同济大学土木工程学院

硕士学位论文

岩溶地区大跨度公路隧道动态施工关键技术研究

姓名：谢江胜

申请学位级别：硕士

专业：建筑与土木工程

指导教师：李思明;冀胜利

20070301

摘要

我国是碳酸盐岩分布极为广泛的国家，覆盖、掩埋及出露的碳酸盐岩总面积约占我国领土面积的三分之一。随着我国西部大开发和基础设施建设步伐的加快，为了改善公路线形标准，实现交通运输高速化、重载化，在岩溶地区修建大量长大公路隧道也就无法避免。因此，岩溶地区隧道施工中的主要地质灾害、大跨度公路隧道的施工力学机理、大跨度公路隧道的开挖支护以及动态信息化施工技术就成为了目前岩溶地区长大隧道勘测、施工所面临的重要问题和难题。

论文结合沪（上海）-蓉（成都）高速公路正在建设中的、地质条件复杂、施工难度较大的寒坡岭隧道在勘测、施工中所遇到的各种问题，从岩溶隧道施工主要地质灾害、大跨度隧道施工力学机理、基于“新奥法”思想的开挖支护技术、信息化动态施工等四个方面探索了岩溶地区大跨度公路隧道的动态施工关键技术。

论文主要成果有以下几个方面：

（1）参阅相关资料，结合工程实例，总结分析了岩溶地区隧道施工中可能发生的地质灾害以及灾害发生的机理与预防措施；

（2）从工程地质学和岩体力学基本理论出发，归纳总结了大跨度公路隧道围岩变形的破坏机制以及基本的围岩稳定性评价方法，阐述了大跨度隧道开挖和锚喷支护的力学机理；

（3）以“新奥法”基本思想为指导，结合工程实例，讨论了不同围岩条件下大跨度公路隧道的开挖方法以及相应的支护技术；

（4）结合工程实例，从地质超前预报、现场监控量测方面讨论了信息化动态施工的应用效果和实际意义。

论文对岩溶地区大跨度公路隧道动态信息化施工关键技术的研究，具有一定的理论价值和实际意义。对今后岩溶地区长大公路隧道的勘测、设计、施工具有一定的参考价值。

关键词：岩溶　大跨度隧道　地质灾害　开挖　支护　动态信息化施工

ABSTRACT

Carbonate in China is distributing widely that all kinds of carbonate region is one third of Chinese territory. With the Western exploitation and foundation facilities construction development in China, for improving the highway linetype standard, realizing the transportation high-speed, heavy-carry, building a large number of long and large cross highway tunnel in karsts region is inevitably. Therefore, the main geology hazards, the construction mechanics principle, the excavation as well as support methods, and observation information construction technique were important and difficult problem in karsts region highway tunnel construction.

The dissertation based on survey, design and construction problems in HAN PO LING tunnel which is difficult to construct and has complex geology condition in the highway of SHANG HAI to CHONG QING, discussing the key techniques of observation information construction from following aspects such as: the main geology hazards, the construction mechanics principle, the excavation as well as support methods base on New Austria Tunnel Methods, and observation information construction technique in karsts region.

Followings are main productions in this dissertation:

(1) Geology hazards might be occurred in the process of tunnel construction in the karsts region were summarized and analyzed based on referenced datum and engineering example. The principle and prevent measure of main geology hazards in karsts region tunnel construction were expatiated in the dissertation;

(2) Viewed from Engineering Geology and Rock Mechanics, the destroy mechanism and evaluation method of wall rock in large cross tunnel were concluded, the principle of rock-bolting and shot-creating in large cross tunnel were expatiated;

(3) Supervise by New Austria Tunnel Method, considering the engineering example, the excavation and support method corresponding to different wall rock distinction were discussed in the dissertation;

(4) Well-knit the engineering example, the observation information construction method were discussed from geology advanced prediction as well as the spot

measurement aspects.

The study on observation information construction method in karsts region large cross tunnel not only has definite theory value, but also has practice meaning. The contents of the dissertation studied has definite consult value to reconnaissance, design, construction of large cross tunnel construction in karsts region.

Key words: karsts; large cross tunnel; geology hazards; excavation; support; Observation information construction

学位论文版权使用授权书

本人完全了解同济大学关于收集、保存、使用学位论文的规定，同意如下各项内容：按照学校要求提交学位论文的印刷本和电子版本；学校有权保存学位论文的印刷本和电子版，并采用影印、缩印、扫描、数字化或其它手段保存论文；学校有权提供目录检索以及提供本学位论文全文或者部分的阅览服务；学校有权按有关规定向国家有关部门或者机构送交论文的复印件和电子版；在不以赢利为目的的前提下，学校可以适当复制论文的部分或全部内容用于学术活动。

学位论文作者签名：谢江胜

2007年3月20日

经指导教师同意，本学位论文属于保密，在　　年解密后适用本授权书。

指导教师签名：　　学位论文作者签名：

年　月　日　　年　月　日

同济大学学位论文原创性声明

本人郑重声明：所呈交的学位论文，是本人在导师指导下，进行研究工作所取得的成果。除文中已经注明引用的内容外，本学位论文的研究成果不包含任何他人创作的、已公开发表或者没有公开发表的作品的内容。对本论文所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确方式标明。本学位论文原创性声明的法律责任由本人承担。

签名：谢江胜

2007年 3月

第1章 引言

1.1 长大隧道工程发展现状

世界土木工程界传言：十九世纪是长大桥梁发展的时代，二十世纪是高层建筑发展的时代，二十一世纪将是长大隧道工程发展、大力开发利用地下空间的时代[1]。

二十世纪九十年代，在欧洲以及全世界，隧道工程建设均处于兴旺发展阶段。上世纪最宏伟的隧道工程——英法海峡隧道，从英国东海岸的多佛尔到法国西部的加来，总长约 50 km，其中海底部分 37.5 km。列车从隧道的一端到另一端需运行约 30 分钟，由此从巴黎到伦敦的旅程时间约为 3h，这与航空旅程所需的时间已有了强大的竞争力。

在日本已建成 4000 多座铁路隧道，总延长达 2100km。伴随着新干线的修建，涌现出了众多长大铁路隧道，全世界已建成的 10 km 以上的铁路隧道有 43 座，日本就占了 20 座[2~3]。

近年来成功修建的瑞士弗卡(Furka)单线铁路隧道长 15.4 km，德国的兰熔吕肯(LsndrMcken)双线铁路隧道长 10.747 km，意大利的蓬泰加尔代纳(PonteGardena)双线铁路隧道长 13.2 km，俄罗斯北穆单线铁路隧道长 15.3 km，加拿大麦克唐纳(Mac Donald)单线铁路隧道长 14.6 km。随着各国经济实力的不断增长，科学技术的发展，尤其是开发和利用地下空间技术的发展，预示着世界范围内长大隧道工程修建浪潮的到来。

与此同时，国外一些发达国家非常重视公路隧道建设，尤其是北欧的瑞典、挪威、奥地利和我国的邻国韩国[4]、日本在发展公路隧道技术方面处于领先地位，过去三十多年里在大跨度扁坦公路隧道建设中积累了丰富的经验，新奥法设计与施工技术、围岩动态分析技术、中隔壁法、双侧壁导坑超前法、TBM 法等得到广泛应用，根据目前的资料，韩国在大跨度隧道的建设方面已经走在世界前列，现在，韩国在建和已建成的四车道大跨度公路隧道已经有 11 座，在设计方面，根据隧道所处的地质情况，采用土力学和岩石力学中的数值分析方法进行计算，在施工期结合新奥法基本原理和要求在洞室内部进行严格的监控测量，主要内容有:超前地质预报、地质及支护状态观察、水平收敛和拱顶下沉量测，围岩内

部位移量测、锚杆轴力和锚固力量测、喷射混凝土与围岩间接触应力的量测以及围岩变形监测等。

国内在近十年里也很重视公路隧道建设技术的提高，在两车道公路隧道的建设上积累了一些经验，也先后建成了一些三车道公路隧道，但总体上落后于国外，主要原因是岩石的物理力学特性及隧道工程地质条件相当复杂，再由于国内在勘察设计上无统一规范，因此在大跨度扁坦公路隧道的施工上千差万别，而国内到目前极少关于大跨度扁坦公路隧道施工力学、断面结构、施工工艺等的研究。

虽然如此，国内相关研究者在大跨度公路隧道的设计施工方面还是做了相当多的研究。在80年代同济大学曾经用平面应力模型研究了大跨度矮墙洞室的开挖方法对洞室稳定性的影响，1995 年西南交通大学王明年、何川等人做了三车道隧道模型试验研究及有限元分析[5]，1998 年西南交通大学王明年通过大比例尺模型试验和有限元方法对三车道公路隧道在不同构造应力作用下的力学行为进行了深入研究[6]，研究结果表明，构造应力对三车道公路隧道的承载能力、破坏形态、位移规律都有很大影响，2000 年重庆交通科学研究院的蒋树屏等以渝黔高速公路重庆段真武山隧道为例，对大跨度扁坦隧道的开挖过程进行了1:36的大比例尺相似模型实验，并建立了相似模型四分部开挖方法及全断面法、上下台阶法、左右分部法的三维力学模型，用3D-sigma程序分别对其动态施工过程进行了数值分析[7]。 2004年黄伦海等人以韩家岭隧道为例，通过对四车道公路隧道在两种不同围岩下三种开挖方案的相似模型实验研究，得出了四车道公路隧道在相似模拟开挖中的位移规律和隧道围岩的最终位移[8]。2005 年王应富等用有限元方法对四车道公路隧道的完整的开挖过程进行了动态模拟研究，模拟开挖采用能保证施工安全的双侧壁导坑法；对围岩的位移、初期支护的剪力、弯矩以及锚杆轴力动态变化进行监控，提出大跨度隧道施工中容易出现的问题并指出了相应的解决措施[9]。

我国目前建成的四车道公路隧道有:贵州凯里市大阁山隧道全长496m，为单洞双向四车道，其最大开挖宽度达21 .04m，高度11.5m，净跨18m，为国内尤其是在市区目前罕见的大跨度隧道；沈(阳)一大(连)的韩家岭公路隧道，韩家岭隧道是沈大高速公路扩建为八车道时出现的单洞四车道隧道，隧道位于大连市金洲区北部约6.5km处，全长521 m、宽23m，最大开挖宽度超过30m，于2002年3月完成设计，2003年9月主体工程结束；深圳南坪快速公路雅宝隧道单洞

开挖跨度达 21.1m，高度为 13.68m，矢跨比居全国之首，亚洲第三。

1.2 岩溶隧道施工地质灾害研究现状

岩溶隧道地质灾害的发生，除可能造成重大人员伤亡外，施工期往往造成洞内隧道、施工机具和运输轨道被掩埋或淹没，施工中断，工期延误，洞外则因洞内岩溶涌水、涌泥、涌砂造成地表塌陷和地表水源枯竭，进而引发地表生态环境灾害；运营期会造成掩埋或淹没隧道，中断行车。表 1.1 是部分长大岩溶隧道在施工期和运营期间发生严重涌水、涌泥、涌砂、泥石流、地表塌陷，地表水枯竭等岩溶地质灾害，有的隧道岩溶地质灾害已经对当地生态环境造成重大影响，如南岭铁路隧道等。

表 1.1 部分长大隧道岩溶地质灾害情况

隧道名称	地质灾害描述
大瑶山铁路隧道[10-13] (14294m)	施工期涌水量：4000～15000 m^3/d，运营期涌水量：3000（旱季）/22000m^3/d（雨季）；平导 DK1994+213 涌水造成竖井被淹、洞内机具被淹达数月；正洞 DK1994+600 涌水淹没隧道 200 余 m，水深 1.4m，隧底淤积泥砂厚 1m，中断施工长达 1 年之久;DK1994+636～+637 处发生涌泥、涌砂 80m^3，掩埋轨道，造成短时中断行车；地表斑古坳地区生产生活用水枯竭；地表坍塌约 413 个次
南岭铁路隧道[14-15] (6062m)	DK1935+745.4 处发生涌水淹没导坑，淤塞导坑 177m，涌水量：81000m^3/d；DK1935+518 处发生涌泥 3 次共 1539 m^3，淤塞导坑 44m；DK1935+745 处发生涌泥 3 次共 10689 m^3,淤塞导坑 177m; DK1935+467 处发生涌泥 4 次共 2130 m^3，淤塞导坑 60m；DK1936+269 处发生涌泥 1 次共 2000 m^3；地表连溪河两次断裂，河水倒灌；地表坍塌约 40 个次
圆梁山铁路隧道[16-18] (11068m)	施工期涌水量：110000 m^3/d（出口 DK361+764）； D K 354+450～+510 溶洞发生涌水为 9.6X10^4～1.656X $10^6m^3/d$，伴随涌砂涌泥，淤积长度 130m，高度 2.5m，涌砂量约 1300 m^3；DK354+879 溶洞发生涌水，伴有涌泥涌砂（总量约 6000 m^3），最大涌水量达 7.2 X $10^4m^3/d$，造成人员伤亡事故，被迫采用迂回导坑通过；DK360+873 掩埋导洞近 200m；DK361+764 处发生涌水涌砂涌泥，涌水量为 240000 m^3，涌泥砂覆盖整个掌子面，淤积量约 15000m^3
彭水铁路隧道[19] (9028m)	施工期涌水量：25000 m^3/d；2001 年 4 月 11 日，DK239+911 处发生涌水淹没平导和正洞，洞口下方 319 国道交通被迫中断，此后，共发生 5 次较大涌水，2001 年 6 月 11 日淹没平导和正洞，全面停工，与此同时，地表九股水、老瓦屋暗河近于断流；DK239+117 处发生涌泥，淹没平导洞 65m,涌泥量约 800 m^3
武隆铁路隧道[20] (9418m)	2#, 3#暗河暴雨后最大连续涌水量 7.186X $10^6m^3/d$；2002 年雨季先后出现 6 次较大涌水，造成洞口施工场地被毁，施工风机、配电房被冲入乌江，洞内装磕设备受损，施工中断近两个月；2003 年 6 月 25 日发生涌水把横通道口房屋设施被冲入乌江，涵洞被冲毁

大巴山隧道（5334m）	平导刘家坡断层上盘隧道发生涌水，涌水最大值为205518 m^3/d，涌水淹没导坑，泥砂淤积；发生以岩溶泉为中心的塌陷，直径大于20m，地表泉水因塌陷而枯竭
华蓥山公路隧道[21~23]（4705.95m、4684m）	西段左线最大突水量达686900 m^3/d，右线达25100 m^3/d，伴有严重的突泥涌砂出现，累计量已达27000 m^3；YK34+669发生涌水，涌水量为1329.6～51048 m^3/d，含泥砂量最高达到36%；YK34+518处发生突水涌泥涌砂，涌水量1142.4～40224 m^3/d，含泥砂量最高达到16.8%
新寨铁路隧道[24~25]（4409m）	1999年7月9日DK 1+791处发生涌水，最大峰值2.1x105m^3/d，造成多部机械设备被淹，运输轨道被冲毁，致使平导被迫停工；此外，涌水还使新华村后山坡泉水干枯，造成新华村人畜饮水困难；2000年5月12日DK 365+740处发生涌水，涌水量1.2X $10^4m^3/d$，淹没工区200m，施工被迫停止20日，6月22～26日，发生特大涌水，水量5.52 X $10^4m^3/d$,淹没整个工区，施工被迫停止
荆竹铁路隧道（4428m）	DK109+810涌泥；掩埋隧道近100m；DK109+826(断层带)发生涌泥，涌泥量2400 m^3
歌乐山隧道[26~28]（4050m）	DK2+619.6处发生涌水量14400 m^3/d，涌水泥砂含量达20%～30%
中梁山铁路隧道（3984m）	施工期岩溶涌水量14138m^3/d，运营期岩溶涌水量：10863(旱)/27000(雨)m^3/d；施工期隧道地表灰岩地槽区水井、泉眼干枯，农田脱水，溪沟断流；运营期隧道两侧一定范围内泉水及地表水干枯，目前原已近半泉水干枯的状况仍有继续发展的趋势；地表坍塌约64个
梅花山铁路隧道（3968m）	1号溶洞发生涌水，涌水量55000 m^3/d，淹没导洞和运输轨道，造成停工；运营期岩溶涌水量6920（旱）/16219（雨）m^3/d；1991年雨季造成隧道边墙衬砌倒塌开裂12m，中断行车7天

岩溶洞穴对隧道围岩稳定性的影响，取决于洞穴的规模、充填物性状、含水程度、洞穴走向与隧道轴向之间的关系、洞穴与隧道的距离。岩溶洞穴的存在状态及其对隧道围岩稳定性的影响有以下几个方面：

（1）隧洞周围存在隐伏溶洞，在施工阶段可能不会对施工产生影响，但对隧洞围岩的稳定性和运行期的稳定性会有不同程度的影响，如运营期隧道底板塌陷，雨季大暴雨造成岩溶涌水、涌泥、泥石流或围岩坍塌等灾害；

（2）隧洞施工中遇到暗河、岩溶管道水和各种充填溶洞，特别是充填砂、淤泥的溶洞，不仅会影响隧洞的稳定，而且由于大量涌水、涌泥、泥石流，对施工造成威胁和人民生命财产的巨大浪费。充填溶洞对隧道施工与运营的影响，取决于岩溶充填物的性质和隧道涌水量的大小；

（3）隧道开挖中遇到大岩溶洞穴，但无充填物和地下水，对地下洞室稳定

性的影响相对比较小，其影响程度，取决于洞穴的规模、溶洞周围岩体的稳定性和岩体的质量及其与隧道的位置关系、隧道断面尺寸、隧道施工技术等众多因素。

在隧道未开挖之前，地层中大洞穴周围的岩体由于没有受到侵蚀而残留下来，因此，多数洞穴是稳定的。如果岩溶洞穴临近隧道洞室周边存在，则隧道的设计与施工都要考虑岩溶洞穴对隧道施工和运营的影响，一般的，如果洞穴的边缘从隧道中心开始在隧道开挖的平均半径的 2～3 倍以上(根据围岩状态和洞穴大小、形态及线路的安全度等决定)[29]，则隧道可以不需要特别设计；如果洞穴边界在隧道附近(即洞穴从隧道中心开始在隧道开挖的平均半径的 2～3 倍的范围以内)，则隧道的设计与施工必须要有相应的对策。

目前国内外，在隧道施工期岩溶地质预报和探测方面，已成功发展了多种方法，主要是综合地质分析法+超前探孔法+现代物探法的综合地质预报和洞身岩溶探测系统。各种物理方法主要是利用岩石和水体的某些物理特性，如表 1.2 所示。

表 1.2 隧道岩溶探测的主要方法

物理方法	物探法	岩石和水的物理特性
磁法	地质雷达（GRP）	磁化率、磁导率
电法	各种电法	电导率和介电特性
地震法	TSP、地震负视速度法和高频地震反射法	地震波波速、衰减和密度
地热	红外线技术	热导率、比热和热扩散
声波法	HSP 声波反射法和声波 CT 层析技术	声波波速、衰减和密度

1.3 论文选题意义与主要研究内容

1.3.1 论文选题意义

我国是碳酸盐岩分布极为广泛的国家，覆盖、掩埋及出露的碳酸盐岩总面积约占我国领土面积的三分之一。随着我国西部大开发和基础设施建设步伐的加快，为了改善公路线形标准，实现交通运输高速化、重载化，在岩溶地区修建大量长大公路隧道也就无法避免。因此，岩溶地区大跨度公路隧道的主要地质灾害、大跨度公路隧道的岩体力学理论、大跨度公路隧道的的动态信息化施工技术就成为了目前岩溶地区公路隧道勘测、施工所面临的重要问题和难题。

沪蓉国道主干线湖北省恩施至利川高速公路寒坡岭隧道位于泥质灰岩、粉

砂质泥岩中，溶洞发育、地质条件复杂、施工条件困难，该隧道为第10标段的重点控制性隧道。

因此，论文在选题有一定的理论创新性并具有重要的实际意义。

1.3.2 论文主要研究内容

基于岩溶地区大跨度公路隧道施工所面临的重要问题和难题，论文结合寒坡岭隧道工程实例对岩溶地区大跨度隧道动态信息化施工关键技术做了探讨和研究：

（1）总结了在岩溶地区隧道施工中通常发生的地质灾害，分析了各种常见地质灾害发生的机理以及施工过程中预防措施；

（2）分析了大跨度公路隧道的施工力学机理和不同支护方式的力学原理，结合工程实例归纳总结了大跨度公路围岩的破坏形式和破坏机理；

（3）结合寒坡岭隧道工程实例，讨论了不同围岩条件下，基于“新奥法”基本思想的开挖技术以及相应的支护方法；

（4）综合地质雷达、超前钻孔、现场监控量测等手段，介绍了动态信息化施工在寒坡岭大跨度公路隧道工程的应用实际情况，分析了动态信息化施工的理论和实际意义。

第 2 章　岩溶隧道施工主要地质灾害

岩溶的发育开始于水流对可溶岩石原有狭小通道的溶蚀扩展，岩溶体系中地下水通道包括岩体中各种规模的构造裂隙和原生孔隙。溶蚀下来的岩石成分通过水流循环不断被带走，水流通道被加宽。反过来，被改造的裂隙网络又作用于地下水流，形成新的水动力场[30~31]。隧道开挖使得地下水的排泄有了新的通道，破坏了原有的补给循环系统，加速了径流循环，同时也促进了地下水对岩体的改造作用。深埋隧道由于水头压力高，这种力学改造作用尤为显著。在隧道掘进过程中，现在常见的是先进行超前地质钻孔，然后进行钻爆。对于深埋的岩溶系统来说，一般未贯通的岩溶管道都有一定的隔水层，如粘土层或粉砂泥岩层。如果在施工过程中，破坏了隔水层，使得地下水向隧道方向排放，在水头很大，补给丰富的情况下，就会对隧道施工造成巨大的危害。更有甚者，如果补给源连通了地表水系会造成地表水源枯竭，不仅对隧道工程施工造成严重影响，而且也造成了大的环境地质灾害。动水压力作用能够使岩体裂隙面上的充填物发生变形和位移，导致裂隙再扩展，可能使高水压岩溶管道连通，在特殊的地质构造条件下，造成重大涌水、突泥事故，给隧道施工带来重大损失。

我国是碳酸盐岩分布极为广泛的国家，覆盖、掩埋及出露的碳酸盐岩总面积约占我国领土面积的三分之一，而绝大多数的岩溶分布在我国的南方和西部。随着西部大开发的进程和高等级公路的大规模建设，在岩溶地区因隧道施工引起的各种地质灾害和生态灾害也层出不穷（见表 1.1）。主要的地质灾害有岩溶突水（涌水）、岩溶隧道诱发的环境地质灾害、岩溶洞穴造成隧道的塌方、片帮破坏等。

2.1　岩溶突水

据统计，截至到 1989 年底，我国已建长隧道(长度大于 3km)共计 63 座，洞身穿过碳酸岩层的有 26 座，占长隧道总数量的 41. 27%，其中西南、中南地区 17 座，占岩溶隧道的 65. 38%,其它地区 34. 62%。在 26 座长隧道的修建过程中，几乎不同程度地遇到了恶劣地下水的危害，其中发生过较大岩溶涌水灾害的有 10 座，占 38. 64%。而在西南、中南地区 17 座岩溶中、长隧道(长度在 2～3km)中，有近 50%的隧道在施工和运营过程中发生过较人规模的岩溶涌水灾害，可见，隧道涌(突)水是岩溶隧道施工和运营过程中常见的一种水患[32]。

2.1.1 岩溶突水灾害发生条件

隧道涌水是由于隧道的掘进破坏了含水层结构，使水动力条件和围岩力学平衡状态发生急剧改变，以致地下水体所储存的能量以流体(有时有固体物质伴随)高速运移形式瞬间释放而产生的一种动力破坏现象。当涌水中有大量的固体物质(尤其是泥质物)时，称为隧道的突泥。隧道涌水突泥是否发生，需满足一定的条件，即含水围岩的能量储存性能、释放性能、水动力性能和围岩稳定性能等：

（一）含水围岩的能量储存条件

隧道涌水发生的储能条件指能够形成大量地下水及泥砂的地质条件。岩溶、岩体中的各种破碎带(断层破碎带、节理密集带和岩性接触带)以及向斜构造盆地等部位，具有良好的富水和储水性能，常可形成水量大、水压高的地下水体。这些部位往往也是丰富的松散固体物质的来源，或本身含有大量的松散固体物质，如溶洞中的泥砂、节理裂隙中的充填物、断层破碎带中的断层岩(断层泥、断层角砾岩和糜棱岩等)等；或与之有水力联系的其它水体(地表河、湖等)中含有大量的泥、砂或碎块，发生涌水时，也会随水流一并涌入隧道。同时，这些部位也是地下水的良好运移通道，在条件具备时，其中的地下水或与之有水力联系的其它地下水体，将通过这些通道涌入隧道内[33]。

除岩体中储存的大量地下水体具有较高静水压力外，其它应力的综合作用也会使岩体储存较大的能量。包括：

(1) 岩体的结构体(骨架)在静水压力、构造应力和重力等作用下产生的应变能；

(2) 静水压力等对地下水体压缩产生的应变能；

(3) 在高水头压力作用下，地下水产生的运动势能。一旦能量达到一定程度，在隧道开挖过程中，必然发生释放，引起地下水向隧道高速涌出而形成涌(突)水(泥)。

（二）地下水动力条件与含水围岩的能量释放条件

虽然含水围岩中储存了大量能量，但隧道涌突水能否发生还要取决于隧道能量释放条件，即控制隧道涌突水的主要条件为其能量释放条件，包括水压及相对隔水层的厚度，其中最主要的是地下水的动力性能。根据对一些矿井巷道发生涌(突)水时的水压与隔水层厚度的统计，有

$$D = \frac{P}{a} + b \tag{2.1}$$

式中：D 为相对隔水层厚度；P 为含水层的水压；a 为相对突水的临界值；b 为隔水层保护作用的厚度。

定义突水系数（T_s）为水压与有效保护层厚度之比，即：

$$T_s = \frac{P}{P_c} = P(D_c - D_p) \tag{2.2}$$

式中：T_s为相对隔水层厚度；D_c为有效保护层厚度；D_p为施工掘进时破坏的厚度。

当 T_s>a 时，容易发生突水。

不同岩体结构和岩性条件的岩体，物理力学性质存在较大差异，隔水层厚度也不尽相同。因此，不同类型围岩被涌水突破所需的最小突水量差别较大(见表 2.1)。单位厚度岩体承受的水压也随岩体种类不同而异，如(厚度为 0.1m 时)砂岩为 0.1MPa、砂质页岩为 0.07MPa、粘土质页岩为 0.05MPa、断层角砾岩约为 0.035MPa。厚层且完整的岩体往往能承受较大水压力，如数米厚的砂岩和灰岩能承受数十米高水头压力，甚至页岩和泥岩等在有保护作用下也能承受一定水压，阻止涌水突水的发生；而薄层岩体和破碎岩体所能承受的水压力相对要小得多，抗涌水和突水的能力较低。

表 2-1 围岩被冲溃所需的最小突水量（m^3/h）

围岩类别	喀斯特化石灰岩	碎屑岩	变质岩	粘土岩
最小涌水量	100～200	125～300	150～200	10～40

以断层破碎带为例，由于极其破碎，力学强度低，围岩稳性差，开挖中对其破坏程度远大于完整岩体，涌水突泥灾害时常发生。尤其当断层带或其附近岩体中存在承压含水层时，地下水可沿上覆相对隔水层的薄弱带上升一定高度，产生潜在高水头，施工中隔水层的有效保护层厚度小于其临界值时，极易导致涌水突水。

（三）地下水动力条件与含水围岩的能量释放条件

隧道开挖直接影响到含水围岩的稳定性，造成隧道的涌水突水。如果直接开挖掉相对隔水层，将揭露出地下水体并产生突发性灾害(涌水甚至突泥)。即使掌子面处存在一定厚度的隔水层，但由于施工爆破，或者隧道开挖引起的围岩松弛和围岩应力集中，围岩发生变形破坏，也会使相对隔水层的有效保护层厚度相应减小，从而增加了隧道涌水的可能性。

在断层带上，由于剪切变形的发生和裂隙的扩展，地下水不断地沿裂隙渗入，产生相应的动水压力、静水压力和劈裂作用，加剧了断层带的变形和地下水的进一步运动，一旦破裂带的扩展使地下水的渗流速度达到或超过某些细小颗粒发生管涌的临界流速时，处于液限的泥质物将发生机械潜蚀、管涌的发生，使断层渗透特性发生质的变化，导致管涌进一步加剧，并最终形成突水通道而发生涌水甚至突泥。因此，隧道围岩稳定性的降低，将使地下水沿某些薄弱部位发生管涌甚至涌水突泥的可能性显著增加。

