

软弱围岩环境隧道全断面开挖施工及步距优化分析

史爱军¹, 张路凯², 陈斌¹, 蒋望涛², 王建望³

(1. 中铁一局集团第五工程有限公司, 陕西 宝鸡 721000;

2. 长沙理工大学 土木与环境工程学院, 湖南 长沙 410000;

3. 延安大学 建筑工程学院, 陕西 延安 710006)

摘要: 软弱围岩环境下隧道变形风险较大, 严重威胁隧道结构稳定性, 选择合理施工工法及施工步距有利于提高隧道机械化施工效率。以郑万线新华隧道为例, 建立软弱围岩环境隧道全断面施工及施工步距优化数值模型, 分析不同工况下隧道围岩应力、位移及塑性区分布情况, 确定软弱围岩环境隧道全断面施工步距。研究表明: 隧道裸洞全断面施工风险极大, 拱顶沉降达 7.3 m, 采用支护的隧道全断面施工安全性显著提高, 围岩塑性影响区和锚杆轴力显著降低; 当仰拱初支闭合合成环步距和二衬施工步距分别取 70 m 和 202 m 时, 能有效保证现场施工均衡生产。

关键词: 软弱围岩; 全断面开挖; 步距优化; 数值模型

中图分类号: U455.4

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2025)03-0078-08

Analysis of Full Section Excavation Construction and Its Step Optimization of Tunnel in Soft Surrounding Rock Environment

SHI Aijun¹, ZHANG Lukai², CHEN Bin¹, JIANG Wangtao², WANG Jianwang³

(1. China Railway First Group Fifth Engineering Co., Ltd., Baoji, Shaanxi 721000, China;

2. School of Civil and Environmental Engineering, Changsha University of Science and Technology, Changsha, Hunan 410000, China;

3. School of Civil Engineering, Yan'an University, Yan'an, Shaanxi 710006, China)

Abstract: The deformation risk of tunnel in weak surrounding rock environment is relatively high, which seriously threatens the stability of tunnel structure. It is beneficial to improve the mechan construction efficiency of tunnel by selecting reasonable construction method and construction step distance. Taking Xinhua tunnel of Zhengwan line as an example, this paper establishes a numerical model for fullsection construction and construction step distance optimization of tunnel in weak surrounding rock environment, analyzes the stress, displacement and plastic zone distribution of tunnel surrounding rock under different working conditions, and the construction step distance of full-section construction of tunnel in weak surrounding rock environment. The results of the study show that the risk of full-section construction of tunnel in bare tunnel extremely high, with the settlement of arch top reaching 7.3 m. The safety of full-section construction of tunnel with support is significantly improved, and the plastic influence zone surrounding rock and the axial force of anchor rod are significantly reduced. When the step distance of the initial support closure of the inverted arch and the construction step distance of the second lining are 70 m and 202 m, the on-site construction can be effectively guaranteed. The production of balanced production.

Keywords: soft surrounding rock; full section excavation; step optimization; numerical model

随着国家隧道及地下工程项目的不断增加, 中国在隧道工程规模、数量、地质多样性、结构创新以及施工技术进步方面均处于全球领先的国家之一。在此背景下, 如何有效提升隧道施工设备之间的协

同作业效率成为了一个新的课题, 同时也对隧道挖掘技术和作业环境提出了更高的标准^[1-2]。为提高隧道机械化施工程度, 软弱围岩等复杂地质条件下隧道开挖方法及施工步距的研究成为了隧道工程领

域亟待解决的问题。

目前,新奥法理念仍然是软弱围岩隧道传统分部开挖工法的核心^[3-5],具体施工方法包括双侧壁导坑法、CRD 法、多台阶法、三台阶七步法、三台阶法等,虽然它们能相对增加掌子面自稳能力,在困难条件下能够有效控制施工安全,但由于以上方法施工工序较多、对围岩扰动频繁、开挖速度较慢,且对大型机械设备施工作业也有很大限制,进一步减缓隧道开挖速度^[6-8]。相比之下,全断面开挖法工序衔接较少,一次性爆破开挖对围岩扰动小,且相对作业空间大,可以实现快速施工,但在软弱围岩隧道中全断面开挖工法中极少被采用^[9-10]。随着隧道机械设备的发 展、设计理念的转变、地质勘探水平的提升、围岩补强加固措施及施工技术的进步,隧道开挖断面将向着越来越大的趋势发展,针对隧道开挖方法及安全步距的确定也产生了极大的变化。当前关于隧道开挖安全距离的规定主要依赖于经验性数据,依据围岩等级进行粗略划分,而未充分考虑到支护条件的差异、机械设备制造技术的发展以及隧道施工技术的进步。这种方法虽然能够确保隧道的安全性和稳定性,但却可能限制了大型机械的应用,尤其是在多台机械协同作业时,较小的安全距离可能会阻碍这些设备的有效操作^[11-12]。反之,若设定较大的安全距离,则有利于多种施工机械同时运作,从而显著提升施工质量和效率;然而,这也伴随着较高的安全风险,一旦出现隧道坍塌或支撑结构失效的情况,将会造成重大的社会经济损失^[13-14]。

