DOI:10.14048/j.issn.1671－2579.2019.03.008

巫山县绕城公路肖家湾滑坡稳定性分析及处治

符红

（重庆交通大学 土木工程学院，重庆市 400074）

摘要：由于受到强降雨、地下水位上升等不利组合作用，肖家湾山体发生滑坡并处于不稳定状态。该滑坡属中层土质滑坡，滑面为折线形。针对此滑坡特点，该文通过采用传递系数法对滑坡区 3 条剖面在不同工况下稳定性进行计算，提出了增设锚拉桩板式挡土墙＋骨架护坡＋锚索（方案 1）和增设抗滑桩＋骨架护坡＋抗滑挡土墙＋截排水（方案 2）两种处治方案。经分析，两种方案在施工工艺、施工难度上相差不大，且均能解决滑坡造成的危害，但相比于方案 1，方案 2 更加经济，故推荐第 2 种方案为滑坡最终治理方案。

关键词：巫山县绕城公路；肖家湾滑坡；稳定性分析；处治

1 滑坡概况及环境

1.1 滑坡概况

2016 年 6 月 27 日，重庆市巫山县肖家湾滑坡的变形，导致滑坡后部的房屋发生变形，前部抗滑桩平台出现裂缝，抗滑桩板墙变形剧烈。这不仅影响 S103 改线绕城路二期三标段 K2＋680～K2＋740 段工程的建设进度，而且直接威胁当地村民的生命财产安全。

肖家湾滑坡位于巫山县巫峡镇白泉村二社，平面上呈“贝壳”状，纵长 114～181 m，横宽 110～225 m，面积 2.5×10^4 m^2，滑体平均厚度约 15 m，滑坡体积约 37.5×10^4 m^3，主滑方向约 NE51°，滑坡类型为中型土质滑坡。

1.2 滑坡地质环境

据巫山气象站资料显示，巫山县气候温和，日照充足，无霜期长，雨量充沛，四季分明，属亚热带暖温季风湿润气候区，多年平均气温 16.2 ℃，历年平均降水量达1 049.3 mm。该滑坡区地貌形态属构造剥蚀丘陵斜坡地貌，地形总体呈南北向长条状岭脊展布。斜坡最高点位于南西侧平缓地带，高程约 465 m，最低点为北东侧沟谷底部，高程约 300 m，相对高差 165 m。斜坡整体坡度约 35°，斜坡中部为 S103 改线绕城路二期三标段 K2＋680～K2＋740 段工程，公路内侧为高切坡，坡高约 25 m，坡度达到 70°。

根据钻孔探测资料显示，滑坡区地层岩性主要为第四系全新人工堆积层、残坡积层、滑坡堆积层、基岩为三叠系中统巴东组二段泥灰岩。滑坡区在地质构造上，位于巫山向斜北西翼，岩层产状为 SE163°∠35°。岩体破碎，出露泥灰岩岩体中裂隙发育。滑坡区地下水为松散堆积层孔隙水和网状基岩裂隙水，接受大气降水补给，沿各类孔隙入渗径流，增加滑体重度，降低抗剪强度。滑体厚度较大，碎石土间充填粉质黏土，故暴雨工况下滑体按 1/2 饱水考虑。

1.3 滑坡变形特征

滑坡后缘至乡村公路外侧变形处，发育有多条横向裂缝，裂缝平行于道路呈线性分布；两侧以微地貌冲沟为界；前缘至斜坡中部开挖切割斜坡形成的边坡处，分布高程 382～400 m，边坡高度 5～25 m，形成临空面。在 1980 年，该滑坡初见变形。滑坡中部养殖场及后缘陡坡出现裂缝，松散岩土体受暴雨影响发生溜滑，养殖场内多处堡坎下错拉裂。2016 年 6 月 27 日，滑坡后缘发现拉张及下错裂缝，局部见土体溜滑现象；滑坡左前缘边坡处发育裂缝，滑坡右侧边界可见滑面及擦痕，滑面倾角约 30°，前缘沿表层松散层孔隙水裂缝溢出，排泄于地表。

2016 年 6 月 28—30 日遭受强降雨影响，滑坡中部设立的桩板墙由于桩前开挖发生外倾，桩板墙错位，桩与板之间拉裂，裂缝长 3～8 m，宽度 1～2 cm，下部桩板墙有鼓胀现象，桩局部错断，桩失效。滑坡前缘因工程开挖切割坡体，在废弃的养殖场及斜坡中后部发育有多条裂缝，表层土体溜滑堆积于坡脚。

