

# 高地应力区隧洞预应力锚杆适用性分析

房敦敏<sup>1</sup> 唐国杰<sup>2</sup> 张传庆<sup>3</sup>

(1.华东勘测设计研究院 杭州 311122; 2.浙江水专工程建设监理有限公司 杭州 310051;  
3.中国科学院 武汉岩土力学研究所 武汉 430071)

**摘要:** 锦屏二级水电站引水隧洞埋深大,地应力高,最大埋深 2500 m 左右。隧洞开挖以后围岩内将普遍出现破裂损伤,严重时导致片状破坏和波速特性的显著降低,影响系统支护效果。普通砂浆锚杆支护性能较优,但是存在施工后不能立即发挥支护能力的问题,水胀式锚杆能够实现快速支护,但存在使用时效的问题,不能作为永久支护。通过试验及计算分析手段来验证锚杆强度、延伸率等关键指标,引入使用预应力锚杆,一方面达到了快速及时支护的目的,同时可作为永久支护,锚杆的及时性、耐久性、强度、延伸率等要求均得到了满足。

**关键词:** 深埋引水隧洞; 预应力锚杆; 围岩破裂损伤; 延伸率

中图分类号: U455.7<sup>+</sup>2 文献标识码: 文章编号: 1001-7119(2018)03-0204-04  
DOI: 10.13774/j.cnki.kjtb.2018.03.045

## Applicability of Prestress Anchor for High Stress Region Tunnel

Fang Dunmin<sup>1</sup>, Tang Guojie<sup>2</sup>, Zhang Chuanqing<sup>3</sup>

(1. HydroChina Huadong Engineering Corporation, Hangzhou 311122, China; 2. Zhejiang Water Conservancy Engineering Construction Supervision Co., Ltd. Hangzhou 310051, China; 3. Wuhan Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

**Abstract:** Hydraulic tunnel of Jinping Second Stage Hydropower Station (JP-II) covers up deeply, with high stress and max overburden 2500 m. Once the tunnel dig out, rock will rupture & damnification, when it is serious, lead to exfoliate and evidently depress the wave velocity, then affect the purpose of system support. The support performance of common grouting rockbolt is good, but cannot achieve the purpose of support quickly, water swelling anchor can support quickly, but this anchor can not be used as permanent support. So try to use prestress anchor to achieve the purpose of support quickly and permanent& temporary combination, the betimes, perdurable, intension, prolongation demand of bolt will be satisfied.

**Keywords:** deep hydraulic tunnel, prestress anchor, rock rupture & damnification, elongation

锦屏二级水电站共有四条引水隧洞,平均长约 16.67 km,大部分洞段为大理岩。引水隧洞一般埋深 1500~2000 m,最大埋深达 2525 m。

大理岩在深埋高应力条件下的力学特性主要受到内部破损程度的影响,这在低围压水平下更加突出。隧洞开挖以后的围岩破坏方式相对多样化,对

于非岩爆洞段而言,主要的围岩破坏型式为相对缓和的应力型破坏以及应力卸荷与结构面相互影响作用的构造应力型破坏<sup>[1,2]</sup>。

实际上,锦屏二级引水隧洞工程还需面对的一个重要问题是大理岩的长期强度问题<sup>[3,4]</sup>,引水隧洞及辅助洞的部分洞段已有大量类似围岩破坏

收稿日期: 2017-04-07

作者简介: 房敦敏(1981-),男,山东青岛人,高级工程师,现从事水工隧道及地下工程设计, E-mail: fang\_dm@ecidi.com。

实例的发生,不支护条件下围岩片帮剥落不断持续发生,预示着围岩的细微损伤随时间延长持续进行的特征。

锦屏二级引水隧洞深埋条件下的地应力环境及围岩特性决定了隧洞开挖后必须及时施工足够的系统支护以限制围岩破坏性松弛的不断发展,使由于开挖临空处于单轴或双轴应力状态的表层围岩尽快进入三轴围压应力状态,以尽可能避免具有硬脆性特征的表层岩体在高应力下围岩破裂损伤不断发展并最终形成失稳破裂。岩石力学室内试验以及工程应用实践均说明,在较高围压三向应力状态下岩体的强度性能比低围压条件要明显提高与改善<sup>[5-8]</sup>。

在目前系统支护紧跟掌子面存在一定困难的情况下,预应力锚杆作为一种能够及时提供支护抗力的手段具备很好的使用条件,该类型锚杆可以比其它锚杆更快速及时地发挥作用,并可作为永久系统支护的一部分以减少大量的临时支护锚杆的使用。预应力的及时施加能避免围岩较长时间处于单轴或双轴应力状态,而尽快进入三向受力状态,提高围岩承载力,并且可以使结构面尽可能闭合以提高结构面抗滑力,提高潜在滑动块体的自稳性<sup>[9,10]</sup>。

