

DOI: 10.11779/CJGE201711016

浅埋软岩隧道式锚碇稳定性原位模型试验研究

李栋梁^{1,3}, 刘新荣^{1,3}, 李俊江^{1,3}, 吴相超^{1,2,3}, 李维树², 杜明泽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. 中国共产党临沂市委党校, 山东 临沂 276000)

摘要: 为了研究高拉拔荷载作用下浅埋软岩(泥岩)隧道式锚碇的稳定性(强度特性、变形规律及长期稳定性), 以某在建的长江大桥隧道式锚碇工程为依托, 开展了缩尺比例为 1:10 的浅埋软岩(泥岩)隧道式锚碇原位模型试验(蠕变试验、极限破坏试验)。研究发现: 浅埋软岩(泥岩)隧道式锚碇具有较高的承载能力, 在设计荷载甚至在高于设计荷载几倍的荷载作用的情况下, 其蠕变变形呈现出基本上趋于稳定的趋势, 具有一定的长期稳定性。其破坏模式为锚塞体上方的岩体破裂成块体状, 锚塞体下方沿与岩体接触面产生整体错动, 破坏的下边界为锚塞体与岩体的接触带, 锚塞体混凝土未发生破坏。此外, 还探讨了在高拉拔荷载作用下, 锚塞体地表围岩蠕变变形的空间分布规律以及锚塞体地表围岩、深部围岩各部位的变形规律。研究成果可为类似的工程提供参考和借鉴。

关键词: 软岩; 隧道锚; 泥岩; 原位模型试验

中图分类号: TU459

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)11-2078-10

作者简介: 李栋梁(1989-), 男, 博士, 主要从事隧道工程等方面的研究工作。E-mail: myheartwillgoon17@126.com。

Stability of shallowly buried soft rock tunnel anchorage by in-situ model tests

LI Dong-liang^{1,3}, LIU Xin-rong^{1,3}, LI Jun-jiang^{1,3}, WU Xiang-chao^{1,2,3}, LI Wei-shu², DU Ming-ze⁴

(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. The Chinese Communist Party Linyi Committee Party School, Linyi 276000, China)

Abstract: To study the stability (strength characteristics, deformation laws and long-term stability) of the shallowly buried soft rock (mudstone) tunnel anchorage under heavy load, based on a Changjiang bridge tunnel anchorage project under construction, the 1:10 reduced-scale models are used for field tests on the shallowly buried soft rock (mudstone) tunnel anchorage. According to the research, the shallowly buried soft rock (mudstone) tunnel anchorage still has the bearing capacity. Under the condition of design load or even several times the design load, the tunnel anchorage also has the long-term stability. The failure mode of the shallowly buried soft rock (mudstone) tunnel anchorage is as follows: the surrounding rock at the upper of the anchorage body breaks into blocks first, then the bottom of the anchorage body slides along the contact surface with the surrounding rock. The bottom boundary of the destroyed area is the contact zone of the anchorage body and the surrounding rock. The anchorage body has no damage. Besides, the spatial distribution laws of the creep deformation of surface surrounding rock and the deformation laws of the surface and deep surrounding rocks are also investigated. The research results may provide reference for the similar projects.

Key words: soft rock; tunnel anchorage; mudstone; in-situ model test

0 引言

隧道式锚碇为底部大、上部小的楔形体, 其断面形状一般为马蹄形^[1]。在悬索桥主缆巨大的拉拔荷载作用下, 锚塞体和围岩共同受力并相互作用, 形成一个复杂的受力系统, 其受力形式和承载机理与重力式锚碇完全不同^[2-4]。相比于目前普遍使用的重力式锚碇, 隧道式锚碇却有着土石方开挖量少, 混凝土用量

小的特点, 在节约投资、保护自然环境和避免土石方的大规模开挖等方面均具有明显优势^[5-7]。针对这种造价低廉、环境友好的新式锚碇^[8], 学者们开展了一系

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(41772319); 国家自然科学基金青年基金项目(51409013); 2015 重庆市研究生科研创新项目(CYB15038)

收稿日期: 2016-08-10

列研究。张奇华等^[9]开展了相似比为 1:25 的隧道锚抗拔能力现场模型试验, 通过不同荷载级别的弹塑性试验和蠕变试验, 获得了各级荷载下锚体与围岩的荷载传递特征、变形分布规律及蠕变特征。黎高辉等^[10]以矮寨悬索桥隧道锚工程为依托, 采用 MIDAS/GTS 对茶洞岸隧道式锚碇和下穿公路隧道之间的相互作用机制进行了研究。邬爱清等^[11]以四渡河特大桥宜昌岸隧道锚工程为依托, 采用基于岩石力学的综合研究方法, 从围岩地质与力学特性、隧道锚 1:12 实体模型试验及隧道锚承载特性数值分析等方面, 对隧道锚与围岩岩体变形机制、时效特征及超载安全性等方面进行了研究。汪海滨等^[12]根据悬索桥隧道式锚碇系统数值模拟结果, 通过现场原位相似模型试验进行验证, 对隧道锚锚碇系统的力学行为特征、变形机制及稳定状态进行了分析。曾钱帮等^[13]基于虚功原理, 结合工程地质勘察资料, 在岩层层面和不利结构面组合切割的情况下, 针对隧道式锚碇受工程荷载作用的情况, 对坝陵河大桥西岸隧道式锚碇边坡的整体稳定性进行了探讨。此外, 张奇华等^[14]、李苍松等^[15]还对隧道式锚碇的岩体稳定性进行了研究。

然而, 上述及其他的关于隧道式锚碇的研究工作, 大多数是针对围岩条件较好的情况展开的, 关于软弱围岩条件下隧道式锚碇的研究却相对较少。同时余美万等^[16]也指出, 在目前, 隧道式锚碇一般应用在坚硬的岩体中, 在中等及以下强度的岩体中应用隧道式锚碇, 还需进一步的研究。

综上, 本文以某在建的长江大桥隧道锚工程为依托, 通过开展原位模型试验 (缩尺比例 1:10), 对浅埋软岩 (泥岩) 隧道式锚碇的稳定性进行研究, 研究成果可为该类隧道式锚碇的应用及推广提供参考和借鉴。

1 依托工程概况

某长江大桥主桥为主跨 600 m 的双索面悬索桥, 南岸采用重力式锚碇, 北岸拟采用隧道式锚碇。北岸隧道式锚碇锚塞体设计为前小后大的楔形体, 纵向长度为 60 m, 与水平线的倾角为 35°, 最大埋深约 68 m, 锚体中心间距 26.7 m, 最小净距为 12.7 m。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, 单根主缆拉力为 1.08×10^5 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; 饱和单轴抗压强度 3.2~11.3 MPa, 均值 6.7 MPa, 属较软岩—

