

# 锚索抗滑桩加锚索地梁在滩坪特大型复杂滑坡治理工程中的应用

徐胜林<sup>1,2</sup>, 贾义斌<sup>1,3</sup>

(1. 中南大学 地学与环境工程学院 湖南 长沙 410083 ; 2. 深圳市西伦土木结构有限公司 广东 深圳 518034 ; 3. 深圳瑞沃建设有限公司 广东 深圳 518026)

**摘要** 锚索抗滑桩、锚索地梁因其既能主动提供较大的抗滑力,又可有效改善桩体的受力状态而较适用于治理特大型复杂滑坡。总结了三峡库区巴东县滩坪特大型滑坡治理工程中具有代表性的锚索抗滑桩加锚索地梁的设计方法及成功经验。

**关键词** 三峡库区 滩坪特大型滑坡 锚索 抗滑桩 地梁

**中图分类号** P642.22 **文献标识码** B **文章编号** 1672-7428(2005)10-0032-06

近些年来,随着铁路、公路、水电等多领域工程建设的发展,大型、特大型滑坡日益增多,过去单一的无锚抗滑桩逐步被锚索抗滑桩加锚索地梁的复合型支挡结构所取代。该复合支挡结构具有主动提供较大的抗滑力、支挡结构的受力状态合理、施工方便、工艺成熟、成效显著等特点,尤其适用于大型、特大型滑坡治理工程。三峡库区沿江两岸地质条件脆弱且地势险峻,自古至今地质灾害多发,巴东县滩坪滑坡就是其一,主要采用以锚索抗滑桩加锚索地梁的复合型支挡结构治理。

## 1 滩坪滑坡病害概况

滩坪滑坡位于巫峡出口、巴东县境内长江北岸的官渡口镇东坡村,按条块划分为上滩坪、中滩坪、下滩坪滑坡3部分,均由碎石土滑坡和岩石滑坡组成,总滑动方量约2076万 $m^3$ (其中上滩坪滑坡790万 $m^3$ ),是巴东县境内规模最大、地质条件及成因最为复杂的特大型滑坡(滑动体方量 $\geq 500$ 万 $m^3$ )<sup>[1]</sup>之一。初步设计中,上、中滩坪滑坡均采用锚索抗滑桩加锚索地梁治理,后决定中滩坪、下滩坪搬迁避让,只治理上滩坪滑坡。上滩坪滑坡区内有居民区及中小学,总人口逾2500人。该滑坡一旦失稳,不仅会严重威胁居民生命财产安全,而且可能阻塞长江航道,造成不可估量的损失,因此治理意义深远。

## 2 滑坡区地质条件

滑坡区地势总体北高南低、西高东低,位于秭归

向斜西南端的次级向斜——官渡口向斜的南翼。滑坡后缘与大梁子山脊走向平行,产状 $150^\circ \sim 180^\circ \angle 65^\circ$ 的陡壁是沿官渡口向斜的弯张面发育而成。基岩主要为三叠系中统巴东组第二段( $T_2b^2$ )紫红色泥质粉砂岩及粉砂质泥岩夹灰绿色粉砂岩,裂隙发育、岩体破碎,第四系地层在滑坡区分布较广,按成因类型可划分为老滑坡堆积体、崩坡积碎石土、坡积粘性土夹碎石及长江高漫滩地粉细砂土夹砾卵石。

## 3 上滩坪滑坡基本特征

上滩坪滑坡分为碎石土滑坡和岩石滑坡2类,滑坡周界见图1。

(1)碎石土滑坡:滑体宽约400 m,沿滑动方向长约450 m,滑体最厚50.1 m,平面分布面积0.16  $km^2$ ,总滑动方量630万 $m^3$ 。滑带土为可塑状粘土、粉质粘土夹碎石,厚0.3~5.8 m。滑床由紫红色粉砂质泥岩或泥质粉砂岩构成。

(2)岩石滑坡:勘探时曾认为有深、浅2层岩石滑坡,后经探治结合桩开挖否定存在深层岩石滑坡。岩石滑体物质由碎(块)石土及破碎的紫红色粉砂质泥岩或泥质粉砂岩构成,滑动面积约11.4万 $m^2$ ,滑体平均厚度约14.0 m,滑体体积约160万 $m^3$ ,滑动面倾角约 $23^\circ$ 。滑带主要为紫红色含角砾、碎石的粉质粘土,呈可塑~软塑状,为滑动过程中粉砂质泥岩和泥质粉砂岩的泥化物,滑带厚0.3~6.4 m。滑床由中厚层状泥质粉砂岩或粉砂质泥岩组成。

