

DOI: 10.11830/ISSN.1000-5013.201805060



北固山隧道施工力学特征及 围岩变形控制

金煜皓^{1,2}, 韩立军^{1,2}, 孟庆彬², 王帅², 刘振军³, 杨灵¹

(1. 中国矿业大学 力学与土木工程学院, 江苏 徐州 221116;

2. 中国矿业大学 深部岩土力学与地下工程国家重点实验室, 江苏 徐州 221116;

3. 中铁十四局集团 第五工程有限公司, 山东 兖州 272100)

摘要: 基于 ANSYS 软件, 采用有限元法和 BP 神经网络建立数值分析模型, 并确定围岩的力学参数. 首先, 考虑隧道开挖的空间效应, 并分析围岩的位移场和应力场. 然后, 阐述围岩和边坡的破坏机理, 从而进一步表明围岩的牵引作用对边坡和隧道稳定性的重要性. 最后, 应用所得破坏机理对北固山隧道围岩变形进行分析. 结果表明: 考虑边坡稳定性和围岩变形的技术方案是合理、有效的.

关键词: 空间效应; 偏压小净距隧道; 隧道洞口-边坡体系; 滑移-拉裂变形破坏; 围岩变形控制

中图分类号: U 455 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-5013(2018)06-0816-10

Mechanical Characteristics and Deformation Control of Surrounding Rock for Beigushan Tunnel

JIN Yuhao^{1,2}, HAN Lijun^{1,2}, MENG Qingbin²,
WANG Shuai², LIU Zhenjun³, YANG Ling¹

(1. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Xuzhou 221116, China;

2. State Key Laboratory for Geomechanics and Deep Underground Engineering,
China University of Mining and Technology, Xuzhou 221116, China;

3. The Fifth Engineering Company Limited, China Railway 14th Construction Bureau Group, Yanzhou 272100, China)

Abstract: Based on ANSYS software, the finite element method and BP neural network are used to build back analysis model, and to determine the mechanical parameters of surrounding rock. Firstly, the displacement and stress fields of surrounding rock are analyzed, considering the space effect of tunnel excavation. Then, the failure mechanism of surrounding rock and slope is presented, which indicates that the traction effect of surrounding rock is critical for the stability of slope and tunnel. Finally, using the failure mechanism, the analysis of deformation of surrounding rock in Beigushan tunnel shows that the technical Scheme considering both slope stability and surrounding rock deformation is reasonable and effective.

Keywords: space effect; bias tunnel with small interval distance; system of tunnel portal-slope; deformation failure of sliding-fracturing; deformation control of surrounding rock

受地形、地质等因素的影响,越来越多的偏压小净距隧道出现在实际工程中^[1-3]. 然而,此类隧道的

收稿日期: 2018-05-29

通信作者: 韩立军(1966-),男,教授,博士,主要从事岩石力学与工程稳定、岩土工程加固方面的研究. E-mail: hanlj@cumt.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51704280, 51574223); 中国博士后科学基金资助项目(2017T100420)

大规模建设,首先要解决的是围岩在施工过程中的稳定性问题^[4-6].与传统隧道相较,偏压小净距隧道地形结构更加复杂、荷载分布严重不均,且双洞开挖过程中相互影响导致施工安全难以保证.因此对其施工力学特征及变形破坏机理的研究成为保障此类隧道施工稳定的关键所在^[7].张业民等^[8]针对偏压小净距隧道复杂的受力状态,模拟开挖前、后围岩与支护结构应力,位移变化规律,结果表明,控制中间岩柱稳定可以有效减小隧道整体变形;祁寒等^[9]研究不同地质条件下的偏压小净距隧道施工的力学特征,分析围岩塑性区发展规律,结果表明,任一地质条件下,靠近倾斜边坡一侧隧道洞口塑性区均与边坡塑性区发生贯通现象.晏启祥等^[10]研究小净距软岩隧道施工力学特征,分析锚杆、喷射混凝土层受力特点,并给出围岩特征点应力和变形值,结果表明,先行洞受力状态受后行洞开挖方式影响较大.在围岩变形控制方面, Greco 等^[11]使用旋喷桩、锚杆挡土墙对岩质隧道洞口边坡进行加固,结果表明,边坡加固效果良好.陶志平等^[12]研究滑坡地段隧道变形特征,结果表明,坡体滑面与隧道洞口相对位置关系是影响隧道变形的关键.综上所述,目前大多数研究都是将此类偏压小净距隧道简化为二维平面模型,或针对三维模型的某一特定截面进行围岩力学特征分析,原因是隧道在长度方向上的尺寸比横截面的尺寸大的多,将隧道开挖支护作用简化为二维平面应变具有一定的合理性.然而,此类二维平面假设无法考虑隧道掘进空间效应对其施工力学特性的影响,即无法考虑在隧道施工中,围岩监测点位移场随掌子面推进的动态变化规律,以及围岩应力场受先、后行洞开挖扰动的影响.此外,针对隧道边坡或洞口变形破坏单一研究较为充分,而对隧道洞口-边坡协同体系变形破坏机制的研究仍十分欠缺.因此,本文以江苏连云港北固山隧道为工程背景,采用数值模拟动态施工过程,并结合现场监测和围岩变形现场加固试验,开展偏压小净距隧道施工力学特征及围岩变形控制研究.

1 隧道施工力学特征分析

1.1 工程概况

江苏连云港北固山隧道是连云港疏港道路的重要组成部分,隧道的洞径为 17 m,洞高为 12 m,两洞之间的净距离为 10 m,左右两隧道的埋深距地表约为 8~20 m,地形的偏压角度约为 30°~60°.围岩综合评定为 V 级,稳定性较差,施工时易坍塌.隧道的断面大、埋深小、偏压、小净距,且靠近安置小区,施工难度极大.

