

小浪底南岸砂砾地层输水隧洞注浆控沉机理研究

畅海峰¹, 张兴胜², 张应飞¹, 王进尚^{2,3}, 王嘉祥²

(1. 洛阳农发黄河水利建设开发有限公司, 河南 洛阳 557104;

2. 华北水利水电大学, 河南 郑州 450046;

3. 郑州工程技术学院 土木工程学院, 河南 郑州 450044)

摘要: 针对在弱胶结结构松散砂砾地层中隧洞施工易引发围岩失稳, 进而诱发地面沉降甚至威胁工程安全等问题, 以小浪底南岸灌区砂砾地层输水隧洞为依托, 开展砂砾地层超前注浆加固研究, 基于柱状注浆理论分析砂砾地层注浆机理, 通过室内单轴压缩试验与三维数值模拟, 研究注浆加固对提升围岩力学性能与强度提升规律。结果表明: 水泥浆液水灰比(w/c)由0.5增至1.0时, 胶结砂砾岩抗压强度由8.18 MPa降至5.11 MPa, 弹性模量由1134.5 MPa衰减至846.9 MPa, 胶结材料浓度对岩体强度起关键作用。注浆层厚度对沉降控制存在临界值, 在进尺10 m时临界厚度为3 m, 超过后加固效果趋于稳定; 水灰比0.75时兼具经济性与控制效能, 监测点沉降量较水灰比0.5降低43%。注浆厚度与材料参数对地层变形有协同调控机制, 注浆可显著抑制砂砾地层隧洞围岩变形。

关键词: 砂砾地层; 输水隧洞; 围岩稳定性; 沉降控制

中图分类号: U455.4

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2026)04-0121-08

Mechanism of Grouting and Settlement Control of the Water Conveyance Tunnel in Gravel Stratum on the South Bank of Xiaolangdi

CHANG Haifeng¹, ZHANG Xingsheng², ZHANG Yingfei¹, WANG Jinshang^{2,3}, WANG Jiaxiang²

(1. Luoyang Nongfa Yellow River Water Resources Construction and Development Co., Ltd., Luoyang, Henan 557104, China;

2. North China University of Water Resources and Electric Power, Zhengzhou, Henan 450046, China;

3. School of Civil Engineering, Zhengzhou University of Technology, Zhengzhou, Henan 450044, China)

Abstract: Tunnel excavation in weakly cemented loose sandy gravel strata can easily trigger surrounding rock instability, further inducing ground surface subsidence and even endangering engineering safety. Aiming at the construction difficulties of the water conveyance tunnel in sandy gravel strata of the South Bank Irrigation Area of Xiaolangdi Project, a study on advance grouting reinforcement for sandy gravel strata is carried out. The grouting mechanism in sandy gravel strata is analyzed based on the columnar grouting theory, and the improvement law of surrounding rock mechanical properties and strength enhancement induced by grouting reinforcement is investigated through laboratory uniaxial compression tests and three-dimensional numerical simulation. The test results show that when the water-cement ratio (w/c) of cement grout increases from 0.5 to 1.0, the compressive strength of cemented sandy gravel rock decreases from 8.18 MPa to 5.11 MPa, and the elastic modulus declines from 1134.5 MPa to 846.9 MPa. The concentration of cementing material plays a decisive role in rock mass strength. Numerical analysis reveals that there exists a critical value of grouting layer thickness for subsidence control; the critical thickness reaches 3 m at a tunneling advance length of 10 m, and the reinforcement effect tends to be stable once exceeding this value. The water-cement ratio of 0.75 balances economic efficiency and deformation control performance, with the subsidence at monitoring points reduced by 43% compared with the scheme adopting a water-cement ratio of 0.5. The synergistic regulation mechanism of grouting

收稿日期: 2025-12-29

修稿日期: 2026-04-03

基金项目: 国家自然科学基金(42207187); 河南省自然科学基金项目(242300420227); 河南省高等学校重点科研项目(26B570002); 河南省科技攻关项目(262102321019)

作者简介: 畅海峰(1974—), 男, 高级工程师, 主要从事水利水电工程建设管理及施工技术方面的工作。E-mail: lynfhhs@163.com

thickness and material parameters on stratum deformation is clarified. Field monitoring data verifies that grouting can remarkably restrain the surrounding rock deformation of tunnels in sandy gravel strata.

Keywords: sandy gravel stratum; water conveyance tunnel; surrounding rock stability; settlement control

沿黄地区是我国北方工农业生产重要承载区,同时也是水资源高度敏感区。近年来,随着区域工业化、城镇化进程加快,城市人口集聚效应凸显,导致水资源供需矛盾日趋突出。与此同时,地下水超采、流域水生态退化等衍生问题,进一步制约了区域经济社会与生态环境的协同可持续发展。在此背景下,黄河小浪底南岸灌区工程作为沿黄地区重要的水资源优化配置工程,具有重要的工程价值与战略意义。

