

文章编号:2096-5052(2026)01-0043-16

DOI:10.19952/j.cnki.2096-5052.2026.01.05

## 无中导连拱隧道施工力学性态分析

全跃<sup>1,2</sup>, 朱子越<sup>3</sup>, 陈俊武<sup>1</sup>, 张东明<sup>3\*</sup>, 张伟<sup>1</sup>

(1. 云南省交通规划设计研究院股份有限公司, 云南 昆明 650041;

2. 云南交投集团投资有限公司, 云南 昆明 650228; 3. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092)

**摘要:**无中导连拱隧道在复杂地形与不良地质条件下得到广泛应用,但施工阶段结构受力不均及两洞间相互扰动机制仍未完全明确。依托云南宣会高速下寨隧道工程,在现场监测数据验证的基础上,通过数值模拟方法分析不同埋深与不同偏压下的无中导连拱隧道施工全过程力学响应规律。研究表明:无中导连拱隧道先行洞右肩、中墙与右侧拱脚为危险区域,后行洞施工对先行洞位移变化影响显著,后行洞上台阶开挖对偏压25°工况下的先行洞拱肩沉降贡献率可达25.9%;先行洞下台阶水平收敛显著高于上台阶,中墙与右侧拱脚为关键应力集中区;埋深增大导致围岩自重应力提升从而增大整体绝对变形,但围岩约束增强使得后行洞施工的相对贡献呈减小趋势;偏压增大时,台阶线两侧位移出现左倾趋势,结构荷载路径出现倾斜,初支与二衬分别在偏压13°与偏压25°工况下最不利。成果表明埋深大于40 m或偏压大于13°时需重点强化中墙与拱脚支护,为复杂地质下无中导连拱隧道稳定性控制提供量化依据与工程参考。

**关键词:**无中导洞;连拱隧道;数值模拟;力学性态;偏压效应

**中图分类号:**U455;U452

**文献标志码:**A

**引用格式:**全跃,朱子越,陈俊武,等. 无中导连拱隧道施工力学性态分析[J]. 隧道与地下工程灾害防治,2026, 8(1):43-58. TONG Yue, ZHU Ziyue, CHEN Junwu, et al. Mechanical behavior analysis of the construction process of a multi-arch tunnel without middle drift[J]. Hazard Control in Tunnelling and Underground Engineering, 2026, 8(1): 43-58.

## Mechanical behavior analysis of the construction process of a multi-arch tunnel without middle drift

TONG Yue<sup>1,2</sup>, ZHU Ziyue<sup>3</sup>, CHEN Junwu<sup>1</sup>, ZHANG Dongming<sup>3\*</sup>, ZHANG Wei<sup>1</sup>

(1. Broadvision Engineering Consultants, Kunming 650041, Yunnan, China; 2. Investment Co., Ltd., of Yunan Communications Investment & Construction Group Co., Ltd., Kunming 650228, Yunnan, China;

3. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Multi-arch tunnels without middle drift were widely applied in regions with complex terrain and unfavorable geological conditions. However, the mechanisms of structural stress imbalance and mutual disturbance between the two caves during construction remained insufficiently understood. Based on Xiazhai Tunnel Project of Xuanhui Expressway in Yunnan, numerical simulations validated by field monitoring data were employed to analyze the mechanical response throughout the construction process of a multi-arch tunnel without a middle drift under different burial depths and bias pressures. The results indicated that the right shoulder, middle wall and right arch foot of the first tunnel were identified as dangerous areas, and the displacement of the first tunnel was significantly impacted by the construction of the following tunnel. When the bias angle was 25°, the vertical displacement of the right shoulder of the first tunnel caused

收稿日期:2025-11-24;修回日期:2025-12-17;接受日期:2025-12-25;出版日期:2026-03-20

基金项目:云南交投科技创新计划资助项目(YCIC-YF-2022-08);云南省基础研究计划资助项目(202301AU070098);云南省黄宏伟专家工作站资助项目(202205AF150015)

第一作者简介:全跃(1992—),男,河北衡水人,高级工程师,博士,主要研究方向为隧道工程安全风险分析与控制。

E-mail: tongyue2014@yeah.net

\* 通信作者简介:张东明(1987—),男,浙江杭州人,教授,博士生导师,博士,主要研究方向为地下工程结构安全风险控制。

E-mail: 09zhang@tongji.edu.cn

by the upper step excavation of the following tunnel reached 25.9%. The horizontal convergence of the lower step line of the first tunnel was found to be significantly higher than that of the upper step line, and the middle wall and the right arch foot were identified as key stress concentration areas. Increasing burial depth was shown to enhance the self-weight stress of surrounding rock and thus increase the absolute deformation of the structure, while the strengthened confinement reduced the relative contribution of disturbance induced by following-tunnel excavation. Under increasing bias angle, the displacement on both sides of the bench line exhibited a left-leaning tendency, and the structural load-transfer path was altered. The initial support and secondary lining were most unfavorable under the 13° and 25° bias conditions respectively. The results demonstrated that when the buried depth exceeded 40 m or the bias was greater than 13°, the support of the middle wall and arch foot should be strengthened. This research provided a quantitative basis and engineering reference for stability control of multi-arch tunnels without a middle drift under complex geological conditions.

**Keywords:** none-middle drift; multi-arch tunnels; numerical simulation; mechanical behavior; bias effect

**Received:** 2025-11-24; **Revised:** 2025-12-17; **Accepted:** 2025-12-25; **Published:** 2026-03-20

## 0 引言

随着我国高速公路建设重心向西部山区推进,复杂地形与不良地质条件对隧道工程设计与施工形成了显著制约。钻爆法仍是岩石隧道常用的施工工艺<sup>[1]</sup>,台阶法为隧道分步开挖的常见方案<sup>[2]</sup>,而在软岩、破碎带或高地应力等不利地质条件下,隧道易出现较大变形,需要采取针对性的变形控制措施<sup>[3-6]</sup>。在此背景下,为突破地形限制并兼顾线路、占地与环境效益,小净距与连拱隧道方案日益受到重视,尤其在云南等山区工程中被广泛采用,以提升走向线路合理性与经济性<sup>[7-9]</sup>。

已有研究从力学特性、围岩响应及施工扰动等方面对连拱与小净距隧道开展了系统探索。早期研究主要关注双连拱体系的整体受力模式与中心柱荷载估算,为后续研究奠定了理论基础<sup>[10-12]</sup>。随后,学者们通过数值模拟与监测分析研究埋深变化下的围岩应力路径、塑性区范围及地表沉降特征,指出埋深对拱部、拱肩及中隔墙受力状态具有显著影响<sup>[13-15]</sup>。在偏压与复杂地形工况下,研究进一步揭示了偏压诱导的不均匀荷载传递、结构弯矩再分布及危险部位转移规律,为偏压段的安全设计提供了依据<sup>[16-18]</sup>。此外,部分研究从施工力学角度出发,分析了围岩变形控制与衬砌受力的影响,强调合理的开挖与支护对降低变形具有关键意义<sup>[19-22]</sup>。

此外,相比于中导洞工法等传统工法,应用无中导洞工法施作的连拱隧道取消了中导洞设置,简化了施工工序,减少了对围岩的扰动,节约了中导洞临时支护结构施作与拆除的经济成本与时间成本<sup>[23-24]</sup>。但是,两隧洞属于零间距施工,之间的施工相互干扰大,在后行洞支护结构未能形成良好的受力体系前,先行洞支护结构处于偏压受力状态,易

导致支护结构开裂甚至失稳<sup>[25-27]</sup>,因此针对不同埋深与偏压条件下无中导洞隧道施工全过程的受力变形分析对于厘清结构受力变形重点区域至关重要。

而在现场监测与数字化技术方面,复合监测方案已成为隧道施工安全控制的常规做法。近年来,无线传感器网络与微机电系统等技术在隧道变形与位移监测中的应用日益广泛,可实现高频、远程的数据获取与云端管理,从而提升施工期实时响应能力与数值模型的现场校核精度<sup>[28-30]</sup>。

对无中导连拱隧道而言,现有研究主要集中于有中导洞条件下的工法比较或某一特定工况下二维/三维模型的单一参数敏感性分析,尚缺乏在“不同埋深-不同偏压”组合条件下、基于现场监测验证的施工全过程(含初期支护与二次衬砌)受力-变形耦合规律的系统研究,后行洞扰动对先行洞的量化贡献机制也未充分揭示。基于以上研究现状与工程需求,本研究依托云南宣会高速下寨隧道工程,结合现场监测与FLAC<sup>3D</sup>数值模拟方法,从不同埋深与不同偏压两个维度系统开展研究。研究内容包括:开展施工期位移监测获取初期支护关键位置的响应特征;对监测数据与数值模拟结果进行对比以完成模型验证;构建典型工况模型分析埋深与偏压条件对结构位移及受力分布的影响;量化后行洞开挖对先行洞附加变形与应力的贡献;识别拱肩、中墙、拱脚等危险部位的演化规律,提出具有工程指导意义的施工控制建议。通过实测-模拟的验证过程,本研究确保了分析结果的可靠性,并增强了模型对工程实际的适用性。

## 1 无中导连拱隧道工法介绍

### 1.1 无中导洞工法介绍

与中导洞工法不同,无中导洞工法省去了中导

洞的施工工序,采用左右洞支护结构替代传统连拱隧道的中隔墙结构。具体而言,需先完成先行洞的开挖作业,待其衬砌施工完毕并达到稳定状态后,再启动后行洞的开挖流程,两洞之间保持零间距布置。值得注意的是,后行洞初期支护的钢拱架并未独立

形成闭合结构,而是通过搭接形式与先行洞初期支护钢拱架的拱腰位置固定连接<sup>[31]</sup>。

其中,先行洞为三台阶预留核心土工法,后行洞为两台阶预留核心土工法的无中导连拱隧道结构断面与施工工序如图 1 所示。

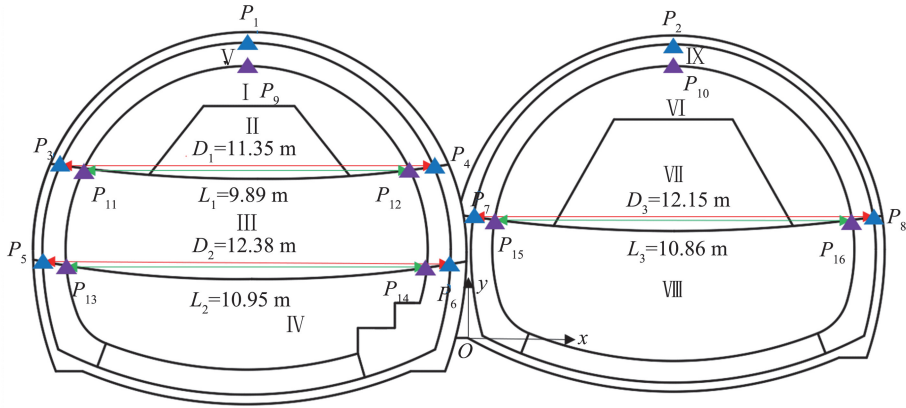


图 1 施工工序与关键点示意图  
Fig.1 Construction process and key points diagram

施工工序与现场实际一致,考虑了初支与二衬的施作顺序,先行洞与后行洞的间隔时间通过支护强度间接表达,即在模拟中先行洞支护完成并达到材料参数后才开始后行洞开挖,从而反映真实的工序间隔影响。因后行洞施工会对先行洞进行扰动,先行洞右侧拱脚二次衬砌采取台阶状加固措施。工序 I ~ V 为先行洞施工工序,VI ~ IX 为后行洞施工工序,具体施工步骤如下:

