOR, FLAC。其中 FLAC 是一种专门用于求解岩土力学问题的拉格朗日法程序，可用于求解有关深基坑、基础、坝体、隧道、地下采场以及洞室

的应力分析,也能很好地进行动力分析,在国际岩土界非常流行<sup>[43-44]</sup>。

1986年 Cundall 成功的将流体力学中跟踪流体运动的拉格朗日方法应用于解决岩体力学的问题并开发专用程序。我国对离散单元法的研究已有近于年的历史,在边坡稳定性分析、岩层移动以及采矿力学等方面多有应用。它采用按时步的动力松弛进行求解,这与离散元法相同,求解时基于显式差分法,不需形成刚度矩阵,不用求解大型方程组,因此,占用内存少,求解速度快,便于用微机求解较大规模的工程问题。FLAC3D 商用程序可准确模拟材料的屈服、塑性流动、软化直至大变形,尤其在材料的弹塑性分析、大变形分析以及模拟施工过程等领域有其独到的优点<sup>[45]</sup>。

### 3.2.1 三维快速拉格朗日法分析的基本原理

三维快速拉格朗日分析主要应用以下三种计算方法<sup>[45]</sup>:(1) 离散模型方法。连续介质被离散为若干六面体单元,作用力均被集中在节点上。(2) 有限差分方法。变量关于空间和时间的一阶导数均用有限差分来近似。(3) 动态松弛方法。由质点运动方程求解,通过阻尼使系统运动衰减至平衡状态。

#### ① 空间导数的有限差分近似

在快速拉格朗日分析中采用混合离散方法,即将区域离散为常应变六面体单元的集合体,而在计算过程中,又将每个六面体看作以六面体角点为角点的常应变四面体的集合体,应力、应变、节点不平衡力等变量均在四面体上进行计算,六面体单元的应力、应变取值为其内四面体的体积加权平均,六面体内四面体的应力应变第一不变量由该六面体内所有四面体的体积加权平均得到,然后重新得到四面体的应力、应变。这种方法既避免了常应变六面体单元常会遇到的

位移剪切锁死现象,又使得四面体单元的位移模式可以充分适应一些本构的要求,如不可压缩塑性流动等。

如图 3-4 所示一四面体,节点编号为 1 到 4,第  $n$  面表示与节点  $n$  相对的面,设其内任一点的速率分量为  $V_i$ ,则可由高斯公式得:

$$\int V_{i,j} dV = \int V_i n_j dS \quad (3-5)$$

式中:  $V$  为四面体的体积;  $S$  为四面体的外表面;  $n_j$  为外表面的单位法向量分量。

对于常应变单元,  $V_i$  为线性分布,  $n_j$  在每个面上为常量,由式(3-5)可得:

$$v_{ij} = -\frac{1}{3V} \sum v_i' n_j^{(l)} S^{(l)} \quad (3-6)$$

式中: 上标 1 表示节点 1 的变量; (l) 表示面 1 的变量。

#### ② 运动方程

快速拉格朗日分析以节点为计算对象,将力和质量均集中在节点上,然后通过运动方程在时域内进行求解。节点运动方程可表示为如下形式:

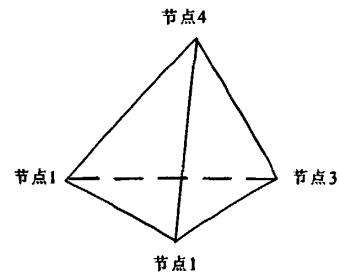


图 3-4 四面体

$$\frac{\partial V_i^l}{\partial t} = \frac{F_i^l(t)}{m^l} \quad (3-7)$$

式中： $F_i^l(t)$ 为在  $t$  时刻  $l$  节点的在  $i$  方向的不平衡力分量，可由虚功原理导出。 $m^l$  为  $l$  节点的集中质量，在分析静态问题时，采用虚拟质量以保证数值稳定，而在分析动态问题时则采用实际的集中质量。

将上式左端用中心差分来近似，则可得到：

$$V_i^l(t + \Delta t / 2) = V_i^l(t - \Delta t / 2) + F_i^l(t) / m^l \cdot \Delta t \quad (3-8)$$

### ③ 应变、应力及节点不平衡力

快速拉格朗日分析由速率来求某一时步的单元应变增量

$$\Delta e_{i,j} = 1/2(V_{i,j} + V_{j,i}) \cdot \Delta t \quad (3-9)$$

式中导数可由式(3-6)近似。

有了应变增量，即可由本构方程求出应力增量，各时步的应力增量叠加即可得到总应力，在大变形情况下，还需根据本时步单元的转角对本时步前的总应力进行旋转修正。然后即可由虚功原理求出下一时步的节点不平衡力，进入下一时步的计算，其具体公式这里不再赘述。

### ④ 阻尼力

对于静态问题，在式(3-7)的不平衡力中加入了非粘性阻尼，以使系统的振动逐渐衰减直至达到平衡状态(即不平衡力接近零)。此时式(3-7)变为：

$$\frac{\partial V_i^l}{\partial t} = \frac{F_i^l(t) + f_i^l(t)}{m^l} \quad (3-10)$$

阻尼力为：

$$f_i^l(t) = -\alpha |F_i^l(t) \text{sign}(V_i^l)| \quad (3-11)$$

式中： $\alpha$  为阻尼系数，其默认值为 0.8。

$$\text{sign} = \begin{cases} +1 & (y > 0) \\ -1 & (y < 0) \\ 0 & (y = 0) \end{cases} \quad (3-12)$$

### ⑤ 计算循环

由以上可以看出快速拉格朗日分析的计算循环如图 3-5 所示。

无论是静力还是动力问题，三维快速拉格朗日分析都利用动态的运动方程进行求解，这使得三维快速拉格朗日分析很容易模拟动态问题，如振动、失稳、大变形等。

三维快速拉格朗日分析采用显式方法进行求解，对显式法来说非线性本构关系与线性本构关系并无算法上的差别，对于已知的应变增量，可很方便地求出应力增量，并得到不平衡力，就同实际中的物理过程一样，可以跟踪系统的演化过程。此外，显式法不形成刚度矩阵，每一步计算所需计算机内存很小，使用较少的计算机内存就可以模拟大量的单元，特别适于在微机上操作。而且在求解大变形过程中，因每一时步变形很小，可采用小变形本构关系，这就避免了通常大变



形问题中推导大变形本构关系及其应用中所遇到的麻烦,使它的求解过程与小变形问题一样。

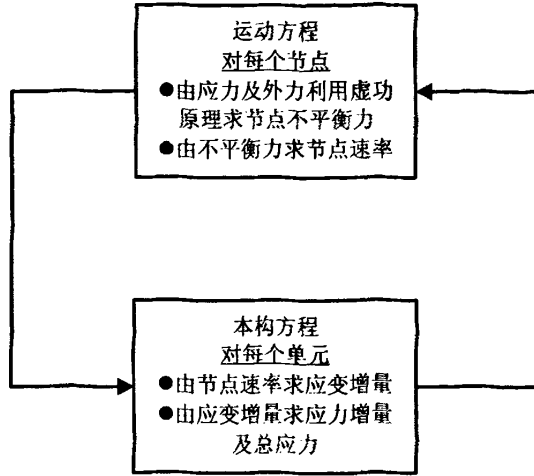


图 3-5 计算循环

### 3.2.2 FLAC3D 本构模型

#### (1) FLAC3D 本构模型介绍<sup>[45]</sup>

本构模型是对岩土材料力学性质特性的经验性描述,表达的是外荷载条件下岩、土体的应力—应变关系,因此,本构模型的选择是数值模拟的一个关键性步骤。当为某个具体的工程分析选择本构模型时,必须考虑以下两点:①工程材料的已知力学特性;②本构模型的适用范围。只有当选择的本构模型与工程材料力学特性契合度较高时,其选择才是合理的。FLAC3D 中为岩土工程问题的求解开发了特有的本构模型,它本身包含 10 种弹塑性材料本构模型:

- ①开挖模型 null
- ②3 个弹性模型(各向同性、横观各向同性和正交各向同性弹性模型)。
- ③6 个塑性模型(Drucker-Prager 模型、Mohr-Coulomb 模型、应变硬化/软化模型、遍布节理模型、双线性应变硬化/软化遍布节理模型、修正的 cam 模型)。

#### (2) Mohr-Coulomb 模型

依据现场工程材料的已知力学特性和本构模型的适用范围,综合分析考虑,本文的计算中衬砌采用弹性模型;开挖采用 null 模型、围岩加固圈采用摩尔—库仑模型,摩尔—库仑模型是最近用的岩土本构模型,它适用于那些在剪应力下屈服,但剪应力只取决于最大、最小主应力,而第二主应力对屈服不产生影响的材料;其代表的材料类型为松散必胶结的粒状材料,包括:土体、岩石、混凝土,主要针对边坡的稳定、地下洞室开挖等方面的研究。

这种模型的破坏包络线对应于摩尔—库仑判据(剪切屈服函数)加上拉伸分离点(拉应力屈服函数),与拉应力流动法则相关联而与剪切流动不相关联。

##### ①增量弹性法则

在 FLAC 中,这种模型的实现用到了主应力和平面外应力  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  和平面外应力  $\sigma_{zz}$ 。主

应力和主方向从应力张量分量计算(压应力为负)。

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \tag{3-13}$$

相应的主应变增量  $\Delta e_1, \Delta e_2, \Delta e_3$  分解为  $\Delta e_i = \Delta e_i^e + \Delta e_i^p$ 。这里上标  $e$  和  $p$  分别表示弹性和塑性部分，塑性分量只在塑性流动阶段不为零。胡克定律的主应力和主应变的增量表达式为：

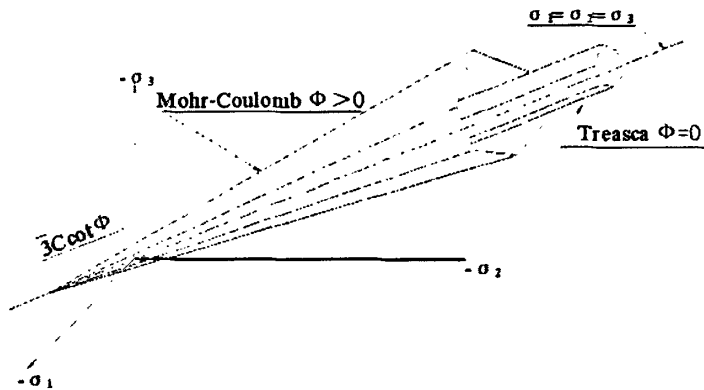
$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= \alpha_1 \Delta e_1^e + \alpha_2 (\Delta e_2^e + \Delta e_3^e) \\ \Delta \sigma_2 &= \alpha_1 \Delta e_2^e + \alpha_2 (\Delta e_1^e + \Delta e_3^e) \\ \Delta \sigma_3 &= \alpha_1 \Delta e_3^e + \alpha_2 (\Delta e_1^e + \Delta e_2^e) \end{aligned} \tag{3-14}$$

式中， $\alpha_1 = K + (4/3)G$ ， $\alpha_2 = K - (2/3)G$ ， $K$  - 体积模量； $G$  - 剪切模量

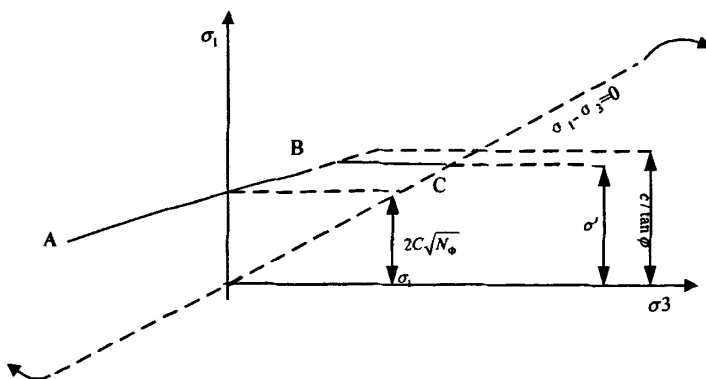
②屈服准则和流动法则

基于公式 (3-13) 的假设，在应力空间和  $(\sigma_1, \sigma_3)$  平面的破坏准则可表示为图 3-6 的形式。由摩尔库仑屈服函数定义的从 A 点到 B 点的破坏包络线为：

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \tag{3-15}$$



a)主应力空间中的摩尔-库仑屈服面与 Tresca 屈服面比较



b)摩尔-库仑破坏准则

图 3-6 岩土材料 Mohr-coulomb 模型及破坏准则

由 B 点到 C 拉应力屈服函数定义为:

$$f' = \sigma' - \sigma_3$$

式中:  $\phi$ —摩擦力,  $c$ —凝聚力,  $\sigma^t$ —抗拉强度。

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

材料强度不能超过  $\sigma'$  的值:

$$\sigma'_{\max} = \frac{c}{\tan \phi}$$

剪切势函数  $g^s$  对应于非相关联的流动法则, 即:  $g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi$ 。

剪切势函数  $g^l$  对应的拉应力破坏的相关流动法则, 即:  $g^l = -\sigma_3$

对于剪切应力和拉应力处于边界的情况, 可由摩尔—库仑流动法则, 并通过定义三维应力空间中边界附近的混合屈服函数进行计算。定义函数  $h(\sigma_1, \sigma_3) = 0$  用以表示  $(\sigma_1, \sigma_3)$  平面中  $f=0$  和  $f'=0$  所代表曲线的对角线, 该函数表达式为:

$$h = \sigma_3 - \sigma' + \alpha_p(\sigma_1 - \sigma^p) \tag{3-16}$$

这里  $\alpha_p, \sigma_p$  为两个常量, 定义如下:

$$\alpha_p = \sqrt{1 + N_\phi^2} + N_\phi; \quad \sigma_p = \sigma_1 N_\phi - 2c\sqrt{N_\phi}$$

弹性假设和破坏准则不一样, 分别在  $(\sigma_1, \sigma_3)$  平面中位于 1 区域或 2 区域 (对应于  $h=0$  或+区域), 如图 3-7 所示。如果位于 1 区, 则属于剪切破坏, 应用势函数  $g^s$  确定的流动法则, 应力回归到  $f=0$  的曲线上; 如果位于 2 区, 则属于拉应力破坏, 应用由势函数  $g^l$  确定的流动法则, 应力点回归到  $f'=0$  的曲线上。

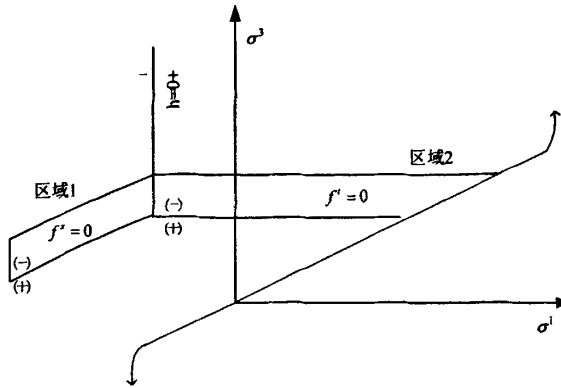


图 3-7 流动法则的区域定义

### ③塑性应力调整

首先是剪切破坏, 其流动法则为:

$$\Delta e_i^p = \lambda^s \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_i} \quad (i=1,3)$$

