

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2023.04.007

某高速公路K132段煤系地层滑坡勘察关键技术及处置方案研究

魏东旭,王贯国,李健,郑国胜

(山东省交通规划设计院集团有限公司,山东 济南 250101)

摘要:煤系地层岩性软、强度低、遇水易软化。路基开挖过程中的煤系地层边坡,常形成潜在滑动面,对整体边坡的稳定性起控制作用。该文以龙怀高速公路K132滑坡为例,通过高密度电阻率法和深孔位移监测法并结合地质钻探,对煤系地层滑坡特别是滑带面特征进行综合判定。稳定性分析结果表明:传递系数法与Geoslope分析均可很好地计算滑坡剩余下滑力并预测边坡稳定性。煤系地层滑坡体在通过应急处置措施与永久治理措施相结合的方法治理后,虽经历近20年最大降雨,边坡体仍旧保持稳定。

关键词:路基工程;煤系地层;滑坡;应急处置;永久治理

中图分类号:U416.1

文献标志码:A

0 引言

山区高速公路建设过程中,滑坡是最为常见的工程地质灾害之一。滑坡的发生不仅会危害公路施工安全并增加工程项目投资,而且会威胁人民生命财产安全。滑坡工程勘察是获取滑体物质组成、滑面形态、滑带土成分及力学特征、现有稳定状态等滑坡参数的主要手段^[1]。在各类地层中,煤系地层具有层间胶结差、软硬不均、遇水易软化、崩解及泥化等特点,特别是夹层中炭质泥岩或页岩具有强度低、易风化、易变形和渗透系数相对较低的特点,这决定了其对整体边坡的稳定性具有控制作用,常成为潜在滑动面^[2]。因此,路基开挖过程中更应加强煤系地层滑坡的勘察,为确定后续防治措施提供合理依据。曾耀等^[3]以晴兴高速公路K16煤系地层路堑滑坡为例,通过工程地质调绘、钻探等手段查明滑坡基本特征,并指出降雨入渗是引发滑坡失稳的关键诱因;王琦等^[4]指出,降雨入渗是引发煤系地层滑坡失稳的关键诱因,并采用“清方及放坡+抗滑桩+加厚护面墙+拱形骨架+喷播植草+截排水工程”进行综合治理后,坡体稳定性良好;针对下伏煤系地层边

坡悬臂抗滑桩偏位破坏,李昌龙等^[5]提出在偏位抗滑桩悬臂段中部设置补充锚索,可有效控制抗滑桩的继续偏位;若煤系地层滑坡具有较长的滑坡面,舒海明等^[6]推荐采用双排抗滑桩对煤系地层滑坡进行支挡,后期深层位移监测表明滑坡已处于稳定状态;魏东旭等^[2]研究发现,煤系地层成孔困难,锚杆(索)不易锚拉成功,预应力损失大,宜采用抗滑桩,并结合锚杆(索)、防排水设计等进行综合治理。本文以龙怀高速公路K132滑坡为例,进行煤系地层滑坡勘察关键技术与处置方案研究,以期今后类似工程提供参考。

1 工程概况

1.1 滑坡发展过程

该路堑边坡于2016年8月初开始开挖,9月上旬,第Ⅱ区域第三级坡开挖过程中出现局部塌方,图1为路堑滑坡地貌图,塌方位置为炭质页岩与灰岩岩性过渡带,地质条件较为薄弱。10月初第三级锚杆(索)框架梁防护完成,开挖第二级过程中,第二级坡顶平台出现裂缝,坡面煤系地层出露,局部渗水严重,经研究决定,将第二、三级出现滑塌裂缝

收稿日期:2022-04-17

作者简介:魏东旭,男,硕士,高级工程师.E-mail:554976548@qq.com

的段落由原设计锚杆防护变更为锚索防护,第二级滑塌段落平台位置增设钢花管注浆处理。2017年3月中旬第一级边坡开挖并防护完成后,发现地表裂缝进一步向上贯通至铰顶外侧20 m左右,原有塌方土体进一步拉裂框架梁,第二级平台钢花管发生倾倒变形,铰顶外侧形成阶梯状裂缝,滑坡后缘下挫2.5 m左右,后部裂缝有继续扩大趋势,边坡整体外移现象十分严重。此滑坡已成为该高速公路的难点以及控制点,其治理难度大、费用高、工期长,值得研究。

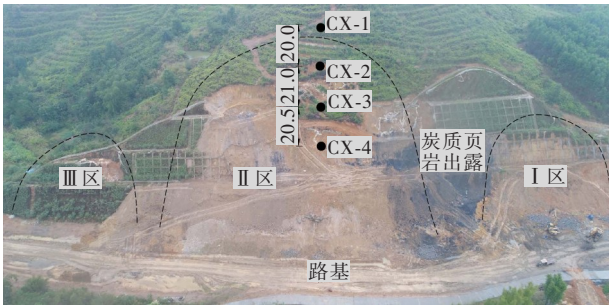


图1 路堑滑坡地貌图(单位:m)

