

摘 要

随着我国公路事业的蒸蒸日上，高速公路里程不断刷新记录。作为保证快速交通得以实现的穿越层层山岭的隧道，在公路工程中已成为重要的一环。在以往的高速公路修建时，隧道设计方案多采用双洞分离的形式，通过在左右洞之间保持一定的间距保证隧道设计施工的安全。

近年来，由于高速公路普遍向双向六车道及其以上趋势发展，连拱隧道方案成为隧道设计与施工较多的采用形式。连拱隧道线形流畅，占地面积少，空间利用率高，避免了洞口路基或大桥分幅，与洞外线路连接方便。然而如何安全地施工大跨径双连拱隧道，保障其安全的，正常的掘进，是近年很多学者和现场工程人员努力探索的一个重要工程问题。如何通过监控以及建模模拟实际结构进行安全性分析即为本文要探索的重要内容。

本文通过总结近年来各地的大跨径连拱隧道的施工经验，对大跨径连拱隧道的结构特点，施工工艺，设计经验，围岩破坏类型，病害机理等进行了研究和总结；通过宛坪高速公路内乡至西坪段刘家湾双向六车道大跨径连拱隧道围岩收敛位移的监测数据以及期间曾经的塌方过程的全程监控数据，进行了位移预测灰色系统模型的建立和分析；通过有限元软件建模，模拟现场隧道坍塌情况，结合隧道典型破坏断面底摩擦试验揭示了塌方过程与破坏机理，从而对现场施工方案进行了综合分析比选，得出了该项目工程更为有利的施工方法，对今后类似工程具有指导和借鉴意义。

关键词：公路大跨径连拱隧道；施工设计；围岩收敛；灰色系统理论；数值分析；底摩擦试验

ABSTRACT

Along with the highway business of our country make rapid progress, the superhighway mileage brushes the new record continuously. The tunnel make an assurance to the fast transportation , and become more and more important in the highway engineering. In the former superhighway congstruction, the tunnel design project adopts the form that the two holeses separated,to make sure the safety of the tunnel designs and construction. Recently,the former superhighway are becoming more and more width, adoption the arch tunnel which the two holes connected has become the direction of tunnel design and construction. There are many advantage about the arch tunnel which the two holes connected, such as line form flowing freely belong to the entire road design, cover the area little, the space utilization is high, avoiding the connection that between the roadbed and the tunnel entrance or between the big bridges and the tunnel entrance take much area if adopt the holes separated, link with the outside road convenience. However how to construct the arch tunnel which the two holes connected safely,how to make sure it is stable, is an important civil engineering problem which puzzled a lot of scholars recently.

In this text,I have summary the characteristics , the construction craft and the design experience about the arch tunnel which the two holes connected by summarizing the construction experience domestic and international in recent years. Set up a Grey-Model to predict and analyze the rock displacement depend on the rock displacement datum in the construction of the Liu Jia Wan arch tunnel which has six driveways. And set up a mold through a Limited dollar software, imitate the spot hole room circumstance, carry on the valid number analysis, landslide calculation and deduce.Build up an useful model to predict the rock displacement and an imitation laboratory model to analyze the landslide process, point out a better construction method. It is useful to the similar engineering and someone could develop it more.

Key Words: Long-span Double-arch tunnel; Construction design;Surrounding rock convergence; Grey system theory; Finite element analysis; Numerical analysis; bottom friction test

长沙理工大学

学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的论文是本人在导师的指导下独立进行研究所取得的研究成果。除了文中特别加以标注引用的内容外，本论文不包含任何其他个人或集体已经发表或撰写的成果作品。对本文的研究做出重要贡献的个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本人完全意识到本声明的法律后果由本人承担。

作者签名： 

日期 2008 年 5 月 28 日

学位论文版权使用授权书

本学位论文作者完全了解学校有关保留、使用学位论文的规定，同意学校保留并向国家有关部门或机构送交论文的复印件和电子版，允许论文被查阅和借阅。本人授权长沙理工大学可以将本学位论文的全部或部分内容编入有关数据库进行检索，可以采用影印、缩印或扫描等复制手段保存和汇编本学位论文。

本学位论文属于

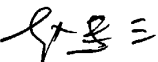
1、保密 ☐，在 _____ 年解密后适用本授权书。

2、不保密 ☒。

(请在以上相应方框内打“√”)

作者签名： 

日期：2008 年 5 月 28 日

导师签名： 

日期：2008 年 5 月 28 日

第一章 绪 论

1.1 研究背景

我国高等级公路建设事业发展迅速，在高速公路建设过程中需要修建大量的隧道工程。传统的隧道设计方案多采用双洞分离的形式，通过在左右洞之间保持一定的间距保证隧道设计施工的安全。然而在特殊地质及地形条件限制的地区，分离式隧道很难满足《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004)对左右洞净距的要求，从总体路线线型、线隧衔接方式等因素综合考虑，采用连拱隧道方案已成为隧道设计与施工的发展趋势。连拱隧道线形流畅，占地面积少，空间利用率高，避免了洞口路基或大桥分幅，与洞外线路连接方便。因此，在一些特殊地形条件下连拱隧道是一种很有效的结构型式。

在全国已建、在建和拟建的高速公路中大量采用了连拱隧道方案，如四川广元的石梯沟连拱隧道^[1]、万县的金竹林连拱隧道^[2]、宜宾的鞋底坡连拱隧道^[3]；广东京珠高速公路五龙岭^[4]、猫山大跨连拱隧道^[5]、江鹤高速公路莲花山连拱隧道^[6]；福建相思岭连拱隧道^[7]、马宅顶不对称连拱隧道^[8]等。随着市政基础设施建设的快速发展，在大中城市重要交通枢纽处和繁华地段不断出现大量的地下交通工程和地下市政工程，其中连拱及连拱型结构物在这些工程中占相当大的比例。如北京市二环路城市铁路连拱隧道^[9]；柳州市桐油山连拱隧道^[10]；南京鼓楼连拱隧道^[11]；广州市白云山连拱隧道^[12]；北京高碑店三连拱排水隧道^[13]等。地下铁道已逐渐成为各大中城市轨道交通系统的重要组成部分。在地下铁道大型的换乘站、车站、区间隧道渡线段以及部分区间隧道大量采用了连拱和连拱型结构方案。如北京地铁西单地铁车站^[14]。

我国在建和拟建的连拱及连拱型结构物的数量居世界第一^[15,16]，已建成连拱隧道以双向四车道型式较多。随着新一轮基础设施建设尤其是西部大开发高潮的到来，双向四车道高速公路设计逐渐不能满足经济发展要求。近年来我国双向六车道高速公路的建设越来越多，相应双向六车道公路隧道的建设也不断增多^[17]。双向六车道大跨径连拱隧道在设计、施工工艺以及施工控制等方面都存在经验相对欠缺的事实，国内可以借鉴的经验很少，即使国外此类隧道结构也是比较少见的，因此如何在该类公路结构物施工工程中总结宝贵的经验，指导今后类似工程的开展，具有非常实际和重要的意义。

1.2 问题提出

目前，重庆、北京、广东、江苏、云南等省市建成了真武山隧道、石佛寺隧道、阳宗隧道以及京珠高速公路粤境南段五龙岭隧道、云南昆石高速清水沟 1 号隧道、宁杭高速梯子山隧道等数座双向六车道公路隧道^[18-21]。连拱隧道的应用解决了分离式隧道所存在的问题，但因其开挖断面跨度较大，施工工序繁多，开挖与支护相互交错，使得围岩应力变化和衬砌荷载转换变得十分复杂，尤其中墙受力，常处于压、拉、弯、扭、剪等复合受力状态。左右主洞施工对中隔墙的影响难以把握，增加了隧道施工变形和稳定控制的难度。公路大跨径隧道病害发生较多的地段，从地质情况看，一般是断层破碎带、风化变质岩地带、裂隙发育的岩体、岩溶地层、软弱围岩地层等，其中最常见的病害形式是水害，“十隧九漏”的说法正反映了隧道工程水害之频繁。隧道水害不仅增加隧道内湿度，造成电路短路等事故，危及运输安全，而且还引发其它病害，见图 1.1a 所列。



图 1.1 隧道水害与开裂

衬砌缺陷主要是因为衬砌空洞和厚度、强度、密实度不够等原因造成的衬砌变形及衬砌开裂等。作用在隧道衬砌结构上的压力，与隧道围岩的性质、地应力的的大小以及施工方法等因素有关。工程上出现的衬砌开裂更多的则是由于施工管理不当(衬砌厚度不足、混凝土强度不够等)造成的。见图 1.1b, c 所列。大跨径隧道结构承受较大的围岩压力，并且受力条件极其复杂，极易发生围岩失稳和隧道衬砌结构开裂与破坏现象。在隧道施工过程中，坍方现象时有发生, 有的甚至造成了重大的伤亡事故，见图 1.2 所列。由于受到明洞仰拱的开挖或爆破作用，加上地下水的浸润作用、顺层的影响容易引起隧道洞口边坡的滑塌，见图 1.3 所列。

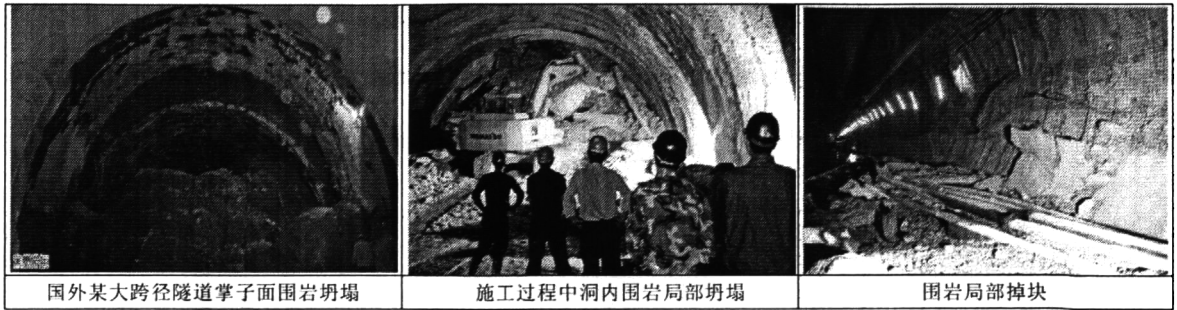


图 1.2 大跨径隧道施工期间围岩失稳破坏

可见，研究双向六车道及以上连拱隧道设计与施工、大跨径连拱隧道塌方预报及其演化机理十分必要与重要。

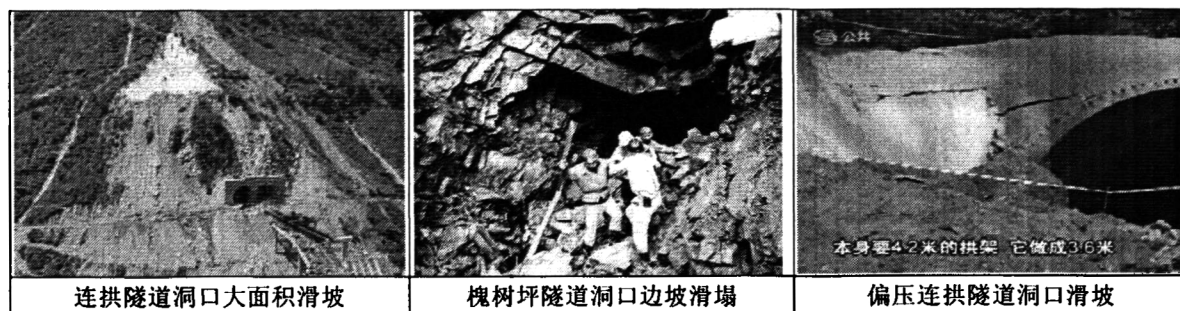


图 1.3 大跨径隧道洞口边坡破坏与滑塌

1.3 研究目的、意义

我国已经在双向四车道连拱隧道设计与施工中积累了许多经验，在施工方法及工序、中隔墙的防水等方面取得了一定的成果。但对于六车道大跨径连拱隧道，国内外还刚处于起步阶段，可供类比的工程不多，可借鉴的设计施工经验较少。与四车道连拱隧道相比，六车道连拱隧道跨度大，结构复杂，不利因素多，设计和施工难度很大。六车道连拱公路隧道普遍的开挖跨度在 32m 左右，其最大高度(含仰拱)12m 左右，单拱矢跨比最小在 0.45，隧道断面和跨度均比较大，断面呈扁平状，对于隧道施工安全和结构稳定造成不利影响，难以保证隧道围岩和支护结构的稳定以及施工安全。为了进行大跨径连拱隧道的施工优化以及为结构设计提供必要的参考，迫切需要深入研究大跨径连拱隧道围岩与结构施工力学特性，并且由于岩体的复杂性，定量评价中监测、位移反分析等方法的应用十分必要。实践表明，只有通过监测、位移、应力反分析获得大跨隧道施工各阶段围岩的应力应变状态、围岩塑性区分布、地表沉降以及隧道支护结构中的内力变化情况，研究大跨隧道二次衬砌施筑时间和施筑二衬时拆除中间临时支护的分段长度等，为隧道施工提供科学依据与技术指导，才能正确地认识工程岩体的力学行为，并将潜在的工程地质问题明朗化、定量化。通过对大跨径连拱隧道围岩稳定和变形控制技术进行系统研究，取得的研究成果对今后类似工程的修建将具有积极的参考价值，对丰富和发展我国公路隧道的设计与施工方法，亦具有十分重要的意义。

与地面工程不同，隧道工程属于埋藏在地下的一种建筑物，受多种不确定因素的影响，很难准确的确定实际支护结构与围岩的受力情况。而且大跨径连拱隧道的施工工序繁多，由于隧道修建的过程中围岩与支护结构力学状态的不可逆性，不同的施工工序必然引起不同的力学状态，这无疑增加了理论分析的难度。

纵观人们对隧道工程认识和研究的历程，可以发现尽管隧道工程的施工经验远远超前与理论的进展，然而隧道科技的不断进步，研究方法和手段多样化，隧道工程的理论研究会取得长足的进步。

1.4 国内外研究现状

目前已经有学者从事大跨径连拱隧道课题的研究。研究方法主要包括大跨径连拱隧道病害分析、理论与数值分析、室内相似模型试验和现场测试等，下面分别进行总结。

1.4.1 大跨径连拱隧道主要病害类型

目前已经有学者从事大跨径连拱隧道课题的研究。研究方法主要包括大跨径连拱隧道病害分析、理论与数值分析、室内相似模型试验和现场测试等，下面分别进行总结。

对于大跨径隧道，由于车道数的增加，宽度加大了，而高度变化不大，使建筑限界变得扁平，因此，隧道就不得不做成具有扁平的拱形结构。在开挖时间上就有分期开挖过程，在分期开挖过程中，每一个施工分期对应不同的开挖顺序，就将意味着围岩对应一种暂时加载方式。由于在施工期间不断变化着的洞形和加载方式，不仅影响了施工期内围岩的应力、破坏区、洞周位移，而且影响洞体成型后的应力分布、破损区大小以及洞周位移情况。扁平、大跨径隧道的基本力学特性可以概括为：由于跨度加大，使得开挖引起的应力重新分布趋于不利。如果围岩的单轴抗压强度比重分布的应力小，隧道周边围岩将出现塑性化，为此，需要强大的支护结构来控制变形。底脚处的应力集中过大，要求地基承载力较高。拱顶稳定性降低，会产生较大的松弛地压。开挖宽度和开挖高度越大，要求产生拱作用底埋深越大，在埋深小时，拱作用不能发挥作用时，就会产生很大底松弛地压。因此，对大断面隧道而言，会产生较大的松弛荷载。而且隧道的埋深很浅时，其施工不仅受覆盖层地质因素的制约，而且还受地面环境的影响。常见浅埋大跨径隧道病害分析如下：

(1) 隧道渗漏水。在公路隧道所出现的一系列质量问题中，隧道渗漏水所造成的危害尤为普遍。据统计，目前国内公路隧道完全无渗漏水者寥寥无几，绝大部分隧道存在着不同程度的渗漏水问题。“十隧九漏”的说法正反映了隧道工程水害之频繁。隧道渗漏水不仅增加隧道内湿度，降低路面抗滑性能，造成电路短路等事故，危及运营安全，而且还引起其他病害。

(2) 衬砌裂损。由于形变压力、松动压力作用、地层沿隧道纵向分布及力学形态的不均匀作用、温度和收缩应力作用、围岩膨胀性和冻胀性压力作用、腐蚀性介质作用、施工中人为因素、运营车辆的循环荷载作用等，使隧道衬砌结构物产生裂缝和变形，影响隧道的正常使用，统称为隧道衬砌裂损病害。衬砌裂损是隧道病害的主要形式，隧道衬砌裂损破坏了隧道结构的稳定性，降低了衬砌结构的安全可靠性，影响隧道的正常使用，甚至危及行车的安全。

(3) 岩体强度破坏。对于土体来说，可能有三类破坏：冲切、剪切和整体破坏。在大多数情况下，岩石相对于土体来说要坚硬很多，具有很高的强度以抵抗

建筑物的荷载。然而，工程师们在实际工程中面对的岩石在大多数情况下都不是完整的岩层，而是具有各种不良地质结构面包括各种断层、节理、裂隙及其填充物的复合体，称之为岩体。所有这些缺陷都有可能使表面上看起来有足够强度的岩体发生破坏，并导致灾难性后果。

(4) 岩体变形破坏。在建筑物(山体偏压、回填附加土体)荷载作用下或隧洞开挖支承损失影响下，岩体将产生不可忽视的变形破坏，变形破坏的破坏模式主要有水平方向、垂直方向和地平面内的剪切应变三类变形破坏，其中水平方向的破坏有水平位移、拉伸和压缩变形，垂直方向的破坏有沉降、倾斜、曲率、扭曲等。归纳起来，其基本变形破坏模式为沉降、倾斜、曲率和水平变形四种，其它如扭曲是基本破坏模式的综合结果。

(5) 隧道衬砌顶部脱空的危害。目前，公路隧道二次衬砌一般用模注混凝土施工。公路隧道二次衬砌顶部脱空现象主要由施工工艺、混凝土收缩、围岩压力等原因引起。一方面，二次衬砌拱顶脱空时拱顶部均为正弯矩，使拱部上缘受拉开裂、渗漏，渗漏水腐蚀钢筋，使二次衬砌混凝土破坏；另一方面，二次衬砌拱顶脱空以后，围岩因失去应有的保护和支护而松弛、变形增大，导致失稳、脱落。

(6) 隧道震害。地震隧道震害的主要表现形式有：新增裂缝和原有裂缝发展、延伸，以拱顶、拱肩居多；接缝错开、张开和剥落，以施工缝居多；钢筋压屈；仰拱隆起，公路路面开裂。隧道震害受损等级见表 1.1。

(7) 衬砌裂损病害。隧道衬砌是承受地层压力，防止围岩变形坍落的工程主体建筑物。地层压力的大小，主要取决于工程地质和水文地质条件和围岩的物理力学特性，同时与施工方法、支护衬砌是否及时和工程质量的好坏等因素有关。作用在支护衬砌上的地层压力，主要有形变压力、松动压力，在膨胀性地层有膨胀压力，在有冻害影响的隧道存在冻胀性压力。隧道病害的产生是由于结构物(衬砌)所受的荷载超过了本身的承载能力所致。

表 1.1 隧道震害受损等级

隧道等级		损害程度	损害状况	交通措施
无立即危险	A	无损害	依日视观察，无可确认之异状	维持正常通行
		损害轻微	有轻微可见的衬砌龟裂等，对交通无影响(龟裂宽度<5mm，龟裂长度<5m)	
危 险	B	中等规模损害	有衬砌剥落、衬砌错动开裂(龟裂宽度>3mm，龟裂长度>5m)、钢筋外露、伸缩缝及施工缝位移、渗漏水等对交通有影响	管制通行
	C	大规模损害	隧道洞口边坡坍塌、隧道主体冒落、路面与路肩隆起或错动开裂、积水、长大隧道通风与照明设施损坏等无法通行之状况	禁止通行

以上这些病害若能在出现初期就发现它们，那么隧道的维护费用将大大降低。如何在不影响正常施工情况下，快速对整段路面做全面地调查并定位到问题区，成为急待解决的一大难题。现阶段，隧道病害的检测手段主要有传统的破坏性、非破坏性检测方法和无损检测技术。

传统的检测方法(如钻孔和锤击)所能够检测的范围是有限的,对病害程度的检测效果尤其是对一些正在恶化的地方的检测能力是有限的,无法对病害恶化的程度做出详细的报告。而在探测隧道病害时需要的非破坏性检测技术是:能够迅速地对隧道中的大片区域作出准确的评估,并指出哪一些部位需要作更进一步的详细检测,从而可以对隧道的质量状况作出高度的评估。因此,针对检测现状的不足,现在有必要进一步研究应用更先进的无损检测技术来解决它们。

1.4.2 大跨径连拱隧道结构型式

大跨径连拱隧道结构型式的选择,需要从洞外接线条件、防排水、施工等多个角度进行综合考虑,表 1.2 给出了大跨连拱隧道结构型式的选择。

表 1.2 大跨连拱隧道结构型式的选择

考虑的角度		适宜的结构型式	原因
接线条件	长直线路段	直中墙连拱隧道	衬砌断面行车道偏移量较小,过渡较易
	短直线或曲线路段	曲中墙连拱隧道	衬砌断面行车道偏移量较大,曲线过渡较易
防排水		分层中墙衬砌	防排水效果相对较好
		中空直中墙衬砌	
施工	衬砌型式	整体式衬砌	整体式,分层式,中空直中墙
	中墙型式	曲中墙	设计更接近于分离式隧道,可减小隧道的墙效应;不过底部较直中墙宽,洞内行车道较洞外行车道偏移值较大,过渡较困难
综合评价		分层曲中墙型式或分层直中墙型式	

连拱隧道结构型式差别主要是中墙型式。中墙型式主要有直中墙和曲中墙两类,连拱隧道按中墙结构型式不同可分为直中墙连拱隧道和曲中墙连拱隧道,这两种型式各自可分为整体中墙、中空中墙和分层中墙三种情况(图 1.1)。

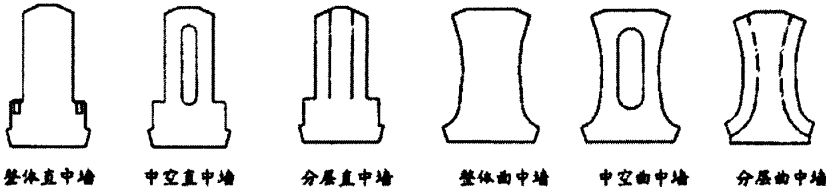


图 1.1 连拱隧道中墙的基本形势

表 1.3 列出了连拱隧道结构型式分类及各自特点,对应断面型式见图 1.2 至 1.7。

表 1.3 连拱隧道中墙结构型式分类及特点

型式	中墙型式	特点
直中墙型式	整体式	中墙相对较薄,适于因洞外条件限制,或构造和施工不允许设计成其它型式
	中空式	中墙较厚,为减小工程量,满足结构和施工要求后,中墙作成空心结构
	分层式	中墙相对较厚,满足要求后,将中墙分成三层,可较好解决中墙防排水问题
曲中墙型式	整体式	中墙最小厚度较小,适于洞外条件限制,或构造和施工不允许设计其它型式
	中空式	中墙较厚,为减小中墙工程量,满足结构和施工要求后,中墙作成空心结构
	分层式	中墙相对较厚,满足结构和施工要求后,将中墙分成三层,接近于分离式隧道结构,可较好解决中墙防排水问题

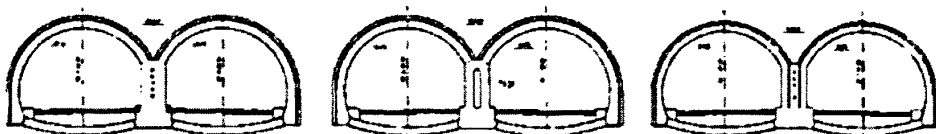


图 1.2 整体直中墙连拱隧道

图 1.3 中空直中墙连拱隧道

图 1.4 分层直中墙连拱隧道

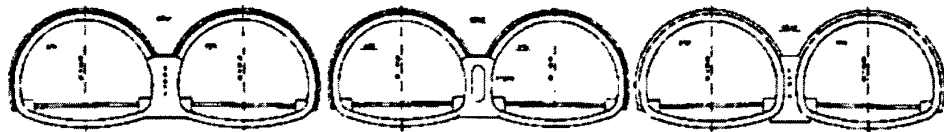


图 1.5 整体曲中墙连拱隧道

图 1.6 中空曲中墙连拱隧道

图 1.7 分层曲中墙连拱隧道

中隔墙是连拱隧道结构受力的核心构件，受力十分复杂，是隧道应力集中部位(拉、压、弯、扭、剪力均有)，其力学行为、位移及沉降指标直接关系到连拱隧道的总体稳定性。根据调查结果，目前国内外已建成、在建或正在设计中的连拱隧道的结构型式多为复合式衬砌结构，且从发展来看，连拱隧道采用复合式衬砌结构型式将是发展趋势。

1.4.3 大跨径连拱隧道理论与数值分析

隧道施工的复杂性以及围岩条件的离散性等条件的限制使数学解析方法遭遇到无法克服的困难。而计算机技术的发展促进数值分析方法在岩土工程中得到愈来愈广泛的应用。目前较成熟的大型商业化通用软件众多，如 *Abaqus*, *Ansys*, *Flac* 等。这些软件均具有极高的可靠性、优秀的品质、强大的功能和无限的解题能力，能够进行静力、非线性静力以及动力学分析，可以模拟应力场、渗流场、温度场或双场耦合分析等，能够满足隧道工程数值模拟的各种要求，且已有大量的应用实例。针对连拱隧道围岩与支护结构的力学分析问题，我国不少学者利用数值分析手段进行了深入的研究。

周玉宏(2002)^[22]等采用 *Ansys* V5.61 版有限元分析程序对云南元磨高速公路桥头隧道施工过程进行了二维有限元分析，模拟了 3 种开挖顺序，获得了偏压连拱隧道不同开挖工序条件下各阶段围岩的应力、应变状态、地表沉降以及隧道支护结构中的内力变化情况，并对比、分析量测资料，得出一些有益的结论。卢耀宗(2002)等利用 UDEC 模拟了连拱隧道跳槽式开挖中隔墙施工过程。彭定超(2002)^[23]等对金竹林连拱隧道的三维弹性计算，分析了拟定开挖工艺下隧道各阶段的应力和变形情况，并针对连拱隧道进行专题研讨，提出连拱隧道中墙受力状态的一般规律。王福柱(2003)^[24]等对北京地铁 13 号线东直门区间的连拱形式隧道采用有限元法进行施工过程力学模拟计算，得出浅埋双连拱隧道施工过程中周围土体的应力情况和变形情况。王胜辉(2004)^[25]等针对筲箕湾连拱隧道的开挖过程进行两种不同工序的模拟计算，比较不同开挖工序对隧道中墙的影响。结果表明，中墙是连拱隧道最主要的受力构件，非对称开挖容易在中墙上引起较大偏心荷载。余健(2004)^[26]等应用 *Ansys* 有限元程序对浙江省某高速公路连拱隧道施工全过程进

行了研究,模拟考虑不同的支护方式和不同的开挖顺序,得出了应力、应变和位移的变化规律。丁文其(2005)^[27]等对龙山隧道建立了连拱隧道施工动态有限元分析程序,模拟三导洞法和上下台阶法开挖双连拱隧道的施工过程,并通过对拱顶沉降、地表沉降、中墙应力、围岩稳定性的分析,从施工工序与施工力学角度对2种施工方法的优劣进行比较分析。李强(2006)^[28]等针对双跨连拱隧道设计和施工中存在的问题,采用三维有限差分程序FLAC^{3D},对两种中墙结构的空间受力特征进行了研究。

日本的市桥清功、佐藤映、松长刚等对九里洪田浦线的阿部仓双连拱隧道的施工方法、结构形式、加固范围和爆破的设计参数等进行了数值模拟,得出了阿部仓双连拱隧道的优化施工方法、结构形式、加固区范围和爆破参数;石川靖治、上村正人、米田裕榎、中川浩二采用二维有限元程序对北九州市的下到津超大断面的市区双连拱隧道进行研究,经过研究将整体式中墙结构修改为分片式中墙结构^[29]。

综上所述,不少学者利用数值计算方法对连拱隧道的施工过程进行了研究,并通过结果分析提出相应的施工优化建议。然而,隧道数值计算方法建立在坚实的理论基础之上,但由于隧道围岩的力学参数、模型的建立与实际情况都很难吻合,由室内试验或现场原位试验提供的岩石力学参数都与岩体实际情况存在一定的偏差,加之岩体的非均质性、非连续性以及尺寸效应等的影响,这些因素均可导致计算结果的偏差,使得结果的可信度降低。因此,采用其他手段进行对比分析仍是非常必要的。

1.4.4 大跨径连拱隧道模型试验

室内相似模型试验是研究隧道围岩与支护力学特性的又一重要手段。相似模型试验的模拟主要是用于观察隧道变形过程以及测试相似模型中隧道围岩与支护结构的受力等情况。虽然隧道围岩与支护结构的受力、变形是非常复杂的多因素相互影响的结果,但一般认为,隧道变形和破坏研究已经足够用于评价支护系统设计和围岩稳定性。对连拱隧道相似模型试验方面,我国学者也做了一些工作。

吴梦军(2003)^[30]等利用“公路隧道结构与围岩综合实验系统(CTSSSRH)”,对连拱隧道在不同开挖方案下的施工动态过程进行了相似模型试验,得到了围岩变形全过程曲线,研究了连拱隧道围岩位移、变形等发展规律,提出了III类围岩合理的开挖方案。林刚(2004)^[31]等利用相似模拟试验研究了II类围岩条件下四车道双连拱公路隧道支护结构的合理性,并与现场原位试验进行印证和补充。结果表明:中墙内力在施工过程中变化十分复杂,施工中应重点考虑中墙抗倾覆的要求;初期支护体系应以系统锚杆和喷混凝土为主、钢支撑为辅。申玉生(2005)^[32]等进行了大型相似模型试验研究和有限元数值分析,得到了双连拱隧道的二次初砌的

内力图式，试验表明双连拱隧道的两边墙脚、中墙底部和顶部的弯矩值较大，尤其是中墙的受力特征将直接决定双连拱隧道围岩整体稳定性。

国外也有一些研究成果，如日本的入江健二、末富裕二、河越腾对半藏门线的清澄工区侧部现行的三连拱盾构区间隧道的结构进行了室内相似模拟试验，原列宁格勒铁道学院曾对单跨双层的地铁车站的结构进行室内相似模拟试验^[30]。

总之，利用模型试验的方法对隧道及地下工程的研究，可以直观、全面的进行隧道围岩和支护结构力学特性研究的重要手段。虽然这方面的工作在国内外已经展开，但由于室内模型试验费用较高，技术难度大，目前在一般的隧道工程中很难得到广泛应用。

1.4.5 大跨径连拱隧道现场试验与围岩稳定性预测方法

结合现场地质条件和不同施工方法选择典型断面开展现场试验是研究隧道施工力学行为的重要手段之一。现场试验一般结合隧道监控量测同步进行，隧道施工监控量测已经是隧道工程研究领域较为成熟和有效的方法之一。现场测试一般配合隧道新奥法施工所包含的监控量测工作，它是以围岩与支护结构实体为研究对象，采取预埋位移或应力传感器等测试元件，随施工进度同步观察施工过程中隧道支护结构与相邻岩土介质的应力、位移与变形等物理量值的变化过程。由于观察结果为工程结构的真实完整的写照，因而所获得的信息对验证和指导工程设计及施工具有十分重要的作用。

对于隧道工程所进行的现场测试，主要包括以下几个方面：地质和支护状态观察、洞周收敛和拱顶沉降、围岩内部位移量测、锚杆轴力量测、喷射混凝土与二衬接触压力量测、钢支撑内力量测、二次衬砌内力量测等。这些项目的测试一方面可直接反映隧道围岩与支护结构的变形和受力随施工进展的动态特性，为设计与施工提供计算数据，检验设计与施工的合理性；另一方面，通过对围岩变形量测信息及规律的认识，可以预测围岩稳定性，以便及时对设计施工进行反馈，必要时作适当的调整。

实践表明，隧道现场测试得到的隧道围岩与支护结构相应的量测信息对于检验设计、施工方案及加固措施，预报预测险情等，是行之有效的途径。采取现场监控和量测还可以为相同地质条件下类似工程的设计和施工积累极为宝贵的数据和经验。近年来，在各种隧道施工中，信息化施工及预测方法（灰色系统理论，神经网络理论等）都对工程的安全施作，提供了必不可少的监测保证。

1.4.6 大跨径连拱隧道存在的主要问题及经验

大跨度连拱隧道在我国的实践已有一段时间，如铁路车站连拱隧道设计和施工技术经验可以借鉴，总结国内已有双连拱公路隧道的施工经验，概括起来有几点：大跨度双连拱隧道不是两个单孔隧道的简单迭加；隧道施工荷载转换次数较

多，导致中墙受力状况十分复杂，设计施工中应重视中墙的抗倾覆性，同时，为保证围岩与支护结构的稳定，中墙应具有一定的厚度；两侧隧道不宜同时施工，以减少对围岩的扰动；为减少两侧主洞多次施工的影响，保证上部荷载有效传递，中墙上方一定范围内围岩应在施工中加强。