收稿日期 2005-04-29

作者简介:徐胜林(1971-)男(汉族),湖北孝感人,中南大学地质工程硕士在读,深圳市西伦土木结构有限公司工程师,勘察工程专业,从事岩土工程设计工作,广东省深圳市福田区北环大道7047号武警大厦办公楼14层(0755)82891548-819, xusll@163.com。

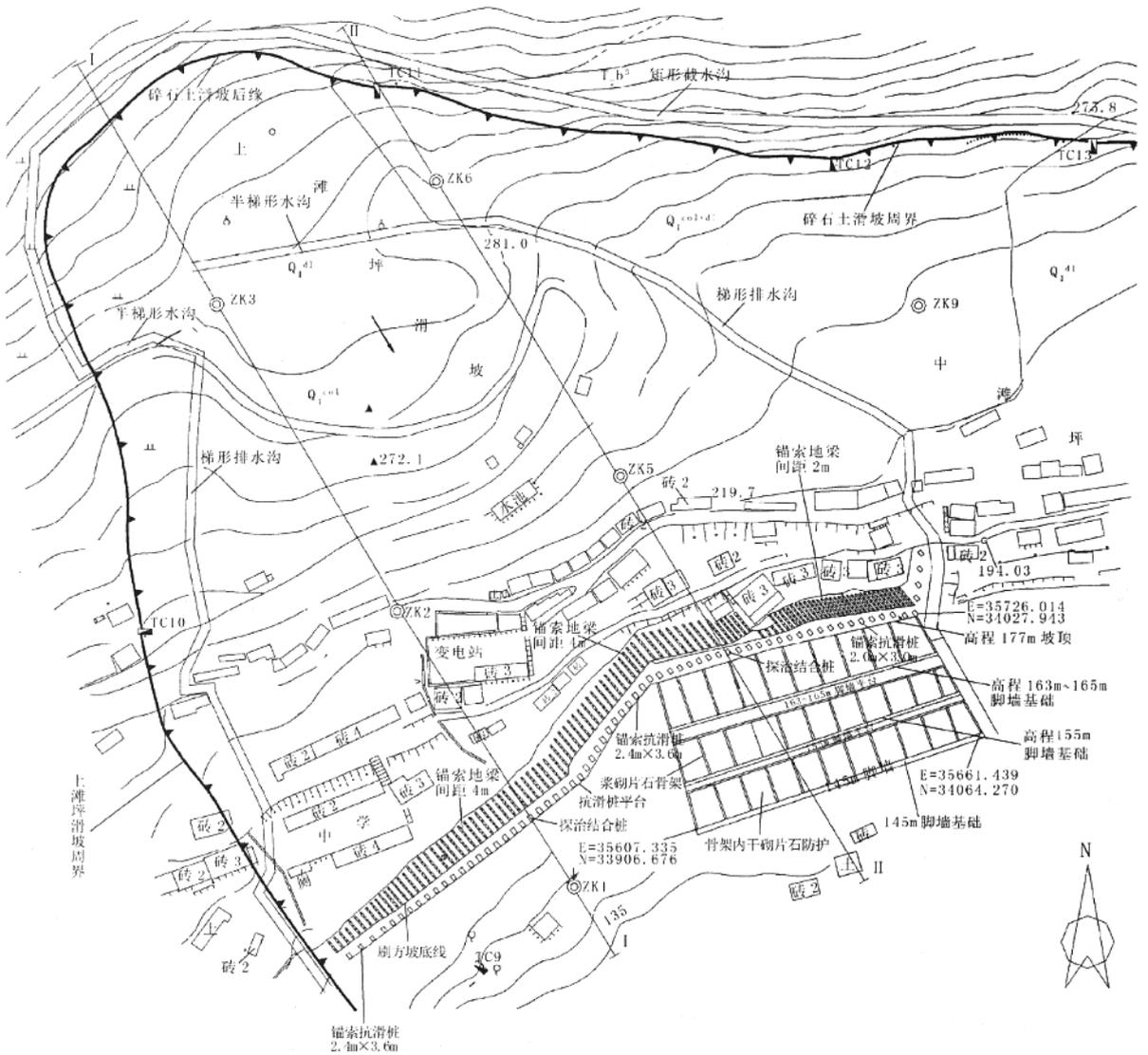


图1 上滩坪滑坡治理工程布置平面图

## 4 上滩坪滑坡治理工程设计

### 4.1 滑带抗剪指标的确定

根据勘察报告,在饱和状态下滑带抗剪强度指标碎石土滑坡为  $c = 22 \sim 40 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 5.5^\circ \sim 16^\circ$ , 岩石滑带  $c = 13 \sim 52 \text{ kPa}$ ,  $\varphi = 7^\circ \sim 16^\circ$ 。可见由于取样的局限性、土样受到扰动及具体试验的模拟条件等综合因素造成该试验参数的离散性很大,故治理工程设计所需的抗剪强度指标的选取要结合反算指标综合考虑。一般情况下,当原滑坡地段虽地貌形态仍然显著,但地面裂缝已消失时,可说明其稳定度  $> 1.15 \sim 1.20^{[1]}$ 。从上滩坪滑坡地貌形态及其变形历史分析,它在相当长一段时间没有发生重大规模的变形破坏,处于基本整体稳定状态。不妨取整体稳定系数  $K = 1.15$ ,粘聚力  $c$  参考试验值由浅及深选用  $10、15 \text{ kPa}$ ,滑体重度  $\gamma = 20.42 \text{ kN/m}^3$ 。选用计算断面 I - I 及 II - II (见图 2)。

