

连拱隧道边坡变形的三维监测分析

王建秀¹, 唐益群¹, 朱合华¹, 周念清¹, 陆永春², 王红霞³

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 上海地矿建设有限责任公司, 上海 200072;
3. 中国第十三冶金建设公司 上海公司, 上海 200072)

摘要: 连拱隧道诱发的滑坡, 不但威胁着现场施工人员的安全, 还可能使隧道结构出现大量裂缝或者破坏, 甚至导致工程整体报废, 造成不可挽回的经济、社会损失。以云南元(江)磨(黑)高速公路小曼萨河隧道为例, 对隧道边坡变形进行三维监测及洞内变形监测, 确定该隧道边坡三维变形的基本模式。边坡变形的三维监测表明: (1) 边坡位移三维特征明显, 潜在滑面位于隧道以下; (2) 边坡向山外(Y 正方向)方向的位移量最大, 主滑方向和隧道洞身斜交, 以向山外运动为主, 边坡测点总体的运动趋势为向隧道内部和山里转动。在隧道边坡治理中, 考虑隧道边坡主滑方向的三维变形特征, 取得良好的效果。对隧道边坡变形进行三维监测及洞内变形监测, 并将其用于隧道边坡的稳定性分析以及后期治理具有重要的理论意义和实用价值。

关键词: 隧道工程; 连拱隧道滑坡; 隧道边坡变形三维监测; 隧道边坡变形洞内监测; 隧道边坡治理措施

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2006)11 - 2226 - 07

3D MONITORING AND ANALYSIS OF LANDSLIDE DEFORMATION CAUSED BY TWIN-ARCH TUNNEL

WANG Jianxiu¹, TANG Yiqun¹, ZHU Hehua¹, ZHOU Nianqing¹, LU Yongchun², WANG Hongxia³

(1. *Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;*

2. *Shanghai Geological Construction Co. Ltd., Shanghai 200072, China;*

3. *Shanghai Branch, The 13th China Metallurgical Construction Co., Shanghai 200072, China)*

Abstract: Landslides caused by twin-arch tunnel not only threaten the safety of construction but also damage the integrality of tunnel linings and reduce tunnel life, even destroy the whole tunnel structure, which will induce large economic and social losses. Taking Xiaomansa River Tunnel along Yuanjiang—Mohei Expressway in Yunnan Province for example, 12 tunnel slope monitoring points and several monitoring items in tunnel are arranged. In the monitoring course, 3D deformation mode of the tunnel slope is determined through monitoring. Monitoring results indicate that (1) the deformation of tunnel slope presents 3D characters, and the slide face is under the tunnel and presented arch shape; and (2) the deformation in the outside direction of mountain(Y -direction) along tunnel is the maximum one, the primary deformation trend of the monitoring points is inside mountain and crossed with tunnel; and Y direction is the mainly sliding direction. 3D deformation monitoring results provide displacement mode of the tunnel slope, and is applied to the slope anti-slide design, which is significant for both stability analysis and control measurement of twin-arch tunnel slope.

Key words: tunnelling engineering; landslide caused by twin-arch tunnel; 3D monitoring of tunnel slope

收稿日期: 2005 - 09 - 30; **修回日期:** 2005 - 12 - 27

基金项目: 国家自然科学基金委员会、二滩水电开发有限责任公司雅砻江水电开发联合研究基金资助项目(50579097)

作者简介: 王建秀(1971 -), 男, 博士, 1995年毕业于成都理工学院水文地质工程地质专业, 现任副教授, 主要从事地下结构、岩土工程以及地质工程方面的教学与研究。E-mail: wang_jianxiu@163.com

deformation; monitoring of slope deformation in twin-arch tunnel; control measurement of landslide caused by twin-arch tunnel

1 引言

连拱隧道一般用于中、短隧道和线路接线处, 在进、出山时经常遭遇如下隧道边坡问题: (1) 由于连拱隧道(特别是大跨连拱隧道)跨度大、靠坡近, 进山时仰坡和侧向边坡受地形影响极大; (2) 由于连拱隧道开挖断面大、工法复杂, 多次开挖支护产生的应力转换对边坡的稳定影响显著; (3) 钻爆法施工振动对边坡产生扰动, 削弱岩体的抗剪性能; (4) 当隧道处于边坡潜在滑面附近时, 隧道进山时卸除了部分抗滑岩土体, 降低了边坡的稳定性。在极端不利情况下, 甚至可能诱发隧道滑坡, 不但威胁现场施工人员的安全, 还可能使隧道结构出现大量裂缝或局部破坏, 削弱隧道结构的完整性和耐久性, 甚至导致工程整体报废, 造成不可挽回的经济、社会损失^[1, 2]。所以, 在连拱隧道施工中, 监测工作极为重要^[3~10]。