收稿日期：2019－03－10（修改稿）

作者简介：符红，女，硕士，E－mail：2216653591@qq.com

2　滑坡稳定性分析

2.1　计算模型及方法

肖家湾滑坡，属中层土质滑坡，滑面为折线形，防治工程等级为Ⅱ级，不涉及水位变化，根据重庆市地方标准，暴雨工况下滑体按 1/2 饱水考虑。滑坡治理前总体平面布置图如图 1 所示。

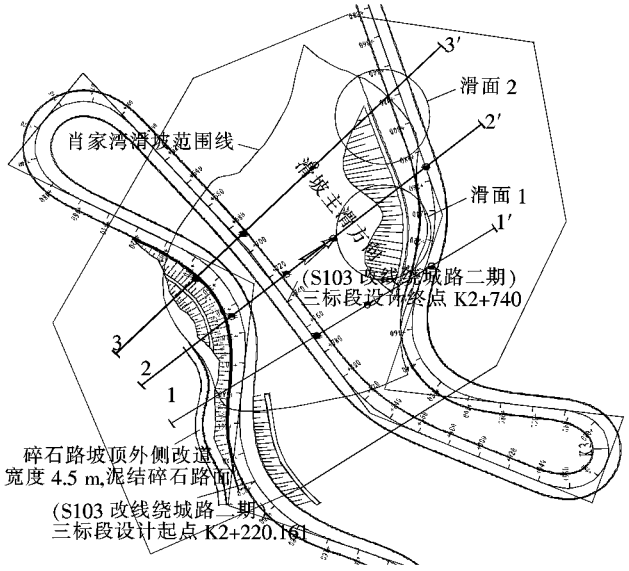

图 1　肖家湾滑坡治理前总体平面布置图

肖家湾滑坡主要采用传递系数法对 1－1′、2－2′、3－3′剖面在天然工况Ⅰ和暴雨工况Ⅱ（工况Ⅰ：自重＋地面荷载，稳定性安全系数 1.2；工况Ⅱ：自重＋地面荷载＋暴雨，稳定性安全系数 1.15。）下进行稳定性计算，计算时取滑坡的单位宽度为 1.0 m，简化为二维问题进行计算。

如图 2 所示，在滑体中取第 i 块土条，假定第 $i-1$ 块土条传来的推力 P_{i-1} 的方向平行于第 $i-1$ 块的底滑面，而第 i 块土条传送给第 $i+1$ 块土条的推力 P_i 平行于第 i 块土条的底滑面，即假定每一分界上推力的方向平行于上一土条的底滑面，第 i 块土条承受的各种作用力如图 2 所示。

（1）求滑坡稳定性系数

$$F_S=\frac{\sum_{i=1}^{n-1}\left(R_i\prod_{j=i}^{n-1}\psi_j\right)+R_n}{\sum_{i=1}^{n-1}\left(T_i\prod_{j=i}^{n-1}\psi_j\right)+T_n} \tag{1}$$

抗滑力：

$$R_i=N_i\tan\varphi_i+c_il_i$$

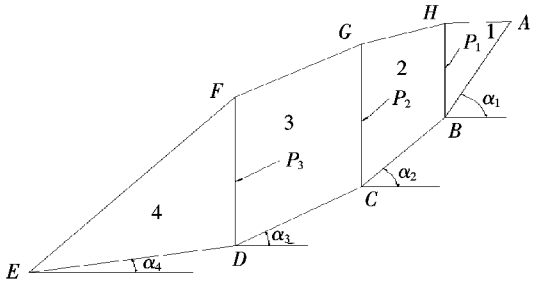

图 2　不平衡推力法

法向分力：

$$N_i=W_i\cos\alpha_i$$

滑动力：

$$T_i=W_i\sin\alpha_i$$

式中：F_S 为滑坡稳定系数；R_i 为第 i 块段的重力抗滑力（kN/m）；N_i 为第 i 块段滑面上的法向分力（kN/m）；T_i 为第 i 条块段的重力滑动分力（kN/m）；c_i 为第 i 块段潜在滑带的黏聚力（kPa）；l_i 为第 i 块段潜在滑带的滑面长度（m）；W_i 为第 i 块段的重力（kN/m）；α_i 为第 i 块段滑动面与水平面间的倾角（°）；φ_i 为第 i 块段潜在滑带的内摩擦角（°）；

不平衡推力系数：

$$\psi_j=\cos(\alpha_i-\alpha_{i+1})-\sin(\alpha_i-\alpha_{i+1})\tan\varphi_{i+1}$$

$$\prod_{j=i}^{n-1}\psi_j=\psi_j\psi_{j+1}\cdots\psi_{n-1} \tag{2}$$

式中：ψ_j 为不平衡推力系数；α_i 为第 i 块段滑动面与水平面间的倾角（°）；α_{i+1} 为第 $i+1$ 块段滑动面与水平面间的倾角（°）；φ_{i+1} 为第 $i+1$ 块段潜在滑带的内摩擦角（°）。

