

永平铜矿滑坡加固效果监测

许东俊 任伟中 冯树仁 陈从新 任清平 史永胜

(中国科学院武汉岩土力学研究所 武汉 430071)

提要 介绍了永平铜矿边坡中的滑坡体综合整治及加固效果监测,特别是用钻孔倾斜仪法监测钢轨抗滑桩受力状态的新技术。

关键词 边坡, 滑坡, 钻孔倾斜仪

1 前言

江西铜业公司永平铜矿边坡在0~2线间于1989年3月和1990年9月两次发生滑坡,滑坡范围宽70m,高程范围为 $\nabla 202\text{m} \sim \nabla 298\text{m}$,滑方量达 $15 \times 10^4 \text{m}^3$ 。1994年和1995年进行了边坡稳定性与加固效果监测。监测结果表明,经受两年多爆破震动和天然降雨考验,加固区段边坡是稳定的。研究成果为滑体下部的采矿生产提供了安全条件。

本文在概述滑坡区工程地质及滑体综合治理工程基础上重点介绍加固效果监测,特别是用钻孔倾斜仪监测钢轨抗滑桩受力状态的新技术。

2 滑坡区段工程地质条件

滑坡区段边坡产状为 $111^\circ \sim 140^\circ 55'$ 。如图1和图2所示,滑坡是在 F_1 和 F_3 断层之间的 $\nabla 202\text{m} \sim \nabla 298\text{m}$ 区段产生。

该区段主要地层为前寒武系混合岩 S_u 和中石炭统叶家湾组变质岩 C_{2y} 。前者主要由石英岩、石英斑岩、石英砂岩及片麻岩等混合变质形成的块状结构;后者由变质长石、石英砂岩及千枚状页岩组成,岩体呈碎屑状结构,含有大量泥质夹层和糜棱岩,地层产状为 $90^\circ 30' \sim 40'$ 。

如图2所示,滑坡是沿 S_u 和 C_{2y} 地层交界面产生的。

构成滑体左右和顶部界面的是几条压扭性及张性断层和节理。

F_1 断层是构成滑体右侧边界面的压扭性断层,规模大于200m,产状 $216^\circ 53'$;破碎带宽1~2m,断层角砾岩、糜棱岩、断层泥蚀变风化严重,极易遇水软化;

F_2 断层是一条贯穿滑体中部的压扭性断层,是第一次滑坡的左侧界面,规模约100m,产状 $98^\circ 58'$;破碎带宽0.8~1.5m,断层破碎带组成同 F_1 断层类似;

