

高应力碎裂岩体巷道围岩承载结构与破裂特征

Bearing Structure and Fracture Characteristics of Surrounding Rock in High Stress Fractured Rock Roadway

张杰^{1,2}, 孙扬^{1,2}, 李守奎^{1,2}, 洪伟^{1,2}, 王筱添³

(1. 中国恩菲工程技术有限公司, 北京 10038;

2. 深部金属矿采动地压灾害防控国家矿山安全监察局重点实验室, 北京 10038;

3. 长沙矿山研究院有限责任公司, 湖南 长沙 410012)

摘要:深部高应力开采环境下,岩体内部节理、裂隙发育,碎裂化程度加剧,导致巷道围岩承载能力降低、变形破坏问题突出。本文采用离散断裂网络(DFN)构建含有一定碎裂结构的巷道模型,模拟埋深分别为500 m、1 000 m、1 500 m、2 000 m和2 500 m的巷道开挖过程,并结合圆形巷道围岩应力力学理论计算模型,研究高应力环境下巷道围岩承载结构特征。根据不同埋深巷道围岩应力分布规律,进行围岩承载结构分区,得到了巷道埋深与塑性区扩展关系,并揭示了高应力下碎裂岩体的破裂特征。研究结果可为类似开采条件下巷道围岩支护设计提供参考。

关键词:深部开采; 碎裂岩体; 承载结构; 应力分布

中图分类号: TD354

文献标志码: A

文章编号: 1672-609X(2024)06-0013-06

Abstract: Under the high stress mining environment in the deep part, the internal joints and fissures of the rock mass develop, and the degree of fragmentation intensifies, resulting in a decrease in the bearing capacity of the surrounding rock of the roadway and prominent deformation and damage problems. This article uses a discrete fracture network (DFN) to construct a tunnel model with a certain fragmentation structure, simulating the excavation process of tunnels with burial depths of 500 m, 1 000 m, 1 500 m, 2 000 m, and 2 500 m respectively. Combined with the theory of stress mechanics of surrounding rock in circular tunnels, the bearing structure characteristics of surrounding rock in tunnels under high stress environments are studied. Based on the stress distribution law of surrounding rock in tunnels with different burial depths, the bearing structure of surrounding rock was divided into zones, and the relationship between tunnel burial depth and plastic zone expansion was obtained, revealing the fracture characteristics of fractured rock mass under high stress. The research results can provide reference for the design of surrounding rock support in tunnels under similar mining conditions.

Key words: deep mining; fractured rock mass; bearing structure; stress distribution

1 前言

随着金属矿山深部开采的持续发展,工程围岩在高地应力环境下的强开采扰动效应更加显著,碎裂化程度加剧,使得工程围岩稳定性控制问题面临挑战^[1-2]。碎裂岩体内部节理裂隙相互交错切割,具有强烈的各向异性特征^[3],其变形破坏类型可分为岩石材料变形和岩体结构变形。近年来,专家学者采用室内试验和数值模拟方法,从岩石材料、节理

产状、应力路径等方面入手,针对上述两种破坏情况,研究了含节理岩石^[4-5]和等效岩体模型^[6-7]的变形破坏特征,得到了具有一定价值的研究成果。深部破碎围岩巷道支护难点在于变形控制,而稳定性控制关键点在于巷道围岩应力场控制^[8]。在高应力条件下,节理岩体以剪切裂纹发育为主,岩体由脆性向延性转化^[9];随着围压的增大,裂隙岩体强度由裂隙结构控制向应力控制转变^[10]。由于岩体内节理裂隙发育,碎裂岩块传力机制极为复杂^[11],导致岩体结构面破裂特征与巷道围岩稳定性特征研究发生偏离,不能准确预测碎裂岩体破坏类型以及判定脆-延特性转化和结构-应力控制转化力学行为^[12-13],因而碎裂岩体的稳定性控制

[作者简介] 张杰(1990—),男,博士,主要从事矿山地压与岩层控制研究工作。

[引用格式] 张杰,孙扬,李守奎,等. 高应力碎裂岩体巷道围岩承载结构与破裂特征[J]. 中国矿山工程,2024,53(6):13-18.

