

DOI: 10.11779/CJGE201701015

泥岩隧道锚承载特性现场模型试验研究

刘新荣^{1, 3}, 李栋梁^{*1, 3}, 吴相超^{1, 2, 3}, 李维树², 张锐^{1, 3}, 傅晏⁴

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 长江科学院重庆岩基研究中心, 重庆 400014; 3. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室(重庆大学), 重庆 400045; 4. 重庆大学建设管理与房地产学院, 重庆 400045)

摘要: 为了研究高荷载作用下的软岩(泥岩)隧道锚的变形、破坏及长期稳定性等问题, 以在建的某长江大桥为依托, 分别针对泥岩隧道锚自然状态(含水率为5.36%)和浸水状态(含水率为7.39%)的情况, 开展了缩尺比例为1:30现场模型试验。研究发现: 隧道式锚锭同样适用围岩为软弱围岩(泥岩)的情况, 可以承受较高的拉拔荷载, 采用设计荷载工作时, 具有一定的安全储备, 并可以满足长期稳定性要求。屈服荷载作用以后, 泥岩隧道锚的破坏优先沿锚体接触面发生剪切破坏, 破坏后, 会引起较大范围的围岩产生大变形。高拉拔荷载作用下, 含水率高的泥岩隧道锚的围岩变形较大。考虑江水位变化带来的影响, 建议该长江大桥泥岩隧道锚的长期安全系数取为3.5。研究成果可为类似的工程设计、施工等提供参考。

关键词: 隧道锚; 软岩; 泥岩; 缩尺模型试验

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)01-0161-09

作者简介: 刘新荣(1969-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程、隧道等方面的科研工作。E-mail: liuxrong@126.com。

Filed model tests on bearing behavior of mudstone tunnel anchorage

LIU Xin-rong^{1,3}, LI Dong-liang^{1,3}, WU Xiang-chao^{1,2,3}, LI Wei-shu², ZHANG Rui^{1,3}, FU Yan⁴

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Chongqing Rock Foundation Research Center, Yangtze River Scientific Research Institute, Chongqing 400014, China; 3. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area(Chongqing University), Ministry of Education, Chongqing 400045, China; 4. College of Construction Management and Real Estate, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

Abstract: To study the deformation, failure and long-term stability of soft surrounding rock (mudstone) tunnel anchorage under heavy loads, the Changjiang River Bridge under construction is taken as an example, in which 1:30 reduced-scale models are used for field tests on the mudstone tunnel anchorage in natural state (moisture content of 5.36%) and soaked state (moisture content of 7.39%). According to the research, it is easy to know that the tunnel anchorage is applicable to soft surrounding rock. The soft surrounding rock (mudstone) tunnel anchorage can withstand higher drawing loads and has a certain safety margin when working in the design load conditions. When subjected to yield loads, the contact surfaces of the anchorage and the surrounding rock are sheared into failure first, which will cause large deformation of the surrounding rock. When subjected to high drawing loads, the mudstone tunnel anchorage with higher moisture content undergoes larger deformation of the surrounding rock than the mudstone tunnel anchorage with lower moisture content. Considering the influence of changes of the river water level, the long-term safety factor of mudstone tunnel anchorage for Changjiang River Bridge is suggested to be 3.5. The research results may provide reference for the design and construction of similar projects.

Key words: tunnel anchorage; soft rock; mudstone; reduced-scale model test

0 引言

作为大跨径悬索桥的主要承力构件, 锚碇一般分为重力式锚碇和隧道式锚碇两种^[1-4]。其中, 重力式锚碇由于发展时间久, 作用机理简单, 环境适用广等优点, 已经广泛应用于各种桥梁工程之中。而对于受力形式特殊的隧道式锚碇, 由于其对围岩等地质条件要

求苛刻等原因, 发展的则相对缓慢。目前国内仅有广

基金项目: 2015重庆市研究生科研创新项目(CYB15038); 中央高校基金项目(106112014CDJZR200008); 国家自然科学基金青年基金项目(51308567, 51409013)

收稿日期: 2015-10-25

*通讯作者(E-mail: myheartwillgoon17@126.com)

东的虎门大桥^[5]，湖南的矮寨大桥^[6]，湖北的四渡河悬索桥^[7]，贵州的坝陵河悬索桥^[8]等使用的是隧道式锚碇，数量远远少于重力式锚碇。由于隧道锚把围岩视作为锚碇的一部分，基于夹持效应，共同承受缆索的拉力，其突出的经济优势是重力式锚碇无法企及的。如美国的华盛顿桥，其新泽西岸隧道锚与纽约岸重力锚混凝土用量比之为 1:4.8；再如中国的四渡河悬索桥，隧道锚与重力锚土石方开挖量之比为 1:5^[9]。针对隧道锚这种特殊的结构，学者们也给予了一定关注：赵海斌等^[10]以坝陵河大桥为依托工程，通过隧道锚原位模型试验，对隧道锚模型原位试验加载及测试方法进行了研究。余美万等^[11]通过对圆台形锚体和圆柱形锚体的夹持效应进行对比试验，对隧道锚围岩夹持效应的力学机制和隧道锚破坏模式进行了探讨。张奇华^[12]等通过进行相似比为 1:25 的隧道锚抗拔能力现场模型试验，对普立特大桥隧道锚的设计安全度进行了验证，并对其隧道锚围岩变形特征和可能的破坏模式进行了讨论。肖本职等^[13]通过进行隧道锚围岩岩体参数试验、1:12.5 实地结构模型张拉试验、数值分析及灰色 GM(1, 1) 模型预测等，对重庆鹅公岩大桥的隧道锚锚碇及围岩体在张拉荷载下的变形状态进行了研究。

目前在建的某长江大桥北岸同样采用了隧道式锚碇，但其所处的地层为砂泥岩互层的红层岩体，持力层主要为泥岩，属于软岩。而在目前的为数不多的隧道锚工程实例中，隧道锚锚体主要埋设于强度较好的硬岩中，在强度中等或较低的软弱围岩中使用隧道锚的情况却相对较少^[14-15]。此外，长江水位时刻都在变化，围岩含水量的改变对软岩隧道锚承载特性、稳定性等带来的影响如何，也有待研究。

鉴于高拉拔荷载作用下的浸水软岩隧道锚碇设计及施工在国内外开展的较少，无成熟的经验可供借鉴，本文以在建的某长江大桥工程为依托，对软弱围岩（泥岩）条件下的自然状态和浸水状态的隧道锚进行现场模型试验（1:30），对泥岩隧道锚的变形、破坏及长期稳定性等方面进行观测研究，为大桥实桥锚的修建及类似的工程设计、施工等提供参考。