本文以云南元(江)磨(黑)高速公路小曼萨河隧道为例, 通过边坡变形的三维监测及洞内变形监测, 建立了该隧道滑坡变形的三维基本模式, 为隧道滑坡机制分析及后期治理提供了依据。

2 小曼萨河隧道的边坡病害

元(江)磨(黑)高速公路第 4 合同段 K235+730~K235+940 原设计为深挖路堑; 在削坡施工时, 山体斜坡出现坍塌和松动现象, 严重威胁施工的安全, 后调整为隧道方案, 设置小曼萨河双连拱隧道。小曼萨河隧道位于 K235+745~K235+980 之间, 全长 235 m, 纵坡度为 3%, 为带中墙的整体式双跨连拱结构, 单跨净宽为 10.62 m, 净高为 7.9 m, 中墙厚 2 m, 隧道净宽为 25.24 m, 最大埋深为 63.96 m。该隧道位于南溪河左岸支流岸坡的中下部, 山体斜坡坡度约为 35°, 顶部坡度稍缓, 山岭高程为 1 110~1 350 m, 相对高差约 240 m, 整体为 SN 向延伸, 坡面东倾。工程地质测绘及钻孔揭示, 隧道表层广泛分布第四系崩坡积松散层, 有松动的现象, 下伏基岩为元古界小羊街组上亚组的花岗片麻岩, 隧道出口发育一“V”型冲沟。隧道附近未发现大型断裂带, 构造迹象以层间褶曲最为发育。岩层为一单斜构造, 产状为(220°~235°)∠(28°~39°), 节理较

发育。隧道所处边坡高度在 200 m 以上, 元江口为小曼萨河右岸边坡, 坡度为 45°~50°, 局部在 50°以上。磨黑口紧邻一条 SN 向冲沟, 坡度为 35°~45°。

小曼萨河隧道在修建过程中, 由于磨黑口边坡变形导致隧道内部出现了拱圈错动, 衬砌内部出现了大量裂缝(见图 1)。隧道于 2001 年 3 月份正式开始中导坑的施工, 到 2001 年 11 月份, 中导坑和中隔墙施工完毕, 并开始进行明洞施工。2002 年 1 月 4 日下行线出口端开始开挖。在正洞开挖之初, 即发现中导坑两侧向中隔墙移动, 最大裂缝达 15 cm。2002 年 2 月底至 3 月 14 日, K235+940~K235+965 段中隔墙向路线前进方向的左侧偏移, 至 2003 年 2 月 25 日累计达 12 cm。2002 年 5 月 5~20 日, 出口端墙及左边挡墙开裂。7 月 20 日至 8 月初, 上行线拱部 K235+957~K235+965 段向路线左侧偏位较快, 发展达 21.5 cm。8 月 6 日, K235+879~K235+889 段初期支护发生顶部坍塌并坍至地表, K235+889~K235+899 段初期支护发生移位、开裂。8 月 14~15 日, K235+810~K235+880 段中导坑顶部下沉最大值超过 30 cm, 并且中导坑边墙部分工字钢支架被剪断, 中导坑顶部已压在中隔墙上, 至 2003 年 2 月 25 日 K235+860~K235+890 段中隔墙也被顶部围岩压裂 3 处。2002 年 8 月 25 日, 上行线 K235+925~K235+940 段仰拱出现纵向裂缝, 长度约有 15 m, 裂缝最大宽度达 10 mm。2003 年 2 月 4 日, K235+950~K235+960 段二次衬砌起拱线部位的水平裂缝有 2 cm 多, 中隔墙有沉降现象。2003 年 1 月上旬, 在进口端 K235+760 上行线起拱线附近出现了 45°的裂缝, 进口端墙出现了竖向裂缝, 截止到 2003 年 2 月 25 日, 2 处裂缝均有较大发展。2003 年 1 月 28 日~2 月 3 日, 隧道出口段发生较大连续变形, 特别是 2 月 15~18 日, 变形加剧, 中墙局部有折断现象, 抗滑桩护壁 8~12 m 间产生裂缝。

3 边坡变形的三维监测与分析

为监测隧道边坡变形, 现场进行了三维变形监测, 共布置 12 个测点(见图 2)。主要方法为设定不动参考点, 采用全站仪同时读取边坡变形的三维数据。坐标系设置为: X 方向以上行线行车方向为正; Y 方向以垂向上行线行车方向以左为正; Z 方向以向上为正。