将滑体分成多块垂直岩土块,分别采用不平衡推力法、摩根斯坦 - 普赖斯法反演主滑带抗剪强度指标,计算成果见表 1。

表 1 上滩坪滑坡滑带抗剪强度反算成果表

断面编号	滑带名称	稳定系数	不平衡推力法		摩根斯坦 - 普赖斯法	
			c/kPa	$\varphi/(^\circ)$	c/kPa	$\varphi/(^\circ)$
I - I	碎石土滑坡滑带	1.15	10	18.4	10	18.3
	岩石滑坡滑带	1.15	15	23.3	15	23.3
II - II	碎石土滑坡滑带	1.15	15	17.1	15	17.0
	岩石滑坡滑带	1.15	15	23.2	15	23.4

结合反演结果及以往类似地质条件类比工程经验,考虑到滑带在反复浸水条件下强度指标的降低,在浸水条件下抗剪强度指标折减系数  $\varphi$  取  $0.80 \sim 0.85$ ,  $\rho$  取  $0.70$ 。综合选取滑带抗剪强度指标详见表 2。

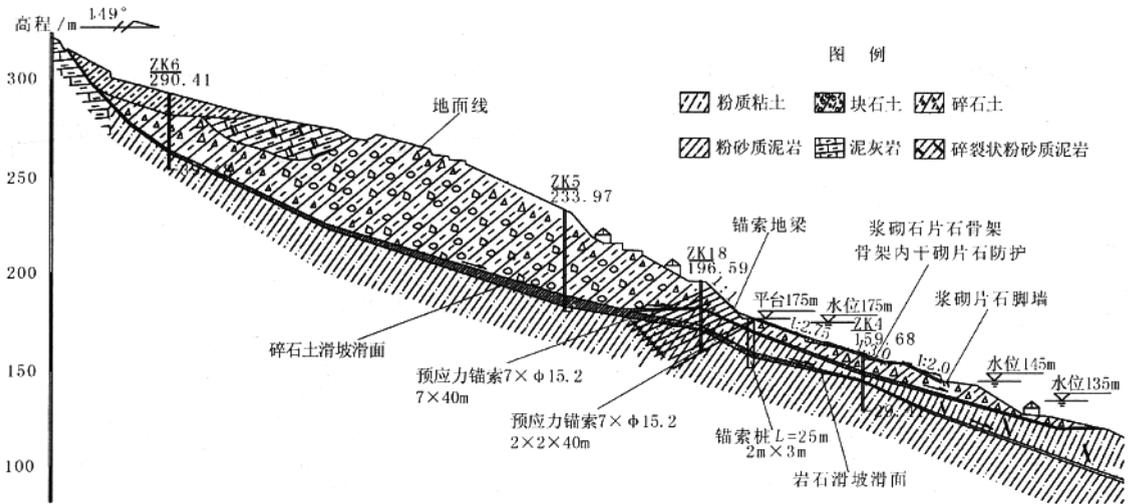


图2 II-II断面图

表2 上滩坪滑坡推力计算选用的强度指标表

断面编号	滑带名称	滑体状态	c/kPa	φ/(°)
I-I	碎石土滑坡滑带	天然状态	10.0	18.4
		浸水状态	7.0	13.8
	岩石滑坡滑带	天然状态	15.0	23.3
		浸水状态	10.5	18.6
II-II	碎石土滑坡滑带	天然状态	15.0	17.1
		浸水状态	10.5	14.5
	岩石滑坡滑带	天然状态	15.0	23.2
		浸水状态	10.5	18.6