1.2 计算模型

隧道支护的结构设计,如图 1 所示.图 1 中: $R_1 \sim R_4$ 分别表示为以 $O_1 \sim O_4$ 为圆心的多心拱的不同半径.施工现场隧道初期支护拟采用厚为 26 cm 的 C20 早强喷射混凝土,HPB 235 型双层钢筋网(8 mm,间距为 20 cm×20 cm),I22b 型工字钢支架作为初期支护的加劲措施,其纵向间距为 0.6 m.初期支护锚杆采用 D25 中空注浆锚杆,长度 L 为 4.0 m,纵环向间距 100 cm×80 cm(纵×环),梅花形布置.二次衬砌设计厚度为 60 cm 的 C35 模筑钢筋混凝土.

为了保证计算的准确性,数值模型的整体建模严格按照施工图纸建立,包括隧道断面形状尺寸、锚杆类型,以及间排距等(图 1).模型尺寸如下:沿隧道轴线方向取 60 m;隧道横坡为实际地形情况;模型左、右侧边界为 3 倍洞径,约为 50 m;模型总宽约为 120 m;模型下边界取 3 倍的洞高,约为 40 m.模型左边界、右边界和后边界施加法向约束,底部边界施加 3 个方向的约束,隧道开挖断面以上直至地表及洞口处正面为自由边界,如图 2 所示.

1.3 计算参数

参照隧道实际状况,在三维有限元数值分析中,隧道围岩材料特性按均质弹塑性考虑.采用 Druck-

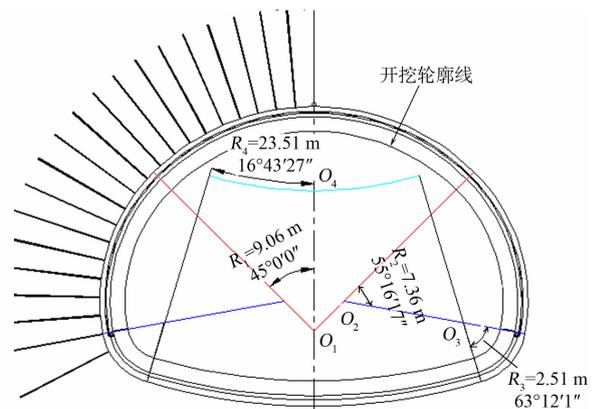


图 1 北固山隧道支护结构设计图

Fig. 1 Design of supporting structure of Beigushan tunnel

Prager 屈服准则,根据隧道开挖及支护工艺,围岩体采用三维实体单元(Soild 45)模拟;套拱导向墙及管棚利用刚度等效原则,选取相应实体单元模拟;初支网喷混凝土及拱架利用刚度等效原则,采用壳单元模拟;二次衬砌采用 Soild 45,锚杆体采用三维杆单元(Link 8)模拟.为准确求解,在隧道结构的附近和所分析的研究面附近采用细密单元.因隧道埋深较浅,地应力场按自质量应力场考虑^[13].

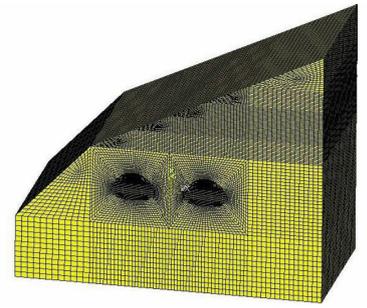


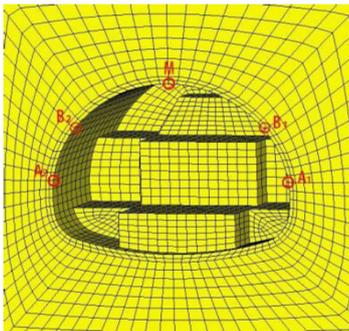
图2 围岩-边坡联合体系计算模型
Fig.2 Calculation model of combined system of surrounding rock-slope

为保证数值模型计算的准确性,整体建模严格按照施工图纸及现场工况建立,并基于正交设计法和有限元法构建神经网络样本.岩体物理力学参数包含变形模量(E_o)、粘聚力(c)、泊松比(μ)及内摩擦角(ϕ).其中: c, ϕ 值通过室内试验可以得到较为准确的结果; E, μ 值对围岩位移场变化的影响最为明显,且二者通过现场试验不易获得,故需对其进行反演.根据规范中围岩物理力学指标标准值^[14]和《北固山隧道工程地质勘察报告》,确定部分围岩物理力学参数的取值范围,如表1所示.表1中: γ 为重度; E 为弹性模量; D 为外径; L 为长度; σ 为喷射砼厚度.正演分析数据模型,如图3所示.

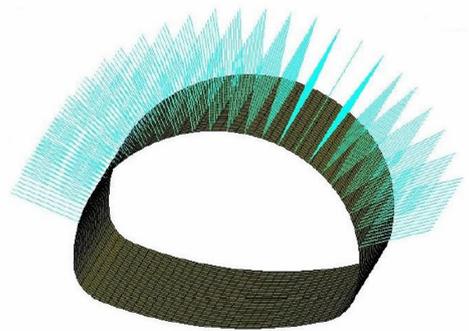
表1 围岩力学参数取值范围

Tab.1 Range of mechanical parameters of surrounding rock

围岩参数	E_o /GPa	μ	c /MPa	ϕ /($^\circ$)	γ /kN·m ⁻³
数值	0.5~2.5	0.36~0.40	0.20	25	20
锚杆参数	E /GPa	μ	γ /kN·m ⁻³	D /mm	L /m
数值	210	0.30	78	25	4.0
喷射砼参数	E /GPa	μ	γ /kN·m ⁻³	σ /m	
数值	26	0.20	25	0.26	



(a) 围岩及工法局部细化图



(b) 初期支护结构

图3 正演分析数值模型

Fig.3 Numerical model of forward analysis

通过正分析计算隧道开挖后累计水平收敛 μ_A, μ_B 和拱顶下沉 ν_M 以反演围岩物理力学参数 E_o, μ 值,按照2因素5水平进行样本构造,各参数水平划分,如表2所示.