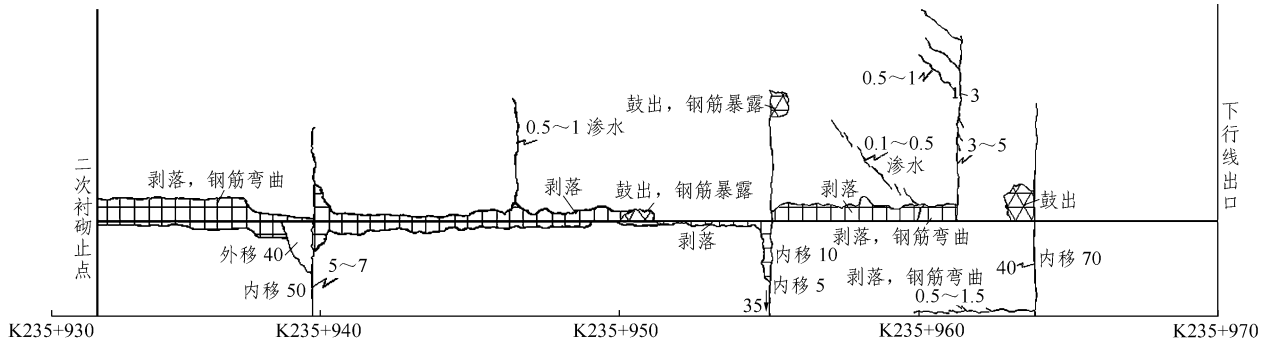


图1 小曼萨河隧道下行线 K235+930~K235+970 左侧二次衬砌裂缝图(单位: mm)^[12]

Fig.1 Cracks appearing in left secondary lining of down line between K235+930 and K235+970 of Xiaomansa River Tunnel (unit: mm)^[12]

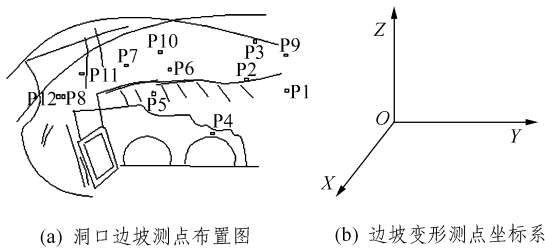


图2 小曼萨河隧道磨黑端边坡测点布置示意图

Fig.2 Arrangement of measuring points of tunnel slope deformation in Mohei side of Xiaomansa River Tunnel

各测点分别设置于隧道进山的仰坡(P1~P3, P5~P7, P9~P11)、挡土墙顶部(P8, P12)和上行线洞门的拱顶上(P4)。通过全部位移测点在 X, Y, Z 方向的总体位移和趋势确定隧道边坡的位移方向。

由图 3 可见, 隧道边坡测点在 X 方向的位移为向隧道进山方向运动, 其中位于隧道挡土墙顶部边坡上的测点 P8 变化较小, 位于上行线洞门顶部的测点 P4 次之, 其余几点 X 方向的位移虽然绝对数值有所差异, 但总体变化趋势相同。测点在 Y 方向的位移为向山里运动, 位于隧道挡土墙顶部边坡上的测点 P8 变化较小, 位于上行线洞门顶部的测点 P4 次之, 其中位于边坡顶部台阶以上的测点 P3 和 P7 位移最大。在 Z 方向的位移(地表下沉)以下沉为主, 测点 P2, P3, P6 和 P7 下沉趋势明显, 其余各点升降位移不明显。在总位移方面, 变化最大的是测点 P2 和 P6, 最小的是测点 P8。其中 Y 方向的位移量最大, 最大值为 X 和 Z 方向位移的 3 倍以上, 所以边坡的主滑方向以 Y 方向为主。

由以上三维监测数据分析可见, 隧道边坡各测点位移的总体趋势为向隧道内部和山里运动, 和一般假设的偏压隧道边坡二维运动趋势(一般为向隧

道外部和山外变形)有所不同。只有滑面位于隧道以下, 隧道边坡测点位于滑体中, 滑面为圆弧状且已经沿 X, Y 方向发生不规则的旋转滑动(见图 4)才能产生以上变形, 故按垂直于隧道轴线的二维剖面分析滑坡的规律会与实际相去甚远, 且使设计的工程措施无法有效控制边坡的变形。

4 洞内变形监测与分析

三维监测给出了隧道边坡表面的位移趋势。由于边坡岩体结构复杂, 监测中影响因素较多, 还需要通过隧道内部变形的监测, 确定边坡内部位移的趋势。拱顶下沉测量的是隧道初次衬砌或二次衬砌垂直方向的变形, 不能反映隧道边坡三维变化的趋势, 但拱顶下沉多个测点组(剖面)共同分析, 也能反映隧道边坡导致洞内变形的二维效果。小曼萨河隧道代表性的拱顶下沉测点有 3 组。其中 1 组布置在隧道的初次衬砌上(上行线 K235+890 断面), 参见图 5(a); 2 组布置在二次衬砌上(布置在上、下行线的 K235+965 断面), 参见图 6(a)。