极软岩。

2 模型锚试验

为了研究隧道式锚碇在软弱围岩中的强度特性、变形规律及长期稳定性等, 本文开展了软岩隧道式锚碇原位缩尺模型试验。

2.1 试验位置

试验位置选择在实桥锚前部西南侧, 距离实桥锚前部约 80 m, 如图 1 所示, 该部位的地质条件、地形形态与实桥锚基本一致。

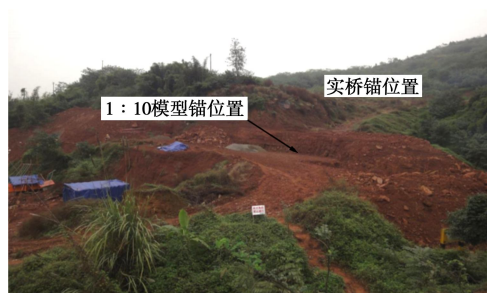


图 1 模型锚位置

Fig. 1 Location of model anchorage

2.2 模型锚设计基本理论依据

模型锚的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。模型与原型应采用相同的材料制作, 模型几何尺寸由原型结构尺寸按一定的比例缩小, 当不计体力时, 模型与原型的参数之间存在如下关系: 几何尺寸 $l_m = l_p / C$; 弹性模量 $E_m = E_p$; 强度 $R_m = R_p$; 荷载 $N_m = N_p / C^2$ 。式中, 下标 m 和 p 分别表示模型及原型, C 为几何相似比例, 本模型定为 10。

2.3 模型锚布置及尺寸

模型洞形状、倾向及倾角 (35°) 与实桥锚洞一致。模型锚两锚体轴线间距 2.7 m, 其余参数如图 2 所示。

2.4 试验方法

模型试验主要开展蠕变试验和极限破坏试验, 加载系统采用微机伺服控制与数据采集系统, 利用 16 台千斤顶采用油路多通并联, 通过高压油路开关任意平滑转换, 整个加卸载过程通过压力传感器和采集系统自动采集全过程数据。

蠕变试验: 分别在 1.0P, 3.5P, 7.0P 荷载 (P 为设计荷载) 下进行蠕变试验, 观测锚体及围岩的长期变形。蠕变试验时, 采样间隔全部为 10 min (由于仪器数量多, 需要 10 min 才能循环 1 次), 加载历时不

少于约 5 d, 直至变形基本稳定在 $\pm 3\text{ }\mu\text{m}$ 后终止^[17]。

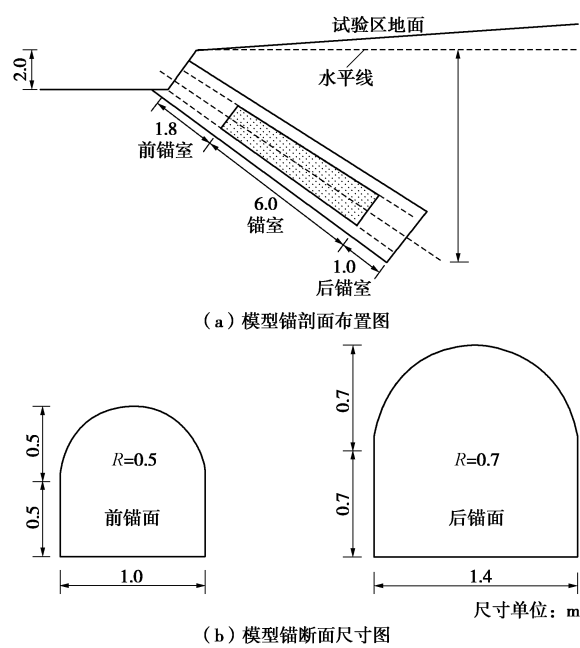


图 2 模型锚布置参数

Fig. 2 Parameters of tunnel anchorage model

极限破坏试验: 在完成 7*P* 荷载的蠕变试验后, 卸载至 0, 休止 24 h 后进行极限破坏试验。极限破坏试验按 1*P*, 3.5*P*, 7*P*, 9*P*, 10*P*, 11*P*, …… , 分级加载至破坏 (实际加载至约 11.5*P* 时破坏, 地表产生大量裂缝, 加载设备无法继续加载), 然后分级卸载至 0。

2.5 加载方式

加载方式采用后推法^[2, 4, 9, 16]。据设计文件, 标准组合下, 单根主缆拉力为 $1.08\times 10^5\text{ kN}$, 则缩尺模型设计拉力 (1*P*) 为 2160 kN。为了使缩尺模型锚达到极限破坏, 单个锚塞体选用 8 台 3000 kN 的千斤顶并联出力 (双锚共 16 台千斤顶), 试验时可以施加的最大荷载为设计荷载的 22 倍 (22*P*)。千斤顶安装见图 3。

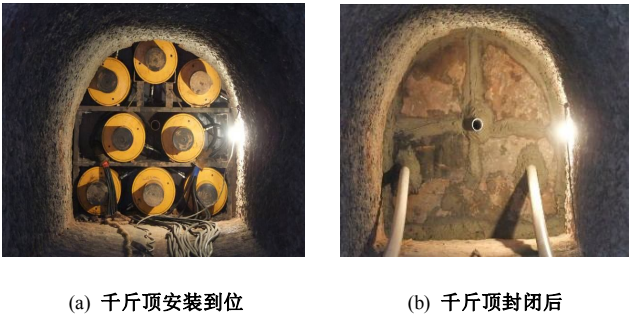


图 3 千斤顶安装

Fig.3 The installation of the jack

2.6 地表围岩变形观测

地表围岩变形观测采用光栅位移传感器, 全部布

置于地表面。
测试地表铅直方向变形的传感器有 8 只, 编号分别为 *g*6, *g*8, *g*9, *g*11, *g*12~*g*15。其中, *g*6 和 *g*9 用于测试锚体前锚面上方的地表铅直向岩体变形, *g*12 和 *g*14 用于测试锚体中部上方的地表铅直向岩体变形, *g*8 和 *g*13 分别用于测试锚体前锚面锚间岩体和锚体中部锚间岩体的地表铅直向岩体变形, *g*11 和 *g*15 分别用于测试前锚面外侧岩体和锚体中部外侧岩体的地表铅直向岩体变形。

测试地表拉力方向变形的传感器有 6 只, 编号分别为 *g*1~*g*5 和 *g*16。其中, *g*1, *g*5 和 *g*16 用于测试锚体前锚面外侧岩体沿拉力方向的变形, *g*2 和 *g*4 用于测试锚体前锚面沿拉力方向的变形, *g*3 用于测试锚体前锚面锚间岩体沿拉力方向的变形。

测试地表水平方向变形的传感器有 2 只, 编号分别为 *g*7 和 *g*10。其中, *g*7 和 *g*10 分别用于测试锚体前锚面上方地表岩体的水平向变形。