表2 各参数水平划分

Tab.2 Horizontal division of parameters

参数	水平				
	1	2	3	4	5
E_o /GPa	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
μ	0.36	0.37	0.38	0.39	0.40

通过设计出的每组数据值对应的围岩物理力学参数 E_o, μ ,建立 ANSYS 参数化分析命令流.

将25组隧道开挖及监测命令流代入 ANSYS 模型中计算,得出相应的 μ_A, μ_B 和 ν_M 值(25组BP神经网络输入样本).将这些数值作为输入值代入BP神经网络进行样本训练,神经网络模型中,取 $k=25, n=3, m=2$,即网络输出层为2个节点,对应围岩2个物理力学参数;输入层为3个节点,对应正分析得到的 μ_A, μ_B 和 ν_M 值.经过反复调试,当隐含层节点数为9时,网络收敛性最好,继而训练得到BP神经网络模型,即用于围岩参数的反演计算^[15].

首先,根据北固山隧道先行施工隧道 YK3+400 断面监测的拱顶下沉终值和水平收敛终值($\nu_M = 13.23 \text{ mm}$, $\mu_A = 5.73 \text{ mm}$, $\mu_B = 4.55 \text{ mm}$),作为样本输入到已经训练好的 BP 神经网络模型中,得到物理学参数反分析结果,即变形模量为 0.7026 GPa ,泊松比为 0.3677 .然后,利用反分析得到的力学参数值进行 ANSYS 有限元正分析计算,得出隧道围岩的拱顶下沉值和水平收敛值.最后,将计算结果与实测结果对比,检验计算结果的精确性.具体分析结果,如表 3 所示.表 3 中: Δ_m 、 Δ_c 分别为实测位移值和计算位移值; ϵ 为误差值; μ_A 、 μ_B 均为水平收敛值.

由表 3 可知:北固山隧道右线 YK3+400 断面的监测拱顶下沉实测值与计算值之间的误差为 4.5% ,而水平收敛的实测值与计算值的误差为 3.5% ,由此可知,反演得到的隧道围岩参数基本是合理的.

上述运用有限元法和 BP 神经网络构建参数反分析模型,对北固山隧道先行洞施工过程中典型断面位移监测进行反演,从而确立围岩物理学参数.隧道支护结构物理学参数按隧道设计规范取值,围岩参数取值是综合参照室内试验和现场地质勘察结果、国家现行规范及反演分析等确定的,最终确定数值模拟的具体地层、初期支护、二次衬砌结构尺寸和力学参数,如表 4 所示.

表 4 数值模拟材料力学参数

Tab. 4 Mechanics parameters of materials in numerical simulation

围岩参数	E/GPa	μ	$\gamma/\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	c/MPa	$\phi/(\text{°})$
数值	0.7026	0.3677	20	0.20	25
锚杆参数	E/GPa	μ	$\gamma/\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	D/mm	L/m
数值	210	0.30	78	25	4
喷射砼参数	E/GPa	μ	$\gamma/\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	h/m	
数值	26	0.20	25	0.26	
模铸砼参数	E/GPa	μ	$\gamma/\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	σ/m	
数值	31.50	0.20	25	0.60	

1.4 动态施工过程

通过 Kill 和 Alive 模块分别模拟隧道分步开挖及初期支护.为研究开挖产生的空间效应对围岩结构的位移、应力及其分布规律的影响,设定每次循环开挖的进尺为 3 m ,并将隧道沿纵向分成 20 段,共 60 m .为减小边界效应,将隧道沿纵向 $Z=30 \text{ m}$ 断面作为目标面.为了研究地表沉降随开挖步演化特征,取测线 L 进行地表沉降监测,测线沿着大、小埋深方向对称取 8 个监测点.其中,深埋侧 $0 \sim 6$ 个测点、浅埋侧 $9 \sim 14$ 个测点,选取 $L_0 \sim L_4$ 为代表性测线,用以描述测线水平位移随深度的变化特征,如图 4 所示.

2 计算结果分析

2.1 双洞位移场演化特征

1) 为考虑开挖扰动空间效应的影响,应重点分析位移场随隧道开挖过程的演化规律.先行洞、后行洞地表沉降随着掌子面推进演化曲线,如图 5 所示.图 5 中: C 为地表沉降监测点坐标; H 为沉降量; z 为沿开挖方向,掌子面推进距离.