目前关于高地应力区硬岩隧洞预应力锚杆的应用研究多侧重于锚索,或者侧重于锚杆受力后的应力状态<sup>[11-12]</sup>。本文以室内拉拔试验和现场多点位移计监测数据为基础,从位移或变形的角度分析了预应力锚杆在高地应力区硬岩隧洞的适用性,为锚杆设计提供了新的思路。

## 2 预应力锚杆支护效果分析

对于普通砂浆锚杆和预应力锚杆,在相同的支护时机下(相同时间及时支护),由于普通砂浆锚杆注浆后不能立即起强,难以实现开挖后快速提供支护力的目的,因此,下文仅就预应力锚杆的快速支护效果进行分析。

考虑到引水隧洞 TBM 掘进和钻爆法开挖两种施工方法在围岩扰动、一次性开挖断面尺寸等方面的不同,分析了 TBM 掘进段 1900 m 埋深的盐塘组 III 类围岩和钻爆法掘进段 2000 m 埋深的白山组 III 类围岩两种情况。对于 TBM 掘进段, L1 区在掌子面后 6 m 处,模拟时考虑支护的滞后;对于钻爆法掘进段,预应力锚杆紧跟掌子面施加。

计算得到两种情况下隧洞开挖完成并施加预应力锚杆后围岩内 FAI 分布、位移分布及其与毛洞开

挖结果的对比,详见表 1。从计算成果看,施加预应力支护后,围岩内的塑性区、破坏区(岩体达到残余强度,但可能由于仍能保持一定承载能力或者岩体结构效应而未塌落)都明显缩小,意味着围岩的破裂深度、损伤程度都明显降低,围岩变形也有所降低,锚杆的最大轴力仅达到其强度的 52% 左右,表明锚杆安全性良好。

从力学分析结果可以深刻地认识到预应力锚杆对保持围岩稳定所起到的力学效应,实际上,安装预应力锚杆并施加预应力后,依靠垫板给围岩表面施加一个径向的支护抗力,从而在宏观上给表层开挖卸荷围岩提供了一定的围压,增强了表层围岩的力学性能,提高了围岩的整体自稳能力。细观上,限制裂纹扩展的速度和尺度,改变裂纹向洞壁扩展的倾向性;促使裂纹闭合,增加裂纹面的摩擦作用;增加结构面正应力,提高其抗剪强度。

表 1 毛洞和预应力锚杆支护后计算结果分析比较

	项目	毛洞情况	预应力锚杆支护
TBM 洞段	最大塑性区深度/m	4.2	3.7
	最大破坏区深度/m	2.1	0.5
	最大变形/mm	50	39
	最大锚杆轴力/kN	—	152
钻爆法洞段	最大塑性区深度/m	3.0	2.5
	最大破坏区深度/m	1.3	0.4
	最大变形/mm	36	30
	最大锚杆轴力/kN	—	144

## 3 预应力锚杆的延展性要求

试验室内测定的锚杆延伸率指标是相对于一定标距而言的,实际上这是局部径缩断裂时变形的表达,因此,不能作为整根锚杆变形能力的判据,也无法直接采用延伸率评价注浆前预应力锚杆的变形能力。

对此,可依据试验结果,计算锚杆拉断时标距外变形率(如表 2 所示),该变形率小于延伸率,并可近似作为预应力锚杆未注浆前整根锚杆变形能力的评价标准。但目前尚无足够的试验数据得到试验平均值,只能根据表 2 的结果保守的按  $\phi 25$  的最小值 8% 来分析。

图 1 所示分别为  $\phi 32$  和  $\phi 28$  锚杆室内拉伸试验的结果,据此可计算按 120 kN 的预应力施加后,4.5 m 长锚杆的总变形约为 60 mm,加上 III 类围岩内约 50 mm 的最大回弹变形,共 110 mm,变形率

表 2 锚杆标距外变形率的试验结果

Table 2 Test results for Strain rate out of gage length

项目	数值	项目	数值	项目	数值
锚杆长度/mm	500	锚杆长度/mm	500	锚杆长度/mm	500
锚杆直径/mm	32	锚杆直径/mm	28	锚杆直径/mm	25
标距/mm	160	标距/mm	140	标距/mm	125
延伸率	0.181	延伸率	0.207	延伸率	0.162
极限变形/mm	72	极限变形/mm	90	极限变形/mm	50
标距外长度/mm	340	标距外长度/mm	360	标距外长度/mm	375
标距外变形/mm	43.04	标距外变形/mm	61.02	标距外变形/mm	29.75
标距外变形率	0.13	标距外变形率	0.17	标距外变形率	0.08