1.2 地质背景

滑坡区地貌形态属构造剥蚀丘陵地貌单元,高差起伏较大,地形整体呈北高南低,总体呈下陡上缓,地面标高为151.91~208.21 m,相对高差为56.30 m,自然坡度为20°~35°,路堑开挖对原有的地形地貌改造较大,开挖形成了新临空面。

地层岩性自上而下依次为砾质黏性土、全~强风化泥质砂岩、全~强风化炭质页岩、中风化炭质灰岩。其中全~强风化炭质页岩覆盖范围广、厚度大,且岩层产状顺倾,产状196°∠51°,与坡向近似一致,为典型的煤系易滑地层。

该滑坡体表现为3个相对独立的变形区,分别为I、II和III区,图2为路堑滑坡地形图,其中II区为主滑区,滑坡平面形态呈“圈椅”状,其最长贯通裂缝约180 m,宽20~40 cm,最深约60 cm,滑坡分布高程为150~195 m,纵向长约83 m,平均宽130~150 m,主滑方向为NE188°,投影面积为6.9×10³ m²,滑体厚度为7.0~22.0 m,平均厚度17.0 m,体积约11.7×10⁴ m³,为中型中层牵引式岩质滑坡。

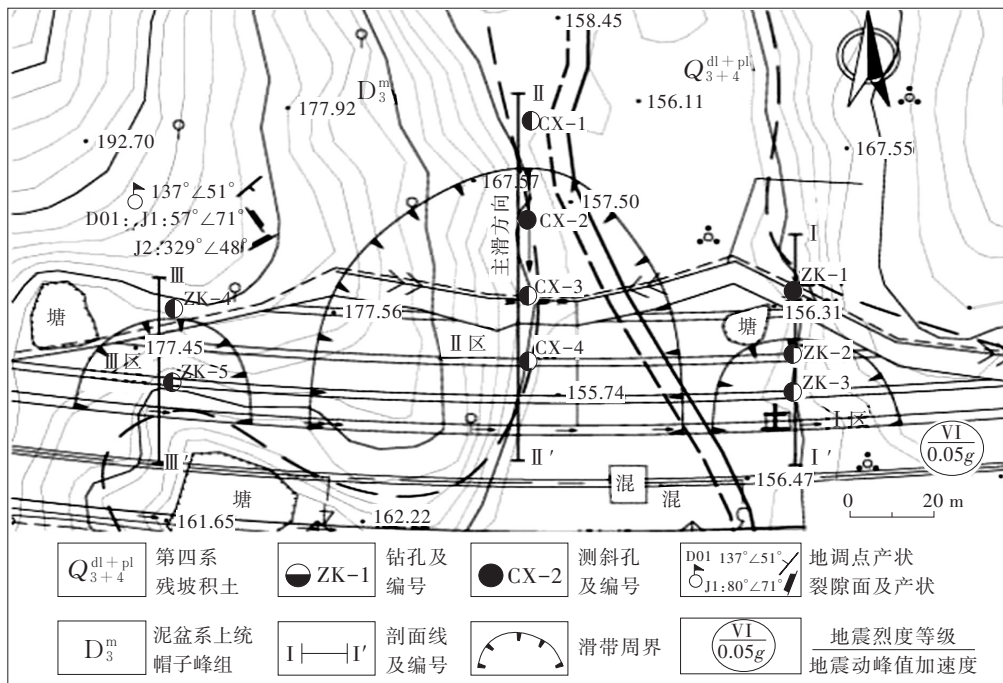


图2 路堑滑坡地形图

2 滑坡诱发因素及机理分析

2.1 滑坡诱发因素

滑坡正确判识与定性是滑坡防治技术的核心与

基础,为此,应查明影响滑坡的主要因素。通过地质调查、地质钻探、地球物理勘探、深孔位移监测等综合手段,探明造成该山体滑坡的主要影响因素有以下几个方面:

- (1) 地层岩性:边坡主体岩性为炭质页岩,灰黑

色,薄~中层状构造,多为全~强风化状,岩体结构较为松散,为典型的煤系地层,具有:①软硬不均,层间结合力差,强度低,易形成软弱面;②暴露地表后极易风化、崩解(图3);③吸水性强,遇水易软化、泥化,容易导致防护结构锚杆(索)应力损失大,甚至部分失效;④渗透系数低,易形成隔水层,在饱水条件下易形成滑动带等特点。地层岩性的先天不足是造成该滑坡的主控因素之一。



图3 炭质页岩风化崩解

(2) 地层构造:滑坡区为单斜构造,岩层产状 $196^{\circ}\angle 51^{\circ}$,主要节理产状有: $151^{\circ}\angle 67^{\circ}$ 、 $155^{\circ}\angle 15^{\circ}$ 、 $177^{\circ}\angle 40^{\circ}$ 等,边坡倾向 188° ,岩层产状与边坡坡向呈顺倾关系,边坡体易沿着岩层层面的软弱带滑动,通过地质钻孔和深孔位移监测孔揭示,滑坡主滑段倾角与岩层产状倾角基本一致。边坡与岩层结构面关系见图4。