十分困难。

本文利用3DEC软件的离散断裂网络(DFN)技术,以某金属矿山实际工程地质情况建立含裂隙的巷道模型,并结合巷道围岩应力力学理论模型,研究不同埋深巷道围岩承载结构特征及围岩变形破裂特征,研究结果可为深部高应力碎裂岩体工程设计和稳定性分析等工作提供参考依据。

2 工程地质概况

某金属矿山矿体赋存标高在 $-500 \sim -2\ 600\text{ m}$,深部地层处在高应力强压缩状态,采掘扰动作用下容易产生强烈的岩石动力灾害。邻近矿区勘探结果显示,在深度 700 m 左右时,地层最大主应力达到 35 MPa ,并以水平构造应力为主, $1\ 200\text{ m}$ 以下,开始出现岩芯饼化现象。达到一定深度时,整个深部地层岩体因受围岩的约束作用,在外界条件发生变化时很可能由岩体自身应力将岩石压碎,能量急剧释放,对深部井巷工程造成破坏。

该金属矿主要断裂带走向长度 $2\ 000\text{ m}$,倾斜延伸近 $3\ 000\text{ m}$,贯穿整个矿区。断裂带上盘构造岩依次为花岗质碎裂岩、碎裂状花岗岩;下盘依次为糜棱岩、碎裂岩、花岗质碎裂岩、碎裂状花岗岩。其中碎裂岩带和碎裂状花岗岩带呈连续带状展布,其他破碎岩带呈不连续带状展布。矿区内II、III级结构面表现为裂隙较发育的节理裂隙带,从而导致带内岩石破碎,目前对井巷工程开挖影响最大的是III、IV级结构面,结构面破裂主导了岩体破坏模式。

3 碎裂岩体巷道模型

3.1 模型构建

为系统分析高应力碎裂岩体巷道围岩应力、位移分布规律,忽略巷道断面形状的影响,参考平面应变问题的求解方法,将问题构建成荷载与结构都是轴对称的平面应变圆孔问题,选取巷道断面的四分之一,即拱肩至拱顶的圆弧段进行计算分析。巷道开挖过程中,在其表面上施加递减的反作用力来模拟施工现场逐步开挖过程。

将巷道模型简化后,有利于使用平面应变问题的解决方案进行比较分析。简化巷道圆弧顶的半径为 1.45 m ,模型尺寸为 $14.5\text{ m} \times 14.5\text{ m}$ 。本次模型试验的3DEC模型的几何形状如图1所示,划分离散块体 $12\ 599$ 个。

根据《岩土工程勘察规范(GB 50021—2001)》,

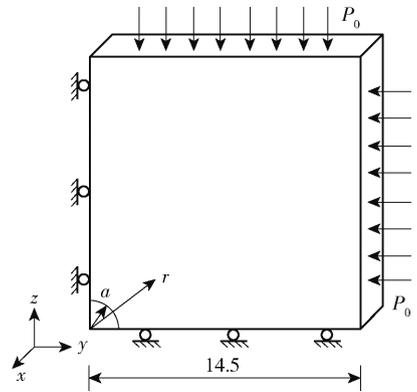


图1 3DEC几何模型

块状结构岩体的结构面间距 $0.7 \sim 1.5\text{ m}$,碎裂状结构的结构面间距 $0.25 \sim 0.5\text{ m}$,以该金属矿山裂隙较发育的III级结构面岩体为研究对象,选取结构面间距 1.0 m 、结构面随机分布的巷道模型进行不同埋深的数值模拟计算。

3.2 力学参数和边界条件

基于该矿山完成的室内岩石力学试验测试结果,确定数值模拟计算所需参数,并将岩石和结构面进行强度折减后,获得最终数值模拟计算模型力学参数,具体取值见表1。

表1 模型物理力学参数汇总

材料	模型参数	标定值
DFN 节理	法向刚度/GPa	50
	剪切刚度/GPa	10
	内摩擦角/($^{\circ}$)	30
	黏聚力/MPa	2.0
接触面	抗拉强度/MPa	0.8
	法向刚度/GPa	50
	剪切刚度/GPa	10
	内摩擦角/($^{\circ}$)	16
岩石块体	密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	2 700
	弹性模量/GPa	12
	泊松比	0.25
	黏聚力/MPa	5.0
	内摩擦角/($^{\circ}$)	38
	抗拉强度/MPa	2.0

