

甘肃天水地区膨胀性 泥岩隧道施工技术研究

欧尔峰 梁庆国 蒋代军 著

Gansu Tianshui Diqu
Pengzhangxing Niyan Suidao
Shigong Jishu Yanjiu



人民交通出版社
China Communications Press

- 兰州交通大学青年科学基金项目（2011033）资助
- 国家自然科学基金项目（41262010）资助
- 长江学者和创新团队发展计划（IRT1139）资助
- 甘肃省交通建设科技项目[甘交工（科研）2010第001号]资助

甘肃天水地区膨胀性 泥岩隧道施工技术研究

欧尔峰 梁庆国 蒋代军 著



人民交通出版社
China Communications Press

内 容 提 要

本书结合甘肃天水地区梁家山泥岩隧道工程实践,内容涉及了泥岩隧道施工的各个方面,包括泥岩隧道工程地质特性及施工监测、施工方法模拟、工法对比,共分6章,主要包括:绪论、工程地质性质研究、泥岩膨胀分级研究、梁家山隧道施工监控量测分析、泥岩隧道施工过程数值模拟研究、泥岩隧道施工方法比较研究。

本书内容丰富、图文并茂、数据资料详实,论述深入浅出、旁征博引,反映了泥岩隧道施工科学研究与工程应用方面的最新水平。本书特别适合于学习泥岩隧道施工的有关技术人员使用,也可供从事隧道与地下工程、岩土工程、地质工程等高校和科研院所的科研人员与师生参考。

图书在版编目(CIP)数据

甘肃天水地区膨胀性泥岩隧道施工技术研究 / 欧尔峰, 梁庆国, 蒋代军著. — 北京: 人民交通出版社, 2014. 1

ISBN 978-7-114-11028-3

I. ①甘… II. ①欧… ②梁… ③蒋… III. ①泥岩—隧道施工—研究—天水市 IV. ①U455

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2013)第 281280 号

书 名: 甘肃天水地区膨胀性泥岩隧道施工技术研究

著 作 者: 欧尔峰 梁庆国 蒋代军

责任编辑: 温鹏飞

出版发行: 人民交通出版社

地 址: (100011) 北京市朝阳区安定门外外馆斜街 3 号

网 址: <http://www.ccpress.com.cn>

销售电话: (010) 59757973

总 经 销: 人民交通出版社发行部

经 销: 各地新华书店

印 刷: 北京盈盛恒通印刷有限公司

开 本: 787×1092 1/16

印 张: 11.75

字 数: 279 千

版 次: 2014 年 1 月 第 1 版

印 次: 2014 年 1 月 第 1 次印刷

书 号: ISBN 978-7-114-11028-3

定 价: 40.00 元

(有印刷、装订质量问题的图书由本社负责调换)

前 言

中国西北最老的膨胀性泥质岩地层为侏罗系,而甘肃、青海、宁夏和陕西等西部省区的侏罗纪以后的地层(如第三系等)分布广泛,国家西部大开发战略的实施使得西部地区的基础设施工程建设大规模展开,特别是铁路大通道建设、高等级和高速公路建设、跨流域调水工程建设、石油天然气长输管道建设等方兴未艾,因此,必将面临膨胀性岩土和膨胀性围岩等工程地质问题带来的挑战。甘肃梁家山泥岩隧道的施工为了应对泥岩膨胀展开了较为系统的研究,希望本研究能给泥岩隧道施工提供参考。

本书从研究依托工程泥岩隧道的工程地质入手,以室内试验、现场监控量测、数值模拟计算为主要研究手段,从隧道所处的地质环境背景研究出发,对泥岩工程地质性质、膨胀分级、现场监控量测、施工方法模拟、工法对比进行了系统阐述,最终应用于工程实践。本书共分6章,主要包括:绪论、工程地质性质研究、泥岩膨胀分级研究、梁家山隧道施工监控量测分析、泥岩隧道施工过程数值模拟研究、泥岩隧道施工方法比较研究。

本书编写分工如下:第1章、第2章、附录B由兰州交通大学梁庆国教授编写;第3章、第6章、附录A由兰州交通大学欧尔峰博士编写;第4章、第5章由兰州交通大学蒋代军博士编写。

在本书涉及的现场测试和室内外试验、数据处理与资料收集整理过程中,天津城建大学的韩文峰教授、柴寿喜教授、李雪峰副教授,兰州交通大学的张延杰博士、马学宁博士、赵磊硕士、鲁得文硕士、孙文硕士、管磊硕士等提供了很多的帮助,在此表示衷心的感谢。

书中引用了部分国内外已有的专著、文章、规范等的成果,在此向作者及相关人士表示感谢;特别感谢甘肃省交通厅工程处、中铁四局等单位对本书内容所涉及研究项目的支持和协助。

本书的出版得到兰州交通大学青年科学基金项目(2011033)、国家自然科学基金项目(41262010)、长江学者和创新团队发展计划(IRT1139)、甘肃省交通建设科技项目[甘交工(科研)2010第001号]的经费资助,在此表示感谢。同时感谢人民交通出版社编辑们的辛苦努力,正是因为你们辛苦的付出,才使本书能在第一时间和读者见面。

