

库水位上升对茨哈峡 4# 倾倒体的稳定性研究

杨 敏, 李宏儒, 李 宁, 李国锋, 安晓凡

(西安理工大学 岩土工程研究所, 陕西 西安 710048)

摘要: 库水位上升产生的浮力作用, 将改变原来的水-边坡作用环境, 不利于库区边坡稳定. 结合茨哈峡 4# 倾倒体现场踏勘调研情况, 根据倾倒体的环境地质条件, 探讨了该库岸倾倒体的成因机制和演化过程. 利用数值模拟方法, 采用 FLAC3D 有限差分软件建立三维模型, 运用强度折减理论对该库岸倾倒边坡的稳定性进行了计算分析, 将边坡关键点处的位移是否突变和塑性区是否贯通作为边坡的失稳判据. 结果表明: 倾倒体的稳定性受库水位上升的影响较为明显; 倾倒体在天然状况下是稳定的, 此时倾倒体的稳定系数为 1.78; 随着库水位的上升, 倾倒体安全系数逐渐降低, 当库水位上升至 2 990 m(水位 355 m)时, 倾倒体的稳定系数为最小, 其值为 1.12, 小于边坡设计安全系数. 为了确保安全, 建议对该倾倒体采取监控措施.

关键词: 库水位上升; 强度折减法; 三维分析; 安全系数

中图分类号: P642, TU471.5

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2019)02-0235-08

Study on the influence of water level rise on 4# toppling slope of The Cihaxia Hydropower Station stability

YANG Min, LI Hongru, LI Ning, LI Guofeng, AN Xiaofan

(Institute of Geotechnical Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China)

Abstract: The buoyancy caused by the rise of the reservoir water level will change the original environment of water-slope interaction, which is not conducive to the stability of the slope in the reservoir area. Based on the site investigation of the toppling mass in 4# toppling slope of Cihaxia Hydropower Station and the corresponding geological environment, the genetic mechanism and evolution process of the toppling mass at the bank of the reservoir were discussed. By using the numerical simulation method and the FLAC3D finite difference software, a three-dimensional model is established, and the stability of the toppling slope of the reservoir bank is calculated and analyzed by strength reduction theory. The displacement of the slope at the critical point and the consistency of the plastic zone is through are taken as the criteria for slope instability. The results show that: (1) and the consistency of the stability of toppling mass is obviously affected by the rise of the reservoir water level. (2) The toppling mass is naturally stable with the stability coefficient at 1.78. (3) With the increase in water level of the reservoir, the safety factor of toppling mass decreases gradually. When water level of reservoir rises to 2 990 m (Water level 355 m), the stability coefficient of the toppling mass is the smallest as 1.12, which is less than safety factor of slope as designed. To ensure safety, it is recommended to monitor such kind of toppling mass.

Key words: rising of reservoir water level; strength reduction method; 3D analysis; factor of safety

库岸滑坡是伴随着水电工程的建设而加剧呈现的一种重大工程问题, 库岸滑坡失稳, 滑坡体高速滑入水库, 会造成巨大的涌浪, 不仅危害水库本身, 影响水库的正常运营, 而且还会带来严重的次生灾害, 甚至直接危及大坝的安全, 给人类的生命财产带来重大威胁^[1]. 许多专家学者结合各自参与的具体工程开展了大量有针对性的研究工作. 刘才华等^[2]以湖北省秭归县三峡库区的千将

坪高速滑坡为例, 论述了库水位上升有可能诱发边坡失稳破坏机理. 莫伟伟等^[3]根据水岩相互作用机理, 分析了库水涨落对滑坡岩土体的影响. 王新刚等^[4]以三峡库区马家沟 I 号滑坡为例, 建立三维模型, 研究了应力-渗流耦合作用下抗滑桩加固库区滑坡位移和受力特征, 探讨了滑坡-抗滑桩相互作用体系的防治效果. 马淑芝等^[5]以赵树岭滑坡为例, 运用水-岩耦合三维有限元数值模拟对不

收稿日期: 2018-02-27 修改稿日期: 2019-03-08

基金项目: 国家自然科学基金项目(11572246, 51179153)

第一作者: 杨 敏(1990—), 女, 博士研究生, 主要从事岩土工程数值仿真的研究工作. E-mail: yangmin0069@126.com

通信作者: 李宏儒(1972—), 男, 博士, 副教授, 从事岩土力学与工程及数值仿真分析. E-mail: llrbj@xaut.edu.cn

同库水位变动状态下的地下水水位变化和滑坡稳定性进行了研究. 周永强等^[6]以付家坪子高陡滑坡为例, 分析了库水位不同升速和降速、降雨不同强度以及库水位变化与降雨联合作用工况下滑坡的稳定性. 孙冬梅等^[7]通过建立水一气二相流模型, 研究了库水位下降的岸坡非稳定渗流场. 刘钊等^[8]利用有限元法研究了水位骤降时影响上游坝坡稳定性的因素. 杨超^[9]以寨沟村滑坡为例, 进行水库型滑坡的稳定性分析的研究. 廖红建^[10]以三峡水利工程为背景, 数值模拟分析出库区降水速度和渗透系数与边坡稳定性之间的变化规律. 李壮壮^[11]以三峡库区奉节县龙潭滑坡为研究对象, 运用 Geo-studio 软件模拟库水位从 175 m 降至 145 m 的滑坡渗流场. 上述研究成果在解决具体工程问题方面起到了显著的作用, 并对类似边坡问题的解决具有一定的指导意义, 但针对茨哈峡 4# 倾倒体的实际情况, 仍需要开展专门的研究工作.