2.1.2　岩溶突水水量预测

隧道涌水量的预测方法较多，如简易水均衡法、地下径流模数法、降水入渗法、地下水动力学法、比拟法等。现在较为常用的是简易水均衡法、数值模拟法[34]。

（一）简易水衡法

简易水均衡法的原理是，根据水文地质条件，一定范围内大气降雨的有效入渗补给量部分或全部涌入隧道，其平均涌水量为：

$$Q_{cp}=\frac{\eta FaR}{365} \tag{2.3}$$

式中：Q_{cp}为隧道平均涌水量；F 为地面补给面积；R 为大气降水；a 为大气降水入渗系数；η为折减系数。

入渗系数 a 并非常数，多用经验数据。传统上，入渗系数 a 可以根据地形、地质条件取经验值为 0.1～1.0，随意性很大。岩溶地区地下水主要是降雨补给，因此可以在水文地质单元内进行地表径流量、降雨量和蒸发量的观侧，然后用最小二乘法求 a 值。

涌水系数η为一折减系数，其值为 0.0～1.0 之间，取决于隧道洞段所处的构造部位、埋深、岩体富水条件。在岩溶地区，岩溶充水空间的特征是决定岩溶充水隧道涌水蓄特征的关键因素。岩溶充水空间可分为三类：以溶隙为主的、以溶洞为主的和以暗河为主的。不同的岩溶充水空间类型，具有不同的地下水赋存，

运移特征。根据岩溶充水特征不同，从实践中通过有关相关关系的推导，提出了可行的实用的涌水系数η取值范围：

以溶隙为主的充水隧道，　η<0.3；

以溶隙为主的溶隙—溶洞充水隧道，$\eta=0.3\sim0.6$；

此溶洞为主的溶隙—溶洞充水隧道，$\eta=0.7\sim1.0$；

溶洞—暗河管道充水隧道，$\eta=1.0$。

鉴于隧址区水地质条件的复杂多变性.在设计阶段很难准确预测隧道涌水量的大小，故在施工阶段中应根据设计阶段的预测方案及要求，采用地表及地下水动态监测，超前探测(超前导坑、超前钻探、浅震反射、声波等)进行长距离的涌水预报，以及时补充完善施工措施。

简易水均衡法总体上比较粗糙，许多参数如折减系数η和大气降水入渗系数a的选取等是据经验给出的，带有人为性，计算出的隧道涌水量仅能供参考。

（二）水文地质数值模拟法

西南交通大学黄涛博士在裂隙岩体渗流—应力—温度耦合作用理论研究基础上，考虑到裂隙岩体内渗流的复杂性和应力、地温的真实性，提出了渗流—应力—温度偶合环境下裂隙围岩隧道涌水量预测计算的水文地质数值模拟法。

水文地质数值模拟法预测计算涌水量的基本流程为[35]：

（1）确定隧道裂隙岩体的渗流区域Ω(包括含水层类型、水位、涌水最大影响半径)；建立针对实标情况的裂隙岩体在Ω内的渗流—应力—温度耦合作用数学模型；

（2）运用数值模拟方法(有限单元法)求解耦合作用数学模型，并在最终渗流场计算结果下预测计算隧道涌水量。

2.1.3 隧道岩溶突水预防预测

尽管不同岩溶隧道有着不同的地形、地质条件，但基于岩溶突水的基本特征、突水机理可确定岩溶突水的防治原则如下：

（1）临界距离原则：由于岩溶隧道突水存在临界距离，因此，首先应采用综合超前地质勘探手段，查明岩溶的位置，然后临界距离外，实施超前预注浆加固等措施；近距离穿越时，应减少爆破震动对围岩的扰动，确保隔水岩柱的稳定。

（2）关键部位原则：针对岩溶隧道突水的关键部位，重点对需加强支护部位采用超前管棚支护、小导管补充注浆加固等措施；

（3）下位交叉施工原则：由数值模拟分析结果[36]知，隧道施工需穿越岩溶地层时，应优先选择下位交叉模式施工；

（4）“二衬紧跟”原则：由于岩溶突水主要发生在开挖和初期支护两个环节，应采取考虑“全方位水压影响”支护模式及“二衬紧跟”施工原则；

（5）旱季施工原则：通过对岩溶突水特征的分析，对连通型溶洞，应避开雨季施工；而对未连通型溶洞，则不受季节影响；

（6）信息化施工原则：施工过程中加强对围岩变形、外水压力和支护结构应力、应变监测，进行信息化施工，确保施工安全。

2.2　岩溶隧道诱发的环境地质灾害

隧道的涌突水严重危及隧道施工的安全，影响隧道施工的进度，而且如果隧道施工措施不当，常常会使隧道建成后运营环境恶劣，地表环境恶化，给人们的生产和生活造成重大的损失[37]。

2.2.1　灾害类型

（1）引起岩溶地面塌陷和地面沉降

岩溶地面塌陷是隧道涌突水突出的地质环境效应，它往往具有突发性、发展迅速、波及范围广、危害性大等特点。据 1991 年的统计资料表明，铁路系统全路共有 52 处地面发生过岩溶塌陷，其中与隧道涌水有关的 14 处，占 27%。最典型的例子是京广线大瑶山隧道，因隧道的涌突水，在地表班古坳地区出现了 200 多个塌洞和陷坑，致使农田受损，居民的生活和生产水源遭到严重破坏，而且由于地面降雨通过这些塌洞大量灌入隧道，引起隧道内突泥突砂，严重地威胁着行车安全。

对铁路系统全路岩溶塌陷分布规律及其与岩溶水关系的分析研究表明，隧道涌水引起上覆松散土层内有效应力的改变和动水压力的增加是岩溶塌陷的跟本原因。地下水位急剧变化带和强径流带往往是塌陷产生的敏感区，而水动力条件的改变是产生岩溶塌陷的主要诱导因素，这已为不少实际资料所证实。

（2）造成水资源减少和枯竭

隧道开挖，将不可避免地揭露充水围岩，疏排地下水。随着地下水不断地涌入隧道，地下水的储存量势必大量消耗，使降落(位)漏斗不断扩展，从而袭夺其影响范围内的补给增量，引起地下水渗流场和补排关系的明显变化，继而导致地表井泉干涸，河溪断流，直接影响当地工农业生产及人民的生活。隧道突水，尤其是岩溶和断裂带的突水，因其量大，影响范围极广。

（3）导致水质污染

隧道涌水造成的水质污染主要有两种方式：一是隧道大量涌水，疏干了充水围岩，加速了水交替的速度，利于氧化作用充分进行，从而促使地下水中某些金属元素(Fe、Cu、Pb、Zn等)含量增加或PH值发生显著变化；二是将受其它水体补给时被污染的或在隧道施工环境中被污染的地下水不经处理就直接排入周围环境，引起地表水和地下水二次污染。

第一种方式，除造成水环境的污染外，还出于围岩中硫化物等的强烈氧化，形成酸性水，使地下水具有较强的腐蚀性，从而腐蚀和毁坏隧道的二次衬砌结构和其已施工设各，危害作业人员的健康。这在隧道通过金属硫化物和煤系地层时尤其多见。如兰新线乌鞘岭隧道一段通过煤系地层，地层中的金属硫化物氧化并水解最终生成游离H2SO4，致使隧道边墙和拱顶部位受强烈腐蚀而呈疏松多孔状结构，局部甚至鼓起剥落，最大腐蚀厚度达300mm。

在建于岩溶地层的隧道中，还可发现，在涌水初期地下水并不具腐蚀性，但到涌水后期就出现了具腐蚀性的地下水，且有逐渐加重的趋势，其原因在于，持续的大量涌水，造成含水围岩疏干，形成巨厚包气带，促进了氧化作用的进行，从而加速了酸性水的产生。在岩溶地区，由于地表水直接进入地下水循环系统，因此，在岩溶地区的交通、水利等工程的建设，非常容易导致工程附近溶洞和地下水资源的污染与破坏，而且一旦破坏，将很难治理，因此在工程规划和施工中应对环境影响问题引起高度关注，并应进行慎重评估[38]。

（4）恶化生态环境，促进石漠化的蔓延

据有关资料证明，灰岩地层的风化速度一万年仅1cm的土层，自然状态下的风蚀、水蚀都难以保持，因此山区常见裸露灰岩，可见灰岩地区土层的宝贵。隧道施工通常造成的灾害为①施工过程的水土流失：仅粗略统计，衡广复线南岭隧道在1981-1986年6年施工中流失泥砂不少于1.5万吨，按相应的坍陷面积0.44 km2计算，该范围平均下降3.5 cm，平均每年下降0.58cm，水土流失速度比风化速度大将近6000倍。②运营过程中的水土流失：大瑶山隧道涌水中泥砂含量为0.33%～1.5%，南岭隧道涌水中泥砂含量为0.13%～0.5%，最大为1.23 %，广渝高速公路华莹山隧道测定泥砂含量为0.7%～0.9 %。以大瑶山隧道斑古坳岩溶段坍陷区大约1.86km^{2}估算，选用4～6月共计3个月雨季和涌水含泥砂量低值0.33%粗算，每年地面水土流失约5.4cm，相当于风化速度的5.4万倍。水土流失使生态环境恶化和人们生活贫困，长期发展将是一片没有水

源、没有活力、没有发展的秃山石漠，成为一片“死地”。长期安居乐业居住当地的村民将被迫迁移，有可能出现人们不愿见到的移民问题。

2.2.2 岩溶地区隧道现行设计、施工原则及后果

对于水的整治自古以来，拦、堵是十分困难的，都以疏导为主，都是“给出路”的政策。以往国内外隧道施工中曾采用“以堵为主”的方案施工，但均以失败告终，特别是雨量丰富的亚热带、热带。因此可以说，这种传统的发展模式是以水资源的消耗和环境的恶化为代价来换取交通事业的发展和社会的物质文明，结果造成了生态平衡的破坏、地质灾害的发生及可持续发展受到严重影响。

到20世纪90年代，我国铁路和公路岩溶隧道的设计基本从“以排为主”的原则，发展到“以排为主，排堵结合”，最终对地下水处理仍没有明显改观，甚至“以堵为主、排堵结合”因有退路，地下水仍回到“以排为主”的老路上来，“堵”对地下水来讲仅成为一种口号，一种形式，地质灾害照常出现，环境问题照常产生。现行隧道地下水防排主要手段有：

（1）以排为主，引排结合： 隧道所通过的地层，不采取任何封闭措施，将地下水引排入隧道，顺排水沟流走，因此隧道成为一个明符其实的泄水洞，对非含水层、弱含水层来说，该手段是最适合的。

（2）以排为主，堵排结合：这种手段是目前设计和施工中最常见的，对含水层、含水构造、岩溶地层均不例外。实施过程中实质突出一个“排”字，最终是保证施工的进行，而以牺牲环境作为代价，这种例子处处可见。

（3）以堵为主，堵排结合：20世纪末期地下水防排有所进展，环境的恶化已引起社会的普遍关注。特别在危及交通安全、威胁人类现实生存条件、施工安全无保障或施工受阻时采用过“以堵为主，堵排结合”的方案。但该方案有“排”的退路，往往在决心不大或施工不到位时，仍后退到“排”的老路上去岩溶隧道现行的防排水导致的主要后果有：①隧道漏水对工程的危害：隧道滴水、漏水对隧道衬砌的长期侵蚀，结构破坏钢筋锈蚀；对隧道路面的腐蚀；路基长期侵蚀可能存在的翻浆冒泥等；②对运营安全和人身安全的危害：隧道拱顶漏水对设备破坏和安全危害极大；隧道内水量大，湿度高，环境恶劣，对作业人员施工不利，健康受影响；③施工安全得不到保障，工程进度受阻：岩溶隧道的涌水使施工无法进行，如:大瑶山斑古坳竖井淹井，南岭隧道9次大规模

突水涌泥均给施工安全带来危害，施工无法进行。21 世纪初期的渝怀铁路及目前施工的宜万铁路都出现施工受阻的问题；④地质灾害形成和环境地质的恶化：地表水断流、井泉干枯、地表农业灌溉及居民饮用水短缺，同时大量地表坍陷，交通、房屋等与人们生命、生活息息相关的物质基础受到破坏。如南岭隧道施工期发生 65 处陷穴，大瑶山隧道出现坍陷 139 处。地质环境及水环境恶化有短期内显现出来的，同时也有长期演化，由量变到质变的过程，一旦灾难成为现实，留给后人的将是无可挽回的损失。

2.2.3　岩溶隧道设计、施工观念的转变

岩溶隧道设计要充分考虑其特殊性、复杂性和灾害性的特点，即岩溶形态的多样性、充填物的流动性、岩体的不均一性、水头的高压性以及灾难的突发性，这些对设计提出了更高的要求，当灾害降临之前必须有足够可靠的措施去应对。其设计施工所应具备的观念为：

（1）坚持“可持续发展”战略：修建高等级公路其目的是造福一方，如果岩溶隧道建成之后造成水土流失，石漠化扩大成为不毛之地；将岩溶山区奇缺的水资源转变成公路工程的病害，农民饮用灌溉用水匮乏，生存的基本条件受到威胁，危害了一方，必然引起地方政府和人民的强烈不满，将完全违背了修建高等级公路的宗旨和国家“可持续发展”的战略方针。

（2）关键地段采用“全封闭”方案：通常观念认为地下水引排容易，封堵难，隧道仅靠衬砌封闭堵水是非常困难的。在目前山区隧道全部采用封闭止水是不现实的，对岩溶隧道也应根据地质条件的差异采用不同的方案。采用全封闭设计方案，即在地质灾害未出现之前，对隧道前方地质复杂地段进行预加固措施，通常采用注浆方案，对隧道周边范围和正前方实施注水泥浆或化学浆液，以加固破碎围岩，并以注浆岩体对地下水进行封堵，经过周密的检验后再行掘进、对于岩溶地下水发育地段，一旦有水涌出后再行封闭是非常困难的事情。

（3）加强动态设计施工的观点：根据岩溶水文地质、工程地质的千变万化，现场及时修改设计以规范施工、指导施工。地质超前预测预报的作用不仅仅限于为施工安全服务，而应以地质的眼光洞察一切，并分析今后可能产生的问题，从运营安全角度、可持续发展的高度提出合理建议。地质超前预测报应和下一步施工方案紧密衔接，不得脱节。

2.3　岩溶洞穴对隧道围岩和支护结构的影响

岩溶隧道施工常常遇到大小不等、部位不同、充填物及充填程度不同、含水量不同的溶洞，这些溶洞的存在对隧道施工和围岩的稳定性产生不同程度的影响，不同位置、不同大小的溶洞对隧道开挖过程中围岩稳定性的影响程度是各不相同的。在隧道未开挖之前，地层中大洞穴周围的岩体由于没有受到侵蚀而残留下来，因此，多数洞穴是稳定的。如果岩溶洞穴临近隧道洞室周边存在，则隧道的设计与施工都要考虑岩溶洞穴对隧道施工和运营的影响，一般的，如果洞穴的边缘从隧道中心开始在隧道开挖的平均半径的 2～3 倍以上(根据围岩状态和洞穴大小、形态及线路的安全度等决定)，则隧道的塌方片帮不考虑岩溶洞穴的影响；如果洞穴边界在隧道附近(即洞穴的边缘从隧道中心开始在隧道开挖的平均半径的 2～3 倍的范围以内)，则隧道的设计与施工必须要考虑因此而造成的塌方和片帮现象。

在隧道未开挖到溶洞影响范围内时，在周围岩体的约束条件下，溶洞与隧道间岩层处于稳定状态。隧道的开挖使得隧道与溶洞间岩层的位移约束消失，在开挖扰动等诸多因素的影响下，隧道与溶洞间岩层将可能发生破坏，造成隧道事故。由分析隧道开挖导致岩层中受力状态变化入手分析产生隧道顶、底板岩柱的破坏机理。此时，隧道施工对隧道与溶洞间岩层的影响分析如下：

(1) 隧道开挖后，隧道与溶洞间岩层的厚度减小；开挖使得岩层的位移约束消失，打破了岩层原来的平衡状态，导致岩层刚度减小，柔度增加。因此，岩层的受力状态将发生变化，在岩层重力作用下，当溶洞位于隧道顶部时，在岩层临隧道一侧将出现拉应力，而临溶洞一侧将出现较大压应力；当溶洞位于隧道底部时，在岩层临溶洞一侧将出现拉应力，而临隧道一侧将现较大的压应力。此时，如岩层中的拉应力超过岩体的抗拉强度，岩柱将发生破坏，引起隧道顶、底板坍塌。

(2) 对含水溶洞，隧道周边岩体处于饱水状态。隧道开挖改变了岩体的水文地质条件，岩层浮托力减小，容重增加。此时，岩溶水将向隧道方向汇集，隧道与溶洞间节理岩体中渗透压力将随之变化；在水对节理壁面的楔劈作用、节理中隙壁结合水膜的润滑作用、水的物理化学潜蚀作用、溶蚀作用和水解作用等的作用下，隧道与溶洞间岩层结构将发生破坏并导致岩体强度降低。且当压力水头增加时，裂隙中含水量将随之增加，岩层的抗剪强度也将随之降低。

在增加荷载和其他因素联合作用下，超过岩层稳定条件时，溶洞与隧道间岩层将失稳并引发隧道坍塌事故。

（3）开挖扰动尤其是爆破振动等的影响。一方面，振动冲击波使岩体产生松动，扩大地下水的径流通道，潜蚀作用加强。另一方面，振动将引起地下岩溶管道中地下水或被封闭的气体产生瞬时高压。振动冲击波形成的强大水击效应，高压水气流沿岩溶管道裂隙系统传递，并向周围岩体挤压扩散，导致隧道顶、底板产生剪切破坏。

（4）施工人员和机械所产生的附加荷载影响。对于底部溶洞而言，施工机械和人员将使岩层受到较大的附加外荷载。

在以上诸因素的影响下，在隧道施工过程中，隧道底部岩层原有平衡状态受到破坏，易造成隧道底板垮塌事故，给隧道施工造成严重影响。

此外，吴梦军，许锡宾等人[39]利用“公路隧道结构与围岩综合试验系统”（CTSSSRH）和有限元分析程序对岩溶区隧道围岩稳定性进行了一系列的大型相似模型试验和数值模拟研究，研究结果表明：①岩溶区公路隧道围岩位移历时曲线总体趋势与一般隧道一样仍呈 S 型。其开挖空间效应影响范围约为工作面前 1D 到工作面后 2D～ 3D 处；②开挖面后 1D 处，拱顶和拱腰位移释放系数均比一般隧道约大，开挖面拱顶处λ可达 37%～52%，而 1D 拱顶处λ均达 90%以上。因此，在岩溶区公路隧道的施工中，应加强超前与初期支护，防止围岩失稳；③塑性区的分布位置与范围均随着溶洞大小的变化而发现显著变化。溶洞较小时，塑性区主要分布在拱腰及拱脚处，溶洞自身周围未出现塑性区或很小；而溶洞较大时，则主要分布在溶洞自身周围(主要分布在顶部与腰部)。拱腰与拱脚处分布范围相对变小。因此，当隧道拱顶上溶洞较大时，设计与施工时应加强溶洞本身稳定的处理。

2.4　寒坡岭隧道地质灾害分析

2.4.1　工程概况

寒坡岭隧道位于利川市元堡乡大井～花秋一带，呈近 287°方向展布。左线起迄桩号为 ZK280+111～ZK281+914，长 1803m，设计路面标高 1152.225～1123.881；右线起迄桩号为 YK280+081～YK281+863,长 1782m。设计路面标高 1152.177～1124.496，隧道左线最大埋深约 217m，右线最大埋深 221m，属分离

式隧道。

本隧道为上下行分离的四车道高速公路隧道，设计行车时速 80Km/h，建筑限界净宽 10.25m，净高 5.0m，开挖断面面积 81.11～101.23m2，属于扁平公路隧道。

2.4.2　工程地质条件

（一）地形地貌

隧道走向约 287°，地貌单元属构造剥蚀溶蚀峰丛低中山地貌，出口段部分为剥蚀丘陵地貌区，隧道穿越地段地面标高在 1145～1372m 之间，相对高差近 227m。区内地形起伏较大，地形上表现为地形陡峭，陡坎较多，仅局部地势为相对平缓的斜坡，隧道进口段地形坡度 25°～30°左右，出口段地形自然坡度 45°～50°左右。区内大部分地段植被发育。

（二）地质构造

隧道区横穿金子山西口向斜的核部，无断裂通过，未发现严重不良地质现象。向斜核部产状较平缓，进口地段岩层产状 320°∠12°，出口地段岩层产状 150°∠10°。

（三）地层岩性

根据野外调查、钻探资料及物探资料，隧道区内下伏基岩为三叠系中统巴东组三段（T_2b^3）及二段（T_2b^2）地层，在勘探深度范围内地层从上至下分为两层，具体工程地质特征描述如下。

（1）第四系覆盖层

该层在隧道范围内有分布，多呈带状核小范围内部分布在山间凹地及相对平缓的山坡，成分以残坡积亚粘土、碎块石为主，一般厚度不大，局部地段较厚，钻孔最大层厚度为 12.90m（进口段），地震波速在 310～500m/s。

（2）基岩及基岩风化层

隧道区下伏基因为三叠系中统巴东组三段（T_2b^3）及二段（T_2b^2）地层，分述如下：

三叠系中统巴东组二段（T_2b^2）：仅分布在隧道的出口段，为紫红色、灰绿色粉砂质泥岩、泥质粉砂岩，局部为钙质泥岩，泥砂质结构，中厚层状。在钻探揭露深度范围内，仅揭示强风化及弱风化岩，节理裂隙发育。地震波速在 2600m/s 左右。

三叠系中统巴东组三段（T_2b^3）：除隧道出口段外，分布于隧道区大部分地段，为灰色～灰黑色炭质灰岩、泥灰岩，隐晶、细晶、泥晶质结构，薄～中厚层状。在钻探揭露深度范围内，岩性以弱风化及微风化岩为主，节理裂隙发育～较发育，局部岩芯见溶饰现象。其中 SZK5 孔（右线里程 YK280+579.319 右 6.2m 处）58.90～65.20m、100.40～110.0m 为溶洞，洞高 6.30～10.60m，充填角砾土；SZK6 孔（左线里程 ZK281+060 左 5m 处）47.60～63.60m 为溶崩角砾岩。地震波速在 2600～4000m/s。

有关物探声波测井成果见表 2.2 所示。

表 2-2 寒坡岭隧道 ZK281+060 左 5m 孔声波测井成果

深度（m）	岩性名称	波速区间（m/s）	平均波速（m/s）	岩块波速(m/s)	完整性系数	完整性描述
0～45.00	未测试					
45.00～55.75	弱风化泥质灰岩	1149～6061	3470	6200	0.31	破碎
55.75～64.25	溶崩角砾岩	1307～2899	2068	4500	0.21	破碎
64.25～107.25	微风化泥质灰岩	2311～6173	4269	6200	0.47	较破碎
107.25～120		4762～6027	5419	6200	0.76	完整

（四）水文地质条件

（1）地表水

寒坡岭隧道地形起伏较大，地形上表现微较陡峭，陡坎较多，沟谷流水一般为一般为季节性性水流。据地质调查资料，该隧道泉点较多，共发现泉点 17 处，泉水流量为 0.1～0.5L/s，泉水量四季变化不大。K280～K282 段北侧为一冲沟，因该处泉点较多，为常年流水沟。

（2）地下水

该隧道地下水主要为风化基岩内的裂隙水。该隧道位于金子山向斜的核部，大气降水渗入地下后，顺向斜两翼岩层层面裂隙向核部汇聚，T_2b^3 下伏为相对隔水的 T_2b^2 粉砂质粘土岩。K280～K282 段北侧为一冲沟，地势相对较低，受下伏隔水岩层的阻隔，局部受 T_2b^3 泥灰岩夹层的阻隔，地下水在冲沟中以下降泉形式出露。地下水一般对隧道施工影响较小。

该隧道地下水主要为风化基岩内的裂隙水，隧道洞室具有滴水、轻度渗水

现象，局部可能存在突水现象。

通过对该隧道所取地下水及地表水水样分析结果，结合区域性资料，隧道区内地表水、地下水对混凝土无腐蚀性。

2.4.3　不良地质分析

根据地质调查、钻探及物探资料，寒坡岭隧道区段没有严重不良地质现象。

主要不良地质现象是岩溶，岩石存在岩面溶蚀、溶洞及隐伏溶洞问题。其中 SZK5 孔 58.90～65.20m、100.40～110.0m 为溶洞，洞高 6.30～10.60m，溶洞处在隧道上方约 2m 及 47m 处，充填角砾土；SZK6 孔 47.60～63.60 为溶崩角砾岩，处在洞身上部 62m。

岩溶发育对寒坡岭隧道工程的影响主要表现为：

（1）影响隧道顶底板的稳定性，鉴于灰岩、泥灰岩岩性较坚硬，所以影响不大，但 SZK5 孔（ZK280+576.5）一带应引起注意。隧道施工过程中，在不影响地下水流向和破坏生态环境的前提下，处理溶洞应坚持对地下水宜疏勿堵的原则，要合理地导水导气。

（2）隧道施工过程中，可能会遇到较大的“管道型”突水突泥，对施工造成威胁，施工时应做好超前地质预报工作，谨防突水突泥地质灾害。

第 3 章　大跨度公路隧道施工岩石力学理论

岩体是一种经历地质构造运动的变形与破坏，包含各种结构面的复杂地质体。在高速公路隧道施工过程中，由于岩体的天然应力平衡状态遭到破坏，引起隧道周围岩体的卸荷回弹和应力重分布，当这种回弹应力和重分布应力超过围岩强度所能承受的范围时，将造成工程岩体的失稳破坏，给隧道施工和运营带来危害。在大跨度公路隧道的设计和施工各个阶段，深入的了解大跨度隧道的施工力学机理和隧道围岩的变形破坏机制以及正确的对隧道围岩做出稳定性评价，是经济合理地进行隧道开挖支护设计、快速安全施工的必不可少条件。

3.1　大跨度公路隧道的施工力学理论

岩体在初始应力状态、自重及残余构造应力等状态下处于一定的平衡状态，当洞室开挖之后，由于外力的作用破坏了原先的初始状态，使洞室周围一定范围内的岩体受到影响，围岩的稳定性是指保持洞室结构施工时形成的暴露面形状和尺寸的性质。通常围岩丧失稳定性主要有三种形式：①崩落岩石在自重作下形成冒落；②上部岩层重量引起的应力集中区的岩石破坏；③由于岩石塑性变形，岩石裸露表面无明显破坏的大幅度位移[40]。

大跨度隧道的基本力学特性可以概括为：

（1）大跨度隧道由于宽度加大，而高度基本保持不变，因此形成一个扁平的拱形结构，其在力学分析上可近似看作椭圆；

（2）由于跨度加大，使得开挖引起的应力重分布趋于不利，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；

（3）底脚处的应力集中过大，要求地基承载力较高；

（4）拱顶稳定性降低。根据 1994 年挪威修建冬季奥林匹克运动会冰球场的研究成果可以知道，在开挖宽度为 2 倍高度的情况下，目前采用的支护结构可以有效的防止岩块的崩塌，若开挖宽度大于 2 倍高度，则需要采用其他的有效措施，保证拱顶的稳定；

（5）会产生较大的松弛地压。开挖宽度和开挖高度越大，要求拱底埋深越大，在埋深小、拱作用不能充分发挥作用时，就会产生很大的松弛地压，因此，对大断面隧道而言，会产生较大的松弛荷载。

3.1.1　断面形式对大跨度隧道围岩力学特性的影响

由于隧道横断面尺寸远小于隧道长度，因此，围岩中应力分布可视为平面问题，在双向应力场假定的基础上，常见几种洞室的围岩应力分布论述如下：

（1）圆形洞室的应力分布特征

当圆形洞室的围岩承受如图 3.1 所示的作用力时，这时围岩中的径向应力 σ_r，切向应力 σ_θ 以及剪应力 $\tau_{r\theta}$。可分别按照公式 3.1 进行计算：

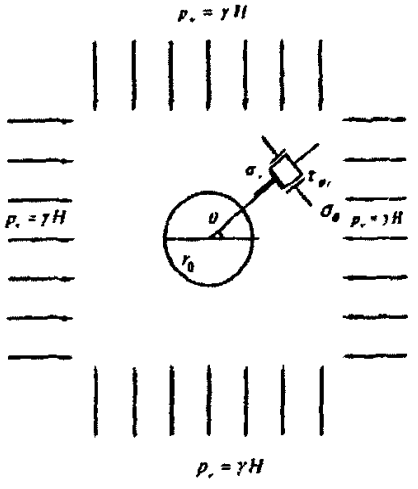


图 3.1　围岩应力计算简图

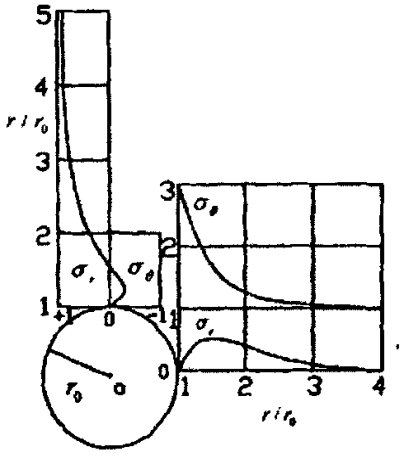


图 3.2 圆形洞室围岩应力集中系数

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r&=\left(\frac{p_h+p_v}{2}\right)\left(1-\frac{r_0^2}{r^2}\right)+\left(\frac{p_h-p_v}{2}\right)\left(1-\frac{4r_0^2}{r^2}+\frac{3r_0^4}{r^4}\right)\cos 2\theta\\ \sigma_\theta&=\left(\frac{p_h+p_v}{2}\right)\left(1+\frac{r_0^2}{r^2}\right)+\left(\frac{p_h-p_v}{2}\right)\left(1+\frac{3r_0^4}{r^4}\right)\cos 2\theta\\ \tau_{r\theta}&=-\left(\frac{p_h-p_v}{2}\right)\left(1+\frac{2r_0^2}{r^2}-\frac{3r_0^4}{r^4}\right)\sin 2\theta\end{aligned}\right\}\qquad(3.1)$$