尽管在大跨度公路连拱隧道建设方面取得一定的施工经验，然而可供参考的工程实例仍然较少。从目前国内已建成的连拱隧道工程来看，施工中常常不同程度出现了围岩坍塌、衬砌产生大面积裂缝，衬砌接头处严重渗漏水等问题。且随着连拱隧道工程的增多，新问题也正不断涌现，有许多问题仍待进一步优化、完善和改进。

1.5 主要研究内容与技术路线

1.5.1 大跨径连拱隧道存在的主要问题及经验

本文以宛坪高速公路内乡至西坪段刘家湾双向六车道大跨径连拱隧道为主要研究对象，总结了大跨径连拱隧道的结构特性，设计方法和施工方法、施工工艺以及病害类型，并基于该项目隧道发生坍塌，通过收集数据以及整理分析，对围岩位移发生的特性进行了适合该隧道围岩变化的灰色理论系统等模型的拟合预测，并对深埋大跨径连拱隧道失稳及变形破坏机理进行初步研究，并基于模拟试验，通过运用有限元分析软件 Plaxis 建立隧道模型，结合室内底摩擦试验，进行仿真现场模型进行模型实验及演绎其破坏失稳过程，为深埋、长隧、大跨度连拱隧道的建设提供理论依据和科学指导，该研究具有重要的学术价值和实用意义。

1.5.2 大跨径连拱隧道存在的主要问题及经验

本文技术路线见图 1.8 所示。

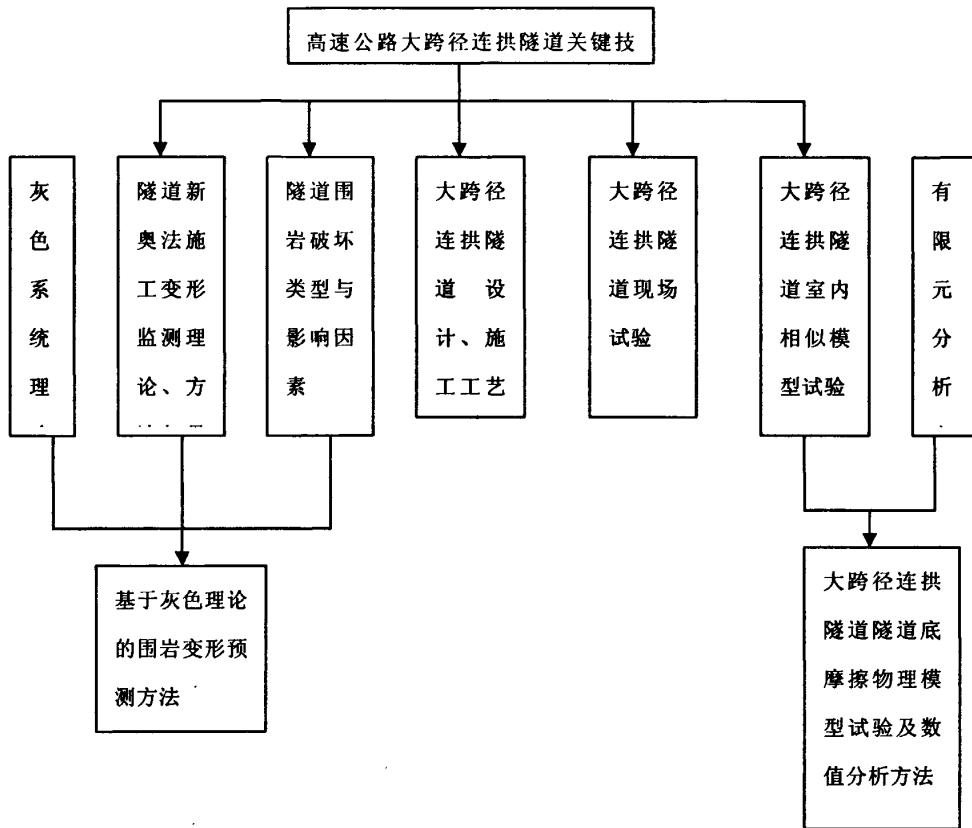


图 1.8 本文技术路线图

第二章 隧道新奥法施工变形监测理论、方法与量测技术

2.1 连拱隧道特点

公路连拱隧道得到日益广泛应用，其原因是因它具有独自的优点。刘洪洲、黄伦海^[34]详细论述了连拱隧道的优点和应用条件，其主要优点：在特殊的山岭重丘地形，和在城市周边有山丘阻碍城乡交通处，以及在人多地少经济活跃的山丘区兴建连拱隧道，有利于洞口和洞身的选择，减少隧道长度，减少投资。避免隧道洞口桥隧或路隧分幅，节省了进出口洞口路基和桥梁分幅所占土地面积，也避免了线路从整体到分离再到整体的复杂转换，有利于路桥隧总体的线形流畅。缩小了所占地下空间，提高了地下空间利用率。在城乡交接的山丘处，因人流量和交通量大，适宜兴建双连拱或多连拱公路隧道，以满足城市发展的需要。兴建连拱隧道，居民房屋拆迁和开挖土石方数量都相对较少，有助于减少自然环境破坏和保护城郊名胜古迹，又便于运营管理，有着明显的社会效益和经济效益。其主要缺点是：最主要是开挖跨度大，二车道隧道跨度大于 22m，三车道隧道跨度大于 30m，因而经受围岩压力较大。埋深浅，多次开挖爆破导致围岩多次扰动，尤其是中墙顶部及其两侧，稍有不慎易引起隧道围岩坍方，甚至冒顶。施工工序多，结构特殊且复杂，结构受力状态变化频繁，质量控制点多，施工技术难度较大和维修不便。中墙和边墙的施工及拱部二次衬砌施工，相隔时间较长，使得支护系统受力复杂。整体式中墙防排水和主洞拱部防排水施工不同步进行，使施工缝更加明显化。整体式中墙渗漏水现象较为常见，施工质量和洞口安全比不上分离式隧道。部分污秽空气倒流入另一洞内。

上述存在的诸多不足，很多属于初期缺乏设计和施工经验，以及当时缺少可参考的论著和规范指导有关。为此，近几年许多科研、设计、高校和施工单位的专家、学者联合或者单独针对连拱隧道存在的问题，进行了多方面研究，使之不断改进和完善，有的已获得了较理想的效果，如广泛采用复合式中墙，从根本上解决了中墙渗、漏水的通病难题。

2.2 隧道坍塌典型示例

2.2.1 宜万铁路高阳寨隧道进口处发生岩崩滑坡

2007 年 11 月 20 日上午 8 时 40 分左右，宜万铁路湖北省巴东段高阳寨隧道进口处发生岩崩。隧道进口坍塌下来的土石将公路阻断，隧道入口处有一个面积近百平方米的大窟窿，各种各样的钢制支架散落一地，一块巨石靠着山体，体积

近百立方，一载有乘客约 30 余名的客车被埋。

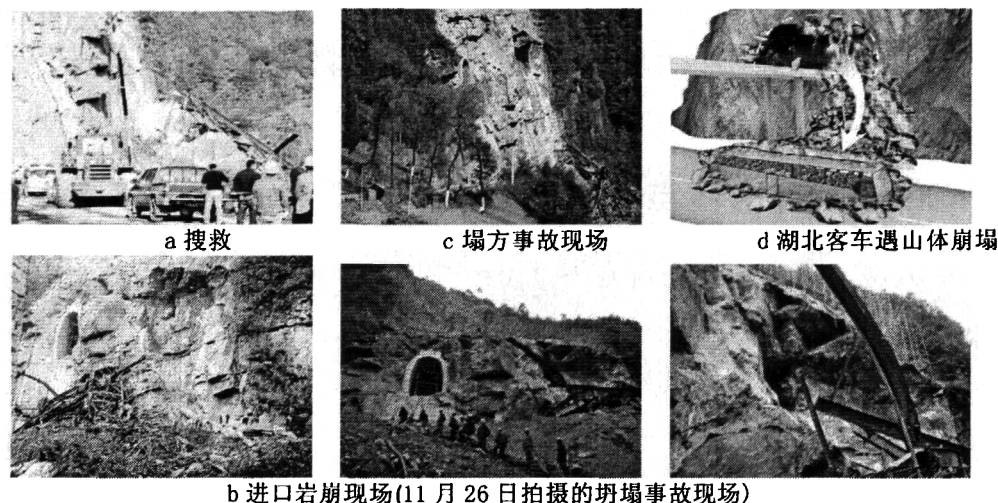


图 2.1 宜万铁路巴东段高阳寨隧道进口岩崩

该次塌方原因：隧道进口处发生岩崩形成滑坡，后果：滑坡体方量约 3000 立方米，31 人遇难。

2.2.2 重庆高速公路竹林坪隧道坍塌

2006 年 9 月 13 日 23 时，正在建设中的石柱境内垫(江)恩(施)高速公路竹林坪隧道发生垮塌，4 名工人被困隧道。历经 108 小时，四人获救。该隧道计划建长 1400m，已掘进 370 余米，发生垮塌地方距离洞口 80m 处。垮塌长度尚无准确数字，预计 30m 长。被困人员活动空间长度在 40m 至 100m。(生还和施救结果待查)原因：坍塌隧道地质构造复杂加上近期当地下了大雨，是这次塌方的主要原因。地质背景是它塌方的主要原因，一个是岩层组合的不利，软硬相间；第二个是构造背景，因为这个地方泥岩局部产生错移，地层构造比较陡，容易垮塌。后果：该隧道计划建长 1400m，已掘进 370 余米，发生垮塌地方距离洞口 80m 处。垮塌长度尚无准确数字，预计 30m 长。

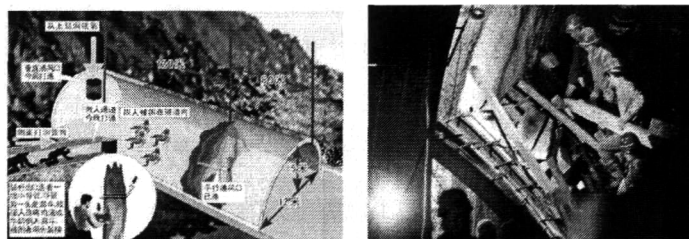


图 2.5 重庆高速公路竹林坪隧道坍塌现场图形描述

2.2.3 哈尔滨天恒山隧道坍塌

哈尔滨绕城公路天恒山隧道 2007 年 2 月 22 日发生坍塌事故。3 名工人死亡 2 人被埋失踪。天恒山隧道工程经过国家、省、市有关部门审批，由中铁十三局承揽修建，总投资 18 亿元。

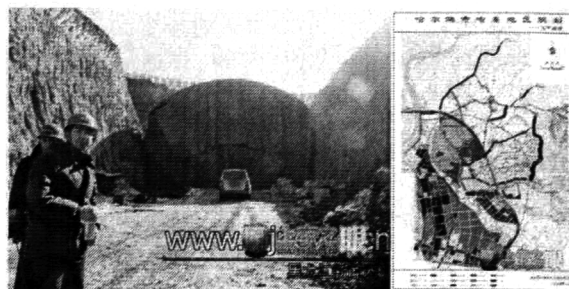


图 2.6 重庆高速公路竹林坪隧道坍塌现场图形描述

2.2.4 广砚高速公路在建隧道坍塌

2006 年 9 月 11 日 11 时 40 分，由中铁隧道二处有限公司施工的广砚高速公路第四合同段珠街隧道左线 ZK169+870-ZK169+890 发生塌方，25 名施工人员被困。

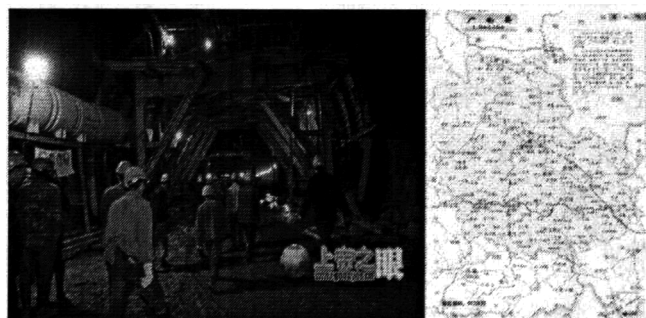
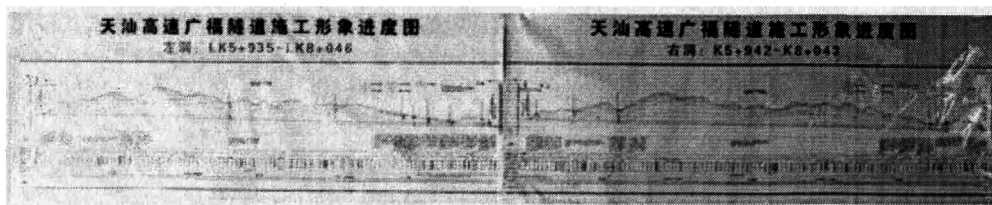


图 2.7 广砚高速公路在建隧道坍塌现场

事故所发地正处广南至砚山高速公路广南段内的珠街镇，此高速路是国家“五纵七横”国道主干线衡阳—南宁—昆明公路滇境中的一段，是云南通往广西及沿海港口的运输大动脉。据此项工程的资料显示：该项目具有施工地质复杂、桥隧比例重、高边坡较多、技术难度大等特点。路线区内存在岩溶、地下暗河、滑坡、泥石流、危岩、岩堆及软弱地基等不良地质。坍塌隧道在第四标段珠街隧道左侧。裂缝出现已有十余天了，石林人李志勇是塌方隧道的渣土车司机，广南至砚山方向，隧道分左右两个洞口，右侧隧道长750m，已全部修通。而塌方的左侧隧道全长720m，隧道由广南至砚山方向单向挖掘，目前只修通了300m米左右。据了解，塌方处位于隧道内250m左右。由于隧道前半部分已浇灌修好，工人多半集中在隧道250m至300m的区域内施工，以至于洞内塌方后，有20余名工人被困。

2.2.5 广福隧道塌方

2005 年 10 月 27 日 5 时 30 分左右，正在建设中的天汕(天津至汕头)高速公路梅州蕉岭境内广福隧道右线出口 K7+580m 的地方在没有任何预兆的情况下突然出现塌方，正在作业的 12 名施工人员被困在里面。



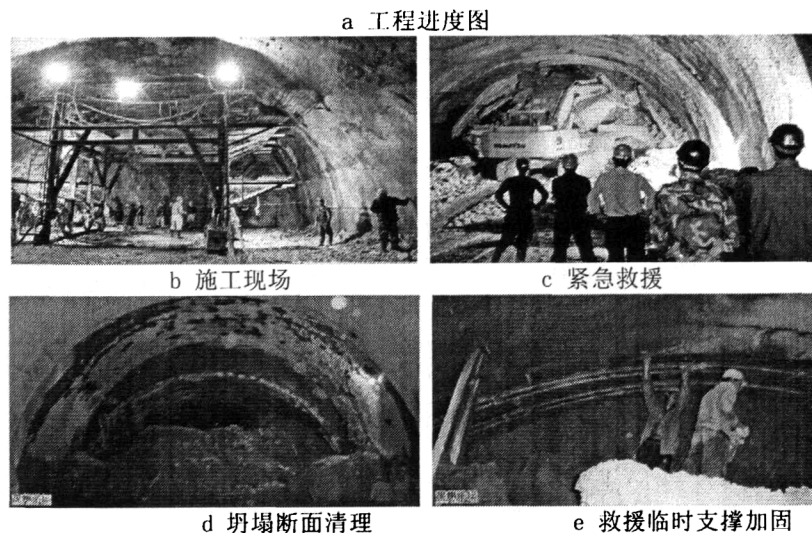


图 2.8 广福隧道塌方现场

该隧道是双洞分离式高速公路隧道，出事点离出口约 463m、离工作面约 80m；原设计该段岩层为较坚固的 V 类围岩，开挖后发现实际变更为较差的 III 类围岩。综上所述，隧道施工过程中，尤其是大跨径连拱隧道施工过程中，对于围岩及各种支护的安全性监测与预测都是有着不可忽视的作用，对工程本身以及施工人员的安全性保障，都有着不可磨灭的作用。

2.3 隧道围岩破坏类型与影响因素

2.3.1 岩体变形

隧道岩体的变形不仅表现出弹性和塑性，而且也具有流变性质。流变性指岩体的应力—应变关系与时间因素有关的性质。岩体在变形过程中具有时间效应的现象，称为流变现象^[35]。岩体的流变性质包括蠕变、松弛和弹性后效。根据试验及工程实践表明，蠕变现象在一些蠕变效应比较明显的岩体或者是受高温、高压的岩体中更为常见。在这些岩体中，岩体工程的破坏，往往不是因为围岩的强度不够，而是由于岩体还未达到其破坏极限，却因蠕变而产生过大的变形，导致岩体工程发生毁坏。因此，对这类岩体中的岩体工程进行设计时，必须考虑岩体蠕变的影响^[36-38]。由于岩体性质的不同，岩体的蠕变性质也不尽相同，通常用蠕变曲线来表示这种差异。岩体的蠕变曲线大致可以分以下两类^[39]：

(1) 稳定蠕变。这类蠕变曲线的特点是：蠕变开始阶段，变形增加较快，随后逐渐减慢，最后趋于某一稳定的极限值，如图 2.9 所示。荷载大小不同，这一稳定值也是不同。由于这种蠕变最终是稳定的，所以在多数情况下，不可能对工程造成危害。大部分较坚硬的岩体，如砂岩，石灰岩，大理岩，砂质岩等具有这种蠕变性质。

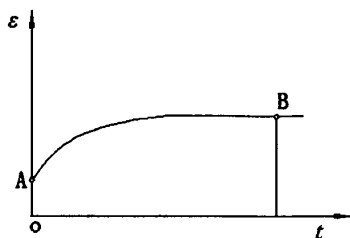


图 2.9 岩体蠕变曲线

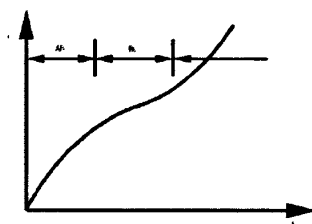


图 2.10 岩体蠕变曲线

(2) 不稳定蠕变。这类蠕变的特点是:变形随着时间的延长而不断增长,蠕变不能稳定于某一限值,而是随时间无限地增长,直到岩体破坏。具有不稳定蠕变特性的岩体,主要是软弱岩体,如粘土、砂质粘土、硬质粘土,板岩以及具有不连续面的岩体等^[40]。一般来讲,岩石的蠕变曲线根据蠕变速度不同,其蠕变过程可分三个阶段,如图 2.10 所示。

①初始蠕变阶段。在此阶段内,初始应变速率最大,随后则逐渐减小,变形速率呈逐渐减小的趋势,即变形加速度小于零。 $\epsilon-t$ 曲线向上起,如图所示中的 AB 段。而在蠕变的后期,岩体尚未产生永久变形,因而岩体仍保持着弹性性能,这时的岩体处于稳定状态而不可能产生破坏。

②等速蠕变阶段。在此阶段内,应变速率保持不变,变形的加速度等于零。应变与时间近于线性关系,如图中的 BC 段。这时在岩体中已产生永久变形,说明岩体已临近破坏,而 C 点则为岩体开始破坏的起始点。

③加速蠕变阶段。在此阶段内,应变速率迅速增加,变形加速度大于零,说明岩体变形难以控制,而呈上升趋势,从而使变形无限发展,造成岩体失稳破坏。当加速蠕变阶段曲线上某点的切线与横坐标 t 呈 90° 角时,此点对应的的时间即为岩体破坏的时间。

在工程实践中,通过监测有时会出现初始阶段变形速度呈现递减趋势,而在某一时间内变形突然增大,但变形速率仍然逐渐减小,这种现象可能反复多次出现。这是由于某种原因(如地下水增大,岩体出现偏压以及开挖影响等)使岩体变形增大,从总的发展趋势来看,变形逐渐趋于稳定。出现险情的情况较小,但是如果变形接近于该岩体的允许变形,应及时采取措施,以防患于未然。

一种岩体既可发生稳定蠕变,也可发生不稳定蠕变,其关键取决于作用在岩体上的恒定荷载的大小。显然,由稳定蠕变向不稳定蠕变转化时,其间必然有一个临界荷载或临界应力。小于临界应力时,只产生稳定蠕变,不会导致岩体破坏,大于临界压力时,则产生不稳定蠕变,并随时间的增长,将导致岩体破坏。因此,工程上把这个临界应力称为长期强度,它对设计考虑蠕变影响的岩体工程具有重要的意义^[41-44]。

2.3.2 隧道围岩破坏类型

围岩破坏形态多种多样，而且在围岩的不同部位不同破坏阶段，其破坏机理也不相同。按破坏形态、破坏过程及其成因，大体划分成如下六类围岩破坏类型^[46]：

(1) 局部落石破坏。即使在稳定的围岩中，也不能排除围岩中出现局部的落石，这种破坏主要是由地质和施工原因造成的。例如岩体结构面和临空面的不利组合、结构面的风化潮解，施工中的爆破松动作用，以及开挖面的不规则形状等。就其受力原因来说，落石破坏主要是由于围岩自重所造成，围岩应力属次要因素，一般情况下，围岩应力还有利于阻止落石形成。就其破坏部位来说，主要位于洞顶，其次位于两侧。其破坏形式表现为岩块沿弱面拉断或滑移，落石坍落或滑落。局部落石破坏如下图 2.11 所示。

(2) 拉断破坏。围岩由于受拉而出现的破坏称为拉断破坏，这种破坏在抗拉强度极低的土体、破碎岩石和软弱面结构中更容易产生。围岩拉断破坏一般具有拉裂破坏和折断破坏两种形式，如图 2.12 所示。当 $\lambda < 1$ 时，因为在顶部最易出现拉应力，并在围岩自重作用下因径向受拉而出现冒顶塌落。这种破坏主要发生在顶部平缓的隧洞中，因此矩形和梯形断面的隧洞容易出现拉裂破坏。图为两种拉裂破坏的情况。由于拉裂是沿结构面发生的，所以冒落的形状是不规则和不光滑的。

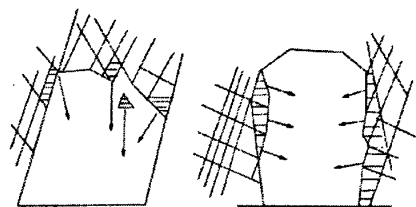


图 2.11 局部落破坏

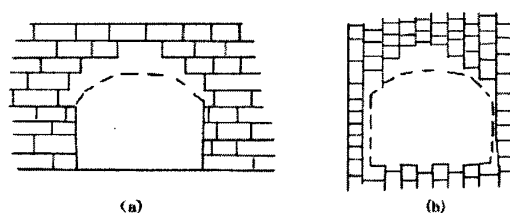


图 2.12 拉裂破坏举例

应当指出，松散岩体中所出现的严重片帮、冒顶不属此例。这类岩体不仅抗拉强度很低，而且抗剪强度也很低，所以围岩破坏常常一方面从顶部中央出现拉裂，另一方面则从侧帮或拱脚部位出现剪裂破坏，此后发展成为大规模片帮、冒顶。

$\lambda < 1$ 时，隧洞两侧虽然处于受压状态，但对脆性岩石或垂自节理发育的岩体，在垂自压力作用下，围岩侧壁可能会出现垂自向拉裂。此外，这类破坏形态也常常能在巷道岩柱和导洞间壁上看到。围岩折断破坏是拉断破坏的另一种表现形式。它主要出现在层状岩体中。当隧洞顶部和底部有水平成层的岩体时，则往往出现向下或向上的挠曲折断破坏；当隧洞侧壁垂自向层状岩体时，则侧壁容易出现凸邦折断破坏如图 2.13 所示。尤其是薄层岩体，最易出现朝向洞内的折断破坏。

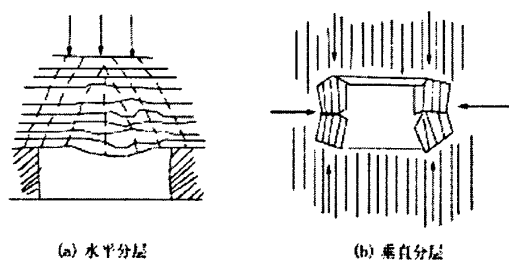


图 2.13 围岩的折曲破坏

(3) 重剪破坏。围岩沿弱面破坏，除表现为上述局部落石破坏和折断破坏外，还常表现为重剪破坏。所谓重剪破坏是指由于弱面中的剪应力超过弱面抗剪强度而造成的剪切破坏，此时岩体中的剪应力尚未超过岩石抗剪强度，所以破坏只沿着弱面发生。因此重剪破坏主要出现在岩性坚硬、弱面发育的岩体中。重剪破坏与落石破坏不同，它主要是由围岩应力引起的，因此破坏部位受原岩应力场及弱面强度、密度、方位和组数支配。破坏范围要比落石破坏范围大得多。围岩自重对重剪破坏也有作用，尤其当围岩中夹有软弱夹层和破碎带时，由自重引起的破坏范围还可很大。

(4) 剪切破坏复合破坏。剪切破坏是弱岩围岩中最常见的破坏形式。在高应力作用下，坚硬完整的岩体也会出现这种破坏。 $\lambda < 1$ 时，围岩中剪切破坏出现在隧洞两侧，它是围岩出现严重片帮、冒顶的第一阶段。侧壁剪坏后，若不采取有效的支护措施，则随着洞形的恶化，破坏就会从侧壁发展到顶部，出现拉断或新的剪切破坏，这种破坏全过程，我们自然称为复合破坏。现场观察和模型试验表明，岩性不同复合破坏形式也不同。对于脆性岩体，围岩最终破坏往往表现为严重片帮、冒顶；而对于延性流变岩体，围岩破坏则主要表现为围岩从四周向洞内蠕动。前者称为冒落型破坏，后者为挤压型破坏。

(5) 岩爆破坏。岩爆是围岩的一种特殊破坏形态，表现为开挖围岩岩体被突然抛落。产生岩爆的原因是岩体内储存的弹性能被突然释放。因此产生岩爆的条件必须是岩体中应力超过强度且受力后大部分能积聚成应变能。岩爆是岩体中积聚的应变能突然而猛烈地全部释放时的脆性断裂。如果岩体具备某种形式的塑性应变，能使应变能逸散，虽然处于高应力作用下，也不会发生岩爆。通常在埋深较大的采矿巷道和整体较好的脆性岩体中，最易出现岩爆现象。但埋深并不是发生岩爆的必要条件，在埋深不大的隧道中，只要能积聚岩体弹性能，并能突然释放，都可能出现岩爆现象。

(6) 潮解膨胀破坏。潮解膨胀破坏是由于围岩遇水而引起的破坏，表现为岩体软化崩解或强烈膨胀。但某些潮解膨胀岩体在天然状态下含有很高的水分，尤其是在地下水位以下的膨胀性岩体，只要不发生风干脱水作用，在水的作用下不会发生膨胀变形，表明风干脱水对形成围岩潮解膨胀的重要作用。潮解膨胀岩层

的主要岩石类型有泥岩、粘土岩、页岩、凝灰岩、泥灰岩和硬石膏等。膨胀性岩层含有大量的活动性矿物蒙脱石，吸水后可扩大体积几倍到几十倍，因而具有强烈的膨胀性。潮解膨胀岩层具有流变性，易风化潮解、遇水泥化、软化而丧失围岩强度。加速支护，尽快封闭围岩，这是防止潮解膨胀破坏的有效措施。

2.3.3 影响隧道的稳定性因素

隧道的稳定依生产领域及使用要求的不同，可能有完全不同的概念。如永久性公路、铁路隧道、厂房等要求隧道围岩只允许产生微小的位移，否则就影响隧道的使用功能；而矿山等临时性隧道则只需满足运行期间的安全即可。一般来讲可将隧道的稳定定义为：不产生围岩破坏或过大变形而妨碍隧道生产使用和安全，隧道即为稳定。隧道的稳定性主要视岩体的强度及变形特征与开挖后重新分布的围岩应力这二者互相作用的结果而定，前者强于后者则稳定，否则，围岩失稳^{〔46-50〕}。一般情况下，隧道的稳定受地质及地质结构、地应力、岩体力学性质、工程因素、地下水及时间条件等的约束。

2.4 变形监测理论与方法

所谓变形监测，就是利用测量仪器及其他专用仪器和方法对变形体的变形现象进行监视、观测的工作。其任务是确定在各种荷载和外力作用下，变形体的形状、大小及位置变化的空间状态和时间特征。通常，变形监测的对象分为全球性或区域性的变形研究，以及工程和局部性变形研究。其中对重要建(构)筑物在各种应力作用下的变形监测是判别结构是否安全的重要手段，其成果也是验证设计理论和检验施工质量的重要资料。由于工程测量学是研究工程建设在勘测、施工和管理阶段所进行的各种测量工作的学科，因而在工程领域，也常把变形测量作为工程测量的一个重要组成部分。

随着科学技术与工业化大生产的发展，导致各种工程规模越来越大，工程费用越来越高，工程要求也越来越精密，而一旦由于某种原因引起工程灾害，其所造成的损失程度也将越来越严重，因此，准确地了解这种变形显得越来越重要。同时人类为了实现预测和防治工程灾害的目的，促使变形监测的理论、方法和仪器手段得了快速发展。

(1) 变形监测的目的。变形监测的目的，在于获得被研究对象在变形过程中有关变形大小的一切资料，分析研究这些资料可以监视地表变形和工程建筑物的运营状况。如：利用震前地表变形趋势作地震预报，边坡微小移动可作为滑坡的报警信号，大坝和尾砂坝的变形量可以判断坝体是否安全稳固，围岩突然间的急速变形可以分析隧道施工进度是否安全等。根据变形监测资料，还可检验设计理论是否正确，提供设计并修改所需的经验数据，如岩体地下工程监测，是实现信

息化施工的重要手段。

(2) 变形监测的对象和内容。变形监测对象是多种多样的，大致可概括为三类：地表变形、工程建(构)筑物变形和大型精密设施的变形^[40]。地表变形，可以是自然原因产生，即板块运动、地球内部岩浆活动等，也可能是人工的原因。而工程建(构)筑物有各种不同类型，如：水利水电枢纽工程、桥梁、高层建筑、冶炼设施、精密输送带、尾砂坝、井塔和井架、架空索道、挡土墙、地下井巷、隧洞等等。大型精密设施，如：射电望远镜、粒子加速器等科学设施以及军事设施中的各种设备、导轨等往往也是变形监测的重要对象。

地表及各种工程建(构)筑物，由于地质、力学原因，往往会产生移动与变形。这种变形有多大？变形的机理是什么？变形有什么规律？移动与变形会不会导致工程灾害？由于工程建(构)筑物都允许有一定的变形而不影响其正常使用和造成损害，因此要求能准确地估计和观测到各种移动与变形值，并能判定工程建(构)筑物的允许变形值。变形测量就是针对这些问题进行研究与测量的一个学科分支，因此变形测量的内容主要有：沉降测量、位移测量、应变测量、倾斜测量、裂缝测量和挠度测量等。从历次测量结果的比较中了解变形随时间发展的情况。变形监测的周期常随单位时间内变形量的大小而定。当变形量较大时，测量周期宜短；而当变形量减小，工程建(构)筑物趋向稳定时，测量周期则可相应放长。

(3) 变形监测的方法。观测对象的变形过程一般都是动态过程，只不过有的变形速度很快，有的则很慢。通常是通过对被研究对象的不同离散时刻点进行观测，这时，把对象作静态系统看待，然后由多个时刻的观测结果，再来研究其运动的动态过程。变形监测方法的选择取决于变形体的特征、变形监测的目的、变形大小和变形速度等因素。根据对象的不同，变形测量方法大体上可分为下列几类。

①大地测量方法。在这类方法中，视被观测对象的形状、范围以及测量精度等要求的不同，测定平面位置的变形有三角网、三边网、边角网、导线网、激光准直测量及交会等各种测量方法；测定沉降变形有精密水准测量、连通管测量(静水压力水准测量)等；由于高精度全站仪的出现，使这种变形测量方法成为一种最有效、直观的方法，并主要用于对地表的变形测量。如地震监测、边坡监测，也可用于大型建(构)筑物的测量，如水坝、码头等。

②摄影测量方法。摄影测量方法包括地面单张相片摄影测量、地面立体摄影测量、航空摄影测量等。单相片摄影测量只能测定平行于摄影机承片框平面上的变形。地面立体摄影测量则可测定物体空间位置的移动和变形，这两种方法最适于近距离单体建筑物的变形测量。由于计算机的广泛应用，使非地形解析摄影测量方法有了很大发展，因此在近景摄影变形测量中不但可用带有框标与定向设备的测量摄影机，而且可广泛使用非量测用普通摄影机，这就为摄影测量方法在变

形测量中的应用开辟了更广阔的前景,如数字化摄影测量和实时摄影测量系统的应用。航空摄影测量一般只适于大面积的地表变形测量。1974~1978年在西德鲁尔煤矿区为了研究地下开采引起的大面积地表移动,曾进行了飞行高度375m,像比例为1:2500的航空摄影,通过作1:1000图,试验得出横坐标误差 $\pm 1.2\text{cm}$,纵坐标误差 $\pm 3.0\text{cm}$,位置误差 $\pm 3.2\text{cm}$,高程误差 $\pm 5.8\text{cm}$ 。

③物理学传感器方法。所谓传感器就是将观测对象的各种物理量(如位移、应变、温度、应力等)转变为电信号以便进行测定的器件,如光纤传感监测技术、智能弦式数码应变计^[62]等。它是变形测量中的一种行之有效的方法,能监测到变形体内部变形和受力状况,它的最大优点是能自动化、远距离操纵和连续记录。