本文研究的茨哈峡 4# 倾倒体是典型的反倾层状岩质边坡, 位于库区内部, 整体规模较大, 其所在斜坡浅表部岩体发生严重的倾倒变形, 倾倒变形主要发生在 2 900 m 高程以上, 有向上游侧倾倒的趋势, 岩体拉裂、破碎、解体, 稳定性较差, 形成危岩, 局部发生小规模垮塌变形. 倾倒体在后期正常蓄水时, 倾倒体前缘岩体在浸泡作用下处于饱和状态, 一方面岸坡的受力条件将发生变化, 库水的悬浮效应将减小倾倒体前缘的抗滑能力, 另一方面倾倒体前缘岩土体材料的力学参数降低, 抗滑能力进一步降低. 则倾倒体前缘可能发生拉裂滑移现象, 从而牵引中上部高程层状岩体发生倾倒变形. 因此可知, 4# 倾倒体的失稳模式为牵引式倾倒破坏. 因此, 对该倾倒体的稳定性进行分析评价是十分必要的.

1 工程概况

1.1 试验模型方案及力学参数标定

茨哈峡水电站 4# 倾倒体位于大坝上游、黄河左岸, 倾倒体前缘位于黄河水位以上, 高程在 2 785 m 左右. 倾倒体后缘位于左岸边坡顶部, 高程在 3 050~3 100 m 之间, 整个倾倒体边坡垂直高差在 300 m 左右, 顺黄河方向长近千米. 在倾倒体中部冲沟较发育, 发育多条规模不等的冲沟^[12], 如图 1~图 2 所示.

总体来说, 斜坡岩体的倾倒水平深度在 70~160 m 之间. 并且随着斜坡高程的增加, 岩体的倾倒水平深度也逐渐增大. 某设计院提供了 4# 倾倒



图 1 4# 倾倒体地形地貌特征

Fig. 1 4# Dumping landform characteristic



图 2 4# 倾倒体表部冲沟

Fig. 2 The surface gullies of 4# toppling slope

体的地质平面横 1 至横 5 共五个剖面图. 其中三个剖面的钻孔地质具体如下:

①横 2 剖面, PD17 号平洞岩体无倾倒变形, PD65 号平洞岩体倾倒深度 114 m. 整个剖面上倾倒体呈下窄上宽度特征, 随着高程的增大, 斜坡岩体倾倒深度增大, 在斜坡顶部, 倾倒水平深度接近 150 m;

②横 3 剖面, PD42 和 PD66 号平洞岩体倾倒深度分别是 90 m 和 80 m. 受地形影响, 在高程 2 860~2 920 m 之间为一个突出的山梁, 导致这一段斜坡岩体倾倒深度较大, 水平深度超过 100 m. 在斜坡上部, 高程 2 950 m 以上为冲沟地形, 导致边坡岩体倾倒深度相应的变小, 倾倒深度在 80~90 m 之间.

③横 5 剖面, PD52 平洞倾倒深度 135 m, ZK11 钻孔倾倒深度 55 m, PD53 平洞岩体无倾倒变形. 在高程 2 920 m 以下, 随着高程的增加, 斜坡岩体倾倒深度逐渐增大; 在高程 2 920 m 以上, 岩体倾倒深度基本上在 150~160 m 之间.

根据《黄河茨哈峡水电站可行性研究——枢纽布置选择专题报告》, 以平洞和钻孔中岩体倾倒深度为基础, 边坡岩体的倾倒水平深度在 70~160 m 之间. 并且随着斜坡高程的增加, 岩体的倾倒水平深度也逐渐增大.

