

DOI: 10.11779/CJGE20220941

引汉济渭秦岭隧洞围岩变形规律与拱架受力特征研究

张旗^{1,2}, 王浩杰^{1,2}, 董鹏³, 张晓平^{*1,2}, 刘泉声^{1,2}, 傅少君^{1,4}

(1. 武汉大学土木建筑工程学院岩土与结构工程安全湖北省重点实验室, 湖北 武汉 430072; 2. 武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 3. 陕西省引汉济渭工程建设有限公司, 陕西 西安 710100; 4. 西京学院土木工程学院, 陕西 西安 710000)

摘要: 引汉济渭输水隧洞地应力高、岩石强度高、开挖扰动强、地质条件复杂, 在开挖过程中有时出现支护结构失稳、失效, 严重威胁施工人员人身和设备财产安全。为了更准确地了解现场支护结构的安全状态, 依托引汉济渭秦岭隧洞 TBM 施工段岭北工程, 在典型围岩洞段监测围岩收敛变形及钢拱架内外翼缘受力, 分析其分布特征和变化规律, 同时根据围岩破坏特征, 探讨围岩破坏机制。分析结果表明: 隧洞围岩变形分为 3 个阶段, 即急剧变形期、快速变形期和缓慢变形期, 变形主要集中在开挖 60 h 内, 其变形量约占总变形量的 45% 左右; 初期支护钢拱架应力受力特征较为复杂, 钢拱架应力不对称, 总体表现为以受压为主, 结合拱架轴力和弯矩分析, 可有效判断拱架的安全状态。

关键词: 隧洞; 高应力; 钢拱架; 现场监测; 变形

中图分类号: TU454 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2023)10-2180-08

作者简介: 张旗(1989—), 男, 博士, 特聘副研究员, 主要从事地下工程与隧道工程方面的研究工作。E-mail: zhqi@whu.edu.cn.

Deformations of surrounding rock and stress characteristics of steel arch of Hanjiang-Weihe River water diversion tunnel

ZHANG Qi^{1,2}, WANG Haojie^{1,2}, DONG Peng³, ZHANG Xiaoping^{1,2}, LIU Quansheng^{1,2}, FU Shaojun^{1,4}

(1. The Key Laboratory of Safety for Geotechnical and Structural Engineering of Hubei Province, School of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 2. State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 3. Hanjiang-to-Weihe River Valley Water Diversion Project Construction Co., Ltd., Xi'an 710100, China; 4. School of Civil Engineering, XiJing University, Xi'an 710000, China)

Abstract: The Hanjiang-Weihe River water diversion tunnel has high in-situ stress, high rock strength, strong excavation disturbance and complex geological conditions. During the excavation process, the supporting structures sometimes become unstable and fail, which seriously threatens the safety of workers, equipments and properties. To better understand the safety state of supporting structures, for the Lingbei project of the Qinling Tunnel, the convergent deformations of surrounding rock and the stress on the inner and outer flanges of the steel arch are monitored to analyze their distribution characteristics and evolution process. The analysis results show that the deformations of the surrounding rock can be divided into three stages, rapid deformation period, deformation period, and slow deformation period. The deformations mainly occur within 60 hours of the excavation, accounting for approximately 45% of the total deformations. The stress characteristics of steel arch are complicated. The stress applied on the steel arch is asymmetric, and the overall performance is mainly compression. By analyzing its axial forces and bending moments, the safety state of the arch frame can be identified.

Key words: tunnel; high stress; steel arch; field monitoring; deformation

0 引言

近年, 在国家“深地战略”背景下, 一系列重大典型深埋隧洞工程正在建设, 如引汉济渭秦岭引水隧洞(最大埋深 2000 m)、川藏铁路隧洞群(最大埋深 2100 m)、新疆 ABH 引水隧洞(最大埋深 2260 m)等重大工程。这些工程多处于高地应力复杂环境, 高地应力使得岩体中的非连续体趋于闭合, 滑落、坍塌等

浅部岩体工程问题不再是深部岩体失稳的主要形式^[1]。在深埋硬岩隧洞中应力控制的岩石脆性破坏, 如板裂、岩爆等, 成为影响围岩稳定、施工进度、施工成本等

基金项目: 陕西省自然科学基金基础研究计划-引汉济渭联合基金项目(2021JLM-48); 国家自然科学基金青年基金项目(52108382); 国家自然科学基金项目(51978541)

收稿日期: 2022-08-01

***通信作者** (E-mail: jxhkzhang@163.com)

的关键因素^[2-4], 如: 开挖过程中发生大面积的板裂, 强烈或极强岩爆等, 导致隧道断面成型差^[5]、初期支护变形大难以收敛^[6]、拱架断裂进行大面积钢拱架拆换等^[7]。

