

doi:10.11835/j.issn.1000-582X.2016.06.010

软岩地质条件下浅埋隧道锚缩尺模型试验

梁宁慧, 张 锐, 刘新荣, 钟祖良

(重庆大学 a. 土木工程学院; b. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045)

摘 要:为研究隧道锚的受力变形和锚碇承载特性等问题,在重庆几江长江大桥工程北岸现场开展 1:30 缩尺模型试验。试验结果表明:从相似设计荷载 240 kN 到 1 680 kN,双锚碇前锚面沿拉拔方向的最大位移平均值为 0.020~0.808 mm,双锚碇前端上部地表岩体铅直方向的最大位移值为 0.028~0.749 mm,双锚碇后端上部地表岩体铅直方向的最大位移值为 0.014~0.645 mm;锚碇围岩破裂类型是拉剪复合型破坏;锚碇上方地表横桥方向参与抗拔作用的岩体范围约 2~3 m,而沿锚碇轴向参与拉拔作用的岩体破坏区类似一个倒塞体形状;通过试验得到模型锚的可靠抗拉拔承载能力为 1 344 kN;模型锚在 840 kN 下的流变趋于稳定,其长期安全系数为 3.5。模型试验结果表明软岩地质条件下浅埋隧道锚具有较高的抗拉拔承载能力,证明此设计方案是可行的。

关键词:几江长江大桥;隧道式锚碇;1:30 缩尺模型试验

中图分类号:U448

文献标志码:A

文章编号:1000-582X(2016)06-078-09

Scale model test on shallow tunnel anchorage under soft rock geological conditions

LIANG Ninghui, ZHANG Rui, LIU Xinrong, ZHONG Zuliang

(a. College of Civil Engineering; b. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education, Chongqing University, Chongqing 400045, P.R.China)

Abstract: In order to study the deformation and bearing capacity of the tunnel anchorage, a field model test on the scale of 1:30 was carried out on the north shore of the Chongqing Jijiang Yangtze River bridge. The follow conclusions are drawn: From the design load (240 kN) to 1 680 kN, the average maximum displacement of the front anchor face of the anchorage along the drawing direction ranges from 0.020 mm to 0.808 mm, and the average maximum displacement of the upper rock mass above the front and the rear ends of the anchorage along the vertical direction ranges from 0.028 mm to 749 mm and 0.014 mm to 0.645 mm, respectively; The failure type of the rock-anchor system is tension-shear failure; About 2-3 m range rock mass above the lateral direction of the two anchorages participates in bearing deformation, and the damage area of the rock mass along the axis of the anchorage is similar to a plug body; The reliable bearing capacity of the anchorage model under tension is 1 344 kN through the model test; The rheological behavior of anchorage model under tension of 840 kN is stable, and its long-term stability coefficient is 3.5. The

收稿日期:2016-07-19

基金项目:国家自然科学基金资助项目(41372356);重庆市科委自然科学基金基础与前沿研究计划项目(cstc2013jcyjA30005)。

Supported by the National Natural Science Foundation of China (41372356) and the Natural Science Foundation Project of Chongqing (cstc2013jcyjA30005).

作者简介:梁宁慧(1971-),女,重庆大学副教授,博士,主要从事边坡工程、纤维混凝土力学性能研究,(E-mail)liangninghui0705@163.com。

results of the model test show that the tunnel anchorage has high bearing capacity under tension, thus, the design scheme is proved to be feasible.

Keywords: Jijiang Yangtze River bridge; tunnel anchorage; 1:30 scale model test

我国大部分地区处于山区地形,为带动山地区域的经济的发展,公路悬索桥梁的修建越来越多。具有造价低、对环境友好等优点的悬索桥主缆锚碇,即隧道式锚碇技术得到了工程界认可^[1-2]。隧道锚作为悬索桥重要构件之一,其受力变形和稳定性对整个桥梁体系在施工和后期运营过程中的稳定和安全至关重要。隧道锚对地质环境的要求较高,在国内外已建的悬索桥隧道锚工程中,隧道锚多应用于埋设深、岩体坚硬、节理较少和围岩整体性完好的地质环境中,同时,传统岩土锚(锚杆或拉拔桩)单纯靠混凝土与围岩接触面提供抗剪承载力^[3-4],而隧道式锚碇利用锚址区附近的岩体对倒塞状混凝土锚体产生巨大的嵌固作用,此种锚固机理在岩土锚固工程中是很少见的。到目前为止,国内外关于隧道锚这一课题研究尚未形成全面的、系统性的设计和施工规范,如何科学地指导隧道式锚碇稳定分析和结构设计关键在于对锚碇-围岩系统的变形规律和破坏机制的研究。