各测点布置位置如图 4 所示。

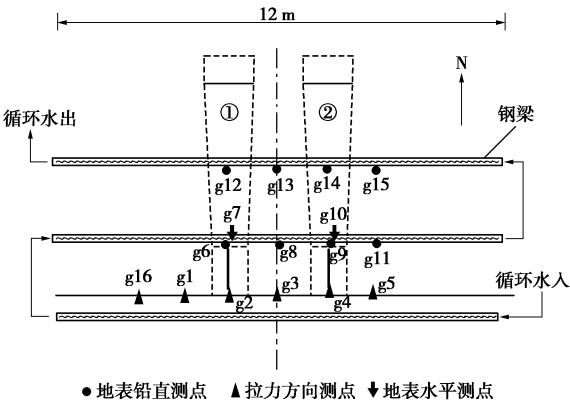


图 4 地表围岩变形测点布置示意图

Fig. 4 Arrangement of measuring points for deformation of surface surrounding rock

地表变形测量元件固定在 3 根长度 12 m 的基准钢梁上。钢梁 (见图 4) 为 $\phi 220\text{ mm}$ 、厚 5 mm 的钢管, 为了减小温度影响, 在钢管中充满循环水, 并进行恒压循环, 循环水来自试验洞深部, 水温范围为 $19^{\circ}\text{C}\sim 21^{\circ}\text{C}$ 。

2.7 深部围岩变形观测

深部围岩变形观测采用多点位移计, 钻孔布置如图 5 所示。zk1~zk12 为多点位移计钻孔, 每个钻孔中埋设 4 只多点位移计 (每个测点地表布置 1 只, 其余埋深见表 1)。其中, zk1~zk6 沿拉力方向 (模型锚轴线方向) 布置, zk7~zk12 沿铅直方向布置。

2.8 钻孔测斜

为较准确判别模型锚加载破坏后在深部的破坏位置, 设置了 2 个 (X1、X2) 铅直向测斜孔 (平面布置

见图 5)。测试仪器采用 CX-3C 测斜仪, 能自动记录测次、深度及变形等参数。测试间距 50 cm, 对 2 个钻孔在不同荷载下进行测试。

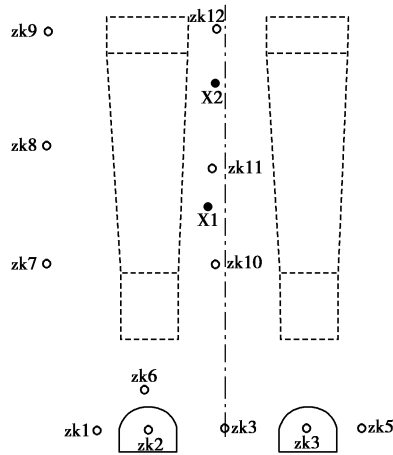


图 5 深部围岩变形测点布置示意图

Fig. 5 Arrangement of measuring points for deformation of deep surrounding rock

表 1 深部围岩测点仪器安装位置表

Table 1 Arrangement of measuring instruments for deformation of deep surrounding rock

编号	埋设仪器	位置 1 深度/m	位置 2 深度/m	位置 3 深度/m
zk1	多点 位移计	2.0	5.0	8.0
zk3		2.0	5.0	8.0
zk2		5.8	6.5	17.0
zk4		5.8	6.5	17.0
zk5		2.0	5.0	8.0
zk6		2.0	5.0	8.0
zk7		1.7	4.4	6.5
zk8		3.2	6.4	10.2
zk9		4.8	8.4	14.0
zk10		1.4	4.2	6.5
zk11		3.0	6.2	10.2
zk12		4.5	8.2	14.0
X1	测斜孔	因多点位移计灌浆堵塞, 实有 9.5 m 可用		
X2		因多点位移计灌浆堵塞, 实有 14 m 可用		

3 模型锚蠕变试验测试结果分析

3.1 地表围岩蠕变变形测试结果分析

模型锚地表围岩蠕变试验变形随时间变化的曲线如图 6 所示。其中, 1.0*P* 荷载蠕变试验持续了 177.4 h, 3.5*P* 荷载蠕变试验持续了 283.5 h, 7.0*P* 荷载蠕变试验持续了 355.6 h。

由图 6 可知, 1.0*P*, 3.5*P* 荷载下, 锚塞体轴线拉力方向的测点的变形-时间曲线平缓, 荷载终止时, 位于锚塞体前端测点(此处为缆索的连接部位, 是锚碇系统在拉力作用下位移集中表现部位)的蠕变变形在 0.06~0.22 mm, #1 号锚大于#2 号锚(从钻孔电视和钻孔柱状图及监测钻孔的超声波测试来看, #1、#2

锚之间的地质条件并无明显差异。分析地形条件发现, #1 锚外侧存在临空面, 这应该是造成变形差异的主要原因); 位于洞脸岩体的蠕变变形在 0.14 mm 以内, 一般 0.05 mm, 两锚塞体之间岩体(g3)的蠕变变形最大。锚塞体地表中部及前部的铅直向的测点在荷载终止时, 各级荷载的蠕变变形相当, 1.0*P* 荷载时, 蠕变变形在 0.80 mm 左右, 3.5*P* 荷载时, 蠕变变形在 0.50 mm 左右, 3.5*P* 变形大于 1.0*P* 变形。

