

文章编号: 1000-7598-(2013)08-2271-09

大型地下洞室对穿预应力锚索 失效形式与耦合模型

江 权¹, 陈建林², 冯夏庭¹, 陈 静¹, 崔 洁¹, 万祥兵², 侯 靖²

(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, 武汉 430071;

2.中国水电顾问集团 华东勘测设计研究院, 杭州 310014)

摘 要: 以锦屏二级水电站地下厂房与主变室之间中隔墙的多根对穿预应力锚索失效实例为背景, 首先总结对穿预应力锚索失效的多种现场表现形式, 采用现场取证和室内试验再现的方式论证锚索钢绞线断裂的拉破坏模式。将对穿锚索视为弹性体, 被锚固围岩视为黏弹性体, 提出描述对穿预应力锚索与被锚固围岩之间相互作用关系的锚索-围岩耦合元件模型, 并据此分别阐明在洞室开挖卸荷阶段和围岩时效变形阶段中预应力锚索的力学响应机制和荷载变化规律。最后, 在现场调研、室内试验和机制分析基础上, 综合分析导致锦屏二级水电站地下厂房与主变室之间对穿锚索失效的主要原因, 并探讨对穿预应力锚索与被锚固围岩之间对立统一的矛盾关系以及大型洞室群预应力锚索支护时机问题。

关 键 词: 大型地下洞室; 对穿预应力锚索; 锚索失效; 锚索-围岩耦合元件模型

中图分类号: U 453.2

文献标识码: A

Failure format and interactive mechanism of prestressed thru-anchor cable in a large underground caverns

JIANG Quan¹, CHEN Jian-lin², FENG Xia-ting¹, CHEN Jing¹, CUI Jie¹, WAN Xiang-bing², HOU Jin²

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences,

Wuhan 430071, China; 2. East China Investigation and Design Institute, Hydro China Huadong Engineering Corporation, Hangzhou 310014, China)

Abstract: This paper pays main attention on the failure performance and excavation induced interaction of prestressed thru-anchor cable by a case study. In-situ investigation had shown that there were several failure formats of prestressed thru-cable in the Jinping II underground powerhouse. The observed proof also indicated that this kind of break of thru-cables belongs to tensile failure due to unloading deformation and time-dependent rheology of underground caverns. Thus, a new cell model is purposed to describe the interactive relation between thru-anchor cables and reinforced rock. This cable-rock cell model has special structure, i.e. an elasto-brittle cell is employed to representing the mechanical behavior of thru-anchor cables, and a viscoelastic Kelvin-Hooke cell is employed to representing the mechanical response of host rock. Based on this coupled model, several mechanical parameters which influence the cable's load are discussed, including elastic modulus of cable, elastic modulus of rock, viscoelastic modulus of rock and coefficient of rock viscosity, etc. This discussion can help us to recognize the ambivalent relationship between thru-anchor cable and reinforced surrounding rock.

Key words: large underground cavern; prestressed thru-anchor cable; failure of anchor cable; interactive model of cable and rock

1 引 言

作为一种快速的大荷载主动支护方式, 预应力锚索广泛地应用于岩土工程加固, 尤其是大型地下洞室群和高陡边坡^[1-4]。然而, 由于被加固岩体不

利的变形释放或锚索设计参数不合理, 大型地下洞室和高边坡中的预应力锚索失效现象却时有发生^[5-7]。因预应力锚索断裂或失效时会丧失原作用在围岩上的锚固荷载, 其失效后被加固岩体突然的应力重分布将导致岩体出现突发性失稳风险。因此,

收稿日期: 2012-07-23

基金项目: 国家自然科学基金资助 (No. 41172284, No. 11232014); 广西防灾减灾与工程安全重点实验室开放课题资助 (No. 2012ZDK02)。

第一作者简介: 江权, 男, 1978 年生, 博士, 副研究员, 主要从事地下工程数值模拟、大型洞室群稳定性分析与设计优化、岩体劣化力学特性等方面的研究工作。E-mail: qjiang@whrsm.ac.cn

认识预应力锚索与被加固岩体之间的相互作用力学机制和锚索失效特性十分重要。

从其与围岩的黏结关系看, 预应力锚索大体可分为三大类型: 全长黏结预应力锚索、端锚(端部黏结)预应力锚索和对穿无黏结预应力锚索。相对于对穿无黏结预应力锚索而言, 全长黏结预应力锚索和端锚预应力锚索在工程中的应用更为广泛, 因此, 其锚固力学机制和与围岩的作用关系也就得较多关注和探讨^[8-11]。由于对穿无黏结锚索与围岩间仅通过两个锚墩传递荷载, 其失效时导致的工程危害性将比前两种形式预应力锚索失效时导致的工程危害风险更为突出。然而, 对穿预应力锚索与岩体之间的力学作用机制及其破坏形式却一直未得到应用的重视, 其实际工程运用时的预加荷载值、对穿锚索支护时机等参数大多凭借工程经验确定而缺乏理性依据。

本文通过锦屏二级水电站地下厂房与主变室之间中隔墙的对穿锚索失效的现场调查和机制分析, 首先总结了对穿预应力锚索失效的多种表现形式, 并通过室内试验再现的方式论证了锚索钢绞线断裂的拉破坏模式。在此基础上, 将锚索视为弹脆性体并将被锚固围岩视为黏弹性体, 提出描述对穿预应力锚索与被锚固围岩相互作用的耦合元件模型。借助该锚索-围岩相互作用模型, 阐明了洞室开挖卸荷阶段和围岩时效变形阶段中预应力锚索的力学响应机制和荷载变化特征, 预应力锚索-围岩这一矛盾体之间的力学作用机制, 并总结分析了锦屏二级地下厂房与主变室中隔墙锚索失效的主要原因。

