

引用格式:李国骁,黄泽隆,薛小蒙,等.破碎岩体巷道失稳机理及支护数值模拟[J].有色设备,2025,39(1):41-49.

LI Guoxiao, HUANG Zelong, XUE Xiaomeng, et al. Instability Mechanism and Support Rationality Analysis of Fractured and Weak roadway Surrounding Rock Based on FLAC3D Numerical Simulation[J]. Nonferrous Metallurgical Equipment, 2025,39(1):41-49.

破碎岩体巷道失稳机理及支护数值模拟

李国骁¹, 黄泽隆², 薛小蒙¹, 路丰豪², 陈继伦¹, 黄明清^{2*}

(1. 塞尔维亚紫金矿业有限公司, 塞尔维亚 波尔 19210; 2. 福州大学 紫金地质与矿业学院, 福建 福州 350108)

[摘要] 地下金属矿山复杂应力条件下围岩破碎和软弱性给巷道支护设计带来了重大挑战。本研究以塞尔维亚某铜金矿为研究对象,采用FLAC^{3D}有限差分软件对3种巷道类型和两级破碎岩性进行数值模拟,评估现有支护设计的合理性,并优化适用于不同围岩条件的支护参数。结果表明,-200 m中段巷道的失稳主要由高地应力、围岩临空面变形共同引起,其典型破坏形式包括压顶破坏、尖顶破坏、锚杆支护系统失效以及喷射混凝土层的外鼓开裂等。IV、V级围岩巷道的顶板沉降量大致在允许范围内,但两帮的累计相对位移普遍超限,表明现有支护设计在控制两帮变形方面存在不足。将-200 m中段IV、V级围岩巷道,支护参数优化为锚杆间距0.8 m×1.0 m、锚索间距2.0 m×3.0 m以及喷射混凝土厚度125 mm,从而满足了符合安全要求,研究成果为地下金属矿山破碎岩体支护优化提供了理论支持。

[关键词] 破碎软弱围岩; 数值模拟; 合理性分析; 支护优化

[中图分类号] TD353

[文献标志码] A

[文章编号] 1003-8884(2025)01-0041-09

DOI: 10.19611/j.cnki.cn11-2919/tg.2025.01.005

0 引言

随着日益增长的资源需求量,地下开采不断向深部发展,这一趋势导致金属矿山的地应力水平显著升高^[1]。在这种条件下,破碎软弱围岩巷道的数量不断增多,使巷道支护面临前所未有的挑战^[2]。软弱围岩的变形灾害主要表现为以下几个方面:高地应力环境、大幅度的变形、显著的强流变特性、低强度以及支护难度极大。因此,对于部分开拓、采准及切割巷道,尤其是围岩破碎程度较高或岩体软弱的区域,支护工作显得尤为困难。

目前,针对煤矿软岩回采巷道的失稳机制,多位学者展开了深入研究,并揭示了支护失效的主要原因。姜耀东^[3]和郝建^[4]通过对围岩失稳机制的分析指出,支护系统的失效主要受以下因素的制约:原有支护系统与围岩变形的不协调性、支护阻力的不

足、围岩的破碎性以及围岩强度的显著劣化。这些问题共同限制了软岩巷道的稳定性和支护效果。

陆士良^[5]等通过定量研究明确指出,受力条件的恶化是限制支护阻力发挥的核心原因。为应对软弱破碎围岩的稳定问题,多位学者^[6-10]提出了锚网喷注、锚索联合支护等多种技术,这些方法有效控制了复合顶板的变形,显著提高了巷道的稳定性。

在破碎软弱围岩巷道掘进过程中的扰动影响研究方面,高富强^[11]等利用有限差分法分析发现,原岩应力增大会加剧动力扰动对巷道围岩应力场和塑性区范围的影响。对于深部高应力巷道,动力扰动能够使巷道顶板和底板的水平应力峰值达到极高的应力状态,并在大范围内引发塑性屈服区域;王宏伟等^[12]通过实践研究指出,对于受到强采动影响的动压巷道,仅依靠锚网喷支护技术,即便增加锚杆的密度与强度,也难以有效控制软弱围岩的变形。

[收稿日期] 2024-10-15

[第一作者] 李国骁(1989—),男,福建上杭人,工程师,大学本科,主要从事采矿生产工作。

[通信作者] 黄明清(1986—),男,福建龙岩人,副教授,博士,主要研究方向为金属矿绿色开采。

[基金项目] 国家重点研发计划高寒及生态脆弱区大型矿山绿色开采技术(2017YFC0602900)。

在优化支护参数合理性的研究中,多位学者利用数值模拟方法取得了重要成果。杨景贺^[13]采用 FLAC^{3D} 软件模拟了多种支护形式下巷道的围岩应力与位移变化,得到了不同支护方案的适用性;朱成等^[14-15]利用 FLAC^{3D} 深入研究了围岩内部最大主应力峰值区域的时空演化规律,为支护优化提供了理论依据;此外,罗黎明^[16]利用 FLAC^{3D} 对采场在自然条件与锚杆支护条件下的极限裸露面积进行了分析,结果表明,锚杆支护显著降低了顶板压力,同时有效控制了位移变形和岩层垮落。