- I -左洞左侧上台阶弧形导坑开挖+左洞左侧上台阶初期支护;
- II -左洞上台阶核心土开挖;
- III -左洞中台阶开挖+左洞中台阶初期支护;
- IV -左洞下台阶开挖+左洞下台阶、仰拱初期支护;
- V -浇筑左洞二次衬砌;
- VI -右洞上台阶弧形导坑开挖+右洞上台阶初期支护;
- VII -右洞上台阶核心土开挖;
- VIII -右洞下台阶开挖+右洞下台阶、仰拱初期支护;
- IX -浇筑右洞二次衬砌。

1.2 关键分析部位说明

为进行隧道初期支护与二次衬砌的竖向沉降、水平收敛的监测,在先后行洞初期支护与二次衬砌部分位置选取的位移关键分析点如图 1 所示。图中蓝色和紫色分别为初期支护和二次衬砌关键点。其中,在先后行洞拱顶选取隧道竖向沉降关键点,见图中  $P_1 \sim P_2$ 、 $P_9 \sim P_{10}$ ;因初步数值模拟计算发现先后

行洞台阶线两侧水平位移较大,并考虑到连拱隧道结构特性,在先后行洞台阶线处选取隧道竖向位移与水平位移关键点,台阶线两侧关键点位移之差即为台阶线水平收敛,见图中  $P_3 \sim P_8$ 、 $P_{11} \sim P_{16}$ 。为量化地表示各关键分析节点的具体位置,以先后行洞初支交界处下方为坐标轴原点建立坐标轴  $xy$ ,  $P_1 \sim P_{16}$  各关键点具体坐标信息如表 1 所示。

表 1 关键点坐标信息  
Table 1 Coordinate information of key points

关键点	所属	位置	坐标/m
$P_1$	先行洞初支	拱顶	(-7.108, 8.847)
$P_2$	后行洞初支	拱顶	(5.979, 8.804)
$P_3$	先行洞初支	上台阶线左侧	(-12.376, 5.187)
$P_4$	先行洞初支	上台阶线右侧	(-1.030, 5.137)
$P_5$	先行洞初支	下台阶线左侧	(-12.907, 2.296)
$P_6$	先行洞初支	下台阶线右侧	(-0.524, 2.218)
$P_7$	后行洞初支	台阶线左侧	(0.173, 3.632)
$P_8$	后行洞初支	台阶线右侧	(12.319, 3.627)
$P_9$	先行洞二衬	拱顶	(-7.047, 8.150)
$P_{10}$	后行洞二衬	拱顶	(-5.840, 8.195)
$P_{11}$	先行洞二衬	上台阶线左侧	(-11.648, 5.091)
$P_{12}$	先行洞二衬	上台阶线右侧	(-1.755, 5.038)
$P_{13}$	先行洞二衬	下台阶线左侧	(-12.193, 2.173)
$P_{14}$	先行洞二衬	下台阶线右侧	(-1.358, 2.110)
$P_{15}$	后行洞二衬	台阶线左侧	(0.818, 3.548)
$P_{16}$	后行洞二衬	台阶线右侧	(11.674, 3.544)

1.3 模型建立与参数

结合拟建隧道场地勘察报告及设计资料,考虑

土体的无限性及隧道开挖扰动影响范围,采用犀牛与 Hypermesh 软件建立三维网格模型,采用 FLAC<sup>3D</sup> 数值模拟软件进行全过程模拟开挖模拟。

现场勘察采用工程地质调查、钻探、物探及室内土工试验等方法进行,根据地质调查和钻孔揭露结果,隧道区范围内主要地层为泥质砂岩,紫红色、粉砂质结构,中厚层状构造。强风化层岩体节理裂隙发育,岩芯呈碎块状,中风化层岩体节理裂隙不发育,岩体较完整,岩芯呈柱状。围岩基本质量等级评

价依据文献[32]及多项岩体指标进行综合判定,结果显示围岩等级为 V 级(局部 IV 级)。本研究材料力学参数的选取综合了岩芯试验、地质资料与相关规范取值范围,并参考同类工程经验。在数值计算模型中,锚杆采用注浆加固区等效替代,围岩与注浆加固区采用摩尔-库伦本构模型,初期支护与二次衬砌由于厚度不规则采用弹性实体单元,隧道开挖部分采用空单元。数值模拟各模拟部分所采用的本构模型及材料参数如表 2 所示。

表 2 模型围岩与支护本构模型及材料参数表

Table 2 Constitutive model and material parameter table of surrounding rock and support of models

位置	本构模型	$E/\text{GPa}$	$\mu$	$c/\text{MPa}$	$\phi/(\text{°})$	$\gamma/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	厚度/m
围岩(V级)	摩尔-库伦	1.00	0.40	0.08	20.00	1 800	
开挖	空模型						
初期支护	弹性单元	31.50	0.20			2 380	
先行洞 二次衬砌	弹性单元	32.60	0.20			2 340	
注浆加固区	摩尔-库伦	1.50	0.36	0.12	20.00	2 000	3.50
初期支护	弹性单元	31.50	0.20			2 350	
后行洞 二次衬砌	弹性单元	32.60	0.20			2 340	
注浆加固区	摩尔-库伦	1.50	0.36	0.12	20.00	2 000	3.50

模型计算所得竖向位移以向上为正,台阶线两侧均存在模型变形监测点,监测点水平位移以向右为正,水平收敛数值为左侧监测点数值减去右侧点,即两侧向中心位移(靠近)为正。

数值模型中初期支护与二次衬砌采用共节点方式连接,模拟二者完全黏结、共同工作的状态。考虑到二次衬砌施作时,初期支护变形已基本稳定,其与二次衬砌之间的相互作用复杂,本研究核心目标在于揭示施工全过程荷载传递与体系整体响应规律。共节点假设能有效反映支护体系刚度增强后共同受力的宏观行为,因此模型在模拟主要承力结构、识别关键受力部位及评估其安全储备方面具有重要参考价值。

## 2 依托工程概况

本研究依托工程背景为宣会高速下寨隧道,此隧道为连拱隧道,右幅起止桩号为 K49+475—K49+860,长度为 385 m,左幅起止桩号为 ZK49+475—ZK49+860,长度为 385 m。隧道区围岩为中风化泥质砂岩,节理裂隙发育,岩体破碎,自稳能力差,如图 2 所示。拟采用无中导洞工法施工,遇地形偏压,如图 3 所示,围岩为 V 级软弱围岩,受构造及施工方法的影响,这一不利现象在无中导洞工法中更为凸显。



图 2 下寨隧道现场围岩情况

Fig.2 On-site surrounding rock condition of Xiazhai Tunnel



图 3 下寨隧道现场偏压情况

Fig.3 On-site bias condition of Xiazhai Tunnel

现场地形起伏明显,存在不同的埋深与偏压条件。隧道埋深随里程呈先增长后下降的阶梯式变化,根据施工地段的实际埋深分布情况,整体埋深范围为 0~70 m,结合地质勘察资料,选取了 20、30、40、60 m 4 种代表性埋深进行分析,以覆盖浅埋-深埋全范围。工况设置过程中,埋深分组依据隧道沿线实际地形变化节点确定,确保各工况能够反映真实施工条件下的分布特征。区域地形坡度较大,洞

门左右侧围岩受力不均,因此不同偏压角度对隧道结构受力影响显著。工程现场整体偏压范围为 0~30°,选取了偏压角 0°、13°与 25° 3 种代表性偏压进行分析,以覆盖“无偏压”“中等偏压”和“强偏压”典型工况。

结合统计分析结果、隧道开挖尺寸与边界效应的影响,分别建立 6 种工况下的模型,6 种隧道模型正视图如图 4 所示。其中:(1)隧道模型两洞埋深均为 20 m;(2)隧道模型两洞埋深均为 30 m;(3)隧道模型两洞埋深均为 40 m;(4)隧道模型两洞埋深均为 60 m,且(1)~(4)隧道各模型左右侧地表高度与埋深相同;(5)隧道模型先行洞埋深为 40 m,后行洞埋深为 43.1 m,左侧地表高度为 34.19 m,右侧地

表高度为 67.18 m,偏压角度 13°;(6)隧道模型先行洞埋深为 40 m,后行洞埋深为 46.15 m,左侧地表高度为 19.19 m,右侧地表高度为 85.18 m,偏压角度 25°。各模型左/右侧边界距原点 70.51 m/70.79 m,下方边界距原点 31.95 m。模型采用地层结构法,平衡初始地应力后分部开挖、初期支护与二次衬砌依次施作的方式反映施工过程中的三维卸荷特性。同时施工段落地质条件沿隧道轴线方向变化较小,且实际施工过程中各循环进尺的扰动在轴向分布上较为均匀,因此 1 m 的等效三维模型可有效反映结构的内应力与变形特征,模型纵向长度为 1 m。模型侧面限制  $x$  方向位移,底面固定限制  $z$  方向位移,前侧与后侧限制  $y$  方向位移。