为此,以郑万线新华隧道Ⅳ、Ⅴ级软弱围岩为工程对象,首先,建立试验段隧道裸洞开挖数值计算模型,明晰裸洞全断面开挖施工的应力、位移及塑性区的分布规律,验证数值模型力学参数选取合理性;其次,建立考虑支护形式的隧道全断面施工数值模型,分析隧道围岩变形、塑性区分布规律,研究初衬应力与锚杆轴力的演变情况,确定掌子面与仰拱、二衬施作的安全步距。研究成果可为类似工程地质条件下隧道机械化施工作业提供支持。

1 工程概况

新华隧道位于湖北省神农架林区的东南部,处于一个由构造作用形成的溶蚀和侵蚀中山地形之中。山脉主体呈现出从东北至西南方向的延伸趋势,而在某些局部区域,则可见到西北走向的山体分布特征。整体上,该地区的地势北侧高于南侧,并且向西侧的龙口河及南面的竹园河谷地带倾斜,形成了连绵不断的山峦景观。该区域地表覆盖着第四系

全新统坡洪积粉质粘土、碎石及块石土壤,以及崩坡积形成的碎石层与坡积层中的角砾土。此外,还存在由坡残基层构成的粉质粘土和卵石土壤。地下基岩主要为震旦系上统灯影组白云岩,以及下统陡山沱组页岩、白云岩、变质砂岩夹砾岩,其中 D1K557+000—D1K556+800 为试验段。

新华隧道试验段地下水主要为基岩裂隙水、岩溶水,D1K556+600—D1K556+495 段地下水有侵蚀性。不良地质主要为岩溶,弱~强发育,隧道位于岩溶水季节交替带,在可溶岩、非可溶岩接触带及断层破碎带,易发生突水突泥。试验段区段围岩节理裂隙产状分别为:N40°W/25°SW(19.9°)、N43°E/67°SE(51.3°)、N88°W/64°NE(63.3°)。在新华隧道的试验段,进行了现场围岩取样,并通过室内试验手段,包括单轴压缩测试与三轴压缩测试,来测定这些岩石样本的物理力学特性,如表 1 所示。

表 1 郑万高铁新华隧道试验段围岩力学参数

编号	高度/mm	直径/mm	围压/MPa	抗压强度/MPa	弹性模量/GPa	泊松比	内聚力/MPa	摩擦角/(°)
1	100	50	0	151.25	41.356	0.35	55.05	24.80
2	98	50	5	188.42	42.236	0.34		
3	100	50	15	200.76	42.922	0.31		
4	100	50	25	237.32	45.145	0.29		

2 全断面开挖施工数值模拟

2.1 数值模型建立

2.1.1 三维数值模型

依据新华隧道试验段平面等高线设计图及新华隧道Ⅴ级特设衬砌设计图提供的具体参数,结合实际的地形特征,运用了大型三维有限元分析软件 ANSYS 中的高级网格划分技术,并在有限差分软件 FLAC3D 中构建了三维地层模型。由此建立的研究区段 D1K556+961—D1K556+861 的三维有限元简化模型,其土壤层属性均遵循 Mohr-Coulomb 准则。该模型总共包含 116 178 个节点与 107 329 个单元,如图 1 所示。

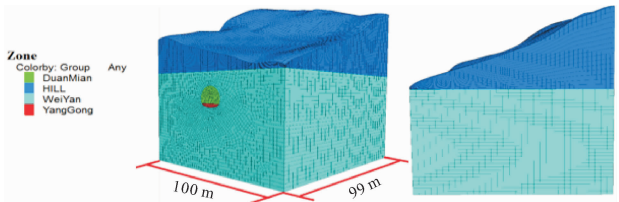


图 1 新华隧道试验段裸洞三维有限元模型

依据监测方案的具体要求,四个监测点的位置

如图 2 所示。具体来说, D1K556 + 946、D1K556 + 926、D1K556 + 906 以及 D1K556 + 886 分别代表了试验区域内的第一个至第四个监测断面。

2.1.2 模型计算参数

根据《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)^[15]中的规定,结合新华隧道围岩物理力学参数室内试验结果,各级围岩的物理力学指标如表 2 所示。由于试验段属于 V 级,故按表 2 中 V 级围岩力学参数选择。