由图 5(a)可知:受地形偏压等因素的影响,深埋侧先行洞开挖后,地表沉降呈现中间大、两头小、且不对称 V 形分布,最大沉降量为 6.531 mm .分析认为,这是由于受开挖扰动及荷载分布的影响,地表沉降多集中在隧道轴线 10 m 的范围内,且拱顶沉降量最大,为相对最薄弱部位,监测面地表沉降增量随掌子面靠近逐渐增大;掌子面离开监测面,沉降增量减小,说明监测面地表沉降受开挖扰动空间效应影

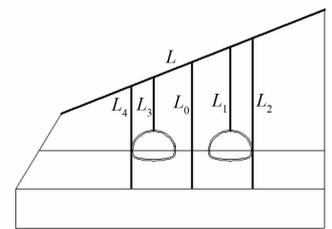


图 4 监测曲线布置

Fig. 4 Monitoring curve layout

响较大。

由图 5(b)可知:后行洞开挖时,沉降曲线由 V 形演化为不对称 W 形,右侧隧洞沉降峰值向左偏移近 5 m. 分析认为,由于先行洞受后行洞开挖二次扰动及偏压效应的共同作用,可能在右洞(先行洞)靠近左洞一侧产生新的边坡滑裂面,从而加剧右洞向左横向移动. 双洞贯通后,左洞沉降最大值为 6.494 mm,右洞为 8.748 mm,较原先增幅近 30%,这表明先行洞位移场受后行洞开挖扰动效应影响较大.

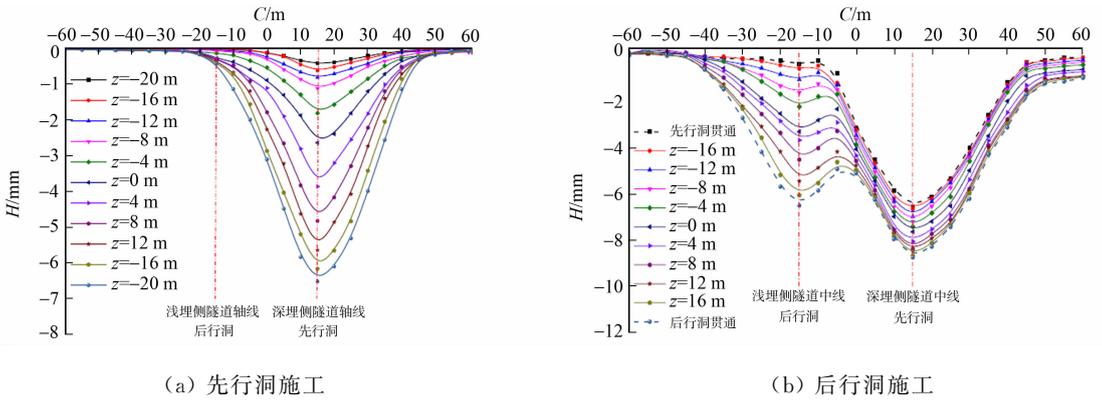


图 5 地表沉降随掌子面推进演化曲线

Fig. 5 Ground settlement evolution curve with advance of working face

2) 先行洞、后行洞开挖水平位移随掌子面推进演化曲线,如图 6 所示. 图 6 中: S_0 为测线 L_0 水平位移; S_2 为测线 L_2 水平位移; S 为水平位移; h 为深度.

由图 6(a)可知:先行洞开挖后, L_0, L_2 测线均明显向隧道临空面发展,且越靠近隧道位移越大,最大值分别为 3.10, 5.81 mm. 分析可知,这是由于隧道开挖产生空间效应,使中间岩柱及洞周围岩有向临空面收缩移动的趋势. 监测面水平位移增量随掌子面临近不断增大,说明监测面水平位移变化受开挖扰动空间效应的影响较大.

由图 6(b)可知:后行洞开挖过程中, L_4 演化规律与上述 L_2 规律类似,均向临空面偏移; L_0, L_2 向后行洞临空面演化明显,其中,中墙(L_0)最终表现为向左偏移,偏移量为 2.2 mm,导致墙身向左倾斜,这表明后行洞开挖过程中受地形偏压、先行洞开挖及后行洞自身开挖三重效应扰动的影响,其空间效应较之前先行洞开挖更加显著,导致中岩柱最终向左偏移. 值得注意的是,图 6(a), (b) 在 $h=2$ m 附近均出现潜在突变. 分析可知,这可能是由于潜在滑移面的出现导致位移曲线的突变,也在一定程度上验证节 2.1 提到的边坡滑裂面.

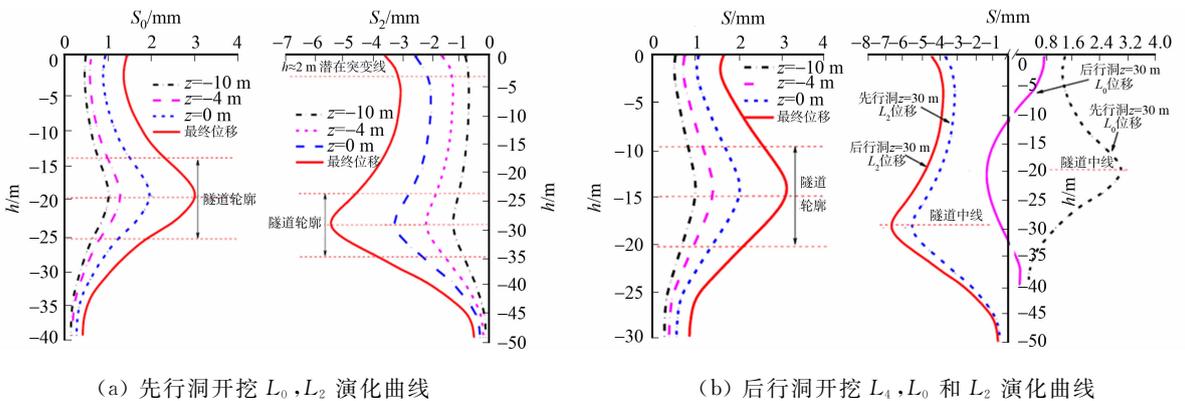


图 6 水平位移随深度演化曲线

Fig. 6 Horizontal displacement evolution curve with depth

3) 先行洞、后行洞开挖位移场分布,如图 7 所示. 由图 7(a), (b)可知:先行洞开挖对后行洞所处部位的位移场产生影响,且对水平位移场影响较大;先行洞开挖整体位移量值较后行洞开挖小,表明后行洞开挖加剧坡体的破坏.