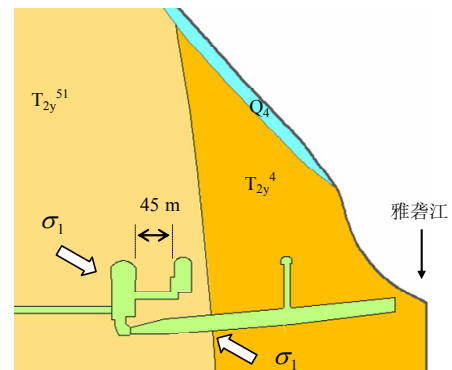
2 中隔墙锚索支护简介

2.1 工程基本特点

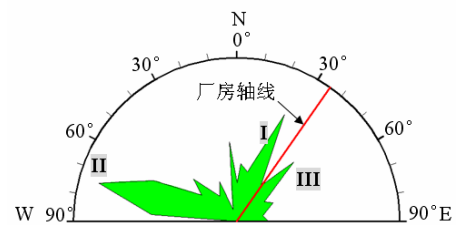
锦屏二级水电站位于四川省凉山彝族自治的雅砻江干流锦屏大河湾处, 是雅砻江上装机容量最大、水头最高的电站。电站地下式主副厂房最大尺寸(长×宽×高)为 352.4 m×28.3 m×72.2 m; 主变室最大尺寸(长×宽×高)为 374.6 m×19.8 m×31.4 m, 位于主厂房下游 45 m 处并与主厂房平行。厂址区为三叠系大理岩(T_{2y}^{51} 和 T_{2y}^4), 岩体中主要发育 3 组优势结构面: (I) $N10^\circ W \sim N30^\circ E \angle NW73^\circ \sim 85^\circ$, (II) $N60^\circ \sim 80^\circ W \angle SW70 \sim 90^\circ$, (III) $N40^\circ \sim 60^\circ E \angle SE20^\circ \sim 40^\circ$, 见图 1。

根据 RMR 岩体分类方法, 厂区大部分岩体 RMR 值约为 42~57, 而根据 Q 分类, 厂区主要岩体质量为 3~5, 都表明厂区岩体质量中等。三维地应力实测和结合反演分析表明, 厂房洞群高程区最

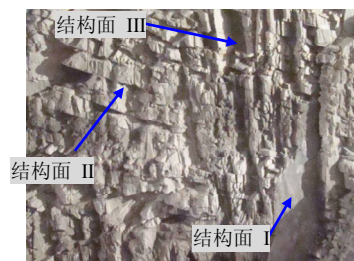
大主应力平均值约为 17 MPa, 且近似垂直雅砻江流向, 中间主应力平均值约为 11 MPa, 近似平行雅砻江流向, 最小主应力平均值约为 8 MPa^[12]。



(a) 锦屏二级地下厂房剖面位置



(b) 厂区岩体的优势结构走向与厂房轴线关系



(c) 开挖后洞室边墙结构面发育特征

图 1 锦屏二级地下厂房洞群基本工程地质条件

Fig.1 Basic engineering geology of Jinping II underground caverns

2.2 中隔墙无黏结对穿预应力锚索支护设计

为了防止地下厂房和主变室开挖后中隔墙区域节理发育的围岩发生渐进松弛和破坏, 除了采用 6/9 m 砂浆锚杆和挂网喷射混凝土对围岩进行支护外, 还设计有 5 排穿越中隔墙的水平间距为 3 m 的 2 000 kN 级的无黏结对穿预应力锚索(见图 2)。每根锚索采用 13 股钢绞线, 每股钢绞线由 7 根钢丝构成, 并通过隔离支架固定, 锚索最外侧还包裹有充填了防水油脂的波纹管。由于对穿锚索轴线与洞室边墙表面不垂直, 故锚索孔口处首先浇筑边长约 20~40 cm 厚的 C35 混凝土方形垫墩, 然后, 再安装上尺寸为 40 cm×40 cm 的钢垫板, 进而将锚索钢绞线通过夹具锁定在钢垫板上。锚墩最外面还安装

有充填防水油脂的保护性钢罩并与钢垫板焊接在一起。

在主厂房与主变室自上往下的分层开挖过程中，当开挖面低于锚索安装高程并完成本层初期支

护后，在进入下一层开挖前安装并张拉对穿预应力锚索，第 1~2 排对穿锚索锁定的预应力值约为 1 600 kN，第 3~5 排锚索锁定的预应力值约为 1 400 kN。

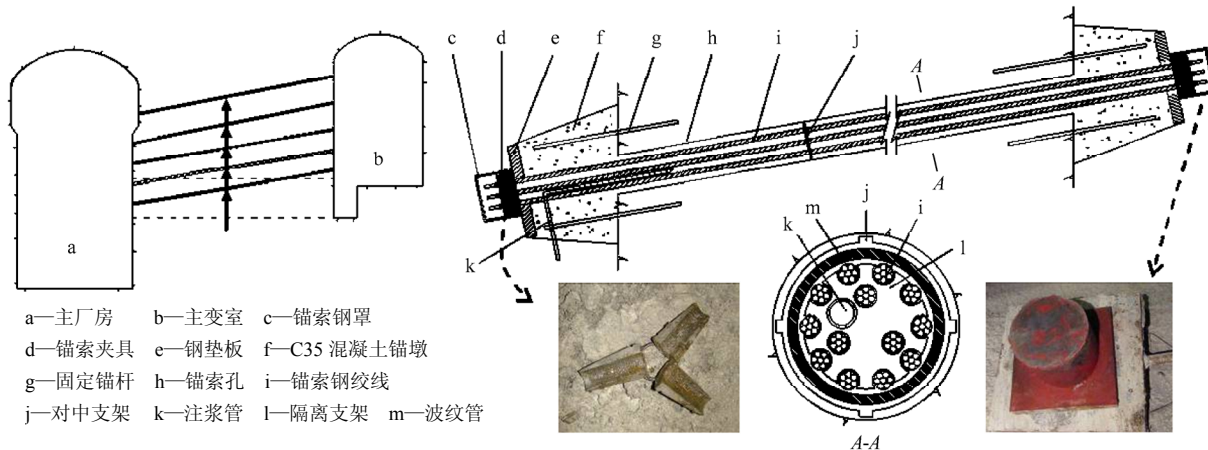


图 2 厂房与主变室之间的中隔墙对穿预应力锚索布置方式
Fig.2 Designed prestressed thru-anchor cable inside mid sidewall between main powerhouse and main transformed cavern

