

抽水蓄能电站地下洞室群开挖过程围岩受力变形规律

蒲隆进¹, 张 鸽¹, 刘奇艺¹, 杜文青², 陈保国²

(1. 中国水利水电第七工程局有限公司, 四川 成都 610081; 2. 中国地质大学(武汉) 工程学院, 湖北 武汉 430074)

摘要:为研究抽水蓄能电站地下洞室群开挖过程中围岩受力变形特征,文章依托云浮水源山抽水蓄能电站地下洞室群,采用三维有限差分仿真软件建立了风化花岗岩地层中洞室群三维数值模型,利用验证后的数值模型对洞室群开挖和支护进行了全过程模拟分析,得出了施工过程中洞室群围岩的位移、应力和塑性区的分布规律和变化规律。研究表明:1)3个洞室边墙位移量大于拱顶和底板,主厂房下游边墙位移大于上游边墙,底板反弹位移量大于拱顶下沉位移量。主变洞受母线洞开挖影响,上游边墙位移增量明显大于下游边墙位移增量,主厂房和主变洞之间区域的应力和位移等值线较密集。母线洞和尾闸室开挖后,围岩应力变化显著,径向应力释放,切向应力增加;2)后开挖洞室会通过岩体扰动和应力叠加影响先开挖洞室的位移和应力,具体表现为先开挖洞室的位移增大、应力重分布、应力集中(或释放)变化明显;3)塑性区主要分布在主厂房和主变洞之间区域,深度达到0.1~0.5倍洞室宽度。建议在主厂房和主变洞之间使用预应力锚索加强支护,以增加围岩的整体稳定性。本文结果可为相关研究提供参考。

关键词:抽水蓄能电站; 地下洞室群; 围岩应力; 变形; 塑性区

中图分类号:TV743

文献标志码:A

文章编号:1673-8993(2025)11-0050-10

doi:10.13402/j.gejs.2025.11.138

Stress and deformation law of surrounding rock during the excavation process of underground cavern group in pumped storage power stations

PU Longjin¹, ZHANG Ge¹, LIU Qiyi¹, DU Wenqing², CHEN Baoguo²

(1. Sinohydro Bureau 7 Co., Ltd., Chengdu 610081, Sichuan, China;

2. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, Hubei, China)

Abstract: In order to investigate the stress and deformation characteristics of surrounding rock during the excavation of underground cavern group in pumped storage power stations, this study establishes a 3D numerical model of cavern group in weathered granite formations at the Yunfu Shuiyuanshan pumped storage power station using three-dimensional finite difference simulation software. Validated numerical simulations are conducted to analyze the full-process excavation and support of the caverns, revealing the distribution and evolution patterns of displacement, stress, and plastic zones in the surrounding rock during construction. The results show that: 1) The sidewall displacements of the three caverns are larger than those of the vaults and floors. The downstream sidewall displacement of the main powerhouse is greater than that of the upstream sidewall, while floor rebound displacement surpasses the vault settlement. The main transformer cavern exhibits significantly higher upstream sidewall displacement increments than downstream counterparts due to busbar tunnel excavation. Stress and displacement contours are densely distributed between the main powerhouse and main transformer cavern. Post-excavation of busbar tunnels and tailrace surge chambers, surrounding rock stress undergoes notable changes:

收稿日期: 2025-06-10

基金项目: 中国水利水电第七工程局有限公司科技攻关项目(SYS-KY-002)

作者简介: 蒲隆进(1987—),男,工程师,从事水利水电工程技术研究。

通信作者: 杜文青(2001—),女,硕士研究生,从事岩土工程方面的科研和施工技术研究。

radial stress is released, while tangential stress increases. 2) Subsequent excavation activities induce displacement amplification, stress redistribution, and pronounced stress concentration/relaxation in pre-excavated caverns through rock mass disturbance and stress superposition. 3) Plastic zones primarily develop between the Main Powerhouse and Main Transformer Cavern, with depths reaching 0.1 ~ 0.5 times the cavern width. To enhance global stability, pre-stressed anchor cables are recommended for reinforcement in this critical region. The results can provide references for related research.

Key words: pumped storage power station; underground cavern group; surrounding rock stress; deformation; plastic zone

地下洞室群作为复杂的地下工程结构体系, 具有大跨度、高边墙、多洞连通的特点, 其稳定性受到地质条件、开挖方式、支护结构等多重因素的共同影响, 一旦失稳将造成巨大的经济损失和人员伤亡。因此, 深入开展地下洞室群稳定性研究, 对于保障工程安全、优化设计方案、推动地下空间开发利用具有重要意义。

在高地应力环境研究方面, 李邵军等^[1]以双江口水电站地下厂房工程为研究对象, 综合运用地质调查、实时监测、理论推导与数值计算手段, 揭示了硬质岩体在高应力条件下的变形破坏机制, 并提出了相应的稳定性调控策略。针对地下工程开挖优化问题, 李仁杰等^[2]采用三维数值模拟技术, 系统研究了某抽水蓄能电站洞室群施工过程中开挖高程、工序衔接及支护方案的协同优化机制。余飏等^[3]基于巩义抽水蓄能电站工程实践, 通过对比分析不同开挖工法, 阐明了软岩顶拱层在卸荷作用下的变形演化规律及其对整体稳定性的影响。在复杂地质建模方面, 方丹等^[4]创新性地构建了包含多级结构面和软弱夹层的离散元数值模型, 通过参数化分析方法对卡拉水电站洞室间距进行了多方案比选与优化设计。张恩宝等^[5]结合丰宁抽水蓄能电站工程实践, 建立了精细化三维地质力学模型, 采用位移反演技术获取围岩真实力学参数, 据此开展支护结构受力机理与围岩稳定状态耦合分析。张德永等^[6]通过数值仿真与现场监测数据融合分析, 成功预测了江边水电站洞室群开挖过程中的应力重分布特征, 并据此提出了关键部位的支护强化方案。在地应力场重构领域, 于新华等^[7]通过水压致裂测试数据构建初始地应力场, 建立了三维弹塑性数值模型, 系统揭示了洞室群围岩的应力路径演化规律, 为支护结构设计提供了理论支撑。吴佳俊等^[8]、闫甫等^[9]、TAN 等^[10]的研究, 通过 FLAC^{3D} 数值模拟与综合分析方法, 分别揭示了隧道、基坑及高山峡谷洞室