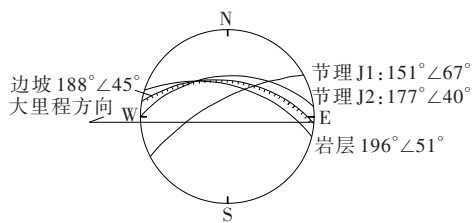


图4 结构面赤平投影分析图

(3) 降雨及地下水:边坡开挖后的人工坡面,改变了地下水的渗流路径,地下水更有利于下渗进入坡体,致使岩土体力学强度降低,自重增大。

(4) 人为因素:边坡开挖后防护不及时、坡体排水工程严重滞后,岩土体抗剪强度大幅衰减,致使原设计防护强度不足。

在上述因素影响下,造成滑坡体设计变更后再次出现整体滑动变形。

2.2 滑坡形成机理分析

① 路堑开挖形成倾向路基的高陡临空面,改变了原有岩土体的应力状态,坡体松弛,裂缝张开;②

施工期间持续集中的强降雨沿张开的裂缝下渗,边坡主要岩体炭质页岩强度先天不足,且遇水极易软化,抗剪强度衰减较大,岩层产状顺倾,致使坡体下滑力增大,抗滑力大幅降低;③ 路堑施工过程中,防排水及加固防护工程不及时,坡体内富水、坡脚积水严重,岩土体强度衰减较大;④ 防护体锚杆(索)锚固段多为炭质页岩,在地下水作用下锚固应力损失严重,致使边坡补强强度不足。以上多种不利因素共同作用下边坡体在设计变更后又出现整体下滑^[7]。

3 滑坡勘察关键技术

3.1 滑坡范围及滑体特征

地质钻探成果揭示:滑坡的空间形态呈两侧浅中部深,最深位置在主滑段。通过地质调查结合地表及深孔位移检测,滑坡后缘为最远牵引裂缝处,距离路线中心约为83 m,滑动方向垂直路基($NE188^{\circ}$)。存在浅层和深层两个剪出口,其中浅层剪出口位于中风化灰岩的顶部,该位置岩土体有明显的挤出现象;深层剪出口不明显,但在浅层剪出口下部发现较多放射状裂缝和鼓胀裂缝,坡脚有呈股状地下水流出,路基位置未发现地表反翘现象,推测深层剪出口位于应力集中的坡脚位置。

滑带土:通过勘察及地质调绘揭示,滑动带迹象较明显,滑带土以第四系堆积层内部相对软弱的砾质黏性土、碎石土及全风化炭质页岩为主。滑体:滑体物质组成主要由砾质黏性土、碎石土、全风化炭质页岩等组成,浅层滑体厚度为5.0~9.0 m,最深约为12.0 m。滑床:滑床物质组成主要为强风化炭质页岩、强~中风化泥质砂岩。

3.2 滑带面的确定

确定滑带面的深度是滑坡勘察的核心,也是计算滑坡剩余下滑力的关键和难点所在^[8]。本文通过地球物理勘探高密度电阻率法和深孔位移监测法,结合地质钻探进行综合判定。

3.2.1 高密度电阻率法

高密度电阻率法基本原理与传统的电阻率法基本相同。因此,它仍然是以岩土体的导电性差异为基础的一类电探方法,研究在施加电场作用下,被探测岩土体中传导电流的分布规律^[9],高密度电法解释推断剖面图见图5。

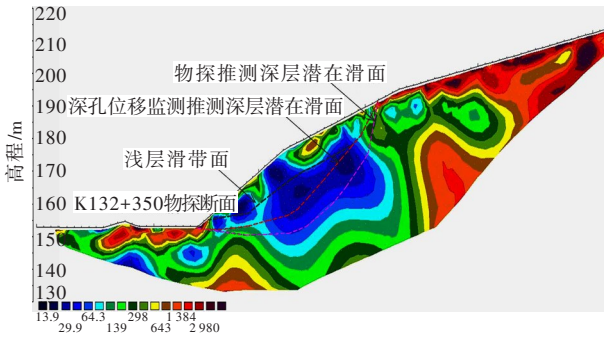


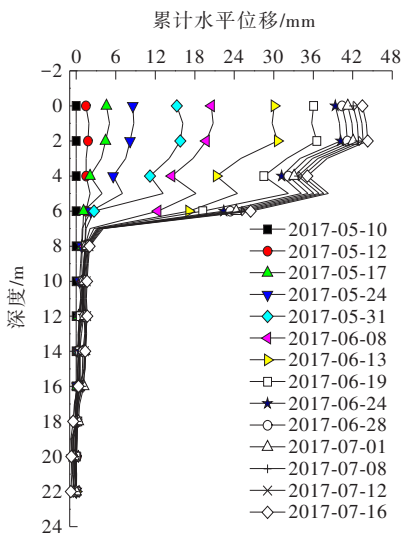
图5 高密度电法解释推断剖面图(单位:Ω·m)