针对砂砾地层隧洞施工失稳难题,灌浆加固技术作为一种成熟有效的工程防控手段,已广泛应用于各类地下工程施工。

浆液在砂砾地层中的扩散规律是决定灌浆加固效果的核心要素,目前学界已明确其常见扩散模式主要分为充填扩散、渗透扩散、压密扩散及劈裂扩散四类,相关学者围绕浆液扩散理论及影响因素开展了大量研究。王雪松^[1]为探究砂层渗透注浆柱形扩散机理,首先构建考虑迂曲效应的宾汉浆液在砂层内渗透注浆的辐射管道流柱形扩散模型,然后研制一套砂层渗透注浆柱形扩散模型试验装置,开展不同颗粒级配被注砂土、不同注浆压力 and 不同水灰比水泥基浆液条件下的砂层渗透注浆试验,探究浆液扩散规律,最后结合试验结果验证理论合理性,发现浆液压力在扩散方向上衰减速度先快后慢,注浆扩散半径理论计算值比试验值大 6.10%~10.97%,起始注浆压力理论计算值与试验值的相对误差为-0.48%~18.62%。在此基础上,侯晓萍等^[2]推导了基于分形理论的宾汉姆浆液渗透扩散表观速度公式和多孔介质渗透注浆球形扩散公式;利用已有的理论模型和室内渗透注浆试验成果对推导的理论公式进行了对比、分析和验证。研究结果表明,与传统的宾汉姆浆液渗透注浆扩散公式相比,基于分形理论的多孔介质渗透注浆扩散公式获得的浆液扩散半径更接近于室内试验成果。张平松等^[3]基于层流渗流假设与达西定律,推导得到砂层渗透注浆柱形扩散半径公式,计算结果与现场实测误差小于 12%。董道卫等^[4]通过室内试验手段,基于室内黏度试验,揭示了不同水灰比条件下浆液黏度随时间的非线性演化特征,建立了二次型黏度时变模型,量化了水灰比对黏度增长速率的影响,为注浆参数优化提供了试验依据。余永强等^[5]聚焦注浆效果评价指标,深入分析了水灰比、砂土渗透系数、单位时间流

量等因素对结石体体积及注浆量的影响关系。李志鹏等^[6]选取注浆压力、浆液水灰比、砂层颗粒级配及黏性土含量为关键影响因素,以加固后砂质体的变形模量、渗透系数与抗压强度为评价指标,通过室内正交试验系统研究多因素耦合作用下的注浆加固效应,阐明不同工况砂质体变形破坏规律,明晰加固效果主控因素与最优参数组合。

黄玲、梁涛等^[7-8]通过模型试样,实现砂卵石地层级配、密实度、力学特性与原型高度相似;揭示砂卵石地层颗粒运移、孔隙演化、结石体分布规律。胡建军^[9]通过模型试验探究了水泥浆在裂隙中的流动规律。孙元田等^[10]基于“一隔三强”控制原理,通过先封后注、分区隔渗的注浆工艺,可有效隔断水与软岩黏土矿物的接触通道,防止围岩在注浆及后期发生吸水膨胀与泥化破坏。贾文惠^[11]以粉砂地层深基坑为研究对象,分析了水闸基坑底注浆加固的效果及基坑变形特征。王皓等^[12]将岩体天然孔裂隙系统等效简化为开度均匀、壁面光滑的平行板裂隙,忽略裂隙粗糙度、开度波动与分支效应;基于该等效模型,构建水平孔注浆浆液扩散力学模型。马伟^[13]通过调整注浆压力、注浆时间步长、导流系数等参数,实现注浆过程的数值仿真模拟。张连震等^[14]构建动水作用下裂隙浆液扩散数学模型,研究平面裂隙在动水作用下浆液的扩散规律,揭示动水作用下浆液的渗流扩散规律,并指出地下水流速和注浆速率均为影响注浆扩散的重要因素。Liu 等^[15-16]采用等效注浆层法来模拟隧道周围的注浆层,通过赋予圆环单元不同的材料属性来模拟不同性质的浆液。穆锐等^[17]、谢乐妃^[18]、阿杜夫^[19]采用数值模拟方法,分析不同含石量的土石混合介质在双轴压缩试验和直接剪切试验下的力学行为规律。为土石混合介质体研究提供了新的有效手段,并深化了其理论计算问题的理解。

现有研究虽已积累了一定的理论与试验基础,但在弱胶结砂砾地层中,隧洞施工易诱发围岩发生较大变形,甚至诱发地表坍塌。针对该地层中隧道成洞难的工程难题,现有成果难以直接满足工程实际需求。因此,在隧洞成洞前开展围岩注浆及固结规律研究具有迫切性。本研究结合实际工程,以现场及室内试验研究为基础,开展引水隧洞穿越弱胶结砾石地层注浆效应及控沉研究,旨在本工程提供技术依据,同时为同类工程提供参考。

1 工程概况

小浪底工程设计年引水量达 1.44 亿 m^3 ,设计灌溉面积 53.68 万亩,可有效保障区域粮食安全;同时,该工程可有效提升洛阳、郑州巩义等沿线城市的供水保障能力,优化区域供水结构,补充流域生态基流,缓解地下水超采压力,推动沿黄流域水生态环境持续改善。

该工程地处邙岭脚下,区域地形沟壑纵横,地质构造复杂,特殊的地质条件给工程施工带来了显著挑战。其中,部分引水隧洞需穿越砂砾地层。该地层属于新生界第四系松散沉积物,主要分布于河流河床及两岸阶地,具有独特的工程地质属性。从工程地质特性来看,砂砾地层的物理力学性质介于土体与岩体之间,普遍表现为胶结程度低、颗粒级配不均、结构松散、整体性差等典型特征^[20],在隧洞施工扰动作用下,围岩易发生变形、失稳破坏,进而引发工程沉降、洞壁坍塌甚至冒顶等工程地质灾害。这不仅显著增加了隧洞施工的难度与成本,也对工程施工安全构成严重威胁。图 1 为小浪底南岸砂砾地层输水隧洞难成洞现场照片,直观呈现了该类地层施工“难成洞”的工程难题。



图 1 小浪底南岸砂砾地层难成洞现场照片

小浪底南岸灌区 5 号隧洞,隧洞形状为门洞型,全长 1 582.50 m,隧洞净宽 3 m,净高 4.2 m,顶拱为半圆形。隧洞所处地质条件为 V 类围岩,长度为 1 582.50 m。隧洞穿越砂砾层,上覆低液限粘土(Q_2)。砾石磨圆度较好,呈椭圆状,颗粒粒径以 20~40 mm 为主。隧洞埋深 10~80 m,围岩地层主要为上第三系泥质钙质细砂岩夹砂质粘土岩、砾岩和砾岩。岩体破碎多呈散体状,围岩类别主要为 V 类,极不稳定,存在明显的围岩稳定问题。隧洞所处工程地质纵断面示意如图 2 所示。