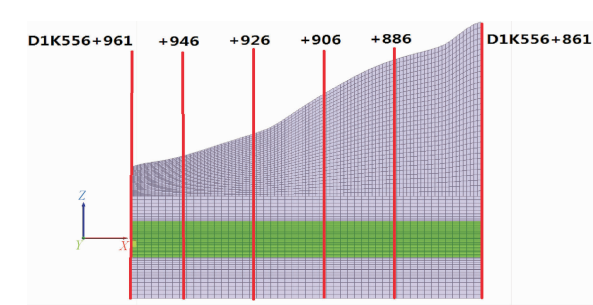


图 2 监测断面分布

表 2 不同级别围岩的物理力学指标

围岩级别	重度 γ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性反力系数 K /($\text{MPa} \cdot \text{m}^{-1}$)	变形模量 E /GPa	泊松比 ν	内摩擦角 φ /($^{\circ}$)	黏聚力 c /MPa	计算摩擦角 φ_c /($^{\circ}$)
I	26~28	1800~2800	>33	<0.2	>60	>2.1	>78
II	25~27	1200~1800	20~33	0.2~0.25	50~60	1.5~2.1	70~78
III	23~25	500~1200	6~20	0.25~0.3	39~50	0.7~1.5	60~70
IV	20~23	200~500	1.3~6	0.3~0.35	27~39	0.2~0.7	50~60
V	17~20	100~200	1~2	0.35~0.45	20~27	0.05~0.2	40~50
VI	15~17	<100	<1	0.4~0.5	<22	<0.1	30~40

2.1.3 全断面开挖工况

为探究在现有地质条件下全断面开挖技术对围岩力学性能的影响,进行试验段的全断面开挖数值模拟分析。基于该方案的设计图纸,得到全断面开挖数值模型的平面布局与剖面结构,如图 3 所示。

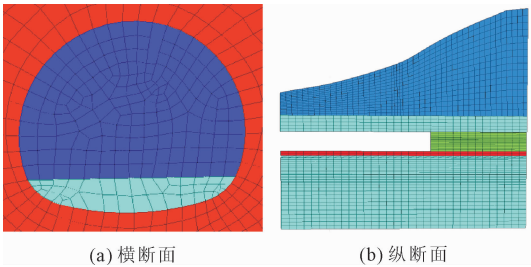


图 3 全断面开挖方案数值模型横纵断面

2.2 全断面开挖施工数值分析

2.2.1 应力场分布

全断面开挖方式下,各断面最大主应力分布情

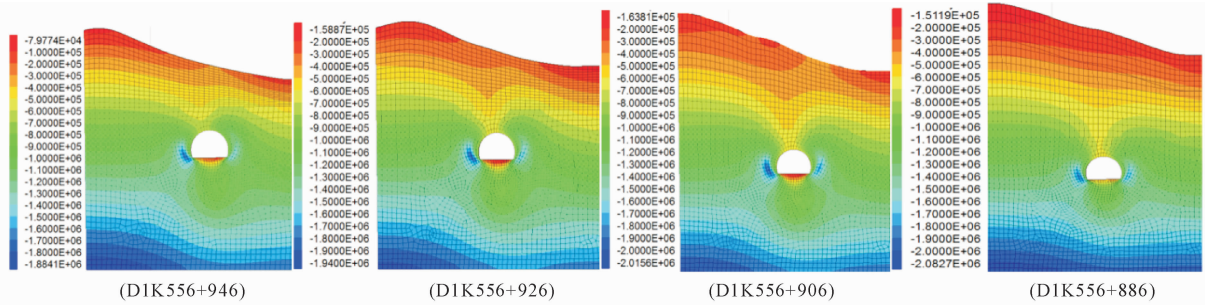


图 4 监测断面最大主应力

况如图 4 所示。在全断面开挖过程中,观察到左、右侧拱脚区域存在显著的应力集中现象,其最大主应力值介于 1.67 MPa~1.84 MPa 之间,这一数值远低于岩体本身的极限抗压强度。通过分析可以发现,在拱顶及拱脚位置,等值线呈现出明显的弯曲梯度变化特征,这表明这些部位是隧道挖掘作业期间受扰动最为严重的区域。此外,还注意到顶部和底部发生了应力释放的现象,这通常是偏压条件下隧道建设中的一个关键脆弱点,容易导致结构失稳。因此,必须高度重视初次支护的质量控制工作。