综合以上研究,软弱破碎围岩的支护技术已取得显著进展,但在深部高应力与软弱破碎围岩条件下进行支护仍存在诸多挑战。因此,本文以塞尔维亚某铜金矿 -200 m 水平 IV、V 级软弱破碎围岩巷道为工程背景,通过有限差分软件 FLAC^{3D}、工程特性试验及数值理论计算验证对现场支护参数合理性进行分析,为复杂条件下巷道的稳定性提供更为科学的支护设计方案。

1 巷道围岩与支护特征

1.1 工程地质

矿区内 IV 级和 V 级结构面发育, III 级结构面较发育,而 II 级及 I 级结构面不发育。IV 级结构面主要由层理面、节理裂隙面及层间挤压破碎带组成,其风化作用会降低岩体整体强度并导致小规模失稳。V 级结构面以微张性裂隙为主,填充物为碳酸盐、高岭石和石英等矿物,影响岩体物理力学性能但对稳定性影响较小。同时,埋藏于断裂构造活动及影响区域的部分矿床,岩体裂隙发育、岩石较破碎、局部夹软弱构造夹层,受地下水及开采活动影响,易产生崩落、垮塌或滑移,工程地质条件较差。

1.2 岩体质量分级

该铜金矿工程岩体处于 -140 ~ -200 m 水平,地应力场为自重应力场,参照 IRMR 值分级方法^[17]进行分析,岩石地下水和地热弱化系数根据同类型矿山取经验值为 0.76 和 0.97,10 个位置的常规 RMR 指标取值如表 1 所示。由此据原岩自重应力场计算方法^[18]先计算岩体应力场,结合式(1),对 10 个位置的岩体组损伤破坏危险度指标值取同类型矿山相同岩性的经验值分别为 0.439、0.439 和 0.570。随后,利用表中所示数据,由 IRMR 值分级方法,获得岩体最终评分结果。由表可见,该铜金矿工程岩体质量等级基本为 III、IV、V 级,属质量

和稳固性差岩体,所得结果和当前岩体开挖后的实际结果相符。

$$\begin{cases} R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \\ \overline{O_1 B} = \overline{AO_1} \sin \varphi \\ \overline{AO_1} = \overline{AO} + \overline{OO_1} = \frac{c}{\tan \varphi} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \\ Q = \frac{R}{\overline{O_1 B}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi + 2c \cos \varphi} \end{cases} \quad (1)$$

式中: R 为莫尔圆半径; σ_1 和 σ_3 分别为岩体地应力场中最大、最小主应; c 和 φ 分别为岩体的黏聚力和内摩擦角。

尽管上述分级结果表明围岩质量较差,但根据国际岩石力学学会 1990 年的定义,该区域围岩尚不能简单归类为软弱围岩。根据定义,软岩通常指单轴抗压强度 (UCS) 介于 0.5 ~ 25 MPa 的岩石。然而,在高地应力条件下,即使单轴抗压强度超过 25 MPa,部分岩体仍可能表现出与软岩类似的变形特性。因此,为进一步明确该区域围岩是否属于软岩类别,本研究对 -200 m 水平的围岩 (包括高岭土、泥化带、下部安山岩及蚀变下部安山岩) 进行了软化特性测试。

测试主要包括以下 4 个方面。①含水率:采用烘干法测定矿岩自然含水率,范围为 0.17% ~ 5.41%。其中,泥化带的含水率最高,达到 5.41%;蚀变下部安山岩次之,为 3.53%;下部安山岩最低。含水率的差异反映出粘土矿物含量的不同,泥化带因高含水率更易软化,需要加固处理。②自由膨胀率:试验结果显示矿岩的自由膨胀率为 2% ~ 45%。泥化带样本膨胀率最高,显示遇水膨胀显著,可能引发地层变形或失稳;高岭土次之,安山岩类试样膨胀率较低,稳定性较高。③耐崩解特性:通过耐崩解指数试验发现,高岭土、泥化带和蚀变安山岩的崩解较为显著,特别是泥化带表现出强烈崩解行为,而下部安山岩耐崩解能力较强,稳定性相对较好。④软化特性:采用点载荷试验法测定软化系数,结果显示下部安山岩的力学性能受浸水条件影响较大,其软化系数为 0.754 3,表明该岩石为较软岩石,且受现场地下水影响显著。

综合分析表明,该铜金矿围岩表现出典型的破碎与软弱特性。尤其是泥化带,由于其高含水率、显著的膨胀性和强烈的崩解特性,构成了围岩稳定性较差的主要影响因素。

表 1 岩体损伤破坏综合评价结果

Table 1 Comprehensive evaluation results of rock mass damage and failure

位置	σ_{UCS}/MPa	$I_{RQD}/\%$	J_v/m	地下水	IRMR 评分	质量等级
220 UZ2Ramp	12.682 0	80.00	0.10	干燥	64.60	II
280 Incline	1.689 0	50.00	0.30	干燥	50.80	III
200UZ2TH-2	0.876 0	50.00	0.40	干燥	38.80	III
240uz2_newdrift	3.586 0	30.00	0.50	干燥	42.60	III
上部安山岩	5.226 0	87.00	0.11 ~ 0.28 (新鲜 岩体平均间距 0.25)	潮湿或滴水	46.80	III
200 - 220 Ramp	0.553 0	20.00	0.10	干燥	38.80	IV
200UZ2TH-1	0.369 0	20.00	0.20	干燥	37.40	IV
100125CMEP	0.344 0	30.00	0.15	干燥	35.50	IV
200 - 220 Ramp	0.258 0	20.00	0.05	潮湿,局部有微 弱滴水现象	30.30	V
220UZ2-EAST	0.241 0	20.00	0.15	干燥	34.70	V