目前,对于悬索桥锚碇、围岩的变形及破坏机制的研究主要是通过理论分析、工程经验、数值模拟以及模型试验,并且取得了一些成果,但这些成果存在很大局限性。首先,隧道锚锚固系受岩石力学性质、地质结构面以及地应力场与渗流场等众多因素影响,用理论分析法分析极具困难;其次,国内已建和在建的特大悬索桥采用隧道式锚碇形式的数量还很有限,可借鉴的工程经验相对较少;再者,数值模拟计算效率高,但由于岩体本身的复杂性及锚碇围岩相互作用机理复杂,计算结果的准确度和可信度有待试验验证;最后,现场模型试验虽然造价高、周期长、监测难度大,针对现有大跨度悬索桥采用隧道式锚碇论证方案中,模型试验能够直观地认识隧道锚在张拉荷载作用下的变形破坏模式及其极限承载力^[5],因而它是一种有效、可信度较高的研究手段。

国内现场缩尺模型试验的代表性工程有:程鸡鑫等^[6]通过广东虎门大桥 1:50 模型锚试验,得出了超张拉试验下隧道锚弹性极限安全系数为 4.8;张奇华等^[7-8]通过普立特大桥 1:25 的隧道锚抗拔能力模型试验,研究不同荷载的弹塑性试验和流变试验,发现隧道锚前锚面变形上凸,锚碇体后部应力向前扩散速度很慢以及锚碇超载稳定系数大于 8 和长期安全系数大于 6;胡波等^[9]通过坝陵河大桥隧道锚 1:30 和 1:20 模型后推法加载试验,发现锚碇体后锚面位置位移成马鞍形,从后锚面至前锚面位移近似呈线性分布;邬爱清等^[10]通过四渡河大桥隧道锚 1:12 模型拉拔试验,根据锚碇周边岩体的时效变形及应变分布特征研究隧道锚的拉拔承载能力和长期稳定性,确定隧道锚极限抗拉拔力大于 7.6 倍设计荷载,长期安全系数不小于 2.6;肖本职等^[11]对重庆鹅公岩长江大桥隧道锚进行了 1:12.5 的结构模型锚张拉试验,分析了隧道锚围岩稳定性;庞正江等^[12]对官山悬索桥隧道锚进行比例尺为 1:10 缩尺模型试验,通过现场试验数据得到隧道锚模型不同变形阶段所对应的荷载范围;吴相超等^[13]以在建的几江长江大桥为依托,研究了 2 组软岩地质条件下缩尺比例为 1:30 的现场模型试验(泡水状态和自然状态),分析了不同状态的模型锚锚体和围岩在破坏过程中的变形特点及规律和破坏模式。以上模型试验成果对隧道锚稳定分析和结构设计起到了关键的指导作用,也为后期开展类似隧道锚设计和施工提供了借鉴。

对于隧道锚这种特殊结构,锚碇所处地质条件的差异性显著影响其稳定性和抗拔承载机理,一般考虑在中等强度及以上的岩体地质条件下采用,很少应用于岩体强度较低的软岩工程^[13-14]。而几江长江大桥隧道锚设计锚固力 216 MN,锚碇持力地层主要为泥岩,属于软岩岩体以及锚碇浅埋于地表 68.80 m 处等地质特点是以往悬索桥隧道锚所不具有的。鉴于在此种地质条件下,采用高拉拔荷载的隧道锚碇设计及施工在国内开展较少,为了验证设计方案的可靠性,几江长江大桥在其北岸现场进行了不同比尺(1:10、1:30)的隧道锚模型试验。文中就天然状态的 1:30 缩尺模型试验,忽略水对隧道锚的影响,研究泥岩地质条件下浅埋隧道式锚碇的变形、承载特性以及隧道锚破坏形态。

1 工程概况和地质条件

几江长江公路大桥位于重庆市江津区,该大桥全长 1 738 m,主桥为主跨 600 m 的双索面悬索桥。悬索桥主缆锚碇采用 2 种方式,南岸采用重力式锚碇,北岸拟采用左、右两隧道方式进行锚碇,隧道长 73.18 m,隧洞轴线间距 27.6 m。隧道锚碇空间形状设计为前小后大的楔形状,其断面形状采用圆拱直墙型,前锚面尺寸为 10 m×10 m,后锚面尺寸为 14 m×14 m,纵向长度 60 m。

如图 1 所示,隧道锚位于地形相对较平缓的斜坡上,锚碇所处区域地层岩性主要由分布于隧道区低洼地带及沟槽内的残坡积层(Q_4^{el+dl})以及侏罗系上统遂宁组的泥岩(J_{3sn-Ms})和砂岩(J_{3sn-Ss})互层地层组成。泥岩和砂岩均为中厚层状构造,从强风化~中等风化,岩体完整性为破碎~较完整。依据《公路工程地质勘察规范》对锚碇所在的隧洞围岩进行分级(从隧洞口到隧洞底),得出 V 级围岩段长 22.68 m,占该段隧道总长的 30.99%;IV 级围岩段长 50.50 m,占该段隧道总长的 69.01%。

