

深埋高地应力引水隧洞节理围岩稳定性研究

李唱唱¹, 侍克斌², 姜海波¹

(1. 石河子大学 水利建筑工程学院, 新疆 石河子 832000; 2. 新疆农业大学 水利与土木工程学院, 新疆 乌鲁木齐 830052)

摘要: 在深埋隧洞开挖过程中,高地应力和结构面发育是控制洞室围岩稳定的关键问题。针对深埋高地应力引水隧洞节理围岩稳定问题,以新疆某深埋高地应力引水隧洞为工程依托,利用水压致裂法和三维水压致裂法对地应力进行现场监测与分析,采用离散元软件 3DEC 模拟围岩应力场、塑性区以及位移场的变化情况,研究了深埋高地应力下引水隧洞节理围岩的稳定性问题。结果表明:实测得最大主应力在 12.4 ~ 12.9 MPa 范围内,模拟得洞室附近出现 0 ~ 2.1 m 的塑性区,最大位移值为 25.1 mm,最大压应力为 13.2 MPa,最大拉应力为 1.32 MPa,洞室的侧墙和拱底部位的塑性区、位移值较大且出现局部小范围拉应力。结合本文具体工况和实测地应力资料,通过强度理论的方法进行岩爆分析研究,由 Russenes 岩爆判别式得无岩爆发生,节理岩体处于稳定状态,但随节理裂隙发育,侧墙和拱底易出现破坏,建议采用 2.5 m 锚杆进行加固。模拟结果与实测结果较为一致,研究成果为工程施工提供参考。

关键词: 深埋引水隧洞; 高地应力; 节理岩体; 塑性区; 稳定性; 水压致裂法; 三维水压致裂法

中图分类号: TU457

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2020)02-0219-06

Study on stability of jointed surrounding rock of a deep-lying diversion tunnel with high ground stress

LI Changchang¹, SHI Kebin², JIANG Haibo¹

(1. College of Water and Architectural Engineering, Shihezi University, Shihezi 832000, China;

2. College of Hydraulic and Civil Engineering, Xinjiang Agriculture University, Urumqi 830052, China)

Abstract: High ground stress and structural plane development are the key issues in controlling the stability of the surrounding rock mass of caverns in the process of excavating deep tunnels. Aiming at solving the stability problems of rock mass surrounding the deep-lying and high-stress hydraulic diversion tunnels, we used hydraulic fracturing method and three-dimensional hydraulic fracturing method to monitor and analyze the ground stress of a deep-lying high-stress tunnel project of a power station in Xinjiang. The discrete element software 3DEC was used to simulate the variations of stress field, the plastic zone and the displacement field of the surrounding rock mass, in order to study the stability of the rock mass. The results showed that the measured maximum principal stress was in the range of 12.4 – 12.9 MPa. The numerical simulation showed a plastic zone of 0 – 2.1 m near the cavity. The maximum displacement was 25.1 mm, the maximum compressive stress was 13.2 MPa, and the maximum tensile stress was 1.32 MPa. The displacement value was large and small localized tensile stress occurred in the plastic zone of the side wall and the bottom of the arch. Combined with the specific working conditions and measured geostress data, the rockburst analysis was carried out by the strength theory method, no rockburst occurred by the Russenes rockburst discriminant, and the jointed rock mass was in a stable state. However, with the development of joint fissures, the side wall and the arch bottom were prone to damage. It is recommended to use 2.5 m anchors for reinforcement. The simulation results are consistent with the measured data, and the research results can provide reference for engineering constructions.