④GPS技术。GPS作为一种全新的现代空间定位技术,已逐渐在越来越多的领域得到应用。自从20世纪80年代以来,尤其是进入90年代后,GPS卫星定位和导航技术与现代通信技术相结合,在空间定位技术方面引起了革命性的变化。用GPS同时测定三维坐标的方法将测绘定位技术从陆地和近海扩展到整个海洋和外层空间,从静态扩展到动态,从单点定位扩展到局部与广域差分,从事后处理扩展到实时(准实时)定位与导航,绝对和相对精度扩展到m级、cm级乃至mm级,从而大大拓宽了它的应用范围和在各行各业中的作用。其用于变形监测的作业方式可划分为周期性和连续性两种模式。

变形监测的技术和方法正在由传统的单一监测模式向点、线、面立体交叉的空间模式发展。在实际的变形监测中,根据变形监测的目的、变形体的实际情况不同,常常是大地测量方法、摄影测量方法、物理学传感器方法和GPS技术等测量技术共存与互补,利用它们各自优势,共同完成监测数据的采集。比如采用GPS和高精度全站仪进行平面控制网测量,进行联合平差。利用精密水准测量资料和GPS测量成果,以较高精度来确定测点的高程。

2.5 新奥法施工设计方法

新奥法是新奥地利隧道施工方法简称,即 New Austrian Tunneling Method(NATM),是奥地利拉布西维兹(L. V. Rabcewicz)教授等在长期隧道施工实践中,从岩石力学观点出发而提出的一种施工方法。该法应用岩体力学原理,以维护和利用围岩的自稳能力为出发点,将锚杆、喷射硅、钢筋网和钢拱架等集合在一起作为主要支护手段,及时进行支护,以便控制围岩的变形与松弛,使围岩成为支护体系的主要组成部分,以形成隧道围岩和支护结构为一体的承载结构,共同支承山体压力,通过对围岩一支护体系的各种现场量测,及时反馈围岩一支护体系的力学动态及其变化状况,为二次支护提供合理的施作时机,并通过反馈信息来指导隧道和地下工程的设计与施工。

新奥法提出了与传统的隧道厚层矽结构支护松动岩体理论完全不同的新概念

和新观点，在粘、弹、塑性理论指导下，根据在围岩体中开挖隧道后，从围岩产生变形到破坏有一个时间效应，通过适时构筑柔性、薄层且能与围岩紧贴的初期支护结构来保护围岩的天然承载力，变围岩体本身为支护结构的主要组成部分，使围岩与支护结构共同形成坚固的承载圈，从而形成长期稳定的支护结构。该法的主要特点是在岩体力学特性和变形特性以及莫尔理论的基础上，通过多种量测手段对开挖后隧道围岩进行动态监测，并以此指导隧道支护结构的设计与施工，并考虑了隧道掘进时的空间和时间效应对围岩应力与变形的影响，以及支护结构种类、支护结构的构筑时机、围岩压力和围岩变形四者的关系，新奥法思想贯穿在不断变化的设计变更与施工过程中。

新奥法适用范围很广，从铁路隧道、公路隧道、城市地铁、地下贮库、地下厂房直至水电站输水隧洞、矿山巷道等，都可用新奥法构筑。就应用新奥法构筑隧道跨度来看，在双线铁路及三线公路隧道的构筑中，其跨度已达10m以上，而在水电站发电机组厂房硐室的构筑中跨度已达30m左右；从构筑隧道的埋深来讲，由覆盖只有几米的浅埋隧道至千米的深埋隧道都有；就隧道所处位置的地形状况来看，从山岭隧道到都市隧道都有；从地质条件来看，不仅在硬岩和软岩中运用，就是在膨胀性地层、湿陷性土层以及软弱砂土地层中也能施工；此外在偏压地带和高地应力地区也可使用新奥法^[53]。

2.5.1 新奥法设计方法

新奥法设计应以工程类比法为主，并通过现场监控量测时进行工程实际检验、确认和修正，必要时辅以理论计算验算法确定支护参数的方法，主要有三种设计方法：①工程类比法，②现场监控测量法，③理论计算验算法^[54]。

工程类比设计法是当前锚喷支护结构设计中最广泛应用的方法。目前，《锚杆喷射混凝土支护技术规范》(GBJ86-85)仍然以工程类比设计法为主。工程类比法主要是在编制围岩分类表的基础上，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，确定锚喷支护参数与施工方法。此外，工程类比设计法通常要涉及水文地质、工程地质、地形和工程结构及施工方法等诸多方面的因素，并且工程类比法与设计者的工程实践经验关系很大，所以，要进行严格的工程类比较为困难。尽管如此，工程类比法仍然是主要的设计方法和具有重要实用意义的设计方法。

2.5.2 新奥法施工分两个阶段

①施工前预设计阶段。施工前预设计是在认真研究测定资料的基础上进行的。在这一阶段，一般很难完全详细地掌握实际的工程地质和水文地质资料，常常会有一定幅度的变动，故通过在施工中的地质调查和现场监控量测，确认和修正预设计是极其重要的。

②信息反馈修改设计阶段。在施工前预设计阶段，一般很难全部详细了解实际的地质条件，必须在施工现场进行监控量测，确认和修正施工前预设计。因此，新奥法的设计必须要有信息反馈修正设计阶段，这是最终确定设计参数并据以实施的阶段。但是，对隧道工程施工组织和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。因此，隧道工程定测阶段地质调查的内容和精度要求，必须满足施工前预设计的要求。

2.6 新奥法施工中的量测技术

自从新奥法技术问世以来，隧道和地下工程的设计与施工技术已有较大的进展。隧道施工的监测旨在收集可反映施工过程中围岩动态的信息，据以判定隧道围岩的稳定状态，以及所定支护结构参数和施工的合理性。因此量测项目可分为必测项目和选测项目两大类。

(1) 必测项目。必测项目是必须进行的常规量测项目，是为了在设计施工中确保围岩稳定、判断支护结构工作状态、指导设计施工的经常性量测。这类量测通常测试方法简单、费用少、可靠性高，但对监视围岩稳定，指导设计施工却有巨大的作用。必测项目是新奥法量测的重点，主要包括：隧道内目测观察、净空收敛量测、拱顶下沉量测、地表沉降量测。

(2) 选测项目。选测项目是对一些有特殊意义和具有代表性的区段进行补充测试，以求更深地了解围岩的松动范围和稳定状态以及喷锚支护的效果，为未开挖区段的设计与施工积累现场资料。这类量测项目测试较为麻烦，量测项目较多，费用较高。因此，除了有特殊量测任务的地段外，一般根据需要选择其中一些必要的项目进行量测。

必须指出，在各类围岩中，不论是单线或是双线隧道，深埋或者是浅埋，地质和支护状况观察均列为必测项目。实践证明，开挖工作面的工程地质与水文地质观察和描述，对于判断围岩稳定性和预测开挖面前方的地质条件是相当重要的，开挖面附近初期支护状态的观察和裂缝描述，对判断围岩的稳定性和支护参数的检验也是不可缺少的。在 I、II、III、IV 类围岩中，不论是单线或是双线隧道，深埋还是浅埋，隧道周边位移和拱顶下沉的量测是主要的必测项目。此外，锚杆或锚索内力及抗拔力，也是隧道新奥法施工监测的必测项目。

在隧道新奥法施工的测试中，隧道周边位移、拱顶下沉和锚杆抗拔力试验是最有意义和最常用的测试项目，具有稳定可靠、简便经济等特点。量测结果可直接指导施工、验证设计、评价围岩和初期支护的稳定性。由于周边位移和拱顶下沉量测以及锚杆抗拔力试验较其他量测项目实用，并便于推广应用，因此将这三项测试项目均列为必测项目。

在隧道新奥法施工的测试中，隧道周边位移、拱顶下沉和锚杆抗拔力试验是

最有意和最常用的测试项目，具有稳定可靠、简便经济等特点。量测结果可直接指导施工、验证设计、评价围岩和初期支护的稳定性。由于周边位移和拱顶下沉量测以及锚杆抗拔力试验较其他量测项目实用，并便于推广应用，因此将这三项测试项目均列为必测项目^[66]。

2.7 小结

新奥法是从岩石力学观点出发而提出的一种施工方法。运用新奥法进行隧道施工，对于隧道掘进中的围岩稳定性量测是非常必要和重要的，该法应用岩体力学原理，以维护和利用围岩的自稳能力为出发点，运用相应的支护手段，使围岩成为支护体系的主要组成部分，以形成隧道围岩和支护结构为一体的承载结构，共同支承山体压力。利用测量仪器及其他专用仪器和方法对围岩—支护体系的变形现象进行各种现场量测，及时反馈围岩—支护体系的力学动态及其变化状况，确定在各种荷载和外力作用下，变形体的形状、大小及位置变化的空间状态和时间特征，判别结构是否安全，为二次支护提供合理的施作时机，并通过反馈信息来指导隧道和地下工程的设计与施工。

随着高速公路车道宽度越来越不能满足国民经济需要的大形势下，大跨径连拱隧道将越来越多的出现在高速公路工程中，而一旦由于某种原因引起施工过程中的工程灾害，其所造成的损失程度也将越来越严重，因此，如何在其过程中进行合理、有效的监控量测变得非常重要，而同时，运用所得数据进行分析预报，也是一项不可或缺的工作。在科技不断发展的今天，有效的分析软件和不断积累起来的工程经验都将成为指导我们不断的取得一个又一个工程胜利的保证。

第三章 大跨径连拱公路隧道设计方法及施工工艺

大跨径连拱隧道是连接现代交通的重要组成部分，并越来越不可或缺。关于大跨径连拱隧道的设计、施工各地经验都较少。但近年来，在许多专家、工程人员的不懈努力下，已初步建立起一套行之有效的施工工艺和技术规范。

3.1 大跨径连拱公路隧道规范规定及指导

近年来，随着我国公路建设的快速发展，公路等级的不断提高，为改善路线线形，提高行车的安全性、舒适性和快捷性，公路隧道建设数量不断增多。但在特殊地质及地形条件的地区，从线桥隧衔接方式、总体路线线型、工程造价等因素综合考虑，分离式隧道往往受到较大局限，因而连拱隧道方案成为重要的可选方案之一，尤其对于中短长度的隧道和长大隧道洞口段。

目前，《公路隧道设计规范》(JTG D70-2004)中有关双向六车道连拱隧道设计支护参数和施工方法的规定，是根据浙江、福建、广东、重庆等地工程实践归纳得出的，有一定局限性。大跨径连拱隧道在断面型式、中墙结构型式设计以及相应的施工方法等方面都较单一，设计规范没有明确要求，可类比工程较少，还没有形成一套完整的与设计、施工方法相应的配套技术。同时有关大跨径连拱隧道中墙结构型式的优化、施工方法的确定，尤其是大型机械化施工方法的选择以及中墙顶部防排水的处理仍处于探索、积累经验的阶段。连拱隧道断面按边墙型式可分为直边墙连拱隧道和曲边墙连拱隧道；如按中墙形状的不同可分为直中墙和曲中墙连拱隧道；如按中墙结构形式不同可分为整体式中墙和复合式中墙两连拱隧道，而复合式中墙又分为分层(三层)直中墙和分层曲中墙两种形式。图 3.1 和图 3.2 分别是分层复合式曲中墙连拱隧道和分层复合式直中墙连拱隧道示意图。

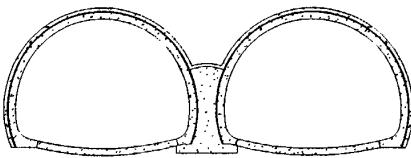


图 3.1 分层复合式曲中墙连拱隧道示意图

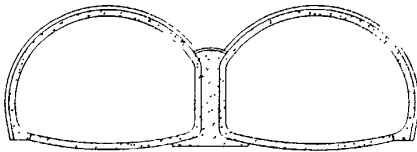


图 3.2 分层复合式直中墙连拱隧道示意图

中墙结构形式直接影响着隧道围岩的稳定、支护安全性和施工工序。中墙结构形式不同,使它们除具有连拱隧道的共同特性外,又具有各自的结构力学特性。由于复合式中墙连拱隧道在排防水效果、结构可靠性及施工进度等方面的优势,因此,公路隧道规范建议在有条件加大中墙厚度的地段采用这一结构形式。另外,连拱隧道断面形式还应结合地质条件、施工方法和洞外接线条件等因素进行合理选用。

3.2 一般公路隧道设计方法及标准

公路隧道的主体建筑物一般由洞身、衬砌和洞门组成,在洞口容易坍塌的地段,还加建明洞。隧道的附属构筑物有防水和排水设施、通风和照明设施、交通信号设施以及应急设施等。公路隧道设计通常先进行方案设计,然后进行隧道的平面和纵断面、净空、衬砌等具体设计。

(1) 方案设计:在对隧道所处地区的地形、地质、气象、水文、社会和自然环境以及有关法规调查的基础上,对隧道的总体布局进行全面的考虑;对隧道修建的工程量进行大致的估算;对隧道施工安全性进行认真的分析;对隧道的用途和远期规划进行充分的估量;对环境的影响进行综合的评价,从而确定隧道修筑工程投资经济、技术合理、收益大的方案。这个过程就是方案设计。

(2) 平面和纵断面设计:隧道平面尽可能采用直线。在必须采用曲线时,应尽可能采用大半径曲线。同时要考虑到洞门位置,以及引线、辅助导坑、通风竖井等辅助设施的位置等。隧道并设或交叉,或接近其他建筑物时,相互间应有足够的距离。洞门是隧道两端的出入口,洞门位置的确定将影响到隧道的长度、线形和施工的难易。

公路隧道纵断面的纵坡,一般在考虑使用要求、施工及排水等条件下尽可能取较平缓的坡度。纵坡坡度的确定,将影响车辆行驶时排出有害气体的数量,施工出碴和运送材料的效率,以及涌水排出的流速等。

(3) 净空设计:净空是隧道衬砌内轮廓线所包围的空间。主要指标是隧道的宽度和高度。设计公路隧道宽度时,一般是在路线的设计车速和交通量的基础上,根据隧道长度、地质条件、围岩压力、施工难易程度、通风方式、排水等条件确定。公路隧道通常按汽车、自行车和行人同时通过来规划。城市内或市郊附近行人很多的隧道,可将行人与行车分设,山岭地区修建的长大隧道,也可不设人行道。公路隧道净空高度一般由汽车载货的限制高度加上一定的富余量来确定的。隧道断面为适应围岩压力的要求,可采用马蹄形、直墙拱形、圆形、矩形和带仰拱的断面等(见图 3.3)。为了给车辆以设计速度安全行驶的最必要的空间,在公路工程技术标准中对公路隧道规定了“建筑限界”。建筑限界的形状和尺寸主要是根据车辆轮廓规定的。通风道及其他附属管线,可利用天棚以上或路面以下的

空间敷设。

(4) 隧道衬砌：为防止土、石风化和坍塌，阻止地下水流入隧道而沿隧道周边建造的结构物。通常用石料、混凝土和钢筋混凝土就地砌筑，或用混凝土、钢筋混凝土、铸铁或钢材做成预制构件拼装而成。20 世纪 40 年代末出现的喷射混凝土和锚杆支护是一种新型的支护形式。

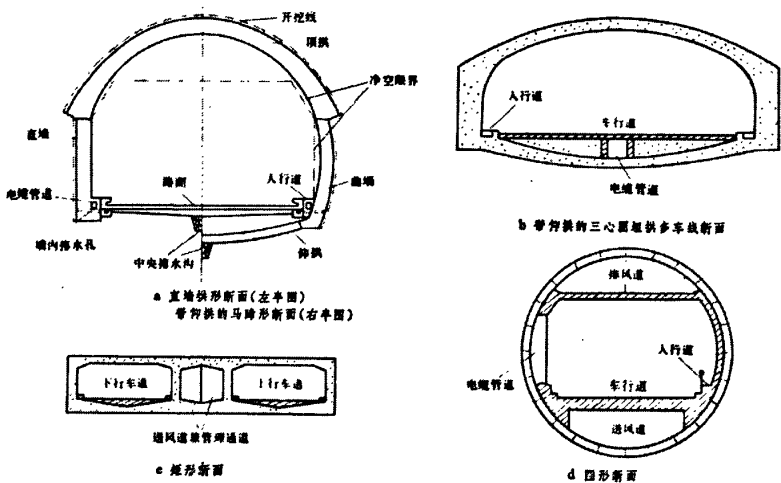


图 3.3 隧道断面形式图

(5) 公路隧道施工：可分为明挖法和暗挖法两大类。明挖法是先将地面挖开，在露天情况下修筑衬砌，然后再覆盖回填。暗挖法是不挖开隧道上面的地层，在地下进行开挖和修筑衬砌。暗挖法又可分为矿山法、盾构法和隧道掘进机法。

① 矿山法：又称采矿法隧道施工，是岩石地层中修建隧道的一种方法。施工时先在隧道岩面上钻眼，装药爆破成毛洞，再将全断面按一定顺序开挖至设计尺寸，然后顺次修筑衬砌。在坚硬地层中，围岩有较好的整体性，坑道开挖后围岩有一定的自稳能力，可以少分块，甚至一次就开挖出整个隧道断面。在岩石不够坚硬完整的地层中开挖隧道时，一般需先开挖导坑(又称导洞)，设置临时支撑，以防止土石坍塌。

导坑是为修筑隧道在断面上最先开挖的小坑道。导坑的作用为：展开施工工作面；测定隧道开挖方向；复核地质和水文地质资料；铺设施工用料和出碴的运输线路；排出地下水；敷设各种管道(水管、通风管和输送压缩空气的管道)和照明线路等。在修建长隧道时，一般先开凿一条同隧道平行的施工辅助导坑，即平行导坑。在平行导坑内每间隔一段距离开挖斜向坑道与隧道相接，以增加隧道施工时的工作面。需要时，平行导坑可扩大为第二线隧道。

② 盾构法：采用盾构作为施工机具的施工方法，常用于松软土壤中圆形断面的隧道施工。盾构的外壳是圆筒形的金属结构，前部为装置开挖设备的切口环，中部为装置推进设备(千斤顶)的支承环，尾部为掩护拼装衬砌工作的盾尾。盾构

法施工是在前部开挖地层，同时在尾部拼装衬砌，然后用千斤顶顶住已拼装好的衬砌将盾构推进，如此循环交替逐步前进。盾构种类很多，目前“膨润土泥浆盾构”处于领先地位，是利用泥浆护壁并作为携运废碴的介质，工作时不需使用损害工人健康的压缩空气，只需用水或“泥乳”作为掌子面的支护剂。

③隧道掘进机法：在整个隧道断面上，用连续掘进的联动机施工的方法。掘进机由旋转式刀盘（盘上装有滚刀和装碴铲斗）、石碴装载设备、机身前进的推进装置和支撑装置、控制方向的激光准直仪、安装临时支撑的设备及其他机械装置组成。施工时，旋转刀盘承受很大的推力挤压在隧道开挖面上旋转，切削岩石，碎碴由刀盘四周的铲斗提升到出碴槽内，滑至输送机，然后由其他运输机械转运洞外。机身中部有几对可伸缩的支撑装置外伸，并撑紧在岩壁上，固定机身和传递强大的扭矩与推力。完成一个行程后，收缩支撑使机身前进到新位置，再重复这一动作。掘进机具有掘进速度快，操作安全，对围岩扰动小等优点，可用于中等坚硬以下的岩石隧道工程。

(6) 隧道通风：机动车辆通过隧道时排出的废气，含有多种对人体有害的物质，柴油车排出的黑烟和车辆卷起的尘埃还会降低隧道内的能见度。因此，通风的目的就是要保证隧道内空气符合卫生标准和有足够的透光率。目前，隧道通风主要是采用从隧道外部引进新鲜空气的方法。由汽车活塞效应所产生的交通风量同自然风产生的风量总和，大于隧道内相应交通量所需通风量时，采用自然通风方式即可，否则需要采用机械通风方式。隧道长度和交通量是选择通风方式的主要依据，此外还要考虑隧道种类、地形、地质、气象等影响因素。机械通风方式按风的流动方向可分为纵向式通风和横向式通风。前者风的流动方向与隧道轴线方向一致，后者风的流动方向与隧道轴线方向正交。路线坡度、海拔标高、车速以及隧道横断面面积，车流的构成等，对通风量均有影响。实现机械通风的主要设备是通风机，可分为轴流式通风机和离心式通风机。

(7) 隧道照明：指隧道内的基本照明和洞口附近的缓和照明。基本照明是在隧道中部，为保证以设计车速行驶的车辆和行人安全通过隧道所需要的最低照明标准。驾驶人员由亮视场突然进入暗视场时，视觉机能有一个适应过程。为保证视觉机能的连续性，在洞外连接洞口的引道及驾驶员视野范围内，白天需要采取遮光措施，在洞内连接洞口的一段长度里需要进行缓和照明。同时，引道与洞内缓和段之间的亮度变化率，应有一个界限，以保证视觉连续和暗适应的过度。缓和照明段的长度决定于停车视距或驾驶人员的暗适应时间与设计车速的乘积。

(8) 隧道的应急设施：指隧道内发生灾害性事故时，为防止酿成更大的次生性灾害而设置的各种设施。如通报装置、紧急警报装置、消防设备以及其他设施等。通报装置能使事故发现者立即在现场或附近向隧道管理站报告；紧急警报装置能向后续车辆和对行车辆的驾驶者发出紧急信号；消防设备指在隧道内设置的

灭火器、消火栓和喷雾设备等；其他设施包括待避引导设备、备用电源和监视电视等。应急设施费用颇高，只有那些重要的、交通量大的长隧道才考虑使用。

(9) 隧道内部装修：指隧道内的路面铺设，墙面和天棚的装修，以及隧道内吸声设施的安装等。路面应用明亮的、横向抗滑性能好的，便于养护的材料筑成。墙面用反射率好的材料装修能保持良好的照明效果，交通量大的重要隧道常采用便于清洗的墙面材料。隧道内车辆产生的噪声在衬砌和路面上反射引起共鸣，残余音响时间为洞外的数千倍，需要安装吸声设备。

3.3 大跨径连拱隧道施工方法

连拱隧道的施工工序多，施工管理不便，进度慢，一直以来就是这种隧道结构的薄弱环节，在实际工程中，大多只用于短隧道，长度很少超过 500m。因此，如何加快施工进度是连拱隧道研究的一个重要课题。而对于大跨径连拱隧道(单洞三车道及以上)，如何选择施工方法就显得更为重要，因其跨度大，施工稍有不慎，就可能造成安全隐患。一种合理的施工方法不仅能加快施工进度，创造好的经济效益，更重要的是能促使隧道与围岩结构体系处于良好的稳定状态，这对于确保隧道工程质量，减少今后发生病害的可能性具有重要的意义。

我国连拱隧道应用至今已有三十多年，主要施工方法归纳如下^[56-57]：

(1) 三导洞法

即中导洞先行，双侧导洞随后跟进的方案。有时也可先开挖双侧导坑，后开挖中导洞。根据双侧导洞和主洞的工序不同，可分为三种方法：

①三导洞—先墙后拱法。顾名思义，先墙后拱即连拱隧道的边墙与拱部的二次衬砌是分开施作的，这将直接影响到二次衬砌的整体性。此外，先做二衬边墙并没有明显的优点，反而有悖于新奥法关于初期支护基本稳定后再做二衬的原则，同时还使得边墙与拱部的二衬分开，导致施工管理不便，因此不认为具有优势。

②三导洞—全断面二次衬砌法。待衬砌支护完成且基本稳定后再一次性自下而上完成二次衬砌的施作，符合新奥法施工原理，施工工序相对较少，具有优势。

③三导洞—双上导洞法。此法的要点是在连拱隧道左右洞的洞顶各开挖一个导洞，形成双上导洞，通过这两个导洞对主洞进行拱部围岩加固，然后进行主洞的开挖就比较安全了。从国外已施作的隧道来看，双上导洞是采用盾构开挖的，这对于本来就不长的连拱隧道而言，造价上是很花不来的。当然，亦可考虑用钻爆法开挖双上导洞，但总体造价仍然是很高的，故不予推荐。

在这 3 种三导洞法中，以全断面二次衬砌法最有优势，事实上，这也是我国连拱隧道采用得最多的施工方法之一。

(2) 中导洞法

只有中导洞而无侧导洞的方案。根据主洞开挖方式的不同，可分为四种方法：

①中导洞—正台阶法。即主洞采用台阶法施工。中导洞先行，做好中墙后再开挖主洞，工序最少，进度最快，具有显著的优势。

②中导洞—下导洞法。先开挖中导洞，完成中墙的施工。当主洞开挖时，采用下导洞先行。增加下导洞可以带来许多优点，如探明前方地质情况，在导洞内设置三管两线等。但弊端也是很显然的，如工序多、开挖空间小、进度慢，需要拆除的临时支撑多等。增加这样下导洞，还不如三导洞法的两个侧导洞，因后者不但起到前者同样的作用，同时还具有临时支护拆除量少，并能及时约束边墙变形等优点。故对此下导洞法不予推荐。

③中导洞—中隔壁法。先开挖中导洞，完成中墙的施工。当主洞开挖时，采用中隔壁法施工。从稳定围岩来说，中隔壁法肯定是有优势的，但中隔壁支撑属于临时钢支撑，需要拆除，会增加工程造价，而且施工工序比三导洞法多，施工进度慢。因此，除了地质条件很差，或对地表下沉的控制有较高要求外，一般条件下不建议采用。

④中导洞—双上导洞法。先在左右主洞的上半断面中，各开挖一个上导洞，利用上导洞对拱部围岩进行加固，然后才开挖中导洞，中墙完成后，用台阶法开挖主洞。这也是引自国外的方法，上导洞采用小型盾构开挖。

在这 4 种中导洞法中，中隔壁法造价高、进度慢；双上导洞法因需采用小型盾构，经济性不合理，不适合我国国情；下导洞法缺乏工程优点；因此，只有正台阶法具有造价与进度上的明显优势，虽然相对而言，其安全性低于其它 3 种方法，但只要能保证施工的顺利进行，就是安全的。

综上所述，三导洞—全断面二次衬砌法(下文中简称为“三导洞法”)和中导洞—正台阶法(简称为“中导洞法”)是不同地质条件下的两种代表性施工方法。三导洞法适于地质较差围岩，中导洞法适于地质较好围岩。连拱隧道的开挖步骤多，围岩与支护的作用关系尚缺乏理论上的把握，量测工作的实施比普通公路隧道要复杂，尤其是单洞三车道这种大跨径的连拱隧道，需要了解隧道围岩结构在施工过程中的受力状态，为施工决策提供可靠的理论依据。

3.4 大跨径六车道连拱隧道施工方案比选与注意事

对于大跨径六车道连拱隧道，一般采用中导洞法和三导洞法施工。从现场监控量测的反馈信息可知，侧导洞法有利于初期的稳定，故对于围岩级别为Ⅳ级或Ⅳ级以上，岩体风化强，节理裂隙较发育，断裂构造较发育的围岩，建议采用三导洞法施工，如图 3.4(a)所示；对于Ⅳ级或Ⅳ级以上，岩体风化弱，节理裂隙不发育，无明显断裂构造的围岩，可以采用中导洞法施工，如图 3.4(b)所示。在严重偏压情况下采用三导洞法施工时，开挖中导洞后，埋深浅、围岩条件差一侧的

导洞先行，然后再开挖另一侧导洞，三导洞开挖错开距离应大于 3 倍导洞洞径，如图 3.5 所示。

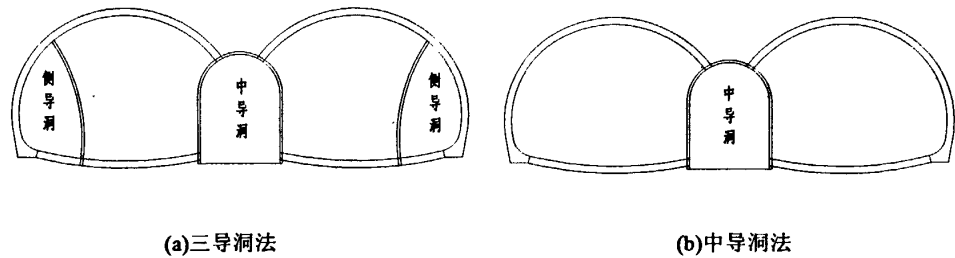


图 3.4 三导洞法和中导洞法示意图

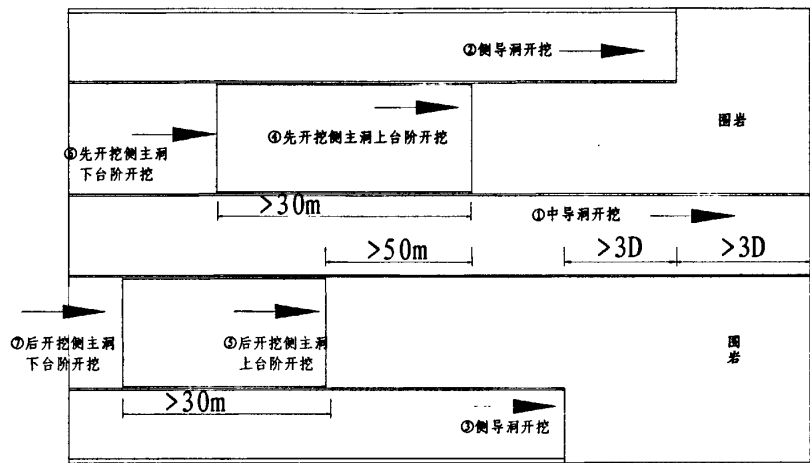


图 3.5 施工方案图

由于先行主洞开挖会扰动后行主洞围岩，从而导致后行主洞受力更复杂，且初期支护受力大于相对应部位的先行主洞，故后开挖洞施工难度大于先开挖洞，所以当开挖两侧主洞时，先施工埋深浅、围岩条件差一侧主洞，再施工埋深厚，围岩条件好一侧主洞，施工顺序如图 3.6 所示。另外，由于拱部初衬受力大于边墙初衬受力，故当开挖主洞时，应该采用上下台阶法施工，且开挖上台阶时采用留核心土来稳定掌子面，下台阶要求为长台阶，建议台阶长度大于 50m，如图 3.7 所示，目的是当下台阶开挖到达时上台阶初衬受力基本稳定，这样下台阶开挖对上台阶的扰动就较小。

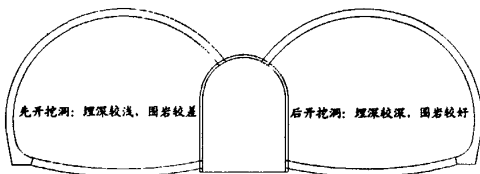


图 3.6 两主洞开挖顺序

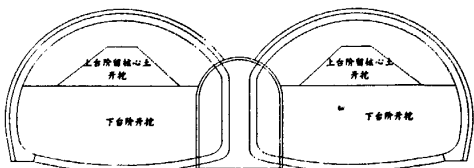


图 3.7 主洞上下台阶法施工

下台阶初期支护完成后，及时施作仰拱，因为在不设仰拱的情况下，隧道底部的轻微变形都会影响到整个隧道结构的受力，难于有效控制围岩的稳定，而及时设置仰拱后，连拱隧道整个结构是封闭的，没有明显的薄弱部位，整体受力性

能得到很大改善，从而有效控制围岩变形的发展，保持围岩与结构的整体稳定。为了尽可能减小施工对围岩的扰动，大跨连拱隧道施工应严格做到左右侧导及正洞施工不同步进行，以免引起围岩有较大变形和应力释放，因为隧道开挖打破了岩体原有平衡状态，围岩应力重新分布，围岩发生变形，以达到新的平衡状态；若不错开一定距离，势必引起左右洞室围岩应力、变形叠加，这对于围岩稳定是很不利的。

从前面分析也看出，后行主洞的施工会在较大程度上对先行主洞围岩产生扰动，故两洞不宜同时施工，应该错开一定距离施工，建议错开距离 30m 以上，如图 3.8 所示，这样当后开挖洞施工到先行洞既定断面时，先行主洞初衬混凝土达到一定强度，且先行洞初衬受力基本稳定，有利于隧道围岩结构的整体稳定。隧道施工总的施工组织原则是按新奥法原理实施，采用光面爆破技术，坚持“管超前、严注浆、短进尺、弱爆破、快封闭、勤量测、速反馈、控变形”。施工中的关键技术包括大管棚和小导管超前支护、中隔墙施工、左右洞开挖顺序与间隔进尺、监测量测等。

3.5 大跨径六车道连拱隧道设计与施工工艺

近年来，在许多专家、工程人员的不懈努力下，已初步建立起一套行之有效的大跨径连拱隧道的施工工艺，其具体内容与各工艺中的注意事项如下：

3.5.1 超前支护

现场监控量测数据处理和数值模拟分析结果表明，在大跨径连拱隧道开挖过程中，拱顶下沉和拱部收敛位移均较大，故对于Ⅳ级或Ⅳ级以上围岩，进洞应该采用管棚进洞，建议管棚布置为 $\Phi 89@50$ ，在 120° 的范围内布置；进洞后采用超前小导管预前支护，建议小导管布置为 $\Phi 50@40$ ，也在 120° 的范围内布置，如图 3.8 所示。

3.5.2 爆破施工

由于双向六车道连拱隧道跨径大，施工步骤多，先支护衬砌会受到反复扰动，所以在开挖过程中要求采用“短进尺，弱爆破”，上台阶开挖采用留核心土法开挖，采用多次爆破，特别后行主洞开挖时，先行主洞中墙侧受到影响最大。炮眼的布置和药量的放置均要经过反复试验，得到最佳方法后才用以施工，这样才能保证施工的顺利和安全。