由图 6 的监测数据及变形示意图可见, 隧道边坡变形与滑动产生了明显的偏压现象。隧道下行线(靠山侧)拱顶以下沉为主, 且 G1 处最大, G3 处最小, 而上行线侧则为顶升, 且 G1 处最小, G3 处最大。由边坡三维滑动产生的隧道偏压荷载推断, 隧道变形方向以向外为主, 即为边坡滑动沿 X 轴旋转所产生的偏压力方向。

拱顶下沉反映了拱顶部位的变形, 而洞身的变形可由二维收敛监测数据给出。设置在二次衬砌上的两个二维收敛测点表明, 由拱顶下沉推定的隧道变形模式与实际相符。隧道洞身变形模式见图 7, 下行线 K235+939 断面二维收敛变形规律是 AD 线伸长, BC

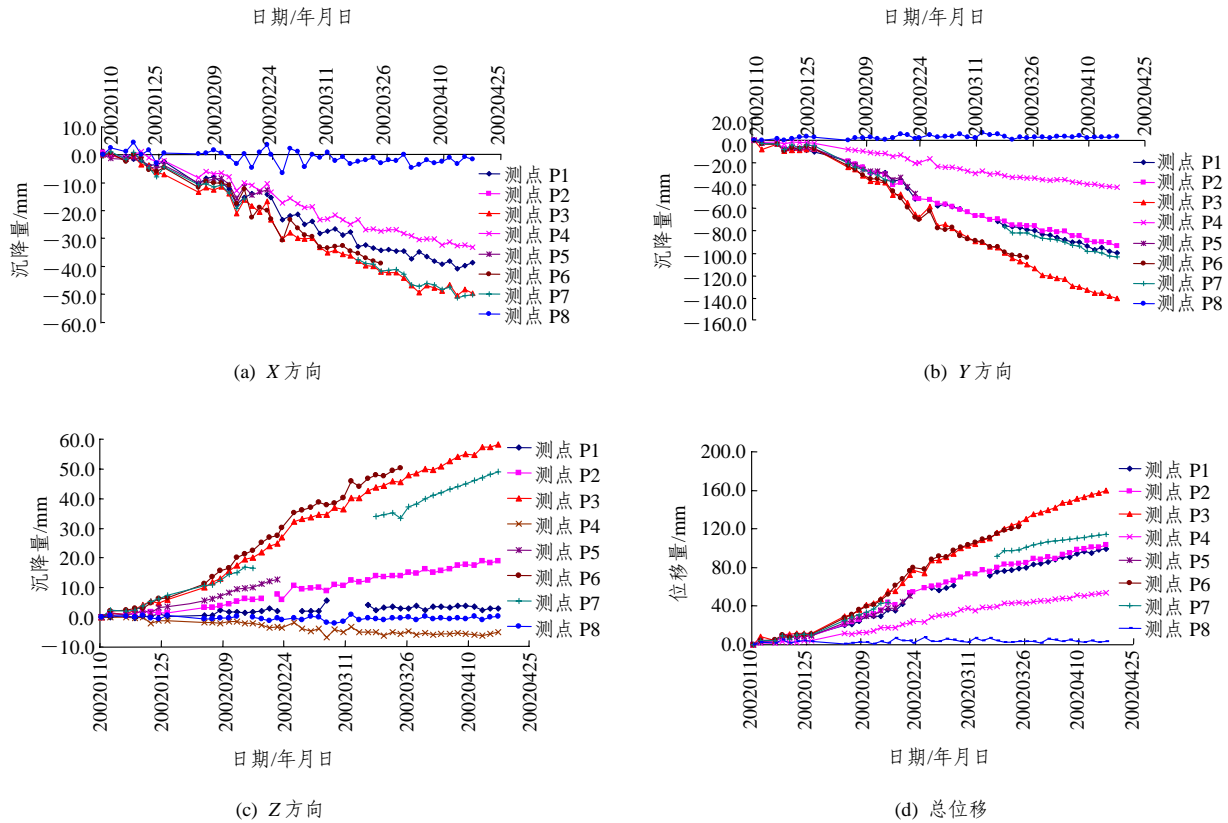


图 3 小曼萨河隧道磨黑端边坡位移时程曲线

Fig.3 Time-history curves of deformations of slope in Mohei side, Xiaomansa River Tunnel