## 4.2 稳定性计算

### 4.2.1 计算工况

碎石土滑坡最不利工况条件为自重 + 暴雨 + 175 m 水位浸泡,即在长江蓄水到 175 m 水位后,坡体内地下水位升高及受波浪冲蚀的作用,滑体前部滑带土在浸水的条件下,强度降低,岩石滑坡最不利工况为自重 + 暴雨 + 175 m 水位回落到 145 m。

### 4.2.2 稳定性及滑坡推力计算

由现场勘察可知,上滩坪上部滑坡系碎石土老滑坡,滑坡主滑带主要为土质,滑动距离较大;下部的岩石滑坡是沿软弱结构带滑动,滑动距离相对小。假定滑坡是整体滑动,按折线形滑面将滑体分成多个铅垂块段,分别在最不利工况条件下进行稳定性分析检算。可以采用不平衡推力法(传递系数法)及摩根斯坦-普赖斯法计算。其中不平衡推力法稳定性计算公式<sup>[2]</sup>为:

$$K_s = \left[ \sum_{i=1}^{n-1} (R_i \prod_{j=1}^{n-1} \Psi_j) + R_n \right] / \left[ \sum_{i=1}^{n-1} (T_i \prod_{j=1}^{n-1} \Psi_j) + T_n \right]$$

$$R_i = N_i \tan \varphi_i + c_i L_i$$

$$\Psi_j = \cos(\theta_i - \theta_{i+1}) - \sin(\theta_i - \theta_{i+1}) \tan \varphi_{i+1}$$

式中:  $K_s$ ——滑坡稳定系数;  $\theta_i$ ——第  $i$  块滑体滑动面与水平面夹角(°);  $R_i$ ——作用于第  $i$  块滑体的

抗滑力, kN/m;  $N_i$ ——第  $i$  块滑体滑动面的法向分力, kN/m;  $T_i$ ——作用于第  $i$  块段滑动面上的滑动分力, kN/m;  $c_i$ ——第  $i$  块滑体滑面岩土体的粘聚力, kPa;  $\varphi_i$ ——第  $i$  块滑体滑面岩土的内摩擦角(°);  $L_i$ ——第  $i$  块滑体的滑动面长度, m;  $\Psi_j$ ——第  $i$  块段的剩余下滑力传递  $i+1$  块段时的传递系数  $j=i$ 。

滑坡推力计算公式为:

$$E_i = K_s (W_i \sin \theta_i + T_{Di}) - (W_i \cos \theta_i - N_{wi} - R_{Di}) \cdot \tan \varphi_i - c_i L_i + \Psi_i E_{i-1}$$

式中:  $E_i$ ——第  $i$  块滑体剩余下滑力, kN/m;  $E_{i-1}$ ——第  $i-1$  块滑体剩余下滑力, kN/m;  $K_s$ ——滑坡安全系数;  $W_i$ ——第  $i$  块滑体的重力, kN/m<sup>3</sup>;  $N_{wi}$ ——第  $i$  块滑体孔隙水压力, kN/m;  $T_{Di}$ ——第  $i$  块滑体渗透压力平行滑面分力, kN/m;  $R_{Di}$ ——第  $i$  块滑体渗透压力垂直滑面分力, kN/m;  $\Psi_i$ ——传递系数,  $\Psi_i = \cos(\theta_{i-1} - \theta_i) - \sin(\theta_{i-1} - \theta_i) \tan \varphi_i$ 。

计算时从上往下逐块进行,如果计算断面中有逆坡,倾角  $\theta_i$  为负值,则  $W_i \sin \theta_i$  也是负值,因而  $W_i \sin \theta_i$  变成了抗滑力。在计算滑坡推力时,  $W_i \sin \theta_i$  项就不应再乘以安全系数。参考勘察报告,滑体岩土重度为  $\gamma = 20.42 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_{\text{sat}} = 20.74 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_{\text{浮}} = 10.70 \text{ kN/m}^3$ 。滑坡稳定系数  $K_s$  及最不利工况条件下,取安全系数  $K_s = 1.15$  时滑坡推力计算见表 3。