开挖中围岩的塑性区演化、位移响应及稳定性规律。PU 等^[11]借助数值计算平台, 定量评估了支护措施对围岩破坏区演化、应变场重构及块体稳定系数的调控效应。MA 等^[12]发展的非连续变形分析优化算法, 则为地下洞室群多工序开挖稳定性评估提供了新的数值分析框架。这些研究成果从不同维度深化了对复杂地质条件下洞室群围岩力学行为的认知, 为工程实践提供了重要的理论指导和技术支撑。

国内研究侧重通过数值模拟结合现场验证, 揭示了后续开挖对已成型隧道的扰动机制, 并提出了动态调整支护参数的工程对策; 国外研究多集中于单一隧道的变形机制, 例如软岩隧道在高地应力下的模型试验, 或采用数值方法预测长期变形^[13]。但对密集洞室群的相互作用研究较少, 且较少涉及风化花岗岩等特殊地层。当前, 国内外研究工作中缺乏风化花岗岩地层洞室群开挖过程围岩变形及塑性区发展规律的针对性研究。为进一步明确风化花岗岩地层中抽水蓄能电站地下洞室群开挖过程围岩受力变形特征及塑性区发展变化规律, 本文依托云浮水源山抽水蓄能电站地下洞室群工程对施工开挖支护过程中洞室群围岩的位移、应力及塑性区的变化特点开展研究, 以为工程设计和施工提供参考。

1 工程概况及重难点问题分析

1.1 工程概况与地质条件

广东省云浮水源山抽水蓄能电站是广东省抽水蓄能发展规划的“十四五”重点项目。工程装机容量 1 200 MW, 为 I 等大(1)型工程。洞室群主要由平行布置的主厂房、主变洞、尾闸室以及与之正交的母线洞等组成。主厂房洞室开挖尺寸为 166 m × 28 m × 52 m (长 × 宽 × 高), 下游 40 m 处平行布置主变洞 (154 m × 20 m × 20 m), 距主厂房下游 60 m 尾闸室的开挖尺寸为 51 m × 11 m × 55.62 m (长 × 宽 ×

高),连接主厂房和主变洞的 4 条母线洞开挖尺寸均为 $40\text{ m} \times 6.2\text{ m} \times 9.0\text{ m}$ (长 $\times$ 宽 $\times$ 高)。

地下厂房系统位于山脊北坡,轴线方向为 $\text{N}75^\circ\text{W}$,地表高程为 $595 \sim 700\text{ m}$,埋深为 $375 \sim 395\text{ m}$,厂房埋藏于花岗岩组成的山体之中,山体雄厚,地形完整,山坡较缓,植被发育,沿线未见不良物理地质现象。洞室围岩为中粒斑状花岗岩,局部见细粒花岗岩,熔融接触,地下厂房洞室群围岩类别以 II、III 类为主。

1.2 开挖支护方案

先同时开挖主厂房和主变洞,再同时开挖母线洞和尾闸室,各洞室掌子面采用台阶法分步开挖。主厂房、主变洞及尾闸室采用砂浆锚杆和喷聚乙稀粗纤维混凝土层(以下简称喷砼)的联合支护措施。洞室群位置关系与支护剖面图如图 1 所示。

1.3 工程重难点问题分析

抽水蓄能电站地下洞室结构和地质条件较复杂,洞室开挖过程中先行施工的主厂房和主变洞与后施工的尾闸室和母线洞相互影响。根据云浮水源山抽水蓄能电站地下厂房系统工程布置特点、厂区工程地质条件、设计文件相关要求及现场踏勘综合分析,该工程开挖过程中,存在的重难点问题如下:

(1) 厂房系统洞室多、规模大,主要洞室跨度大,工程量大。

(2) 地下厂房洞室群埋深大,洞室断面大,开挖工作面多。

(3) 抽水蓄能电站地下洞室群间距小,洞室开挖过程中先行施工的主厂房和主变洞与后施工的尾闸室和母线洞相互影响,受力变形特性复杂。

(4) 洞室群中平面和立体交叉关系复杂,洞室交叉部位洞间岩层(岩柱)厚度薄,应力集中,

局部稳定性难以预估。

2 数值模型与验证

2.1 模型建立

采用三维有限差分仿真软件模拟开挖支护过程,三维数值模型包括主厂房、主变室和尾闸室三个洞室及母线洞,模型整体尺寸为 $346\text{ m} \times 208\text{ m} \times 342\text{ m}$ (长 $\times$ 宽 $\times$ 高),模型坐标 Z 轴向上为正, Y 方向为地下主厂房洞轴线方向, X 方向为垂直于主厂房轴线方向,主厂房顶部埋深为 200 m ,底部延伸为 90 m ,模型两侧取 3 倍洞室宽度。模型底部设置固定约束,四周设置法向约束,上部为自由边界,经现场水压致裂监测得出洞室区域地应力为 $\sigma_x = -13.59\text{ MPa}$, $\sigma_y = -11.07\text{ MPa}$, $\sigma_z = -11.60\text{ MPa}$ 。

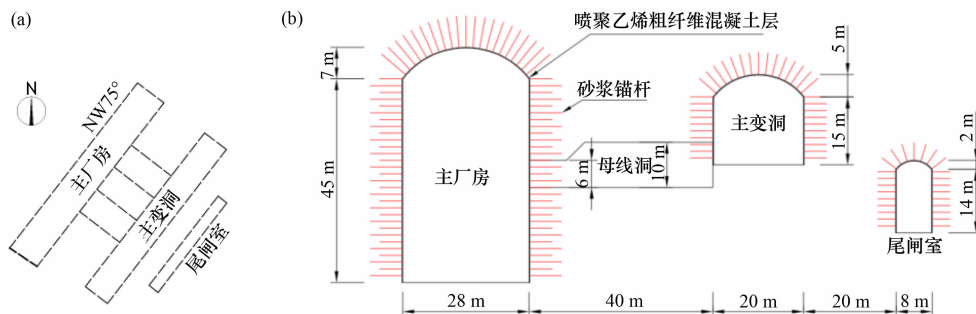
围岩采用六面体单元,沿 Y 方向在洞室开挖长度段对网格进行加密处理;砂浆锚杆采用 cable 单元,喷混凝土采用 shell 单元模拟,界面采用粘结接触。计算模型包括 1 587 157 个单元和 1 628 640 个节点,数值模型如图 2 所示。