鉴于作者的学识水平有限,疏漏不妥之处在所难免,敬请读者批评指正。

作 者

2013年10月于兰州交通大学

目 录

第1章 绪论	1
1.1 概述	1
1.2 国内外基本情况	1
1.3 本书主要内容	6
参考文献	7
第2章 工程地质性质研究	10
2.1 工程概况	10
2.2 梁家山隧道地质环境概要	12
2.3 泥岩地球化学成分和矿物成分	19
2.4 泥岩微结构特征与物理力学性质	27
2.5 梁家山隧道泥岩计算物理力学参数取值	33
参考文献	35
第3章 泥岩膨胀分级研究	38
3.1 泥岩的颗粒组成与液塑限	38
3.2 泥岩自由膨胀率	39
3.3 泥岩相对自由膨胀率	40
3.4 泥岩崩解特性	40
3.5 膨胀力试验	49
3.6 侧限约束膨胀率	51
3.7 泥岩膨胀性综合评价	53
参考文献	64
第4章 梁家山隧道施工监控量测分析	66
4.1 施工监控量测概述	66
4.2 测点断面布置	71
4.3 断面的测点布置及量测	71
4.4 测试结果与分析	75
4.5 测试结果的理论分析	81
参考文献	84
第5章 泥岩隧道施工过程数值模拟研究	85

5.1 引言	85
5.2 MIDAS GTS 有限元程序	85
5.3 数值模型	88
5.4 计算结果分析	90
参考文献	119
第 6 章 泥岩隧道施工方法比较研究	121
6.1 双层模筑法施工过程模拟	121
6.2 泥岩遇水软化后不同施工方法比较	143
6.3 双层模筑和复合式衬砌支护比较	151
参考文献	164
附录 A 多尺度降维法(MDS)	166
A.1 多维标度法的基本原理	166
A.2 非度量方法	168
附录 B	171
B.1 物理力学实验	171
B.2 泥岩液塑限试验	172
B.3 泥岩自由膨胀率试验	173
B.4 泥岩相对自由膨胀率试验	175
B.5 未打磨试样水溶液湿化试验	176
B.6 打磨试样水溶液湿化试验	178
B.7 煤油溶液湿化试验	180
B.8 膨胀力试验	181
B.9 侧限约束膨胀率试验	181

第 1 章 绪 论

1.1 概述

我国是一个多山国家,山地面积高达全国面积的 $2/3$ 以上。同时,我国又是世界上膨胀性岩土分布最广的国家之一,已查明至少有 26 个省市自治区有区域性膨胀岩土的分布,膨胀岩土成因类型复杂多变,包括了世界上已知的各种膨胀性岩土,也是膨胀岩土地质灾害最严重的国家之一。膨胀岩土地区的隧道与地下工程、地基、滑坡、路堤、堤坝等均存在膨胀性岩土的问题。已有研究表明,中国西北最老的膨胀性泥质岩地层为侏罗系,而甘肃、青海、宁夏和陕西等西部省区的侏罗纪以后的地层(如第三系等)分布广泛,国家西部大开发战略的实施使得西部地区的基础设施工程建设大规模展开,特别是铁路大通道建设、高等级和高速公路建设、跨流域调水工程建设、石油天然气长输管道建设等方兴未艾,因此,必将面临膨胀性岩土和膨胀性围岩等工程地质问题带来的挑战。

在破碎软弱且可能存在膨胀性的第三系泥岩等软岩地区修建大断面公路隧道,在甘肃省公路交通系统尚不多见。目前国内对于膨胀岩等定义主要是从物质成分和水理性质变形引起的膨胀或收缩的角度考虑,而在隧道与地下工程中,膨胀性围岩和膨胀性地压等概念不仅包含了膨胀岩的地质和物理属性,而且更多地考虑了地应力环境、工程开挖方法和支护措施等的影响,国内外大量在类似工程地质条件下的隧道与地下工程实践表明,围岩强度应力比小于 2 是较为准确和合理的判断膨胀性围岩的定量指标,由于梁家山隧道的深埋段泥岩等软弱岩层的单轴抗压强度大多小于 5MPa,部分区段甚至在 2MPa 以下,这对于埋深超过 100m 以上的部分,均满足围岩强度应力比小于 2 的判据条件。因此,梁家山隧道洞身深埋段大部分必将属于膨胀性围岩,为此,本项目将以梁家山隧道的工程实践为依托,对泥岩地段隧道工程施工过程中的工程地质、水文地质、围岩和隧道支护结构的变形特征等进行综合研究,掌握其发展变化的规律,进而采取更为安全、经济和可靠的施工方法和衬砌结构形式,提高梁家山隧道施工的安全性和可靠性,加快施工进度。这些研究不仅具有较高的学术价值,可以丰富和发展岩土力学、工程地质等学科的研究内容,而且对于大断面高速公路泥岩等软弱地层中隧道工程的设计和施工水平的提高,为类似地质条件下的隧道工程建设提供技术参考方面,具有重要的现实意义。

1.2 国内外基本情况

我国幅员辽阔,地形地貌和地质构造非常复杂,泥质岩地层遍布全国各地,分布十分广泛^[1]。在泥岩等软弱围岩段进行隧道施工的过程中,因开挖导致的围岩应力重分布,会使泥岩

隧道围岩发生塑性变形和膨胀变形,产生复杂的围岩压力,给隧道的施工安全和衬砌稳定带来较大的隐患。国内外在泥质等软弱围岩中修建隧道和地下工程已经积累了丰富的理论和工程经验,发表了大量与之有关的研究成果,可从以下几个方面分别简述之。