F_3 断层是滑体左侧边界,也是压扭性断层,产状为 $100^\circ 55'$;规模大于200m,破碎

1994年11月7日收到初稿,1994年12月27日收到修改稿。

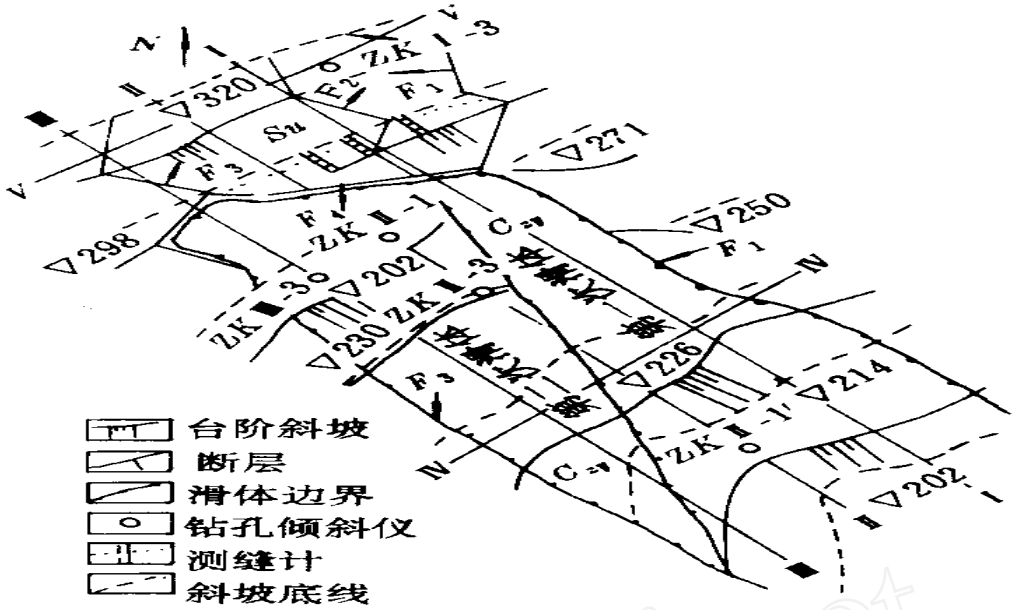


图 1 滑坡体工程地质及稳定性监测网布置平面图

Fig 1 The engineering geological plan with a stability monitoring mesh of the sliding block

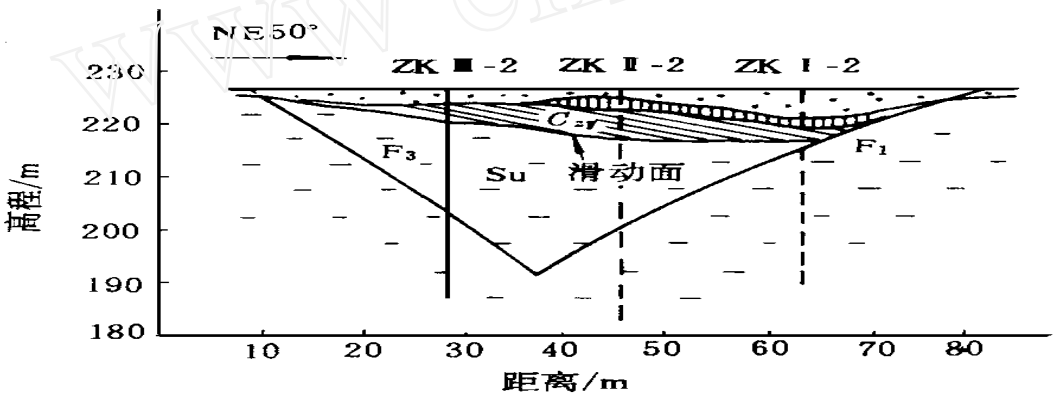


图 2 N—IV 工程地质剖面图

Fig 2 Geological section N—IV

带宽 1.5 m, 断层破碎带组成物质同 F₁ 断层类似;

F₄ 断层展布于▽262m~▽298m 斜坡上, 是一条张性断裂, 产状为 166° 82°; 破碎带宽 0.1m, 断面粗糙, 为滑体顶部拉裂面。

第一次和第二次滑坡是以 F₁ 和 F₃ 及 F₂ 断层为左右边界, 以 F₄ 断层为顶部拉裂面, 以 S_u 和 C_{2y} 地层界面为滑动面。产生该滑坡的几个 月后, 在 F₄ 断层上部的▽298m 平台上出现以 F₁、F₂ 断层为两侧滑面, 沿平行边坡走向的陡倾节理面拉裂的五面体空间块体的失稳前兆, 不稳定块体方量约为 1.5 × 10⁴ m³。若不及时采取加固措施, 滑坡有可能继续向 F₄ 断层上部扩展。

3 滑体及其上部不稳定边坡岩体加固与治理

3.1 F₄ 断层上部不稳定块体的应急性加固

为防止滑坡向 F₄ 断层上部边坡扩展, 对▽ 262m~ ▽ 298m 间的不稳定块体实施了应急性加固和治理措施。如图 3, 应急性加固和治理措施包括在▽ 298m 平台上和▽ 262m~ ▽ 298m 斜坡上的锚杆加固和在▽ 298m 平台上的混凝土防渗铺盖。