由图 7(c), (d)可知:竖向整体位移大于水平位移,表明在位移演化中沉降占主导地位. 图 7(c)的右侧位移比左侧大,这是由于右侧埋深较大,且位于拱顶上方沉降值最大,这与图 5 沉降曲线所得规律一

致;从等值线形状看,开挖面附近竖向位移场呈沿纵向“半弯弓”分布,这是由于受隧洞断面形式及围岩所处开挖平面位置的影响,即距离隧洞越远,竖向位移越小.图 7(d)的水平位移较大值发生在双洞拱腰、边墙和墙角等部位,这是由于二次开挖扰动的影响,使围岩向临空面偏移;此外,二次开挖扰动加剧地形偏压效应,使围岩沿坡体向下蠕滑,产生推移推力,导致水平位移的变化,甚至产生贯通区,严重威胁围岩的稳定.

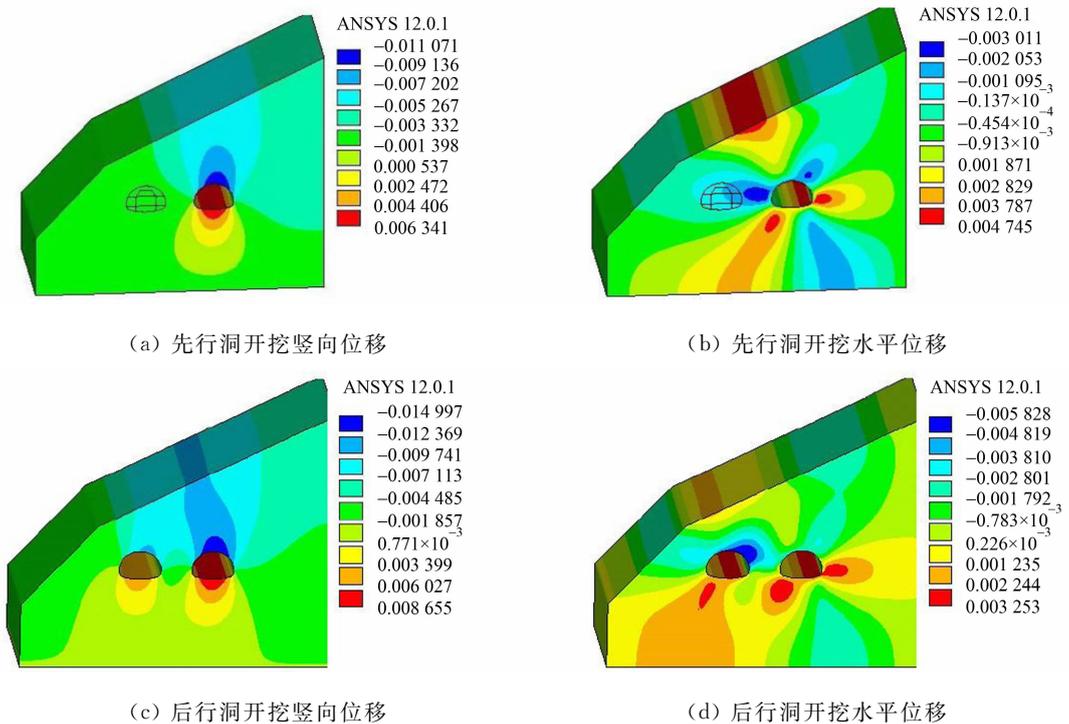


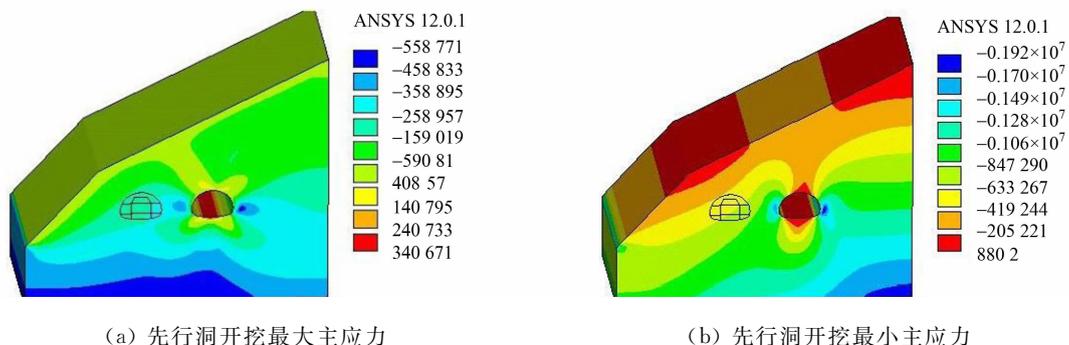
图 7 隧道开挖位移场分布特征(单位:mm)

Fig. 7 Distribution characteristics of displacement field during tunnel excavation (unit:mm)

2.2 双洞应力场演化特征

先行洞、后行洞围岩应力分布特征,如图 8 所示.由图 8(a),(b)可知:先行洞开挖过程中,拱顶、边墙及底部应力变化较大,拱顶和底处最大主应力 σ_1 表现为拉应力集中,边墙-墙脚处最小主应力 σ_3 表现为压应力集中;从应力数值上分析,先行洞右侧应力值(压应力)较左侧大.另外,图 8(a)左侧拱肩向上一直延伸至坡面形成一条拉应力贯通区,这是由于在地形偏压和开挖扰动双重耦合效应下,洞周岩体内挤诱发坡体产生蠕滑效应,出现拉应力现象,将严重影响即将开挖的后行洞施工安全,该处坡体拉应力贯通区再一次验证边坡滑移面.因此,在施工时,应对这些部位予以重视,防止开挖诱发洞内塌方和边坡变形失稳.