为了探讨最大主应力随开挖距离变化的规律,采用全断面挖掘方法,记录了不同掌子面到监测断面之间应力的变化情况,以第一个监测断面为例进行说明,如图 5 所示。

以第一断面(D1K556 + 946)作为初始掌子面,监测距离开挖掌子面不同距离时的最大主应力,将

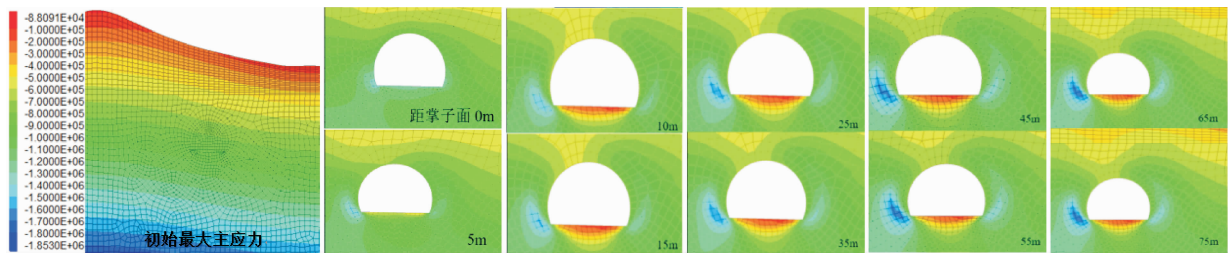


图5 距掌子面不同距离围岩最大主应力

图5中最大应力绘制成图6。从图6中可以很明显的看出,在未进行该断面开挖时,最大主应力只有0.94 MPa,当对该断面进行开挖时,最大主应力突变到1.38 MPa,但在随后的开挖过程中最大主应力仅增加到1.75 MPa,随后基本稳定下来。这说明开挖造成围岩的应力重分布在开挖前期很明显,这也要要求在隧道断面爆破开挖出来后要及时的出渣并施作初支,避免裸露岩体长时间处于无支护的状态。

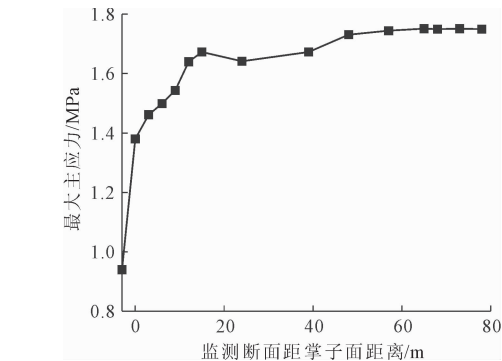


图6 最大主应力值随掌子面距离变化曲线

2.2.2 位移场分布

采用全断面开挖技术时,第一监测点与第四监

测点处围岩的变形情况及纵向剖面上水平方向的变化特征如图7所示。从图7可以观察到,隧道的主要形变集中在顶部区域。随着挖掘工作的持续推进,各监测位置所记录下的围岩变化显示出显著差异,这表明岩石结构的变化是一个随时间演进的过程。此外,全断面施工条件下,隧道结构最大沉降位移7.3 mm,该值处于第四断面拱顶位置,且掌子面最大水平变形挤出值为3 mm。

2.2.3 塑性区分布

全断面开挖方式下,各断面塑性区分布情况如图8所示。图8显示,在缺乏支护措施的情况下,直接开挖所形成的塑性区最大半径范围在3.68 m~5.04 m之间。其中,第二断面记录到了最大的塑性区半径值;而第一断面则呈现了最小的塑性区半径。通过对四个不同断面上塑性区分布情况的考察发现,采用全断面施工方法对围岩稳定性影响最为显著的位置集中在拱肩与拱腰区域,这些区域出现了较多处于塑性状态下的单元体。在实施初期支护工作时,应当特别关注并严格把控工程质量,并且加强现场监测力度。

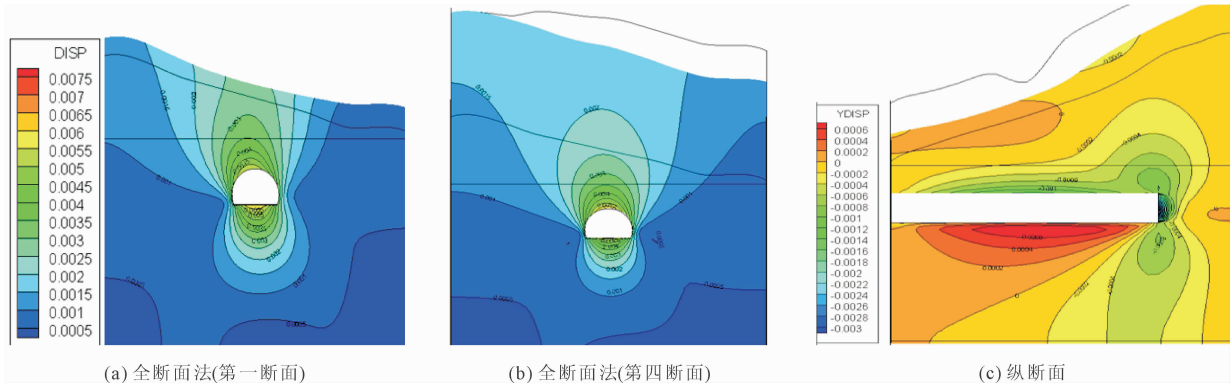


图7 围岩变形绝对值及纵剖面水平变形

3 全断面开挖施工步距优化

3.1 基本假设

前述内容明晰了全断面开挖条件下隧道应力

场、位移场和塑性区的影响,可以看出,软弱围岩环境隧道开挖步距对隧道全断面开挖影响较大。为此,针对当前施工隧道中特定埋深条件下,选取埋深最大的横截面,即约64.4 m处作为分析对象,利用

数值手段研究仰拱到掌子面的施工安全步距,安全步距优化模型需作以下假设:

(1) 在空间分布上,工程岩体展现出物理力学性质上的非均匀性与方向依赖性特征,在此假设条件下,视隧道周边的岩石为具有均质及各向同性的

材料。

(2) 鉴于此断面地形较为平坦,且未发现显著的地质构造活动,因此该区域的地应力分布相对均匀。基于这一情况,可以将隧道上方岩层的理想化为水平状态。

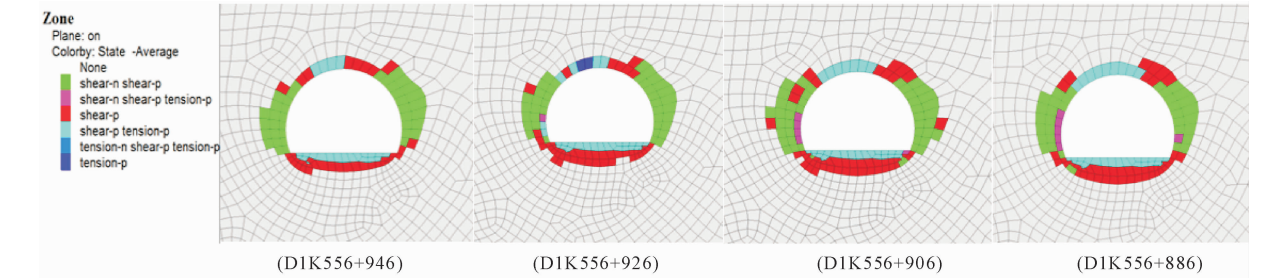


图 8 监测断面塑性区

3.2 数值模型建立

针对软弱围岩隧道全断面开挖中仰拱安全步距优化问题,建立数值计算模型,如图 9 所示,模型含 28 444 个节点、14 076 个六面体单元。边界条件包括:前后左右水平方向施加法向约束,底部限制垂直方向,顶部为自由边界。隧道初期支护结构、仰拱及回填部分设计见图 10。模拟方式主要分为:初次喷射混凝土用实体弹性单元;锚杆用 cable 单元;支护体系分析采用线弹性模型;岩石材料用弹塑性模型。

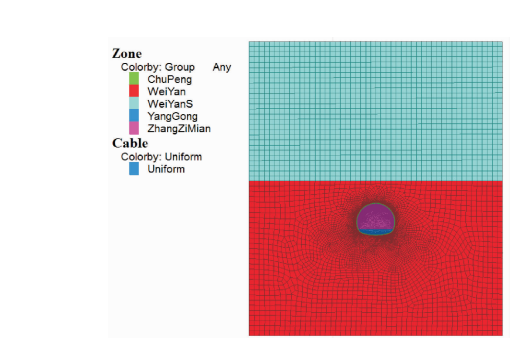


图 9 仰拱安全步距计算数值模型

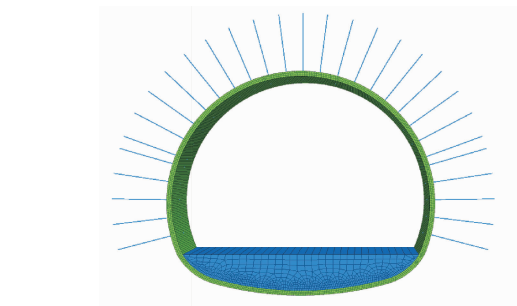


图 10 隧道支护结构断面数值模型

3.3 计算结果分析

3.3.1 塑性区分布

图 11 为施作仰拱后初期支护结构闭合成环与未施作仰拱时围岩塑性区分布。由图 11 可知,仰拱使初期支护形成封闭支撑系统,增强支护效果,优化围岩应力状态。具体表现为围岩塑性区面积和深度显著减小,拱脚处尤为明显。未施作仰拱时,边墙最大塑性区宽 2 m,拱脚处 5 m;施作仰拱后,边墙最大塑性区宽 1.4 m,拱脚处无塑性区。

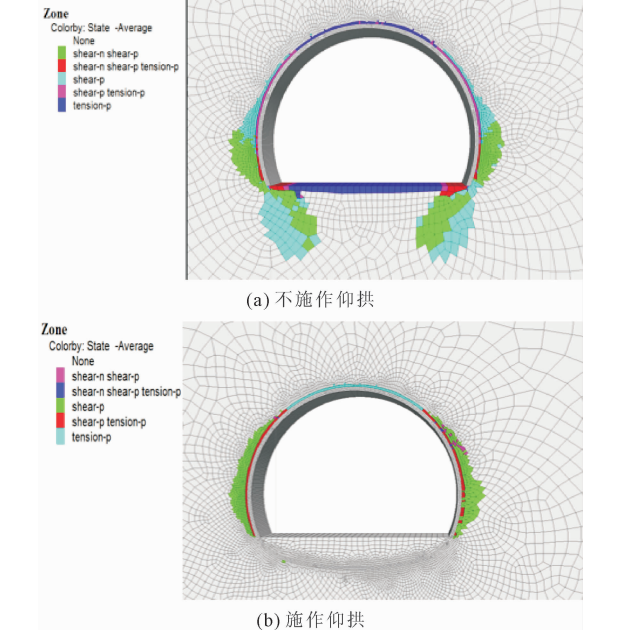


图 11 围岩塑性区

3.3.2 围岩变形

图 12 展示了两种不同情况下的围岩位移云图及位移分布对比:一种是在初期支护结构闭合成环

后施加了仰拱的情况;另一种是没有施作仰拱的情形。通过对比这两张图,可以明显观察到是否设置仰拱对于控制围岩变形具有显著影响。在未设置仰拱的情况下,最大变形出现在底部开挖面位置,其位移方向为垂直向上,达到了9.43 mm;而当设置了仰拱之后,最大的位移则转移到了拱顶处,此时的位移方向转为垂直向下,数值减小至5.59 mm。