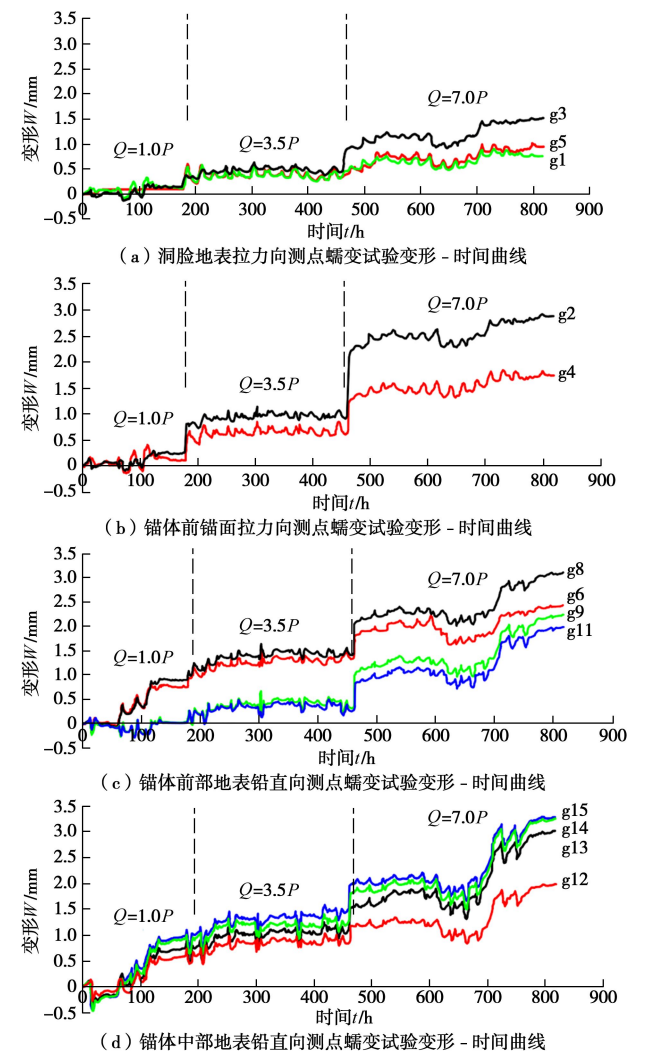


图 6 地表测点围岩蠕变试验变形-时间曲线

Fig. 6 Deformation-time curves of surface surrounding rock of measuring points by rheological tests

7.0*P* 荷载下, 各测点变形随时间呈等速率增加变化趋势, 铅直向比轴线拉力方向更加明显。荷载终止时, 轴线拉力方向的蠕变变形在 0.34~0.87 mm, 铅直向的蠕变变形在 0.63~1.48 mm。(需要指出的是, 在 7.0*P* 荷载下, 各测点曲线均有一段下降, 这可能与仪器长时间户外负荷工作, 偶尔出现运行不稳定的情况有关。)

总体上看, 在各级荷载作用下, 均有不同程度的

蠕变现象，且随着荷载级别的增加，蠕变变形也相应增加，7.0*P* 时的蠕变效应更为明显。各测点蠕变变形的空间分布规律为：中部铅直测点变形最大，前端铅直测点次之，轴线拉力方向测点变形最小。

3.2 深部围岩蠕变变形测试结果分析

选取具有代表性的模型锚深部围岩测点进行分析，相应的蠕变变形随时间变化的曲线如图 7 所示。

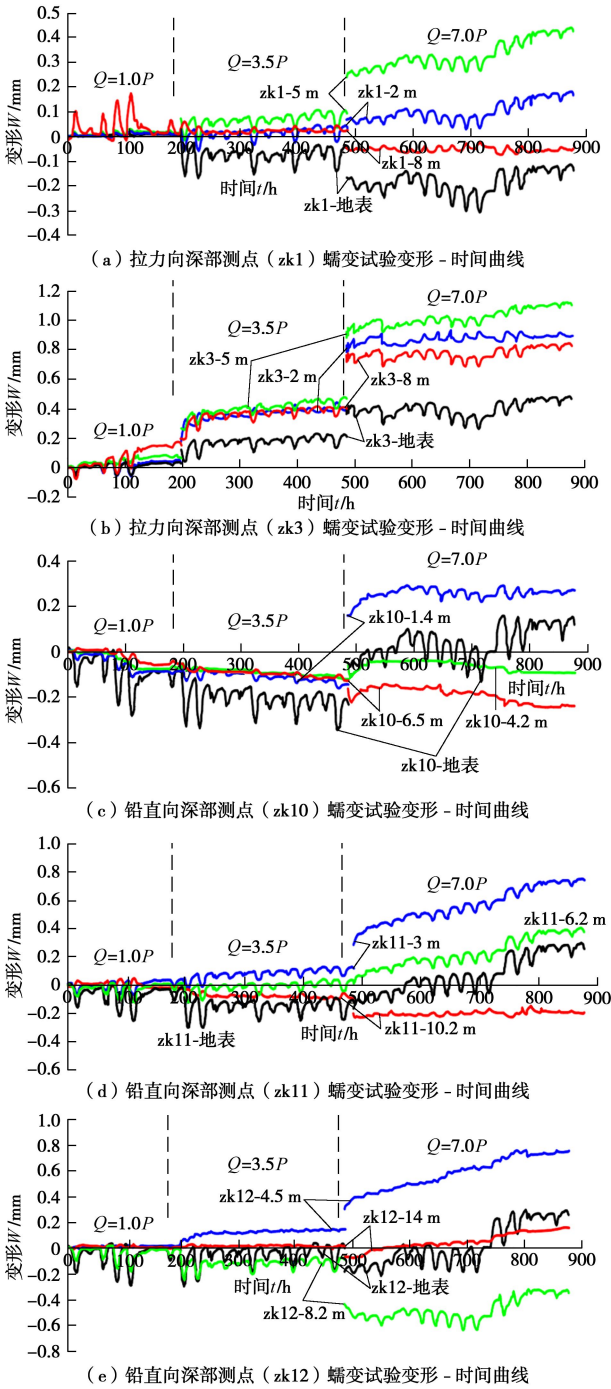


图 7 深部测点围岩蠕变试验变形 - 时间曲线

Fig. 7 Deformation-time curves of deep surrounding rock at measuring points by 7 rheological tests

由图 7 可知，1.0*P*、3.5*P* 荷载水平作用下，锚塞

体周边岩体在轴线拉力方向的蠕变变形一般小于 0.05 mm，个别测点达到 0.15 mm；铅直向的蠕变变形小于 0.05 mm，与轴线拉力向相当。7.0*P* 荷载下，各测点产生更为明显的蠕变变形。锚塞体周边岩体在轴线拉力方向的蠕变变形为 0.06~0.19 mm，锚塞体中部岩体测点蠕变变形大；铅直向的蠕变变形在 0.09~0.45 mm，蠕变变形大的部位出现锚体的上部岩体。

总体上，在各级荷载下，锚塞体周边岩体均出现不同程度蠕变现象，且随着荷载水平的增加，蠕变终止位移及蠕变位移也随之增加，蠕变效应更为明显。

通过分析模型锚地表、深部围岩测点的蠕变试验变形 - 时间曲线可知，对于浅埋软岩（泥岩）隧道式锚碇，其在 1.0*P*、3.5*P* 及 7.0*P* 荷载作用下发生蠕变变形，蠕变曲线最终呈现出基本上趋于稳定的趋势，可见，浅埋软岩（泥岩）隧道式锚碇在设计荷载甚至高于设计荷载几倍的荷载作用的情况下，仍具有一定的长期稳定性。此外，需要说明的是，蠕变曲线之所以出现上下的波动，是由于距离试验区域不远处有两条铁轨，火车的经过会对蠕变试验曲线产生影响，从而出现波动。

4 模型锚极限破坏试验测试结果分析

模型锚锚体采用 C40 商品混凝土并配置钢筋制作，与实桥锚碇一致，其强度远高于锚体围岩，其在试验开始至模型锚围岩破坏，一直处于弹性阶段，非决定模型锚破坏的关键因素，遂本文不予讨论。