国内外学者围绕深埋隧洞硬岩围岩变形支护方法及支护体系受力已开展了较为丰富的研究, 取得了丰硕的研究成果。Hoek 等^[8]系统地总结了硬岩隧洞不同围岩等级条件下的支护方法和监测措施。之后, 学者们针对高应力下硬岩地下洞室围岩灾害性破坏问题, 又提出了围岩裂化-抑制支护方法^[9]、深部消波吸能-浅部全断面锚固均撑支护-巷表柔性防护多层次控制方法^[10]、裂纹约束控制法^[11]等。Zhou 等^[12]通过室内试验、现场监测和数值模拟等方法研究了硬岩隧道围岩变形规律及支护参数, 结果表明初支的刚度和二衬安装时机是有效控制硬岩围岩变形的关键。

高地应力下硬岩的力学行为和岩体复杂的地质结构, 使得深埋隧洞围岩在开挖过程中表现出复杂多变的破坏现象^[2]。例如, 引汉济渭秦岭隧洞在施工过程中, 盾尾处架设钢筋排和钢拱架后, 可有效控制围岩变形, 但有部分拱架在支护 2~3 d 后会发生较大变形, 严重时甚至发生扭曲 (图 1)。鉴于此, 本文以引汉济渭秦岭隧洞岭北隧洞工程典型闪长岩里程段为工程背景, 通过对典型断面围岩变形和拱架受力现场监测, 探讨硬岩隧道施工过程中围岩变形及初期支护的受力特征, 研究成果以期指导类似硬岩地下工程围岩变形控制与支护参数优化。

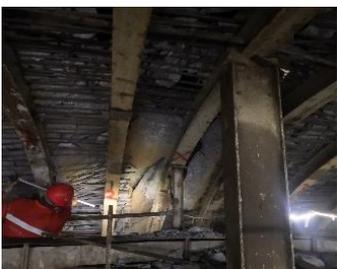
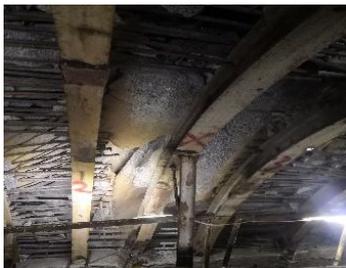


图 1 拱架变形

Fig. 1 Deformations of arch frame

1 工程概况

引汉济渭工程地跨黄河、长江两大流域, 横穿秦

岭屏障, 项目分为调水工程、输配水工程。调水工程由蓄水水库及秦岭隧洞组成, 隧洞全长 98.3 km, 设计流量 70 m³/s, 多年平均输水量 15.0 亿 m³, 隧洞平均坡降约 1/2500, 其中穿越秦岭主脊的 TBM 施工段全长约 34 km, 划分为岭南 TBM 施工段和岭北 TBM 施工段。本文研究里程洞段为岭北施工段 (里程 K43+846—K43+753), 采用直径 8.02 m 的敞开式 TBM 施工, 洞埋深 1740 m 左右, 地应力高 (在 K46+190 里程处 (埋深 1200 m 左右), 测得垂直地应力 50 MPa 左右, 最大水平主应力 64 MPa 左右, 最小水平主应力 34 MPa 左右), 揭露围岩为闪长岩, 岩质坚硬, 强度 110~150 MPa, 岩体完整性系数为 0.65~0.90, 属于完整-极完整块状结构, 节理裂隙不发育, 围岩等级为 II 类围岩。在本文监测段围岩未见原生结构面和构造结构面, 开挖后未产生次生结构面, 围岩在切向应力作用下多发生以劈裂为主的拉伸破坏, 表现为岩爆及静态脆性破坏 (片帮、溃屈、板裂)^[13], 由于岩爆发生较为频繁, 盾尾处围岩相对破碎, 因此实际支护采用钢拱架+钢筋排+锚喷支护, 具体支护参数如表 1 所示。

表 1 隧洞支护参数

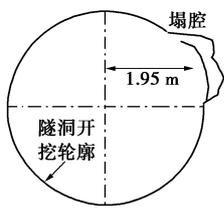
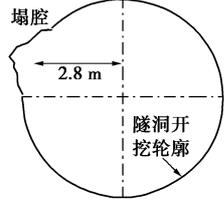
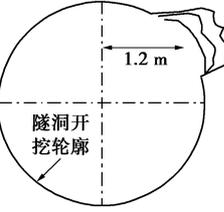
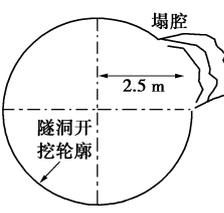
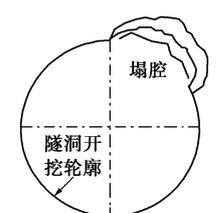
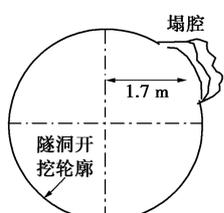
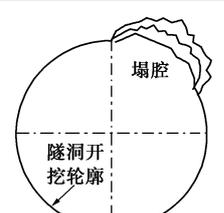
Table 1 Support parameters of tunnel

