

文章编号: 1008-844X(2003)03-0015-03

柱板式锚杆挡墙加固边坡的设计及试验测试

彭铁华

(湖南省交通科学研究院, 湖南 长沙 410015)

摘 要: 结合湘耒高速公路联接线滑坡治理的工程实例, 介绍了锚杆挡墙治理滑坡的设计及测试方法, 经过试验测试和有限元分析, 说明了砂浆锚杆的受力特点。

关键词: 锚杆挡墙; 滑坡治理; 试验测试; 有限元分析

中图分类号: U418

文献标识码: B

锚杆挡墙为一种轻型支挡结构, 它具有占用空间小, 构件轻巧, 施工较简单迅速等特点, 它对于受空间地形限制的支护工程为一种较佳的施工方案。笔者参加了京珠高速公路湘潭—耒阳段耒阳联络线 k5+205~315 段滑坡治理工作的设计、施工及试验测试工作。耒阳联络线滑坡勘察工作为湖南省煤田地质局工程勘察院完成, 设计为湖南省红砂岩地区高速公路深切边坡稳定性试验研究课题组, 施工方为长沙有色勘察设计地质队。

1 边坡工程地质及水文地质

经多次钻孔勘察, 查明边坡工程地质见图 1。

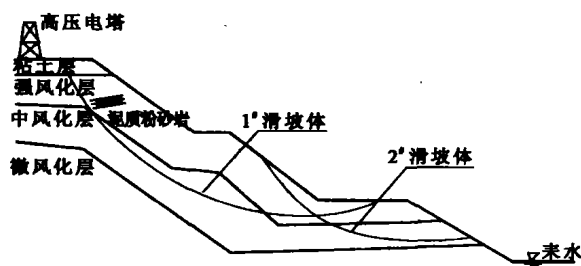


图 1 滑坡工程地质剖面图

滑体剖面, 自上而下分为 4 个岩层: ①粘土冲积层: 紫红色, 松散, 易渗水, 层厚 5~10 m; ②强风化砂岩层: 以紫红色亚粘土及泥质粉砂岩风化碎块组成, 厚度 3~10 m, 块度 5~40 mm, 根据地勘资料, 这一层为滑动带; ③中风化砂岩层: 该层为红层粉砂岩, 厚度 4~8 m, 薄层水平层理, 裂隙发育, 呈张剪性, 裂隙一般被石膏充填, 该层可沿裂隙而形成滑动面, 称为待生滑动带; ④微风化砂岩层: 为红层泥质粉砂岩, 中厚层状, 岩石坚硬, 属滑床部分。

滑坡地段高出耒阳水位 30 m 多, 边坡地下水主要受大气降水影响, 属简单水文地质型。

2 边坡加固设计

建设单位会同当地指挥部、设计管理部门及课题组对边坡治理进行了讨论研究, 主要备选方案有 2 个: ①方案 1: 进行路线改线设计, 避开滑坡地段。该方案因改线涉及拆迁工作量大, 工期较长, 迁移费用大, 改线后线形较差, 另外原供电线路 (20 万 V 高压电) 需进行迁移, 影响当地生产。②方案 2: 进行滑坡加固治理。考虑到地形的限制及原滑坡仍在发展, 工期要求紧, 最后放弃了其余重型支挡方案, 决定采取锚杆挡墙支护方案。

设计主要参数的确定如下:

根据图 1 中 1#、2# 滑体几何位置, 参照文献 [1] 反算 C 、 φ 方法, 将过坡参数 C 、 φ 值反算数据列成表 1。将表 1 值绘成同坐标下 $C = f(\varphi)$ 两条曲线, 交点值 $C = 35 \text{ kPa}$, $\varphi = 7.5^\circ$, 即为滑体强度参数。用该组值对

表 1 滑体反算 C 、 φ 值数据

编号	边坡高度/m	边坡角度/°	$\varphi/^\circ$	C/kPa
1# 滑体	20.5	27.7	5	45.0
			10	56.9
			15	13.0
2# 滑体	15.0	35.0	5	41.0
			10	30.5
			15	22.0