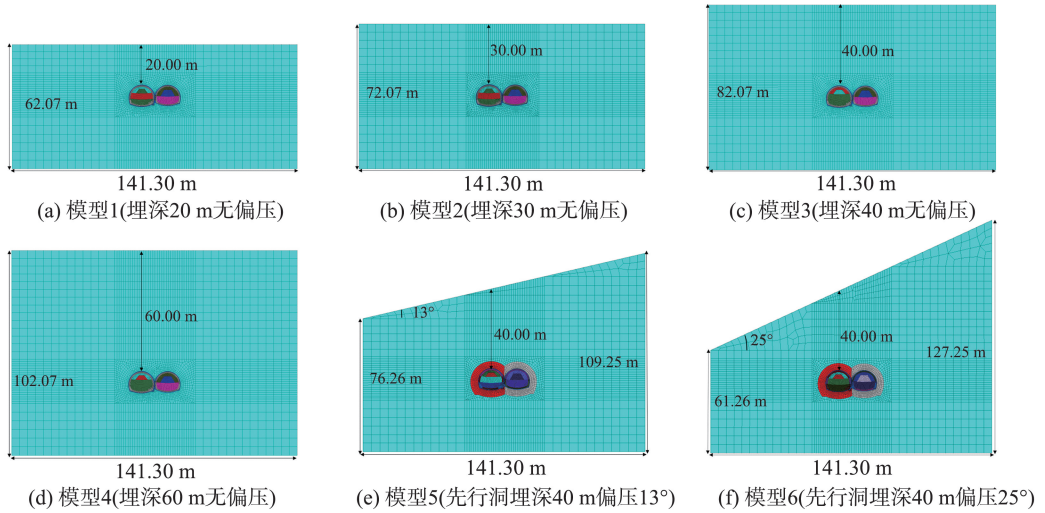


图 4 6 种隧道模型正视图

Fig.4 Front view of six tunnel models

### 3 模型验证

在研究不同埋深和偏压角度对无中导连拱隧道影响分析之前,首先对数值模型进行了验证,以确保

模型准确性。

为了及时获得现场隧道结构变形情况,前往下寨隧道先行洞初期支护布设了智能无线监测设备。设备整体布设与数据传输示意图如图 5 所示。

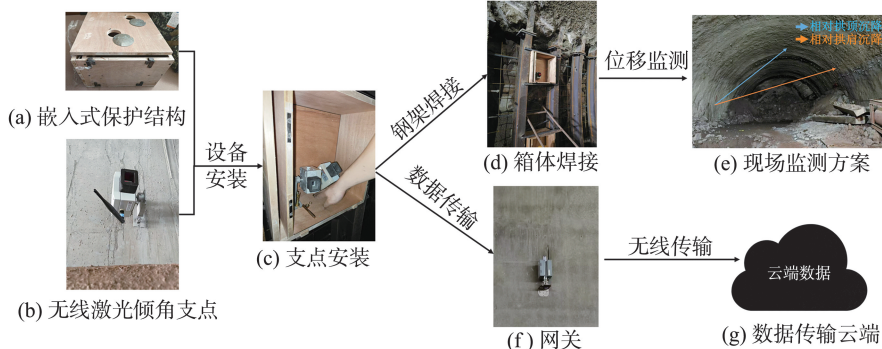


图 5 监测设备安装与数据传输

Fig. 5 Installation and data transmission of monitoring equipment

设备由嵌入式保护结构(箱体)(见图 5(a))与无线激光倾角支点(见图 5(b))组成。其中传感支

点内含芯片,可以自身感知倾角与温度的变化,并可以发射激光,调整角度将激光照射至指定位置,感知

与照射点之间距离的变化。为使得激光成功照射至监测点而不被隧道灰尘遮挡,在激光发射区周围安装黑色防尘罩,保证监测数据的持续获取。

嵌入式保护结构用于保护传感支点,如图 5(c) 所示,箱体下方存在螺栓孔,支点通过膨胀螺栓与支架、箱体固定在一起,避免支点外露时现场爆破影响导致的仪器损坏。箱体下侧存在焊接点,可以如图 5(d) 所示将箱体焊接在隧道初期支护的钢拱架中间,上侧使用钢筋卡住箱体,并将钢筋两侧焊在钢架上,从而使两侧均得到固定,以保证数据的准确性。

现场的变形监测方案如图 5(e) 所示,由于后行洞对先行洞会产生施工影响,在方案中添加右侧拱肩监测点,故每个断面布设 2 个监测支点,用于监测隧道相对拱顶沉降与相对拱肩沉降。由于支点内部安装有测量倾角的传感器,沉降计算可以利用该传感器测量的距离与角度之间的关系进行换算(见图 6),数据包含两部分,一部分为距离变化  $\Delta d$ ,一部分为倾角变化  $\Delta\theta$ 。通过计算可得相对沉降值为

$$\Delta y = d \times \sin \theta - (d - \Delta d) \times \sin(\theta - \Delta\theta) \quad (1)$$

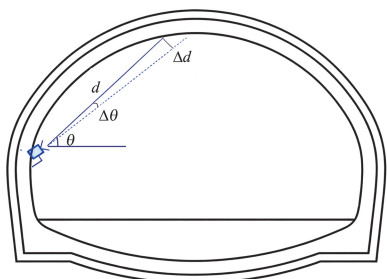


图 6 沉降计算原理

Fig.6 Principle of settlement calculation

传感支点内含网络系统,并可插入天线,可以将数据无线传输至网关(见图 5(f)),网关通过信号将数据无线传输至云端(见图 5(g)),便于工作人员查看以及后续进行数据处理。

根据资料显示, K49+590 里程下先行洞埋深约 60 m,上方偏压较小,与图 4 中模型 4 情况较为符合,故在该断面初期支护安装了无线激光倾角传感支点,监测隧道结构的相对拱顶沉降、相对拱肩沉降(即图 1 中  $P_1$  与  $P_4$  两点)。设置监测频率为 10 min 一次,及时捕捉隧道变形情况。

采用 FLAC<sup>3D</sup> 建立隧道模型,代入与 1.3 节一致的本构模型及参数对模型 4 进行计算分析。考虑到现场施工进度、现场施工与数值模拟的差异性,对比先行洞开始施工至仰拱开始施工这一时间段下现场监测数据与数值模拟结果,结果如图 7 所示(图中拱顶发生沉降为正)。

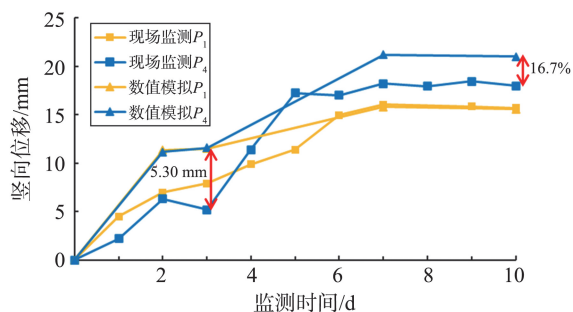


图 7 竖向沉降对比图

Fig.7 Vertical settlement comparison diagram

由图 7 可知,现场监测数据中先行洞拱顶测点  $P_1$  最终沉降为 15.68 mm,数值模拟中先行洞拱顶测点  $P_1$  最终沉降为 15.57 mm,两者差异为 0.7%;现场监测数据中先行洞拱肩测点  $P_4$  最终沉降为 21.01 mm,数值模拟中先行洞拱肩测点  $P_4$  最终沉降为 18 mm,两者差异为 16.7%。其中,监测最大偏差位置为监测第三天,偏差值约为 5.3 mm。推测其主要原因包括:现场爆破扰动具有随机性,局部松动范围难以完全等效;拱肩受偏压影响显著,监测点布设位置对局部变形敏感;初期支护早期强度存在发展过程,而模型中采用的是稳定参数。同时注意到现场监测与数值模拟差异主要集中在开挖初期,数值模拟结果明显超过现场数据,推测原因为现场岩体应力释放。

由于本工程现场情况限制,监测项目为位移类监测。尽管缺少直接的应力实测对比,但对于以“变形控制”为核心的围岩-支护体系而言,位移趋势是表征受力状态的重要指标,围岩变形与支护内力具有明确的耦合关系。因此,通过多监测点的位移响应与模拟结果的一致性,可有效验证模型对施工扰动及结构受力演化趋势的反映能力。结合图 7 可知,本研究模型与现场监测数据而言变化趋势相近,相对误差可接受。此外,模型采用的支护参数、围岩本构模型与施工工序均来源于工程实际与公路隧道设计规范<sup>[32]</sup>,其合理性为受力分析提供了可靠基础。综合位移验证结果与参数来源的工程一致性,可认为该模型能够用于后续埋深与偏压工况下的受力分析。

## 4 不同埋深对连拱隧道全过程影响分析

### 4.1 埋深对初期支护变形影响

不同埋深情况下先后行洞初期支护拱顶和右肩竖向位移图如图 8~11 所示,不同埋深的先行洞初期支护顶部与拱肩沉降如表 3 所示。竖向位移以向上为正(下同)。随着连拱隧道施工过程推进,先行

洞拱顶和右肩的沉降均增大,沉降最大处由拱顶逐渐偏移至右肩处。在埋深 60 m 隧道时,右肩比拱顶沉降大 30.9%。同时可发现先行洞上台阶开挖、先行洞中台阶开挖以及后行洞上台阶开挖造成的沉降显著。以埋深 60 m 隧道右肩为例,后行洞上台阶开挖造成的额外影响达到了总竖向位移的 18.3%。此外,随着埋深增大,连拱隧道开挖对先行洞拱顶和右肩的竖向沉降影响显著增大。4 个模型最终的右肩竖向沉降依次分别为 5.09、8.39、12.80 和 26.32 mm; 4 个模型埋深之比为 1:1.5:2:3; 而沉降之比约为 1:1.7:2.5:5.2, 相比埋深比略有增加。

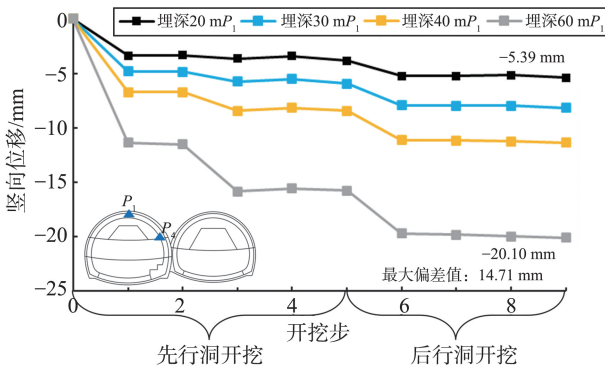


图 8 不同埋深先行洞初期支护拱顶竖向位移图  
Fig.8 Vertical displacement diagram of primary lining at top of the first tunnel in different burial depths

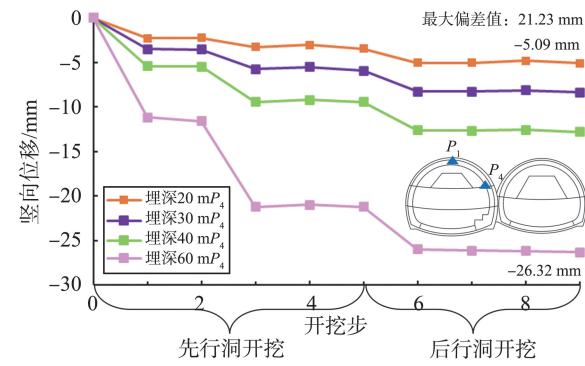


图 9 不同埋深先行洞初期支护拱肩竖向位移图  
Fig. 9 Vertical displacement diagram of primary lining at arch shoulder of the first tunnel in different burial depths