4# 倾倒体位于库区内部, 其所在斜坡浅表部

岩体发生严重的倾倒变形, 岩体拉裂、破碎、解体, 稳定性较差, 形成危岩; 边坡中上部, 倾倒后岩层倾角普遍在 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$, 边坡下部, 倾倒后岩层倾角一般在 50° 左右, 变形程度相对稍低。边坡在后期库水位上升等作用下, 可能存在倾倒失稳的可能。倾倒方向为河谷偏上游。其稳定性对后期的施工与运营影响大, 故需对该边坡进行三维仿真分析计算, 研究其稳定性及软弱区, 为后期边坡开挖与加固分析做好铺垫, 确保施工运营期的安全与稳定。

2 数值模型和计算参数

2.1 数值模型

根据地质分析, 边坡地质模型可概化为: 强风化、弱风化、下部基岩。某设计院提供的4# 倾倒体的地质平面横1至横5五个剖面图。在此基础上依据地质概况及岩层岩体及结构面分区分级, 建立三维地质概化模型如图3所示。

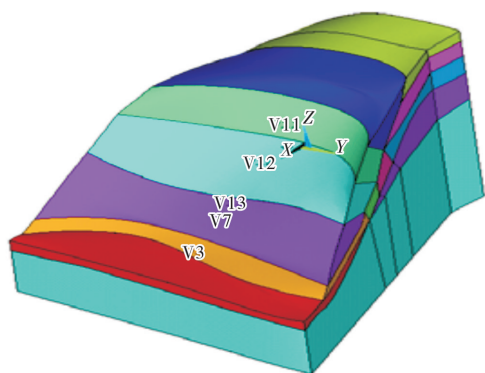


图3 4# 倾倒体三维地质概化模型

Fig. 3 3D generalization geological model of 4# dump

三维地质模型范围平行于滑体主轴方向为750 m(X轴方向), 边坡后缘垂直于滑体主轴方向为390 m(Y轴方向), 边坡前缘垂直于滑体主轴方向为645 m(Y轴方向), 垂直方向最高为403~508 m(Z轴方向, 高程为0~508 m), 模型4个侧壁施加法向位移约束, 底部边界施加位移全约束, 该区域构造应力场较小, 不予考虑, 只计算重力场。坡面在自然状态下为自由边界, 水库蓄水后施加库水压力。采用国际通用有限元软件 ANSYS 建立计算模型, 计算模型如图5所示, 共划分44 834个单元, 8 880个节点, 最后导入FLAC3D三维有限差分程序软件进行分析。

2.2 计算参数

根据地质报告, 划分坡表强风化强卸荷土体为Ⅳ2级岩体; 在断层影响带内岩体局部拉裂变形属弱风化弱卸荷岩体为Ⅲ2级; 在影响带以外岩体

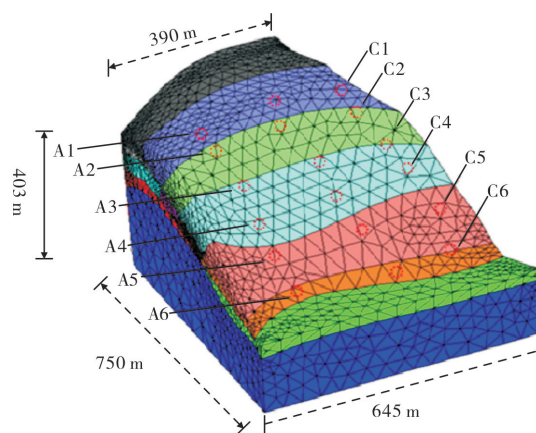


图4 三维计算模型及监测点示意图

Fig. 4 Three-dimensional calculation model

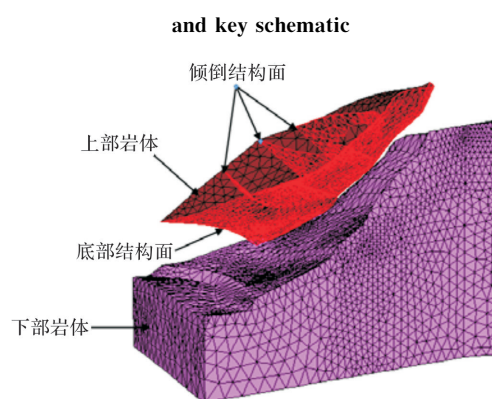


图5 三维计算模型分离示意图

Fig. 5 Three dimensional calculation separation model

属微未风化未卸荷基岩体完整性差或者较完整岩体为Ⅱ级; 对于Ⅱ级岩体考虑到地下水的作用又分为(1)和(2)两区。对于结构面, 倾倒断层结构面为Ⅱ级, 底部剪切面为Ⅳ级, 其它小断层裂隙可忽略不计。

参数选取时, 水位以下的岩体参数采用饱水状态下岩土体参数, 水位以上的岩体参数采用岩土体相应的天然强度参数。其中地下水位下按照饱和和容重计算, 并考虑岩体软化, 根据地质资料软化系数平均取0.72。库水位抬升阶段同时包括湿化软化变形和渗流变形, 对岩体的弱化效应通过软化系数来考虑, 即: 当库水位升高至某一高程时, 对该高程以下岩体进行弱化, 弱化程度和范围随时间的变化而增加, 本次计算所取时间为6个月, 计算边坡的位移及塑性区; 通过耦合求解建立孔压场的分布, 来计算边坡的渗流场和应力场, 参照相关论文和地质资料软化系数的范围取0.5~0.7折减^[13]。