由式(1)和式(2)可得图 2 中边坡的稳定性系数和各条块的不平衡推力系数。

$$F_S=\frac{\sum_{i=1}^{3}\left(R_i\prod_{j=i}^{3}\psi_j\right)+R_4}{\sum_{i=1}^{3}\left(T_i\prod_{j=i}^{3}\psi_j\right)+T_4}=\frac{R_1\psi_1\psi_2\psi_3+R_2\psi_2\psi_3+R_3\psi_3+R_4}{T_1\psi_1\psi_2\psi_3+T_2\psi_2\psi_3+T_3\psi_3+T_4} \tag{3}$$

$$\begin{cases}\psi_1=\cos(\alpha_1-\alpha_2)-\sin(\alpha_1-\alpha_2)\tan\varphi_2\\ \psi_2=\cos(\alpha_2-\alpha_3)-\sin(\alpha_2-\alpha_3)\tan\varphi_3\\ \psi_3=\cos(\alpha_3-\alpha_4)-\sin(\alpha_3-\alpha_4)\tan\varphi_4\end{cases} \tag{4}$$

（2）求滑坡推力

滑坡推力的计算公式为：

$$P_i=P_{i-1}\psi_{i-1}+F_sT_i-R_i \tag{5}$$

$$\begin{cases}P_1=F_sT_1-R_1\\ P_2=P_1\psi_1+F_sT_2-R_2\\ P_3=P_2\psi_2+F_sT_3-R_3\end{cases} \tag{6}$$

将式(3)、(4)代入式(6)即可解得作用在各条块边界上的滑坡推力。如果最后一块滑坡推力值为负值，说明该边坡是稳定的。

2.2 参数取值

按滑动面呈折线形的特点，选用“分段推力传递法”进行稳定性验算。根据肖家湾滑坡的地貌特征及滑体的结构特征，选择能代表主滑方向的剖面为计算剖面，且不考虑侧向摩擦阻力。此次计算重度参数采取试验值(表 1)。

2.3 计算结果分析

根据 DZ/T 0218－2006《滑坡防治工程勘查规范》，滑坡稳定性状态根据稳定系数分为 4 级，按表 2 确定。

表 1 滑体(带)土体参数试验取值

类型	天然重度/(kN·m^{-3})	饱和重度/(kN·m^{-3})	天然状态		饱和状态	
			黏聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)
滑面 1(滑体)	19.80	20.25	29.80	20.2	28.50	19.6
滑面 2(滑带)	19.53	19.82	22.98	18.1	22.95	15.2

表 2 稳定状态分级

$F_S<1.00$	$1.00\leqslant F_S<1.05$	$1.05\leqslant F_S<F_{St}$	$F_S\geqslant F_{St}$
不稳定	欠稳定	基本稳定	稳定

注：F_{St}为边坡稳定安全系数。

采用理正软件对肖家湾滑坡 1－1′、2－2′、3－3′剖面在天然工况Ⅰ和暴雨工况Ⅱ下进行稳定性计算，并对 2－2′剖面恢复开挖前滑坡区进行稳定性验算。计算结果见表 3、4。

表 3 3 条剖面稳定性计算结果

滑动面	工况	1－1′剖面			2－2′剖面			3－3′剖面		
		稳定性系数	安全系数	稳定性评价	稳定性系数	安全系数	稳定性评价	稳定性系数	安全系数	稳定性评价
滑面 1	工况Ⅰ	1.106	1.200	基本稳定	1.258	1.20	稳定	1.137	1.20	基本稳定
	工况Ⅱ	1.006	1.150	欠稳定	1.087	1.15	基本稳定	1.097	1.15	基本稳定
滑面 2	工况Ⅰ	1.106	1.200	基本稳定	1.103	1.20	基本稳定	1.107	1.20	基本稳定
	工况Ⅱ	1.006	1.1500	欠稳定	1.003	1.15	欠稳定	1.007	1.15	欠稳定

表 4 开挖滑坡前缘前 2－2′稳定性验算结果

工况	稳定性系数	安全系数(F_{St})	稳定性评价
工况Ⅰ	1.159	1.20	基本稳定
工况Ⅱ	1.055	1.15	基本稳定

经分析，上述稳定性计算结果与现场调查的结果相吻合。总体上，该滑坡在工况Ⅰ下，滑坡稳定系数为 1.106～1.258，处于基本稳定～稳定状态；在工况Ⅱ下，稳定系数为 1.006～1.097，处于欠稳定～基本稳定状态。开挖前滑坡在工况Ⅰ下，稳定系数为 1.159，处于基本稳定状态；在工况Ⅱ下，稳定系数为 1.055，处于基本稳定状态。故该滑坡在自然条件下处于基本稳定状态，但在强降雨、地下水位上升等不利组合作用下，处于不稳定状态，故应对其进行综合治理。