计算模型中岩体采用 M-C 强度准则,砂浆锚杆和喷混凝土采用线弹性本构模型。数值模拟中岩体物理力学参数如表 1 所示,锚喷支护体系参数如表 2 所示。

2.2 现场监测与模型验证

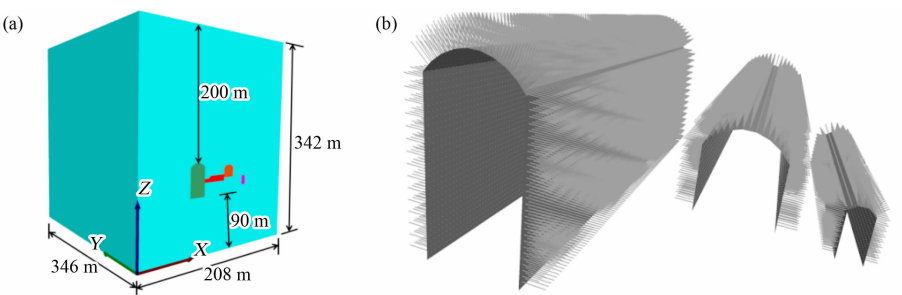
2.2.1 现场监测方案

主厂房和主变洞的现场监测断面为其洞室开挖长度 $1/2$ 处截面。主厂房在上部拱顶位置深入围岩 6 、 14 、 30 m 处各布置了 3 个位移监测点,分别为 ZCF-M1、ZCF-M2、ZCF-M3、ZCF-M4,并在拱顶及拱肩布置了收敛监测点,分别为 ZCF-T1、ZCF-T2、ZCF-T3;主变洞在上部拱



(a) 地下厂房平面; (b) 支护剖面

图 1 洞室群位置关系与支护剖面



(a) 三维模型；(b) 支护结构三维模型

图 2 数值模型示意

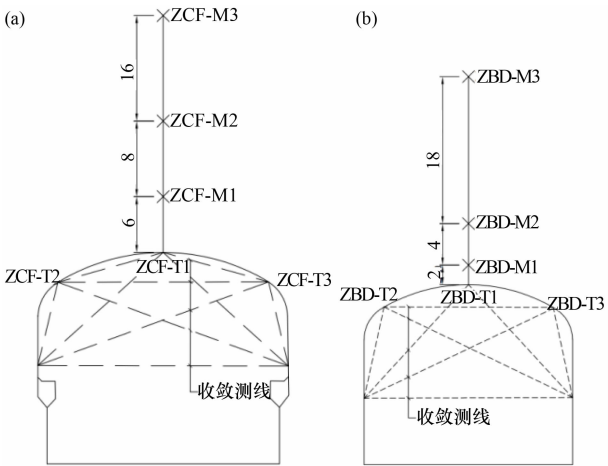
表 1 岩体力学参数

岩性	容重/($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模量/GPa	泊松比	黏聚力/MPa	摩擦角/($^{\circ}$)
黑云母花岗岩	28	50	0.25	1.7	46

表 2 支护结构参数

材料	直径或厚度/mm	弹性模量/GPa	泊松比	抗拉强度/MPa	抗压强度/MPa
4 m 锚杆	25	20.0	—	0.31	—
5 m 锚杆	25	20.0	—	0.31	—
7 m 锚杆	25	20.0	—	0.31	—
C25 混凝土	150	3.2×10^{-5}	0.21	2.00	17

顶位置深入围岩 2、6、24 m 处各布置了 3 个位移监测点，分别为 ZBD - M1、ZBD - M2、ZBD - M3、ZBD - M4，拱顶及拱肩布置了收敛监测点，分别为 ZBD - T1、ZBD - T2、ZBD - T3。主厂房和主变洞的现场测点布置如图 3 所示。



(a) 主厂房测点布置；(b) 主变洞测点布置

图 3 现场测点布置

2.2.2 现场监测数据分析

主厂房监测数据结果变化规律如图 4 所示。多点位移计当前累计位移值为 0.64 ~ 1.57 mm，周变化量为 0.01 ~ 0.06 mm，周变化量级小，监测部位无明显变形。拱顶沉降主要发生浅层围岩

大约 6 m 范围内(约 0.2 倍洞室宽度)。各收敛测线当前累计位移值为 0.4 ~ 2.5 mm，周变化量为 -0.2 ~ 0.2 mm，周变化量级小，监测部位无明显变形。

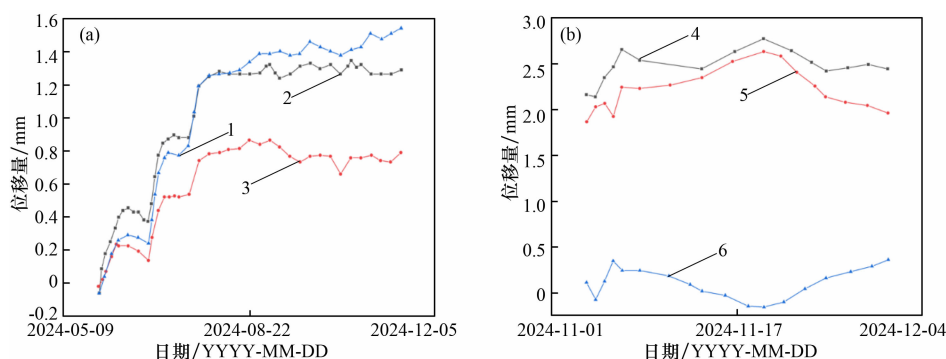
主变洞监测数据结果变化规律如图 5 所示。多点位移计当前累计位移值为 0.07 ~ 0.62 mm，周变化量为 0.02 ~ 0.09 mm，周变化量级小，监测部位无明显变形，位移稳定。主变洞拱顶位移变化规律与主厂房类似，位移随围岩深度增大而快速减小。各收敛测线当前累计位移值约为 0.3 ~ 0.8 mm，周变化量为 -0.1 ~ 0.3 mm，周变化量级小，监测部位无明显变形。