工程区的岩层主要为中厚层状泥岩和砂岩或厚层状泥岩,岩层倾角平缓且延伸较宽,没有大型的结构面发育。因此,浅埋隧道锚所处的岩层地应力状态基本以自重应力为主。本项目 1:30 模型锚位置选择在实桥锚西南侧,距离实桥锚前部约 80 m,并根据该部位勘探的钻孔资料及暴露的岩层产状分析,模型锚的地质条件与实桥锚基本一致,边界条件相似。

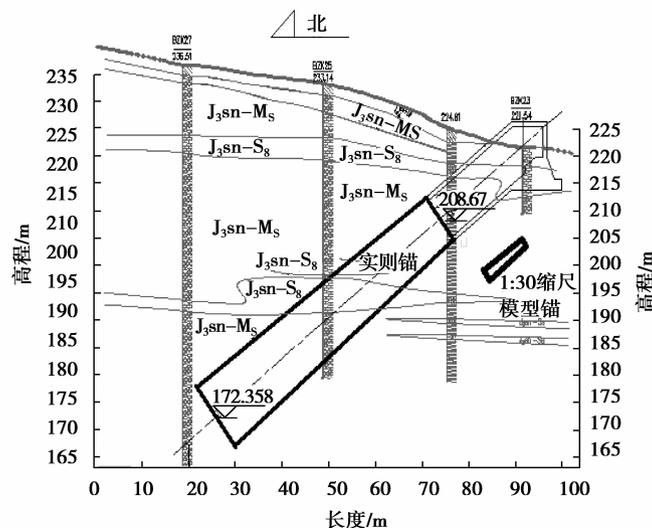


图 1 实桥锚碇与 1:30 模型锚碇工程地质轴向剖面简图

Fig.1 Engineering geological simple profile of the axial of physical tunnel anchorage and 1:30 anchorage model

2 模型试验

2.1 模型结构尺寸

基于相似原理^[15-16],缩尺模型试验^[6-13]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。

文中选取几何缩尺比例 $\beta_1=30$,模型结构尺寸见图 2。模型相似设计荷载(双锚索力) $P=240$ kN。

2.2 试验方案与加载和测量装置布置

2.2.1 试验方案

试验采用自动伺服加载,从零开始加载,逐级分步施加荷载 1.0P、2.25P、3.5P、5.25P、7.0P、……直到隧道锚破坏(P 为实际主缆设计拉力的相似荷载,为 240 kN,下同)。每级荷载施加后,电脑间隔 1 min 自动采

集锚碇及相邻岩体的表面变形。模型锚试验还在 1P、3.5P 两级荷载下进行流变试验;考虑到软岩卸载回弹缓慢,每级试验完成后停止 12~24 h 后进行下一级试验;逐步施加荷载至模型锚破坏,观察锚碇上方地表岩体破坏情况。

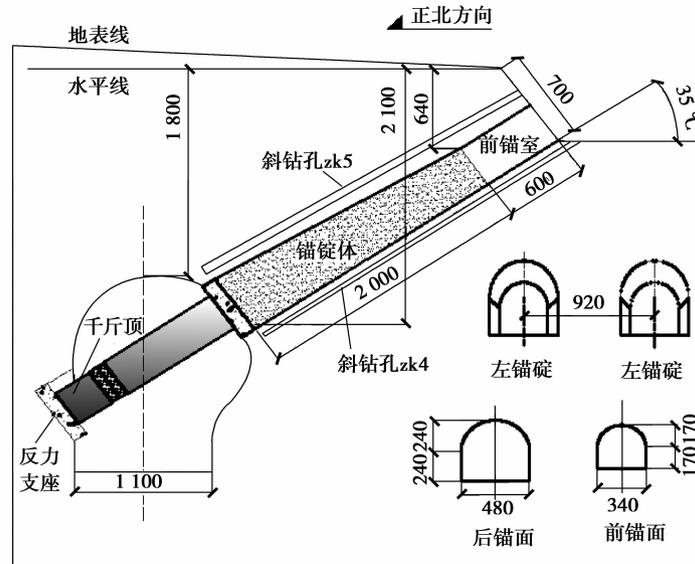


图 2 1:30 模型锚试验及加载装置布置示意图(单位:mm)

Fig.2 Arrangement of 1:30 anchorage model and schematic of loading (unit: mm)

2.2.2 加载装置

考虑到拉拔荷载下,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;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,故采用后推法施加锚索拉力,加载装置如图 2 所示。

