

有限元强度折减法在涉水岸坡工程中的应用

郑颖人¹, 唐晓松¹, 赵尚毅¹, 李安洪²

(1. 后勤工程学院 重庆市地质灾害防治中心, 重庆 400041; 2. 中国中铁二院工程集团有限责任公司, 四川成都 610031)

摘要: 随着大中型水库的陆续兴建, 形成了大量的涉水岸坡, 库水水位的波动将影响这些岸坡的稳定性, 可能诱发水库滑坡, 甚至形成地质灾害. 库水水位的变化将引起岸坡体内地下水的非稳态渗流, 因此其稳定性分析变得十分复杂. 目前, 设计人员大都采用经验概化, 或者照搬规范的方法, 使设计中主观性和定性的成分比较高. 本文重点介绍了作者近几年围绕涉水岸坡的稳定性分析所取得的一些研究成果. 其中, 包括库水水位变化过程中浸润面位置的求解、有限元强度折减法在涉水岸坡稳定性分析及埋入式抗滑桩治理工程中的应用.

关键词: 涉水岸坡; 稳定性分析; 治理工程; 非稳态渗流; 浸润面; 有限元强度折减法

中图分类号: O241.82:TV697.23 **文献标识码:** A **文章编号:** 1009-640X(2009)04-0001-10

大中型水库完建蓄水后, 库水的入渗将导致土体强度的降低, 可能使蓄水前稳定的岸坡形成滑坡; 库水水位的变化, 可能诱发滑坡. 据统计, 80%~90%的水库滑坡破坏与水有关^[1,2], 水是导致水库滑坡发生与发展的最活跃和最普遍的因素, 同时也是最难确定并定量研究的因素. 因此, 关于涉水岸(滑)坡稳定性的分析和研究对工程安全、环境保护和减灾防灾具有重要的理论和工程实际意义.

目前, 对于无水条件下的边(滑)坡稳定性分析, 已经变得比较简单, 人们的认识较为一致. 但对于涉水岸坡, 由于其稳定性受库水水位变化速率以及土体渗透系数等因素的影响, 问题变得十分复杂. 本文将重点介绍作者近几年围绕涉水岸坡的稳定性分析所取得的一些研究成果.

1 浸润面位置的计算

前人研究成果^[3-5]表明, 涉水岸坡的稳定性分析包括坡体内浸润面位置的确定和稳定性评价两部分. 其中, 浸润面位置的准确与否是正确进行稳定性评价的前提.

目前, 关于如何确定浸润面位置的研究大多是围绕堤坝工程进行的^[6-10], 这些方法仅适用于堤坝这种特定的结构形式及水力边界条件, 对于涉水岸坡就不再适用了. 通过借鉴其分析方法, 作者和他的学生围绕浸润面位置的计算进行了大量的研究工作^[11-13]. 作者以布辛涅斯克方程为基础, 将问题简化为一维非稳定渗流问题, 通过拉普拉斯变换求解方程, 得到经历 Δt 时间、水位变化 Δh_i 后, 坡体内浸润面位置的解析解. 通过把实际工程中常见的非阶梯状的水位高度变化曲线转化为阶梯状的变化曲线, 推导得到了库水水位变化过程中岸坡坡体内浸润面位置的解析解公式^[13], 并采用砂与砂+土模型的试验结果对解析解公式的正确性进行了验证; 结合 PLAXIS 程序地下水渗流模块 (PLAXFLOW 模块)^[14] 对库水水位变化过程中岸坡坡体内浸润面位置的数值解也进行了研究, 并和解析解公式进行了验证^[15]; 作者还就浸润面位置的解析解、数值解和经验概化解进行了对比研究, 下面将通过一个算例进行说明. 这里提到的经验概化解是指实际工程中, 不同部

收稿日期: 2009-02-04

作者简介: 郑颖人(1933-), 男, 浙江镇海人, 中国工程院院士, 主要从事岩土本构关系理论与数值分析及边坡和地下工程稳定性方面的教学与研究工作. E-mail: zhengl32@163.com

门的工程技术人员在计算浸润面位置时根据经验采用的不同概化方法的统称. 其中,有的是把水库岸坡远处水位与库水位变化到最后时的水位之间的连线作为浸润面位置;有的是把坡体内初始水面作为浸润面位置;有的则是以滑体的下三分之一线作为浸润面位置. 文中在算例的对比分析中把水库岸坡远处水位与库水位变化到最后时的水位之间的连线作为浸润面位置的经验概化解(见图 1).

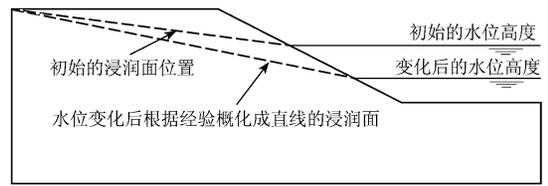


图 1 根据经验概化得到坡体内浸润面位置示意图
Fig. 1 Location of phreatic surface in the slope through empirical generalization

算例:如图 2 所示均质岸坡,土体渗透系数 $k_x = k_y = 0.005 \text{ m/d}$,坡体前部库水水位以 3 m/d 的速度从初始水面匀速下降 5 d ,水位降幅 15 m ,坡体后部为定水头边界, $h = 15 \text{ m}$.