支护类型	项目	数值
超前支护	钢筋排型号	HPB235 ϕ 16 mm
	长度	2.3 m
	间距	10 cm
	布设范围	120°
初期支护	钢拱架型号	H150
	钢拱架间距	60 cm/90 cm
	混凝土型号	C30
	混凝土厚度	~30 cm
二次衬砌	混凝土型号	C30
	混凝土厚度	30 cm

隧洞开挖过程中岩爆多发生在掌子面附近, 盾尾后左侧拱肩围岩相对完整, 拱顶和右拱肩围岩破碎, 右拱肩围岩出现多处塌腔。本文研究的里程段内塌腔统计如表 2, K43+846—K43+753 段共出现塌腔 10 处, 其中位于左拱肩 2 处, 位于右拱肩 8 处。位于左拱肩的塌腔形状为 V 字型, 位于右拱肩的塌腔与洞壁平行, 塌腔周围围岩多是呈现板状破裂, 塌腔内岩体呈现弯折断裂, 局部呈现洋葱状破坏。在盾尾处主要采取钢筋排+钢拱架支护, 混凝土喷射平台距离盾尾 40 m 左右, 每天掘进进尺 4~5 m, 因此围岩一般有 10 d 左右的裸露时间, 目前的支护手段可以较好地控制围岩变形, 但在局部位置塌腔内围岩发生间歇性断裂, 严重时导致拱架变形。因此, 有必要对隧洞开展系统地

表2 隧洞围岩塌腔破坏位置、破坏模式统计

Table 2 Summarization of failure position and mode of collapsed cavity

里程号	发生条件	发生位置	塌腔破裂情况	示意图	现场照片（外部和内部）
K43+843.85	高应力、岩石坚硬、岩体完整	位于右拱肩，塌腔中心距离拱顶水平位置1.95 m左右	长2.4 m，宽1.6 m，深0.65 m，与洞壁平行，塌腔附近岩块长度35~50 cm，厚25~40 mm，塌腔内部呈洋葱状破坏，厚3~5 mm		
K43+831.15	高应力、岩石坚硬、岩体完整	位于左拱肩，塌腔中心与拱顶水平距离2.8 m左右	长1.2 m，深0.5 m，宽1.5 m，V字型塌腔，塌腔洞壁光滑，未见层状或洋葱状剥落破坏		
K43+827.53	高应力、岩石坚硬、岩体完整	位于右拱肩，塌腔中心与拱顶水平距离1.2 m左右	长4.5 m，宽1.2 m，深0.73 m，与洞壁平行，塌腔边缘呈台阶状破坏，60~120 mm左右，塌腔内部多为片状破坏，层厚25 mm左右		
K43+823.52	高应力、岩石坚硬、岩体完整	位于右拱肩，塌腔中心与拱顶水平距离2.5 m左右	长4.45 m，宽1.8 m，深0.9 m，与洞壁平行；塌腔附近岩块长25~30 cm，厚35~70 mm，塌腔内部呈洋葱状破坏(2~5 mm)		
K43+821	高应力、岩石坚硬、岩体完整	位于右拱肩，塌腔由拱顶开始	长1.3 m，深1.1 m，宽5 m左右，与洞壁平行，塌腔岩块边长1.3~1.5 m，厚5~20 cm，塌腔内部呈台阶撕裂破坏，厚5~20 mm		
K43+799.59	高应力、岩石坚硬、岩体完整	位于右拱肩，塌腔中心与拱顶水平距离1.7 m左右	长4.0 m，深0.7 m，宽1.7 m，塌腔周围呈层状破裂，层厚25~40 mm，塌腔周边呈台阶破裂，塌腔内部呈洋葱状剥落，厚3~5 mm		
K43+782.79	高应力、岩石坚硬、岩体完整	位于右拱肩，塌腔由拱顶开始	长2.9 m，深0.85 m，宽2.7 m，与洞壁平行，塌腔周围呈台阶状破裂，层厚25~70 mm，塌腔内部呈洋葱状剥落破坏，厚15~20 mm		

现场测试, 深入分析现场数据, 掌握隧洞开挖后围岩变形及支护受力的演变规律与特点, 为初期支护参数的优化提供科学依据。

2 围岩变形与拱架受力监测

2.1 监测点的布设

现场监测包括围岩变形监测（拱顶沉降和水平收敛）与初期支护钢拱架受力监测。围岩变形监测采用全站仪非接触测量方法, 将全站仪置于适当位置, 采用极坐标测量的方法, 直接对不同断面上的各监测点进行观测, 获取各监测点在任意站心坐标系下的空间三维坐标, 再利用各监测点的空间三维坐标, 间接计算得到同一断面上各监测点间的相对位置关系, 并通过比较不同监测周期相同监测点间的相对位置关系的差异, 来真实反映隧洞施工期间的围岩净空收敛及拱顶下沉变化量。根据现场实际情况, 拱顶沉降和水平收敛每 10 m 左右布设一个监测断面, 如图 2。在每个测量点处, 采用直径 22 mm 螺纹钢钢筋端部焊接直径 6 mm 的钢筋挂钩, 挂钩制作成闭合三角形。测点用锚固剂与围岩锚固, 埋入围岩深度不小于 20 cm, 若围岩破碎松软, 适当增加测点埋入深度。

