

文章编号: 0451—0712(2005)12—0069—04

中图分类号: U416.1

文献标识码: B

基于监测技术的公路高危边坡安全控制

吴玉财¹, 丁仁伟², 翟立新³

(1. 广东粤赣高速公路有限公司 河源市 517000; 2. 华北水利水电学院 郑州市 450008; 3. 河海大学岩土所 南京市 210098)

摘 要: 通过实例说明, 山区高速公路的建设会诱发地质灾害, 公路高边坡工程的安全控制应引起高度重视。通过粤赣高速公路的一个高边坡的安全监测实例, 介绍了各项监测手段的实施方法、数据处理过程和对工程的指导作用, 用数据说明了安全监测用于高边坡安全控制的必要性和可靠性。

关键词: 高速公路; 高边坡; 监测; 成果分析

近年来由于区域经济发展的需要, 广东省的高速公路建设已开始向山区延伸, 如京珠北高速公路。在山区高速公路的建设中发现, 路基切坡通过会产生大量的深挖高填路段。人工边坡在施工期及运行期的稳定性问题, 已成为山区高速公路建设过程中必须要很好解决的问题, 它影响着工程的进度、投资和日后运行的安全。

边坡的地质条件复杂多变, 要在工程设计阶段准确无误地预测边坡岩土体的稳定状况和其在施工、运行过程中的变化, 现有的技术手段几乎是不可能的。因此, 边坡工程的安全不仅依赖于合理的设计和施工, 而且取决于贯穿工程全过程的安全监测^[1,2]。

我国的水电工程建设早已制定了完备的安全监测设计、施工规范, 将安全监测体系视为工程的必要组成部分。

安全监测是保证边坡等岩土工程安全的重要条件之一, 它既是边坡工程设计、施工和运行的重要组成部分, 又是具有独立系统的“监测工程”。监测边坡的施工、运行过程中的变形情况, 将为保证工程安全的各项决策提供科学依据, 为修改设计、指导施工提供基本的数据资料。安全监测已成为保证公路工程施工和运行安全不可缺少的重要手段^[3,4]。

安全监测在公路工程建设上才刚刚起步, 原因在于以往的公路等级低、规模小, 还没有涉及到大型边坡工程问题。随着跨区域、跨省际公路工程的启动, 公路工程建设衍生的地质灾害问题也相继出现。

2004 年 12 月 11 日同三国道主干线浙江省境内甬台温高速公路发生大面积山体滑塌; 2005 年 6 月 1 日上午, 江西省昌九高速公路在九江市德安县境内发生大面积山体滑坡, 导致高速公路堵车时间长达 8 h。

本文以粤赣高速公路高边坡安全监测的成果, 说明应用监测技术控制高边坡安全的可行性。

1 工程概况

粤赣高速公路是由内蒙古自治区阿荣旗至深圳市盐田港公路的组成部分, 也是连接粤赣 2 个省的大通道, 全长为 135.1 km, 属国家重点工程。路线处于罗浮山北缘及北东走向的南岭山系东侧, 路线总走向为 S15°~30°W, 沿线地形总趋势为北高南低; 路线主要穿越丘陵区, 地面高程一般为 50~230 m, 相对高差一般为 50~150 m; 沿线地形起伏较大, 山区河谷支流、冲沟发育, 自然坡呈上缓下陡的形状。路基切坡形成多处深挖高填路段, 高度超过 30 m 的高边坡有 59 处。

公路沿线地处亚热带气候区, 多年平均降雨量为 1 793.2 mm; 最大降雨量为 2 732 mm, 最小降雨量为 1 050.9 mm; 每年 5 月~8 月降雨量占全年降雨量的 70%, 5 月、6 月降雨量占全年的 37%。

1.1 边坡地质条件

所监测边坡为粤赣高速公路 K100+520~K100+640 左边坡, 总长为 120 m, 最大坡高为 39.5 m, 边坡走向为 NE75°。

(1) 地层岩性。

①坡残积层(Q_4^{dl+el})粘土:褐红、灰黄色,稍湿,可塑~硬塑,含少量砾石和小岩屑。

②断层破碎带:以糜棱化的花岗岩为主,其中全风化层厚约5~8 m,最厚可达15 m左右;强风化层厚约10 m左右;弱风化层厚5~10 m。

③灰黑绿色细砂岩(Jln):弱风化,锤击声脆,岩质坚硬,节理、裂隙发育。

④浅灰红、白色石英砂岩(Jln):弱风化,岩质坚硬,碎块状。

(2)地质构造。

该边坡处在河源断裂的上盘。河源断裂为本区NE向的大构造带,和另一条大构造龙颈断裂相交,确定了本区的构造格局。在砂岩中有走向为NW8°,倾向南西、倾角66°的小断层,断层带宽1.5 m,夹有灰绿色断层泥。受河源断裂影响,该边坡岩体破碎、节理裂隙发育,节理产状分别为N17°W/63°NE、N85°W/84°SW,边坡开挖极有可能产生由不利结构面引发的不稳定块体,导致边坡失稳。