2.2.3 测量装置

试验过程中采用光栅位移传感器(GS)进行地表变形监测(主要监测不同级千斤顶荷载下锚碇和相邻围岩变形情况),这些传感器均与电脑连接进行试验数据采集。监测点处传感器布置如图 3 所示,沿锚碇拉拔方向布置 5 只(左、右锚碇体前锚面分别为 GS2、GS4 和前锚室临坡面 3 只分别为 GS1、GS3、GS5);锚碇体上方地表沿铅直方向布置 8 只,编号从 GS6~GS13。

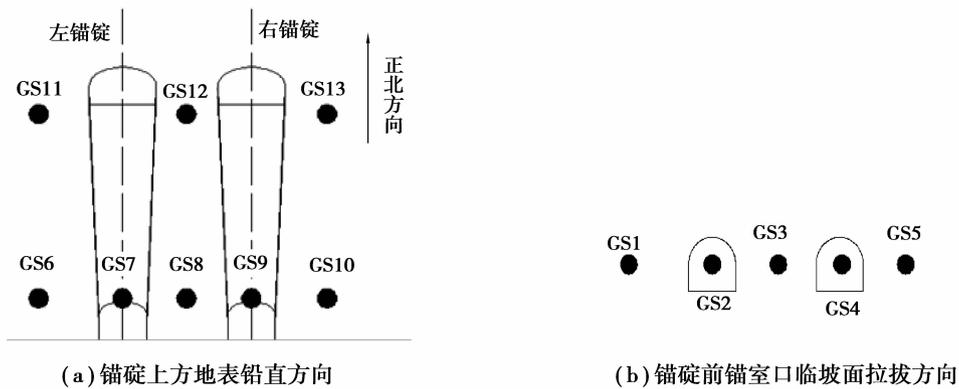


图 3 位移监测点(GS)平面布置图

Fig.3 Plane arrangement of displacement observation points

3 试验结果及分析

3.1 锚碇和围岩变形特征

绘制不同地表位置测点位移分布图(见图 4)。

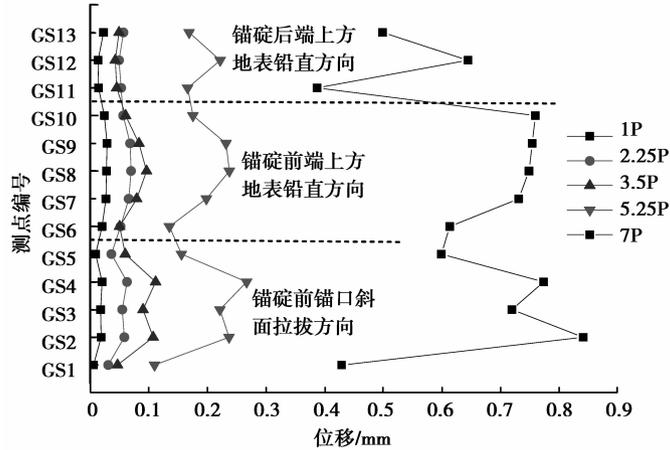


图 4 不同地表位置测点位移分布特征

Fig.4 Displacement distribution of measuring points at different positions of the upper rock mass of anchorage model

分析各级荷载作用下锚碇及围岩变形特征,可以得到以下规律:

拉拔荷载为 1.0P 时,锚碇和围岩位移很小,且均在 0.03 mm 内;随着荷载的增大,锚碇前锚面与围岩地表各测点位移相应增加。

在拉拔荷载较低时($\leq 3.5P$),地表上各测点沿 GS1~GS13 路径的位移增涨趋势较平缓,且路径位移分布近似一条直线;加载至 5.25P 和 7P,该路径下的位移大幅度偏离直线,表明某些部位进入塑性变形阶段。

同级荷载下,对称测点(以 GS3、GS8 和 GS12 三点所在平面为对称轴面)上的位移并不相等,主要与左锚碇左侧岩体临空,右锚碇右侧岩体约束等地质边界条件有关。

通过对锚碇前端临坡面测点位移分布分析,可知 1.0P 时,布置在锚碇体前端斜面测点(GS1~GS5),其中左、右锚碇前锚面(GS2、GS4)沿拉拔方向位移最大,其次是同一横截面围岩(GS1、GS3、GS5),且远离锚碇前锚面两侧,围岩位移逐渐变小,其他荷载下出现相同变形规律,出现这种现象可能与锚碇-围岩传力方式有关,锚碇体是直接承受荷载产生变形,而围岩是阻抗锚碇体变形而产生相应位移。1.0P 时,GS2 和 GS4 最大位移平均值为 0.020 mm,而 7.0P 时,GS2 和 GS4 最大位移平均值为 0.808 mm。左、右锚碇所处地质边界条件的不同,造成 GS2 与 GS4 在不同荷载下沿拉拔方向的位移并不相等;7.0P 荷载对应的位移差(GS4~GS2)约为 1.0P 荷载下对应位移差 45 倍,因此实桥锚设计时应考虑双锚碇在运营过程中不均匀变形问题加以考虑。