据《三峡库区崩滑地质灾害与库岸调(勘)查评价技术要求》,碎石土滑坡在自重 + 暴雨 + 175 m 水位组合工况条件下, I-I 断面  $K_s = 0.98$ , 处于不稳定状态, II-II 断面  $K_s = 1.02$ , 处于欠稳定状态; 其下的岩质滑坡在自重 + 暴雨 + 175 m 水位回落组合工况条件下, I-I 断面  $K_s = 0.899$ , 处于不稳定状态, II-II 断面  $K_s = 1.021$ , 处于欠稳定状态。

表 3 上滩坪滑坡稳定系数及滑坡推力计算成果表

断面编号	滑坡名称	计算工况	稳定性系数 $K_s$		滑坡推力 $E/(kN \cdot m^{-1})$	
			不平衡推力法	摩根斯坦-普赖斯法	前缘	175 m 设桩处
I - I	碎石土滑坡	自重 + 暴雨 + 175 m	0.980	0.983	426	
	岩石滑坡	自重 + 暴雨 + 175 ~ 145 m	0.899	0.901	5013	3441
II - II	碎石土滑坡	自重 + 暴雨 + 175 m	1.018	1.020	1815	
	岩石滑坡	自重 + 暴雨 + 175 ~ 145 m	1.021	1.022	4135	4046

### 4.3 防治工程设计

据《长江三峡工程库区滑坡防治工程设计施工技术规则》,上滩坪滑坡防治工程属一般永久性防治工程,防治级别为 II 级。

#### 4.3.1 治理工程优化设计

(1) 碎石土滑坡可能发生的条件是在长江蓄水到 175 m 水位时,前部滑带受水浸泡软化,抗剪强度降低,引起滑坡前部失稳,并逐级向后发展。由于滑坡区住宅密集,故只采取削方减载方案不可取,可选用前部支挡和滑带土注浆提高强度比选。但由于滑带埋深较厚,注浆的效果不易控制且造价高,故不宜选取,而采用前部用锚索地梁加固较为合理。

(2) 岩质滑动滑坡防治目的是保证高程 175 m 水位以上居民的生命财产安全,滑坡滑动没有明显的抗滑段,出口位于半坡上,整体到滑坡前缘的滑坡推力较大,靠近居民楼进行支挡加固的方案较为合理,采用锚索地梁加锚索抗滑桩的治理措施。

(3) 三峡水库蓄水后,高程 175 ~ 145 m 坡段处于水位变动带,局部地段岸坡岩土体因浸泡、波浪冲刷、动水压力等作用而产生坍塌。局部失稳也可能引起上部坡体的变形,滑坡防治与库岸防护二者相互影响,互为因果。故在高程 175 ~ 145 m 局部土质较差地段设置浆砌片石骨架及在骨架内设置反滤层、干砌片石进行库岸防护。

经过综合分析,上滩坪滑坡采取以锚索抗滑桩加锚索地梁的复合型支挡结构为主,库岸防护、截排水为辅的工程措施治理(治理工程布置参见图 1)。

#### 4.3.2 预应力锚索地梁设计

##### 4.3.2.1 锚索地梁布置

自居民楼的外缘按坡率 1:1 刷方至 177 m 平台,在坡面上设置预应力锚索地梁加固,地梁间采用植被防护,根据推力计算结果,断面附近锚索地梁需提供抗滑力为  $E = 1250 kN/m$ ,地梁水平间距为 4.0 m,每条地梁上设 6 根  $\phi 15.2$  锚索,梁上锚索垂距为 2.5 m,详见图 3。

每孔锚索长度 45 m,设计拉力 890 kN,锚索底端穿过岩质滑面及软弱层,锚到稳定岩层中,对下部岩石滑坡也有一定的抗滑作用。地梁截面  $0.6 m \times$

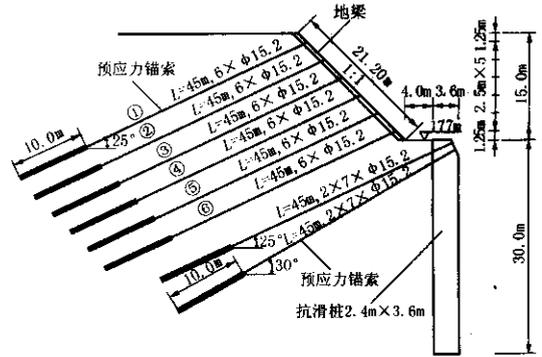


图 3 I - I 断面锚索地梁与锚索桩结构图

0.8 m,嵌在刷方边坡中,采用 C25 砼现场浇注。

II - II 断面附近锚索地梁需提供抗滑力为  $E = 2000 kN/m$ ,每条地梁上设 7 根  $\phi 15.2$  锚索,每孔锚索长度 40 m,设计拉力 1050 kN,锚索间距、地梁尺寸及间距同 I - I 断面。局部距居民房较近处可将地梁长度相应减短,间距加密为 2 m,但提供的抗滑力不变。