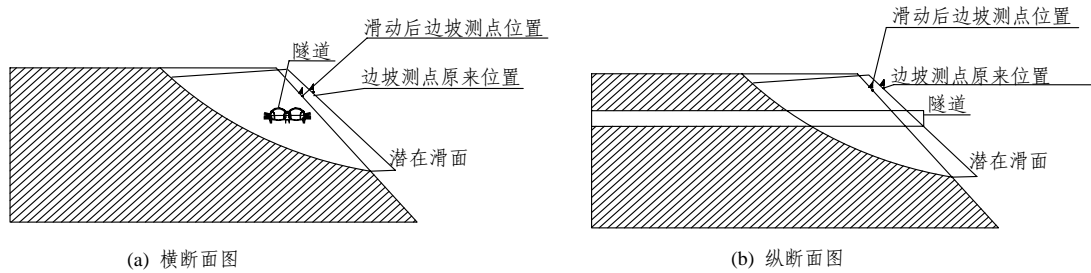


图 4 小曼萨河隧道磨黑口边坡位移示意图

Fig.4 Deformation modes of slope in Mohei side, Xiaomansa River Tunnel

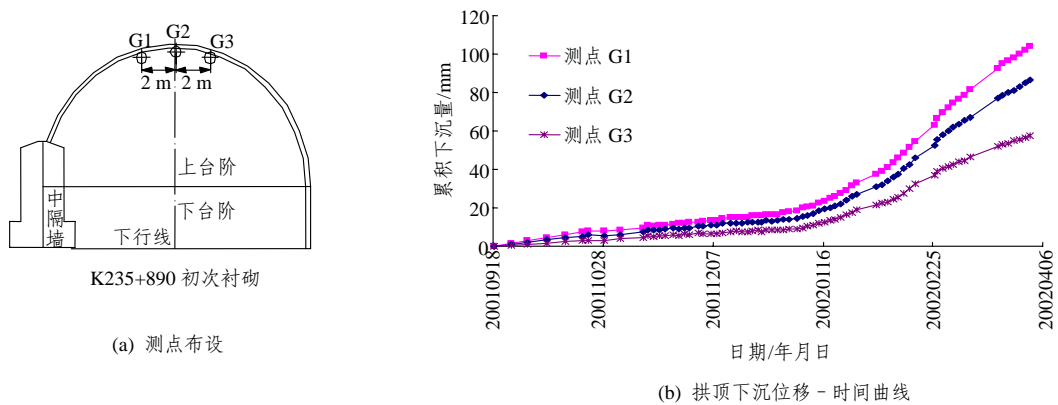


图 5 小曼萨河隧道上行线 K235+890 断面初次衬砌测点布设及拱顶下沉位移-时间曲线

Fig.5 Layout of monitoring points and arch crown subsidence-time curves of primary lining of up line in section K235+890 of Xiaomansa River Tunnel

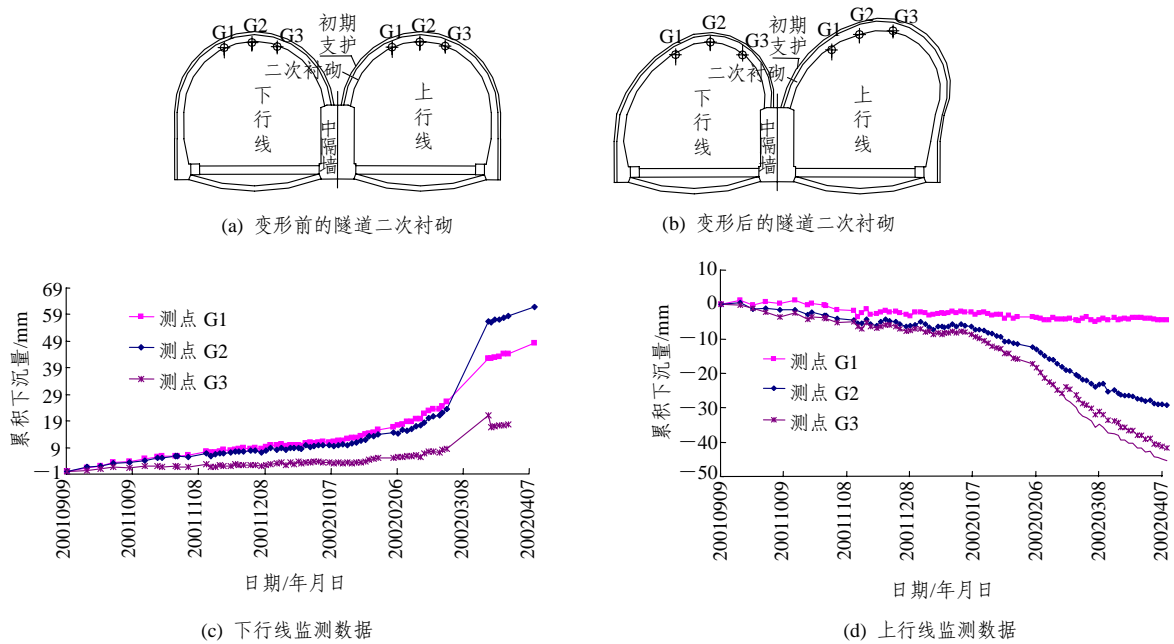


图6 小曼萨河隧道上行线 K235+965 断面二次衬砌变形及监测数据

Fig.6 Deformation and monitoring data of secondary lining of up line in section K235+965 of Xiaomansa River Tunnel