1 工程概况

依托工程桥体位于重庆市江津区，桥梁总长 1738 m，主桥为主跨 600 m 双索面悬索桥，设计时速为 50 km/h。桥跨布置为 50 m+600 m+65 m 的三跨连续方案，桥梁南岸锚碇方式为重力锚，桥梁北岸锚碇方式为隧道锚。其中，隧道锚锚体纵向长度为 60 m，最大埋深为 68 m，锚体轴线与水平方向的倾角为 35°，两锚体中心距约为 26.7 m。隧道锚横断面顶部采用圆

弧形，侧壁和底部采用直线形，前锚面尺寸为 10 m×10 m，顶部圆弧半径 5 m，后锚面尺寸为 14 m×14 m，顶部圆弧半径 7 m。标准组合下，单根主缆拉力 1.08×105 kN。锚碇地区基岩为侏罗系上统遂宁组泥岩，局部夹砂岩，中等风化程度。

2 缩尺模型试验

同时开展泥岩隧道锚（缩尺模型比例为 1:30）在浸水（M2）和天然（M3）状态下的载荷试验，以研究泥岩隧道锚在浸水和天然状态下的强度特征、破坏模式和稳定性等。模型锚埋设位置见图 1（其中，M1 为天然状态 1:10 缩尺模型锚，本文不做讨论）。



图 1 泥岩模型锚埋设位置示意图

Fig. 1 Position of mudstone tunnel anchorage model

2.1 泥岩模型锚地质概况

缩尺模型锚岩体位于实体锚所处地层的第三层（见图 1），岩性为侏罗纪上统遂宁组 (J_{3sn}) 紫红色泥岩，属中等风化程度。地表地质描述表明，此处岩体的岩层近水平展布，产状 $110^{\circ} \angle 7^{\circ}$ ，平均层厚超过 1 m，层面粗糙，结合较差。岩体内主要发育 2 组节理面：节理 1 产状 $294^{\circ} \sim 328^{\circ} \angle 60^{\circ} \sim 76^{\circ}$ ，无充填或泥质充填，隙宽 0.5~3 mm，节理间距 0.4~2.0 m，迹长 0.3~2.0 m，结合较差；节理 2 产状 $183^{\circ} \sim 243^{\circ} \angle 76^{\circ} \sim 87^{\circ}$ ，无充填或泥质充填，隙宽 0.1~2 mm，间距 0.5~2.1 m，结合较差。

2.2 模型锚区域泥岩物理力学性质

分别在试验平洞（见图 1）及模型锚埋设区域对泥岩进行取样，加工成标准岩样（ $\Phi 70 \times 140$ mm）进行室内试验。所得的泥岩各物理力学参数如表 1 所示。

此外，试验区域泥岩的孔隙率为 6.62%~20.21%，平均值为 13.54%，标准值为 12.76%。颗粒密度为 2.66~2.82 g/cm³，平均值为 2.77 g/cm³，标准值为 2.76 g/cm³，属中等颗粒密度岩石；天然块体密度为 2.43~2.62 g/cm³，平均值为 2.52 g/cm³，标准值为 2.50 g/cm³。

从物理特性来看，泥岩岩块颗粒密度与块体密度

表1 泥岩物理力学参数
Table 1 Physical and mechanical parameters of mudstone

统计	变形模量/GPa	弹性模量/GPa	泊松比	饱和单轴抗压强度/MPa	天然单轴抗压强度/MPa	软化系数	岩块波速/(m·s ⁻¹)	抗拉强度/MPa	三轴压缩强度(综合)	
									摩擦系数f /MPa	黏聚力c /MPa
试件数量	73	73	73	81	80		165	94		
试验值范围	1.1~5.6	1.2~6.7	0.21~0.35	1.8~11.0	2.5~14.1	0.71	2082~3923	0.26~1.44	0.92	1.27
平均值	2.8	3.3	0.29	4.5	6.3		3081	0.70		
标准值	2.6	3.1	0.29	4.1	5.8		3034	0.65		

相差较大, 表明岩块的空隙和孔隙较大, 天然含水率较高。如泥岩类的岩石颗粒密度一般为 2.66~2.82 g/cm³, 块体密度一般为 2.43~2.61 g/cm³, 两者之间相差 9%, 孔隙率为 6.62%~20.21%, 天然含水率为 2.31%~8.56%, 这充分证明了红层岩体具有结构疏松, 孔隙和空隙较大, 微裂隙发育, 天然含水率高等物理性特征。此外, 泥岩岩块抗压强度与其变形模量之比一般小于 500, 大部分为 200~500, 还有的小于 200, 这也表明了红层岩体受压后变形较大的特性。从泥岩岩块的单轴抗压强度来看, 试验区域泥岩的饱和单轴抗压强度值一般在 15 MPa 以内, 有的还小于 5 MPa, 属于软岩和极软岩的岩体。

2.3 泥岩隧道锚模型设计

模型锚设计是基于弹性力学的相似原理来实现的。根据相似原理, 缩尺模型试验是将给定几何相似常数、材料性质相似常数及边界条件相似常数放在弹性力学相似系统的约束方程中求解, 得到位移场和应力场的相似常数, 以期达到用模型试验位移场和应力场去预测原型的位移场和应力场。

$$\left. \begin{aligned} C_l &= \frac{x_i^p}{x_i^m}, \\ C_\gamma &= \frac{\gamma_i^p}{\gamma_i^m}, \\ C_\sigma &= \frac{\sigma_{ij}^p}{\sigma_{ij}^m}, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$\sigma_{ij,j} + \gamma_i = 0 \quad (2)$$

式中 σ_{ij} 为应力分量, γ_i 为重度力分量, x_i 为坐标分量; p 表示原型, m 表示模型; C_l , C_γ , C_σ 分别为几何相似常数、重度相似常数和应力相似常数。

取 z 轴方向, 将式(1)带入式(2)得

$$\frac{C_\sigma}{C_\gamma C_l} \sigma_{zj,j} + \gamma_z = 0 \quad (3)$$

式(3)要满足约束方程(2)形式, 必有 $C_\sigma=C_l C_\gamma$ 。本文模型试验为原位模型试验, 模型锚与实桥锚采用相同的材料制作, 同时忽略岩体尺寸效应, 即 $C_\gamma=1$ 。模型锚几何尺寸由实桥锚结构尺寸按 C_l 比例缩小。不