从图5可以看出:地球物理勘探高密度电法推测的浅层滑带面与深孔位移监测推测的滑带面基本吻合,但深层滑带面存在较大差异。该法对岩体内存在破碎带、软弱夹层等潜在滑带面以及岩层结构面的解释存在一定局限,另外,该方法具有多解性,推断的滑面深度与深孔位移监测推测的滑带面存在较大偏差,需结合钻探或其他勘察手段进行验证。

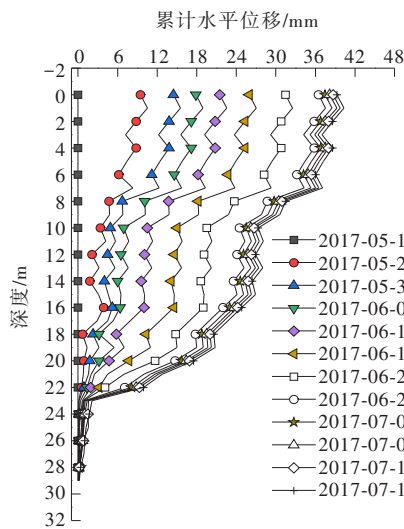
3.2.2 深孔位移监测法

为具体了解和掌握滑坡的变形动态、准确确定滑面的位置、滑坡的主滑方向,为滑坡综合处置的设计、施工提供支撑,并对加固后滑坡稳定性进行评价^[10],在主滑断面(K132+350)布设的地勘钻孔内埋设测斜仪,形成深孔位移测斜断面,其目的是提高准确度、节约成本的同时压缩工期,深孔位移监测曲线图见图6,其中累计位移曲线矢量方向均为倾向路基方向。

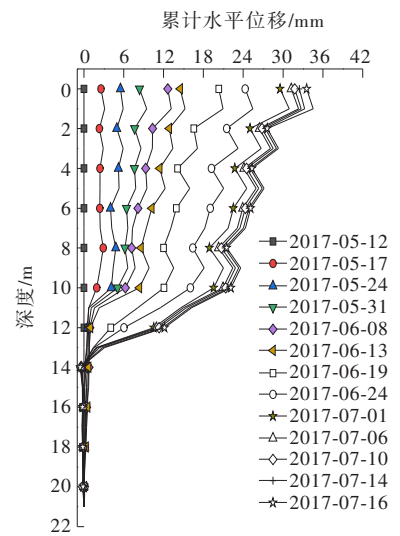
由图6可知:



(a) CX-2 监测点



(b) CX-3 监测点



(c) CX-4 监测点

图6 监测点累计侧向位移曲线图

(1) CX-1 监测点:未形成明显异常位移拐点,说明该监测钻孔在滑体范围以外(图略)。

(2) CX-2 监测点:累计位移-深度曲线呈“r”形,滑动面以上位移量较大,滑动面以下位移量较小。孔口累计位移为 45.36 mm,变形相对集中在表层 0~7 m,在地面以下 6.5~7.0 m 出现产生拐点的迹象,根据钻探揭露 7 m 位置为全风化泥质砂岩和强风化炭质页岩分界面附近。由于强风化炭质页岩相对隔水,其顶面容易形成滑带面。

(3) CX-3 监测点:累计位移-深度曲线呈“D”形,孔口累计位移为 39.27 mm,在地面以下 8 m 存在疑似拐点,22.5~23 m 处存在较明显的拐点迹象。变形相对集中在 0~23 m,23 m 以下变形量很小,根据钻探揭露 8 m 位置为中风化炭质灰岩(透镜体)顶部的全风化炭质页岩层内;23 m 位置为强风化炭质页岩与中风化炭质灰岩的分界面附近。中风化炭质灰岩为稳定基岩,顶部炭质页岩因地下水下渗软化容易形成潜在滑面。

(4) CX-4 监测点:累计位移-深度曲线呈双“r”形,孔口累计位移为 33.57 mm,在地面以下 11 m 处存在疑似拐点,13.5~14 m 处存在较明显的拐点迹象。变形相对集中在 0~14 m,14 m 以下变形量很小,根据钻探揭露 11 m、14 m 位置为强风化和中风化炭质页岩分界面附近,存在形成滑动面的可能性。