3 锚索失效特征总结

在锦屏二级水电站的地下厂房与主变室基本开挖完成后，2010 年 9 月的现场巡视和清查发现，安装在厂房与主变室之间的锚索出现了多处失效。

3.1 锚索失效表现形式

通过对地下厂房与主变室的中隔墙厂房侧（主厂房岩锚梁便于人员巡查）锚索分层检查发现，中隔墙对穿预应力锚索失效有如下现场表现形式，见图 3。由图可见，（1）钢罩松动或脱落：由于部分钢绞线突然断裂造成的冲击力，使得钢罩与锚墩上钢垫板焊接处松动或完全脱落，见图 3(a)；（2）钢绞线击穿钢罩：部分钢绞线由于突然断裂导致的张拉弹性应变能突然释放，使得钢绞线以较大的速度冲击钢罩，致使钢绞线击穿钢罩，见图 3(b)；（3）钢绞线向外弹射：钢绞线断裂后的张拉弹性应变能释放使得钢绞线产生向外运动速度，从而使得钢绞线表现出弹射行为，见图 3(c)；（4）钢绞线缩入孔内：在锚索钢绞线张拉荷载不断增大过程中，因夹具的锁阻力不足而致使钢绞线慢慢缩入到锚索孔内，见图 3(d)；（5）非完全断裂：失效的对穿预应力锚索并非所有的钢绞线都发生了松动或破坏，而大多数可能是其中的几股钢绞线发生断裂。

以钢罩松动或钢绞线松脱作为锚索失效的判别依据，现场统计发现中隔墙 5 排对穿锚索中共有 38 根锚索出现了失效，其中第 1 排锚索有 16 根失

效；第 2 排锚索有 18 根失效；第 3 排锚索有 4 根失效，见图 4。

3.2 钢绞线破坏模式

将不同桩号断裂的钢绞线拔出 3 根后发现钢绞线断裂处分别距离锚索孔口（厂房边墙）7.6、4.9、9.7 m，表明钢绞线断裂部位具有非一致性。现场观察还发现，每股钢绞线的 7 根钢丝断裂位置并不整齐，而是随机地相互差 2~3 cm，虽然该种钢绞线为高强低延性钢丝，但其断裂面仍粗糙且具有局部



图 3 对穿预应力锚索失效的现场破坏形式
Fig.3 Field failure formats of prestressed thru-anchor cable

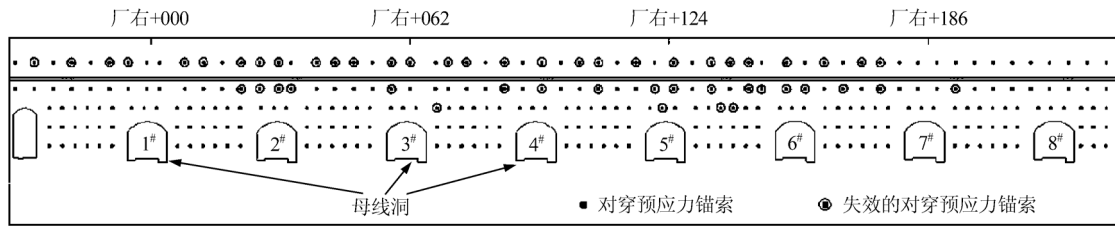


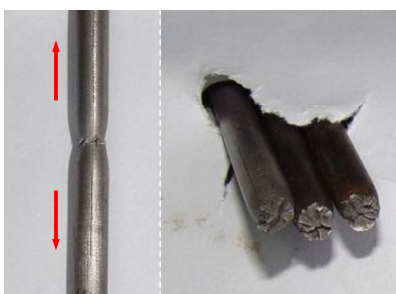
图4 中隔墙上发现的失效锚索分布位置

Fig.4 Positions of failed anchor cables on mid sidewall by in-situ investigation

颈缩现象(见图5(a)),其断裂面特征与其他一些锚杆或钢丝拉断面特征近似^[13-14]。将现场拔出的钢绞线进一步在室内进行拉伸试验后发现,现场拔出的钢绞线断裂面形态特征与室内试验中钢丝断裂面形态特征(见图5(b))完全一致,具有弹-脆性断裂特征和局部颈缩现象。因此,从现场钢绞线断裂观察结果和室内钢丝拉伸试验结果的对比情况,可以认定,锚索钢绞线破坏模式属于张拉破坏。



(a) 现场锚索钢绞线的断裂端部特征



(b) 钢绞线钢丝在室内拉伸试验中的断裂面特征

图5 钢绞线断裂的现场特征与室内拉伸试验结果对比
Fig.5 Contrast of steel strand between field observation and laboratorial tensile experiment

3.3 锚索断裂过程的监测数据特征

进一步分析失效锚索荷载-时程曲线可以发现,锚索是在厂房和主变室分层开挖时其荷载持续缓慢增长过程中发生了断裂(见图6),这是因为在预应力锚索安装后围岩发生卸荷和时效变形过程中,部分钢绞线因其随围岩变形而自身张拉荷载不断增

大,因其承受的荷载超出了极限强度值而被拉断。因此,安装在锚墩上的荷载计可以监测到锚索总荷载-时程曲线中的缓慢上升过程(围岩变导致锚索荷载增大)和荷载突然下降过程(部分钢绞线断裂)。实际施工中,锚索的预荷载是通过每根钢绞线单独进行张拉施加的,故不同钢绞线的实际预荷载值可能存在一定差别,尽管锚索总体预荷载名义值符合设计要求。