现场后推法加载试验测得锚碇体上方地表岩体水平位移很小,而铅直位移明显,说明地表整体上抬。两锚碇前端上方地表铅直位移(GS6~GS10)大于后端(GS11~GS13),主要是由于锚碇轴向截面埋深不同,作用于后端岩层压应力较大。从 1.0P 到 7.0P,锚碇前端上部地表岩体(GS8)铅直方向的最大位移值为 0.028~0.749 mm,而锚碇后端上部地表岩体(GS12)铅直方向的最大位移值为 0.014~0.645 mm。锚碇前端地表铅直向变形(GS6~GS10)与拉拔方向(GS1~GS5)变形相当。

3.2 模型锚的抗拉拔承载能力和长期安全系数

通过模型锚地表位移分析可知,锚碇在拉拔荷载作用下带动锚址区岩体发生沿主缆作用力方向斜向上方的位移趋势,且锚碇和地表围岩最大位移值集中在双锚碇前锚面及锚碇之间隔墙上。故选取典型测点 GS2、GS3、GS4、GS8 和 GS12,以此研究模型锚的抗拉拔承载能力和长期荷载作用下的抗拔安全系数。

3.2.1 模型锚的抗拔承载能力

如图5所示,模型锚典型测点的荷载-位移曲线历程相似。

从0P~3.5P,各测点的荷载位移曲线呈直线,表明模型锚处于线弹性工作状态。从3.5P~9.5P,各测点的荷载位移曲线呈曲线状,表明模型锚处于弹塑性阶段。当荷载为5.6P时,双锚碇体上方地表岩体首次出现裂缝,但此裂缝不影响模型锚继续承载变形。从9.5P~10P,随着荷载的增加,位移的增长速度明显加快,各测点的荷载位移曲线呈平缓趋势,表明模型锚处于塑性工作阶段。当荷载增加至10P时,各测点位移量达到最大(GS2最大位移可达4.782 mm,GS3最大位移可达5.395 mm,GS4最大位移可达5.227 mm,GS8最大位移可达6.305 mm,GS12最大位移可达6.145 mm),同时模型锚上方地表岩体裂缝完全贯通破坏。

通过以上破坏荷载试验分析可知,该试验方案下模型锚的最大加载值为10P,但考虑地表裂缝在5.6P时出现,建议隧道锚的可靠抗拉拔承载能力为5.6P,并留有足够的安全储备。

3.2.2 模型锚的长期安全系数

如图6所示,选定在1P荷载下,进行140 h的流变试验,随后在3.5P荷载下进行373 h的流变试验,而1P和3.5P荷载下,各测点总体流变趋势具有规律性。在1P荷载下,所有测点的位移值稳定在0.033~0.072 mm;3.5P荷载下,所有测点位移值有缓慢增加趋势,但后期趋于稳定,所有测点的位移值稳定在0.116~0.385 mm。

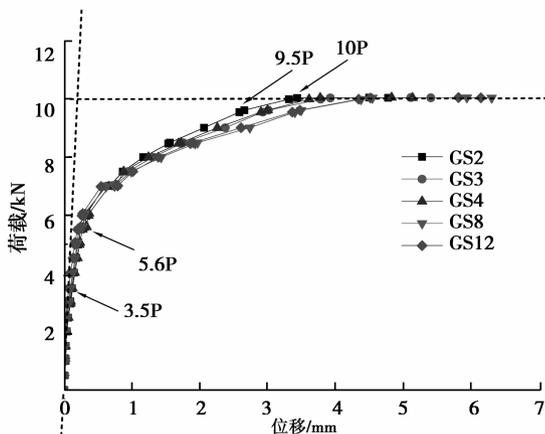


图5 典型测点破坏荷载-位移曲线
Fig.5 Load-transformation curves of typical observation points

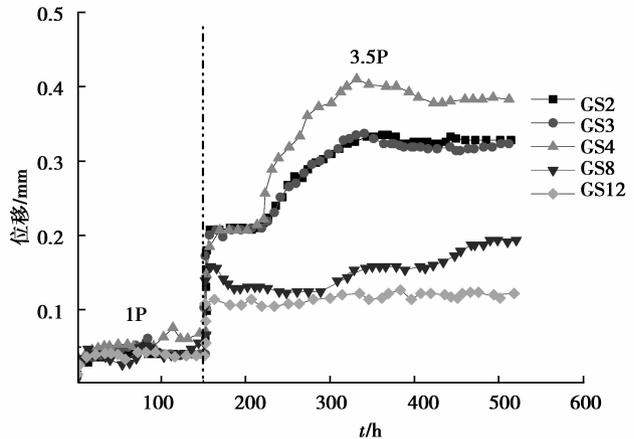


图6 典型测点位移流变曲线
Fig.6 Rheological curves of typical measuring points on anchorage and the rock mass