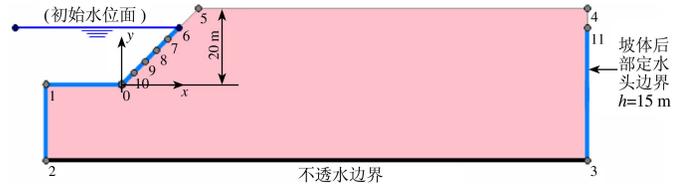


图 2 计算模型示意图
Fig. 2 Calculation model

采用 PLAXFLOW 地下水渗流模块进行瞬态分析,得到不同时刻坡体内浸润面的位置见图 3.

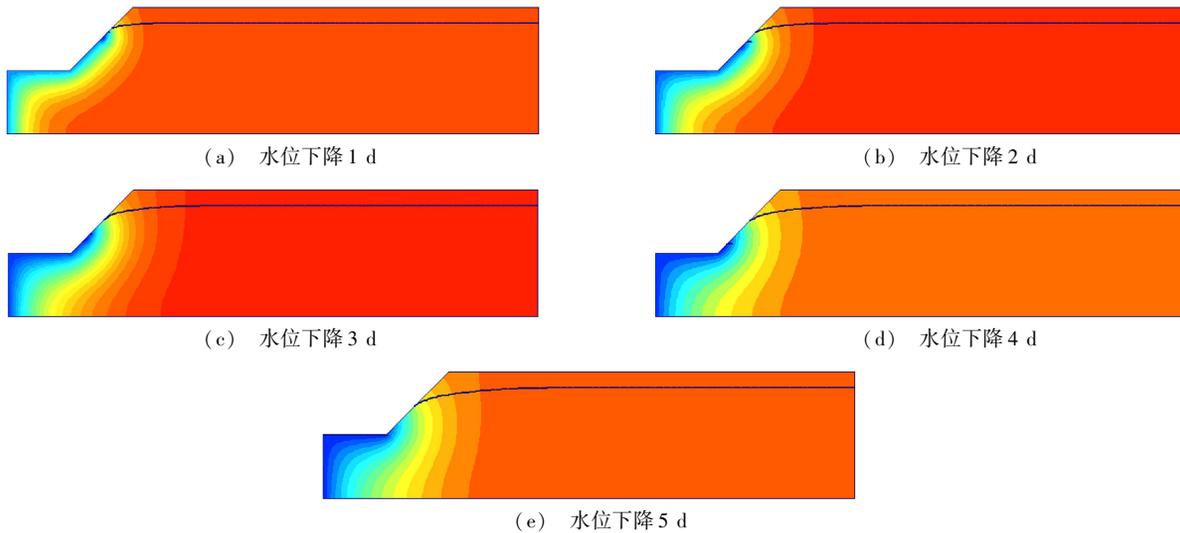


图 3 不同时刻坡体内浸润面位置示意图
Fig. 3 Location of phreatic surface in the slope of different time

解析解、数值解以及经验概化解的对比分析见表 1,表中所示的误差是相对于同一水平距离的数值解的计算结果. 从表 1 中的数据可以看出,和数值解相比,解析解较接近于数值解,而经验概化解的误差较大,且随着水位的下降,误差也不断增大. 其中,在坡体前部浸润面位置经验概化解引起的误差尤为明显,甚至达 80% 以上.

表 1 浸润面位置计算结果比较

Tab. 1 Calculation results of phreatic surface

水位下降 时间/ d	计算方法	不同水平距离浸润面位置的竖直高度/ m											溢出点坐标 / (m, m)
		10	20	30	40	50	60	70	90	110	130	150	
1	数值解	10.0	14.6	14.9	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	(12.1, 12.1)
	解析解	10.0	14.1	14.3	14.4	14.5	14.6	14.8	14.9	14.9	14.9	15.0	(12.0, 12.0)
	误差/ %	0.0	-3.42	-4.03	-4.00	-3.33	-2.67	-1.33	-0.67	-0.67	-0.67	0.0	(-0.8, -0.8)
	经验概化解	10.0	12.2	12.4	12.6	12.8	13.0	13.3	13.7	14.1	14.6	15.0	(12.0, 12.0)
	误差/ %	0.0	-16.4	-16.8	-16.0	-14.7	-13.3	-11.3	-8.7	-6.0	-2.7	0.0	(-0.8, -0.8)

(续表)

水位下降 时间/d	计算方法	不同水平距离浸润面位置的竖直高度/m											溢出点坐标 /(m,m)	
		10	20	30	40	50	60	70	90	110	130	150		
3	数值解	10.0	13.7	14.5	14.8	14.9	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	(10.5,10.5)
	解析解	10.0	12.7	14.5	14.8	14.8	14.9	14.9	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	(10.1,10.1)
	误差(%)	0.0	-7.30	0.0	0.0	-0.67	-0.67	-0.67	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	(-3.81,-3.81)
	经验概化解	6.3	6.9	7.5	8.1	8.8	9.4	10.0	11.3	12.5	13.8	15.0	15.0	(6.0,6.0)
	误差(%)	-37.0	-49.6	-48.3	-45.3	-40.9	-37.3	-33.3	-24.7	-16.7	-8.0	0.0	0.0	(-42.9,-42.9)
5	数值解	9.7	12.7	13.9	14.5	14.7	14.9	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	(8.9,8.9)
	解析解	9.2	11.8	13.5	13.9	14.3	14.7	14.8	14.8	14.9	14.9	15.0	15.0	(8.6,8.6)
	误差(%)	-5.15	-7.09	-2.88	-4.14	-2.72	-1.34	-1.33	-1.33	-0.67	-0.67	0.0	0.0	(-3.37,-3.37)
	经验概化解	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	9.0	11.0	13.0	15.0	15.0	(0.0,0.0)
	误差(%)	-89.7	-84.3	-78.4	-72.4	-66.0	-59.7	-53.3	-40.0	-26.7	-13.3	0.0	0.0	(-100.0,-100.0)