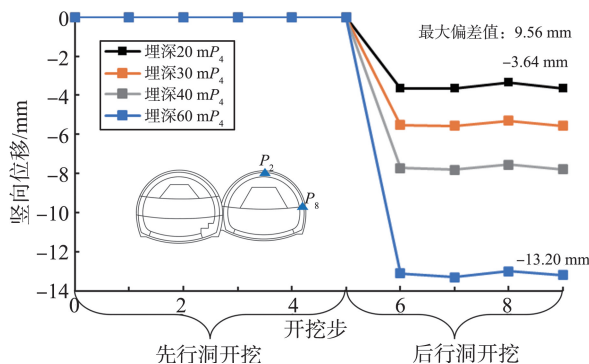


图 10 不同埋深后行洞初期支护拱顶竖向位移图  
Fig. 10 Vertical displacement diagram of primary lining at top of the following tunnel in different burial depths

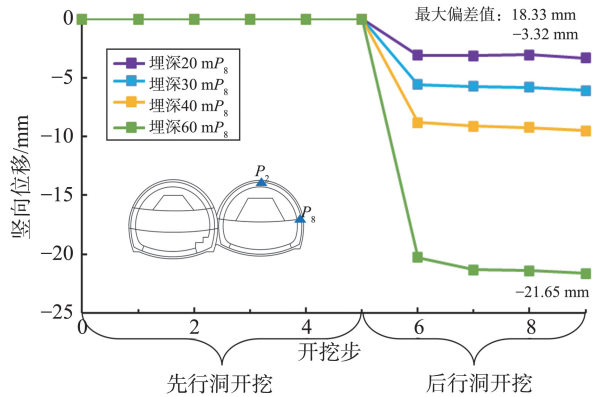


图 11 不同埋深后行洞初期支护拱肩竖向位移图  
Fig.11 Vertical displacement diagram of primary lining at arch shoulder of the following tunnel in different burial depths

表 3 不同埋深的先行洞初期支护顶部与拱肩沉降  
Table 3 Settlement at the top and arch shoulder of primary lining of the first tunnel in different burial depths

埋深情况	仅先行洞开挖竖向位移/mm	后行洞开挖完成竖向位移/mm	先行洞占比/%	后行洞占比/%
20 m 拱顶	-3.84	-5.39	71.2	28.8
30 m 拱顶	-5.94	-8.17	72.7	27.3
40 m 拱顶	-8.45	-11.38	74.3	25.7
60 m 拱顶	-15.77	-20.10	78.5	21.5
20 m 拱肩	-3.46	-5.09	68.0	32.0
30 m 拱肩	-5.94	-8.39	70.8	29.2
40 m 拱肩	-9.47	-12.80	74.0	26.0
60 m 拱肩	-21.20	-26.32	80.5	19.5

不同埋深情况下先行洞初期支护上台阶线 ( $D_1$ ) 和下台阶线 ( $D_2$ ) 水平收敛图如图 12、13 所示,不同埋深的先行洞初期支护水平位移如表 4 所示。台阶线两侧均存在模型变形监测点,监测点水平位移以向右为正,水平收敛数值为左侧监测点数值减去右侧点,即两侧向中心位移(靠近)为正(下同)。随着连拱隧道施工过程推进,先行洞上台阶线与下台阶线的水平收敛均增大,且下台阶线的水平收敛均大于上台阶线。在埋深 60 m 隧道时,下台阶线比上台阶线水平收敛大 153.6%。同时可发现先行洞中台阶开挖造成的水平收敛显著。以埋深 60 m 隧道下台阶线为例,先行洞中台阶开挖造成的额外影响达到了总水平收敛的 94%。此外,随着埋深增大,连拱隧道开挖对先行洞台阶线的水平收敛影响显著增大。以下台阶线为例,4 个模型最终的水平收敛分别为 3.78、8.31、15.23 和 37.08 mm; 4 个模型埋深之比为 1:1.5:2:3; 而水平收敛之比为 1:2.2:4:9.8, 相比埋深比显著增加。

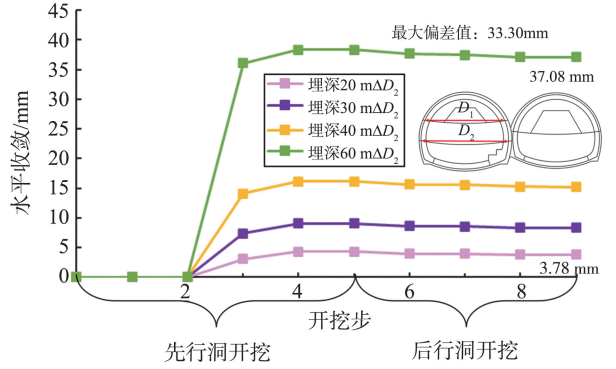
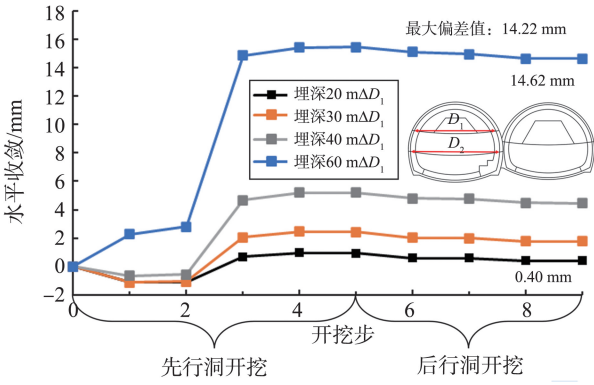


图 12 不同埋深先行洞初期支护上台阶线水平收敛图

Fig. 12 Horizontal convergence diagram of primary lining at upper step line in the first tunnel in different burial depths

图 13 不同埋深先行洞初期支护下台阶线水平收敛图

Fig. 13 Horizontal convergence diagram of primary lining at lower step line in the first tunnel in different burial depths

表 4 不同埋深的先行洞初期支护水平位移

Table 4 Horizontal displacement of primary lining of the first tunnel in different burial depths

埋深/m	先行洞上中台阶		先行洞中下台阶		先行洞上中台阶 水平收敛/mm	先行洞中下台阶 水平收敛/mm
	左侧水平 位移/mm	右侧水平 位移/mm	左侧水平 位移/mm	右侧水平 位移/mm		
20	0.25	-0.15	1.14	-2.64	0.40	3.78
30	0.84	-0.93	2.92	-5.39	1.77	8.31
40	1.93	-2.54	5.55	-9.68	4.47	15.23
60	6.81	-7.81	15.52	-21.56	14.62	37.08

#### 4.2 埋深对二次衬砌变形影响

不同埋深情况下先行洞二次衬砌拱顶 ( $P_9$ ) 和右肩 ( $P_{12}$ ) 竖向位移图如图 14、15 所示,不同埋深的先行洞二次衬砌顶部与拱肩沉降如表 5 所示。随着连拱隧道施工过程推进,先行洞拱顶和右肩的沉降均增大,且右肩的沉降均大于拱顶。在埋深 60 m 隧道时,右肩比拱顶沉降大 15.4%。同时可发现后行洞上台阶开挖造成的沉降显著。以埋深 60 m 隧道右肩为例,后行洞上台阶开挖造成的额外影响达到了总竖向位移的 89%。此外,相较于初期支护位移,埋深增大对连拱隧道开挖导致的先行洞拱顶和右肩的竖向沉降影响较小。4 个模型最终造成的右肩竖向沉降分别为 2.01、2.80、3.54 和 5.22 mm;4 个模型埋深之比为 1:1.5:2:3;而沉降之比为 1:1.4:1.9:2.8,接近且略微小于埋深比。

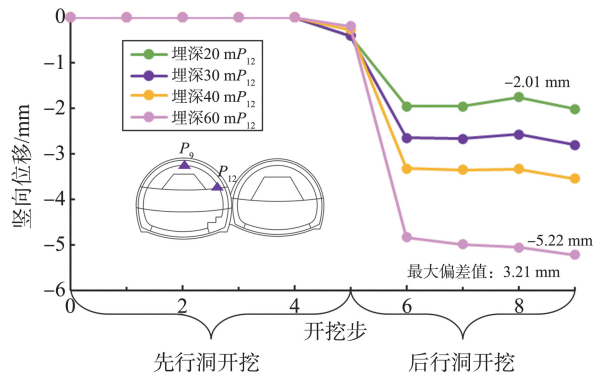


图 15 不同埋深先行洞二次衬砌拱肩竖向位移图

Fig. 15 Vertical displacement diagram of secondary lining at arch shoulder of the first tunnel in different burial depths

表 5 不同埋深的先行洞二次衬砌顶部与拱肩沉降

Table 5 Settlement at the top and arch shoulder of secondary lining of the first tunnel in different burial depths

埋深情况	仅先行洞 开挖竖向 位移/mm	后行洞开挖 完成竖向 位移/mm	先行洞 占比/%	后行洞 占比/%
20 m 拱顶	-0.43	-1.98	21.7	78.3
30 m 拱顶	-0.41	-2.64	15.5	84.5
40 m 拱顶	-0.27	-3.20	8.4	91.6
60 m 拱顶	-0.20	-4.53	4.4	95.6
20 m 拱肩	-0.40	-2.01	19.9	80.1
30 m 拱肩	-0.41	-2.80	14.6	85.4
40 m 拱肩	-0.27	-3.54	7.6	92.4
60 m 拱肩	-0.19	-5.22	3.6	96.4

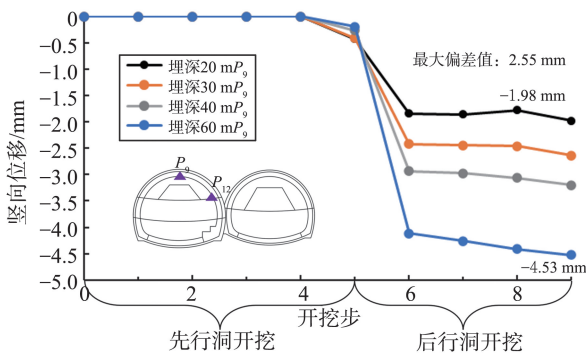


图 14 不同埋深先行洞二次衬砌拱顶竖向位移图

Fig. 14 Vertical displacement diagram of secondary lining at top of the first tunnel in different burial depths

不同埋深情况下先行洞二次衬砌上台阶线 ( $L_1$ ) 和下台阶线 ( $L_2$ ) 水平收敛图如图 16、17 所示, 不同埋深的先行洞二次衬砌水平位移如表 6 所示。