(1) 软岩的定义和分类

由于岩体的地质本质性,其复杂的物质性、结构性和在地质环境中的赋存性,使得岩体具有复杂的物理力学性质和工程特性,并受岩体结构的控制^[2]。工程实践中关于软岩的定义有多种,大致可划分为地质软岩和工程软岩,前者如国际岩石力学与工程学会的定义:单轴抗压强度在 0~25MPa 之间的岩石称为软岩,强调的是其地质属性,后者则指在工程力作用下产生显著塑性变形的工程岩体^[3]。还有学者将单轴抗压强度小于等于 5MPa 的称为极软岩^[4]。曲永新则建议将单轴抗压强度 1.5MPa 作为软岩下限和硬黏土上限的临界值^[5]。我国煤矿系统较早地开展了软岩分类和分级及工程应对措施方面的探索,何满潮教授根据岩石泥质含量、单轴抗压强度和塑性变形特点,将软岩分为膨胀性软岩、高应力软岩、节理化软岩和复合型软岩。其中,对膨胀性软岩的分类突出了其黏土高膨胀性矿物和低强度^[3],强调其地质属性。

(2) 泥质岩工程地质特性研究

泥质岩系指富含黏土矿物的碎屑岩类的沉积岩。它是泥岩、黏土页岩、黏土岩、砂质泥岩的总称,是一类工程性质差异极其显著的复杂岩石。由于富含黏土矿物,特别是膨胀性黏土矿物,因此大多数泥质岩往往是强度低($R_c \leq 25\text{MPa}$)、变形量大、崩解耐久性差、易于膨胀和崩解的软弱岩石,常常属于典型的软岩。泥质岩遇水软化膨胀和显著的流变性是其最主要的工程地质特性。早在 1936 年,工程地质学家米德便注意到了泥质岩的胶结作用对泥质岩工程性质的控制作用,后来 Under Wood 和 Fleming 又进一步发展了这一思路,指出泥质岩胶结作用不仅包括了胶结物胶结作用,而且包括黏土矿物转化和重结晶胶结作用。曲永新在对泥质岩成岩胶结作用和干燥活化作用的深入研究基础上,根据岩石含水率增加引起体积膨胀的认识,通过不规则绝对干燥岩块浸水崩解试验方法和岩块干燥饱和吸水率(WRDS)指标,进行了泥质岩膨胀势的判别和预测,根据 WRDS 大小将泥质岩膨胀势分为五级:WRDS $\leq 10\%$ 为非膨胀的;10% $\leq$ WRDS $< 20\%$ 为微膨胀的;20% $\leq$ WRDS $< 50\%$ 为弱膨胀的;50% $\leq$ WRDS $< 100\%$ 为强膨胀的;WRDS $\geq 100\%$ 为剧膨胀的。此外,大多数泥质岩由于强度低和富含水的特点决定其具有显著的流变性。20 世纪 80 年代中期,中国科学院地质所周瑞光等研制了软岩三轴流变仪,并进行了数十组泥质岩流变特性的测试。泥质软岩的流变特性揭示了软岩巷道的大变形、持续变形和“四周来压”的变形现象,揭示了软岩巷道变形随深度增加变形愈来愈强烈,支护愈来愈困难的现象,即随围压增加,加速流变作用的发生^[1]。

(3) 膨胀岩、膨胀性围岩与膨胀性围压

对于膨胀岩的定义也有多种,国际岩石力学协会膨胀岩委员会指出膨胀岩有以下 4 种类型:①泥质膨胀岩;②含硬石膏、无水芒硝类膨胀岩;③断层泥类膨胀岩;④含黄铁矿等金属硫化矿类岩石。泥质膨胀岩通常是指膨胀性泥岩、页岩类沉积岩^[1]。这显然是从地质属性的角度定义的,按照此定义,膨胀岩统指为那些与水发生物理化学反应,引起岩石含水量随时间增大、体积增大的一类岩石,属于易风化、软化的软岩范畴^[1,3,5-6],其主要的影响因素是岩体中的物理化学反应所致,即黏土矿物的吸水膨胀或膨胀性矿物的吸水而将其变为结晶水的化学反应;前者即为通常意义上富含膨胀性黏土矿物如蒙脱石和伊利石的膨胀岩,而将后者通常称为

盐胀类膨胀岩。这类岩石大都具有以下工程地质特性:①强度低,抗压强度一般在 10MPa 以下;②孔隙度大,一般在 25%~35%(相当于孔隙比 0.33~0.55);③膨胀率高,一般在 30%~40%,吸水后易造成岩体膨胀,失水后易干裂风化;④膨胀压力大,当岩体的膨胀压力大于 0.1MPa 情况下,构筑物若按常规设计,往往会造成失误;⑤亲水性强,一般含有亲水性黏土矿物如蒙脱石、伊利石等;⑥崩解性强,崩解隧道取决于岩体成分、结构、颗粒分布、胶结程度及供水条件等^[6]。影响膨胀性软岩性质的基本因素有外因和内因,内因主要包括岩石成分(矿物成分、化学成分和粒度成分)、天然含水量及湿度状况、胶结程度 3 种,它们决定了膨胀性软岩的膨胀能力和膨胀潜势的大小;外因主要是人类活动造成的水分得失和内应力变化等,它决定了膨胀性软岩能否膨胀和实际的膨胀程度。对膨胀性软岩的分级判别标准,国内外已有多个相应的方法^[10],孙晓明等汇总分析了中国、日本、美国、英国、意大利、澳大利亚等多个国家的膨胀性软岩的分级标准,在综合分析前人研究成果的基础上,以亲水性黏土矿物含量为基本分级依据,结合其他因素如干燥饱和吸水率、自由膨胀变形量、自由膨胀率、崩解特性等,提出了强膨胀性软岩的分级标准^[11]。