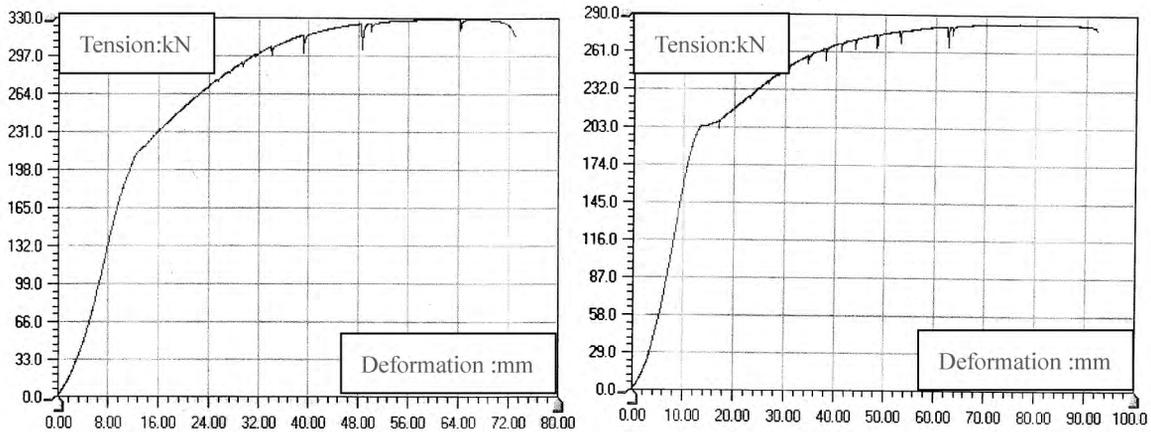


图 1 φ32 中空锚杆室内拉伸试验结果; φ28 中空锚杆室内拉伸试验结果

Fig.1 φ32 Hollow bolt tensile test results; φ28 Hollow bolt tensile test results

(总变形量/锚杆原长)为 2.4% ,远小于锚杆的变形能力,因此,预应力锚杆 16%的延伸率满足延展性要求。

以上介绍的预应力锚杆延伸率试验是在室内试验状态下取得的数据,对应于锚杆的整体变形能力。实际工程中,注浆后,锚杆的破坏主要取决于局部围岩的破裂程度。因此还需论证局部围岩的破裂鼓胀情况下预应力锚杆的局部变形能力。

对于锚杆局部变形能力的计算,以 4#引水隧洞引(4) 13+800 桩号北侧边墙的多点位移计测值为例说明,该断面在下台阶落底过程中洞壁表面产生了最大 75 mm 的变形,且围岩变形主要集中在洞壁 2 m 范围内,这 2 m 的相对位移达到了 43.6 mm。参考图 2 所示的线应变分析方法,将 4#引水隧洞引(4) 13+800 桩号北侧边墙的多点位移计测值转换成图 3 所示的线应变分布。

由图 3 可见,围岩变形主要集中在洞壁 2 m 范围内,线应变达到 2.2% ,远远超过围岩达到残余强度时的应变阈值,围岩破裂严重。在这种情况下,注浆前锚杆初始预应力值引起的整体变形率为 2.4% ,加上局部线应变 2.2% ,锚杆总变形率达到

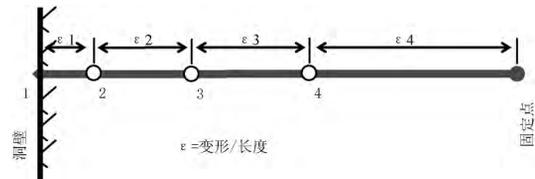


图 2 线应变计算示意图

Fig.2 Calculation of linear strain diagram

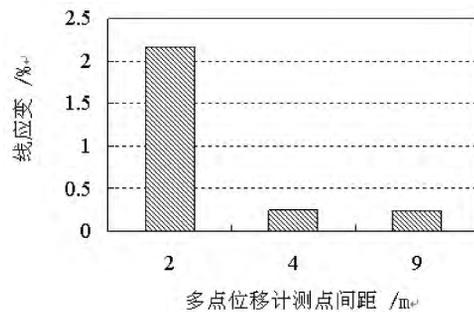


图 3 引(4) 13+800 断面北侧边墙围岩内线应变分布

Fig.3 Strain distribution in north side rocks for K(4) 13+800

4.6% ,仍未超过 16%的延伸率和 8%的极限变形率。

由此可知,预应力锚杆的整体变形能力及局部变形能力总体上能够适应目前的围岩变形。

另外,关于施加的预应力值,基于锦屏大理岩的破坏特征,预应力值不宜过大,以实现及时施加预应力,保证锚杆尽可能在第一时间发生作用,起到承载作用,在围岩表层受力形成三向应力状态,限制围岩表层的卸荷张开破坏,又留有足够的安全余量以防锚杆应力超限为目的。