深孔位移监测断面图见图7。从图7可以看出:该滑坡体存在浅层和深层两个滑面,较为复杂。

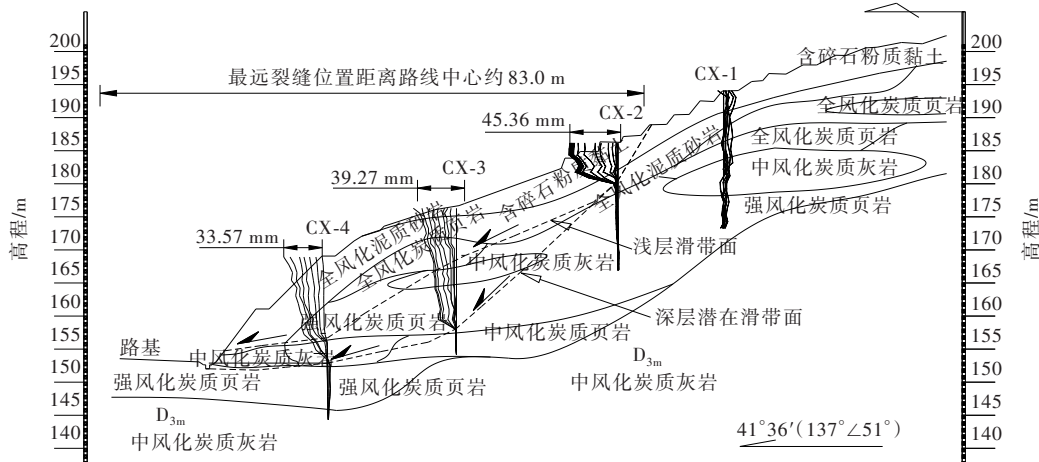


图7 深孔侧向位移监测断面图

3.2.3 滑带面特征

通过上述方法推测出的两个滑面分别如下:

(1) 浅层滑带面:滑带后缘为距离路线中心的最远裂缝,长度约83.0 m,前缘剪出口为坡脚炭质灰岩顶面。滑带面在前缘和后缘切穿砾质黏性土、泥质砂岩层面,中部位于全风化泥质砂岩与炭质页岩、强风化炭质页岩与中风化炭质页岩(灰岩)分界面附近,厚度5.0~10.0 m,平均厚度7 m,最大埋深距离地表约12 m,为中层滑坡。

(2) 深层潜在滑带面:深层滑坡后缘为最远牵引裂缝处,前缘剪出口为坡脚炭质灰岩顶面。滑带面前缘及中部位于强风化炭质页岩与中风化炭质页岩(灰岩)分界面以及强风化炭质灰岩层内的软弱夹层内;后缘切穿炭质页岩层面,倾角为50°~55°,与岩层产状近似一致。厚度7.0~20.0 m,平均厚度16 m,最大埋深距离地表22 m左右,为中层滑坡。

4 滑坡稳定性分析

4.1 传递系数法分析

该滑坡为岩质滑坡,滑带面呈折线形,滑坡稳定性计算采用传递系数法时,基本计算公式如下:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} (R_i \prod_{j=i}^{n-1} \Psi_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1} (T_i \prod_{j=i}^{n-1} \Psi_j) + T_n} \quad (1)$$

$$\Psi_j = \cos(\theta_i - \theta_{i+1}) - \sin(\theta_i - \theta_{i+1}) \tan \varphi_{i+1} \cdot \prod_{j=i}^{n-1} \Psi_j \times \Psi_{j+1} \times \Psi_{j+2} \times \dots \times \Psi_{n-1} \quad (2)$$

$$R_i = N_i \tan \varphi_i + c_i L_i \quad (3)$$

$$T_i = W_{iF} \sin \theta_i + P_{wi} \cos(\alpha_i - \theta_i) \quad (4)$$

$$N_i = W_{iK} \cos \theta_i + P_{wi} \sin(\alpha_i - \theta_i) \quad (5)$$

式中: F_s 为滑坡稳定性系数; Ψ_j 为传递系数; R_i 为第*i*计算条块的滑体抗滑力(kN/m); T_i 为作用于第*i*条块滑体下滑力(kN/m); N_i 为第*i*条块滑动面的法向上反力(kN/m); c_i 为第*i*条块的黏聚力(kPa); φ_i 为第*i*条块滑带土的内摩擦角标准值(°); L_i 为第*i*条块滑动面的长度(m); θ_i 为第*i*条块底面倾角(°),反倾时取负值。

场区抗震设防烈度为Ⅵ度,依据规范边坡稳定性计算时可只考虑天然状态工况及暴雨状态工况两种情况。根据勘察及监测期间的深孔位移数据,主滑断面(Ⅱ区)位移速率为3~15 mm/d,滑体在天然状态下,处于挤压—匀速滑动阶段,饱和(暴雨)状态下处于匀速滑动—剧滑阶段,均为不稳定状态,通过计算饱和状态下浅层滑面稳定系数为0.906,深层滑面稳定系数为0.920。天然状态下滑带土抗剪强度及稳定系数会适当提高,稳定性计算参数见表1,稳定性计算结果见表2。

表1 饱和状态滑坡主滑断面稳定性参数

滑体	条块序号	条块重/(kN·m ⁻¹)	滑面长度/m	滑面倾角/(°)	滑带面参数	
					<i>c</i> /kPa	φ /(°)
浅层滑面	1	313.3	10.2	59	0.0	32.0
	2	541.4	4.6	40	0.0	32.0
	3	1 996.3	13.2	23	14.5	15.5
	4	2 188.9	13.3	24	16.0	17.5
	5	3 811.1	18.7	32	15.0	16.0
	6	1 769.9	9.0	7	14.5	15.5
	7	524.4	6.9	8	14.5	15.5