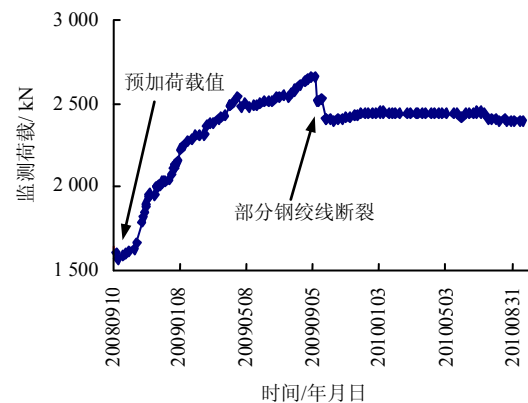


图6 典型含钢绞线断裂的失效预应力锚索荷载时程曲线
Fig.6 Typical time-load curve of prestressed thru-anchor cable with failure of steel strands

4 围岩与对穿锚索的耦合作用分析

4.1 锚索-围岩耦合元件模型

由上述锚索失效的现场调查和分析可知,中隔墙锚索钢绞线是在锚索与围岩的相互作用过程中因其所承受的张力过大而被拉断,锚索-围岩的相互作用关系主要体现为两点:(1)洞室开挖卸荷过程中,中隔墙围岩产生指向两侧临空面的卸荷位移,并带动固定在围岩表面上的锚墩向临空面发生沿锚索轴线方向的相离位移,从而使得锚索钢绞线被迫拉伸;(2)锚索钢绞线在张拉荷载不断增大的同时,也通过锚墩将压缩反作用力施加在中隔墙围岩表面上,从而产生抑制围岩向临空面位移的效应。

全长无黏结锚索仅通过两端的锚墩与围岩连接,不存在砂浆黏结段与围岩之间复杂的应变协调

关系。在锚索-围岩耦合建模时，可以将全长无黏结锚索和围岩分别视为相当独立的元件体，然后将两者通过代表锚墩结构的刚性板连接成一个整体元件模型。

当视锚索钢绞线为弹脆性体、围岩为黏弹性体时，根据锚索与围岩的相互作用关系可构建如下耦合作用模型（见图 7）。在该耦合模型中，锚索力学响应是通过一个虎克体（Hooke）和一个脆性元件串联构成的弹脆性体表征；围岩是由一个开尔文体（Kelvin）和一个虎克体（Hooke）串联构成的黏弹性体表征；锚索弹脆性体与围岩黏弹性体的两端通过刚性板（表征锚墩结构）连接在一起。

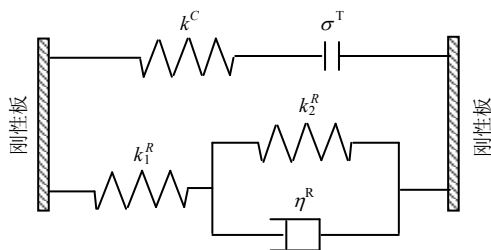


图 7 锚索-围岩耦合作用模型

Fig.7 Interactive model between anchor cable and reinforced surrounding rock

由上述锚索-围岩耦合作用模型可知， t 时刻沿锚索轴线方向的一维围岩应变方程为

$$\varepsilon^R(t) = \left[\frac{k_1^R + k_2^R}{k_1^R k_2^R} - \frac{1}{k_2^R} \exp\left(-\frac{k_2^R}{\eta^R} t\right) \right] \sigma_0 \quad (1)$$

式中： k_1^R 为围岩瞬时弹性模量； k_2^R 为围岩黏弹性模量； η^R 为围岩的黏弹性系数； σ_0 为稳定的围岩应力。相应的锚索钢绞线应变方程为

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon^C(t) &= \sigma^C / k^C, \quad (\sigma^C < \sigma_T) \\ \varepsilon^C(t) &\rightarrow \infty, \quad (\sigma^C \geq \sigma_T) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中： σ_T 为锚索钢绞线极限抗拉强度； k^C 为围岩瞬时弹性模量。

当锚索与围岩共同作用（ $\sigma^C < \sigma_T$ ）时，如忽略锚墩变形，则在锚索轴线方向上两者变形总量相等（规定拉应变为正，压应变为负），则

$$\int \varepsilon^C(l) dl + \int \varepsilon^R(l) dl = 0 \quad (3)$$

如将两者沿锚索轴线方向的一维条件下变形特征简化为均匀应变，则

$$\varepsilon^C + \varepsilon^R = 0 \quad (4)$$

将式（1）、（2）代入式（4），可以获得洞室围

岩卸荷与时效变形引起对穿无黏结预应力锚索荷载增长的应力方程：

$$\sigma^C = -k^C \sigma_0 \left[\frac{k_1^R + k_2^R}{k_1^R k_2^R} - \frac{1}{k_2^R} \exp\left(-\frac{k_2^R}{\eta^R} t\right) \right] \quad (5)$$

如果只分析锚索安装后续开挖卸荷过程中（ $\sigma_1 \rightarrow \sigma_2$ ）锚索钢绞线未断裂时（ $\sigma^C < \sigma_T$ ）的荷载响应（ ΔF^e ），即不考虑围岩时效变形，式（5）中时间项为 0，故

$$\Delta F^e = -\frac{k^C}{k_1^R} (\sigma_2 - \sigma_1) S = -\frac{k^C}{k_1^R} \Delta \sigma S \quad (6)$$

式中： S 为锚索所有钢绞线截面总和。结合式（4）则一维条件下式（6）中 $\Delta \sigma$ 可以简化为

$$\Delta \sigma = -\Delta \varepsilon^R k_1^R = \Delta \varepsilon^C k_1^R \quad (7)$$