式中：r0——洞室半径(m)；

r——自洞室中心算起的径向距离(m)；

θ——自水平轴算起的极坐标中的角度(°)；

Pv——垂直方向上的压应力(Mpa)；

Ph——水平方向上的压应力(Mpa)；

自式（3.1）可以看出，围岩中的应力与岩石的弹性常数(E，u）的无关，

而且也与洞室的尺寸无关(因为公式中包含着洞室半径 r_0 与矢径长度 r 的比值，因此，应力的大小与此比值直接有关)。其次，从切向应力的表达式可以看出，洞壁处有较大的切向应力，由此可知在洞室边界附近产生应力集中现象[41]。

图 3.2 上的曲线，是在 $K_0=0$ 的单向受力情况下，根据(3.1)式所计算的水平轴线与垂直轴线上的各点应力集中系数。从图中曲线明显的看出，位于洞室水平轴端点的切向应力 σ_θ 产生了较大的应力集中；位于垂直轴端点的切向应力则为负值(拉应力)。因此，在洞室的设计中对于洞室边界上的这两处部位，必须予以重视。

(2) 椭圆形洞室的应力分布特征

设椭圆形洞室断面长半轴为 a，短半轴为 b，作用在洞室围岩上的原岩垂直应力为 p，原岩水平应力为 q 如图 3.3 所示，洞室周边上任一点的切向应力 σ_θ，径向应力 σ_r 和剪应力 $\tau_{r\theta}$ 值的大小，可根据弹性理论，按椭圆孔复变函数解得：

$$\sigma_\theta = \frac{p\left[m(m+2)\cos^2\theta-\sin^2\theta\right]+\lambda p\left[(2m+1)\sin^2\theta-m^2\cos^2\theta\right]}{\sin^2\theta+m^2\cos^2\theta} \tag{3.2}$$

$$\sigma_r=\tau_{r\theta}=0$$

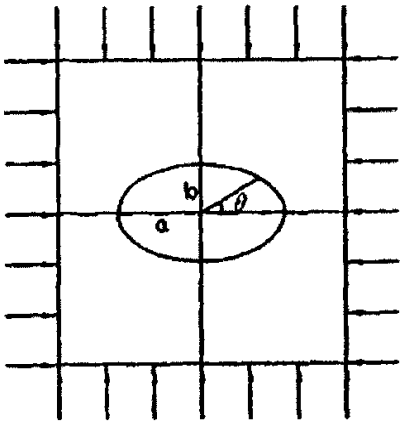


图 3.3 椭圆断面洞室围岩应力计算图

从判断洞室围岩稳定性的观点出发，只要找到洞室周边极值点处的应力大小，看其是否超过岩体的强度，即可判断其稳定程度。从研究圆形断而洞室周边应力知道，椭圆形洞室周边应力的两个应力极值仍然在水平轴（$\theta=0、\pi$）和垂直轴（$\theta=\pi/2$，$\theta=3\pi/2$)。

当 $\theta=0、\pi$ 时，可得洞室两帮中点的切向应力。因为 $\sin 0^\circ=0$，$\sin^2 0^\circ=0$，

$\cos 0^\circ = 1$，$\cos^2 0^\circ = 1$，带入（3.2）式，得：

$$\begin{cases} \sigma_\theta = \dfrac{p[m(m+2)] - \lambda p m^2}{m^2} = p(2\dfrac{a}{b} - \lambda + 1) \\ \sigma_r = 0, \tau_{r\theta} = 0 \end{cases} \tag{3.3}$$

当 $\theta = \pi/2$，$\theta = 3\pi/2$ 时，可求得洞室顶底板中点处得切向应力，因为 $\sin 90^\circ = 1$，$\sin^2 90^\circ = 1$，$\cos 90^\circ = 0$，$\cos^2 90^\circ = 0$，带入（3.2）式，得：

$$\begin{cases} \sigma_\theta = \dfrac{-p + \lambda p(2m+1)}{1} = p\left[(2\dfrac{a}{b} + 1)\lambda - 1\right] \\ \sigma_r = 0, \tau_{r\theta} = 0 \end{cases} \tag{3.4}$$

由式（3.3）和（式 3.4）可以看出，当原岩应力（p，λp）为定值时，切向应力 σ_θ 值得大小是随轴比 m 变化的，即轴比是影响应力分布的惟一因素。

3.1.2 锚喷支护作用原理

锚喷支护是喷射混凝土、锚杆、钢筋网喷射混凝土等结构组合起来的支护形式。工程实践证明锚喷支护较传统的现浇混凝土衬砌优越。由于锚喷结构能及时支护，有效地控制围岩的变形，防止岩块坠落和坍塌的产生，充分发挥围岩的自承能力，所以锚喷支护比模注混凝土衬砌的受力更为合理。锚喷支护能大量节省混凝土、木料、劳动力，加快工程施土进度，土程造价可降低 40～50%，并有利于施工机械化和改善劳动条件等[42]。

锚喷支护是一种符合岩体力学原理的积极支护方法，具有良好的物理力学性能。它能及时支护和加固围岩，与围岩密贴，封闭岩体的张性裂隙和节理，加固围岩结构面，有效地发挥和利用岩块间的镶嵌、咬合和自锁作用，从而提高岩体自身的强度、自承能力和整体性。由于锚喷支护结构柔性好，所以它能同围岩共同变形，构成一个共同工作的承载体系。在变形过程中，它能调整围岩应力，抑制围岩变形的发展，避免岩体坍塌的产生，防止过大的松散压力出现。应当指出，到目前为止，锚喷支护仍处在发展和不断完善之中，无论是作用机理的探讨，还是设计与施土方法的研究，均有待于科学技术工作者做出新的成就，以缩短理论和实践的差距。现就喷层和锚杆的力学作用分述如下：

（一）喷层的力学作用

（1）防护加固围岩，提高围岩强度

隧道开挖后，立即喷射混凝土，及时封闭围岩暴露面，由于喷层与岩壁密贴，故能有效的隔绝水和空气，防止围岩因潮解风化产生剥落或膨胀，避免裂隙中充填物流失，防止围岩强度降低。此外，高压高速喷射混凝土时，可使一部分混凝土浆液渗入张开的裂隙或节理中，起胶结和加固作用，提高围岩强度。

（2）改善围岩和支护的受力状态

含有速凝剂的混凝土喷射液，可在喷射后2～10min内凝固，及时向围岩提供支护抗力Pi(径向力)，使围岩表层岩体由未支护时的二向受力状态变为三向受力状态，提高了围岩强度，如图3.4所示。

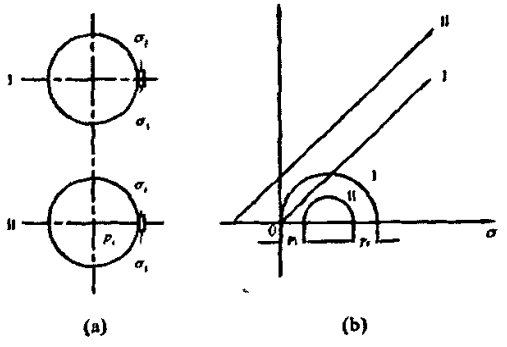


图3.4 喷层力学作用示意图

无喷层时，相当于厚壁筒承受外压力P_0(原岩应力)，距隧道中心为r的任一点处的径向应力σ_r和切向应力σ_θ分别为：

$$\sigma_r = P_0(1-\frac{a^2}{r^2}) \tag{3.5}$$

在隧道周边，当r=a时，

$\sigma_r=0$，$\sigma_\theta=2P_0$

喷射混凝土后，隧道围岩封闭，表面有内压Pi的作用，相当于厚壁筒承受内外压力，于是，在距隧道中心为r的任一点处的应力为：

$$\sigma_r = P_0(1-\frac{a^2}{r^2})+P_i\frac{a^2}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = P_0(1+\frac{a^2}{r^2})-P_i\frac{a^2}{r^2} \tag{3.6}$$

在隧道周边，当r=a时，σ_r=Pi，σ_θ=2 P0- Pi ，其摩尔应力圆如图3.4

(b)所示。

喷层是一种柔性支架，它允许围岩因寻求新的平衡所产生的有限位移，并可发挥自身对变形的调节作用，逐渐与围岩变形协调，从而改善围岩的应力状态降低围岩应力，充分发挥围岩的自承能力，如图 3.5 所示。

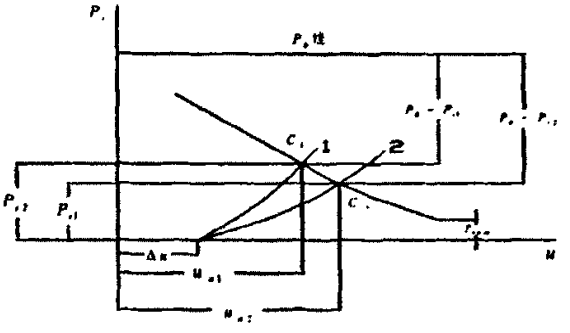


图 3.5 柔性支架工作原理

由于传统支护不能与围岩均匀接触，围岩与支架间易造成应力集中，使围岩或支架过早破坏；喷射混凝土能使混凝土与围岩紧密均匀接触，并可通过调整喷层厚度，调整围岩变形，使应力均匀分布，避免应力集中，因此，喷射混凝土支护比传统支护更能发挥混凝土的承载能力。

（二）锚杆的力学作用

锚杆支护对保持隧道围岩的稳定性有重要的作用，从直观上来说，其作用是保持开挖面和洞壁面的稳定，另外，对危险岩块和层状围岩起到悬吊和加固作用，从理论上来讲，则是限制围岩过大变形，并形成承载拱圈，使围岩一体化，而处于更好的三维应力状态。

锚杆对围岩所起的力学效应，主要有以下一些作用：

（1）悬吊作用：认为锚杆的作用是将不稳定的岩层悬吊在坚固岩层上，以阻止围岩移动滑落。锚杆本身受拉，其拉力即为所悬吊岩体的重量，如图 3.6(a)所示，在块状结构或裂隙岩体中，使用锚杆可将松动区内的松动岩块悬吊在稳定的岩体上，也可把节理弱面切割形成的岩块连接在一起，阻止其沿滑面滑动；

（2）减跨作用：在隧道顶板岩层中打入锚杆，相当于在顶板上增加了支点，使隧道跨度由 L_0 减为 L_1，从而使顶板岩体的应力减小，起到维护隧道的作用，如图 3.6(b)所示，当然，要使锚杆能有效的起到减跨作用，锚杆顶端必须锚固于坚硬稳定岩层中；

（3）组合梁作用：在层状岩层中打入锚杆，把若干薄层岩层锚固在一起，

类似于将叠置的板梁组成组合梁，从而提高了顶板岩层的自支承能力，起到了维护隧道的作用，如图 3.6(c)所示；

（4）挤压加固作用：预应力锚杆群锚入围岩后，其两端附近岩体形成圆锥形压缩区，如图 3.6(d)所示，按一定间距排列的锚杆，在预应力的作用下，构成一个均匀的压缩带或称承载环，压缩带中的岩体由于预应力作用处于三向应力状态，显著地提高了围岩的强度。无预应力的粘结式锚杆(砂浆锚杆)，由于其前后两端围岩位移的不同使锚杆受拉，同时，锚杆的约束力使围岩锚固处径向受压，从而提高了围岩的强度。

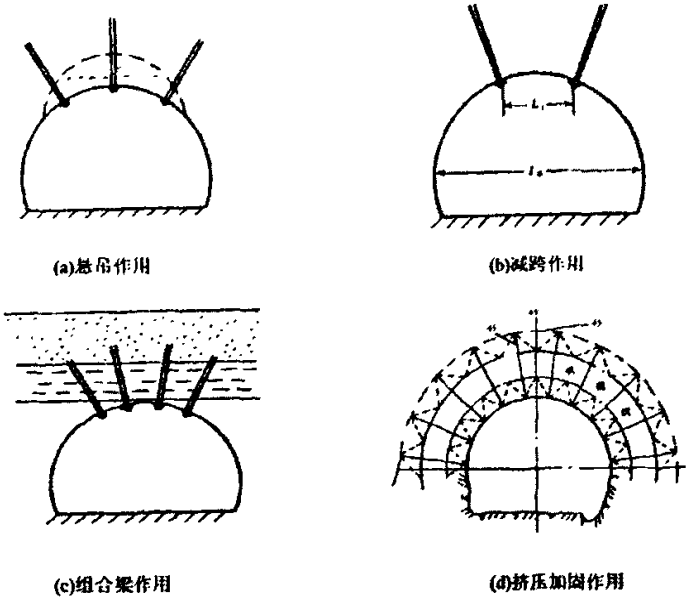


图 3.6　锚杆作用机理示意图

3.2　大跨度公路隧道围岩稳定性研究

围岩稳定性是指隧道开挖后在无支护条件下围岩的自稳能力，主要体现在围岩的变形和破坏两个方面。大量工程实践表明，高速公路隧道围岩稳定性不仅与岩石的性质、岩体结构、地质构造、地下水等地质因素有关，而且还与隧道的开挖方案以及支护的时间和形式有关，其中起主要作用的还是岩石的性质、岩体结构等地质因素。

围岩稳定性对高速公路隧道的顺利施工和安全运营起着至关重要的作用，因此分析和研究围岩变形破坏机制和围岩稳定性的影响因素，采用正确合理的

方法对隧道围岩进行稳定性评价，对于高速公路隧道的建设和运营有重大指导意义。

3.2.1　大跨度公路隧道围岩变形破坏机制

高速公路隧道开挖后，适应不了卸荷回弹和应力重分布作用的低强度围岩将发生塑性变形和破坏，这种变形和破坏通常从隧道洞室岩体中应力集中程度高、结构面强度低的最薄弱部位开始(特别是最大主地应力洞室周边垂直部位)，逐步向岩体内部应力—强度关系中的次薄弱部位发展，如此反复进行、连锁反映，最终引起隧道洞室周围形成松动带或松动圈。围岩的应力进而因松动圈的应力释放而重新调整，在围岩表部形成应力降低区，而高应力集中则向围岩内部转移，其结果是在围岩内形成一定的应力分带[43]（图 3.7）。表部应力降低区的形成促使水分由围岩内部高应力区向围岩表部低应力区转移，这样不仅恶化了表部围岩的稳定性条件，而且使表部易吸水膨胀岩层发生强烈的膨胀变形，形成很大的围岩压力。

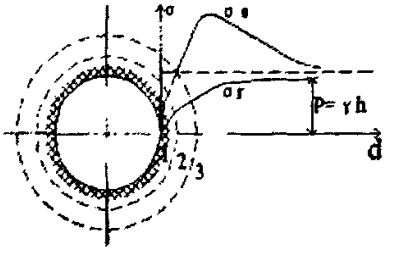


图 3.7　圆形隧道周围应力分布带
（1. 应力降低区；2. 应力增高区；3. 原始应力区）

依据岩体力学和工程地质理论，通过对隧道围岩变形破坏的主导因素和作用力（临空围岩的自重力、地应力以及动水压力等）的分析，将隧道围岩变形破坏机制归纳为四种类型[44]：

（1）结构面控制型：岩石强度大大超过围岩承受的应力时，围岩的变形破坏主要受结构面（尤其软弱结构面）控制，通常在重力作用下岩块沿着软弱结构面塌滑破坏，一般不会发生塑性流动变形或者脆性破裂。例如，在 2、3 区的应力场中，在应力高度集中且有斜向断裂发育的部位，位于断裂带内的结构面由于切向应力σ_θ过大，径向应力σ_r很小，使沿断裂面的剪应力超过其抗剪强度而引起剪切滑移破坏。

结构面控制型围岩的变形破坏在块状和层状的硬质岩体主要表现为不稳定块体的直接塌落和滑移（图 3.8），在碎裂和散体结构岩体中变形破坏的主要方式是松弛、松脱乃至崩溃。

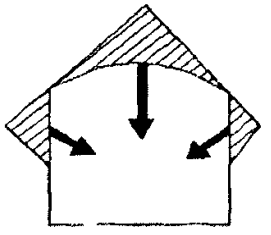


图 3.8 不稳定体的塌滑破坏

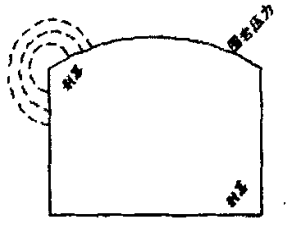


图 3.9 围岩压力较大时的剥落破坏

（2）强度—应力控制型：围岩整体性较好，但岩石强度低于围岩应力，不仅发生脆性围岩的弯折内鼓，还发生塑性围岩的塑性挤出，这类围岩的变形破坏主要取决于岩石的抗弯或抗剪(拉)强度。例如，隧道顶拱的厚层状或块体状脆性围岩，当顶部拉应力集中超过围岩的抗拉强度时，在裂隙特别是垂直裂隙发育时，即使很小的拉应力也使岩体产生张性裂隙，被垂直裂隙切割成的岩体在自重作用下很不稳定，往往造成顶拱的塌落。此外，塑性岩体的塑性流动变形和脆性岩体的剥落（图 3.9）、岩爆也是这类变形破坏的典型。

（3）混合类型：围岩结构面发育，岩石强度低于围岩应力，围岩稳定性不仅受结构面控制，而且受地应力和岩体强度的制约。围岩的变形破坏除发生松弛、塌落外，还发生塑性流动和剪切、挤出和溃屈破坏，隧道内常表现为侧墙的内挤和拱底的上鼓，这类变形破坏主要发生在薄层状、碎裂结构的岩体中。例如层状软岩的弯曲变形、折断破坏和碎裂围岩的挤出变形和解体溃散。

（4）特殊类型：围岩的变形破坏既不受弱面控制型的影响，又不受应力强度型的制约，而是出于隧道开挖后，围岩表部应力降低区的形成促使水分有内部高应力地区向围岩表部低应力地区转移，这种围岩内部的水分重分布使围岩表部易吸水膨胀的岩层发生强烈的内鼓变形。

综上所述，依据围岩变形的破坏形式、作用力及变形模式和变形破坏机制类型与岩石性质、岩体结构的关系，论文将高速公路围岩变形破坏特征总结归纳为表 3.1。

表 3.1　隧道围岩变形破坏特征一览表

岩石性质	岩体结构	破坏形式	作用力及变形模式	破坏机制类型
脆性围岩	块体结构及厚层状结构	张裂塌落	拉应力集中造成的张裂破坏	强度—应力控制型
		劈裂剥落	压应力集中造成的压致拉裂	
		剪切位移和剪切破碎	压应力集中造成剪切破裂和滑移拉裂	结构面控制型
		岩爆	压应力造成的突然而猛烈的脆性破坏	强度—应力控制型
	中薄层结构	弯曲内鼓	卸荷回弹和压应力集中造成弯曲拉裂	混合类型
	破碎结构	破碎松动	压应力集中造成的剪切松动	结构面控制类型
塑性围岩	层状结构	塑性挤出	压应力集中作用下的塑性流动	强度—应力控制型
		膨胀内鼓	水分重分布造成的吸水膨胀	特殊类型
	散体结构	塑性挤出	压应力集中作用下的塑性流动	强度—应力控制型
		塑性涌出	松散饱水岩体的悬浮塑流	特殊类型
		重力坍塌	重力作用下的坍塌	混合类型

根据高速公路隧道围岩变形破坏特征，结合时间因素考虑，一般将围岩的稳定性划分为五级[45]：①稳定：围岩只发生弹性变形，无塑性流动变形和破坏，隧道开挖后不支护可长期自稳；②基本稳定：除弹性变形外还有一局部块体的位移和掉块，局部块体破坏后不影响其他部位的稳定性，其他部位无支护可长期自稳；③稳定性差：可短期自稳，但不能长期自稳，可发生岩层弯折、松弛塌落、脆性破坏等变形破坏，但一次破坏规模不大；④不稳定：只能暂时(几小时或几天内)不塌方，但变形一直持续发展，破坏形式可以从局部到整体，从小规模到大规模；⑤很不稳定：不支护无自稳能力，必须超前及时支护、或采取预加固措施才能保证施工的安全，塌方的规模往往很大。

3.2.2　大跨度公路隧道围岩稳定性影响因素

隧道围岩稳定性取决于多因素的综合影响，这些因素主要有：岩石的物理力学性质、岩体结构与构造、岩体的天然应力状态、受地质构造的影响程度、地下水、岩体所受的动静力荷载以及隧道的几何尺寸和施工方案的选择。

（一）地质因素

（1）岩体结构特征

岩体的结构特征是长时间地质构造运动的产物，是控制岩体破坏形态的关键。从稳定性分类的角度来看，岩体的结构特征可以简单地用岩体的破碎程度

或完整性来表示。在某种程度上它反映了岩体受地质构造作用严重的程度。实践证明，围岩的破碎程度对隧道的稳定与否起主导作用，在相同岩性的条件下，岩体愈破碎，隧道就愈容易失稳，因此，在近代围岩分类法中，都已将岩体的破碎或完整状态作为分类的基本指标之一。中国科学院地质研究所将岩体结构类型划分为整体块状结构(整体结构和块状结构)、层状结构(薄层状结构和厚层状结构)、碎裂结构(镶嵌结构和层状碎裂结构)、散体结构(破碎结构和松散结构)。松散结构及破碎结构岩体的稳定性最差；薄层状结构岩体次之；厚层状块体最好。破碎程度在一定程度上反映了岩土体在地质构造运动时受到破坏作用的大小，岩体越破碎则隧道越不稳定，越容易坍塌。

(2) 结构面性质和空间组合[46]

在块状或层状结构的岩体中，控制岩体破坏的主要因素是软弱结构面的性质，以及它们在空间的组合状态。对于隧道来说，围岩中存在单一的软弱面，一般并不会影响隧道的稳定性。只有当结构面与隧道轴线相互关系不利时，或者出现两组或两组以上的结构面时，才能构成容易坠落的分离岩块。例如有两组平行但倾向相反的结构面和一组与之垂直或斜交的陡倾结构面，就可能构成屋脊形分离岩块。至于分离岩块是否会塌落或滑动，还与结构面的抗剪强度以及岩块之间的相互联锁作用有关。因此，在围岩分类中，可以从下述的五个方面来研究结构面对隧道围岩稳定性影响的大小：①结构面的成因及其发展史，例如，次生的破坏夹层比原生的软弱夹层的力学性质差得多，如再发生次生泥化作用，则性质更差；②结构面的平整、光滑程度；③结构面的物质组成及其充填物质情况；④结构面的规模与方向；⑤结构面的密度与组数。

(3) 岩石的力学性质[47~48]

在整体结构的岩体中，控制围岩稳定性的主要因素是岩石的力学性质，尤其是岩石的强度，一般来说，岩石强度越高隧道越稳定。在围岩分类中所说的岩石强度指标，都是指岩石的单轴饱和极限抗压强度，因为这种强度的试验方法简便，数据离散性小，而且与其它物理力学指标有良好的换算关系。此外，岩石强度还影响围岩失稳破坏的形态，强度高的硬岩多表现为脆性破坏，在隧道内可能发生岩爆现象。而强度低的软岩，则以塑性变形为主，流变现象较为明显。围岩的岩石性质和岩体结构通过围岩的强度来影响围岩的稳定性，从岩性的角度，可以将围岩分为塑性围岩和脆性围岩，塑性围岩主要包括各类粘土质岩石、粘土岩类、破碎松散岩石以及吸水易膨胀的岩石等，通常具有风化速

度快，力学强度低以及遇水软化、崩解、膨胀等不良性质，故对隧道围岩的稳定最为不利；脆性围岩主要是各类坚硬体，由于这类岩石本身的强度远高于结构面岩石的强度，故这类围岩的强度主要取决于岩体的结构，岩性本身的影响不是很显著。

（4）初始应力状态

岩体的初始应力状态一般包括两个方面，一是自重应力，一是构造应力或地应力。自重应力是指其上覆岩体自重产生地应力，构造应力是指地质构造运动过程中所积蓄的地应力。初始应力会极大地影响洞室开挖后的稳定性。对某些岩体而言，在强大的地应力或自重应力作用下，还会有一些新的力学特征，如所谓的“挤入土”和“膨胀岩”等。地下工程的失稳主要是由于开挖工作引起的应力重分布超过围岩强度或引起围岩过分变形而造成的。而应力重分布是否会达到危险的程度就要看初始应力场的方向、量值和性质而定，严格来讲并不是地应力越大越不利，主要要看主应力的大小、方向、最大与最小主应力的差值和各主应力值的构成特征如何而定，还要视它们与地下工程的方位、与岩层主要节理组的夹角如何而定。当岩石强度与初始应力之比（R_0/σ_0）大于一定值时，可以认为对洞室围岩稳定不起控制作用，当这个比值小于一定值时，再加上洞室周边应力集中结果，对围岩稳定性或变形破坏的影响就表现得显著，尤其岩石强度接近初始应力值时，这种现象更为突出；当隧道轴线与最大主应力σ_1方向垂直时，地应力对隧道稳定性影响最大，因此，隧道轴线通常与水平最大主应力σ_1方向平行以改善隧道周边的应力状态，提高隧道围岩的稳定性。

（5）地下水的影响

地下水对围岩稳定性的影响主要表现为溶蚀岩石和结构面中易溶胶物、潜蚀充填物中的细小颗粒，使岩石软化、疏松、充填物泥化、强度降低，增加动、静水压力等，从而降低隧道围岩的稳定性。调查资料表明，地下水对不同类别隧道稳定性影响程度存在明显差异：对于 III 级围岩和由硬岩组成的 II 级围岩，地下水对隧道稳定性影响甚微，一般可忽略不计；而对于 V 级以下的围岩，地下水对隧道围岩稳定性的影响较大。因此，在围岩分类中，对软岩、碎裂结构和散体结构岩体、有软弱结构面的岩体，以及膨胀岩等，应该着重考虑地下水的影响。

（6）特殊地质条件

当地下工程穿越断层破碎带、强风化带、很发育的岩溶区等特殊地质条件

地区时，维护围岩的稳定往往比较困难，因为构造破碎带往往包含断层泥、糜棱岩、角砾岩、压碎岩等断裂构造岩。这时，岩层松软破碎，而临近地带的岩层节理裂隙也比较密集，地下水在这里往往也比较活动，如再加以地应力较大，则会出现很强烈的地压现象。根据我国山区隧道的调查分析，一般来讲强烈挤压的断层破碎带、紧密褶皱带和较宽的张性断裂带以及几条断层交会的地带，是工程的不良地质地段。对褶皱地区，向斜盆地部位一般对工程稳定不利，而背斜则问题较少。

（二）工程因素

洞室施工是造成围岩丧失稳定的一个最主要的因素。开挖洞室所采用的施工方法、洞室断面尺寸和形状、施工质量、支护形式及实施过程都会对围岩的稳定产生影响。

（1）洞室的尺寸和形状

跨度大小对围岩的稳定性有显著影响，实践证明，跨度越大则洞室的稳定性越差，跨度大小对隧道工程稳定性的影响可从以下三个方面考虑：①跨度大小对应力分布的影响；②跨度大小对岩石、岩体和支护构件强度的影响；③跨度大小对施工顺序的影响，而不同的施工顺序对周围地层及支护结构的应力重新分布和应力集中会产生影响。

岩体强度将随有效跨度的增大和未支护时间的延长而降低，在小型隧道中沿着单个岩块之间的交接面的切向滑动可以被喷射混凝土的表面加固所阻止，但在大型洞室中是很困难的，因为岩石与喷射混凝土的粘结力不会随着喷混凝土层厚度的增长而成比例地增大。

洞室形状不同，则稳定性也不同，在同一围岩中，拱形洞室的围岩要较稳定。洞室的形状主要影响开挖隧道后围岩的应力状态，圆形或椭圆形隧道围岩应力状态以压应力为主，这对维持围岩的稳定性是有好处的，而矩形或梯形隧道，在顶扳处的围岩中将出现较大的拉应力，从而导致岩体张裂破坏。但是，在目前的各种分类法中都没有考虑这个因素，可能是因为深埋隧道的断面形状绝大部分都接近圆形或椭圆形的缘故。

（2）施工中所采用的开挖方法

从目前的技术水平看，开挖方法对隧道围岩稳定性的影响较为明显，隧道工程的成败，很大程度上决定于施工方法和开挖工序是否与隧道本身所处的围岩或地质情况相适应，例如，在同一岩体中采用普通爆破法开挖与用控制爆破