由图 8(c),(d)的最大主应力 σ_1 分布可知:后行洞的开挖加剧了围岩扰动,使先行洞在拱顶、底处所受拉应力变大,受拉区增加;后行洞自身拱顶、拱肩及拱底处出现显著的拉应力区,在两侧拱肩处存在拉应力贯通区.从整体来看,中墙附近的拉应力贯通区、左洞与坡体连接形成的贯通区为受力最薄弱区域,



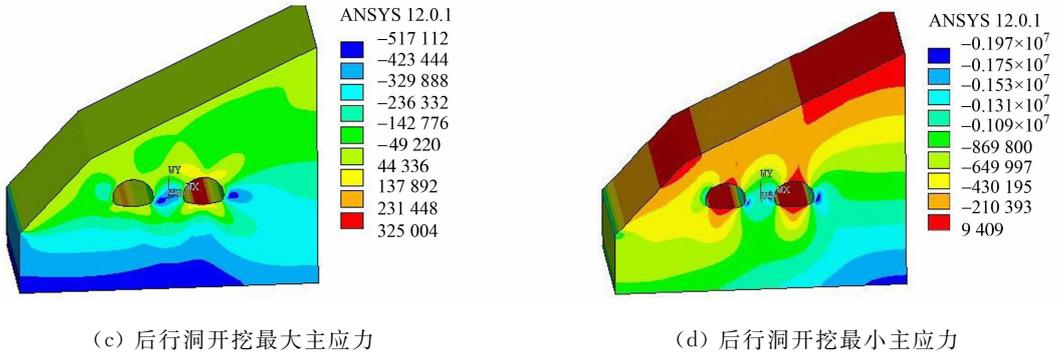


图8 隧道开挖应力场分布特征(单位: Pa)

Fig. 8 Distribution characteristics of stress field during tunnel excavation (unit; Pa)

这些贯通区极易引起中墙失稳及沿坡体的滑动破裂,从而造成围岩失稳变形.分析表明,上述贯通区是由于受到二次开挖扰动及隧道偏压双重效应的影响,因此相较于传统隧道,小净距偏压隧道更容易产生贯通区.从最小主应力 σ_3 分布特征来看,后行洞开挖加剧先行洞两侧拱脚、墙脚处的压应力集中,先行洞应力演化特征受到明显的地形偏压、自身及后行洞开挖扰动的三重效应影响.

2.3 隧道围岩边坡变形破坏机制

在偏压小净距隧道动态施工中,由围岩结构位移、应力场演化规律(尤其是洞口与边坡之间的拉应力贯通区)可知:围岩变形控制取决于对洞口围岩与边坡变形的双重控制,即将洞口围岩与边坡二者的变形破坏特征综合考量,表现为二者变形破坏的协同模式.这一模式可进一步表述为,偏压隧道边坡结构内存在潜在滑动破裂面,在施工过程中,该破裂面向下发展成剪应变增高带,如图9所示.

在围岩先后洞开挖扰动及偏压效应耦合作用影响下,洞周岩体变形“牵引”上覆坡体滑移和下陷,使剪切面断裂,从而导致洞口边坡失稳破坏;反之,边坡结构的变形又会对下方洞口结构造成应力集中,进而引发衬砌裂损,严重时,可能导致洞口隧道围岩崩塌破坏.因此,隧道洞口与边坡之间的变形破坏是相互关联、相互影响的.基于以上分析,偏压小净距隧道洞口破坏机制为洞口-边坡联合体系的滑移-拉裂变形破坏.

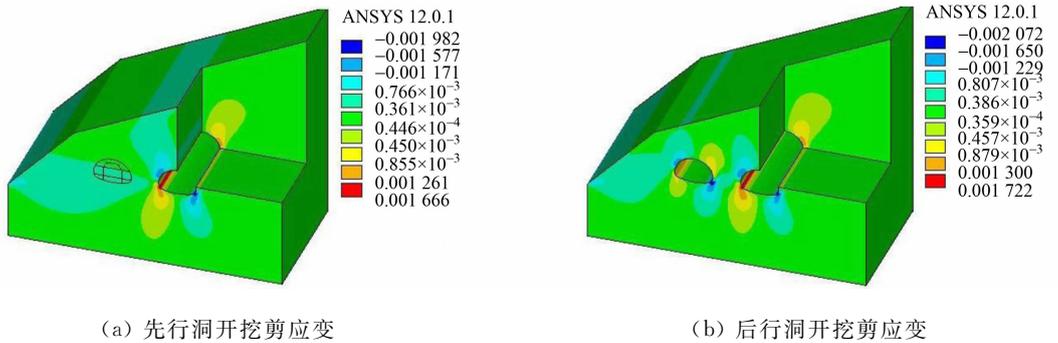


图9 围岩-边坡体系剪应变分布特征

Fig. 9 Shear strain distribution characteristics of surrounding rock-slope system

3 围岩变形与支护结构受力监测

为验证数值分析所得结果的合理性,对北固山隧道施工过程中围岩应力、钢支撑内力进行监测.以先行洞为例,选取隧道进洞后30 m处YK3+340典型断面进行分析,分别于该断面左右拱肩、左右边墙及拱顶位置布设5个压力盒,监测到的围岩-支护接触应力近似压力场,如图10所示.图10中: $T_1 \sim T_5$ 为压力盒布设位置处的压力监测值.由图10可知:由于偏压存在,该压力场呈现较为明显的偏压现象,且右侧压力值较大,这与先行洞受偏压效应影响导致其右侧压应力较大的应力分布特征(图8)一致.