计体力时, 模型锚与实桥锚的参数之间存在关系如下:

$$\text{弹性模量: } E_m = E_p, \quad (4)$$

$$\text{几何尺寸: } l_m = l_p / C_l, \quad (5)$$

$$\text{位 移: } U_m = U_p / C_l, \quad (6)$$

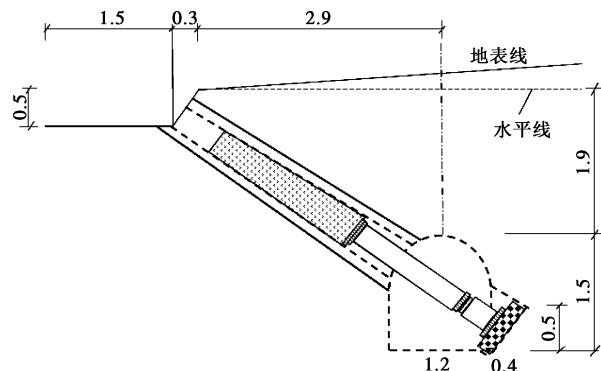
$$\text{应 力: } \sigma_m = \sigma_p / C_l, \quad (7)$$

$$\text{荷 载: } P_m = P_p / C_l^2. \quad (8)$$

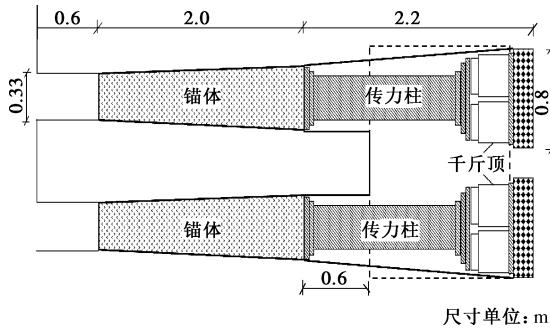
本模型 C_l 取为 30, 即泥岩缩尺模型锚与实桥锚的尺寸比例为 1:30。

需要明确的是, 上述相似关系是基于弹性力学的相似原理来实现的, 应谨慎应用于泥岩这类弹塑性材料, 实际操作中并不能简单地运用这种相似关系去预测锚锭原型在设计荷载下围岩中应力场和位移场的分布情况, 但对其变形、应力及应变等方面的推测提供一定的理论指导是可行的^[16]。

泥岩缩尺模型锚尺寸参数如图 2, 3 所示。M2 和 M3 泥岩模型锚的各设置相同, 唯一区别为 M2 泥岩模型锚锚体四周加设砖混围堰, 以便蓄水浸泡, 同时打 9 个风钻孔(见图 3), 以辅助水的渗透, 模型锚蓄水浸泡时间为 90 d。对 M2 锚含水率进行实时观测, 取含水率稳定时期的值为最终含水率(注: 由于岩体存在裂隙等原因, 水分会不断流失, 故并非饱和含水率)。观测方法为: 在模型锚前部斜面地表及后锚室采用土壤含水率测试仪(测针法)进行了 24 点测试(锚室内无法测试), 同时对 M2 锚取样进行了 10 点室内含水率测试, 取均值。最终得浸水状态 M2 锚的含水率为 7.39%, 天然状态 M3 锚的含水率为 5.36%。



(a) 1:30 模型锚剖面布置示意图



(b) 1 : 30 模型锚锚体受力方向剖面布置示意图

图 2 模型锚剖面图

Fig. 2 Sectional view of the model

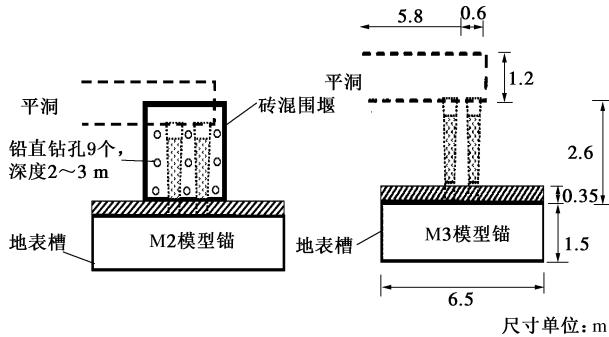


图 3 模型锚平面布置图

Fig. 3 Layout plan of models

考虑到在拉拔荷载作用下, 锚碇前端应力集中, 易导致受拉破坏, 锚索在较大荷载下, 易先断索, 而且隧道锚拉拔超载试验需要制作体型较大的反力梁, 以提供其加载到极限破坏状态所需的荷载等不利情况, 所以本试验采用后推法加载。

泥岩模型锚锚洞开挖成型后(见图 4), 安装监测仪器并浇制钢筋混凝土锚体。混凝土强度等级为 C40, 周向钢筋($\phi 10 \text{ mm}$)布置 11 根, 纵向钢筋($\phi 10 \text{ mm}$)布置 7 根。加载用的岩石试验千斤顶埋设于后锚室中。

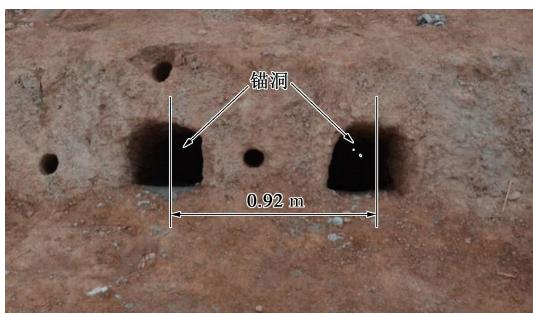


图 4 模型锚锚洞

Fig. 4 Holes of model

2.4 地表变形测点布置

地表变形布置 3 条测线, 锚体中心布置 1 个位移测点, 测量锚体在拉拔过程中锚体前端及围岩的位移。各测点及位移传感器埋设位置如图 5 所示, 其中 GS1~GS15 为 M2 锚测点编号, GS16~GS28 为 M3 锚测点编号。