4.1 地表围岩变形测试结果分析

模型锚极限破坏试验过程中各地表测点在不同荷载作用下的变形规律如图 8 所示。

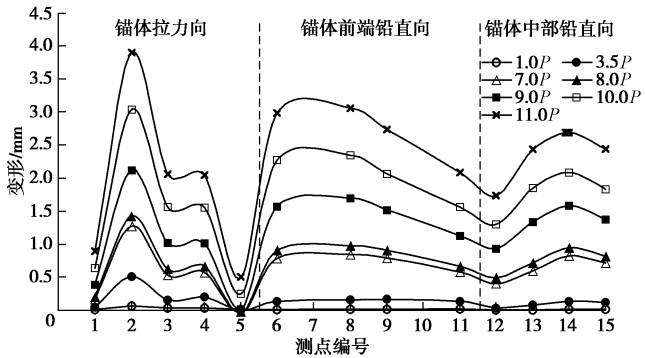


图 8 模型锚不同荷载作用下地表测点变形图

Fig. 8 Deformations of surface surrounding rock at measuring points under different loading conditions

由图 8 可知，对于浅埋软岩（泥岩）隧道锚，在拉拔荷载作用下，其前锚面拉力向地表围岩变形近似呈“M”形：两锚体前锚面处变形最大，锚间围岩次

之, 锚体外侧围岩变形值最小。对于锚体前端的围岩, 其锚间岩体的铅直向地表变形要大于两锚体正上方的地表围岩变形。此外, 由于隧道锚是一个对称式的结构, 倘若#1 锚外侧不存在临空面, 其拉力向围岩变形应与#2 锚相当。通过对比分析, 总体上, 模型锚的铅直向围岩表面变形要大于拉力向的围岩表面变形, 这是由于隧道锚与围岩之间具有“夹持效应”^[16], 使得拉力向的变形受到一定的约束, 这从一定程度上也体现了浅埋式隧道锚的特点。此外, 需要说明的是, 部分测点(如 g14, g15)的变形值分布趋势与蠕变试验时有所差异, 这可能与现场试验的不可控性以及模型受到了前期蠕变试验的影响有关。

观察图 8 可知, 各测点随荷载增加的变形趋势基本一致, 选取各部位代表性测点进行分析, 如图 9 所示。

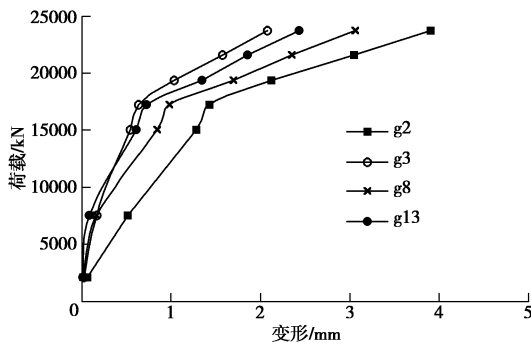


图 9 代表性表面测点荷载 - 变形趋势图

Fig. 9 Deformation-load curves of respective surface surrounding rock at measuring points

由图 9 可知, 模型锚约在 $8P$ (17193 kN) 荷载作用前, 荷载 - 变形曲线基本呈线性变化, 即随着荷载的增加, 锚体变形呈线性增大。而大于 $8.0P$ 荷载之后, 整个荷载 - 变形曲线呈现出非线性的变化趋势, 并且随着荷载的增加, 变形增长速率迅速增加。例如测点 g2, 荷载从 $0P$ 增加到 $8.0P$, 变形增加了 1.421 mm , 平均变形速率为 $0.178 \text{ mm}/P$; 而荷载从 $8.0P$ 增加到 $11.0P$ 时, 变形增加了 2.479 mm , 平均变形速率为 $0.826 \text{ mm}/P$, 相对于 $8.0P$ 之前的情况, 平均变形速率增加了约 364.04% 。其他测点亦有次规律, 不再一一赘述。

由以上分析可知, 模型锚围岩约在 $8.0P$ 荷载作用之前处于线弹性状态, 而 $8.0P$ 荷载作用之后进入屈服状态。可见, 软岩(泥岩)隧道锚仍是具有一定承载能力的, 虽然远不及文献[9]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, 但在高于设计荷载几倍的情况下, 仍可处于线弹性工作状态。

实际上, 当荷载加载到 $11.5P$ 左右时, 围岩变形迅速增大, 荷载难以维持, 地表产生较多明显的裂缝, 将荷载卸载至 0, 各测点仍测到较大的残余变形, 由此可断定模型锚已破坏。

4.2 深部围岩变形测试结果分析

选取模型锚极限破坏试验过程中代表性深部围岩测点荷载 - 变形趋势图进行分析, 如图 10 所示。

对比图 10 (a)、(b) 可知, 在加载至破坏的过程中, 锚体外侧拉力向围岩变形相对于锚间拉力向围岩变形要小得多, 且 zk1 各测点变形值在不同荷载作用下的变化量很小, 如 zk1-5 m 在 $11.0P$ 荷载时的变形量为 0.572 mm , 平均变形速率为 $0.052 \text{ mm}/P$, 而锚间拉力向岩体 zk3-5 m, $11.0P$ 荷载时的变形量为 4.278 mm , 平均变形速率为 $0.389 \text{ mm}/P$, 约是 zk1-5 m 的 7.5 倍。可见锚体外侧围岩对荷载在拉力向的变形相对于锚间岩体来说敏感性差很多, 浅埋软岩(泥岩)隧道锚锚间岩体在拉拔荷载作用下有沿拉力向拔出的趋势。对比图 10 (c) 和 (e), (d) 和 (f) 易知, 与拉力向岩体变形一样, 锚体外侧深部围岩铅直向变形对荷载的敏感性要比锚间岩体差。则由图 10 可知, 对于浅埋软岩(泥岩)隧道锚, 其深部围岩变形, 不论是拉力向还是铅直向, 锚间围岩的变形要大于锚体外侧围岩变形, 该类隧道锚的深部围岩的稳定性变形控制应以锚间岩体为主。

由图 10 可知, 模型锚的各测点荷载 - 变形图在荷载约达到 $7.0P$ 之前, 近似呈线弹性, $7.0P$ 荷载之后, 荷载 - 变形曲线开始出现屈服特征, 呈非线性变化趋势, 并且变形速率随着荷载的增加迅速增长, 这一点与模型锚表面变形的分析而结果基本一致。