钢支撑内力监测时程曲线,如图11所示.图11中: F 为钢拱架内力; t 为监测时间.由图11可知:钢支撑受力呈现出明显的不对称性,钢拱架外侧受力均为压力,其中,边墙及拱肩受力较大,拱顶受力最小,这也同图8先行洞应力分布特征,即与拱肩、边墙及墙脚处应力值较大,拱顶应力值较小一致,从而

验证数值模拟的合理性。

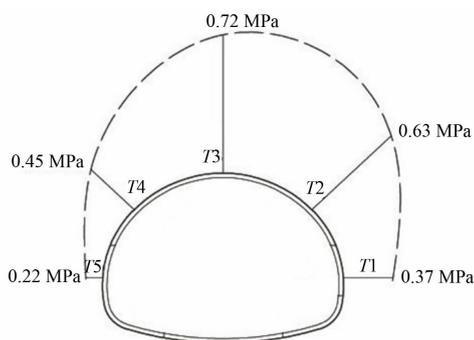


图 10 YK3+340 断面围岩近似压力场
Fig. 10 Approximate pressure field of surrounding rock of YK3+340 section

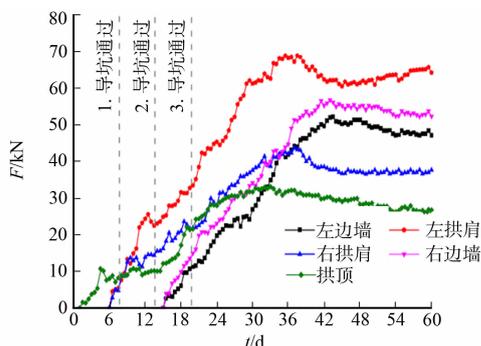


图 11 YK3+340 断面钢支撑内力时程
Fig. 11 Internal force time history curve of steel support YK3+340 section

4 隧道围岩变形控制

基于所提出的隧道洞口-边坡联合体系滑移-拉裂变形破坏机制, 结合北固山隧道工程, 对施工过程中围岩变形破坏特征进行分析, 进而给出合理的变形控制技术方案的。

4.1 围岩变形破坏

在没有对山体边坡进行预处理的情况下, 先对隧道右洞进行开挖, 隧道围岩-边坡联合体系扰动随着掌子面的推进而明显加剧, 隧道洞口衬砌外侧发现较多受拉裂缝, 与洞口关联的上部边坡结构发现多处弧形裂缝, 这些部位裂缝具有贯通性, 严重时, 诱发坡体滑动, 导致隧道破坏。

实际工程的破坏特征符合提出的“滑移-拉裂”破坏机制。早期施工中, 先行洞上方地表沉降不收敛。当施工进行到 YK3+361~YK3+367 区段, 掌子面发生较大范围坍塌, 为避免事故进一步恶化, 隧道当即停止开挖。

4.2 变形控制措施

针对围岩变形及其产生机理, 结合数值分析, 提出“以稳定边坡为先导, 洞内外综合整治, 确保隧道左线安全平稳进洞”的治理方针, 即对于稳定边坡, 采用锚杆挡墙与锚索抗滑桩联合加固的方式, 如图 12 所示。



(a) 边坡锚杆挡墙



(b) 边坡锚索抗滑桩

图 12 锚杆挡墙与锚索抗滑桩联合加固边坡

Fig. 12 Combined reinforcement for slope with anchor retaining wall and anchor cable antislide pile

同时, 采用小导管注浆与钢管桩联合加固坡体, 在两洞间施作钢管桩, 除了起到进一步加固坡体的作用外, 还可以将双洞隔开, 从而减小在施工过程中, 双洞之间的相互影响, 保证围岩-边坡体系的稳定, 如图 13 所示。

对于洞身加固, 采用大管棚注浆方式加固塌方段洞身, 并快速施作仰拱封闭支护以控制围岩变形, 如图 14 所示。



(a) 小导管注浆加固坡体



(b) 钢管桩+冠梁加固坡体

图 13 小导管注浆与钢管桩联合加固坡体

Fig. 13 Combined reinforcement for slope with small pipe grouting and steel pipe pile



(a) 大管棚注浆加固洞身



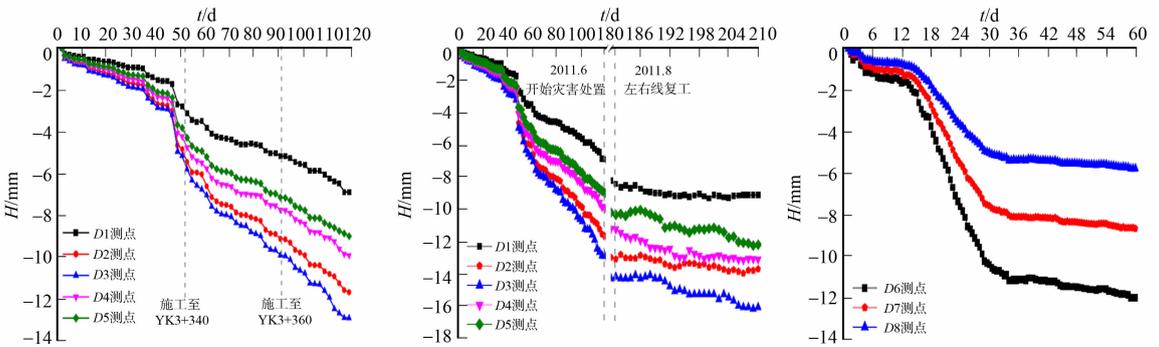
(b) 仰拱浇筑控制洞身变形

图 14 大管棚与仰拱联合加固塌方段洞身

Fig. 14 Combined reinforcement in tunnel collapse section with large pipe shed and invert arch