图 5 模型锚地表测点布置

Fig. 5 Distribution of measuring points on ground surface

2.5 实验仪器

加载系统使用微机伺服控制与数据采集系统, 由长江科学院自行研发, 如图 6 所示, 具有以下特点: ①大流量旋转式电机和进口伺服阀组成的加载系统, 主要用于瞬时加载; ②滚轴丝杆式伺服加载系统, 具有施加荷载高, 压力伺服控制精度高, 控制方便等特点。给 1 : 30 模型隧道锚加压的 4 台千斤顶采用油路多通并联的方式, 通过高压油路开关任意平滑转换, 通过压力传感器完成试验加载, 整个试验过程的数据采集为自动采集。表面变形测量以分辨率为 1 μm 的光栅位移传感器为主, 由电脑与采集仪共同工作、实时采集。同时, 为了减小温度变化产生的影响, 在模型锚上搭设覆盖有隔热材料的工棚, 棚内设 3 台空调, 温度控制在 26°C。



(a) 测量系统

(b) 控制系统

图 6 实验仪器

Fig. 6 Test equipments

3 泥岩隧道锚破坏试验

采用连续加载方式施加荷载, 从零开始加载, 直至岩体破坏 (P 为设计荷载, 为 120 kN)。

3.1 地表裂缝观测

M2 泥岩模型锚: 破坏后裂隙描述见图 7, 其中 L1, L2, L3, … 编号表示裂隙出现的先后顺序。在荷载施加至约 4.2P 时在西锚洞脸右上部开始出现第一条裂隙 L1, 约 5P 时西锚后部地表出现裂隙 L2, L3, L4, 约 6.8P 时东锚洞脸右上部开始出现裂隙 L5~

L10, 约 7.8P 时压力不能继续增加, 表明围岩破坏, 并不断出现新的裂隙 L11~L18, 且已出现的裂隙长度延伸, 裂隙宽度变大, 最后, L16 由一开始的短裂隙发展成贯通模型锚东西端的长大裂隙。

可见, M2 泥岩模型锚岩体破坏顺序为: 由西锚到东锚, 由洞脸到地表, 最终遍布整个锚体区域, 共计观察到 18 条裂隙。破坏后, 水堰中的水逐渐沿裂隙全部渗漏掉, 表明裂隙延伸有一定的深度。

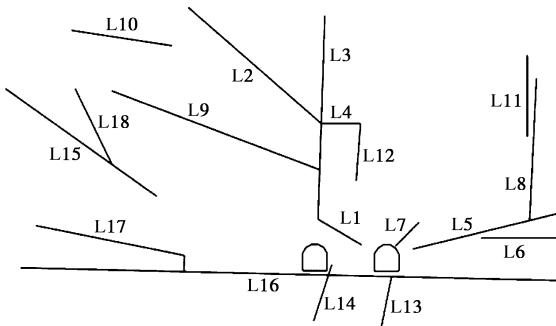


图 7 M2 模型锚地表破坏裂隙描述图

Fig. 7 Distribution of fractures on surface ground (M2)

M3 泥岩模型锚: 破坏后裂隙描述见图 8, 其中 L1, L2, L3…表示裂隙出现先后顺序。在荷载施加至约 5.6P 时地表开始同时出现 3 条裂缝 L1, L2, L3。7P~7.8P 期间, 裂缝密集出现, 依次出现 L4~L9。约 8.2P 时, L7 延至与 L9 相交。约 8.6P 时 L15、L20 延至最西端。约 9.8P 时, 主要裂缝相互连通, 并向两端延伸。最大荷载 10P 时, 出现 L14~L23, 其中 L7 宽约 3 mm, L5 宽约 5 mm, L16 位于洞脸下部, 且贯穿东西全长, 宽约 1~2 mm, 卸压前 L5 宽约 10 mm。同时与浸水状态的 M2 泥岩模型锚的地表裂缝发展状况对比可知, M2 泥岩模型锚围岩的抗拉拔承载能力要低于自然状态的 M3 泥岩模型锚。

从裂隙分布及出现的顺序分析, 裂隙首先在地表出现, 然后在锚洞斜面出现, 以后交叉出现, 累计表面出现了 23 条裂隙; 从裂隙出现的时刻看, 在 5.6P 时观察到 3 条裂隙, 表明该荷载下上部岩体开始屈服, 7.8P 前出现了 9 条裂隙且锚洞斜面开始出现裂隙, 表明围岩整体开始屈服。

余美万等^[11]指出, 在目前设计中, 隧道锚一般应用于坚硬岩体中, 若要在中等及以下强度的岩体中使用隧道锚, 还有待研究。而对于本次模型试验, 从 M2 泥岩模型锚和 M3 泥岩模型锚的地表裂缝发育过程来看, M2 锚在拉拔荷载达到 4.2P 时围岩开始开裂破坏, M3 锚在拉拔荷载达到 5.6P 时围岩开始开裂破坏, 虽然远不及文献[12]中硬岩条件下破坏荷载一度可以加到 50 倍设计荷载的程度, 但由此模型试验可见, 对于软弱围岩(泥岩)的情况, 隧道锚仍然可以

承受较高的拉拔荷载, 采用设计荷载工作时, 仍具有一定的安全储备。

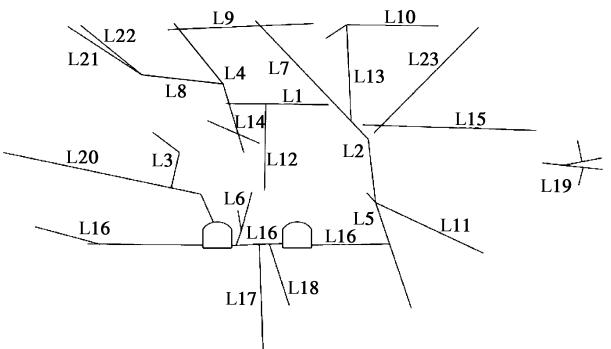


图 8 M3 模型锚地表破坏裂隙描述图

Fig. 8 Distribution of fractures on surface ground (M3)

3.2 锚体强度特征

图 9 为 M2 和 M3 泥岩模型锚两个锚体前锚面拉力向位移平均值与荷载比例关系曲线, 可见, 荷载与位移之间关系曲线规律性很好, 各特征荷载点明显。

对于 M2 泥岩模型锚, 在 3P 前荷载与位移之间基本呈线性, 3P~5P 阶段, 位移变化速率明显比 3P 前大, 5P 时的位移是 3P 时位移的 5 倍以上, 且在该荷载阶段地表出现了 4 条裂隙; 5P 后裂隙数量和规模不断扩展, 6P 时位移量接近 5P 时的 2 倍, 7P 时的位移量达到 6P 时的 2.5 倍。至 7.8P 时, 位移量达到 6.52 mm, 7.8P 后, 荷载能基本维持, 位移继续增大, 裂隙张开, 按相同加载速率不能继续维持, 荷载逐渐降低至 6.59P 时的平均位移量达到 10.7 mm。