这里  $\lambda^s$  为待定参数，通过偏微分后，此式变为：

$$\begin{aligned}\Delta e_1^p &= \lambda^s \\ \Delta e_2^p &= 0 \\ \Delta e_3^p &= -\lambda^s N_p\end{aligned}\quad (3-17)$$

弹性应变增量可以从总增量中减去塑性增量，进一步利用上式的流动法则，则式 (3-14) 中的弹性法则变为：

$$\begin{aligned}\Delta \sigma_1 &= \alpha_1 \Delta e_1 + \alpha_2 (\Delta e_2 + \Delta e_3) - \lambda^s (\alpha_1 - \alpha_2 N_p) \\ \Delta \sigma_2 &= \alpha_1 \Delta e_1 + \alpha_2 (\Delta e_1 + \Delta e_3) - \lambda^s \alpha_2 (1 - N_p) \\ \Delta \sigma_3 &= \alpha_1 \Delta e_1 + \alpha_2 (\Delta e_1 + \Delta e_2) - \lambda^s (-\alpha_1 N_p + \alpha_2)\end{aligned}\quad (3-18)$$

让新旧的应力状态分别有上边 N 和 O 表示，然后通过定义：

$$\sigma_i^N = \sigma_i^O + \Delta \sigma_i \quad (3-19)$$

用此式代替式 (3-18)，并利用上标 I 表示由弹性假设得到的应变和原应变之和，则总应变计算得到的弹性增量为：

$$\begin{aligned}\sigma_1^I &= \sigma_1^O + \alpha_1 \Delta e_1 + \alpha_2 (\Delta e_2 + \Delta e_3) \\ \sigma_2^I &= \sigma_2^O + \alpha_1 \Delta e_2 + \alpha_2 (\Delta e_1 + \Delta e_3) \\ \sigma_3^I &= \sigma_3^O + \alpha_1 \Delta e_3 + \alpha_2 (\Delta e_1 + \Delta e_2)\end{aligned}\quad (3-20)$$

对于拉应力破坏的情况，流动法则为：

$$\Delta e_i^p = \lambda^l \frac{\partial g^l}{\partial \sigma_i}, (i=1,3) \quad (3-21)$$

这里  $\lambda^l$  是特定的参数，用式 (3-21) 的  $g^l$ ，通过偏微分后，此式变为：

$$\begin{aligned}\Delta e_1^p &= 0 \\ \Delta e_2^p &= 0 \\ \Delta e_3^p &= -\lambda^l\end{aligned}\quad (3-22)$$

重复上面的相似原理可以得到：

$$\begin{bmatrix} \sigma_1^N = \sigma_1^I + \lambda^l \alpha_2 \\ \sigma_2^N = \sigma_2^I + \lambda^l \alpha_2 \\ \sigma_3^N = \sigma_3^I + \lambda^l \alpha_1 \end{bmatrix} \quad (3-23)$$

其中：  $\lambda^l = \frac{f'(\sigma_3^I)}{\alpha_1}$

### 3.2.3 FLAC3D 程序的基本特点

FLAC3D 是二维的有限差分程序 FLAC2D 的扩展,能够进行土质、岩石和其它材料的三维结构受力特性模拟和塑性流动分析。调整三维网格中的多面体单元来拟合实际的结构。单元材料可采用线性或非线性本构模型,在外力作用下,当材料发生屈服流动后,网格能够相应发生变形和移动(大变形模式)。FLAC3D 采用的显式拉格朗日算法和混合-离散分区技术能够非常准确的模拟材料的塑性破坏和流动。

尽管 FLAC3D 的计算公式源于有限差分方法,但其计算结果与有限元方法的计算结果(对于常应变四面体)相同,而且与现行的数值方法相比有着明显的优点<sup>[43-44]</sup>。

(1) FLAC3D 计算中使用了“混合离散化”技术,更为精确和有效地模拟计算材料的塑性破坏和塑性流动。这种处理办法在力学上比常规有限元采用的“离散集成法”数值积分更为准确、合理。

(2) 全部使用动力运动方程,即使在模拟静态问题时也是如此。因此,它可以较好地模拟系统的力学不平衡到平衡的全过程,在模拟物理上的不稳定过程不存在数值上的障碍。

(3) 采用了一个“显式解”方案。因此,显式解方案对非线性的应力-应变关系的求解所花费的时间,几乎与线性本构关系相同,而隐式求解方案将会花费较长的时间求解非线性问题。而且它没有必要存储刚度矩阵,这就意味着采用中等容量的内存可以求解多单元结构;模拟大变形问题几乎并不比小变形问题多消耗更多的计算时间,因为没有任何刚度矩阵要被修改。

然而,FLAC3D 也存在明显的不足,这就是对复杂模型的建立仍然于分困难。尽管 FLAC 软件为用户提供了 12 种初始单元模型(primitive mesh),这些初始单元模型对于建立规整的三维工程地质体模型具有快速、方便的功效。同时,FLAC3D 也具备内嵌程序语言 Fish,可以通过该语言编写的命令来调整、构建特殊的计算模型,使之更符合工程实际。

但是,由于 FLAC3D 软件在建立计算模型时仍然采用键入数据/命令行文件方式,并且 Fish 语言具有其独特的源代码表达方式。因此,对于一般工程技术人员来说,在建立较复杂的地质体模型,如地形起伏大的峡谷区地质计算模型时,FLAC3D 程序操作起来比其它软件更加费力、耗时,这也是直接造成三维模拟计算周期长、难度大的主要原因。

### 3.2.4 FLAC3D 程序的应用

根据前述原理开发的三维快速拉格朗日分析程序 FLAC3D,具有强大的前后处理功能,能很好地模拟地质材料在达到强度极限或屈服极限时发生的破坏或塑性流动的力学行为,特别适用于分析渐进破坏和失稳以及模拟大变形问题。它包含了 10 种弹塑性材料本构模型,有静力、动力、蠕变、渗流、温度 5 种计算模式,各种模式间可以互相耦合,可以模拟多种结构形式,如岩体、土体或其他材料实体,梁、锚杆、桩、壳以及人工结构如支护、衬砌、锚索、岩栓、土工织物、摩擦桩、板桩、界面单元等,可以模拟复杂的岩土工程或力学问题。

具体来讲,FLAC 程序可用于下列岩土工程问题的研究<sup>[43-44]</sup>:①边坡稳定和基础设计中的承载能力及变形分析;②隧道、矿山巷道等地下工程的变形与破坏分析;③隧道等地下工程衬砌、岩石锚杆、锚索、土钉等支护结构的分析;④隧道及采矿工程中的动力作用与震动分析;⑤水工

结构中流体流动以及水-结构相互作用分析;⑥基础与大坝由于振动或变化的孔隙压力作用发生的液化现象分析;⑦地下高放射性废料储存库由于热作用产生的变形与稳定问题等。

### 3.3 本章小结

- (1) 简要地论述本文涉及的不同支护结构在数值模拟中实现方法;
- (2) 介绍 FLAC3D 数值模拟软件的原理、特点及其包含的本构模型;
- (3) 具体介绍了摩尔-库伦模型, 为过街地下通道的数值模拟提供了理论依据与准备。

## 第四章 银川市北京东路过街地下通道浅埋暗挖施工 数值模拟研究

隧道施工过程通常包括：在地层中挖出土石，形成符合设计轮廓尺寸的坑道；进行必要的初期支护和衬砌，以控制隧道围岩变形，保证隧道长期地安全使用<sup>[17]</sup>。在进行隧道施工时，必须充分的考虑隧道工程的特点，选择合理的施工方案，从而快速、优质、低价地建成隧道。在隧道设计中，合理地开挖方案是保证工程进度和质量的关键设计内容；设计中如何选择适当的施工工序是每位隧道设计者必须慎重面对的问题。本章采用数值分析软件 FLAC3D 对北京路×西桥巷地下通道采用中隔墙法和十字隔墙法两种施工方法围岩与支护结构的受力与变形进行分析，从而确定北京路×西桥巷地下通道的合理施工方法。

### 4.1 北京路×西桥巷人行地下通道工程概况

北京路×西桥巷地下通道位于银川市北京东路与西桥巷交叉路口东侧约 30m，场地内地势平坦。拟建场区为道路及两侧人行道，周围有较多的多层建筑。经实测各勘探点的高程在 1110.59~1110.70m 之间<sup>[46]</sup>。建筑物与探点布置图如图 4-1 所示，工程地质剖面图如图 4-2 所示。

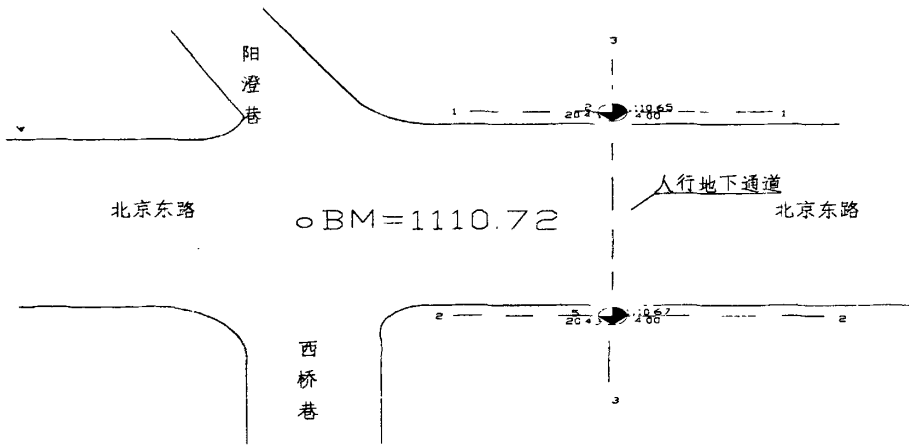


图 4-1 建筑物与探点布置图

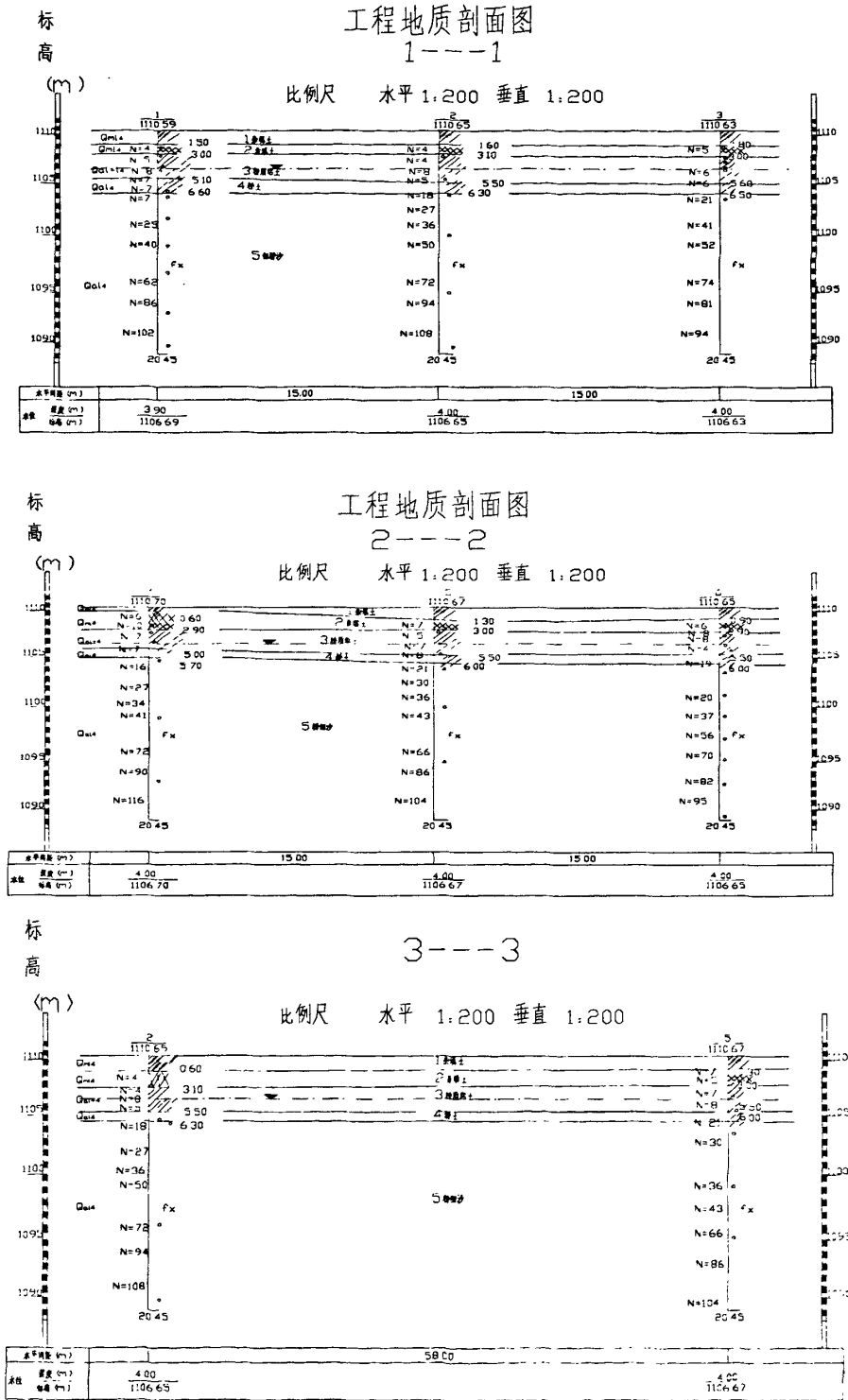


图 4-2 工程地质剖面图



### 4.1.1 工程地质条件

场地土层由上至下分为如下5层<sup>[46]</sup>:

(1) 杂填土层  $Q_4^{ml}$ : 杂色, 松散状。主要由砣块、砖块、碎石和炉渣等建筑、生活垃圾组成。该层在场区普遍分布, 厚度 0.6~1.8m, 平均厚度 1.28m。

(2) 素填土层  $Q_4^{ml}$ : 黄褐色, 稍湿, 稍密状。主要由粘性土和粉土组成, 局部地段含少量杂质, 该层上部 1.0m 左右土层堆填时间较短, 约 5 年, 下部为堆填时间超过 10 年的老填土。该层在场区普遍分布, 厚度 1.2~2.3m, 平均厚度 1.70m。

(3) 粉质粘土层(亚粘土)  $Q_4^{al+1}$ : 黄褐色-褐红色, 可塑状。主要呈中等压缩性, 光泽反映为光滑, 中等-高干强度, 中等-高韧性。该层在场区普遍分布, 厚度 2.1~2.6m, 平均厚度 2.38m。

(4) 粉土层(亚粘土)  $Q_4^{al}$ : 黄褐色, 饱和, 稍密状。摇震反应中等, 无光泽反应, 低干强度, 低韧性。该层在场区普遍分布, 厚度 0.5~1.5m, 平均厚度: 0.82m。

