

DOI: 10.16285/j.rsm.2018.0153

高边坡坝基柱状节理玄武岩开挖卸荷时效松弛特性

裴书锋^{1,2}, 冯夏庭^{1,3}, 张建聪^{1,2}, 王鹏飞⁴, 江权¹,
周扬一³, 郝宪杰¹, 刘俊峰⁴

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 中国科学院大学, 北京 100049;
3. 东北大学 深部金属矿山安全开采教育部重点实验室, 辽宁 沈阳 110819; 4. 中国三峡建设管理有限公司, 四川 成都 610041)

摘要: 柱状节理玄武岩在开挖卸荷条件下容易松弛与开裂, 是白鹤滩水电站坝基稳定的主要挑战。以白鹤滩水电站左岸坝基柱状节理玄武岩试验区为工程背景, 采用单孔声波、钻孔摄像等原位测试技术, 研究了分梯段开挖及时间效应条件下III₁类和III₂类柱状节理玄武岩松弛深度、松弛程度的时空演化规律, 探讨了坝基柱状节理岩体松弛特征的原因。分析结果表明: 柱状节理玄武岩的松弛深度主要由开挖引起, 临近开挖面岩体的松弛程度随时间呈负指数增长, 其时效期不超过半年。柱状节理岩体松弛特征与岩体质量关系密切, 两类岩体的松弛深度、松弛程度的时效性及松弛程度随孔深的分布规律差异较大。坝基柱状节理岩体时效松弛是由内部节理张开导致的岩体强度参数的时效劣化引起。该研究对认识柱状节理岩体卸荷力学行为及优化坝基柱状节理岩体开挖保护方案具有重要意义。

关键词: 高边坡; 柱状节理玄武岩; 卸荷松弛; 时间效应; 松弛深度; 松弛程度

中图分类号: TV 741

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2018) 10-3743-12

Time-dependent relaxation characteristics of columnar jointed basalts in high-slope dam foundation during excavation

PEI Shu-feng^{1,2}, FENG Xia-ting^{1,3}, ZHANG Jian-cong^{1,2}, WANG Peng-fei⁴, JIANG Quan¹,
ZHOU Yang-yi³, HAO Xian-jie¹, LIU Jun-feng⁴

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. University of Chinese Academy of Sciences, Beijing 100049, China; 3. Key Laboratory of Ministry of Education on Safe Mining of Deep Metal Mines, Northeastern University, Shenyang, Liaoning 110819, China;
4. China Three Gorges Construction Management Co., Ltd., Chengdu, Sichuan 610041, China)

Abstract: Under the condition of excavation and unloading, the induced relaxation and cracks of columnar jointed basalts (CJB) were the main challenges for the stability of the dam foundation of Baihetan hydropower station. To analyse the loosening characteristics of CJB, the temporal-spatial evolution of the loosening depths and degrees of class III₁ and class III₂ of CJB were studied by the single-hole acoustic wave test and borehole camera inspection which were conducted in the CJB test section of the left bank dam foundation of Baihetan hydropower station. The reason of loosening characteristics was then analysed in detail. The results showed that the loosening depth was mainly caused by excavation. The loosening degree of CJB adjacent excavation surface grew progressively with time by the negative exponent type, with a semi-annual growth period. The loosening characteristics were closely associated with the rock mass quality. The loosening depth, the time-dependent characteristics and distribution with borehole depths of loosening degree were largely different from class III₁ to class III₂. The time-dependent loosening was caused by the ageing degradation of strength parameters of rock mass due to the opening of internal joints. This study is useful to understand the unloading mechanical behaviour of CJB and to optimise the excavation and support of CJB in the dam foundation.

Keywords: high slope; columnar jointed basalts; unloading and loosening; time-dependent impact; loosening depth; loosening degree

收稿日期: 2018-01-25

基金项目: 中科院前沿科学重点研究项目(No. QYZDJ-SSW-DQC016); 国际深部地质工程研究计划(No. 115242KYSB20160017); 中国博士后科学基金(No. 2017M621150)。

This work was supported by the Key Projects of Chinese Academy of Sciences Frontier Science Research (QYZDJ-SSW-DQC016), the International Deep Geological Engineering Research Program (115242KYSB20160017) and the China Postdoctoral Science Foundation (2017M621150).

第一作者简介: 裴书锋, 男, 1986年生, 博士研究生, 主要从事深部岩石力学与地下工程方面的研究。E-mail: pfs0504@126.com

1 引 言

柱状节理玄武岩具有特殊的柱状镶嵌结构, 岩块由柱间节理及众多的隐微节理所包围, 在开挖卸荷条件下, 柱状节理岩体易因节理张开而松弛^[1-3], 白鹤滩水电站右岸导流洞的柱状节理围岩随洞室开挖便出现了松弛深度时效增长问题, 局部边墙围岩出现了岩体倾倒、塌落等破坏^[4]。此外柱状节理玄武岩在白鹤滩水电站左、右岸坝基、左岸尾水管、右岸尾调室等多个工程部位均有出露, 特别是 300 m 级高拱坝坝基的稳定性是白鹤滩水电工程的重中之重。白鹤滩水电站左岸坝基中低高程除大范围发育柱状节理玄武岩外, 局部岩体还发育有错动带等地质构造, 急需对此复杂地质条件影响下高边坡柱状节理玄武岩的开挖卸荷时效松弛特性进行研究。

柱状节理玄武岩的松弛特征主要通过原位的单孔声波测试获得的松弛深度、松弛程度来评价^[5], 许多学者采用此方法研究了洞室中柱状节理玄武岩松弛深度的尺寸效应和时间效应, 认为松弛深度的尺寸效应明显, 而时间效应与洞室尺寸有关, 大型洞室松弛深度的时间效应较明显^[5-8]。还有学者研究了支护时机及地质构造等对柱状节理玄武岩洞室松弛深度和程度的影响, 及时地锚喷支护有利于限制松弛深度的发展^[9], 而开挖面附近的错动带等地质结构面的存在会扩大洞室柱状节理围岩松弛破坏范围^[8]。石安池等^[10]研究了柱状节理玄武岩的节理特征、力学特性及变形机制。孙旭曙等^[11]研究了节理和声波测试方向的夹角对岩体波速的影响。另外许多学者^[12-14]探讨了柱状节理玄武岩的节理特征及洞室开挖后围岩应力场特征对洞室松弛破坏机制的影响。Ji 等^[15]基于地质调查评价、室内试验和原位试验研究了镶嵌块状结构和镶嵌碎裂结构的柱状节理玄武岩岩体的风化特征及力学参数范围, 前者的切线模量及单轴抗压强度比后者大。这些研究为柱状节理玄武岩坝基松弛特征研究提供了基础。

国内许多水电站的坝基岩体松弛都表现出了时效性特征, 如大岗山水电站坝基表层花岗岩随时间延长波速逐渐降低, 直至最后稳定^[16], 小湾电站坝基岩体变形在开挖后 3~4 个月内趋缓^[17]。在岩体质量及结构面分布对坝基松弛特征的影响方面, 岩体质量越差、与边坡平行的结构面越发育, 岩体波速越低, 松弛带厚度越大^[18-19], 时效变形量值也更为显著^[20]。前人在洞室柱状节理岩体松弛特征及坝基非柱状节理岩体松弛特征方面积累了丰富成果, 而在高边坡开挖条件下柱状节理玄武岩坝基的松弛

特征尚未有深入研究。

本文以白鹤滩水电站左岸坝基 660~650 m 柱状节理玄武岩试验区为工程背景, 主要采用单孔声波、钻孔摄像等长期原位测试技术, 重点研究了坝基 III₁ 类和 III₂ 类柱状节理玄武岩在开挖卸荷及时效期的松弛特征, 分析其松弛深度、松弛程度的时间与空间演化特征, 讨论了其松弛机制并进行了数值模拟验证, 该研究对认识柱状节理岩体卸荷力学行为及优化坝基柱状节理岩体开挖保护方案具有重大意义。