##### 4.3.2.2 锚索地梁设计计算

以 I - I 断面为例进行计算。

(1) 地梁上锚索设计计算<sup>[3]</sup>

锚索设计拉力:

$$P_t = E \{ \sin(\alpha + \beta) \tan \varphi + \cos(\alpha + \beta) \}$$

式中  $E$ ——滑坡推力,  $1250 \times 4/6 = 833 kN$ ;  $\varphi$ ——滑动面内摩擦角,  $18.6^\circ$ ;  $\alpha$ ——锚索与滑动面相交处滑动面倾角  $21^\circ$ ;  $\beta$ ——锚索与水平面的夹角  $25^\circ$ 。

经计算  $P_t = 890 kN$ 。

预应力锚索材料采用 1860 MPa 级  $\phi 15.2$  钢绞线,每孔锚索钢绞线根数:

$$n = F_{s1} P_t / P_u = 1.7 \times 890 / 259 = 5.8, \text{故可取 } n = 6.$$

式中:  $F_{s1}$ ——安全系数,取 1.7 ~ 2.0;  $P_u$ ——锚索的极限张拉荷载,1860 MPa 级  $\phi 15.2$  钢绞线取 259 kN。

又容许锚固力  $P_a \leq 0.6 P_u$ ,即  $P_a \leq 0.6 \times 259 \times 6 = 932 kN$ ,故有  $P_t = 890 \leq P_a$ 。

锚固段长度计算:可按水泥砂浆与锚索钢绞线的粘结强度、锚固体与孔壁的抗剪强度分别计算锚

固长度  $l_{sa}$ 、 $l_a$ 。

$$l_{sa} = (F_{sa} P_t) / (n \pi d \tau_u)$$

$$l_a = (F_{sa} P_t) / (\pi d_h \tau)$$

式中  $F_{sa}$ ——锚固体抗拔安全系数,永久性锚固取  $F_{sa} \geq 2.5$ ;  $d$ ——单根钢绞线直径,0.0152 m;  $d_h$ ——锚固体的直径,0.15 m;  $\tau_u$ ——钢绞线与水泥砂浆的极限粘结强度,按砂浆标准强度的10%取值,注M30砂浆时取3000 kPa;  $\tau$ ——锚孔壁对水泥砂浆的极限粘结强度,510 kPa。

经计算,  $l_{sa} = 2.6$  m,  $l_a = 9.3$  m,锚固段长度取  $l_{sa}$ 、 $l_a$  中较大的,为  $l_a = 10$  m。