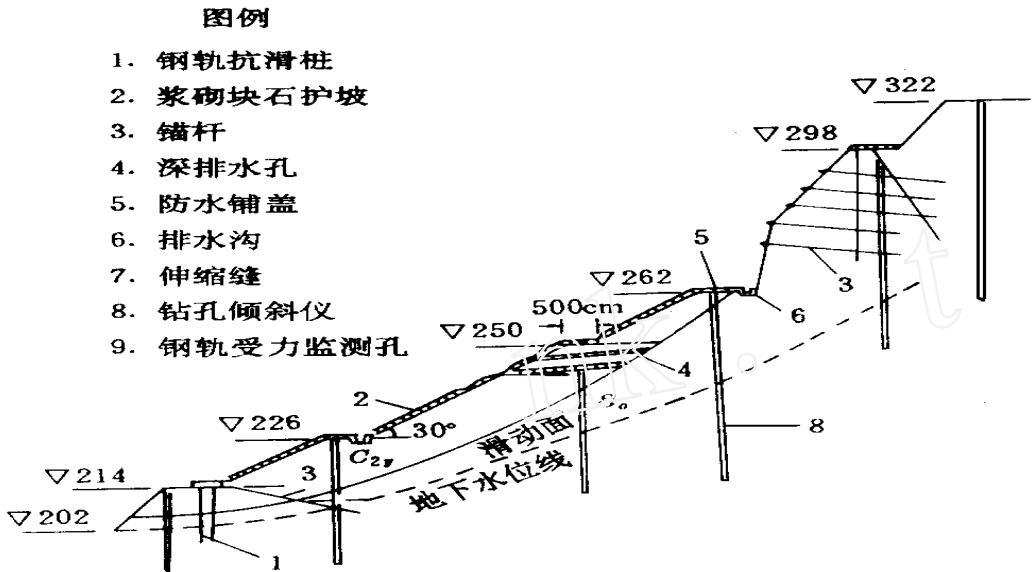


图 3 滑体加固和综合整治工程及加固效果监测系统剖面

Fig 3 A diagram of section for reinforcement and comprehensive engineering harnessing and monitoring system of reinforcing effect for sliding body

3.2 ▽ 202m~ ▽ 298m 间滑坡体的加固与整治

利用浅层地震法、钻孔倾斜仪法及工程地质调查方法, 确定了滑体左右和上下边界以及滑动面形状、滑出口和滑动面工程地质条件, 然后在滑体实有抗滑稳定安全系数 K 的计算分析基础上求出为满足 $K_c = 1.15$, 需由加固工程提供的抗滑力, 根据这一抗滑力设计施工了下列加固工程和综合整治措施(图 3)^[1, 2]。

(1) 钢轨抗滑桩: 在▽ 214m 平台以排行距各为 2.0m 施工了两排共 80 根钢轨抗滑桩, 桩长 15m;

(2) 桩顶斜拉锚杆: 在钢轨抗滑桩顶施工 29 根斜拉锚杆, 将锚杆头和抗滑桩顶焊接起来并用 40cm 厚的钢筋混凝土浇成一体, 锚杆孔深 20m, 下倾 20°;

(3) 削坡减载措施: 消除了▽ 262m~ ▽ 298m 间沿 F₃~ F₄ 断层的滑裂体; 对▽ 202m~ ▽ 262m 高程间的滑体以自然安息角 38° 削坡;

(4) 浆砌块石护坡: ▽ 202m~ ▽ 262m 间的所有斜坡和平台均用厚约 30cm 的浆砌块

石进行护坡并在 $\nabla 262\text{m}$ 平台上浇注了厚 20cm 的钢筋混凝土防水层;

(5) 在 $\nabla 238\text{m} \sim \nabla 250\text{m}$ 间斜坡上施工深 20m , 孔径 $\Phi 80\text{mm}$ 的深排水孔 10 个。

经过上述加固与综合整治, 滑体及其上部不稳定边坡体的抗滑稳定安全系数都达到了 $K = 1.15$ 的要求。

4 加固效果监测

为监测加固效果, 沿 II—II 剖面在 $\nabla 322\text{m}$, $\nabla 298\text{m}$, $\nabla 262\text{m}$, $\nabla 250\text{m}$, $\nabla 226\text{m}$ 及 $\nabla 214\text{m}$ 平台上共埋设了 6 个钻孔倾斜仪法边坡位移监测孔(图 3)。表 1 列出 1993 年元月至 1994 年 8 月的各孔监测结果。图 4 为典型的孔深—水平位移关系曲线。上述图表中 A 正向指顺边坡倾向的位移; 从 A 正向顺时针转 90° 为 B 正向; 即为顺边坡走向; C 为 A 和 B 向的合成位移, 即 $C = \sqrt{A^2 + B^2}$, A , B , C 均为水平位移。