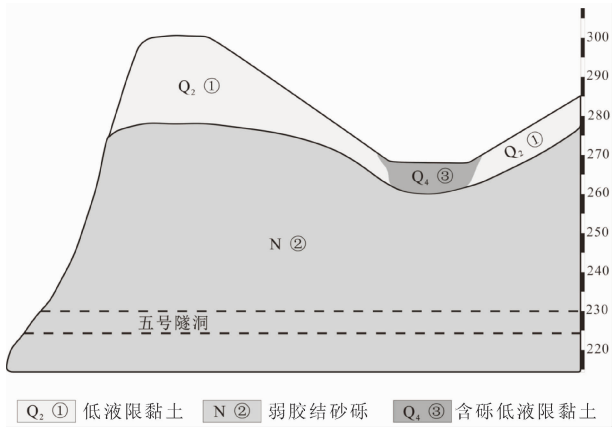


图 2 隧洞工程地质纵断面

2 砂砾地层注浆机理

2.1 浆液扩散理论

渗透注浆的基本原理是在注浆过程中,注入具有一定压力的浆液,通过浆液的渗透填充孔隙,使松散颗粒胶结为一体。浆液填充砂砾体孔隙的同时,排除孔隙中水和气体。马格以牛顿液体为基础,构建浆体扩散方程。从 20 世纪 50 年代开始,研究人员对致密注浆法进行理论研究,但在工程应用中相对滞后。20 世纪 70 年代, Graf 对致密注浆进行了界定^[21]。Warner 等将室内实验与工程实践相结合^[22],提出压密注浆对软土地层具有最佳的加固作用^[23]。Brown 后来提出了注浆体对周边土体的压实作用^[24]。El-Kelesh 等提出压密注浆与土体相互作用的理论模型^[25]。

当浆液扩散形态为柱状时,如图 3 所示。

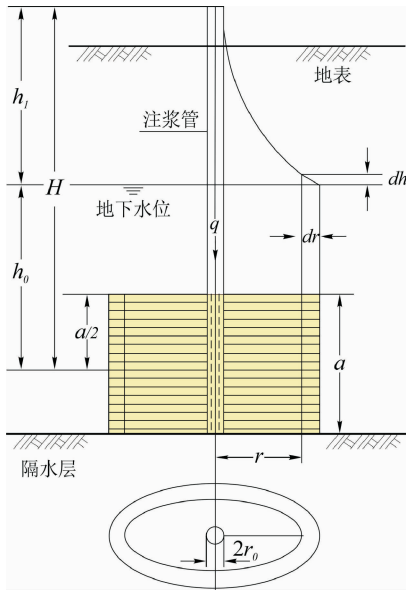


图 3 浆液柱状扩散模型

根据达西定律可得：

$$q = K_g i A$$

(1)

其中：

$$\begin{cases} i = \frac{dh}{dr} \\ K_g = \frac{K}{\beta} \\ A = 2\pi r a \end{cases}$$

(2)

分离变量可得：

$$dh = \frac{q\beta}{2\pi r a K} dr$$

(3)

当 $r = r_0$ 时, $h = H$; $r > r_0$ 时, $h = h_0$, 由式(3) 积分得：

$$\int_{r_0}^{r_1} \frac{q\beta}{2\pi a K} \cdot \frac{1}{r} dr = \int_H^{h_1} dh$$

(4)

解得：

$$H - h_0 = h_1 = \frac{\beta q}{2\pi a K} \ln \frac{r_1}{r_0}$$

(5)

由式(5) 可得：

$$q = \frac{2\pi a K h_1}{\beta \ln \frac{r_1}{r_0}}$$

(6)

已知

$$Q = r_0^2 a n \pi = q t$$

(7)

于是

$$t = \frac{r_0^2 \beta n}{2 K h_1} \ln \frac{r_0}{r_1}$$

(8)

式中： q 为单位时间内浆液量, cm^3/s ; Q 为浆液流量, cm^3 ; r_0 为注浆管半径, cm ; r 为浆液扩散半径, cm ; r_1 为最终浆液扩散半径, cm ; K 为地层渗透系数, cm/s ; K_g 为浆液在地层中的渗透系数, cm/s ; t 为注浆时间, s ; n 为地层孔隙率; h_1 为注浆压力水头高度, cm ; h_0 为注浆点的地下压力水头高度, cm ; A 为渗透面积, cm^2 ; β 为浆液粘度和水的粘度比值; a 为柱状注浆长度, cm 。

2.2 注浆性能测试

弱胶结砾岩有抗压强度低、风化敏感性强、裂隙网络发育、胶结能力差且易崩解破坏等工程地质问题。为提升围岩体结构完整性,本研究采用水泥基注浆加固技术改良该地层。基于控制变量法试验设计原则,开展室内单轴压缩试验,重点分析不同水灰比及胶凝体系对改良砾岩力学行为的影响机制。通过获取应力-应变曲线特征参数,建立水灰比与岩体强度演化之间的定量关系,为注浆参数优化提供理论依据。

采用电液伺服控制压力试验系统对注浆胶结的砂砾试样实施单轴抗压试验。该试验系统配备电液伺服闭环控制系统,加载系统额定载荷容量为 2 000 kN,具备 2%~100% 量程的有效测量范围;载荷分辨率达 10 N,全量程保持恒定的分辨率特性;加载速率范围覆盖 400~40 kN/s。承压板间距最大可调至 600 mm,作动器活塞最大行程 135 mm,支持 0.1~80 mm/min 无级调速,横梁升降速度 230 mm/min,液压系统配置 7.5 L/min 额定流量柱塞泵。