(5) 粉细沙层  $Q_4^{al}$ : 该层以细砂为主, 粉砂次之。黄褐-褐灰色, 饱和, 中等-密实状。其矿物成分主要为长石、石英、云母等。该层在场区普遍分布, 钻探 20.45 深度为见底, 由区域地质资料, 该层为巨厚层状。

### 4.1.2 岩土参数的分析和选用

根据岩土参数的可靠性及适用性要求, 综合分析本次工程的取样及原位测试结果确定, 以扰动样作为评价指标, 用以评价岩土的性质, 作为划分地层鉴定类别的主要依据; 以原位测试(标准贯入试验)为计算指标, 用以预测岩土体的力学行为及变化趋势。试验所得数据见表 4-1~表 4-3<sup>[46]</sup>。

表 4-1 各土层标准贯入试验指标

标准贯入试验(校正值)								
层号及土名	样本数	范围值	平均值	标准差	变异系数	统计修正系数	标准值	承载力值 $[\sigma_0]$ kPa
素填土	7	4.0~8.0	5.7	1.6	0.28	0.947	5.4	110
粉质粘土	14	3.8~7.7	5.9	1.4	0.24	0.898	5.3	150
粉土	2	6.2~6.4	6.3	—	—	—	—	150
粉细砂	11	14.2~26.1	19.7	4.9	0.25	0.914	18.0	200
	29	29.5~81.2	16.8	15	0.32	0.875	11.0	300

表 4-2 主要受力土层部分物理力学性质指标实测值

土层	物理力学指标	样本数	范围值	平均值	标准差	变异系数
粉质粘土	含水量(%)	7	22.5~24.3	23.4	2.3	0.10
	天然密度( $g/m^3$ )	7	1.74~1.92	1.84	0.20	0.11
	比重	7	2.72	2.72	—	—
	孔隙比 $e$	7	0.752~0.928	0.828	0.09	0.11
	液性指数(76g 锥)	7	0.26~0.52	0.36	0.04	0.12
	压缩系数 $\alpha_{100-200}$ (MPa)	7	0.11~0.60	0.32	0.05	0.15
	压缩模量 $E_{100-200}$ (MPa)	5	3.1~7.3	5.06	0.81	0.16
	粘聚力(KPa)	7	19.0~31.0	24.4	4.4	0.18
	内摩擦角( $^\circ$ )	7	11.5~19.5	16.1	2.3	0.14

表 4-3 各主要土层部分物理力学性质指标经验值

层号及土名	容重 $\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	比重 $d_s$	含水量 W	压缩模量 $E_s$ MPa	粘聚力 $c$ kPa	内摩擦角 $\phi^\circ$	渗透系数 $K$ cm/s
素填土	19.0	2.72	20.0	1~5	18~20	16~18	$3.1 \times 10^{-5}$
粉质粘土	20.8	2.72	23.0	5~6	20~22	20~22	$1.2 \times 10^{-5}$
粉土	19.7	2.72	23.0	6~7	7~9	23~25	$4.0 \times 10^{-5}$
粉 细 砂	1102.0 米以上	19.9	2.68	26.0	15~17	0	$2.9 \times 10^{-5}$
	1102.0 米以下	22.0	2.70	24.0	27~29	0	$2.7 \times 10^{-5}$

注：(1) 表格中粘性土压缩模量  $E_s$ (MPa)根据银川地区勘察经验，引用冶金部武汉勘察公司的关系公式粘性土  $N_{(e)}=0.74+1.12N_{(e)}$

(2) 砂性土依据公式  $E_s=0.49N+7.1$

(3) 以上  $N$  均表示“表”中各土层标贯试验锤击标准值。

### 4.1.3 水文地质条件

地下水类型属潜水。水位量测稳定水位埋深 3.9~4.0m，水位平均标高 1106.70m 左右。地下水位动态主要受唐徕渠灌水影响，成季节性变化。水位变化幅度 0.5~1.0m。

## 4.2 土样强度指标室内试验

### 4.2.1 试样的选取与制作

为了研究地下通道所处地层岩土的物理力学性质，本人在基坑开挖过程中分别在埋深 1 米和 3 米处取土样。试样在现场挖成 200mm×200mm×200mm 的立方体，取样时尽量减少对土样的扰动。在试样上标明上下方向，并用塑料纸和胶带包好套封，运回实验室。运输时土样底面垫以柔软材料，以减小运输扰动。土样取回后，剥去塑料纸和胶带，检查土样结构，看是否扰动或土样质量是否符合试验要求，若土样保持完好，按照试验规程要求利用环刀和削土刀制成试样。

### 4.2.2 土的强度指标试验

(1) 实验地点：宁夏大学土木与水利工程学院实验中心直剪试验室。

(2) 实验仪器：实验仪器采用，应变式直剪仪。

(3) 实验方案：

在地下通道开挖时，现场防水措施以排为主。土力学室内试验方案采用固结快剪试验。每组取四块试样，分别在 100kPa、200kPa、300kPa、400kPa 的法向压力下固结，剪切时，剪切速率取 0.8mm/min，使试样在 3~5min 内剪坏，测计测力计读数，直至测力计出现峰值，继续剪切至位移达 4mm 时停机，记下破坏值，如果测力计读数无峰值，则剪切至位移达 6mm。

(4) 资料整理：资料整理按公式： $\tau = c + R$

式中： $\tau$ —所受剪力， $kPa$

$R$ —测力计读数， $0.01m$

(5) 实验结果：

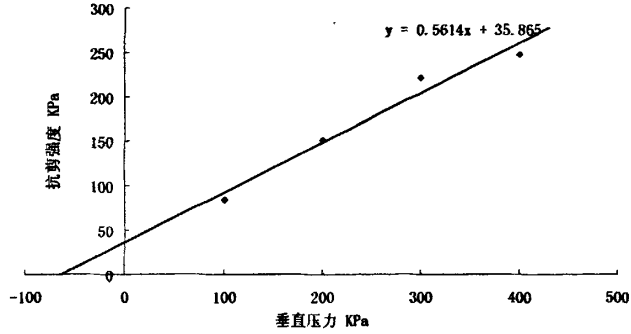


图 4-3 1 米处土体抗剪强度与垂直压力关系图

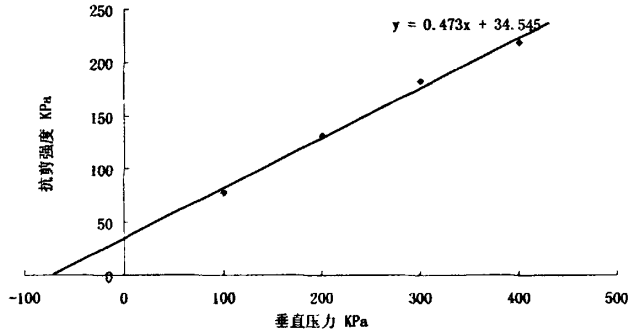


图 4-4 3 米处土体抗剪强度与垂直压力关系图

则由图 4-3 和图 4-4 可以得到：

1 米处的土体凝聚力  $c = 36kPa$ ，内摩擦角  $\phi = 29^\circ$ ；3 米处的土体凝聚力  $c = 35kPa$ ，内摩擦角  $\phi = 25.3^\circ$ 。1 米处的土体属于北京路修路过程中的夯实路基，所以其强度指标大于 3 米处的土体的强度指标。

虽然直剪试验由于仪器简单，操作方便，在工程实践中仍广泛应用，但是直剪试验也有试件内应力状态复杂，应变分布不均匀；不能控制排水条件等缺点。由于实验室三轴试验仪故障，而直剪仪设备陈旧，只适用于本科生教学工作，所以测出的土的强度指标与《银川市北京路×西桥巷人行地下通道岩土工程勘察报告》所给的参考值有较大差别，因此在数值模拟时，采用的强度指标主要参考地质勘察报告和有关文献。

### 4.3 数值模型的建立

#### 4.3.1 数值计算基本假定：

(1) 围岩为各向同性材料；

(2) 地下通道属浅埋状态，岩体的初始应力仅考虑自重应力，不考虑构造应力；

(3) 由于不能较好的模拟围岩注浆效果，故在考虑对围岩加固的时候，把管棚超前支护和小导管注浆合并简化为一个围岩加固圈，通过提高加固圈的围岩参数考虑加固围岩；加固圈范围依据小导管长度和注浆范围进行考虑；

(4) 由于地下通道二次衬砌是在围岩基本稳定后再进行浇筑的，所以在模拟的过程中不考虑二次衬砌的影响。

#### 4.3.2 计算模型和参数

(1) 计算范围：根据圣维南定理，考虑到尺寸效应引起的计算误差，以通道中心线与底板交点为基点左右边界各为 3.5 倍暗挖结构宽度，下边界为 3 倍暗挖结构高，上边界到地表。最后确定为从通道中心左右各取 26m，下边界 18m 沿隧轴向取 12m，整个模型长 12m，宽 52m，高 24m，整体建模网格划分图如图 4-5 所示。垂直向上为 Z 轴方向，沿隧道轴向为 Y 轴方向，水平方向为 X 方向。模型共划分了 225344 个单元，27251 个节点。

(2) 边界条件：隧道的计算荷载边界条件即初始地应力和约束边界条件见图 4-6 所示。

(3) 本构模型：摩尔库伦模型。

(4) 材料参数：文献[32]对于管棚注浆加固作用与超前小导管加固采用提高相应土层  $c$ 、 $\phi$  值两倍来考虑。文献[17]对于围岩加固区域的材料参数采取对应围岩  $E$ 、 $c$ 、 $\phi$  值的 150%。围岩参数参考《银川市北京路×西桥巷人行地下通道岩土工程勘察报告》。小导管和大管棚共同加固区采用提高相应围岩  $E$ 、 $c$ 、 $\phi$  值 2.5 倍。计算采用围岩材料参数如表 4-4 所示；支护结构参数如表 4-5 所示。

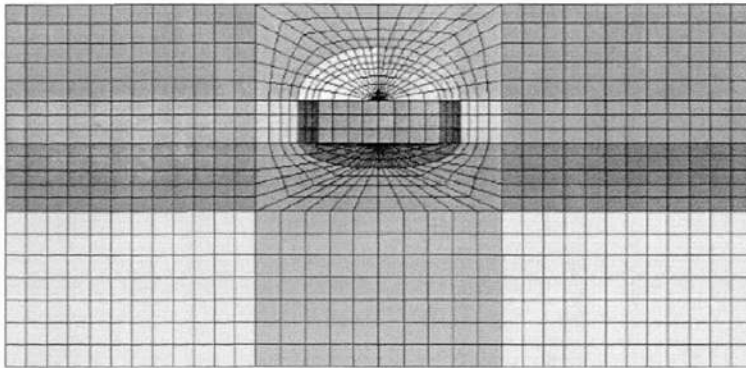


图 4-5 计算模型网格图

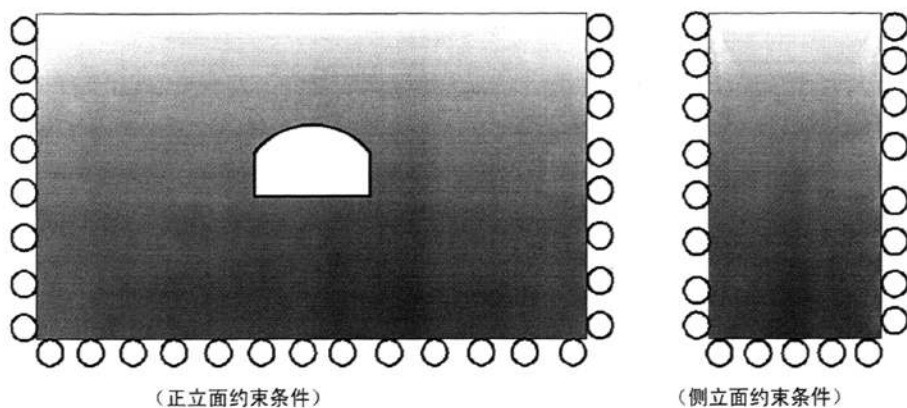


图 4-6 地下通道道边界约束条件

表 4-4 围岩物理力学参数表

层序	土层名称	层厚 m	湿重度 $\rho$ kN/m <sup>3</sup>	压缩模量 $E_s$ MPa	泊松比 $\mu$ —	粘聚力 C kPa	内摩擦角 $\varphi$ °
①	杂填土	1.3m	24	5	0.3	10	20
②	素填土	1.7m	19.0	4.5	0.3	19	17
③	粉质粘土	2.4m	20.8	5.5	0.4	21	21
④	粉土层	0.8m	19.9	6.5	0.45	8	24
⑤	粉细沙层	2.5m	22.0	15.5	0.45	0	35
		14.3m	22.0	28	0.45	0	37

表 4-5 支护机构物理力学参数表

	密度 $\rho$ kg/m <sup>3</sup>	弹性模量 $E_s$ GPa	泊松比 $\nu$ —	粘聚力 C kPa	内摩擦角 $\varphi$ °
C25 初喷混凝土	2300	26.2	0.25	—	—
二衬 C30 混凝土	2500	32.0	0.25	—	—
管棚+小导管注浆加固区	2200	0.0138	0.23	34	34

### 4.3.3 控制截面和控制关键点

- (1) 取  $Y=2\text{m}$  为控制截面；
- (2) 地表控制点：分别在通道中心线、拱肩、边墙及离开边墙 2m 所对应的地表取控制点 1#、2#、3#、4#、5#、6#、7#，如图 4-7 所示；
- (3) 水平控制点：取拱趾、边墙角点为控制点 2#、6#、9#、10#。如图 4-7 所示。