2.2.3 数值模型验证

为分析主厂房及主变洞的开挖支护围岩变形特征，依据现场监测断面对主厂房和主变洞中段各设置一个监测断面作典型断面进行数值模型验证。

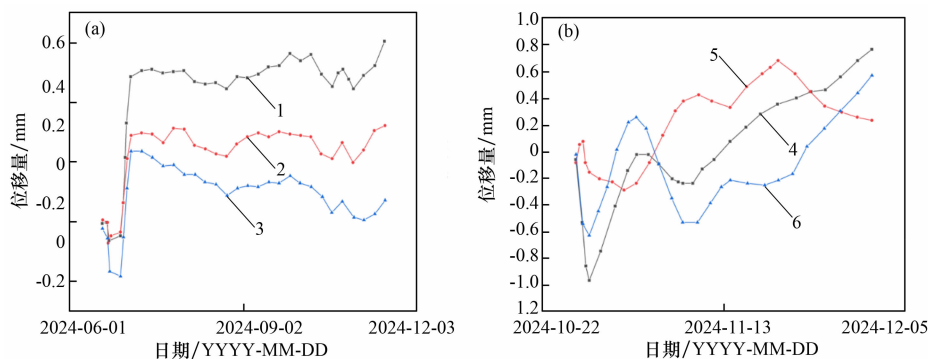
此外，为后续分析随地下厂房开挖推进围岩受力变形规律，在主厂房和主变洞周围分别设置 8 个监测点，监测拱顶、拱肩、拱腰、拱脚、底板的应力和位移变化，数值模拟监测点位如图 6 所示。

由于现场监测点的布置是已经开挖至监测断面处才布置监测点位，而此时开挖过程已经释放了部分围岩应力，围岩已经发生了部分变形，这



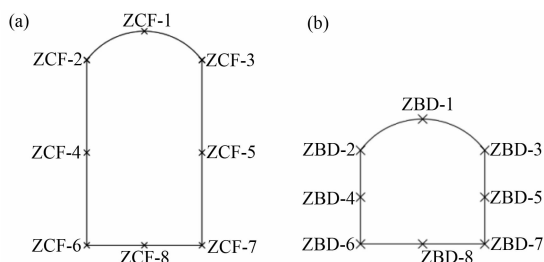
(a) 主厂房多点位移计绝对位移随时间变化规律; (b) 主厂房断面收敛监测位移量随时间变化规律
1—ZCF-M1; 2—ZCF-M2; 3—ZCF-M3; 4—ZCF-T2~T3; 5—ZCF-T1~T3; 6—ZCF-T1~T2。

图 4 主厂房断面关键点位现场监测数值随时间变化规律



(a) 主变洞多点位移计绝对位移随时间变化规律; (b) 主变洞断面收敛监测位移量随时间变化规律
1—ZBD-M1; 2—ZBD-M2; 3—ZBD-M3; 4—ZBD-T2~T3; 5—ZBD-T1~T3; 6—ZBD-T1~T2。

图 5 主变洞断面关键点位现场监测位移随时间变化规律



(a) 主厂房; (b) 主变洞

图 6 数值模拟监测点位

部分变形无法监测。因此现场监测变形数据并不是洞室开挖引起的最大变形数据。对比验证分析中,采用现场监测数据增量与模拟过程中对应工况的变形数据增量进行对比验证。主厂房和主变洞中间断面位移实测与模拟结果位移增量如图 7 所示。根据数据比对结果可知,实际监测数据增量与数值模拟结果数据增量的变化规律相同,二者数值接近,最大误差不超过 10%。文中数值模型的地层条件为均质岩土体,且岩体参数来源于钻孔、物探等勘察数据,通过插值或统计方法赋

予到模型中,而实际工程中岩体具有非均质性(节理、裂隙、断层等)。再者目前的本构模型都是对真实岩土体复杂行为的数学抽象和简化,与岩土体的真实应力-应变关系还存在一定程度的差异。本文中现场监测数据与数值模拟的结果在 10% 以内,属于工程中可接受的误差范围,对最终结论的影响很小,因而,文中数值模型合理可行。

3 洞室群开挖过程围岩受力变形特性

3.1 主厂房围岩受力变形特征

数值模拟得到的主厂房围岩位移与应力沿洞室轴向的分布规律如图 8 所示。主厂房各监测点位移受洞室三维效应影响,呈现出两端小中间大的近似抛物线型。其中,监测点 5 位于下游边墙中部,在主厂房和主变洞开挖后,会在主厂房和主变洞之间岩体内垂直于主厂房方向分间距开挖 4 条母线洞,故监测点 5 的位移曲线会在母线洞位置处呈现局部位移为 0 的现象;监测点 4 的位移曲线虽大体成抛