法开挖相比，后者对围岩扰动小；采用传统的矿山法施工与新奥法法施工相比，后者能减轻爆破对围岩的松动破坏，维护围岩强度和自承能力，充分利用围岩的自身强度。一般情况下，洞室开挖后若不支护，围岩在一定时间能保持稳定，即自稳时间，自稳时间是围岩允许在无支撑条件下暴露的最大时间。显然，不同的施工方法对围岩稳定性的影响不同。

3.2.3 大跨度公路隧道围岩稳定性评价

围岩稳定性指隧道施工过程中，在无支护条件下隧道洞室围岩的自稳能力。由于高速公路隧道对围岩有着极为严格的要求，因此对高速公路隧道围岩稳定性作出正确合理的评价，对隧道设计、施工和安全运营有着极为重要的指导意义。

现行高速公路隧道围岩稳定性评价，一般分为定性评价和定量评价。定性评价是种粗略的围岩稳定性评价方法，主要用于中小规模的浅埋隧道，常与定量评价方法结合使用，工程实践中最常用方法是工程地质判别法。定量评价是在岩体物理力学性质指标的基础上，采用解析分析法、图解分析法和数值模拟法来评价围岩稳定性的具体程度，是工程实践中准确评价围岩稳定性的极为常用的方法。

工程地质判别法主要用于小规模浅埋隧道，这类隧道围岩应力较低且影响范围较小，变形破坏总是发生在围岩强度显著降低的部位，不稳定的地质标志较为明显，通过一定的地质工作便能够对围岩稳定性加以研究和评价。在进行隧道围岩稳定性评价时，运用工程地质理论阐述隧道围岩的变形破坏机制和影响围岩稳定性的地质因素，按照高速公路隧道围岩分类标准对隧道围岩进行分段和分类，给出相应各段各类围岩的稳定性级别，供隧道设计和施工使用。

近年来，各国都在借助各类地下工程实践经验编制高速公路隧道围岩分类方案以使公路隧道设计和围岩分类标准化，针对不同的围岩类别，直接定量地给出围岩压力和支护衬砌的形式和厚度。国外著名的围岩分类方案有：普氏固结系数法(前苏联)、Deer 的 RQD 分类法、奥地利的 MATM 分类法、Barton 的 Q 系统法等以及国际岩石力学协会的基本地质描述法。我国科技工作者在国外岩石分类的基础上，编制了各行业专门的地下工程围岩分类方案，例如岩体构造类型分类法，围岩稳定性动态分级，隧道工程围岩分类，大型地下洞室围岩分类，铁路隧道岩体分级建议方案，BQ 分级法(GB50218-94)等。

随着高速公路隧道建设规模的扩大，在诸如秦岭等高应力区或深埋大规模的高速公路隧道，由于围岩应力显著增强，不稳定的地质标志难以掌握，因此，隧道围岩稳定性除工程地质评价外，还必须进行岩体力学方面的计算和研究，以便对深埋大断面的高速公路隧道围岩稳定性作出合乎实际的定量评价。

目前，工程实践中通常采用的隧道围岩定量评价方法有解析分析法、图解分析法和数值模拟法。

解析分析法是通过对地质原型的高度抽象获得简单的计算模型，借助数学力学工具计算围岩中的应力分布状态，从而进行隧道围岩稳定性评价。其中张悼元教授、王士天教授等(1994)介绍了(似)均质围岩稳定性，含单一软弱结构面稳定以及顶拱围岩中简单块体稳定性分析的解析计算方法。自1985年美籍华人石根华博士[49]《关键块体理论》出版问世后，我国学者迅速将此理论和相关分析方法应用到隧道围岩局部块体的稳定性分析中。此外，加拿大 Toronto 大学的 E. Hoek[50]等人依据石根华博士的块体理论研制出 Unwedge 分析计算软件，应用于坚硬岩体中开挖所形成的块体稳定性分析，我国的许强[51]博士也开发出类似功能的 SASW 软件。

图解分析法是通过作图来分析各结构面之间、结构面和开挖临空面之间的空间组合关系，确定出在不同工程部位可能形成块体的边界，进而分析其稳定性，常用的有赤平极射投影法、实体比例投影法、地质几何法(关键块体法)等。在应用赤平极射投影法和实体比例投影法进行地下工程围岩稳定性分析方面，中科院地质所的王思敬院士(1976)、孙玉科教授(1976)、刘竹华教授(1980)等[52]进行了系统地、开拓性地研究。北京 89003 部队的刑念信教授(1983)运用地质几何法从更为简单，直观和易懂的角度对有限软弱面切割成的不稳定块体进行了稳定性分析。

数值模拟法是通过对地质原型的抽象并借助有限元分析方法计算不同工况荷载下岩体的应力状态和围岩稳定性问题。20世纪70年代以来，随着数学，力学和计算机的发展，数值模拟在岩土工程领域得到越来越广泛的应用。数值模拟作为解决复杂介质、复杂边界条件下各类工程问题的重要工具而加以推广，目前岩土工程中应用最广的是有限元法，尤其适用于连续体的小变形分析，现在市面上流行的主要大型工程有限元计算软件有 ANSYS、MSC. MARC、NASTRAN 等。

现行高速公路隧道围岩稳定性评价主要参考铁路隧道和大型水工洞室围岩稳定性评价，然而高速公路对隧道围岩稳定性有着极为严格的要求，围岩稳定

性评价的原则、准则和测试方法与铁路隧道和大型水工洞室都不尽相同，不仅选用定量指标的参数不同，而且采用的评价模型也不同，其它诸如分级的档数、分级的界限等都不尽相同。由此可见，现行高速公路隧道围岩分类缺乏专用性和一致性，分类带有很大的经验性，对同一处围岩岩体进行分类评价时难免产生矛盾和失误。此外，国内外至今还没有一个为权威机构制定并受到广泛认可的统一的高速公路隧道工程围岩稳定性评价标准。

3.3　寒坡岭隧道围岩分类与稳定性评价

3.3.1　寒坡岭隧道围岩质量

根据《公路隧道设计规范》（JTG D70-2004）中围岩基本质量指标 BQ、修正值[BQ]计算公式，结合寒坡岭隧道工程地质勘察与声波测井成果（表 2-2），确定寒坡岭隧道围岩基本质量指标 BQ 及修正值[BQ]，见表 3.2。

表 3.2　围岩基本质量指标 BQ、修正值[BQ]表

围岩名称	单轴饱和抗压强度 (Mpa)	完整性系数 (Kv)	BQ	K1	K2	K3	[BQ]
弱风化泥灰岩、泥质灰岩	27.2	0.38	266.6	0.3	0.4	0	196.6
微风化灰岩、泥质灰岩	39.3	0.81	410.4	0.2	0.3	0	360.4

围岩基本质量指标计算式：

$$BQ = 90 + 3R_c + 250K_v \tag{3.7}$$

$$[BQ] = BQ - 100(K_1 + K_2 + K_3) \tag{3.8}$$

式中：Rc：岩石单轴饱和抗压强度（Mpa）；Kv：岩体完整性系数；K^1：地下水影响修正系数；K^2：主要结构面产状影响修正系数；K^3：初始应力状态影响修正系数。

3.3.2　寒坡岭隧道围岩级别划分

根据《公路隧道设计规范》（JTG D70-2004），结合物探、钻探资料及地调成果，寒坡岭隧道围岩可分为 III～V 级三大类。具体分级见表 3.3、3.4 所示。

表 3.3　寒坡岭隧道左洞围岩级别划分一览表

里程桩号	围岩级别	长度	工程地质条件	水文地质
ZK280+111~ ZK280+161	V	50	顶板厚 4～13m，岩性以亚粘土、碎石土、强风化泥质灰岩组成，岩石裂隙发育，拱部无支护时易坍塌	滴水
ZK280+161~ ZK280+220	IV	59	顶板厚 13～41m，岩性以亚粘土、碎石土、强及弱风化泥质灰岩为主，岩石裂隙发育，拱部无支护时可产生较大坍塌，侧壁有时失去稳定，成洞较困难	滴水
ZK280+220~ ZK281+840	III	1620	顶板厚 41～236m，岩性以弱、微风化泥灰岩、泥质灰岩为主，岩石裂隙较发育，拱部无支护时可产生小崩塌，侧壁基本稳定，地震波速较高，成洞条件较好	轻微渗水或滴水
ZK281+840~ ZK281+914	IV	74	顶板厚 1～57m，岩性以弱、微风化泥灰岩、泥质灰岩为主，岩石裂隙较发育，拱部无支护时易坍塌，侧壁有时失去稳定，成洞困难	滴水

表 3.4 寒坡岭隧道右洞围岩级别划分一览表

里程桩号	围岩级别	长度	工程地质条件	水文地质
YK280+081~ YK280+140	V	59	顶板厚 4～22m，岩性以亚粘土、碎石土、强风化泥质灰岩组成，岩石裂隙发育，拱部无支护时易坍塌	滴水
YK280+140~ YK280+180	IV	40	顶板厚 22～38m，岩性以亚粘土、碎石土、强及弱风化泥质灰岩为主，岩石裂隙发育，拱部无支护时可产生较大坍塌，侧壁有时失去稳定，成洞较困难	滴水
YK280+180~ YK280+520	III	340	顶板厚 38～117m，岩性以弱、微风化泥灰岩、泥质灰岩为主，岩石裂隙较发育，拱部无支护时可产生小崩塌，侧壁基本稳定，地震波速较高，成洞条件较好	轻微渗水或滴水

YK280+520~ YK280+640	IV	120	顶板厚 114～140m，主要由弱、微风化泥灰岩组成，岩溶发育隧道开挖可能产生突水、突泥现象	可能产生突水、突泥
YK280+640~ YK281+800	III	1160	顶板厚 52～220m，岩性以弱、微风化泥灰岩、泥质灰岩为主，岩石裂隙较发育，拱部无支护时可产生小崩塌，侧壁基本稳定，地震波速较高，成洞条件较好	轻微渗水或滴水
YK281+800~ YK281+863	IV	63	顶板厚 1～52m，岩性以弱、微风化泥灰岩、泥质灰岩为主，洞身主要由弱、微风化泥岩、砂质泥岩组成，岩石裂隙较发育	滴水

根据室内岩体力学试验，可确定占寒坡岭隧道 90%以上的 III 类围岩的基本物理力学参数如表 3.5 所示。

表 3.5 寒坡岭隧道 III 类围岩主要物理力学指标

力学指标 岩石名称	天然密度（g/m^3）	单轴抗压强度（Mpa）	内摩擦力（Mpa）	内摩擦角（°）	弹性模量（Gpa）	泊松比
灰岩、泥灰岩	2.68	32	8.0	38	30	0.30
粉砂质泥岩、泥质粉砂岩	2.65	15	6.0	35	14	0.029

3.3.3　寒坡岭隧道围岩稳定性评价

（1）左洞稳定性评价

隧道左洞进口段岩性主要为残坡积亚粘土、碎石土及强～弱风化灰岩，出口段岩性主要为弱及微风化泥灰岩、钙质及粉砂质泥岩、泥质粉砂岩；隧道进出口岩石裂隙发育，岩体较破碎，完整性较差，围岩级别为 V～VI 级，成洞条件较差，围岩容易坍塌。

隧道洞身出于弱及微风化泥质灰岩、泥灰岩中，接近出口段局部为弱及微风化泥灰岩、钙质及粉砂质泥岩、泥质粉砂岩，地震波速为 2600～4000m/s，围岩级别以 III 级为主，裂隙较发育，具大块状砌体结构特征，围岩基本稳定，拱部无支护时可产生小坍塌，需采取相应支护措施。隧道施工洞室围岩有轻微滴水、渗水现象，需做好隧道内排水工作。

（2）右洞稳定性评价

隧道右洞进口段岩性主要为残坡积亚粘土、碎石土及强～弱风化灰岩，出口段岩性主要为弱及微风化泥灰岩、钙质及粉砂质泥岩、泥质粉砂岩；隧道进出口岩石裂隙发育，岩体较破碎，完整性较差，围岩级别为 V～VI 级，成洞条件较差，围岩容易坍塌。

隧道洞身出于弱及微风化泥质灰岩、泥灰岩中，地震波速为 2600～3900m/s，围岩级别以 III 级为主，裂隙较发育，具大块状砌体结构特征，围岩基本稳定，拱部无支护时可产生小坍塌，需采取相应支护措施。隧道施工洞室围岩有轻微滴水、渗水现象，需做好隧道内排水工作。

此外，隧道洞身 YK280+520～YK281+640 段处于弱、微风化泥灰岩，该段岩溶发育，可能会遇到大的“管道型”的突水、突泥，对施工造成威胁，围岩级别为 IV 级。施工时应做好地质超前预报，谨防管道突水突泥灾害。

第 4 章　岩溶地区大跨度公路隧道的开挖与支护

隧道是处于复杂地质条件下的建筑工程，它受天然形成的地质状态（如地应力、地质物理参数、地下水、地质断层等因素）和人工开挖操作（如开挖方式、支护方式、支护时间等因素）影响很大。由于隧道所处的地质环境不同，其围岩稳定特性也不同，因此应采用的支护方式和开挖方式也就不一样。

目前隧道的开挖方式主要有全断面开挖方法、台阶法、台阶分部开挖法、导坑法、单侧壁导坑法、双侧壁导坑法等。全断面开挖方法适用于Ⅰ～Ⅲ级围岩，台阶法适用于 III～IV 级围岩，上下台阶之间的距离，能满足机具正常作业，并减少翻渣工作量；台阶分部开挖法适用于 V～VI 级围岩，一般环形开挖进尺以 0. 5～1.5m 为宜；导坑法适用于 V～VI 级围岩，各工序安排紧凑，能保证施工安全；单(双)侧壁导坑法适用于围岩较差、沉降需要控制的隧道。而支护方式通常采用锚喷、锚网喷、锚喷网架、锚喷网架注浆、钢架支护、钢筋混凝土支护、注浆加固和预应力锚索支护等，实际应用中常常采用多次支护、联合支护等形式[53~54]。

4.1　新奥法基本思想

20 世纪 60 年代提出的新奥法施工方法，目前已成为地下工程的主要设计施工方法之一。从 70 年代以来，我国在地下工程的各个领域中，广泛推广渊源于新奥法隧道施工概念而发展起来的现代支护新技术——喷锚支护，至今无论在理论研究还是在工程实践中都已经有了长足的进步。

新奥法隧道施工的主要特点有[42]：

（1）隧道施工的概念与传统的支护理论不同

在上世纪末和本世纪初，隧道工程的设计和施工，普遍采用传统的支护理论与方法。它的基本原理是把岩体视为作用在支护上的荷载。当时所采用的支护主要是木支架和钢支架，配以楔块和背板。这种基于松弛围岩压力假定的传统支护理论，设计出的支护厚度与隧道断面都过分的大，很容易导致围岩的松弛与脱落。后来人们发现，围岩与支护之间不完全是一个载荷与支护之间的关系问题，很多围岩本身就与支护结构共同作用构成承载体，围岩的主动压力总是与隧道的允许变形有关，这就是新奥法在支护理论上的飞跃。

新奥法的主要原理，可解释为这样一种概念，即将隧道断面周围岩石从荷

载的发生者转变为承载者。利用新式支护构件—喷混凝土和锚杆，采用正确的开挖支护顺序和支护方法，其有这样才有可能使支护与围岩的共同作用得以实现。新奥法的主要发明者腊布希维兹(L. V. Rabcwick)教授曾把新奥法定义为隧道施工概念，而不是一种施工方法。这种概念提倡在开挖和加强支护系统工作的顺序上采取某些原则，以使围岩在隧道结构中成为主要的承载成分。所以腊布希维兹曾把美国当时采用的传统支护方法称为用钢支撑的隧道施工法，而认为新奥法应被描述为用围岩支撑的隧道施工法。

（2）既能有效地支护围岩，同时又允许围岩变形

新奥法认为，先施做薄的辅助混凝土衬砌，监测其变形过程，待变形达到稳定状态后才可修筑永久性支护。并认为新奥法建立的基础是需要一个所谓的半刚性衬砌，以作为初期衬砌和促使新平衡状态的实现。这样后期衬砌的目的只是提高安全系数，而且也不是在所有的情况下绝对必要。

（3）锚喷支护应用于破碎岩体

锚杆支护的传统概念是锚杆只能用于锚固隧道上部有可能脱落的岩石，而不能用于节理发育的破碎岩体之中。而新奥法在 60 年代的福尔卡瓦水电站破碎岩体中，第一次成功地使用了锚杆支护，以后又连续地在数个铁道和公路隧道中应用这一新型锚固体系，即支护结构是由喷射混凝土支护和预应力锚杆组成。随着经验积累，发现在极度破碎的岩体中应用系统设置锚杆是比较理想的稳定方法，因为它的变形能力几乎不受限制。另一方面，系统地设置锚杆即便在砂和卵石中也能够形成拱，从而诞生了锚定岩石拱原理。根据这个原理再施加一层喷射混凝土作为永久衬砌。

（4）变形动态与监测施工

新奥法通过围岩压力释放来实现二次平衡，因此通过测量围岩和支护变形动态，控制隧道稳定是新奥法的核心内容。新奥法的变形监测是强调隧道整个断面的测量，我国现在通称它为收敛测量。监测的目的在于可能在短期内判断支护是否需要采取加强措施以维持围岩稳定，并达到最合理的经济效果。这种设计方法称为经验选定断面法，它是建立在经验科学基础上的，因为所有不明显的未知因素，都可以包括在测量控制之中，这些未知因素是当前无法用数学方法计算的。

根据现代力学方法，采用新奥法时要遵守下列主要原则：

（1）分清新奥法隧道施工概念与传统支护原理和方法的本质区别。前者是

以支护—围岩共同作用原理，以保持岩体原有性能不出现有害的松弛，后者是一个支撑为主的支护原理；

（2）形成并保持围岩的三维应力状态，减少其破坏影响；

（3）提高和改善围岩强度，改善其力学性质；

（4）发挥材料作用，采用薄形柔性的支护结构；

（5）进行必要的力学参数试验和流变试验；

（6）重视围岩和支护动态测量工作，它是隧道稳定性和初步设计的基础工作。也是施工期中最后确定支护设计和最佳施工程序的必要工作；

（7）围岩与支护必须紧密接触和全面封闭；

（8）施工时注意不要扰动围岩，开挖后立即按照正确的步骤设置初期的、补强的和永久的支护；

（9）根据围岩变形动态和开挖断面的稳定性调整施工顺序。

4.2　隧道开挖

隧道开挖的基本原则是：在保证围岩稳定或减少对围岩的扰动的前提条件下，选择恰当的开挖方法和掘进方式，并应尽量提高掘进速度。即在选择开挖方法和掘进方式时，一方面应考虑隧道围岩地质条件及其变化情况，选择能很好地适应地质条件及其变化，并能保持围岩稳定的方法和方式；另一方面应考虑隧道范围内岩体的坚硬程度，选择能快速掘进，并能减少对围岩的扰动的方法和方式。

4.2.1　开挖方法

隧道开挖方法实际上是指开挖成形方法。按开挖隧道的横断面分部情形来分，开挖方法可分为全断面开挖法、台阶开挖法、留核心土台阶开挖法、分部开挖法等。

（一）全断面开挖方法

全断面开挖法是按设计开挖断面一次开挖成型（图 4.1），常适用于Ⅰ～Ⅲ级围岩。

全断面开挖的主要优缺点为：

（1）全断面开挖法有较大的工作空间，适用于大型配套机械化施工，施工速度较快，且因工序少和干扰少，便于施工组织和管理。一般应尽量采用全断

面开挖法。但开挖面较大，围岩相对稳定性降低，且每循环工作量相对较大，因此要求施工单位具有较强的开挖、出渣能力和相应的支护能力；

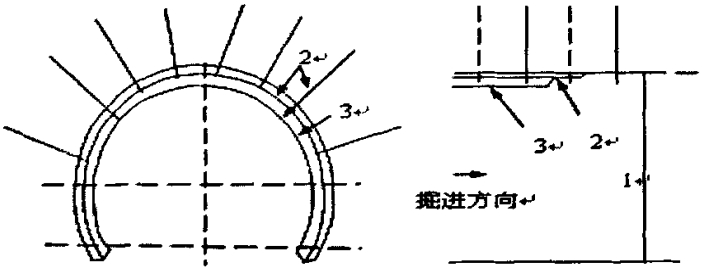
（2）采用全断面开挖，钻爆施工效率较高，采用深孔爆破可加快掘进速度，且爆破对围岩的震动次数较少，有利于围岩的稳定。但每次深孔爆破震动强度却较大，因此要求进行严格的钻爆设计和控制爆破作业。

采用全断面开挖方法的主要注意事项有：

（1）摸清开挖面前方的地质情况，随时准备好应急措施(包括改变施工方法)，以确保施工安全和工程进度。尤其应注意突然发生的地质条件恶化如地下泥石流；

（2）各工序使用的机械设备务求配套，以充分发挥机械设备的使用效率和各工序之间的协调作用，力争环环相扣，在保证隧道稳定安全的条件下，提高施工速度；

（3）在软弱破碎围岩中使用全断面法开挖时，应加强对辅助施工方法的设计和作业检查以及对支护后围岩的动态量测与监控。



1.全断面开挖；2.锚喷支护；3.模筑混凝土衬砌

图 4.1　全断面开挖方法示意图

（二）台阶法开挖

台阶开挖法（图 4.2）一般是将设计断面分上半断面和下半断面两次开挖成型，也有采用台阶上部弧形导坑超前开挖的。台阶法适用于 III、IV 级围岩且含软弱夹层带或节理发育地段。根据围岩的破碎程度，台阶法又可分为长台阶法、短台阶法、超短台阶法。

台阶法开挖的主要优缺点为：

（1）台阶开挖法可以有足够的工作空间和相当的施工速度。但上下部作业有干扰；

（2）台阶开挖虽增加对围岩的扰动次数，但台阶有利于开挖面的稳定。尤

其是上部开挖支护后，下部作业就较为安全，但应注意下部作业时对上部稳定性的影响。

采用台阶法开挖的主要注意事项有：

（1）台阶长度要适当。按台阶长短可分为长台阶、短台阶、微台阶三种。选用何种台阶，应根据两个条件来确定：其一是初期支护形成闭合断面的时间要求，围岩稳定性愈差，闭合时间要求愈短；其二是上半断面施工时开挖、支护、出渣等机械设备所需的空间大小的要求；

（2）解决好上、下半断面作业的相互干扰问题。微台阶基本上是合为一个工作面进行同步掘进；长台阶基本上拉开，干扰较小；而短台阶干扰就较大，要注意作业组织。对于长度较短的隧道，可将上半断面贯通后，再进行下半断面施工；

（3）下部开挖时，应注意上部的稳定。若围岩稳定性较好，则可以分段顺序开挖；若围岩性较差，则应缩短下部掘进循环进尺；若稳定性更差，则可以左右错开，或先拉中槽后挖边帮。

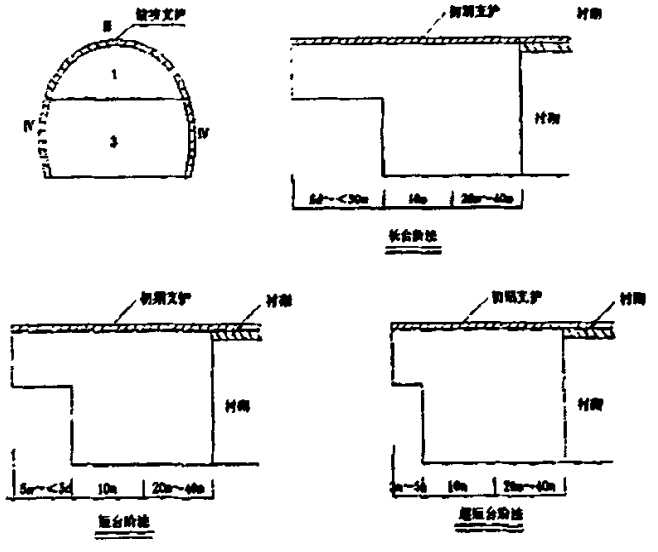


图 4.2　台阶法开挖示意图

（三）留核心土台阶法开挖（图 4.3）

由台阶法变化而来，上台阶超前 2 倍洞跨，主要应用在采用短台阶法开挖遇到土质、涌水、掌子面坍塌等段落。特点是：施工调整不大，在遇到短距离围岩变化时可优先采用，能较快提高施工的安全性，但工序增多，进尺较短（一

般不超过 1m)。主要优缺点和施工注意事项与台阶法施工相同。

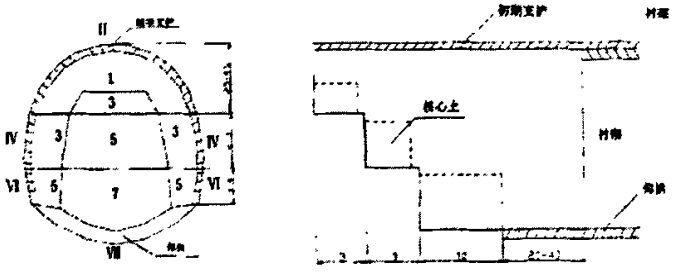


图 4.3　留核心土台阶法施工示意图

（四）分部开挖法

分部开挖法是将隧道断面分部开挖逐步成型，且一般将某部超前开挖，故可称为导坑超前开挖法。常用的有上下导坑超前开挖法、上导坑超前开挖法、单(双)侧壁导坑超前开挖法等（图 4.4)。

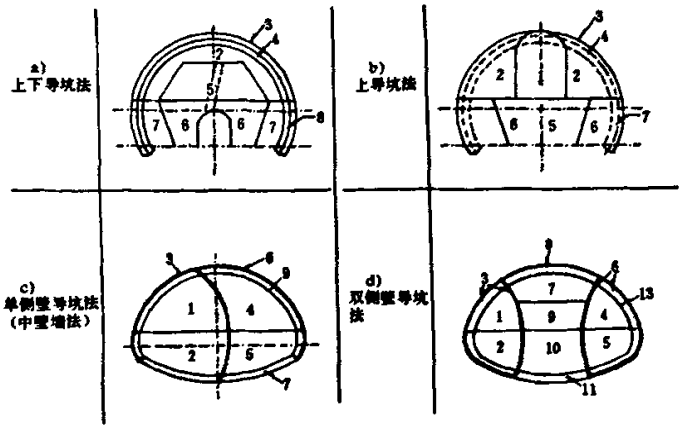


图 4.4　分部开挖法施工示意图

分部开挖法的主要优缺点为：

（1）分部开挖因减少了每个隧道的跨度(宽度)，能显著增强隧道围岩的相对稳定性，且易于进行局部支护，因此它主要适用于围岩软弱破碎严重的隧道或设计断面较大的隧道中。分部开挖由于作业面较多，各工序相互干扰较大，且增加了对围岩的扰动次数，若采用钻爆掘进，则更不利于围岩的稳定，施工组织和管理的难度亦较大；

（2）导坑超前开挖，有利于提前探明地质情况，并予以及时处理。但若采用的导坑断面过小，则施工速度就较慢；

分部开挖法施工时注意事项有：

（1）因工作面较多，相互干扰大，应注意组织协调，实行统一指挥；

（2）由于多次开挖对围岩的扰动大，不利于围岩的稳定，应特别注意加强对爆破开挖的控制；

（3）应尽量创造条件，减少分部次数，尽可能争取用大断面开挖；

（4）凡下部开挖，均应注意上部支护的稳定，减少对上部围岩及支护的扰动和破坏，尤其是边帮部位开挖时。

4.2.2　光面爆破

光面爆破在隧道工程中的应用已经十分广泛，它不仅能提高隧道的掘进速度，科学有效的控制爆破还能避免超欠挖，保证后期支护效果。在设计和施工中，习惯上更注重喷锚支护和围岩的收敛变形量测，而往往忽视爆破的效果及效应所带来的后果。实际上，爆破作为隧洞施工中最主要的工程活动，不是一种单纯的开挖手段，它所产生的效果（如开挖的轮廓、平整度、有效进尺等）和效应（如对围岩的强烈冲击、应力波在隧洞中的传播、空气冲击波的传播等）都会对围岩和喷锚支护系统产生重要影响，从而削弱广义支护结构的支护效果。

光面爆破的实质就是在隧道掘进设计断面的轮廓线上布置加密的周边眼，减小药包直径，减少装药量，采用低密度和低爆速的炸药，以控制炸药爆破能量及其作用，降低爆炸冲击波的峰值作用，削减它在岩石中引起的应力波强度，避免在炮孔周围产生压碎区，而使爆破作用集中到需要爆落的一侧岩体上，减弱对原岩体的破坏作用。