1.2 边坡加固设计

边坡设计为台阶状,第1级边坡设计高为15 m,坡率为1:0.5;第2级边坡设计高为12 m,坡率为1:0.75;第3级边坡坡率为1:1;边坡平台宽度均为2.0 m。第1级边坡K100+540~K100+627.5段

采用锚杆框架加固;第2级边坡K100+560~K100+612段采用注浆钢锚管框架加固;第3级边坡采用拱形骨架植草防护。

2 监测方案和仪器布置

监测方案采用测量外部变形、内部变形和加固结构应力相结合的方式,采用多因素判断、综合评判的方法判断边坡的整体稳定状态。

外部变形监测采用测量边、角数据变化,按照前方交汇方法计算测点水平位移的大小和方位;内部变形采用深孔位移方法,通过滑动式测斜仪监测山体内部不同深度的点在垂直、平行坡面方向的位移变化;加固结构应力采用安装锚杆应力计、锚索测力计的方法,监测锚杆、锚索的应力变化。

(1)外部变形监测。边坡外部变形监测测点布置如图1所示。坡顶布置3个测点,坡脚布置3个测点,共计3个观测断面,7个监测点。为减少对点误差,在监测基点和监测目标点均埋设观测桩,观测桩深入到地表下稳定基岩位置,所有基桩及观测桩均安装强制对中盘,观测仪器、目标棱镜对点过程由机械控制,保证每次对点的一致性。前方交汇三角形的内角控制在30°~120°,减小因交汇三角形形状畸变引起的误差。

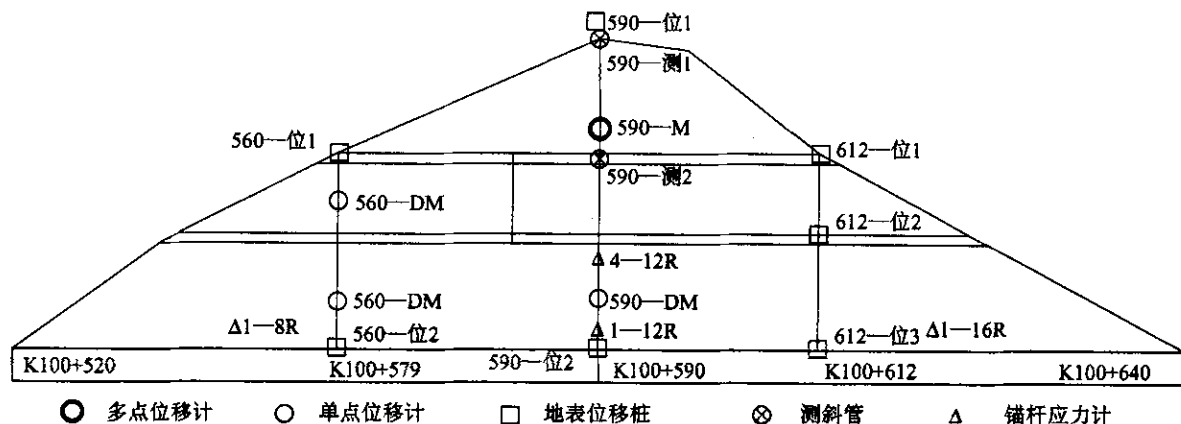


图1 K100+520~K100+640高边坡监测布置

(2)内部变形监测。在边坡主测断面内顶和第2级平台各设测斜孔1个(图1),孔深越过坡体内的破碎带8 m,进行坡体内深部水平位移观测。

(3)锚杆应力监测。锚杆应力计安装在第1级坡的4个锚杆上,每个被监测锚杆安装3支共计安装12支锚杆应力计,分别监测锚杆顶部、底部和中部的应

力状态。

3 监测成果分析

3.1 外部变形监测成果分析

K100+590 堑顶变形过程曲线如图2所示。2004年3月~2004年6月,边坡开挖初期,外部变形

位移~时间变化过程曲线比较平缓,累计位移量不大,坡体处于初始变形的稳定变形阶段。2004 年 7 月,第 1 级坡变更进行二次修坡,边坡变形加速,位移~时间变化过程曲线迅速上升,曲线斜率较大、向上弯曲,最大累计位移接近 30 mm。