对比其他工程模型锚^[7-8,10]的流变试验数据,文中模型锚流变位移较大,这主要取决于几江长江大桥隧道锚所处的泥岩地质条件,说明了软弱泥岩确实存在更为明显流变影响。考虑隧道锚运营时长期处于承载状态,而模型锚在3.5P下的流变最终趋于稳定,其长期安全系数为3.5。普立大桥^[7-8],四渡河大桥^[10]以及几江长江大桥模型锚的长期安全系数与极限抗拉承载安全系数比值分别为0.75、0.34和0.63,其中几江长江大桥的比值介于普立大桥和四渡河大桥之间,而以上2座大桥隧道锚均能正常工作,说明几江长江大桥隧道锚工程的安全运营将是可靠的。

3.3 模型锚的破坏过程及形态

3.3.1 模型锚上方地表裂缝的产生和发展过程

剪切破坏是岩石工程结构的基本破坏形式,隧道锚在主缆荷载作用下,带动其附近围岩受挤压作用而产生的附加应力主要呈现压剪应力状态,但隧道锚这种特殊的楔形结构,并不像拉拔桩那样沿其围岩的接触面发生剪切破坏,而是带动一定范围的围岩参与抗拔作用。通过对隧道锚地表岩体裂缝进行分析,研究隧道锚可能的破坏形式。隧道锚铅直方向和拉拔方向的地表裂缝产生、发展演化的全过程如图7所示。

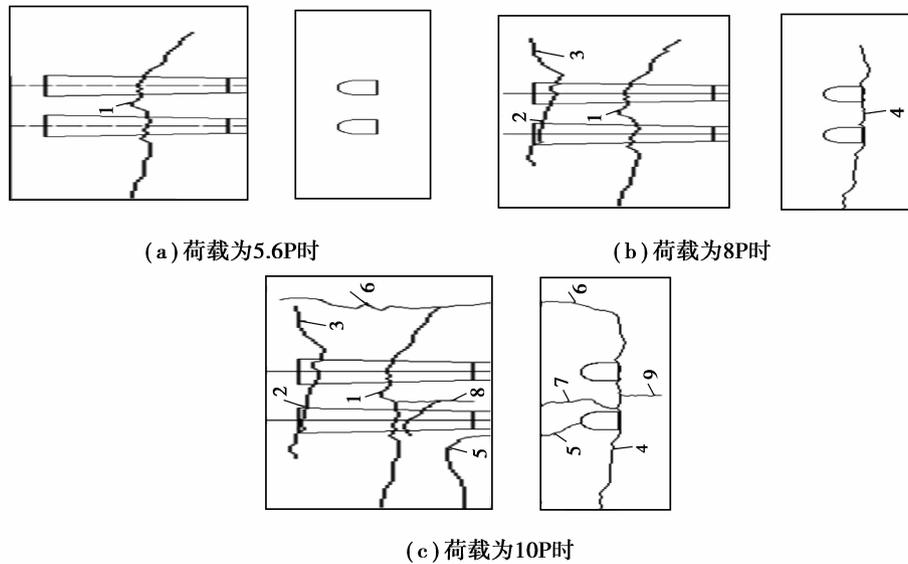


图 7 模型锚上方地表裂缝的产生和发展过程

Fig.7 Arising and developing process of fracture for the upper rock mass of anchorage model

荷载施加至 5.6P 时,模型锚上方地表面首次出现一条细微裂缝 1,此裂缝靠近锚碇前端中部,方向大致平行锚碇横桥方向,随荷载增加,该裂缝开度增大且逐渐向左锚碇和右锚碇横向两侧双向延伸(见图 7(a))。

荷载施加至 8P 时,模型锚碇后端上方地表出现两条横桥向贯通裂缝 2、3;锚碇前方临坡面坡脚处出现一条裂缝 4(见图 7(b))。

荷载施加至 10P 时,模型锚达到完全破坏状态。模型锚碇前锚室临坡面上呈现 2 条斜向裂缝 5 和 6,整体呈倒“八”形。两条裂缝走向凹向锚碇,并延伸至上方地表面,但裂缝 5 在左锚碇前端上方地表处发生向左偏转延伸,裂缝 6 平行于顺桥方向延伸至锚碇后端(见图 7(c))。试验过程中还观察到裂缝 7、8 和 9 出现在锚碇之间中隔墙地表面(见图 7(c))。

左锚碇和右锚碇上方地表裂缝分布不对称,其中左锚碇上方地表裂缝分布数量较密集,主要原因是左锚碇附近钻孔数量较多,钻孔处易应力集中。裂缝 2、3、4 以及 6 所形成的区域为锚碇上方地表最宽裂缝范围,平面形状类似“U”型形状。根据地表裂缝延伸情况,可知锚碇上方地表横桥方向参与抗拔作用的岩体范围约 2~3 m。