光面爆破的主要优点为[55]：

（1）光面爆破对围岩的破坏要轻微得多，围岩松弛带的范围只有常规爆破方法的 1/3 到 1/2，从而提高了围岩的稳定性，减少支护工作量；

（2）光面爆破可以大大地减少隧道的超欠挖量，提高施工质量，加快施工进度，并节省大量的混凝土。

（3）采用光面爆破，围岩的壁面平整，危岩少，找顶工作量简单，减少了表面应力集中，增强了围岩的稳定和施工安全，并为喷锚支护创造了条件。

（一）光面爆破机理

对于光面爆破岩体断裂机理，迄今仍未有一个统一、公认的理论只是先后从不同的动力角度提出了三种理论解释[56]。

（1）应力波叠加作用理论

当周边炮眼同时起爆后，以炮眼为中心的圆柱形应力波很快从每个炮眼向外扩展。波峰在两炮眼之间相遇，这一区域的围岩承受来自两炮眼的径向压力。波峰切线方向产生拉应力。当两波相遇后，则因产生波的叠加而增强。在垂直于两炮眼之间连心线上的拉应力也增大，当此合成拉应力超过岩石的极限抗拉强度时，在两炮眼之间首先产生裂缝，然后沿连心线向两炮眼方向发展，最后形成断裂面。

应力波叠加理论要求一排炮眼同时起爆，但实际上很难做到。特别对工业雷管，起爆时差通常达到几毫秒至几十毫秒，相邻炮眼间距一般为几十厘米，要使相邻炮眼产生的压应力波波峰压力在炮眼连心线之间相遇是难以实现的。假如炮眼间距为 30cm，应力波速度为 3000m/s，则起爆时差为 0.1ms 时，波不会在孔间相碰发生叠加干涉。动光弹摄影资料观察表明，爆破裂缝是从炮孔壁首先开始，沿连心线向炮眼中间发展的。

（2）爆生气体准静态压力作用理论

该理论认为爆生气体的准静态压力作用是产生贯穿裂缝的主要原因。光爆眼装药是在不偶合条件下爆炸，由于空气间隙的缓冲作用，作用于炮眼壁的冲击波压力急剧下降，减小了破碎区，只剩下几条径向裂缝，在较长时间内炮眼处于一定准静压力作用下。相邻炮眼起爆后，在准静压力作用下在炮眼连心线上各点产生很大的切向拉应力，而在连心线与炮眼相交处产生应力集中程度很高的拉应力。炮眼间距适合时，在炮眼壁上应力集中处将首先出现拉伸裂隙，然后在爆生气体的作用下，裂隙沿连心线延伸，最后形成具有一定宽度的贯通裂缝。在裂缝形成过程中爆生气体的高压准静态作用，是形成裂缝贯通的主要动力。

爆生气体准静态压力作用理论着眼于气体作用的分析，强调在不藕合系数适当大时，炮眼壁与两炮眼中心连线交会处产生应力集中，开裂出孔壁开始。这个理论忽视了应力波的动力作用。

（3）应力波与爆生气体共同作用理论

该理论认为，炮眼装药爆炸后，应力波的作用是在炮眼周围造成一圈稠密的径向微裂隙。爆生气体准静压力作用于随机微裂隙的炮眼壁上，炮眼间形成准静应力场，使径向裂隙进一步发展而贯通。相邻炮眼起爆时差不同、应力波和爆生气体压力作用情况也不同，裂缝形成机理也各异。

然而，由于应力波作用产生的微裂隙属随机分布，当爆生气体准静压力作用下形成的“气刃效应”使这些微裂纹扩展时，不可能仅使相邻炮眼连线方向的微裂隙得以扩展，其他的实情不符合。事实上，由于任意两相邻炮孔都不可能在使用工业起爆器材的条件下实现瞬间同时起爆，因而先起爆炮眼的准静态应力场就完全可能与后爆破眼的应力波相叠加而产生定向开裂效果。

（二）光面爆破主要参数的确定

光面爆破的凿岩爆破参数包括周边的炮孔间距 a、最小抵抗线 W、炮孔密集系数 m、不耦合系数 K、装药量等。

（1）周边孔间距 a

周边孔间距是控制开挖轮廓面平整程度的基本因素，根据实践经验，光面爆破的炮孔距 a 与炮孔直径 d 的关系为：

$$a=(10\sim15)d \tag{4.1}$$

（2）炮孔密集系数 m 和最小抵抗线 W

周边孔的密集系数 m 为间距 a 与最小抵抗线 W 的比值为：

$$m=a/W \tag{4.2}$$

瑞典兰格佛尔斯的试验结果表面，m=0.5～0.8 时，得到的平整度较好。苏联莫斯特夫建议的炮孔密集系数 m 值，如表 4.1 所示。

表 4.1 炮孔密集系数与岩石强度的关系

岩石强度（Mpa）	<60	60~80	80~100	>100
$m=a/W$	1.3~1.1	1.1	1.0	0.8~0.7

《矿山井巷工程施工及验收规范》(GBJ213-79）建议 m 值为 0.8～1.0；《铁路隧道工程技术规则》建议 m 的值为 0.65～1.0。

(3)装药量 q_1 和装药不耦合系数 K

装药量是指每米炮孔的装药重量（kg/m 或 g/m），它是光面爆破的重要参数之一。装药量与岩石的坚固性系数和岩石的结构面分布有关，取值可按类比法或现场试验确定，范围在 50~300g/m 之间，其值不宜过大，否则失去光面爆破效果。

不耦合系数指炮孔直径与装药直径的比值，该值大小关系到爆破后炮痕保存率和炸药对围岩的破坏程度。显然 K 值越大，炮痕保存率越高，围岩受破坏越小。K 值的范围在 1.5~2.4 之间。

（4）光面爆破参数一般通过试验或按规范初步确定，施工中可按照选定的

参数，总结每次爆破效果，测量炮痕保存率和轮廓的不平整程度；采用声波测量仪时，可测定围岩受爆破影响的程度。根据实际情况不断调整光爆参数。

(5)装药结构和起爆

按照光面爆破要求，装药延炮孔应纵向均匀分布，并有合理的不耦合系数。当炮孔较浅时（≤2m），可采用连续装药；炮孔较深时，若装药连续会因装药量少而集中于炮孔底部，所以应采用导爆索连接的空气间隔装药，这样才能保证钻凿的岩体全部爆落。

光面爆破采用现场制作的小药卷，药卷直径按照不耦合系数确定。光面爆破应使用毫秒微差雷管，且周边孔一般应同段起爆才能保证光面爆破效果。炮孔的爆破顺序及分段段数应根据地下工程断面大小确定。

（6）光面爆破的凿岩与爆破质量标准

进行光面爆破可大大减少爆破对围岩的破坏作用，使爆破超挖量明显减少。由于凿岩孔位误差和因设备因素产生凿岩外斜而造成的超挖不可避免，但超挖量应限制在一定范围内。最大超挖值为凿岩孔位误差最大值和凿岩外斜最大值之和，它限制了最大孔深。平均超挖值按公式（4.3）进行计算：

$$\Delta R = a + 0.5L\tan\alpha \tag{4.3}$$

式中：ΔR——平均超挖值（cm）；a——凿岩孔位误差值（cm）；L———次进尺长度（cm）；α 凿岩偏角。

超挖量是隧道工程施工中一个重要的指标，它不仅关系到开挖岩石方量，还关系到支护和衬砌混凝土方量。III、IV级围岩光面爆破的开挖质量标准参数为：径向平均超挖深度≤15cm，最大超挖深度≤25cm；炮痕保存率≥50%；隧道岩面要求没有明显可见爆震裂缝。

4.3　支护方法

隧道施工支护一般采用喷射混凝土、锚杆支护、挂钢筋网和钢支撑等方法，根据不同施工情况，往往把这几种方法组合起来使用[57]。（图 4.5）

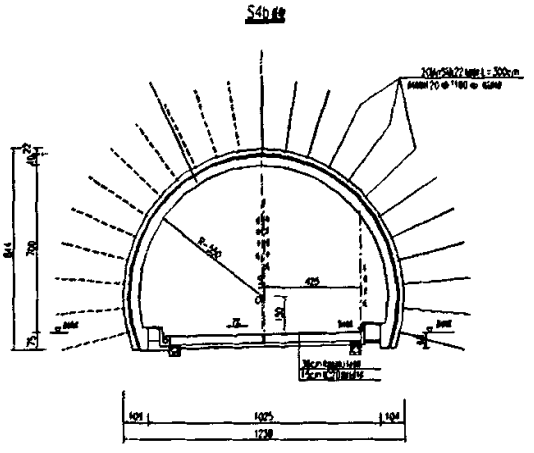


图 4.5 隧道施工支护断面示意图

4.3.1　喷射混凝土

（1）喷射混凝土的支护机理

向洞室内表面围岩喷射混凝土，能使被裂隙分割的岩块体粘接起来，保持岩块体的咬合和镶嵌作用，通过提高岩块体的粘接力和摩擦力来有效的防止围岩松动，并避免或缓和了应力集中现象的发生，而且给围岩表面以抗力和剪力，使围岩处于有利于稳定的三轴应力状态，并通过喷混凝土层自身的结构刚度，来阻止不稳定体的坍塌。

喷射混凝土自身有一定的刚度，能够抵抗岩土体的坍塌，并且往往和其它支护方法共同作用，承受支护结构的受压变形，因此喷射混凝土支护方法是现代隧道施工最常用的方法之一。

（2）喷射混凝土工艺流程（图 4.6）

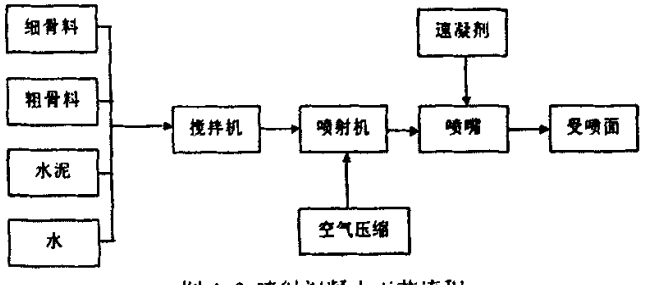


图 4.6 喷射混凝土工艺流程

（3）喷射混凝土施工要点

①选用普通硅酸盐水泥，细度模数大于 2.5 的洁净砂（中粗砂），粒径 5～12mm 连续级配碎(卵)石，化验合格的拌合用水；

②严格按配合比称重拌合，配合比和其混凝土搅拌的均匀性每班检查两次；

③喷射混凝土施工前，检查隧道断面尺寸，对超欠挖及开裂、崩解等破损岩石进行清理和处理;并用高压水(或风)冲洗岩面；

④喷射混凝土作业采用分段分块，自下而上的顺序进行：喷嘴做反复缓慢的螺旋形运动，螺旋直径约 20～30cm，同时掌握风压、水压及喷射距离，减少混凝土回弹量；

⑤分层喷射间隔时间不得太短，要求在初喷混凝土终凝以后再进行复喷。当间隔时间较长时，复喷前应将初喷混凝土表面清洗干净，且复喷时应将凹陷处进一步找平；

⑥喷射混凝土终凝 2 小时后，及时喷水养护，养护时间不少于 15 天；

⑦下次爆破距喷射混凝土完成间隔时间不得小于 5 小时。

4.3.2　锚杆支护

（1）锚杆支护机理

在岩土体中打入锚杆，能约束岩土体的变形，并通过向围岩施加压力，使原来处于二轴应力状态的洞室内表面的围岩保持三轴应力状态，从而阻止了围岩体刚度的恶化，尤其是松动区内围岩的刚度，即围岩的力学性能指标 C、Φ值。

通过在岩土体中的系统锚杆的作用，在岩土体中形成了被约束变形的岩土体加固圈，形成了能够承受外部荷载的岩土体承载拱，与岩土体共同承受外部荷载，增强了岩土体的稳定性。

（2）锚杆施工工艺流程（图 4.7）

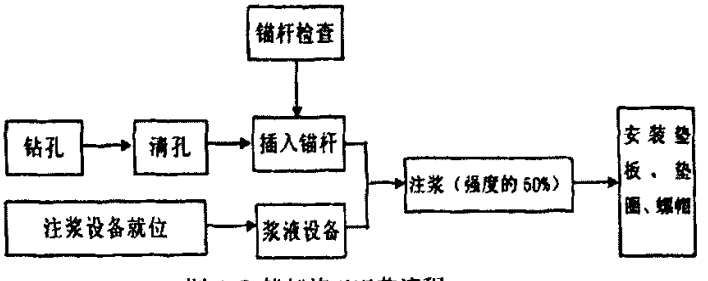


图 4-7 锚杆施工工艺流程

（3）锚杆支护施工工艺要点

施工的质量，主要是保证注浆或锚固剂质量。注浆中必须一边排气，一边注浆，使浆液饱满。使用锚固剂时应确保锚固剂填塞饱满。

①材料选择确定

1)水泥使用标号不低于 42.5MP 的硅酸盐水泥；

2)砂的粒径不大于 2.5mm（中细砂），使用前应过筛，严防石块和杂物等混入；

3）锚固剂初凝时间不应大于 10 分钟，终凝时间不应大于 15 分钟，规格应采用 ϕ32×250 mm；

②砂浆配合比确定

根据锚杆设计长度均大于或等于 3m，视情况选用先插后注或先注后插的施工方法，砂浆配合比为:水泥:砂==1:1，水灰比一般为 0.55～0.50(为确保注浆质量，掺入适量膨胀剂)；

③先插后注的施工工艺

1)对向下的锚杆，应将注浆管插入孔底，随后边注浆边向外拔注浆管，直到注满为止；

2)对向上的锚杆，应采用排气注浆法，即将内径 5.5mm 壁厚 1-1.5mm 的 PE 软塑料排气管沿锚杆全长固定于杆体上，并在孔外留 1m 左右长的富余长度；

3)将锚杆缓慢送入孔中至设计位置，将长 250～300mm，外径 25mm 左右的薄壁钢管用早强或超早强水泥固定在孔口位置并将孔口堵密；

4)三天后安装垫板并拧紧螺帽；

5)在安装锚杆垫板时，应确保垫板与锚杆体垂直；

④药卷锚杆的施工工艺

1)用高压风清扫钻孔内的浮尘杂物以便能更好的发挥出锚固剂的性能；

2)使用锚固剂前，先将其浸入水中约 1 分钟左右，以水中不冒气泡为止，即可取出，若是涌水段以下锚固或堵隙止水时，则锚固剂浸入时间以 20～30 秒即可取出；

3)将浸水后取出的锚固剂逐条依次用专用工具（木棍或炮棍等）装入锚杆孔，并逐条压实，立即用锚杆钻机在 2 分钟内将锚杆杆体推入锚杆孔底，并继续转动 10 秒钟，卸下转动及联接套管，用木楔或石头把杆体尾部临时固定在钻孔的中央（固化前不要时杆体移动或晃动），如需用托板的锚杆，30 分钟后安装

托板旋螺母即可承载。

⑤锚杆施工注意事项

1)锚杆钻孔分布成交错式，并尽量与所在曲面法向方向重合；

2)钻孔前进行浮石等的检查，并加以清除；钻孔后要清孔；

3)注浆人员的防护配备要整齐；

4)做好作业脚手架的日常安全检查。

4.3.3　挂钢筋网

（1）挂钢筋网的机理

钢筋网通常是与锚杆连接在一起使用的，由于锚杆布设有一定的间距，而锚杆约束作用之间的岩土体就非常薄弱，易发生坍落，为此在锚杆之间用钢筋网连接，可以使松散的岩土块体处于三轴应力状态中，保持稳定作用。同时锚杆之间相互连接，减小了由于单个锚杆失效，造成局部坍落的可能性。

（2）挂钢筋网施工工艺要点

①钢筋网应根据支护的围岩面的实际起伏形状铺设，在喷射了一层混凝土之后再铺设，第一层混凝土厚5cm；

②钢筋网应与锚杆连接牢固，牢固程度以喷射混凝土时不产生颤动为原则；

③开始喷射时，应减少喷头至受喷面之间的距离，并调节喷射角度，使钢筋网背阴面也能塞满混凝土；

④喷射过程中，要随时注意清除脱落于钢筋网上的混凝土，以保证喷射混凝土质量。

4.3.4　钢支撑

（1）钢支撑作用的机理

钢支撑是利用支撑结构自身的刚度来稳定岩土体，控制岩土体的变形，一般在工作面开挖完成后，按设计间距立刻安装，这样能够充分发挥钢支撑的作用，稳定岩土体。

钢支撑主要用于岩土体自身稳定性极差的地层，通常有两种形式，一种是用钢筋制作的格栅钢架结构，另一种是用型钢制作的工字钢支撑。并且钢支撑经常与喷射混凝土、锚杆、钢筋网同时使用，以确保岩土体的稳定。

（2）钢支撑施工工艺要点

对于Ⅳ级围岩及以上地层，可采用格栅或工字钢钢支撑，钢格栅采用 4 根 Φ25 螺纹钢作为主筋，辅以连接筋、箍筋焊接而成；工字钢钢支撑采用 I18 以上工字钢加工而成；拱部钢支撑分成 2～3 段，在洞外加工成型，洞内安装时采用螺栓连接，钢支撑的间距视地质情况在 0.5～2m 之间。每榀钢支撑之间应设纵向筋使之与钢支撑焊接为一体，钢支撑环向应增加锚杆，锚杆与钢支撑焊接，尤其应增加锁脚锚杆。需要安装钢支撑地段，应注意开挖断面净空尺寸不影响衬砌钢筋的安装。

4.3.5　注浆导管超前支护

（1）注浆导管超前支护机理

超前注浆导管在超前支护方法上其作用类似于超前锚杆，纵向支撑松散的岩体，在隧道开挖的开挖轮廓线施做，由后部的钢支撑和前方未开挖部分岩土体支撑起中间部分的岩土体，起纵向梁作用。

同时由于通过对导管内注浆和砂浆锚杆注浆，浆液将进入岩土体的裂隙中，形成刚度较大的土层加固圈，提高了岩土体的稳定性。这种方法对于裂隙发育的块状岩体效果为佳，超前注浆导管的对岩土体的注浆加固作用较超前锚杆效果要突出。由于向岩土体内注入了浆液，填补了岩土体中裂隙，不但提高了岩土体的力学性能指标，同时起到了防水的作用，地下水往往会降低围岩等级，不易使岩体失稳，发生坍塌，因此，这种方法对于含水地层的支护加固效果尤其显著。

（2）注浆导管超前支护工艺流程图（图 4.8）

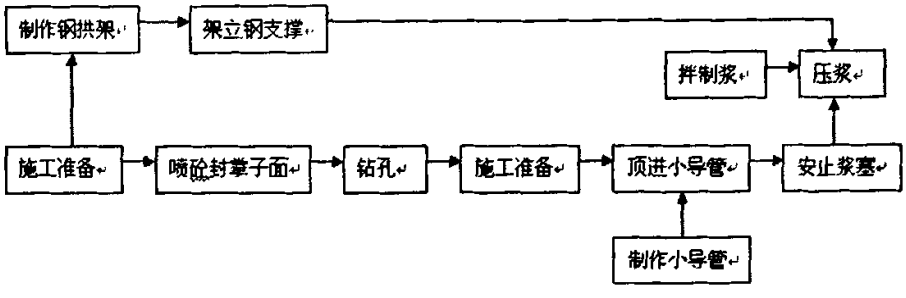


图 4.8　注浆导管超前支护工艺流程图

（3）注浆导管超前支护施工工艺要点

1）根据地质设计文件及施工中的地质预报，在围岩不稳定地段，采取超前

在围岩相对较好的地段可以采用Φ22以上的螺纹钢锚杆，而在围岩较破碎、节理较发育的地段采用Φ42的钢管超前预注浆固结破碎围岩进行超前支护，以增加围岩的自身稳定性。

小导管采用Φ42的钢管现场加工而成，端部切割成锥形便于顶入，尾部应考虑与注浆管的连接。管身上梅花形布置中Φ6～Φ8的小孔作为出浆孔，孔距0.3～0.4 m，导管长3.0～5.0 m，施工时首先按照小导管安装间距，在开挖轮廓线以外画出钻孔位置，采用钻孔台车钻孔。外插角5～15°，然后将小导管顶入，在对掌子面实行喷砼封闭，以形成止浆墙，防止注浆时浆液漏出。

接着在小导管尾部安装钢拱架，钢拱架采用I18以上工字钢，其间节点板螺栓连接，分段以便于操作为度。小导管尾部与钢拱架牢固焊接。钢拱架两榀之间采用Φ22钢筋作拉杆焊接成一体。两排小导管在洞轴线方向要有不小于1.0 m的重叠。必要时，可采用中Φ100钢管作导管，在加强超前支护时采用即管棚法施工。

小导管注浆须在掌子面喷砼达到可以止浆强度时开始，从小导管尾部用注浆泵注浆。采用单液注浆，水灰比在1:1.5、1:1、1:0.8三个中选取，注浆时由稀到浓逐渐变换。为使注浆后尽快达到预期强度，及时开挖，水泥宜选用早强型，并填加适量的早强剂。压浆时如遇压浆量大而应力不升高时，则应及时调整浆液度或采用间歇式注浆，使浆液在裂隙中有相对的停留时间，以便凝结。

2）超前支护完成后，可开始上半洞的开挖。对稳定性差的地段采用双侧壁导坑法施工。即先开挖两侧导洞，后挖中间的预留核心土。该方法对于大断面隧洞软弱岩层有着施工安全、方便支撑的优点，能够有效的防止洞顶塌方。

在施工中，左右两侧导坑相错开挖，及时进行支护和喷射混凝土作业进行封闭。开挖核心土上部，其高度以2.0m为宜，以方便人员支护操作为原则，开挖后及时连接安装钢支撑，施工径向锚杆挂钢筋网，然后喷射混凝土使之封闭成环，最后将核心土下部一次爆破到位。施工之中采取“短进尺、弱爆破、快封闭”的原则，每排进尺在1.5m～2.0m。

4.3.6 管棚超前支护

（1）管棚超前支护原理

管棚施工方法主要用于岩土体的成拱效果极差的岩土体地层，这种地层由于地层自重，产生较大的岩土体侧向压力，隧道内会发生纵向的坍塌，引起前

于地层自重，产生较大的岩土体侧向压力，隧道内会发生纵向的坍塌，引起前方地层的陷落。

为确保进洞的安全，首先在洞口部位施工管棚，采用直径较大的钢管超前布置在开挖的外轮廓线，超前的距离较大，形成纵向钢梁的作用，可以有效的减小由于岩土体自重产生的侧向压力，稳定前方地层。

（2）管棚超前支护工艺流程图（图 4.9）

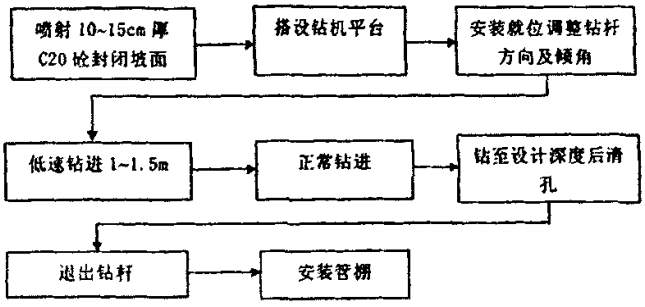


图 4.9　管棚超前支护工艺流程图

（3）管棚前支护施工工艺要点

为保证管棚接头错开 2m 以上，钢管采用 3m 和 6m 两种规格，事先对钻孔进行编号，3m 和 6m 钢管环向、径向交错使用。钢管之间采用管箍连接，管箍长度为 150mm，上满丝扣。钢管第一节前端加工成尖锥状，以利于导向插入，钢管上按Φ＝500mm 梅花型钻注浆孔。孔径为 10mm，最后一节钢管尾部 4m 范围内不钻孔，管棚安装采用人工和钻机顶入（施工中若遇坍孔，则重新调整钻补位）。

4.4　隧道穿越岩溶地区施工处理技术

根据以往施工的经验，对溶洞段需采用物探与钻探相结合的超前地质预报预测，即：用物探大范围探测发现目标、排除疑难点，再用钻探验证确认，然后对症采取措施。具体工序流程图如图 4.10 所示。

依据超前地质预报的成果，以岩溶的状况和性质将其分为溶缝、溶槽、溶管和溶洞。大量的施工经验表明岩溶隧道施工成败的关键是岩溶水的处理，对付岩溶水的方法，不外乎采用排、堵两种方案或其组合。对于有承压水的溶洞区域，直接封堵会十分困难，应采用“先引后堵，排堵结合”的施工原则，溶洞区域有流动水但水压在 1.0MPa 以下，可布置降水井减压，同时注意监测周围环境，先注浆封堵突水通道然后注浆充填。如溶洞区域有流动水，且水压超过

1.0MPa，先要摸清水流路径流向，利用明挖竖井在隧道范围外适当部位设置过水通道，对流经隧道范围内的岩溶水进行引排处理，然后再回填注浆固结。当溶洞区域地下水压≤0.5MPa 时，应以“封堵加固、综合治理”为施工原则，采用超前帷幕预注浆直接封堵突水通道与注浆充填。溶洞分类施工处理方法见表 4.2[58~59]。

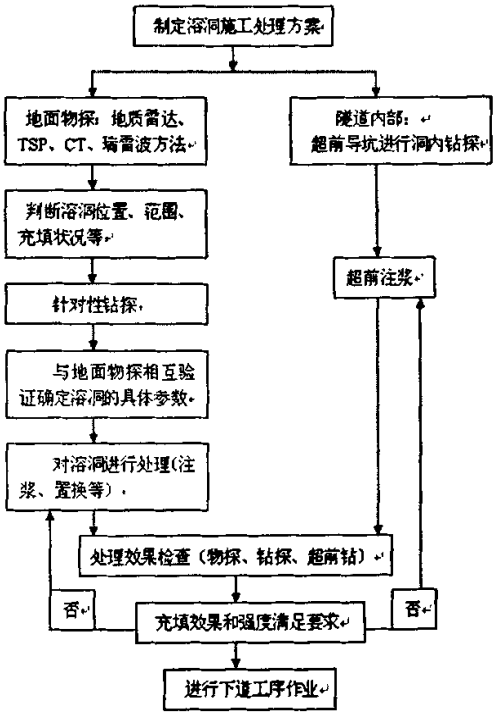


图 4.10　隧道穿越溶洞地区施工工艺流程图

表 4.2　溶洞施工处理措施简表

序号	溶洞类型及状况	处理措施	备注
1	无水和地下水小，充填密实，小溶洞	利用勘探孔，注单液水泥浆	高度小于 2m，体积小于 5m³ 的为小溶洞，否则为大溶洞
2	有流动水，充填部密实的小溶洞	利用勘探孔，注水泥—水玻璃浆	
3	无水和地下水小，充填密实的大溶洞	在勘探孔基础上加注浆孔，注水泥—水玻璃浆液	
4	无水和地下水小，充填不密实的大溶洞	在勘探孔基础上加注浆孔，向溶洞内填砂井注水泥—水玻璃浆液	
5	流水较大，充填物较少的大溶洞或地下暗河	结合实际情况，从地表向下挖竖井，利用竖井充填混凝土，并进行注浆	

针对溶洞特别是多层次的溶洞，注浆方式宜采用地表深孔提升式逐段反复

预注浆施工工艺，对溶洞进行充填和固结其充填物；对于隧道结构底板以下影响范围的溶洞，则通过注浆加固处理。注浆可选择流动性和灌注性好、细颗粒的超细水泥、HSC 超细早强水泥、普通水泥及水玻璃等材料配制的单液或双液浆，配合比根据现场试验选定。

注浆充填与加固时，有些施工工艺和方案要根据现场情况进行试验比选；完成后要进行效果的检查。即：强度检查和密实度检查。

1)强度、密实度检查采用钻孔取芯的方法，在原有钻孔的基础上，梅花形布置钻孔。如取芯强度达到 1. 5MPa 以上时，即可认为强度达到设计要求；

2)利用检查钻孔，必要时采用 CT 法对溶洞加固效果进行确认和验证；

3)注浆回填效果如达不到要求，则利用检查孔，再进行深孔注浆补充加固；

4)隧道内处理溶洞，当超前钻探测到溶洞时，即利用探测孔，根据溶洞大小和充填物性质的不同向溶洞内压注不同的浆液进行充填处理。然后再用超前钻检查前方溶洞的处理效果，密实度和强度达到要求再掘进。

4.5　寒坡岭隧道施工方案选定与施工工艺研究

4.5.1　寒坡岭隧道施工方案

寒坡岭隧道(1803m)为沪蓉国道主干线湖北省恩施至利川高速公路第 10 标段的重点控制性隧道。

隧道开挖的基本原则是在保证围岩稳定，或减少对围岩扰动的前提条件下，选择恰当的开挖方法或掘进方式，并尽量提高掘进速度。在施工中要坚持先探后挖的施工原则，将超前地质预报纳入施工循环，不探明前方地质不开挖。在不良地质地段，隧道主要施工顺序是：超前地质预报→超前支护→开挖→初期支护→仰拱开挖及浇筑砼→铺设防水板→拱墙二次衬砌。

根据寒坡岭隧道的围岩条件，不同的围岩等级采用不同的开挖方法：

（1）对于Ⅱ、Ⅲ级围岩，由于围岩整体性较好，自稳性强，采用全断面开挖，开挖进尺控制在 2.5～3.0m；

（2）对洞口浅埋Ⅳ级围岩地段在超前管棚的支护下采用台阶分部法开挖，即拱部环形开挖留核心土，下断面分左右侧交错开挖，环形开挖进尺控制在 0.6～1.0m，上下台阶长度控制在 10～15m；