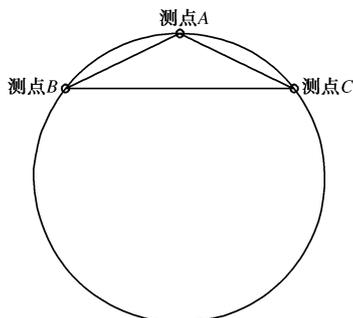


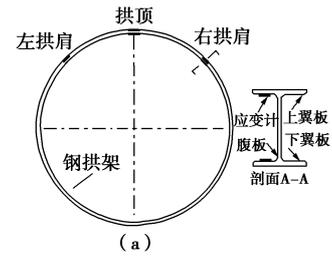
图 2 监测点布置示意图

Fig. 2 Layout of monitoring points for deformation

钢拱架受力采用表面应变计, 当钢拱架成环但支撑油缸未收回时, 将应变计安装在钢拱架上, 受现场施工条件限制, 每个监测断面监测 3 个点, 即拱顶、左拱肩和右拱肩, 每个监测点布置两个应变计, 分别布置在钢拱架的上翼板和下翼板, 如图 3 所示, 一共布设了 6 个监测断面, 对应的里程分别为 K43+831.85, K43+785.81, K43+785.17, K43+765.52, K43+764.0 和 K43+763.35。当应变计布置完成后, 在钢拱架支撑油缸未收回时测量每个应变计的频率作为应变计的初始频率, 前 3 个断面应变计监测时间约为 15 d, 后面 3 个断面由于应变计损坏, 监测时间约为 6 d。

2.2 变形监测结果

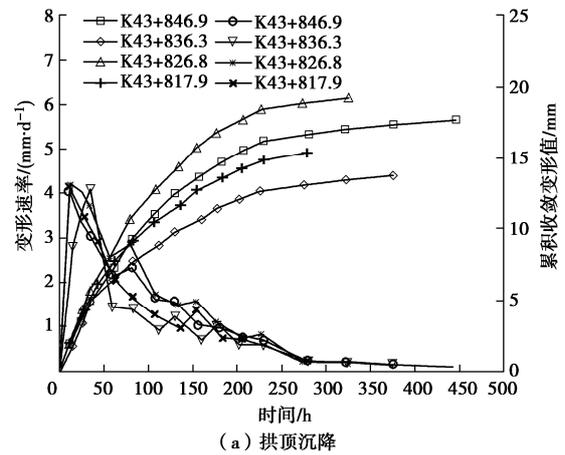
选取里程 K43+846~K43+753 中的 4 个断面作为代表断面进行分析, 水平收敛和拱顶沉降监测结果如图 4 所示, 规定拱顶下沉为正, 水平收敛为正。由水



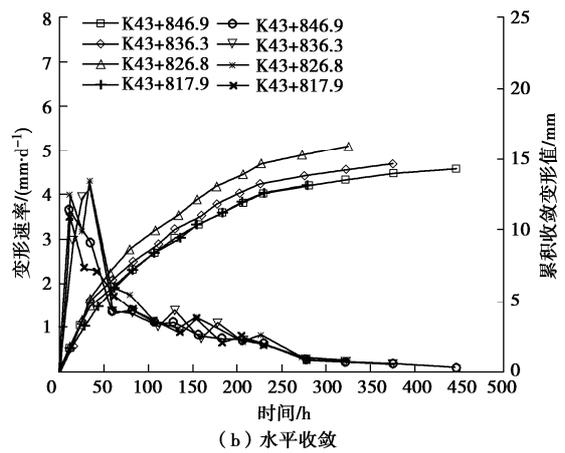
(b)

图 3 应变计布置图

Fig. 3 Layout of strainimeters



(a) 拱顶沉降



(b) 水平收敛

图 4 拱顶沉降及水平收敛时程曲线图

Fig. 4 Time-history curves of crown settlement and horizontal convergence

平收敛曲线可知:

(1) 0~24 h, 隧洞围岩处于急剧变形期, 收敛速率逐渐增大, 最大收敛速率约为 4.0 mm/d, 此阶段围岩累积变形量约占总变形量的 20%~25%。该时段

围岩收敛具有速率快、持续时间短的特点，应为隧洞开挖后应力重分布及支护结构与围岩协调而引起。

(2) 24~60 h，隧洞围岩处于快速变形期，收敛速率开始下降，此阶段围岩累积变形量约占总变形量的 40%~45%。该时段围岩收敛具有速率减小、持续时间短的特点，应为支护结构开始起到支撑作用，围岩应力分布趋于平衡。

(3) 60~360 h，隧洞围岩处于缓慢变形期，收敛速率逐渐下降，最终收敛速率<0.2 mm/d，最终水平收敛值在 15 mm 左右。该时段围岩沉降具有收敛速率慢、持续时间长的特点，围岩收敛逐渐趋于稳定。