巷道模型的应力边界条件,按照该金属矿实测地应力测量得到的地应力分布规律施加,矿区应力场以水平应力为主导,地应力值与随埋深呈线性增加,数值模型巷道埋深分别为 500 m 、 $1\ 000\text{ m}$ 、 $1\ 500\text{ m}$ 、

2 000 m 和 2 500 m, 应力与深度的计算关系为

$$\sigma_H = 9.26 + 0.031D \quad (1)$$

$$\sigma_h = 7.56 + 0.020D \quad (2)$$

$$\sigma_V = 0.027D \quad (3)$$

式中, σ_H 为最大水平主应力, MPa; σ_h 为最小水平主应力, MPa; σ_V 为垂直应力, MPa; D 为巷道埋深, m。

4 巷道围岩承载结构特征

4.1 围岩重分布应力计算

图 2 所示为围岩应力分析模型, 由 Salençon (1969) 得出塑性区半径的解析解:

$$R_o = a \left(\frac{2 \frac{P_o + \frac{q}{K_p - 1}}{K_p + 1}}{P_i + \frac{q}{K_p - 1}} \right)^{1/(K_p - 1)} \quad (4)$$

式中, a 为圆孔半径; $K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$; $q = 2c \tan (45 + \phi/2)$; P_o 为初始地应力; P_i 为圆孔内部支护应力; r 为到圆心的距离。

则弹塑性界面处的径向应力为

$$\sigma_{re} = \frac{1}{K_p + 1} (2P_o - q) \quad (5)$$

塑性区的应力为

$$\sigma_r = -\frac{q}{K_p - 1} + \left(P_i + \frac{q}{K_p - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{K_p - 1} \quad (6)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{q}{K_p - 1} + K_p \left(P_i + \frac{q}{K_p - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{K_p - 1} \quad (7)$$

弹性区域内的应力为

$$\sigma_r = P_o - (P_o - \sigma_{re}) \left(\frac{R_o}{r} \right)^2 \quad (8)$$

$$\sigma_\theta = P_o + (P_o - \sigma_{re}) \left(\frac{R_o}{r} \right)^2 \quad (9)$$

弹性区域内的位移为

$$u_r = \left[P_o - \frac{2P_o - q}{K_p + 1} \right] \left(\frac{R_o}{2G} \right) \left(\frac{R_o}{r} \right) \quad (10)$$

塑性区域内的位移为

$$u_r = \frac{r}{2G\chi} \quad (11)$$

$$\chi = (2\nu - 1) \left(P_o + \frac{q}{K_p - 1} \right) + \frac{(1 - \nu)(K_p^2 - 1)}{K_p + K_{ps}} + \left(P_i + \frac{q}{K_p - 1} \right) \left(\frac{R_o}{a} \right)^{(K_p - 1)} \left(\frac{R_o}{r} \right)^{(K_{ps} + 1)} + \left[(1 - \nu) \frac{K_p K_{ps} + 1}{K_p + K_{ps}} - \nu \right] \left(P_i + \frac{q}{K_p - 1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{(K_p - 1)} \quad (12)$$

式中, $K_{ps} = (1 + \sin \psi) / (1 - \sin \psi)$; ψ 为膨胀角; ν

为泊松比。

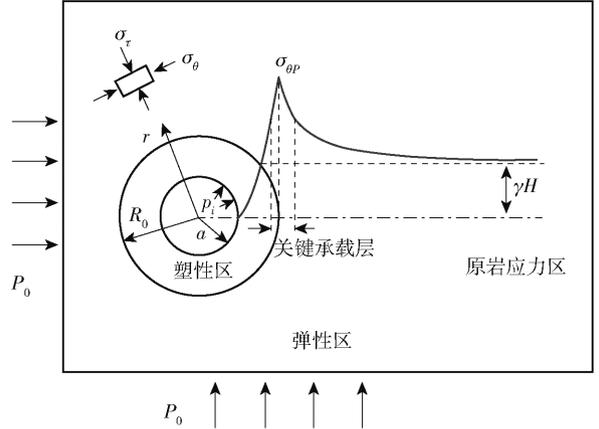


图 2 围岩应力分析模型

由图 2 可知, 巷道开挖卸荷导致围岩应力重分布, 内部出现塑性区 (包含破碎区和塑性强化区)、弹性变形区和原岩应力区。巷道塑性区分布范围内的围岩切向应力逐渐增大, 集中应力转移到塑性区与弹性区交界处; 在弹性区内, 集中应力逐渐降低到原岩应力。