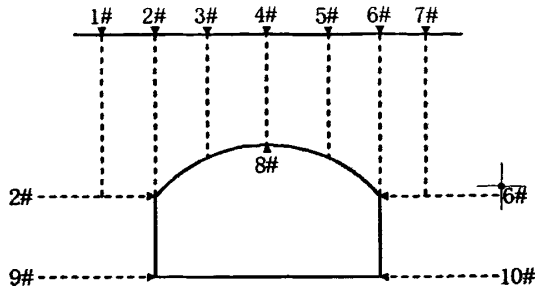


图 4-7 控制点示意图

#### 4.3.4 CD 法和 CRD 法施工的数值模拟过程

第一步：建立计算模型并划分网格。

第二步：施加位移边界条件，进行自重应力场模拟分析。

第三步：对于要开挖范围的超前支护，采用加固圈加固处理。

第四步：开挖土体并计算。

第五步：施加初期支护和临时支撑并计算。

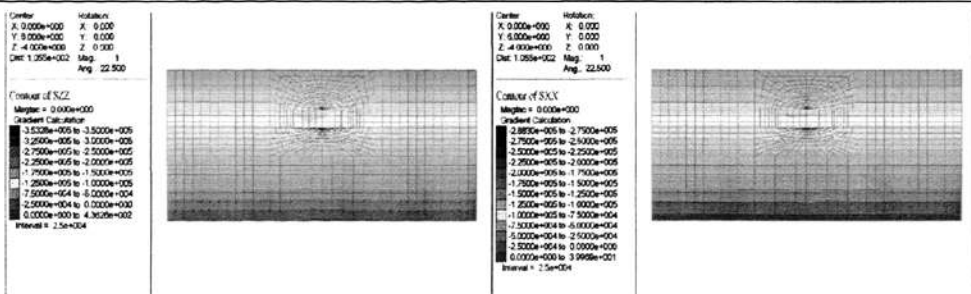
⋮  
⋮  
⋮  
⋮  
⋮

最后一步：拆除临时支撑，计算。

### 4.4 中隔墙法施工过程的数值模拟分析

#### 4.4.1 围岩应力分析

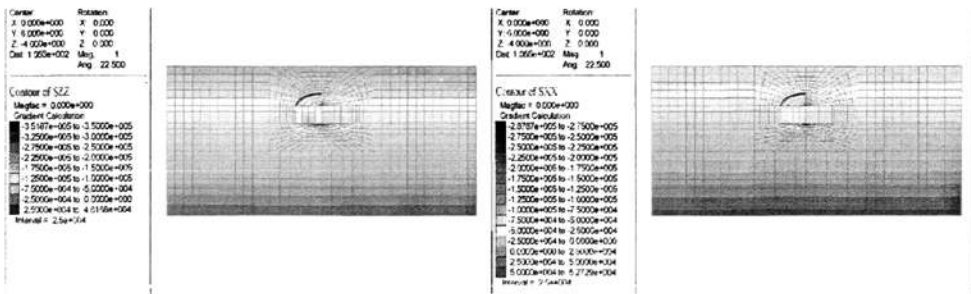
按照开挖方案，得到了地下通道中隔墙法施工过程中各个施工阶段的应力图。由于围岩的各项力学指标较低，且地下通道属于浅埋隧道，计算中初始围岩应力主要考虑的是围岩的自重。应力分布主要以竖向应力为主。因此，通过分析地下通道开挖过程中围岩的竖向和水平向应力的变化及分布规律来研究地下通道施工对围岩的影响。图 4-8~图 4-16 为中隔墙法右上台阶开始开挖、右下台阶开始开挖、左上台阶开始开挖，左下台阶开始开挖，右上台阶开挖结束、右下台阶开挖结束、左上台阶开挖结束、左下台阶开挖结束、临时支撑拆除等 9 个关键步骤地下通道围岩及支护结构竖向应力的变化情况。



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

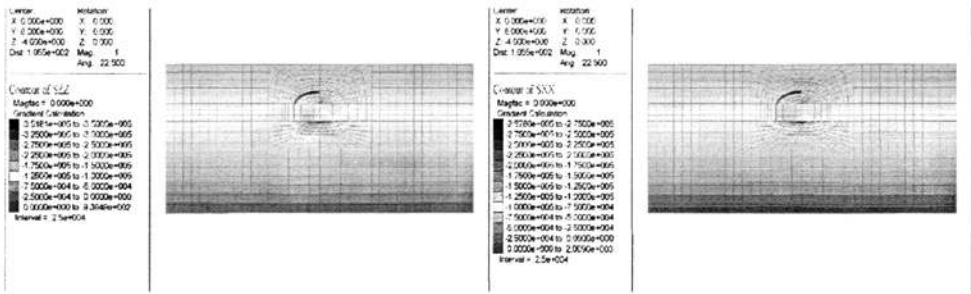
图 4-8 左上台阶开挖后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

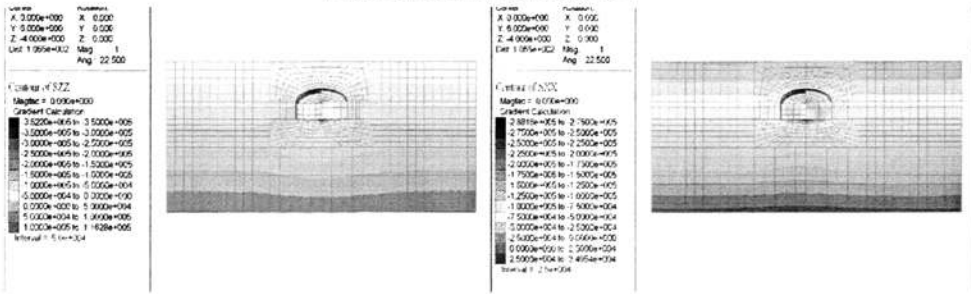
图 4-9 左下台阶开挖后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

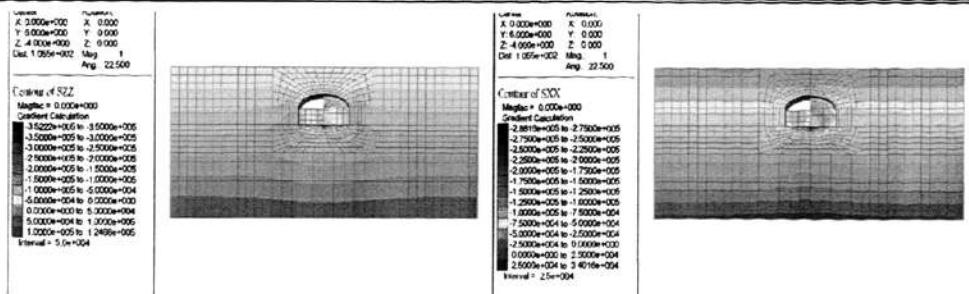
图 4-10 右上台阶开挖后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

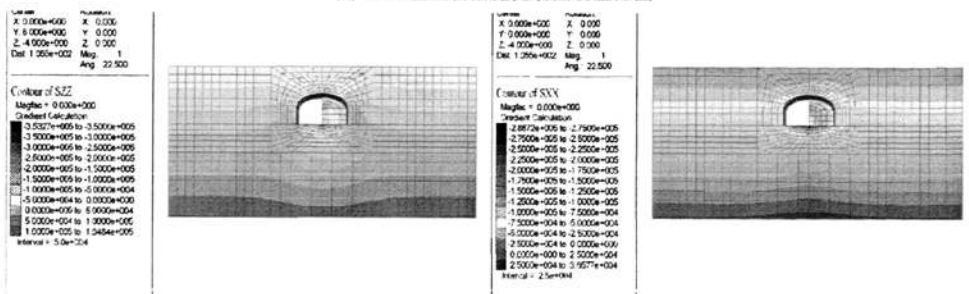
图 4-11 右下台阶开挖后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

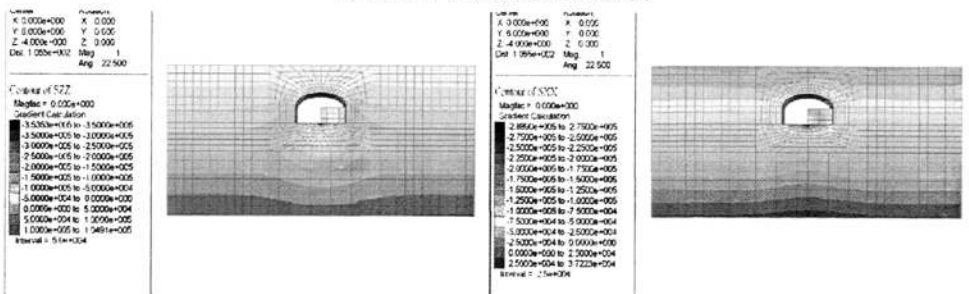
图 4-12 左上台阶挖完后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

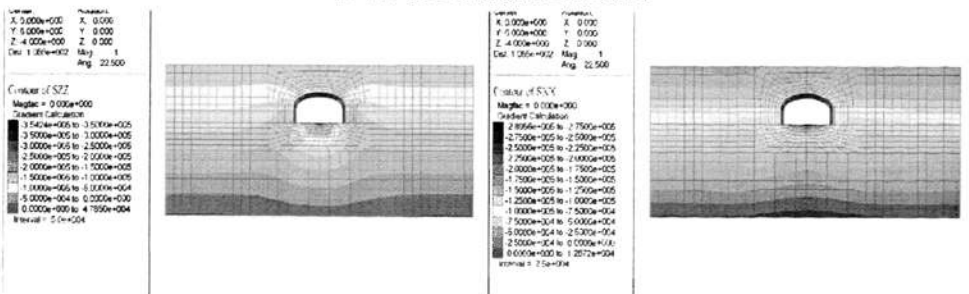
图 4-13 左下台阶挖完后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

图 4-14 右上台阶挖完后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

图 4-15 右下台阶挖完后围岩应力图



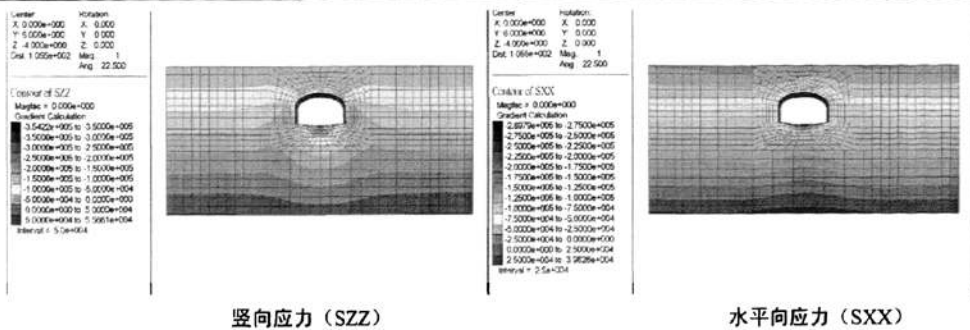


图 4-16 中隔墙拆除后围岩应力图

从图 4-8 到~图 4-16 可以看出:

(1) 左上台阶开始开挖后, 竖向应力和水平应力分布还基本保持对称, 与自重应力下应力值相差不大。竖向应力和水平应力在为开挖的左下台阶有较明显的应力释放。

(2) 左下台阶开始开挖后, 竖向应力和水平应力分布还基本保持对称, 底板位置的竖向应力和水平应力有较明显释放。左上台阶拱顶所受竖向应力增大, 为 75kPa。左上台阶拱脚所收水平应力增大, 为 100kPa。直边墙竖向应力和水平应力增大。

(3) 右上台阶开始开挖后, 尚未开挖的右下台阶竖向应力有较明显的释放, 左侧拱趾和右侧拱趾的水平应力减小。

(4) 右下台阶开始开挖后, 拱顶部位围岩的竖向应力大约为 200kPa; 底板附近围岩出现应力释放。

(5) 左上台阶挖通后, 拱顶部位围岩的竖向应力大约为 200kPa; 左侧直边墙部位围岩的竖向应力最大值为 250kPa。拱肩部位的水平应力在出现应力集中, 最大值约为 175kPa。

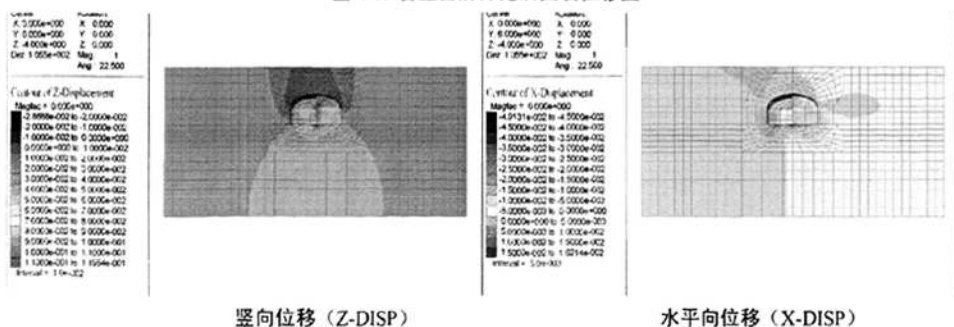
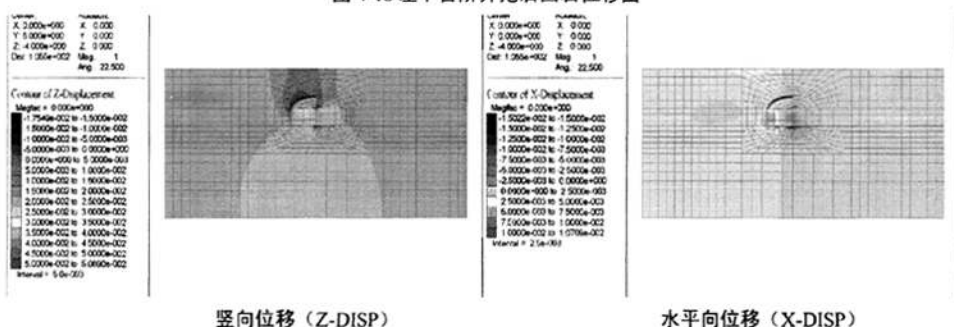
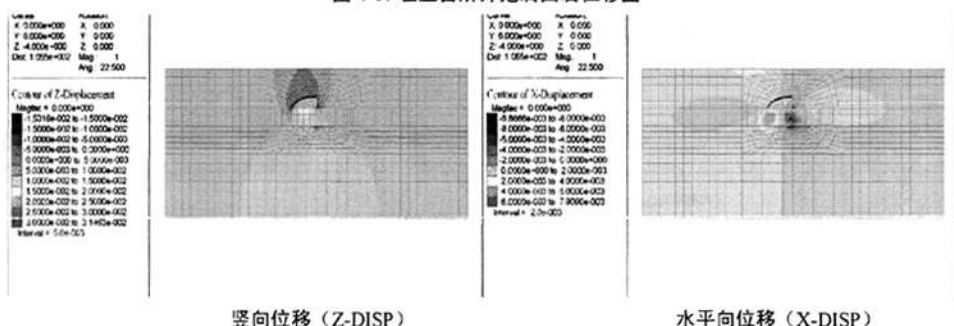
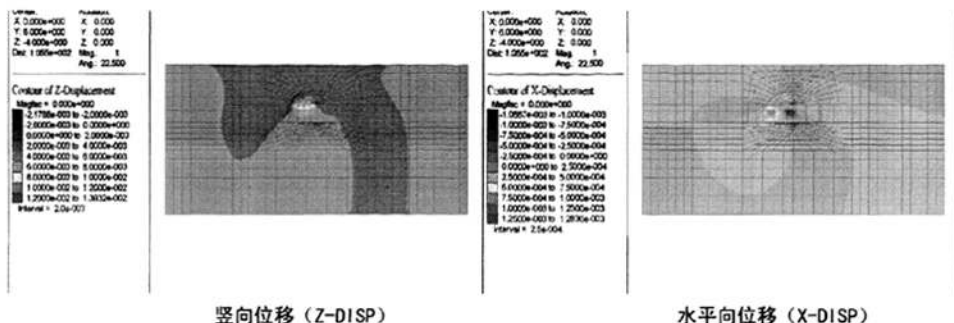
(6) 左下台阶挖通后, 拱顶部位围岩的竖向应力大约为 200kPa; 左侧直边墙部位围岩的竖向应力 250kPa。拱肩部位的水平应力出现应力集中, 最大值约为 200kPa。