3 滑坡处治方案比选

针对滑坡稳定性分析结果，提出两种治理方案。

3.1 方案 1：增设锚拉桩板式挡土墙＋骨架护坡＋锚索

对滑坡中上部绕城公路 K2＋650～K2＋810 段左侧增设锚拉桩板式挡土墙，对现状倾斜桩板墙端部设置锚索进行纠偏，采用碎石土换填或加筋土对墙后滑土体进行改良，以增加土体强度。加筋格栅长度应穿过第 2 滑面 6 m 且满足边坡稳定性要求，对墙顶上放缓坡后方格骨架植草护坡防护；对 K3＋140～K3＋320 段下边坡坡脚增设 4 m 高仰斜式路堑挡土墙，墙顶按 1∶1.5 放缓坡后采用方格骨架植草防护。

对 1－1′剖面，由于道路放坡从顶部碎石路边缘按 1∶0.5 放坡开挖至 429.07 m 高程，坡面采用锚索

格梁进行支护，标高 429.07 m 以下沿滑动面按台阶开挖至 416.29 m 高程，道路之间填方路堤采用加筋土防护。道路外侧采用锚索桩板墙进行支挡，桩截面 2 m×3 m，桩长 34 m，桩间距 6 m，桩身设置 2 排锚索，第 1、2 排锚索长分别为 40、37 m，锚固段长均为 10 m，锚索采用 8 束 ϕ21.6 mm 钢绞线制作。滑坡前缘 S103 道路内侧边坡采用 4 m 高仰斜式路堑挡土墙，墙顶按 1∶1.5 放缓坡后采用方格骨架植草防护。

对 2—2′剖面，绕城公路路基内侧采用 8 m 一级，1∶1.5 放缓边坡，坡面采用锚杆格梁进行支护。对道路内侧既有桩板墙加锚索扶正处理，共设置 3 排锚索，第 1～3 排锚索长分别为 47、44、41 m，锚固段长均为 10 m，锚索采用 8 束 ϕ15.2 mm 钢绞线制作。桩板墙上部填方路堤采用加筋土防护。道路外侧采用锚索桩板墙进行支挡，桩截面 3 m×4 m，桩长 34 m，桩间距 6 m，桩身设置 3 排锚索，第 1～3 排锚索长分别为 41、37、32 m，锚固段长均为 10 m，锚索采用 10 束 ϕ21.6 mm 钢绞线制作。滑坡前缘绕城公路内侧边坡采用 4 m 高仰斜式路堑挡土墙，墙顶按 1∶1.5 放缓坡后采用方格骨架植草防护。

对 3—3′剖面，绕城公路路基内侧采用 8 m 一级，1∶1.5 放缓边坡，坡面采用锚杆格梁进行支护，对道路内侧既有桩板墙加锚索扶正处理，共设置 3 排锚索，第 1～3 排锚索长分别为 55、51、47 m，锚固段长均为 10 m，锚索采用 8 束 ϕ15.2 mm 钢绞线制作。道路外侧采用锚索桩板墙进行支挡，桩截面 2 m×3 m，桩长 34 m，桩间距 6 m，桩身设置 2 排锚索，第 1、2 排锚索长分别为 47、42 m，锚固段长均为 10 m，锚索采用 8 束 ϕ21.6 mm 钢绞线制作。滑坡前缘绕城公路内侧边坡采用 4 m 高仰斜式路堑挡土墙，墙顶按 1∶1.5 放缓坡后采用方格骨架植草防护。

3.2　方案 2：抗滑桩＋骨架护坡＋抗滑挡土墙＋截排水

采用方案 2 对滑坡治理后，滑坡前缘剪出口增设桩板或挡土墙设计图见图 3，滑坡后缘削方减载后绿化防护设计见图 4，滑坡中后部抗滑桩＋格栅反包土工袋式加筋土挡土墙综合治理设计图见图 5。