从工程属性的角度,关宝树教授认为:膨胀性主要是由于围岩强度比小,产生的塑性地压就是膨胀性地压。因上覆荷载产生的塑性变形是在围岩强度和初始垂直应力比(围压强度比)在 2~3 以下的岩石(特别是黏土岩)中发生的,因隧道周边破碎(塑性化),沿一定厚度的断面吸水膨胀而软化,形成膨胀性地压,具有复合性特点,是由现象得来的一种概念,一般用在变形比较大的情况,与其他土压有时是很难区别的^[7]。从这个角度上说,膨胀岩的定义更多地与工程岩体所处的地应力环境和开挖支护方法等工程措施有关。由此,膨胀性围岩既可指由于具体膨胀性的黏土矿物和组成矿物的吸水膨胀,围岩位移长时间增加的围岩^[8],即如《岩石力学有关名词解释》关于“膨胀性围岩压力”的解释:由于围岩吸水发生膨胀而对支护产生的压力,这种压力实质上是变形围岩压力的一种,只是它引起变形的原因较为特殊,是含有大量蒙脱石等膨胀性矿物的黏土岩所含有的一种围岩压力^[9],也可指因较大的塑性变形和围岩流变变形引起膨胀的围岩。根据日本的施工实践,膨胀性地压几乎都发生在埋深小于 300m 以下场合,埋深大于 500m 隧道发生的不多。一般发生膨胀性地压的都是围岩强度小的岩石,如软弱的黏土岩、蛇纹岩、破碎带、强风化岩等,其次是内摩擦角小的岩石。强度小但内摩擦角大的砂质土和砾石土是很难发生膨胀性地压的。从隧道与地下工程的实践看,评价膨胀性地压第一位的指标是围岩强度比,第二位的指标是蒙脱石含有率和自然含水率,第三位的指标是浸水崩解程度^[7]。由此可见,吸水膨胀性岩体是地层产生膨胀的必要条件,而围岩强度比小于 2 是吸水膨胀岩体产生膨胀的定量指标。

膨胀岩的膨胀压力大多在 100~500kPa 的范围内^[1],且国外实测的围岩膨胀压力高达 3.5MPa^[12],而室内试验揭示的膨胀压力,国内测得的膨胀压力高达 3.8MPa^[13],国外测得的最高可达 100MPa^[14],而贺少辉等的计算表明,即使是 22.6kPa 的膨胀压力,也有可能導致衬砌的弯矩破坏^[15]。膨胀岩的膨胀压力通常与其初始含水率、黏粒成分等有关。例如,膨胀岩的最大膨胀压力 $P_{\max}$ 与岩石的相对湿度 RH 和湿度活性指数 I_{RH} 有关,可表示为式 (1-1)^[10]:

$$P_{\max} = 0.0686RH - 0.0008RH^2 + 1.7423I_{RH} - 0.0132I_{RH}^2 - 0.0145RH \times I_{RH} + 0.09549 \quad (1-1)$$

也有类似的统计性规律^[12]：

$$\log p_s = 2.132 + 0.0208\omega_L + 0.000665\gamma_d - 0.0269\omega_n$$

式中： p_s ——零膨胀应变时的膨胀压力，0.1MPa；

ω_L ——液限，%；

γ_d ——天然干容重，kg/m³；

ω_n ——天然含水率，%。

就泥质等类型的软岩而言，围岩的变形破坏机制主要有围岩流动挤出和围岩膨胀挤出两种观点。前者认为地下工程开挖引起的重分布应力达到屈服面后，围岩处于塑性状态，发生塑性变形并引起围岩应力的进一步调整，最终形成剪切滑移面并组成塑性楔体向洞内滑移；后者认为含膨胀性矿物的软弱围岩，在适当条件（地下水、地应力）下，围岩发生膨胀，引起围岩变形^[16]；而实际上大多数泥质软岩隧道的变形破坏是围岩塑性变形和膨胀变形综合作用的结果。所以，隧道围岩压力同时包括形变围岩压力和膨胀围岩压力。

(4) 软岩和膨胀岩隧道围岩的变形特征

隧道开挖前，围岩处于一定的初始应力状态，并积存了一定的应变位能。隧道开挖后，由于被移除的部分岩体不再支撑或约束其相邻的围岩，导致原有的力学平衡条件被打破，导致围岩中不同部位产生不同的相应位移，使得一定范围内的岩体应力产生调整，即围岩应力重分布及局部的应力集中，即围岩的二次应力状态。如果重分布应力达到或超过岩体的屈服或流变应力条件，将在隧道洞壁一定范围内依次形成流动区或松动区、塑性区（包括塑性硬化区或软化区）、弹性区及原岩应力区。如果在开挖后进行支护，给围岩施加了一种约束，围岩和支护共同作用，经过一定时间的调整，则会达到另外一种新的应力状态，即三次应力状态^[16-18]。在围岩应力状态不断调整的过程中，可能会产生隧道洞壁的收敛或开挖区域的失稳。隧道开挖引起的收敛包括两个部分：一是隧道工作面前进产生的应变（空间效应或工作面前进效应）；二是岩土材料随时间的特性（地层蠕变效应）^[4,19-20]。依围岩应力与岩体强度的相互关系，围岩可能处于弹性、塑性和流变状态，如果不能采取有效的支护应对措施，则可能产生围岩整体失稳。表 1-1 给出了国内外几个典型隧道收敛变形中时间效应引起的变形和空间效应引起的变形比值 m ，显然， m 值越大，说明围岩的流变特性越强，因时间效应引起的围岩变形也就越大。