有限差分程序软件的网格模型按不同的风化程度、地下水、滑体及结构面等因素共同作用进行分体, 总共分为13个体积, 并在4个结构面的

分界面处生成界面单元,水面上岩土体赋予真实岩土体物理参数(见表 1),岩土体采用莫尔-库仑模型。法向刚度和剪切刚度,取周围“最硬”相邻区域的等效刚度 10 倍; K_n 和 K_s 可采用如下公式计算^[14]:

$$K_n = K_s = 10\max[(K + 4G/3)/\Delta z_{\min}] \quad (1)$$

式中: K_n 和 K_s 分别为法向刚度和切向刚度(MPa); Δz_{\min} 为接触面法向上连接区域的最小尺

寸,无量纲。

在 FLAC3D 中,岩体的变形参数采用的是体积模量 K 和剪切模量 G ,其与岩体的弹性模量 E 和泊松比 μ 的关系如下:

$$K = \frac{E}{3(1-2\mu)} \quad (2)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (3)$$

表 1 结构面参数选取表

Tab. 1 Structural plane parameters selection table

结构面	E/GPa	μ	C/KPa	φ	σ/KPa	K_n/GPa	K_s/GPa
底部剪切面	0.18	0.47	55	27.9	100	4.38	4.38
倾倒断面	0.48	0.46	55	27.9	110	2.30	2.30

表 2 边坡岩体参数选取表

Tab. 1 Slope rock mass parameters selection table

部位	岩体 类型	ρ / $\text{KN} \cdot \text{m}^{-3}$	E/GPa	σ/KPa	μ	抗剪断		饱和度 /%	孔隙率 /%	含水率 /%	渗流系数
						φ	C/MPa				
基岩	II (1)	26.5	20	1240	0.29	51°	1.55	28.3	14.2	1.7	2.61e-2
	II (2)	27.7	14.4	890	0.31	37°	1.116				
弱风化	III 2(1)	25	10	720	0.33	44°	0.9	31.8	21.6	3.2	3.71e-3
	III 2(2)	2.62	7.2	520	0.34	32°	0.65				
强风化	IV 2	23	4	340	0.38	34°	0.43	20.2	24.3	2.4	1.46e-4

2.3 计算方法

边坡的稳定性分析与评价是边坡研究的核心问题,不同的变形破坏模式存在不同的破坏类型,所以选择合理的边坡稳定性进行分析与评价方法是非常必要的。

目前在采用强度折减弹塑性有限元数值方法进行边坡稳定性分析时,尚缺乏统一的失稳评判标准,因此由不同的失稳判据所估算的边坡总体安全系数可能有所不同。通常采用的边坡失稳判据有:边坡特征点的位移随折减系数的变化关系曲线出现突变,有限元数值无法在给定的迭代次数内达到收敛,或大于某一量值的广义剪应变区域,或广义塑性应变区域在边坡中上下贯通。研究表明,对不同强度折减系数情况下的位移特性或塑性区特性进行对比分析,可以减小非确定性因素对安全系数的影响^[15],因此,本文所研究的茨哈峡 4 号倾倒地地边坡三维稳定性分析是在 ANSYS 中建立三维模型后导入 FLAC3D 中进行计算,联合采用关键点处的位移是否突变和塑性区是否贯通作为边坡的失稳判据。

本文采用 FISH 自编的强度折减法,其中折减

参数为 C_0 和 $\tan\varphi_0$ 同比折减,即折减系数 K_i 可表示为

$$K_i = \frac{C_0}{C_i} = \frac{\tan\varphi_0}{\tan\varphi_i} \quad (4)$$

本文根据某设计院提供的库水位资料,拟定了四种计算工况,分别为自然库水位 2 760 m (125 m)工况、水位升至 2 840 m (205 m)工况、水位升至 2 935 m (300 m)工况、水位升至 2 990 m (355 m),其中,括号里的高度是水位距离模型底部的高度。

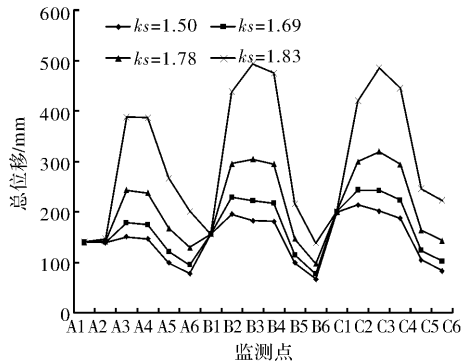
3 4 号倾倒地三维结果分析

3.1 自然库水位至 2 760 m (125 m)计算结果

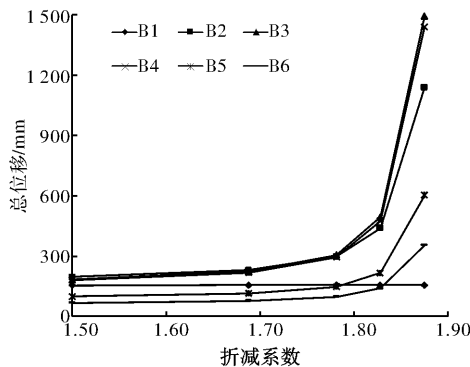
为了节省篇幅,本文仅给出不同折减系数下各关键点的总位移曲线如下图 6 中图(a)所示,从左到右依次为上游、中游和下游,图 6 中图(b)是中游各关键点总位移随折减系数变化曲线。计算云图仅给出折减系数为 1.00 时对应的塑性区云图和剪应变增量与速度云图如下图 7(a)~图 7(b)所示。