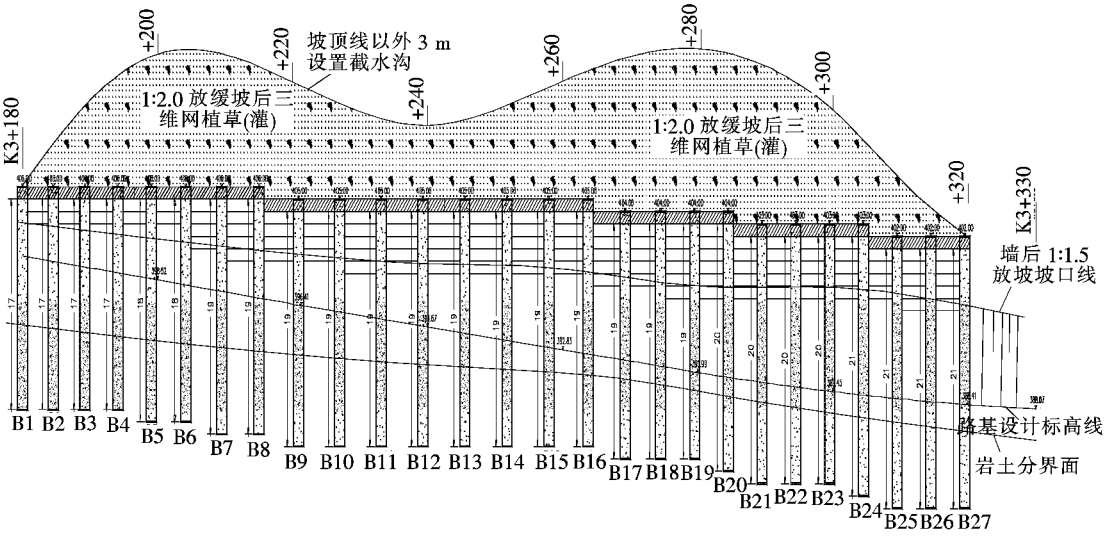

图 3　滑坡前缘剪出口增设桩板式挡土墙设计图(单位：m)

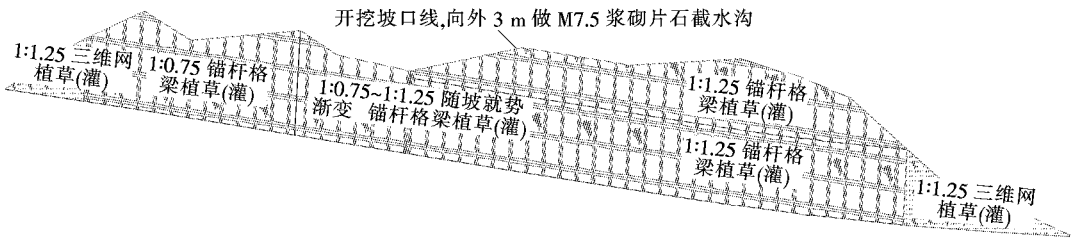

图 4　滑坡后缘削方减载后绿化防护设计图

方案 2 与方案 1 不同之处在于方案 2 是对已实施桩板墙纠偏加固的滑坡进行综合治理。方案 2 具体治理措施如下：

(1) 沿着绕城公路 K2＋655～K2＋805 段右侧增

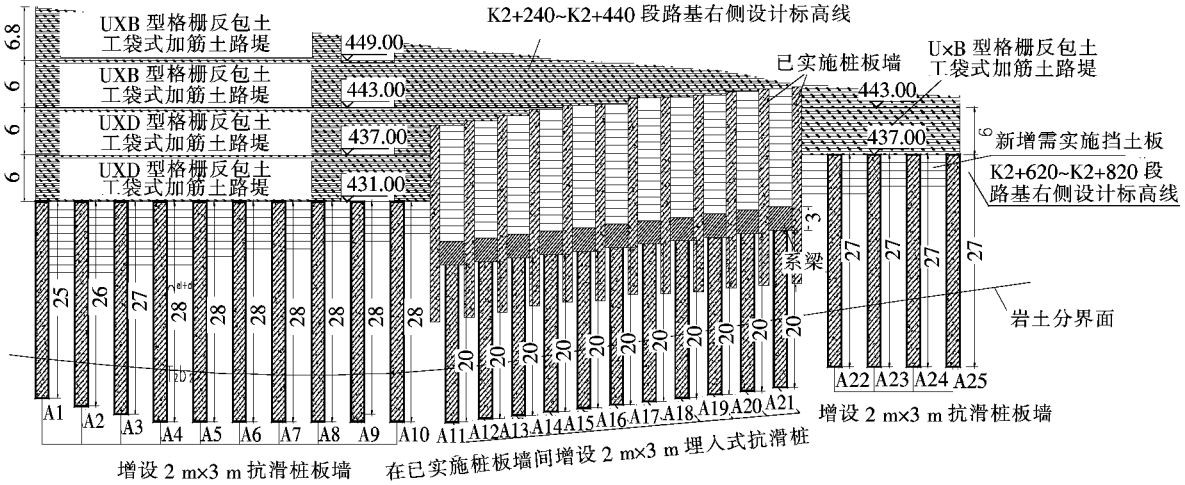

图 5 滑坡中后部抗滑桩十格栅反包土工袋式加筋土挡土墙综合治理设计图(单位:m)