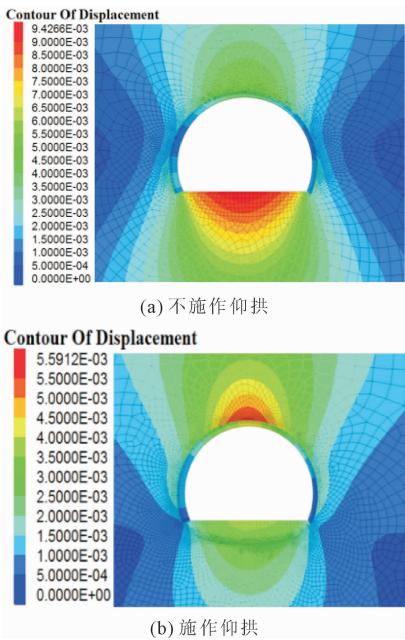


图 12 围岩变形

3.3.3 初衬最大主应力

图 13 为有无仰拱时初期支护闭合成环后初喷混凝土的最大主应力分布。由图 13 可知,施作仰拱后,初喷混凝土最大主应力从 10.3 MPa 增至 17.9 MPa,承载能力显著提升,应力分布更均匀,约 10 MPa,围岩稳定性增强。

3.3.4 锚杆轴力

图 14 展示了在初期支护结构闭合成环的情况下,是否施作仰拱两种不同条件下的锚杆轴向应力分布情况。从图 14 可知,这两种情况下锚杆均处于受拉状态。如果不进行仰拱施工,则锚杆的最大轴向应力达到 24 MPa;而当完成仰拱施工后,该值降低至 16.9 MPa。考虑到锚杆钢材的容许应力为 130 MPa,无论是在哪种情形下,锚杆的实际轴向应力都远低于其材料极限,表明存在较大的安全余量。

3.4 安全步距优化

3.4.1 优化控制标准

以试验段为对象,对 D1K556 + 946、D1K556 + 926、D1K556 + 906 和 D1K556 + 886 四个监测断面

拱顶极限下沉位移值作为控制标准,现场监测结果如表 3 所示。从表 3 可以看出,第一、二、三断面拱顶相对下沉极限位移值均为 7.84 mm,第四断面拱顶相对下沉极限位移值为 13.7 mm。为此,以拱顶位移量 7.84 mm 作为判断安全步距极限值的控制标准。

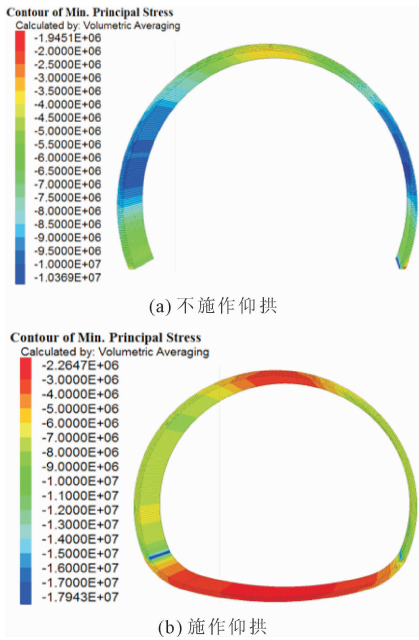


图 13 初喷混凝土最大主应力

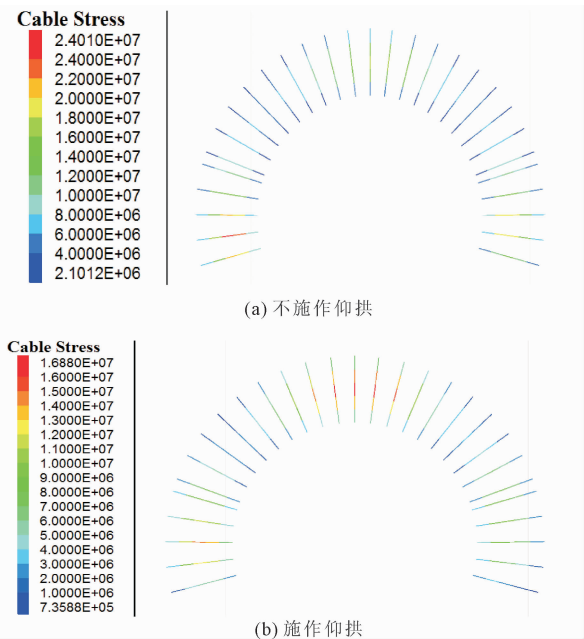


图 14 锚杆轴应力

3.4.2 仰拱安全步距优化

基于前述全断面开挖施工步距优化数值模型,建立相应开挖安全步距优化计算模型,在图 15 中展

示了锚杆与初期支护的计算模型。依据实际施工情况,设定每一轮开挖深度为 3 m,并在此基础上安装锚杆。这些锚杆沿纵向每隔 1 m 布置一次,在环向上同样保持 1 m 的间距,平均每个截面需要布置 27.5 根锚杆。