1.3 巷道围岩失稳机理

根据现场勘察情况,矿区巷道围岩破坏形式多样且复杂,主要破坏形式包括压顶破坏、尖顶破坏、锚杆失效以及喷层外鼓开裂等。

在该铜金矿中,最常见的破坏形式主要包括锚杆失效和混凝土喷层的外鼓开裂。现场观察表明,锚杆通常由于承受超过其极限强度的拉伸载荷而发生断裂。同时,在锚杆失效位置附近,侧墙常伴随出现水平裂缝,且混凝土喷层表现为明显的外鼓变形。

此外,铜金矿中其他类型的破坏形式也较为典型。例如,压顶破坏的显著特征是巷道拱顶发生明显下沉。这种下沉导致拱顶由原来的弧形变为扁平状,并伴随喷层裂缝扩展、局部坍塌等现象,最终引发拱顶的弯折破坏。相较之下,尖顶破坏的特征则有所不同,其主要表现为拱尖部位发生严重变形。然而,与压顶破坏相比,拱顶几乎未出现下沉现象,甚至可能因受力集中而向上抬升,从而在拱起线上方形成一个三角形的结构。

此外,在 -200 m 中段巷道内,围岩破坏多集中在拱脚、底角及拐角部位,其典型特征包括裂缝扩展、喷层脱落以及岩石裸露。即使在支护效果相对较好的区域,也观察到少量裂纹和局部破坏现象。综合分析,这些围岩破坏现象主要归因于高地应力、围岩临空面变形等因素的综合作用。

1.4 矿区地应力分布特征

矿区最大主应力方向以 NE-SW 向为主,倾角

接近水平。最大水平地应力为垂直应力的 1.44 ~ 1.56 倍;矿区最大水平应力、最小水平应力及垂直应力随深度线性增加,最大与最小水平应力比值为 1.48 ~ 1.54;各方向主应力随深度增大而变化规律性明显,主应力边界条件分别为式(2) ~ (4)。

$$\sigma_x = 0.0225H + 2.296 \quad (2)$$

$$\sigma_y = 0.0267H + 6.784 \quad (3)$$

$$\sigma_z = 0.0241H + 1.143 \quad (4)$$

式中: σ_x 、 σ_y 、 σ_z 分别为 x 、 y 、 z 方向上的水平主应力; H 为深度。

由上述地应力特征可知,巷道的掘进方向应尽量与最大水平应力方向一致,以减少变形和破坏。最大水平应力夹角越大,巷道稳定性越差;而夹角较小时,稳定性相对较好。

2 巷道稳定性数值模拟

2.1 数值建模

原始基础资料涵盖地下主要开拓工程、采准工程、采矿区及充填体等关键地下构筑物信息,这些资料来源于塞尔维亚某铜金矿矿山。通过 AutoCAD 完成数据的前期处理后,将其导入 Rhino 软件,并借助 Griddle 插件对模型进行网格划分。巷道上部地表按照实际地形尺寸取值,巷道拱顶埋深为 594 m,为消除尺寸效应并降低模拟分析误差,根据圣维南原理(Saint Venant's Principle)和岩石力学原理,最终确定地下工程真三维精细化数值模型尺寸为 200

$m \times 60 m \times 60 m$ (长 \times 宽 \times 高), 该模型单元数量不少于 70.7 万, 如图 1 所示。

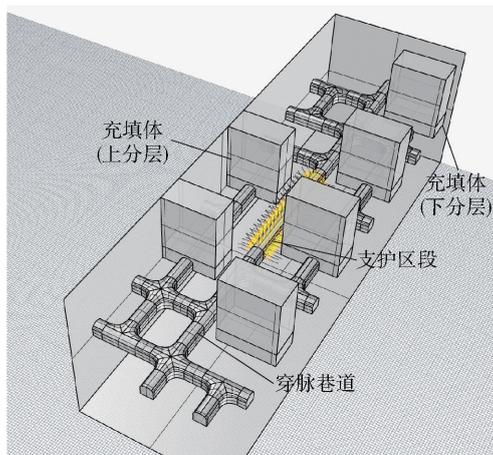
模型底部边界为水平及垂直 3 个方向固定约束, 4 个侧面边界分别沿其各自法向方向的水平固定约束, 上部边界为自由边界, 模型中围岩采用四边形网格进行划分。

2.2 模拟方案

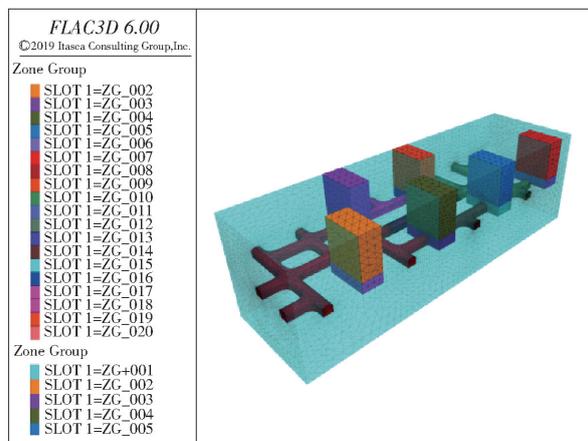
本次研究综合考虑了工程的不同深度、不同的巷道类型以及岩性等因素, 最终确定了如图 2 所示的 12 个具有代表性的巷道支护效果模拟案例。同时, 根据《铁路隧道施工规范(TB 10204—2002)》《岩土锚杆与喷射混凝土支护技术规范(GB 50086—2015)》及上部矿带现场观测结果反演验证, 采用巷道顶板及两帮的累计相对位移作为评估破碎岩层巷道稳定性的关键辨识参数。