筛选具有次圆形态特征的砾石作为骨架材料,其粒径集中分布于 20~30 mm 区间。采用圆柱形聚氯乙烯(PVC)模具(长 1 m,直径 50 mm)经精密机械加工形成长 120 mm 标准成型组件,并通过底部密封处理确保结构完整性。

水泥浆液制备,采用精密电子天平(精度 ± 0.01 g)控制胶凝材料投料量,配制水灰比(w/c)分别为 0.5、0.75、1.0 的硅酸盐水泥浆体,通过旋转粘度计实时监测浆体流变特性。胶结体灌注时,将砾石均匀放入 PVC 管,以 5 mL/s 速率缓慢注入胶结浆体,砾石与胶结体体积比为 2:1(图 4(a))。试样在标准养护条件(20℃)下静置 7 d 后脱模,脱模后试样如图 4(b)所示,试样参数见表 1。

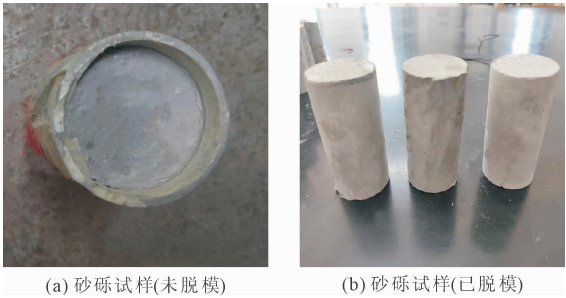


图 4 注浆胶结砂砾试样

表 1 试样尺寸信息

序号	水灰比 w/c	直径/mm	截面积/ mm^2	高度/mm
①	0.5	50.69	2017.04	101.26
②	0.75	50.29	1985.55	101.54
③	1.0	0.55	2006.14	101.12

首先将脱模试样置于试验机承压板中心,确保轴向对中度偏差 ≤ 0.1 mm,使底座抬升至试样上部接触载荷压头。将压头的加载速率设定为 0.05 mm/min,以消除动态效应对脆性材料破坏模式的影响。在加载开始后,记录应力-应变曲线,当曲线出

现应力骤降(表征宏观剪切带形成)时停止加载,终止试验。

试验应力-位移曲线如图 5 所示。在较低应力水平下,试样破坏偏应力及破坏应变值较小;随着应力增大,其位移速率逐渐增大。加载前期,应力随应变增加而增加,呈现应变硬化特性。其原因在于:砂砾石试样在未破坏前,砂砾石颗粒间受水泥浆液胶结作用,内部颗粒受剪破坏需要克服较大的黏聚力。当加载至峰值应力后,试样内部水泥胶结作用失效,颗粒间出现错动,强度降低,应力随应变增加而下降,呈现应变软化特性。

单轴压缩试验结果表明,胶结砂砾岩样的应力-应变曲线呈现典型四阶段演化特征(图 5),包括压密阶段、线弹性阶段、屈服阶段及破坏阶段。压密阶段由试样内部孔隙闭合主导,应力-应变曲线呈非线性递增趋势;线弹性阶段符合广义胡克定律,弹性模量可通过曲线线性段斜率精确计算;屈服阶段伴随不可逆塑性变形,体积应变由压缩转为扩容,泊松比显著增大;破坏阶段则表现为峰值应力后应力骤降及残余强度平台化衰减,表明剪切带贯通引发宏观脆性断裂。

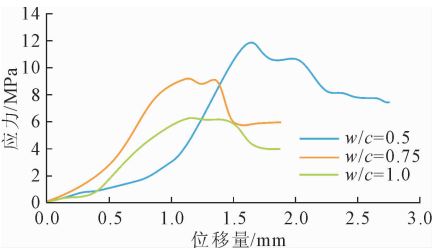


图 5 不同水灰比试样的应力位移曲线

不同水灰比的胶结砂砾岩样的峰值荷载分别为:水灰比为 0.5 时为 16.49 kN,水灰比为 0.75 时为 14.75 kN,水灰比为 1.0 时为 10.25 kN。根据弹性模量的计算公式,得到不同水灰比的砂砾岩样的弹性模量:水灰比为 0.5 时为 1 134.5 MPa,水灰比为 0.75 时为 1 052.2 MPa,水灰比为 1.0 时为 846.9 MPa(见表 2)。

表 2 不同水灰比试样参数

序号	水灰比 w/c	截面积 $/\text{mm}^2$	峰值荷载/ kN	抗压强度/ MPa	弹性模量/ MPa
①	0.5	2017.04	16.49	8.18	1134.5
②	0.75	1985.55	14.75	7.43	1052.2
③	1.0	2006.14	10.25	5.11	846.9

对比分析可知,胶结材料浓度对试样力学性能

具有显著调控作用。当水灰比由 0.5 增至 1.0 时,抗压强度由 8.18 MPa 降至 5.11 MPa;弹性模量由 1 052.2 MPa 降至 846.9 MPa,这一现象表明,水灰比增大导致界面结合强度弱化,进而降低材料整体承载能力。此外,峰值荷载与弹性模量呈正相关性,说明胶结强度是控制试样脆性破坏模式的关键因素。

3 数值模拟

选取隧道工程地质纵断面(K5+549.5)(该断面下隧道埋深约 9.5 m)构建数值计算模型,模型底部尺寸为 60 m×50 m,顶部尺寸为 60 m×40 m,纵向高度尺寸为 50 m,呈梯形截断形态,入洞口处理深为 9.5 m(图 6)。建模参数包括:隧洞埋深 9.5~38.5 m,净空尺寸 3.0 m×4.2 m(宽×高),采用结构化六面体网格进行空间离散化处理。