2 工程概况

白鹤滩水电站拱坝为 300 m 级高坝, 其中左岸坝基设计高程为 538~834 m, 坝基走向 N29°~39°E。坝基岩性自上而下为 P₂β₄²~P₂β₂³ 层玄武岩, 岩层总体产状 N30°~50°E, SE∠15°~25°, 其中 565~670 m 高程出露 P₂β₃³ 层第一类柱状节理玄武岩, 参见图 1。柱体长度一般 2~3 m, 倾伏角 70°~85°, 柱体截面主要为不规则五边形和四边形, 柱体边长以 10~20 cm 为主, 柱体内部隐节理发育, 未开挖时节理闭合紧密。其中建基面附近柱状节理岩体主要为 III₁ 类岩体, 局部地质构造附近或者节理裂隙发育部位属于 III₂ 类岩体。III₁ 类岩体一般为微新岩体, III₂ 类岩体呈现弱风化特征, 且节理间距更小^[21]。左岸坝基出露的柱状节理玄武岩参见图 2。

左岸坝基第一主应力方向与岩层倾向基本一致, 方向 N40°W, 倾角 15°, 大小为 8~11 MPa; 第二主应力方向 N12°E, 倾角-48°, 大小为 7~9 MPa; 第三主应力方向 N74°E, 倾角-29°, 大小为 6~8 MPa^[21]。

在左岸坝基 660~650 m 高程设置柱状节理玄武岩试验区, 试验区建基面外预留 2 m 保护层, 650~628 m 高程建基面外预留 5 m 保护层。保护层外开挖采用宽约 10~12 m、高度 5~8 m 的梯段开挖方式, 至 628 m 高程后未再下挖。8 个月后再在 650~630 m 高程垂直坡面进行灌浆锚固, 之后进行保护层开挖及建基面锚索支护等施工, 660~628 m 高程施工过程参见图 3。本文主要研究灌浆前柱状节理玄武岩在保护层外开挖和时效条件下的松弛特征。

试验区分分为 A1、A2、B1、B2、C1 和 C2 共 6 个区, 各区位置及支护情况参见表 1。试验区 III₁ 类岩体约占 60%, III₂ 类岩体约占 40%, 错动带 LS3319 在 A1、A2 区出露, 缓倾角斜穿其他 4 区, 产状为 N24°E, SE∠23°, 带宽为 3~15 cm, 以节理化构

造岩为主，错动带 LS3323 在 B2 区和 C2 区下游出露，对试验区影响较小，另外保护层揭露 2#帷幕洞、2#排水洞和 119-1 平洞。试验区位置及岩体级别参见图 4。

试验区保护层外开挖后，在各区分别布置 5 个深 10 m 的声波测试钻孔，各钻孔垂直坡面布置，其中 5 号钻孔兼做钻孔摄像测试，孔径 110 mm，

其他钻孔孔径为 76 mm。编号 2~4 的 3 个钻孔呈正三角形分布，相距为 1 m，各钻孔位置参见图 4(b)，其中 C2-3 孔和 C2-5 孔后期堵孔，分析时未考虑。另外分别在 A1、B2 和 C1 区各布置一个锚杆应力计和深 32 m 的四点式位移计，锚杆应力计和多点位移计编号和特征参见表 2。A1 区的锚杆应力计 ASzjc-1 和位移计 Mzjc-1 水平相距 1.5 m，Mzjc-2

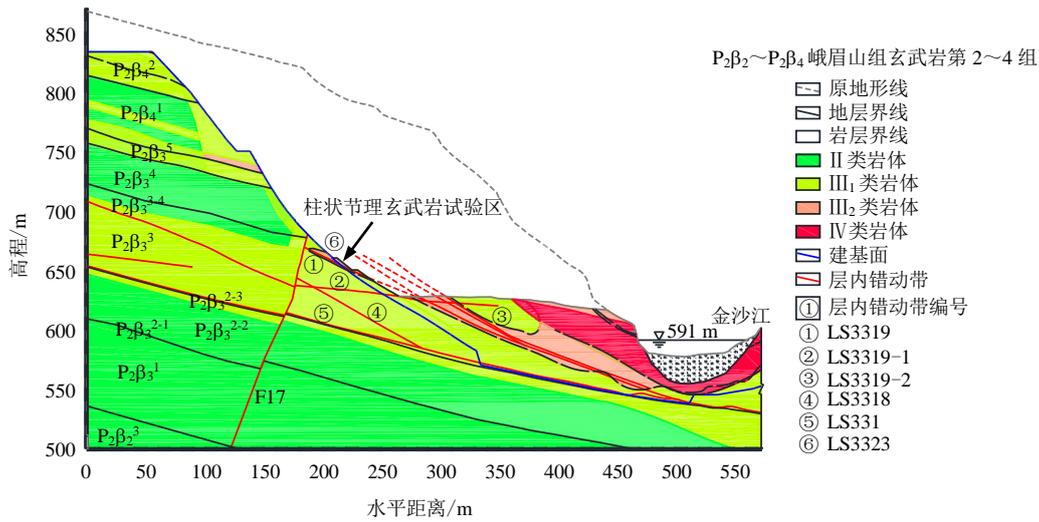
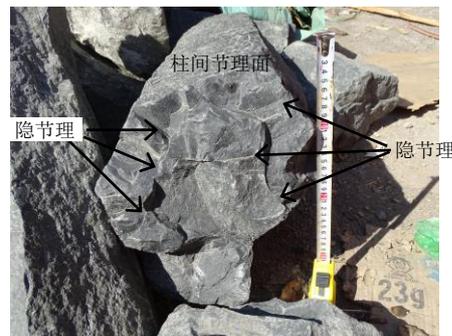


图 1 拱轴线显示的左岸坝基岩性分布及 P₂β₃³柱状节理区主要地质构造^[21]

Fig.1 Lithology distribution of dam foundation of left bank and the geological tectonic in the P₂β₃³ CJB zone showed along the central axis of dam^[21]



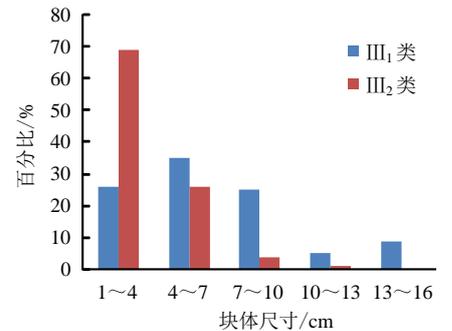
(a) 坝基柱状节理岩体侧面图



(b) III₁类柱体端面显示隐节理发育



(c) III₁类和III₂类岩块风化差异



(d) III₁类和III₂类反映节理间距的块体尺寸

图 2 白鹤滩水电站左岸坝基出露的柱状节理玄武岩

Fig.2 Characteristics of CJB in the left bank dam foundation of Baihetan hydropower station