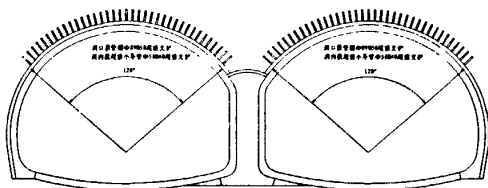


图 3.8 超前支护布置方法

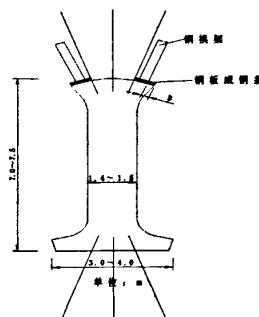


图 3.9 中墙示意图

3.5.3 爆破施工

从防水角度考虑，连拱隧道一般运用三层中墙，其中两外层为二衬，在施作二衬前，只是依靠内层中墙支撑隧道上部荷载，故内层中墙的稳定性在隧道施工过程中显得尤其重要。从前面分析结果可以看出，当内层中墙采用厚度为 1.4m 钢筋混凝土结构时，完全满足结构受力要求，故建议内层中墙中部厚度在 1.4-1.5m，高度在 7.0-7.5m，结构采用钢筋混凝土，由于中墙存在端面效应，两端应力较集中，故在设计中墙时，中墙端部厚度要大于中部，建议端部宽度为 3.0m-4.0m，如图 3.9 所示。

中墙在施工过程中受到反复扰动，也受到较大偏心压力，故为了防止中墙受到倾覆，中墙顶部和底部应该安装锚杆，且锚杆需伸入中墙内，尽量使得中墙顶和顶部围岩的接触面为一弧形，当中墙顶发生横向的变位时，上部围岩会产生抗力，以维持中墙的平衡。从量测中看出，中墙顶部局部应力较大，特别是与主洞钢拱架接触部位，所以中墙顶部和主洞钢拱架接触部位要垫钢板，以防止点受力，导致中墙顶部混凝土被压溃，在设计钢拱架位置时，落脚部位不应在中墙边缘，应偏向一定距离 D ，建议 D 大于 0.2m，使得中墙受到较小偏心压力，如图 3.9 所示。施作中墙后，中墙顶部和上部围岩会有一定空位，一般埋设注浆管注浆，建议埋设注浆管间距 1m，这样在适当注浆压力下才能保证顶部回填要密实。如果注浆不密实，中墙顶部会有空洞，围岩荷载无法传到中墙。

施工与计算都表明，连拱隧道的中墙在施工过程中会出现偏压状态，在先施工洞室完成，后施工洞室尚未开挖之时，最为严重。此时如果中墙顶与围岩之间回填不实，会导致中墙呈悬臂受力状态，中墙向另一侧发生位移，导致衬砌出现边沟等纵向裂缝。中墙顶的回填基本属于隐蔽过程，受现场施工条件和环境的限制有时会不密实，为了确保安全，除了严格落实中墙顶部回填外，还应该在中导洞内设置中墙横向支撑，以平衡中墙的侧向移动。中墙顶锚杆基本上属于临时支护范畴，一旦中墙施作完毕，墙顶就会紧密回填，锚杆的作用随之减小，所以它的作用主要体现在中导洞阶段。但当墙顶部回填不密实时，其作用不仅在中导洞阶段，还要贯穿整个施工过程，因此应重视中导洞拱部锚杆的施作质量。中墙顶回

填不密实有工艺上的原因，仅靠浆砌片石来填紧，工艺上不易做到，建议立模施喷混凝土来回填，可以做到十分紧密。

3.5.4 导洞施工工

从量测可以看出，如果采用导洞法施工时，应早点拆除导洞临时支护，尽量等到该断面初期支护喷混凝土达到一定强度后再拆除，尤其是中墙侧钢拱架，建议开挖上台阶 20 天后再拆除中导洞临时支护和侧导洞临时支护，如图 3.10 所示。

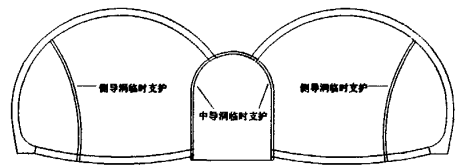


图 3.10 导洞临时支护示意图

3.5.5 主洞开挖

主洞上台阶开挖为隧道开挖的关键工序，跨度大,危险性大，因而要慎重施工。从量测结果可以看出，中墙在整个施工过程中始终偏向先开挖洞，为了平衡由于开挖导致的偏压，应回填后开挖侧中墙下部，上部用钢拱架横向水平支撑，如图 3.11 所示。

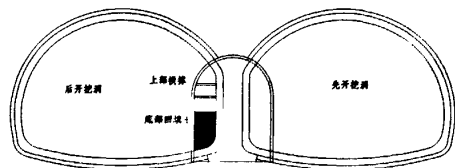


图 3.11 中导洞回填示意图

大跨径连拱隧道的开挖更强调预留核心土，但留核心土对施工进度的影响很大，在实际施工中，应通过现场量测作出准确的判断，能不留则不留，力争做到在保证安全的前提下实现高效率。吴家庄隧道在Ⅳ级围岩地段采用中导洞法，就没有留核心土，实践证明是成功的。对于围岩稳定性差的大跨连拱隧道施工应高度重视仰拱的作用，在工艺上建议先施作仰拱，再施作边墙与拱圈，即二次衬砌是从仰拱做起。

在实际工程中，往往将仰拱留到最后做，这样的好处是不会造成施工干扰，但仰拱的作用在施工阶段不能体现。而先做仰拱虽然对后续工序干扰大，但却能及时发挥仰拱的作用。

3.5.6 初期支护

根据新奥法，一般初衬采用锚杆、钢筋网、喷射混凝土、钢拱架支护，对于双向六车道隧道支护参数，规范已经有相关建议，如表 3.1 所示。

表 3.1 规范规定双向六车道隧道复合式衬砌的设计参数

围岩级别	初期支护				二次衬砌		
	喷混凝土厚度(cm)	锚杆		钢拱架间距(cm)	超前支护	拱顶、边墙、仰拱	中墙
IV	15-20	3.5	100×100	80-100	小导管注浆	60/50	210-350
V	20-25	3.5-4	100×100	80	小导管注浆	65/55	210-350

通过前面分析知道，锚杆、喷混凝土和钢拱架具有不同作用，在整个断面中，中墙侧拱腰和拱脚部位是连拱隧道最薄弱环节，所以该部位初衬支护要求加强，建议减小锚杆间距，边墙部位是连拱隧道中受力较小部位，该部位初衬支护可以相应减弱，建议增加锚杆间距。故参照当围岩为IV级时建议初衬支护参数为：I₂₀工字钢，间距 0.75-1m，锚杆长 3-4m，环向间距 0.5-1m，其中中墙侧环向间距为 0.75m，边墙侧环向间距 1m，喷混凝土厚度 0.25-0.3m，如图 3.12 所示。当围岩为 V 级时建议初衬支护参数为：I₂₅工字钢，间距 0.5-1m，锚杆长 3.5-4.5m，环向间距 0.5-1m，其中中墙侧环向间距为 0.5m，边墙侧环向间距 1m，喷混凝土厚度 0.28-0.35m，如图 3.13 所示。

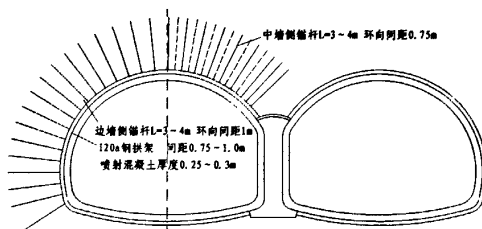


图 3.12 IV级围岩初期支护参数

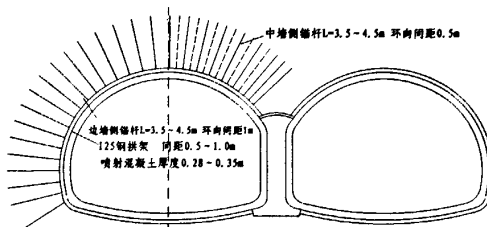


图 3.13 V级围岩初期支护参数

初衬施工建议：

①锚杆施工。安装锚杆时，钻孔前按设计位置划出孔位，当遇围岩破碎时，可采取加密锚杆措施。钻孔和锚杆所在部位岩面垂直。架立工字钢后和锚杆焊接，以形成整体。

②工字钢安装。钢架置于中墙顶部时，要求钢拱架底部安放一块钢板，且将钢拱架和钢板焊接在一起，放置位置不能在中墙顶部边缘，以防由于应力集中而压溃中墙顶部混凝土。边墙侧要求和边墙部位钢拱架用螺钉拧紧，不能采用焊接连接，当先开挖拱部，再开挖边墙部位时，边墙侧要求用定位锚杆安设钢架。

③喷射混凝土。当超挖后杜绝在钢筋网后面回填片石，喷射混凝土要保证和围岩的密实。

3.5.7 仰拱施工

从量测数据看，仰拱有利于改善上部二衬受力，且受力和上部二衬受力大小相差不大，故当为Ⅲ级或Ⅲ级以下围岩时，隧道可以不采用仰拱结构，当为Ⅳ级或Ⅳ级以上围岩时，可以采用和上部二衬一样厚度的仰拱。当隧道下台阶开挖及初期支护完成后,应进行仰拱的开挖及回填。

3.5.8 隧道防排水

隧道防排水采取以排水为主,防、排、截、堵相结合的综合防排水措施，形成完整的防排水体系，达到“排水通畅、防水可靠”的原则。

初衬采用防水混凝土，浇筑二次衬砌模注混凝土来防水，且采用全断面一次性施作二衬。在沉降缝上采用中埋式橡胶止水带加橡胶止水条防水，施工缝采用背贴式止水带加橡胶止水条防水。在初衬与二衬之间全断面设置防水板作柔性防水，初期支护与防水板之间设置环向排水管，将水导入两侧电缆沟下的排水管，引水至洞外排水沟，如图 3.14 和 3.15 所示。因为防水板是隧道中主要防水体系，故临近防水板的接缝处一定要接触密实，保证不会渗、漏水。

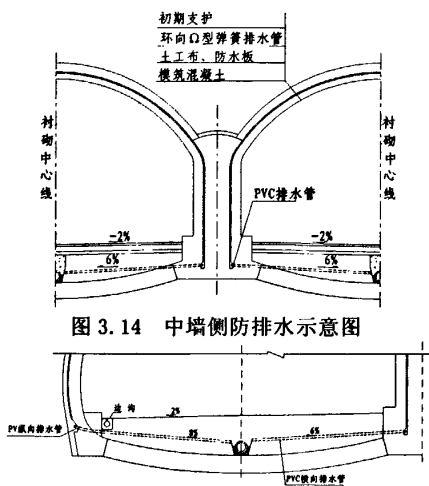


图 3.14 中墙侧防排水示意图

图 3.15 单洞防排水示意图

3.5.9 二次衬砌

对于Ⅳ级或Ⅳ级以下大跨径浅埋隧道的二衬采用 45cm 厚钢筋混凝土可满足受力要求，Ⅴ级大跨径浅埋隧道的二衬采用 50cm 厚钢筋混凝土可满足受力要求，如图 3.16 所示。施工时，要保证全断面二衬达到设计厚度。建议采用全断面一次性施作二衬，对于浅埋大跨径连拱隧道，应早施作二衬，对于深埋大跨径连拱隧道，要求围岩收敛趋于稳定时再施作二衬。衬砌混凝土灌注后，当强度达到设计强度 70% 以上，才可拆模，并进行养护。

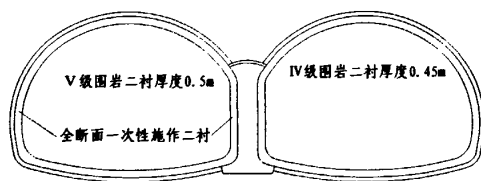


图 3.16 不同级别围岩的二衬厚度

大跨径连拱隧道施工是一个复杂而又周密的过程，各工序间的衔接、配合，稍有不慎，就可能造成安全隐患，因此，有必要在现有的施工技术基础上，运用各种现代技术、手段不断更新施工工艺，提高施工安全指数和施工效率，为现代化交通建设事业更好的服务。

3.6 小结

综上所述，大跨径连拱隧道施工是一个有着复杂工艺和方法的系统过程，对于何种围岩类型下，如何选取施工方案，以及在工程过程中因为设计与实际不符而重新定义围岩级别后，施工方案的变更、围岩支撑的加固提升或者降低，导洞开挖方式等等，都是需要有相当丰富的施工经验与试验结果做指导的。稍有不慎，都会导致整个系统工程面临失败的危险，在我们选取设计方案以及施工方案的时候，并且在施工过程中，都要不断参照以往宝贵经验和实地调查的结果，仔仔细细的做到施工的安全可靠，确保工程顺利进行。

第四章 大跨径连拱隧道监测围岩体现场监测与塌方预报

4.1 刘家湾大跨径六车道连拱隧道设计与施工工艺

4.1.1 工程地质勘察与评价

(1) 概况：刘家湾连拱隧道位于西陕县黑漆河村刘家湾东侧，进口桩号 K77+002，出口桩号 K77+230，隧道长 228m，此次勘察引用初勘钻孔 2 个，完成钻探 57.20m，查明了隧址区岩土工程地质条件，为隧道的施工图设计提供了所需地质资料。

(2) 隧道工程地质条件：

①地形地貌：隧址区属于中低山地貌，隧道进口及出口段基岩裸露，植被发育，山坡坡度 45-60°，地面标高在 396.62-496.00m 之间，相对高差 99.38m。②地层岩性：隧址区分布的地层主要为泥盆系沙沟组二云石英片岩。上部灰黄色-青灰色，粒状变晶结构，片状构造，单层厚 0.1m 左右，层间结合力较差。全-强风化岩体，节理裂隙极发育，呈微张状，岩体破碎，呈碎石状松散结构；弱-微风化岩体，节理发育，呈闭合状，岩体较破碎，呈块石状压碎结构-块石状镶嵌结构。③地质构造：隧址区属秦岭构造带东段，裂隙发育，未见断裂构造，地层产状为 22°∠62°。洞轴线与岩层走向夹角 14-20°，主要发育有四组节理，产状分别为：a 地形地貌 202-180°∠43-57°，12 条/米；b 280-300°∠87°，12 条/米；c 160°∠80°，7 条/米；d 90-115°∠70°，5 条/米，节理等结构面组合易在拱顶及侧壁形成不稳定楔形体。④水文地质：隧址区地下水以基岩裂隙水为主，赋水性相对贫乏，主要由大气降水补给。根据水样分析结果，地下水无腐蚀性。

(3) 隧道工程地质评价：① 洞口稳定性评价：隧道进出口岩体均为全-强风化二云石英片岩，风化强烈，裂隙发育，稳定性差，由于进出口处坡体较陡，开挖施工特别是切削坡体容易造成大的崩塌，出口处稳定性一般。② 围岩特征：II 类，长度 28m，全-强风化二云石英片岩，节理裂隙极发育，多呈微张状，局部泥质充填，呈碎石状松散结构。V_p=620-1900m/s，RQD=0；C_m=0.1-0.2，[σ_o]=400-1000kPa；III 类，33m，弱风化二云石英片岩，节理裂隙较发育，多呈微张状-闭合状，节里面平直，岩体呈块石状压碎结构。V_p=2400-2700m/s，RQD=10%；C_m=0.2-0.3，[σ_o]=1500kPa；IV 类，167m，微风化二云石英片岩，节理裂隙较发育，多呈微张状-闭合状，节里面平直，岩体呈块石状镶嵌结构。V_p=3200-3600m/s，RQD=50%；C_m=0.3-0.36，[σ_o]=2000kPa ③III ④围岩稳定性评价：II 类，围岩稳定性差，洞室施工拱部支护不当时，易产生大坍塌及侧壁失稳现象，雨季有降水入渗时，有滴水现象，局部有线状水流渗入；III

类，节理片理等结构面组合易在拱顶及侧壁形成不稳定楔形体，围岩稳定性较差，洞室施工拱部支护不当时，可产生坍塌，侧壁有时失去稳定，属弱透水层，岩体中有滴水现象；IV类，节理片理等结构面组合易在拱顶及侧壁形成不稳定楔形体，围岩稳定性一般，洞室施工拱部支护不当时，可产生小的坍塌，侧壁基本稳定，属微-不透水层，洞室一般干燥或有潮湿、湿润感。

(4) 结论与建议：

a 隧道洞身围岩主要由强-微风化二云石英片岩组成，围岩类别为 II-IV 类。

b 隧道进口及出口处于全-强风化二云石英片岩中，呈碎石松散结构，开挖时易产生崩塌及侧壁失稳。

c 隧址区地下水相对贫乏，雨季施工时，洞口全-强风化二云石英片岩段有线状水流入，洞身弱-微风化二云石英片岩，节理闭合，属微-不透水层。

d 隧道进口处自然边坡较陡，隧道施工时易引起崩塌，应做好防护工作。

e 根据《中国地震动参数区划图》(GB18306-2001)，隧址区的地震基本烈度小于 VI 度；地震动峰值加速度 $<0.05g$ 。

刘家湾隧道主要层理、节理产状如图 4.1。

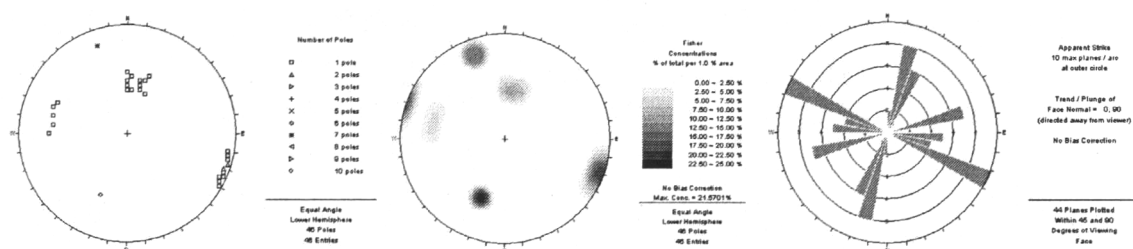


图 4.1 刘家湾连拱隧道围岩节理裂隙、层理产状统计

刘家湾隧道进出口为全-强风化二云石英片岩，岩石较破碎，岩体完整性较差，工程稳定较差；洞身段为弱-微风化二云石英片岩，岩石呈大块状，较新鲜，岩体完整性一般，工程稳定性较好。

4.1.2 设计依据

部颁《公路工程技术标准》(JTG B01-2003)

部颁《公路隧道设计规范》(JTJ026-90)

部颁《公路工程地质勘察规范》(JTJ064-98)

部颁《公路工程抗震设计规范》(JTJ004-89)

部颁《公路工程基本建设项目设计文件编制办法》(1996)

部颁《程建设标准强制性条文》(2002)

4.1.3 技术标准

公路等级. 高速公路

行车速度	100km / h
隧道限界净宽	2X14.0m
隧道限界净高	5.0m
设计交通量	45038 辆 / 日(刘家湾隧道)
设计荷载	汽—超 20，挂—120

4.1.4 隧道平纵断面设计

隧道平面线位设计主要考虑服从路线总体，工程造价；同时还要考虑隧道进、出条件、隧址区工程地质条件、营运管理设施所需场地及综合因素进行隧道平面线位设计；各隧道均采用整体式双跨连拱隧道结构形式。隧道纵断面设计在满足隧道规范的前提下，综合考虑了隧道长度、主要施工方向、通风、排水、洞口位置以及隧道进、出口接线等因素进行隧道纵坡设计。刘家湾隧道平面布置图，纵断面图如下：

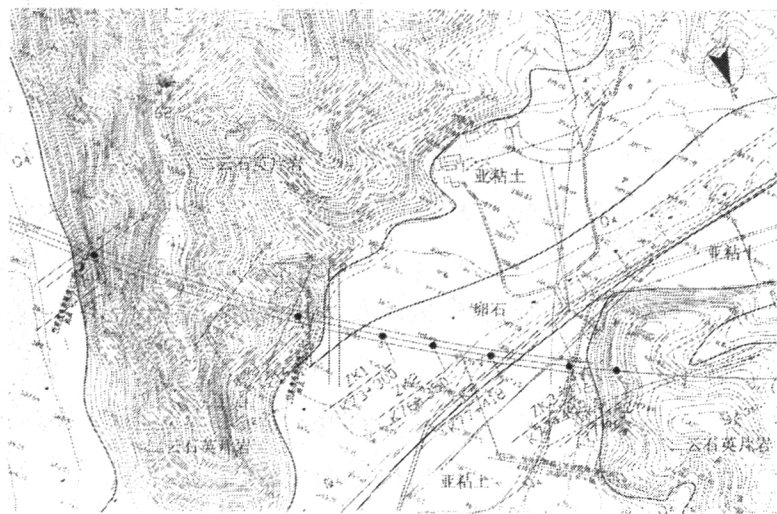


图 4.2 刘家湾连拱隧道工程地质平面图

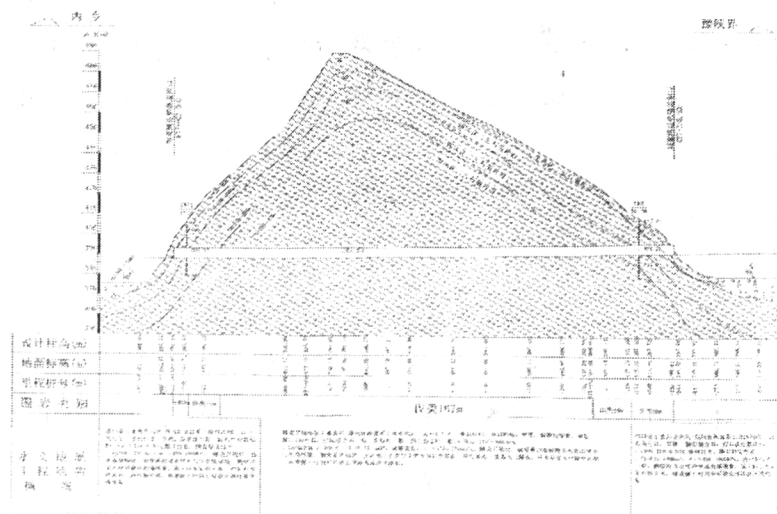


图 4.3 刘家湾连拱隧道工程地质纵断面图

(1) 横断面设计。隧道按双洞单向行车双跨连拱断面设计，净宽 14m，其构成为：0.75(检修道)+1.0(右侧余宽)+3X3.75(行车道)+0.5(左侧余宽)+0.5，设单侧检修道，内轮廓采用三心圆，半径 $R=8.05\text{m}$ ， $r=6.65\text{m}$ ，建筑限界高度 5.0m。

(2) 衬砌结构设计。①明洞衬砌。隧道洞口段结合地形、地质概况设置了长度不等的明洞，明洞均采用钢筋混凝土结构。②洞身段衬砌。隧道洞身段衬砌均按新奥法原理设计，采用复合式衬砌结构。初期支护采用喷、锚、网、钢架支护，二次衬砌及中隔墙采用钢筋混凝土或素混凝土衬砌，同时视地层、地质条件增加管棚、小导管、超前锚杆等预加固措施，洞口偏压、浅埋地段结合地质条件采取地表注浆、反压回填等工程措施。隧道支护参数选择以工程类比为主，并通过计算分析进行校核，在施工中还需通过现场量测分析调整设计参数，实现动态设计，信息化施工。各类围岩复合式衬砌支护设计参数见表 3。

(3) 洞门设计。隧道洞门设计，本着“早进洞、晚出洞”的原则并结合隧道进出口地层、地貌特征、开挖边坡稳定性及洞口排水情况等确定了相应的洞口位置。洞门型式主要考虑使用功能(节省投资)，同时也考虑结合地形地貌的整体美化效果，设计了多种洞门型式，其中刘家湾隧道进口为结合洞外斜桥作了特殊的台阶式洞门设计。除洞口开挖边仰坡采用护面墙外，还结合地质条件辅以喷、锚、网等防护措施，最后植草绿化。

(4) 围岩监控量测。现场围岩监控量测是新奥法复合式衬砌设计、施工的核心技术之一，也是本次衬砌结构采用信息化设计的重要组成部分。只有通过对围岩进行监控量测，才能正确地掌握围岩与支护之间的收敛动态、力学动态及稳定程度，客观地评价围岩的稳定性，进一步了解围岩的弹塑性区域，裂隙发育程度等，从而达到调整初期支护参数及指导设计和施工的目的。

根据各隧道的具体条件，施工中应进行量测项目：隧道围岩变形量测：通过洞内变形收敛量测来监控洞室稳定状态和评价隧道变形特征。该项属主要量测项目，包括净空收敛量测、拱顶下沉量测和地表下沉(浅埋段)；应力~应变量测：采用应变计、应力盒、测力计等监测钢拱架、格栅支撑、锚杆和衬砌受力变形情况，进而检验和评价支护效果；围岩稳定性和支护效果分析：通过对量测数据的整理和回归分析，找出其内在的规律，对围岩稳定性和支护效果进行评价，然后采用位移反分析法，反求围岩初始应力场及围岩综合物理力学参数，并与实际结果对比、验证。

(5) 施工方案。II、III类围岩段隧道暗洞采用三导洞先墙后拱法施工，施工要点：①对 II、III类围岩段合理控制三个导洞开挖作业之间的距离，中导洞先行，系隧道开挖的关键；再开挖地质条件较差或受力不利一侧的导洞 a，a 导洞滞后中导洞 8~10m；然后再开挖另一侧导洞 b，b 导洞滞后 a 导洞 8~10m，导洞均采用正台阶法施工，台阶长度 5~8m。开挖进尺按两榀钢架间距进行。②对 II、III类

围岩段合理控制左、右主洞开挖作业面之间的距离，主洞开挖先进行导洞 a 侧主洞，导洞 b 侧主洞滞后 a 侧主洞 8~10m，主洞开挖亦采用台阶法，II 类围岩上台阶分部开挖留核心土，进尺控制同导洞开挖，然后进行初期支护施工，防排水施工。③控制正洞开挖作业面与二次衬砌作业面之间的距离，正洞隧道开挖作业面与衬砌作业面之间距离最小按 15m 考虑。④二次衬砌采用混凝土运输车、输送泵和衬砌模板台车的机械化配套施工方案，确保混凝土质量达到内实外光。⑤ II、III 类围岩在施工中要坚持“弱爆破、短开挖、强支护、早封闭”的原则。⑥施工过程加强监测，及时处理分析数据，调整支护参数。

IV 类围岩段隧道暗洞采用中导洞先行。中导洞采用全断面开挖，地质条件较差或受力不利一侧的主洞滞后中导洞 8~10m，另一侧主洞滞后前一主洞 8~10m，主洞采用上下台阶法开挖，然后进行初期支护施工，防排水施工。其余同 II、III 类围岩工序，III 类围岩设计与施工工序见图。

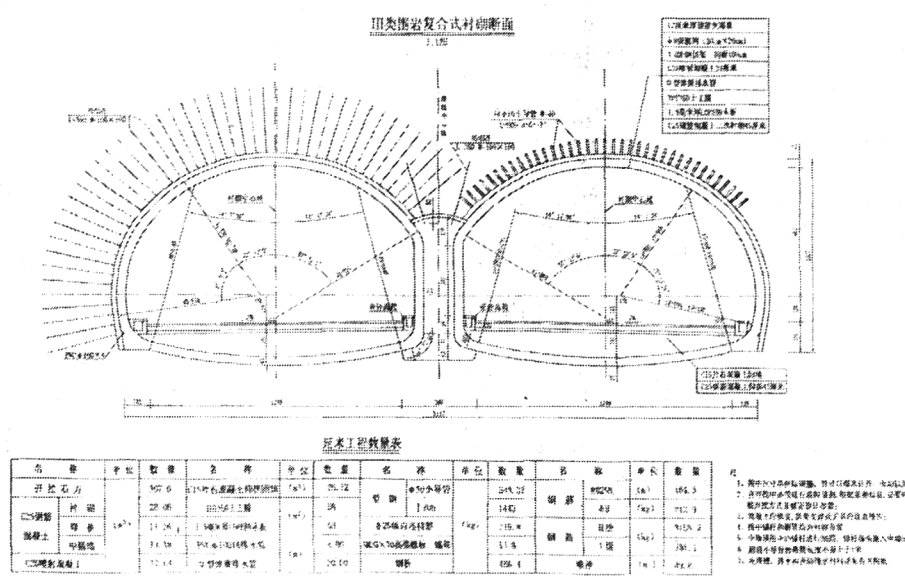


图 4.4 III 类围岩复合式衬砌断面图

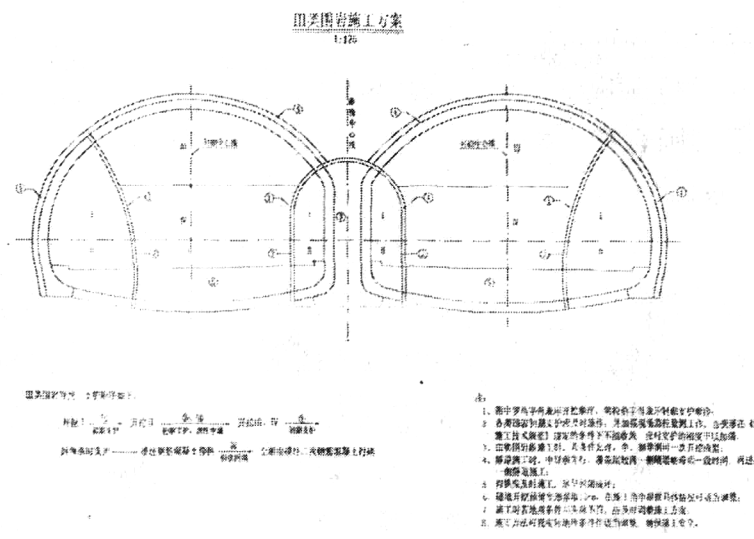


图 4.5 III 类围岩施工方案图

因本隧道均为大跨径连拱隧道，故隧道在施工开挖时，应尽可能采用弱爆破或光面爆破。在施作初期支护时，根据其洞室软弱围岩稳定时间较短的特点，必须及时施作初期支护，尽早封闭成环，必要时采用喷射混凝土封闭掌子面。锚杆需作拉拔试验，抗拔力不小于 50KN，并根据围岩监控量测结果以观察拱顶下沉和拱脚收敛情况，若变形速率值突然增大，除加强初期支护外，必须立即封闭仰拱。所有系统锚杆均采用了压力中空注浆锚杆，通过压力注浆使未胶结的围岩形成整体和一定厚度的承载圈以提高自身承载能力，最终根据围岩监控量测结果，在初期支护趋于稳定的条件，全断面模筑二次钢筋混凝土衬砌。

施工过程中，刘家湾隧道围岩为全~微风化二云石英片岩、变晶结构、片状构造，岩体中发育四组节理，洞室开挖过程中坍塌掉块明显，岩层易松动，局部有软弱夹层。考虑岩体破碎程度，故对围岩降级处理，考虑如下：将原设计 K77+035~K77+180 段 145m 的 IV 类衬砌型式变更为 III 类衬砌型式。

4.2 监测目的意义和施工过程监测方法

双向六车道大跨径连拱隧道结构形式，由于其跨度大，结构复杂，不利因素多，设计和施工难度以及风险较大，国内外可供借鉴的工程实例并不多。为了保证隧道施工安全，必须通过监控量测及时掌握隧道围岩和支护结构动态信息，并利用监控量测信息优化结构设计、指导隧道施工，在围岩和支护安全的前提下，充分发挥围岩的自承能力，同时也为研究双向六车道大跨径连拱隧道施工中支护效果提供现场测试数据。

因此，针对宛坪高速公路六车道大跨径连拱隧道具体条件，选择典型隧道的典型断面，对全断面进行施工全过程的监控量测是非常必要；施工监控量测可以达到如下目的：掌握围岩动态和支护结构的工作状态，利用量测结果修改设计，指导施工；预见事故和险情，以便及时采取措施，防患于未然；积累资料，为以后的设计提供类比依据；为确定隧道安全提供可靠的信息；量测数据经分析处理与必要的计算和判断后，进行预测和反馈，以保证施工安全和隧道稳定。

为了了解围岩和支护结构在施工中受力状态和应力分布，在刘家湾隧道选取右洞 K77+089 做为测试断面，改断面围岩级别为 IV 级，岩性为全一强风化细砂岩夹泥岩，山坡坡度 20-30°，覆盖层厚度为 24.5m。量测的内容包括中墙上、中、下两侧六个位置的应力，中隔墙底下及顶上围岩对中墙的压力，全断面初衬钢拱架上翼缘和下翼缘的应力，初衬混凝土的应力，初衬和二衬间接触压力以及二衬的内力，详细记录现场施工，密切量测该断面前后 50m 处的围岩变形情况。

对于混凝土应变计和钢筋应变计量测的都是该点的应变，通过已知该点的应变乘以该处混凝土(钢拱架)的弹模即得到该处的应力，具体内容为：(1) 围岩周边收敛量测：通过在隧道两侧边墙、拱腰水平方向埋设测点用周边收敛仪量测隧道