### (2)地梁设计计算

地梁受力可利用程序采用弹性地基梁法计算,地梁在6根锚索作用下挠度、剪力、弯矩分布分别见图4、图5、图6。

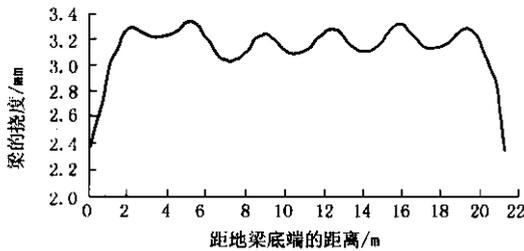


图4 I-I断面锚索地梁挠度分布图

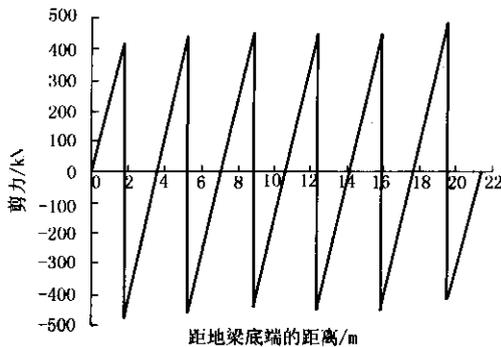


图5 I-I断面锚索地梁剪力分布图

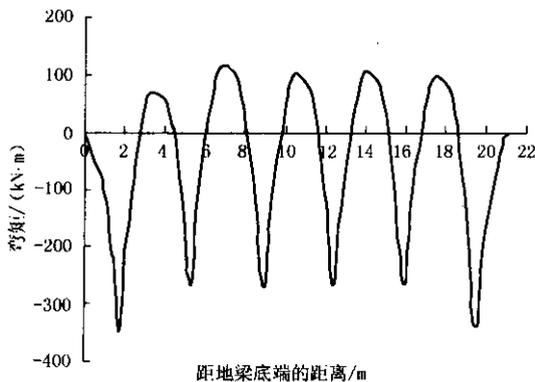


图6 I-I断面锚索地梁弯矩分布图

经计算地梁的最大剪力  $Q_{max} = 480$  kN,最大弯

矩  $M_{max} = 351$  kN·m,最大挠度3.3 mm。地梁配筋为主筋8 $\phi$ 28及8 $\phi$ 20,箍筋为 $\phi$ 14@180 mm 双肢箍。

### 4.3.3 预应力锚索抗滑桩设计

#### 4.3.3.1 锚索抗滑桩布置

锚索抗滑桩设置在177 m平台上,根据各断面桩所需承受的滑坡推力大小及滑面埋深情况确定桩长、桩截面、嵌固长度等设计参数。

(1)据I-I断面推力计算成果,扣除锚索地梁所承受的滑坡推力,锚索桩所需承担的滑坡推力为2191 kN。I-I断面代表地段锚索桩设计桩长30 m,间距6.0 m,桩底端穿过滑面及软弱带不少于8.0 m,桩截面2.4 m $\times$ 3.6 m,每根桩顶设置4根长度为45 m的7 $\phi$ 15.2预应力锚索,锚索底端部穿过岩石滑坡滑带,锚固在稳定的地层中。

(2)根据II-II断面推力计算成果,扣除锚索地梁所能承受的滑坡推力,锚索抗滑桩需承受的滑坡推力为  $E = 2046$  kN/m。II-II断面代表地段锚索桩设计桩长25 m,桩间距6.0 m,桩底端穿过滑面及软弱带不少于6.0 m,桩截面2.0 m $\times$ 3.0 m,桩顶锚索除长度变为40 m外,其它设计同I-I断面。

(3)由于上滩坪与中滩坪分界不明确,且中滩坪采取搬迁避让,不予防治,为防止中滩坪变形时危及上滩坪,采用4根抗滑桩将上、中滩坪隔开。抗滑桩均采用C25砼现场浇注。

#### 4.3.3.2 预应力锚索抗滑桩设计计算

以I-I断面为例进行计算。

(1)桩类型的判断<sup>[4]</sup>

桩截面惯性矩  $I = (1/12)ba^3 = (1/12) \times 2.4 \times 3.6^3 = 9.33$  m<sup>4</sup>;

桩截面模量  $W = (1/6)ba^2 = (1/6) \times 2.4 \times 3.6^2 = 5.18$  m<sup>3</sup>;

桩的计算宽度  $B_p = b + 1 = 3.4$  m;

桩身混凝土弹性模量  $E = 2.8 \times 10^4$  MPa,侧向地基系数  $K$  取  $2 \times 10^5$  kN/m<sup>3</sup>;

桩的变形系数  $\beta = [(KB_p)/(4EI)]^{1/4} = [(2 \times 10^5 \times 3.4)/(4 \times 2.8 \times 10^4 \times 10^3 \times 9.33)]^{1/4} = 0.16$  m<sup>-1</sup>;