收稿日期: 2019-08-31; 修回日期: 2019-10-14

基金项目: 国家自然科学基金项目(51769031); 石河子大学青年创新人才培育计划(CXRC201804)

作者简介: 李唱唱(1994-), 女, 河南周口人, 硕士研究生, 主要从事高地应力水工引水隧洞围岩稳定及支护措施方面的研究。

通讯作者: 姜海波(1983-), 男, 湖南长沙人, 博士, 教授, 硕士生导师, 主要从事高地温高地应力地下洞室稳定研究工作。

Key words: deep-lying diversion tunnel; high ground stress; jointed rock mass; plastic zone; stability; hydraulic fracturing method; three-dimensional hydraulic fracturing method

1 研究背景

在隧洞的开挖过程中,高地应力可能会引起岩爆、塌方、大变形等地质灾害的发生,这种现象引起了学术界的广泛关注。如今,很多学者针对高地应力下的地下建筑物进行了研究。李天斌等^[1]对高地应力条件下隧道施工期大变形进行风险评估,得到了影响大变形的因素;黄康鑫等^[2]针对滇中引水工程高地应力洞段采用有限元结合理论分析的方法对隧洞进行洞型比选和支护设计研究;吴迪等^[3]分析了高地应力条件下深埋层状围岩隧道非对称变形受力机制;崔光耀等^[4]对高地应力深埋隧道断裂破碎带段大变形控制现场进行了试验研究;孙金山等^[5]通过在颗粒流数方法中引入应力腐蚀模型对高地应力条件下隧洞围岩流变损伤机制进行数值模拟研究;张志强等^[6]对高地应力下软弱围岩隧道的变形规律进行了研究,确定了围岩变形规律;姜云等^[7]针对深埋高地应力条件下的公路隧道的岩爆和岩溶涌水问题进行研究,提出了岩爆和涌突水的防止措施;刘高等^[8]从岩体和工程岩体围压状态变化和强度变化两个角度探讨了高地应力软岩围岩的变形破坏机理;梁宁等^[9]针对大理深高地应力下隧道围岩变形破坏进行了研究;胡元芳等^[10]通过现场试验和 Hoek 方法针对高地应力下软岩隧道的挤压变形和预测进行研究。

综上所述,现有学者主要针对围岩的变形和高地应力下隧道的断裂破碎以及岩爆等为研究重点^[11-15],少有针对深埋高地应力下引水隧洞的节理岩体采取现场实测和离散元模拟相结合的方法进行力学特性和稳定性研究。为研究深埋高地应力下引水隧洞节理围岩的力学特性及塑性区的分布,分析围岩的稳定性,本文以新疆某引水隧洞工程为例采用两种现场监测方法对地应力进行监测并结合离散元软件进行数值模拟,通过对隧洞的应力场、位移场以及塑性区的三维模拟计算,分析高地应力下深埋隧洞节理岩体的稳定性,为高埋深、高地应力隧洞的稳定设计及其安全运行提供参考依据。

2 深埋节理围岩地应力现场监测及围岩稳定性分析

2.1 工程概况

引水隧洞位于新疆克尔柯孜自治州内,为城门洞型,洞宽 4.6 m,洞高 5.3 m。隧洞长 18.5 km,埋深接

近 800 m,围岩岩性为云母石英片岩,呈中厚层状,岩石较坚硬,围岩类别为Ⅲ类。由于高地应力的影响,有可能发生中等或强岩爆。地质构造主要受节理发育控制,其产状 $50^{\circ} \sim 70^{\circ}NW \angle 60^{\circ} \sim 65^{\circ}$,其他洞段产状为 $270^{\circ} \sim 325^{\circ}NE$ 或 $SW \angle 75^{\circ} \sim 85^{\circ}$ 。高地应力和节理发育是影响隧洞围岩稳定的关键因素。

2.2 地应力现场监测及节理围岩稳定性分析

2.2.1 现场监测方案 鉴于引水隧洞布置在河谷岸坡,考虑到引水隧洞沿程地形复杂、山体剥蚀严重以及工程区地应力受河谷地形的影响较大等实际情况,采用水压致裂法对该段隧洞进行地应力监测。通过压裂过程曲线的压力特征值计算地应力,通过印模器确定方向。在地应力较高的主洞段,距施工支洞 150 m 左右范围内布设一条垂直于已开挖主洞的试验洞,试验洞朝向山内开挖,在桩号 11+220 m 与 11+240 m 之间布置钻孔,隧洞地应力钻孔布置如图 1 所示,试验钻孔编号为 KYZK1、KYZK3 和 KYZK2、KYZK4,图 1 中 1[#]、2[#]、3[#]、4[#] 为以钻孔 KYZK3 为例的不同深度的测点布置位置。