荷载为 10P 时,观察到裂缝 1、2、3 的张开度不断增大,且裂缝延伸较长,但并没有发生明显的错位,说明锚碇上方地表铅直向岩体破坏可能为张拉破坏;横桥向裂缝 4 和斜裂缝 5、6,3 条裂缝均有明显错位和张开度,说明锚碇前方斜面外侧和下方岩体破坏可能为拉剪切破坏。试验过程中观察到位于锚碇之间中隔墙地表处 3 条裂缝 7、8 和 9,仅张开,无错位,且试验后观察到裂缝闭合,张开度很小,该裂缝区域的岩体可能发生张拉破坏,同时也说明了两锚碇向远离中隔墙发生了转动,因此,实桥锚设计时,应考虑左、右锚碇外侧岩体质量等级较差时,可能引起两锚碇向外侧歪斜拔出的破坏情况。综合以上裂缝破坏特点,推断锚碇围岩破裂类型是拉剪复合型破坏。

3.3.2 模型锚的破坏形态

如图 8 所示,荷载为 10P 时,布置在锚碇拱顶和拱底的 2 只钻孔 ZK4 和 ZK5,每只钻孔内埋设 3 只位移传感器(传感器测得位移为相对于地表钻孔口处的相对位移,位移为负值表示岩体受压),测得围岩沿拉拔方向的位移变化趋势;ZK5(锚碇拱顶)中拉拔方向位移从后锚面至前锚面为 $-4.272 \sim -1.013$ mm,对应卸载残余位移为 $-1.960 \sim -0.768$ mm;ZK4(锚碇拱底)中,拉拔方向位移从后锚面至前锚面为 $-1.309 \sim -0.178$ mm,对应卸载残余位移为 $-0.649 \sim -0.108$ mm。ZK4 和 ZK5 中,沿拉拔方向的位移和残余位移从后锚面至前锚面整体变化近似梯形分布,且 ZK5 拉拔方向的变形区大于 ZK4,表明锚碇这种特殊结构,其拱顶相比拱底传递

更多荷载,携带更大范围岩体变形。沿锚碇轴向剖面方向,将其周围岩体的破坏点(1~6)相连,形成一个类似倒塞体状区域(6个破坏点连接成的闭合区域,其中4点为锚碇前端底部与岩体接触的部分,此点附近岩体破碎,且锚碇与岩体之间出现相对位移;5点和6点分别位于锚碇后端面拱顶和拱底附近处;1点、2点和3点为地表裂缝点)。根据锚碇围岩的变形特性和破坏特征点,表明锚碇-围岩系统可能的一种破坏模式:锚碇携带周边一定范围岩体变形破坏,破坏区形状类似一个倒塞体状。

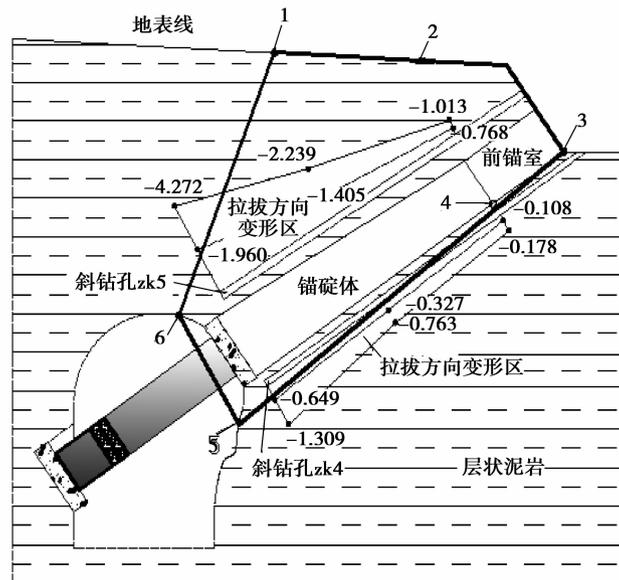


图8 锚碇周围岩体的破坏形态

Fig.8 Fracture style of the surrounding rock mass of anchorage

4 结 论

通过1:30相似模型试验,研究泥岩地质条件下浅埋隧道锚受力变形、极限承载力和破坏模式,分析了锚碇及地表围岩在不同荷载下的位移变化情况以及地表裂缝产生和发展的过程,得到以下结论。

1)在不对称的地质边界条件下,双锚碇沿拉拔方向的变形不相等,随荷载增加,变形不均匀性越加明显,由此可知,实桥锚设计时应应对双锚碇在运营过程中不均匀变形问题加以考虑。