桩的锚固深度为  $h_2 = 8$  m,故  $\beta h_2 = 0.16 \times 8 = 1.28 > 1.0$ ,故抗滑桩属弹性桩。

(2)桩身挠度、剪力、弯矩计算

滑面以上的桩身内力,根据滑坡推力和桩前滑坡体抗力计算,滑动面以下的桩身变位和内力,根据滑动面处的弯矩和剪力按弹性地基的弹性抗力计

算。经程序计算,锚索桩的挠度、剪力、弯矩分布分别见图 7、图 8、图 9。

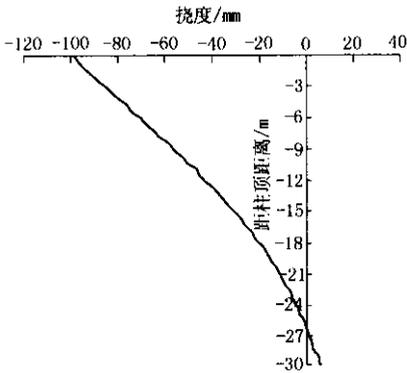


图 7 I - I 断面锚索桩桩身挠度分布图

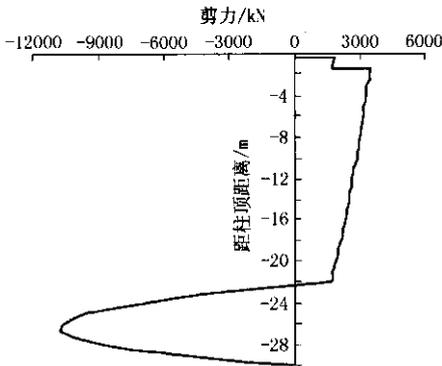


图 8 I - I 断面锚索桩桩身剪力分布图

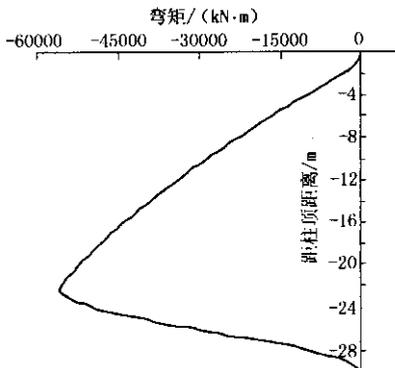


图 9 I - I 断面锚索桩桩身弯矩分布图

桩顶位置挠度最大,为 967 mm;滑面以下 4.5 m 处桩身剪力最大,为  $Q_{\max} = 10760$  kN;滑面以下 0.5 m 处桩身弯矩最大,为  $M_{\max} = 55889$  kN·m。需配主筋  $A_s = 7400$  mm<sup>2</sup>,实际配筋 128 $\Phi$ 32,  $A_s = 102892$  mm<sup>2</sup>,箍筋为  $\Phi 14@150$  mm 双肢箍。

## 5 工程监测及治理效果

为及时掌握滑体深部变形速率及稳定情况,在滑坡区设置了 2 条深孔位移监测断面,每个断面布置 3 个监测孔,同时兼起监测地下水水位变化的功

用,地表、地梁表面、抗滑桩顶也设置了变形监测点;锚索桩及锚索地梁等部位埋设应变计、土压力盒等,以监测其受力特性、位移、应变及锚索预应力损失情况。

该滑坡治理工程早在 2003 年底完工,1 年多来,长江水位也升至 149 m。从地形地貌上观察,上滩坪滑坡区无变形迹象,深孔位移监测结果也证实了同一监测断面上不存在明显的沿滑动方向的变形,排除了滑坡复活的可能。抗滑桩及地梁最大变形仅 4 cm,完全满足设计要求。由此可见,上滩坪滑坡治理工程是成功的,锚索抗滑桩加锚索地梁的复合型支挡结构在其中起到了良好的效果。

## 6 结论及建议

(1)锚索抗滑桩加锚索地梁的复合型支挡结构具有安全可靠、经济合理、技术可行、施工方便等优点,尤其适用于大型、特大型滑坡治理工程。

(2)当滑面较深或有多层滑面,需设多排抗滑桩才能满足抗滑要求时,改用锚索抗滑桩加锚索地梁的复合型支挡结构既可满足安全要求,又能起到节省投资、美化环境的功效。

(3)由于取样条件及试验方法的局限性,滑带抗剪强度的试验指标往往不具代表性,建议选取治理工程设计所需的抗剪强度指标时以反算指标为主,以试验指标为参考。

(4)对锚索及抗滑桩应遵循动态设计原则,地质情况变化或滑体有变形迹象时应相应进行变更设计,如调整锚索长度、抗滑桩的锚固长度等。锚索在正式施工前应进行现场抗拔试验,以验证施工工艺参数及岩土体的粘结强度特征值。

(5)锚索地梁应按设计要求嵌入坡体,当梁底土质较松散、软弱时,应采取夯实、换填、注浆等方法进行地基处理,防止预应力锚索张拉时地梁因位移过大而没入土中。

(6)大型滑坡治理工程应有完善的监测设计,以便及时掌握滑体及支挡结构的变形特征,为动态设计服务,同时也可指导施工。

## 参考文献:

- [1] 徐邦栋. 滑坡分析与防治[M]. 北京:中国铁道出版社,2001.
- [2] GB 50021-2001 岩土工程勘察规范[S].
- [3] TB 10025-2001 铁路路基支挡结构设计规范[S].
- [4] 交通部第二公路勘察设计院. 路基(第二版)[M]. 北京:人民交通出版社,1997.