如果已知锚索伸长量和锚索总长，则式（7）锚索荷载增量可进一步简化为

$$\Delta F^e = \frac{\Delta L}{L} k^C S \quad (8)$$

式中： ΔL 为锚索伸长量； L 为锚索总长度。

当不考虑洞室开挖卸荷效应，只分析锚索安装后围岩长期时效变形（ $T_1 \rightarrow T_2$ ）引起锚索的时效荷载响应（ F^t ），则由式（5）可得

$$\Delta F^t = -k^C \sigma_0 \frac{1}{k_2^R} \left[\exp\left(-\frac{k_2^R}{\eta^R} T_1\right) - \exp\left(-\frac{k_2^R}{\eta^R} T_2\right) \right] S \quad (9)$$

4.2 现场验证

反分析中隔墙内布置有多点位移计和锚索联合监测（厂房侧高程为 1 334~1335 m 间，锚索和多点位移计相邻）的围岩监测变形和锚索荷载监测曲线可知，开挖阶段多点位移计变形增长和锚索荷载增长具有协同性，表现为开挖阶段多点位移计监测的围岩变形快速增长阶段，同时也是锚索荷载的快速增长阶段，而非开挖阶段围岩监测变形无明显增长时锚索荷载也基本无明显改变，如图 8 所示，这一现场典型监测结果较好地体现其锚索和围岩的相互作用关系。

进一步作定量分析可知，取锚索长度为 46 m，锚索弹性模量为 190 GPa，单根钢绞线直径约 15.2 mm^[15]，依据式（8）可知，锚索荷载增量约 430 kN。这一结果与现场监测锚索的实测荷载增量约 380 kN 较为接近，可见上述锚索-围岩耦合作用元件模型可以用于分析洞室开挖阶段和运行阶段锚固围岩和对穿预应力锚索锚索的相互作用关系。

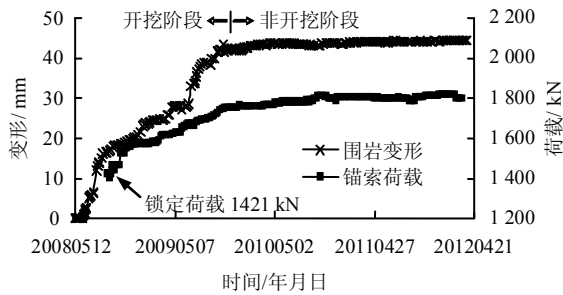


图8 现场锚索和多点位移计监测曲线

Fig.8 In-situ inspected curves of prestressed anchor cable and multi-points instrument

4.3 锚索-围岩耦合作用过程分析

由于上述无黏结对穿预应力锚索-围岩耦合方程式(5)可以同时描述围岩的开挖卸荷变形阶段和时效变形阶段引起的锚索荷载增长响应,因此,可以从洞室开挖期和运行期两个阶段分析影响锚索荷载响应的因素。

(1) 洞群开挖阶段

大型洞室分层下卧开挖必然引起上部已锚固围岩的卸荷位移,而锚固围岩的卸荷位移必将显著影响已经安装在围岩表面的对穿预应力锚索荷载。由式(6)可知,洞室后续开挖引起的锚索加固区域围岩卸荷应力幅值 $\Delta\sigma$ 与锚索荷载增量 ΔF^e 成正比,其比例系数为 k^C/k_1^R (计算分析中的数据取值基于现场验证实例数据的反分析)。在这一正比例关系中,锚索荷载增量效应与锚索钢绞线弹性模量和围岩弹性模量比值大小密切相关,即两者弹性模量比值越大,锚索荷载增量响应围岩卸荷幅度越敏感,如图9所示。

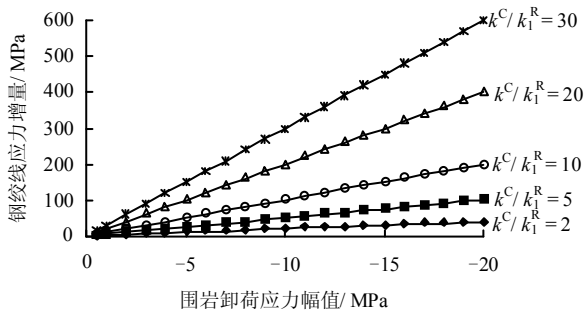


图9 不同钢绞线弹性模量/围岩弹性模量比值条件下锚索荷载响应特征

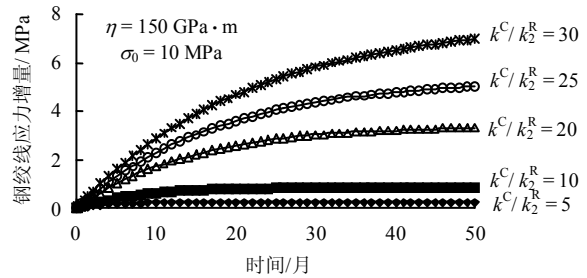
Fig.9 Loading response of steel strand in different elastic modulus ratios between steel strand and surrounding rock

(2) 洞群运行阶段

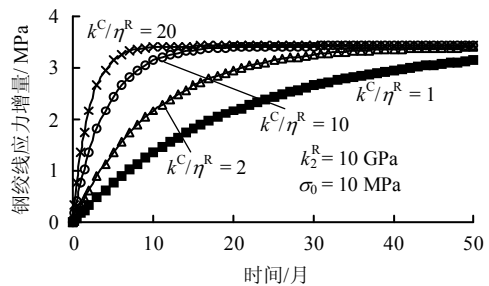
当分析洞群修建完成后锚索-围岩的长期时效力学作用时,由式(9)可知,影响锚索时效荷载增量(ΔF^t)的因素有锚索钢绞线弹性模量、围岩黏