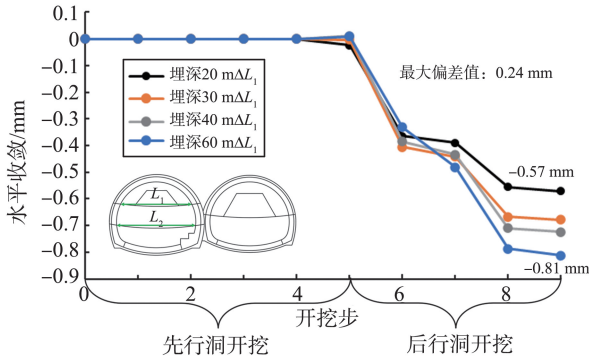


图 16 不同埋深先行洞二次衬砌上台阶线水平收敛图  
Fig.16 Horizontal convergence diagram of secondary lining at upper step line in the first tunnel in different burial depths

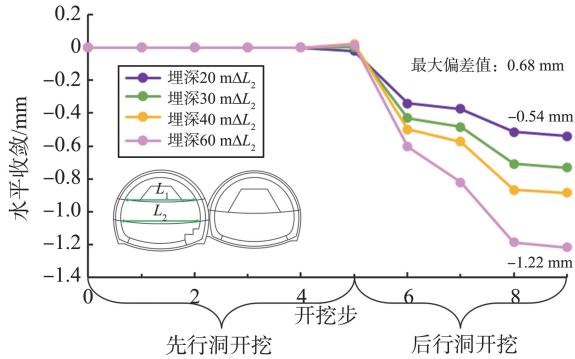


图 17 不同埋深先行洞二次衬砌下台阶线水平收敛图  
Fig.17 Horizontal convergence diagram of secondary lining at lower step line in the first tunnel in different burial depths

表 6 不同埋深的先行洞二次衬砌水平位移

Table 6 Horizontal displacement of secondary lining of the first tunnel in different burial depths

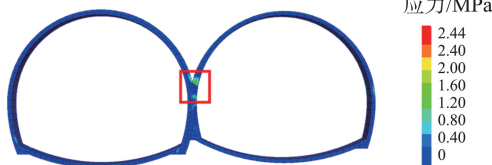
埋深/m	先行洞上中台阶		先行洞中下台阶		先行洞上中台阶 水平收敛/mm	先行洞中下台阶 水平收敛/mm
	左侧水平 位移/mm	右侧水平 位移/mm	左侧水平 位移/mm	右侧水平 位移/mm		
20	-0.12	0.45	-0.39	0.15	-0.57	-0.54
30	-0.20	0.48	-0.59	0.14	-0.68	-0.73
40	-0.26	0.46	-0.75	0.14	-0.72	-0.88
60	-0.34	0.48	-1.07	0.15	-0.81	-1.22

随着连拱隧道施工过程推进, 先行洞上台阶线与下台阶线的水平收敛均增大, 且随着埋深增加, 下台阶线的水平收敛逐渐大于上台阶线。在埋深 20 m 隧道时, 下台阶线比上台阶线水平收敛小 5.3%; 而在埋深 60 m 隧道时, 下台阶线比上台阶线水平收敛大 50.6%。同时可发现后行洞上台阶、后行洞下台阶开挖造成的水平收敛显著。以埋深 60 m 隧道下台阶线为例, 后行洞上台阶开挖造成的额外影响达到了总水平收敛的 50.9%。此外, 相较于初期支护位移, 埋深增大导致的先行洞水平收敛影响较小。以下台阶线为例, 4 个模型最终的水平收敛分别为 -0.54、-0.73、-0.88 和 -1.22 mm; 4 个模型埋深之比为 1:1.5:2:3; 而水平收敛之比为 1:1.3:1.6:2.3, 小于埋深比。

### 4.3 埋深对支护结构应力影响

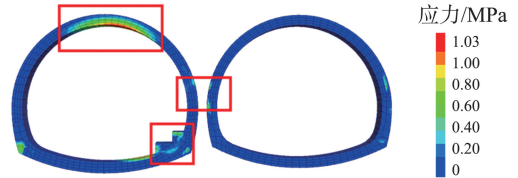
不同埋深情况下先后行洞最大主应力与最小主应力图如图 18、19 所示, 不同埋深的先后行洞支护结构应力如表 7 所示。先后行洞最大主应力主要集中在中墙上与右侧拱脚处, 埋深较浅与较深时拱顶处最大主应力也较大; 先后行洞最小主应力集中在中墙上与两洞交界的拱肩处, 在中墙下方的二次衬砌位置也出现了最小主应力集中的现象。同时可发现随着埋深增大, 先行洞应力均出现增大, 60 m 埋深时先行洞支护结构应力达到最大值。值得注意的是, 先行洞右侧拱脚台阶处最大主应力随着埋深增加不断增加。

初期支护最大主应力

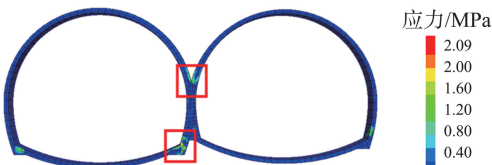


(a) 埋深 20 m 初期支护

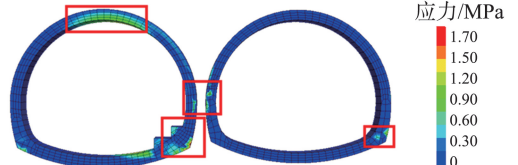
二次衬砌最大主应力



(b) 埋深 20 m 二次衬砌



(c) 埋深 30 m 初期支护



(d) 埋深 30 m 二次衬砌

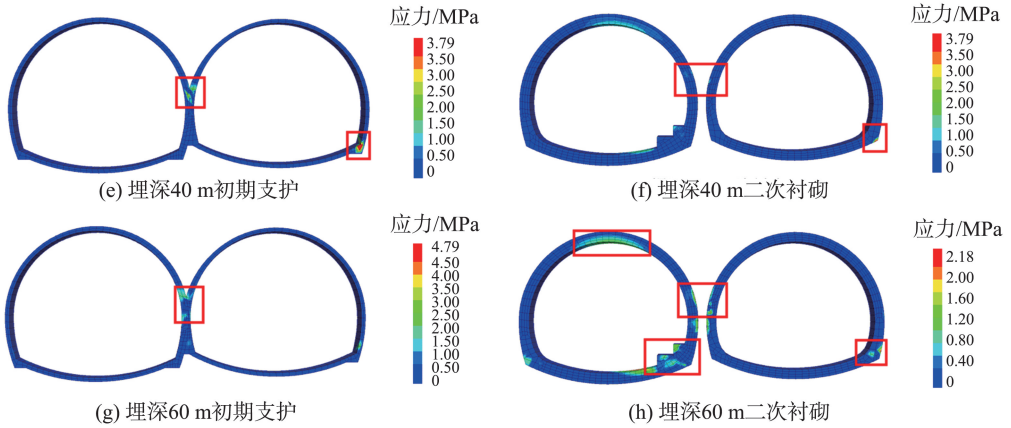


图 18 不同埋深支护结构最大主应力图

Fig.18 Maximum principal stress of support structure in different burial depths

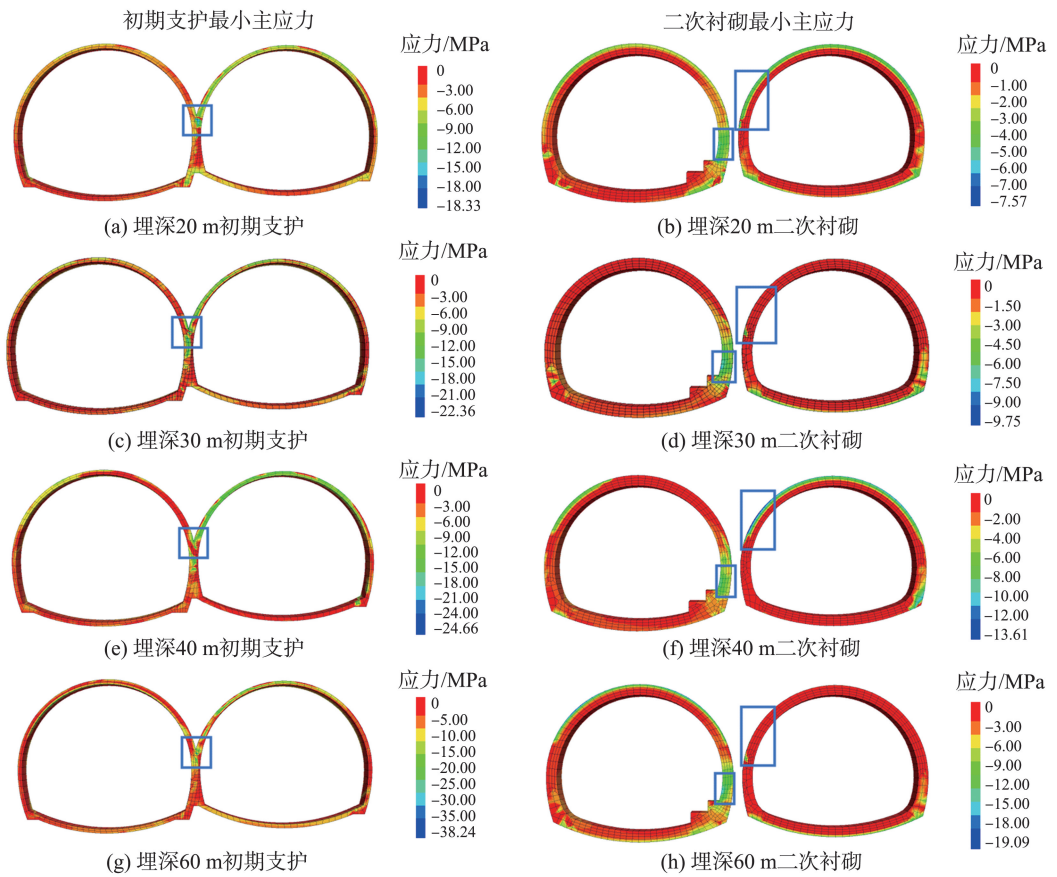


图 19 不同埋深支护结构最小主应力图

Fig.19 Minimum principal stress of support structure in different burial depths

表 7 不同埋深的先后行洞支护结构应力

Table 7 Stress of supporting structure of two tunnels in different burial depths

埋深情况	先行洞最大主应力/MPa	先行洞最小主应力/MPa	后行洞最大主应力/MPa	后行洞最小主应力/MPa
20 m 初支	1.86	-18.33	2.44	-16.57
20 m 二衬	1.02	-7.34	1.03	-7.57
30 m 初支	2.09	-22.36	1.48	-22.36
30 m 二衬	1.70	-9.75	1.44	-9.06
40 m 初支	3.02	-24.66	3.79	-16.63
40 m 二衬	1.48	-11.28	3.79	-13.60
60 m 初支	4.79	-38.24	4.79	-38.28
60 m 二衬	2.00	-19.09	2.18	-16.49