根据表 1 和图 4 所示的监测结果, 可以得出如下几点结论: (1) 从孔底到孔口的累积合成位移 C 一般都在 10mm 以内; (2) 从孔底到孔口的 A 和 B 向位移没有表现出明显的错动面; (3) 孔口的合成位移 C 没有表现出随时间增长的规律; (4) 孔口合成位移 C 的方位角同边坡倾向偏差较大, 表明测到的位移大部分不是顺坡向而是在低温和高温以及降雨时的热胀冷缩变形。

监测结果和现场观察表明, 滑坡体及其上部的不稳定边坡经过加固和整治, 已处于稳定状态, 经受了 1993 年至 1995 年的采矿爆破震动和暴雨的考验, 说明加固效果是良好的。

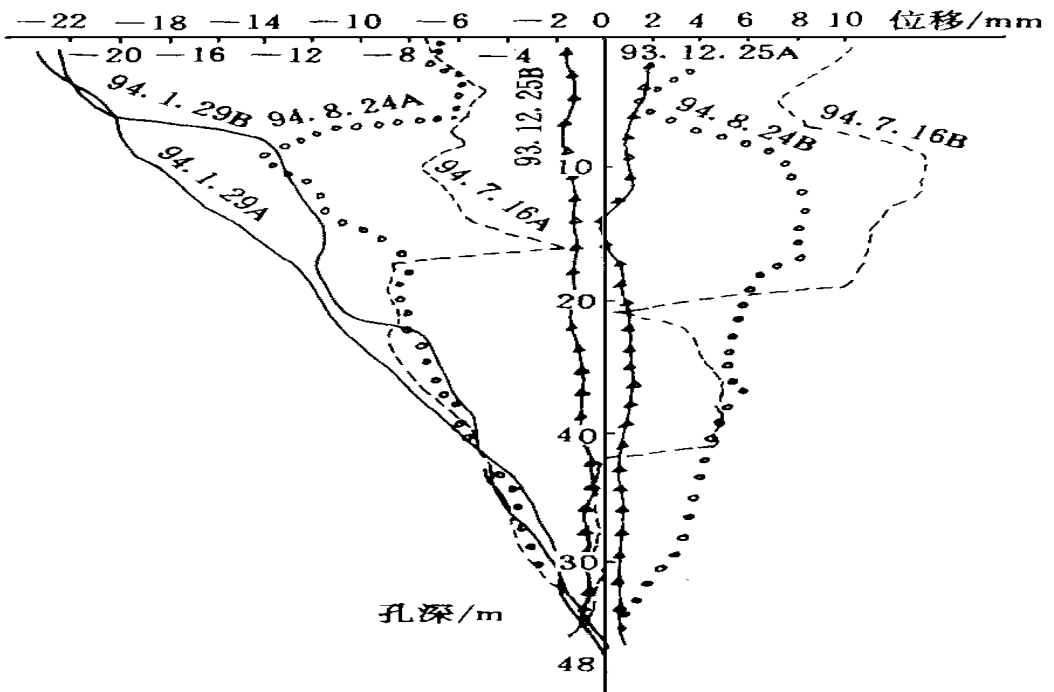


图 4 ZK II-5($\nabla 298$)孔深—位移关系

Fig 4 Relationship of bore hole depth versus displacement of ZK II-5($\nabla 298$)