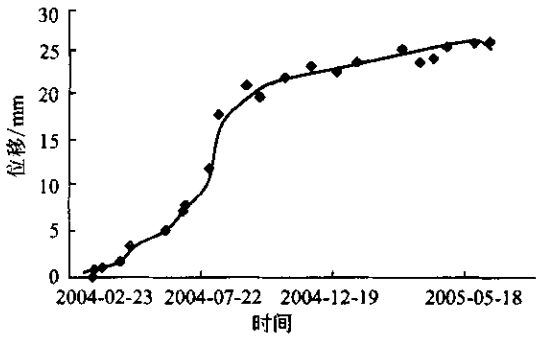


图 2 K100+590 左边坡表面位移~时间变化过程曲线

2004 年 8 月以后,加固结构基本完成,约束了边坡的卸荷变形,位移~时间变化过程曲线比较平缓,接近等斜率水平延伸,边坡变形逐渐趋于稳定。目前,边坡顶位移方位为 NW355°~NE5°,与边坡走向夹角为 -70°~ -75°。

3.2 内部变形监测成果分析

(1)确定潜在滑动面(带)形状及其位置。

K100+590 测1 为深孔测斜,图3 为相对位移和累计位移曲线。从图3 可以看出,孔深 16 m 处,测斜相对位移曲线和累计位移曲线均发生突变,该处存在明显的差动位移带,最大差动位移达到 5 mm。

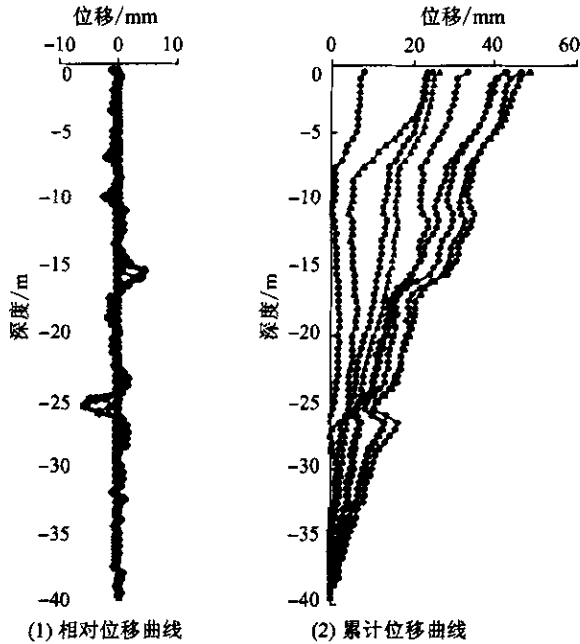


图 3 K100+590 堑顶内部位移曲线

K100+590 测 2 为设在第 2 级平台上的深孔测斜,图4 为相对位移和累计位移曲线。从图4 可以看出,孔深 13.5 m 位置,存在差动位移带,最大差动位移达到 5 mm。综合分析图3 和图4 表明,该边坡存在潜在滑动面。