部分隧道时间效应引起的变形与开挖空间效应引起的变形比值^[4,19] 表 1-1

隧道名称	地层岩性	支护形式	$m=d_t/d_s$
Patras by-pass(希腊)	砾岩	高强度钢支撑、喷射混凝土	1.0~2.0
Paraionia Odos(希腊)	泥灰土夹黏土层	中等强度的钢支撑、喷射混凝土	4.0~5.7
Frejus(法)	片麻岩	喷射混凝土、锚杆	3.1~5.6
Las Planas(法)	泥灰土	喷射混凝土、锚杆	2.2~3.6
中国顶山隧道	砂岩	超前支护、格栅拱架、钢筋网、喷射混凝土、锚杆	0.25

软岩隧道的变形破坏不仅受围岩的力学性质的影响，而且受隧道所处地应力环境和工程因素控制。一般说来，软岩巷道的变形破坏具有以下特征^[21]：①变形方式多，如拱顶坍塌、片帮和底鼓、整体收敛和破坏等，既有结构面控制型，也有应力控制型，尤以应力控制型为主；

②变形量大,如新疆某引水工程南干渠顶山隧洞采用台阶法施工的监测结果为:实测最大变形为 295.75mm,最大收敛量为 4.6%,实测最大拱顶沉降 21.80mm^[4];③变形速度高,初期收敛速度可达 3cm/d,且收敛速度降低很慢;④持续时间长,由于软岩的低强度和流变性,围岩应力重分布持续时间长,有的甚至会持续 1~2 年;⑤因位置而异,不同部位的变形程度不同,具有显著的差异性,这主要是所处地应力环境和软硬力学性质的各向异性所致;⑥围岩破坏范围大,围岩破坏区的范围可达 5 倍洞室半径;⑦来压快,围岩与支护结构的接触压力在很短时间内产生,且随时间迅速增长。

上述围岩应力重分布及其变形破坏的特征是一般性软岩所具有的,但在具有膨胀岩的围岩中,情况可能更为复杂。这是因为:在膨胀性地层中,开挖对隧道围岩的影响范围是很大的,也是很复杂的。由于开挖,在隧道围岩内并不是很简单地形成松动区、强度下降区、弹性区,而是交替出现松动区或强度下降区或压密区。在膨胀性地层中,隧道围岩受开挖的影响状态,通过分析弹性波的纵波速度的量测值也可以反映出交替的疏松区和压密区的多层成层状态。由于在深层范围内仍有疏松区的存在,在压密区形成的围岩支撑环可能发生向背离隧道轴向方向的变形,因此,假定的不动点不仅可能向隧道内空方向移动,也可能发生向相反方向的移动,所以围岩内变形量之和可能大于收敛变形,也可能小于收敛变形^[22]。基于此,膨胀性围岩的变形破坏机理可归纳为开挖力学效应、物理化学效应和围岩流变效应^[23]。因此,正确认识泥质等膨胀性软岩的工程地质特性,深入了解隧道围岩变形破坏分布规律,及时掌握围岩变化动态,是顺利进行膨胀性软岩隧道工程设计和施工的必要前提。

(5) 新奥法在膨胀岩隧道设计和施工中的应用及发展

自 20 世纪 60 年代 L. Rabcewicz 提出以充分发挥围岩自承载能力为基本原理,以喷锚支护及复合柔性衬砌为主要特征的新奥法以来,隧道工程从理论、设计和施工均发生了一场重大的革命,它改变了过去按围岩荷载全部作用于衬砌上的设计和施工的传统思想^[7]。1980 年,奥地利土木工程学会地下空间分会把新奥法定义为:“在岩质、土砂质介质中开挖隧道,以使围岩形成一个中空筒状支撑环结构为目的的隧道设计施工方法。”为使围岩形成中空筒状支撑环结构,应遵循以下原则:①应当考虑岩体的力学特性;②应当在适宜的时机构筑适宜的支护结构,避免在围岩中出现不利的应力应变状态;③为使围岩形成力学上十分稳定的中空筒状支撑环结构,必须构筑一个闭合的支护结构;④由现场量测监控围岩动态,根据容许变形量求得最适宜的支护结构。因此,新奥法最核心的问题就是利用围岩支护隧道,使围岩本身形成支撑环^[22]。在《中国土木工程指南》中对新奥法比较权威的注解是:“新奥法施工的基本思想是充分利用围岩的自承能力和开挖面的空间约束作用,采用锚杆和喷射混凝土为主要支护手段,及时对围岩进行加固,约束围岩的松弛和变形,并通过对围岩和支护的量测、监控来指导隧道和地下工程设计施工^[24]。”因此,新奥法的核心可简述为保护围岩、喷锚支护、监控量测和动态施工^[25-27]。

日本是较早地引进并广泛使用新奥法的国家,在各种地质条件下都获得了成功^[7,22-23]。在有塑性流动或膨胀性地压地层中构筑了大量的隧道,如中山隧道、驹止隧道、盐岭隧道、锅立山隧道、惠那山隧道等。大量的工程实例证明,在膨胀性地层中采用新奥法修筑隧道具有显著的效果。惠那山隧道的实践表明,采用新奥法施工的隧道,其最终内空变位值仅为传统方法的 $1/3 \sim 1/4$ ^[22]。