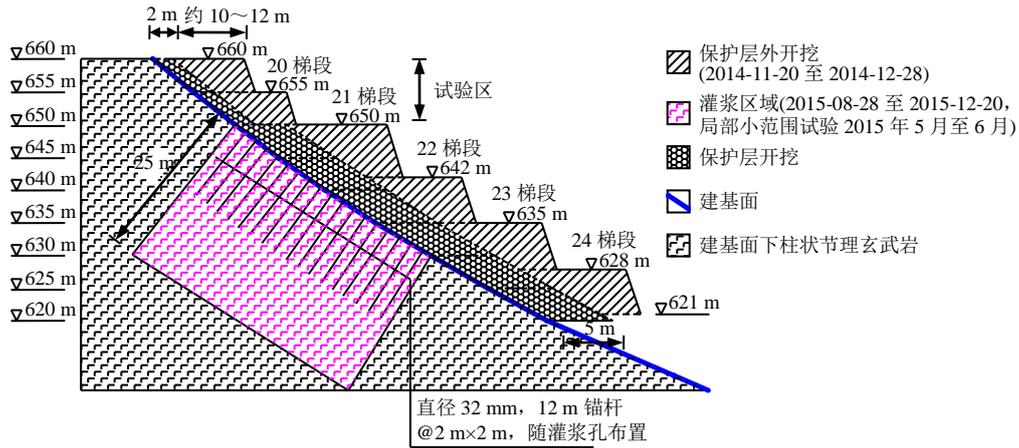


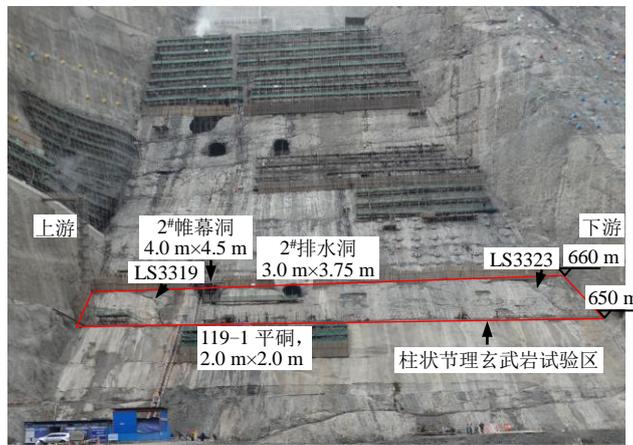
图3 左岸坝基 660~628 m 施工流程

Fig.3 Construction consequence of 660-628 m elevation of the left bank dam foundation

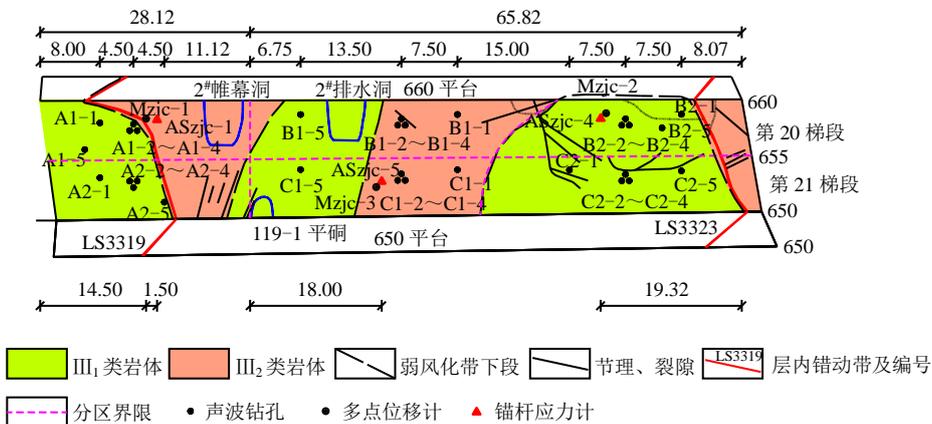
表1 各区位置及支护情况

Table 1 Location and support of each zone

分区	高程/m	宽度	支护情况
A1	660~655	约 28 m	无支护
A2	655~650	约 28 m	无支护
B1	660~655	与 B2 共宽, 约 66 m	普通砂浆锚杆, 长 6 m, @1.5 m×1.5 m
B2	660~655	与 B1 共宽, 约 66 m	
C1	655~650	与 C2 共宽, 约 66 m	预应力锚杆, 长 9 m, @1.5 m×1.5 m, 保护层范围内 2 m 为可拆卸段
C2	655~650	与 C1 共宽, 约 66 m	



(a) 试验区位置



(b) 试验区岩体级别及测点布置 (单位: m)

图4 试验区岩体分级及监测布置

Fig.4 Rock mass classification and monitoring layout in the test zone

和 Mzjc-3 两个位移计分别位于 ASzjc-4 和 ASzjc-5 为顶点的 4 个锚杆的中心位置，位移计和锚杆应力计位置参见图 4(b)。单孔声波测试在每个保护层外梯段开挖后测试一次，之后进行定期测试，钻孔摄像只进行了保护层外开挖前、后的观测，锚杆应力计和多点位移计连续观测。

表 2 锚杆应力计和多点位移计编号和特征
Table 2 Numbers and characteristics of rockbolt stress gauges and multi-point extensometers

分区	锚杆应力计编号	多点位移计编号	锚杆应力计特征	多点位移计特征
A1	ASzjc-1	Mzjc-1	单点式，距保护层顶部 3 m	四点式，分别位于距保护层顶部 0、4、7、12 m
B2	ASzjc-4	Mzjc-2	两点式，分别距保护层顶部 4、7 m	
C1	ASzjc-5	Mzjc-3		

3 观测结果与分析

柱状节理玄武岩松弛深度的判断标准：①无爆前波速时，波速曲线有明显拐点的，以拐点处为松弛深度界限；当波速曲线拐点不明显时，III₁ 类柱状节理玄武岩以 4 700 m/s 为界，III₂ 类柱状节理玄武岩以 4 000 m/s 为界^[7]；②根据一般工程经验，当有爆前波速时，以爆后连续 3 点波速降低 10% 处为界。

柱状节理岩体的松弛程度 D 以岩体波速的衰减率表示，取值范围为 (0, 1)，值越大，岩体松弛越严重。其计算公式如下：

$$D_i = 1 - \frac{v_i}{\bar{v}} \quad (1)$$

式中： D_i 为钻孔第 i 个测点处岩体的松弛程度； v_i 为钻孔第 i 个测点处岩体的波速； \bar{v} 为深部未松弛岩体平均波速或者岩体的最大波速。

3.1 松弛深度的时空效应

图 5 为各梯段保护层外开挖及时效松弛稳定后由各孔松弛深度推断得到的试验区松弛深度等值线图，可见 21 梯段爆后试验区岩体松弛深度多小于 2.0 m，大于 2.0 m 的部位集中于坡面中部 B1、C1 区的 III₂ 类岩体。随着下部各梯段保护层外开挖，松弛深度大于 2.0 m 的岩体范围逐渐增加，特别是 23 梯段爆后，B1、C1 区上游的 III₁ 类岩体松弛深度有较大增长，在时效松弛阶段，B2、C2 区部分裂隙发育的 III₁ 类岩体松弛深度有较明显的增加，A1 区局部岩体松弛深度也有增长，但其是由于附近施工扰动引起。从最终的分区松弛深度看，A1、A2 区岩体松弛深度整体较小，均小于 2.0 m，B1、C1 区岩体松弛深度主要集中在 1.8~3.6 m，B2、C2 区含裂隙岩体部分松弛深度在 1.8~3.6 m，无裂隙发育

部位岩体松弛深度也较小。

从图 5 可见，松弛深度较大的范围并没有与 III₂ 类岩体范围完全对应，部分 III₁ 类岩体松弛深度也较大，主要位于 B1、C1 区上游以及 B2、C2 区上游的裂隙较发育岩体。其中 B1、C1 区上游发育多个洞室，岩体在多向卸荷下松弛相对较为剧烈，B2、C2 区上游岩体虽划分为 III₁ 类岩体，但由于裂隙发育，一定程度上降低了其岩体质量，所以坝基柱状节理岩体的松弛深度与其岩体质量具有较好的对应关系。