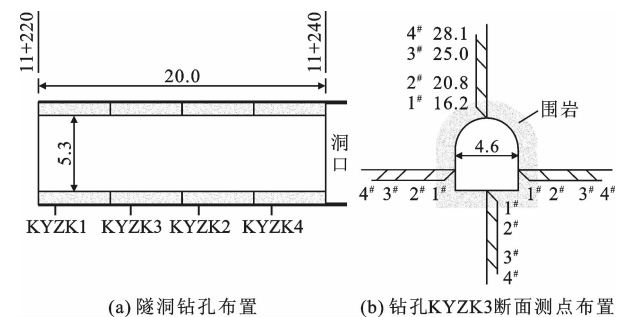


图 1 隧洞高地应力钻孔及测点布置图(单位:m)

KYZK1~KYZK4 钻孔岩性以云母石英片岩为主,呈层理状,表 1 为测量参数一览表。

表 1 测量工作量一览表

试验位置	钻孔编号	孔口高程 H/m	钻孔方向		测段数量 水压致裂 法/段
			方位角/ ($^{\circ}$)	倾角/ ($^{\circ}$)	
施工支洞	KYZK1	2632	70	-5	4
	KYZK2	2632	174	-4	3
	KYZK3	2631	90	90	4
	KYZK4	2631	154	80	3