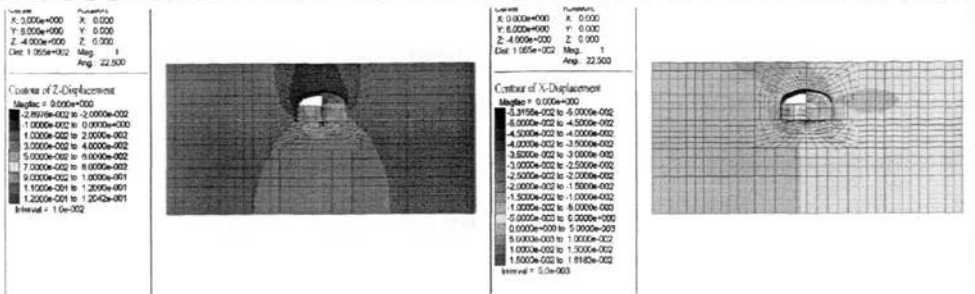
(7) 右上台阶挖通后, 拱顶部位围岩的竖向应力大约为 200kPa; 左侧直边墙部位围岩的竖向应力 250kPa。拱肩部位的水平应力出现应力集中, 最大值约为 200kPa。

(8) 右下台阶挖通后, 竖向应力和水平向应力分布基本对称, 拱顶部围岩的竖向应力出现应力集中, 大约为 100kPa, 拱肩部位竖向也出现应力集中, 大约为 100kPa, 直边墙部位的围岩应力为 250kPa; 拱肩部位的水平应力出现应力集中, 大约为 100kPa。

(9) 临时支撑拆除后, 竖向应力和水平向应力分布基本对称, 拱顶部围岩的竖向应力出现应力集中, 大约为 100kPa, 拱肩部位竖向也出现应力集中, 大约为 100kPa, 直边墙部位的围岩竖向应力为 250kPa; 拱肩部位的水平应力出现应力集中, 大约为 175kPa。

## 4.4.2 围岩变形分析

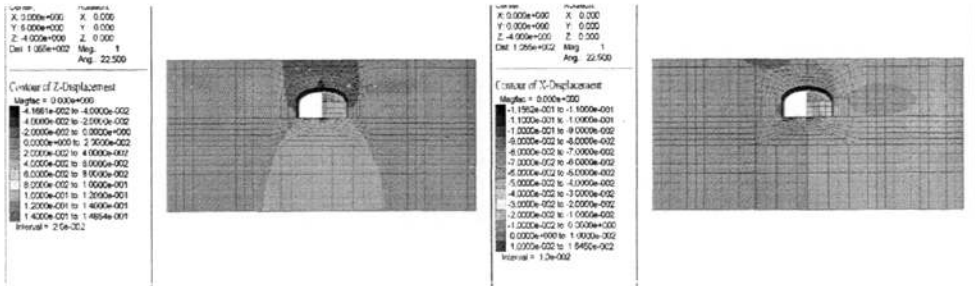




竖向位移 (Z-DISP)

水平向位移 (X-DISP)

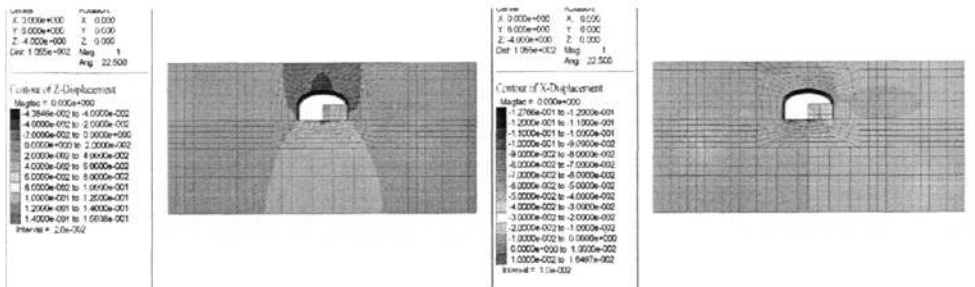
图 4-21 左上台阶挖完后围岩位移图



竖向位移 (Z-DISP)

水平向位移 (X-DISP)

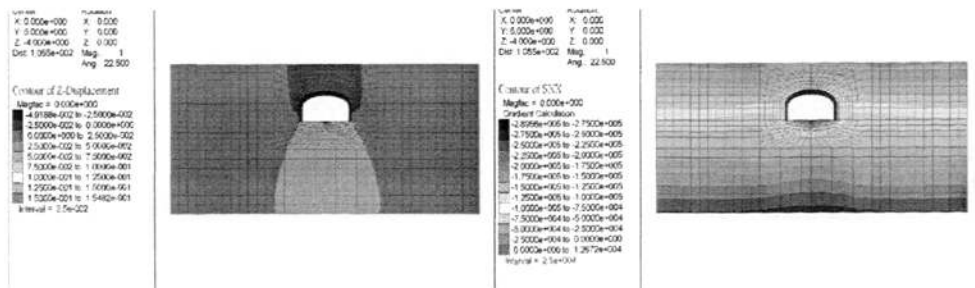
图 4-22 左下台阶挖完后围岩位移图



竖向位移 (Z-DISP)

水平向位移 (X-DISP)

图 4-23 右上台阶挖完后围岩位移图



竖向位移 (Z-DISP)

水平向位移 (X-DISP)

图 4-24 右下台阶挖完后围岩位移图

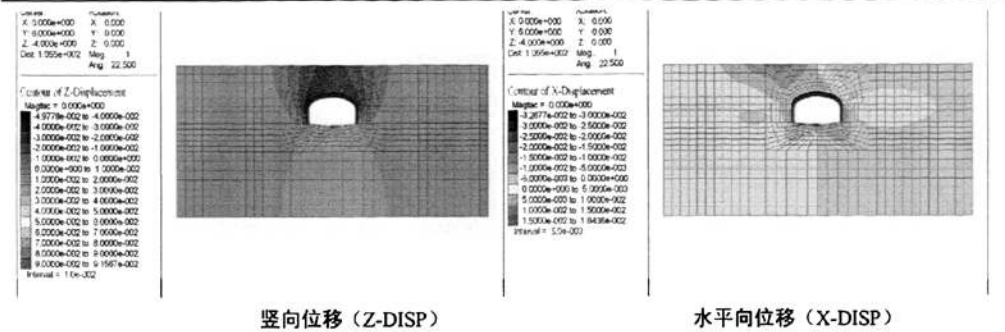


图 4-25 临时支撑拆除后围岩位移图

图 4-17~图 4-25 为中隔墙法施工过程中各工序下围岩及支护结构位移分析图。从图 4-17~图 4-25 可以看出:

(1) 左上台阶开始开挖后, 上部拱的左侧拱肩部位的竖向位移增大明显, 尚未开挖的左下台阶出现向上的竖向变形; 尚未开挖左下台阶也出现向通道内部收敛的水平位移;

(2) 左下台阶开挖后, 围岩位移场分布已经有较大变化, 在左上台阶的上侧及左上侧围岩竖向位移较大, 约为 15mm 左右; 左侧的拱顶附近围岩和未开挖的右侧围岩都有向左的水平位移, 约为 4mm; 尚未开挖的左下台阶向通道内部收敛的水平位移继续增大。

(3) 右上台阶开始开挖时, 左上台阶上侧宽度大约一倍通道宽范围内的围岩竖向位移较为明显, 其中左侧拱肩部位最大, 约为 17.5mm; 未开挖左下台阶向通道内部收敛的水平位移继续增大。

(4) 右下台阶开始开挖时, 地下通道上侧宽度约为两倍通道宽范围内的围岩竖向位移较大, 最大值约为 28.7mm, 发生在拱顶位置; 通道左侧直边墙附近围岩水平位移指向洞内, 最大值约为 15mm; 通道右侧拱趾右侧部分围岩出现指向洞外的水平位移, 大约为 5mm; 拱顶水平位移向右约为 5mm。

(5) 左上台阶挖完后, 地下通道上侧宽度约为两倍通道宽范围内的围岩竖向位移较大, 最大值约为 29mm, 发生在拱顶位置; 通道底板位置位移向上约为 5mm; 通道左侧直边墙附近围岩水平位移指向洞内, 最大值约为 16mm; 通道右侧拱趾右侧部分围岩出现指向洞外的水平位移, 大约为 5mm; 拱顶水平位移向右约为 5mm。

(6) 左下台阶挖通后, 竖向位移基本对称, 拱顶位移最大, 约为 41mm; 通道左侧出现向右的位移, 最大值为 10mm, 右侧未开挖土体出现向左的位移, 最大值约为 20mm。

(7) 右上台阶挖通后, 竖向位移基本对称, 拱顶位移最大, 约为 44mm; 拱顶上方通道宽度范围内围岩竖向位移都大于 20mm。底板部位围岩位移向上, 最大值约为 20mm, 右下台阶未开挖土体位移向上约为 20mm, 通道左侧出现向右的位移, 最大值为 10mm。

(8) 右下台阶挖通后, 竖向位移基本对称, 拱顶位移约为 49mm; 拱顶上方通道宽度范围内围岩竖向位移都大于 40mm。底板部位围岩位移向上, 最大值约为 20mm, 左右两侧直边墙均发生指向通道内的水平向位移, 最大值约为 22mm

(9) 临时支撑拆除后, 竖向位移基本对称, 拱顶位移大约为 50mm, 拱顶上方 2 倍通道宽度范围内围岩竖向位移都大于 30mm。底板部位围岩竖直向上, 最大值约为 50mm, 左右两侧直边墙均发生指向通道内水平位移, 最大值约为 20mm。

### 4.4.3 控制点计算结果分析

#### (1) 地表观测点沉降分析

由图 4-26 可以看出,在中隔墙法的施工过程中,地表监测点竖向位移随开挖过程逐渐增大。由于先开挖左侧围岩的原因,左侧地表监测点的竖向位移大于右侧地表监测点的竖向位移。随着开挖进行,左下台阶挖完后,随着开挖进行拱顶对应的地表监测点的竖向位移大于其他监测点,开挖结束后,拱顶对应的地表监测点位移最大,约为 35.6mm。

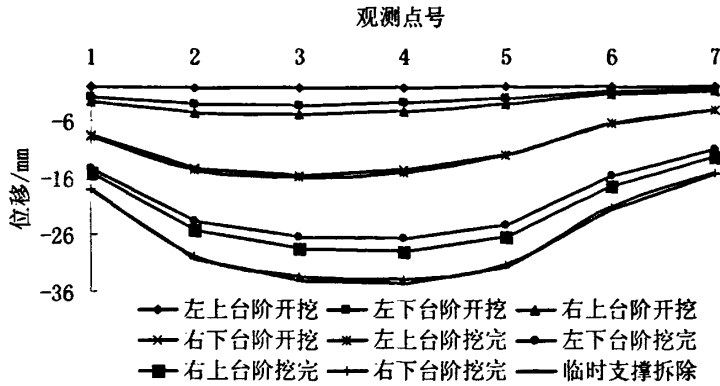


图 4-26 不同工序下地表监测点沉降图(中隔墙法)

#### (2) 拱顶沉降

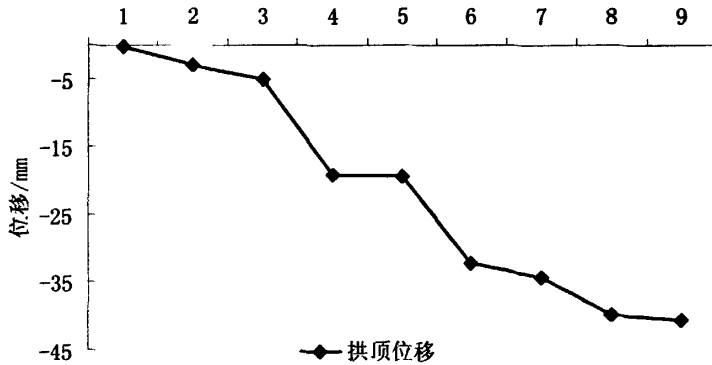


图 4-27 拱顶沉降随工序变化图(中隔墙法)

由图 4-27 可以看出拱顶的竖向位移随开挖过程逐渐增大。施工结束后,监测断面的拱顶最大位移为 40.48mm。左上台阶开挖后,拱顶位移为 0.12mm;左下台阶开挖后,拱顶的位移为 2.85mm;右上台阶开挖后,拱顶位移为 5.13mm;右下台阶开挖后,拱顶的位移为 19.05mm;左上台阶挖完后,拱顶位移为 19.35mm;左下台阶挖完后,拱顶的位移为 32.10mm;右上台阶挖完后,拱顶的位移为 34.35mm;右下台阶挖完后,拱顶的位移为 39.82mm;临时支撑拆除后,拱顶的位移为 40.48mm。

#### (3) 水平收敛位移

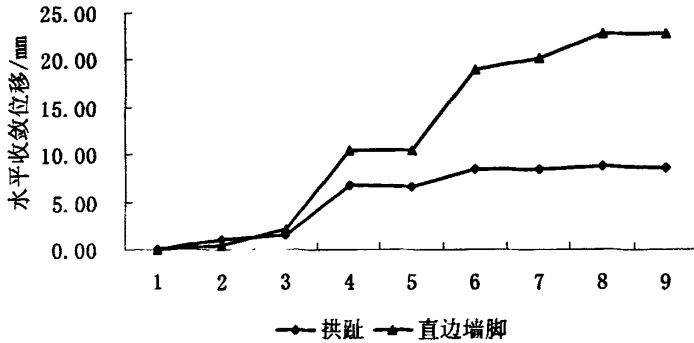


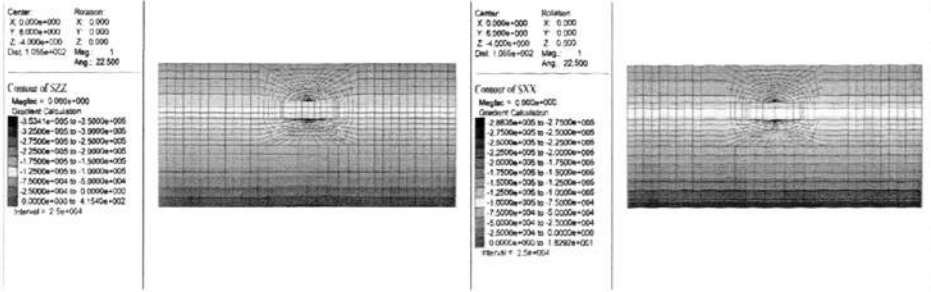
图 4-28 水平收敛位移随工序变化图（中隔墙法）

由图 4-28 可以看出：拱趾和直边墙脚的水平收敛位移随开挖过程逐步增加，且拱趾和直边墙脚的水平收敛位移方向指向通道洞内方向。左上台阶开挖后，拱趾的水平收敛位移为 0.07mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 0.03mm；左下台阶开挖后，拱趾的水平收敛位移为 1.07mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 0.50mm；右上台阶开挖后，拱趾的水平收敛位移为 1.49mm；左右直边墙脚的水平收敛位移为 2.09mm；右下台阶开挖后，拱趾的水平收敛位移为 6.74mm；左右直边墙脚的水平收敛位移为 10.52mm；左上台阶挖完后，拱趾的水平收敛位移为 6.68mm；左右直边墙脚的水平收敛位移为 10.53mm；左下台阶挖完后，拱趾的水平收敛位移为 8.43mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 18.97mm；右上台阶挖完后，拱趾的水平收敛位移为 8.45mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 20.20mm；右下台阶挖完后，拱趾的水平收敛位移为 8.79mm；左右直边墙脚的水平收敛位移为 22.80mm；临时支撑拆除后，拱趾的水平收敛位移为 8.65mm；左右直边墙脚的水平收敛位移为 22.80mm。