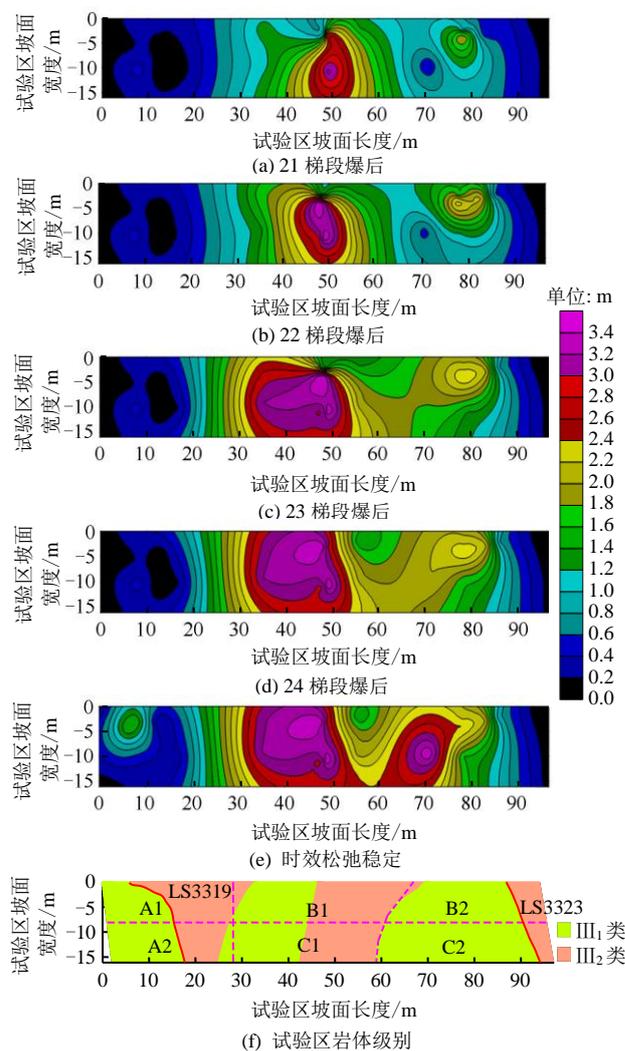


图 5 试验区岩体松弛深度时空演化等值线图
Fig.5 Temporal-spatial evolution contour maps of loosening depth of rock mass in the test zone

表 3 为时效松弛稳定后 2015 年 7 月 11 日岩体位移、锚杆应力与其附近钻孔松弛深度的量值。ASzjc-1 的 3 m 测点应力及 Mzjc-1 的 4 m 测点位移均较小，说明附近岩体松弛变形小于 3 m；ASzjc-5 的 4 m 测点应力 159.74 MPa，而 7 m 测点应力仅 17.49 MPa；Mzjc-3 的 4 m 测点位移也相对较大，

说明临近的 C1 区距保护层顶面 4 m 处岩体松弛变形较为剧烈，而 7 m 岩体松弛变形较小；同样 ASzjc-4 附近 B2 区保护层下 3~4 m 岩体的松弛变

形也较大。可见各位移和锚杆应力反映的松弛变形规律与附近岩体松弛深度的量值具有一致性，说明试验区柱状节理岩体松弛深度存在空间变异性。

表 3 各种监测项目量值 (2015 年 7 月 11 日) [22]
Table 3 Values of monitoring programs on July 11th, 2015 [22]

多点位移计	不同深度处的位移/mm		锚杆应力计	不同深度处的锚杆应力/MPa			附近钻孔	松弛深度/m
	0 m	4 m		3 m	4 m	7 m		
Mzjc-1	8.11	4.94	ASzjc-1	8.66	/	/	A1-2~A1~4	0.2~0.5
Mzjc-2	19.93	19.12	ASzjc-4	144.00	/	/	B2-2~B2-5	2.3~2.6
Mzjc-3	18.04	17.76	ASzjc-5	/	159.74	17.49	C1-2~C1~4	2.9~3.6

图 6 为 III₁ 类和 III₂ 类岩体各孔松弛深度的全过程演化，可见两类岩体的松弛均主要由保护层外岩体开挖卸荷引起，保护层外开挖结束后，多数孔松弛深度稳定。表 4 统计了各梯段保护层外开挖和时效松弛阶段两类岩体松弛深度变化，III₁ 类和 III₂ 类岩体最终平均松弛深度分别为 1.48、2.90 m。保护层外开挖引起的松弛深度分别占最终松弛深度的 81.8% 和 100%，其中试验区保护层外开挖的影响最大，其引起的松弛深度分别为最终松弛深度的

43.2% 和 76.2%。之后随各梯段保护层外开挖，两类岩体松弛深度逐渐增加，后续 22、23 两个梯段保护层外开挖引起的松弛深度分别占比为 35.1% 和 14.5%，24 梯段保护层外开挖引起的松弛深度占比为 3.4% 和 9.3%。时效松弛引起的 III₁ 类岩体松弛深度增长占比约 18.2%，其平均量值约 0.27 m，主要是 A1-1、A1-5 及 C2-1 孔松弛深度增长引起，而 A1 区两孔的增长是由于施工扰动引起，故 III₁ 类岩体松弛深度的时效增长也不显著。

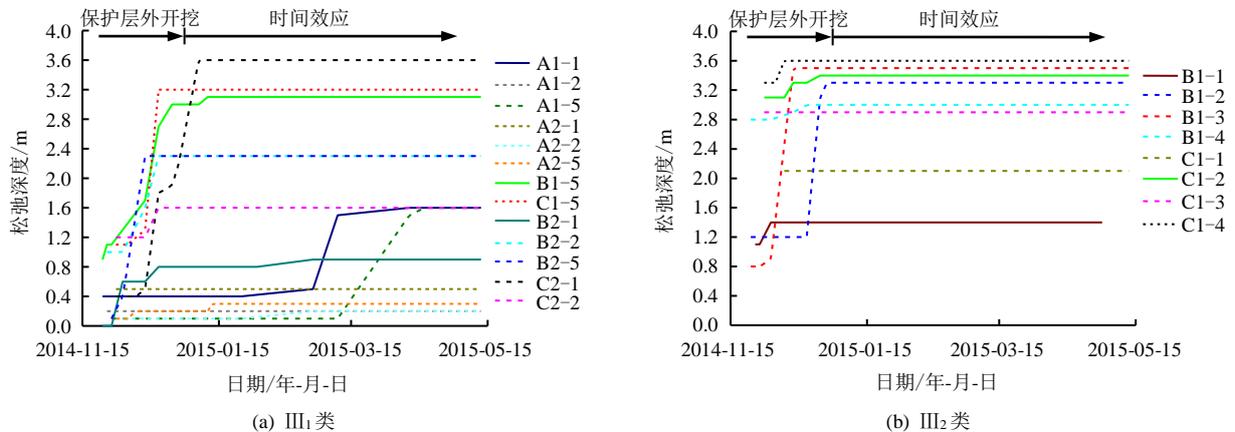


图 6 两类柱状节理岩体松弛深度时程演化
Fig.6 Loosening depths as the function of time for classes III₁ and III₂ of CJB

表 4 两类岩体松弛深度随开挖及时效变化

Table 4 Loosening depth evolution of classes III₁ and III₂ of CJB during excavation and time-dependent impact

岩体级别	统计孔数/个	施工阶段	松弛深度			增量		变化孔数/个
			范围/m	平均值/m	占比/%	范围/m	平均值/m	
III ₁	20	20 梯段开挖	0.0~2.0	0.62	/			
		21 梯段开挖	0.1~2.0	0.64	43.2	0.0~0.6	0.12	3
		22 梯段开挖	0.1~2.6	0.86	58.1	0.0~2.2	0.28	9
		23 梯段开挖	0.1~3.2	1.16	78.4	0.0~2.2	0.59	11
		24 梯段开挖	0.1~3.2	1.21	81.8	0.0~2.2	0.63	11
		时效松弛稳定	0.2~3.6	1.48	100.0	0.0~3.2	0.91	18
III ₂	8	20 梯段开挖	0.8~2.8	1.48	/			
		21 梯段开挖	0.9~3.3	2.21	76.2	0.0~0.3	0.10	2
		22 梯段开挖	1.2~3.6	2.61	90.0	0.0~2.7	0.45	5
		23 梯段开挖	1.2~3.6	2.63	90.7	0.0~2.7	0.46	5
		24 梯段开挖	1.4~3.6	2.90	100.0	0.0~2.7	0.74	6
		时效松弛稳定	1.4~3.6	2.90	100.0	0.0~2.7	0.74	6