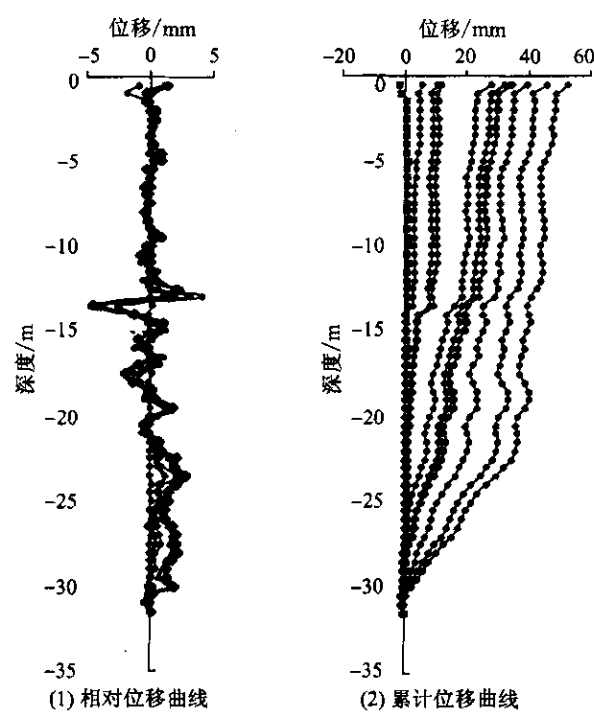


图 4 K100+590 第 2 级平台内部位移曲线

边坡地质资料和开挖揭露的地质现象均显示,该边坡此处存在断层破碎带,从而验证了该曲线的可靠性。

(2)测定边坡位移大小及速率变化。

K100+590 第 2 级平台深孔测斜最大差动位移点(-13.5 m)的位移~时间变化过程曲线,直观地反映了边坡的位移大小和位移速率(图5)。从图5 可以看出,2004 年 3 月~2004 年 6 月期间,位移~时间变化过程曲线比较平缓,累计位移量不大,坡体处于初始变形的稳定变形阶段。2004 年 7 月,位移~时间变化曲线迅速上升,曲线斜率较大、向上弯曲,最大累计位移超过 35 mm,这是由于第 1 级坡二次修坡,使边坡内部变形加速所致。2004 年 8 月以后,位移~时间变化过程曲线比较平缓,接近等斜率延伸,边坡变形逐渐趋于稳定状态。

3.3 锚杆应力监测成果分析

第 1 级坡面加固锚杆长度为 10 m,分别在锚杆的 9 m、5 m、1 m 处安装 3 只测力计。中部应力计受力最大,底部应力计几乎不受力,说明锚杆设计长度

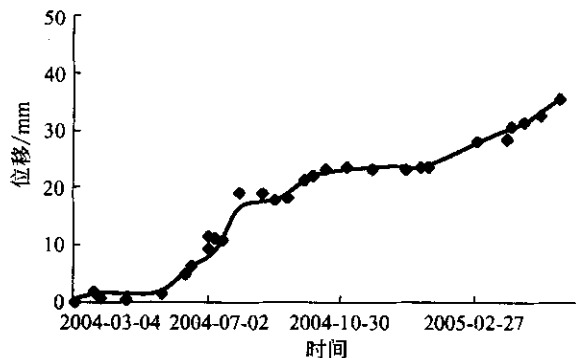


图5 K100+590 测2 测斜管位移~时间变化过程曲线

满足要求。同时也说明了加固结构完成后,边坡卸荷松动区在锚杆的加固范围内,没有向坡体深部继续发展。

锚杆中部的应力持续增加,但增长速率比较缓慢,说明边坡岩体在持续变形。目前锚杆应力增长速率较小,说明边坡内岩体卸荷松动变形受到约束,没有继续发展,边坡处于稳定变形阶段。

第1级坡体内1-8R2 锚杆应力计,目前的应力已超过200 MPa,应力变化过程曲线如图6所示,已超过锚杆的设计强度,达到警戒状态。该现象说明,1-8R2 观测锚杆加固的岩体,在锚杆的中间位置附近出现了较明显的错动或松动,由于较大的应力还没有传递到锚杆底部,说明该锚杆加固的范围依然是有效的。但是,应该进一步研究该锚杆的强度能否允许岩体的变形发展,可以通过观测该锚杆另外2支测力计以及岩体周围的应力、内外部变化的变化来综合判断。

4 结语

通过设置地表位移桩、深层测斜孔和锚杆应力计,能够及时真实地反馈边坡岩体的稳定、变形情况,使边坡的整体安全情况处于掌控之中,为科学施工、安全生产提供了可靠的基础数据。

结合该边坡实际地质资料以及开挖、加固结构

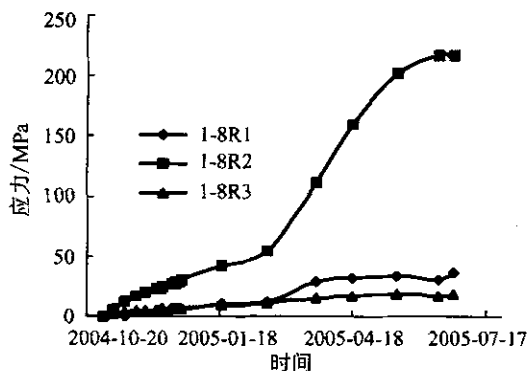


图6 高边坡锚杆应力变化过程曲线

施工过程的变形情况,综合分析该边坡的各项观测数据、曲线,可以得出以下结果:

(1)该边坡第1级坡小桩号一侧岩体破碎,卸荷松动变形比较大,由于加固结构中锚杆的设计强度不足,造成该部位的锚杆应力超过设计值,达到警戒状态;

(2)该边坡存在走向为NW8°、倾向南西、倾角为66°的小断层,具有潜在的滑动面;

(3)该边坡在开挖初期,边坡变形量较小,边坡处于稳定变形状态,边坡全部开挖完毕后,边坡卸荷变形逐渐增大,累积位移速率呈递增趋势,累积位移量随之增加,在加固结构施工结束后,边坡的卸荷变形得到有效约束,边坡的位移速率逐渐减小,边坡处于稳定变形阶段。

参考文献:

- [1] 二滩水电开发有限责任公司. 岩土工程安全监测手册[M]. 中国水利水电出版社, 2003.
- [2] 李志峰,等. 某公路高边坡现场监测与分析[J]. 东北公路, 2003, 26(2).
- [3] 贾海涛,李全海,尹光辉. 隧道洞口边坡变形监测的一种方法[J]. 东北测绘, 2002, 25(1).
- [4] 赵明阶,等. 边坡工程处治技术[M]. 人民交通出版社, 1999.