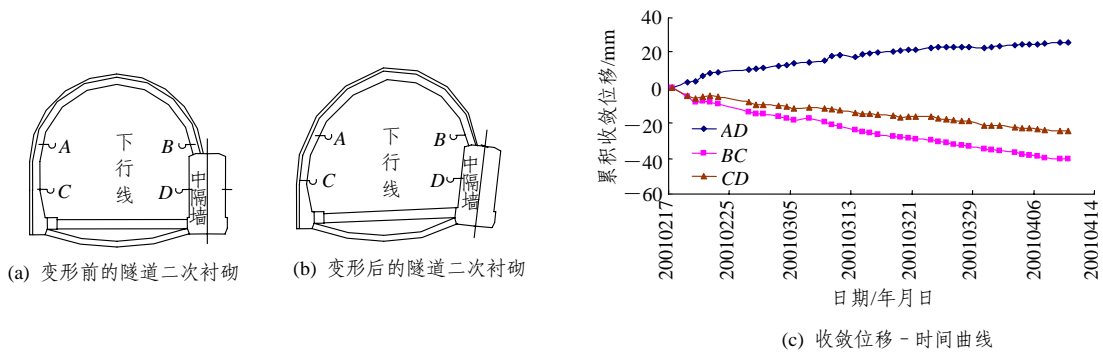


图7 小曼萨河隧道下行线 K235+939 断面二次衬砌变形及收敛位移-时间曲线

Fig.7 Deformation and convergence displacement-time curves of secondary lining of down line in section K235+939 of Xiaomansa River Tunnel

和 CD 线缩短。由于隧道下行线靠山侧受压，而 AD 线又有所伸长，说明隧道中墙也部分发生了移动，这一变形得到了上行线 K235+935 处中墙位移监测数据的证实(见图 8)。而上行线 K235+924 二维收敛变形规律是 BC 和 CD 线伸长，AD 线变化不大(见图 9)，推定其变形为图 10 所示模式，也与拱顶下沉监测数据推断的变形规律一致，即隧道边坡沿固定滑面绕 X 和 Y 轴旋转，产生的偏压导致隧道洞身产生相应的变形。

5 边坡三维变形分析与治理措施

由边坡变形的三维监测和隧道洞内变形规律分析可知，小曼萨河隧道的三维变形可以概括为图 10

所示模式。隧道的运动在 X, Y 和 Z 方向均有分量，边坡的主滑方向和隧道洞身斜交。

若没有三维监测分析，而采用人为推断的主滑方向和滑动模式来判定边坡的稳定性，可能在消耗大量支挡结构和抗滑工程的情况下，仍无法消除边坡的变形和滑动趋势。所以，在采取稳定隧道边坡措施时，必须考虑隧道主滑方向和三维变形特征。

针对该隧道的三维变形特征，采用抗滑桩对边坡进行稳定处理。在下行线隧道出口处右侧 6.6 m，设 1 排抗滑桩，用于抵抗主滑方向(Y 方向)上的边坡推力，抗滑桩断面尺寸为 2 m×1.5 m，其中 1#桩长 20 m，其他桩长 25 m。在桩顶处设 2 根预应力锚索，锚索间距 4 m，锚索倾角 15°，长度 30 m，锚固段长度 10 m，桩中心距 5 m，共设抗滑桩 5 根；上行

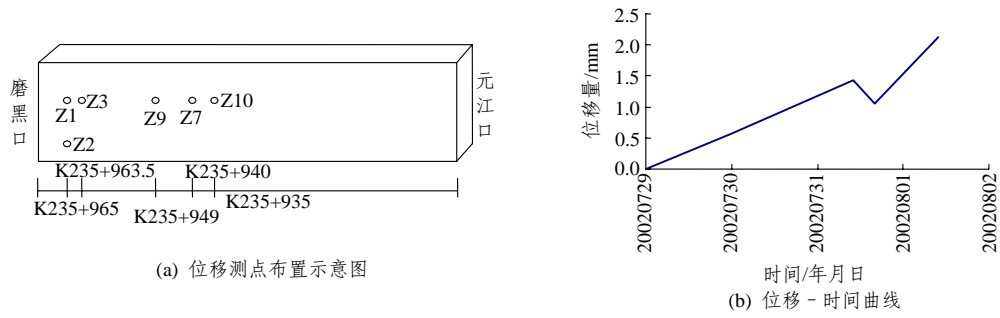


图 8 小曼萨河隧道上行线 K235+935 断面中墙位移测点布置及位移 - 时间曲线

Fig.8 Layout of monitoring points and displacement-time curve of middle wall of up line in section K235+935 of Xiaomansa River Tunnel