## 4.5 十字隔墙法（CRD）施工过程的数值模拟分析

### 4.5.1 围岩应力分析

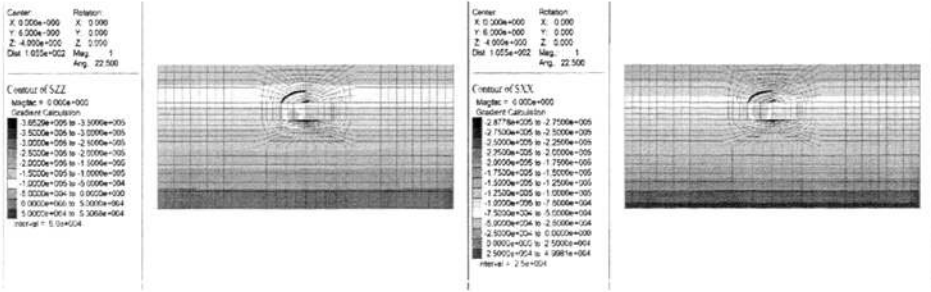
按照开挖方案，得到了地下通道十字隔墙法施工过程中各个施工阶段的应力图。由于围岩的各项力学指标较低，且地下通道属于浅埋隧道，计算中初始围岩应力主要考虑的是围岩的自重。应力分布主要以竖向应力为主。因此，通过分析地下通道开挖过程中围岩的竖向和水平向应力的变化及分布规律来研究地下通道施工对围岩的影响。图 4-29~图 4-37 为十字隔墙法右上台阶开始开挖、右下台阶开始开挖、左上台阶开始开挖，左下台阶开始开挖，右上台阶开挖结束、右下台阶开挖结束、左上台阶开挖结束、左下台阶开挖结束、临时支撑拆除等 9 个关键步骤地下通道围岩及支护结构竖向应力的变化情况。



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

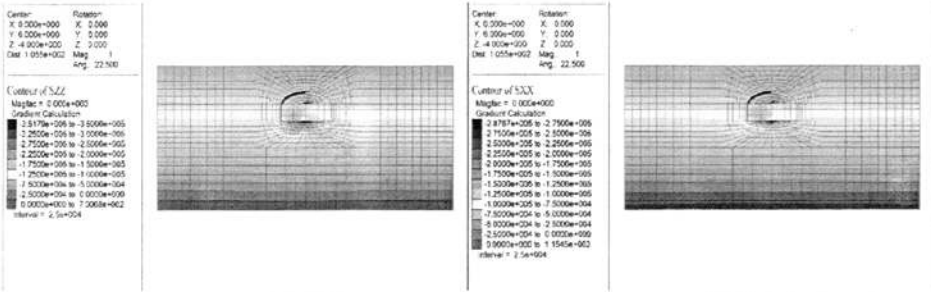
图 4-29 左上台阶开挖后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

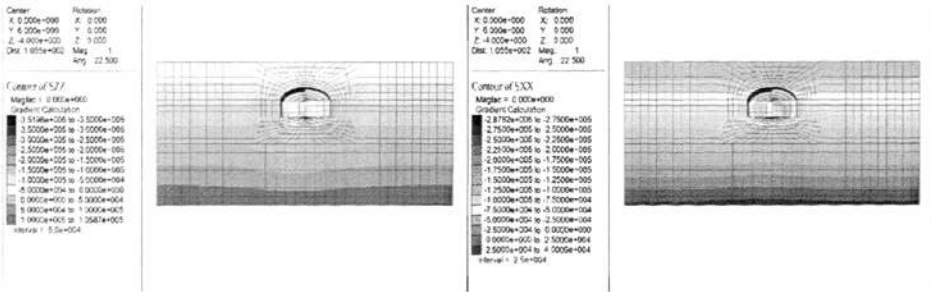
图 4-30 左下台阶开挖后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

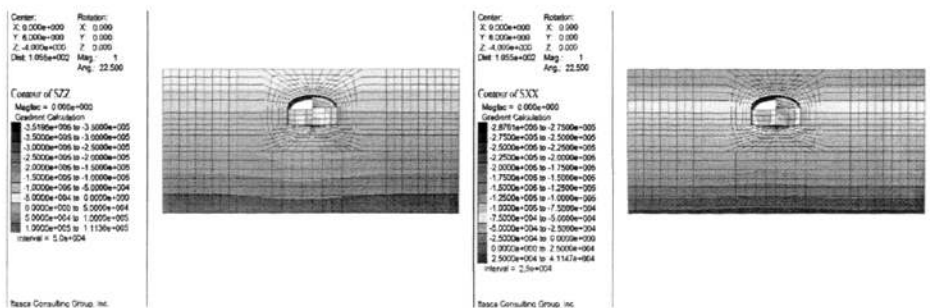
图 4-31 右上台阶开挖后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

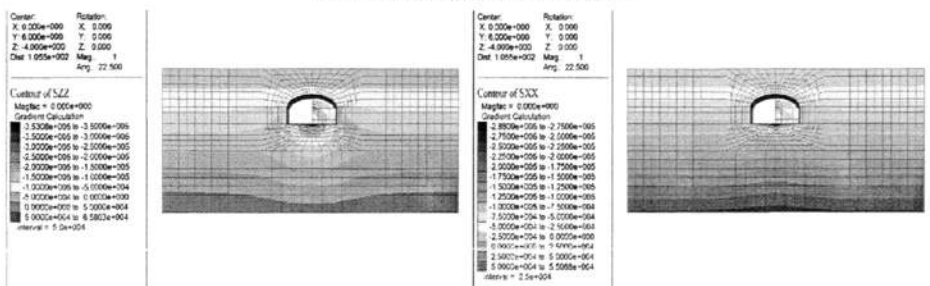
图 4-32 右下台阶开挖后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

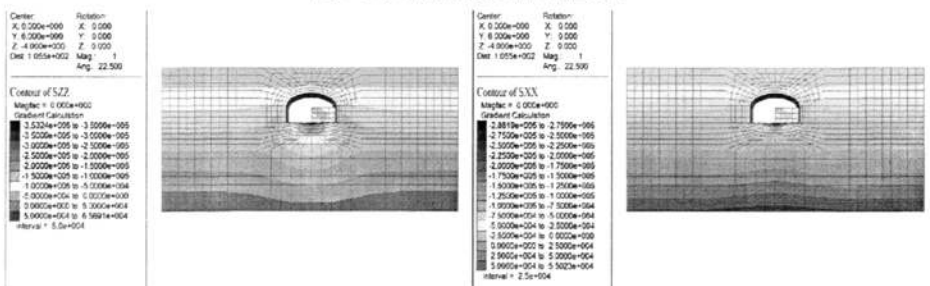
图 4-33 左上台阶挖完后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

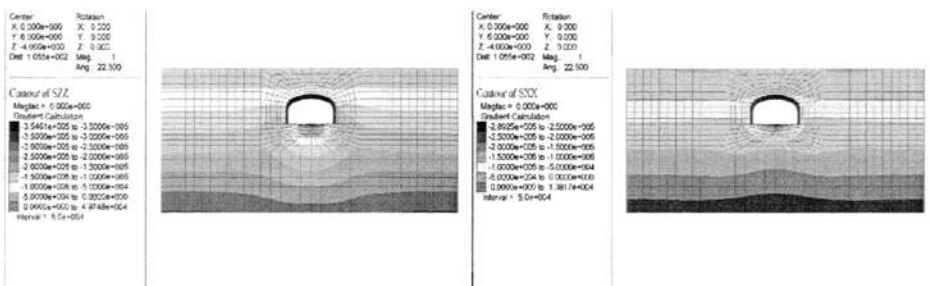
图 4-34 左下台阶挖完后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

图 4-35 右上台阶挖完后围岩应力图



竖向应力 (SZZ)

水平向应力 (SXX)

图 4-36 右下台阶挖完后围岩应力图



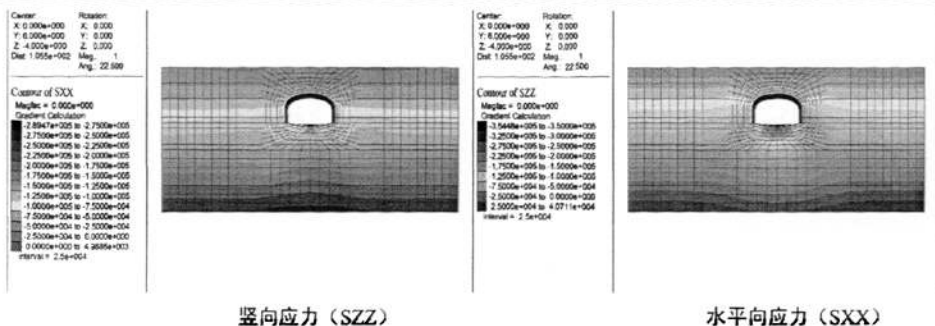


图 4-37 临时支撑拆除后围岩应力图

从图 4-29~图 4-37 可以看出:

(1) 左上台阶开始开挖后, 竖向应力和水平应力分布还基本保持对称, 与自重应力下应力值相差不大。左上台阶内未开挖土体竖向应力和水平向应力明显增大。

(2) 左下台阶开始开挖后, 竖向应力和水平应力分布还基本保持对称, 拱顶部位的竖向应力最大值为 100kPa, 未开挖的左下台阶和底板部位出现竖向应力释放; 水平应力在左上台阶内未开挖土体明显较大。

(3) 右上台阶开始开挖后, 尚未开挖的右上台阶内土体竖向应力有较明显增大。

(4) 右下台阶开始开挖后, 拱顶部位围岩的竖向应力大约为 150kPa; 两侧直边墙的竖向应力最大值为 250kPa。

(5) 左上台阶挖通后, 拱顶部位围岩的竖向应力大约为 150kPa; 左侧直边墙部位围岩的竖向应力最大值为 250kPa。拱肩部位的水平应力在出现应力集中, 最大值约为 175kPa。

(6) 左下台阶挖通后, 拱顶部位围岩的竖向应力大约为 100kPa; 左右直边墙部位围岩的竖向应力 200kPa, 底板处竖向应力出现释放; 拱肩部位的水平应力出现应力集中, 最大值约为 125kPa。

(7) 右上台阶挖通后, 拱顶部位围岩的竖向应力大约为 100kPa; 左右直边墙部位围岩的竖向应力 200kPa。底板处竖向应力出现释放, 右下台阶未开挖土体竖向应力出现释放; 拱肩部位的水平应力出现应力集中, 最大值约为 100kPa。

(8) 右下台阶挖通后, 竖向应力和水平向应力分布基本对称, 拱顶部围岩的竖向应力大约为 100kPa, 拱肩部位竖向也大约为 100kPa, 左右直边墙部位的围岩应力为 200kPa; 左右边墙部的竖向应力为 250kPa, 拱肩部位的水平应力出现应力集中, 大约为 100kPa。

(9) 临时支撑拆除后, 竖向应力和水平向应力分布基本对称, 拱顶部围岩的竖向应力出现应力集中, 大约为 125kPa, 拱趾部位竖向应力大约为 125kPa, 直边墙部位的围岩应力为 175kPa; 拱肩部位的水平应力出现应力集中, 大约为 100kPa。

4.5.2 围岩变形分析

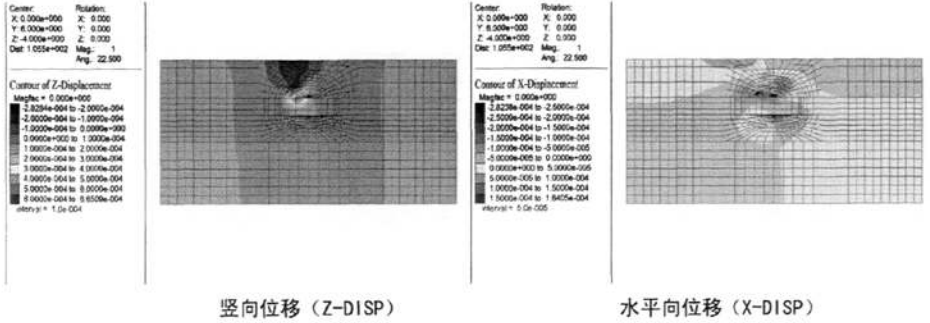


图 4-38 左上台阶开挖后围岩位移图

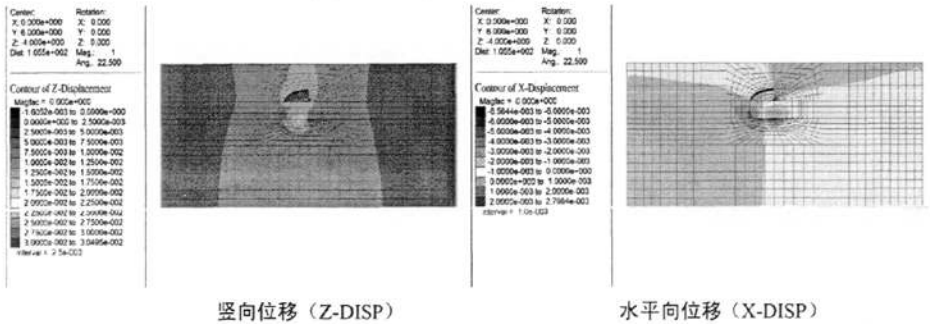


图 4-39 左下台阶开挖后围岩位移图

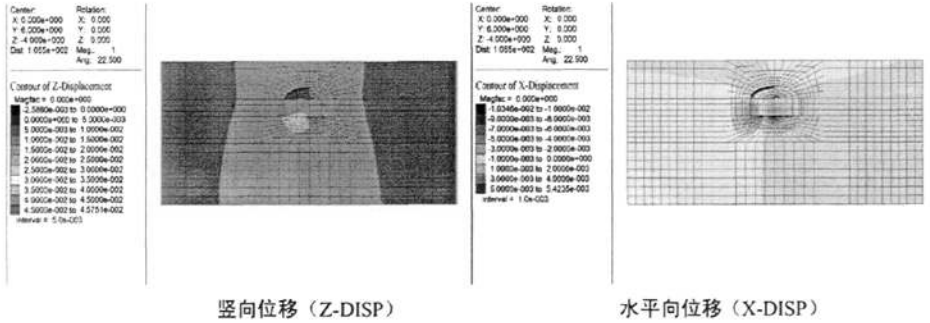


图 4-40 右上台阶开挖后围岩位移图

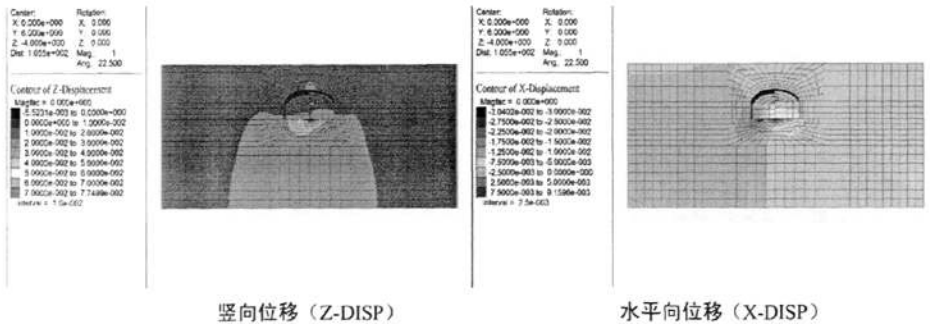


图 4-41 右下台阶开挖后围岩位移图



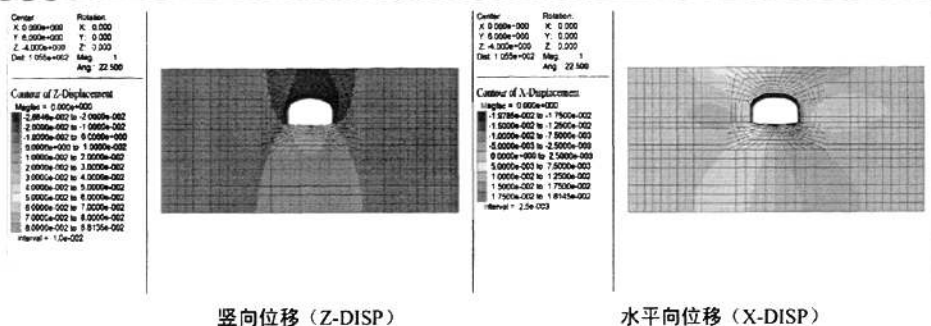


图 4-46 临时支撑拆除后围岩位移图

图 4-38~图 4-46 为中隔墙法施工过程中各工序下围岩及支护结构位移分析图。从图 4-38~图 4-46 可以看出:

(1) 左上台阶开始开挖后, 上部拱的左侧拱中间部位的竖向位移增大明显, 尚未开挖的左下台阶出现向上的竖向变形; 尚未开挖左下台阶也出现指向通道外部的水平位移; 右上台阶也出现指向洞外的水平位移

(2) 左下台阶开挖后, 围岩位移场分布已经有较大变化, 左上台阶上侧土体产生向上位移, 约为 0.25mm, 左侧直边墙脚发生指向洞内方向的位移, 左侧拱趾部位位移不发生变化。

(3) 右上台阶开始开挖时, 地下通道上侧宽度大约三倍通道宽范围内的围岩竖向位移最大值为 5mm, 其方向向上; 未开挖左下台阶向通道内部收敛的水平位移最大值为 5mm, 发生在左侧直边墙脚附近。

(4) 右下台阶开始开挖时, 地下通道上侧地表沉降的最大值为 5.5mm, 方向向下; 拱顶部位的位移最大值为 10mm, 方向向上; 通道左侧直边墙附近围岩水平位移指向洞内, 最大值约为 7.5mm; 通道右侧拱趾右侧部分围岩出现指向洞内的水平位移, 最大值约为 7.5mm; 拱顶水平位移向右约为 2.5mm。

(5) 左上台阶挖完后, 地表沉降约最大值为 5.5mm, 拱顶位置的位移最大值为 10mm; 通道底板位置位移向上, 最大值约为 20mm; 且左侧大于右侧; 通道左侧直边墙附近围岩水平位移指向洞内, 最大值约为 5mm; 通道右侧拱趾右侧部分围岩出现指向洞内的水平位移, 大约为 5mm; 拱顶水平位移向右约为 5mm。

(6) 左下台阶挖通后, 竖向位移基本对称, 拱顶位移最大, 约为 15.5mm; 地表最大沉降为 1cm, 通道底板出现向上位移, 最大值为 7cm; 通道左侧拱肩出现向右的位移, 最大值为 10mm, 拱肩右侧出现向左的位移, 最大值 10mm。

(7) 右上台阶挖通后, 竖向位移基本对称, 拱顶位移最大, 约为 16.9mm; 拱顶上方通道宽度范围内围岩竖向位移大于 10mm。底板部位围岩位移向上, 最大值为 70mm, 左右直边墙竖向位移约为 10mm, 右下台阶未开挖土体位移向下约为 10mm; 通道出现向右的位移, 最大值为 20mm。

(8) 右下台阶挖通后, 竖向位移基本对称, 拱顶位移约为 27mm; 拱顶上方通道宽度范围内围岩竖向位移都大于 20mm。底板部位围岩位移向上, 最大值约为 80mm, 左右两侧直边墙均发生指向通道内的水平向位移, 最大值约为 20mm

(9) 临时支撑拆除后, 竖向位移基本对称, 拱顶位移人约为 26.8mm, 拱顶上方 2 倍通道宽

度范围内围岩竖向位移都大于 10mm。底板部位围岩竖直向上，最大值约为 80mm，左右两侧直边墙均发生指向通道内水平位移，最大值约为 5mm。

### 4.5.3 控制点计算结果分析

#### (1) 地表观测点沉降分析

由图 4-47 可以看出，在十字隔墙法的施工过程中，地表监测点竖向位移随开挖过程逐渐增大。由于先开挖左侧围岩的原因，左侧地表监测点的竖向位移大于右侧地表监测点的竖向位移；随着开挖进行，左下台阶挖完后，随着开挖进行拱顶对应的地表监测点的竖向位移大于其他监测点，开挖结束后，拱顶对应的地表监测点位移最大，约为 24.4mm。

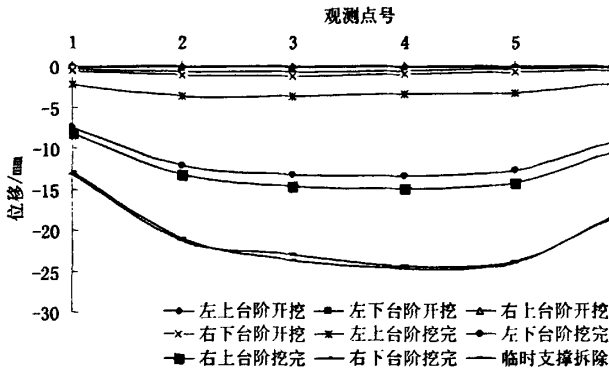


图 4-47 不同工序下地表测点沉降图(十字隔墙法)

#### (2) 拱顶沉降

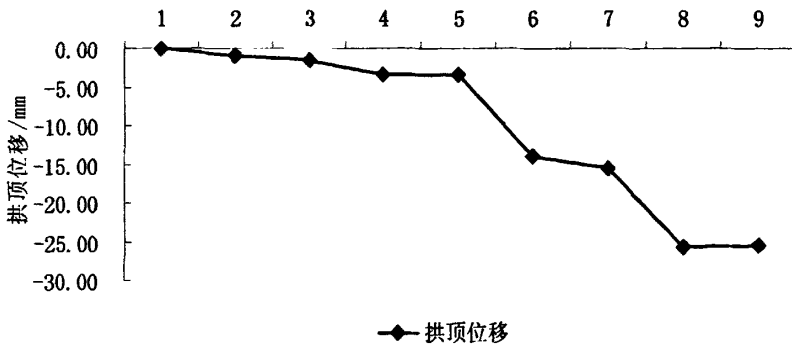


图 4-48 拱顶沉降随工序变化图(十字隔墙法)

由图 4-48 可以看出拱顶的竖向位移随开挖过程逐渐增大。施工结束后，监测断面的拱顶最大位移为 25.56mm。左上台阶开挖后，拱顶位移为 0.72mm；左下台阶开挖后，拱顶的位移为 1.01mm；右上台阶开挖后，拱顶位移为 1.46mm；右下台阶开挖后，拱顶的位移为 3.40mm；左上台阶挖完后，拱顶位移为 3.39mm；左下台阶挖完后，拱顶的位移为 13.9mm；右上台阶挖完后，拱顶的位

移为 15.44mm；右下台阶挖完后，拱顶的位移为 25.71mm；临时支撑拆除后，拱顶的位移为 25.56mm。

### (3) 水平收敛位移

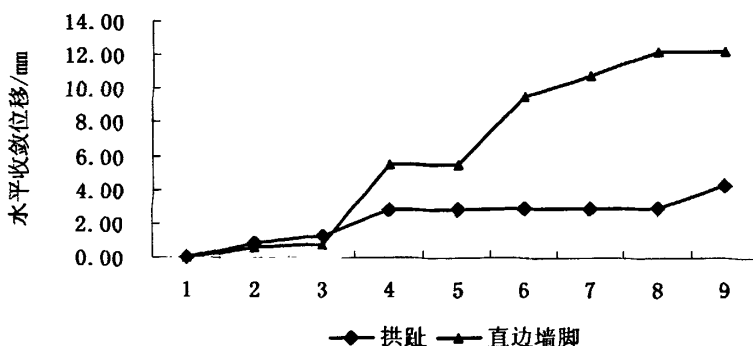


图 4-49 水平收敛位移随工序变化图（十字隔墙法）

由图 4-49 可以看出：拱趾和直边墙脚的水平收敛位移随开挖过程逐步增加，且拱趾和直边墙脚的水平收敛位移方向为通道洞内方向。左上台阶开挖后，拱趾的水平收敛位移为 0.04mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 0.01mm；左下台阶开挖后，拱趾的水平收敛位移为 0.90mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 0.65mm；右上台阶开挖后，拱趾的水平收敛位移为 1.30mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 0.80mm；右下台阶开挖后，拱趾的水平收敛位移为 2.88mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 5.55mm；左上台阶挖完后，拱趾的水平收敛位移为 2.88mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 5.55mm；左下台阶挖完后，拱趾的水平收敛位移为 2.91mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 9.56mm；右上台阶挖完后，拱趾的水平收敛位移为 2.93mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 10.82mm；右下台阶挖完后，拱趾的水平收敛位移为 2.92mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 12.27mm；临时支撑拆除后，拱趾的水平收敛位移为 4.36mm，左右直边墙脚的水平收敛位移为 12.29mm。

## 4.6 中隔墙法 (CD) 和十字隔墙法 (CRD) 施工数值模拟结果对比分析

### (1) 地下通道变形对比

两种施工方法下，地下通道的变形对比如表 4-6 所示。由表 4-6 可以看出，十字隔墙法对地表沉降、拱顶沉降及水平收敛位移的影响均明显小于中隔墙法，特别是对于拱顶沉降，十字隔墙法产生的拱顶沉降较中隔墙法减小 37.01%；对于地表关键点沉降，以 4#点为例，十字隔墙法产生的地表沉降值较中隔墙法减小 29.49%；对于水平收敛位移，以 2#-6#点的水平收敛位移为例，十字隔墙法产生的水平收敛位移较中隔墙法减小 49.60%。通过地表及拱顶沉降、水平收敛位移的结果对比，可以看出十字隔墙法对围岩产生的影响较中隔墙法明显减小。因此从变形角度考虑，十字隔墙法明显优于中隔墙法。

表 4-6 两种施工方法计算结果对比

	中隔墙法	十字隔墙法	差值	差值百分比
拱顶位移	40.48mm	25.56mm	14.98	37.01%
地表沉降	1#	18.24mm	5.12	28.07%
	2#	30.33mm	9.21	30.37%
	3#	34.10mm	10.6	31.09%
	4#	34.65mm	10.22	29.49%
	5#	31.93mm	8.06	25.24%
	6#	21.15mm	3.43	16.22%
	7#	15.39mm	2.33	15.14%
水平收敛位移	2#~6#	8.65mm	4.29	49.60%
	9#~10#	22.80mm	10.51	46.10%

\*注:位移取其绝对值;“差值”为中隔墙法与十字隔墙法计算结果之差;“差值百分比”为计算结果差值占中隔墙法计算结果的百分比。

## (2) 地下通道塑性区分布对比

取 Y=2m 标准断面来研究地下通道十字隔墙法和中隔墙法施工完毕后的塑性区分布规律,如图 4-50 所示。

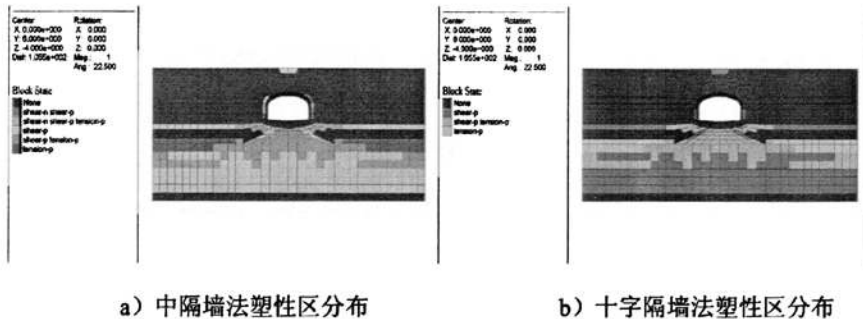


图 4-50 各方案塑性区分布

由图 4-50 可知,中隔墙法和十字隔墙法由于开挖分步相同,故塑性区分布基本相同。从图上看施工完毕后:

①十字隔墙法不存在塑性区;中隔墙法存在塑性区,且塑性区较少,但存在的塑性区历史上也曾经处于屈服面上。

②十字隔墙法和中隔墙法现在处于弹性变形状态,但历史上曾经处于屈服面的区域基本相同。

③从塑性区分布上看,十字隔墙法优于中隔墙法。

## 4.7 本章小结

本章采用数值分析软件 FLAC3D 对地下通道采用十字隔墙法和中隔墙法这两种不同的施工方法进行了数值模拟,对比分析了中隔墙法和十字隔墙法两种施工方法在下不同施工阶段地下通

道的围岩及支护结构的受力和变形性状，得出如下结论：

(1) 通过地表关键点沉降随工序变化规律可以知道，十字隔墙法及中隔墙法对地表关键点沉降影响的规律相同，都是通道左侧对应的地表关键点沉降大于右侧对应的地表关键点沉降，随着开挖进行，左下台阶挖完后，随着开挖进行拱顶对应的地表监测点的竖向位移开始增大。十字隔墙法的地表最终沉降值要少于中隔墙法。

(2) 通过拱顶沉降随工序变化规律可以知道，十字隔墙法及中隔墙法对拱顶沉降影响的规律相同，十字隔墙法的拱顶沉降值要少于中隔墙法。

(3) 通过水平收敛位移随工序变化规律可以知道，十字隔墙法及中隔墙法对水平收敛位移的影响规律相同，十字隔墙法的水平收敛位移值要少于中隔墙法。

(4) 通过施工完后塑性区分布对比分析知道，十字隔墙法没有塑性区，中隔墙法存在较少的塑性区分布，且施工过程中这些塑性区曾经处于屈服面上；十字隔墙法和中隔墙法施工过程中曾经处于屈服面的区域基本相同。