对比图 10 (c)、(d), (e) 和 (f) 易知, 模型锚在拉拔荷载作用下, 其深部围岩的变形以锚体上方围岩变形为主, 锚体下方的深部围岩变形相对于锚体上方的围岩变形要小的多。如测点 zk10-1.4 m (锚体上方) 和 zk10-6.5 m (锚体下方), 从荷载为 $7.0P$ 开始至 $9.0P$, $10.0P$, $11.0P$, zk10-1.4 m 的变形值分别为 0.653 , 1.471 , 2.765 , 3.883 mm , 而 zk10-6.5 m 的变形值分别为 0.068 , 0.267 , 0.441 , 0.537 mm 。相同荷载作用下, zk10-6.5 m 的变形值仅为 zk10-1.4 m 变形值的 10.41% , 18.15% , 15.95% 和 13.83% 。由此可以断定, 锚体在拉拔荷载作用下, 直至破坏的过程中, 锚体上方的铅直向围岩受锚体的挤压并向上抬升变形, 而锚体下方的围岩受到的影响则要少得多。

此外, 对比图 10 (c) ~ (f) 可知, 不论是模型锚的外侧围岩还是锚间岩体, 模型锚后部铅直向的围岩变形要小于相应区间的模型锚前部铅直向围岩变

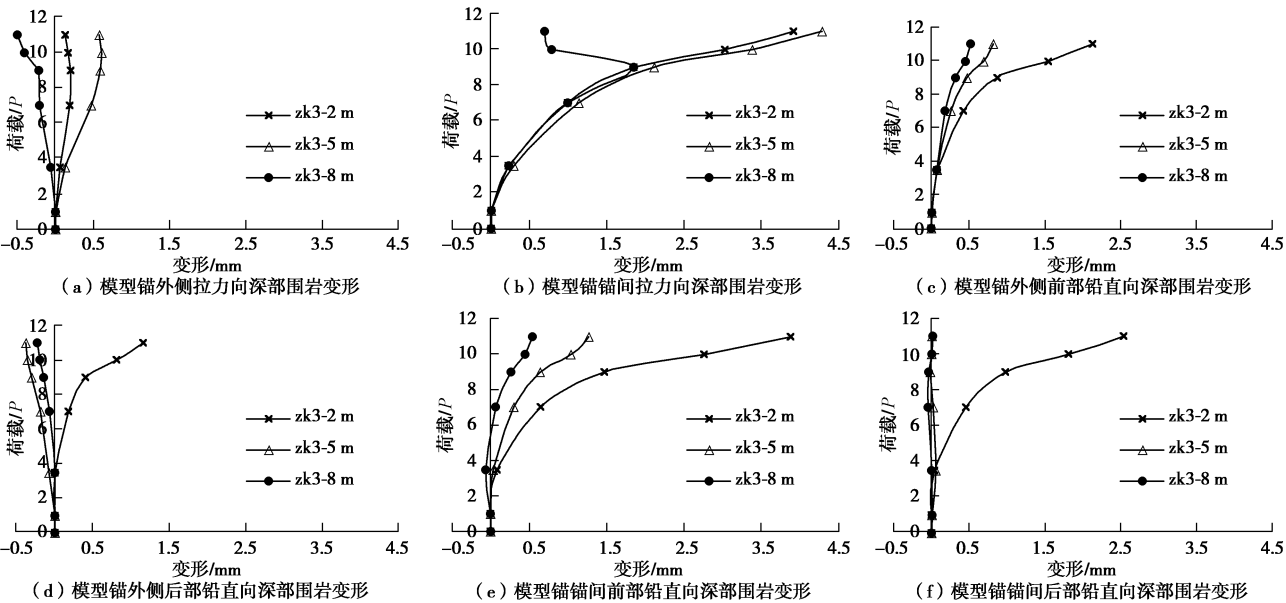


图 10 模型锚极限破坏试验深部围岩测点荷载 - 变形趋势图

Fig. 10 Deformation-load curves of deep surrounding rock at measuring points by failure tests

形。例如在荷载分别为 $1.0P$ 、 $3.5P$ 、 $7.0P$ 、 $9.0P$ 、 $10.0P$ 和 $11.0P$ 时, zk7-1.7 m 的变形值分别为 0.003, 0.089, 0.423, 0.867, 1.542, 2.129 mm, 分别大于 zk9-4.8 m 的变形值 0.002, 0.005, 0.183, 0.410, 0.811, 1.159 mm。虽然测点的埋深不同, 但是测点相对于锚体的位置是相当的, 分别为地表、锚体上方围岩、锚体下方附近围岩、锚体更下方围岩, 因此认定仍是具有一定的可比性。通过以上分析可断定, 对于浅埋软岩 (泥岩) 隧道锚, 相对于锚体后部围岩, 其铅直向的围岩变形控制应以锚体前部附近的围岩为主。

5 浅埋软岩隧道锚破坏模式

5.1 钻孔测斜测试结果分析

在 $7.0P$ 蠕变试验完成并休止了 24 h 后, 对两个测斜钻孔进行了初值测量, 随后开始极限破坏性载荷试验, 在每级荷载下测量 1 次钻孔倾斜。每级荷载下, 位移沿孔深的分布曲线见图 11。从图 11 可见:

X1 孔: 随着荷载的增加, 岩体沿坡外的水平位移不断增大, $7.0P$ 荷载时, 位移陡增, 最大位移出现在 4 m 深处, $9.0P$ 时位移达到了 2.11 mm, 随着荷载继续增加, 水平变形增大, $10.0P$ 时, 4 m 深处位移达 2.96 mm, 这时地表上出现了 1~3 条裂缝, 但地表附近的水平方向未发生显著的位移, 说明岩体在深度 4 m 附近发生了明显的错动, 而此处恰为锚体下部与围岩接触部位。

X2 孔: 从 $7.0P$ 荷载开始在 6.5 m 位置附近发生较大水平位移, 并出现明显错动, 随着荷载增大错动更加显著, 而 X2 孔下方 6.5 m 附近恰为锚体下部与围

岩的接触部位。试验过程中观察到在 $10.0P$ 荷载时, 该孔附近地表首先出现裂缝, 并不断延伸。

由以上分析可知, 当软岩 (泥岩) 隧道锚受拉拔荷载作用破坏时, 其锚体下部与围岩接触处会产生错动滑移, 形成破裂面。

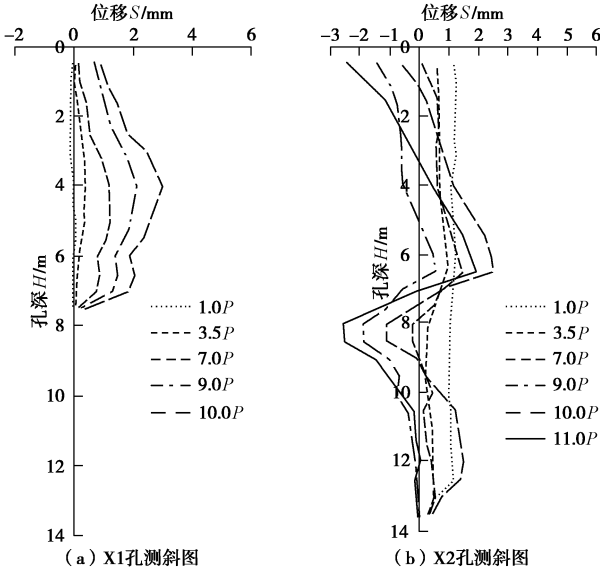


图 11 破坏试验钻孔测斜位移与孔深关系曲线图

Fig. 11 Displacement-hole depth curves at drilling inclinometer points by failure tests