由此可见,在库水水位变化过程中,采用 PLAXFLOW 地下水渗流模块进行瞬态分析得到的数值解和解析解公式的计算结果是比较准确的,这两种方法能充分反映水位下降过程中岸坡坡体内浸润面位置下降的“滞后效应”。表1中数值解和解析解对应的浸润面位置在坡面溢出点竖直方向的坐标均高于同一时刻坡体前部的库水水位,这正是“滞后效应”的具体体现。而经验概化解引起的误差比较大,据此进行水库岸坡的稳定性分析,也将有较大的误差。

2 水库岸坡的稳定性分析

上述分析表明,采用 PLAXFLOW 模块进行非稳定流瞬态分析来确定库水水位变化过程中岸坡坡体内的浸润面位置是准确可行的。由于 PLAXIS 程序可以通过和 PLAXFLOW 模块耦合,把渗流计算得到的孔隙水压力分布导入到稳定性分析的模型中,并结合有限元强度折减法进行稳定性分析^[16-19]。因此,该商业程序适用于涉水岸坡的稳定性分析。下面将通过一个水位下降条件下涉水岸坡稳定性的算例进行说明,并分析浸润面位置经验概化解对稳定性评价造成的误差。算例:均质岸坡,坡高 $H = 15\text{ m}$,坡度比 $1 : 2 (26.56^\circ)$,土体重量 $\gamma_{\text{天然}} = 17\text{ kN/m}^3$, $\gamma_{\text{饱和}} = 18\text{ kN/m}^3$,粘聚力 $c = 16.5\text{ kPa}$,内摩擦角 $\varphi = 22.6^\circ$,土体渗透系数分别取 $k_x = k_y = 0.1, 0.01$ 和 0.001 m/d 。分析中,还是以岸坡远处水位与库水位变化到最后时的水位连线作为浸润面位置的经验概化解。坡体后部边界设置为定水头边界, $h = 35\text{ m}$;坡体前部库水水位以 3 m/d 的速率匀速从初始水位高度 35 m 下降 5 d ,水位降幅 15 m 。PLAXFLOW 渗流模块数值解的安全系数见表2。根据表2安全系数计算结果绘制的水位高度和安全系数的关系曲线见图4。

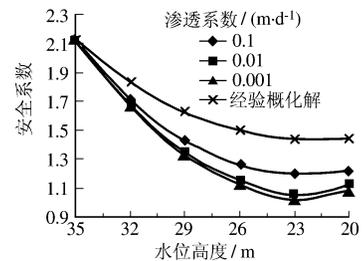


图4 水位高度和安全系数的关系曲线

Fig. 4 Relationship curves between water level and safety factor

表2 安全系数计算结果

Tab. 2 Calculation results of safety factor

水位高度/m	不同渗透系数下的安全系数			经验概化解
	0.1 m/d	0.01 m/d	0.001 m/d	
35	2.119	2.119	2.119	2.119
32	1.705	1.668	1.659	1.832
29	1.424	1.348	1.327	1.622
26	1.262	1.151	1.123	1.495
23	1.197	1.051	1.015	1.441
20	1.225	1.124	1.087	1.447

当坡体前部库水水位下降至 23 m, 渗透系数分别为 0.01 和 0.001 m/d 时, 根据浸润面位置数值解进行稳定性分析得到的滑面位置见图 5(a) 和 (b), 根据浸润面位置经验概化解进行稳定性分析得到的滑面位置见图 5(c).

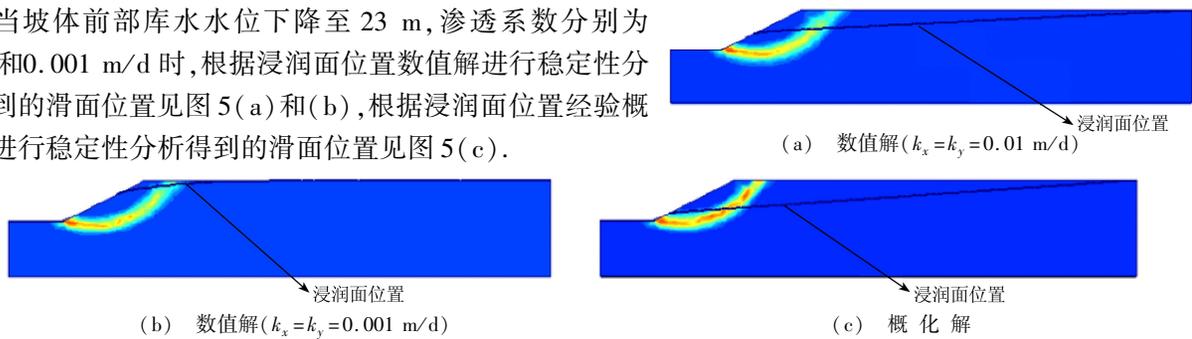


图 5 根据浸润面数值解分析和浸润面概化解分析得到的滑面位置

Fig. 5 Location of sliding surface through numerically analyzing phreatic surface and empirically generalizing phreatic surface

可见, 根据浸润面位置经验概化解和数值解分别进行稳定性分析得到的结果存在着一定的差别. 当库水水位下降到一定高度时, 两者之间的差别随土体渗透系数的减小而增大; 当土体渗透系数相同时, 两者之间的差别随水位降幅的增大而增大.