设 2 m×3 m 抗滑桩,已实施 1.5 m×2 m 桩板墙的这段抗滑桩间距 5 m,此区间外滑坡范围内增设抗滑桩间距 6 m,桩顶距离对应绕城公路路基设计标高 4 m,在已实施桩板墙段新增抗滑桩桩顶实施系梁对已建桩板墙进行支挡加固,起到同时对滑坡治理和桩板墙加固的效果。

(2) 对于 K2+655~K2+805 西侧上方绕城公路,由于地形较陡,为保证上边坡路堤的稳定性,采用沿滑面 2 挖台阶后反包式加筋土挡墙支挡,开挖土方运至取土场,考虑运距 5 km。

(3) 对原桩板挡土墙墙后滑体土采用加筋土进行换填改良,对墙顶上部边坡放缓后采用方格骨架植草进行防护,以减小作用于桩板墙上的土压力。

(4) 对 K3+140~K3+320 段下边坡坡脚增设 5 m 高抗滑挡土墙,墙顶按 1∶1.5 放缓坡后采用方格骨架植草防护。

3.3 两种方案对比

两种方案优缺点对比如表 5 所示。

表 5 方案优缺点对比

项目	方案 1	方案 2
优点	滑坡治理与已做桩板墙分开实施,相互影响较小	滑坡推力相对较小,抗滑桩钢筋混凝土用量相对较少,造价比方案 1 少
缺点	滑坡推力相对较大,抗滑桩钢筋混凝土用量相对较多,造价高	在已实施桩板墙间再设置抗滑桩,桩槽开挖难度相对加大,对已成桩会产生影响,施工时需对已成桩进行加固处理

两套治理方案均可解决滑坡造成的危害,且施工工艺、施工难度相差不大,但从经济效益上看,方案 2 更经济,故推荐方案 2 为治理方案。

目前滑坡后缘已对斜坡及桩板墙进行卸荷反压,表层岩土体溜滑,滑坡中部及中后部土体溜滑,滑坡前缘开挖切割坡体,局部出现溜滑及加剧裂缝变形,整体上肖家湾滑坡现状处于基本稳定状态。

3.4 滑面 1 和滑面 2 的稳定性验算

采用条分法对方案 2 的典型断面 2—2′剖面进行计算,计算内容包括上边坡沿折线滑面 2 的稳定性验算、上边坡沿折线滑面 1 的稳定性验算、下边坡沿折线滑面 2 滑动稳定性验算,岩土体参数见表 6。

3.4.1 上边坡沿折线滑面 2 稳定性验算

(1) 滑面 2 计算简图如图 6 所示。

(2) 计算公式见式(7)。

公式(7)中:E_i 为第 i 个条块滑体的剩余下滑力(kN/m),方向指向下滑方向并平行于第 i 个条块滑面,$E_i \leqslant 0$,在给定的安全系数下,不会发生滑动,$E_i > 0$,在给定的安全系数下,会发生滑动;W_i 为第 i 个条块滑体的重量(kN/m);P_x 为第 i 个条块滑体上作用的水平外荷载总值(kN/m),正、负号确定:方向向左为正,反之为负;P_y 为第 i 个条块滑体上作用的竖直外荷载总值(kN/m),正、负号确定:方向向下为正,反之为负;D_i 为第 i 个条块滑体中动力水头产生的下滑力(kN/m),作用方向为滑体滑动方向;S_i 为第 i 个条块滑体中动力水头在滑床上产生的浮托力(kN/m);F_{vi} 为第 i 个条块竖向地震力(kN);P_d 为第 i 个条块中锚固力抗拔力(kN)和材料抗拉力(kN)中的较小值;λ 为法向力发挥系数;θ_{ji} 为水平面与锚杆 i 的夹角

表 6　岩土体的参数值

岩(土)体	重度/(kN·m^{-3})		抗压强度/MPa		抗剪强度指标				基底摩擦系数	水平抗力系数/(MN·m^{-3})
					天然		饱和			
	天然	饱和	天然	饱和	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)		
滑体	19.80	19.53	—	—	29.32	19.88	27.78	18.88	—	—
滑带	20.25	19.82	—	—	24.37	14.50	22.58	13.20	—	—
泥灰岩	26.60	26.70	—	10.81	—	—	—	—	0.45	180

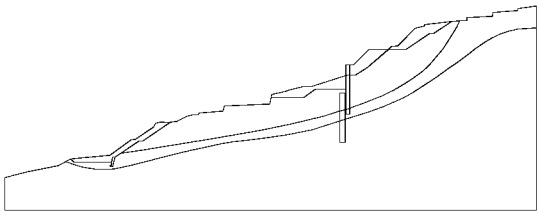

图 6　滑面 2 的计算简图(上边坡)