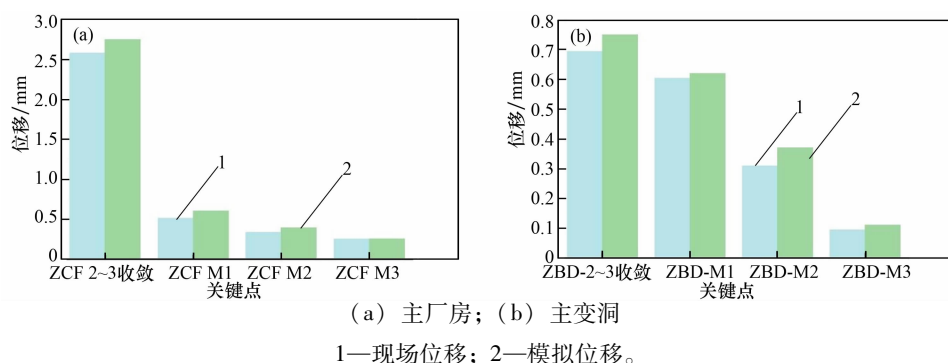


图7 中间断面位移实测与模拟结果对比

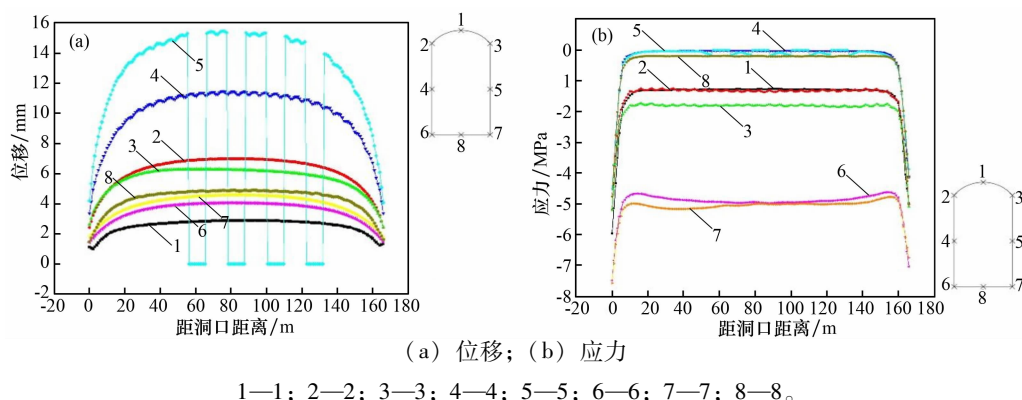


图8 主厂房围岩位移与应力分布规律

物线型,但其中部曲线呈波浪形,原因在于监测点4位于上游边墙中部,母线洞的开挖虽不会直接破坏上游边墙但仍会受母线洞开挖的扰动。

根据主厂房各监测点的位移曲线图8(a)可知,主厂房受母线洞和主变洞开挖影响,其下游边墙位移量大于上游边墙,底板回弹位移量大于拱顶下沉位移量。此外,主厂房围岩变形在边墙处最大,最大位移在15 mm左右;其次是拱肩处变形,最大位移在7 mm左右;而后是底板变形,底板中部位移较大,达5 mm左右,下游边墙与底板交接处变形大于上游边墙与底板交接处0.5 mm左右;拱顶变形约为2 mm。

根据主厂房各监测点的应力曲线图8(b)可知,主厂房主要以压应力为主,呈现出两端大中间小的态势。下游边墙与底板交接处应力>上游边墙与底板交接处应力>底板中部应力,最大压应力为7.5 MPa左右;其次是拱顶应力,最大应力在5 MPa左右,右拱肩应力>左拱肩应力>拱顶应力;边墙处应力较小,约0.5 MPa;下游边墙中部受母线洞开挖扰动而呈规律性折线型分布。

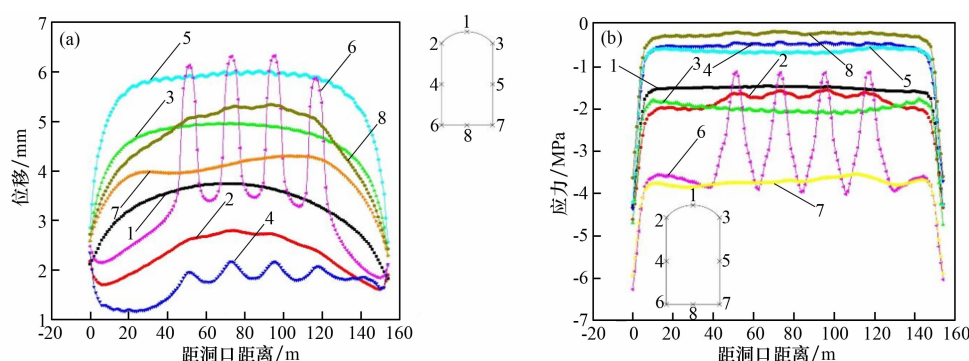
总体来说,受主变洞和母线洞开挖影响,上下

游边墙处位移较大,尤其是下游边墙中部,位移变化量达15 mm;此外,边墙与底板交界处应力较大,尤其是下游边墙与底板交界处,压应力达7.5 MPa。这两处区域须重点防护,必要时须设预应力锚杆。

3.2 主变洞围岩受力变形特性

主变洞围岩位移与应力沿洞室轴向的分布规律如图9所示。主变洞监测点位移呈现出两端小中间大的态势。其中,监测点6位于上游边墙与底板交界处,受4条母线洞开挖影响,洞室中部位移呈现出局部阶段性大幅波动的现象;监测点4的位移曲线虽大体成抛物线型,但其中部位移呈规律性小幅波动,原因在于监测点4也位于母线洞上方,其位移受母线洞开挖的影响较大。

根据主变洞各监测点的位移曲线图9(a)可知,其下游边墙位移量一般大于上游边墙,底板回弹位移量大于拱顶下沉位移量。此外,下游边墙中部位移最大,最大位移约6 mm;其次是底板变形,底板中部位移较大,最大超过5 mm;而后是拱肩处变形,最大位移约5 mm;拱顶变形最大约3.5 mm。受母线洞开挖影响,上游边墙与底板交接处位移增量大于下游边墙与底板交界处位移增量。



(a) 位移; (b) 应力

1—1; 2—2; 3—3; 4—4; 5—5; 6—6; 7—7; 8—8。

图 9 主变洞随开挖长度的位移及应力曲线

根据主变洞各监测点的应力曲线图 9(b) 可知,主变洞主要以压应力为主,呈现出两端大中间小的分布状态。主厂房围岩应力在底板处较大,下游边墙与底板交接处应力 > 上游边墙与底板交接处应力 > 底板中部应力,最大压应力约为 6.5 MPa; 其次是拱顶应力,右拱肩应力 > 左拱肩应力 > 拱顶应力,最大压应力约为 2.5 MPa; 边墙处应力较小,约为 0.5 MPa。

总体来说,下游边墙处位移较大,尤其是下游边墙中部位移变化量达 6 mm; 此外,上游边墙与底板交接处在受母线洞开挖影响区域的位移较大,变化量约在 6 mm 以上。底板与上下游边墙交接处应力较大。受母线洞开挖影响,上游边墙与底板交接处位移和应力均较大,故破坏风险较大,此区域须重点防护,必要时须设预应力锚杆。