表 1 滑体及不稳定边坡位移监测结果

Table 1 The displacement monitoring results of sliding block and unstable slope

监测孔编号 初测年 月、日	孔口位移值/mm			C 向 方位角/°	测读 年、月、日	错动面 深度/m
	A	B	C			
ZK II- 6(∇322) 1993 7. 17	1. 4	2. 3	2. 7	244	93 12 21	无错动面
	- 1. 6	- 10. 2	10. 3	86. 5	94 1. 29	
	- 4. 4	11. 4	12. 2	296	94 7. 14	
	0	0	0		94 6. 7	
	4. 0	5. 4	6. 8	187. 5	94 8. 24	
	- 2. 2	- 3. 0	3. 7	59	94 10. 20	
ZK II- 5(∇298) 1993 10 20	2. 0	- 1. 5	2. 4	111	93 12 25	无错动面
	- 24. 0	- 23	34. 0	7	94 1. 29	
	- 7. 0	10. 0	12. 0	286	94 7. 16	
	- 7. 0	5. 0	8. 5	288	94 8 23	
ZK II- 4(∇262) 1993 10 20	0. 6	1. 7	1. 8	214	94 8 24	无错动面
	4. 0	0. 8	4. 1	154	94 9. 27	
ZK II- 3(∇250) 1993 10 20	0	- 3. 0	3. 0	119	93 12 10	8. 0
	0	- 3. 0	3. 0	119	94 1. 5	
	4. 0	- 2. 0	4. 5	103	94 5 18	
	0	5. 0	5. 0	219	94 7. 14	
	10. 0	0	10. 0	129	94 8 23	
ZK II- 2(∇226) 1993 1. 29	- 1. 0	- 5. 0	5. 20	21	93 12 9	无错动面
	- 3. 0	0	3. 0	302	94 1. 1	
	- 1. 40	- 9. 6	9. 7	24	94 4 5	
	- 3. 8	- 3. 0	4. 7	340	94 8 25	
ZK II- 1(∇214) 1993 1. 29	0. 7	0	0. 7	133	94 1. 4	无错动面
	2. 0	4. 0	4. 5	196	94 4 6	
	22. 0	14. 0	24. 0	168	94 8 23	
	7. 0	4. 0	8. 10	163	94 10. 1	

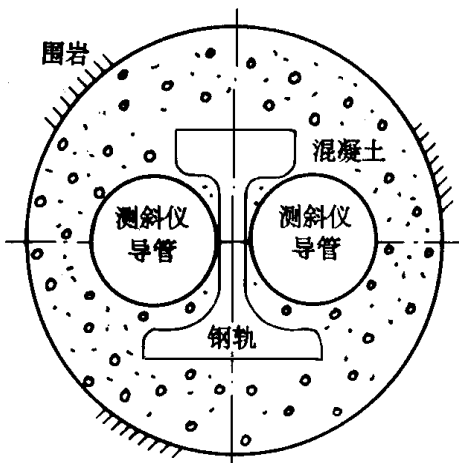


图 5 抗滑桩受力状态监测方法示意图

Fig 5 Schematic diagram of monitoring technique for force state of antisliding piles

5 钢轨抗滑桩受力状态监测

为监测钢轨抗滑桩的受力状态, 在∇214m 平台的桩群里埋设了两孔如图 5 所示的监测孔, 将钻孔倾斜仪导管捆绑在 43 号钢轨的两侧, 一同埋设于 $\phi 300$ 、深 15m 的抗滑桩孔中, 用混凝土浇灌成一体。这样, 钢轨的变形可以通过测定导管的倾斜度推算出来。表 2 为 1993 年到 1994 年的∇214-1 孔的监测结果。表中的 A, B 及 C 的定义同表 1。图 6 为∇214-1 孔桩底到桩顶累积水平位移, 图 7 为沿桩轴线水平位移。

根据表 2, 图 6 及图 7 所示的监测结果, 对钢轨抗滑桩的变形特征可以得出如下结论:

- (1) 钢轨抗滑桩已经受到一定的滑体推力而变形;
- (2) 钢轨抗滑桩桩顶下 8.0m 深处产生了较

明显的弯曲变形;

(3) 桩顶合成水平位移方位角大都偏向西南, 同 110~ 140 的边坡倾向有一定偏差, 桩顶合成水平位移没有表现出随时间增长趋势;

(4) 桩顶及桩受弯处位移不大, 一般在 10mm 左右。

表 2 钢轨抗滑桩变形监测结果(∇ 214-1)

Table 2 The displacement monitoring results of the rail antisliding pile

测孔编号 初测日期	孔口位移值/mm			C 向 方位角/°	测 读 年、月、日	钢轨弯曲点 深度/m
	A	B	C			
	3 0	- 16 0	16 4	244	1993 6 17	
	12 0	- 2 8	12 2	178	1993 7 17	
∇ 214- 1	6 0	- 11. 2	13 0	226	1993 10 25	8 0
1993 4 22	0 8	- 8 8	9 0	70	1993 12 8	
	8 3	- 4 0	9 3	190	1994 1 30	
	10 0	- 11. 0	14 9	212	1994 8 24	