两侧边墙和拱腰的相对水平位移。(2) 二次衬砌内应力量测：在全断面埋设混凝土应变计，量测二次衬砌内力。

在观测断面前后50m进行地质及支护状况观察，周边收敛量测项目，这些项目严格按照《公路隧道施工技术规范》(JTJ042-94)的要求布置。在上述量测的基础上，对刘家湾隧道全断面的初衬和二衬内力进行了量测。在试验全断面初衬内部埋设了13个混凝土应变计量测混凝土径向和切向应力；在中墙上、中、下位置埋设了6个混凝土应变计量测中墙内力；在钢拱架上、下翼缘埋设了24个钢筋应变计量测钢拱架内力；在该断面初衬和二衬之间埋设了20个压力盒量测初衬和二衬间接触压力；在全断面二衬埋设了40个混凝土应变计量测二衬内力。

4.3 数据采集与处理

量测读数的频率严格按照《公路隧道施工技术规范》(JTJ042-94)的要求进行，确保采集数据的可靠性、准确性和科学性。数据采集的频率详见表如下。

表 4.1 数据采集量测

序号	量测内容	量测时间间隔(频率)			
		1~15 天	16 天~30 天	1~3 个月	3 个月以后
1	周边收敛量测	1~2 次/天	1 次/2 天	1~2 次/周	1~3 次/月
2	喷射混凝土应力	1~2 次/天	1 次/2 天	1~2 次/周	1~3 次/月
3	初衬与二次初衬接触应力	1~2 次/天			
4	二次初衬内力	1~2 次/天	1 次/2 天	1~2 次/周	1~3 次/月
5	钢支撑内力量测	1~2 次/天	1 次/2 天	1~2 次/周	1~3 次/月

由于各种可预见或不可预见的原因，现场量测所测得的数据具有一定的离散性，必须进行误差分析、回归分析和归纳整理等去粗存精的分析处理后，才能很好地解释量测结果地涵义、充分利用量测分析的成果。例如，要了解某一时刻某点位移的变化速率，简单地将相邻时刻测得的数据相减后除以时间间隔作为变化速率是不确切的，正确的作法是对量测得到的位移—时间数组作数据拟合得时间—位移曲线 $u=f(t)$ ，然后计算该函数在时刻 t 的一阶倒数 du/dt ，即为该时刻的位移速率。总而言之，量测数据数学处理的目的是验证、反馈和预报。

量测数据过程中要注意随时完成几项内容：(1) 将各项量测数据相互印证，以确认量测结果的可靠性。(2) 变形和应力状态的空间分布规律，了解围岩稳定性特征，以便提供反馈，合理地设计支护参数。(3) 监视围岩变形和应力状态随时间的变化情况，对最终值或变化速率进行预测。

从理论上说，设计合理的、可靠的支护体系，应该是一切表征围岩与支护系统力学形态特征的物理量随时间逐渐趋于稳定。反之，如果测得表征围岩与支护系统力学形态特征的某种或某几种物理量随时间不是趋于稳定，则可以断定围岩不稳定，支护必须加强或修改设计参数，达到信息化设计的目的。

4.4 预报方法与理论

4.4.1 不确定性系统研究方法

研究不确定性系统最常有的方法包括:概率统计方法、模糊数学方法和灰色系统理论方法。概率统计方法主要研究自然界的“随机不确定性”问题,根据大量数据,考察多种可能发生的结果,其出发点是大样本,并且样本必须服从某种典型分布:模糊数学着重研究“认知不确定”问题,其研究对象是具有“内涵明确,外延不明确”的特点:灰色系统着重研究概率统计、模糊数学所不能解决的“小样本、贫信息不确定”问题,并依据信息覆盖,通过序列生成需求生成规律^[88-91]。三个方法的特点如表 4.2。

表 4.2 不确定性系统研究方法特点比较

项目	灰色系统	概率统计	模糊数学
研究对象	贫信息不确定	随机不确定	认不确定
基础集合	灰色朦胧集	康托集	模糊集
方法依据	信息覆盖	映射	映射
途径手段	灰序列生成	频率统计	截集
数据要求	任意分布	典型分布	隶属度可知
侧重	内涵	内涵	外延
目标	现实	规律历史统计规律	认知表达
特点	小样本	大样本	凭经验
实质	整体性	两两比较	极值性
关系	几何关系	线性或非线性关系	距离关系

4.4.2 灰色系统理论原理

1984 年,邓聚龙教授在国内首次提出灰色系统理论。在国外,北荷兰出版公司的“系统与控制通信”(System & Control Letters)在 1984 年之前就开始发表关于灰色理论的论文。经过二十年的时间,灰色理论与应用研究得到了迅速的发展,尤其是灰色系统在农业、社会、工程等各方面的应用研究,极大地推动了灰色系统理论的发展^[92]。

灰色系统理论研究是“部分信息已知,部分信息未知”的“小样本”、“贫信息”不确定性系统。灰色系统的提出最早是在控制领域,在控制理论中,人们经常用颜色深浅来表示系统信息的明确程度,“黑”表示信息完全未知,“白”则表示信息完全明确,“灰”则表示部分信息已知,部分信息未知。相应的,信息完全未知的系统被称为黑色系统,信息完全已知的系统被称为白色系统,而部分信息明确,部分信息不明确的系统即是灰色系统。

灰色系统的基本原理包括:差异信息原理:“差异”是信息,凡信息必有差异;解的非唯一性原理:信息不完全,确定的解是非唯一的;最少信息原理:灰色系统理论的特点是充分开发利用已占有的“最少信息”;认知根据原理:信息是认知的根据;新信息优先原理:新信息对认知作用大于老信息;灰性不灭原理:“信息不完全”是绝对的。

4.4.3 几种主要的灰色系统预测模型

①GM(1, 1)模型。在 GM(n,h)模型中, 当 n=1 和 h=1 时, 即为 GM(1,1)模型, 其相应的微分方程为:

$$\frac{dX^{(1)}}{dt} + aX^{(1)} = b \quad (4.1)$$

若 $\hat{a} = (a, b)^T$ 为参数列, 且

$$Y_N = [X^{(0)}(2), X^{(0)}(3), \dots, X^{(0)}(N)]^T; \quad B = \begin{bmatrix} -\frac{1}{2}(X^{(1)}(2) + X^{(1)}(1)) & 1 \\ -\frac{1}{2}(X^{(1)}(3) + X^{(1)}(2)) & 1 \\ \vdots & \vdots \\ -\frac{1}{2}(X^{(1)}(N) + X^{(1)}(N-1)) & 1 \end{bmatrix}$$

最小二乘法估计参数列满足 $\hat{a} = (a, b)^T = (B^T B)^{-1} B^T Y_N$ 。

GM(n,h)的时间响应序列为:

$$\hat{X}^{(1)}(k+1) = (X^{(0)}(1) - \frac{b}{a})e^{-ak} + \frac{b}{a}, \quad k=1, 2, 3, \dots, n \quad (4.2)$$

其中: $\hat{X}^{(1)}(1) = X^{(0)}(1)$ 。

②DGM(2,1)模型。DGM(2,1)的灰色微分方程为:

$$\alpha^{(1)}X^{(1)} + aX^{(0)} = b \quad (4.3)$$

则 DGM(2,1)灰色微分方程的白化方程为:

$$\frac{d^2x^{(1)}}{dt^2} + a\frac{dx^{(1)}}{dt} = b \quad (4.4)$$

若:

$$B = \begin{bmatrix} -x^{(0)}(2) & 1 \\ -x^{(0)}(3) & 1 \\ \vdots & \vdots \\ -x^{(0)}(n) & 1 \end{bmatrix}, \quad Y = \begin{bmatrix} \alpha^{(1)}x^{(0)}(2) \\ \alpha^{(1)}x^{(0)}(3) \\ \vdots \\ \alpha^{(1)}x^{(0)}(n) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} x^{(0)}(2) - x^{(0)}(1) \\ x^{(0)}(3) - x^{(0)}(2) \\ \vdots \\ x^{(0)}(n) - x^{(0)}(n-1) \end{bmatrix}$$

则灰色微分方程 $\frac{d^2x^{(1)}}{dt^2} + a\frac{dx^{(1)}}{dt} = b$ 参数 $\hat{a} = [a, b]^T$ 的最小二乘估计为:

$$\hat{a} = (B^T B)^{-1} B^T Y$$

DGM(2,1) 的时间响应序列为:

$$\hat{x}^{(1)}(k+1) = \left(\frac{b}{a^2} - \frac{x^{(0)}(1)}{a} \right) e^{-ak} + \frac{b}{a}(k+1) + \left(x^{(0)}(1) - \frac{b}{a} \right) \frac{1+a}{a}$$

$$k=1,2,\dots,n \quad (4.5)$$

③Verhulst 模型。Verhulst 模型的灰色微分方程为：

$$X^{(0)} + aZ^{(1)} = b(Z^{(1)})^{(2)} \quad (4.6)$$

Verhulst 模型的白化方程为：

$$\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = b(x^{(1)})^{(2)} \quad (4.7)$$

$$\text{若 } B = \begin{bmatrix} -x^{(1)}(2)(x^{(1)}(2))^2 \\ -x^{(1)}(3)(x^{(1)}(3))^2 \\ \vdots \\ -x^{(1)}(n)(x^{(1)}(n))^2 \end{bmatrix}; \quad Y = \begin{bmatrix} x^{(0)}(2) \\ x^{(0)}(3) \\ \vdots \\ x^{(0)}(n) \end{bmatrix}$$

则，Verhulst 模型参数 $\hat{a}=(a,b)^T$ 的最小二乘估计满足 $\hat{a}=(B^T B)^{-1} B^T Y$ 。

$$\hat{X}^{(1)}(k+1) = \frac{ax^{(1)}(0)}{bx^{(1)}(0) + (a - bx^{(1)}(0))e^{ak}} \quad (4.8)$$

4.5 隧道施工过程中围岩结构受力与变形监测成果

该隧道起止里程分别为 K77+005、K77+225，按线路走向将山体外侧洞室称为右洞，山体内侧洞室称为左洞。该隧道从出口向进口进行施工，2005 年 4 月开始进行中导洞开挖，年底中导洞施工完毕；2005 年 7 月与 8 月分别开始进行右洞与左洞的侧导施工，至 2006 年 2 月基本施工完毕。2006 年 7 月底停止左、右洞施工(左、右洞里程 ZK77+148、YK77+045)，8 月底开始左洞施工，11 月 4 日(此时左洞掌子面里程为 ZK77+046)右洞继续施工。2006 年 11 月 12 日发生局部山体滑坡、洞室内部坍塌。

4.5.1 不确定性系统研究方法

在洞室周边拱腰位置布置测点，对左右洞周边收敛进行量测。图 4.6 即几个典型隧道塌方断面左右洞周边收敛量测结果，其中负值表示向内收敛，正值表示向外扩张。从图中可以看出：YK77+090 断面以及其后的断面却向内收敛，并且收敛速率呈现不断增大的趋势；左洞周边收敛从出口开始至 ZK77+083.5 断面一直向外扩张，收敛速率在不断减小，而至 ZK77+072.5 断面时，周边收敛在 2006 年 10 月 29 日前向外扩张，10 月 29 日后却向内收敛，其后的断面也变为向内收敛，且收敛速率呈现不断增大趋势，没有趋于稳定。

9月下旬, YK77+090(内收)、YK77+078(内收)、ZK77+094.5(外扩)收敛速率明显增大, 随即建议二衬由洞室内部向洞口方向进行施工, 于10月2日、10月11日、10月15日、10月23日分别浇筑 YK77+109~YK77+103、YK77+103~YK77+097、YK77+097~YK77+091、YK77+091~YK77+085 二衬, 10月23日至11月10日期间浇筑了 YK77+085~YK77+072 二衬, 且在该隧道发生滑坡破坏前这些洞内浇筑的二衬均未出现任何裂缝, 从 ZK77+094.5、ZK77+072.5 周边收敛曲线图的对比可以看出, 由于这些二衬的浇筑, 能使 ZK77+094.5 与 ZK77+072.5 断面的收敛量值增速有所减缓。

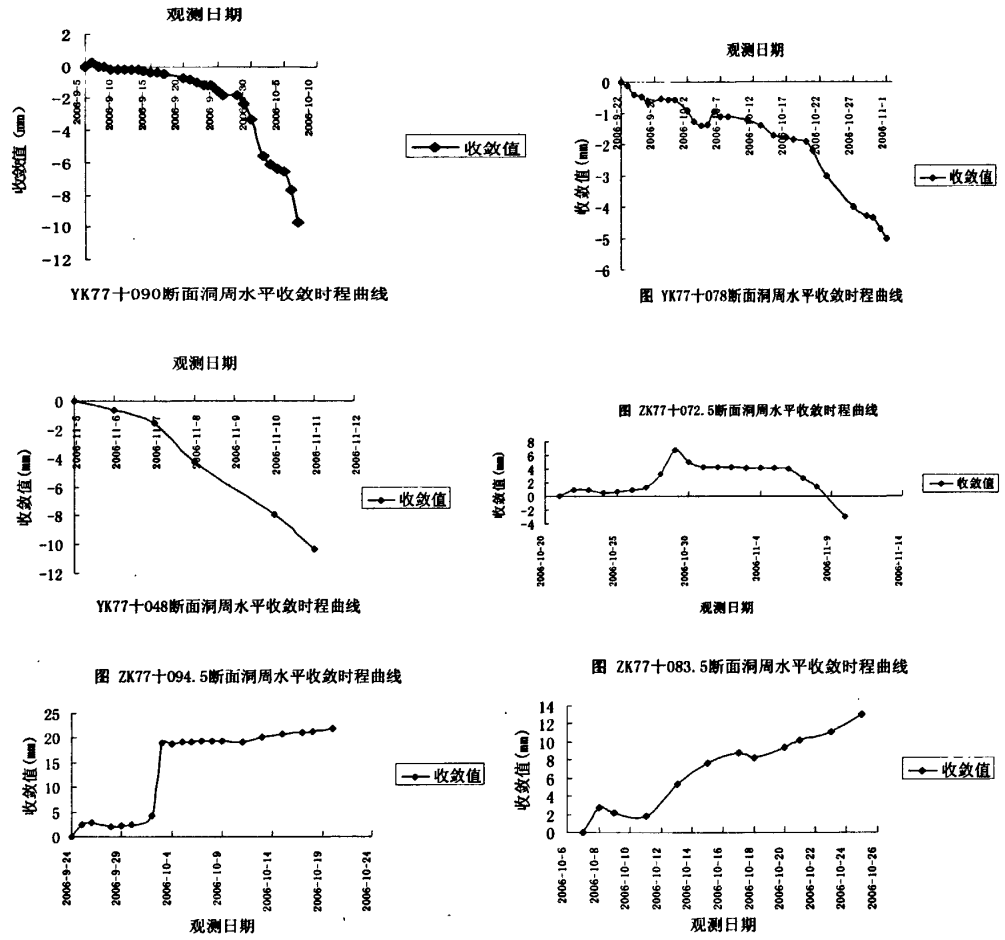


图 4.6 隧道塌方段左右洞周边收敛量测结果

ZK77+072.5 断面在收敛模式转变前后两天收敛速率急剧增加, 收敛值达 5mm, 监测表明存在安全问题, 遂放慢施工速度, 从 10 月 31 日至 11 月 4 日左洞只开挖 4m, 并于 11 月 4 日停止左洞掘进, 图中这段时间周边收敛速率放缓, 趋于稳定。但 11 月 6 日往后以 2m / 日的速度开始右洞掌子面(YK77+045)的开挖, 导致 ZK77+072.5 断面收敛速率急剧增加。从以上对水平位移收敛曲线图的描述

可以看出,隧道整体坍塌段左右洞室水平位移未出现收敛趋势,围岩趋于不稳定,有滑坡迹象。

4.5.1 不确定性系统研究方法

二衬内力量测断面选择在 K77+147 右洞。隧道于 2006 年 11 月 12 日发生洞内塌方后,左、右洞室从进口方向分别塌方至 ZK77+120、YK77+132,从而左、右洞室塌方体离内力量测断面距离分别为 27m、15m。在内力量测断面埋设 14 对钢弦式砼应变计,二衬砼应变计布置如图 4.7 所示

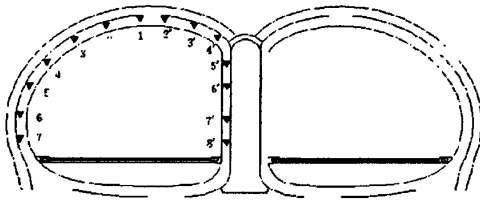


图 4.7 右洞二衬砼应变计布置图

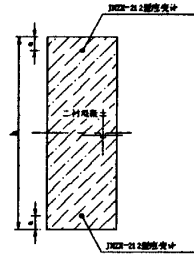


图 4.8 JMZX-212 型应变计埋设

根据砼应变计量测二次衬砌砼应变,并对应变进行温度修正,然后根据砼弹性模量($E_c=29.5\text{MPa}$)将砼应变转换成应力。根据钢筋混凝土及材料力学有关砼结构内力计算模式如图 4.8,可计算二次衬砌轴力和弯矩。由公式 $N=A\sigma$; $M=\sigma W$ 可求出初砌的截面内力。单位长度衬砌的截面内力计算公式为:

$$N = \frac{1}{2} E(\varepsilon_{\text{内}} + \varepsilon_{\text{外}}) bh; \quad M = \frac{1}{2} E(\varepsilon_{\text{外}} - \varepsilon_{\text{内}}) bh^2 \quad (4.9)$$

式中: b —单位长度,取 1m; h —砼截面高度,取 0.5m。

由公式(4.9),若计算所得 M 为正值,表示的是负弯矩。根据公式(4.9),将 YK77+147 断面量测结果进行处理,图 4.11 分别为各对砼应变计位置所计算出的二衬截面轴力和弯矩。

该隧道于 2006 年 11 月 12 日发生进洞洞口外边坡滑坡、洞内整体坍塌。从内力一时间曲线图可看出:隧道洞外滑坡、洞内坍塌发生前后,二衬轴力均为压力,且滑坡前轴力较小,而滑坡后轴力发生突变,且其后一段时间轴力一直以较大的速率增加,轴力较大;而弯矩在滑坡时发生突变几天后弯矩趋于稳定,但无论滑坡前还是滑坡后,弯矩量值总体不大。

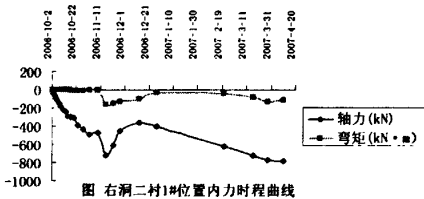


图 右洞二衬1#位置内力时程曲线

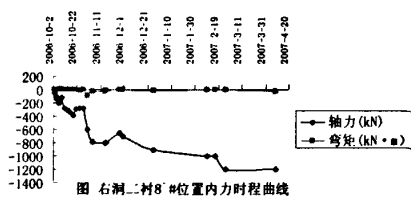


图 右洞二衬8#位置内力时程曲线

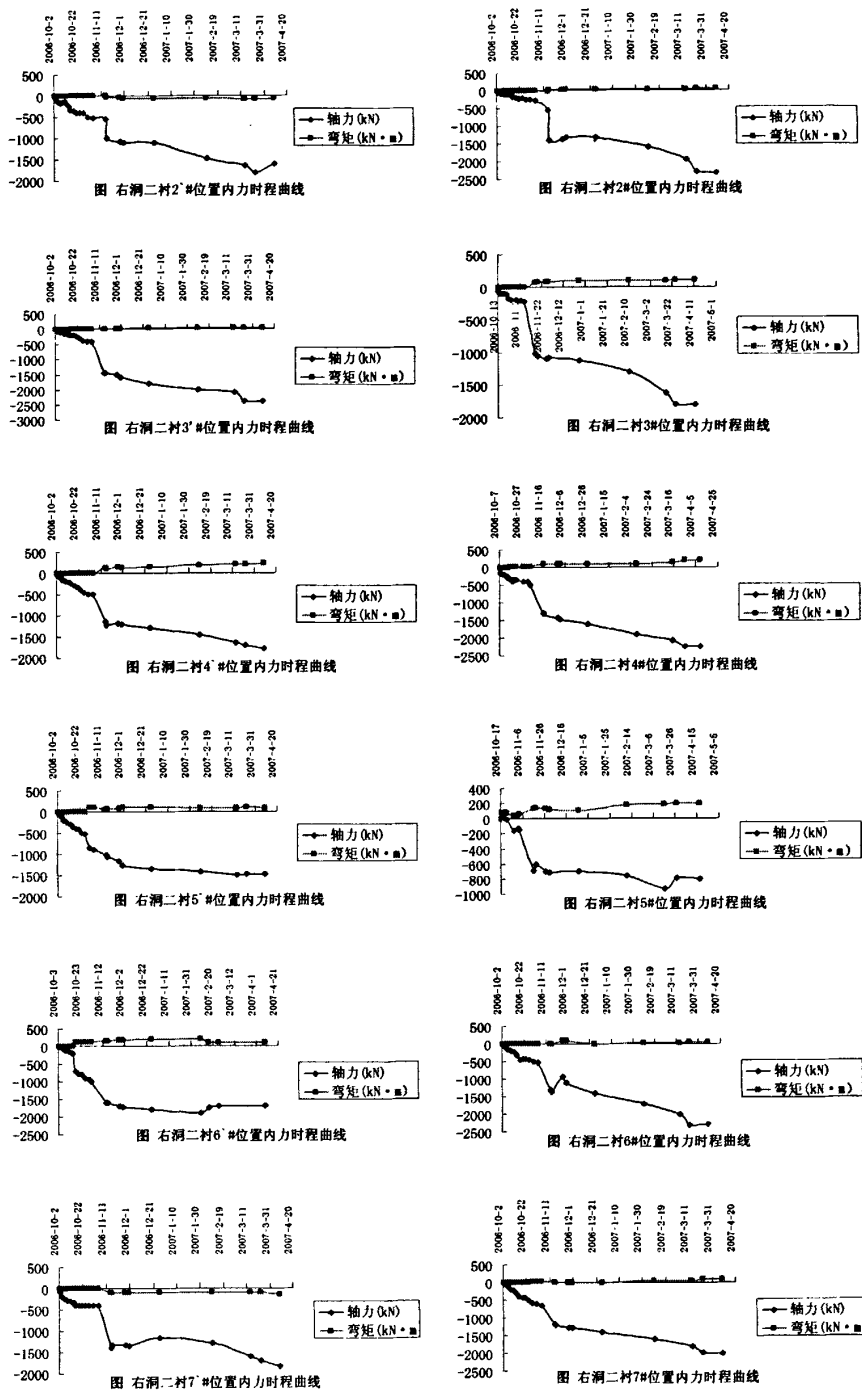


图 4.9 各对衬应变计位置所计算出的二衬截面轴力和弯矩

为清楚滑坡前后埋设断面二衬内力整体变化规律，现将滑坡发生前的 2006 年 11 月 4 日，滑坡发生后的 11 月 16 日、11 月 18 日、12 月 2 日的整个断面轴力、弯矩进行比较，具体数值见表 4.3 和表 4.4。从图中可以看出，整个断面各截面均受压。将滑坡发生前的 11 月 4 日以及滑坡发生后的 11 月 16 日比较可以看出，除处于左拱肩位置的 2' #轴力变化较小外，断面其他位置轴力均发生突变。但拱顶

位置的 1#、处于拱肩位置的 2#、拱墙交结位置的 5' #轴力突变相对于其他地方突变较小；在随后的 11 月 18 日，处于左、右拱肩位置的 2' #和 2#轴力相对于 11 月 16 日发生较大变化，而其他位置基本没有变化。至 12 月 2 日，拱顶位置轴力发生较大变化，甚至比滑坡前的 11 月 4 日数值还小，而其他位置处轴力变化不明显。

表 4.3 二衬量测断面中各截面位置处轴力值(单位: kN·m)

断面中位置	2006-11-4	2006-11-16	2006-11-18	2006-12-2
7 #	593.8	1158.0	1189.0	1259.3
6 #	523.6	1312.7	1342.2	1069.4
5 #	137.7	661.4	596.9	709.3
4 #	451.2	1288.6	1311.0	1446.1
3 #	219.1	1008.9	1048.7	1062.5
2 #	263.6	548.0	1385.0	1327.5
1 #	467.1	722.3	605.2	355.2
2' #	530.8	544.0	1012.1	1096.5
3' #	400.1	1424.3	1442.6	1577.2
4' #	505.6	1131.4	1226.3	1208.8
5' #	866.0	1029.3	1056.9	1252.5
6' #	978.0	1578.2	1602.0	1717.2
7' #	382.0	1371.1	1338.6	1346.4
8' #	774.0	781.7	781.7	708.1

表 4.4 二衬量测断面中各截面位置处弯矩值(单位: kN)

断面中位置	2006-11-4	2006-11-16	2006-11-18	2006-12-2
7 #	30.7	21.0	20.3	14.4
6 #	18.7	20.4	20.4	80.2
5 #	59.5	146.6	151.5	132.0
4 #	35.6	104.6	104.0	92.1
3 #	11.0	57.3	58.3	60.3
2 #	-3.9	-37.3	24.5	20.1
1 #	6.8	-166.5	-149.3	-105.3
2' #	-5.2	-4.2	-44.3	-52.6
3' #	-0.9	26.3	27.8	27.0
4' #	23.7	137.6	120.4	144.0
5' #	89.2	63.1	64.9	89.2
6' #	137.6	150.2	155.7	158.5
7' #	-3.6	-112.9	-120.4	-115.1
8' #	-32.4	-27.3	-27.3	3.4

通过选择刘家湾双向六车道大跨度连拱隧道的典型断面，对初期支护混凝土切向应力、径向应力、钢拱架内力、中墙内力、初期支护和二衬间接触压力、二衬内力进行进行施工全过程的量测，通过量测结果对该隧道围岩与结构进行受力分析和评价。主要结论：左、右洞室上台阶开挖后，两洞拱顶下沉、拱部收敛、初期支护混凝土应力和钢拱架内力均增加迅速，当开挖远离单洞 3 倍洞径后处于稳定状态。左、右洞室的初期支护混凝土切向应力在整个施工过程中均有所波动，上台阶开挖后，经过一段时间，洞室的应力基本达到稳定。中墙在中墙先行洞未浇注二衬前处于最不利状态。最终两洞钢拱架轴力和弯矩均是边墙下部最小，沿着边墙到拱顶逐渐增大。两侧主洞二衬轴力均为压力，安全系数大于相关规范规定，说明该隧道二衬满足结构安全性要求。通过刘家湾隧道周边收敛和二衬结构内力分析表明，隧道整体坍塌段左、右洞室水平位移未出现收敛趋势，围岩趋于不稳定。山体局部滑坡、塌方对未受损的二衬结构产生了很大影响。在滑坡发生前后断面轴力、弯矩均发生突变。

4.6 隧道塌方预报

通过对刘家湾隧道围岩收敛数据的整理和分析处理，运用上述预报分析方法，选取与原始数据拟合最好的结果见表 4.5，利用与原始数据拟合最好的模型进行

2006 年 11 月 12 日的变形值预测，预测曲线见图 4.10~4.12。

表 4.5 典型断面围岩收敛值实测值与坍塌时的预测值

日 期	YK77+090 断面 (mm)		YK77+078 断面 (mm)		ZK77+072.5 断面 (mm)	
	实测值	预测值	实测值	预测值	实测值	预测值
2006-9-7	-0.01	-0.01				
2006-9-8	-0.05	-0.04				
2006-9-9	-0.22	-0.19				
2006-9-10	-0.22	-0.21				
2006-9-11	-0.21	-0.24				
2006-9-12	-0.22	-0.26				
2006-9-13	-0.24	-0.28				
2006-9-14	-0.30	-0.31				
2006-9-15	-0.36	-0.35				
2006-9-16	-0.40	-0.42				
2006-9-17	-0.49	-0.49				
2006-9-18	-0.52	-0.56				
2006-9-19	-0.61	-0.64				
2006-9-20	-0.73	-0.73				
2006-9-21	-0.80	-0.85				
2006-9-22	-0.98	-1.00				
2006-9-23	-1.15	-1.17	-0.13	-0.12		
2006-9-24	-1.19	-1.31	-0.40	-0.29		
2006-9-25	-1.48	-1.53	-0.48	-0.36		
2006-9-26	-1.80	-1.81	-0.67	-0.47		
2006-9-28	-1.93	-2.22	-0.59	-0.55		
2006-9-29	-2.30	-2.56	-0.54	-0.62		
2006-9-30	-2.88	-2.88	-0.57	-0.66		
2006-10-1	-3.36	-3.39	-0.57	-0.68		
2006-10-2	-3.68	-3.71	-0.65	-0.71		
2006-10-3	-4.00	-4.12	-0.92	-0.83		
2006-10-4	-4.98	-4.98	-1.26	-0.95		
2006-10-5	-5.81	-5.81	-1.41	-1.18		
2006-10-6	-7.62	-6.99	-1.38	-1.19		
2006-10-7	-8.31	-8.23	-0.95	-1.21		
2006-10-8			-1.10	-1.26		
2006-10-9			-1.12	-1.28		
2006-10-10			-1.16	-1.30		
2006-10-11			-1.18	-1.33		
2006-10-12			-1.22	-1.35		
2006-10-13			-1.31	-1.37		
2006-10-14			-1.41	-1.41		
2006-10-15			-1.62	-1.56		
2006-10-16			-1.73	-1.67		
2006-10-17			-1.75	-1.78		
2006-10-18			-1.78	-1.83		
2006-10-19			-1.85	-1.86		
2006-10-20			-1.92	-1.92		
2006-10-21			-2.18	-2.08		
2006-10-22			-2.52	-2.26		
2006-10-23			-3.01	-2.64		
2006-10-24			-3.21	-3.13		
2006-10-25			-3.58	-3.61		
2006-10-26			-3.72	-4.01		
2006-10-27			-4.03	-4.52		
2006-10-28			-4.20	-4.75		
2006-10-29			-4.30	-5.12		
2006-10-30			-4.34	-5.62		
2006-10-31			-4.70	-5.89	-0.01	-0.01
2006-11-1			-5.10	-6.11	-0.03	-0.02

表 4.5 (续上) 典型断面围岩收敛值实测值与坍塌时的预测值

日期	YK77+090 断面 (mm)		YK77+078 断面 (mm)		ZK77+072.5 断面 (mm)	
	实测值	预测值	实测值	预测值	实测值	预测值
2006-11-2					-0.14	-0.13
2006-11-3					-0.24	-0.19
2006-11-4					-0.18	-0.25
2006-11-5					-0.31	-0.31
2006-11-6					-1.71	-1.70
2006-11-7					-2.88	-2.80
2006-11-8					-5.11	-5.12
2006-11-9					-6.22	-6.31
2006-11-10					-7.31	-7.28
2006-11-12		-165.71		-12.03		-17.56