4.2 巷道围岩关键承载层

在深度从 500 m 逐渐增大到 2 500 m 过程中, 巷道深部集中应力区域围岩出现明显的拱形承载结构。不同埋深巷道模型的最大主应力分布如图 3 所示。这一个高应力区域, 承担了巷道围岩的大部分荷载, 对围岩的承载能力与稳定起着关键作用, 称其为“关键承载层”。

根据式(6)~式(8)计算巷道模型的径向应力 σ_r 和切向应力 σ_θ , 分别得到其与巷道围岩径向延伸的函数关系如图 4 所示 (图中实线为理论计算值, 十字标记为模型中的监测点记录值), 其中横坐标为巷道围岩径向深度 z (m), 纵坐标为切向应力峰值与围岩垂直应力的比值 λ , 由此得到巷道由 500 m 到 2 500 m 埋深相对应的塑性区半径 R_o 分别为 1.90 m、2.21 m、2.43 m、2.64 m、2.77 m。

试验发现, 随着原岩应力的增大, 巷道围岩关键承载层的厚度 h 均不同程度扩大。矿山岩层单轴抗压强度大多在 60 ~ 100 MPa 之间, 达到该区段值的围岩则进入主要承载阶段, 区间厚度即为关键承载层厚度。当巷道埋深在 1 000 m 以内时, 围岩中最大应力值虽不足 60 MPa, 且图 3(a) 和 (b) 中未形成承载拱结构, 但巷道围岩存在主要承载层, 因此选取切向应力值大于 $1.4\gamma H \sim 1.5\gamma H$ 的岩层厚度为关键承载层的参考厚度。不同埋深巷道围岩承载结构划

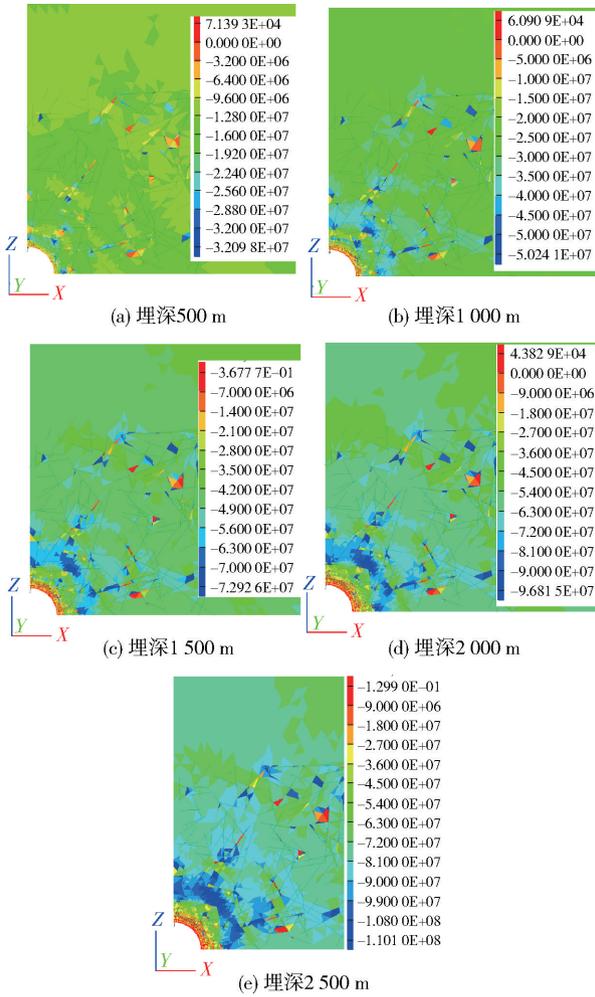


图3 不同埋深巷道的最大主应力分布云图

分情况见表2。

表2 不同埋深巷道围岩承载结构划分

埋深/m	500	1000	1500	2000	2500
$1.4\gamma H^+ / m$	1.79	2.1	2.32	2.49	2.62
$1.5\gamma H^+ / m$	1.82	2.14	2.36	2.5	2.65
R_0 / m	1.9	2.21	2.43	2.64	2.77
$1.5\gamma H^- / m$	2.29	2.66	2.91	3.07	3.25
$1.4\gamma H^- / m$	2.6	2.95	3.22	3.44	3.62
h / m	0.47 ~	0.52 ~	0.55 ~	0.57 ~	0.60 ~
	0.81	0.85	0.9	0.95	1.0
$\sigma_{\theta max} / MPa$	22.92	45.31	67.19	90.11	111.33