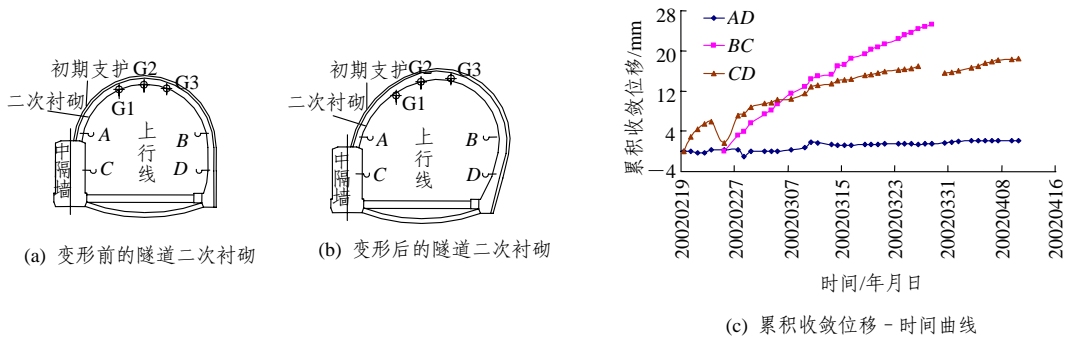


图 9 小曼萨河隧道上行线 K235+924 断面二次衬砌变形及位移 - 时间曲线

Fig.9 Deformation and displacement-time curves of secondary lining of up line in section K235+924 of Xiaomansa River Tunnel

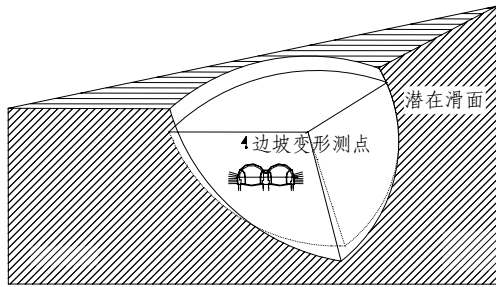


图 10 小曼萨河隧道三维变形模式

Fig.10 3D deformation mode of Xiaomansa River Tunnel

线隧道出口右侧 5 m 处, 设一排抗滑桩, 抗滑桩断面尺寸为 2 m×1.5 m, 其中 1[#], 2[#]桩长为 15 m, 其他桩长 20 m, 桩中心距 5 m, 共设抗滑桩 4 根。要求抗滑桩埋入稳定层深度不小于 8 m。根据地形条件, 设置 2 排钢管桩。第 1 排钢管桩范围 K235+920~K235+960, 与隧道间距 10 m; 第 2 排钢管桩与第 1 排间距 20 m, 从 K235+920 开始向前布置, 桩间距 1.5 m×1.5 m, 呈梅花形布置, 共计 64×2 根(见图 11)^[11]。

2003 年 5 月开始进行边坡支挡结构施工。自处理以来, 衬砌裂缝基本上没有再发展, 初次衬砌和二次衬砌所受荷载也明显减小, 达到了预期效果。

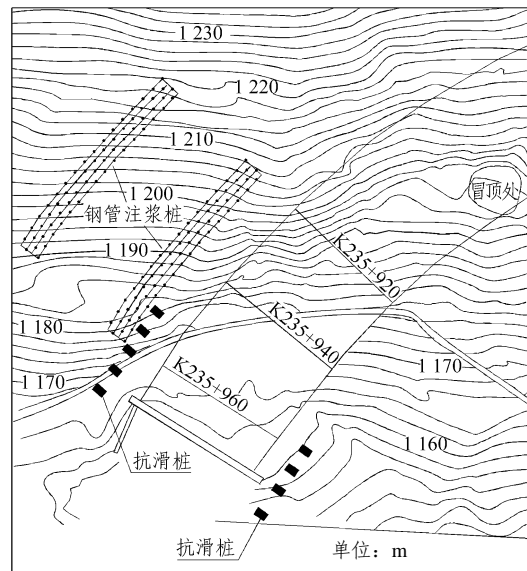


图 11 出口边坡综合治理平面图^[11]

Fig.11 Plan of comprehensive treatment of Xiaomansa River Tunnel slope^[11]

6 结 论

(1) 由于连拱隧道一般用于中、短隧道和线路

接线部位, 不可避免地会在隧道的进、出山口遭遇仰坡、侧向边坡以及滑坡问题。

(2) 连拱隧道诱发的滑坡, 不但威胁着现场施工人员的安全, 还可能使隧道结构出现大量裂缝或者破坏, 甚至导致局部工程整体报废, 造成不可挽回的经济、社会损失。通过边坡变形的三维监测及洞内变形监测, 可为隧道边坡的稳定分析以及后期治理提供依据。