由表 1 可以看出,各钻孔的测段布置情况及相应的钻孔方向。为了获得更准确的高地应力条件下地应力的监测结果,鉴于水压致裂法只能测得钻孔

横截面上的二维应力场,且单独一种测试方法获得的结果说服力不强,故笔者在施工支洞内布置了 3 个测试钻孔,进行了一组(两个水平孔和 1 个铅直

孔)三维水压致裂法地应力测试。图 2 和表 2 分别为印模结果、水压致裂法测试结果,表 3 为三维水压致裂法地应力结果。

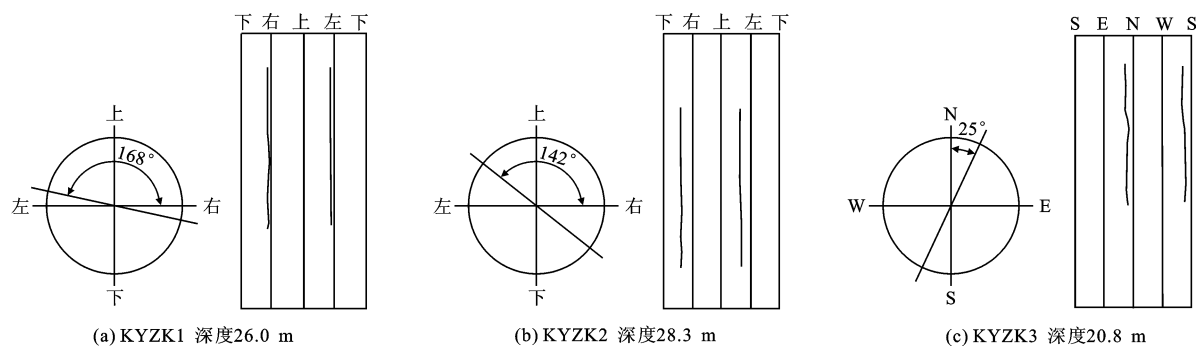


图 2 钻孔压裂缝印模结果

表 2 水压致裂法地应力测试结果

钻孔 编号	测点 编号	深度 H/m	截面大主 应力	截面小 主应力	压裂缝产 状走向/ 倾向/倾角
			σ_H /MPa	σ_h /MPa	
KYZK1	1 [#]	14.0	10.5	5.7	
	2 [#]	18.3	10.3	6.0	N70°E/SE/18°
	3 [#]	21.8	10.4	6.0	
	4 [#]	26.0	10.7	6.1	N70°E/SE/12°
KYZK2	1 [#]	15.0	10.3	5.3	N6°W/NE/44°
	2 [#]	25.2	10.7	5.7	
	3 [#]	28.3	11.3	6.2	N6°W/NE/38°
KYZK3	1 [#]	16.2	11.6	6.1	
	2 [#]	20.8	12.3	6.7	N8°W/NE/25°
	3 [#]	25.0	12.9	6.9	
KYZK4	4 [#]	28.1	12.8	7.0	N8°W/NE/32°
	1 [#]	17.0	10.9	5.5	
	2 [#]	25.2	11.2	6.1	N45°W/NE/24°
	3 [#]	30.1	12.3	6.5	

2.2.2 围岩稳定性分析 由表 3 可知,最大水平主应力 12.4 MPa,最小水平主应力 6.5 MPa,铅直应力分量为 5.8 MPa,最大水平主应力方位 N28°E。针对垂直孔 KYZK3 通过水压致裂法进行测试,结果为最大水平主应力 12.9 MPa,最小水平主应力 7.0 MPa,最大水平主应力方位 N25°~32°E,平均值为 N28.5°E,即 NNE。显然,采用水压致裂法与三维水压致裂法获得的应力大小和方向较为一致,两种方法获得的结果相互验证,测试结果真实可靠。测试区域的应力场以水平应力为主导,测试孔中水平和垂直的应力之比较高。

在较完整孔段应力值较高,表明同一区域地应力大小受高地应力、节理发育、岩石完整度的影响。测区的最大水平主应力方向也受高地应力、节理、断

层等的影响,但最大水平应力方位仍稳在 NNE~NE 向,工程所在区域的全新世活动断裂和区域地貌的大体走向为 NE 向,测区最大水平主应力方向与区域断裂及区域地形基本吻合。针对有裂隙的坚硬围岩,考虑到长期作用下围岩强度可能降低,故岩石许可抗压强度取单轴抗压强度的一半进行折减,即 14.35 MPa。从现场监测数据可得,洞壁切向应力未超过岩石许可抗压强度,围岩处于稳定状态。引水隧洞节理围岩的稳定性也受地应力方向的影响,由于最大主应力方向与隧道轴线方向夹角未超过 30°,故节理岩体仍处于稳定状态。

表 3 三维水压致裂法地应力测试结果

地应力		数值
应力/MPa	σ_x	11.1
	σ_y	7.8
	σ_z	5.8
	τ_{xy}	1.5
	τ_{yz}	-0.6
	τ_{zx}	-1.4
最大水平主应力 σ_H /MPa		12.4
最小水平主应力 σ_h /MPa		6.5
最大水平主应力方位 $\alpha/(^\circ)$		N28°E
侧压系数 $\lambda = \sigma_H/\sigma_z$		2.1
第一主应力	σ_1 /MPa	9.0
	倾角/ $(^\circ)$	33
	方位角/ $(^\circ)$	8
第二主应力	σ_2 /MPa	8.7
	倾角/ $(^\circ)$	22
	方位角/ $(^\circ)$	113
第三主应力	σ_3 /MPa	4.4
	倾角/ $(^\circ)$	49
	方位角/ $(^\circ)$	230

在高地应力条件下,开挖洞室易引发岩爆,是否发生岩爆还取决于开挖洞室的尺寸、断面形状、施工方法以及设计布置的空间位置等多种因素,岩爆也受地质构造的影响,在断层带、破碎带、节理密集带等破碎岩体内,则不易发生岩爆。本文采用强度理论的方法进行岩爆分析研究,即通过围岩的切向应力和岩石单轴抗压强度判断岩爆是否发生及岩爆的强烈程度。通过 Russenes 岩爆判别法进行岩爆预测时,需根据实测主应力计算隧道横截面上应力分量,计算公式如下:

$$\sigma'_H = \frac{1}{2}(\sigma_H + \sigma_h) + \frac{1}{2}(\sigma_H - \sigma_h)\cos 2\alpha \quad (1)$$

$$\sigma_L = \frac{1}{2}(\sigma_H + \sigma_h) - \frac{1}{2}(\sigma_H - \sigma_h)\cos 2\alpha \quad (2)$$