注: ①滑体容重都为 22 kN/m^3 ; ②表中 φ 值与 C 值是一一对应的。

1#、2# 坡体用稳定性计算程序 CSMPAS 进行验算, 得到的滑面与实际滑面相符。锚杆与土体抗剪强度采用锚杆拉拔试验确定。在坡体代表岩层安装 3 根 $\Phi 32$ 锚杆, 总长度 4 m, 锚固段 3 m, 自由段 1 m, 主要试验设备为 YCM100 型千斤顶, ZB4500 电动油泵, 剪切位移用百分表量测。试验方法按文献 [2] 有关试验要求

收稿日期: 2003-05-11

作者简介: 彭铁华 (1969-), 男, 工程师, 硕士, 从事道路工程建设监理工作。

进行,拉拔试验结果见表2。

表2 锚杆拉拔试验结果 kN

孔号	弹性极限	屈服极限	塑性破坏极限
SM1	100	120	150
SM2	103	150	170
SM3	104	110	170

根据拉拔试验破坏情况,锚固力由砂浆与孔壁间抗剪力控制,取表2屈服强度平均值 $N_C = 125$ kN,算得砂浆与孔壁间的抗剪强度:

$$\tau = N_C / 2\pi RH = 125 \text{ kN} / (2 \times 3.14 \times 0.055 \text{ m} \times 3 \text{ m}) = 120.5 \text{ kPa}.$$

式中, R 为钻孔半径,取 0.055 m; H 为锚固段长度,取 3 m。

边坡加固计算以以上主要参数为基础,根据极限平衡法等计算边坡加固所需各锚杆锚固力 R_n ,进行锚杆钢筋面积、锚固长度及锚杆挡墙结构尺寸及配筋设计计算。其中锚杆钢筋面积 $A_g = k_1 R_n / [\sigma_g]$,锚固长度 $L_C = k_2 R_n / 2\pi R \tau$ 。式中, k_1 、 k_2 为安全系数,一般 $k_1 = 1.7$, $k_2 = 2.0$, $[\sigma_g]$ 为钢筋强度。其余字母意义同前。

最后边坡加固图见图2,锚杆及立柱水平间距 2.5 m,锚杆长度 $18 \sim 20$ m,立柱高 2.5 m,厚 0.4 m,挡土板厚 0.2 m,挡墙总厚 0.6 m。

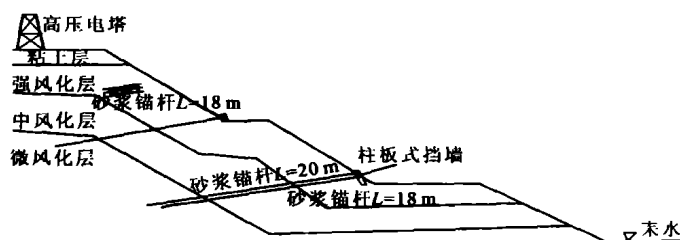


图2 边坡加固图

3 锚杆挡墙边坡加固试验观测与分析

为研究锚杆挡墙支护效果,完成边坡变形的反分析工作,特别监测锚杆的内力分布,进行了边坡位移监测点布设和锚杆钢筋计布设,对边坡位移及锚杆内力长期监测。锚杆钢筋计布设见图3。

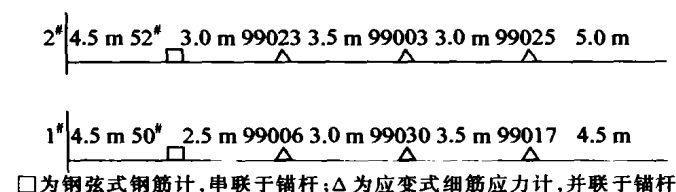


图3 锚杆钢筋计布设图

测量原理:锚杆应力由布设的钢筋计测量,钢弦式钢筋计直接由 PZX-1 型振弦式频率检测仪直接读出对应应力的频率,通过其标定曲线查出其应力值。应变片式钢筋计由 YJ-18 静态电阻应变仪与 10R-18 型