弹性模量、围岩的黏弹性黏滞系数和稳定的围岩应力。然而,这些因素导致锚索荷载响应却不同样,如图10所示。图中,(1)锚索钢绞线弹性模型与围岩黏弹性模量比(k^C/k_2^R)值越大,则在相同的围岩时效变形时间内其荷载增量幅度越大,见图10(a)。(2)锚索钢绞线弹性模量与围岩黏弹性黏滞系数比(k^C/η^R)值大小影响锚索荷载响应过程,但在围岩为黏弹性变形时对锚索钢绞线最终时效荷载增幅不产生直接影响,其 k^C/η^R 越小,则锚索钢绞线荷载响应持续的时间就越长,如图10(b)所示。

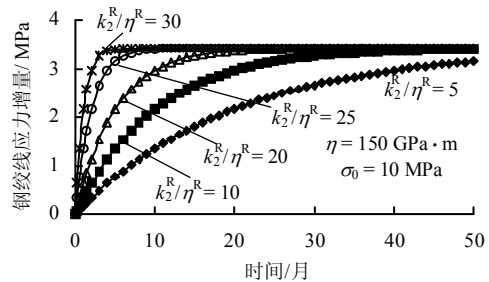
(3)在围岩为黏弹性变形情况下,围岩黏弹性模量与围岩黏弹性黏滞系数比(k_2^R/η^R)值同样不影响锚索钢绞线的最终时效荷载增幅,但其 k_2^R/η^R 比值越小,则锚索钢绞线荷载响应持续的时间也就越长,如图10(c)所示。



(a) 不同的锚索钢绞线弹性模量/围岩弹性模量比值



(b) 不同的锚索钢绞线弹性模量/围岩黏弹性黏滞系数比值



(c) 不同的围岩弹性模量/围岩黏弹性黏滞系数比值

图10 不同围岩和钢绞线力学参数比值情况下锚索钢绞线荷载响应特征

Fig.10 Loading response of steel strand in different ratios of steel strand and surrounding rock's mechanical parameters

4.4 厂区锚索失效原因分析

通过分析锚索失效的现场调查和相互作用的耦合元件模型，并结合锦屏二级地下厂房洞群的实际支护特征，综合认为导致中隔墙锚索失效的主要原因有：

(1) 分层开挖过程中围岩释放的卸荷位移较大。对于主副厂房与主变室上部开挖完成后安装的第 1~2 排锚索而言，厂房与主变室的后续开挖卸荷，必将引起中隔墙上部岩体继续向临空面发生卸荷位移。现场监测数据和洞群开挖模拟的数值分析都表明，中隔墙岩体位移矢量都指向外侧临空面（见图 11）。中隔墙两侧岩体发生的反向相背运动，必然导致安装其上的锚墩发生沿锚索轴线方向的相背位移，从而使得预应力锚索被动拉伸，导致锚索荷载不断增大并最终达到极限强度。这一原因可以较好地解释第 1、2 排失效锚索数量较多，第 3 排失效锚索数量较少，第 4、5 排锚索未出现失效的现象。

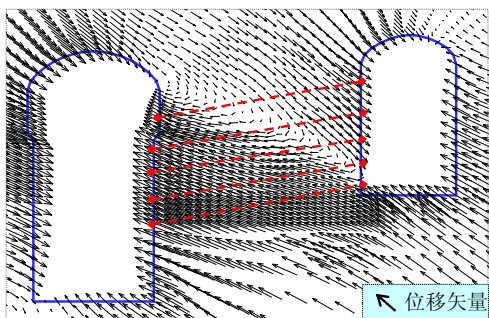


图 11 主厂房和主变室开挖后围岩位移矢量
Fig.11 Displacement vectors of surrounding rock between main powerhouse and main transformed cavern after excavation

(2) 锚索与围岩之间弹性模量差别大。由于中隔墙大理岩的压缩弹性模量（约 8~12 GPa）与锚索的拉伸弹性模型（约 180~200 GPa）存在数量级的差异，因此，当围岩发生较小的卸荷位移时，其围岩位移传递给锚索后将引起锚索较大的荷载变化（见图 8）。因此，当围岩发生一定量值的卸荷位移时，这种锚索与围岩之间的模量差异将极大地放大了锚索荷载的增幅。这一原因可以较好地解释中隔墙区域多点位移计监测的围岩变形不大，但该区域却出现多处锚索荷载快速增长或失效现象。

(3) 锚索预拉荷载值偏大。由于中隔墙第 1、2 排锚索设计的锁定预拉荷载为设计荷载的 80%，故余留给预应力锚索的容许荷载富裕度只有 20%。在中隔墙岩体卸荷位移较大的情况，锚索钢绞线实际工作荷载值极易超出钢绞线的极限荷载而断裂。因

此，这也有助于说明多数锚索失效都发生在中隔墙的第 1、2 排锚索。

(4) 钢绞线受力相对不均匀。由于锚索张拉过程中是对每一根钢绞线进行单独张拉的，现场简陋的施工条件决定了张拉操作时每一股钢绞线的实际荷载彼此并不完全相等，虽然锚索名义总荷载满足预设值。因此，在被锚固围岩发生明显卸荷位移时，预应力锚索中拉伸荷载相对较大的钢绞线较拉伸荷载相对较低的钢绞线容易先行发生断裂。

5 讨 论

5.1 预应力锚索与围岩的矛盾对立统一关系

地下厂房中隔墙锚索的失效调查与机制分析表明，大型地下洞室群分层开挖过程中围岩和固定其上的锚索是在不断地进行作用与反作用，是一对典型的矛盾体，且具有对立统一关系。当作为支护结构的锚索抑制围岩松弛位移的效应占优势时，围岩向临空面的位移将逐渐趋于稳定；当既是被支护对象也是地应力荷载承载体的围岩向临空面位移释放占优势时，锚索张拉荷载将不断增大，进而最终断裂。