3.3 尾闸室和母线洞开挖对已开挖洞室的影响规律

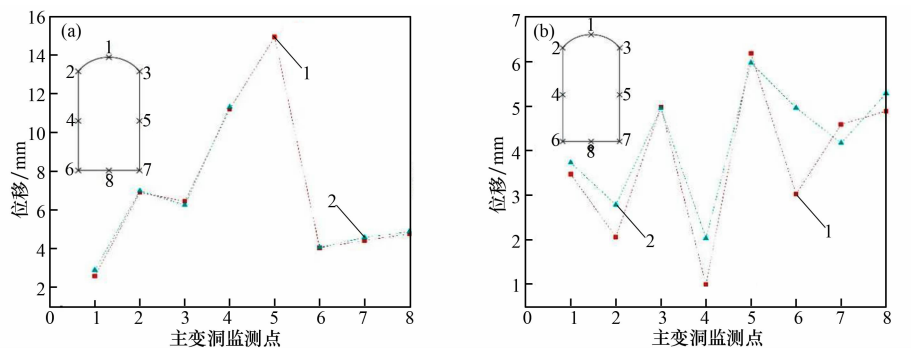
在尾闸室和母线洞开挖之后主厂房和主变洞关键点的位移增量如表 3 所示。主厂房和主变洞典型断面监测点的位移均收到后开挖洞室的影响。尾闸室和母线洞开挖之后,主厂房和主变洞拱顶位移、侧墙位移和底板位移均明显增加,尤其是主变洞上游侧墙位移,其增量达到 103%。

表 3 尾闸室和母线洞开挖前后关键点的位移变化 mm

监测点	开挖前 位移	开挖后 位移	位移 增量
ZCF-1	2.58	2.89	0.31
ZCF-4	11.20	11.31	0.11
ZCF-8	4.76	4.87	0.11
ZBD-1	3.47	3.73	0.26
ZBD-4	0.99	2.03	1.02
ZBD-8	4.89	5.29	0.40

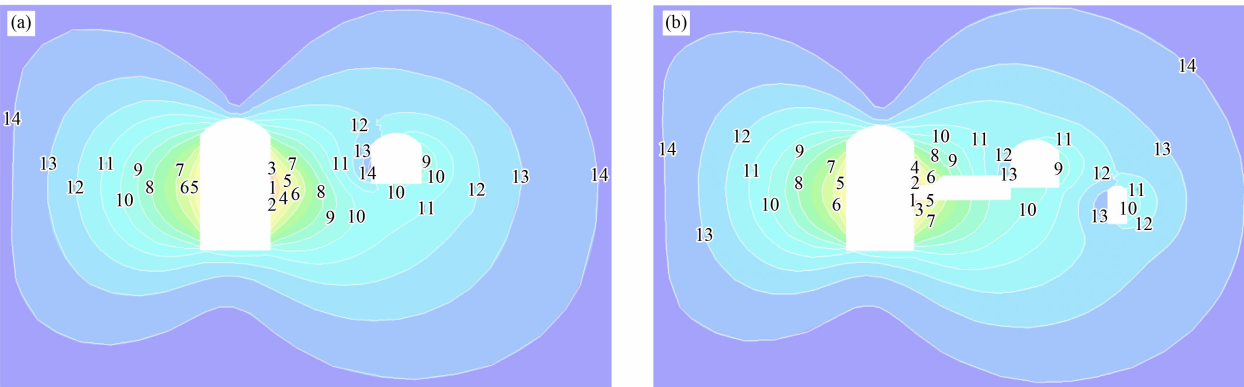
后行洞开挖对先行洞位移的影响规律如图 10 所示。母线洞和尾闸室开挖对主厂房影响较小,最大位移增量为 0.31 mm,增幅约为 12%,出现在拱顶位置,但是对主变洞的影响较大。ZBD-2 与 ZBD-3 相比,受主厂房和母线洞开挖的影响,ZBD-2 处的位移增量远大于 ZBD-3 处的位移增量; ZBD-4 与 ZBD-5 相比,ZBD-5 位移量较大,ZBD-5 受母线洞和尾闸室开挖的影响,其位移减小,但是 ZBD-4 的位移继续增大; ZBD-6 与 ZBD-7 相比,开挖前 ZBD-6 的位移小于 ZBD-7 的位移,但是母线洞和尾闸室开挖后,ZBD-6 处的位移增大,而 ZBD-7 的位移减小,受母线洞和尾闸室开挖的影响,ZBD-6 处的位移增量为正,而 ZBD-7 的位移增量为负。总体上看,两洞室边墙位移量大于拱顶沉降量和底板隆起量,下游边墙位移大于上游边墙,底板回弹位移量大于拱顶下沉位移量。母线洞和尾闸室开挖前后典型断面的位移云图如图 11 所示。主变洞受主厂房和母线洞开挖的影响,上游边墙与底板交接处位移量大于下游边墙与底板交接处。主厂房和主变洞之间区域位移等值线较密集,说明该处受母线洞的开挖影响,位移增量明显大于周边区域。

在尾闸室和母线洞开挖之后主厂房和主变洞关键点的应力增量如表 4 所示。总体上看,后行洞开挖会引起应力重新分布,对主厂房的应力状态影响较小,拱顶出现了一定程度应力释放,而边墙和底板局部出现微小的应力增长;但是对主变洞影响非常明显,尤其是靠近母线洞区域的应力状态变化显著。表 4 中表中负值表示压应力,正值表示拉应力。



(a) 对主厂房位移影响；(b) 对主变洞位移影响
1—后行洞开挖前；2—后行洞开挖后。

图 10 后行洞开挖对先行洞位移的影响



(a) 尾闸室和母线洞开挖前；(b) 尾闸室和母线洞开挖后
1—15.0；2—14.0；3—13.0；4—12.0；5—11.0；6—10.0；7—9.0；
8—7.0；9—6.0；10—5.0；11—4.0；12—3.0；13—2.0；14—1.0。