考虑TBM开挖洞段在距离掌子面6m左右的L1区就可以实现及时的预应力锚杆支护,初始预应力宜取30kN左右。钻爆法洞段由于施工工艺和流程的限制,对围岩的扰动大,且预应力锚杆支护距离掌子面较TBM工法远,可取30~50kN的初始预应力,这对限制围岩破裂方面足以体现预应力锚杆的使用意图。但是一旦表层围岩已经充分卸荷张开破坏,表层张开裂隙已经形成的变形位移量,使得后续即使采用的预应力措施无法发挥限制围岩变形,从而无法提供有效径向应力而恢复围岩表层三向应力状态,丧失了预应力措施使用的基本作用。因此钻爆法开挖隧洞,预应力锚杆支护跟进距离掌子面仍应不大于2倍隧洞跨度,即不大于25m。

#### 4 预应力锚杆的施工技术要求

先进的支护理念、手段能否成功应用于工程现场取决于具体支护手段的可实施性及实际使用效果。

预应力锚杆的使用实现预期目的的前提是实际施工过程中必须严格按照技术要求施工、及时支护、确保施工质量的可靠性,如以下几点要求:

(1) 锚杆应按设计要求及时跟进掌子面支护,TBM开挖工艺应在L1区完成预应力锚杆支护;钻爆法开挖隧洞,预应力锚杆支护跟进距离掌子面仍应不大于2倍隧洞跨度,即不大于25m。

(2) 锚杆注浆饱和度应饱满,确保砂浆密实度在75%以上。

(3) 锚杆初始预应力值控制在30~50kN,保证锚杆垫板紧贴岩面或紧压钢筋网,确保洞壁表面岩体锁固。

(4) 加强围岩稳定监测和物探检测工作,对异常情况及时反馈、及时分析、及时优化调整。

及时施加的预应力结合喷层支护可减少洞室围岩的松弛破坏,利于洞室的稳定,且可实现永临结

合、快速施工的功效。另外,对于极为破碎的岩体,预应力锚杆的使用需要结合喷层挂网,即优先挂网并喷射混凝土封闭岩面,因为此种情况下一旦表层破碎围岩掉落,预应力锚杆垫板将处于脱空状态,无法紧贴岩面,预应力值丧失,对表层围岩卸荷张开破坏无法起到约束限制作用,降低了预应力锚杆的支护效应。

#### 参考文献:

- [1] 刘宁,张春生,褚卫江. 锦屏深埋大理岩破裂特征与损伤演化规律[C]//第8次全国岩石力学与工程试验及测试技术学术交流会. 2012:1606-1613.
- [2] 侯哲生,龚秋明,孙卓恒. 锦屏二级水电站深埋完整大理岩基本破坏方式及其发生机制[J]. 岩石力学与工程学报,2011,30(4):727-732.
- [3] 张春生,刘宁,朱焕春,等. 锦屏深埋大理岩破裂扩展时间效应与控制效果评价[J]. 岩石力学与工程学报,2013,32(10):1964-1972.
- [4] 刘宁,张春生,吴旭敏,等. 锦屏二级水电站深埋大理岩破裂扩展的时间效应[J]. 水利水电科技进展,2013,33(2):63-67.
- [5] 张春生,陈祥荣,侯靖,等. 锦屏二级水电站深埋大理岩力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报,2010,29(10):1999-2009.
- [6] 褚卫江,张春生,陈平志,等. 锦屏二级水电站引水隧洞大型原位试验研究II——试验成果分析[J]. 岩石力学与工程学报,2014,33(8):1702-1710.
- [7] 刘立鹏,汪小刚,贾志欣,等. 锦屏二级水电站大理岩复杂加卸载应力路径力学特性研究[J]. 岩土力学,2013(8):2287-2294.
- [8] 李新平,肖桃李,汪斌,等. 锦屏二级水电站大理岩不同应力路径下加卸载试验研究[J]. 岩石力学与工程学报,2012,31(5):882-889.
- [9] 何思明,李新坡. 预应力锚杆作用机制研究[J]. 岩石力学与工程学报,2006,25(9):1876-1880.
- [10] 周辉,徐荣超,卢景景,等. 深埋隧洞板裂化围岩预应力锚杆锚固效应试验研究及机制分析[J]. 岩石力学与工程学报,2015,34(6):1081-1090.
- [11] 文志杰,石永奎,崔增娣,等. 全长黏结型预应力锚杆受力特性研究[J]. 岩土力学,2010,31(s1):177-181.
- [12] 廖小平,王浩,安孟康,等. 全长黏结型预应力锚杆的数值分析与现场测试[J]. 岩石力学与工程学报,2006,25(22):3743-3748.