Safety Control of High or Danger Slopes of Highway Based on Mornitoring Technique

WU Yu-cai¹, DING Ren-wei², ZHAI Li-xin³

(1. Guangdong Provincial Yue-Gan Expressway Co. Ltd., Heyuan 517000, China;

2. North China Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power, Zhengzhou 450008, China;

3. Research Institute of Geotechnical Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: According to practical examples the construction of expressways in mountainous areas will

文章编号: 0451—0712(2005)12—0073—04

中图分类号: U416. 14

文献标识码: B

圆弧滑动边坡强度参数瑞典法反分析

邱利锐¹, 李维朝², 文 斌³

(1. 广东粤赣高速公路有限公司 河源市 517000; 2. 华北水利水电学院 郑州市 450008;
3. 河海大学岩土所 南京市 210098)

摘 要: 基于运用工程边坡的实测资料反算强度参数的目的,改变了瑞典法安全系数的表达公式,使其适用于较均质的土质或类土质边坡的参数反算。通过反算粤赣高速公路一个不稳定边坡的实测资料,得到了不稳定体的强度参数,通过分析反算过程的误差传递规律,给出了计算结果的误差范围。计算结果表明,反算需要的条件不高,得到的强度参数符合工程实际,对于校核勘察结果和试验数据,修订边坡设计具有实际意义。

关键词: 边坡设计; 瑞典法; 反算法; 强度参数; 边坡

岩土体强度参数是边坡工程稳定性分析中必不可少的数据^[1]。在进行边坡开挖设计时,岩土体的强度参数大多来源于以下 4 个方面^[2]:现场试验、室内试验资料、专家及相关资料推荐值和类似地质条件下所采用的指标及设计单位经验值。但此 4 种方法各有其缺点:现场试验经费多,试验周期长,取值难;室内试验的取样存在随机性,且取样时易造成岩土体的扰动,直接影响试验数据的代表性;推荐值和经验值虽然易得,但其取值主观性较强,可能会因人而异。相对于以上 4 种方法而言,利用反算法来获得边坡的强度参数,可靠、经济、简单易行。

本文算法的基本思路是通过边坡破坏前的几何形态,在分析确定坡体破坏机制及滑动情况的基础上,修改瑞典法的表达公式,得出极限平衡状态时的边坡几何形态参数与岩土体抗剪强度指标的关系,从而利用平衡方程得出边坡的强度参数。

1 瑞典法反分析

1. 1 边坡强度反算方法简介

当前关于边坡强度的反算方法主要有两类。一

类是位移反算法,它是从滑坡体运动的动力学原理入手,结合滑体起动、滑动及制动的机理,推导出滑体变形时边坡上任意点的位移与时间的关系式,此关系式揭示了边坡上任意点位移与边坡几何、物理参数间关系的内在规律,并以此规律为基础,进行滑体位移反算^[3]。

另一类是安全系数反算法,它具体有 2 种方法^[4]: (1)对于易于恢复滑动前滑坡主断面的边坡,将滑坡要滑动而未滑动的瞬间视为极限平衡状态,即稳定系数 $F_s=1$,列出极限平衡方程来求解强度参数; (2)对于不易恢复原地面线的边坡,根据滑坡所处的发育阶段及其相应的稳定系数 F_s (如表 1 所示),用现有断面进行反算。

表 1 不同滑动阶段的安全系数取值

滑动阶段	安全系数取值
蠕动阶段	1. 05~1. 10
挤压阶段	1. 01~1. 05
等速滑动	1. 00
加速滑动	0. 95~0. 98

收稿日期: 2005—08—12

induce geological disasters, so great attension to the safe control of high slope engineering should be paid. On the basis of a representative monitored example of high slopes on Yue-Gan Expressway, the actualized method of monitoring, the course of data processing and the guidance of the engineering are introduced. Through the monitoring data the reliability of the mornitoring method is showed.

Key words: expressway; high slope; monitor; result analysis