隧洞围岩为钙质细砂岩夹砾岩,所处地层物理力学参数见表 3。

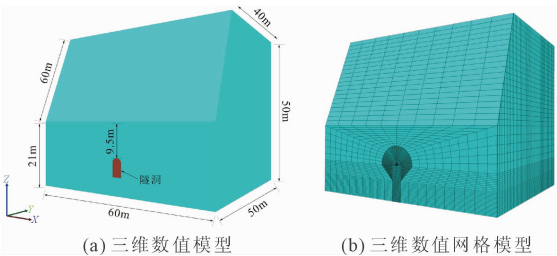


图 6 三维数值模型示意图

表 3 地层物理和力学参数

土层名称	干密度 ρ $/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$	内聚力 c/kPa	摩擦角 $\varphi/(\text{^\circ})$	体积模 K/MPa	承载力 $/\text{MPa}$
低液限黏土	1580	31	25	13.5	160
弱胶结砂砾体	2300	5	20	0.5	300
含砾低液限黏土	1500	28	24	10.8	140

该地层以弱胶结砂砾岩为主,具有抗压强度低、裂隙网络发育、胶结程度差且易崩解等工程特性。工程以短台阶开挖工艺,以减少围岩大变形引发的坍塌风险。开挖采用短台阶分层开挖,同步施喷射混凝土衬砌,并增设不同厚度的注浆加固层,最大为 4 m,如图 7 所示;注浆工况见表 4。

为分析弱胶结砂砾地层隧洞开挖诱发的地层变形规律,建立三维地质力学数值计算模型,结合工程实际工况开展数值分析研究。图 8 为监测点布置

图:以隧洞轴线为基准,在拱顶中心线两侧 120°方位角对称布设两条主测线;左右两侧主测线沿径向延伸,分别在 0.5 和 3.5 m 处布设位移监测点。

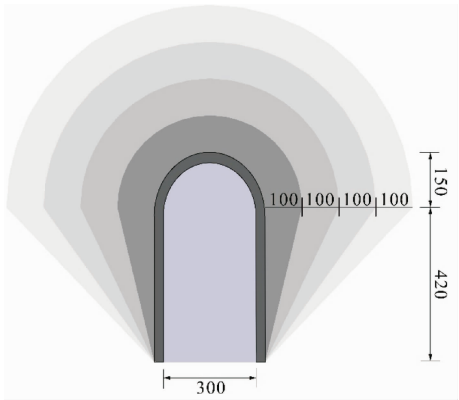


图 7 注浆范围示意图(单位: cm)

表 4 不同注浆工况

试验方案	试验类别	浆液比	注浆厚度/m
1	不注浆	0	0
2	相同浆液比 不同注浆厚度	0.75	1
		0.75	2
		0.75	3
		0.75	4
3	相同注浆厚 度不同浆液比	0.5	1
		0.75	1
		1.0	1

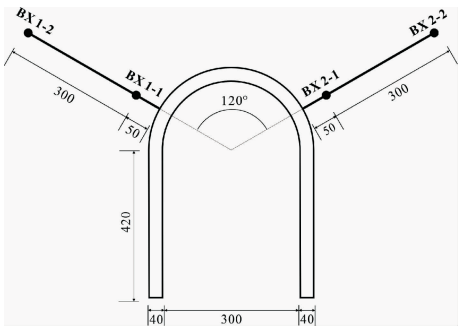


图 8 围岩地层监测点布置图(单位: cm)

3.1 自然状态隧洞监测点 BX1-1 处围岩变形

为探究砂砾地层隧洞成洞困难的工程问题,开展自然状态(不注浆)条件下沉降特性研究,以便和采取工程措施后的变形进行对比。结合工程实际,在拱腰处进行数据监测。隧洞开挖后,围岩应力重新分布;拱腰处由于几何形状的特殊性,易产生剪应力和拉应力集中区。拱腰监测数据能反映围岩的应力集中现象。砂砾地层由于结构松散,隧洞开挖后拱腰处易发生较大的沉降变形。

图 9 表示监测点沉降值随时间变化曲线。沉降值在初始阶段迅速增加,随后增速逐渐减缓,最终达到稳定状态。具体而言,在隧洞开挖的第一阶段,沉降值迅速增加至 36 mm;第二阶段,沉降值增速减缓,由 36 mm 增加至 43 mm;第三阶段,沉降值趋于稳定,最终稳定在 45 mm 左右。

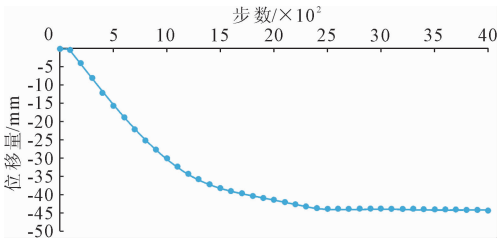


图 9 自然工况下监测点沉降随时间变化规律

砂砾地层由于其松散的结构和弱胶结性,隧洞的开挖使围岩应力重分布,拱腰处应力集中,诱发较大沉降。围岩产生塑性变形后,变形量随之增加;当应力释放趋于平稳后,变形值也随之趋于稳定。若继续开挖,则应对砂砾地层隧洞进行注浆加固,以提高围岩的自稳能力,控制沉降。

3.2 不同注浆厚度对砾岩隧洞围岩变形的影响

图 10(a)一图 10(d)是隧洞开挖掌子面处注浆层厚度分别为 1、2、3、4 m 时的地层变形云图。分析可知,随着注浆层厚度的增大,隧洞周围地层变形量减小,地层变形的影响范围减小;注浆层厚度为 1 m 和 2 m 时,地层变形的影响范围会扩散到地表;注浆层厚度由 1 m 增加到 2 m、2 m 增加到 3 m 时,地层变形幅度较大,而注浆层厚度由 3 m 增加到 4 m 时,地层变形幅度不大。从图 10 可以看出,隧洞开挖时,不同注浆层厚度下的地层沉降量存在差异。