根据表2 计算结果,同一碎裂岩体巷道模型在不同埋深条件下,关键承载层厚度范围依次为0.47 ~ 0.81 m、0.52 ~ 0.85 m、0.55 ~ 0.9 m、0.57 ~ 0.95 m、0.60 ~ 1.0 m。研究表明^[14],关键承载层的厚度会

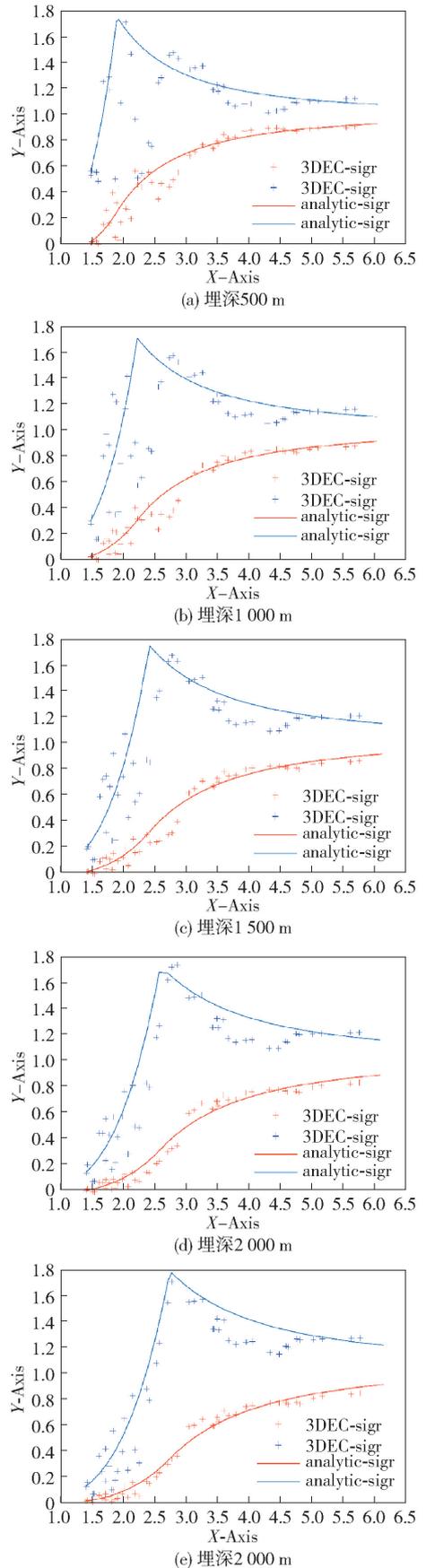


图4 不同埋深巷道围岩应力分布状态

随残余黏聚力和残余内摩擦角的减小而增大,岩体残余强度越低,其抵抗变形破坏的能力越弱,围岩内变形破坏区域越大,需要更大厚度的承载结构来维持巷道稳定。此外,围岩的塑性区和关键承载层的位置与厚度还受岩体强度、原岩应力和支护阻力的影响。

5 巷道围岩破裂特征

5.1 变形破坏范围

通常认为岩层的变形出现突变或发生较大变化,则说明巷道围岩有可能发生失稳现象。采用3DEC内嵌FISH语言,编写巷道围岩径向位移监测命令流,得到巷道围岩径向位移曲线如图5所示。