可见, 无论是根据浸润面位置数值解, 还是根据浸润面位置经验概化解进行稳定性分析, 当库水水位下降到一定高度 (23 m 左右) 时, 安全系数达到最低值, 通常把这一水位称为“最不利水位”. 因此, 工程中应根据“最不利水位”对应的安全系数进行设计施工. 本算例中, 当土体渗透系数为 0.1 m/d 时, 在“最不利水位”根据浸润面位置经验概化解得到的安全系数为 1.441, 而根据浸润面位置数值解得到的安全系数为 1.197; 当土体渗透系数为 0.01 m/d 时, 两者安全系数相差 27.06%; 当土体渗透系数等于 0.001 m/d 时, 两者安全系数相差达 29.56%. 从图 5 所示的浸润面位置可以看出, 造成稳定性分析差别的主要原因是浸润面位置上的差异, 经验概化解由于没有考虑坡体内浸润面位置在库水水位下降过程中的“滞后效应”, 故明显低于数值解得到的浸润面位置, 且浸润面位置上的差异随渗透系数的减小而增大, 反映在稳定性分析的结果上, 就是两者安全系数间的差也随之增大. 由此可知, 按浸润面位置经验概化解进行设计施工将过高地估计岸坡的安全性, 使工程设计偏于危险, 造成潜在的危害.

3 涉水岸坡治理工程

作者在文献[20]中对埋入式抗滑桩的设计进行了研究, 包括采用有限元强度折减法计算埋入式抗滑桩的推力与抗力; 埋入式抗滑桩合理桩长的确定; 桩身内力的计算等. 这里将以某大型滑坡治理工程为例说明有限元强度折减法在埋入式抗滑桩治理工程中的应用.

3.1 工程稳定性评价

计算剖面如图 6 所示.

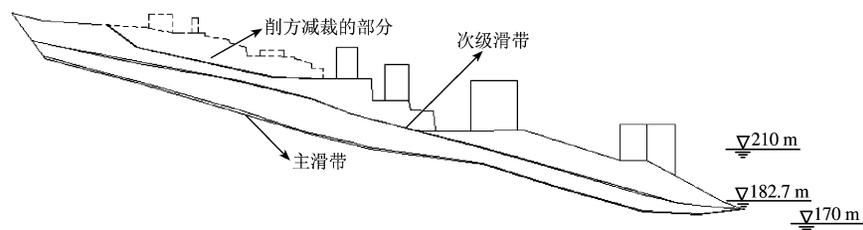


图 6 计算剖面示意图

Fig. 6 Calculation of section plane

根据《三峡库区三期地质灾害防治工程设计技术要求》选取以下3种工况进行稳定性分析.各具体工况如下:

工况1:自重+地表荷载+50年一遇暴雨(不考虑库水水位的影响);

工况2:自重+地表荷载+50年一遇暴雨+坡体前部库水静止水182.7 m;

工况3:自重+地表荷载+50年一遇暴雨+坡体前部库水水位从210 m降至170 m常年低水位(假定库水水位以2 m/d的速度匀速下降).

根据室内试验和邻区滑坡参数选取计算参数(见表3).

表3 计算参数

Tab.3 Calculation parameters

岩组	土体天然(饱和)重度 / (kN·m ⁻³)	弹性模量 / MPa	泊松比	凝聚力 / kPa	内摩擦角 / (°)
滑体土	21.4(21.9)	800	0.33	28.85	20.56
主滑带土	18.0(18.5)	500	0.35	12.64	13.93
次级滑带土	18.0(18.5)	500	0.35	14.08	16.9
滑床土	26.8(27.3)	1 500	0.21	1800	37.0

在工况1条件下,采用有限元强度折减法分析得到滑坡的安全系数为1.068,处于极限破坏状态,滑面位置见图7;在工况2条件下,由于坡体前部库水水位只有182.7 m,库水并未对滑面产生影响.因此,工况2与工况1的安全系数相等.

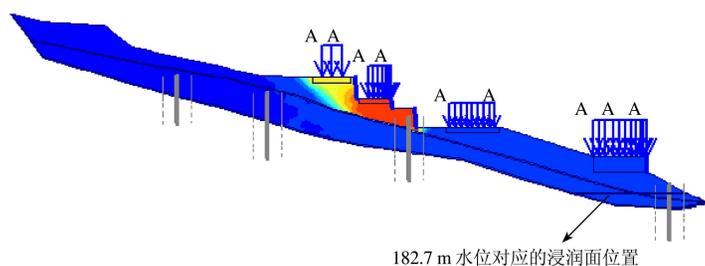


图7 滑坡治理前工况2条件下的浸润面和滑面位置示意图

Fig.7 Phreatic surface and sliding surface under working condition 2 before the governing of landslide

库水位下降过程中,坡体内浸润面位置变化的“滞后效应”将产生较大的超孔隙水压力,致使滑坡稳定性降低.因此,工况3条件下,该滑坡极易发生失稳破坏,必须予以治理,以提高其稳定性.