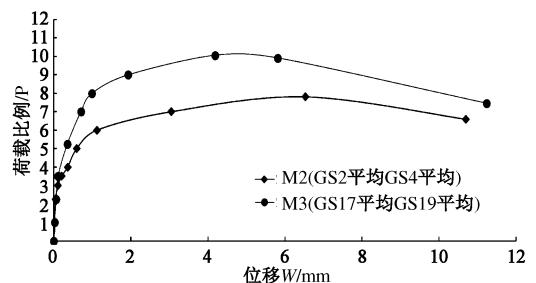


图 9 锚体拉力向位移与荷载关系比较曲线

Fig. 9 Comparison curves of displacements and loads

对于 M3 泥岩模型, 在 3.5P 前荷载与位移之间基本呈线性, 3.5P~7P 阶段, 位移变化速率明显比 3.5P 前大, 7P 时的位移是 3.5P 时位移的近 7 倍, 且在该荷载阶段地表出现了 5 条以上裂隙; 7P~8P 期间出现了 9 条裂隙, 且规模不断扩张。至 9P 时, 位移量达到 1.92 mm, 10P 时位移量达到 4.18 mm, 至 10.07P 时荷载能基本维持, 位移继续增大, 裂隙张开, 按相同加载速率加载时荷载不能继续维持, 荷载逐渐降低至 7.47P, 这时的平均位移量达到 11.23 mm。

此外,对比M2和M3泥岩模型锚荷载与位移关系曲线,可以直观看出,在拉拔荷载为3.5P前二者的拉力向变形差别不大,且都是mm级,3.5P后,在相同荷载条件下M2锚的变形明显大于M3。

3.3 围岩强度特征

根据在围岩表面布置的测点测量结果,按拉力向测点和铅直向测点分类,然后统计不同荷载下的位移平均值,并绘制荷载与位移关系曲线见图10,11。比较可见,围岩在3.5P荷载前M2锚和M3锚的平均拉力向(铅直向)位移相当,3.5P荷载后M2锚的平均拉力向(铅直向)位移大于M3锚,这一点与锚体变形类似;从荷载与位移关系曲线可见,拉力向和铅直向的荷载特征点也十分明显,与锚体的特征强度值一致。

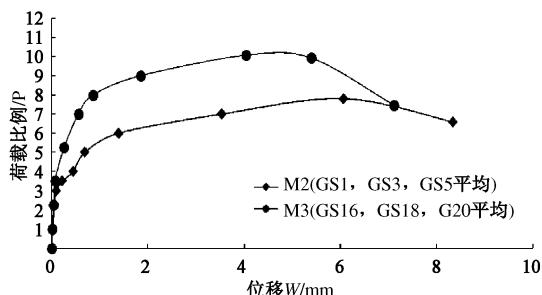


图10 拉力向围岩位移与荷载关系比较曲线

Fig. 10 Curves of displacements and loads of surrounding rock in direction of pulling

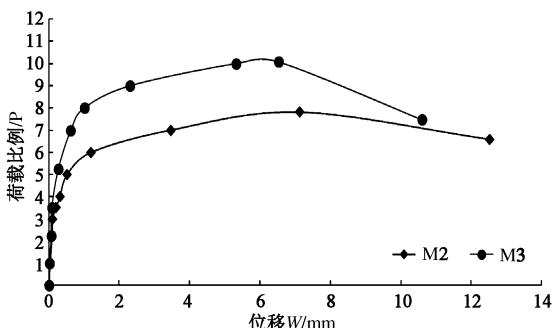


图11 铅直向围岩位移与荷载关系比较曲线

Fig. 11 Curves of displacements and loads of surrounding rock in vertical direction

根据以上分析与判别获得M2和M3锚体和围岩的特征强度见表2。可见,不同含水状态下模型锚的特征强度有明显的差别,浸水状态下的特征强度比天然状态下的特征强度小,表明水对泥岩模型锚有较明显的软化作用。而相同状态下,锚体和围岩的特征强度相同。此外,对比图10,11易发现,拉拔荷载相同时,对于泥岩隧道锚,铅直向围岩的变形要大于拉力向的围岩,这是由于隧道锚与围岩之间具有“夹持效应”^[11],使得拉力向的变形受到一定的约束,这也从一定程度上体现了浅埋式隧道锚的特点。

表2 模型锚特征强度统计表

Table 2 Statistics of characteristic strengths of models

编号	位置	比例强度	屈服强度	峰值强度	残余强度
M2	锚体	3P	5.2P	7.81P	6.59P
	拉力向围岩	3P	5.3P	7.81P	6.59P
	铅直向围岩	3P	5.2P	7.81P	6.59P
M3	锚体	3.5P	6.8P	10P	7.47P
	拉力向围岩	3.5P	7.2P	10P	7.47P
	铅直向围岩	3.5P	7.0P	10P	7.47P

3.4 钻孔测斜

测斜钻孔的位置在两个锚体中间位置处(见图5)。M2锚锚间铅直钻孔倾斜测试结果见图12所示,由图12可知:在2.25P前,锚体下部(2m以下)未发生水平位移,对应锚体部位及上部岩体有水平位移,最大水平位移为1.83mm,发生在地表以下0.25m深处;3.5P时上部岩体水平位移增大,最大值为4.47mm,发生在地表以下0.5m深处;7P时上部岩体水平位移继续增大,最大值为5.38mm,发生在地表以下1.25m深处,对应于锚体与下部岩体接触面;7.8P时上部岩体水平位移显著增大,最大值为11.8mm,发生在地表以下1.25m深处,对应于锚体与下部岩体接触面,且在钻孔深度2.5m以上产生较大的水平位移,表明在破坏荷载作用下,锚体带动深部岩体也产生了水平位移。

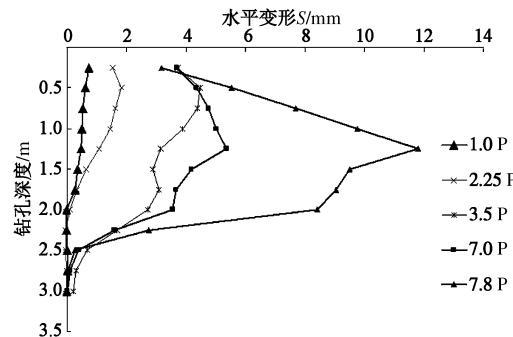


图12 M2钻孔倾斜测试水平位移与钻孔深度关系曲线

Fig. 12 Curves of horizontal displacements and drilling depths (M2)