注：20 梯段开挖阶段仅为 660~655 m 高程各孔数据；增量及变化孔数均为相对于 20 梯段开挖之前产生的变化。

图 7 为 3 个锚杆应力计的应力在保护层外开挖和时效期的演化, 可见 ASzjc-1 的应力量值较小, 且变化幅度较小, 2015 年 1 月初稳定, 附近的 A1-2 孔松弛深度在本梯段保护层外开挖后即不再增长 (见图 6(a))。ASzjc-4 的应力在开挖期迅速增长, 时效期有轻微增长, 至 2015 年 4 月底已基本稳定, 附近 B2-2、B2-5 孔的松弛深度在保护层外开挖期间也是迅速增加, 时效期松弛深度未变 (见图 6(a))。ASzjc-5 的 4 m 测点应力在本梯段开挖后即较大, 在后续梯段开挖时略有增长, 时效期有轻微增长, 至 2015 年 3 月初基本稳定, 附近的 C1-2~C1-4 等孔也是本梯段开挖后松弛深度达到 3 m 左右, 后续梯段开挖时松弛深度仅有小幅增加, 且时效期不再变化 (见图 6(b))。可见锚杆应力随时间的演化规律与附近岩体松弛深度的演化规律类似, 锚杆应力的增长主要在保护层外开挖期出现, 时效期应力增长较小或基本无变化。锚杆应力随时间的演化趋势也说明了坝基柱状节理玄武岩的松弛主要是由外部岩体开挖卸荷引起, 而岩体时效松弛增长较轻微这一特征。

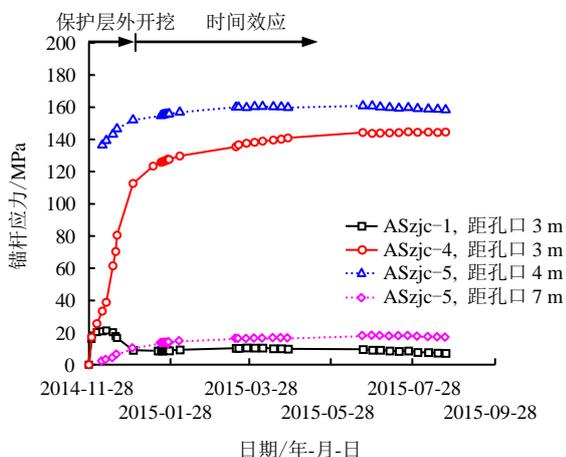


图 7 3 支锚杆应力计各测点应力特征^[22]

Fig.7 Stress characteristics of monitoring points for three rockbolt stress gauges^[22]

3.2 松弛程度的时空效应

为研究两类岩体松弛程度的全过程变化, 取两类岩体的极限最大波速作为评价标准。图 8 为 650~630 m 灌浆前 III₁ 类和 III₂ 类岩体各孔未松弛区各测点波速的统计分布, 两类岩体未松弛区波速基本服从三参数 Weibull 分布。III₁ 类岩体未松弛区各测点波速的 95% 置信区间上限为 5 797.3 m/s, III₂ 类岩

体未松弛区各测点波速的 95% 置信区间上限为 5 780.1 m/s, 分别取 5 800 m/s 和 5 780 m/s 作为两类岩体的极限最大波速。

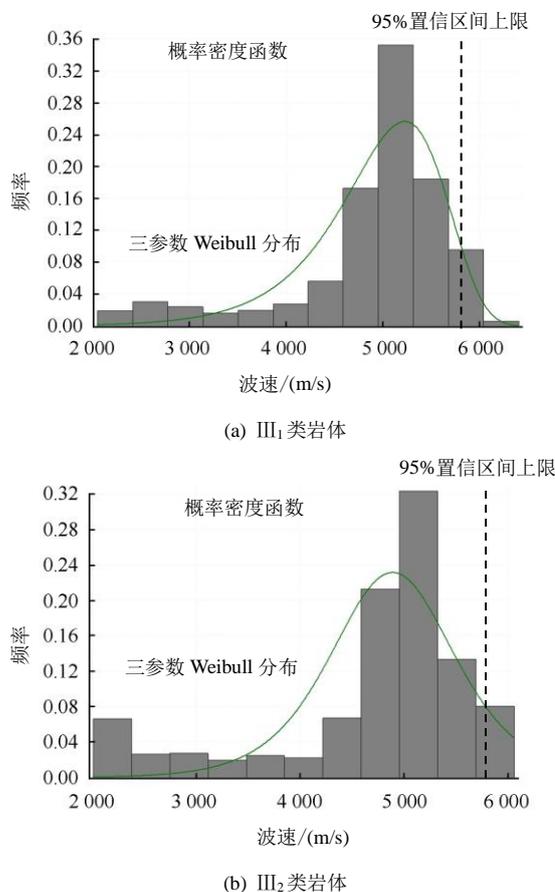


图 8 两类岩体未松弛区波速 Weibull 分布
Fig.8 Weibull distribution of wave velocity of the undisturbed zone in classes III₁ and III₂ of rock mass

考虑到试验区保护层厚度为 2.0 m, 岩体松弛深度最大值为 3.6 m, 将两类岩体沿孔深分为 0~2、2~4 m 和 4~10 m 3 段。分别以 B1-2 孔和 B2-1 孔为例说明两类岩体松弛程度的演化规律, 图 9 显示了上述两孔 3 段岩体平均松弛程度的变化, 此处松弛程度计算中 \bar{v} 取两类岩体极限最大波速。可见: ① B1-2 孔表层 2 m 岩体松弛程度具有时效增长现象, 其时效期约 2 个月, 2~4 m 段岩体松弛程度有轻微的增长, 4~10 m 段岩体松弛程度基本无变化; ② B2-1 孔 0~2 m 段和 2~4 m 段岩体松弛程度随时间增长非常明显, 基本呈负指数增长, 其时效期约为 5 个月, 而 4~10 m 岩体平均松弛程度的时效期不明显。平均松弛程度的时效期与图 7 中锚杆应力计的时效增长期接近, 说明柱状节理岩体松弛的时效期基本不超过 6 个月。

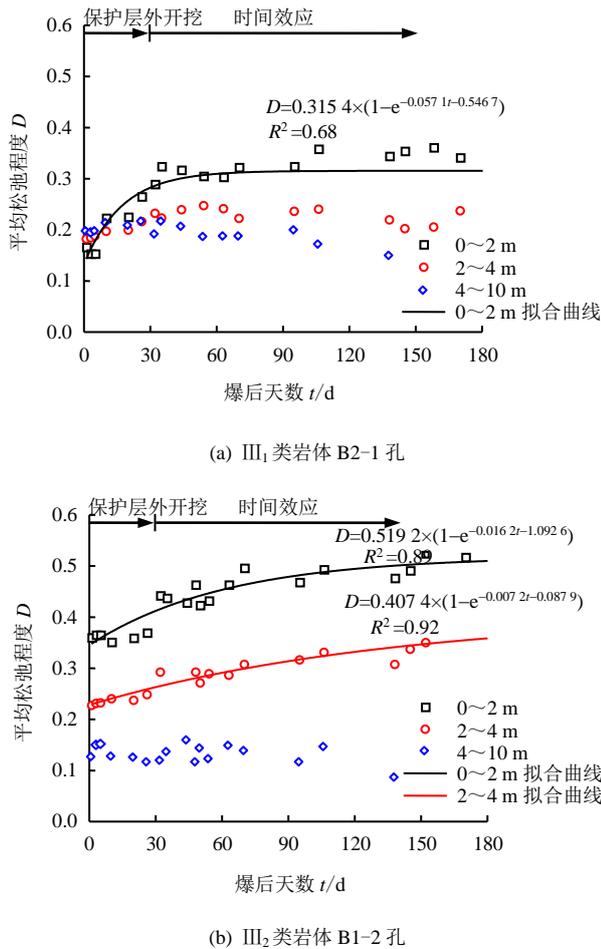


图9 保护层外开挖和时效阶段两类岩体典型孔平均松弛程度演化

Fig.9 Average loosening degree evolution of typical holes for classes III₁ and III₂ of CJB during excavation and time-dependent impact