续表 1

滑体	条块 序号	条块重/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)	滑面 长度/m	滑面倾 角/($^{\circ}$)	滑带面参数	
					c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$
深层 滑面	1	313.3	10.2	59	0.0	32.0
	2	3 064.2	19.7	43	0.0	32.0
	3	3 455.5	13.3	41	13.5	15.0
	4	1 689.7	4.5	26	13.5	15.0
	5	5 975.5	15.6	13	14.5	17.0
	6	2 479.4	9.0	7	13.5	15.0
	7	1 075.9	9.0	2	13.5	15.0

4.2 GeoSlope-Slope/W 软件分析

采用较为严格的刚体极限平衡方法——

Morgenstern & Price 法对该滑坡进行对比分析,计算采用当前国内外广泛应用的边坡工程专业软件 Geo-Slope 之 Slope/W 软件包进行滑坡稳定性计算,计算模型及结果分别见图 8、9 及表 3 所示。

表 2 滑坡主滑断面稳定性计算结果

滑体	天然状态		饱和状态	
	稳定系数 F_s	剩余下滑力/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)	稳定系数 F_s	剩余下滑力/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)
浅层滑面	1.005	549.9	0.906	869.9
深层滑面	1.032	757.6	0.920	1 405.2

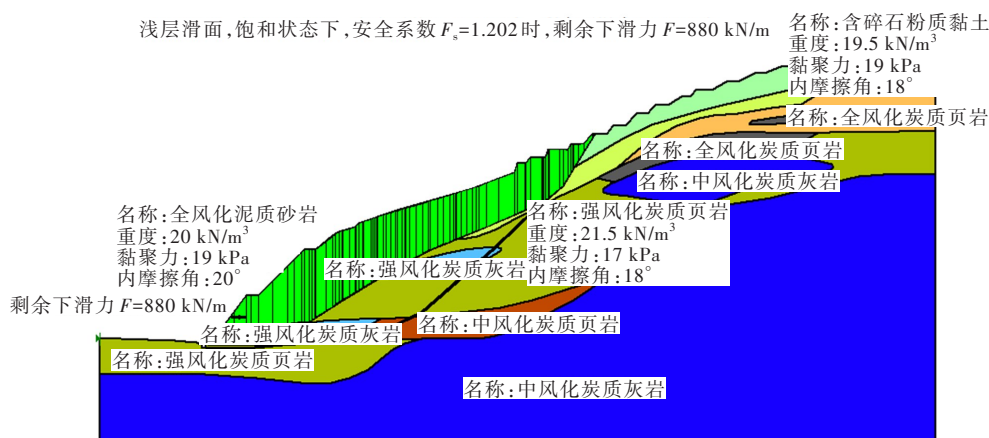


图 8 浅层滑面剩余下滑力计算数值模型

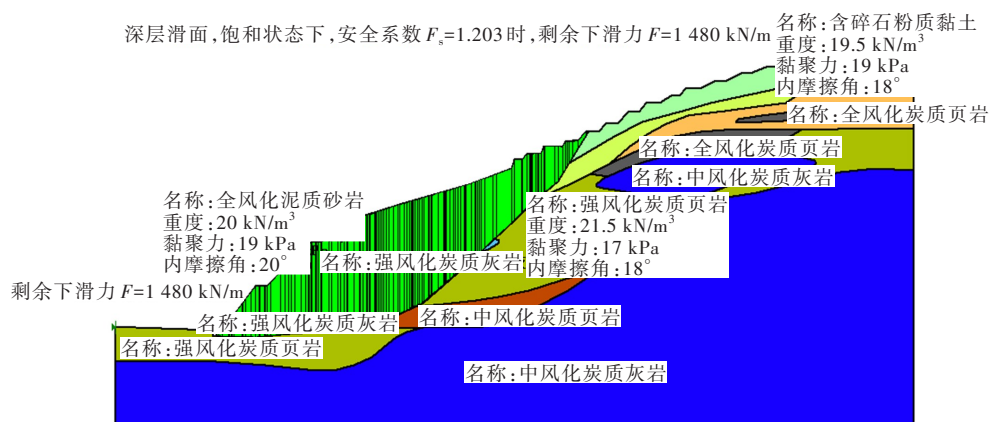


图 9 深层滑面剩余下滑力计算数值模型

上述两种方法对比计算表明:采用滑坡稳定度来反算确定滑带面指标,无论是采用不平衡推力传递系数法,还是采用严格的刚体极限平衡法,其滑坡稳定性预测结果、滑坡剩余下滑力基本一致。