2.3 模拟过程

根据巷道围岩的物理力学性质, 采用理想弹塑性材料, 进行非线性计算。模型中围岩材料的本构模型采用 Mohr - Coulomb 模型, 以考虑围岩的非线性变形, 岩体模型输入参数均基于钻孔取芯室内岩石力学试验, 从而确定了表 3 中主要岩体力学参数; 采用 Shell 单元模拟喷射混凝土, 采用 Cable 单元来模拟锚杆、锚索。根据现场调查矿山目前采用 MF43/2500 管缝式锚杆、 $\Phi 15.2$ 七股钢绞线锚索、喷射混凝土采用 C25, 具体输入参数如表 4、表 5 所示。同时, 位于 -200 m 平面巷道模型顶部标高



(a) Rhino网格模型



(b) Flac3D网格模型

图 1 数值模拟模型

Fig. 1 Numerical simulation model diagram

表 2 -200 m 中段三种主要巷道类型支护参数合理性数值模拟方案

Table 2 Numerical simulation scheme for rationality of support parameters of three main roadway types in -200 m middle section

工况编号	模拟区域	支护构件相关参数						
		锚索长度/m	锚索网度/(m × m)	锚索预应力/kN	锚杆选型	锚杆长度/m	喷射混凝土厚度/mm	钢筋网片
1	开拓工程	6	2 × 3	300	MF43/2500 型管缝(镀锌)式锚杆	2.5	100	6 mm@ 100 × 100
2	穿脉巷道	6	2 × 3	300	MF43/2500 型管缝(镀锌)式锚杆	2.5	100	6 mm@ 100 × 100
3	二步骤出矿进路	6	2 × 3	300	MF43/2500 型管缝(镀锌)式锚杆	2.5	100	6 mm@ 100 × 100
4	开拓工程	6	2 × 3	300	MF43/2500 型管缝(镀锌)式锚杆	2.5	100	6mm@ 100 × 100
5	穿脉巷道	6	2 × 3	300	MF43/2500 型管缝(镀锌)式锚杆	2.5	100	6mm@ 100 × 100
6	二步骤出矿进路	6	2 × 3	300	MF43/2500 型管缝(镀锌)式锚杆	2.5	100	6mm@ 100 × 100

-170 m, 上边界施加 15.36 MPa 的面力来模拟上岩层的自重, 不同模拟案例依照巷道朝向赋予地应力 X 分量、Y 分类系数。计算形成整体模型的三维初

始地应力场如图 2 所示, 得到的初始地应力场作为模拟计算的初始地应力基础。

表 3 岩体输入参数

Table 3 Rock mass input parameter table

岩石分级	弹性模量 E/GPa	泊松比	内聚力 C/MPa	内摩擦角/ $(^\circ)$	抗拉强度/ MPa	容重/ $(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
IV	1.582 0	0.33	1.004	29.21	0.007 3	2.74
V	1.190 0	0.40	0.631	28.85	0.004 5	2.74

表 4 锚杆、锚索输入参数

Table 4 Input parameter table for rock bolts and cables

支护构件	弹性模量/ GPa	截面积/ $(1 \times 10^{-4} \text{ m}^2)$	抗拉强度/ kN	锚固剂黏结力/ $(1 \times 10^6 \text{ N/m}^2)$	锚固剂黏结刚度/ $(1 \times 10^7 \text{ N/m})$	锚固剂外圈 周长/ m
锚杆	200	3.799 4	125	0.900 0	2	0.100 0
锚索	210	3.660 0	492	2	2	0.126 0

表 5 喷射混凝土 (C25) 输入参数

Table 5 Input parameter table for shotcrete (C25)

弹性模量/ GPa	泊松比 ν	厚度/ mm	容重/ $(\text{g}\cdot\text{cm}^{-3})$
30	0.2	100	2.2

表 6 -200 m 水平不同岩性、不同类型巷道支护参数合理性数值模拟结果

Table 6 Numerical simulation results of the rationality of support parameters for different lithologies and tunnel types at the -200 m horizontal level

试验 序号	岩性	支护模拟区段中间截面			
		顶板位移/ m	两帮总位 移/ m	顶板塑性 区深/ m	两帮塑性 区深/ m
1		0.034 1	0.291 6	0.622 5	2.670 1
2	IV	0.036 6	0.290 7	0.519 7	3.021 9
3		0.088 0	0.484 2	0.218 4	3.292 6
4		0.058 5	0.421 9	0.578 0	2.927 0
5	V	0.060 3	0.425 7	0.815 8	2.989 0
6		0.114 1	0.531 8	0.147 7	3.258 0