对洞口浅埋Ⅴ级围岩地段在超前大管棚的支护下拟采用中隔墙法分部开挖，开挖进尺控制在 0.5m 左右，台阶长度控制在 5～10m；

（3）对洞身 IV 级围岩在超前小导管的支护下拟采用台阶法开挖，即先完成上台阶开挖后再分左右侧交错开挖下台阶，开挖进尺控制在 1.5～2.0m，台阶长度控制在 20～30m。

按新奥法原理组织施工，寒坡岭隧道开挖采用光面爆破或预裂爆破设计，掏槽设计均采用楔形掏槽形式，爆破采用塑料导爆管光面爆破工艺，保证隧道轮廓尺寸，减少超欠挖。对于 IV 级(有地下水)及 V 级软弱破碎围岩遵循“弱爆破、短进尺、强支护、早封闭、勤量测”的原则组织施工，达到爆破周边圆顺，减少爆破对周边围岩的扰动和降低劳材消耗。

隧道衬砌采用复合式衬砌：

（1）初期支护紧跟隧道开挖，湿喷砼采用 HLS 微纤维砼，II、III、IV 级围岩的拱部及 V 级围岩的拱墙采用 HBC25N 组合式中空注浆锚杆，其余采用 ϕ22 的砂浆锚杆和药卷锚杆，IV、V 级围岩地段设格栅或型钢钢架加强支护；对于洞口浅埋地段、围岩富水、断层软弱带等不良地段，采取超前大管棚或小导管注浆、超前锚杆预支护手段；

（2）防水板采用作业台架人工无钉铺设工艺施作。仰拱紧跟工作面，为解决仰拱灌注与出碴的干扰问题，仰拱采用半幅施工方法待先行施工的半幅仰拱达到设计强度后，在开挖施工另外半幅。二次衬砌适时施工，隧道衬砌采用液压衬砌台车，左右洞各配一台 12m 长衬砌台车及砼运输车和砼输送泵，衬砌在围岩及初期支护收敛稳定后施作。

4.5.2　寒坡岭隧道施工工艺

4.5.2.1　隧道进出洞口施工

隧道进口段地形坡度 25°～30°左右，岩性主要为残坡积亚粘土、碎石土及强～弱风化灰岩。出口段地形自然坡度 45°～50°左右，岩性主要为弱及微风化泥灰岩、钙质及粉砂质泥岩、泥质粉砂岩。进出口段岩石裂隙发育，岩体较破碎，完整性较差，围岩级别为 IV~V 级，成洞条件较差。

由于隧道进出口段围岩条件较差，因此在完成洞口开挖及地表处理后，根据设计要求先施工洞口明洞或护拱，以稳定洞口；进洞前先采用进行超前支护施工，在超前支护下，洞口浅埋地段采取中壁法或台阶分部法施工，并紧跟初期支护，尽快安排二次衬砌以封闭成环，稳定围岩。隧道进口在长管棚的超前支护下，采用中壁墙法进洞；隧道出口在小导管的超前支护下，采用台阶分部法进洞。

（1）隧道进口施工（V 级围岩）

对洞口浅埋 V 级围岩地段在超前大管棚的支护下拟采用中隔墙法分部开挖，每侧循环进尺控制在 0.5m 左右，台阶长度控制在 5～10m。首先在超前支护下，对中隔墙上断面左右侧交错进行弱爆破开挖，紧跟施作左右拱部初期支护及中间临时初期支护；完成上断面临时仰拱后，再左右侧交错开挖下断面，紧跟施作左右边墙初期支护及中间临时初期支护；完成开挖后，拆除中间临时初期支护及临时仰拱；最后进行仰拱开挖，并及时予以封闭成环。隧道左右侧拱部采用挖掘机扒碴至下部，再采用 ZLC50 型装载机装碴，15t 自卸汽车运碴

（2）隧道出口施工（IV 级围岩）

洞口浅埋 IV 级围岩采用台阶分部法开挖，即拱部环向开挖留核心土法施工。首先在超前锚杆的支护下，人工持 YT—28 凿岩机对隧道拱部环向钻眼，弱爆破，拱部开挖高度约 4m，中部留核心土，每循环进尺控制在 1.5m，紧跟施作拱部初期支护；再开挖核心土，弱爆破后采用挖掘机从上台阶扒碴至下台阶，采用 ZLC50 型装载机装碴，15t 自卸汽车运碴；下台阶分左右交错开挖，交错长度控制在 5m 以内，随下台阶左右交错开挖紧跟施做左右边墙初期支护；最后开挖仰拱，并及时予以封闭成环。

4.5.2.2　隧道洞身施工

隧道洞身段主要处于弱、微风化泥质灰岩、泥灰岩，接近出口段局部为粉砂质泥岩，钙质泥岩，岩体完整性较好，围岩级别以 III 级为主，局部与 IV 级围岩交接，成洞条件较好。

III级围岩地段采用全断面法开挖，简易台车、人工气腿式凿岩机钻眼，每循环进尺控制在 3.0m，光面爆破，爆破后先进行拱部初喷砼 3～5cm，再采用 ZLC50 型装载机装碴，15t 自卸汽车运碴。完成出碴后按设计要求挂网、打锚杆并复喷砼至设计厚度，及时封闭。

对洞身 IV 级围岩采用台阶法开挖，台阶长度可控制在 20～30m。首先在超前锚杆的支护下，人工持 YT—28 凿岩机先完成上台阶钻眼，每循环进尺控制在 1.5～2.0m，光面爆破。对拱部初喷砼 3～5cm 后出碴，并立即架设格栅钢架、打锚杆、挂网及复喷砼至设计厚度；对下台阶采用左右侧交错法开挖，每循环进尺控制在 2.0～2.5m，交错长度控制在 5m 以内，随下台阶左右交错开挖紧跟施做左右边墙初期支护。出碴采用 ZLC50 型装载机装碴，15t 自卸汽车运碴；最后开挖仰拱，并及时予以封闭成环。

4.5.2.3　初期支护

（1）喷射混凝土施工

材料：水泥拟选用 325 级普硅水泥，速凝剂要求初凝不超过 5min，终凝不超过 10min，砂采用中粗砂，石料采用质地坚硬的颗粒碎石，其最大粒径不大于 15mm。

在喷射混凝土之前，用水或风将受喷面粉尘和杂物清除干净。拌料时严格掌握规定的速凝剂掺量和混凝土配合比，其水灰比一般控制在 0.4～0.5，喷射距离一般为 0.8～1.2m，且垂直于岩面。初喷厚度 3～5cm，复喷至设计厚度。

施喷时由下而上、分段进行，每段长度不大于 2.5m。如岩面凹凸不平时，先喷凹处找平。喷嘴缓慢呈螺旋形均匀移动，一圈压半圈，行与行之间搭接 20～30cm。后一层喷射则在前一层砼终凝后进行。若终凝后间隔 1h 以上且初喷表面已蒙上粉尘时，则在后一层施喷前将受喷面用高压气体、水清洗干净。

（2）砂浆锚杆、药卷锚杆及中空注浆锚杆施工

锚杆采用Φ22 螺纹钢筋，锚杆尾部加工成丝扣形式。砂浆采用标号不低于 M10 的水泥砂浆，砂浆中适当掺加速凝剂。砂浆配合比为水泥：砂：水=1：(1～1.5)：(0.45～0.5)。钻孔采用风枪钻孔，高压风冲清孔道，然后将注浆管伸入孔底，调试好注浆泵，进行注浆；抽出注浆管时，要始终保持注浆管口埋在砂浆内，当注浆达到孔道体积的 75%～80%时，可停止注浆，立即插入锚杆体，锚杆插入孔内的长度不得低于设计长度的 95%，锚杆插入后如砂浆从孔口流出则说明砂浆注入饱满，锚杆插入后用专制的夹片式木楔将锚杆卡住。待砂浆完全固结后安装钢垫板，上紧螺母。

药卷锚杆也采用Φ22 螺纹钢筋。钻孔采用风枪钻孔，高压风冲清孔道，选用φ32×250 mm普通型锚固剂，先将锚固剂浸入水中约 1 分钟左右，以水中不冒气泡为止，即可取出，若是涌水段以下锚固或堵隙止水时，则锚固剂浸入时间以 20～30 秒即可取出。将浸水后取出的锚固剂逐条依次用专用工具（木棍或炮棍等）装入锚杆孔，并逐条压实，立即用锚杆钻机在 2 分钟内将锚杆杆体推入锚杆孔底，并继续转动 10 秒钟，卸下转动及联接套管，用木楔或石头把杆体尾部临时固定在钻孔的中央（固化前不要时杆体移动或晃动），如需用托板的锚杆，30 分钟后安装托板旋螺母即可承载。

Φ25 中空注浆锚杆进行系统注浆加固，长 3.5m，间距 75×100cm（纵向间距 75cm）。先采用风枪钻孔，孔道钻成后，使用高压风冲清孔道，然后将Φ25

中空注浆锚杆插入孔内固定牢固，安装注浆连接套管，调试好注浆泵后，开始压注纯水泥浆液，压力达到 1.0Mpa 以上即可。拆卸注浆连接套管，进行下一个中空锚杆注浆。

（3）钢架支撑的加工与安装

钢支撑的加工在加工场地按照设计尺寸进行加工。钢拱架安装时要保证与隧道纵向垂直，其上下、左右允许偏差为 5cm，钢架倾斜度不得大于 2O。若拱脚标高不足时，设置钢板进行调整，必要时可用砼加固基底。钢架与围岩之间的间隙用喷射砼充填密实。间隙过大时，可用砼楔块顶紧，其点数单侧不得少于 8 个，钢架保护层不小于 3cm。

4.5.2.4　超前支护

（1）超前管棚支护

a、超前长管棚采用 φ108×6m 的热轧无缝钢管，环向间距 0.5m, 长 40m，每节长 3m、6m，管壁梅花形布置 8mm 的注浆孔，注浆孔间距 100 cm, 导管端部预留 450mm 止浆段。钢管接头采用 150mm 的丝扣直接对口连接，为使钢管接头错开，编号为奇数的第一节管采用 3m 钢管，编号为偶数的第一节管采用 6m 钢管，以后每节均采用 6m 钢管。

超前长管棚在明洞外设 80cm 厚 C25 钢筋砼套拱作导向墙，套拱纵向长 2.0m，按设计位置预埋 φ127×4m 孔口管，仰角 1～3°；再采用钻机每钻完一孔便顶进一根长管棚，钻进中采用测斜仪量测钢管钻进的偏斜度，发现偏斜超限及时予以纠正；先打有孔钢花管，注浆后再打无孔钢管，无孔钢管可作为注浆检查管。寒坡岭隧道大管棚超前支护见图 4.11、4.12。

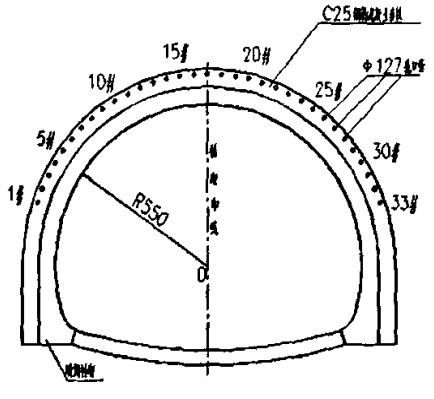


图 4.11 超前管棚支护里面图

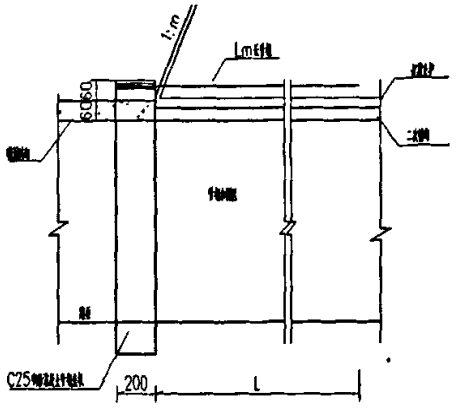


图 4.12 管棚支护纵剖面图

注浆前要先进行现场注浆试验，注浆参数通过现场试验情况确定；注浆按照“自下而上”的原则采用 2 台注浆泵分段进行；注浆结束后及时清理管内浆液，并用 M30 水泥砂浆紧密充填，以增强管棚刚度和强度。注浆扩散半径不小于 0.5m。

双液注浆采用 4.0MPa 以上的注浆泵进行注浆，水灰比为 1：1，水玻璃浓度 35 波美度，模数 2.4，掺入量为水泥重量的 5%，为了延缓浆液初凝时间，可适当掺入 2%～4%的磷酸二氢铵缓凝剂。一般初压为 0.5～1.0MPa，终压达到 2.0MPa 以上或注浆量已达到理论值再持续压浆 20min 后，可结束注浆。

注浆效果未达到设计要求时，可补管重新进行注浆。

b、洞身断层破碎地段超前小导管采用 ϕ42mm，长 3.5m，壁厚 3.5mm 的无缝钢管，环向间距 0.4m，管壁梅花形布置 6mm 的注浆孔，注浆孔间距 150mm，导管端部预留 1.0m 止浆段。前后两排导管的搭接长度不少于 1.0m，呈梅花型布置。

超前小导管施工时，钢管与衬砌中线平行以仰角 14° 打入拱部围岩，小导管端部要支撑在格栅钢架上或从型钢钢架腹部穿过。寒坡岭隧道超前小导管支护见图 4.13、4.14。

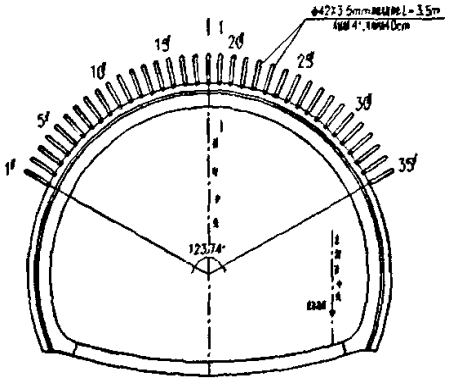


图 4.13　超前小导管支护立面图

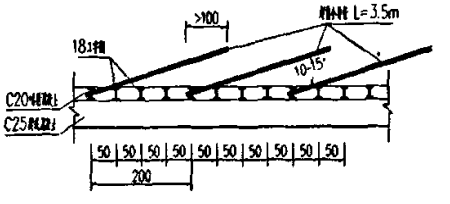


图 4.14 超前小导管支护纵剖面图

（2）超前锚杆支护

超前锚杆采用直径 22mm，长 350cm 的 20MnSi ϕ22 药卷锚杆，环向间距 0.4，施作时风枪钻眼，钻眼方向根据岩体结构面产状确定，以尽量使锚杆穿透更多的结构面为原则，外插角 10～15°，采用 ϕ32×250 mm普通型锚固剂锚固，锚杆尾部置于格栅钢架内，并予以焊接，每排锚杆的纵向搭接长度不小于 1.0m。超前锚杆支护结构图与超前小导管支护结构图基本相同。

4.5.2.5 二次衬砌

先期施作仰拱前，开挖仰拱一次达到设计标高，人工清理隧底松动岩石及杂物、积水，经监理工程师检查合格后，采取仰拱半幅浇筑，预埋横向连接钢筋，间距 0.5m，该半幅仰拱砼浇筑完成后紧跟施作仰拱片石砼回填，回填高度至整平层底面标高；已浇筑半幅砼达到设计强度后，再施工另半幅。采用泵送砼，人工摊铺，插入式振捣器和平板振捣器联合使用，最后人工收面和在仰拱两端预埋连接钢筋或接茬片石，间距 1.0m。

拱墙二次衬砌前，先检查防水层是否完好，衬砌台车就位是否固定牢固，涂完脱模剂，开始灌注砼。拱墙二次衬砌灌筑砼施工顺序：

a、砼灌筑采用泵送浇筑法，对称分层连续进行，两侧高差控制在 50cm 以内；

b、采用插入式振动棒配合附着式振捣器进行振捣，台车整体模板周壁有规律的布设浇灌窗口（30cm×30cm），用于砼输送泵的泵管及插入式振动棒的伸入，窗口在砼浇筑到该标高之前，予以关闭，然后使用下一层窗口进行施工；

c、在浇筑开始之前，先泵送一部分水泥砂浆，以润滑管道；

d、泵送砼作业，要使砼连续不断的输出，且不产生气泡。泵送作业完成后，管道里面残留的砼要及时排出，并将全部设备彻底进行清洗；

e、砼泵机开始工作后，中途不得停机，如非停机不可，停机时间一般不超过 30min。停机时间内要每隔一定时间泵动几次，防止砼凝结堵塞管道；

f、当砼面达到拱顶时，泵管出口埋设在砼内压送砼，以保证能填满、填实拱顶空间，同时在拱顶预埋注浆孔；

g、拱墙衬砌必须一次浇筑完毕，中途不得无故停顿。若特殊原因造成灌筑砼停顿，应及时预埋接插筋，并在下次灌筑砼前凿毛砼面后，方可进行施工；

h、完成衬砌浇筑 10～20h 后立即进行养护，养护一般持续 7～14d；

i、最后通过拱顶预埋注浆孔，对拱顶进行再注浆。

4.5.2.6 溶洞处理

岩溶对隧道的主要影响是：洞害、水害、洞穴充填物及坍塌方面。寒坡岭隧道洞身主要穿越泥灰岩、灰岩地层，岩溶较为发育，因此施工中针对出现的岩溶对隧道的影响情况及施工条件采取跨越，加固洞穴，引排、截流岩溶水，清除充填物、注浆加固，回填夯实及疏排地表水等综合处理措施。

1、岩溶水的处理

对岩溶水的处理原则是宜疏不宜堵。为防止岩溶水的突然涌出，施工中在采取超前钻孔探测的同时，预备足够数量的抽水设备，以确保施工安全。施工时可根据不同情况采取如下措施：

（1）暗沟排水

隧道穿过无充填物的溶洞，可在隧道底设置石砌暗沟，使岩溶水仍沿原有通路自行排出。

（2）管道排水

当隧道基底横穿溶裂隙时，在铺设仰拱时，预埋竖向Φ20cm 的铸铁管后，其下横放Φ30cm 的砼管（管壁带孔），周围回填卵石，使水流进入有孔砼管后，流经铸铁管及横向水沟排入侧沟。

（3）涵洞、泄水洞排水

当岩溶横穿隧道底部，且岩溶水发育时，可在隧道底部设置涵洞或泄水洞将岩溶水排除。

（4）渗沟、铺砌排水

根据岩溶的形态、在隧底设置渗沟，将水底溶洞水流排出。

2、岩溶洞穴的处理

根据岩溶洞穴大小及洞穴与隧道不同部位的关系，采用跨越、堵塞、加固等处理措施：

（1）当溶洞规模较大，或溶洞虽小但要求不堵塞水流，或溶洞充填物松软，基础处理困难或耗资巨大时，可根据具体条件采用梁跨、板跨、拱跨等跨越措施。

（2）封闭

对已停止发育的干小溶洞，采用砼、浆砌片石或干砌片石堵塞，填塞必要时注浆加固以防止塌陷。

①溶洞位于隧道下部（图 4.15）

若溶洞在某一方向宽度较窄，采用钢筋混凝土梁跨越，梁高 50～100cm；溶洞较宽则采用扩大基础或桩基，并设钢筋混凝土梁跨越。然后清除溶洞内充填物，用 C25 砼回填或浆砌片石予以封闭，施工时候注意埋设Φ10cmHDPE 透水管。溶洞处理完毕后进行隧道工序施工。

②溶洞位于隧道拱腰以上（图 4.16）

根据工程地质勘察，寒坡岭隧道在 SZK5 孔处 58.90～65.20m、100.40～

110.0m 为溶洞，洞高 6.30～10.60m，溶洞处在隧道上方约 2m 及 47m 处，充填角砾土；SZK6 孔 47.60～63.60 为溶崩角砾岩，处在洞身上部 62m。具体处理措施为：先水平施作Φ42*35mm 超前小导管，间距 30*30cm。开挖采用预裂爆破，施作 18 工字钢，间距 50cm，应当注意钢架基脚处适当扩挖，保证基础牢靠。施作锁脚锚杆，铺钢筋网，二次衬砌可根据溶洞发育情况，考虑采用钢筋混凝土结构。施工时注意埋设Φ10cmHDPE 透水管，并以Ω型排水管引出。

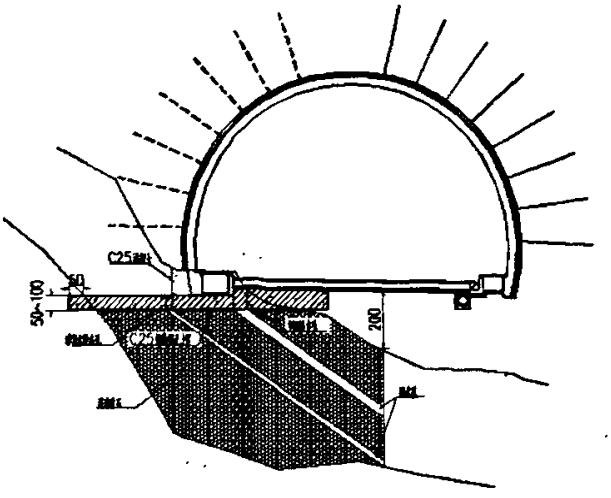


图 4.15 溶洞位于隧道底部施工封闭示意图

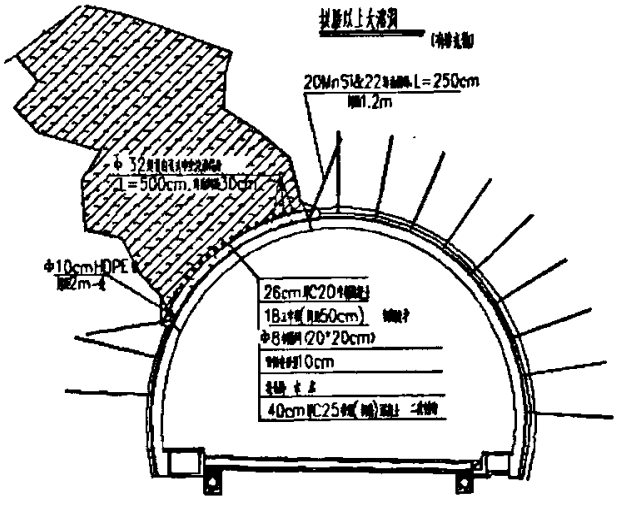


图 4.16 溶洞位于隧道拱腰以上施工封闭示意图

（3）支顶加固

当溶洞位于隧底，且洞顶至路肩有一定厚度时，清除充填物后，采用支承墙加固，支承柱嵌补加固或加强衬砌等措施。

3、洞穴充填物的处理

洞穴充填物的特点是松软、下沉量大、强度低、稳定性差，当隧道穿越洞穴充填物地段时，可按不同情况采取桩基、换填、注浆等处理措施。

第 5 章　岩溶地区大跨度公路隧道动态信息化施工

新奥法是奥地利学者 L. V. Rabcewicz 教授等长期从事隧道施工实践，从岩石力学的观点出发而提出的一种合理的施工方法，是采用喷锚技术、施工测试等与岩石力学理论构成的一个体系而形成的一种新的工程施工方法。

新奥法构筑隧道的主要特点是：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和施工，其理论是建立考虑到隧道掘进时的空间效应和时间效应对围岩应力和应变的影响。它集中体现在支护结构种类、支护结构的构筑时机、岩体压力、围岩变形四者的关系上，贯穿在不断变更设计与施工过程中。新奥法提出了与传统方法完全不同的新概念和新观点，指导着喷锚支护的设计和施工，指导着构筑隧道的全过程。这就是现代隧道施工发展的方向，即动态信息化施工技术。

5.1　动态施工基本原理

在复杂地层中进行隧道施工，采用不同的开挖和支护方案及施工步骤，会对围岩稳定性及施工成本产生不同的影响。而新奥法（NATM）的一系列原则及其指导思想正是体现了这种人为因素的巨大反作用，新奥法着重从施工措施的角度总结隧道工程施工的安全性和经济效益，但却未能从更广泛的角度阐明其内在的原因和依据。

朱维申教授等提出的“岩体动态施工力学”[60]把岩石工程的施工和开挖过程中的力学问题作为一个专门的力学学科研究，对隧道施工过程中围岩稳定性和有关经济性进行优化分析，对岩体力学和隧道工程具有很重要的现实意义和工程价值。朱维申教授等提出的“岩体动态施工力学”的基本原则是：

（1）复杂岩体中的工程施工受到自然因素不确定性的影响，是开放性的系统，使得围岩稳定性及经济性的估计判断和分析成为一个复杂的系统工程。要全面而正确地认识各种因素的影响，不仅要研究自然因素，还需要研究人为的工程因素。不是把地下工程当成一个静态问题被动地采取保守的支护或加大安全系数的措施，而应把它看成为一个开放的和动态的系统工程。

（2）在岩体工程施工期和竣工后的运行期间，围岩稳定性及有关的经济效应不仅和其最终状态有关，而且和达到施工最终状态所采用的开挖途径和方法有关，这是因为施工中若干边界在时空域中不断变化的。从力学角度说，这是

一个非线形过程，不只与最终状态有关，而且和应力路径和应力历史相关。在复杂的大型洞室或其群体的施工顺序不同，可能显著地影响其施工期或运行期的安全性及经济性。

（3）对这类工程的稳定性评价及施工支护设计，要运用上述观点在施工前进行岩体动态施工力学的优化分析，寻求最优或几个较优施工方案，以供决策。但分析中应把支护因素也包括在施工的内容中。也就是说在隧道施工前，必须用岩体动态力学的原理对洞室施工开挖分段规划，分部开挖的顺序等进行以围岩稳定为目标的施工优化分析。

（4）对复杂条件下的大型岩体工程，要特别注意施工过程的设计和控制，科学地遵循围岩的动态响应规律，在经济、合理的前提下因地制宜地运用开挖和支护手段，把有害的影响及隐患控制在较低的限度内。如研究开挖时的每次爆破装药量，及时进行锚喷支护，预先进行的围岩排水等，都要十分重视保护围岩。

（5）根据优化方案进行施工时要不断深化和修正原有认识，做好围岩动态响应的观察及监控工作，要用这些新的资料与原来预计情况进行比较，以判断现有施工方案的合理性，必要时应及早调整现有的施工及支护方案，保证工程后续进程的安全及经济性。目前，用于进行围岩稳定和预测分析的手段大体上还停留在经典力学或连续介质力学的范畴，因而不能考虑到岩体介质在开挖中所表现出的全部特性，比如说目前尚未能考虑围岩中能量耗散这些热力学的问题等。因此，目前的分析和计算会有相当误差。所以，必须通过施工过程中的现场监控来检测和修正原来的认识和预测结果，并运用这些新的资料来进行反分析，反馈分析或时间序列、灰色理论等统计数学方法的预测分析。修正原来设定的围岩力学模型、地质和力学参数，修订原来的施工设计、支护方法及相应参数。

（6）要强调勘察、设计、施工、科研四个环节紧密结合，互相渗透，不能刻板地遵循前一环节的结论和安排，不顾条件变化，应在施工过程中不断修改调整原有的结论或设计，使之符合实际情况。

5.2 施工地质灾害超前地质预报

在地质条件复杂的山区建设隧道，隧道周围及工作面前方的工程地质和水文地质情况对隧道施工的质量和安全关系重大。不良地质条件极容易引起隧道

坍方、突泥涌水，不仅在技术上给隧道施工带来极大的困难，也常常因突发事故导致人身伤亡、设备损失、工期延误，从而造成巨大的经济损失。

尽管在设计阶段做了一定的勘察，但在隧道实际开挖施工后，有许多条件与勘察设计时的认识大不相同。实践结果表明勘察设计阶段地面测绘所查明的与围岩稳定性有关的大小断层一般不足隧道地下开挖实际遇到的一半，说明勘察设计中地面测绘精度也达不到实际施工的要求。没有超前地质预报，潜在的地质隐患诸如软弱岩带、断层带、破碎带、Karst 溶洞区、含水地层等，在隧道开挖前却无法预知，施工时可能会导致坍塌、突泥涌水等地质灾害的发生，从而造成人员伤害和设备损失，增加施工费用，影响工程进度.我们必须对公路隧道施工过程中围岩的稳定性状况和掌子面前方的成灾情况及时地进行地质超前预报[34]。

5.2.1　超前地质灾害预报主要工作

在隧道的开挖过程中，经常遇到复杂地质结构，尤其是隧道穿过采空区、断层破碎带，岩溶地区以及煤与瓦斯突出的危险地段。若事先未能探清这些不良地质状况，施工时往往会造成塌方、涌水等事故。实践表明，采用现代超前地质预报技术能较为准确地识别和预测隧道掌子面前方及其周围的工程地质和水文地质情况(如围岩软硬变化、断层、破碎带、节理裂隙发育情况、含水、溶洞及围岩类别)以及岩石力学参数，为确保隧道安全施工，确定隧道施工工艺，及时合理地调整支护参数，对前方软弱岩层予以提前支护加固提供可靠的依据。