M3锚锚间铅直钻孔倾斜测试结果见图13所示,由图13可知:在3.5P前,水平位移在1mm内,主要发生在锚体附近,5P荷载时,最大水平位移为2.83mm,发生在地表以下1.25m深处,对应于锚体与下部岩体接触面;7P荷载时上部岩体水平位移显著增大,最大值为7.51mm,发生在地表以下1.25m深处,对应于锚体与下部岩体接触面,且锚体上下部围岩也产生了较大的变形;10P破坏荷载时,地表水平位移达到13.5mm,对应于锚体与下部岩体接触面处(1.25m深处)的最大值水平位移达到26.11mm,在2.25m深处还有6.49mm的水平位移,表明在破坏荷载作用

下, 锚体带动深部岩体也产生了较大水平位移。

根据 M2 和 M3 模型锚钻孔倾斜测试结果可知:

- ①施加拉拔荷载时上部岩体要先于下部岩体受到扰动;
- ②从屈服荷载以后, 水平最大位移发生在锚体与下部岩体接触面处, 表明模型锚的破坏优先沿锚体接触面剪切破坏;
- ③破坏时, 在锚体断面尺寸的 4 倍范围高度内的围岩产生较大的水平位移, 表明泥岩隧道锚破坏后, 会引起较大范围的围岩产生大变形;
- ④在相同荷载下, 隧道锚浸水状态 (M2 锚) 的水平位移明显大于天然状态 (M3 锚)。

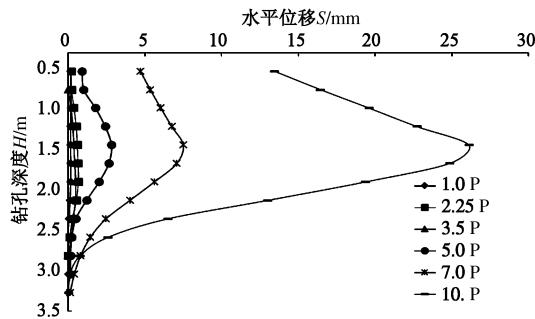


图 13 M3 锚孔倾斜测试水平位移与钻孔深度关系曲线

Fig. 13 Curves of horizontal displacements and drilling depths
(M3)

3.5 变形特性

图 14 表为天然和浸水状态下不同荷载时变形比较图。为便于绘图, 将测点标号进行一下转换, 如表 3 所示。

表 3 测点编号转换表

Table 3 Translation table of number of measuring points

序号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
测点编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	15
(GS)	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28

1P 荷载时, 拉力向地表及锚体变形二者差别不大, 但浸水状态的变形平均值总体上大于天然状态, 锚直向岩体地表变形二者差别较大, 浸水状态下的变形几乎比天然状态大 1 倍。2.25P 荷载时, 拉力向和锚直向前部地表及锚体变形与 1P 时类似, 但锚直向后部岩体测点中, 天然状态的变形大于拉力向, 这可能与测试误差有关。3.5P 荷载时, 浸水状态下所有表面测点的变形明显大于天然状态。且在大于 3.5P 荷载后直至屈服阶段, 相同荷载下浸水状态表面变形也明显大于天然状态。综上可知, 拉拔荷载越大, 含水量对泥岩隧道锚拉力向和锚直向围岩变形的影响越显著。此外, 由图 14 可知, 对于泥岩隧道锚锚体前侧的围岩, 在拉力向的变形呈现出较为规则的对称的驼峰形状, 位于锚体正前侧的围岩拉力向变形要大于锚体两侧及锚体之间的围岩拉力向变形。对于泥岩隧道锚锚体中前部的围岩, 两个锚体之间的围岩锚直向变形

最大, 其次为锚体上部围岩, 最小的为两个锚体外侧围岩。

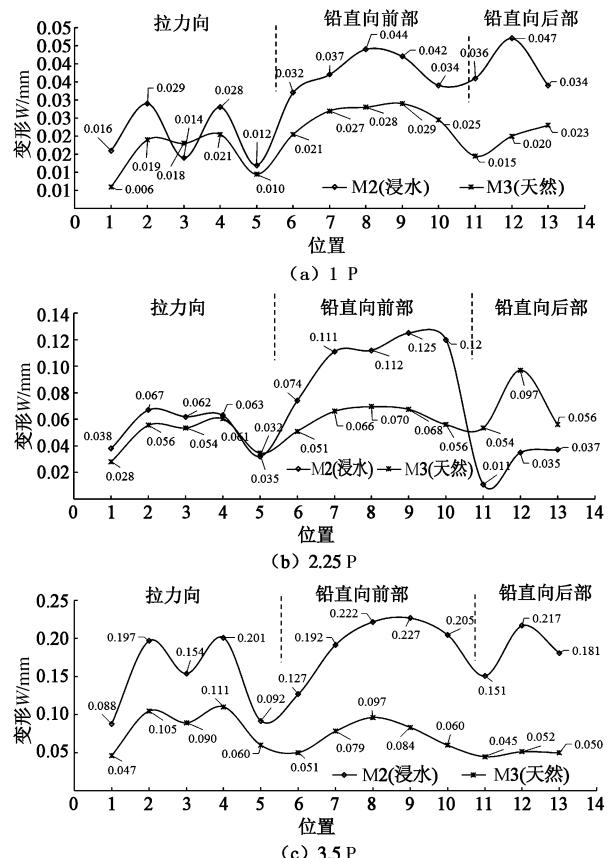


图 14 模型锚表面测点变形比较曲线

Fig. 14 Comparative curves of deformations at surface measuring points

4 围岩流变特征

流变试验分别在 1.0P 和 3.5P 荷载下进行, 观测锚体及围岩的长期变形。流变试验加载时, 采样间隔为 0.1 min, 保持荷载期间采样间隔为 5~10 min, 每级恒载历时不少于约 5 d, 直至变形基本稳定在 $\pm 3 \mu\text{m}$ 后终止。每级试验完成后休止 12~24 h 后进行下一级试验。图 15 为 M2, M3 泥岩模型锚流变全过程曲线。