事实上，这种锚索与围岩的矛盾作用过程在中隔墙对穿锚索的锚固区也体现得较明显，例如，在未出现对穿锚索失效前厂房下游拱座区域（第 1 排对穿锚索高程）就发现了喷混凝土开裂并外鼓的现象，这实际上是在锚索-围岩矛盾过程中锚索没有能抑制围岩位移的直接表现（见图 12(a)）；又如中隔墙的一些对穿锚索在其荷载经历一段增长后趋于稳定且这些区域围岩也稳定性良好，则表明了锚索-围岩矛盾过程中锚索有效地抑制了围岩松弛位移（见图 12(b)）。

5.2 预应力锚索的支护时机问题

从矛（锚索）与盾（围岩）这一相互作用角度上来看，大型地下洞室中预应力锚索的科学支护需要考虑两个方面：（1）预应力锚索吨位设计和预拉荷载设计的合理性。由于预应力锚索钢绞线刚度与围岩刚度的比值存在数量级的差异，则其锚索对围岩位移的响应程度将异常显著，故锚索吨位设计需要考虑锚索刚度与围岩刚度的比值大小关系。同时，张拉预荷载与锚索设计荷载的比值也直接影响锚索支护围岩的效果，两者比值太小则不能有效发挥锚索预拉荷载支护围岩的作用；两者比值过大，则容易在围岩位移释放较大时其钢绞线荷载不断增长而安全荷载富裕度不足。（2）预应力锚索支护时机合理性。大型洞室自上往下分层开挖过程中，其围岩

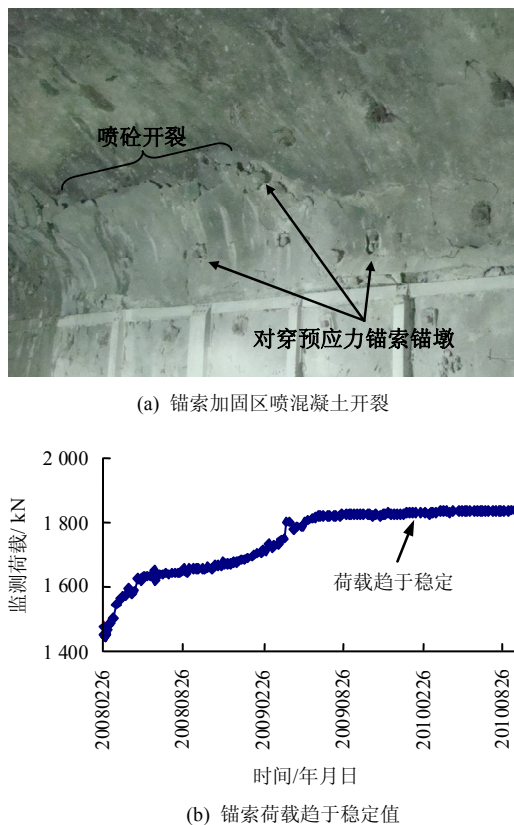


图 12 锚索-围岩矛盾作用过程的不同外在表现形式
Fig.12 Explicit behaviors of ambivalent relationship between anchor cable and surrounding rock

向临空面变位将随分层开挖而不断释放,因此,洞室下卧开挖过程中围岩位移释放率大小对上部已安装的锚索荷载增幅将具有直接影响,这里可以借助隧道开挖的地层响应曲线(Torres^[16])做支护时机的讨论。由于大型洞室是自上往下分层开挖,则围岩位移也是分多个阶段释放,故不同支护时机下锚索荷载响应也就不同:①如果在围岩前期位移释放较小的情况下进行预应力锚索支护(见图13中A点),则可能会因为洞室后续层开挖过程中围岩位移大量释放而使得锚索钢绞线工作荷载超出其极限强度(见图13中D点),进而导致钢绞线拉断;②如果在围岩位移释放已经很大的情况下进行预应力锚索支护(见图13中C点),则可能因为洞室后续开挖过程中围岩位移释放偏小而导致锚索最终工作荷载离设计强度值距离较远(见图13中F点)而致使支护浪费和围岩加固效果不理想。

因此,科学的围岩预应力锚索支护时机非常重要。这一支护时机(段)应该既可以避免洞室后续开挖中过大的围岩位移释放而导致锚索因拉伸荷载剧增而失效,又能充分发挥锚索支护围岩的效率,有利于发挥锚索和围岩共同作为地下洞室承载结构的功能(见图14中BE线)。为了较准确地掌握锚

索合理支护时机,通过围岩位移监测或数值计算手段深入分析洞室分层开挖过程中围岩位移释放特征就十分必要了。而实践中发现,大型水电地下厂房与主变室中隔墙上部对穿锚索锁定预拉荷载为设计荷载的60%~70%左右较为合适,而下部对穿锚索锁定预拉荷载可为设计荷载的70%~80%。

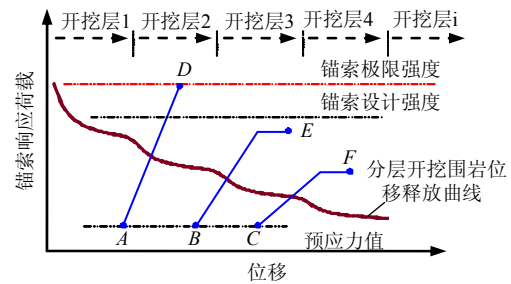


图 13 洞室分层开挖过程中不同支护时机下锚索荷载与地层响应曲线关系
Fig.13 Response between tensile load of anchor cable and displacement release of surrounding rock under different supporting times during excavation of large caverns

需指出的是,上述关于锚索与围岩的矛盾作用关系都是基于锚索为弹脆性体和围岩为黏弹性体这一前提展开的。其耦合作用分析也是基于一维元件模型,如何进一步考虑三维开挖卸荷下的锚索-围岩的耦合解析模型还有待深入研究。一些新型锚索(如让压式锚索、恒阻式锚索)的开发应用、围岩的黏塑性行为等将使得这一锚索-围岩作用关系和支护时机等问题更为复杂,需要做进一步的具体分析。