根据公路隧道施工实践经验总结，施工地质超前预报工作内容有：

(1) 资料综合归纳分析

主要是根据前述已开挖洞段围岩变形破裂现象与围岩类别及其所处工程地质环境等的跟踪调研、监测资料，进行相关性综合归纳分析，找出可以作为进一步超前预报的参考依据和规律。其相关性分析包括以下主要内容：

①变形破裂与围岩类型、岩体结构特征的关系；

②变形破裂与断裂构造的关系；

③变形破裂与地下水状况的关系；

④变形破裂与应力场特征的关系；

⑤变形破裂与现场施工监控测量结果的关系；

⑥变形破裂与隧道施工方法、程序和防护措施的关系。

（2）掌子面前方工程地质条件与成灾预报，

在上述资料综合归纳分析的基础上，主要通过一些超前探测技术手段，来对掌子面前方不小于 4m 范围内的岩体完整性，断裂构造、岩溶、地下水、地应力状况及其成灾可能性等进行超前预侧预报。

用隧道超前预报方法比较如表 5.1 所示。

表 5.1 常用隧道超前预报方法比较

预报方法	TSP 勘探	地质雷达	冲击钻探	水平钻探
勘察范围	200m	<50m	200m	200m
操作区域	稍离掌子面	掌子面	掌子面	掌子面
现场检测时间	1～1.5 小时	1.5 小时	45 小时	240 小时
技术人员要求	专业人员	专业人员	专业人员	专业人员
资料处理时间	3～6 小时	8～10 小时	0.5 小时	6~9 小时
资料处理人员要求	专业人员	专业人员	专业人员	地质专家
岩相信息	无	无	有	有
围岩力学性质	解释资料给出	没有	实验得出	实验得出
主导构造空间信息	可以解释	不能	不能	专家分析

5.2.2　地质雷达方法

（一）地质雷达原理

地质雷达探测技术在隧道施工掌子面前方工程地质条件预测中的应用。地质雷达是一种交流电法。它是沿用对空雷达原理，由发射机发生脉冲电磁波，其中一部分是沿空气与介质(岩体)分界面传播的直达波，经过时间 t1 后到达接收天线，为接收机所接收。另一部分传入介质内，在其中若遇电性不同的另一种介质体(如其它岩体、溶洞等)，就发生反射和折射，经过时间 t2 后回到接收天线，称为回波。根据所接到两中波的转播时间来判断另一种介质的存在，并测算其埋藏深度及其规模。

GPR(Ground Penetrating Radar)方法是一种用于确定地下介质分布的电磁波法。其方法原理类似反射地震勘探技术，是一种高分辨率探测方法。GPR 方法是利用高频电磁波(1MHz-1GHz)，以脉冲形式通过发射天线被定向地向地下发射。电磁波在地下介质中传播，当遇到存在电性差异介质的界面时，电磁波便发生反射，返回地采集的数据通过处理（如图 5.1），可以获得时间或深度剖面。

分析接收的地下界面反射回来的电磁波时间、频率和振幅等特征，就可以推断地下介质的空间位置、结构性质及几何形态，从而达到对地层或地下目标体的探测。

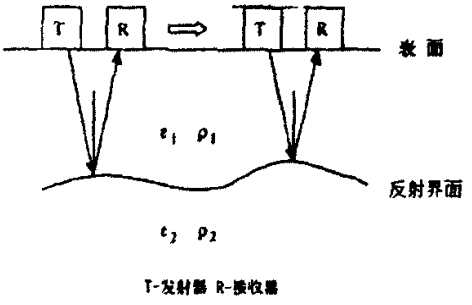


图 5.1　GRP 原理示意图

预测目标性质的判定，即目标识别技术是地质雷达探测方法的主要内容，在判别方法上，主要是根据波的形状、电压幅值及其在横向和纵向上的衰减变化，结合地质原理进行研究[61]。

（二）地质雷达方程

预测目标性质的判定，即目标识别技术是地质雷达探测方法的主要内容，在判定方法上，主要是根据波的形状、电压幅值及其在横向和纵向上的衰减变化，结合地质原理进行判定。

影响波形、电压的主要因素是仪器性能、地下介质和目标界面特性，对空雷方程为：

$$P_r = \frac{P_t G}{4\pi R} \times \frac{Q}{4\pi R^2} \times A_r \tag{5.1}$$

式中：Pr——接收机接收到的功率（W）；

Pt——发射机发射功率（W）；

R——天线到目标体的距离（m）；

Ar——天线的有效面积（m2）；

G——天线增益（dB）；

Q——目标体的截面积。

5.2.3　TSP 方法

（一）TSP 原理

TSP（Tunnel Seismic Prediction）是一种新颖、快速、有效、无损的反射地

震技术。它是为隧道超前地质预报而专门设计的，可以在隧道施工、地下矿藏、和地下洞室开挖前提供帮助，其目的在于迅速超前地提供在开挖周围及前方的三维空间的工程地质预报。

TSP 和其它反射地震波方法一样，采用了回声测量原理[62] 。地震波在指定的震源点（通常在隧道的左边墙或右边墙，大约 24 个炮点布成一条直线）用小药量激发产生。地震波在岩石中以球面波形式传播。当地震波遇到岩石物性界面（即波阻抗差异界面，例如断层、岩石破碎带和岩性变化等）时，一部分地震信号反射回来，一部分信号投射进入前方介质。反射的地震信号将被高灵敏度的地震检波器接收。反射信号的旅行时间和反射界面的距离成正比，故而能提供一种直接的测量。

采集的 TSP 数据，通过 TSPwin 软件进行处理。TSPwin 软件处理流程包括 11 个主要步骤，即：数据设置→带通滤波→初至拾取→拾取处理→炮能量均衡→Q_估计→反射波提取→P-S 波分离→速度分析→深度偏移→提取反射层。通过速度分析，可以将反射信号的传播时间转换为距离(深度)。处理结果通过 TSPwin 软件处理，可以获得 P 波、SH 波、SV 波的时间剖面、深度偏移剖面、提取的反射层、岩石物理力学参数、各反射层能量大小等成果，以及反射层在探测范围内的 2D 或 3D 空间分布。TSP 处理成果的解释（评估），遵循下述准则：

（1）正反射振幅表明硬岩层，负反射振幅表明软岩层；

（2）若 S 波反射较 P 波强，则表明岩层饱含水；

（3） Vp/Vs 增加或泊松比突然增大，常常由于流体的存在而引起；

（4）若 Vp 下降，则表明裂隙或孔隙度增加。

（二）TSP 理论基础

由微型爆破引发的地震信号分别沿不同的路径以直达波和反射波的形式到达传感器，与直达波相比反射波需要的传播时间较小。TSP 地震数据处理的第一步是由测得的从震源直接到达传感器的纵波传播时间换算地震波的传播速度 Vp：

$$V_p = \frac{X_1}{T_1} \tag{5.2}$$

式中：X_1 为爆破孔与传感器的距离(m)；T_1 直达纵波的传播时间(s)

已知地震波的传播速度就可以通过测得的反射传播的时间推导出反射界面与接收传感器的距离以及与隧道断面的距离，整个推导过程可由式(5.3)导出：

$$T_2 = \frac{X_2 + X_3}{V_p} = \frac{2X_2 + X_1}{V_p} \tag{5.3}$$

式中：T2 为反射波的传播时间(s)；X2 为爆破孔与反射界的距离(m)；X3 为传感器与反射界面的距离(m)。

5.2.4　钻孔超前预报

利用钻进速度记录、冲洗液变化、岩屑岩粉变化进行判断。隧道施工形成正常生产能力以后，各工序衔接紧密，一旦某个环节出现毛病，不及时处理，就可能影响整个施工的进展。由于设计变更不及时造成隧道地质灾害如塌方，或在运营中出现病害的例子比比皆是。再加之新奥法施工原则强调“信息化设计”程序，这就要求施工单位积极、主动地配合设计单位搞好设计变更。在施工中可利用风钻打孔，钻深 3～3.5m，可直接探明围岩变化情况，尤其是土石分界线、拱部石层的厚度，直接指导设计变更、调整预支护参数和改变施工方法。另外可采用地质钻机进行水平长距离钻探，探测距离可达 100m 以上。

此外，还可以利用工程地质分析方法对隧道施工进行超前地质预报，即：利用地面调查与洞内调查相结合进行验证与对比、掌子面素描、赤平投影等手段。工程地质法不占用隧道施工作业时间，不干扰施工，设备简单，是短距离预报的重要手段之一，在某些条件下可作为长距离预报的辅助手段，是一种最基本而且效果明显的方法。

5.3　隧道施工现场量测

由于岩石的生成条件和地质作用的复杂性，造成其产状和结构也非常复杂，在隧道构筑过程中，由于开挖方式、支护方法、支护时机、支护结构刚度等对围岩稳定性都有影响，所以寻求能正确反映岩体状态的物理力学模型非常困难。至今用数解法得到的成果还不能作为新奥法设计的依据。与围岩紧密结合的柔性的喷射混凝土和锚杆支护，能及时有效地控制围岩变形，发挥围岩的自承能力，保持围岩的稳定。因此，锚喷技术是新奥法的基础。但是，没有围岩变形量测的锚喷支护也不是新奥法[63]。

目前，新奥法的设计工作是在其理论基础的指导下，参考已建成工程的设计参数进行初选设计后，在根据施工过程中的监控量测分析来完善、优化设计。因此，监测是优化设计、指导施工的重要手段，它始终伴随着施工的全过程，是新奥法构筑隧道非常重要的环节。拉布西维兹作为新奥理论和方法的创始人，在其专利说明中就曾明确指出施工中监控量测的重要性。人们也把现场的监控

量测和喷射混凝土、锚杆合称为新奥法的三大支柱。

5.3.1 现场量测目的

监测在隧道工程中占有重要的位置[64]。隧道的监控量测就是在隧道开挖过程中，使用各种仪器设备和量测器材，对隧道的各种位移，应力等等进行量测。隧道由于其自身的特殊性，其现场监测具有特殊的重要作用。国际隧道协会(ITA) 1988 对隧道的设计准则进行了调研，提出现场监测应为隧道设计整体的一部分。隧道监控量测的主要目的是：

（1）为设计和修正支护结构形式和参数提供依据

（2）正确选择开挖方法和支护施作时间

（3）对隧道施工和长期使用提供安全信息

（4）是研究新奥法力学机理和设计理论的重要途径

（5）积累资料，为以后同类工程的设计、施工提供类比依据

5.3.2 量测项目

确定量测项目的原则是量测简单、结果可靠、成本低，便于量测单位采用量测元件要能尽量靠近工作面安设，同时，选择的被测物理量要概念明确，量值显著，数据易于分析，易于反馈。在实际工程中，量测项目要根据具体工程的特点来确定，确定量测项目时主要取决于工程的规模、重要性程度、地质条件等，并考虑隧道的形状、尺寸、工程结构和支护特点以及施工工序、方法等因素。

根据山岭隧道施工监测的目的是收集施工过程中围岩的动态信息，并据以判定隧道围岩—支护系统的稳定状态，从而判定支护结构参数和施工的合理性，将量测项目可分为必测项目（必测项目）和选测项目（选测项目）两大类。

（一）必测项目

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。这类量测通常对监视围岩稳定、指导设计施工有巨大的作用。所定的必测项目及其量测目的如表 5.2 所示：

表 5.2　隧道现场量测必测项目

量测项目	量测目的
洞内观测	掌子面的稳定性及衬砌状态的稳定性；围岩分类再评价等
拱顶下沉量测	监测拱顶的绝对下沉，了解断面变形状态，判断拱顶稳定性
净空收敛量测	根据收敛变形位移量、位移速度等判定围岩稳定性与二衬施作的合理时间
地表沉降量测	把握隧道施工对地面的环境影响

（二）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，以求更深入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。所定的选测项目及其量测目的如表 5.3 所示：

表 5.3 隧道现场量测选测项目

量测项目	测量目的
围岩接触应力测量	把握初期支护与围岩之间的土压力
锚杆轴力测量	把握锚杆变形并分析锚杆轴力，判断锚杆参数的合理性
钢架应力测量	把握初期支护钢拱架的应力状态

5.3.3　量测仪器选用

隧道施工本身具有一定的复杂性，其自身的特点对隧道的监测仪器也有一定的要求，概括起来，有以下几点：

（1）设备精度要求高

由于隧道的开挖多数是在岩体中进行，而岩体的变形有其自身的特点，即变形时间长，短时间内变形量不大。这就要求对岩体变形进行监测的仪器精度要高。特别是对硬质岩的位移监测，短时间的位移量非常小，如果仪器精度不够，就会造成监测的结果不准确。

（2）自动化程度要求高

隧道的监测是在开挖的同时就进行的，隧道内工作环境的限制，对监测设备的自动化程度要求就高，由于隧道刚开挖后应力释放，这时候的围岩变形比较快，施工进行中，预留给监测的时间不长，如果监测仪器自动化程度较低，会直接影响监测仪器的安装、测试，从而影响监测结果。

（3）环境适应性强

隧道开挖，工作环境比较差，同时还要受到施工的影响，特别是爆破的影

响。位移监测仪器的保护是个很大的问题。在实际操作中经常有监测仪器被施工人员破坏的情况。所以，监测仪器的环境适应性一定要比较强。

（4）操作性强

复杂的监测仪器在隧道监测中常常不实用，隧道的位移监测仪器更是要力求操作简单，一般的工程技术人员都能够操作。特别是在长大隧道中，测点较多的时候，可以很大程度上节省人力。同时，在二衬跟的较紧的隧道中，便于经过指点就能操作的施工人员在监测人员不在的情况下，能自己拆卸安装测试。各量测项目的常规量测仪器可参考表 5.4 所示。

表 5.4 隧道监测常规监测仪器

量测项目	地表沉降	拱顶下沉	净空收敛	围岩与初期支护间压力	钢架内力	锚杆轴力
仪器选用	精密水准仪、塔尺	精密水准仪、钢拌尺	SWJ 系列收敛计	JMZX-5006 型压力计	JMZX-210 型钢结构表明应变计	JMZX-422 钢弦式应力计

5.3.4 测量频率

量测频率可根据测定位置与掌子面的距离或变位速度设定，当设计有特殊要求，要按设计要求进行，遇突发事件，则要加强观测，各量测项目原则上根据其变化的大小来确定观测频率。由于不同的基线和测点，其位移速度也不相同，从而，要以产生最大位移者来决定量测频率，整个断面内的各基线或测点要采用相同的量测频率。初次量测应在 24h 内或下循环开挖爆破之前进行量测。

（1）拱顶下沉及净空收敛监测频率

净空收敛、拱顶下沉的测定频率随着变位收敛的天数、变位量、开挖方法、日变位量、离掌子面距离的不同而变化，大体上可根据位移速度及离开挖面的距离而定，见表 5.5。当采用台阶法进行隧道施工，下台阶到达时上面台阶测定频率要加大。

表 5.5 拱顶下沉及净空收敛监测频率

量测频率	测点位置与开挖面距离	位移速度
2 次/d	0~0.5D	>10mm/d
1 次/d	0.5~2D	5～10 mm/d
1 次/2d	2~5D	1～5 mm/d
1 次/7d	5D 以上	<1 mm/d

注：D——隧道直径

实际工作确定具体的监测频率时，由位移速度决定的监测频率和由距开挖面的距离决定的监测频率之中，采用频率高的。当位移趋向一定时，可不采用表中的数据。因为同一监测断面中各测线、各测点由于位置的不同，其位移速度也不同，在实际工作中以产生最大位移速度来决定该监测断面的监测频率。

（2）地表沉降监测频率

地表沉降的量测频率根据量测断面距开挖工作面距离确定，详见表 5.6 所示：

表 5.6 地表沉降监测频率

距开挖面距离(m)	量测频率
前方>30	1 次/2d
前方、后方<30	1 次/d
后方 30～80	1 次/2d
>80	1 次/7d

（3）选测项目监测频率

选测项目中的围岩接触应力量测、锚杆轴力量测、初衬应变及钢架应力量测的量测频率都根据量测断面距开挖工作面距离关系来确定，其量测频率如表 5-7 所示：

选测项目的量测频率总体上是以量测断面距开挖面的距离来确定，但当所测物理量的变化速度与规律不一致或相对改变量超出警戒线时，则增大量测频率进行测试。

表 5-7　选测项目监测频率

距开挖面距离(m)	量测频率
<1B	1 次/2d
(1~2)B	1 次/d
(2~5)B	1 次/2d
>5B	1 次/7d

注：B——隧道宽度

5.4　动态信息化施工在寒坡岭隧道中的应用

寒坡岭隧道在施工中坚持动态信息化施工的原则：将超前地质预报纳入施

工循环中，不探明前方地质不开挖，隧道综合采用掌子面地质素描、TSP-203 地震波探测系统、超前水平钻孔等技术进行超前地质预报；隧道监测针对不同围岩地段，采用拱顶沉降、水平收敛、钢支撑内力测量等监测方法来综合判定隧道围岩稳定性和支护稳定性，以及时反馈与设计施工，确保施工的安全高效。

5.4.1　寒坡岭隧道超前地质预报

寒坡岭隧道超前地质预报采用掌子面地质素描、TSP-203 地震波探测系统、超前水平钻孔等技术进行超前地质预报，超前地质预报系统如图 5.2 所示。

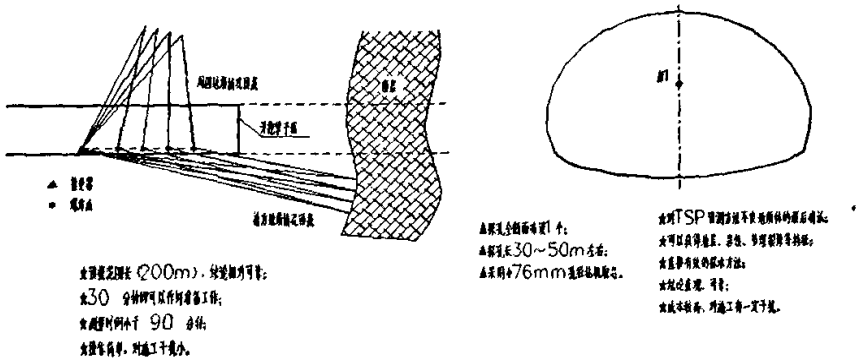


图 5.2　寒坡岭隧道超前地质预报系统示意图

5.4.1.1　TSP203 超前地质预报（出口 ZK281＋694~281＋581 段）

本次预报采用瑞士安伯格公司生产的 TSP203 隧道地质超前预报系统，TSP203 可以预报隧道掌子面前方 0～100m 范围的地层状况，可以满足长距离超前地质预报的要求。

TSP203 是一种专门为隧道超前预报而设计的检测系统而被普遍采用，但在应用中，要充分考虑其边界条件，即：被探测物有足以使地震波反射的界面，而且这个界面的法线与隧道轴线的夹角越小效果越好；探测岩溶时，岩溶应有一定延伸，形成界面，否则探测效果不好；另外探测效果还与溶槽洞穴的发育状态有关；探测的分辨率与探测深度成反比，与探测目的物的体积成正比，物探称之为洞径比，即探测深度与被探测物的直径之比，一般洞径比大于 20 时分辨率严重降低。

（一）现场工作

TSP203 超前地质预报的测线布置如图 5.3 所示。在隧道右边墙的同一水平线上从外向里布置一个传感器钻孔和 24 个炮孔，传感器钻孔距第一个炮孔 18m，

炮孔间距 1.5m，炮孔高度 1.5m，最后一个炮孔距掌子面 1.0m。预报时掌子面位于 ZK281+694 里程处，在 ZK281+747.5 里程处布置预报接收孔，接收孔距掌子掌子面 53.5m。

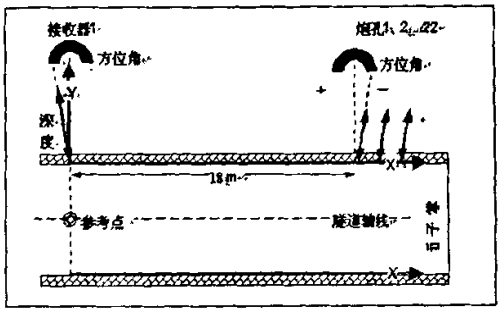


图 5.3　TSP203 测线布置示意图

（二）资料分析

（1）资料分析原则：在成果解释中，以 P 波剖面资料为主对岩层进行划分，结合横波资料对地质现象进行解释，并遵循以下准则：①正反射振幅表明硬岩层，负反射振幅表明软岩层；②若 S 波反射较 P 波强，则表明岩层饱含水；③Vp/Vs 增加或 δ 突然增大，常常由于流体的存在而引起；④若 Vp 下降，则表明裂隙或孔隙度增加。

（2）资料处理流程如图 5.4 所示。

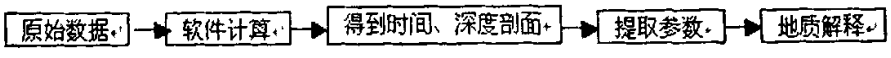


图 5.4　TSP203 超前地质预报资料处理流程图

（3）误差分析

隧道超前预报时，地震波速离散性大，软件处理时取波速平均值；当两个反射面间距不超过 1m，合并为一个界面，预报误差为预报范围的 5%。

（三）预报成果

通过二维结果图（附图 5.5、5.6）分析，隧道掌子面前方预报范围内存在问题的区段如下所示：

（1）ZK281+668～ ZK281+662 长度 6m 的地段，有一组 P 波负相位，横波速度变小，纵横波速度比变大，表明岩体较破碎。

（2）ZK281+593～ ZK281+581 长度 12m 的地段，有两组 p 波负相位，横波速度变小，纵横波速度比变大，泊松比变大，表明岩体较破碎含水。

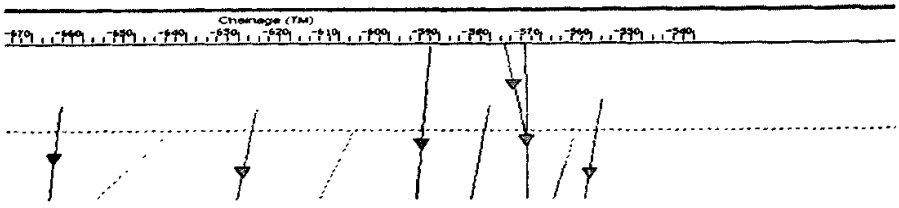


图 5.5　TSP203 隧道超前地质预报二维成果图

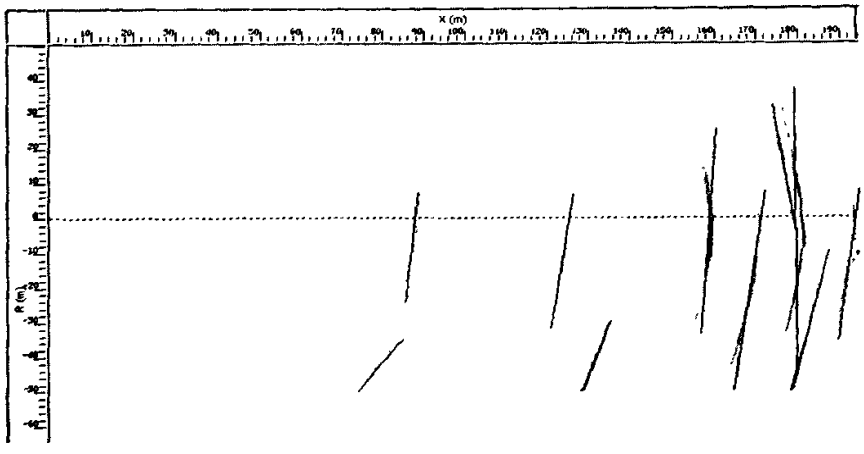


图 5.6　TSP203 隧道超前地质反射面提取图

结合隧道工程施工进度以及实际施工水平，提出以下结论建议：

（1）ZK281+694～ZK281+668(32m)范围内岩体与当前掌子相似，局部渗水建议仍按当前方案施工；

（2）ZK281+668～ZK281+662(6m) 范围内岩体节理裂隙较发育、含水，局部夹泥；建议加强支护及防排水工作；

（3）ZK281+662～ZK281+593 (69m)范围内岩体较完整，地下水不太发育；

（4）ZK281+593～ZK281+581 (12m)范围内岩体较破碎，地下水较发育，建议加强支护和排水工作。

5.4.1.2 地质雷达超前地质预报（出口 ZK281+876~281+846 段）

本次探测采用了美国 GSSI 公司生产的 SIR-2000 型探地雷达，配置主频为

100MHz 的天线。

SIR-2000 型探地雷达探测的基本原理是：雷达发射天线向隧底连续发射脉冲式高频电磁波，当遇到有电性差异的界面或目标体（介电常数和电导率不同）时即发生反射波和透射波。接收天线接收反射波并经电缆传递给主机，在主机显示屏上形成实时的时间剖面。根据记录到的反射波的到达时间和求得的电磁波在介质中的传播速度，确定界面或目标体的深度；同时根据反射波的形态、强弱及其变化等因素来判定目标体的性质。

但是，用于隧道超前预报工作由于观测条件的限制以及岩体内不同方向都可能形成反射，使之在解释与判别方面遇到了很大的困难。为了用地质雷达探测隧道掌子面前方的地质情况，超前地质预报工作从测线布置、观测方式和处理方法方面进行了专门的研究，形成了独特的超前预报技术。

（一）现场工作

掌子面前方探测：在掌子面处距顶面约 0.5m 高处以面向掌子面方向在掌子面上从左至右横向布置一条测线，测线长为 6.0m，在掌子面处距底面约 1.8m 高处以面向掌子面方向在掌子面上从左至右横向布置一条测线，测线长为 6.0m。

（二）资料分析

雷达反射波反射的强弱取决于相应介质的相对介电常数的差异，差异越大，反射系数越大。空气、水以及灰岩的相对介电常数分别是 1、81、6～7，三者之间均有一定的差异。从理论上讲，界面反射信号的强弱是判读空洞的依据，反射波相位与直达波相位的关系是判读含水界面的依据。根据被探测介质物理特性，相对介电常数 εr 取值为 6。

（三）预报结果

根据雷达探测图像来看，雷达图像同相轴平缓，没有明显绕射及断裂，表明在本次探测里程段范围内无溶洞发育。根据资料分析，上下两条测线的雷达图像的反射能量均没有明显加强或骤然减弱，只是随探测深度的递增而逐渐衰减，表明在该探测范围内岩性没有较大变化，与当前掌子面相似，主要为风化泥质灰岩、泥灰岩，风化粉砂质泥岩、泥岩组成，岩石裂隙发育，地下水不发育。具体情况见图 5.7、5.8（图中横坐标为面向掌子面方向从左至右边的距离，纵坐标为掌子面前方深度）。

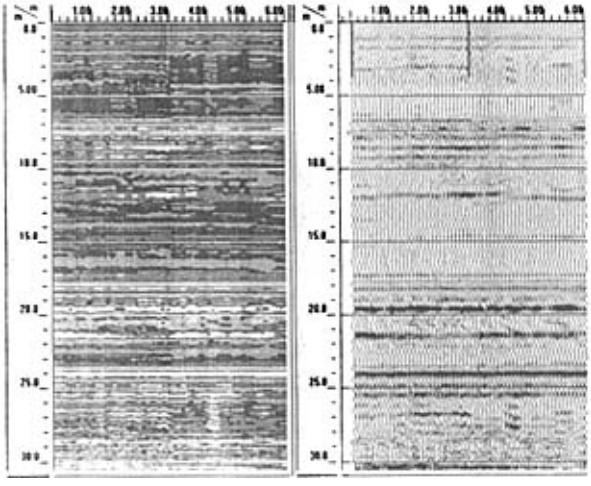


图 5.7　上测线雷达波形及彩色剖面图

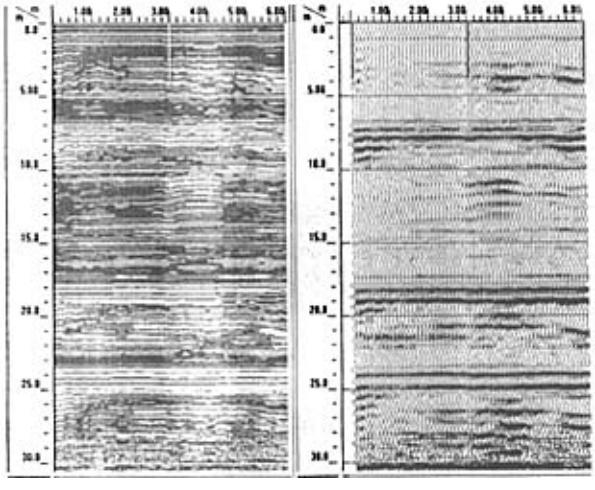


图 5.8　下测线雷达波形及彩色剖面图

结合隧道工程施工进度以及实际施工水平，提出以下结论建议：

（1）预测段顶板较薄，地层为三叠系中统巴东组三段紫红色～灰色中厚层砂质泥岩、泥质粉砂岩。岩性以弱风化及微风化岩为主，岩石裂隙较育，岩体较破碎，完整性较差；

（2）预测区段节理裂隙较发育，多数为黄泥质充填。结合地表分析认为，沿节理走向首先发育溶沟和溶槽，当地下水位下降后，溶沟和溶槽被泥质充填。

裂隙与岩层斜交，开挖爆破时容易沿此面裂开。根据雷达探测图像来看，雷达图像同相轴平缓，没有明显绕射及断裂，表明在本次探测里程段范围内无溶洞发育。根据资料分析，上下两条测线的雷达图像的反射能量均没有明显加强或骤然减弱，只是随探测深度的递增而逐渐衰减，表明在该探测范围内岩性没有较大变化，与当前掌子面相似，主要为风化泥质灰岩、泥灰岩，风化粉砂质泥岩、泥岩组成，岩石裂隙发育，地下水不发育。建议加强支护工作，防患麻痹大意思想，并加强监测；