(3) 小曼萨河隧道边坡的三维监测表明, 边坡位移呈三维特征, 且 Y 方向的位移量最大, 边坡的主滑方向以 Y 方向为主。

(4) 小曼萨河隧道洞内监测结果表明, 拱顶下沉和二维收敛所反映隧道的变形规律和边坡监测成果基本一致, 即隧道边坡沿固定滑面绕 X 和 Y 轴旋转滑动, 产生的偏压导致隧道洞身产生相应的变形。

(5) 小曼萨河隧道边坡变形呈三维特征, 边坡的主滑方向和隧道洞身斜交, 采用传统的二维条分法或者有限元法来分析边坡稳定性可能和实际情况不符。在采取稳定隧道边坡措施时, 必须考虑隧道的三维变形特征。

致谢 参加现场监测工作的还有: 苏生瑞、于宁、徐凌、潘洪科、藏传伟、闫晓波、喻军、李荣峰等, 特此致谢!

参考文献(References):

- [1] 王建秀. 连拱隧道建设中的几个关键问题研究——选型、偏压、裂缝、抗震和监测[R]. 上海: 同济大学, 2004.(Wang Jianxiu. Some key problems in the construction of twin-tube expressway tunnels—structure comparison, bias pressure, lining cracking, earthquake resistance and construction monitoring[R]. Shanghai: Tongji University, 2004.(in Chinese))
- [2] 王建秀, 朱合华, 唐益群, 等. 双连拱公路隧道裂缝成因及防治措施[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(2): 195 - 202.(Wang Jianxiu, Zhu Hehua, Tang Yiqun, et al. Cracking in twin-arch highway tunnels and its prevention measures[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(2): 195 - 202.(in Chinese))
- [3] 中华人民共和国行业标准编写组. 公路隧道施工技术规范(JTJ042 - 94)[S]. 北京: 人民交通出版社, 1995.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. Technical Specifications for Construction of Highway Tunnel(JTJ042 - 94)[S]. Beijing: China Communications Press, 1995.(in Chinese))
- [4] 李德宏. 连拱隧道施工监测与分析[J]. 现代隧道技术, 2003, 40(1): 59 - 64.(Li Dehong. Construction monitoring of multi-arch tunnel and its result analysis[J]. Modern Tunneling Technology, 2003, 40(1): 59 - 64.(in Chinese))
- [5] 申玉生, 赵玉光. 偏压连拱隧道围岩变形的现场监测与分析研究[J]. 公路, 2005, (4): 194 - 198.(Shen Yusheng, Zhao Yuguang. Site monitoring and analysis research on surrounding rock deformation of a biased double-arch tunnel[J]. Highway, 2005, (4): 194 - 198.(in Chinese))
- [6] 袁勇, 王胜辉, 杜国平, 等. 双连拱隧道支护体系现场监测试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(3): 480 - 484.(Yuan Yong, Wang Shenghui, Du Guoping, et al. In-situ testing study on lining system of double-arched tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(3): 480 - 484.(in Chinese))
- [7] 王军, 夏才初, 朱合华, 等. 不对称连拱隧道现场监测与分析研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(2): 267 - 271.(Wang Jun, Xia Caichu, Zhu Hehua, et al. Site monitoring and analysis of non-symmetrical multi-arch highway tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(2): 267 - 271.(in Chinese))
- [8] 刘新荣, 孙辉, 陈晓江, 等. 黄土连拱隧道二次衬砌的结构分析与监测研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(6): 695 - 697.(Liu Xinrong, Sun Hui, Chen Xiaojiang, et al. Structural analysis and monitoring for secondary lining of doubled arch tunnel in loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(6): 695 - 697.(in Chinese))
- [9] 刘招伟, 何满潮, 肖红渠. 浅埋大跨连拱隧道施工中变形的监测与控制措施[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(3): 339 - 342.(Liu Zhaowei, He Manchao, Xiao Hongqu. Deformation monitoring and control measures of shallow large-span dual-linked arch tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(3): 339 - 342.(in Chinese))
- [10] 刘庭金, 朱合华. 偏压连拱隧道病害分析及治理措施[J]. 中国公路学报, 2005, 18(4): 72 - 77.(Liu Tingjin, Zhu Hehua. Research on defects of arcade tunnel with partial pressure and its treating measurements[J]. China Journal of Highway and Transport, 2005, 18(4): 72 - 77.(in Chinese))
- [11] 苏生瑞. 复杂地质条件下高速公路隧道施工问题研究[R]. 上海: 同济大学, 2003.(Su Shengrui. Studies on the problems in the construction of expressway tunnel in complex geological conditions[R]. Shanghai: Tongji University, 2003.(in Chinese))