(°)，顺时针为正；E_{si}为作用在第 i 个条块滑体的地震力(kN/m)，作用方向为滑体滑动方向；E_{i-1}为第 $i-1$ 个条块滑体的剩余下滑力(kN/m)，平行于第 $i-1$ 个条块滑面，$E_{i-1}<0$ 时，取 $E_{i-1}=0$；α_i、α_{i-1}分别为第 i、$i-1$ 个条块滑面的倾角(°)；F_i为第 i 个条块滑体的滑面抗滑力(kN)；c_i为第 i 个条块所在滑面上的单位黏聚力(kPa)；l_i为第i个条块所在滑面的长度(m)；

$$E_i = W_i\sin\alpha_i - \sum P_{xj}\cos\alpha_i + \sum P_{yj}\sin\alpha_i + D_i + E_{si} + F_{vi}\sin\theta_i + P_d\cos(\theta_{ji}+\alpha_i) + E_{i-1}\cos(\alpha_i-\alpha_{i-1}) - (F + \frac{c_i l_i}{K}) = W_i\sin\alpha_i - \sum P_{xj}\cos\alpha_i + \sum P_{yj}\sin\alpha_i + D_i + E_{si} + F_{vi}\sin\theta_i + P_d\cos(\theta_{ji}+\alpha_i) - \frac{[(W_i+\sum P_{yj})\cos\alpha_i + \sum P_{xj}\sin\alpha_i + F_{vi}\cos\alpha_i + \lambda P_d\sin(\theta_{ji}+\alpha_i)]\tan\varphi_i}{K} - \frac{c_i l_i}{K} + E_{i-1}\cos(\alpha_{i-1}-\alpha_i) - \frac{\sin(\alpha_{i-1}-\alpha_i)\tan\varphi_i}{K} \tag{7}$$

K 为抗滑计算时，考虑所需要的安全系数。

(3) 计算结果。

滑面 2 剩余下滑力曲线图如图 7 所示。

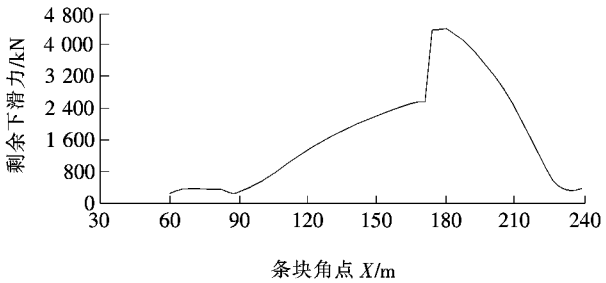

图 7　滑面 2 的剩余下滑力曲线图

上边坡沿滑面 2 的计算结果见表 7。

表 7　上边坡沿滑面 2 的计算结果

下滑力/kN	滑面抗滑力/kN	黏聚力抗滑力/kN	下滑力角度/(°)	剩余下滑力/kN
24.065	33.819	122.524	8.769	−132.277

3.4.2　上边坡沿折线滑面 1 稳定性验算

(1) 计算简图如图 8 所示。

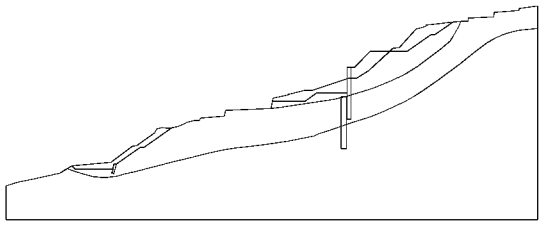

图 8　滑面 1 的计算简图(上边坡)