5.2 模型锚围岩表面破裂裂缝

模型锚地表裂缝分布如图 12 所示。在荷载施加至 $10.0P$ 时, 观察到锚体中后部出现 (a) 裂缝, 并逐渐向前延伸至前锚面; $11.5P$ 时 a 贯通, 随后出现 b 和 c, 稳定 $11.0P$ 荷载约 1 h 期间, d, e, f, g 和 h 裂缝出

现并不断延伸, 稳定荷载约 2 h 时, i, j, k, l 裂缝出现, 最后 m, n, o 裂缝出现, 且所有裂缝延伸的同时裂缝宽度不断增大, 其中, a, b, d, i, e 裂缝延伸至描述范围以外, 所有裂缝宽度从 1 mm 增大至约 5 mm。前锚室内四周均有裂缝出现, 且前锚面附近岩石被挤压破碎。破坏后由于正在下暴雨, 20 h 内前锚室内有大量积水, 表明裂缝深度贯通。模型锚破坏裂缝实物图如图 13 所示。

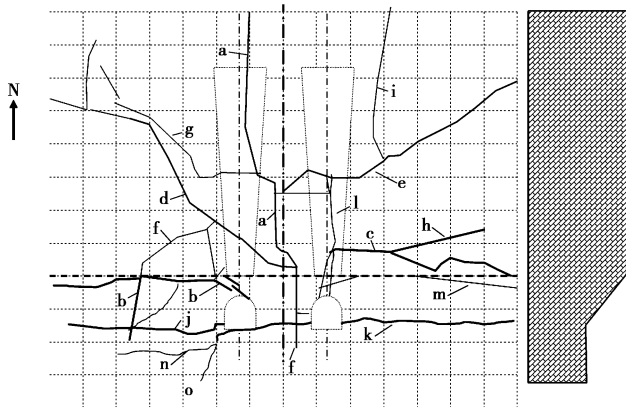


图 12 模型锚地表裂缝分布

Fig. 12 Distribution of surface cracks of tunnel anchorage model



图 13 软岩隧道锚围岩破坏裂缝

Fig. 13 Cracks of damaged soft rock tunnel anchorage

5.3 破坏特征

从地表锚洞前室的裂缝分布看 (如图 12), 地表共出现 10 余条裂缝, 按裂缝地表迹线走向, 大致可分为 3 组: ①顺锚碇轴线方向 (纵向); ②与轴线呈约 45° 角相交; ③垂直于轴线方向 (横向)。从裂缝出现时间上看, 先出现顺锚碇轴线方向的裂缝, 再出现与轴线交 45° 的裂缝, 最后出现垂直于轴线方向的裂缝。从裂缝的性质看, 顺锚碇轴线方向的裂缝主要为张开的拉裂缝, 与轴线交 45° 的裂缝及垂直于轴线方向的裂缝以拉剪裂缝为主。

从力学行为上分析, 对于埋深较浅的隧道式锚碇, 可将锚塞体上部的岩体简化成纵 (横) 向的岩桥 (板梁), 在锚塞体坚直向上的分力作用下, 岩桥顶面 (地

表) 受正弯矩而产生的拉裂缝, 即顺锚塞体轴线方向 (纵向) 的裂缝与垂直于锚塞体轴线方向 (横向) 裂缝; 而对于与轴线交 45° 的裂缝, 是由于拉拔荷载作用和锚塞体上部的岩体由深部的三向受力状态向地表岩体的半无限状态过渡而产生的拉剪裂缝。

5.4 破坏模式

锚塞体周围岩体铅直向的位移试验成果显示, 锚塞体上方岩体整体向上变形, 且明显大于锚塞体下部岩体变形。测斜成果显示, 紧邻锚塞体底部的围岩产生明显水平位移, 且最大水平位移出现在锚塞体与岩体接触处, 锚碇系统破坏时此处产生明显的错动。综合上述分析可得出浅埋软岩 (泥岩) 隧道式锚碇的破坏模式为: 锚塞体顶部的岩体先破裂成块体状, 锚塞体下方沿与岩体接触面产生整体错动, 破坏的下边界为锚塞体与岩体的接触带, 锚塞体混凝土未发生破坏 (注: 锚塞体可通过设计和施工质量进行控制), 破坏模式示意图如图 14 所示。

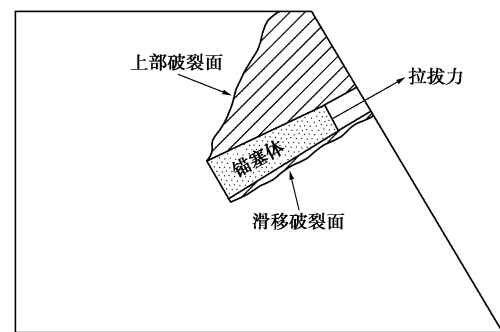


图 14 浅埋软岩 (泥岩) 隧道锚破坏模式

Fig. 14 Failure mode of shallowly buried soft rock (mudstone) tunnel anchorage

6 结 论

(1) 浅埋软岩 (泥岩) 隧道式锚碇在拉拔荷载 ($1.0P \sim 7.0P$) 作用下, 其围岩表面蠕变变形的空间分布规律为: 中部铅直向变形最大, 前端铅直向变形次之, 轴线拉力方向变形最小。

(2) 浅埋软岩 (泥岩) 隧道式锚碇在设计荷载甚至高于设计荷载几倍的荷载作用的情况下 (本文为 $1.0P \sim 7.0P$), 仍可处于线弹性工作状态, 具有一定承载能力, 其蠕变变形呈现出基本上趋于稳定的趋势, 具有一定的长期稳定性。

(3) 在拉拔荷载作用下, 浅埋软岩 (泥岩) 隧道锚的铅直向围岩表面变形要大于拉力向的围岩表面变形。前锚面拉力向地表围岩变形近似呈 “M” 形: 两锚体前锚面表面变形最大, 锚间围岩表面变形次之, 锚体外侧围岩表面变形值最小。

(4) 对于浅埋软岩 (泥岩) 隧道锚的深部围岩变

形,不论是拉力向还是铅直向,锚间深部围岩的变形要大于锚体外侧深部围岩变形;锚体下方的深部围岩变形相对锚体上方的围岩变形要小的多;锚体后部铅直向的深部围岩变形要小于相应区间的模型锚前部铅直向深部围岩变形。