(5) 通过对十字隔墙法与中隔墙法施工过程数值模拟的对比分析，可知十字隔墙法对地下通道的围岩及支护结构稳定性的影响较小。因此，从地下通道的稳定性及安全性考虑，银川市过街地下通道施工中，采用十字隔墙法明显优于中隔墙法。但十字隔墙法施工工序比中隔墙法要复杂，另外，过街人行通道断面较小时，十字隔墙法也会给施工带来一些不便。



## 第五章 结论和展望

### 5.1 主要结论

本文以银川市北京路×西桥巷地下通道为研究背景,采用工程类比法进行设计,使用 FLAC3D 对中隔墙法(CD)和十字隔墙法(CRD)法施工方案进行了三维弹塑性数值模拟。主要成果如下:

(1) 参照北京路×西桥巷采用明挖法建成的地下通道的相关设计与施工资料,对该地下通道采用浅埋暗挖法施工进行了建筑设计,确定了浅埋暗挖施工时地下通道的埋深,断面尺寸。

(2) 采用工程类比设计法,参考同类工程经验以确定了地下通道的断面形式、衬砌类型及参数等。

(3) 由于北京路×西桥巷地下通道地下水类型属潜水,地下水位动态主要受唐徕渠灌水影响,成季节性变化,水位变化幅度 0.5~1.0m。地下通道采用复合式衬砌支护结构,在初期支护与二次衬砌之间铺设防水隔离层,辅之以二次衬砌防水混凝土(二衬抗渗标号为 S10),组成两道防水线,采用以防为主,防水板全包不给排出的防水原则。

(4) 通过对地下通道中隔墙法和十字隔墙法开挖方案的三维弹塑性数值模拟,得出:

①通过地表关键点沉降随工序变化规律可以知道,十字隔墙法及中隔墙法对地表关键点沉降影响的规律相同,都是通道左侧对应的地表关键点沉降大于右侧对应的地表关键点沉降,随着开挖进行,左下台阶挖完后,随着开挖进行拱顶对应的地表监测点的竖向位移大于其他监测点。十字隔墙法的地表最终沉降值要少于中隔墙法。

②通过拱顶沉降随工序变化规律可以知道,十字隔墙法及中隔墙法对拱顶沉降影响的规律相同,十字隔墙法的拱顶沉降值要少于中隔墙法。

③通过水平收敛位移随工序变化规律可以知道,十字隔墙法及中隔墙法对水平收敛位移的影响规律相同,十字隔墙法的水平收敛位移值要少于中隔墙法。

④通过施工完毕后塑性区分布对比可以知道,十字隔墙法没有塑性区,中隔墙法存在较少的塑性区分布,且施工过程中这些塑性区曾经处于屈服面上;十字隔墙法和中隔墙法施工过程中曾经处于屈服面的区域基本相同。所以从塑性区分布上看,十字隔墙法优于中隔墙法。

⑤通过对十字隔墙法与中隔墙法施工过程数值模拟的对比分析,可知十字隔墙法对地下通道的围岩及支护结构稳定性的影响较小。因此,从地下通道的稳定性及安全性考虑,采用十字隔墙法明显优于中隔墙法。但十字隔墙法施工工序比中隔墙法要复杂,另外,过街人行通道断面较小时,十字隔墙法也会给施工带来一些不便。

⑥建议银川市地下通道浅埋暗挖法施工采用十字隔墙法(CRD法)。

### 5.2 进一步研究工作的建议

确定人行地下通道合理、经济和安全的施工方案,确保施工方案的安全施工和减小施工引发

的环境效应是个复杂的问题。虽然本文针对浅埋暗挖法中隔墙法和十字隔墙法两种施工方案进行了一些研究工作,但是由于个人能力和时间的限制,尚有许多问题有待进一步地深入研究和完善。根据银川市工程地质等自然条件和社会经济现状,建议在以下方面开展深入研究:

①结合银川市城市发展规模、市区街道布置、行车与行人最大流量等特征,确定市区过街地下人行通道的设计规模、结构型式和施工方法,为过街地下人行通道工程的修建提供决策依据。

②城市地下管线包括给水、排水、燃气、热力、供电、通信、消防等多种管线,是城市的重要支撑,在城市人行地道暗挖施工中必须保证其安全,因此应该进一步开展人行地下通道施工对邻近管线的环境效应的研究,以便在暗挖施工中制定合理的施工方案和应对措施。

③使用暗挖技术修建人行地道时,人行地道周边围岩的预加固是实施浅埋暗挖法开挖人行地道的前提和关键,而加固效果(加固后土层参数的大小)是影响施工安全、环境效应、工程造价的关键所在,应对不同条件(不同土质、不同埋深)下人行地道周边围岩采用何种加固方法和加固到何种程度进行详细深入研究。

④采用浅埋暗挖法时,设计和施工必须紧密配合、共同研究。但由于目前银川市地下通道均采用明挖法施工,论文完成时,没有现场监控量测数据反馈来修正预设计。因此,本文得出的结论还缺乏工程实践的验证。

## 参考文献

- [1]郑刚.高等基础工程学.北京:机械工业出版社.2007.9
- [2]盖怀涛,侯永峰,董丹丹.浅埋隧道施工对构筑物影响的分析与控制.山西建筑.2007,33(34):309-310.
- [3]孙钧.城市地下工程活动的环境土工学问题.地下工程与隧道.1999,(3):1-6.
- [4]孙钧,易宏伟.地铁隧道盾构掘进施工市区环境土工安全的地基变形与沉降控制.地下工程与隧道.2001,(2):10-33.
- [5]王梦恕.地下工程浅埋暗挖技术通论.安徽教育出版社.2004.
- [6]丁锐.富水砂层城市地下过街通道浅埋暗挖施工技术.世界隧道.2000,(5):42-48.
- [7]李付湘.深圳市向西路地下人行通道工程施工技术.西部探矿工程.2001,(增刊):178-179.
- [8]吴全立,刘招伟,张文强.富水粉砂土层超浅埋近距离双洞隧道施工.施工技术.2004,33(10):18-20.
- [9]黄德华.粉砂地层近距离双洞隧道浅埋暗挖穿越铁路施工.施工技术.2004,33(10):21-22.
- [10]虞兴福.城市浅埋隧道工程地表变形及其智能预测研究[博士学位论文].上海:同济大学,2005.
- [11]张强勇,李术才,焦玉勇.岩体数值分析方法与地质力学模型试验原理及工程应用.北京:中国水利水电出版社,2005.
- [12]Rafael Ballesteros-Tajadura, Carlos Santolaria-Morros, Eduardo Blanco-Marigorta. Influence of the slope in the ventilation semi-transversal system of an urban tunnel. Tunnelling and Underground Space Technology. 2006, (21):21-28.
- [13]Wei-i, Choua, Antonio Bobet. Predictions of ground deformations in shallow tunnels in clay. Tunnelling and Underground Space Technology. 2002,(17):3-19.
- [14]王芝银,王思敬,杨志法.岩石大变形分析的流形方法.岩石力学与工程学报,1997,16(5):399-404.
- [15]蔡美峰.岩石力学与工程.北京:科学出版社,2002.
- [16]王勛成.有限单元法.北京:清华大学出版社,2003.
- [17]张小旺.浅埋隧道施工过程仿真分析[硕士学位论文].郑州:郑州大学,2007.
- [18]villy A. Kontogianni, Stathis C. Stiros. Predictions and observations of convergence in shallow tunnels case histories in Greece. Engineering Geology. 2002, (63) 333-345.
- [19]刘广明,张会东.有限元法在软土浅埋隧道施工过程的动态模拟中的应用.土工基础.2005,19(2):36-38.
- [20]杨晓杰,格立孔,张蓓等.城市隧道施工引起地表沉降数值模拟研究.矿山压力与顶板管理.2005,(3):98-100.
- [21]宋卫东,谢政平,张继清.天坛东门站浅埋暗挖施工顺序对地表沉降影响的数值模拟分析.岩石力学与工程学报,2005,24(增刊):5573-5578.
- [22]刘春,易俊,姜德义等.大断面隧道施工力学响应数值模拟研究.中国矿业.2008,17(2):10-93.
- [23]肖启扬.福州市超浅埋暗挖过街地下通道主要开挖过程模拟分析探讨.福建建设科技,2002,(2):39-40.
- [24]罗富荣,肖广智,国斌.浅埋暗挖小跨比地下过街道的设计与施工.土木工程学报,1995,28(6):52-59
- [25]潘石吕.隧道力学数值方法.北京:中国铁道出版社,1995.
- [26]王明年,杨其新.地下工程施工与管理(上).成都:西南交通大学出版社,2002.
- [27]徐于成,白洪才,郑颖人等.地下工程支护结构.北京:中国水利水电出版社,2001.
- [28]关宝树.隧道工程施工要点集.北京:人民交通出版社,2003.

- [29]彭泽瑞.北京地铁复线土建工程施工技术.北京:中国科学技术出版社,2003.
- [30]陈晓婷.富水砂卵石地层条件下浅埋暗挖法隧道设计与施工对策[硕士学位论文].成都:西南交通大学,2004,27-28.
- [31]关宝树.地下工程.北京:高等教育出版社,2007
- [32]阮松.地铁车站浅埋暗挖法施工引起沉降的控制措施研究[硕士学位论文].北京:北京交通大学,2007.
- [33]吴波.复杂条件下城市地铁隧道施工地表沉降研究[博士学位论文].成都:西南交通大学,2003.
- [34]于学馥,郑颖人.地下工程围岩稳定分析.北京:煤炭工业出版社,1983.
- [35]朱维申,张玉军,任伟中.系统锚杆对三峡船闸高边坡岩体加固作用的块体相似模型试验研究.岩土力学,1996,17(2):1-6.
- [36]Zhu Weishen, ZhangYujun. Effect of supporting surrounding rocks by bolts and its application to high slope of three gorges flight lock. Proceedings of the international symposium on anchoring and grouting techniques. Hong Kong: Econarc Communication(Group) Ltd,1994.188-197.
- [37]曾祥国,赵师平等.小净距公路隧道小导管注浆工艺对围岩稳定性影响的有限元分析.四川大学学报(工程科学版). 2008,40(6):1-6.
- [38]李河玉.小导管注浆技术及在隧道和地下工程中的应用[硕士学位论文].成都:西南交通大学,2002.
- [39]田究国.浅埋暗挖大跨箱型隧道施工技术研究.[硕士学位论文].上海:同济大学,2008.
- [40]赵建平.浅埋暗挖隧道管棚预支护机理及其效用研究[硕士学位论文].长沙:中南大学,2005.
- [41]姚明会.浅埋暗挖大跨度地铁隧道地表沉降分析[硕士学位论文].上海:同济大学,2007.
- [42]王明年,张建华.工程措施对控制隧道围岩变形的力学效果研究.岩土工程学报,1998,20(5):27-30.
- [43]彭文斌.FLAC3D 使用教程.北京:机械工业出版社,2007.
- [44]陈育民.FLAC/FLAC3D 基础与工程实例.北京:中国水利水电出版社,2008.
- [45] Itasca consulting group. Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimension(FLAC3D), Version 3.0, Manual. Itasca, Minnesota, Minneapolis.2005
- [46]银川市北京路×西桥巷人行地下通道岩土工程勘察报告.银川:银川市规划建筑设计研究院,2008.
- [47]银川市解放街西门桥人行地下通道岩土工程勘察报告.银川:银川市规划建筑设计研究院,2008.
- [48]中华人民共和国行业标准,JTJ026-90 地下铁道设计规范,中华人民共和国发布,人民交通出版社发行,1993.
- [49]中华人民共和国行业标准,CJJ69-95 城市人行天桥与人行地下通道技术规范,中华人民共和国发布,1996.
- [50]中华人民共和国国家标准,GB50220-95 城市道路交通规划设计规范,中华人民共和国发布,中国计划出版社发行,1995.

## 致谢

硕士学习阶段即将结束，学校浓厚的学习氛围洋溢左右，倍感亲切，转瞬度过了美好又充实的三年。三年中，国家和学校的培养铭刻于心，期待着学以致用，回报社会，为国家的建设尽绵薄之力；老师，同学，亲友的帮助和支持，时时感怀，籍此向他们致以最深的谢意。

首先，由衷的感谢导师王红雨教授！三年前投入王老师门下，在三年学习和科研过程中，不仅切身感受到王老师渊博的学识和敏锐的学术洞察力，而且王老师大度，襟怀宽广，平易近人的处世态度也潜移默化的影响我，是我学习的榜样。在学习中，王老师充分尊重和发挥我的能动性和创造性，培养和锻炼了我独立思考的科研能力；生活上，王老师也给予我很多的关心和帮助，是我的良师益友。

其次，同时感谢在三年多的硕士学习和生活期间，土木与水利工程学院的老师、同学、师兄师弟们给予的帮助，使我沐浴着友情的温暖，其中硕士生李锦涛、王丁策、王彩波等同学更给我的论文以直接的帮助；师兄马波、魏永起、吴辛、师妹路瑞利在我写作论文的过程，也给予了我很大的支持、鼓励和帮助，共砚之谊，永铭我心。

最后，感谢我的家人在我求学生涯中始终给予的理解与支持。感谢父母亲对我求学的一贯支持，在经济上给我提供强大的支持，使我能安心学习。

我很幸运，在人生的道路上遇到这么多，这么好的老师，同学，亲友，正是有了你们的关心和帮助才有了今天的我，带着这份感激之情，我会更加努力的学习，更好的去生活。

杨燕伟

2010年3月

## 个人简历

杨燕伟，男，汉族，1981年03月出生，山西原平人。2007年06月毕业于宁夏大学土木与水利工程学院工程管理专业，获管理学学士学位。2007年09月至今在宁夏大学土木与水利工程学院攻读水利水电工程专业硕士学位。

### 1、攻读硕士期间所发表的论文

[1]杨燕伟,王红雨,路瑞利. 水工隧洞砂岩段环形开挖预留核心土法受力分析[J]. 宁夏工程技术, 2009,8(4): 388-391.

[2]杨燕伟,王红雨,路瑞利. 宁夏引黄灌区按水文边界组建WUA合理规模的探讨[J]. 中国农村水利水电, 2010, 4: 26-29.

[3]路瑞利,王红雨,杨燕伟. 基于CAD的拱坝廊道三维仿真技术的应用[J]. 中国农村水利水电, 2009,7: 68-71.

[4]杨燕伟,王红雨,路瑞利,浅埋暗挖地下通道施工方案数值模拟[J], (待发表)

### 2、攻读硕士期间参加过的科研项目:

(1) 宁夏高等学校科学技术研究项目-城市过街人行地下通道浅埋暗挖技术的可行性研究, 负责地下通道暗挖施工的数值模拟

(2) 教育部科学技术研究重点项目-城市化建设中地下水环境变化及其对建筑物的影响(编号: 207126), 负责地下水位变化引起的地面沉降的数值模拟;

(3) 宁夏回族自治区农业综合办公室利用世界银行三期贷款项目-农业综合开发中如何支持农民用水者协会的发展, 负责按水文边界组建农民用水者协会时合理规模的研究。