（3）根据隧道现场的工程地质调查发现，本隧道地形起伏较大，较陡，陡次较多，沟谷内水流一般围季节性水流。据地调资料，该隧道泉点较多，共发现 17 处，开挖洞段的地下水发育一般，主要为风化基岩内的裂隙水。6 月 3 日现场测试时出现层面潮湿、滴水现象，分析认为，隧道洞室围岩有轻微滴水，渗水现象。且从地表地质调查分析，地表覆盖层薄，雨水容易向地下径流入渗，因此，在雨季隧道施工过程中，沿层面隙缝出现比较普遍的滴水和雨淋现象，流量一般不会超过 0.7L/s。故在隧道施工中，必须做好足够的排水措施。

5.4.1.3　隧道地震映象超前地质预报（进口 ZK280+372~280+422 段）

由于地质、岩体的复杂性，以及不同的隧道地质超前预报方法有各自的优缺点，为取得较好的预报效果，超前地质预报工作采用工程地质调查与推断方法和隧道内地震映像预报方法两者结合的方法来进行地质超前预报，两种方法彼此取长补短，相互比较、相互应证。

本次超前地质预报选用 FDP204PDA 掌上动测仪进行现场测试。采样率为 40 μm，采样点数为 1024 点，炮间距为 50cm，采用加速度检波器进行接收，震源采用频率成份丰富的锤击震源。

（一）工作原理

隧道内地震映像法预报方法是工程物探中最可靠的方法之一，弹性波在介质中传播时，遇到物性分界面或物性突变点将发生反向或绕射和产生频散现象。地震映像法是利用反射波和绕射波的特性，记录波的旅行时间和动力学特征，根据波的运动学和动力学特征，反演介质的物性参数，获取物性分界面或突变点的双程旅行时间和埋深。

反射波的时距曲线方程可表示为：

$$t_{反}=2\sqrt{\left(\frac{h}{v}\right)^2+\left(\frac{x}{v}\right)^2} \tag{5.4}$$

式中 x 为炮间距，为一固定值，h 为界面深度，v 为介质的纵波速度。图 5.9 为地震映像法工作原理示意图。

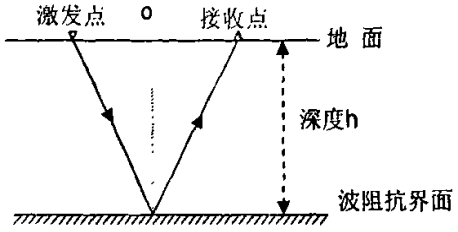


图 5.9　地震映像法工作原理示意图

（二）现场工作

（1）现场工程地质调查：工程地质调查与推断是隧道超前预报中使用最早的方法。通过地表和隧道内的工程地质调查与分析，了解隧道所处地段的地质结构特征，推断前方的地质情况，包括地层与岩性的产出特征、构造的发育规律、岩溶发育的部位等，预测隧道掌子面前方的不良地质现象可能的类型、部位、规模，以便隧道施工中采取合理的工艺与措施。在隧道埋深较浅、构造不太复杂的情况下，这种预报方法具有很高的准确性。目前，这种方法仍是地质超前预报方法中最为常用和可靠的方法。但是在构造比较复杂、植被覆盖良好和深埋隧道的情况下，该方法工作难度较大，准确性难于保证。

（2）隧道地震映象超前地质预报：选用 FDP204PDA 掌上动测仪进行现场测试。采样率为 40μm，采样点数为 1024 点，炮间距为 50cm，采用加速度检波器进行接收，震源采用频率成份丰富的锤击震源。隧道超前地质预报在 ZK280+372 掌子面测线布置如图 5.10 所示。

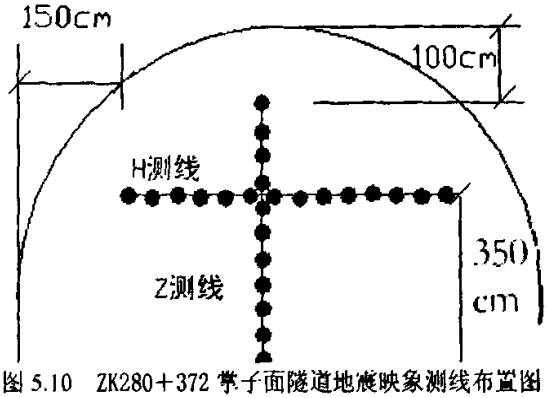


图 5.10　ZK280+372 掌子面隧道地震映象测线布置图

（三）结果分析

（1）现场工程地质调查：

进口 ZK280+372~280+422 段地面高程在 1232m~1245m，隧道埋深介于 70.5m~75.4m 之间。预测段顶板较薄，地层为三叠系中统巴东组三段灰色～灰黑色薄～中厚层炭质灰岩、泥灰岩。岩性以弱风化及强风化岩为主，主要出碎石土，强及弱风化泥质灰岩组成，岩石裂隙较育，岩体较破碎，完整性较差，拱部无支护时可能产生较大坍塌，侧壁有时失去稳定，成洞较困难。地下水主要为岩溶裂隙水，从地形来分析，一般水量比较贫乏，局部地段水量稍大，随着隧道的掘进，开挖洞室会具有轻度渗水或者滴水现象，局部可能产生突水。

预测区段节理裂隙较发育，多数为黄泥质充填。结合地表分析认为，沿节理走向首先发育溶沟和溶槽，当地下水位下降后，溶沟和溶槽被泥质充填。裂隙与岩层斜交，开挖爆破时容易沿此面裂开。建议在此段隧道施工过程中，应密切注意沿泥化夹层、节理裂隙的失稳破坏，同时在可能发育溶槽或溶洞区域，可能突泥和水，故应及早支护并采取相应的措施，防患麻痹大意思想，并加强监测。

（2）隧道地震映象超前地质预报：

掌子面 ZK280+372 二条测线的地震映像解译成果剖面图，如图 5.11、5.12 所示。

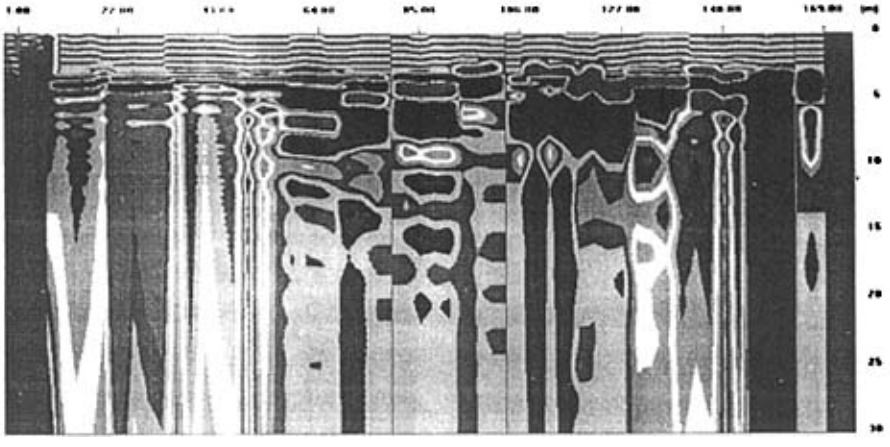


图 5.11　地震映象解译剖面图——横测线时域图

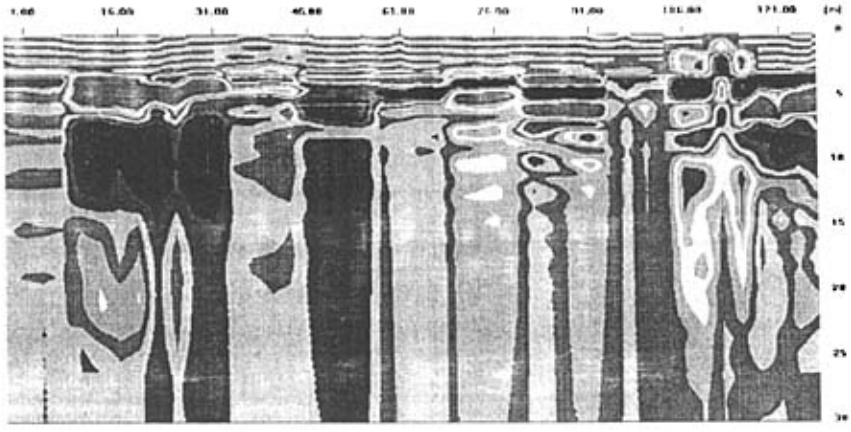


图 5.12　地震映象解译剖面图——纵测线时域图

结合隧道工程施工进度以及实际施工水平，提出以下结论建议：

（1）ZK280+372～ZK280+385(13m)范围内岩体较破碎，稳定性差，地下水不太发育，与当前掌子相似，建议仍按当前方案施工。

（2）ZK280+385～ZK280+422(37m) 范围内岩体破碎含水，可能涌水，节理裂隙较发育，局部夹泥；建议该段开展超前钻探，加强支护及防排水工作。

5.4.2　寒坡岭隧道现场监测量控

寒坡岭隧道监测方案针对不同围岩地段选择采用拱顶沉降、水平收敛、钢支撑内力测量等不同监测方法监测隧道的收敛变形与结构内力。

III 级围岩采用全断面开挖方法，隧道收敛变形测点如图 5.13 所示。在施工初期，或地质条件较差、围岩较破碎，隧道变形量和变形速度较大时，应适当增加量测断面和量测速率。当隧道水平位移收敛速度为 0.1～0.2mm/d，拱顶下沉位移速度为 0.1 mm/d 便可认为围岩已基本稳定，可根据量测结果确定二次衬砌的适当时间。

IV 级围岩采用台阶法开挖方法，隧道收敛变形测点如图 5.14 所示。相关监测注意事项与全断面开挖方法的监测内容注意事项基本相同，另外增加的必测项目是仰拱隆起量测和钢支撑内力量测。仰拱隆起测量采用水准尺或水平仪进行测量，钢支撑内力量测采用电阻应变片进行量测。

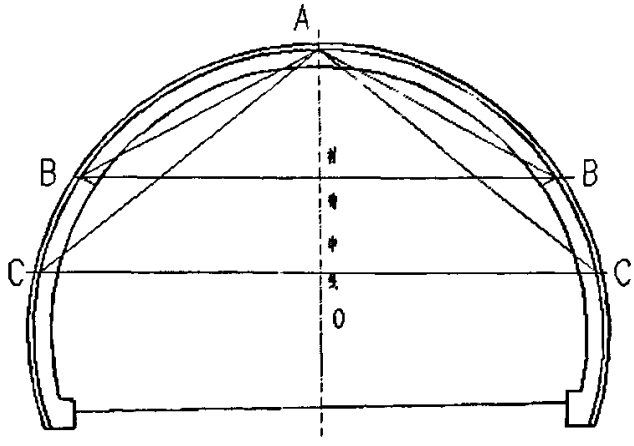


图 5.13　全断面开挖收敛变形测线布置图

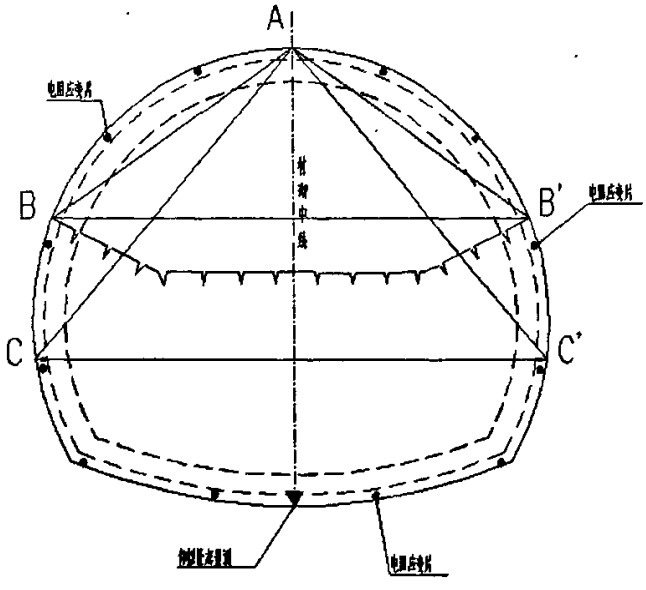


图 5.14　台阶法开挖隧道收敛变形测线布置图

第 6 章　结论与建议

6.1　结论

论文结合寒坡岭隧道具体施工实际情况研究了岩溶地区大跨度公路隧道动态信息化施工技术的关键内容，论文主要从岩溶地区公路隧道施工主要地质灾害、大跨度公路隧道施工的岩体力学理论、岩溶地区大跨度隧道的开挖支护、隧道超前预报和现场监测量控等方面做了探讨和研究。总结全文，可以得出以下结论：

（1）随着隧道和地下工程施工技术以及施工设备的进步和完善，大断面、复杂地质条件下隧道的施工技术将日趋成熟，先进的施工技术影响和促进隧道和地下工程设计水平的提高。然而，大断面同时又处在复杂地质条件下的隧道，施工难度大，施工方案的选定、施工机具的配备以及科学的施工组织显得尤为重要，这直接决定着施工的质量和安全，影响着结构的使用寿命。

（2）岩溶地区隧道施工可能遇到和引发的主要地质灾害有：岩溶突水、岩溶隧道施工诱发环境地质灾害、岩溶洞穴对隧道结构稳定性的影响等。对于岩溶突水，在隧道施工中，应结合隧道勘察资料和地质超前预报情况分析岩溶突水的发生条件、预测突水水量，并依据岩溶突水预防原则做出相关预案；由于岩溶隧道的修筑极可能诱发严重的环境地质灾害，隧道设计施工者一方面要仔细分析地下水的渗流场和补给关系，另一方面需要转变现行的设计施工原则，坚持“可持续发展”和“全封闭”思想，积极预防因修筑隧道而引起的环境地质灾害；为防治岩溶洞穴引起隧道的结构失稳，应做好超前地质预报工作，弄清岩溶洞穴的体积、充填物、与隧道的空间关系，做好相应的控制爆破和超前支护工作。

寒坡岭隧道区段没有严重不良地质现象，隧道进出洞口段岩性主要为残坡积亚粘土、碎石土及强～弱风化灰岩，岩石裂隙发育，岩体较破碎。洞身 YK280+520～YK281+640 段岩溶发育，可能会遇到大的“管道型”的突水、突泥，对施工造成威胁。

（3）大跨度隧道为一扁平拱形结构，由于跨度加大，使得开挖引起的应力重分布趋于不利，主要体现为：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，需要采用有效支护措施；埋深较浅的洞口破碎地段会产生很

大的松弛地压。由于隧道围岩受岩石的物理力学性质、岩体结构与构造、岩体的天然应力状态、地下水等不利因素的影响，通常表现为四种破坏方式：结构面控制型、强度—应力控制型、结构面控制型～强度—应力控制型混合类型、水压重分布破坏类型等。锚喷支护是一种符合岩体力学原理的积极支护方法，具有良好的物理力学性能；该结构柔性好，所以它能同围岩共同变形，构成一个共同工作的承载体系。

寒坡岭隧道左右洞线基本上90%以上为III类围岩，成洞条件较好；隧道进出口段为为V～VI级围岩，岩体较破碎，完整性较差，成洞条件较差，围岩容易坍塌。

（4）新奥法施工目前已成为地下工程的主要设计施工方法之一，以其为指导的开挖、支护方式在不同的围岩级别中有着较大的区别：台阶法适用于III～IV类围岩；台阶分部开挖法适用于V～VI类围岩，一般环形开挖进尺以0.5～1.5m为宜；导坑法适用于V～VI类围岩。隧道施工支护一般采用喷射混凝土、锚杆支护、挂钢筋网和钢支撑等方法，在软弱破碎地段常采用管棚和注浆小导管超前支护。

寒坡岭隧道对于III级围岩采用全断面开挖方法，对洞口浅埋IV级围岩地段在超前管棚的支护下采用台阶分部法开挖（即拱部环形开挖留核心土），对洞口浅埋V级围岩地段在超前大管棚的支护下拟采用中壁墙法(单侧壁导坑法)分部开挖。隧道衬砌根据不同围岩级别采用不同参数的复合式衬砌。

（5）动态信息化施工技术是现代隧道施工发展的方向，该方法强调围岩动态响应的观察及监控工作，超前地质预报和现场监控量测是其核心内容。

寒坡岭隧道在施工中坚持动态信息化施工的原则：超前地质预报采用掌子面地质素描、TSP-203地震波探测系统、超前水平钻孔等技术进行超前地质预报；隧道监测方案针对不同围岩地段选择采用拱顶沉降、水平收敛、钢支撑内力测量等不同监测方法监测隧道的收敛变形与结构内力。

6.2 建议

本论文结合寒坡岭隧道具体施工实际情况探讨了岩溶地区大跨度公路隧道的主要地质灾害现象及灾害特定与预防方法、大跨度公路隧道的岩体力学理论、岩溶地区大跨度隧道的开挖支护技术、大跨度公路隧道的超前地质预报和现场监控量测，研究了岩溶地区大跨度公路隧道动态信息化施工技术的关键内容。

但岩溶地区大跨度公路隧道动态信息化施工技术仍是隧道勘察、设计中的重大难题。受专业水平的限制，仍有许多问题没有得到解决，作者建议从以下几个方面作进一步研究：

（1）岩溶地区隧道地质灾害呈现多样性、复杂性、严重性等特点，应该加强前期勘察工作，在此基础上建立符合特定工程的相关理论模型并进行灾害预测预报；

（2）大量工程事例说明围岩在开挖后表现出的力学效应是非线形的，用传统的连续介质力学甚至一般的弹塑性力学方法或者是工程类比法进行稳定性分析是不合理的，因此必须研究在施工动态情况下围岩的力学特征，在理论模型和方法的基础上，加强数值模拟研究或现场检测资料的验证；

（3）加强动态信息化施工的研究：提高超前预测的预报精度和及时性；结合现场监测量控工作，以量测数据为依据，科学分析并建立相关预测预报模型；通过现场原位测试岩体力学参数，以此作为输入数据进行岩石力学数值模拟分析。研究信息反馈技术及分析方法，真正实现动态信息化施工。

致谢

本论文是在校内导师李思明教授、校外导师冀胜利高级工程师的悉心指导下完成的。两位导师学识渊博，治学严谨，使我终身受益。感谢中铁二十局集团关怀，使我能有机会进入同济大学这样的一流学府学习深造。研究生学习期间，导师用丰富的实践经验和渊博的理论知识培养我，是我取得了长足的进步，在此，向导师表示深深的感谢和崇高的敬意！

在论文写作过程中，得到中国地质大学舒家华副教授的热情帮助和指导，在此深表谢意。

感谢所有给予我帮助的老师和同学们！

感谢同济大学对我的培养和教育！

谢江胜

2007 年 3 月

参考文献

[1] A.Haack Political and social aspects of present and future tunneling[J], Tunnels and Underground Structures, Zhao, Shirlaw&Krishnan (eds.), Balkema; 3-14

[2] Tuneyoshi Hunasaki Mechanizing and construction result of world largest diameter tunnel for Trans-Tokyo Bay Highway [A] Proceeding of the world tunnel congress 99-Challenges for the 21st Century [C]. Norway A A Balkema:1999,543～554

[3] New models of Tunnel machine in Japan, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.10, No.2, 1995

[4] 崔泰喜.4 车道宽幅隧道的设计与施工[M].大韩民国建设交通部道路局 2000

[5] 王明年,何川,翁汉民,李志业. 三车道隧道模型试验研究及有限元分析[J]. 公路, 1995.(9):19-28

[6] 王明年, 关宝树, 何川. 三车道公路隧道在不同构造应力作用下的力学行为研究[J]. 岩土工程学报, 1998. 20 (1): 51～55·

[7] 蒋树屏, 刘洪洲, 鲜学福. 大跨度扁坦隧道动态施工的相似模拟与数值分析研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(5): 567～572

[8] 黄伦海, 刘伟, 刘新荣. 单洞四车道公路隧道开挖的模型试验[J]. 地下空间, 2004, 24 (4): 465-474

[9] 王应富, 蒋树屏, 张永兴. 四车道隧道动态施工力学研究[J]. 公路交通科技, 2005, 22 (6):134-137

[10] 熊学军. 大瑶山隧道病害研究及治理[J]. 中国铁路, 1997, 10:39-42

[11] 梁明贵. 大瑶山隧道涌水量的控制[J]. 世界隧道, 1998, 6:50-52

[12] 方伟鹏. 大瑶山隧道运营管理研究与实践[J]. 铁道工程学报, 1997, 56 (4):101～106

[13] 李光辉. 新建武广铁路大瑶山区地质选线[J]. 铁道勘察, 2004, 6:33～35

[14] 李成源, 唐明逢, 周永安. 南岭隧道岩溶突泥灾害的防治[J]. 水文地质工程地质, 1994, 2:10～13

[15] 吴治生, 杜兴国. 衡广复线铁路南岭隧道岩溶工程地质特征[J]. 铁道工程学报, 1996, 50(2):75～82

[16] 王勖, 许兆义, 王连俊, 李治国. 圆梁山毛坝向斜段隧道涌突水灾害及对地下水的影响[J]. 中国安全科学学报, 2004, 14 (5):6～10

[17] 王润福, 孙国庆, 李治国. 圆梁山隧道进口填充型溶洞注浆施工技术[J]. 隧道建设, 2003. 23 (2):28-30

[18] 庄金波. 圆梁山隧道岩溶管道群涌水处理技术[J]. 隧道建设, 2004, 24 (3):20～24

[19] 雷升祥, 冯涛, 马民. 彭水隧道洞口段不良地质及灾害防治[J]. 铁道标准设计, 2003. s 1:63～66

[20] 杨昌宇. 武隆隧道岩溶暗河整治方案探讨[J]. 现代隧道技术, 2003, 40 (6):12～17

[21] 扬保安, 张红军, 谢万瑜, 周鹏, 余明. 华荃山隧道西线泄水洞工程及其对治理隧道暴雨涌突水的作用[J]. 世界隧道, 1999. 36 (5):24～27

[22] 刘建国,刘义立.华鉴山隧道特大涌水突泥的综合治理[J].公路,2003,10:25～28
[23] 陈绍林，李茂竹，陈忠恕，谢晓东.四川广(安)-渝(重庆)高速公路华鉴山隧道岩溶突水的研究与整治[J].岩石力学与工程学报,2002,21(9):1344～1349
[24] 袁真秀,李彦军. 内昆线新寨隧道涌水灾害分析及处理[J].西部探矿工程,2004,92(1):99～100
[25] 李彦军.新寨隧道涌水量预测方法的选择[J].西部探矿工程,2000, 62(1) :53～54
[26] 李小红.歌乐山隧道突发涌水整治技术的研究[J].铁道标准设计,2003,s1:70～72
[27] 孟乔然.歌乐山隧道大股涌水处理[J].铁道建筑技术，2002, s1:4～7
[28] 李小红.渝怀铁路歌乐山隧道岩溶富水区施工技术研究[D].四川:西南交通大学,2003
[29] M.Shimokawachi, F.Yokoo, X. Wu.岩溶地区隧道建设诸问题[J].隧道地质超前预报技术交流研讨会论文集，2004
[30] 卢耀如.岩溶—奇峰异洞的世界[M].北京:清华大学出版社,2001
[31] 袁道先,刘再华,林玉石等.中国岩溶学[M].北京:地质出版社, 2002
[32] 刘丹,关宝树.铁路隧道涌(突)水基本特征及地质环境效应.科技动态报告文集(铁路隧道及地下工程).西南交通大学出版社，1995:212～219.
[33] 刘高.深埋长大隧道涌(突)水条件及影响因素分析[J]. 2002,8 (3):160-162
[34] 徐林生.公路隧道施工围岩稳定性监测预报系统与隧道工程数值模拟研究[D].同济大学博士后士论文.2001
[35] 黄涛.渗流—应力—温度相合下裂隙围岩隧道涌水量的预测[J].西南交通大学学报.1999,34(5):555～557
[36] Qiang zhang, shengfeng tian, yuanbin mo, xiozheng dong and shengyu hao. An expert system for prediction of karst disaster in excavation of tunnels or underground structures through a carbonate area. Tunneling and underground space technology, 1993 (3):373 — 378.
[37] 吴治生. 岩溶隧道的环境地质问题[J].铁道工程学报.2006,91(1):70～75
[38] 王建秀.腐蚀损伤岩体中的水化—水力损伤及其在隧道工程中的应用研究.西南交通大学研究生学位论文，2002.
[39] 吴梦军，许锡宾等. 岩溶对公路隧道围岩稳定性的影响研究[J]. 地下空间.2003,23(1):59～64
[40] 王建宇，锚喷支护原理和设计 [M].北京:中国铁道出版社，1980
[41] 徐志英，岩石力学[M].北京:中国水利水电出版社，1993
[42] 李晓红，隧道新奥法及其量测技术[M].北京:科学出版社，2002
[43] 张悼元,王士天等.工程地质分析原理[M].北京:地质出版社，1997
[44] 童宏纲，高速公路隧道围岩质量评价系统的研究，中国地质大学硕士研究生学位论文[D]，2000
[45] 刑念信.地下开挖中的围岩稳定性评价.全国第三次工程地质大会论文集，1988
[46] 王毅才.隧道工程.北京:人民交通出版社，2000
[47] 习小华.分析影响隧道围岩稳定性因素[J].西部探矿工程. 2002,84:59～60
[48] 彭立敏，刘小兵.交通隧道工程[M].湖南：中南大学出版社，2003
[49] Goodman R.E and Shi Genhua. Block Theory and Its Application to Rock Engineering,

Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs New. ersey, 1985
[50] Rocscience, Inc, Unwedge User's Guide, 3D Visualization of potentially unstable wedges in the rock surrounding underground excavation and calculation of factors of safety and support requirements for these wedges, 1992 ~1999
[51] 许强，边坡块体稳定性分析系统用户手册(Ver.1.0), 1998
[52] 王思敬、杨志法等.地下工程岩体稳定性分析[M].北京:科学出版社，1984
[53] 宋抗常等.公路隧道施工工法和优秀论文汇编[M].中国铁道建筑总公司，2003
[54] 关宝树.隧道工程施工[M].北京:人民交通出版社，2003
[55] 王力功.光面爆破技术研究及其在隧道掘进中的应用[J].工程爆破.2001,7(1):66～68
[56] 张继春.控制爆破概论[M].成都:西南交通大学出版社，1998年
[57] 舒家华.岩土加固技术[M].武汉：中国地质大学出版社,1999
[58] 罗琼.岩溶隧道施工技术[J].隧道建设，2004(5)
[59] 李治国.隧道岩溶处理技术探讨[J].中铁隧道集团2003年技术交流大会论文集,2003.12
[60] 朱维申,何满潮.复杂条件下围岩稳定性与岩体动态施工力学[M].北京:科学出版社,1995
[61] 曾昭璜.隧道地震反射法超前预报[J].地球物理学报，1994,37 (2)：218～ 230
[62] 姚姚，詹正彬，钱绍湖.地震勘探新技术与新方法[M].武汉:中国地质大学出版社，1991.
[63] 李世辉等.隧道支护设计新论一典型类比分析法应用和理论[M].北京:科学出版社.1999
[64] 李晓红.隧道新奥法及其量测技术[M].北京:科学出版社，2002

个人简历　在读期间发表的学术论文与研究成果

个人简历：

谢江胜，男，1971 年 9 月出生。

1997 年 7 月毕业于安徽淮南工业学院岩土工程专业，获学士学位。

2002 年 5 月开始在同济大学攻读硕士研究生。

待发表论文：

[1] 谢江胜. 走马岭隧道崩坡积体段处理技术措施. 铁道标准设计

研究报告：

[1] 冀胜利, 谢江胜, 孙国栋, 魏永杰, 周传刚.　沪蓉高速公路岩溶地区双连拱公路隧道快速安全成套施工综合技术研究. 2006

岩溶地区大跨度公路隧道动态施工关键技术研究

作者：谢江胜
学位授予单位：同济大学土木工程学院

本文链接：http://d.g.wanfangdata.com.cn/Thesis_Y1227985.aspx
授权使用：中南大学(zndx)，授权号：30f8b9d4-5fdf-410a-a8d2-9da50151fbb9，下载时间：2010年6月30日