拱顶沉降曲线的变化规律与水平收敛变形曲线较为类似，也可分为 3 个阶段，急剧变形期 (0~24 h)、快速变形期 (24~60 h) 和缓慢变形期 (60~360 h)，拱顶最终沉降量为 18 mm 左右，沉降速率<0.2 mm/d。

2.3 钢拱架受力监测结果

由于篇幅限制，以里程 K43+831.85 和 K43+785.81 的 2 榀钢拱架受力监测结果为例进行分析，另外 4 榀拱架的监测结果与之类似。钢拱架受力规定压应力为负，拉应力为正。此外，根据钢拱架内翼缘和外翼缘实测应力 (σ_{in} 和 σ_{out})，计算监测点拱架的轴力 (N) 和弯矩 (W) [14-15]：

$$N = \frac{A(\sigma_{in} + \sigma_{out})}{2}, \quad (1)$$

$$M = \frac{W(\sigma_{in} - \sigma_{out})}{2}. \quad (2)$$

式中： A 为钢拱架横截面积； W 为截面模量。轴力压力为负，拉力为正。拱架相关参数如表 3 所示。

表 3 HW150 型钢参数

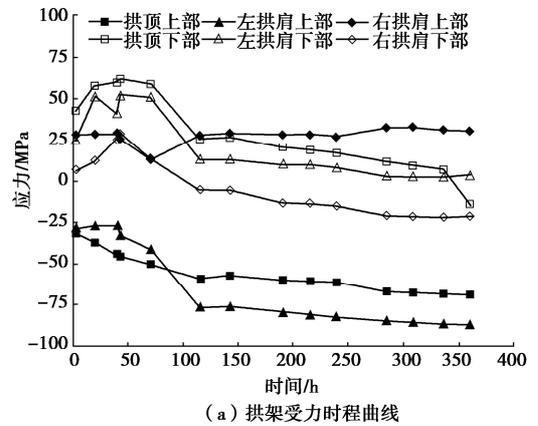
Table 3 Parameters of HW150 section steel

截面尺寸/mm					截面面积/ cm ²	惯性矩/cm ⁴		截面模量/ cm ³	
h	b	t_1	t_2	r		I_x	I_y	W_x	W_y
150	150	7	10	13	40.55	1660	564	221	75.1

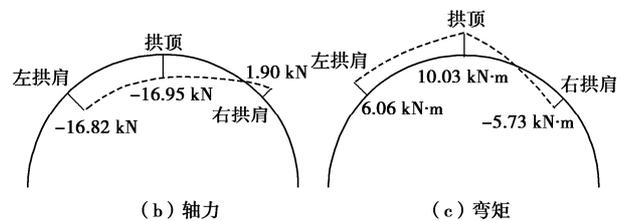
注： h 为型钢高度， b 为翼缘宽度， t_1 为翼缘厚度， t_2 为腹板厚度， r 为回转半径， I_x 、 I_y 分别为绕 x 、 y 轴惯性矩， W_x 、 W_y 分别为绕 x 、 y 轴截面模量。

图 5 给出了钢拱架各测点的应力时程图和轴力与弯矩分布图。由图 5 (a) 可知拱架受力并非上翼板受压应力，下翼板受拉应力，只有拱顶上翼板和左拱肩上翼板受压，其余均受拉。拱架支撑后 0~50 h 内，拉应力迅速增加，最大值 62.29 MPa (拱顶下翼板)，说明拱架安装后可以起到较好的承载作用，50~125 h 内拉应力开始迅速下降，125 h 后应力缓慢降低。压应力在 0~125 h 内迅速增加，最大值 62.29 MPa (左拱肩上翼板)，之后缓慢增加。300 h 后钢拱架各测点应力趋于稳定。根据钢拱架内外侧应力作出钢拱架内力

分布图，如图 5 (b)，(c) 所示。钢拱架左拱肩和拱顶处轴力为负值，表现为受压，右拱肩处轴力为正值，表现为受拉。钢拱架左拱肩和拱顶处弯矩为正值，右拱肩为负值。表明拱架上部整体受压，局部受拉。



(a) 拱架受力时程曲线



(b) 轴力

(c) 弯矩

图 5 钢拱架受力时程曲线及轴力和弯矩分布图(里程 K43+831.85)

Fig. 5 Stress-time curves and distribution of internal force of steel arch

图 6 给出了里程 K43+785.81 的钢拱架应力和内力监测结果。结果表明拱顶上翼板受拉，并随着监测时间逐渐增加，最终稳定在 50 MPa 左右，其余各点均受压，随着监测时间逐渐增加，最大值位于右拱肩下部，约为 150 MPa。拱架受力较为复杂，左拱肩和右拱肩受压，拱顶受拉。