图10为松弛程度稳定后两类岩体波速随孔深的分布,可见III₁类岩体波速随孔深逐渐增加,进入未松弛区后逐渐稳定,呈负指数增长规律。而III₂类岩体松弛区波速均较低,进入未松弛区后波速突然增长,呈现出S型函数的变化趋势。由于LS3319等结构面的存在,深部围岩存在低波速区。

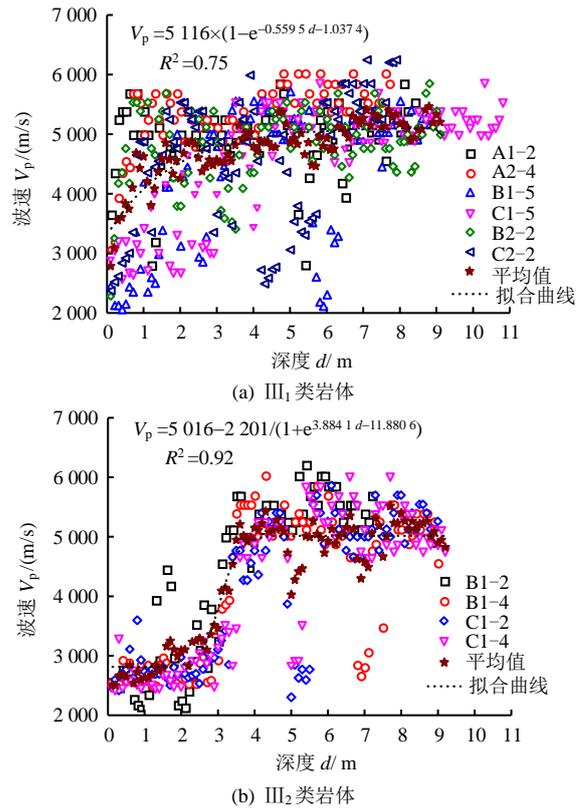


图10 两类柱状节理玄武岩波速随孔深分布(波速稳定后)
Fig.10 Variation of P-wave velocity with borehole depth in classes III₁ and III₂ of CJB rock mass (after P-wave velocity stabilised)

表5统计了两类岩体松弛程度稳定后各自松弛区平均波速及松弛程度,此处松弛程度计算中 \bar{v} 分别取两类岩体各孔未松弛区平均波速。III₁类岩体松弛区平均波速在3032~4414 m/s之间,松弛程度为0.115~0.409,III₂类岩体松弛区平均波速范围为2624~3332 m/s,松弛程度为0.309~0.463,按照李广场^[5]提出的柱状节理岩体松弛程度分类,III₁类岩体松弛区处于中等松弛~强松弛状态,III₂类岩体松弛区处于强松弛状态。由于岩体内部结构面的存在,两类岩体未松弛区平均波速相差不大,未松弛区岩体整体上可归属于III₁类岩体。

表5 III₁类和III₂类柱状节理玄武岩波速及松弛程度
Table 5 Wave velocities and loosening degrees for classes III₁ and III₂ of CJB

岩体级别	松弛深度/m	松弛区平均波速/(m/s)	未松弛区平均波速/(m/s)	松弛区松弛程度	松弛评价
III ₁	0.20~3.60(1.48)	3032~4414	4469~5276	0.115~0.409	中等松弛~强松弛
III ₂	1.40~3.60(2.90)	2624~3332	4517~5056	0.309~0.463	强松弛

注: 0.20~3.60(1.48)中0.20~3.60为松弛深度的范围,1.48为其平均值,余同。

4 坝基柱状节理岩体松弛特征的原因分析

相对于完整硬脆性岩体的松弛特征一般表现为破裂或损伤,坝基柱状节理岩体的松弛主要体现

为节理张开,即由于保护层外多梯段开挖使得垂直坡面方向预留岩体围压逐渐减小,表层岩体内节理逐渐张开,特别是柱间节理及与卸荷方向呈大夹角的隐节理更易卸荷张开,这是柱状节理岩体松弛的本质原因。图11中用箭头和红色框显示了B1-5孔

2~4 m 和 C2-5 孔 0~2 m 段岩体在保护层外开挖前后节理状态的对比，保护层外开挖后多处节理逐渐张开，部分裂隙变宽，此必然导致岩体波速降低。

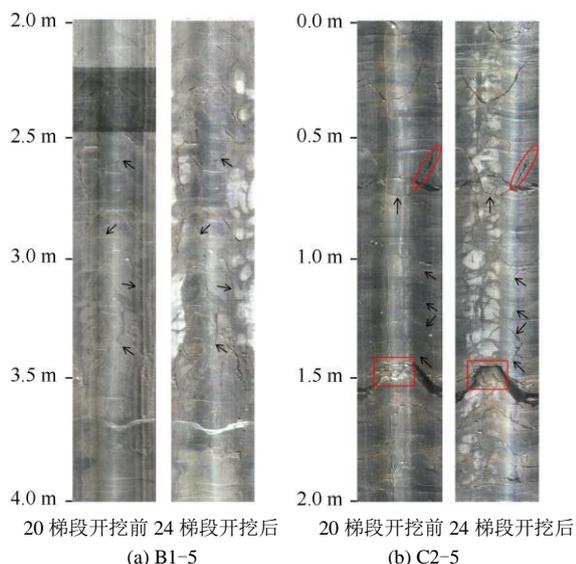


图 11 B1-5 孔和 C2-5 孔保护层外开挖后节理张开
Fig.11 Opened joints in boreholes B2-5 and C1-5 after excavation of outside protection layer

图 2(c)、2(d)显示，III₁ 类和 III₂ 类岩体的岩体质量差异较大，在同一试验区、同种开挖方式的情况下，两类岩体的松弛规律差异明显，说明岩体质量是影响柱状节理玄武岩松弛特征的主要因素。图 12 显示了坝基两类柱状节理玄武岩的松弛破坏模式。III₁ 类岩体节理闭合紧密，在外部岩体开挖过程中，随着最小主应力由浅至深逐渐增加，其松弛也呈现出由浅至深逐渐减弱的特征，故 III₁ 类岩体波速随深度呈现出负指数增长的规律。而 III₂ 类岩体节理面呈现出弱风化特征，岩体质量较差，表现为岩体弹性模量和强度参数较低，故而在外部岩体开挖卸荷过程中，表层节理更易张开，岩体位移和松弛深度较大。另外由于岩体内部间隔发育裂隙，临近坡面的裂隙受高边坡开挖卸荷易发生宽度增加甚至剪切错动等破坏，裂隙至坡面范围内柱体间相互镶嵌咬合的作用被削弱，导致柱间节理甚至隐节理均易张开，使松弛区整体呈现出强松弛特征，岩体波速随孔深呈现出 S 型规律。同样地，两类岩体不同深度处的时效松弛特征差异也是由于其自身岩体质量影响的。一般而言，岩体质量越差，其松弛的时间效应越明显^[20]，故坝基表层 2 m 岩体时效松弛增长相对较明显，而随着距坡面深度增加，岩体质量逐渐变好，岩体的时效松弛也逐渐减弱，III₁ 类岩体正是呈现出此规律。III₂ 类岩体松弛区内岩体质量均较差，故其松弛程度增长的时间较长，且 0~2 m

和 2~4 m 岩体时效期接近。坝基柱状节理玄武岩的时效松弛一方面与岩体内部节理张开引起微弱的应力调整有关，同时也与风化、温度和降水等自然条件引起的岩体劣化有关。

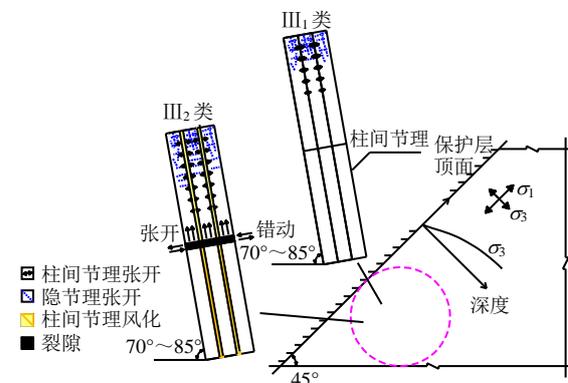


图 12 坝基 III₁ 类和 III₂ 类柱状节理玄武岩卸荷松弛模式
Fig.12 Unloading and loosening mode of classes III₁ and III₂ of CJB of the dam foundation