5 处置方案探讨

5.1 应急处置措施

应急抢险工程应与永久防护工程相结合,力争

表3 滑坡计算参数取值及计算结果

滑面	工况	滑带面参数		稳定系数 F_s	安全系数 F	剩余下滑力/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)
		c/kPa	$\varphi/(\text{°})$			
浅层	天然	15.5	17.0	1.002	1.205	580
滑移	饱和	14.0	15.5	0.908	1.202	880
深层	天然	15.0	18.0	1.025	1.202	770
滑移	饱和	13.5	16.0	0.910	1.203	1480

应急工程作为永久工程的一部分^[11]。根据检测数据,集中强降雨期间滑体以10~15 mm/d的速率变形,处于剧滑阶段,为遏制滑体进一步变形,快速消除安全隐患,为永久防护赢得时间,建议实施以下应急处置措施:

(1) 对边坡、平台及坡顶裂缝注浆后用素混凝土封堵或者用塑料薄膜盖住裂缝以及变形区,防止雨水下渗,进一步软化滑动带。

(2) 尽快完成顶截水沟的施工,防止顶外侧的地表水进入边坡体内;加快边坡体仰斜式排水管的施工,对出水较多地段进行补充加密,排出坡体内的地下水,提高边坡体的自身稳定性;尽快使坡脚处积水排出,防止坡脚炭质页岩进一步软化。

(3) 该滑坡地表滑塌较严重,最大下挫深度2.5 m左右,坡面原位恢复加固较难实施。因此,采用“砍头压脚”措施,即清除上部滑塌较严重的区域,反压至坡脚位置。需要提出的是,反压前必须先引排水,反压体必须满足压实度要求,反压的高度和宽度应以检测位移数据减慢或者收敛为准。

图10为监测点CX-2深孔监测位移-水深-时间曲线,2017年6月18日至24日,应急措施实施后,深孔位移监测孔内水位明显下降,地表累计位移曲线、拐点累计位移曲线趋于稳定,说明应急处置措施实施后遏制了滑坡的进一步变形,应急处置措施得当。

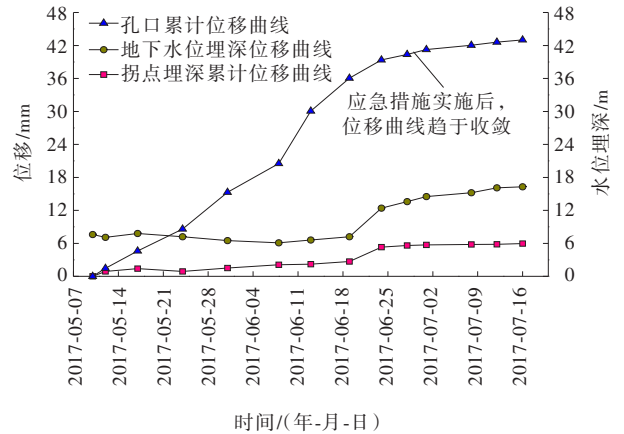


图10 CX-2深孔位移监测曲线图

5.2 永久治理方案

考虑到边坡体主要为全~强风化炭质页岩,随着时间的推移,地下水进一步下渗,锚杆(索)的锚固应力损失较大,边坡存在再次失稳的风险。本次设计变更时,充分吸取前次失败的经验教训,在卸除滑塌体、放缓坡率的基础上,于第一级平台位置设置双排抗滑桩(主要防护措施),第二级坡体采用斜向钢管注浆,以固化岩土体,第三、四级平台采用锚杆格梁(辅助)等措施,第五级平台挂网客土喷播,总体起到“固脚强腰减帽”的效果。典型断面加固措施计算模型见图11,图中 F 为锚杆抗拔力,典型断面加固方案见图12。

5.3 治理效果

上述永久治理方案实施后,根据检测,边坡变形趋于减缓,该段高速公路于2018年12月28日通车,2019年该地区经历近20年的最大降雨量,后期检测数据显示,边坡体未产生变形,说明治理工程达到了预期的效果。