4.3 控制效果分析

施工现场围岩变形地表沉降的控制效果,由图 15 所示.由图 15(a),(b)对比可知:经过治理,先行洞上方地表沉降渐趋收敛.由图 15(c)可知:D6,D7,D8 测点分别位于后行洞轴线上方及其左侧,曲线收敛,表明后行洞施工过程中围岩状态良好,没有发生明显的变形破坏,围岩-边坡体系变形破坏现象得到有效遏制.



(a) 围岩变形控制前先行洞上方

(b) 变形控制后先行洞上方

(c) 变形控制后后行洞上方

图 15 施工现场围岩变形控制前、后地表沉降

Fig. 15 Ground settlement before and after deformation control of surrounding rock in construction site

5 结论

通过对偏压小净距隧道动态施工特征及工程现场围岩变形控制技术的研究,基于隧洞开挖扰动下的空间效应,提出隧道洞口-边坡联合变形体系,得出以下 3 点结论.

1) 隧道围岩位移、应力场随掌子面推进变化明显. 监测面监测点竖向、水平位移增量均随着掌子面

的临近而增大;围岩应力场受到先、后行洞开挖的扰动作用,施工过程中不断发生重分布,且后行洞开挖扰动使先行洞力学特征发生较大改变,这表明此类隧道施工力学特征明显地受开挖空间效应的影响。

2) 隧道洞口到上方坡体拉应力贯通区及潜在坡体滑裂面,说明隧道洞口失稳与坡体变形破坏不是单独发生的,而是两者之间具有变形协同性。

3) 结合工程实际围岩变形破坏特点,给出隧道围岩控制技术方,结果表明,控制效果良好,进一步验证文中提出的隧道洞口-边坡联合体系及其滑移-拉裂变形破坏机制的合理性。

参考文献:

- [1] 王飞飞,江学良,杨慧,等. 浅埋偏压小净距隧道加速度响应规律试验与数值模拟研究[J]. 振动与冲击,2017,36(17):239-247. DOI:10.13465/j.cnki.jvs.2017.17.035.
- [2] 李林,何川,耿萍,等. 浅埋偏压洞口段隧道地震响应振动台模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报,2011,30(12):2540-2548.
- [3] 雷明锋,彭立敏,施成华,等. 浅埋偏压隧道衬砌受力特征及破坏机制试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版),2013,44(8):3317-3325.
- [4] 赵杰,刘历胜,王桂萱,等. 大连地铁暗挖隧道变形监测及参数智能反演[J]. 防灾减灾工程学报,2016,36(4):641-645. DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2016.04.019.
- [5] 左清军,吴立,陆中功,等. 浅埋偏压隧道洞口段软弱围岩失稳突变理论分析[J]. 岩土力学,2015,36(增刊2):425-430. DOI:10.16285/j.rsm.2015.S2.060.
- [6] 黄清祥,林从谋,黄逸群,等. 考虑中间主应力与约束损失的深埋圆形隧道围岩特征曲线分析[J]. 华侨大学学报(自然科学版),2014,35(5):587-591. DOI:10.11830/ISSN.1000-5013.2014.05.0587.
- [7] 唐明明,王芝银,李云鹏. 穿越公路偏压小净距隧道施工方法探讨[J]. 岩土力学,2011,32(4):1164-1168. DOI:10.3969/j.issn.1000-7598.2011.04.035.
- [8] 张业民,李文剑,李进才. 深埋偏压小净距隧道施工力学特征数值模拟研究[J]. 力学与实践,2011,33(2):47-51. DOI:10.6052/1000-0992-lxysj2010-428.
- [9] 祁寒,高波,王帅帅,等. 不同地质条件浅埋偏压小净距隧道施工力学效应研究[J]. 现代隧道技术,2014,51(4):108-112. DOI:10.13807/j.cnki.mtt.2014.04.016.
- [10] 晏启祥,何川,姚勇,等. 软岩小净距隧道施工力学效应研究[J]. 地下空间与工程学报,2005,1(5):694-697.
- [11] GRECO O D, OGGIERI C. Reinforcement design and control of rock slopes above tunnel portals in northern Italy [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41(3): 515-515. DOI:10.1016/j.ijrmmms.2003.12.094.
- [12] 陶志平,周德培. 滑坡地段隧道变形的地质力学模型及工程防止措施[J]. 铁道工程学报,2006,2(1):62-66.
- [13] 郑强,林从谋,孟凡兵. 采用统一强度理论的锚喷支护围岩弹塑性统一解[J]. 华侨大学学报(自然科学版),2011,32(3):326-331. DOI:10.11830/ISSN.1000-5013.2011.03.0326.
- [14] 招商局重庆交通科研设计院有限公司. 公路隧道设计规范(第2册) 交通工程与附属设施: JTG D70/2-2014 [S]. 北京:人民交通出版社,2004.
- [15] 林大炜,林从谋,黄逸群,等. 小净距2扩4隧道变形规律的BP小波神经预测[J]. 华侨大学学报(自然科学版),2014,35(2):207-211. DOI:10.11830/ISSN.1000-5013.2014.02.0207.

(编辑:李宝川 责任编辑:陈志贤 英文审校:方德平)