我国也在膨胀岩地区修建了不少铁路、公路隧道以及大量的煤炭、冶金矿山和水利等多种类型的地下工程,在室内和现场试验观测、理论和数值分析、设计与施工技术方面积累了丰富的经验^[7-10,28-38]。例如,在膨胀性围岩变形破坏规律方面,既有计算围岩膨胀压力的解析方法^[10,17],也有利用现代数值模拟技术的有限元方法^[38]。周坤利用 ANSYS 的热—应力耦合场分析功能实现隧道周围膨胀围岩的膨胀,在实现开挖完毕后,将膨胀围岩材料的线膨胀系数设置成膨胀率的数值,同时再对其施加温度载荷,初始温度为 0℃,温度载荷为 1℃,这样由于材料的热胀冷缩而实现了围岩的膨胀^[38]。在膨胀围岩中修筑隧道工程的一般经验是:①在膨胀性岩体中必须采取一些辅助方法,如仰拱和底部锚杆相配合^[39],宜采用类似软土隧道盾构施工原理的强预支护技术,即采用超前管棚、小钢管或插板、钢拱架和喷射混凝土的联合支护体系,或采用改良地层的设计方法^[40];②由于膨胀性围岩的特性,在多数场合,都采用加大预留变形量和多重支护的方法予以应对;③膨胀性围岩中喷混凝土需要与长锚杆或钢架并用,喷射厚度比较厚,一般在 20~30cm,总厚度可达 40cm。多次喷射后,可使断面闭合、围岩位移收敛;④在膨胀性围岩中,一般说掌子面自稳性很差,围岩的松弛随时间显著增大,因此尽可能早期闭合开挖断面是极为重要的;⑤在短台阶和超短台阶法中,可用上半断面的临时仰拱闭合断面,以控制位移^[8];⑥做好施工过程中的防排水,控制和防治围岩的吸水膨胀或失水收缩^[28-29];⑦加强隧道施工过程中的监控量测和信息反馈,实现设计施工过程的动态调整和管理^[41-42]。可对此进一步提炼为“先排水、后开挖、强支护、早成环、勤量测”等适合于基本原则。

由于隧道处于岩土介质之中,其最大的特点就是地质环境复杂,影响因素众多,基础信息匮乏。隧道在变形特性、结构特征、初始应力场分布、温度和地下水作用效应等众多方面都表现出明显的非均质性、非连续性、离散性和非线性特点,使其在施工、运营阶段表现出相当独特和复杂的力学特征,其变形规律和受力特点无论是理论分析、数值模拟或室内外试验,均难以准确把握,因此,通过将理论结果与试验、实测数据进行对照校验,采用相应的方法进行模拟预测,并修改和完善设计施工参数,实现动态施工和管理,是较为科学合理的施工方法,或称“信息化施工”,这是对新奥法思想和基本原则的进一步发展。采用这种方法能够根据施工过程中的实测数据,通过反演分析,评价围岩的稳定性,确定支护施作方式和时间,调整施工参数,它是目前隧道施工中实现理论和实践相结合的最有效方法。

综上所述,膨胀性泥质软岩地层中修建隧道与地下工程是广泛涉及工程地质、岩石力学、隧道力学、隧道设计与施工等多个学科门类的复杂课题,需要综合采用现场调查、室内外试验和观测、理论分析、数值模拟、工程类比等多种方法手段进行系统研究。

1.3 本书主要内容

天水过境线高速公路梁家山隧道围岩级别低,全隧道开挖范围均处于 V、VI 级围岩。属湿陷性松软黄土,亚黏土和弱胶结泥岩型深埋长隧道,全隧道原设计均采用双层模筑混凝土施工工艺,工艺复杂,施工速度较慢。同时,在某些区段的施工过程中,因泥岩遇水膨胀而产生了衬砌大变形和破裂塌方等灾害,给隧道的施工带来了不利影响。为了顺利完成此段隧道的施工,加快隧道施工进度,提前采取行之有效的工程措施而避免出现再次塌方和大变形等灾害,本课题拟重点研究如下几个方面的内容:

(1) 甘肃省梁家山隧道膨胀性泥岩工程特性研究

对梁家山隧道的典型区段围岩采取试样,通过矿物学和化学分析、膨胀特性试验研究、室内变形和强度特性试验等方法,系统研究梁家山隧道围岩的工程地质特性,特别是其膨胀特性,研究其膨胀性的机理,对其膨胀性进行分级,确定合理的物理力学计算参数。

(2) 甘肃省梁家山膨胀性泥岩隧道围岩变形特征试验研究

选择典型区段作为新奥法(主要是台阶法)开挖和复合式衬砌支护的隧道施工试验段,全面开展初期支护时洞周收敛与沉降变形监控量测、围岩压力监测、刚拱架应力量测等,掌握隧道开挖后围岩的变形规律和支护结构的应力状态与稳定状态,确定切合梁家山隧道工程实际的洞周收敛和拱顶下沉变形量以及变形速率标准,为优化施工方法和支护参数提供数据支持和理论依据。

(3) 甘肃省梁家山膨胀性泥岩地段隧道复合衬砌结构适宜性研究

建立梁家山隧道考虑泥质岩膨胀性和流变性的数值模型,分析隧道围岩、支护变形和受力特征,确定合理的初期支护和二次衬砌技术参数,经过对比分析遴选出较佳的施工方法和支护结构形式应用于该隧道的开挖,并通过数值模拟和现场实测结果的对比分析验证支护参数的合理性和有效性。

(4) 甘肃省梁家山膨胀性泥岩地段隧道施工技术研究

膨胀土隧道围岩压力的施工效应是导致隧道变形病害的主要原因。采用合理的施工方法,对隧道的稳定性有着十分重要的作用。比较和分析矿山法双层模筑衬砌和新奥法复合式衬砌施工方法在膨胀性泥岩隧道应用中的经济性、可靠性和合理性。