3.2 抗滑桩治理的初步设计

在滑体中后部设置2排抗滑桩(1号桩、2号桩)加固,尺寸2.5 m×4.0 m×28 m,桩间距6 m,埋入抗滑桩顶面分别设置在主滑带以上12 m、16 m处;滑体中部采用1排抗滑桩(3号桩)加固,尺寸2.5 m×4.0 m×34 m,桩间距6 m,埋入抗滑桩顶面设置在主滑带以上20 m处;滑体前缘采用1排抗滑桩(4号桩),尺寸2.5 m×4.0 m×26 m,桩间距6 m,埋入抗滑桩顶面设置在主滑带以上14 m处.

采用抗滑桩治理后,滑坡在工况1条件下对应的安全系数为1.368,滑面位置如图8(a)所示;工况2条件下对应的安全系数为1.365,浸润面和滑面位置如图8(b)所示.在工况3条件下,采用PLAXIS程序进行稳定性分析的结果见表4.

表4 库水水位变化过程中安全系数的计算结果

Tab.4 Calculation results of safety factor during the change of water level

库水水位/ m	210	202	194	190	186	178	170
安全系数	1.409	1.376	1.359	1.343	1.368	1.371	1.374

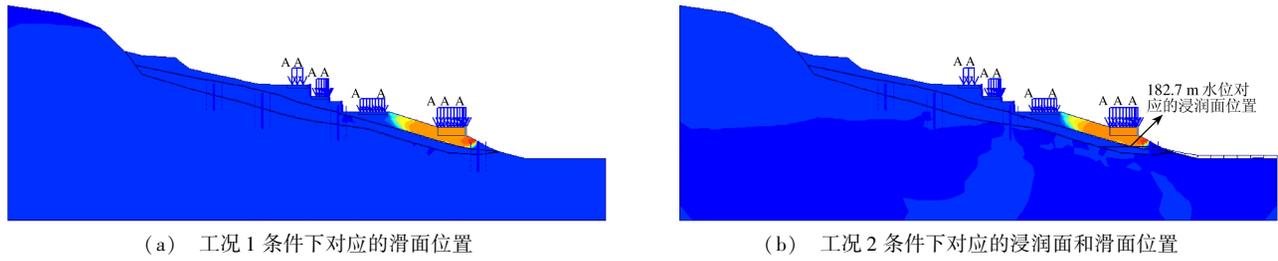


图8 浸润面和滑面位置示意图

Fig. 8 Location of phreatic surface and sliding surface

可见,安全系数的大小并不是随着水位的降低一直降低,最小的安全系数出现在库水水位从 194 m 下降至 186 m 这一阶段.通过细化该阶段,分析得到当库水水位下降至 190 m 时,安全系数达到最小值(1.343),此时滑坡体的稳定性最差,对应的浸润面和滑面位置见图 9.

通过在 PLAXIS 程序中分别在抗滑桩前后设置接触面^[14]的方法,可以求得桩后的推力和桩前的抗力,从而得到抗滑桩桩身所承受的推力,计算结果见表 5.

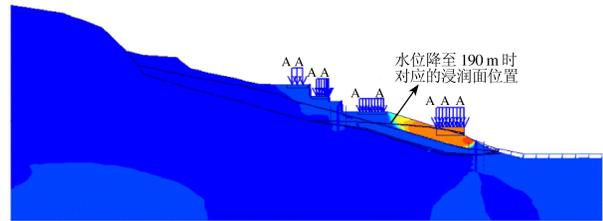


图9 库水水位降至 190 m 时对应的浸润面和滑面位置示意图

Fig. 9 Location of phreatic surface and sliding surface when water level reduces to 190 m

表5 抗滑桩桩身推力的计算结果

Tab. 5 Calculation results of the thrust on anti-slide piles

(单位: kN/ m)

桩号	桩后推力		桩前抗力		桩身推力	
	工况 1	工况 2	工况 1	工况 2	工况 1	工况 2
1	3 088	3 086	1 303	1 298	1785	1788
2	3 029	3 053	1 473	1 482	1 556	1 571
3	3 736	3 689	1 566	1 593	2 170	2 096
4	2 811	2 966	920	1 056	1 891	1 910

考虑到实际工程要求较高,根据设计单位的要求,推力计算时强度折减安全系数在工况 1 和工况 2 条件下均取 1.40,在工况 3 条件下则取 1.32.可见,设置在滑体中部的 3 号桩所承受的推力明显高于其它桩,因此,为了使各桩桩身所承受的推力分布均匀,需要对初步设计进行优化.优化以各桩的推力分布均匀,且各桩的推力之和最小为原则.