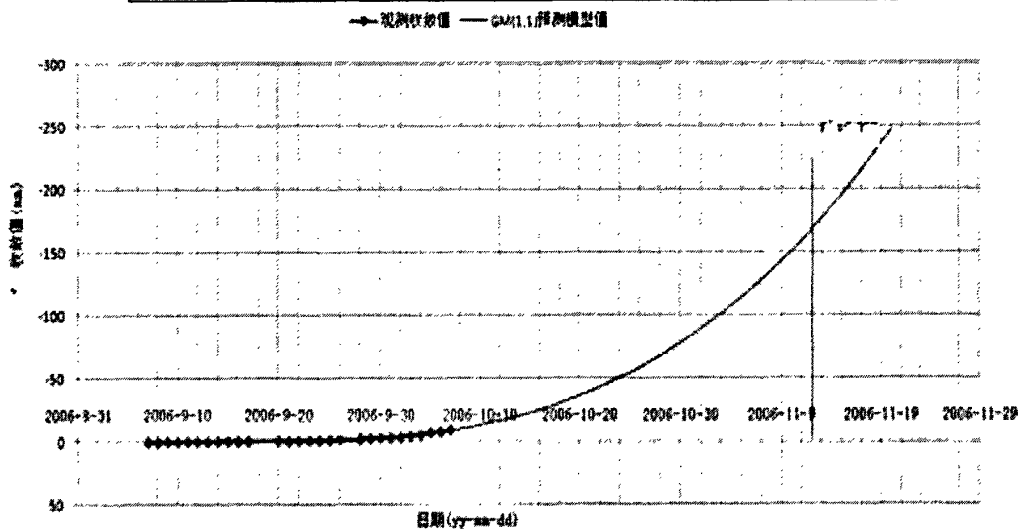


图 4.10 隧道施工中 YK77+090 断面实测收敛值 GM(1,1) 模型拟合和预测

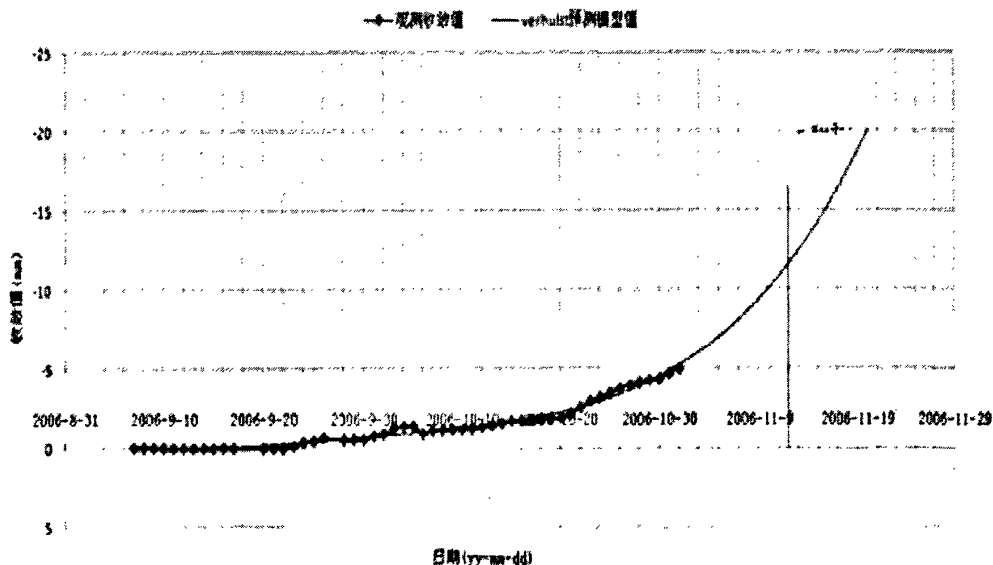


图 4.11 隧道施工中 YK77+078 断面实测收敛值 verbulst 模型拟合和预测

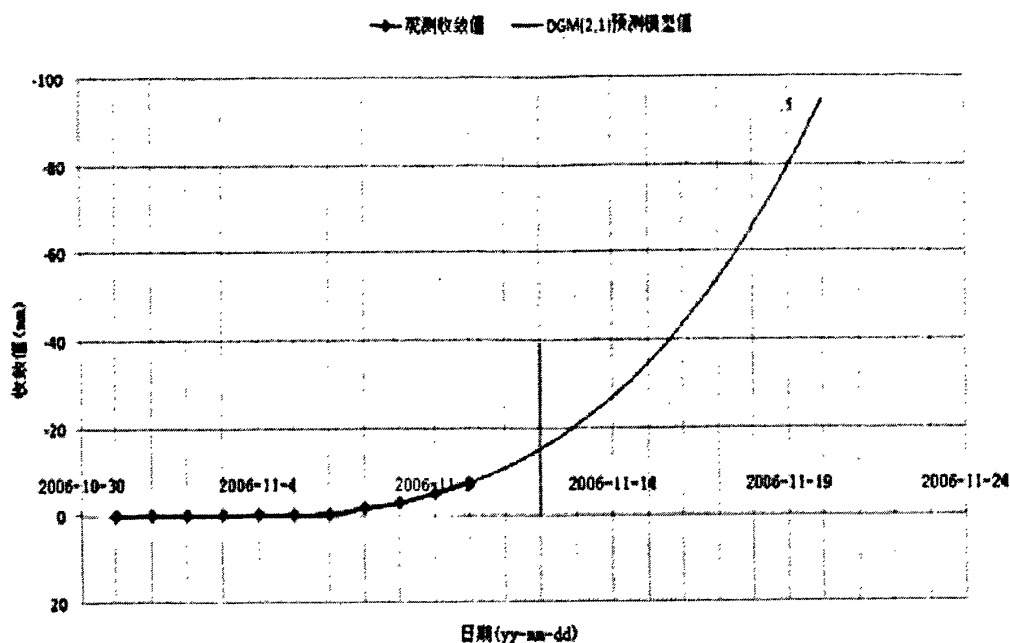


图 4.12 隧道施工中 ZK77+072.5 断面实测收敛值 DGM(2,1)模型拟合和预测

图 4.10 所示的是隧道施工中 YK77+090 断面实测收敛值 GM(1,1)模型拟合和预测曲线，利用 GM(1,1)模型与原始数据拟合最好，相关性系数为：0.92。利用 GM(1,1)模型预报 2006 年 11 月 12 日时的变形值为-165mm。

图 4.11 所示的是隧道施工中 ZK77+078 断面实测收敛值 verhulst 模型拟合和预测曲线，利用 verhulst 模型与原始数据拟合最好，相关性系数为：0.87。利用 verhulst 模型预报 2006 年 11 月 12 日时的变形值为-12mm。

图 4.12 所示的是隧道施工中 ZK77+072.5 断面实测收敛值 DGM(2,1)模型拟合和预测曲线，利用 DGM(2,1)模型与原始数据拟合最好，相关性系数为：0.91。利用 DGM(2,1)模型预报 2006 年 11 月 12 日时的变形值为-17mm。

根据隧道监控量测基准控制值见表 4.6，ZY77+090 预测揭示了隧道可能出现坍塌，很好地反映了坍方趋势，原始出现急速变化，预测至 11 月 12 日出现大位移，围岩收敛预测值已达到-165.71mm；表明 GM(1,1)模型可以准确的预测隧道坍塌发生的时间，可见灰色系统模型可以成功预测塌方。另两组数据由于距离隧道坍塌处较远，不能进行隧道坍塌段的发生时间预测，但反映了围岩收敛值有增大的趋势。

表 4.6 隧道监控量测基准控制值

控制标准	正常值	允许值	警戒值	危险值
v (变形速率)	<1mm/d	1~5mm/d	5~10mm/d	=10mm/d
d (累计变形量)	30mm	30~70mm	70~100mm	=100mm

注：1 v 值为同类工程类比采用值

4.7 小结

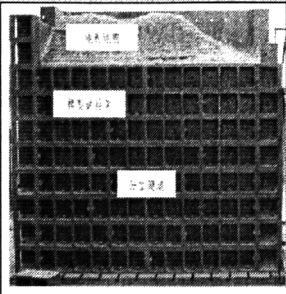
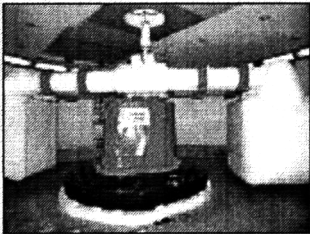
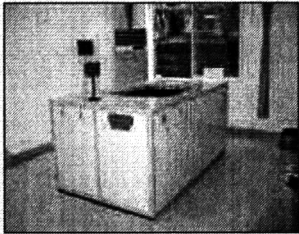
通过对刘家湾隧道的围岩收敛值、二衬应力以及弯矩的监控量测，我们可以很清楚随时掌握其施工过程中的变化情况，并及时发现它失稳前的异常突变，通过该隧道新奥法施工的量测项目成果，及时对是施工中的塌方做出了预警，并根据施工进度及监测到的数据组对塌方做了有意义的成因分析；并以塌方过程中的数据为基础建立了灰色理论系统预报模型，通过 $GM(1,1)$ 、 $DGM(2,1)$ 与 Verhulst 三种模型对隧道塌方典型断面进行了塌方发生日的围岩收敛值预测，选取拟和性最好的模型进行了与真实发生值的对比，结果较为理想。对此类工程来说，采用工程类比法时，又多了几种可借鉴的数据模型。连拱大跨径隧道的围岩稳定与否，关乎隧道工程能否顺利地施工，无论从经济、社会、还是安全角度来说都是具有重大意义的。为此，建立一套行之有效的预测方法，变得由为迫切和重要。本次所建立的灰色系统理论模型，有效的预测了失稳发生的破坏过程，数据拟和有一定的准确性，对以后的该类工程来说，具有重要的指导意义的。

第五章 大跨径连拱隧道塌方、围岩变形破坏模型试验与数值模拟

5.1 模型试验方法

模型试验主要方法见表 5.1 所列。

表 5.1 模型试验方法

图片A	图片B	图片C
		
图片A 隧道三维地质力学模型	图片B 离心模型试验机	图片C 底摩擦试验机

(1) 相似模型试验。在模型试验中，所讨论的相似是指两系统(或现象)，如原型、模型，如果它们相对应的各点及在时间上对应的各瞬间的一切物理量成比例，则两个系统(或现象)相似。包括几何相似、载荷相似、刚度相似、质量相似、时间相似、物理过程相似等等。

(2) 比例模拟试验。所谓比例模拟方法，就是在模拟时将忽略掉的相似准则的影响(包括已认识到的次要相似准则和尚未认识到，但客观存在的相似准则)用一个称为修正因子又和模型实验中的主要相似准则相乘，其结果可使模型与实物的未知系数相等的一种近似模拟方法。

(3) 离心模型试验。离心模型试验是以离心机作为加载工具，把 $1/n$ 缩尺的模型放在以 ng 离心加速度运转的离心机中进行试验，用原材料按一定的比例尺制成模型，置于由离心机生成的离心运动场中，通过离心力加大土体或岩体的自重，使模型达到与原型相似的应力状态，显示出与原型相似的变形破坏过程，再测量其中的应力、变形，观察模型的变形破坏发展过程及加固措施的加固效果。由于离心力与重力保持等效，且加速度不会改变材料的性质，从而使模型与原型的应力应变相等、变形相似、破坏机理相同，能够再现原型的特性。该方法可以在同一模型上，完成弹性、弹塑性乃至破坏失稳各个阶段(整个过程)的模拟，展示了公路边坡岩土体变形破坏的机制与过程，且可以测量全过程的应力和位移，还可求得超载安全系数等。与其他模拟方法相比，离心模型要求模型材料具有弹模、容重多样，且要求模型与原型材料的本构关系完全相似，对模型尺寸的大小和精

度要求较高，监测方法及其技术要求严格，费用较高等。

(4) 底摩擦模型试验。底摩擦试验主要考虑研究对象受重力作用的影响，因而在试验中要求模拟重力。重力是一种体积力，它作用在研究对象的每一质点上。底摩擦法是以摩擦力在摩擦方向上分布与重力场相似的性质，利用模型和底面之间摩擦力来模拟。

(5) 地质力学模型试验。地质力学模型试验是根据一定的相似原理对特定工程地质问题进行缩尺研究的一种方法，主要用来研究各种建筑物及其地基、高边坡及地下洞室等结构在外荷载作用下的变形形态、稳定安全度和破坏机理等。

根据它们的特点可分为：①按模拟范围大小，分为地壳构造机理模型和工程地质力学模型②按维数，分为二维和三维模型，二维模型中又可分为平面应力和平面应变模型；③按制模方式，分为大块体和小块体，或现筑式和预制式模型；④按试验性质，分为应力模型、强度破坏模型和稳定模型。这些模型可定性或定量地反映天然岩体受力特性和与之相联系建筑物的相互影响，可与数学模型相互验证。尤其重要的是它可以比较全面真实地模拟复杂的地质构造，发现一些新的力学现象和规律为建立新的理论和数学模型提供依据。与数值方法(如有限元方法)相比，它们比较直观，可以在一个模型中模拟较多地质构造和较复杂的建筑物，而避开了数学和力学上的困难，将模型加载到完全破坏。

(6) 足尺加速路面试验。足尺加速路面试验(APT)是指：将可控制的轮载在大于或等于规范限定的极限标准下，施加到实际的多层路面结构上来测定路面在压缩变形阶段，在可控的、加速的变形累积条件下的路面响应和路面使用性能变化的试验。试验可以通过以下方法加速路面破坏：增大重复荷载次数；改变加载环境，如温度、湿度等；使用薄层路面以降低路面结构承载力、缩短设计寿命；或者将以上几个因素结合起来使用。试验路面的建设必须按照实际工程建设中采用的设备和程序进行，以便真实地模拟实际环境。

(7) 刚体失稳模型试验。刚体失稳模型试验采用块体极限平衡的思想，考虑块体的静力平衡，进行失稳模拟。刚体失稳模型试验综合考虑了相似模拟试验、比例模拟试验的优点，比较适用于如边坡工程的破坏失稳模拟。

(8) 电磁动力变形失稳模型试验。在刚体失稳模型试验中，模拟体的几何相似比较容易满足，而且模拟体的重力相似也比较容易满足。但是，如果模拟体的体积重量过大，块体的质心重力将过大，满足重力相似将有一定的难度。在此思想指导下，考虑用电磁动力来模拟块体的质心重力，这样较容易的实现大块体的刚体变形失稳模拟，将之称为电磁动力变形失稳模型试验。可以说电磁动力变形失稳模型试验是刚体失稳模型试验的进一步发展与提高。

5.2 模型试验的意义

物理模型试验结果比各种数值模拟计算结果更接近于工程现场原位监测结果。试验得到了许多数值模拟无法得到的颇具启发性的全新认识,试验所得出的结论和一些新认识被有关方面所接受和采用,对工程实际具有重要的指导意义。

现在,模型试验已为人们所广泛接受,并被公认为当今科技世界的五大研究方法之一。它与其它四种研究方法(即经验法、半经验法、理论解析法、数字仿真法)相比,其显著特点是照顾到了理论与实际的两个方面,使之相辅相成,故而日臻完善,深得人们重视。它是“检验真理、发现规律”的一种行之有效、并得以在许多行业广泛应用的一种科学研究手段。归纳起来,模型试验有下面几方面的意义:

(1) 模型试验作为一种研究手段,可以严格控制试验对象的主要参量而不受外界条件或自然条件的限制,做到结果准确;在新型结构的设计中,由于采用新的设计理论,或采用新型结构材料,或新的结构型式,没有现成的设计方法或计算方法,需要结构模型试验提供一定的数据,或者有时需要校核设计计算理论,比较几种设计方案等,都需要进行结构模型试验,以便了解所设计的结构的内部各种现象和规律。

(2) 模型试验有利于在复杂的试验过程中突出主要矛盾,便于把握、发现现象的本质特征和内在联系。有时,它也被用于校验原型所得的结论。

(3) 由于模型与原型相比;尺寸一般都是按照比例缩小的(只在少数情况下按比例放大),故制造容易、装卸方便,试验人员少。较之原型试验,模型试验所需的工作量及费用均比实体结构试验低得多,能节省资金、人力、时间和空间。另外,在模型上易作改变设计参数的多个模型对比试验。

(4) 模型试验能预测或探索尚未建造出来的实物对象或根本不能进行直接研究的实物对象的性能,有时则用于探索一些机理未尽了解现象或结构基本性能或其极限值。

(5) 对于自然界一些变化过程极为缓慢的现象,模型试验可以加快其研究进程,而对于一些稍纵即逝的现象,模型试验又可代之以研究与之相似的、在模型上进行得缓慢得多的现象;

(6) 由于电子计算机的发展,结构分析的方法也有了飞跃的进步,虽然用计算机对结构的数学模型分析在时间和经费上有时比作结构模型试验更节省,但结构模型试验因不受简化假定的影响,能更实际地反映结构的各种物理现象、规律和量值。相反,有时简化了的数学模型分析结果还需要模型试验来验证。许多复杂结构如钢筋混凝土结构、预应力钢筋混凝土结构、考虑土体介质的基础结构,以及复杂情况如三维非连续介质、非线性、各向异性、复杂边界条件等等的结构

分析问题运用计算机计算仍有不少困难，而模型试验却能清晰且直观地展示这种情况下整个结构从受载直至破坏的全过程。当其他各种分析方法或试验方法不可能采用时，模型试验就成了现象研究唯一的和最为重要、有效的研究手段。

可见，模型试验也有自身的缺点，尤其是三维模型试验与数值方法相比有它的弱点，如尺寸效应、试验难度大、费用高、费时、费工、周期长等等。

目前，国内外模型试验总的发展趋势是：试验技术现代化，试验对象大型化、复杂化。试验技术现代化，具体来说，就是模型成型机械化，测试手段现代化。试验对象大型化、复杂化，是由于随着计算机的广泛使用，一般工程结构问题，通常只需进行计算分析就可以了，不一定要作模型试验。例如，日本坝工设计规范(1978年第二版)就规定，高度在60m以下的拱坝，一般不进行试验。因此，结构模型试验的重点转向解决重大工程和复杂、特殊结构物的问题，如大坝、边坡的抗滑稳定，复杂地基对上部结构的影响，结构的破坏机理及可靠度，深基础、深基坑的开挖与支护，围岩应力分布、破坏机理及破坏形态等。地下结构和岩土力学问题，由于其复杂性，仅靠计算分析难以获得令人满意的结果，而正在成为模型试验的重要研究领域。

5.3 底摩擦物理模型试验方法

5.3.1 底摩擦物理模型试验基本原理

底摩擦试验模拟属于物理模拟的一种。物理模拟研究方法应用于工程起始于七十年代。它具有两个突出的意义。一是能够直接观测和记录研究对象的变形、破坏演变过程，二是可以通过实验应力分析获得研究对象的变形演变过程中各阶段的应力分布状态和由于变形与局部破坏导致的应力重分布情况，故近年来有较大的发展。

底摩擦模拟装置主要是由一条无级传动皮带和带动它运转的动力及变速机构组成。模型置于皮带上，电机带动皮带运动，模型因自重有随皮带一起运动的趋势，挡杆阻止了这种运动，底面与皮带之间产生动摩擦力。这种摩擦力即可模拟重力。这套设备可用来演示破坏方式，观察破坏的全过程，*K.Erguvanli* 和 *R.E.Goodman* (1972) 用这样的装置，用面粉和食油的混合物作相似材料模拟了软岩、不连续岩体中的破坏模式，研究了急倾边坡的逐渐破坏情况和水平矿层顶板的逐渐垮落的情况。*P.Egger* (1979) 对底摩擦模型法作了一个重要的改进。通过在模型上表面施加均匀的空气压力，使得底摩擦力大大增加，扩大了这种方法的应用范围。

1982年，日本名古屋大学的川本眺等参照 *Egger* 的装置也设计了一套可以施加上覆空气压力的底摩擦模型装置，研究了圆形断面隧道埋深不同时的围岩变形。

1983 年, 日本九州大学的西田正等对 *Egger* 的可施加上覆空气压力的底摩擦作了重要的改进将环形皮带代之以刚性很大的贴上橡胶的钢板, 解决了皮带刚性低的问题。底摩擦模型运动速度不能太大, 否则其产生的惯性力与底摩擦力及重力相比不能忽略, 可能得出错误结果。

5.3.2 物理模拟基础

物理模拟以相似原理为基础, 建立研究对象和模型试验之间的相似关系, 从而保证模型试验中出现的物理现象与原型相似。模型与研究对象相似需要在几何条件、受力条件和摩擦系数方面满足一定的关系。

(1) 几何条件

研究对象原型和模型所有对应长度之间的比值必须是相同的。设 $(\delta_x)_p$ 、 $(\delta_y)_p$ 、和 $(\delta_z)_p$ 表示原型中的某些长度(用下标 p 表示); 而 $(\delta_x)_m$ 、 $(\delta_y)_m$ 、 $(\delta_z)_m$ 是它们在模型中的对应长度(用下标 m 表示)。它们的比值叫做长度比例。

$$x_R = \frac{(\delta_x)_m}{(\delta_x)_p}; \quad y_R = \frac{(\delta_y)_m}{(\delta_y)_p}; \quad z_R = \frac{(\delta_z)_m}{(\delta_z)_p} \quad (5.1)$$

式中: 下标 R —模型中的数值与原型中对应数值的比值。

严格的集合相似要求:

$$x_R = y_R = z_R = I_R; \quad I_R = \frac{(\delta_1)_m}{(\delta_1)_p} \quad (5.2)$$

式中: δ_1 —任意长度。

(2) 受力条件

对于受力条件相似的研究对象和模型, 在相应时间和相应点处, 作用在研究对象上和模型相应单元上的力必须处处为同一比值。这里的力是指重力、压力、摩擦力、惯性力、弹性力等, 与它们有关的物理性质包括密度、粘度、弹性等。用 γ 表示材料的密度。 σ 表示应力, f 表示摩擦系数, 则有

$$\gamma_R = \frac{(\delta\gamma)_m}{(\delta\gamma)_p}; \quad \sigma_R = \frac{(\delta\sigma)_m}{(\delta\sigma)_p}; \quad f_R = \frac{(f\sigma)_m}{(f\sigma)_p} \quad (5.3)$$

但是, 在大多数情况下, 尤其当研究对象比较复杂时, 要满足全部受力相似的条件是不可能的, 其中的某些条件必须简化, 因为有些条件并不适用, 而有些条件所起的作用相对于另一些条件来说可以忽略不计。根据 Langhaar 理论, 可以通过考察研究对象原型和模型两个系统中的两个函数 $F_p(x_p, y_p, z_p, t_p)$ 和 $F_m(x_m, y_m, z_m, t_m)$ (其中 (x_p, y_p, z_p) 和 (x_m, y_m, z_m) 是相应点的坐标, t_p 和 t_m 是相应时间, 对于相应点和相应时间 $F_r = F_m/F_p$ 在研究对象和模型中处处保持不变时, 则说明研究对象和模型是相似的。

(3) 相似系数

根据上述物理模拟基础，定义：

几何条件相似系数：

$$I_R = \frac{(\delta l)_m}{(\delta l)_p} \quad (5.4)$$

受力条件相似系数：

$$\gamma_R = \frac{(\delta \gamma)_m}{(\delta \gamma)_p}; \quad \sigma_R = \frac{(\delta \sigma)_m}{(\delta \sigma)_p} \quad (5.5)$$

摩擦系数相似系数：

$$f_R = \frac{(f \sigma)_m}{(f \sigma)_p} \quad (5.6)$$

式中： l —几何尺寸， γ —材料的密度， σ —应力， f —摩擦系数；下标 p、m—原型和模型，下标 R 表示研究对象原型和模型相应项的比值。

上述相似系数间关系由下式确定：

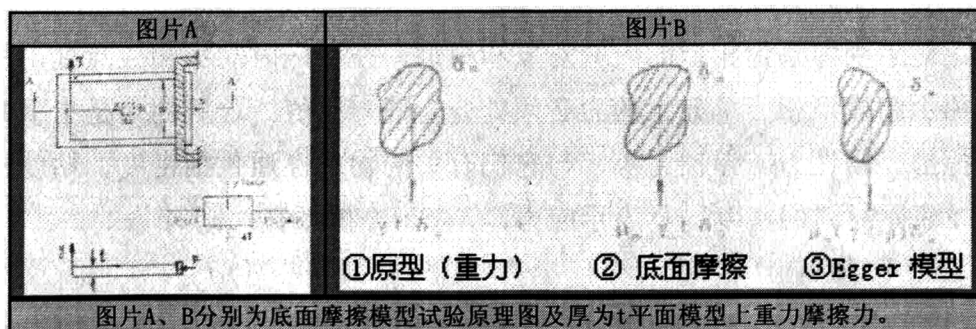
$$\sigma_R = \gamma_R \cdot I_R \quad f_R = 1 \quad (5.7)$$

满足上述条件的试验模型一般为机制模型。

5.3.3 底摩擦试验模拟原理

底面摩擦模型的原理就是以作用在模型底部的摩擦力来代替重力，而摩擦力可通过带速的大小来改变，主要用来模拟二维物理模型。底摩擦物理相似模拟试验仪器、底面摩擦试验工作底原理如表 5.2 所示。

表 5.2 底面摩擦试验工作底原理



通常，对于纯滑动状态，在底面摩擦模型中，用模型与皮带之间的摩擦力来模拟重力。模型平放在皮带上，当皮带拖动模型运动时，模型受到档板力(底面摩擦力) F_b 作用，在自重情况下，不同单位 d_z 上所增加的拖动力：

$$d_T = \mu \gamma d_x d_z \quad (5.8)$$

其中： μ —模型与皮带之间的摩擦系数； γ —模型材料的容重； t —模型的厚度。

若在模型上方施加压力 P(Egger 模型)，则有：

$$d_T = \mu(\gamma + P) d_x d_z \quad (5.9)$$

对于真实重力，作用在每个单元面积上的体积力：

$$d_F = \gamma d_x d_z \quad (5.10)$$

假设皮带匀速运行，模型处于平衡状态，则在 Z 方向上有：

$$dF = \int_0^Z dT \quad (5.11)$$

模型宽为 W ，长为 Z 时，其底摩擦力为：

$$F_b(z) = \mu(\gamma + P)WZ \quad (5.12)$$

所求模型的应力值为：

$$\sigma_z = \mu\left(\gamma + \frac{P}{t}\right)Z; \quad \sigma_y = P + \gamma\left(t + \frac{y}{t}\right); \quad \sigma_x = \eta(\sigma_x + \sigma_z) \quad (5.13)$$

其中： η —模型材料的泊松比； y —模型顶面的座标。

在试验过程中，通过变频器对传送皮带的传送速度进行调节控制，达到最佳的自重相似模拟效果。对模拟的开挖岩质路堑边坡试验过程用彩色摄像机进行摄像，并通过视图采集卡传送到计算机进行实时录制。将试验过程中边坡出现的问题通过计算机及时捕捉进行研究分析。底摩擦法是以摩擦力在摩擦方向上的分布重力场相似的性质，利用模型和底面之间的摩擦力来模拟模型体积力(重力)。其原理如下：将研究对象的剖面制成模型平放在环形活动橡皮带的平直段上并使原剖面的深度方向与 x 方向一致，沿 x 方向转动橡皮带，模型随之移动，在橡皮带转动方向有一固定框架，当模型受到这一固定框架阻挡时，在模型与橡皮带接触面上每一点就形成摩擦阻力 F ：

$$F = (p + \gamma_m t)\mu \quad (5.14)$$

其中： p —作用于模型法向单位面积上的压力； γ_m —模型材料的容重； t —模型的厚度； μ —模型与橡皮带接触面滑动摩擦系数。

根据圣维南原理，当模型足够薄时，认为摩擦力均匀作用在整个厚度上，可以相当于原型物体在天然状态下受到的重力作用。这种方法的特点是实验可根据情况随时暂停下来，以便观测试验过程的各个细节，这也是其他许多方法所不能办到的。

5.3.4 试验装置

底摩擦试验所采用的设备如表 5.3 所示，该设备的最大优点是：橡皮带转速可随时控制、增减速比较均匀，不会出现转速骤增骤减而使摩擦力变化剧烈的不稳定现象；摩擦力可随时从观测仪上获取，可随时利用增减橡皮带转速而进行调节控制，以便适应实际要求，减少了烦琐的计算。

表 5.3 底面摩擦试验仪器



5.3.5 模型材料

常用的底摩擦试验材料有两类，第一类是各种硬质块体成型材料，第二类是重复利用可塑性材料。模型材料是模型试验中的一项关键技术，在选择模型材料时，应重点考虑：摩擦系数相等、应力应变关系相似、弹性模量相似三方面，且应根据不同部位边坡岩土性质及岩体结构面等，采用不同的配比，以满足上述相似性要求。对模型材料的研制我国长江科学院，针对三峡工程模型试验问题进行了大量的试验研究工作，开发出多种模型材料。

5.4 Plaxis 数值模拟方法

有限元法能充分考虑土体固结特性的差异，此外，还能考虑土体的应力应变非线性、复杂边界条件和加荷条件等，已在岩土工程中已经广泛应用。现在成熟的有限元商业软件很多，比如 *Ansys*, *Marc*, *Adina*, *Abaqus*, *Plaxis* 等。*Plaxis* 有限元分析软件是比较适合用来分析岩土工程问题的。*Plaxis* 程序是荷兰 *Delft* 科技大学开发的，该程序在欧洲较为流行，河海大学在国内较早引入该软件。*Plaxis* 程序的基本分析理论主要包括变形理论、渗流理论和固结理论。*Plaxis* 程序应用性非常强，能够模拟复杂的工程地质条件，尤其适合于变形和稳定分析。*Plaxis* 程序能够模拟下列元素：①土体；②墙、板、梁结构；③各种元素和土体的接触面；④锚杆；⑤土工织物；⑥隧道；⑦桩基础。

Plaxis 程序能够计算三类工程问题：平面应变问题、轴对称问题、三维轴对称问题。对于平面应变问题，假定垂直与横断面方向上的位移为 0。因而堤坝、公路路基等许多问题都可以作为平面应变问题来处理；轴对称问题要求所考虑的问题有圆形结构，在半径方向的断面基本一致，在对称轴上作用有荷载。轴对称问题假定任一半径方向断面上的应变、应力都相同。对于轴对称问题，x 轴代表半径的方向，y 轴代表轴线方向；三维轴对称问题要求所考虑的问题有圆形结构，在半径方向的断面基本一致，但荷载不具有轴对称性，比如圆形基础问题中的水平荷载桩。三维轴对称是真正意义上的三维问题，但它也不能处理任意形状的三维问题。

Plaxis 程序能够分析的计算类型有：①变形；②固结；③分级加载；④稳定分析；⑤渗流计算，并且还能考虑低频动荷载的影响。*Plaxis* 程序有如下特点：①功能强大，应用范围广；②用户界面友好，易学易用，用户只须提供与研究对象有关的几何参数和力学参数就可以进行计算；③方便直观，所有操作都是针对一图形，输入输出简单；④自动生成优化的有限元网格，重要部位网格可以细分，以提高计算精度；⑤计算功能强大，计算过程中动态显示提示信息；⑥计算耗时少。

Plaxis 程序由四部分组成：①*Input(pre-processing)*输入地基参数，对计算问题建模；②*Calculations* 根据所需计算类型，确定计算参数(如计算的步骤、固结的天数等)，对计算的过程进行定义；③*Outpost-processing*在计算成果输出过程；一般有三种输出形式，即矢量图、等值线图、云图。在输出时可根据需要来进行选择；④*Curves* 在这个阶段，可以直观的了解某点应力、位移、孔隙水压力等随时间、荷载等变化情况。

5.4.1 有限元理论与本构模型

土体变形特性有非线性和非弹性、塑性体积应变和剪胀性、塑性剪应变、硬化和软化、各向异性、应力路径、应力历史等等。反映土体变形特性的是土的本构模型。而土的本构模型关系又是建立在试验基础上的。在 *Plaxis* 中，反映土的本构关系的模型有线弹性模型(*Linear elastic model*)、摩尔库仑模型(*Mohr-Coulomb model*)、硬化模型(*Harden soilmodel*)、软土模型(*Soft soil model* 剑桥模型)、软土蠕变(*Soft soil creepmodel*)。模型中参数越多考虑土体特性也越多，但参数越多，参数获取就较难，试验参数确定不了，模型再高级也是无意义的。用摩尔-库仑弹塑性模型(MC 模型)来模拟土的应力应变关系。

弹塑性理论认为物体在弹塑性变形阶段的应变 ε_{ij} 可分为二部分：弹性应变 ε_{ij}^e 和塑性应变 ε_{ij}^p ，其应变增量的表达式为：

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (5.15)$$

弹性应变增量 $d\varepsilon_{ij}^e$ 可用广义虎克定律计算，塑性应变增量 $d\varepsilon_{ij}^p$ 可以根据塑性增量理论计算。对弹塑性模型来说，硬化规律、屈服条件、流动法则是其三要素。

(1) 硬化规律对岩土材料的屈服，屈服函数式中的 k 如何变化，即是硬化规律。对于理想塑性材料，屈服面在塑性变形阶段 k 是不变的，而对于加工硬化材料， k 将增大。

常用的硬化模型有等向硬化模型、随动硬化模型和组合模型。

采用等向硬化模型，随 k 的变化，后继屈服面均匀扩大或减小。 k 为硬化参数， H 通常取塑性功 W_p 的函数。即：

$$k = F(H), \quad w^p = \int \sigma_j d\varepsilon_j \quad (5.16)$$

(2) 屈服条件理想弹塑材料中某一点受力到什么程度开始发生塑性变形，是

要该点各个应力分量组合值是否达到屈服来确定，在应力空间中，描述屈服面的数学表达式的函数称屈服函数，一般表达式为：

$$f(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx}, H) = 0 \quad (5.17)$$

式中：\$f\$—屈服函数，\$H\$—硬化参数。

在土力学中广为采用的强度理论是摩尔库仑强度理论，该理论认为一旦土体内的任一平面上的剪应力达到土的抗剪强度，土就发生破坏，其屈服函数的表达式：

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{2}|\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2}(|\sigma'_2 + \sigma'_3|)\sin\varphi - cc\cos\varphi \leq 0 \\ f_2 &= \frac{1}{2}|\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2}(|\sigma'_1 + \sigma'_3|)\sin\varphi - cc\cos\varphi \leq 0 \\ f_3 &= \frac{1}{2}|\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2}(|\sigma'_1 + \sigma'_2|)\sin\varphi - cc\cos\varphi \leq 0 \end{aligned} \right\} \quad (5.18)$$

式中：\$f_1\$、\$f_2\$、\$f_3\$—三个屈服函数，\$\sigma'_1\$、\$\sigma'_2\$、\$\sigma'_3\$—三个主有效应力，\$c\$—粘聚力，\$\varphi\$—内摩擦角。

在摩尔库仑模型中，若采用相关联的流动法则求取塑性应变速率，会夸大剪胀作用，所以在引入屈服函数外，还引进了塑性势函数。

$$\left. \begin{aligned} g_1 &= \frac{1}{2}|\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2}(|\sigma'_2 + \sigma'_3|)\sin\psi \\ g_2 &= \frac{1}{2}|\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2}(|\sigma'_1 + \sigma'_3|)\sin\psi \\ g_3 &= \frac{1}{2}|\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2}(|\sigma'_1 + \sigma'_2|)\sin\psi \end{aligned} \right\} \quad (5.19)$$

式中：\$g_1\$、\$g_2\$、\$g_3\$—三个屈服函数，\$\psi\$—剪胀角，与塑性体积应变和塑性剪切应变有关，当\$\varphi\$大于\$30^\circ\$，取\$\psi = \varphi - 30^\circ\$，当内摩擦角小于\$30^\circ\$，取\$\psi = 0\$。

根据塑性理论，塑性应变率正交于塑性势函数面，即：

$$\varepsilon_i^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \quad (5.20)$$

式中：\$\lambda\$—塑性系数；\$\frac{\partial g}{\partial \sigma_i}\$—决定塑性应变的方向。

(3) 应力应变增量关系弹塑性的应力应变关系可以用一般写成：

$$\{d\sigma\} = [D_{ep}] \{d\varepsilon\} \quad (5.21)$$

其中：

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon^e\} + \{d\varepsilon^p\} \quad (5.22)$$