柱状节理岩体的时效松弛可以通过岩体强度参数的时效劣化来反映^[4]，而岩体的强度参数是岩体质量的一种内在表征。为研究在坝基保护层外开挖和时效期柱状节理岩体强度参数的劣化规律，采用智能反分析方法^[23]，根据试验区岩体的松弛深度分别反演 LS3319 上、下盘岩体的黏聚力和内摩擦角，其中本构模型采用双线性应变硬化/软化多节理模型，柱状节理玄武岩其他力学参数，以及结构面与一般岩体的力学参数参考华东院报告^[21]。图 13 显示了坝基开挖至 628 m 高程时计算得到的 A1、A2 区中心剖面，B1、C1 区中心剖面的塑性区分布，此时反演得到的 LS3319 上、下盘岩体的强度参数参见表 6，可见 A1、A2 区塑性区范围很小，最大深度小于 1.5 m，B1、C1 区塑性区深度在 2~4 m，基本上与实测的松弛深度规律接近。图 14 显示了不同时间点反演得到的 LS3319 上、下盘岩体强度参数拟合曲线，可见 LS3319 上、下盘岩体的黏聚力、LS3319 上盘岩体的内摩擦角均呈对数衰减，而 LS3319 下盘岩体的内摩擦角基本变化不大，说明坝基柱状节理玄武岩的时效松弛是由内部节理张开导致的岩体强度参数的时效劣化引起的。

表 6 左岸坝基柱状节理区岩体等效时效力学参数 (24 梯段开挖后)

Table 6 Equivalent mechanical parameters of CJB in the left bank dam foundation (after the excavation of the 24th bench)

岩体位置	黏聚力 c /MPa	内摩擦角 φ /($^{\circ}$)
LS3319 下盘	1.494	28.59
LS3319 上盘	0.611	30.71

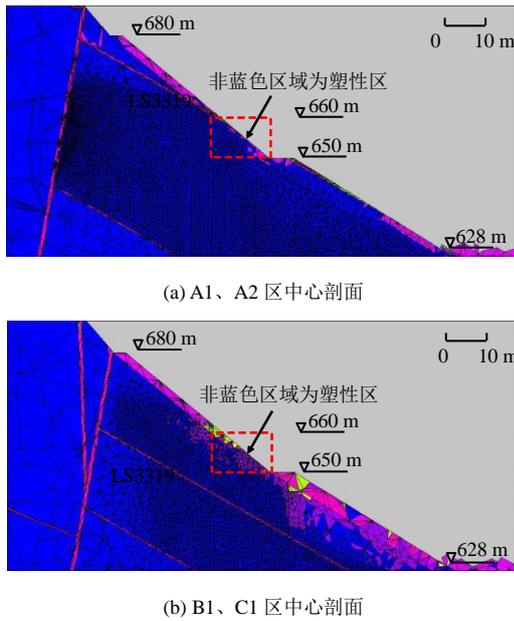


图 13 坝基开挖至 628 m 高程时试验区塑性区深度
Fig.13 Depth of plastic zone in the test zone when the dam foundation excavated to 628 m elevation

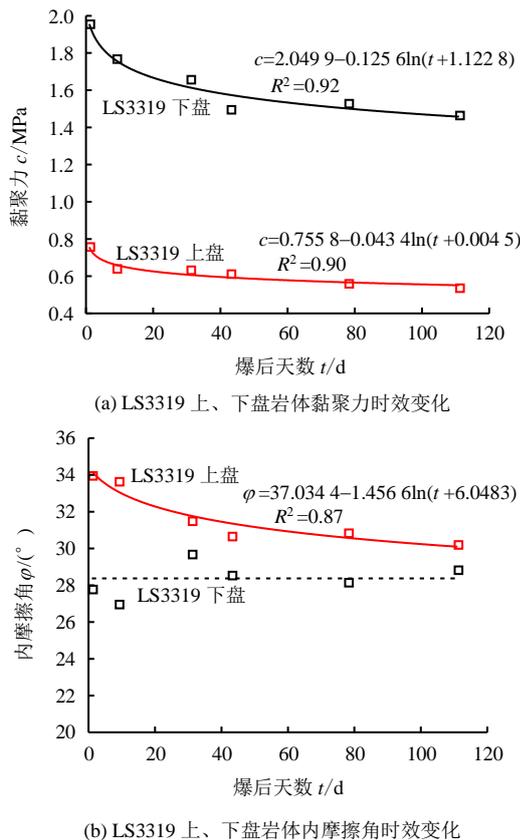


图 14 坝基柱状节理岩体强度参数时效演化规律
Fig.14 Time-dependent evolution of strength parameters of CJB of the dam foundation

5 结 论

通过采用声波、钻孔摄像等长期原位观测对白鹤滩水电站左岸坝基柱状节理玄武岩松弛特征进行

了研究,主要分析了坝基梯段开挖及时效条件下III₁类和III₂类岩体松弛深度、松弛程度的时空演化规律,同时分析了柱状节理玄武岩坝基的松弛机制,主要得到以下结论:

(1) 坝基柱状节理玄武岩的松弛深度主要由开挖卸荷引起,其松弛程度具有时效性,并呈负指数增长规律,且越靠近开挖面的岩体时效松弛特征越明显,其时效期基本上不超过 6 个月,未松弛区岩体基本没有时效松弛现象。多点位移计以及锚杆应力的量值和演化趋势证明了柱状节理玄武岩的松弛特征。

(2) 坝基柱状节理玄武岩的松弛特征与其自身岩体质量关系密切,受节理间距、风化特征及裂隙分布差异的影响,III₁类岩体的松弛深度、松弛程度的时效性和松弛程度随孔深的分布规律与III₂类岩体均有明显差异。III₁类岩体的平均松弛深度不超过 1.5 m,而III₂类岩体接近 3.0 m; III₁类岩体的松弛程度随孔深呈负指数规律增长,III₂类岩体则呈 S 型函数规律,且其时效松弛期长于III₁类岩体。

(3) 坝基柱状节理岩体松弛的宏观表现是其内部节理的张开,时效松弛是由节理张开导致的岩体强度参数的时效劣化引起,且黏聚力和内摩擦角随时间大致呈对数劣化规律。

(4) 根据两类柱状节理岩体的松弛特征,白鹤滩水电站左岸坝基建基面保护层厚度宜取 5 m,并应尽早对保护层下方岩体进行灌浆、锚固等施工以提高岩体质量,减少表层岩体时效松弛。

致谢:感谢浙江华东工程安全技术有限公司提供了部分钻孔摄像图片。

参 考 文 献

[1] 郝宪杰. 柱状节理玄武岩时效力学特性及“裂化-抑制”支护方法研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2015.
HAO Xian-jie. Time-dependent excavation damaged zone development of columnar jointed rock mass and cracking restraint method for hard rock tunnels[D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2015.