通过钢拱架应力计轴力和弯矩计算可知，各测点的应力值均未超过其屈服强度 (215 MPa)，但钢拱架受力较复杂。因此在判别钢拱架结构是否稳定时，不仅要考虑拱架受力，还需考虑钢拱架结构内力作用位置，即偏心距 ($e=M/N$)，和弯矩方向，其有利情况为合力作用点在钢拱架截面内且弯矩为负，最不利情况为合力作用点在钢拱架截面外且弯矩为正。有学者^[14, 16]根据钢拱架应力和轴力与弯矩情况分别建立了拱架稳定性判别准则，根据其判别准则 3 榀拱架各测点的稳定情况如表 4 所示。由表 4 可知，拱架整体表现基本安全，但在拱顶和右拱肩处，偏心距有时大于型钢的高度，即合力作用点位于钢拱架之外，该处拱架稳定性存在不确定性。

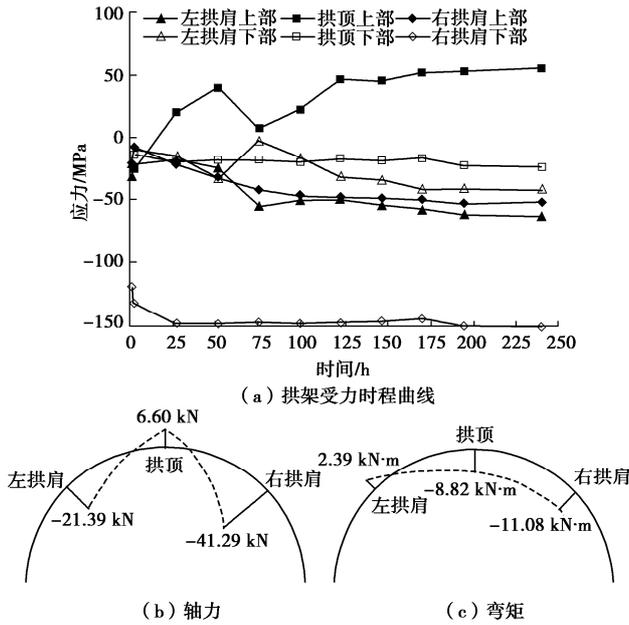


图 6 钢拱架受力时程曲线及轴力和弯矩分布图 (里程 K43+785.81)

Fig. 6 Stress-time curves and distribution of internal force of steel arch

该结果与现场具体情况较为吻合, 目前采取的支护措施可以较好地控制围岩变形, 且拱架稳定性较好, 但在局部洞段, 即拱顶或右拱肩处围岩存在间歇板裂破坏处, 有时发生拱架侵限。因此, 现场施工过程中, 应根据现场围岩实际情况, 针对拱顶和右拱肩围岩破碎的洞段, 及时调整钢拱架间距、增设锚杆等措施, 减少安全事故。

表 4 钢拱架稳定性判别

Table 4 Stability determination of steel arch frame

K43+	位置	应力比 R		内力		安全等级
		外缘	内缘	偏心距 $e/$ cm^{-1}	弯矩 $M/$ $(\text{kN}\cdot\text{m})$	
831.85	左肩	0.32	0.07	-3.61	6.06	安全
	拱顶	0.41	0.02	-5.91	10.03	安全
	右肩	0.14	0.10	-30.05	-5.73	不安全
785.81	左肩	0.30	0.20	-1.15	2.39	安全
	拱顶	0.26	0.11	-13.35	-8.82	基本安全
	右肩	0.24	0.71	2.68	-11.08	基本安全

注: $R=\sigma/f_i$, σ 为实测钢拱架翼缘应力, f_i 为钢材屈服强度, $e=M/N$ 偏心距, M 为弯矩, N 为轴力。

3 讨 论

片帮剥落、溃屈破坏与板裂破坏均为深埋完整硬岩隧洞中最为常见的破坏类型。完整岩体在集中应力作用下发生张拉破坏, 呈薄片或板状, 若劈裂为薄片状直接剥落, 称为片帮剥落; 若劈裂为板状, 板状岩体进而发生弯折断裂, 称为溃屈破坏^[4, 8]。片帮剥落、溃屈破坏破坏深度较小, 且破坏发生时, 弹性能释放

缓慢, 岩块无弹射现象。本文研究的里程中溃屈破坏类型较少, 多为板裂破坏。板裂破坏机制与片帮剥落较为类似, 但板裂破坏的洞壁围岩通常为较厚的岩板 (slab) 或密集分布的洋葱状裂纹 (onion-skin fracture)^[4] (图 7)。由表 2 可知, 本文研究里程段右拱肩处的塌腔均是由板裂破坏造成, 即塌腔周围呈层状破坏, 岩板有一定厚度 (>25 mm), 塌腔内部呈洋葱状破裂。