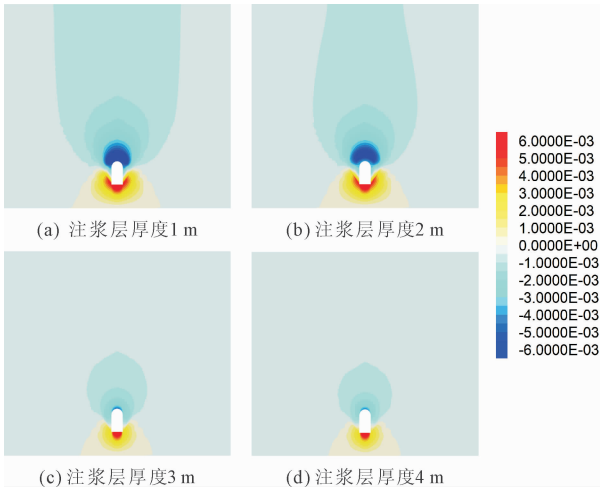


图 10 不同注浆厚度隧洞位移云图

不同注浆层厚度测点 BX2-1 的位移曲线如图 11 所示,由图 11 可知,随着注浆范围的增大,监测点处最大沉降值呈现出先显著快速降低,后趋于平缓的变化规律。注浆层厚度 1 m 时,监测点处的最大位移量为 -5.23 mm;注浆层厚度 2 m 时,监测点处的最大位移量为 -3.89 mm;注浆层厚度 3 m 时,监测点处的最大位移量为 -2.56 mm;注浆层厚度 4 m 时,监测点处的最大位移量为 -2.30 mm。与注浆厚度 1 m 相比,注浆厚度 2、3、4 m 的最大位移量降幅分别为 25.6%、51.1%、56%,这表明控制围岩变形的有效性随灌浆厚度的不同而变化。注浆厚度增加到 3 m 以上后,并未显著提高对围岩变形的控制,表明注浆厚度对沉降控制存在有效值(3 m),超过该值后继续增大注浆范围对沉降的控制作用不明显。

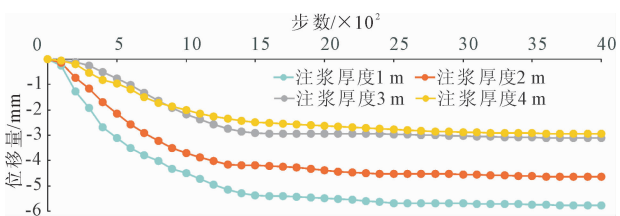


图 11 不同注浆层厚度测点 BX2-1 的位移曲线

3.3 注浆材料影响分析

在注浆加固变形调控效应的研究中,注浆材料的参数差异也会对地层变形控制产生影响。而注浆材料加固后地层的强度差异在数值模拟中主要表现为注浆后地层的弹性模量的不同。本文根据灌浆砂浆试验中获取的不同水灰比水泥浆液改良后的砂砾岩弹性模量。选取注浆厚度为 1 m,注浆材料水灰比分别选用 0.5、0.75、1.0。

不同注浆材料隧洞位移云图如图 12 所示,由图 12 可知,随注浆层的弹性模量增大,隧洞开挖诱发的地层变形量减小;当水灰比由 0.5 增加到 0.75 时,地层变形量差值较大;当水灰比由 0.75 增加到 1.0 时,地层变形量差值较小。

隧洞开挖时,相同注浆层厚度,不同注浆材料对应的地层沉降量不同。不同注浆材料测点 BX2-1 处的位移曲线如图 13 所示,由图 13 可知,水灰比 1.0 时,监测点处的最大位移量为 -9.20 mm;水灰比 0.75 时为 -5.24 mm;水灰比 0.5 时为 -4.81 mm。与水灰比 1.0 时相比,水灰比 0.75 和 0.5 的最大位移量降幅分别为 43.0% 和 47.7%。随着水灰比减少,即注浆层弹性模量增大,监测点处最大位移量减小,水灰比由 1.0 减少到 0.75 时,地层变形量差值较大,当水灰比由 0.75 减少到 0.5 时,地层