## 5 不同偏压对连拱隧道全过程影响分析

### 5.1 偏压对初期支护变形影响

不同偏压情况下先后行洞初期支护拱顶和右肩竖向位移图如图 20、21 所示,不同偏压的先行洞初期支护顶部与拱肩沉降如表 8 所示。

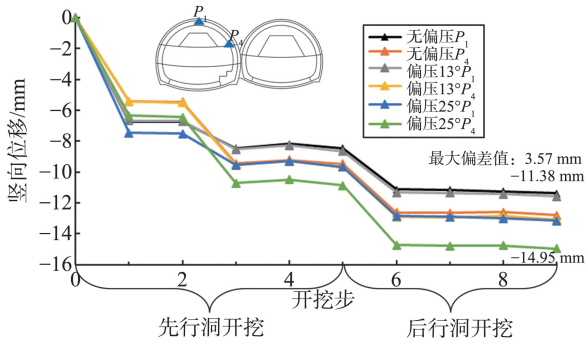


图 20 不同偏压先行洞不同关键点初期支护竖向位移图  
Fig.20 Vertical displacement diagram of primary lining at different key points in the first tunnel under different bias

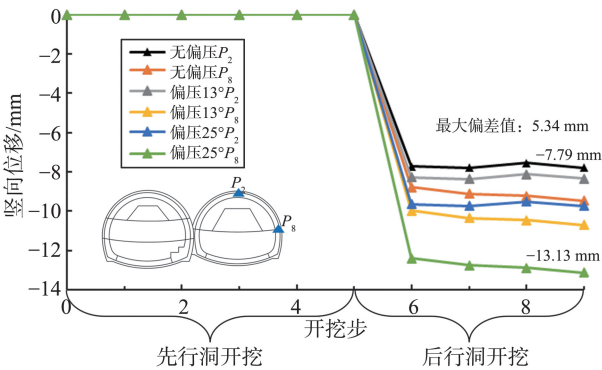


图 21 不同偏压后行洞不同关键点初期支护竖向位移图  
Fig.21 Vertical displacement diagram of primary lining at different key points in the following tunnel under different bias

随着连拱隧道施工过程推进,先行洞拱顶和右肩的沉降均增大,且右肩的沉降均大于拱顶。在偏压 25°隧道时,右肩比拱顶沉降大 13.7%。同时可发现先

行洞上台阶开挖、先行洞中台阶开挖以及后行洞上台阶开挖造成的沉降显著。以偏压 25°隧道右肩为例,后行洞上台阶开挖造成的额外影响达到了总竖向位移的 25.9%。3 个模型最终的右肩竖向沉降分别为 12.80、13.07 和 14.95 mm。可见,随着偏压增大,连拱隧道开挖对先行洞拱顶和右肩的竖向沉降影响显著增大。

表 8 不同偏压的先行洞初期支护顶部沉降  
Table 8 Settlement of the top of primary lining of the first tunnel under different bias

偏压情况	仅先行洞 开挖竖向 位移/mm	后行洞 开挖完成竖向 位移/mm	先行洞 占比/%	后行洞 占比/%
无偏压拱顶	-8.45	-11.38	74.3	25.7
偏压 13°拱顶	-8.65	-11.57	74.8	25.2
偏压 25°拱顶	-9.66	-13.15	73.5	26.5
无偏压拱肩	-9.47	-12.80	74.0	26.0
偏压 13°拱肩	-9.68	-13.07	74.1	25.9
偏压 25°拱肩	-10.87	-14.95	72.7	27.3

不同偏压情况下先行洞初期支护上台阶线 ( $D_1$ ) 和下台阶线 ( $D_2$ ) 水平收敛图如图 22 所示,不同偏压的先行洞初期支护水平位移如表 9 所示。

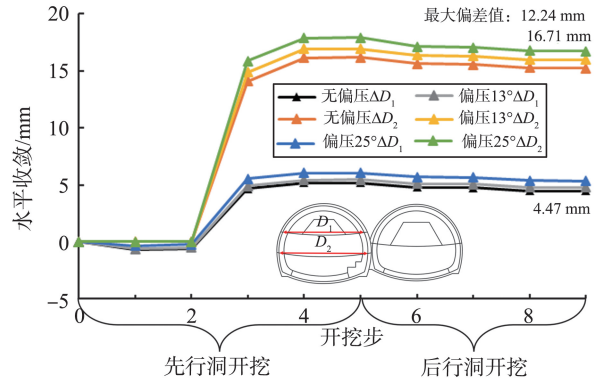


图 22 不同偏压先行洞不同关键点初期支护水平收敛图  
Fig.22 Horizontal convergence diagram of primary lining at different key points in the first tunnel under different bias

表 9 不同偏压的先行洞初期支护水平位移

Table 9 Horizontal displacement of primary lining of the first tunnel under different bias

偏压情况	先行洞上中台阶		先行洞中下台阶		先行洞上中台阶 水平收敛/mm	先行洞中下台阶 水平收敛/mm
	左侧水平 位移/mm	右侧水平 位移/mm	左侧水平 位移/mm	右侧水平 位移/mm		
无偏压	1.93	-2.54	5.55	-9.68	4.47	15.23
偏压 13°	1.57	-3.22	5.59	-10.38	4.79	15.97
偏压 25°	0.69	-4.64	5.30	-11.41	5.34	16.71

随着连拱隧道施工过程推进,先行洞上台阶线与下台阶线的水平收敛均增大,且下台阶线的水平收敛均大于上台阶线。在偏压 25°隧道时,下台阶线比上台阶线水平收敛大 212.9%。同时可发现先行洞中台阶开挖造成的水平收敛显著。以偏压 25°

隧道下台阶线为例,先行洞中台阶开挖造成的额外影响达到了总水平收敛的 88.5%。此外,随着偏压增大,先行洞左侧水平位移不断减小,而右侧水平位移不断增大,两侧位移均出现向负值即向左侧增加的趋势。以上台阶线为例,相较于无偏压模型,偏压 13°和

偏压 25°模型先行洞左侧位移分别减小 0.36 mm 与 1.24 mm, 而右侧分别增加 0.68 mm 与 2.10 mm。

### 5.2 偏压对二次衬砌变形影响

不同偏压情况下先行洞二次衬砌拱顶 ( $P_9$ ) 和右肩 ( $P_{12}$ ) 竖向位移图如图 23 所示, 不同偏压的先行洞二次衬砌顶部与拱肩沉降如表 10 所示。随着连拱隧道施工过程推进, 先行洞拱顶和右肩的沉降均增大, 且右肩的沉降均大于拱顶。在偏压 25°隧道时, 右肩比拱顶沉降大 14.9%。同时可发现后行洞上台阶开挖造成的沉降显著。以偏压 25°隧道右肩为例, 后行洞上台阶开挖造成的额外影响达到了总竖向位移的 85.6%。3 个模型最终的右肩竖向沉降分别为 3.54、3.73 和 4.45 mm。可见, 随着偏压增大, 连拱隧道开挖对先行洞拱顶和右肩的竖向沉降影响显著增大。

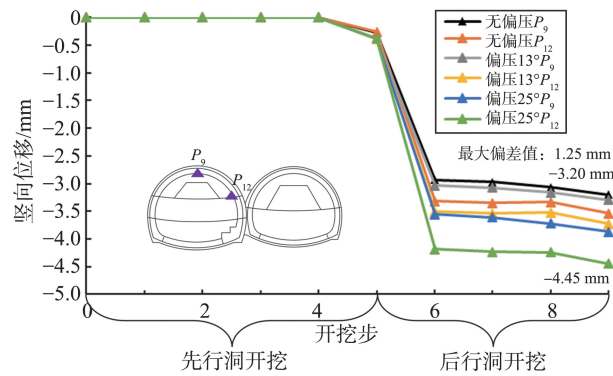


图 23 不同偏压先行洞不同关键点二次衬砌竖向位移图  
Fig. 23 Vertical displacement diagram of secondary lining at different key points in the first tunnel under different bias

表 10 不同偏压的先行洞二次衬砌顶部沉降  
Table 10 Settlement of the top of secondary lining of the first tunnel under different bias

偏压情况	仅先行洞开挖竖向位移/mm	后行洞开挖完成竖向位移/mm	先行洞占比/%	后行洞占比/%
无偏压拱顶	-0.27	-3.20	8.4	91.6
偏压 13°拱顶	-0.38	-3.29	11.6	88.4
偏压 25°拱顶	-0.38	-3.87	9.8	90.2
无偏压拱肩	-0.27	-3.54	7.6	92.4
偏压 13°拱肩	-0.39	-3.73	10.5	89.5
偏压 25°拱肩	-0.38	-4.45	8.5	91.5

不同偏压情况下先行洞二次衬砌上台阶线 ( $L_1$ ) 和下台阶线 ( $L_2$ ) 水平收敛图如图 24 所示, 不同偏压的先行洞二次衬砌水平位移如表 11 所示。

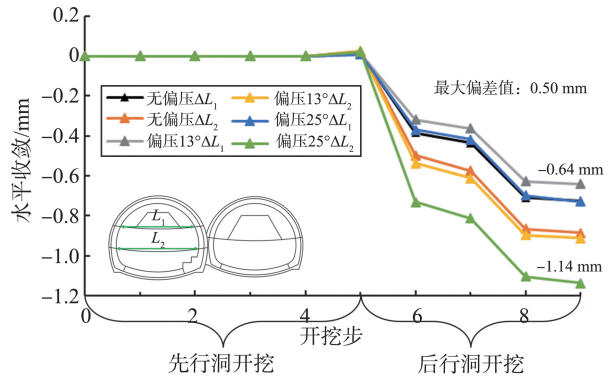


图 24 不同偏压先行洞不同关键点二次衬砌水平收敛图

Fig. 24 Horizontal convergence diagram of secondary lining at different key points in the first tunnel under different bias

表 11 不同偏压的先行洞二次衬砌水平位移  
Table 11 Horizontal displacement of secondary lining the first tunnel under different bias

偏压情况	先行洞上中台阶		先行洞中下台阶		先行洞上中台阶水平收敛/mm	先行洞中下台阶水平收敛/mm
	左侧水平位移/mm	右侧水平位移/mm	左侧水平位移/mm	右侧水平位移/mm		
无偏压	-0.26	0.46	-0.75	0.14	-0.72	-0.88
偏压 13°	-0.49	0.15	-0.94	-0.02	-0.64	-0.91
偏压 25°	-1.06	-0.33	-1.46	-0.33	-0.73	-1.14