图 11 位移等值线图

mm

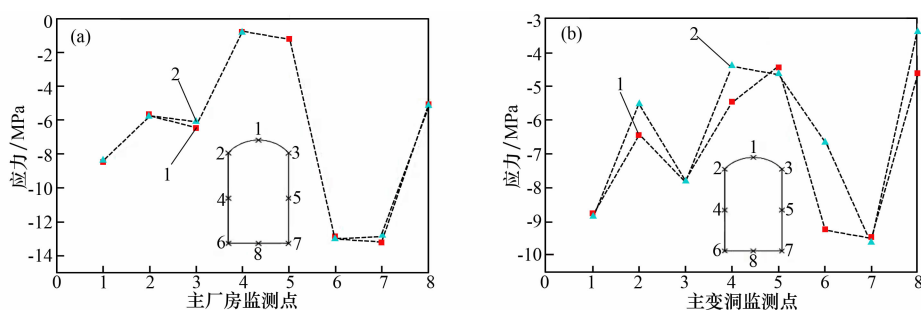
表 4 尾闸室和母线洞开挖前后关键点的应力变化 MPa

监测点	开挖前 应力	开挖后 应力	应力 增量
ZCF - 1	-8.48	-8.35	0.13
ZCF - 4	-0.77	-0.81	-0.04
ZCF - 8	-5.12	-5.14	-0.02
ZBD - 1	-8.77	-8.84	-0.07
ZBD - 4	-5.46	-4.40	1.06
ZBD - 8	-4.61	-3.40	1.21

后行洞开挖对先行洞应力的影响规律如图 12 所示。对主厂房的应力状态影响很小，然而，主变洞上游边墙中下部区域出现了明显的应力集中，最大应力增量达到 40%，增加局部破坏风险。后行洞开挖使主变洞上部拱脚和底板区域的应力得到释放，降低局部应力。这与前文讨论的后开挖洞室对先开挖洞室位移增量的影响规律一致。

具体而言，尾闸室和母线洞开挖过程中，对主

厂房围岩应力的影响较小。ZCF - 2 与 ZCF - 3 相比，ZCF - 2 的应力几乎不变，ZCF - 3 的应力受母线洞开挖的影响而略有释放。ZCF - 4 与 ZCF - 5 相比，在母线洞开挖前，受主变洞开挖影响，ZCF - 5 的应力稍大于 ZCF - 4；ZCF - 6 与 ZCF - 7 相比，在母线洞和尾闸室开挖后，ZCF - 6 的应力几乎不变，而 ZCF - 7 受母线洞的开挖影响其应力略有释放。尾闸室和母线洞开挖对主变洞围岩应力的影响较大。ZBD - 2 与 ZBD - 3 相比，ZBD - 3 的应力几乎不变，而 ZBD - 2 受母线洞开挖影响其应力释放 14.44%；ZBD - 4 与 ZBD - 5 相比，ZBD - 4 受母线洞开挖影响其应力释放 19.41%，而 ZBD - 5 受尾闸室开挖影响，其应力略有增加；ZBD - 6 与 ZBD - 7 相比，ZBD - 6 受母线洞开挖影响其应力大幅释放 27.77%，ZBD - 7 受尾闸室开挖影响，其应力稍有增加。洞室开挖过程中，先行洞的施工



(a) 对主厂房应力影响; (b) 对主变洞应力影响

1—后行洞开挖前; 2—后行洞开挖后。

图 12 后行洞开挖对先行洞应力的影响

形成应力释放区, 后开挖洞室会扰动岩体, 改变原有应力场和位移场, 进而影响先开挖洞室, 导致应力重分布。

母线洞和尾闸室开挖后的应力云图如图 13 所示。母线洞和尾闸室开挖后, 围岩应力重分布特征显著, 径向应力释放, 切向应力增加。在主厂房和主变洞之间应力较集中, 另外在边墙及底板区域应力较大, 尤其是主厂房与母线洞的交接处可能会超过岩体的强度指标而导致围岩破坏。

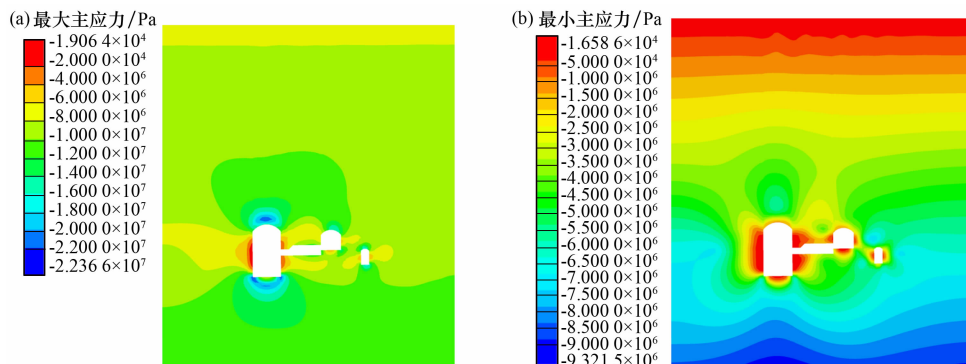
受开挖卸荷效应影响, 塑性区主要分布在主厂房和主变洞之间区域, 深度达到 0.1 ~ 0.5 倍洞室宽度。当尾闸室及母线洞开挖后, 母线洞顶拱和底板塑性区深度较大, 甚至形成了塑性贯通区, 可能导致该区域主厂房下游边墙开裂。建议在主厂房和主变洞之间使用预应力锚索加强支护, 以增加围岩的整体稳定性。而主厂房上游边墙塑性区范围较大, 但深度较小, 约为 1 ~ 3 m, 主厂房、主变洞顶拱和底板塑性区范围较小, 深度较浅, 可采用锚杆支护, 并打入塑性区范围之外一定深度, 增强围岩的稳定性。塑性区发展变化如图 14 所示。

根据预应力锚索加强支护后的数值模拟结果, 并结合岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范^[14], 选取预应力锚索的长度为 9 m, 直径为 32 mm, 纵向间距为 2 m, 预应力为 150 kN。采用预应力锚索加强支护后塑性区发展变化规律如图 15 所示。可以看出, 采用预应力锚索加强支护后, 塑性区范围减少约 50%, 支护效果显著。