预调平衡箱测量。仪器主要参数为:量程 $0 \sim 19\,999 \mu\epsilon$,分辨率 $1 \mu\epsilon$ /每字,基本误差不大于测量值 $\pm (0.2\% + 2 \text{ 个字})$ 。测量时应变片式钢筋应力计并联于所测量的锚杆上与其同变形,其所测量的应变即锚杆的应变值。对于锚杆其应变 $\epsilon_g = \sigma_g / E_g$,对于钢筋应变计其应变 $\epsilon_0 = \sigma_0 / E_0 = \lambda \delta_\mu / E_0$,其中 E_g 为锚杆的弹性模量; E_0 为钢筋计的弹性模量; λ 为钢筋计的系数; δ_μ 为静态电阻应变仪直接读数与其初值之差。

又 $\epsilon_g = \epsilon_0$,联合两式可得锚杆应力 $\sigma_g = E_g \lambda \delta_\mu / E_0$,表3、表4中的钢筋计应力即按此式计算。锚杆受力测量结果见表3、表4。

表3 1#锚杆受力(拉力值)测量结果 kN

钢筋计 编号	不同测量时间下的锚杆受力						
	0	7 d	15 d	1个月	2个月	8个月	14个月
99017	0	0	0	1.3	2.4	2.7	2.8
99030	0	0	0	2.2	5.6	6.5	5.8
99006	0	0	0	0	3.0	3.0	2.4
50#	0	0	0	0	46.6	47.2	48.4

注:99017,99030,99006 为应变式应力计,50# 为钢弦式应力计。

表4 2#锚杆受力(拉力值)测量结果 kN

钢筋计 编号	不同测量时间下的锚杆受力								
	7 d	14 d	1个月	2个月	3个月	4个月	5个月	14个月	18个月
99003	23.3	23.3	23.7	25.0	26.3	27.2	27.2	28.4	29.0
99023	5.4	5.4	5.9	6.4	7.0	6.8	6.8	7.0	7.0
99025	3.7	4.5	3.1	2.8	2.8	2.8	2.8	3.7	3.7

注:99003,99023,99025 为应变式应力计。

从记录数据来看,2#被动式砂浆锚杆拉力最大值为距孔口约 11 m 处,于钻孔勘察所定的滑面位置相近,在灌浆后约 2 周左右锚杆拉力正到峰值,然后在后几个月内保持稳定(见图4)。说明被动式砂浆锚杆受力最大处为滑动面所在位置,受滑体变形控制,发生有突发性特点。另1#锚杆受力最大处为孔口断面附近,随孔深加大而渐渐减小(见图5)。将观测结果与该边坡平面有限元分析结果比较,2#锚杆有限元受力峰值计算值 43 kN,位于孔口 6.2 m 处,与观测值 29 kN,于孔口 11 m 处结果比较相近,1#锚杆计算值与观测值误差较大。这与计算模型参数与计算滑移面还不能处

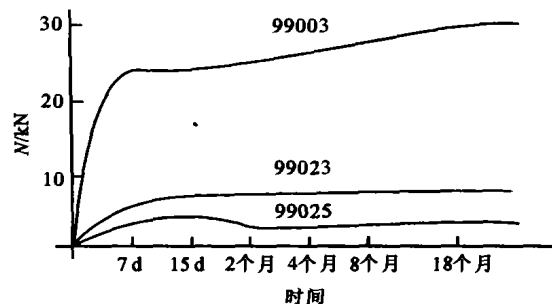


图4 锚杆拉力沿时间分布图

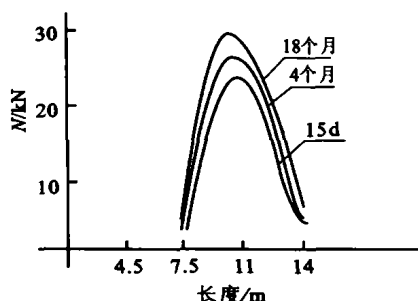


图5 锚杆拉力沿长度分布图

理复杂的滑体受力与真实滑移面有关,但已能定量得出近似的结果。其较准确的分析需更完善的模型。

该边坡治理历经 2 a,从现边坡形态和边坡位移监测结果来看,该边坡一直处于稳定状态,说明锚杆挡墙处理是成功的。

4 结论

1) 柱板式锚杆挡墙作为一种较新型的轻型支挡结构,在地形施工条件受限制的情况下适合采用。从耒阳联络线边坡工程应用看,不失为一种成功的边坡

加固处理方法。

2) 滑坡治理必须在详细的地质勘测与原位岩土测试取得较为真实的岩土参数及地质水文条件下进行设计,特别是滑移面位置与抗剪强度参数的正确取得是成功的关键。

3) 边坡加固采用了极限平衡分析、有限元分析等综合分析方法,并进行了锚杆内力分布的实测,测试结果表明被动式锚杆应力峰值在滑动面所在位置,且随滑坡发展呈现阵发性特点。从有限元分析与实测结果来看,测试结果与有限元结果基本相符,但存在一定的误差,说明对实际复杂的滑体还需要更完善精细的模型来描述。