[2] 江权, 冯夏庭, 樊义林, 等. 柱状节理玄武岩各向异性特性的调查与试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(12): 2527—2535.
JIANG Quan, FENG Xia-ting, FAN Yi-lin, et al. Survey and laboratory study of anisotropic properties for columnar jointed basaltic rock mass[J]. Chinese Journal

- of **Rock Mechanics and Engineering**, 2013, 32(12): 2527—2535.
- [3] JIANG Q, FENG X T, HATZOR Y H, et al. Mechanical anisotropy of columnar jointed basalts: An example from the Baihetan hydropower station, China[J]. **Engineering Geology**, 2014, 175(3): 35—45.
- [4] HAO X J, FENG X T, YANG C X, et al. Analysis of EDZ development of columnar jointed rock mass in the Baihetan diversion tunnel[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2016, 49(4): 1289—1312.
- [5] 李广场. 柱状节理玄武岩松弛特性[C]//中国水利电力物探科技信息网 2012 年学术年会论文集. 贵阳: 中国水利发电工程学会地质及勘探专业委员会, 2012.
- LI Guang-chang. The relaxation characteristics of columnar jointed basalts[C]//Proceedings of the Academic Conference in 2012 of China's Water Conservancy Power Geophysical Technology Information Network. Guiyang: Professional Committee of Geology and Exploration of China Society for Hydropower Engineering, 2012.
- [6] JIN C Y, YANG C X, FANG D. Study on the failure mechanism of basalts with columnar joints in the unloading process on the basis of an experimental cavity[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2015, 48(3): 1275—1288.
- [7] 王鹏, 洪望兵, 宋刚. 柱状节理玄武岩松弛圈尺寸效应及地应力影响[J]. 岩土工程学报, 2018, 40(1): 139—146.
- WANG Peng, HONG Wang-bin, SONG Gang. Size effect and in-situ stress influence of columnar jointed basalt relaxation zone[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2018, 40(1): 139—146.
- [8] 倪绍虎, 何世海, 陈益民, 等. 柱状节理玄武岩的破坏模式、破坏机制及工程对策[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, 35(增刊 1): 3064—3075.
- NI Shao-hu, HE Shi-hai, CHEN Yi-min, et al. The failure modes, failure mechanisms and countermeasures of columnar jointed basalt rock mass[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2016, 35(Supp. 1): 3064—3075.
- [9] FENG X T, HAO X J, JIANG Q, et al. Rock cracking indices for improved tunnel support design: A case study for columnar jointed rock mass[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2016, 49(6): 2115—2130.
- [10] 石安池, 唐鸣发, 周其健. 金沙江白鹤滩水电站柱状节理玄武岩岩体变形特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(10): 2079—2086.
- SHI An-chi, TANG Ming-fa, ZHOU Qi-jian. Research of deformation characteristics of columnar jointed basalt at Baihetan hydropower station on Jinsha river[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2008, 27(10): 2079—2086.
- [11] 孙旭曙, 李建林, 王乐华, 等. 节理岩体超声测试及单轴压缩试验研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(12): 3473—3478, 3488.
- SUN Xu-shu, LI Jian-lin, WANG Le-hua, et al. Study of ultrasonic test and uniaxial compression test of jointed rock masses[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(12): 3473—3478, 3488.
- [12] 郝宪杰, 冯夏庭, 江权, 等. 基于电镜扫描实验的柱状节理隧洞卸荷破坏机制研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(8): 1647—1655.
- HAO Xian-jie, FENG Xia-ting, JIANG Quan, et al. Research on unloading failure mechanism of columnar jointed rock mass in tunnel based on scanning electron microscopy experiments[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2013, 32(8): 1647—1655.
- [13] 郝宪杰, 冯夏庭, 李邵军, 等. 柱状节理玄武岩隧洞破坏模式及其力学机制模拟[J]. 岩土力学, 2015, 36(3): 837—846.
- HAO Xian-jie, FENG Xia-ting, LI Shao-jun, et al. Failure mode of columnar jointed basalt tunnel and its mechanism simulation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015, 36(3): 837—846.
- [14] HATZOR Y H, FENG X T, LI S J, et al. Tunnel reinforcement in columnar jointed basalts: the role of rock mass anisotropy[J]. **Tunneling and Underground Space Technology**, 2015, 46: 1—11.
- [15] JI H, ZHENG J C, XU W Y, et al. Experimental investigation of the anisotropic mechanical properties of a columnar jointed rock mass: observations from laboratory-based physical modeling[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2017, 50(7): 1919—1931.
- [16] 赵勇, 许模, 覃礼貌, 等. 中等地应力地区建基岩体卸荷松弛特征研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2014, 46(3): 7—14.
- ZHAO Yong, XU Mo, QIN Li-mao, et al. Study on unloading relaxation characteristics of foundation rock mass in middle ground-stress region[J]. **Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition)**, 2014, 46(3): 7—14.

- [17] WU F Q, LIU T, LIU J Y, et al. Excavation unloading destruction phenomena in rock dam foundation[J]. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, 2009, 68(2): 257–262.
- [18] 石安池, 赵明华, 薛果夫. 三峡工程永久船闸高边坡岩体变形特征与机理分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(5): 638–642.
SHI An-chi, ZHAO Ming-hua, XUE Guo-fu. Characteristics and mechanism of deformation of high rock slope of the Three Gorges project shiplock[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2001, 20(5): 638–642.
- [19] ZHOU J W, YANG X G, XING H G, et al. Assessment of the excavation-damaged zone in a tall rock slope using acoustic testing method[J]. **Geological and Geotechnical Engineering**, 2014, 32(4): 1149–1158.
- [20] 徐平, 杨挺青, 徐春敏, 等. 三峡船闸高边坡岩体时效特性及长期稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(2): 163–168.
XU Ping, YANG Ting-qing, XU Chun-min, et al. Creep characteristics and long-term stability of rock mass in shiplock high slope of the Three Gorges project[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(2): 163–168.
- [21] 石安池, 唐鸣发, 姚伟, 等. 金沙江白鹤滩水电站施工详图阶段: 左岸坝基及坝肩边坡高程 720~628 m 变形处理工程地质报告[R]. 杭州: 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 2015.
SHI An-chi, TANG Ming-fa, YAO Wei, et al. Baihetan hydropower station construction drawing design stage: Study on the geological characteristics of the left bank dam foundation and the deformation treatment of 720–628 m in the dam abutment slope[R]. Hangzhou: PowerChina Huadong Engineering Corporation Limited, 2015.
- [22] 任大春, 汤国强, 段杭, 等. 金沙江白鹤滩水电站左岸坝基安全监测专题分析报告[R]. 北京: 中国长江三峡集团公司, 2015.
REN Da-chun, TANG Guo-qiang, DUAN Hang, et al. The special research report of safety monitoring for the dam foundation of left banks of Baihetan hydropower station[R]. Beijing: China Three Georges Corporation, 2015.
- [23] FENG X T, CHEN B R, YANG C X, et al. Identification of visco-elastic models for rocks using genetic programming coupled with the modified particle swarm optimization algorithm[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2006, 43(5): 789–801.

上接第 3742 页

- [17] 胡安峰, 李怡君, 贾玉帅, 等. 埋置移动荷载作用下成层饱和地基的动力响应[J]. 工程力学, 2016, 33(12): 44–51.
HU An-feng, LI Yi-jun, JIA Yu-shuai, et al. Dynamic response of a layered saturated ground subjected to a buried moving load[J]. **Engineering Mechanics**, 2016, 33(12): 44–51.
- [18] 巴振宁, 金威, 梁建文. 移动简谐荷载作用下层状地基-轨道耦合系统动力响应分析[J]. 振动与冲击, 2016, 35(12): 61–70.
BA Zhen-ning, JIN Wei, LIANG Jian-wen. Dynamic responses of layered foundation-track coupled systems due to moving harmonic loads[J]. **Journal of Vibration and Shock**, 2016, 35(12): 61–70.
- [19] 刘志军, 夏唐代, 黄睿, 等. Biot 理论与修正的 Biot 理论比较及讨论[J]. 振动与冲击, 2015, 34(4): 148–152.
LIU Zhi-jun, XIA Tang-dai, HUANG Rui, et al. Comparison and discussion for Biot theory and modified Biot one[J]. **Journal of Vibration and Shock**, 2015, 34(4): 148–152.
- [20] 蒋通, 田治见宏. 地基-结构动力相互作用分析方法[M]. 上海: 同济大学出版社, 2009.
JIANG Tong, TAJIMI H. Analysis method of foundation-structure dynamic interaction[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2009.
- [21] COŞKUN İ, ENGIN H, ÖZMUTLU A. Dynamic stress and displacement in an elastic half-space with a cylindrical cavity[J]. **Shock and Vibration**, 2010, 18(6): 827–838.