3.3 抗滑桩治理的优化设计

3.3.1 桩长优化 从表 5 可见,2 号桩所承受的推力明显偏小,因此可以通过调整 2 号桩的桩长使其分担部分传递至 3 号桩的下滑力,从而减小 3 号桩所承担的推力.拟采用的桩长调整方案:1、4 号桩桩长不变;2 号桩埋入抗滑桩顶面调整至主滑带以上 18 m 处;3 号桩埋入抗滑桩顶面调整至主滑带以上 16 m 处,比设计方案降低 4 m.调整桩长后,工况 1 条件下对应的安全系数为 1.320,滑面位置如图 10 所示.由于工况 2 和工况 3 条件下的库水水位对滑动面位置没有影响,因此,桩长调整后工况 2 和工况 3 条件下对应的安全系数不小于 1.320,达到了设计要求.此时,各桩桩身所承受的推力见表 6.

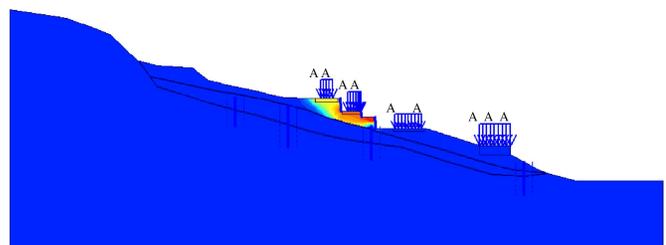


图10 工况 1 条件下对应的滑面位置

Fig. 10 Sliding surface under working condition 1

表6 抗滑桩桩身推力的计算结果

Tab.6 Calculation results of the thrust on anti-slide piles

(单位:kN/m)

桩号	桩后推力		桩前抗力		桩身推力	
	工况1	工况2	工况1	工况2	工况1	工况2
1	3 200	3 160	1 350	1 346	1 850	1 814
2	3 327	3 301	1 566	1 566	1 761	1 735
3	3 139	3 185	1 327	1 331	1 812	1 854
4	2 938	2 993	951	1 002	1 987	1 991

从表6可见,各桩桩身所承受推力的大小分布基本均匀,但各桩所承受的推力之和分别为7 410 kN/m和7 394 kN/m,与表5中各桩所承受的推力之和7 402 kN/m和7 365 kN/m相比并没有减小,因此需要进行进一步优化。

3.3.2 桩位优化 采用有限元强度折减法搜索多个潜在滑面^[21],以滑面出现的先后次序确定桩的位置.根据图7所示的滑面位置以及考虑到对次级滑带的加固,首先确定初步设计中3号桩的设置,桩的尺寸和初步设计相同.设置抗滑桩后,工况1条件下对应的安全系数为1.162,新产生的滑面位置如图11所示。

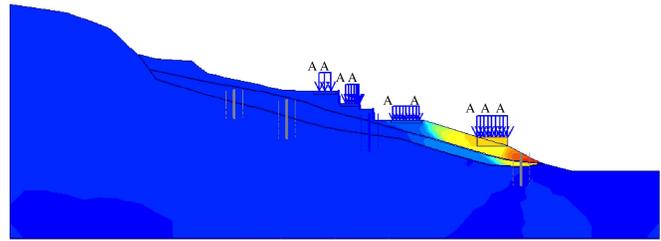


图11 设置3号桩后新产生的滑面位置示意图

Fig.11 New sliding surface after setting the third pile

根据图11所示的滑面位置,综合考虑滑坡下部是设桩比较合适的区域^[22]以及坡面建筑荷载的影响,确定初步设计中4号桩的设置,桩的尺寸也和初步设计相同,新产生的滑面位置如图12所示.此时对应的安全系数为1.351(工况1条件下),达到了设计要求.各桩桩身所承受的推力见表7。

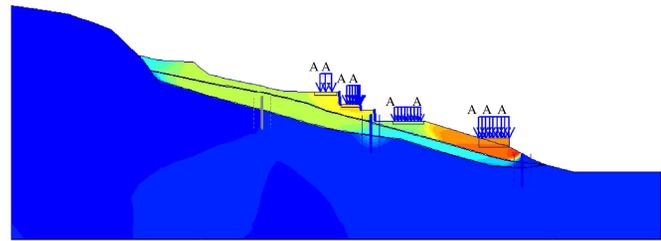


图12 3号、4号桩设置完后新产生的滑面位置示意图

Fig.12 New sliding surface after setting the third and fourth piles

表7 抗滑桩桩身推力的计算结果(工况1条件)

Tab.7 Calculation results of the thrust on anti-slide piles (working condition 1)

(单位:kN/m)

桩号	桩后推力	桩前抗力	桩身推力
1	-	-	-
2	-	-	-
3	5 604	1 749	3 855
4	3 349	1 001	2 348

由表7可见,3号桩承受的推力偏大,因此,拟通过在3号桩后增加抗滑桩以承担部分推力.从表5可见,初步设计中1号、2号桩所承受的推力不是很大,基本在1 500 kN/m左右,因此仅考虑在3号桩后增加1排抗滑桩,设置于初步设计中的1号、2号桩之间,尺寸2.5 m×4.0 m×30 m,桩间距6 m,埋入抗滑桩顶面设置在主滑带以上14 m,新产生的滑面位置如图13所示.此时对应的安全系数为1.364,各桩所承受的推力见表8。