式中: σ_H 为实测最大水平主应力,MPa; σ_h 为实测最小水平主应力,MPa; σ'_H 为垂直隧道轴线的水平应力,MPa; σ_L 为平行隧道轴线的水平应力,MPa; α 为 σ'_H 与 σ_H 之间夹角, (°)。

依据 Russenes 岩爆判别法,即洞室的最大切向应力 σ_θ 与岩石的单轴抗压强度 R_c 的比值。其判别关系如下:

$$\sigma_\theta/R_c < 0.20 \quad \text{无岩爆} \quad (3)$$

$$0.20 \leq \sigma_\theta/R_c < 0.30 \quad \text{弱岩爆} \quad (4)$$

$$0.30 \leq \sigma_\theta/R_c < 0.55 \quad \text{中岩爆} \quad (5)$$

$$\sigma_\theta/R_c \geq 0.55 \quad \text{强岩爆} \quad (6)$$

由工程资料 and 实际工况将隧洞围岩周边最大切向应力以圆形洞近似估算,由公式 $\sigma_\theta = 3\sigma_v - \sigma'_H$ 得最大切向应力 σ_θ 为 5.7 MPa,其中 σ_v 为铅直应力。单轴抗压强度 R_c 通过现场监测由单轴抗压强度仪测得大小为 28.7 MPa。

根据判别式(3)得最大切向应力与岩石的单轴抗压强度比值为 0.19 小于 0.2,即无岩爆发生。考虑到埋深较大,对隧洞洞周节理岩体的稳定性不利,因此建议采取适当的支护措施。

3 深埋高地应力水工隧洞节理围岩稳定数值模拟

3.1 模型的建立

本文通过 3DEC 软件,根据新疆某引水隧洞工程地质条件建立数值计算模型,为减小边界效应的影响,通常取隧洞洞宽或洞高的 5 倍左右作为边界范围,即模型尺寸定为 60 m × 60 m × 60 m。3DEC 的坐标系统采用左手法则,为了便于模型建立,本文取水平面为 x 轴,垂直向上定为 z 轴正向, y 轴为引水隧洞

洞轴线向方向。隧洞屈服准则采用 Mohr - Coulomb 准则。根据该隧洞工程地质数据赋予岩层相应的力学参数。考虑到模拟隧洞在深埋高地应力条件下岩体的稳定性,故将边界条件定为左右边界和上下边界施加位移约束。根据工程资料取埋深 800 m,由围岩垂直均布压力公式算得为 21.6 MPa 的等效荷载,隧洞上方部分未建立模型的岩体以等效荷载的形式施加在模型的上边界,即模型上部边界施加 21.6 MPa 的垂直压力。选取典型断面进行模拟研究,该段围岩稳定主要受节理发育控制,主要存在 3 组节理,通过 fish 语言导入到模型中,节理参数见 3.2 节。建立的隧洞节理岩体三维数值模型如图 3。

3.2 参数的确定

本文参数的取值通过现场资料和工程类比的方式进行综合取值,模型中考虑 3 条遍布整个模型的节理组 J1、J2 和 J3,主要节理组参数见表 4,模型岩体及节理参数值见表 5。

表 4 计算中模拟的主要节理组

编号	倾向/(°)	倾角/(°)	平均间距/m
J1	65	73	13.3
J2	55	38	8.6
J3	52	243	10.4

3.3 计算结果分析

为了分析深埋高地应力条件下引水隧洞围岩的稳定性,选取典型断面对其应力、位移、塑性区进行计算并分析。

3.3.1 应力分析 通过应力变化规律对隧洞围岩稳定性进行分析,深埋高地应力引水隧洞在开挖前围岩只受初始应力场的作用,处于平衡状态,应力分布均匀,随深度的增加应力变大;隧洞开挖后破坏了应力平衡状态,导致应力进行重新分布。受到高地应力、节理岩体的影响,隧洞洞周围岩的应力分布情况如图 4 所示,应力分布图中负值代表受压。