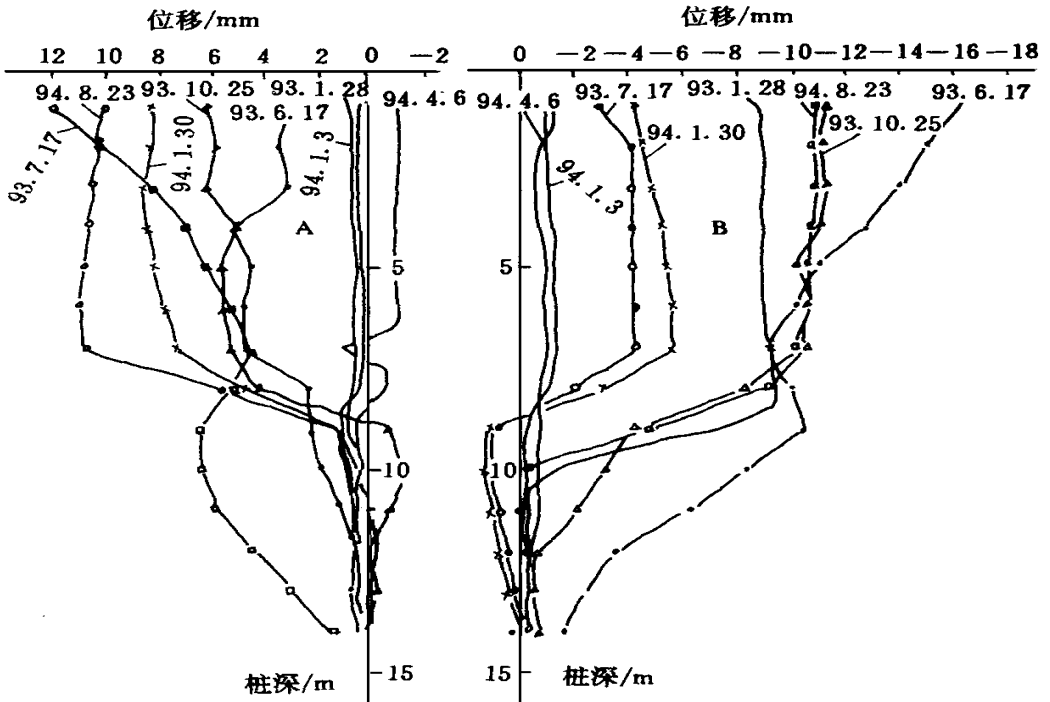


图 6 ∇ 214-1 钢轨抗滑桩桩深—水平位移关系

Fig 6 The relationship of pile depth versus horizontal displacement of ∇ 214-1

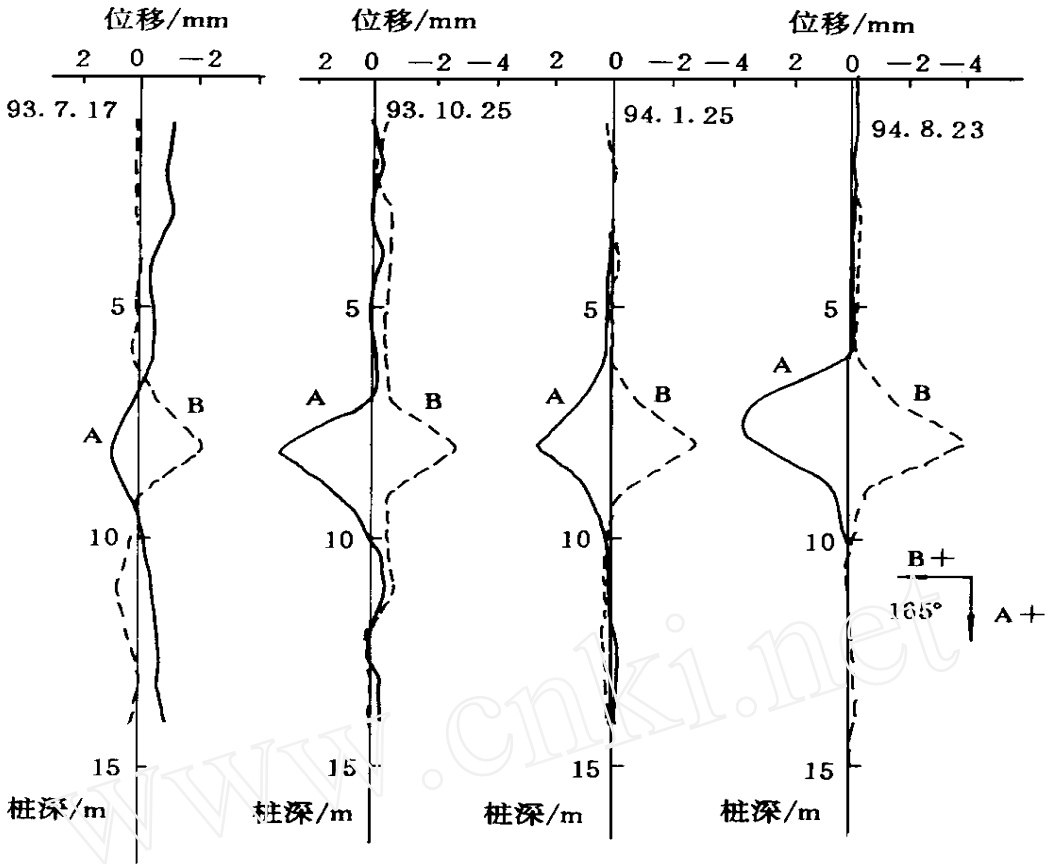


图 7 ∇214-1 孔, 沿桩轴线上的钢轨水平位移

Fig 7 The horizontal displacement along rail axis of ∇214-1

以上监测结果表明, 滑体虽有一定的下滑趋势, 但在钢轨抗滑桩和斜拉锚杆的支挡下已处于较稳定状态。

6 钢轨桩抗滑力计算分析

钢轨桩的抗滑力可以用沿钢轨轴线的水平位移值(图 7、表 3)反算。

首先根据式(1)求出钢轨的弯矩 $M(X)$:

$$M(X) = - EIC \tag{1}$$

式中: X —— 钢轨轴线方向坐标; E —— 轨材弹性模量; I —— 钢轨截面惯性矩; C —— 钢轨截面形心点在垂直于 X 方向的水平位移, 即挠度(图 7、表 3); C —— 挠度对 X 的二阶导数, 可用差分法计算。

其次, 选择钢轨所受最大弯矩 M_{max} :

$$M_{max} = \max[M(X)] \tag{2}$$

然后求出抗滑桩所受的最大正应力 σ_{max} :

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max} Y}{I} \tag{3}$$

式中: Y 为钢轨截面边缘到中心线的距离。

最后, 利用式(4) 求出钢轨抗滑桩的实际抗滑力 P_Y :