参考文献:

- [1] 熊传治,徐 诚.由滑体反算滑动面上力学参数的一种数值方法[J].冶金矿山设计和建设,1998,30(6):18~20.
- [2] CGCS22-90,土层锚杆设计与施工规范[S].
- [3] 彭振斌,陈昌富.锚固工程设计计算与施工[M].北京:中国地质大学出版社,1997.

(上接第 5 页)

坏特征,应力场中应力方向逐步向坡面方向发生偏转,位移矢量场表现出明显的水平位移,整体滑坡特征。水平、垂直位移等值线分布,分别表现出滑坡不同部位的变形破坏特征,滑坡后缘下沉显著,滑坡中部和前缘水平滑动显著。所以,边坡体表现出滑坡失稳特征,必须进行加固整治。

5.2 滑坡加固控制

滑坡加固控制设计中采用预应力锚杆进行加固。加固后滑坡体中位移矢量场分布、水平位移等值线分布以及垂直位移等值线分布分别如图 8 至图 10 所示。

由以上图示分析可知,加固后坡体塑性区、上部拉

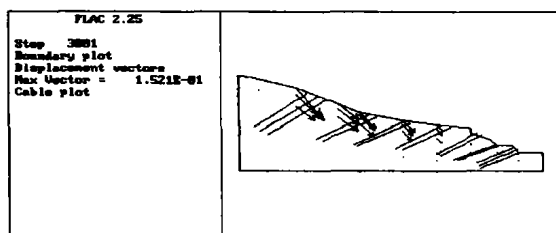


图8 位移矢量场分布示意图

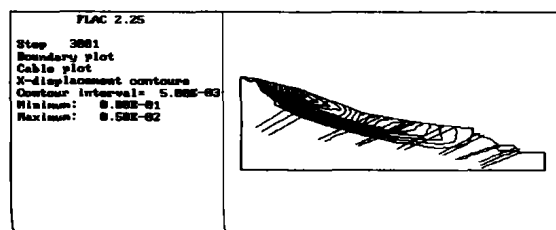


图9 水平位移等值线分布示意图

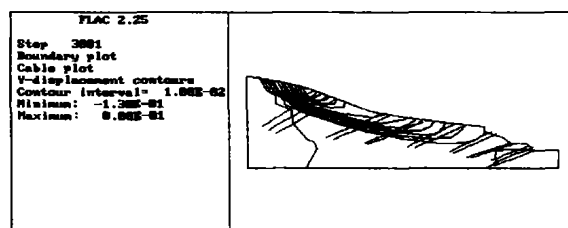


图10 垂直位移等值线分布示意图

应力区域、坡体位移明显减小,最大位移矢量值由 2.631 m 降为 0.152 1 m,最大水平位移值由 1.2 m 降为 0.085 m,最大下沉量值由 2.4 m 降为 0.13 m,滑坡体得到了有效的控制。

6 结论

运用 FLAC 数值模拟技术,再现了耒宜高速公路 k255+800~960 段左侧路堑开挖边坡变形、滑动的演化规律,并准确地分析出滑坡体不同部位的变形、滑坡规模。

针对滑坡演化规律,采取锚杆加固边坡的抗滑措施是控制滑坡的有效方法,滑坡的发展得到了有效的控制,分析结果已应用于工程实践。

参考文献:

- [1] 徐卫亚.边坡及滑坡环境岩石力学与工程研究[M].北京:中国环境科学出版社,2000.
- [2] 王泳嘉,邢纪波.离散单元法及其在岩土工程中的应用[M].沈阳:东北工学院出版社,1991.
- [3] 孙广忠,等.岩体边坡稳定性[M].北京:科学出版社,1987.