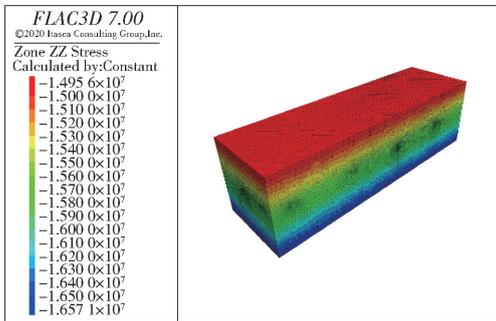


图 2 地应力反演结果

Fig. 2 Inversion results of in-situ stress

根据工程经验, 巷道变形量最大、最易失稳区域为巷道中央顶板和两帮位置, 因此, 重点监测 1/2 巷道长度 ($y = 100 \text{ m}$) 和 1/2 巷道宽度 ($x = 30 \text{ m}$) 时巷道顶板的垂直位移、两帮墙腰处的水平位移及对应的塑性区体积。

3 结果与讨论

3.1 数值模拟结果

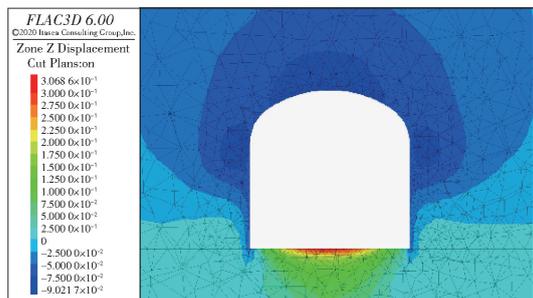
工程岩体质量等级为 IV、V 级时破碎软弱巷道支护模拟结果如表 6 所示。

3.2 巷道围岩位移变化

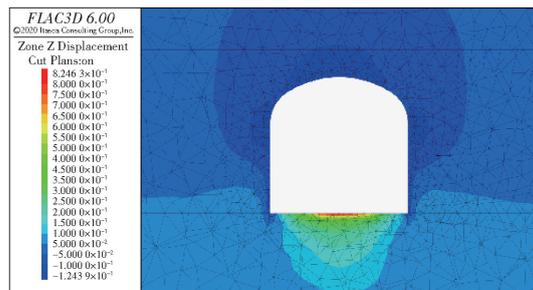
采用 FLAC^{3D} 进行不同类型巷道支护参数合理性数值模拟时, 待收敛平衡后, 巷道位移场分析如下。

开拓巷道、穿脉巷道及二步骤出矿进路开挖支护完成并运算至收敛后的巷道附近垂直方向位移云图如图 3 所示。模拟结果表明, 支护完成后的巷道顶板位移得到了很好的控制。-200 m 中段二步骤出矿进路 IV、V 级围岩在支护方案完成后巷道表面最大位移分别为 88.00 mm、114.10 mm, 相比不支护情况下的 2 178.60 mm 和 2 345.00 mm 分别减少了

95.96% 和 95.14%。巷道周边围岩移近量最大值为 124.39 mm 发生在二步骤出矿进路的 V 级围岩与充填体交界拱角处,比巷道表面位移大 8.97%,这是由于拱角部位支护结构相对比较薄弱,处于两根锚索之间,且直墙三心拱的巷道形状会导致应力较为集中,因此垂直位移会更加明显。这也表明,巷道支护对控制巷道围岩表面位移起到了很大作用。



(a) -200 m 中段 IV 级二步骤出矿进路



(b) -200 m 中段 V 级二步骤出矿进路

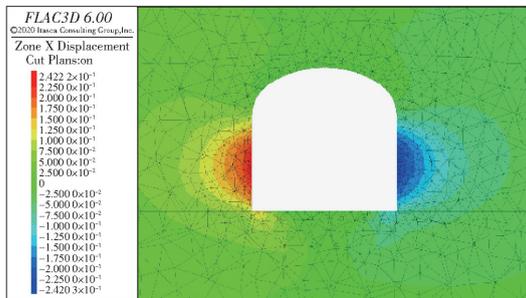
图 3 不同支护参数条件下巷道竖直方向位移变化云图(部分)

Fig. 3 Contour diagram of vertical displacement variation in the tunnel under different support parameter conditions (partial)

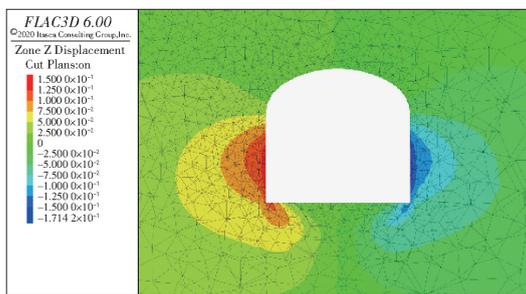
3 种不同巷道类型开挖支护完成并运算至收敛后的巷道水平方向位移云图如图 4 所示。模拟结果表明,支护完成后对巷道侧帮的位移起到了很好的控制作用。图 4 所示的巷道支护模拟结果表明,-200 m 中段二步骤出矿进路 IV、V 级围岩巷道侧帮表面大部分位置移进量分别从 89.25 ~ 92.6 mm 降低至约 24.2 mm,从 102.06 ~ 104.87 mm 降低至约 26.6 mm,分别降低了约 73.38% 和 74.29%。