(2) 计算公式采用式(7)。

(3) 计算结果。

滑面 1 剩余下滑力曲线图如图 9 所示。

上边坡沿滑面 1 的计算结果见表 8。

3.4.3　下边坡沿滑面 2 滑动稳定性验算

(1) 滑面 2 计算简图如图 10 所示。

(2) 计算公式。

根据 JTG D30－2004《公路路基设计规范》第 3.6.7条规定：

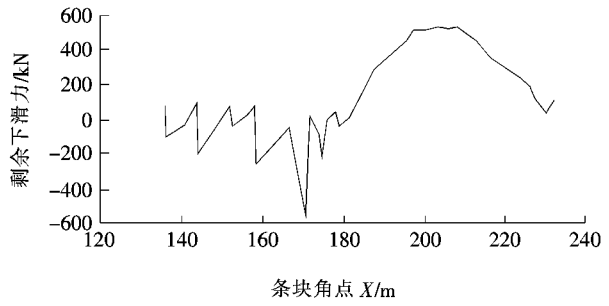

图 9 滑面 1 的剩余下滑力曲线图

表 8 上边坡沿滑面 1 的计算结果

下滑力/kN	滑面抗滑力/kN	黏聚力抗滑力/kN	下滑力角度/(°)	剩余下滑力/kN
2.896	8.279	20.204	6.624	−25.587

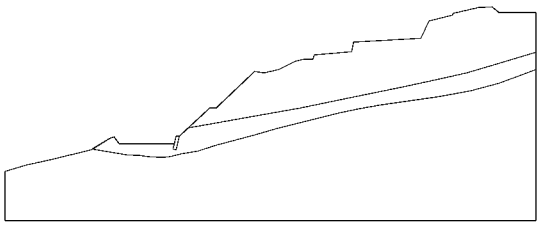

图 10 滑面 2 的计算简图(下边坡)

$$E_i = W_{Qi}\sin\alpha_i - \frac{1}{F_s}(c_i l_i + W_{Qi}\cos\alpha_i \tan\varphi_i) + E_{i-1}\varphi_{i-1} \tag{8}$$

$$\varphi_{i-1} = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \frac{\tan\varphi_i}{F_s}\sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tag{9}$$

式中:W_{Qi}为第 i 土条的重力(kN)与外加竖向荷载之和,自重力的计算,在地下水位以上取天然重度,在地下水位以下取饱和重度;α_{i-1}、α_i为第 i 土条底滑面的倾角,从水平面开始,顺时针为负,逆时针为正;E_{i-1}为第 $i-1$ 土条传递给第 i 土条的下滑力;c_i、φ_i为第 i 土条底的黏聚力(kPa)和内摩擦角(°);l_i为第 i 土条底滑面的长度(m)。

采用式(8)、(9)对各土条逐条计算,直到第 n 土条的剩余推力为零,由此确定稳定安全系数 F_s。

(3) 计算结果。

下边坡沿滑面 2 的计算结果见表 9。

表 9 下边坡沿滑面 2 的计算结果

下滑力/kN	滑面抗滑力/kN	黏聚力抗滑力/kN	下滑力角度/(°)	剩余下滑力/kN
139.674	118.220	215.074	8.782	−0.948

3.5 新增埋入式抗滑桩抗力计算

新增埋入式抗滑桩抗力的计算结果见表 10。

表 10 抗力计算结果 kN

点号	岩石抗力	土抗力	桩抗力	最终抗力
A0	0	0	1 682.52	0
A5	1 795.795	1 874.266	1 672.44	1 672.44
A10	2 745.591	3 224.623	1 662.36	1 662.36
A15	2 745.591	4 051.073	1 652.28	1 652.28
A20	2 745.591	4 349.546	1 642.20	1 642.20
A25	2 745.591	4 349.546	1 632.12	1 632.12

3.6 原桩板墙抗力计算

原桩板墙抗力的计算结果见表 11。

表 11 抗力计算结果 kN

点号	岩石抗力	土抗力	桩抗力	最终抗力
B0	0	0	827.19	0
B5	0	253.874	822.15	253.874
B10	0	343.774	817.11	343.774
B15	0	343.774	812.07	343.774
B20	0	343.774	807.03	343.774
B25	0	343.774	801.99	343.774

4 结论

(1) 该滑坡在自然条件下处于基本稳定状态,但在强降雨、地下水位上升等不利组合作用下,处于不稳定状态,故应立即对其进行综合治理。

(2) 在对滑坡特点及滑坡治理方案的经济性进行分析后,推荐采用增设抗滑桩+锚杆(索)加固+骨架护坡+抗滑挡土墙+截排水的综合治理方案。经过采用方案 2 治理,肖家湾滑坡处于基本稳定状态。

(3) 用条分法对方案 2 的典型断面(2−2′剖面)进行计算,计算内容包括上边坡沿折线滑面 2 的稳定性验算、上边坡沿折线滑面 1 的稳定性验算、下边坡沿折线滑面 2 滑动稳定性验算,验证说明方案 2 的可行性和合理性,可为类似滑坡处治提供一定的参考。

参考文献:

[1] 王欢.深奥隧道出口滑坡成因分析及防治研究[J].路基工程,2015(2).

[2] 王锐,刘刚.崇州万家中学后山滑坡成因机制与稳定性分析[J].水利与建筑工程学报,2014(5).

[3] 黄小平,王德富,胡敏.某公路大型滑坡稳定性评价及治理方案设计[J].公路,2012(5).

[4] 李新坡,何思明,徐骏,等.预应力锚索加固土质边坡的稳定性极限分析[J].四川大学学报:工程科学版,2006(5).