由图 4 可以看出,洞室附近最大应力为 13.2 MPa,最大主应力在侧墙附近,距离临空面越近应力值越小,隧洞结构产生了较为对称性的应力分布。由于节理的存在使得应力分布特征为在围岩约 0.5 倍洞径范围内出现应力急剧下降。最大压应力小于岩体抗压强度 28.7 MPa,故岩体处于稳定状态。岩体或土体的抗拉强度一般比抗压强度低,易发生受拉破坏,在高地应力的影响下洞室周围局部小范围内出现拉应力,拉应力主要集中在侧墙和拱底处,拉

应力最大为 1.32 MPa,但量值较小,小于岩体抗拉强度 5.1 MPa,故不足以产生拉裂缝,受力基本满足稳定性要求。

3.3.2 位移分析 受到高地应力下节理岩体的影

响,隧洞开挖后引起围岩应力释放,围岩向隧洞中心产生位移变化,由于高地应力和节理的存在导致位移量有所增加,图 5 为隧洞开挖后洞周围岩位移分布云图,位移分布图中负值代表方向向下。

表 5 岩体及节理参数

材料	弹性模量/GPa	天然密度/(g·cm ⁻³)	泊松比	黏聚力/MPa	内摩擦角/(°)	节理摩擦角/(°)	节理法向刚度/(GPa·m ⁻¹)	节理切向刚度/(GPa·m ⁻¹)	抗拉强度/MPa
岩石	18	2.7	0.23	1.7	48				5.1
节理				1.3		35	50	40	0.08