3.3 巷道围岩应力分布

采用 FLAC^{3D} 进行不同类型巷道支护参数合理性数值模拟时,待收敛平衡后,巷道应力场分析如下:从图 5 及表 7 中可以看出,在 IV 级围岩的不同位置岩中,其绝大部分最大主应力的最大值基本集中



(a) -200 m 中段 IV 级二步骤出矿进路



(b) -200 m 中段 V 级二步骤出矿进路

图 4 不同支护参数条件下巷道水平方向位移变化云图(部分)

Fig. 4 Contour diagram of horizontal displacement variation in the tunnel under different support parameter conditions (partial)

在底脚处,表明支护结构很好地限制了顶板和边帮的位移,导致应力向底脚区域转移,该部位的围岩会承担较大的应力,因此形成应力集中。

IV 级二步骤出矿进路两侧侧帮最大主应力差别较大,这是由于该巷道右侧为充填体,另一侧为 IV 级围岩,其中围岩为主要承压,导致应力基本集中在左侧侧帮;各巷道在不支护情况下,顶板、边帮及底板主要受到压应力作用,2 个拱角及底脚位置在支护后受到小范围的压应力集中。支护完成后,顶板上围岩最大主应力值较未开挖时的应力值没有大的降低,甚至有小程度提高,相较于开挖不支护出现大范围的应力释放,支护后的围岩完整性得到大幅提高。较无支护工况的围岩应力分布,支护后的顶板围岩应力得到很大程度的改善。

从表 7 中可以看出,在 V 级围岩的不同位置中,巷道底板受拉应力,且数值达到了 V 级围岩抗拉强度 0.0045 MPa,底板岩体发生了拉应力破坏。在巷道开挖掘进过程中,巷道两帮会将顶板的应力逐步传递至底板区域。同时,底板深部的高应力也会向浅部迁移叠加。由于开挖产生了临空面,底板在双

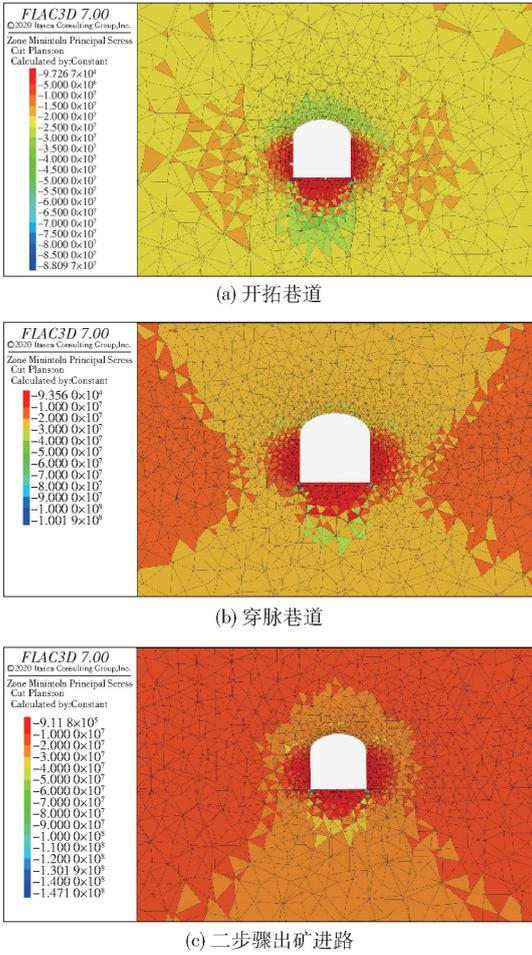


图5 -200 m中段IV级水平模拟方案支护后数值模拟最大主应力云图

Fig. 5 Numerical simulation contour diagram of maximum principal stress after support in the -200 m level iv horizontal simulation scheme

重应力作用下发生向上隆起,导致拉伸应力集中并形成拉伸破坏,最终出现底臃现象。

表7 不同工况最大主应力最大值及最小值

Table 7 Maximum and minimum values of maximum principal stress under different working conditions

工况编号	位置	最小值/MPa	最大值/MPa
1	-200 m 中段开拓巷道	0.097 0	88.100 0
2	-200 m 中段穿脉巷道	0.094 0	100.190 0
3	-200 m 中段二步推出矿进路	0.960 0	147.100 0
4	-200 m 中段开拓巷道	0.004 5	90.900 0
5	-200 m 中段穿脉巷道	0.004 5	76.850 0
6	-200 m 中段二步推出矿进路	0.004 5	194.530 0

3.4 巷道围岩塑性区分布

采用FLAC^{3D}进行不同中段、不同类型巷道支护参数合理性数值模拟时,待巷道开挖结束并支护完成后的塑性区分布如图6所示。模拟结果表明,支护后巷道顶板塑性区范围大幅度减少。对顶板塑性区而言,其范围基本可以减少80%~90%;对帮部塑性区来说,其塑性区范围同样可以减少30%~50%,部分甚至可以达到71.83%。表明巷道支护对限制减小塑性区范围起到了很大的作用。

IV级围岩拉底巷道顶板塑性区最大深度0.74 m,较不支护减少85.00%;两帮塑性区最大深度2.44 m,较不支护减少29.61%。V级围岩拉底巷道顶板塑性区最大深度0.32 m,与未支护情况相比减少94.40%;两帮塑性区最大深度3.04 m,与未支护情况相比减少39.67%。