表 3 监测断面拱顶沉降变形

监测断面	里程	埋深/m	拱顶相对下沉 极限位移值/mm
第一断面	D1K556 + 946	24.9	7.84
第二断面	D1K556 + 926	30.5	7.84
第三断面	D1K556 + 906	43.4	7.84
第四断面	D1K556 + 886	57.4	13.7

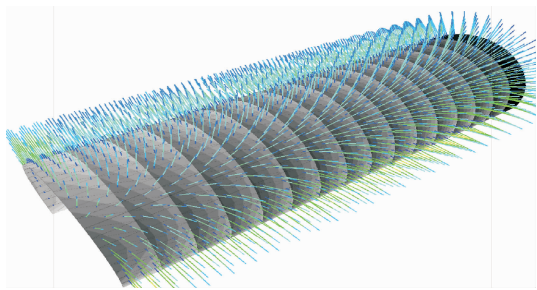


图 15 锚杆及初衬计算模型

在实际施工过程中,围岩软硬程度直接影响隧道拱顶沉降,而围岩软弱程度可用变形模量进行表征,尽管新华隧道岩块(V级围岩)的弹性模量室内测试结果约为 43 GPa,但该情况下岩块测得的物理力学参数并未考虑岩体内部的结构面。基于表 1 与前述数值模型取值情况,其变形模量的取值均为 1.0 GPa,为分析不同软硬程度围岩条件下隧道拱顶沉降变化规律,拟定安全步距优化计算模型的变形模量分别为 1.0 GPa、1.2 GPa、1.4 GPa、1.6 GPa、1.8 GPa 和 2.0 GPa,不同工况下隧道拱顶下沉值随施工步距的计算结果如图 16 所示。

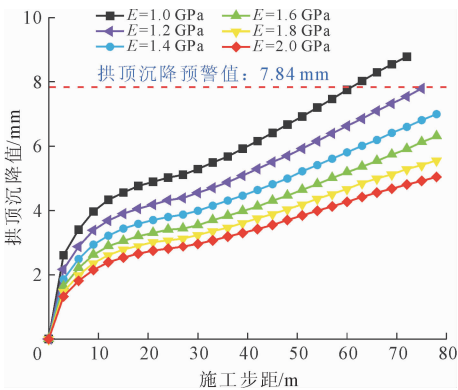


图 16 围岩拱顶沉降值与施工步距关系曲线

从图 16 可以看出,不同变形模量计算工况下,隧道围岩拱顶沉降值随着施工步距增大呈现非线性变化趋势,在小于 30 m 施工步距范围内,其变化呈现缓慢增大趋势,在大于 30 施工步距后,其变化几乎呈现线性增大趋势;当设定拱顶沉降预警值为 7.84 mm,并在变形模量选取为 1.0 GPa 的情况下考虑最为不利的施工条件时,计算结果表明最大可行的施工步距为 60 m。相比之下,在变形模量增加至 1.2 GPa 的情形下,所允许的最大施工步距则提高到了 75 m,当变形模量在 1.4 GPa ~ 2.0 GPa 时,计算所得最大施工步距大于 80 m。为此,考虑新华隧道岩块(V级围岩)岩性差异性较大,施工步距过大会加剧拱顶沉降变形,按照优化模型中变形模量 1.0 GPa ~ 1.2 GPa 计算的最大施工步距是偏向于安全状态,V级围岩状态下隧道施工安全步距建议取值范围为 60 m ~ 75 m。

针对Ⅳ级、Ⅲ级围岩,仰拱与掌子面施工步距参照 V 级围岩最不利条件执行,根据现场机械化设备和钻爆抛碴距离计算结果,该级别围岩条件下隧道施工安全步距建议取值为 70 m,具体步距组成为:掌子面爆破抛碴距离(35 m)、出碴作业空间(15 m)、仰拱栈桥前端预留长度(8 m)与仰拱初支作业空间(12 m)。因此,对于新华隧道Ⅳ级、Ⅲ级与 V 级等软弱围岩环境,仰拱初支闭合成环步距建议取 70 m,既满足安全控制要求,又能实现机械化快速施工。