6 结语

通过对锦屏二级水电站地下厂房与主变室之间的中隔墙锚索失效的现场调查发现锚索失效具有多种表现形式,如钢罩松动或脱落、钢绞线击穿钢罩、钢绞线向外弹射、钢绞线缩入孔内、非完全断裂等。进一步对锚索钢绞线断裂模式的分析可知,该区域锚索属于拉破坏形式。

考虑锚索与围岩之间的相互作用关系,提出一种描述无黏结对穿预应力锚索-围岩耦合元件模型。基于该耦合元件模型,阐明了大型洞室中围岩开挖卸荷变形与时效变形过程中影响锚索荷载响应的多种因素,并分析了锦屏二级水电站地下厂房与主变室之间的中隔墙区域锚索失效的主要原因。

基于锚索与围岩是一典型的对立统一矛盾体的观点,探讨了锚索吨位设计和预拉荷载设计的合理

性问题, 以及较科学把握锚索支护时机的基本方法。

参 考 文 献

- [1] 高大水, 曾勇. 三峡永久船闸高边坡锚索预应力状态监测分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(5): 653—656.
GAO Da-shui, ZENG Yong. Monitoring analysis on prestress state of anchor cable of high slope of the TGP permanent shiplocks[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2001, 20(5): 653—656.
- [2] 张强勇, 李术才, 陈卫忠. 裂隙岩体加索支护模型及其工程应用[J]. 岩土力学, 2004, 25(9): 1465—1468.
ZHANG Qiang-yong, LI Shu-cai, CHEN Wei-zhong. Reinforcing model for anchor cable in jointed rockmass and its application to engineering[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(9): 1465—1468.
- [3] 杨志强, 高谦, 王志强. 预应力锚索支护参数优化研究及在金川二矿区的应用[J]. 岩土力学, 2008, 29(5): 1361—1366.
YANG Zhi-qiang, GAO Qian, WANG Zheng-hui. Research on prestressed cable parameters optimization designs and its application to Jinchuan mine No.2[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(5): 1361—1366.
- [4] 张金龙, 徐卫亚, 徐飞, 等. 深卸荷变形拉裂岩体锚索预应力损失规律研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(增刊 2): 3965—3970.
ZHANG Jin-long, XU Wei-ya, XU Fei, et al. Study on prestress loss law of anchor cables in deep unloading deformed ripped blocks[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2009, 28(Supp.2): 3965—3970.
- [5] 李正刚. 二滩水电站地下厂房系统洞室围岩变形研究[J]. 四川水力发电, 2004, 23(1): 43—47.
LI Zheng-gang. Deformation of surrounding rock in Eetan's underground powerhouse unit[J]. **Sichuan Water Power**, 2004, 23(1): 43—47.
- [6] 公佩暖, 贾后省, 任建举, 等. 锚杆-锚索联合支护失效分析[J]. 山西焦煤科技, 2011, (4): 38—41.
GONG Pei-nuan, JIA Hou-sheng, REN Jian-ju. Failure analysis on anchor bolt-anchor rope combined support[J]. **Shanxi Coking Coal Science & Technology**, 2011, (4): 38—41.
- [7] 侯东奇, 冯梅, 廖成刚, 等. 大型地下洞室锚索系统支护工程实践[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(5): 963—972.
HOU Dong-qi, FENG Mei, LIAO Cheng-gang, et al. Engineering practice of anchor cables supporting to large-scale underground caverns[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2012, 31(5): 963—972.
- [8] 李英勇, 张顶立, 张宏博, 等. 边坡加固中预应力锚索失效机制与失效效应研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(1): 144—151.
LI Ying-yong, ZHANG Ding-li, ZHANG Hong-bo, et al. Research on failure mechanism and effects of prestressed anchor cables for reinforcing slopes[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(1): 144—151.
- [9] 罗强, 李亮. 应用于滑坡的拉力型锚索失效机制[J]. 山地学报, 2011, 29(3): 348—355.
LUO Qiang, LI Liang. Investigation into failure mechanism of prestressed anchor cables under concentrated tension in controlling landslide[J]. **Journal of Mountain Science**, 2011, 29(3): 348—355.
- [10] 李铀, 白世伟, 方昭茹, 等. 预应力锚索锚固体破坏与锚固力传递模式研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(5): 686—690.
LI You, BAI Shi-wei, FANG Zhao-ru, et al. Research on failure mechanism and anchoring force transmission of prestressed cable[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(5): 686—690.
- [11] 卢黎, 张四平, 张永兴, 等. 压力型锚索力学机制现场试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(8): 2435—2442.
LU Li, ZHANG Si-ping, ZHANG Rong-xing, et al. Field pull-out test and behavior analysis of compression type rock anchor cables[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(8): 2435—2442.
- [12] 江权, 冯夏庭, 陈建林, 等. 锦屏二级水电站厂址区域三维地应力场非线性反演[J]. 岩土力学, 2008, 29(11): 3003—3010.
JIANG Quan, FENG Xia-ting, CHEN Jian-lin, et al. Nonlinear inversion of 3D initial geostress field in Jinping II Hydropower Station region[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(11): 3003—3010.
- [13] LI C C. Performance of D-bolts under static loading[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2012, 45: 183—192.
- [14] CROSKY A, HEBBLEWHITE B. Failure of Rockbolts in underground mines in Australia[J]. **Practical Failure Analysis**, 2003, 3(2): 70—78.
- [15] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. GB/T 5224—2003 预应力混凝土用钢绞线[S]. 北京: 中国钢铁工业协会, 2013.
- [16] TORRES C C, FAIRHURST C. Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hoek-Brown failure criterion[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2000, 15(2): 187—213.