由图 6(a)~图 6(b)可知:中下游位移、速度

变化相对较大,随着折减系数的增大,边坡呈现出向上游滑移。中游关键点的位移、速度均为中高高程变化相对较大,其中位移随着折减系数的增大而增大,折减系数在1.78时位移发生较为明显的转折,随后急剧增大,而中游关键点的速度在折减系数1.83时有明显的转折。



(a) 不同折减系数下各关键点总位移曲线



(b) 中游关键点折减系数与总位移关系曲线

图6 各关键点位移速度与折减系数关系曲线

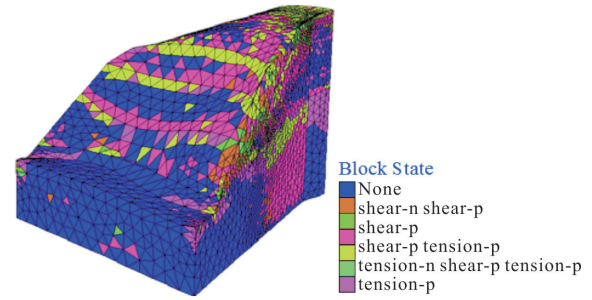
Fig. 3 Displacement speed of the key point and the reduction factor relationship curve

由图7(a)~图7(b)可知:当折减系数为1.0时,塑性区范围在结构面处比较集中,剪应变增量在下游和结构面处比较明显,变形速度主要表现在边坡下游处。随着折减系数的增大,塑性区范围逐渐增大,剪应变增量与速度逐渐在中游及上游位置增大,在结构面附近增大的比较明显,中游在结构面附近的拉应力区增大,在下游的高高程位移区相对逐渐增大。

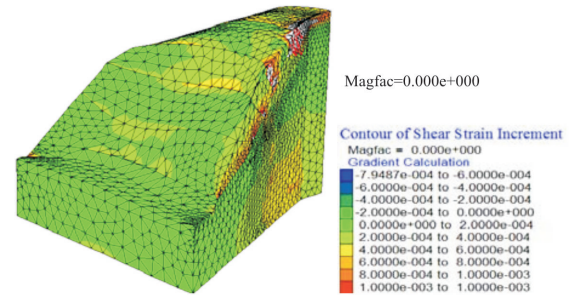
根据计算不收敛判据确定安全系数为1.83,根据位移突变判据确定安全系数为1.78。因此,该方案安全系数确定为1.78。

3.2 库水位升至2840 m (205 m)计算结果

为了节省篇幅,本文仅给出不同折减系数下各关键点的总位移曲线如下图8中图(a)所示,从左到右依次为上游、中游和下游,图8中图(b)是



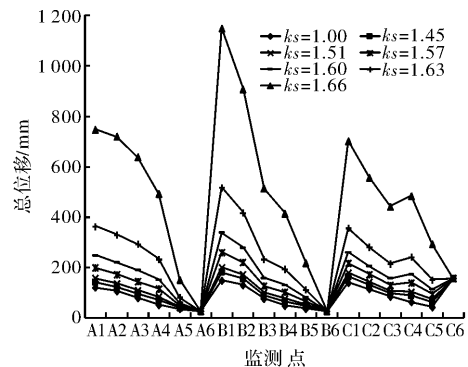
(a) K=1.00塑性区图



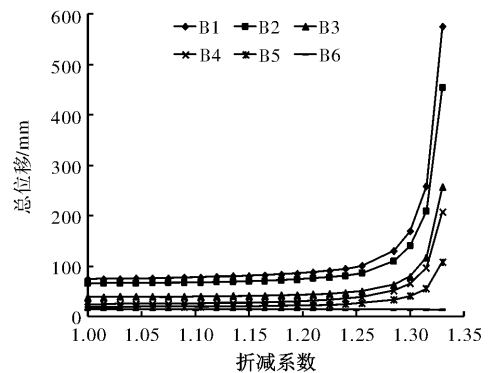
(b) K=1.00剪应变增量与速度云图

图7 塑性区及剪应变增量与速度云图

Fig. 7 The plastic zone, the shear strain increment and velocity contours



(a) 不同折减系数下各关键点总位移曲线



(b) 中游关键点折减系数与总位移关系曲线

图8 各关键点位移速度与折减系数关系曲线

Fig. 8 Displacement speed of the keypoint and the reduction factor relationship curve

和剪应变增量与速度云图如下图9(a)~图9(b)所示。

由图8(a)~图8(b)可知:上中游位移、速度变化相对较大,上游整体向下游变形而中下游向

上游变形, 位移和速度都是从上部监测点到下部监测点依次减小, 可以说明此时坡体有发生倾倒的可能. 位移和速度均随着折减系数的增大而增大, 且折减系数在 1.51 时位移发生较为明显的转折, 随后急剧增大.