3.5 支护方法优化

在针对不同支护结构与参数的巷道稳定性数值模拟研究中,选用破碎岩层巷道两帮和顶板初期支护的最大允许相对位移作为主要辨识指标。研究发现,当采用以下支护参数:①锚杆间距为0.8 m×1.0 m;②锚索间距为2.0 m×3.0 m;③以及喷射混

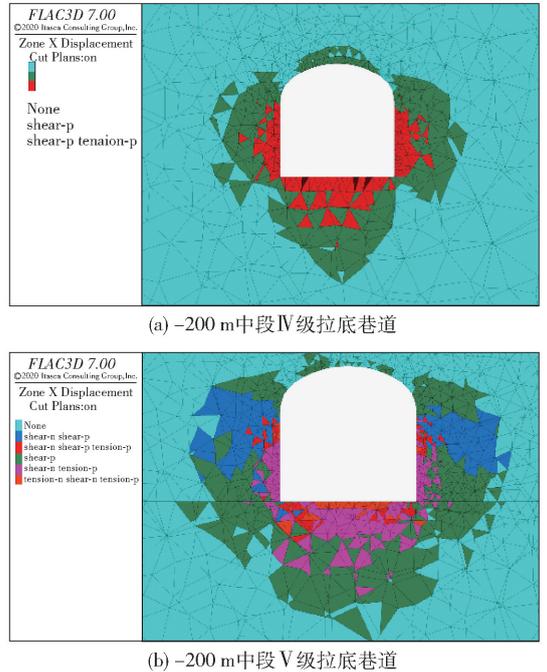


图6 不同支护参数条件下巷道塑性区分布云图(部分)
Fig. 6 Partial cloud diagram of plastic zone distribution in roadway under different support parameter conditions

凝土厚度 125 mm,对 -200 m 中段 IV、V 级围岩巷道进行支护时,优化后的结果显著改善了巷道稳定性。具体而言,-200 m 中段穿脉巷道 IV、V 级围岩在优化完成后,其巷道表面最大位移分别减少至 23 mm 和 34 mm,相比优化前的 142.38 mm 和 254 mm,减少幅度分别达到 83.85% 和 86.61%。此外,侧帮表面位移同样显著降低,其中 IV 级围岩从原来的

11.32 mm 下降至 6.11 mm,V 级围岩从 21.84 mm 减少至 9.14 mm,降低幅度分别为 46.02% 和 58.15%。综上所述,通过优化后的支护参数,巷道稳定性得到显著提升,已达到安全要求。

为验证该支护参数的可靠性,进一步对 V 级围岩 -200 m 穿脉巷道进行补充模拟,模拟结果如表 8 所示。

表 8 V 级围岩支护参数推荐方案可靠性数值模拟

Table 8 Numerical simulation of recommended support parameter scheme reliability for grade V surrounding rock

y = 100 m 截面			x = 30 m 截面		
顶板位移/m	两帮总位移/m	顶板塑性区深/m	两帮塑性区深/m	顶板位移/m	侧帮位移/m
0.057 9	0.387 1	0.512 1	2.971 3	0.058 0	0.208 5

由表 8 中数据可知,当支护参数设定为锚杆间距 0.8 m × 1.0 m、锚索间距 2.0 m × 3.0 m、喷射混凝土厚度 125 mm 时,模拟结果显示顶板位移为 0.057 9 m,两帮的累计相对位移为 0.387 1 m。该结果表明,在破碎软弱围岩条件下,该支护参数能够有效控制巷道的顶板与两帮变形,满足初期支护设计对最大允许相对位移的要求,为围岩稳定性提供了基本保障。

4 结论

1) 在 -200 m 中段巷道,拐角位置的围岩破坏尤为严重,主要表现为裂缝扩展和喷射混凝土支护层失效。同时,侧帮伴随水平裂纹的发育,巷道底部出现明显的隆起变形。巷道其他区域也存在类似的破坏现象。例如,喷射混凝土支护层局部脱落,围岩泥化程度增加,以及锚杆因承受过大的拉伸应力而发生失效。结合现场调查和数值模拟综合分析,巷道的失稳机制主要由高地应力作用、围岩临空面变形共同导致。其主要失稳形式为锚杆支护系统失效、喷射混凝土层的外鼓开裂等。

2) IV、V 级围岩不同规格巷道顶板累计相对位移大多在允许最大位移量范围内。然而,由模拟结果得出:从巷道顶板沉降的角度发现,IV、V 级围岩二步骤出矿进路略超出巷道顶板允许最大位移量要求。主要是巷道两侧存在充填体的影响,使得顶板受力情况发生变化,导致其沉降量显著增加。然而,不同规格巷道两帮累计相对位移则大于允许最大位移量。在巷道跨度为 5 m 时,IV、V 级围岩边帮允许最大位移量分别为 0.241 m、0.386 m。在此条件下,

模拟结果得出:无论 IV、V 级围岩,-200 m 平面巷道边帮总位移量均大于巷道边帮允许最大位移量。

3) 以破碎围岩巷道两帮和顶板的初期支护最大允许相对位移作为辨识标准,对 -200 m 中段 V 级围岩巷道进行支护设计评估。研究表明,当支护参数优化为锚杆间距 0.8 m × 1.0 m、锚索间距 2.0 m × 3.0 m 以及喷射混凝土厚度 125 mm 时,模拟结果显示顶板位移为 0.057 9 m,两帮的累计相对位移为 0.387 1 m,均满足安全要求。