随着连拱隧道施工过程推进, 先行洞上台阶线与下台阶线的水平收敛均增大, 且随着偏压增加, 下台阶线的水平收敛均大于上台阶线。在偏压 25°隧道时, 下台阶线比上台阶线水平收敛大 56.1%。同时可发现后行洞上台阶开挖、后行洞下台阶开挖造成的水平收敛显著。以偏压 25°隧道为例, 后行洞上台阶开挖造成的额外影响达到了总水平收敛的 64.3%。此外, 随着偏压增大, 先行洞左侧水平位移不断增大, 而右侧水平位移不断减小后反向增大, 两侧位移均出现向负值增加即向左侧增加的趋势。以

上台阶线为例, 相较于无偏压模型, 偏压 13°和偏压 25°模型先行洞左侧位移分别增加 0.23 mm 与 0.80 mm, 而右侧分别减小 0.31 mm 与 0.79 mm。

### 5.3 偏压对支护结构应力影响

不同偏压情况下先后行洞最大主应力与最小主应力图如图 25、26 所示, 不同偏压的先后行洞支护结构应力如表 12 所示。先后行洞最大主应力主要集中在中墙上方与右侧拱脚处, 偏压 13°时先行洞二次衬砌最大主应力也集中在拱顶处; 先后行洞最小主应力集中在中墙上方与两洞交界的拱肩处, 二

次衬砌也在中墙下方出现最小主应力集中现象。同时可发现随着偏压增大,先后行洞左侧拱肩处最小主应力不断增大。然而,偏压的增加并不完全使得最大主应力增加,偏压 13°时隧道先后行洞初期支护最大主应力达到最大值。随着偏压角的增大,围岩主应力方向发生偏转,导致右拱肩-拱脚区域的

荷载传递路径明显倾斜,形成应力集中带。在偏压 13°工况中,倾斜荷载方向与初期支护受力体系叠加最为敏感,使得拱脚应力峰值最高;而当偏压进一步增大至 25°时,二次衬砌的作用更加明显,围岩压力更多地由二衬承担,导致二次衬砌阶段的应力峰值出现于偏压 25°工况。

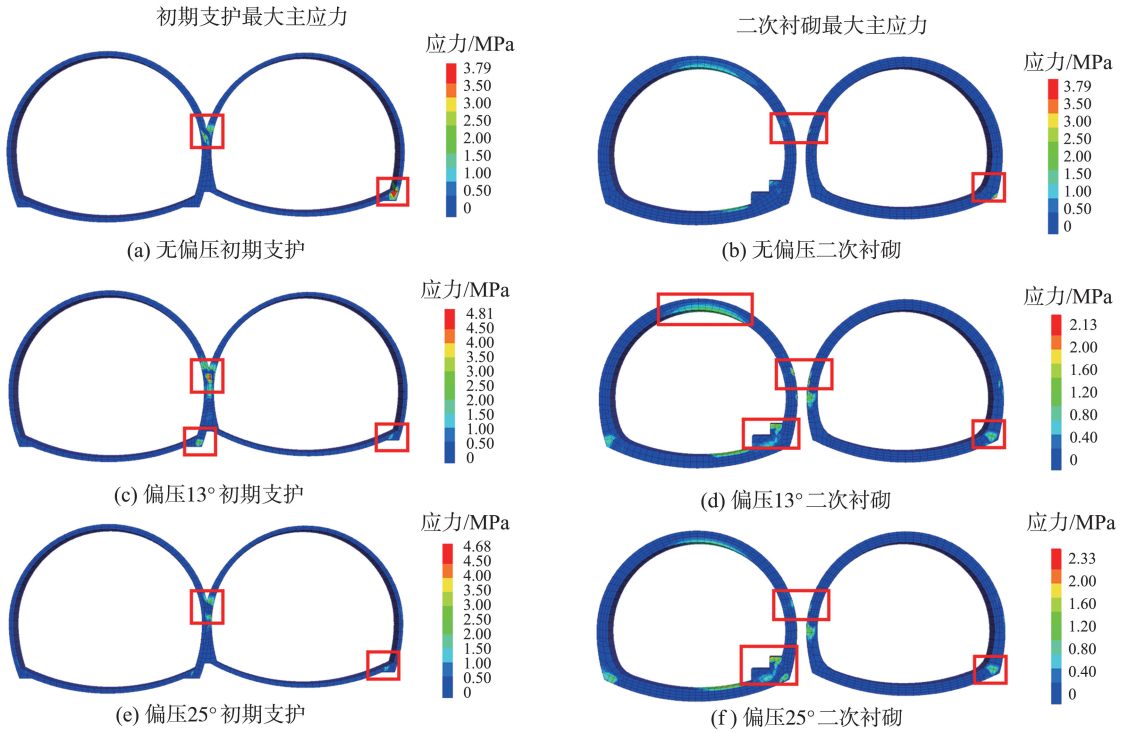


图 25 不同偏压支护结构最大主应力图

Fig.25 Maximum principal stress of support structure under different bias

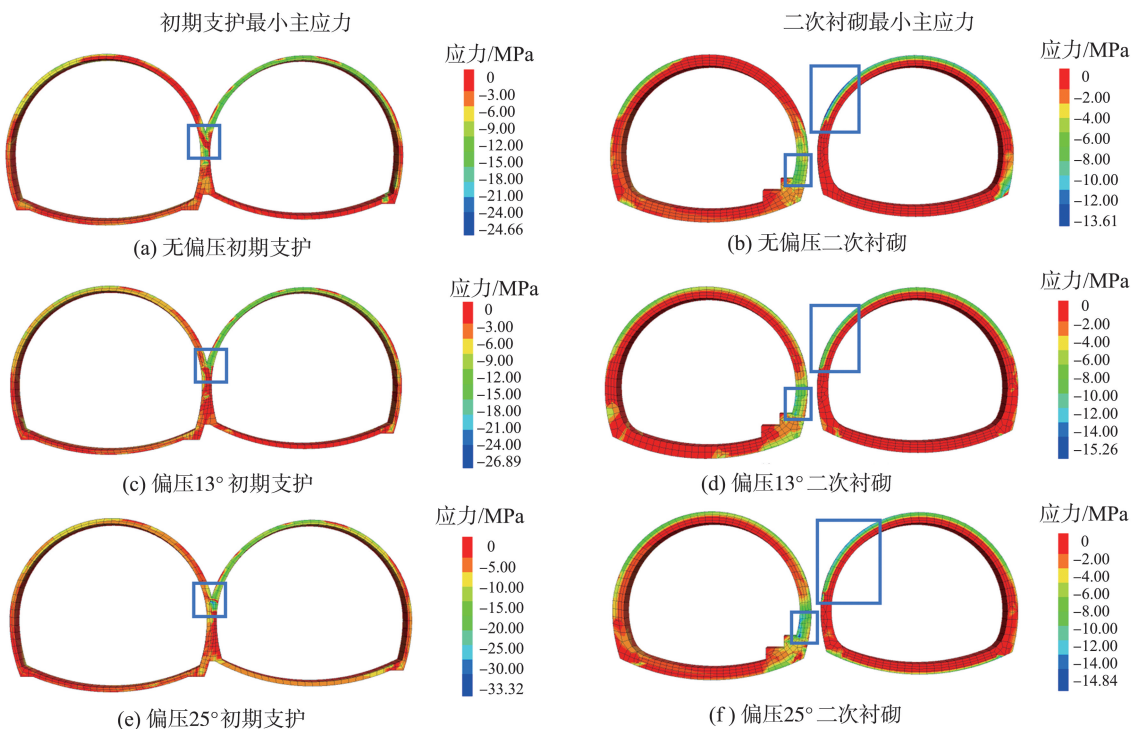


图 26 不同偏压支护结构最小主应力图

Fig. 26 Minimum principal stress of support structure under different bias

表 12 不同偏压的先后行洞支护结构应力  
Table 12 Stress of supporting structure of two tunnels under different bias

偏压情况	先行洞最大主应力/MPa	先行洞最小主应力/MPa	后行洞最大主应力/MPa	后行洞最小主应力/MPa
无偏压初支	3.02	-24.66	3.79	-16.63
无偏压二衬	1.48	-11.28	3.79	-13.60
偏压 13°初支	4.81	-26.89	4.81	-26.89
偏压 13°二衬	2.10	-12.49	2.14	-15.26
偏压 25°初支	3.21	-33.32	4.68	-30.97
偏压 25°二衬	2.33	-14.74	1.75	-14.84

## 6 结论

本研究以云南宣会高速下寨隧道为工程背景依托,探究了埋深与偏压对无中导连拱隧道开挖导致的先后行洞施工全过程力学响应规律的影响,得到以下结论。

(1)在变形机理方面,发现了无中导连拱隧道先行洞右肩、中墙与右侧拱脚为危险区域,后行洞施工对先行洞位移变化影响显著,在偏压 25°时后行洞上台阶开挖导致的先行洞右肩竖向位移占比达到了 25.9%;先行洞下台阶水平收敛显著高于上台阶(偏压 25°时增大 212.9%),其中先行洞中台阶开挖贡献下台阶总收敛的 88.5%。

(2)在埋深变化规律方面,发现最大沉降点随埋深增加由拱顶迁移至右拱肩(埋深 60 m 时差值 30.9%);右肩沉降比(1:1.7:2.5:5.2)与下台阶收敛比(1:2.2:4:9.8)均超埋深比(1:1.5:2:3),表明深埋工况变形非线性加速;中墙与拱脚应力集中显著,60 m 埋深时主应力达 20 m 工况的 2 倍。随着埋深增加,先行洞受到更大的覆盖荷载与围岩初应力;因此后行洞开挖对先行洞造成的绝对附加沉降增加,但作为先行洞最终沉降的占比会相对减小。而埋深增加导致围岩能量释放路径由洞室周边向中墙与拱脚集中,形成中墙-拱脚易产生应力峰值的效应。

(3)在偏压变化规律方面,发现偏压增大时,台阶线两侧水平位移均出现向负值(左侧)增加的趋势,整体收敛增加;偏压 13°为应力临界点,初期支护最大主应力达峰值 4.81 MPa。偏压条件下主应力方向偏转,使原对称荷载路径变为倾斜荷载路径,倾斜荷载方向与支护受力体系叠加,造成右拱肩-拱脚区域的侧向集中作用,在偏压进一步增大时二次衬砌作用更加明显,造成“初支偏压 13°最不利”与“二衬偏压 25°最不利”的规律,结构非对称受力特征也显著增强。

(4)在现场控制对策方面,无中导结构整体性更强,但其零间距特性使能量变形模式更依赖围岩

性质与偏压方向,因此更易出现拱脚、中墙等关键薄弱区。埋深大于 40 m 或偏压大于 13°时,需针对性加强中墙、右侧拱脚及下台阶区域支护;建议优化中台阶开挖工艺,并在后行洞施工阶段实施拱脚注浆加固,以提高整体稳定性和施工安全。