2)随着荷载的增加,锚碇上方地表岩体整体上抬,且锚碇前端地表铅直向变形大于其后端铅直向变形以及前端地表铅直向变形与锚碇拉拔方向变形相当,体现了浅埋隧道锚的特点。

3)通过对隧道锚变形特性和极限破坏状态下的裂缝分析,推断锚碇围岩破裂类型是拉剪复合型破坏;锚碇上方地表横桥方向参与抗拔作用的岩体范围约2~3 m,而沿锚碇轴向参与拉拔作用的岩体破坏区类似一个倒塞体形状。

4)通过破坏荷载试验分析可知,该试验方案下模型锚的最大加载值为10P,考虑模型锚地表裂缝在5.6P时首次出现,建议隧道锚的抗拉拔承载能力为5.6P。本工程隧道锚所处的岩体为泥岩,属于软岩,流变变形可能成为锚碇稳定的控制因素之一,而模型锚流变试验在3.5P荷载下的位移最终趋于稳定,故隧道锚长期安全系数为3.5。

参考文献:

- [1] Gimsing N J. Cable supported bridge conceptions and design[M]. New York: John Wiley & Sons, 1983.
[2] 刘建新,胡兆同.大跨度吊桥[M].北京:人民交通出版社,1996.

LIU Jianxin, HU Zhaotong. Large-span suspension bridge[M]. Beijing: China Communications Press, 1996. (in Chinese)

- [3] Liao H J, Ou C D, Shu S C. Anchorage behavior of shaft anchors in alluvial soil[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(7): 526-533.
- [4] Karalis D G, Melanitis N E, Pantelis D I. Failure analysis of a rock anchor made of stainless steel in marine environment[J]. Engineering Failure Analysis, 2011, 9(1): 123-130.
- [5] Oda M. On A method for evaluating the representative elementary volume based on joint survey of rock mass[J]. Canadian geotechnical Journal, 1988, 25(3): 172-178.
- [6] 程鸿鑫,夏才初,李荣强.广东虎门大桥东锚碇岩体稳定性分析[J].同济大学学报(自然科学版),1995,23(3):338-342.
CHENG Hongxin, XIA Caichu, LI Rongqiang. Testing study of field structure model of the east anchorage of Guangdong Humen bridge[J]. Journal of Tongji University (natural science), 1995, 23(3): 338-342. (in Chinese)
- [7] 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 Qihua, YU Meiwan, YU Zhengfu, et al. Study on field model test of tunnel-type anchorage at Pulite bridge: pullout capacity test[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015, 34(1): 93-103. (in Chinese)
- [8] 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 Meiwan, ZHANG Qihua, YU Zhengfu, 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)
- [9] 胡波,曾钱帮,饶旦,等.锚碇-围岩系统在拉剪复合应力条件下的变形规律及破坏机制研究——以坝陵河特大岩锚悬索桥为例[J].岩石力学与工程学报,2007,26(4):712-719.
HU Bo, ZENG Qianbang, RAO Dan, et al. Study of deformation law and failure mechanism of anchorage-surrounding rock system under tensile-shear complex stresses-taking super-large suspension bridge on Baling river for example[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(4): 712-719. (in Chinese)
- [10] 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(3): 433-441.
WU Aiqing, PENG Yuancheng, HUANG Zhengjia, et al. Rock mechanics comprehensive study of bearing capacity characteristics of tunnel anchorage for super-large suspension bridge [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010(3):433-441. (in Chinese)
- [11] 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2):5591-5597.
XIAO Benzhi, WU Xiangchao, PENG Chaoquan. Stability of the anchorage wall rock of tunnel for Chongqing Egongyan bridge[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(Supp.2): 5591-5597. (in Chinese)
- [12] 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(S2):3972-3978.
PANG Zhengjiang, SUN Haojie, LAI Qibo, et al. Deformation and stress characteristics of tunnel-type anchorage model on scale 1:10[J].Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015(Supp.2): 3972-3978. (in Chinese)
- [13] 吴相超,刘新荣,李栋梁,等.软岩泡水隧道锚变形破坏模型试验[J].岩土力学,2016(4):1023-1030.
WU Xiangchao, LIU Xinrong, LI Dongliang, et al. Failure model test on soaked tunnel anchor in soft surrounding rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016(4): 1023-1030. (in Chinese)
- [14] He M C. The mechanics of soft rock engineering [M]. Beijing: Science Press, 2002.
- [15] 李德寅,王邦楣,林亚超.结构模型试验[M].北京:科学出版,1996.
LI Deyin, WANG Bangmei, LIN Yachao. Structure model test[M]. Beijing: Science Press,1996. (in Chinese)
- [16] Langhaar H L. Dimensional Analysis and Theory of Models, Robert E[D]. Newyork: Krieger Publishing Company, Huntington, 1980.