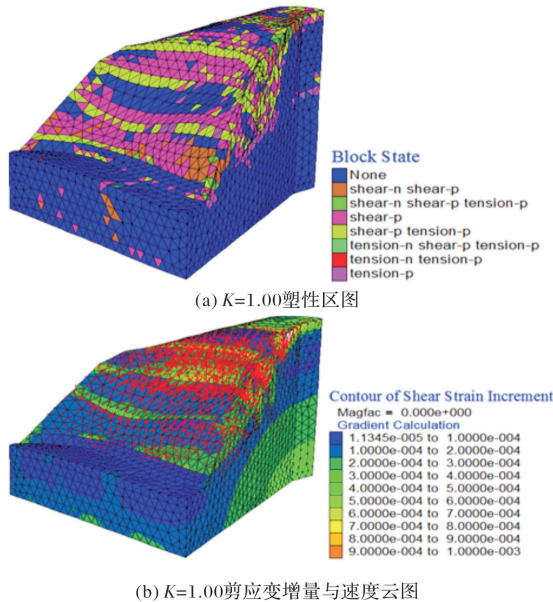


图 9 塑性区及剪应变增量与速度云图

Fig. 9 The plastic zone, the shear strain increment and velocity contours

由图 9(a)~图 9(b)可知: 当折减系数为 1.0 时, 塑性区范围也是在结构面处比较集中, 相对于自然库水位下的塑性区, 在该工况下的塑性区范围增大, 并且主要增大在结构面和边坡前缘附近. 剪应变增量与在下游和结构面处比较大. 随着折减系数的增大, 塑性区范围逐渐增大, 剪应变增量与速度也逐渐增大, 在结构面附近增大的比较明显. 在结构面附近出现了拉应力区, 并且 X 方向的位移值较大. 坡体后缘部分的总位移值较大.

根据计算该方案根据位移突变判据确定安全系数为 1.51.

3.3 库水位升至 2 935 m(300 m)计算结果

为了节省篇幅, 本文仅给出不同折减系数下各关键点的总位移曲线如下图 10(a)所示, 从左到右依次为上游、中游和下游, 图 10(b)是中游各关键点总位移随折减系数变化曲线. 计算云图仅给出折减系数为 1.00 时对应的塑性区云图和剪应变增量与速度云图如下图 11(a)~图 11(b)所示.

由图 10(a)~图 10(b)可知: 上中游位移、速度变化相对较大, 上游整体向下游变形而中下游向上游变形. 位移和速度都是从上部监测点到下部监测点依次减小, 可以说明此时坡体有发生倾

倒的可能. 位移和速度均随着折减系数的增大而增大, 其中位移在折减系数为 1.27 时发生较为明显的转折, 随后急剧增大, 而速度在折减系数为 1.24 时发生了明显转折.

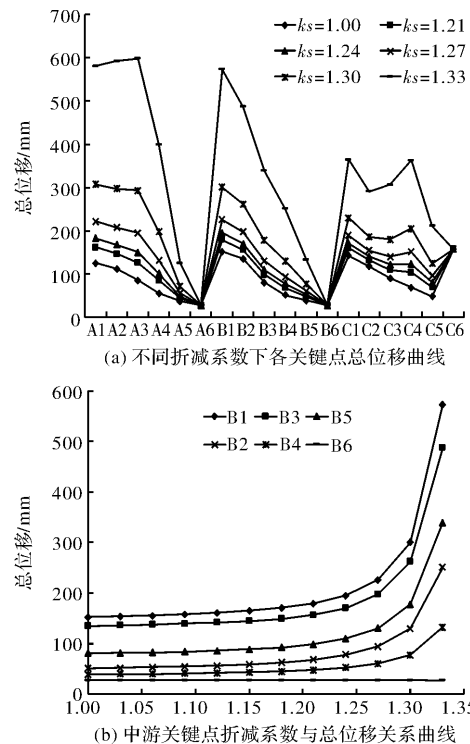


图 10 各关键点位移速度与折减系数关系曲线

Fig. 10 Displacement speed of the key point and the reduction factor relationship curve

由图 11(a)~图 11(b)可知: 当折减系数为 1.0 时, 塑性区范围明显比库水位升至 2 840 m 时的范围增加了, 主要在结构面处比较集中, 剪应变增量与速度也增大了. 随着折减系数的逐渐增大, 塑性区范围和剪应变增量与速度也分别逐渐增大, 而且在结构面附近增大的比较明显. 出现了拉应力区, 并且 X 方向的位移值较大. 坡体后缘部分和上游的总位移较大.