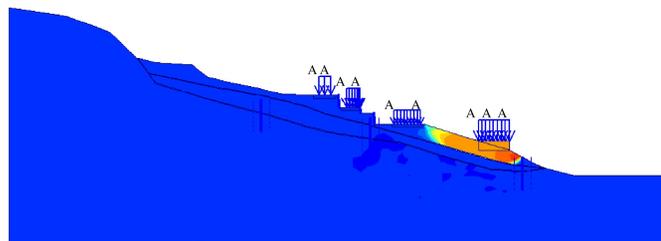


图13 滑面位置示意图

Fig.13 Location of sliding surface

表8 抗滑桩桩身推力计算结果

Tab.8 Calculation results of the thrust on anti-slide piles

(单位:kN/m)

桩号	桩后推力			桩前抗力			桩身推力		
	工况1	工况2	工况3	工况1	工况2	工况3	工况1	工况2	工况3
1(2)*	3 965	3 960	3 964	1 670	1 671	1 672	2 295	2 289	2 292
3	3 759	3 794	3 794	1 448	1 450	1 450	2 311	2 344	2 344
4	2 978	3 002	3 434	960	981	1 253	2 018	2 021	2 181

注:1号、2号2排桩减少为1排桩。

上述分析表明,对于该滑坡,无论是采用桩位优化,还是桩长优化,均能达到设计要求.但桩位调整后工况1条件下各桩所承受的推力之和降为6 624 kN/m,与表5中工况1条件下各桩所承受的推力之和7 402 kN/m相比,下降了10.51%,故桩位优化更为合理.

因此,抗滑桩初步设计可以调整为:初步设计中的1号、2号2排桩减为1排桩,设置于初步设计中两排桩之间,尺寸2.5 m×4.0 m×30 m,桩间距6 m,埋入抗滑桩顶面设置在主滑带以上14 m;3号、4号桩的位置和尺寸保持不变.优化后,工况1条件下的安全系数为1.364;工况2条件下的安全系数为1.361,各桩桩身所承受的推力大小见表8.当库水水位下降至190 m时,安全系数达到最小值(1.340),表明此时滑坡体的稳定性最差.

4 结 语

文章重点介绍了作者围绕涉水岸坡坡体内浸润面位置的求解、有限元强度折减法在涉水岸坡稳定性分析及埋入式抗滑桩治理工程中的应用所作的研究工作.通过研究得到了以下几点结论:

(1)采用PLAXFLOW地下水渗流模块和解析解公式进行涉水岸坡坡体内浸润面位置的求解是准确可行的,而根据经验进行概化存在较大的误差;

(2)结合有限元强度折减法进行涉水岸坡的稳定性分析,能准确反映水位变化过程中岸坡稳定性的变化规律;

(3)按浸润面位置经验概化解进行岸坡稳定性的评价,将过高地估计岸坡的安全性,使工程设计偏于危险,造成潜在的危害;

(4)结合有限元强度折减法能较圆满地完成埋入式抗滑桩的设计,通过设桩位置和桩长的调整可以使埋入式抗滑桩的设计更加合理.

参 考 文 献:

- [1] 王恭先. 滑坡防治[M]. 北京:人民铁道出版社,1977. (WANG Gong-xian. Govern of landslide[M]. Beijing: People's Railway Public House, 1977. (in Chinese))
- [2] 钟立勋. 意大利瓦依昂水库滑坡事件的启示[J]. 中国地质灾害与防治学报,1994,5(2):77-84. (ZHONG Li-xun. Enlightenments from the accident of vaiont landslide in Italy[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 1994, 5(2):77-84. (in Chinese))
- [3] 毛昶熙,陈平,李祖贻,等. 渗流作用下的坝坡有限元分析稳定[J]. 岩土工程学报,1982,4(3):88-106. (MAO Chang-xi, CHEN Ping, LI Zu-yi, et al. FEM stability analysis of dam slope under seepage[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1982, 4(3):88-106. (in Chinese))
- [4] DESAI C S. Drawdown analysis of slopes by numerical method[J]. Journal of the Geotechnical Engineering, 1977, 103(GT7):667-676.
- [5] GRIFFITHS D V, LANE P A. Assessment of stability of slope under drawdown conditions[J]. Journal of Geotechnical and