图 14、15 中: None 为非塑性区; shear-n 为当前处于剪切屈服区; shear-p 为过去处于剪切屈服区; tension-n 为当前处于拉伸屈服区; tension-p 为过去处于拉伸屈服区。

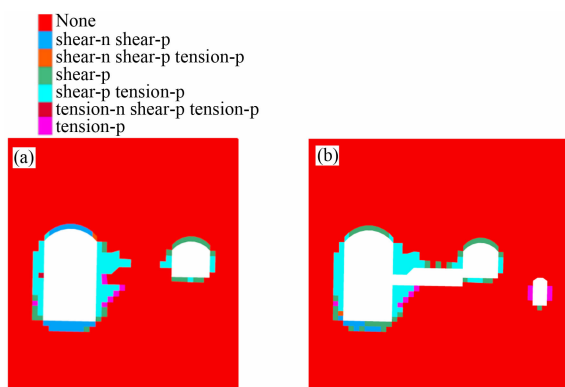
4 结论与建议

(1) 洞室边墙位移量大于拱顶沉降量和底板隆起量, 主厂房和主变洞下游边墙位移大于上游边墙, 底板回弹位移量大于拱顶下沉位移量。主变洞受主厂房和母线洞开挖的影响, 上游边墙位移增量明显大于下游边墙位移增量。主厂房和主变洞之间区域位移等值线较密集, 说明该处受母线洞的开挖影响, 位移增量明显大于周边区域。



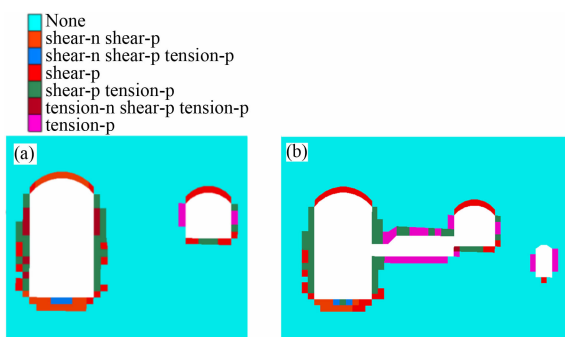
(a) 最大主应力; (b) 最小主应力

图 13 母线洞和尾闸室开挖后的应力云图



(a) 后行洞开挖前; (b) 后行洞开挖后

图 14 锚杆支护时塑性区发展变化



(a) 后行洞开挖前; (b) 后行洞开挖后

图 15 加预应力锚索后塑性区发展变化

(2) 在主厂房和主变洞之间应力较集中, 另外在边墙及底板区域应力较大, 尤其是主厂房与母线洞的交接处可能会超过岩体的强度指标而导致破坏。洞室开挖后, 围岩应力分异显著, 径向应力释放, 切向应力增加。后开挖洞室会通过岩体扰动和应力叠加影响先开挖洞室的位移和应力。

(3) 塑性区主要分布在主厂房和主变洞之间区域, 深度达到 0.1 ~ 0.5 倍洞室宽度。母线洞顶拱和底板塑性区深度较大, 甚至形成了塑性贯通区, 可能导致该区域主厂房下游边墙开裂。建议在主厂房和主变洞之间使用预应力锚索加强支护, 以增加围岩的整体稳定性。

参考文献:

- [1] 李邵军, 张世殊, 李永红, 等. 双江口水电站极高应力大型地下厂房硬岩破坏机制与稳定性控制研究[J]. 岩土力学, 2025, 46(05): 1581 - 1594. DOI:10.16285/j.rsm.2024.1234.
- [2] 李仁杰, 江浩, 苏国韶, 等. 抽水蓄能电站地下洞室群

开挖支护方案优化研究[J/OL]. 水力发电, 1 - 9 [2025 - 03 - 12]. <https://link.cnki.net/urlid/11.1845.TV.20250113.1127.002>.

- [3] 余飏, 黄纪村, 孔勇, 等. 上覆软岩厂房顶拱层围岩稳定分析与开挖优化[J/OL]. 中国农村水利水电, 1 - 12 [2025 - 03 - 12]. <https://link.cnki.net/urlid/42.1419.TV.20241220.1357.037>.
- [4] 方丹, 韩钢, 鄢江平, 等. 卡拉水电站地下洞室群稳定性分析及洞室间距优化研究[J]. 长江科学院院报, 2023, 40(11): 93 - 101.
- [5] 张恩宝, 孔张宇, 王兰普, 等. 丰宁抽水蓄能电站地下厂房围岩稳定性分析[J]. 人民长江, 2021, 52(8): 151 - 157.
- [6] 张德永, 王玉洲, 方浩亮, 等. 江边水电站地下洞室群围岩稳定性数值分析[J]. 地下空间与工程学报, 2015, 11(3): 673 - 679.
- [7] 于新华, 王丽新, 陈建胜, 等. 某抽水蓄能电站地下洞室群围岩三维稳定分析[J]. 科学技术与工程, 2014, 14(32): 73 - 78.
- [8] 吴佳俊, 胡祖栋. 基于 FLAC3D 的隧道施工数值模拟及现场监测分析[J]. 工程建设, 2021, 53(11): 66 - 72.
- [9] 闫甫, 高涛. 基于 FLAC3D 管廊基坑开挖变形与损伤数值分析[J]. 工程建设, 2021, 53(12): 15 - 21.
- [10] TAN F, GUO H, PAN P, et al. Integrated approach of predicting rock stability in high mountain valley underground caverns[J]. Underground Space, 2024, 19: 317 - 341.
- [11] PU C, HAN B, LI C, et al. Analysis of surrounding rock stability and supporting structure effect based on a hydropower station underground cavern[J]. IOP Publishing Ltd, 2024.
- [12] MA H P, Nik N N D, Md Z Y, et al. Stability analysis of surrounding rock of an underground cavern group and excavation scheme optimization: Based on an optimized DDARF method [J]. Applied Sciences, 2023, 13(4): 2152 - 2152.
- [13] ZHU Z, FANG Z, XU F, et al. Model test study on the rock mass deformation law of a soft rock tunnel under different ground stresses[J]. Frontiers in Earth Science, 2022(10): 962445.
- [14] 岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范: GB 50086—2015[S]. 北京: 中国计划出版社, 2025.