3.4.3 二衬安全步距优化

一般而言,隧道二衬应在初支稳定后施作,且隧道结构设计受力以初支及围岩自身能力为主,二衬仅作为后期运营的安全储备。因此,二衬安全步距仅按照现场机械设备作业空间、开挖及二衬均衡生产等因素进行考虑。根据仰拱初支闭合成环步距,结合隧道机械化配套设备作业线作业空间,隧道二衬步距取值为 202 m,具体包括:仰拱初支闭合成环步距(70 m)、仰拱初支作业空间(12 m)、仰拱施工(24 m)、初支检测长度(48 m)、土工布、防水板铺设超前钢筋 2 板(24 m)、钢筋超前衬砌一板(12 m)及二衬台车(12 m),满足现场均衡生产。

4 结 论

以新华隧道为例,利用数值模拟研究软弱围岩环境隧道全断面开挖及施工步距优化,具体结论如下:

(1) 数值模拟分析显示,随着隧道掌子面逐步

向前推进,其埋置深度逐渐增加,导致拱顶位移量也呈现出增长的趋势,其中拱顶最大沉降值达到了7.3 mm。此外,隧道两侧的拱脚区域观察到了显著的应力集中现象,该区域内最大的主应力介于1.67 MPa~1.84 MPa之间。围岩塑性变形区的最大半径约为5 m,并且在拱肩与拱腰部位所受的影响最为严重。基于以上发现,建议全断面开挖后应立即实施必要的支护措施,以防止因长时间缺乏支撑而引发隧道稳定性下降的风险。

(2) 仰拱施作使得初支形成闭合圈,提高了初支整体的承受能力,大大地改善了围岩的受力状态。围岩塑性区分布范围边墙最大范围2 m减小到1.4 m,拱脚的塑性区范围由5 m减少到基本不存在;最大变形发生位置由拱顶调整到仰拱,并有明显的改善;初喷混凝土内力最大主应力由10.3 MPa,增加到17.9 MPa,有利于充分发挥混凝土材料的抗压性能;锚杆轴应力最大值由24.0 MPa降到16.9 MPa。

(3) 当围岩变形量设定为7.84 mm作为控制基准时,若围岩的变形模量为1.0 GPa,则建议仰拱施工间距设置为60 m;而当该模量增加至1.2 GPa时,则推荐将此距离调整至75 m。考虑到机械设备的配套使用情况,最终决定采用70 m作为仰拱施工的标准间距,这样不仅有利于大型设备的操作布局,从而提升工程效率,同时也能够保证围岩结构的安全与稳定。另外,二衬施工间距确定为202 m,这一安排有助于实现施工现场作业流程的均衡化。

参考文献:

[1] 何万,夏真德,黄成刚. 软弱围岩隧道掘进机开挖施工技术应用研究[J]. 工程技术研究,2025,10(1):35-37,171.

[2] 毕志刚,焦治豪,王晓卫,等. 富水软弱围岩小净距隧道掌子面稳定性及超前管棚支护技术研究[J]. 湖南城市学院学报(自然科学版),2024,33(6):1-8.

[3] Zou Qingjun, Li Xinyi, Li Pan, et al. Surrounding rock instability mechanism for fault-crossing tunnels in water-rich soft rock [J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2024,83:252.

[4] 李小湘. 下坑山隧道软弱围岩区变形特性及稳定性分析[J]. 中国公路,2024(21):109-111.

[5] 孙军平,贺海龙,谢秉鑫. 浅埋软弱围岩输水隧洞施工工法比较分析[J]. 水利与建筑工程学报,2023,21(5):131-137.

[6] 徐钰斌,赵启峰,耿宁,等. 松散软弱围岩煤巷高效掘进及支护工艺优化研究[J]. 煤炭工程,2024,56(9):49-55.

[7] 储亮,董沐野,杨侨伟,等. 基于超前支护加固的大断面深埋软弱围岩隧道快速施工方法研究[J]. 公路,2024,69(9):379-386.

[8] Yuan Dongyang, He Changdi, Peng Fei, et al. Study on deformation characteristics of tunnels excavated in jointed rock masses through field testing and numerical methods [J]. Arabian Journal of Geosciences, 2022,15:847.

[9] 郭海云. 基于监控量测的软弱围岩隧道施工安全步距分析[J]. 勘察科学技术,2024(5):41-44,50.

[10] 黄维科,马建云,张利斌,等. IV级围岩隧道大型机械化施工与安全步距分析[J]. 公路,2021,66(6):385-390.

[11] 刘建国. 软弱围岩全断面隧道机械化施工优化与效益分析[J]. 施工技术,2021,50(4):76-79.

[12] 张勇. 铁路山区隧道软弱围岩全断面机械化开挖技术[J]. 施工技术,2021,50(9):113-116.

[13] 吴常灿. 软弱围岩隧道全断面加固施工技术探究[J]. 中国公路,2024(12):102-103.

[14] 李云刚. 软弱大断面浅埋暗挖隧道施工工法比选数值分析[J]. 水利与建筑工程学报,2017,15(1):157-160.

[15] 铁路隧道设计规范:TB10003—2016[S]. 北京:中国铁道出版社,2016.