根据计算该方案根据位移突变判据确定安全系数为 1.27.

3.4 库水位升至 2 990 m(355 m)计算结果

为了节省篇幅, 本文仅给出不同折减系数下各关键点的总位移曲线如下图 12(a)所示, 从左到右依次为上游、中游和下游, 图 12(b)是中游各关键点总位移随折减系数变化曲线. 计算云图仅给出折减系数为 1.00 时对应的塑性区云图和剪应变增量与速度云图, 见图 13(a)~图 13(b).

由图 12(a)~图 12(b)可知: 上中游位移、速度变化相对较大, 上游整体向下游变形而中下游向上游变形. 位移和速度都是从上部监测点到下

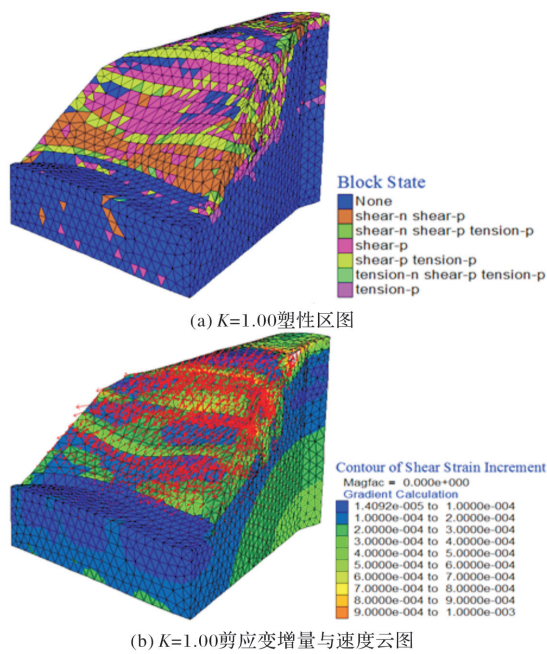


图 11 塑性区及剪应变增量与速度云图
Fig. 11 The plastic zone, the shear strain increment and velocity contours

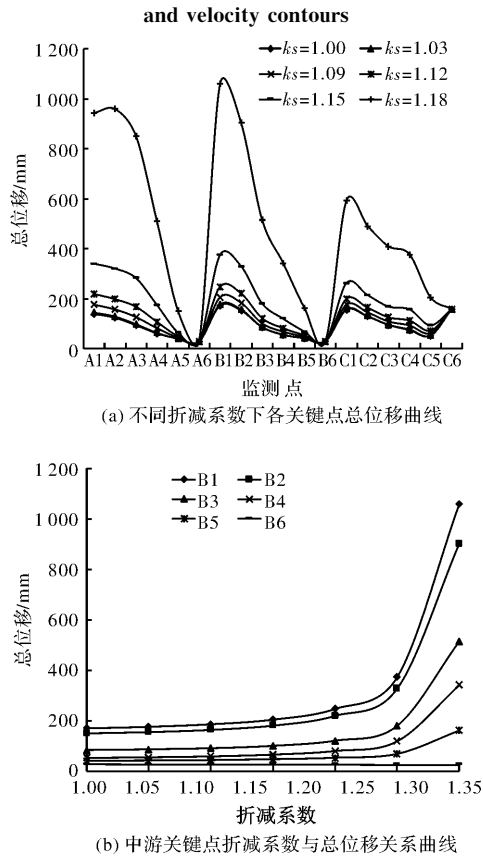


图 12 各关键点位移速度与折减系数关系曲线
Fig. 12 Displacement speed of the key point and the reduction factor relationship curve

部监测点依次减小，可以说明此时坡体有发生倾倒的可能。位移和速度均随着折减系数的增大而增大，其中位移在折减系数为 1. 时发生较为明显的转折，随后急剧增大。

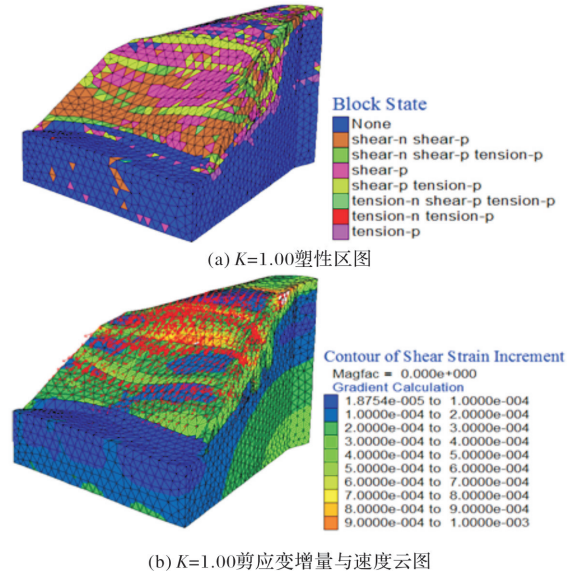


图 13 塑性区及剪应变增量与速度云图
Fig. 13 the plastic zone, the shear strain increment and velocity contours