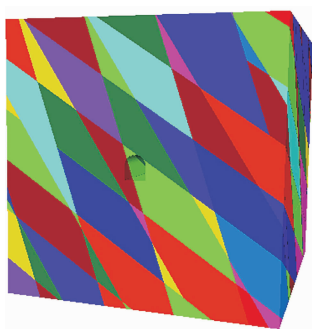


图 3 隧洞节理岩体三维数值模型

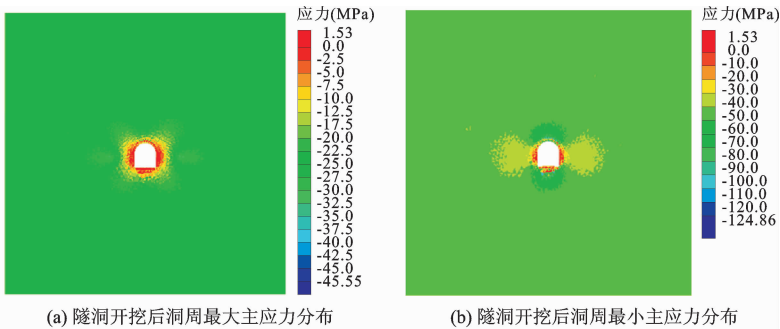


图 4 深埋高地应力隧洞洞周应力分布

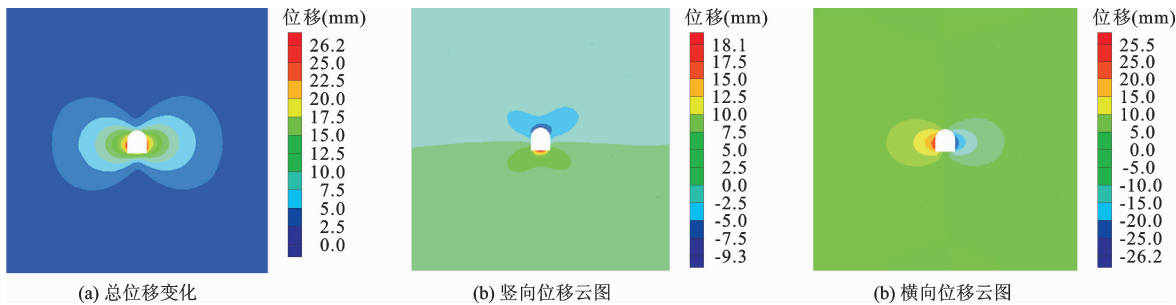


图 5 隧洞开挖后洞周围岩位移分布

由图 5 可以看出,隧洞竖向位移范围为 0 ~ 18.0 mm,顶拱下沉底拱隆起,且顶拱的下沉位移较底拱隆起位移小,顶拱下沉位移最大值为 8.6 mm,底拱隆起位移最大值为 17.7 mm。隧洞在拱底处竖向位移最大,在侧壁横向位移最大,隧洞的横向位移范围为 0 ~ 25.2 mm。隧洞左、右边墙位移分布近似对称,最大值分别为 25.1 mm 和 25.2 mm。实际位移小于允许位移,故围岩处于稳定状态,但侧墙和拱底位移较大,随着节理裂隙的发育,位移可能还会增加,因此,在后期的设计和运行时需对该部位进行随机加强支护。

3.3.3 塑性区分析 围岩的力学性状可通过塑性区的大小及分布特点表征,塑性区大则实际松动圈也较大,易发生围岩失稳。塑性区实际上反映了开

挖卸载后围岩松动区的大小和各期开挖对围岩的扰动程度,一般采用塑性区面积或者塑性区最大深度作为判别围岩稳定性的标准^[16]。深埋高地应力下隧洞开挖后洞周塑性区分布情况见图 6。

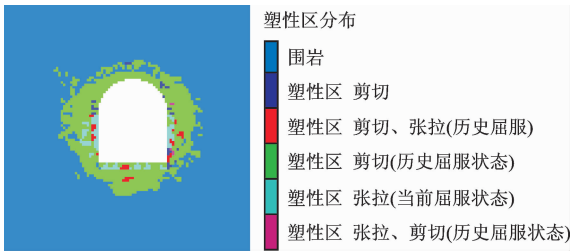


图 6 隧洞开挖后洞周塑性区分布

由图 6 可以看出,塑性区主要分布在隧洞周围,与隧洞形状相似,以剪切塑性区为主,面积较小,扩

展深度也较小。高地应力下塑性区范围在0~2.1 m,由经验法得知,针对大跨度隧洞,当塑性区深度达到洞跨的0.75~1.00倍时,隧洞可能发生失稳破坏,显然该洞室处于稳定状态,但受高地应力和节理岩体的塑性影响,侧墙和拱底塑性区较大,随节理发育可能会发生潜在的破坏,即这些部位易发生失稳破坏。建议采用中空注浆锚杆加固,锚杆长度稍大于塑性区厚度,围岩出现塑性区时需采取支护措施,目的是控制围岩内应力变化和塑性区的发展,限制引水隧洞的围岩变形和位移增大,提高岩体的承载力。模拟结果与现场实际相符,后期需关注出现塑性区的岩体部位的发展。

4 结 论

针对深埋高地应力水工隧道的稳定性研究,本文采用两种地应力测量方法,并结合离散元建模进行分析,得到了以下结论:

(1)通过水压致裂法测得最大水平主应力12.9 MPa,最小水平主应力7.0 MPa,最大水平主应力方位 $N25^{\circ}\sim 32^{\circ}E$,平均值为 $N28.5^{\circ}E$,即NNE。通过三维水压致裂法测得最大水平主应力12.4 MPa,最小水平主应力6.5 MPa,铅直应力分量为5.8 MPa,最大水平主应力方位 $N28^{\circ}E$ 。对比发现,数值上两者吻合较好,证明数值计算方法正确,结果可信。模拟计算结果为最大主应力为12.9 MPa,最小主应力为6.8 MPa,模拟结果与实测结果较为一致,研究成果为洞室其他测段和类似工程提供参考。