通过理论分析与监控量测对比,提出采用新奥法的施工方法和技术措施及施工技术关键参数建议。

参 考 文 献

- [1] 王思敬,黄鼎成. 中国工程地质世纪成就[M]. 北京:地质出版社,2004.
- [2] 王思敬. 论岩石的地质本质性及其岩石力学演绎[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(3): 433-450.
- [3] 何满潮,景海河,孙晓明. 软岩工程力学[M]. 北京:科学出版社,2002.
- [4] 张立德,周小兵,赵长海. 软岩隧洞设计与施工技术[J]. 北京:中国水利水电出版社,2006.
- [5] 曲永新. 中国膨胀性岩、土一体化工程地质分类的理论与实践[C]//中国地质学会工程地质委员会. 中国工程地质五十年. 北京:地震出版社,2000:140-164.
- [6] 谭罗荣,孔令伟. 特殊岩土工程土质学[M]. 北京:科学出版社,2006.
- [7] 关宝树. 隧道工程施工要点集[M]. 北京:人民交通出版社,2003.
- [8] 关宝树. 隧道及地下工程喷混凝土支护技术[M]. 北京:人民交通出版社,2009.
- [9] 刘歆成. 岩石力学有关名词解释[M]. 北京:煤炭工业出版社,1982.
- [10] 刘特洪,林天健. 软岩工程设计理论与施工实践[M]. 北京:中国建筑业出版社,2001.
- [11] 孙晓明,武雄,何满潮,等. 强膨胀性软岩的判别与分级标准[J]. 岩石力学与工程学报,2005,24(1):128-132.
- [12] Bhawani Singh, Rajnish K Goel, John A. Hudson. Tunneling in Weak Rocks [M].

- Elsevier geo-engineering book series, volume 5, Elsevier Ltd, 2006.
- [13] 周思孟. 复杂岩体若干岩石力学问题[M]. 北京: 科学出版社, 1998.
- [14] Dimitrios Kolymbas. Tunelling and Tunnel Mechanics-A Rational Approach to Tunelling[M]. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2005(Printed in Germany).
- [15] 贺少辉, 张弥, 郑荣亮, 等. 杨家峪隧道裂拱机理研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, 17(5): 581-588.
- [16] 刘高, 张帆宇, 李新召, 等. 木寨岭隧道大变形特征及机理分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(S2): 5521-5526.
- [17] 于学馥, 郑颖人, 刘怀恒, 等. 地下工程围岩稳定性分析[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1983.
- [18] 李德武. 隧道[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2004.
- [19] Villy Kontogianni, Panos Psimoulis, Stathis Stiros. What is the contribution of time-dependent deformation in tunnel convergence[J]. Engineering Geology, 2006 (82) : 264-267.
- [20] 王后裕, 陈上明, 言志信. 地下工程动态设计原理[M]. 北京: 化学工业出版社, 2008.
- [21] 孙钧. 地下工程设计理论与实践[M]. 上海: 上海科学技术出版社, 1996.
- [22] 韩瑞庚. 地下工程新奥法[M]. 北京: 科学出版社, 1987.
- [23] 董新平. 膨胀岩隧道施工技术研究现状[J]. 世界隧道, 2000, 5: 60-63.
- [24] 杨家福, 陈金凤. 中国土木工程指南[M]. 北京: 科学出版社, 1993.
- [25] 朱汉华, 尚岳全. 公路隧道设计与施工新法[M]. 北京: 人民交通出版社, 2002.
- [26] 李晓红. 隧道新奥法及其量测技术[M]. 北京: 科学出版社, 2002.
- [27] Daniela Boldini, Roman Lackner, Herbert A. Mang. Ground-Shotcrete Interaction of NATM Tunnels with High Overburden[J]. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 2005, 7: 886-897.
- [28] 董新平. 铁路膨胀岩隧道施工技术研究[J]. 铁道工程学报, 2001, 1: 58-61.
- [29] 陈湘君. 软弱膨胀性围岩隧道的设计与施工[J]. 铁道标准设计, 1994, 12: 17-21.
- [30] 铁道部第二勘察设计院. 铁路工程设计技术手册·隧道(修订版)[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1999.
- [31] 傅全雷, 丁恒. 铁路膨胀岩隧道设计问题的初探[J]. 西部探矿工程, 2001, 1: 71-72.
- [32] 齐传生, 谭天鰵. 铁路隧道的主要工程地质问题与施工对策[J]. 铁道工程学报, 2005, 12(增刊): 298-307.
- [33] 黄建华. 膨胀岩的特性及其对隧道稳定性的影响[J]. 铁道工程学报, 2001(1): 56-57.
- [34] 杨庆. 膨胀岩与巷道稳定[M]. 北京: 冶金工业出版社, 1995.
- [35] 范秋雁. 膨胀岩与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2008.
- [36] 罗清明, 李亮, 杨小礼. 软岩隧道的围岩变形计算[J]. 长沙铁道学院学报, 2003, 21(2): 14-18.
- [37] 周坤. 膨胀土隧道衬砌膨胀力数值模拟研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2007.
- [38] 关宝树. 隧道力学概论[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1993.

- [39] 中华人民共和国行业标准. JTG D70—2004 公路隧道设计规范[S]. 北京:人民交通出版社, 2004.
- [40] 曹国金, 姜弘道. 信息化施工技术在地工程中的应用[J]. 岩土力学, 2002, 12, 23(6): 795-799.
- [41] 杨重存, 刘高, 赵志福, 等. 复杂地质条件下公路隧道信息化施工技术研究[M]. 兰州:兰州大学出版社, 2005.