- Geoenvironmental Engineering, 2000, 126(5): 443-450.
- [6] 党发宁, 王晓章, 郑忠安, 等. 有自由面渗流分析的变单元渗透系数法[J]. 西北水力发电, 2004, 20(1): 1-3. (DANG Fa-ning, WANG Xiao-zhang, ZHENG Zhong-an, et al. Variable element seepage coefficient method for seepage numerical analysis with free surface[J]. Journal of Northwest Hydroelectric Power, 2004, 20(1): 1-3. (in Chinese))
- [7] US Army Corp of Engineers. Engineering and design-stability of earth and rock fill dams[M]. USA: US Army Corp of Engineers, 1970.
- [8] 顾慰慈. 水库水位降落时土坝坝体内自由水面线的计算[J]. 河北水利水电技术, 1993(2): 67-70. (GU Wei-ci. The calculation of piezometric line in the earth dam during the drawdown[J]. Hebei Water Resources and Hydropower Engineering, 1993(2): 67-70. (in Chinese))
- [9] 毛昶熙, 段祥宝, 李祖贻. 渗流数值计算与程序应用[M]. 南京: 河海大学出版社, 1999. (MAO Chang-xi, DUAN Xiang-bao, LI Zu-yi. Numerical calculation and program application of seepage[M]. Nanjing: Hohai University Publishing House, 1999. (in Chinese))
- [10] 王媛. 求解有自由面渗流问题的初流量法的改进[J]. 水利学报, 1998(3): 68-73. (WANG Yuan. The modified initial flow method for 3-D unconfined seepage computation[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1998(3): 68-73. (in Chinese))
- [11] 郑颖人, 时卫民, 孔位学. 库水位下降时渗透力及地下水浸润线的计算[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(18): 3203-3210. (ZHENG Ying-ren, SHI Wei-min, KONG Wei-xue. Calculation of seepage force and phreatic surface under drawdown condition[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(18): 3203-3210. (in Chinese))
- [12] 郑颖人, 陈祖煜, 王恭先, 等. 边坡与滑坡治理[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007. (ZHENG Ying-ren, CHEN Zu-yu, WANG Gong-xian, et al. Govern of slope and landslide[M]. Beijing: China Communications Press, 2007. (in Chinese))
- [13] TANG Xiao-song, ZHENG Ying-ren, SHI Wei-min. Analytic solution of phreatic surface in the slope of reservoir bank[J]. Engineering Sciences, 2008, 3(6): 76-84.
- [14] BRINKGREVE R B J, AL-KHOURY R. PLAXIS-PLAXFLOW Version 1.4 Manual[M]. PLAXIS B V, 2006.
- [15] 唐晓松. 有限元强度折减法在水库岸坡稳定性分析及其治理工程中的应用[D]. 重庆: 后勤工程学院, 2008. (TANG Xiao-song. Application of strength reduction FEM in the stability analysis and govern engineering[D]. Chongqing: Logistical Engineering University, 2008. (in Chinese))
- [16] 唐晓松, 郑颖人, 林成功. 水位下降过程中超孔隙水压力对边坡稳定性的影响[J]. 水利水运工程学报, 2007(1): 1-6. (TANG Xiao-song, ZHENG Ying-ren, LIN Cheng-gong. The effect of excess pore pressure on stability of slope under drawdown condition[J]. Hydro-Science and Engineering, 2007(1): 1-6. (in Chinese))
- [17] 郑颖人, 唐晓松. 库水作用下的边(滑)坡稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2007, 27(8): 1115-1121. (ZHENG Ying-ren, TANG Xiao-song. Stability analysis of slopes under drawdown condition of reservoirs[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 27(8): 1115-1121. (in Chinese))
- [18] 郑颖人, 赵尚毅, 邓楚键, 等. 有限元极限分析法发展及其在岩土工程中的应用研究[J]. 中国工程科学, 2006, 8(12): 35-61. (ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, DENG Chu-jian, et al. Development of finite element limit analysis method and its applications in geotechnical engineering[J]. Engineering Science, 2006, 8(12): 35-61. (in Chinese))
- [19] 郑颖人, 赵尚毅. 有限元强度折减法在土坡和岩坡中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(19): 3381-3388. (ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. Application of strength reduction in soil and rock slope[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(19): 3381-3388. (in Chinese))
- [20] 雷文杰, 郑颖人, 冯夏庭. 沉埋桩的有限元设计方法探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 2(25): 2924-2929. (LEI Wen-jie, ZHENG Ying-ren, FENG Xia-ting. Study on finite element design methods of slope stabilized by deeply buried anti-slide piles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 2(25): 2924-2929. (in Chinese))
- [21] 刘明维, 郑颖人. 基于有限元强度折减法确定滑坡多滑动面方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(8): 1544-1549. (LIU Ming-wei, ZHENG Ying-ren. Determination methods of multi-slip surfaces landslide based on strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(8): 1544-1549. (in Chinese))
- [22] 铁道部第二勘测设计院. 抗滑桩设计与计算[M]. 北京: 地质出版社, 2001. (Second Survey and Design Institute of the Ministry of Railways. Design and calculation of anti-slide piles[M]. Beijing: Geological Publishing House, 2001. (in Chinese))

Application of strength reduction FEM in fording slope

ZHENG Ying-ren¹, TANG Xiao-song¹, ZHAO Shang-yi¹, LI An-hong²

(1. *Logistical Engineering University, Chongqing Geological Hazard Prevention and Treatment Center, Chongqing 400041, China*; 2. *China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., Chengdu 610031, China*)

Abstract: With the construction of large and medium sized reservoirs, a lot of fording slopes appear and the change of reservoir water level will influence the slope stability, which would lead to landslides, even geological hazards. The stability analysis becomes very complicated since the fluctuation of water level would cause unstable seepage for the underground water inside the slope. At present, researchers mostly adopt the methods of empirical generalization or copy standards in practical engineering, which will make the design subjective and qualitative. So the researches on the methods of stability analysis are significant to engineering safety, environment protection and hazard prevention both theoretically and practically. In the paper, some achievements of stability analysis by the authors are introduced, including the solution to phreatic surface during the change of water level, the application of strength reduction FEM in stability analysis and the application of embedded anti-slide piles in the controlling engineering.

Key words: fording slopes; stability analysis; controlling engineering; unstable seepage; phreatic surface; strength reduction FEM