变形量差值较小。研究结果表明,水灰比降低到 0.5 时并未显著提高对围岩变形的控制效果。

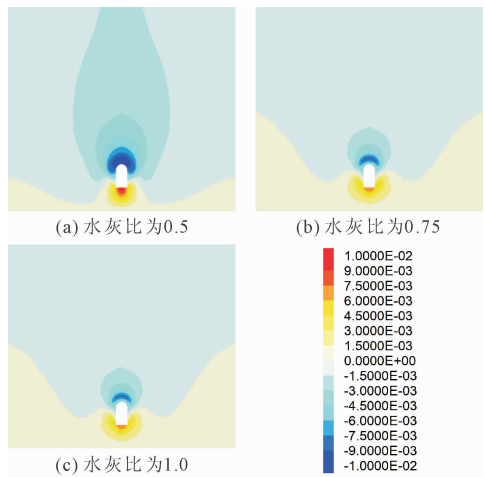


图 12 不同注浆材料隧洞位移云图

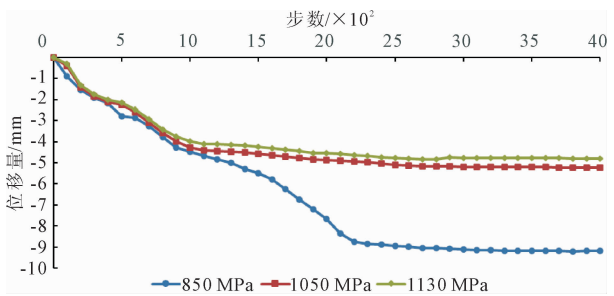


图 13 不同注浆材料测点 BX2-1 处的位移曲线

4 综合分析

将隧洞开挖对周围地层变形的实测监测结果与数值模拟结果进行综合对比分析。断面 5 + 550 处拱顶 120°右测线实测与计算沉降曲线如图 14 所示,由图 14 可知,在断面 5 + 550 拱顶 120°右测线,当注浆层厚度达到 3 m 后,实际工程和数值模拟中,监测点处的位移速率均呈现逐渐减小的趋势。测点 BX2-2 处现场实测结果和数值模拟结果的最大位移量分别为 -1.50 和 -1.44 mm,相差 0.06 mm;测点 BX2-1 处现场实测结果和数值模拟结果的最大位移量分别为 -1.00 和 -0.96 mm,相差 0.04 mm。两测点结果相差均在 10% 以内,表明现场实测与数值模拟均揭示隧洞开挖诱发的地层变形规律。

图 15 为注浆层厚度 3 m 时断面 5 + 555 拱顶 120°右测线的测点实际监测与数值计算变形规律,由图 15 可知,监测点实测和数值模拟的位移变形速率均逐渐减小。测点 BX2-1 处现场实测结果和数值模拟结果的最大位移量分别为 -2.55 和 -2.51

mm, 相差 0.04 mm; 测点 BX2-2 处现场实测结果和数值模拟结果的最大位移量分别为 -1.59 和 -1.41 mm, 相差 0.18 mm。两者相差均在 10% 以内, 进一步验证了现场实测与数值分析的一致性。

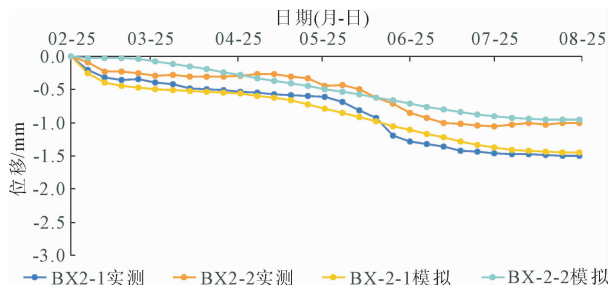


图 14 断面 5+550 处拱顶 120° 右测线实测与计算沉降曲线

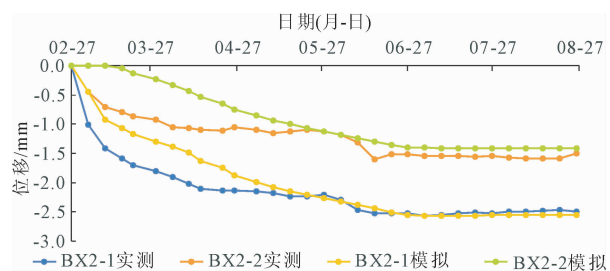


图 15 断面 5+555 拱顶 120° 右测线实测与计算沉降曲线

5 结 论

本文针对小浪底南岸灌区总干渠 5 号隧洞穿越砂砾地层成洞困难这一工程难题, 通过室内抗压试验对砂砾注浆加固试样进行测试, 并构建三维数值模型研究砂砾地层隧洞注浆加固效应及沉降变形规律, 成功应用于工程实践。主要结论如下:

(1) 砂砾注浆加固试样单轴抗压试验表明, 水泥浆液的水灰比由 0.5 增长至 1.0 时, 试样抗压强度由 8.18 MPa 降至 5.11 MPa, 弹性模量由 1134.5 MPa 降至 846.9 MPa。

(2) 隧洞进尺 10 m 时, 注浆厚度分别为 1、2、3 和 4 m 时, 监测点的位移量降幅分别为 25.6%、51.1% 和 56.0%。注浆厚度对沉降控制存在有效阈值(3 m), 超过该值后继续增大注浆范围对沉降的控制不明显。

(3) 水灰比分别为 0.5、0.75 和 1.0 的注浆材料对位移控制规律结果表明, 监测点的位移量降幅分别为 43% 和 47.7%, 水灰比的较优值为 0.75。

(4) 通过对砂砾弱胶结地层采取合理注浆加固措施, 现场监测与数值计算均揭示了隧洞开挖诱发的地层变形规律, 且沉降值在允许可控范围内。研究结果为类似工程选择合适注浆加固厚度和注浆材

料、有效控制砂砾地层隧洞开挖诱发沉降提供技术参考。

参考文献:

- [1] 王雪松, 程 桦, 姚直书, 等. 富水砂层宾汉浆液柱形渗透扩散模型及其试验研究[J]. 煤田地质与勘探, 2024, 52(08): 124-133.
- [2] 侯晓萍, 莫 浩, 赵卫全, 等. 基于分形理论的多孔介质渗透注浆机制[J]. 长江科学院院报, 2024, 41(09): 106-113.
- [3] 张平松, 程晋全, 许时昂, 等. 厚松散层下区域注浆改造地层扰动变形特征研究[J]. 煤炭科学技术, 2025, 53(01): 246-258.
- [4] 董道卫, 王德才, 宋力强, 等. 考虑黏度时变性的粉砂土地层高压旋喷材料研究[J]. 岩土工程技术, 2025, 39(01): 139-149.
- [5] 余永强, 张程鑫, 张纪云, 等. 砂土介质注浆扩散规律试验研究[J]. 金属矿山, 2024(07): 66-74.
- [6] 李志鹏, 张连震, 张庆松, 等. 砂层渗透注浆加固效果模型试验研究[J]. 煤炭学报, 2018, 43(12): 3488-3497.
- [7] 梁 涛, 关岩鹏, 韩玉婷, 等. 高精度砂卵石地层钻进模型试验平台研制[J]. 岩土工程技术, 2025, 39(03): 317-324.
- [8] 黄 玲. 砂卵石地层盾构开挖面失稳与调控试验研究[D]. 成都: 西南石油大学, 2020.
- [9] 胡建军, 周瑞虎, 王高松, 等. 掺有无碱速凝剂的水泥浆流变性和扩散规律研究[J]. 现代隧道技术, 2025, 62(06): 237-248.
- [10] 李桂臣, 郝浩然, 孙元田, 等. 煤矿软岩泥化巷道梯级强化控制原理与技术[J]. 煤炭学报, 2025, 50(02): 810-823.
- [11] 贾文惠. 粉砂地层节制闸基坑注浆加固效果数值模拟研究[J]. 水利科技与经济, 2023, 29(02): 40-44.
- [12] 尚宏波, 王 皓. 裂隙岩体水平孔注浆浆液扩散规律研究[J]. 煤炭科学技术, 2022, 50(07): 233-243.
- [13] 马 伟, 赵 军, 桑伟冲, 等. 泥质类围岩巷道注浆加固技术与应用[J]. 现代矿业, 2014, 30(01): 170-171, 186.
- [14] 张连震, 张庆松, 刘人太, 等. 动水条件下平面裂隙浆液扩散理论模型及规律研究[J]. 岩土工程学报, 2023, 45(07): 1321-1329.
- [15] Liu C, Cui J, Zhang Z X, et al. The role of TBM asymmetric tail-grouting on surface settlement in coarse-grained soils of urban area: Field tests and FEA modelling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research, 2021, 111.

[8] Zhang Xu, Luo Bin, Xu Youjun, et al. Case study of performance assessment of overlapping shield tunnels with a small curve radius[J]. Deep Underground Science and Engineering, 2024,3(04):481-496.

[9] 魏 纲,朱德涵,王 哲,等.复合地层重叠盾构隧道施工土体变形理论研究[J].地下空间与工程学报,2026,22(01):38-46.

[10] 李振东.上下重叠隧道盾构法施工引起的地面沉降分析[J].城市轨道交通研究,2024,27(07):97-102.

[11] 马金骥.邻江富水砂层叠落区间泥水盾构隧道变形特征与控制方法[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2023:77-78.

[12] 刘海智.小净距叠线盾构隧道修建关键技术研究[D].广州:华南理工大学,2019:95-97.

[13] 王文正,林雪冰,郭 飞,等.小转弯半径叠落盾构隧道施工相互影响研究[J].水利水电技术(中英文),2024,55(10):109-123.

[14] 李兆平,王 凯,姜厚停,等.长距离叠落盾构隧道施工对已成型隧道影响及控制措施研究[J].土木工程学报,2020,53(S1):174-179.

[15] 杨志文,李文博,张 旭,等.重叠盾构隧道施工扰动下型钢支撑加固效果及适用性研究[J].内蒙古科技大学学报,2025,44(03):267-275.

[16] 李其宾,沈 俊,肖 超,等.叠线盾构隧道托架接收施工技术及稳定性分析[J].建筑机械化,2019,40(07):40-42.

[17] 吴成睿.复杂环境下地铁叠线隧道盾构接收施工技术[J].安徽建筑,2025,32(09):41-43.

[18] 朱 禹,龚怀世,罗业华,等.盾构隧道超小净距叠线地段支撑台车加固效果[J].岩土工程技术,2025,39(01):113-121.

[19] 韩琳亮,杨晓勇,申晓明,等.软土地区小净距重叠隧道并行既有有线接收技术与实测分析[J].土木工程与绿色建筑,2026(01):43-46.

[20] 阳 林,龚 江,辛志勇,等.盾构施工参数对叠落隧道侧穿建筑物的影响研究[J].城市轨道交通研究,2026,29(02):63-70.

[21] 杨 平,于 游,朱 俊,等.上软下硬富水地层临近既有有线叠线隧道盾构始发变形数值模拟研究[J].三峡大学学报(自然科学版),2025,47(04):53-63.

[22] 杨 平,霍 畅,朱 俊,等.叠线隧道盾构掘进对邻近并行既有营运线变形影响分析[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2025,41(03):356-366.

[23] 赵修杰,朱 俊,杨 平,等.复合地层上下叠交隧道盾构始发技术与实测[J].林业工程学报,2025,10(06):134-141.

[24] 陈 佳,朱 俊,何 云,等.长距离小净距叠落隧道组合支撑体系应用研究[J].建筑机械化,2025,46(01):95-99.

[25] 朱 俊,霍 畅,薛明胜,等.邻近既有营运线叠线隧道盾构施工变形实测分析[J].岩土工程技术,2026,40(01):91-100.



(上接第128页)

[16] Liu Wei, Liang Jiabin, Xu Tao. Tunnelling-induced ground deformation subjected to the behavior of tail grouting materials [J]. Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research,2023,140.

[17] 穆 锐,刘元雪,刘晓英,等.不同约束作用下红黏土抗剪强度特性试验研究[J].力学与实践,2025,47(03):566-574.

[18] 谢乐妃.土的直接剪切试验与影响因素分析[J].江西建材,2023(05):118-119,122.

[19] 阿社夫.双轴压缩下含孔洞节理岩体试验与数值模拟分析[D].长沙:中南大学,2022.

[20] 杜文睿.砂卵石地层盾构刀具破岩机理及磨损预测研究[D].兰州:兰州交通大学,2024.

[21] Graf E D. Compaction grouting technique[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1969,95(05):1151-1158.

[22] Brown D R, Warner J. Compaction grouting[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1973,99(08):589-601.

[23] Warner J, Brown D R. Planning and performing compaction grouting[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1974,100(06):653-666.

[24] Brown D R, Warner J. Compaction grouting[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1974,11(03):69.

[25] El-Kelesh A M, Mossaad M E, Basha I M. Model of compaction grouting [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2001,127(11):955-964.