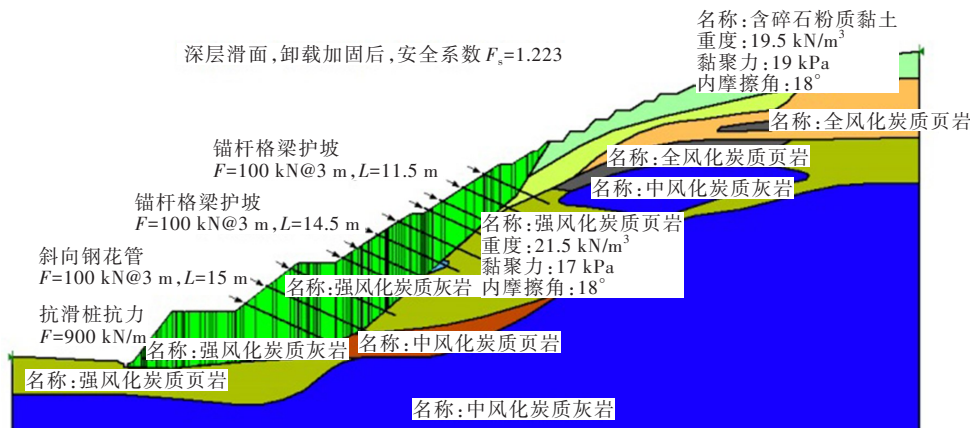


图11 典型断面加固计算模型

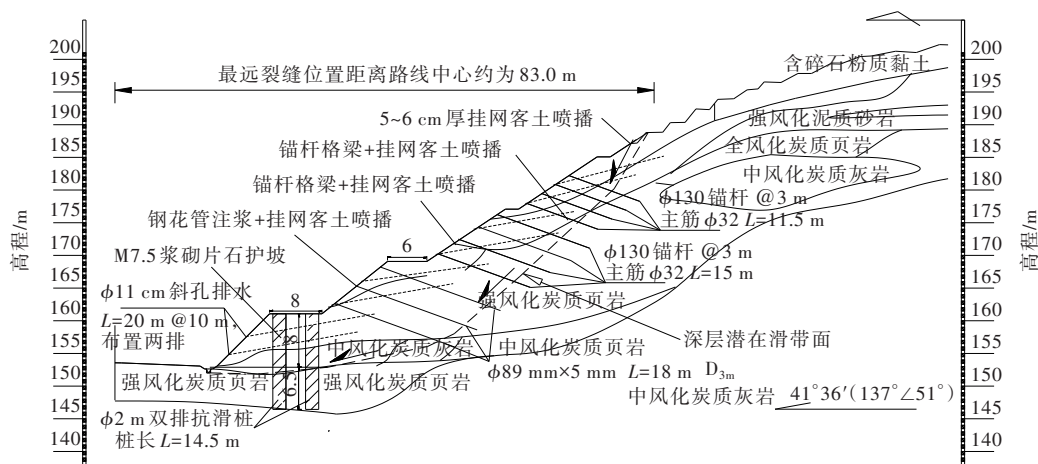


图12 典型断面加固方案图

6 结论

(1) 地球物理勘探在推测滑坡体的滑带面时存在一定的局限性。地层岩土体电阻率差异较大时,滑带面的推测较为准确;滑带面穿过同一岩体内或者岩体内存在薄的破碎带、软弱夹层时,滑带面的推测容易产生错判或者漏判。

(2) 大中型复杂滑坡的勘察,为准确判断滑体的空间分布、滑带面的位置,在补充地质勘察钻孔的同时,应结合深孔位移监测综合判定,有条件时建议一孔多用。

(3) 工程实践中为使滑体的物理力学参数选取、剩余下滑力的计算结果更符合实际,滑坡稳定性计算时往往需要通过多种计算方法相互校核。

(4) 复杂滑坡应尽快启用应急处置方案,快速消除险情,遏制滑体的进一步变形,为后期补充地质勘察、设计方案比选、工程施工等永久防护赢得时间。应急抢险工程应与永久防护工程相结合,力争应急工程作为永久工程的一部分。

(5) 在处置煤系地层的复杂滑坡时,由于锚杆(索)的锚固应力损失大、时效性差,采用抗滑桩+钢管注浆、辅以排水等综合处置措施是一种较好的方案选择。

参考文献:

- [1] 王恭先,徐峻龄,刘光代,等.滑坡学与滑坡防治技术[M].北京:中国铁道出版社,2004.
- [2] 魏东旭,李广景,刘正银,等.粤北山区煤系地层滑坡机理分析与病害处治研究[J].中外公路,2019,39(2):23-27.
- [3] 曾耀,王琦,李春峰,等.降雨作用下煤系地层高速公路路堑边坡滑坡成因及稳定性研究[J].青海交通科技,2020,32(2):74-79.
- [4] 王琦,王静,李春峰,等.高速公路煤系地层滑坡稳定性评价及治理措施分析[J].交通科技,2020(2):46-49.
- [5] 李昌龙,姬同旭,魏小楠.某公路下伏煤系地层路堑边坡滑坡悬臂抗滑桩偏位治理研究[J].路基工程,2020(4):205-211.
- [6] 舒海明,覃怡,江为学.双排抗滑桩在高速公路煤系地层滑坡治理中的应用研究[J].路基工程,2018(5):208-210,220.
- [7] 李乃旺,王辉,廖俊海,等.煤系地层路堑边坡滑坡机理分析与治理[J].公路,2014,59(8):161-166.
- [8] 魏东旭,朱琦,李广景,等.宜毕高速公路K3段震后边坡滑坡应急处置方案研究[J].河北工业科技,2020,37(6):428-434.
- [9] 苏彦丁,李星,刘海飞,等.高密度电法在沅陵县滑坡地质灾害防治与评估中的应用[J].华北自然资源,2019(6):8-13.
- [10] 叶龙珍,范良荣.永泰县旗山滑坡深部位移监测分析[J].地质灾害与环境保护,2012,23(2):91-94.
- [11] 陈生东.永泰县城峰镇旗山小区后山滑坡现场应急调查及处置分析[J].工程地质学报,2011,19(3):370-375.