$$P_Y = \frac{\sigma_{\max} W}{2d} \tag{4}$$

式中: d 为钢轨截面最大尺寸, 即 $d = \sqrt{B^2 + h^2}$, B 为轨底宽, h 为轨高, W 为钢轨截面抗弯模量。

表 3 钢轨抗滑桩抗滑力计算结果

Table 3 The calculation results of an tisliding force of rail pile

桩深 X / m	桩水平位移读数/ $0.01 \cdot \text{mm}^{-1}$			C $/0.01 \text{mm} \cdot \text{m}^{-1}$	C $/0.01 \text{mm} \cdot \text{m}^{-1}$	σ $/\text{MPa}$	P_Y $/\text{t}$
	A 向	B 向	C 向(挠度)				
1.0	1 000	- 1 105	1 488	- 16	- 22	- 3 24	- 0 186
1.5	1 004	- 1 110	1 496	- 5	- 11	- 1 617	- 0 093
2.0	1 016	- 1 099	1 497	- 5	- 2	- 0 29	- 0 016
2.5	1 022	- 1 100	1 501	- 3	- 15	- 2 21	- 0 127
3.0	1 025	- 1 095	1 500	10	5	0 735	0 042
3.5	1 038	- 1 071	1 491	- 8	17	2 499	0 144
4.0	1 057	- 1 075	1 508	- 7	- 19	2 799	0 162
4.5	1 064	- 1 055	1 498	11	17	- 2 499	- 0 144
5.0	1 067	- 1 050	1 497	10	15	2 21	0 127
5.5	1 069	- 1 035	1 488	- 5	19	2 793	0 161
6.0	1 086	- 1 050	1 512	- 9	- 34	- 4 998	- 0 288
6.5	1 089	- 1 041	1 507	29	- 341	- 50 13	- 2 892
7.0	1 070	- 1 027	1 483	332	- 565	83 06	- 4 79
7.5	756	- 900	1175	598	- 504	- 74 09	- 4 28
8.0	545	- 659	855	836	- 156	- 22 93	- 1 34
8.5	239	- 241	339	754	545	80 12	4 62
9.0	88	- 49	101	291	685	100 69	5 81(最大)
9.5	48	1	48	69	272	39 98	2 31
10.0	32	- 1	32	19	61	8 97	0 52
10.5	29	2	29	8	18	2 65	0 15
11.0	24	- 2	24	1	7	10 29	- 0 059
11.5	18	- 22	28	1	- 8	- 1 18	- 0 067
12.0	17	- 16	23	9	- 8	- 1 18	- 0 067
12.5	14	- 13	19	9	- 1	- 0 147	- 0 0085
13.0	9	- 11	14	10	4	0 588	0 034
13.5	6	- 7	9	5	4	0 588	0 034
14.0	4	- 4	6	6	- 2	0 294	- 0 016

P_y 同式 (5) 给出的钢轨抗滑桩设计抗滑力 P_d 相比较, 可检验抗滑桩的安全度。

$$P_d = \frac{[\sigma]W}{2d} \tag{5}$$

式中: $[\sigma]$ 为钢轨的许用抗拉应力。

现以 1994 年 8 月 23 日 ∇ 214-1 号钢轨抗滑桩实测水平位移值为例计算桩体抗滑力。计算中 E 采用 $2.1 \times 10^{11} \text{N/m}^2$; Y 采用 0.07m; W 采用 208.3cm^3 ; $d = 18.05 \text{cm}$ 。计算结果列于表 3。

由表 3 可见, ∇ 214-1 号钢轨抗滑桩在桩深 9.0m 处产生了 100.69MPa 的最大正应力 (σ_{\max}), 相应的最大抗滑力 P_y 为 5.81t。原设计 43 号单轨抗滑桩的抗滑力 $P_d = 35.5 \text{t}$, 而监测结果则表明目前该监测桩所受推力较小, 为设计抗滑力的 $1/5.6$, 说明在钢轨抗滑桩和斜拉锚杆加固以及减载等综合整治措施, 使滑体处于稳定状态。

7 结束语

永平铜矿西部 0~2 线边坡中的滑坡体及其上部不稳定边坡岩体, 自 1991 年 8 月到 1993 年底的稳定性研究和加固治理措施设计与施工, 已得到全面整治, 自 1993 年到 1994 年 8 月的加固效果监测表明, 加固效果良好, 滑体及其上部边坡是稳定的。

把钻孔倾斜仪法岩体水平位移监测技术应用到钢轨受力状态监测中, 得到令人满意的效果, 为钻孔倾斜仪拓宽了又一新的用途。

参 考 文 献

- 1 许东俊等 大型露天矿山不稳定边坡治理初探 岩土力学, 1993, 14(1): 33~39
- 2 许东俊等 永平铜矿岩质边坡中的滑坡整治 岩土力学, 1994, 15(1): 1~10

MONITORING FOR LANDSLIDE REINFORCEMENT EFFECTS IN YONGPING COPPER MINE

Xu Dongjun Ren Weizhong Feng Shuren
Chen Congxin Ren Qingping Shi Yongsheng

(Institute of Rock and Soil Mechanics, The Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071)

Abstract The comprehensive harnessing and the monitoring for reinforcement effect of landslide in Yongping Copper Mine are introduced. Especially, the new technique for monitoring force state of antisliding rail piles is described.

Key words slope, landslide, bore hole inclinometer