弹性应力应变关系：

$$\{d\sigma\} = [D] \{d\varepsilon^e\} \quad (5.23)$$

弹塑性矩阵：

$$[D_{ep}] = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{A + \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}} \quad (5.24)$$

其中,反映硬化特征的变量 $A = F \left\{ \frac{\partial H}{\partial \varepsilon^p} \right\}^T \left\{ \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}$ 。对于摩尔库仑模型,有 7 个参数;土的容重 γ (包括湿容重 γ_{wet} 和干容重 γ_{dry}), 渗透系数 k (包运水平渗透系数 k_x 和垂直渗透系数 k_y), 土体的弹性模 E , 泊松比 ν , 土的凝聚力 c , 摩擦角 φ 和剪胀角 ψ 。

5.4.2 数值模拟分析方法

(1) 网格划分。单元分析采用 15 节点的三角形单元。网格的密度对计算结果的精度有很大的影响,网格划分的越密,越接近于真实的情况,但是网格划分的越密,求解所需的时间越长,因此要选取一个合适的密度,初始建模时以较疏的网格划分模型来计算,然后不断加密网格再进行计算,当前后两次网格划分所得的计算结果很相近时,即认为网格的精度符合要求。对于本章的问题,这样确定的网格密度计算时间都不会太长,是可行的。另外在剖分网格时,若遇到桩体、桩侧接触单元附近、桩底附近网格再进行局部线面加密,以更好地反映这些复杂区域的受力情况。

(2) 边界条件。对于边界条件,考虑到计算影响范围,左边界竖向自由,水平约束,不排水;下边界为竖向和水平均固定,因为是粉细砂层,设为排水;右边界为竖向自由、水平固定,不排水,上边界为竖向和水平均自由,排水。

(3) 初始应力分析。在弹塑性计算分析中,要首先确定加荷前初始的应力状态,它主要影响初次加荷的计算,也对以后各级荷载有影响,因此,需要对土体的初始应力状态进行分析。土的应力状态分析有初始水压力分析和初始有效应力分析。初始水压分析是通过给定的水位线和水的单位容重直接计算,而土的初始有效应力受土的容重和应力历史的影响。这种应力状态可以由静止侧压力系数 K_0 表示。 K_0 表示了初始应力状态下 σ_h 和 σ_v 的比值。在 *Plaxis* 计算时,当地基上水平成层时初始应力可以通过指定静止侧压力系数局值,当地表倾斜或土层不平行时可以用施加重力场方式生成初始应力。在一般情况下,对正常固结土: $K_0 = 1 - \sin\varphi$ 。同时, *Plaxis* 计算中可以考虑土的应力历史作用,能指定先期固结压力和超固结比,对各单元当前应力状态时处于弹性状态还是塑性加载状态作出判别,使计算更符合实际情况。

(4) 加载固结过程。在 *Plaxis* 中,采用增量法考虑荷载的逐级加载,将施工的各个阶段的应力应变都计算出来,这样就能反映路堤在随施工填筑过程变化对应力的影响。路堤往往是分步加载,分施工和预压期,程序在模拟时分加载和固结二个不同的过程。加载分析时假设某一级荷载施加瞬时完成,地基土来不及固结,采用的是不排水有效应力法。加载分析采用荷载增量法。利用荷载步长和荷载的自动控制来实现。在固结阶段,要考虑孔压的发展和消散,采用有效应力方

法分析固结过程。

计算时间取老路修建开始，这样就可以详细记录新老路堤的施工过程，在分析沉降变形时考虑的是新路路堤产生的附加沉降，故在新路施工前，对老路荷载引起地基中的位移进行归零，保留老路荷载在地基中附加应力。

(5) 误差分析和控制。在加载和固结过程计算中，存在计算的迭代过程，在程序中按总体误差和局部误差分析来控制迭代收敛。总体误差要小于容许误差，在程序中容许误差默认为 0.03。局部误差在数值上等于本构应力和平衡应力差的范数与本构应力的范数之比。不精确应力点的局部误差大于容许误差。只有当：
①总体误差<容许误差；②不精确点应力点<(3+土塑性点/10)；③不精确界面单元的应力点<(3+界面塑性点/10)；三个条件同时满足时，才认为精度是达到控制要求的。

(6) 有限元建模步骤。通过以上分析后即可建模，建模步骤主要包括：定义单元类型、单元实常数、材料属性和几何模型，并对几何模型划分网格，生成有限元模型。

5.4.3 开挖施工步骤的模拟

计算中假定初始应力场为重力场，用有限单元法计算在自重作用下地下工程的开挖一般采用反转应力释放法方法进行计算。隧道开挖前围岩处于初始应力状态 $\{\sigma\}^0$ ，以及与之相适应的初始位移场 $\{u\}^0$ ，沿开挖边界上的各点也都处于一定的原始应力状态(见图 5.1 所示)。

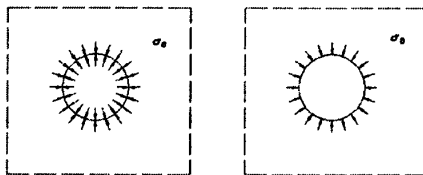


图 5.1 释放荷载的确定

隧道开挖后，因其周边上的径向应力 σ_r 和剪切力 τ 都为零，开挖使这些边界的应力“解除”(卸荷)，从而引起围岩变形和应力场的变化，对上述过程的模拟通常所采用的方法是邓肯(J.M.Duncan)等人提出的“反转应力释放法”，即把这种沿开挖作用面上的初始地应力反向后转换成等价的“释放载荷”，通常的作法是根据已知的初始应力，进而求得沿预计开挖的洞周边界上各节点的应力，一般假定个节点间应力呈线性分布，反转洞周边界上各节点的应力方向，并改变其符号，即可求得洞周边界上的释放载荷，然后施加于开挖作用面进行有限元分析，把由此得到的位移作为由于工程开挖卸荷产生的围岩位移，由此得到的应力场与初始地应力场叠加即为开挖后的应力场，这种模拟开挖效果的方法见图 5.1 所示，可见，这种方法的关键是释放荷载的确定。

对于释放载荷的确定,常用的方法是根据预计边界两侧单元的初始应力通过插值求得各边界节点上的应力,然后假定两相邻边界节点之间应力变化为线性分布,从而按静力等效原则计算各节点的等效节点荷载,具体计算方法如下。对于具有已知初始应力场的隧道开挖工程,沿预计开挖线上各点的初始应力 $\{\sigma_0\}^i$ 为已知,在离散化的情况下,可假定沿开挖边界上。具体计算方法为两相邻节点之间初始应力呈线性变化,如图 5.2 所示(在 $i \sim i+1$ 及 $i \sim i-1$ 之间均为线性分布)。则对于任一开挖边界点 i ,开挖所引起等效释放荷载(等效节点力)为:

$$\left. \begin{aligned} p_x^i &= \frac{1}{6} [2\sigma_x^i(b_1+b_2) + \sigma_x^{i+1}b_2 + \sigma_x^{i-1}b_1 + 2\tau_{xy}^i(a_1+a_2) + \tau_{xy}^{i+1}a_2 + \tau_{xy}^{i-1}a_1] \\ p_y^i &= \frac{1}{6} [2\sigma_y^i(a_1+a_2) + \sigma_y^{i+1}a_2 + \sigma_y^{i-1}a_1 + 2\tau_{xy}^i(b_1+b_2) + \tau_{xy}^{i+1}b_2 + \tau_{xy}^{i-1}b_1] \end{aligned} \right\} \quad (5.25a)$$

式中,上标 i , $i-1$ 及 $i+1$ 为沿开挖边界上的有限元网格的节点号, $a_1 = x_{i-1} - x_i$, $a_2 = x_i - x_{i+1}$, $b_1 = y_i - y_{i-1}$, $b_2 = y_{i+1} - y_i$ 。

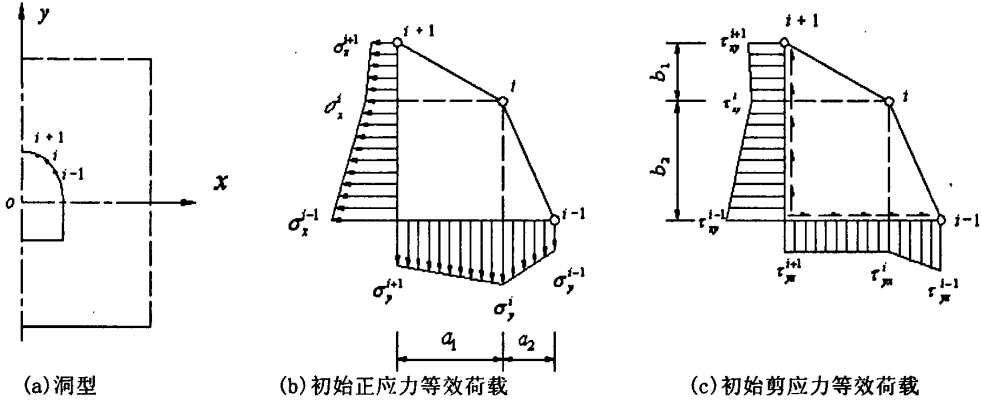


图 5.2 开挖边界上应力及等效节点力计算图

如果坐标 x 、 y 轴与主应力轴重合,则有 $\tau_{xy} = 0$,式(5.1a)可简化为:

$$\left. \begin{aligned} p_x^i &= \frac{1}{6} [2\sigma_x^i(b_1+b_2) + \sigma_x^{i+1}b_2 + \sigma_x^{i-1}b_1] \\ p_y^i &= \frac{1}{6} [2\sigma_y^i(a_1+a_2) + \sigma_y^{i+1}a_2 + \sigma_y^{i-1}a_1] \end{aligned} \right\} \quad (5.25b)$$

若原始应力场为均匀应力场,即节点 i , $i-1$, $i+1$ 等各点应力相等,则式(5.25b)可简化为:

$$\left. \begin{aligned} p_x^i &= \frac{1}{2} [\sigma_{x0}(b_1+b_2) + \tau_{xy0}(a_1+a_2)] \\ p_y^i &= \frac{1}{2} [\sigma_{y0}(a_1+a_2) + \tau_{xy0}(b_1+b_2)] \end{aligned} \right\} \quad (5.25c)$$

式中: σ_{x0} 、 σ_{y0} 、 τ_{xy0} —初始地应力。

若 x 、 y 轴同应力主轴重合,式(15.1c)可简化为:

$$\left. \begin{aligned} p_x^i &= \frac{1}{2}[\sigma_{x0}(b_1 + b_2)] \\ p_y^i &= \frac{1}{2}[\sigma_{y0}(a_1 + a_2)] \end{aligned} \right\} \quad (5.25d)$$

考虑到存在一个初始应力场 $\{\sigma_0\}$ 的情况，开挖后的实际应力场应为初始应力场与开挖释放应力场的叠加，即：

$$\{\sigma\} = \{\sigma_0\} + \{\sigma_e\} \quad (5.26a)$$

计算的位移场应是对工程具有实际意义的“围岩变形”。当采用多次开挖时(假定为 n 步)，计算中第一次开挖后洞周的释放荷载则是按初始地应力求得的，第二次开挖后洞周的释放荷载则是根据第一次开挖后的围岩应力场求得的，往后各步依次类推，每一次开挖形成一次载荷工况。模型最终位移是各次开挖后引起的位移总合，即：

$$\{u\} = \{u_1\} + \{u_2\} + \cdots + \{u_n\} \quad (5.26b)$$

与原始应力相对应的位移在早期的地质历史过程中已完成，对工程分析不具有实际意义，模型最终的应力场是初始应力场与开挖引起应力场叠加的结果，即：

$$\{\sigma\} = \{\sigma_0\} + \{\sigma_1\} + \{\sigma_2\} + \cdots + \{\sigma_n\} \quad (5.26c)$$

此外，关于被挖掉单元的处理，较为精确的方法是每次开挖后，除去被开挖单元，并重新划分网格，重新对节点、单元进行编号，但这种方法工作量大，且不易于计算机实现，一般较少采用，常用的方法是将被挖去的单元视为“空气单元”，即将其刚度取很小的值或令弹性模量 $E \rightarrow 0$ ，这样可不改变整个模型的单元网格结构，从而不须重新形成刚度矩阵，需要指出的是：把开挖部分以空气单元取代后，可能导致方程“病态”。为此，可同时把与被挖去的节点相对应的方程从总刚度方程中消去，即令这些节点之位移为零，并修改其方程。

5.4.4 支护结构及其效果的模拟

5.4.4.1 支护过程的模拟

在地下隧道的施工过程中，通常需要通过支护结构来保持围岩的稳定性和满足地下结构的正常使用功能。采用有限单元法可对施工过程中支护结构的作用效果进行有效的模拟，在计算中支护结构常常用杆梁线状单元、板壳面状单元以及实体单元等进行模拟，譬如用杆梁或板壳来模拟支护，常常需要先进行“空单元化”，然后在合适的载荷步中恢复其刚度等材料属性，来实现支护的功能，许多国际上著名的软件(如 *ANSYS* 或 *MARC*、*ABAQUS*、*ADINA*、*FLAC* 等软件)把这两个过程分别称之为或变相地称之为单元“生”或“死”。当用实体单元来模拟预支护结构时，一般是通过在合适的载荷步中对围岩单元利用重新赋予材料属性的功能来实现，当用实体单元来模拟一般的支护结构时，需要在合适的载荷步中对先前挖掉的“空气单元”利用重新赋予材料属性的功能来实现。

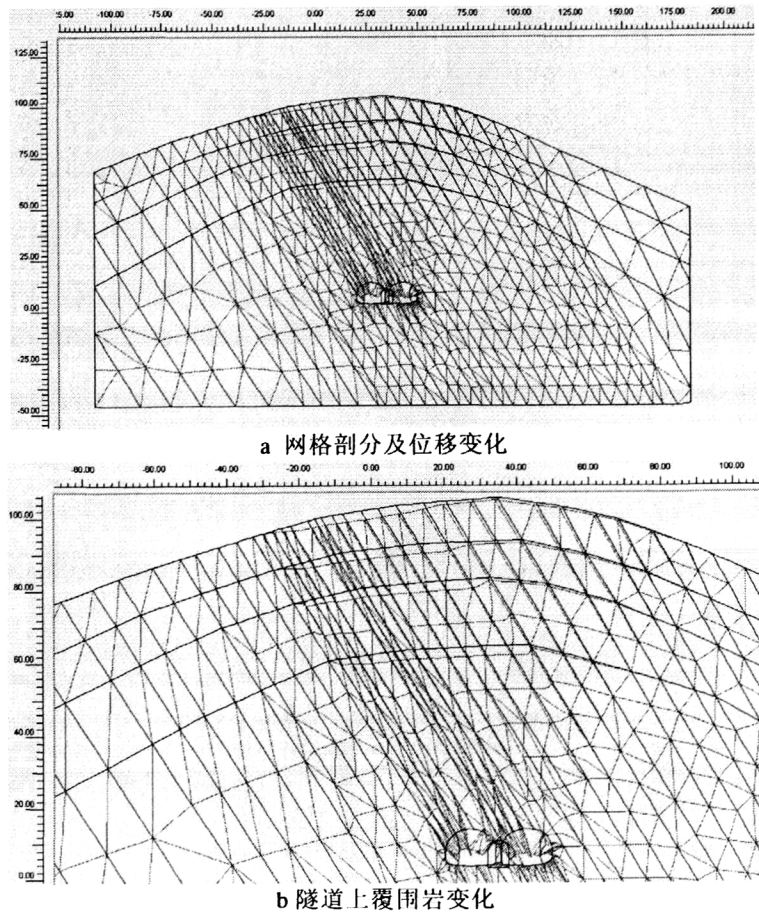
5.4.4.2 支护过程的模拟

针对隧道工程而言，主要的支护结构主要有：锚杆、格栅钢架、网喷混凝土、模筑混凝土等四种支护措施，对于预加固或预支护结构主要考虑小导管注浆，这也是地下工程中常用的支护或加固措施，如何在有限元计算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。

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分析。

5.5 大跨径连拱隧道塌方、围岩变形数值模拟

利用 *Plaxis* 软件对刘家湾隧道塌方及其演化过程进行初步分析，位移网格变化分布见图 5.3 所示，可以看出隧道上覆围岩变化及隧道洞顶围岩塌陷破坏现象，中墙向右侧偏移，拱顶出现塌方冒落、岩层沉陷、山体坡表塌陷。破坏区、剪应力云图和最大剪应力矢量分布见图 5.4 所示，剪切破坏区主要分布在隧道中墙顶部、两侧边墙和左侧岩层层理方向，拉破坏区主要分布在隧道拱顶、上部和右侧岩层中，表明隧道偏压明显。左右隧道拱顶坍塌强度折减下隧道围岩破坏区、剪应力云图和最大剪应力矢量分布见图 5.5 所示，中墙被推倒隧道拱顶坍塌强度折减下隧道围岩强度折减下破坏区、剪应力云图和最大剪应力矢量分布见图 5.6。



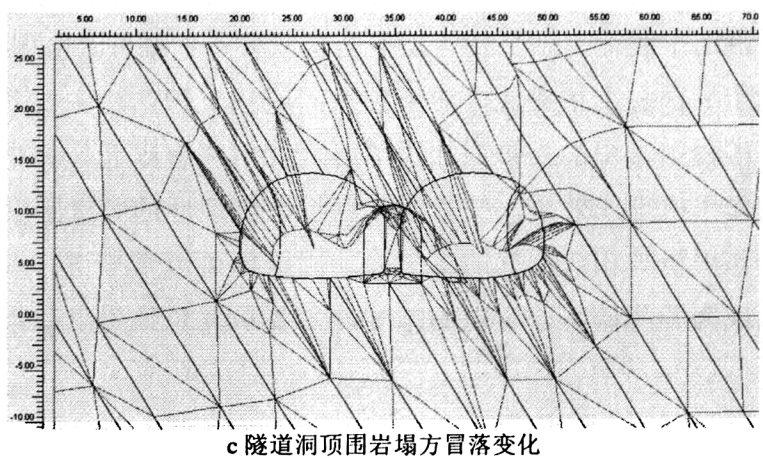
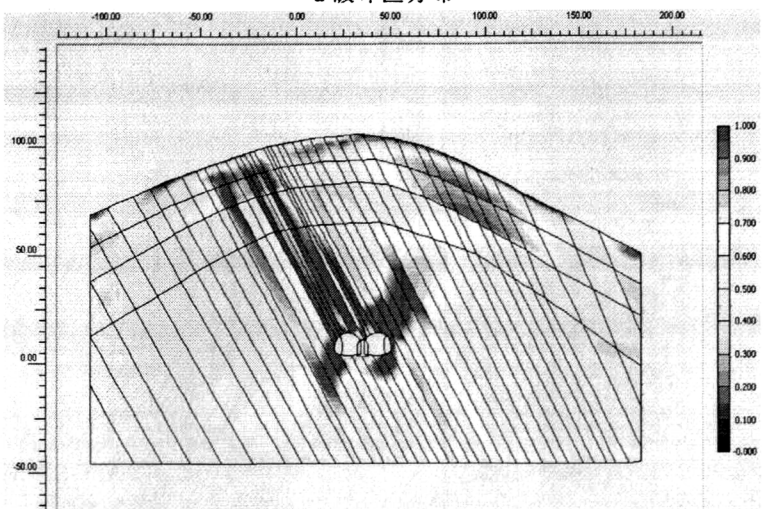
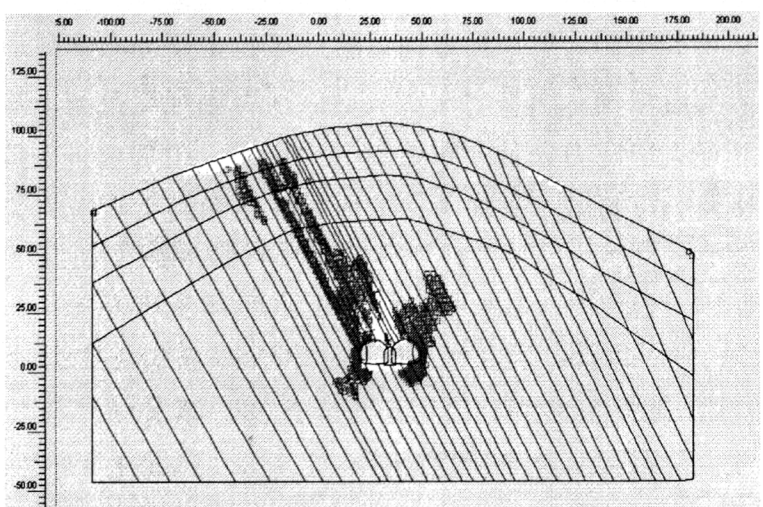
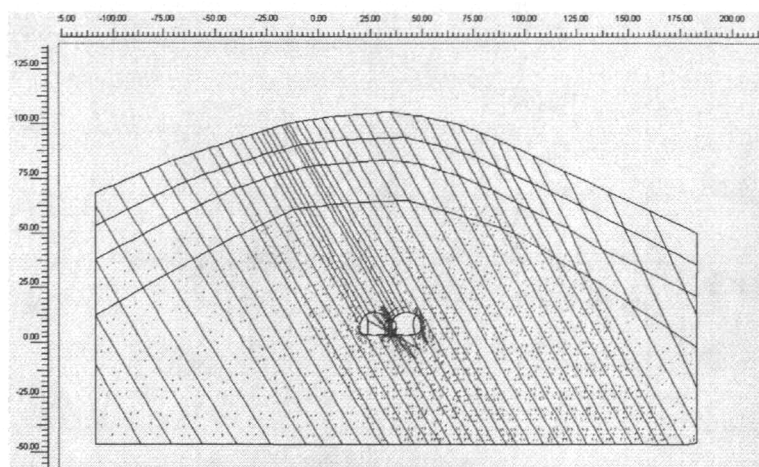


图 5.3 位移网格变化分布图

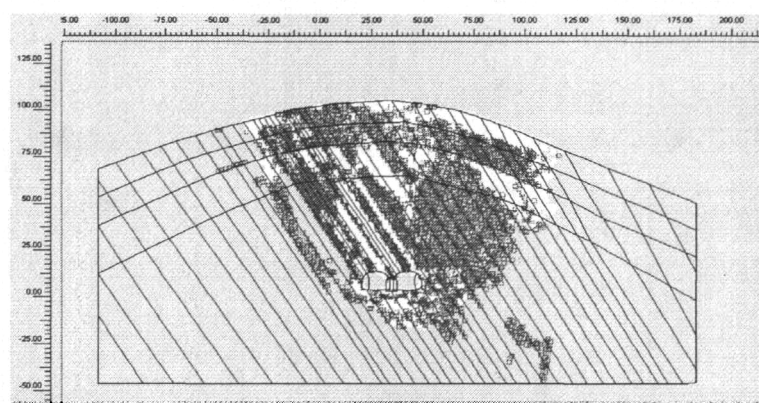
前后对比可以看出，剪切破坏区分布部分转变为拉破坏区，总位移矢量分布和总位移等值线分布表明隧道上部岩体沿层理面滑动，中部塌方冒落至地表，右侧岩体出现倾倒变形破坏。



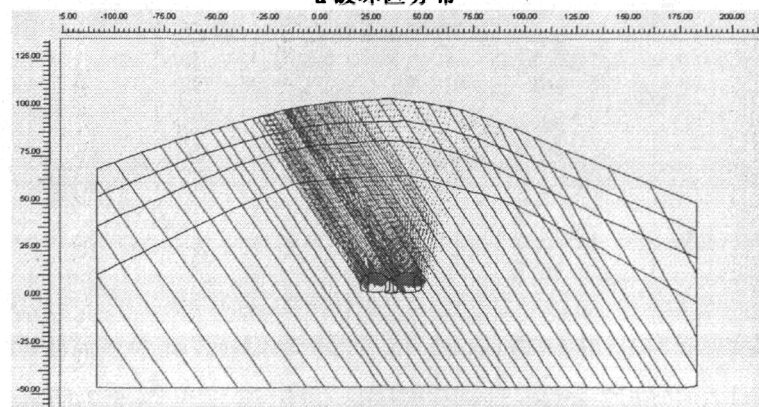


c 最大剪应力矢量分布

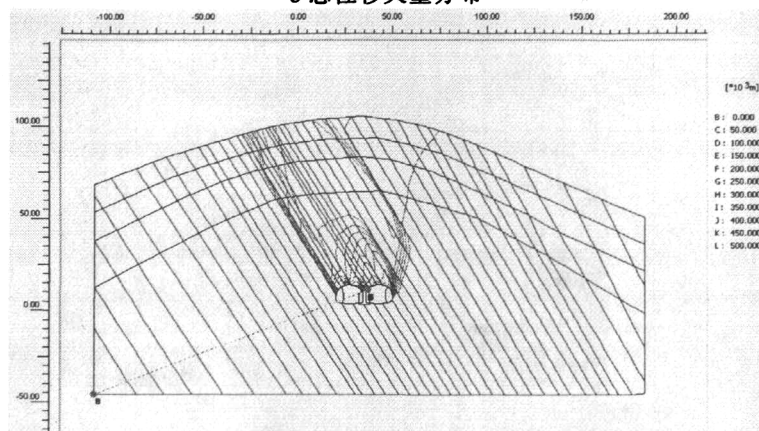
图 5.4 破坏区、剪应力云图和最大剪应力矢量分布图



a 破坏区分布

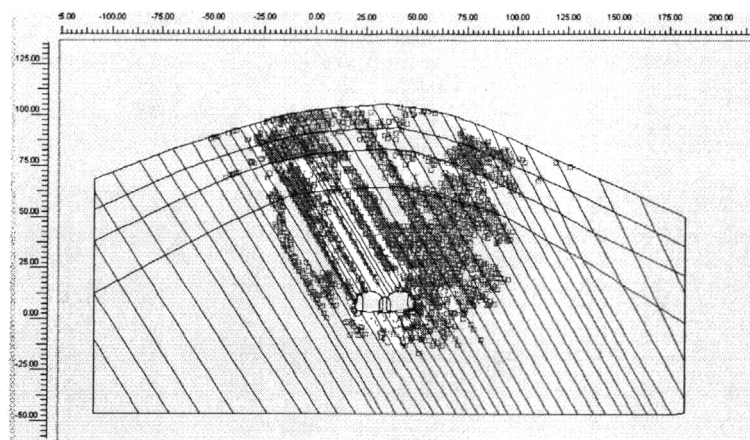


b 总位移矢量分布

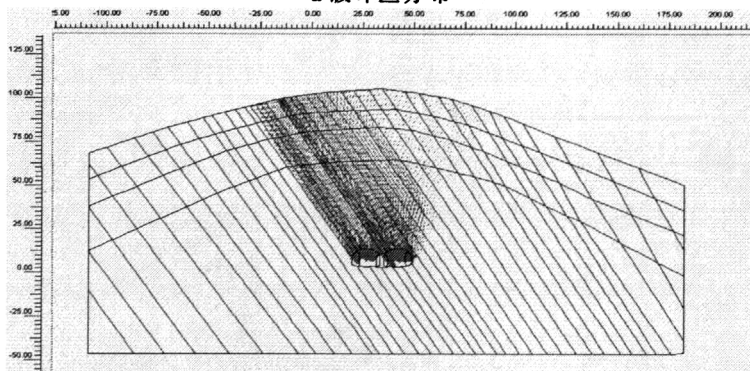


c 总位移等值线分布

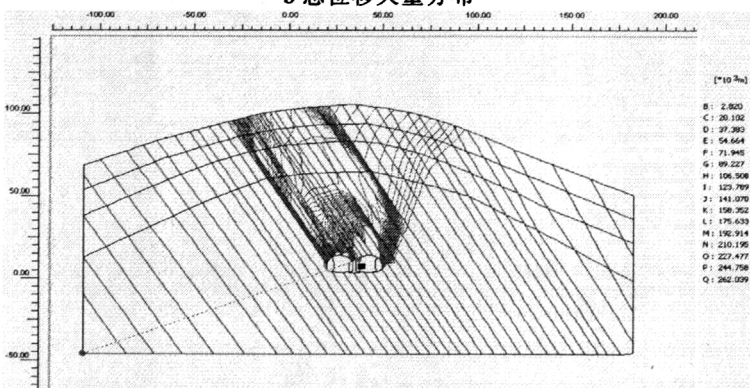
图 5.5 强度折减下隧道围岩破坏区、剪应力云图和最大剪应力矢量分布图(左右隧道拱顶坍塌)



a 破坏区分布



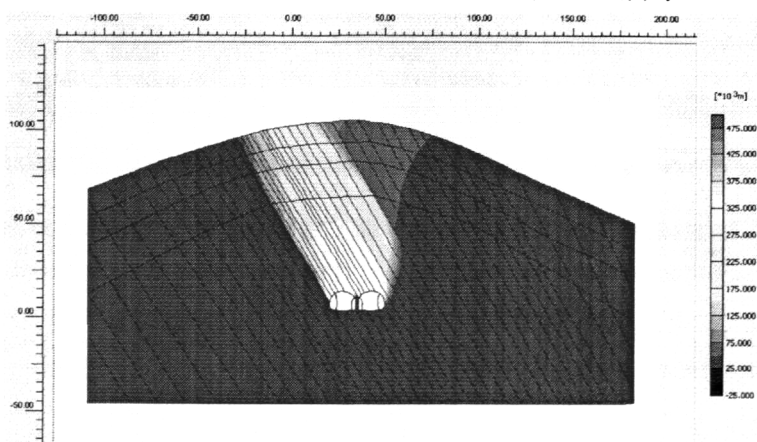
b 总位移矢量分布



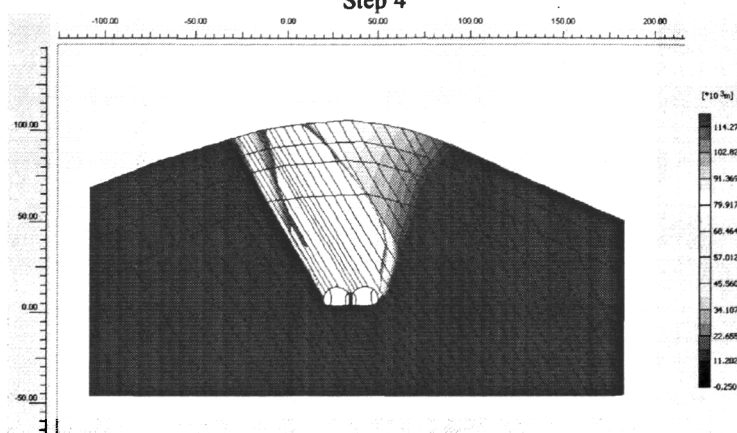
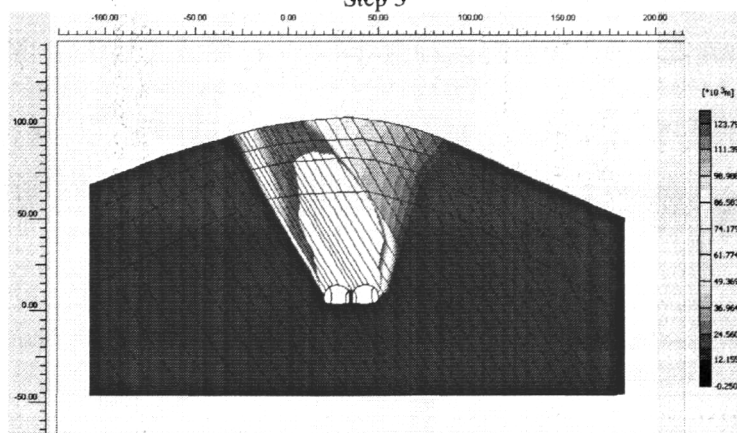
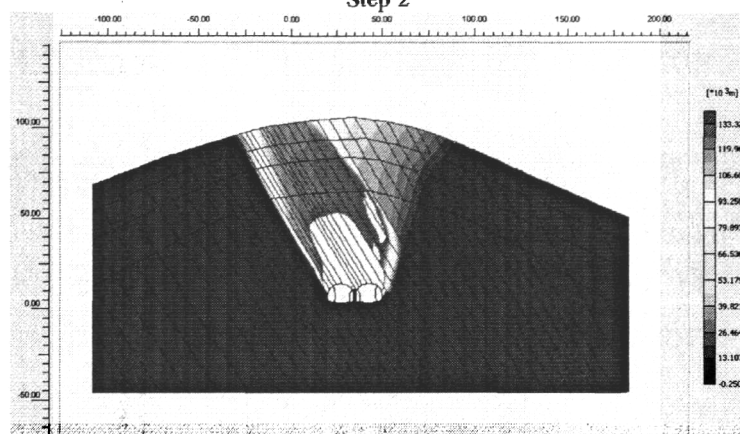
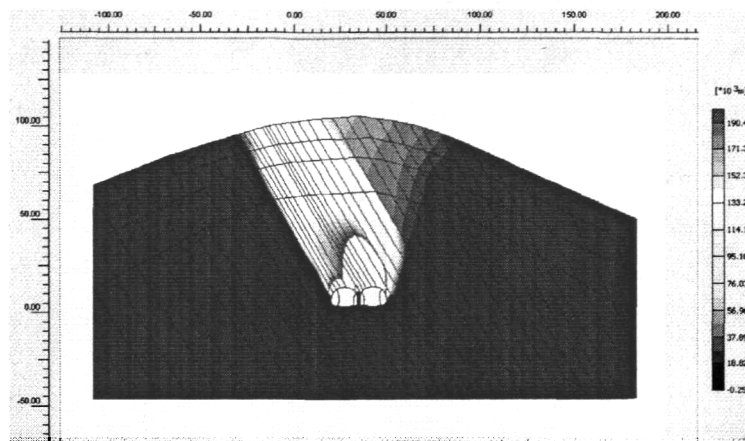
c 总位移等值线分布