图 7 围岩板裂破坏

Fig. 7 Failure of surrounding rock

在某些情况下板裂破坏发生在应变型岩爆之前, 可以作为应变型岩爆的前兆信息, 岩爆发生时伴随着剧烈的能量释放, 破坏岩体脱离围岩时具有一定的初速度, 而板裂破坏过程中岩板与围岩分离时岩板通常不会发生弹射^[2, 17-19]。因此, 发生岩爆时拱架不再承受围岩的静态荷载, 而是在发生岩爆的方向承受冲击荷载。岩块以一定速度作用在支护结构上引起支护变形, 在该过程中, 岩块高度变化是支护结构在其作用点处位移的竖向分量, 支护位移很小, 岩块的重力势能变化很小, 可以忽略。岩块的动能全部转化为结构的应变能, 基于该假设, 当支护结构为线弹性体系时, 受冲击部位支护结构的最大挠度 (δ_{\max}) 为^[19]

$$\delta_{\max} = \sqrt{\frac{K_0 m v^2}{EI}}, \quad (3)$$

$$K_0 = \frac{\pi - 3}{2} r^2. \quad (4)$$

式中: E 为支护结构弹性模量; I 为截面抗弯系数; m 为岩块质量; v 为岩块冲击速度; K_0 为支护尺寸系数; r 为隧洞半径。本项目隧洞半径 4.01 m, 支护尺寸系数 $K_0=1.1384 \text{ m}^2$ 。钢拱架弹性模量 $E=210 \text{ GPa}$, 截面

抗弯系数 $I=75.1 \text{ cm}^3$, 岩爆时岩块弹射速度一般不超过 10 m/s 。当拱架变形超过 50 mm 时, 需要更换拱架, 因此将拱架最大挠度选取为 50 mm , 根据公式 (3), (4) 算出, 岩块最大质量不能超过 346.34 kg , 岩石密度 2700 kg/m^3 左右, 即岩块体积不大于 0.13 m^3 的条件下拱架基本处于安全状态, 该结果与现场监测段实际情况基本吻合。

4 结 论

(1) 隧洞监测段围岩最大沉降和水平收敛值最大变形量约为 20 mm , 最大变形量约为 4 mm/d , 围岩变形分为 3 个阶段, 即急剧变形期、快速变形期和缓慢变形期, 前两个变形阶段内的变形量约占总变形量的 45% , 是围岩变形的产生阶段。

(2) 现场实测数据表明, 初期支护钢拱架应力受力复杂并非上翼板受压, 下翼板受拉, 总体表现为以受压为主, 且钢拱架应力不对称性。尽管监测拱架各个测点应力值均小于其极限强度, 评估拱架稳定性时需考虑拱架合力作用点和弯矩正负, 可更好地反映钢拱架稳定状态。

(3) 采用的钢筋排+H150 钢拱架可以较好控制监测段围岩初期变形, 且拱架稳定性较好; 隧洞监测段围岩发生岩爆时, 岩块体积小于 0.13 m^3 时, 拱架变形小于 50 mm , 拱架基本处于安全状态, 当超过该值时, 需结合现场实际情况, 及时采取调整钢拱架间距、增设锚杆等优化支护结构的措施。

参考文献:

- [1] 冯夏庭, 陈炳瑞, 张传庆. 岩爆孕育过程的机制、预警与动态调控[M]. 北京: 科学出版社, 2013. (FENG Xiating, CHEN Bingrui, ZHANG Chuanqing. Mechanism, Warning and Dynamic Control of Rockburst Development Processes[M]. Beijing: Science Press, 2013. (in Chinese))
- [2] 胡小川, 苏国韶, 陈冠言, 等. 深埋隧洞硬岩板裂化过程试验研究[J]. 岩土工程学报, 2020, **42**(12): 2271-2280. (HU Xiaochuan, SU Guoshao, CHEN Guanyan, et al. Experimental study on slabbing process of hard rock in deep tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, **42**(12): 2271-2280. (in Chinese))
- [3] DIEDERICHS M S, KAISER P K, EBERHARDT E. Damage initiation and propagation in hard rock during tunnelling and the influence of near-face stress rotation[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, **41**(5):785-812.
- [4] DIEDERICHS M S. The 2003 Canadian geotechnical colloquium: mechanistic interpretation and practical application of damage and spalling prediction criteria for deep tunnelling[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2007, **44**(9): 1082-1116.
- [5] 孙振宇, 张顶立, 侯艳娟, 等. 基于现场实测数据统计的隧道围岩全过程变形规律及稳定性判据确定[J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(7): 1261-1270. (SUN Zhenyu, ZHANG Dingli, HOU Yanjuan, et al. Whole-process deformation laws and determination of stability criterion of surrounding rock of tunnels based on statistics of field measured data[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(7): 1261-1270. (in Chinese))
- [6] 魏进兵, 邓建辉, 王俯凯, 等. 锦屏一级水电站地下厂房围岩变形与破坏特征分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, **29**(6): 1198-1205. (WEI Jinbing, DENG Jianhui, WANG Dikai, et al. Characterization of deformation and fracture for rock mass in underground powerhouse of Jinping i hydropower station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, **29**(6): 1198-1205. (in Chinese))
- [7] 刘 高, 张帆宇, 李新召, 等. 木寨岭隧道大变形特征及机理分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(增刊 2): 5521-5526. (LIU Gao, ZHANG Fanyu, LI Xinzhaoh, et al. Research on large deformation and its mechanism of muzhailing tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(S2): 5521-5526. (in Chinese))
- [8] HOEK E, KAISER P K, BAWDEN W F. Support of Underground Excavations in Hard Rock[M]. Taylor and Francis: CRC Press, 2014.
- [9] 江 权, 冯夏庭, 李邵军, 等. 高应力下大型硬岩地下洞室群稳定性设计优化的裂化-抑制法及其应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(6): 1081-1101. (JIANG Quan, FENG Xia-ting, LI Shaojun, et al. Cracking-restraint design method for large underground Caverns with hard rock under high geostress condition and its practical application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(6): 1081-1101. (in Chinese))
- [10] 杨书浩, 王 俊, 宁建国, 等. 动载扰动下深部大断面洞室围岩“帮-顶”联动失稳机理[J]. 煤炭科学技术, 2021, **49**(10): 23-33. (YANG Shuhao, WANG Jun, NING Jianguo, et al. Mechanism of connected instability of “rib-roof” in deep large section chamber under dynamic disturbance[J]. Coal Science and Technology, 2021, **49**(10): 23-33. (in Chinese))