(5)浅埋软岩(泥岩)隧道式锚碇的破坏模式为:锚塞体顶部的岩体先破裂成块体状,锚塞体下方沿与岩体接触面产生整体错动,破坏的下边界为锚塞体与岩体的接触带,锚塞体混凝土未发生破坏(注:锚塞体可通过设计和施工质量进行控制)。

参考文献:

- [1] 刘新荣,李栋梁,吴相超,等.泥岩隧道锚承载特性现场模型试验研究[J].岩土工程学报,2017,39(1):161-169. (LIU Xi-rong, LI Dong-liang, WU Xiang-chao, et al. Field model tests on bearing behavior of mudstone tunnel anchorage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(1): 161-169. (in Chinese))
- [2] 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))
- [3] 穆保岗,朱建民,牛亚洲.南京长江四桥北锚碇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))
- [4] 肖本职,吴相超.隧道式锚碇围岩稳定性研究现状及探讨[J].地下空间与工程学报,2006,2(3):495-498. (XIAO Ben-zhi, WU XIANG-chao. Present situation and discussion of the study on stability of tunnel-type anchorage and surrounding rock[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2006, 2(3): 495-498. (in Chinese))
- [5] 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))
- [6] 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))
- [7] 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))
- [8] 焦长洲.地震作用下隧道式复合锚碇动力响应分析[D].成都:西南交通大学,2008. (JIAO Chang-zhou. Analysis on earthquake dynamic response of compound tunnel anchorage of suspension bridge[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2008. (in Chinese))
- [9] 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))
- [10] 黎高辉,吴从师,邓泷波,等.悬索桥隧道式锚碇和下穿公路隧道相互作用机制研究[J].岩土力学,2010,31(增刊1):363-369. (LI Gao-hui, WU Cong-shi, DENG Long-bo, et al. Research on interaction mechanism of tunnel-type anchorage with undercrossing tunnel for suspension bridge[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(S1): 363-369. (in Chinese))
- [11] 邬爱清,彭元诚,黄正加,等.超大跨度悬索桥隧道锚承载特性的岩石力学综合研究[J].岩石力学与工程学报,2010,29(3):433-441. (WU Ai-qing, PENG Yuan-cheng, HUANG Zheng-jia, et al. Rock mechanics comprehensive study of bearing capacity characteristics of tunnel anchorage for super-large span suspension bridge[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(3): 433-441. (in Chinese))
- [12] 汪海滨,高波,孙振.悬索桥隧道式锚碇系统力学行为研究[J].岩石力学与工程学报,2005,24(15):2728-2735. (WANG Hai-bin, GAO Bo, SUN Zhen. Study on mechanical behaviour of tunnel anchorage system for suspension bridge[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics

- and Engineering, 2005, **24**(15): 2728 - 2735. (in Chinese))
- [13] 曾钱帮, 王思敬. 基于虚功原理的悬索桥隧道式锚碇边坡稳定性分析[J]. 工程地质学报, 2007, **15**(1): 22 - 32. (ZENG Qian-bang, WANG Si-jing. Stability analysis of a fractured rock mass slope used as the foundation for a tunnel type anchorage of suspension bridge at baling river[J]. Journal of Engineering Geology, 2007, **15**(1): 22 - 32. (in Chinese))
- [14] 张奇华, 胡建华, 陈国平, 等. 矮寨大桥基础岩体稳定问题研究[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] 李苍松, 王石春. 坝陵河大桥西锚洞岩溶围岩分级[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(6): 1208 - 1212. (LI Cang-song, WANG Shi-chun. Karst rock classification for west anchor tunnel of Balinghe bridge[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(6): 1208 - 1212. (in Chinese))
- [16] 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))
- [17] SL 264—2001 水利水电工程岩石试验规程[S]. 2001. (SL 264—2001 Specifications of rock tests in water conservancy and hydroelectric engineering[S]. 2001. (in Chinese))

第十届全国土动力学学术会议

(一号通知)

主办单位: 中国振动工程学会土动力学专业委员会; 中国地震学会岩土工程防震减灾委员会。

支持单位: 中国土木工程学会土力学与岩土工程分会; 中国水利学会岩土力学专业委员会; 中国力学学会岩土力学专业委员会; 中国地震学会地震工程委员会; 中国地震学会基础设施防震减灾委员会; 中国建筑学会地基基础分会; 江苏省地震学会。

承办单位: 南京工业大学。

协办单位: 《岩土工程学报》; 《防灾减灾工程学报》; 《地震工程与工程振动》; 《地震工程学报》。

第十届全国土动力学学术会议将于2018年11月2日—4日在南京召开。本次会议是继1980年12月6日—12日在安徽合肥召开的“土的动力特性学术讨论会”后从事土动力学与岩土地震工程的科技人员和工程人员的又一次盛会, 在汶川特大地震10周年之际的2018年召开“第十届全国土动力学学术会议”, 将是一次具有历史意义的学术盛会。

会议主题与内容: 围绕“一带一路”战略、“建设海洋强国”战略和“西部大开发”战略中的重大工程灾害灾前预防与综合防范, 本次会议重点研讨防灾减灾救灾工作实施“两个坚持、三个转变”新理念中遇到的土动力学与岩土地震工程领

域的前沿科学与关键技术。

具体征文专题如下: ①土的动力特性与本构关系; ②土与结构动力相互作用; ③土动力学数值与物理模拟研究; ④土动力学室内试验方法与新技术; ⑤原位动力测试与表征技术; ⑥砂土液化评价与防治; ⑦强地震动与场地非线性效应; ⑧环境振动与测试技术; ⑨近海工程的特殊土动力学问题; ⑩重大工程的土动力学与岩土地震工程问题; ⑪工程场地地震损失评估与灾害保险。

大会秘书处联系人: 庄海洋, 13584050564; 吴志坚, 13919182444; 陈炜昀, 13770620150; 赵凯, 13951863149; 王盛年, 15077865785。通讯地址: 南京工业大学虹桥校区实验楼400-1室(鼓楼区中山北路200号, 210009)。论文提交邮箱: 王盛年, myresort@126.com; 赵凯, zhaokai@njtech.edu.cn。重要时间: 论文全文截止2018年4月30日, 修改稿截止2018年5月30日, 论文录用通知2018年6月30日。

会议论文征集: 会议论文应为未经正式发表的最新成果, 学术委员会将组织专家对提交论文进行审查, 推荐优秀论文在《岩土工程学报》专刊发表, 其余论文将在《防灾减灾工程学报》、《地震工程与工程振动》和《地震工程学报》增刊发表。

(大会组委会 供稿)