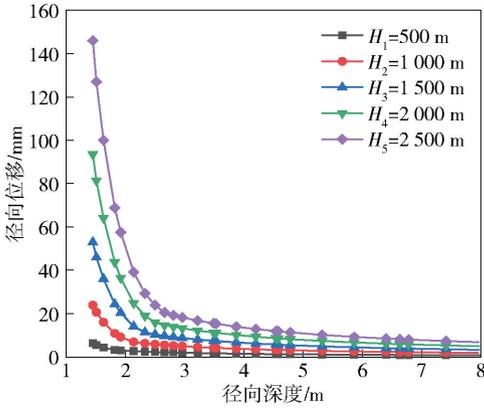


图5 不同埋深巷道围岩径向位移曲线

由图5可知,随着埋深的逐渐增大,巷道围岩拱肩径向位移分别为6.25 mm、23.8 mm、52.9 mm、93.5 mm和146 mm。由数值模拟结果可知,工程岩体的破坏形式主要有张拉塑性破坏和剪切塑性破坏。工程实践表明:随着围岩位移的增大,塑性区内的岩体不能继续保持极限平衡状态,性区内岩体的粘聚力和内摩擦角会逐渐降低,在松动区的粘聚力可能接近于零。因此,塑性区内的应力会逐步降低,塑性区也会进一步扩大,导致巷道周边岩体的冒落和破坏;当破坏范围分别达到巷道埋深相对应的塑性区半径 R_0 时,围岩最终达到稳定状态。

采用线性拟合方法,将巷道埋深与围岩塑性区半径进行拟合,得到的线性关系如图6所示。由此可知,巷道围岩塑性区半径与巷道埋藏深度呈非线性关系,可根据图中关系式,预测相应条件下巷道围岩的塑性区半径。

5.2 围岩破裂分布规律

图7为不同埋深条件下巷道围岩破裂分布图。

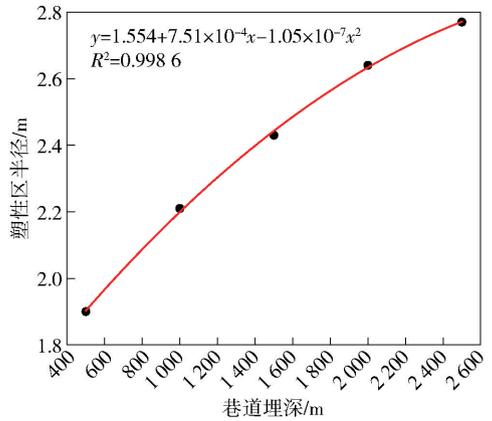


图6 巷道埋深与塑性区半径关系

由于巷道中倾斜结构面贯通模式沿主裂隙面扩展演化,分支裂隙向巷道临空面方向扩展,导致延展到围岩深部的结构面端部亦出现破裂(图7(a)和图7(b)),而巷道浅部围岩则更为破碎,且多在岩体峰后阶段发生破坏,属于剪切破坏类型。随着巷道埋深的增大,围岩所受地应力增大,微破裂将持续发展,破裂范围逐渐扩展到整个结构面(图7(d)和图7(e)),因而塑性区半径呈现增大趋势。

巷道围岩塑性区中的松动区围岩发生滑移和冒落,而塑性强化区属于关键承载层,由图7可知,峰前破裂主要分布在塑性强化及弹性变形区的结构面交叉或端部位置,在高压应力下发生压剪滑移破坏。

6 结论

本文采用3DEC软件中离散断裂网络(DFN)建立了合成岩体的巷道模型,对某矿山碎裂结构岩体的应力分布和变形破坏情况进行分析,得出结论:

(1)高应力地区巷道围岩内部集中应力向深处转移,呈现拱形承载结构,对巷道围岩的承载能力与稳定起着关键作用;该承载结构厚度随埋深的增大而增加,高应力环境下需要更大厚度的承载结构来维持巷道稳定。

(2)采用巷道围岩应力力学理论模型和数值分析模型计算得到的围岩径向应力一致性较好,高应力地区巷道径向位移更大,发生塑性变形破坏的风险增大;巷道围岩塑性区半径与巷道埋深呈非线性关系,可用来预测类似开采条件下不同埋深巷道围岩的塑性区半径。