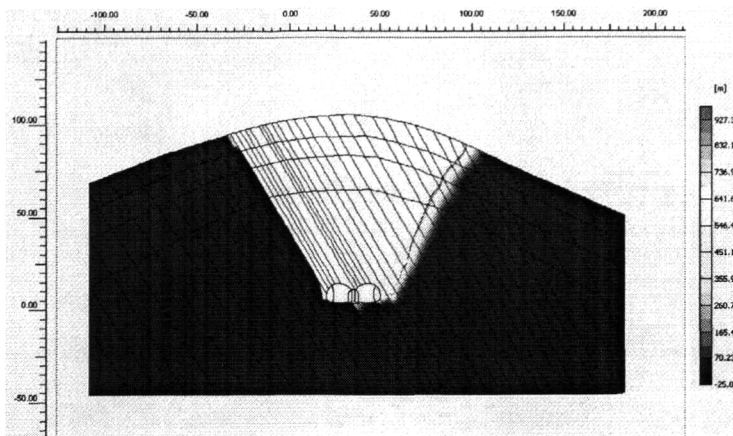
图 5.6 强度折减下隧道围岩破坏区、剪应力云图和最大剪应力矢量分布图(中墙被推倒隧道拱顶坍塌)

隧道围岩总位移云图及破坏塌陷区演化过程见图 5.7 所示。



Step 1





Step 6

图 5.7 总位移云图及破坏塌陷区演化过程

Step 1: 中墙顶部向右位移，右洞拱顶位移比左洞拱顶位移大，偏压明显；**Step 2:** 中墙倒塌，右洞拱顶塌方比左洞拱顶塌方大，并贯通向上部发展；**Step 3:** 隧道拱顶塌方扩展，右侧岩层出现离层破坏；**Step 4:** 隧道拱顶塌方向山顶扩展，右侧岩层出现倾倒、离层破坏；**Step 5:** 隧道拱顶塌方出露山顶，右侧岩层出现倾倒、离层变形破坏；**Step 6:** 隧道拱顶围岩塌方、倾倒和离层变形破坏，拱顶围岩塌方偏左侧，倾倒和离层破坏偏右侧，变形破坏岩体范围全部表现出来，呈现为一塌陷漏斗。

5.6 大跨径连拱隧道塌方、围岩变形失稳底摩擦物理模型试验

利用底摩擦物理模型对刘家湾隧道塌方及其演化过程进行实验研究，模型图分布见图 5.8 所示，可以看出隧道上覆围岩变化及隧道洞顶围岩塌陷破坏现象，中墙向右侧偏移，拱顶出现塌方冒落、岩层沉陷、山体坡表塌陷。根据数值模拟分析可知，双侧壁导坑法(眼镜工法)：变大断面为小断面开挖，有助于确认地质条件，对地表的影响较小，比较适用于围岩稳定性较差、大跨径隧道的施工。但是，由于开挖中部的倾斜岩层极易造成中墙的偏压和拱顶、拱腰的开裂，从而造成特大断面隧道坍塌。

下面利用底摩擦物理模型试验研究中隔壁工法(CD 法)施工。中隔壁工法(CD 法)：将开挖断面分成左右两部分，使开挖掌子面减小，变大跨径为小跨度开挖，促进掌子面和顶板稳定，抑制拱顶沉降和地表下沉。采用中隔壁工法(CD 法)施工隧道围岩移动及破坏区演化过程见图 5.9 至图 5.14 所示。图 5.9 至图 5.11：中墙偏压不明显，掌子面和顶板稳定，拱顶沉降小；图 5.12 至图 5.14：中墙偏压明显，掌子面和顶板稳定性差，拱顶沉降大。首先隧道拱顶塌方出露山顶，右侧岩层出现倾倒、离层变形破坏；接着隧道拱顶围岩塌方、倾倒和离层变形破坏，拱顶围岩塌方偏左侧，倾倒和离层破坏偏右侧，变形破坏岩体范围全部表现出来，呈现为一塌陷漏斗。

如若倾斜岩层造成中墙偏压和拱顶、拱腰开裂，造成特大断面隧道坍塌，引起的隧道围岩移动及破坏区演化过程见图 5.15 至图 5.16。

模型试验表明：岩层沿层理方向滑移，地表倾倒和离层破坏偏右侧，变形破坏岩体范围全部表现出来，呈现为一塌陷漏斗。

由此可见，将双侧壁导坑法(眼镜工法)调整为中隔壁工法(CD 法)，将开挖断面分成左右两部分，使开挖掌子面减小，变大跨径为小跨度开挖，促进掌子面和顶板稳定，抑制拱顶沉降和地表下沉非常有利；如若进一步调整为交叉中隔壁工法(CRD 工法)，设置临时支撑体，对施工会更有利。

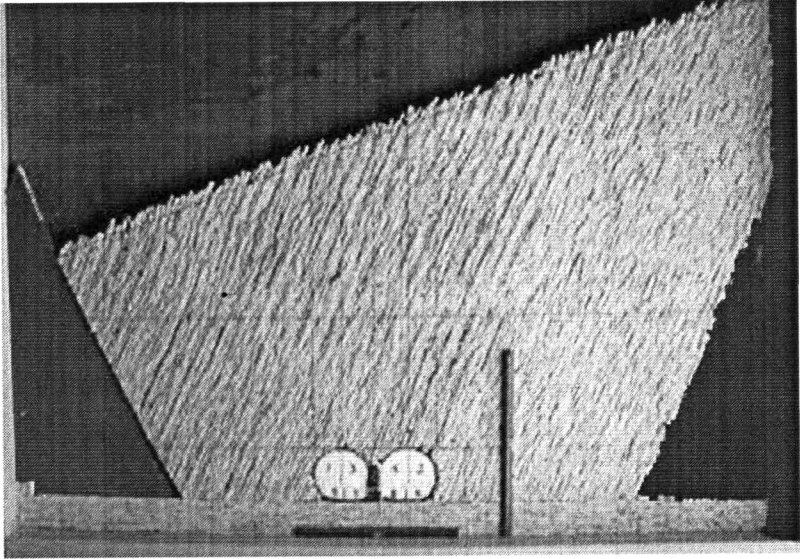


图 5.8 CD 法开挖模型

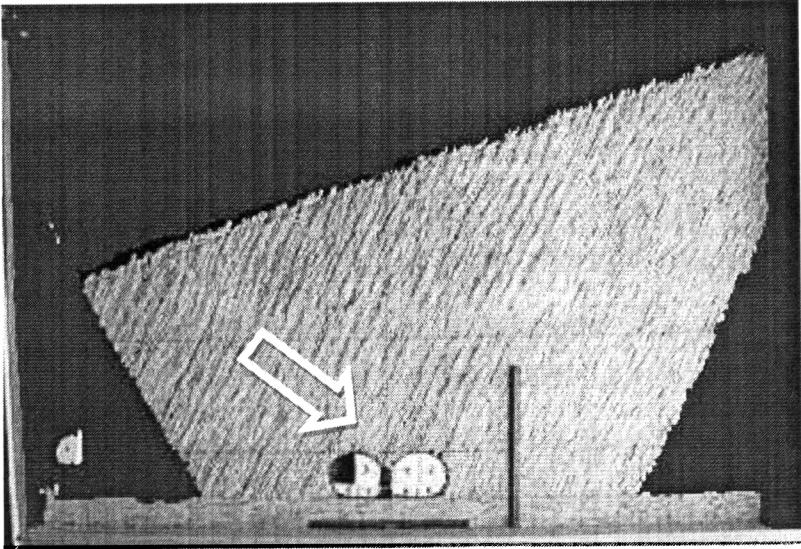


图 5.9 CD 法开挖模型上台阶第一部分开挖

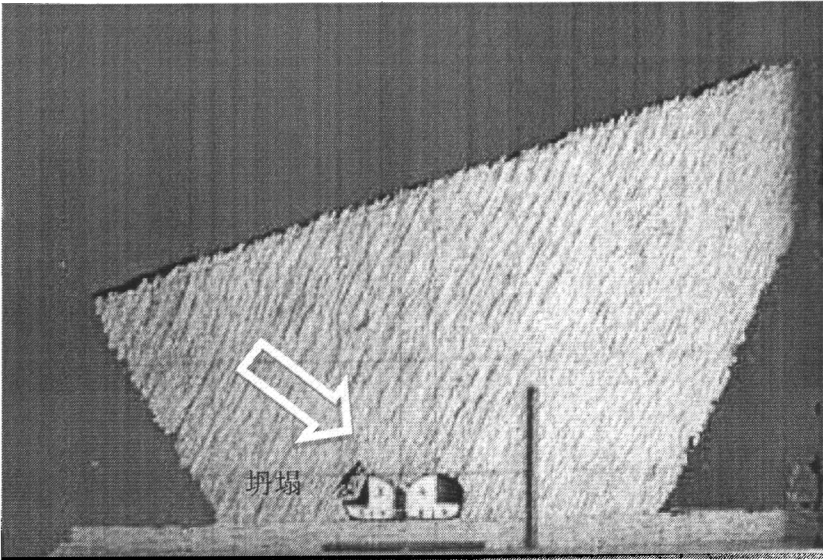


图 5.10 CD 法开挖模型上台阶第二部分开挖

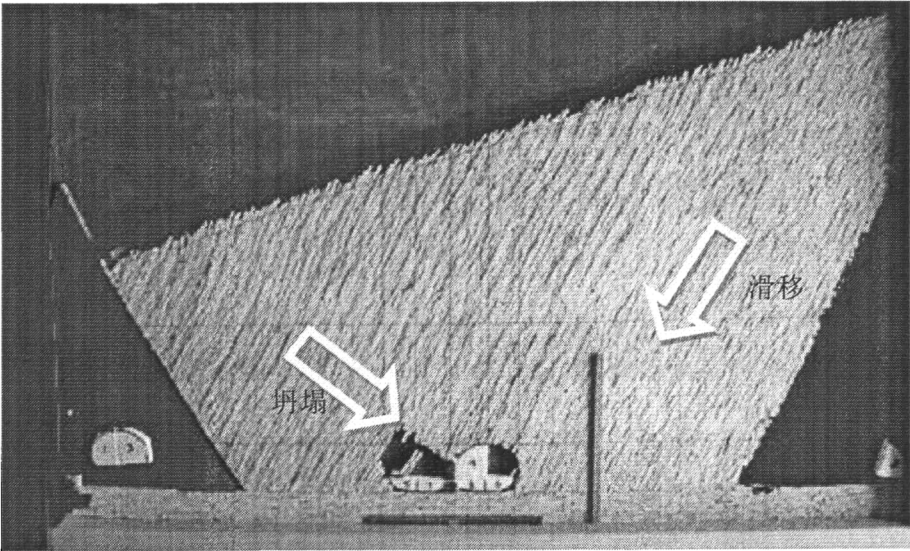


图 5.11 CD 法开挖模型上台阶第三部分开挖

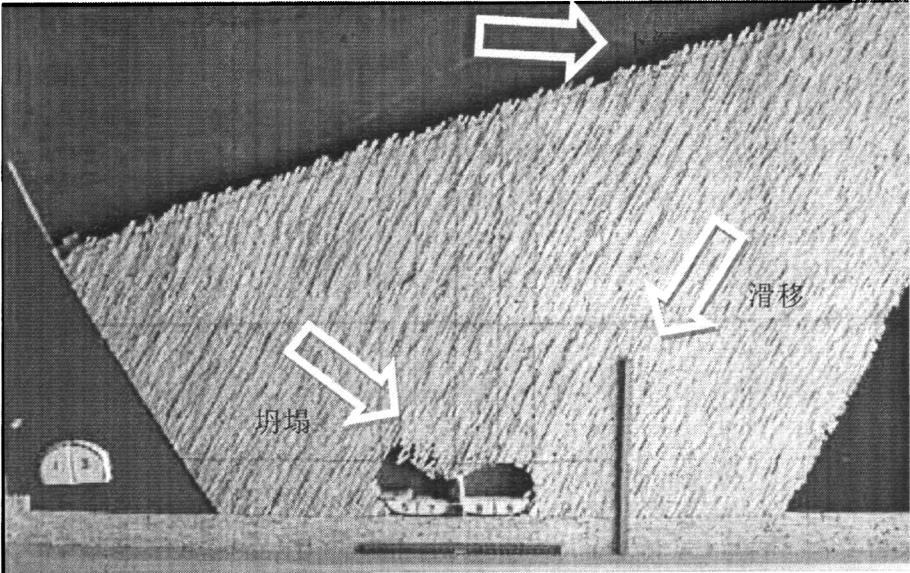


图 5.12 CD 法开挖模型上台阶第四部分开挖



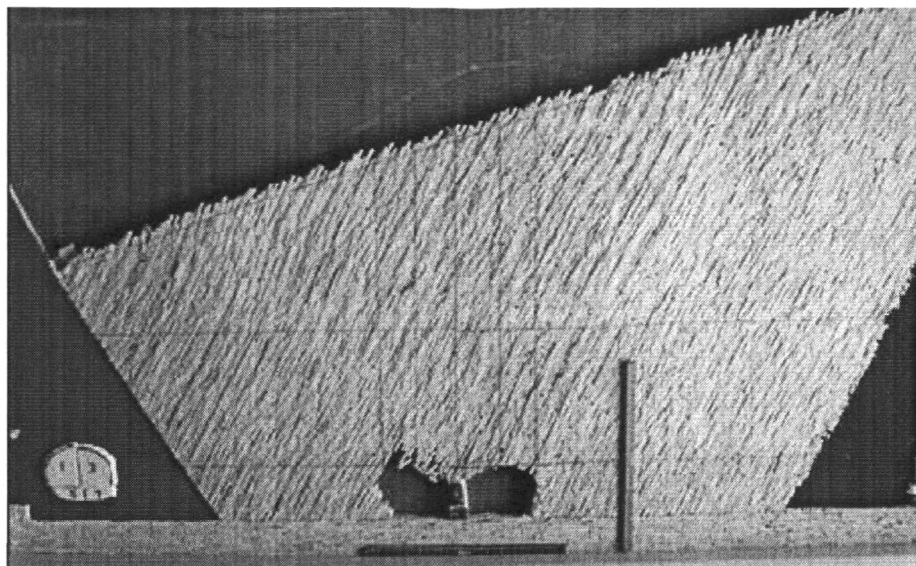


图 5.13 CD 法开挖模型全断面下台阶开挖中隔墙倾斜

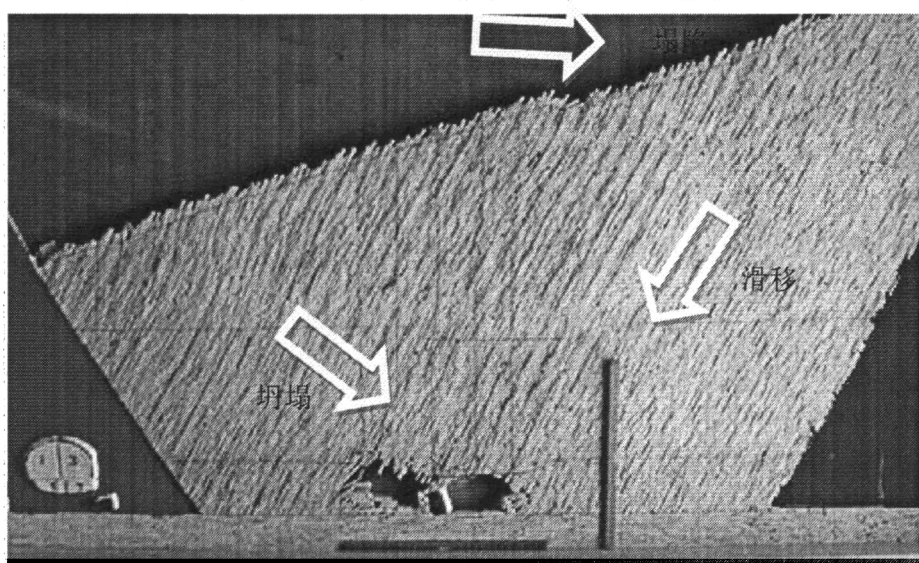


图 5.14 CD 法开挖模型全断面开挖后中隔墙倾斜侧壁坍塌

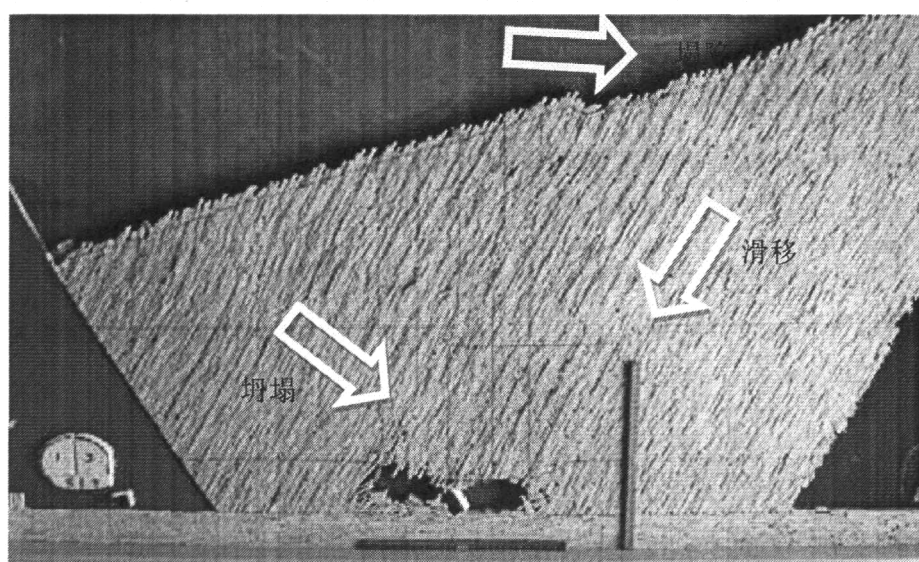


图 5.15 CD 法开挖模型全断面下台阶开挖后整体塌方

5.7 小结

室内相似模型试验是研究隧道围岩与力学特性的又一重要手段。相似模型试验的模拟主要是用于观察隧道变形过程以及测试相似模型中隧道围岩与支护结构的受力等情况。虽然隧道围岩与支护结构的受力、变形是非常复杂的多因素相互影响的结果,但一般认为,隧道变形和破坏研究已经足够用于评价支护系统设计和围岩稳定性。本章以宛坪高速公路内乡至西坪段刘家湾双向六车道大跨径连拱隧道为模型基础,通过室内底摩擦试验以及用 *Plaxis* 程序模拟分析了该隧道失稳断面即滑坡断面失稳的全过程,得出如下结论:

鉴于该隧道埋深介于浅埋与深埋之间,隧道上方岩体压力对隧道施工有一定的不利影响。按照其原来施工中采用的双侧壁导坑法(眼镜工法),对于有一定角度的岩体节理,大尺度开挖断面不利与围岩稳定,调整为中隔壁工法(CD 法),将开挖断面分成左右两部分,使开挖掌子面减小,变大跨径为小跨度开挖,促进掌子面和顶板稳定,抑制拱顶沉降和地表下沉非常有利;如若进一步调整为交叉中隔壁工法(CRD 工法),设置临时支撑体,对施工会更有利。

第六章 主要结论和展望

6.1 主要结论

随着我国公路事业的蒸蒸日上，高速公路里程不断刷新记录。作为保证快速交通得以实现的穿越层层山岭的隧道，在公路工程中已成为重要的一环。在以往的高速公路修建时，隧道设计方案多采用双洞分离的形式，通过在左右洞之间保持一定的间距保证隧道设计施工的安全。

现代化交通事业的大发展，让已建的高速公路隧道已不能满足与日俱增的车流量要求，而在建和拟建的高速公路项目中，大跨径隧道也开始更多的出现。

高速公路普遍向双向六车道及其以上趋势发展，连拱隧道成为隧道设计与施工采用较多的形式。如何安全地施工大跨径双连拱隧道，如果保障其安全的，正常的掘进，本文通过对大跨径连拱隧道的一些实际工作，得出以下一些主要结论：

(1) 对于大跨径隧道，由于车道数的增加，宽度加大了，而高度变化不大，使建筑限界变得扁平，因此大跨径连拱隧道出现的病害问题，除了一般性隧道通有的病害以外，还包括很多诸如中隔墙渗水，大跨径连拱施工断面过大，施工后隧道承力断面过大导致的一些自身的独特病害。对连拱隧道各方面的病害防治有必要在施工过程中就开始进行预先防护。

(2) 隧道新奥法是现代隧道的主要施工技术，而新奥法施工中的量测技术，对隧道施工的安全指导意义必不可少。现代量测技术的发展以及科技的进步对量测技术的更新非常重要。

(3) 大跨径连拱隧道的设计、施工以及工艺流程，不仅仅是基于单孔隧道设计的初级层面的相似，更有着自身的特色，包括最重要的结构体一中隔墙的形式的采用、中隔墙防水措施的采用以及连拱隧道左、右隧洞掘进速度和顺序的安排等。随着科技的进步和建筑新材料、新工艺的发展，大跨径连拱隧道在未来将大有发展。

(4) 对大跨径公路连拱隧道，通过对隧道围岩收敛值以及二衬轴力、弯矩值的量测，进行了数据分析，得出了隧道塌方前收敛值不能收敛，并且隧道破坏前，轴力迅速呈级数增加的隧道不稳定的结论，对隧道塌方进行了成因分析。

(5) 通过对围岩位移的量测运用灰色系统理论建立了围岩收敛值的预报模型，成功的预报了刘家湾隧道后来围岩不能收敛的事实。

(6) 通过建立试验室隧道断面模型,做了相关底摩擦试验,进行了隧道断面破坏的演化,并借助有限元软件 *Plaxis* 进行了分析,比选出当时隧道所采用的双侧壁导坑法(眼镜工法)不利于安全施工,如果能调整为中隔壁工法(CD法),将开挖断面分成左右两部分,使开挖掌子面减小,更为有利。

6.2 展望

本文在前人理论研究和工程实践基础上,对大跨径公路连拱隧道的设计、施工方法、病害进行了讨论,并通过对隧道围岩收敛值以及二衬轴力弯矩值的量测,进行了数据分析,并对隧道塌方进行了成因分析,并通过灰色系统理论进行了预报方法的建立,并通过隧道断面失稳底摩擦试验进行演化并借助有限元软件进行了分析,比选出较为安全的施工方法,但许多方面还有待完善:

(1) 收敛值与轴力,弯矩的量测只是隧道量测的一部分,如果能多增加一些量测项目,多引进一些先进的设备,诸如勘探雷达等,可以更好的了解隧道安全状况。

(2) 灰色系统预测模型做为灰色系统理论的核心内容和一项实用性很强、使用面很广的技术,得到了人们深入的研究和广泛的应用,但由于理论本身存在一些不足,包括时效性和精准度等等,都还有待进一步完善。

(3) 本文做了模拟了刘家湾隧道断面失稳试验,有一定的研究价值,但是深度还不够,因为隧道是多因素结果,所以,试验还有待进一步完善。

参考文献

- [1] 刘洪洲,黄伦海.连拱隧道设计施工技术研究现状.公路隧道,2002,1: 37-40
- [2] 杨建民.金竹双连拱公路隧道设计.世界隧道,1999(1),16-20
- [3] 申玉生,赵玉光.双连拱隧道围岩稳定性的模糊概率分析研究.岩土工程学报,2005.11,27(11): 1358-1361
- [4] 刘淳.五龙岭隧道中导坑初支变形的分析和应对措施.广东公路交通,1999,2: 21-23
- [5] 邓江,邓万福.典型类比分析法在猫山隧道施工中的应用.公路,2000,3: 58-61
- [6] 卢耀宗,杨文武.莲花山大跨连拱隧道施工方法研究.中国公路学报,2001,42(2): 75-77
- [7] 夏才初,刘金磊.相思岭连拱隧道中墙应力研究.岩石力学与工程学报,2000,19(增): 1115-1119
- [8] 陈晓钜,林志良,李永盛.不对称连拱隧道现场量测与分析研究.岩石力学与工程学报,2004,02: 267-271
- [9] 熊江陵,汤勇洛.北京城市铁路双连拱隧道防排水综合施工技术.现代隧道技术,2003,40(05): 48-53
- [10] 唐亮.柳州市南二环路桐油山隧道与施工.广西交通科技,2002,27(4): 59-62
- [11] 镇木生,刘辉.南京鼓楼地下立交工程建设的若干问题.西部探矿工程,2001,13(6): 72-73
- [12] 孔祥金.广东省隧道建设增长迅速.公路测设简讯,1994,3: 22-23
- [13] 王小鹏.浅埋暗挖法修建三连拱排水隧道试验研究.市政技术,1993,1: 2-14
- [14] 肖德成,许文学.北京地铁西单车站大管棚超前支护技术.铁道建筑技术,1994,3: 4-8
- [15] 何川,林刚,张志强等.连拱隧道的主要修建技术问题和对策.现代隧道技术,2002(增刊),265-269
- [16] 申玉生,赵玉光.高速公路双连拱隧道的中墙力学特性分析.地下空间与工程学报,2005.1,1(2)
- [17] 林刚,何川.双连拱公路隧道支护结构体系试验研究.西南交通大学学报,2004,39(3),362-365
- [18] 王敬真,毛小林.修建石佛寺水库对库土壤环境的影戏那个及对策研究.水电站设计,1997,13(3): 75-78

- [19] 马万全,王新平,程崇国. 神经网络技术在阳宗隧道围岩变形预测中的应用. 公路交通技术, 2003, 2: 56-58
- [20] 肖红渠. 五龙岭大跨连拱隧道施工监测及变形特性分析.隧道建设, 2001, 21(1): 1-6
- [21] 李浩. 宁杭高速公路宜兴段梯子山隧道方案设计.江苏交通工程, 2002, 3: 40-45
- [22] 周玉宏, 程崇国. 偏压连拱隧道施工过程的优化研究.岩石力学与工程学报, 2002, 21(5): 679-683
- [23] 彭定超, 章勇武. 开挖施工方式对连拱隧道中墙影响的空间分.现代隧道技术, 2002, 39(1): 47-53
- [24] 王福柱, 马锁柱, 张振刚. 浅埋暗挖双连拱隧道施工力学分析.铁道建筑, 2003, 8: 23-25
- [25] 王胜辉, 杜小平, 袁勇. 不通开挖工序对连拱隧道中墙的影响.岩土力学, 2004, 25(7): 1102-1106
- [26] 余健, 何川. 连拱隧道施工全过程有限元模拟.现代隧道技术, 2004, 41(6): 5-11
- [27] 丁文其, 王晓彤, 李志刚. 龙山浅埋大跨度连拱隧道施工方案优化分析.岩石力学与工程学报, 2005, 24(22): 4042-4047
- [28] 李强, 王明年, 李玉文. 双跨连拱隧道两种中墙的空间力学效应分析.岩石力学与工程学报, 2006, 27(4): 667-672
- [29] 林刚. 连拱隧道施工理学行为研究: [博士学位论文].成都: 西南交通大学, 2005
- [30] 吴梦军, 连晋兴, 黄伦海. 双连拱公路隧道支护结构体系试验研究.地下空间, 2004, 24(4): 461-464
- [31] 林刚, 何川. 双连拱公路隧道支护结构体系试验研究.西南交通大学学报, 2004, 39(3), 362-365
- [32] 申玉生, 赵玉光, 高红兵. 连拱隧道结构内力样式的模型试验研究及有限元分析.现代隧道技术, 2005, 42(1): 6-10
- [33] 李德宏. 连拱隧道施工监测与分析.现代隧道技术, 2003, 40(1): 59-64
- [34] 刘洪洲, 黄伦海. 连拱隧道设计施工技术研究现状.公路隧道, 2002, 1: 37-40
- [35] 易敏, 韩立华. 公路隧道围岩稳定性分析和衬砌技术现状综述.现代交通技术, 2005, (3): 36-41
- [36] 何满潮. 深部工程围岩特性及非线性动态力学设计理.岩石力学与工程学报, 2002, 21(8): 1215-1224
- [37] 何满潮. 深部开采岩体力学研究.岩石力学与工程学报, 2005, 24(16):

- [38] T Kawamoto, Y Ichikawa, T Kova. Deformation and Fracturing Behaviour of Discontinuous Rock Mass and Damage Mechanics Theory. *Int J Num Anal geo*, 1988, 12(4): 321-327
- [39] 黄润秋, 王贤能. 深埋隧道工程主要灾害问题分析. *水文地质工程地质*, 1998, (4): 21-24
- [40] Mandelbrot B B. *the Factals Geometry of Nature*. SanFrancisco, 1983
- [41] 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
- [42] Ruelle D, Takens K. the Nature of Turbulence. *Connu Math Phys*, 1971, 20: 167-192
- [43] 李世辉. 隧道围岩稳定系统分析. 中国铁道出版社, 1991
- [44] Lorenz E. N. Deteministic Nonperodic Flow. *J Atoms Sci*, 1963, 20: 130-192
- [45] Li T Y, J A Yorke. Period Three Implies Chaos. *Am Marh Monthly*, 1975, 82: 985-997
- [46] Anold V. I, Smale oenominators I. Mappings of the Circum ferences onto itself. *Amer Math Soc Transl Ser*, 1965, 140(2): 231-284
- [47] Feiebaum M J. Quantitative University for a class of Nonlinear Transformation. *J. Stat. Phys*, 1978, 19: 25-32
- [48] 朱素平, 周楚良. 地下圆形隧道围岩稳定性的粘弹性力学分析. *同济大学学报*, 1994, 22(3): 329-333
- [49] Melnikov V K. On the Stability of Center for Time Periodic Perturbations. *Trans. Moscow Math. Sc*, 1963, 12: 53-57
- [50] 刘保国, 孙钧. 岩体流变本构模型的辨识及其应用. *北方交通大学学报*, 1998, 22(4): 10-14
- [51] 朱建军, 贺跃光, 曾卓桥. 变形测量的理论与方法. 长沙: 中南大学出版社, 2004, 1-5
- [52] 张心斌, 纪强, 张莉. 振弦式应变传感器特性研究. *传感器世界*, 2003, 13(5): 2-4
- [53] 李晓红. 隧道新奥法及其量测技术. 科学出版社. 2002, 1: 1-4
- [54] 高波, 赵玉米. 岩质高边坡偏压隧道洞日段施工现场监控量测与地质灾害预报. *地质灾害与环境保护*, 2002, 13(3): 32-36
- [55] 李晓红. 隧道新奥法及其量测技术. 科学出版社. 2002, 1: 55-65
- [56] 何川, 林刚, 汪会帮. 公路双连拱隧道. 人民交通出版社. 2006
- [57] 姚振凯, 黄运平, 彭立敏. 公路连拱隧道工程技术. 人民交通出版社. 2006
- [58] 邓聚龙. 灰色系统论文集. 武汉: 华中理工大学出版社, 1989

- [59] 刘思峰. 灰色系统理论及其应用(第二版).北京:科学出版社, 1999
- [60] 冯利华. 灰色预测模型的问题讨论.系统工程, 1997
- [61] 刘能铸. 基于灰色理论的隧道围岩稳定性预测分析.[重庆大学硕士学位论文].重庆: 重庆大学, 2007
- [62] 肖新平, 宋中民, 李峰. 灰技术基础及其应用.北京:科学技术出版社, 2005

致 谢

本文是在尊敬的导师赵建三教授的悉心指导下完成的，她渊博的学识、严谨的治学态度，一丝不苟的工作作风使学生终生受益。三年来，她对学生学习上严格要求，生活上关爱有加，并为学生提供了很多实践锻炼的机会，使学生不断得到最宝贵的工程经验，同时在学术上为学生营造了一个宽松舒适的科研环境，感激之情不胜言表。

在此，也要感谢唐平英副教授，以及芮勇勤教授、阳军生教授对学生学业悉心的关心，作为慈善、敏锐的智者，将如明亮的指示灯，映照学生今后的人生之路，学生将永远铭刻于心。

三年硕士阶段的学习，使学生对以前所学知识以及后来的工作经验有了一个总结和梳理，使得学生的知识结构更加合理，看待事物较以前高屋建瓴，在更高的层面上整理自己的思路以及得出学生的结论和对策。同时，学生对以后的工作和理论研究打下了很好的基础。

同时，特别感谢唐利民师兄，周访滨师兄对我学习和生活上的帮助，尤其是生活、学习中给我树立的榜样，使我时刻敦促自己，不断拼搏进取。

感谢在校期间认识的众多朋友和同学，因他们，我的人生变得更加精彩和多样，在校间的互相帮助，手足之情，都将成为人生中最深刻的印记。

最后将此文献给我的父母和亲人们，一路走来，你们都无时不刻的激励我，使我奋勇前行。

栗 伟

2008年5月10日

附录 A（攻读学位期间发表论文情况）

一、攻读学位期间发表论文情况

1. 栗 伟，赵建三，唐利民. 旧桥维修加固工程主墩墩顶位移监测与控制. 公路与汽运, 2008, (2): 152-154

二、曾参与的主要科研项目

1. 参与雅瑶立交主桥施工监控系统研究。
2. 作为现场负责人参与江龙大桥加固工程施工监测。
3. 参与 Leica TCA2003 全站仪（测量机器人）操作培训与应用研究。
4. 参与宛坪高速公路连拱隧道监测与数据处理工作。