对于 M2 泥岩模型锚, 荷载为 1P 时流变持续了约 151 h, 荷载为 3.5P 时流变持续了约 365 h。由图 15 (a) 可知, 1P 荷载下锚体前锚面有流变现象, 西锚 (GS2) 流变终止变形 0.080 mm, 东锚 (GS4) 流变终止变形 0.088 mm; 锚间岩体沿拉力方向 (GS3) 终止变形 0.081 mm; 两锚两侧 (GS1, GS5) 沿拉力方向流变终止变形分别为 0.051 mm 和 0.027 mm; 地表锚直方向流变终止变形在 0.165~0.215 mm 之间, 各部位变形基本一致, 但后部变形约大于前部。3.5P 荷载下锚体前锚面有明显流变现象, 西锚 (GS2) 流变终止变形 0.332 mm, 东锚 (GS4) 流变终止变形 0.431

mm, 东锚大于西锚; 锚间岩体沿拉力方向 (GS3) 终止变形 0.304 mm, 小于锚体变形; 两锚两侧 (GS1, GS5) 沿拉力方向流变终止变形分别为 0.190 mm 和 0.194 mm; 地表铅直方向流变终止变形在 0.442~0.613 mm 之间。

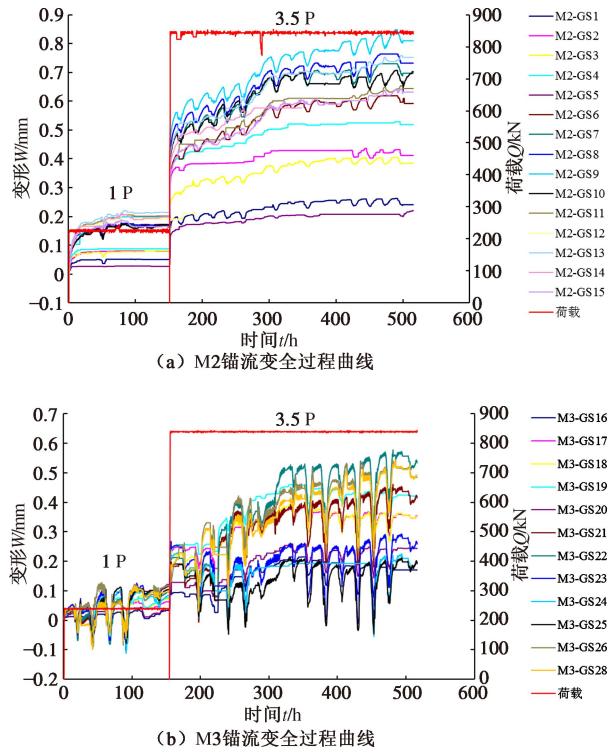


图 15 流变全过程曲线

Fig. 15 Curves of whole process of rheology

对于 M3 泥岩模型锚, 荷载为 1P 时流变持续了 154.4 h, 荷载为 3.5 时 P 流变持续了约 362 h。由图 15 (b) 可知, 1P 荷载下锚体前锚面有流变现象, 西锚 (GS17) 流变终止变形 0.063 mm, 东锚 (GS19) 流变终止变形 0.076 mm; 锚间岩体沿拉力方向 (GS18) 终止变形 0.073 mm; 两锚两侧 (GS16, GS20) 沿拉力方向流变终止变形分别为 0.034 mm 和 0.039 mm; 地表铅直方向流变终止变形在 0.094~0.119 mm 之间, 各部位变形基本一致。3.5P 荷载下锚体前锚面有明显流变现象, 西锚 (GS17) 流变终止变形 0.316 mm, 东锚 (GS4) 流变终止变形 0.375 mm, 东锚略大于西锚; 锚间岩体沿拉力方向 (GS18) 终止变形 0.307 mm, 小于锚体变形; 两锚两侧 (GS16, GS20) 沿拉力方向流变终止变形分别为 0.163 mm 和 0.307 mm; 地表铅直方向流变终止变形在 0.107~0.455 mm 之间。

由于隧道锚正常工作时长期处于承载状态, 而本次试验的两种含水状态的泥岩模型锚在 3.5P 下的流变最终趋于稳定, 故可认定其长期安全系数 ≥ 3.5 。由此也可知, 对于泥岩隧道锚, 在一定的荷载作用下, 其长期稳定性也可得到保证。

5 结 论

(1) 对于围岩为软弱围岩 (泥岩) 的情况, 隧道式锚锭仍然可以承受较高的拉拔荷载, 采用设计荷载工作时, 具有一定的安全储备, 并可以满足长期稳定性要求, 即隧道式锚锭在软弱围岩 (泥岩) 中同样适用。

(2) 屈服荷载作用以后, 泥岩隧道锚的破坏优先沿锚体接触面发生剪切破坏, 泥岩隧道锚破坏后, 会引起较大范围的围岩产生大变形。如本文中的模型试验, 破坏时, 在锚体断面尺寸的 4 倍范围高度内的围岩产生较大的水平位移。

(3) 对于泥岩隧道锚锚体前侧的围岩, 在拉力向的变形以锚间岩体为中心, 呈现出较为规则的对称驼峰形状, 位于锚体正前侧的围岩的拉力向变形要大于锚体两侧及锚体之间的围岩的拉力向变形。对于泥岩隧道锚锚体中前部的围岩, 两个锚体之间的围岩的铅直向变形最大, 其次为锚体上部围岩, 最小的为两个锚体外侧围岩。

(4) 拉拔荷载越大, 含水量对泥岩隧道锚拉力向和铅直向围岩变形的影响越显著, 即高拉拔荷载作用下, 含水率高的泥岩隧道锚的围岩变形更大。

(5) 拉拔荷载相同时, 对于泥岩隧道锚, 铅直向围岩的变形要大于拉力向的围岩, 浸水状态 (7.39%) 的泥岩隧道锚围岩的水平方向变形要明显大于天然状态 (5.36%) 泥岩隧道锚。

(6) 对于本次试验的泥岩模型锚, 当拉拔荷载未达到 3.5P 时, 浸水状态 (7.39%) M2 和天然状态 (5.36%) M3 泥岩隧道锚锚体的变形差别不大, 且都是 mm 级, 3.5P 后, 在相同荷载条件下 M2 锚的变形明显大于 M3。而围岩在 3.5P 荷载前 M2 锚和 M3 锚的平均拉力向 (铅直向) 变形相当, 3.5P 荷载后 M2 锚的平均拉力向 (铅直向) 变形大于 M3 锚。M2 锚和 M3 锚的地表围岩拉拔开裂荷载分别为 4.2P 和 5.6P。此外, M2 和 M3 泥岩模型锚在 3.5P 荷载作用下的流变最终趋于稳定。综上, 考虑江水位变化带来的影响, 建议依托长江大桥泥岩隧道锚的长期安全系数取为 3.5。