第2章 工程地质性质研究

2.1 工程概况

天水过境高速公路是国家高速公路网与国道主干线规划中连云港至霍尔果斯公路的共用路段,也是重要组成路段,同时也是甘肃省规划的“四纵四横四重”公路网主骨架的重要组成部分。梁家山隧道是该段线路的重点控制工程之一,位于甘肃省天水市甘泉镇吴家河村、梁家山村、阳湾村,为谢家河和大江河的分水岭,穿越梁家山,为侵蚀堆积黄土丘陵地貌。梁家山隧道为一座上、下行分离式四车道高速公路长隧道,上行线隧道起讫桩 SK97+280~SK99+010,隧道全长 1730m,洞内纵坡分别为+2.751%和+0.91%;下行线隧道起讫桩 XK97+295~XK99+037,长 1742m,洞内纵坡分别为+2.689%和+1.0%;属松软黄土,亚黏土和弱胶结岩石型深埋长隧道。隧道上、下行线宝鸡端洞口位于右 $R=670\text{m}$ 、右 $R=710\text{m}$ 的平曲线上;天水端洞口位于右 $R=840\text{m}$ 、右 $R=780\text{m}$ 的平曲线上,施工期隧道洞口如图 2-1 所示。

隧道沿线及附近区域均为第四系(Q)地层覆盖,局部出露第三系上新统甘泉寺组(N_2g)地层,厚度较大。其中,除了隧道进出口段及洞身表层为第四系黄土及坡积、冲洪积物外,洞身部分主体位于第三系上新统甘泉寺组(N_2g)地层中。从洞身开挖穿越的地层岩性看,以中厚层状灰绿色泥岩为主,局部夹紫红色砂砾岩夹层或灰白色灰岩互层,如图 2-2 所示。碎屑沉积,泥质结构,块状构造,具微斜层理,成岩性差,遇水易软化,缩水干裂,抗风化能力低,节理较发育,节理面被铁锰质渲染,岩质较均匀,其抗压强度小于 5MPa,属极软岩。岩层产状 $295^\circ\sim 310^\circ\angle 18^\circ\sim 22^\circ$,总体产状平缓,局部产状略有变化。



图 2-1 梁家山隧道洞口

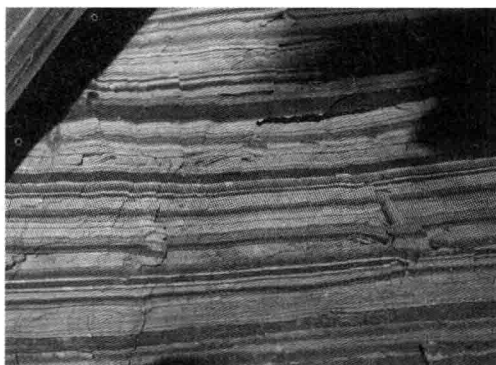


图 2-2 隧道开挖面揭露的泥岩层理构造

隧址区地下水的分布、埋藏与含水层的富水性受控于地形地貌、地层岩性、地质构造和气候条件,按地下水贮存条件和含水层性质,可分为第四系松散岩类孔隙潜水、第三系碎屑岩类

裂隙层间水。

梁家山隧道围岩中部以Ⅴ级为主，洞口段以Ⅵ级为主，围岩级别较低，为确保进洞安全，本隧道进出口均采用明洞和洞口大管棚辅助进洞方式，洞身段起初采用双层模注混凝土衬砌，后采用复合式衬砌进行支护。隧道复合式衬砌开挖流程图如图 2-3 所示，上下行线各分段围岩级别及结构类型见表 2-1、表 2-2。

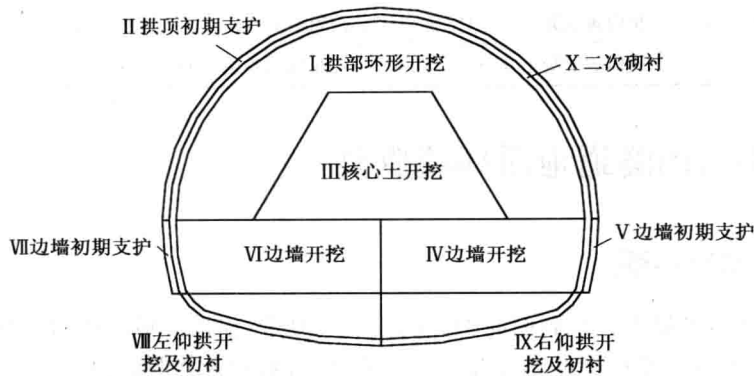


图 2-3 隧道开挖流程图

梁家山隧道围岩级别长度与结构类型 表 2-1

位 置	起 止 里 程	长度(m)	围 岩 级 别	结 构 类 型
上行线	SK97+280~SK97+305	25	Ⅵ	明洞
	SK97+305~SK97+430	125	Ⅵ	SVⅥ
	SK97+430~SK97+580	150	V _a	SV _a
	SK97+580~SK98+107	525.59	V _b	SV _b
	SK98+107~SK98+147	40	V _b	STV
	SK98+147~SK98+162	15	V _b	SV _a
	SK98+162~SK98+750	588	V _b	SV _b
	SK98+750~SK98+920	170	V _a	SV _a
	SK98+920~SK98+990	70	Ⅵ	SVⅥ
	SK98+990~SK99+010	20	Ⅵ	明洞
下行线	XK97+295~XK97+311	16	Ⅵ	明洞
	XK97+311~XK97+455	144	Ⅵ	SVⅥ
	XK97+455~XK97+615	160	V _a	SV _a
	XK98+615~XK98+194.95	581.47	V _b	SV _b
	XK98+194.95~XK98+209.95	15	V _b	SV _a
	XK98+209.95~XK98+249.95	40	V _b	STV
	XK98+249.95~XK98+720	470.05	V _b	SV _b
	XK98+720~XK98+940	220	V _a	SV _a
	XK98+940~XK99+017	77	Ⅵ	SVⅥ
	XK99+017~XK99+037	20	Ⅵ	明洞