(3)碎裂结构岩体中倾斜结构面贯通模式沿主

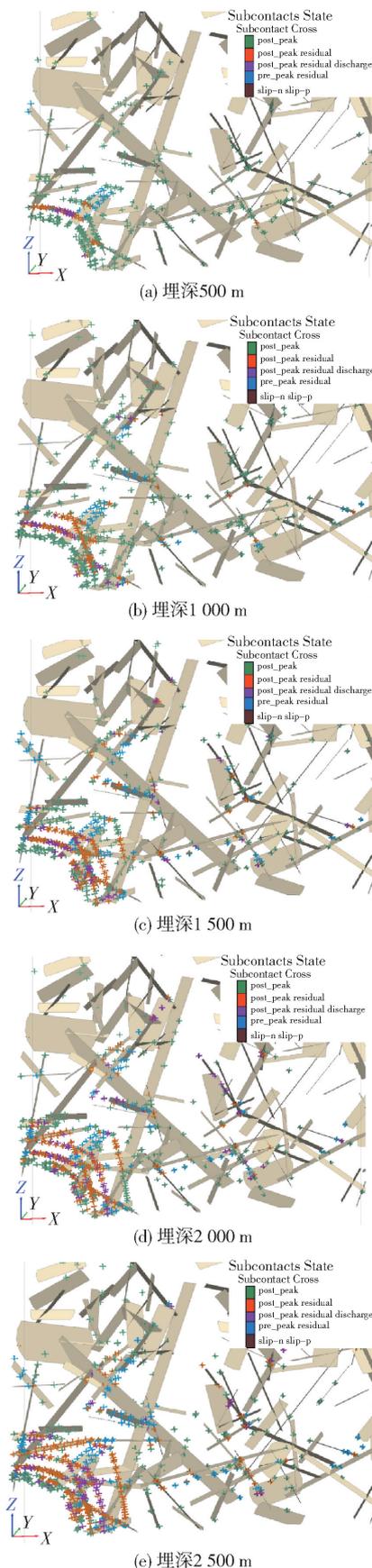


图7 巷道埋深对围岩破裂分布的影响

裂隙面扩展,分支裂隙向巷道临空面方向扩展,导致浅部围岩更为破碎,属于岩体峰后阶段破坏;高应力下岩体中微破裂持续发展,破裂范围逐渐扩展到整个结构面,发生压剪滑移破坏。

[参考文献]

- [1] 蔡美峰,薛鼎龙,任奋华. 金属矿深部开采现状与发展战略[J]. 北京科技大学学报,2019,41(4):417-426.
- [2] 刘育明. 超大规模深井开采若干技术解决方案探讨[J]. 中国矿山工程,2016,45(6):64-69.
- [3] 张春生,刘宁,褚卫江,等. 石英云母片岩各向异性特征多尺度精细化描述[J]. 岩石力学与工程学报,2018,37(3):573-582.
- [4] 谢雨霖,李小双,耿加波,等. 不同形态下红砂岩力学特性和裂纹断裂特征研究[J]. 矿业研究与开发,2022,42(6):119-125.
- [5] 张杰,席迅,郭奇峰,等. 含预制裂隙花岗岩破坏的细观多相颗粒流模拟[J]. 华中科技大学学报(自然科学版),2021,49(4):79-85.
- [6] 董致宏,席迅,郭奇峰,等. 裂隙巷道围岩采深-强度响应面模型研究[J]. 华中科技大学学报(自然科学版),2022,50(5):89-94.
- [7] 张杰,顾秀华,熊赞民,等. 不同碎裂程度岩体三轴压缩力学特性及破坏特征[J]. 金属矿山,2024(4):70-75.
- [8] 彭文庆,朱豪,汪琦. 破碎岩体巷道围岩承载结构应力分布规律[J]. 中南大学学报(自然科学版),2023,54(6):2447-2458.
- [9] 付腾飞,徐涛,朱万成,等. 基于多晶离散元法的砂岩三轴压缩损伤特性[J]. 东北大学学报(自然科学版),2020,41(7):968-974.
- [10] 刘文宵,伍法权,岳西蒙. 基于统计岩体力学的裂隙岩体抗压强度各向异性分析[J]. 矿业研究与开发,2022,42(2):108-114.
- [11] 李建忠,高富强,娄金福,等. 破碎岩体锚固及承载失稳机制研究[J]. 采矿与安全工程学报,2022,39(6):1125-1134.
- [12] 李季. 基于3DEC的大采高回采巷道围岩变形特征研究[J]. 中国矿山工程,2023,52(1):67-71.
- [13] 李慎举,王连国,陆银龙. 破碎岩体巷道变形破坏特征的数值模拟研究[J]. 采矿与安全工程学报,2011,28(1):39-44.
- [14] 赵光明,张小波,王超,等. 软弱破碎巷道围岩深浅承载结构力学分析及数值模拟[J]. 煤炭学报,2016,41(7):1632-1642.