参 考 文 献:

- [1] 龚维明, 朱建民, 穆保岗, 等. 南京长江四桥北锚锭沉井首次降排水下沉研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 2): 537~540. (GONG Wei-ming, ZHU Jian-min, MU Bao-gang, et al. Dewater sinking of north anchorage caisson of Fourth Nanjing Yangtze River Bridge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S2): 537~540. (in Chinese))
- [2] 穆保岗, 朱建民, 牛亚洲. 南京长江四桥北锚锭沉井监控

- 方案及成果分析[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(2): 269 - 274. (MU Bao-gang, ZHU Jian-min, NIU Ya-zhou. Monitoring and analysis of north anchorage caisson of Fourth Nanjing Yangtze River Bridge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(2): 269 - 274. (in Chinese))
- [3] 胡波, 赵海滨, 王思敬, 等. 隧道锚围岩拉拔模型试验研究及数值模拟[J]. 岩土力学, 2009, 30(6): 1575 - 1582. (HU Bo, ZHAO Hai-bin, WANG Si-jing, et al. Pull-out model test for tunnel anchorage and numerical analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(6): 1575 - 1582. (in Chinese))
- [4] 朱杰兵, 邬爱清, 黄正加, 等. 四渡河特大悬索桥隧道锚模型拉拔试验研究[J]. 长江科学院院报, 2006, 23(4): 51 - 55. (ZHU Jie-bing, WU Ai-qing, HUANG Zheng-jia, et al. Pulling test of anchorage model of Siduhe suspension bridge[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2006, 23(4): 51 - 55. (in Chinese))
- [5] 夏才初, 程鸿鑫, 李荣强. 广东虎门大桥东锚碇现场结构模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1997, 16(6): 571 - 576. (XIA Cai-chu, CHENG Hong-xin, LI Rong-qiang. Testing study on field structure model of the east anchorage of Guangdong Humen bridge[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1997, 16(6): 571 - 576. (in Chinese))
- [6] 董志宏, 张奇华, 丁秀丽, 等. 矮寨悬索桥隧道锚碇稳定性数值分析[J]. 长江科学院院报, 2005, 22(6): 54 - 58. (DONG Zhi-hong, ZHANG Qi-hua, DING Xiu-li, et al. Numerical analysis of rock mass stability in tunnel anchorage of Aizhai bridge[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2005, 22(6): 54 - 58. (in Chinese))
- [7] 汪海滨, 高波, 朱栓来, 等. 四渡河特大桥隧道式锚碇数值模拟[J]. 中国公路学报, 2006, 19(6): 73 - 78. (WANG Hai-bin, GAO Bo, ZHU Shuan-lai, et al. Numerical simulation on tunnel anchorage of Siduhe super-long bridge[J]. China Journal of Highway and Transport, 2006, 19(6): 73 - 78. (in Chinese))
- [8] 吴俊, 应松, 李苍松, 等. 坝陵河大桥隧道锚与关岭1号隧道地质关系浅议[J]. 工程地质学报, 2006, 14(增刊): 438 - 444. (WU Jun, YING Song, LI Cang-song, et al. Geological relationship between tunnel anchor of Baling River bridge and Guanling No.1 tunnel[J]. Journal of Engineering Geology, 2006, 14(S0): 438 - 444. (in Chinese))
- [9] 刘建新, 胡兆同. 大跨度吊桥[M]. 北京: 人民交通出版社, 1996. (LIU Jian-xin, HU Zhao-tong. Large span suspension bridge[M]. Beijing: China Communications Press, 1996. (in Chinese))
- [10] 赵海斌, 于新华, 彭运动, 等. 坝陵河大桥隧道锚围岩力学特性原位试验研究[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2009, 37(6): 680 - 684. (ZHAO Hai-bin, YU Xin-hua, PENG Yun-dong, et al. In situ tests on mechanical properties of rock surrounding tunnel-type anchors of Balinghe Bridge[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2009, 37(6): 680 - 684. (in Chinese))
- [11] 余美万, 张奇华, 喻正富, 等. 基于夹持效应的普立特大桥隧道锚现场模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(2): 261 - 270. (YU Mei-wan, ZHANG Qi-hua, YU Zheng-fu, et al. Field model experiment on clamping effect of tunnel-type anchorage at Puli bridge[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(2): 261 - 270. (in Chinese))
- [12] 张奇华, 余美万, 喻正富, 等. 普立特大桥隧道锚现场模型试验研究—抗拔能力试验[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(1): 93 - 103. (ZHANG Qi-hua, YU Mei-wan, YU Zheng-fu, et al. Field model tests on pullout capacity of tunnel-type anchorages of Puli bridge[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(1): 93 - 103. (in Chinese))
- [13] 肖本职, 吴相超, 彭朝全. 重庆鹅公岩大桥隧道锚碇围岩稳定性[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增刊2): 5591 - 5597. (XIAO Ben-zhi, WU Xiang-chao, PENG Chao-quan. Stability of the anchorage wall rock of tunnel for Chongqing Egongyan bridge[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(S2): 5591 - 5597. (in Chinese))
- [14] 张奇华, 胡建华, 陈国平, 等. 矮寨大桥基础岩体稳定性问题研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(12): 2420 - 2430. (ZHANG Qi-hua, HU Jian-hua, CHEN Guo-ping, et al. Study of rock foundation stability of Aizhai bridge[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(12): 2420 - 2430. (in Chinese))
- [15] 曾钱帮, 王思敬, 彭运动, 等. 坝陵河悬索桥西岸隧道式锚碇锚塞体长度方案比选的数值模拟研究[J]. 水文地质工程地质, 2005, 32(6): 66 - 70. (ZENG Qian-bang, WANG Si-jing, PENG Yun-dong, et al. Numerical simulation on scheme comparison between two concrete-plug lengths of west tunnel-type anchorage of Balinghe suspension bridge[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2005, 32(6): 66 - 70. (in Chinese))
- [16] 庞正江, 孙豪杰, 赖其波, 等. 1:10 隧道锚缩尺模型的变形及应力特性[J]. 岩石力学与工程学报, 2015, 34(增刊2): 3972 - 3978. (PANG Zheng-jiang, SUN Hao-jie, LAI Qi-bo, et al. Deformation and stress characteristics of tunnel-type anchorage model on scale 1:10[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(S2): 3972 - 3978. (in Chinese))