(2)通过对监测数据的分析发现,节理岩体处于稳定状态,但岩体的稳定性受节理发育、地应力的方向和地质构造的影响,在断层带、破碎带、节理密集带等破碎岩体不易发生岩爆。结合本文具体工况和实测地应力资料,由地应力评估岩爆发生的可能性,采用强度理论的方法进行岩爆分析研究,由Russenes岩爆判别法可知不会发生岩爆。

(3)通过离散元模拟发现,洞室顶拱和底板主要以竖向位移为主,围岩最大位移出现在侧墙,最大位移值为25.2 mm。隧洞洞周压应力最大值为13.2 MPa,最大主应力在侧墙附近,在洞室周围局部小范围内出现拉应力,拉应力最大为1.32 MPa,量值较小不足以产生拉伸破坏。引水隧洞塑性区主要分布在隧洞周围与隧洞形状相似,范围在0~2.1 m左右。

(4)通过稳定性分析发现,模拟结果和实测地应力较为一致,围岩处于稳定状态,但深埋高地应力

下节理岩体侧墙、拱底附近位移最大、应力最大、塑性区范围较大,故后期需对侧墙和拱底加强关注。

参考文献:

- [1] 李天斌,何怡帆,付弦.高地应力隧道施工期大变形动态风险评估方法及应用[J].工程地质学报,2019,27(1):29-37.
- [2] 黄康鑫,王静,杨兴国,等.高地应力条件下输水隧洞断面选型及支护设计[J].水利学报,2015,46(1):331-337.
- [3] 吴迪,陈子全,甘林卫,等.高地应力深埋层状围岩隧道非对称变形受力机制研究[J].隧道建设(中英文),2018,38(11):1813-1821.
- [4] 崔光耀,王雪来,王明胜.高地应力深埋隧道断裂破碎带段大变形控制现场试验研究[J].岩土工程学报,2019,41(7):1354-1360.
- [5] 孙金山,左昌群,姜清辉,等.高地应力条件下隧洞围岩流变损伤机制数值模拟研究[J].现代隧道技术,2016,53(5):35-42.
- [6] 张志强,关宝树.软弱围岩隧道在高地应力条件下的变形规律研究[J].岩土工程学报,2000,22(6):696-700.
- [7] 姜云,王兰生.深埋长大公路隧道高地应力岩爆和岩溶涌突水问题及对策[J].岩石力学与工程学报,2002,21(9):1319-1323.
- [8] 刘高,聂德新,韩文峰.高应力软岩巷道围岩变形破坏研究[J].岩石力学与工程学报,2000,19(6):726-730.
- [9] 梁宁,伍法权,王云峰,等.大理深高地应力关山隧道围岩变形破坏分析[J].岩土力学,2016,37(S2):329-336.
- [10] 胡元芳,刘志强,王建宇.高地应力软岩条件下挤压变形预测及应用[J].现代隧道技术,2011,48(3):28-34.
- [11] 余永强,路耀邦,杨小林,等.高地应力断裂破碎隧道爆破开挖振动效应[J].工程爆破,2010,16(3):48-51.
- [12] 刘磊磊.高地应力地区隧道岩爆预测研究[D].长沙:中南大学,2014.
- [13] 高永涛,丁录董,吴顺川.高地应力隧道岩爆实验及模拟预测[J].辽宁工程技术大学学报(自然科学版),2010,29(04):613-616.
- [14] 冯夏庭,陈炳瑞,明华军,等.深埋隧洞岩爆孕育规律与机制:即时型岩爆[J].岩石力学与工程学报,2012,31(3):433-444.
- [15] 刘杰,张罗送,李洪亚,等.丹巴水电站引水隧洞开挖洞型洞距优化及围岩变形规律研究[J].水资源与水工程学报,2019,30(1):208-216.
- [16] 陈景涛,朱进明,苏国韶.高地应力下地下洞室群开挖过程的数值模拟[J].华中科技大学学报(城市科学版),2009,26(4):5-9.