### 参考文献:

- [1] FARROKH E. Uniformly distributed lace design for hard rock TBMs [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2021, 110: 103829.
- [2] 李钊, 梁庆国, 孙文, 等. 隧道台阶法施工上台阶长度对隧道变形的影响[J]. *隧道与地下工程灾害防治*, 2022, 4(1): 55-62.  
LI Zhao, LIANG Qingguo, SUN Wen, et al. The effect of upper step length on tunnel deformation in tunnel step construction [J]. *Hazard Control in Tunnelling and Underground Engineering*, 2022, 4(1): 55-62.
- [3] LIU J K, JIANG Y J, HAN W, et al. Optimized ANN model for predicting rock mass quality ahead of tunnel face using measure-while-drilling data [J]. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2021, 80(3): 2283-2305.
- [4] XUE Y G, LIU H T, BAI C H, et al. Extension prediction model of soft rock tunnel deformation grade based on entropy weight method and rough set [J]. *Environmental Earth Sciences*, 2021, 81(1): 24.
- [5] 蔡遵乐, 梁庆国, 曹生慧, 等. 高地应力软岩隧道的变形规律[J]. *隧道与地下工程灾害防治*, 2023, 5(4): 21-32.  
CAI Zunle, LIANG Qingguo, CAO Shenghui, et al. The deformation pattern of soft rock tunnels with high ground stress [J]. *Hazard Control in Tunnelling and Underground Engineering*, 2023, 5(4): 21-32.
- [6] 杨立, 夏增选, 娄文杰, 等. 山区深埋公路隧道穿越断层破碎带施工稳定性[J]. *隧道与地下工程灾害防治*, 2024, 6(3): 32-42.  
YANG Li, XIA Zengxuan, LOU Wenjie, et al. Construction stability of deeply buried highway tunnel through fault fracture zones in mountainous areas [J]. *Hazard Control in Tunnelling and Underground*

- Engineering, 2024, 6(3): 32-42.
- [7] SUI Y, CHENG X H, ZHAO Z Z, et al. Investigation of cracking mechanism of the first tunnel lining during double-arch tunnel construction[J]. *Underground Space*, 2024, 14:1-17.
- [8] TANG L Z, YU L, LUO X, et al. Shaking table test on the seismic response and reinforcement measures of double-arch tunnels in mountainous areas[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2023, 139: 105232.
- [9] WANG J X, CAO A S, WU Z, et al. Numerical simulation of ultra-shallow buried large-span double-arch tunnel excavated under an expressway [J]. *Applied Sciences*, 2022, 12(1): 39.
- [10] MATSUDA T, TOYOSATO E, IGARASHI M, et al. A study on design methods for twin tunnels constructed by the single drift and central pier method[J]. *Proceedings of Studies in Tunnel Engineering*, 1997, 7.
- [11] 丁文其, 王晓彤, 朱合华, 等. 连拱隧道设计荷载的确定方法[J]. *中国公路学报*, 2007, 87(5): 78-82.
- DING Wenqi, WANG Xiaoxing, ZHU Hehua, et al. Defining method for design load of multi-arch tunnels [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2007, 87(5): 78-82.
- [12] 李志厚. 云南山岭公路隧道修筑技术研究[D]. 西安: 长安大学, 2009: 40-67.
- LI Zhihou. Study on the construction technology of highway tunnels in mountainous areas [D]. Xi'an: Chang'an University, 2009: 40-67.
- [13] KIM H M, LEE S D. A study on the stress distribution of pillar basement during two-arch tunnel excavation in discontinuous rock mass[J]. *China Ceramics*, 2009, 19(2): 3-6.
- [14] YOO C S, KIM J M, KIM H C. Numerical investigation on 3D behavior of 2-arch tunnel[J]. *Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association*, 2009, 11(3): 255-264.
- [15] 李登科. 大断面双连拱隧道施工变形控制技术研究[J]. *铁道建筑技术*, 2020, 324(5): 109-112.
- LI Dengke. Deformation control technology in construction of large-section double-arch tunnels [J]. *Railway Construction Technology*, 2020, 324(5): 109-112.
- [16] 李树忱, 袁超, 李术才, 等. 极浅埋连拱隧道施工过程中围岩力学行为的模型试验研究[J]. *煤炭学报*, 2012, 37(5): 713-718.
- LI Shuchen, YUAN Chao, LI Shucan, et al. Model test on mechanical behavior of extremely shallow double-arch tunnels[J]. *Journal of China Coal Society*, 2012, 37(5): 713-718.
- [17] ZHOU Y, JIA Y, XIA Y, et al. Research on the monitoring measurement of using shallow tunnel to expand to large section multi-arch tunnel in-situ [C]// *The 2015 International Conference on Advanced Materials and Engineering Structural Technology (ICAMEST 2015)*. Qingdao: ICAMEST, 2015: 22-23.
- [18] 邓明琪. 深埋小净距隧道围岩压力分布规律及计算方法研究[D]. 赣州: 江西理工大学, 2022: 36-57.
- DENG Mingqi. Surrounding rock pressure distribution law and calculation method of deep-buried small-clearance tunnels [D]. Ganzhou: Jiangxi University of Science and Technology, 2022: 36-57.
- [19] 唐纯勇. 基于正交试验设计的浅埋偏压隧道有限元分析[D]. 西安: 长安大学, 2006: 29-43.
- TANG Chunyong. Finite element analysis of shallow-buried biased tunnel based on orthogonal test design [D]. Xi'an: Chang'an University, 2006: 29-43.
- [20] 朱正国, 刘志春, 孙明磊, 等. 偏压连拱隧道围岩压力及结构计算[J]. *辽宁工程技术大学学报(自然科学版)*, 2010, 29(1): 75-78.
- ZHU Zhengguo, LIU Zhichun, SUN Minglei, et al. Calculation of surrounding rock pressure and structure of multi-arch tunnel under unsymmetrical pressure [J]. *Journal of Liaoning Technical University (Natural Science)*, 2010, 29(1): 75-78.
- [21] WANG H Q, ZHANG C L, LI Z Q, et al. Analysis on stress variation rules of bias multi-arch tunnel surrounding rock and middle partition wall under different excavation conditions [J]. *World Sci-Tech R&D*, 2016, 38(5): 1024-1028.
- [22] 王圣涛, 陈鹏涛, 刘爱武, 等. 特大跨连续变断面隧道双导洞超前-中柱反向扩挖的施工力学行为[J]. *隧道与地下工程灾害防治*, 2024, 6(4): 1-11.
- WANG Shengtao, CHEN Pengtao, LIU Aiwu, et al. Construction mechanics behavior of extra-large span continuous variable cross-section tunnels using dual guide tunnel advance-central column reverse excavation method [J]. *Hazard Control in Tunnelling and Underground Engineering*, 2024, 6(4): 1-11.
- [23] SUI Y, CHENG X H, WEI J X. Distributed fibre optic monitoring of damaged lining in double-arch tunnel and analysis of its deformation mode [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2021, 110: 103812.
- [24] JIANG W, GAO Q D, WANG Y Q, et al. Dynamic response and safety control of double-arch tunnels without the center wall during blasting excavation: a case study[J]. *Thin-Walled Structures*, 2025, 217: 113867.
- [25] JIAN B X, TAO T J, SONG S, et al. Damage and reliability analysis of double-arch tunnel without a middle pilot tunnel under blast load [J]. *Scientific Reports*, 2024, 14: 9246.

- [26] TANG H, JIANG C Y, DENG Q, et al. Calculation of pressure on the shallow-buried double-arch tunnel without middle drift [J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2022, 26(11): 4805-4814.
- [27] CHEN J W, LIU B G, FENG S A, et al. The structural mechanical characteristics and crack prevention measures of the double-arch tunnel without the middle pilot [J]. Engineering Failure Analysis, 2026, 183: 110227.
- [28] ZHOU M L, XING Z H, NIE C, et al. Accurate prediction of tunnel face deformations in the rock tunnel construction process via high-granularity monitoring data and attention-based deep learning model [J]. Applied Sciences, 2022, 12(19): 9523.
- [29] HUANG Z K, ZHANG D M, PITILAKIS K, et al. Resilience assessment of tunnels: framework and application for tunnels in alluvial deposits exposed to seismic hazard [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2022, 162: 107456.
- [30] ZHANG J Z, HUANG H W, ZHANG D M, et al. Effect of ground surface surcharge on deformational performance of tunnel in spatially variable soil [J]. Computers and Geotechnics, 2021, 136: 104229.
- [31] 汤华, 姜成业, 邓琴, 等. 浅埋无中导洞连拱隧道先行洞衬砌承担围岩荷载确定方法 [J]. 岩土力学, 2024, 45(4): 1170-1180.
- TANG Hua, JIANG Chengye, DENG Qin, et al. A method for determining surrounding rock load borne by antecedence tunnel lining of shallowly buried double-arch tunnel without middle drift [J]. Rock and Soil Mechanics, 2024, 45(4): 1170-1180.
- [32] 交通运输部. 公路隧道设计规范 第一册 土建工程: JTG 3370.1—2018 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2019: 91-96.

(编辑: 宋艳)

· 通知消息 ·

## 《隧道与地下工程灾害防治》征订启事

国内统一连续出版物号: CN 37-1516/U 国际标准连续出版物号: ISSN 2096-5052 邮发代号: 24-283

《隧道与地下工程灾害防治》是由国家教育部主管, 山东大学主办, 国内外公开发行的专业性学术期刊, 国内统一连续出版物号 37-1516/U, 国际标准连续出版物号 2096-5052, 中国知网 (CNKI) 检索, 《公路运输领域高质量科技期刊分级目录》T2 级, 美国 EBSCO 数据库、美国 GeoRef 数据库、瑞典 DOAJ 数据库收录。

本刊旨在立足中国、面向世界、服务学者、服务社会、引领国际学术前沿, 为从事隧道与地下工程研究的专业工作者、高校教师及研究生提供一个多学科交叉融合、开放的学术交流平台。

本刊重点报道国内外隧道与地下工程建设进展、灾害预报与防治、安全控制、信息化、智能化、多学科交叉等方面的重要研究成果, 及其他行业领域的新技术、新方法、新装备、新工艺等在隧道与地下工程领域的应用, 大力宣传国内外隧道与地下工程灾害防治技术的学术理论与创新思想。

本刊每季度第 3 个月 20 日出版。单价 100 元, 全年 400 元。请在全国各地邮局订阅, 邮发代号 24-283; 也可直接与《隧道与地下工程灾害防治》编辑部联系订购, 联系人: 宋艳。

网址: <http://tunnel.sdujournals.com>

编辑部联系方式:

通讯地址: 山东省济南市历城区山大南路 27 号山东大学中心校区明德楼 B733 室《隧道与地下工程灾害防治》编辑部

邮编: 250100

电话: 0531-88366735

E-mail: tunnel@sdu.edu.cn

欢迎扫码关注《隧道与地下工程灾害防治》微信公众号