[参考文献]

- [1] Xiangyu Wang, Guanghui Wang, Bowen Wu, et al. Study on the lagging support mechanism of anchor cable in coal roadway based on FLAC^{3D} modified model[J]. Advances in Civil Engineering, 2021: 9919454(1-12).
- [2] Li Danli, Dai Bing, Zhang Lei. Effect of multiple factors for the roadway excavation process stability in FLAC^{3D}. Lithosphere 2024.
- [3] 姜耀东,王宏伟,赵毅鑫,等.极软岩回采巷道互补控制支护技术研究[J].岩石力学与工程学报,2009,28(2): 2383-2390.
- [4] Hao, Jian, Li, Xuelong, Song, Yingchao, et al. Analysis of mining roadway with large deformation of broken soft coal and research on supporting technology: a case study in Xin'an coal mine, China[J]. Engineering Failure Analysis, 2021,130: 105761.
- [5] 陆士良,姜耀东.支护阻力对软岩巷道围岩的控制作用[J].岩土力学,1998(1): 1-6.
- [6] 刘洪涛,李家全.深部巷道锚网喷注协调支护时效性研究[J].煤炭学报,2015(10): 2347-2354.
- [7] Wang, QiCAa, Zhang, Haojie, Jiang, Bei, et al. Failure

- mechanism of deep large section chamber and anchor injection control method[J]. *Journal of Mining and Safety Engineering*, 2020, 37(6): 1094 – 1103.
- [8] 贾稳宏, 苏华友, 冯亮, 等. 深部破碎巷道锚网注耦合支护技术试验研究[J]. *矿业研究与开发*, 2019, 39(9): 62 – 65.
- [9] 谢生荣, 郜明明, 陈冬冬, 等. 大巷穿采空区时锚网喷与组合框架联合支护技术[J]. *采矿与安全工程学报*, 2017, 34(4): 698 – 706.
- [10] 王哲豪. 复合顶板大变形控制联合支护技术研究及应用[J]. *中国矿山工程*, 2018, 47(6): 47 – 49.
- [11] 高富强, 高新峰, 康红普. 动力扰动下深部巷道围岩力学响应 FLAC 分析[J]. *地下空间与工程学报*, 2009, 5(4): 680 – 685.
- [12] 王宏伟, 姜耀东, 赵毅鑫, 等. 软弱破碎围岩高强高预紧力支护技术与应用[J]. *采矿与安全工程学报*, 2012, 29(4): 474 – 480.
- [13] 杨景贺. 高应力软岩巷道变形破坏与控制机理数值模拟研究[J]. *煤炭科学技术*, 2019, 47(8): 52 – 58.
- [14] 朱成, 袁永, 袁超峰, 等. 深部大断面巷硐围岩稳定性评价与布置方式研究[J]. *采矿与安全工程学报*, 2020, 37(1): 11 – 22.
- [15] He, J., He, S., Liu, X. et al. Investigating the mechanical responses and construction optimization for shallow super-large span tunnels in weathered tuff stratum based on field monitoring and FLAC^{3D} modeling. *Int J Civ Eng* 22, 379 – 395 (2024).
- [16] 罗黎明. FLAC^{3D}在地下矿山采场稳定性分析中的应用[J]. *铜业工程*, 2021(4): 33 – 36.
- [17] 谢本贤, 陈沅江, 史秀志. 深部岩体工程围岩质量评价的 IRMR 法研究[J]. *中南大学学报(自然科学版)*, 2007, 38(5): 987 – 992.
- [18] 蔡美峰. 地应力测量原理和方法的评述[J]. *岩石力学与工程学报*, 1993, 12(3): 275 – 283.

Mechanism of instability and support numerical simulation for fractured rock mass tunnels

LI Guoxiao¹, HUANG Zelong², XUE Xiaomeng¹, LU Fenghao², CHEN Jilun¹, HUANG Mingqing^{2*}

(1. Serbia Zijin Mining D. o. o. Bor, Bor 19210, Serbia;

2. Zijin School of Geology and Mining, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China)

Abstract: The fragmentation and weakness of surrounding rock under complex stress conditions in underground metal mines pose significant challenges to tunnel support design. This study focuses on a copper-gold mine in Serbia, employing the FLAC^{3D} finite difference software to conduct numerical simulations on three types of tunnels and two levels of fractured rock masses. The research evaluates the rationality of the existing support design and proposes optimized support parameters tailored to varying surrounding rock conditions. The results indicate that the instability of the – 200 m level tunnels is primarily caused by the combined effects of high geostress, deformation of the exposed rock surfaces, and rock corrosion. Typical failure modes include roof settlement within the permissible range for IV and V grade surrounding rock tunnels, whereas the cumulative relative displacement of the two sides generally exceeds the allowable limit, highlighting deficiencies in the current support design for controlling sidewall deformation. The optimized support parameters for the IV and V grade surrounding rock tunnels at the – 200 m level include an anchor bolt spacing of 0.8 m × 1.0 m, an anchor cable spacing of 2.0 m × 3.0 m, and a shotcrete thickness of 125 mm, meeting safety requirements. These findings provide theoretical support for optimizing support systems for fractured rock masses in underground metal mines.

Keywords: fractured and weak surrounding rock; numerical stimulation; rational analysis; support optimization