- [11] ZHAO, Y M, FENG X T, JIANG Q. et al. Large deformation control of deep roadways in fractured hard rock based on cracking-restraint method[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2021, **54**: 2559-2580.
- [12] ZHOU Z, CHEN Z, HE C, et al. Investigation on the evolution characteristics and transfer mechanism of surrounding rock pressure for a hard-rock tunnel under high geo-stress: case study on the Erlang Mountain Tunnel, China[J]. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2021, **80**: 8339-8361.
- [13] 王智阳, 王浩杰, 张晓平. 大埋深高地应力硬岩 TBM 隧洞围岩破裂变形规律研究[J]. *工程地质学报*, 2022, **30**(5): 1678-1688. (WANG Zhiyang, WANG Haojie, ZHANG Xiaoping. Study on fracture deformation law of surrounding rock of TBM tunnel with large buried depth and high stress in hard rock[J]. *Journal of Engineering Geology*, 2022, **30**(5): 1678-1688. (in Chinese))
- [14] 沈才华, 童立元. 钢拱架柔性支撑稳定性预测判别方法探讨[J]. *土木工程学报*, 2007, **40**(3): 88-91. (SHEN Caihua, TONG Liyuan. Discussions on predicting the stability of flexible shotcrete and steel arch frame support for tunnels[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2007, **40**(3): 88-91. (in Chinese))
- [15] 张 恒, 陈寿根, 谭信荣, 等. 不同地层盾构隧道管片力学行为研究[J]. *地下空间与工程学报*, 2015, **11**(4): 845-851. (ZHANG Heng, CHEN Shougen, TAN Xinrong, et al. Research on mechanical behaviour of segmental structure of shield tunnel in different strata[J]. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, 2015, **11**(4): 845-851. (in Chinese))
- [16] 王利明, 李凤远, 张 兵, 等. 全断面硬岩隧道掘进机隧洞钢拱架支护现场试验的力学性能及稳定性判断[J]. *科学技术与工程*, 2020, **20**(34): 14223-14228. (WANG Liming, LI Fengyuan, ZHANG Bing, et al. Mechanical property and stability of tunnel boring machine tunnel steel arch support field test[J]. *Science Technology and Engineering*, 2020, **20**(34): 14223-14228. (in Chinese))
- [17] CAI M. Influence of intermediate principal stress on rock fracturing and strength near excavation boundaries insight from numerical modeling[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2008, **45**(5): 763-772.
- [18] DYSKIN A V, GERMANOVICH L N. Model of rockburst caused by cracks growing near free surface[C]// *Rockbursts and Seismicity in Mines: Proceedings of the 3rd International Symposium*, Kingston, Ontario, 1993: 169-174.
- [19] 田红涛. 基于能量法的岩爆隧道支护体系及其计算模型研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2021. (TIAN Hongtao. Research on Support System in Rockburst Tunnel and the Calculation Model Based on Energy[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2021. (in Chinese))

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究所承办, 国内外公开发刊。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学研究和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先刊用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中位于前列; 本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录; 本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录; 本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录; 本刊被“工程索引 Ei Compendex 数据

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址 (www.cgejournal.com) 全文发布本刊所有刊载文章。

本刊读者对象为土木建筑、水利电力、交通运输、矿山冶金和油气资源等行业中从事岩土力学与岩土工程专业的科研、设计、施工、监理和学习人员。

本刊为月刊, A4 开本, 双栏排版, 222 页, 每月中旬出版, 每期定价 40 元, 全年定价 480 元。

本刊国际标准刊号 ISSN 1000 - 4548, 国内统一刊号 CN 32 - 1124/TU, 国内发行代号 28 - 62, 国外发行代号 MO 0520。欢迎广大读者在全国各地邮局订购, 也可在编辑部订购 (不另收邮费)。编辑部订购地址: 南京虎踞关 34 号《岩土工程学报》编辑部; 邮编: 210024; 联系电话: 025-85829534, 85829543, 85829553, 85829556; 传真: 025-85829555; E-mail: ge@nhri.cn。

(本刊编辑部)