由图 13(a)～图 13(b)可知：当折减系数为 1.0 时，整个坡体都发生塑性变形，剪应变增量与速度相对于库水位升至 2 925 m 时增大了。随着折减系数的增大，塑性区范围逐渐增大，剪应变增量与速度也逐渐增大，在结构面附近增大的比较明显。在结构面附近出现了拉应力区，并且 X 方向的位移值较大。坡体后缘部分和上游的总位移较大。在坡体的下表面孔压增大。

根据计算该方案根据位移突变判据确定安全系数为 1.12。

综上所述，本文针对 4# 倾倒体边坡三维稳定性分析，采用强度折减法并采用结构面和结构面上部岩体折减的方案进行计算分析。结合位移突变及塑性区贯通等判据确定综合安全系数，对于水位上升工况采用逐步增加折减系数的方法，根据位移突变判据确定安全系数。各工况下的安全系数如下表 3 所示。

表 3 各工况下安全系数汇总表
Tab. 3 The safety coefficient under the condition of the summary table

工况	库水位上升			
	自然库水位 2 760 m	2 840 m	2 925 m	2 990 m
安全系数	1.78	1.51	1.27	1.12

4 结论

茨哈峡 4# 倾倒位于茨哈峡水电站上游，整体规模较大，其所在斜坡浅表部岩体发生严重的倾

倒变形. 本文采用 FLAC3D 有限差分软件对该倾倒体进行数值模拟, 取得了以下结论:

(1) 4# 倾倒体稳定性受库水位升降影响较为明显, 在库水位上升过程中, 倾倒稳定性逐渐降低, 水位处于 2 990 m 稳态时, 倾倒稳定系数最小, 其值为 1.12.

(2) 边坡各关键点位移和速度随着高程的降低依次减小, 中高部高程岩体有明显的向坡外倾倒变形趋势, 拉应力和塑性区的均沿结构面分布.

(3) 随着折减系数的增大, 塑性区范围逐渐增大, 剪应变增量与速度也逐渐增大, 在结构面附近增大的比较明显.

(4) 鉴于在库水位升降作用条件下的倾倒稳定性最低值为 1.12, 小于设计安全系数, 建议对倾倒体采取监测控制措施, 为倾倒的防治提供预警机制.

参考文献 References

- [1] 邓华锋, 李建林, 王乐华, 等. 基于强度折减法的库岸滑坡三维有限元分析[J]. 岩土力学, 2010, 31(5): 1604-1608.
DENG Huafeng, LI Jianlin, WANG Lehua, et al. 3D finite element analysis of reservoir bank landslide based on strength reduction method [J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(5): 1604-1608.
- [2] 刘才华, 陈从新, 冯夏庭. 库水位上升诱发边坡失稳机理研究[J]. 岩土力学, 2005, 26(5): 769-773.
LIU Caihua, CHEN Congxin, FENG Xiating, Study on mechanism of slope instability due to reservoir water level rise[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(4): 769-773.
- [3] 莫伟伟, 徐平, 丁秀丽. 库水位涨落对滑坡稳定性影响研究进展[J]. 地下空间与工程学报, 2006, 2(6): 997-1002.
MO Weiwei, XU Ping, DING Xiuli. Research advances on the influences of reservoir water level fluctuation on slope stability[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2006, 2(6): 997-1002.
- [4] 王新刚, 胡斌, 连宝琴, 等. 库水位骤变下滑坡-抗滑桩体系作用三维分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(12): 2439-2446.
WANG Xingang, HU Bin, LIAN Baoqin, et al. 3D analysis of interaction of landslide and anti-slide pile system under sudden change of reservoir water level [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(12): 2439-2446.
- [5] 马淑芝, 贾洪彪, 唐辉明, 等. 水-岩耦合三维有限元法在滑坡分析中的应用[J]. 长江科学院院报, 2012, 29(9): 103-106.
MA Shuzhi, JIA Hongbiao, TANG Huiming, et al. Water-rock coupling of three dimensional finite element method (fem) in the analysis of landslide [J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2012, 29(9): 103-106.
- [6] 周永强, 盛谦. 库水位变化和降雨作用下付家坪子高陡滑坡稳定性研究[J]. 长江科学院院报, 2014, 31(2): 57-67.
ZHOU Yongqiang, SHENG Qian. Study of landslide stability under the action of water level change and rainfall Fuping High and steep [J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2014, 31(2): 103-106.
- [7] 孙冬梅, 朱岳明, 张明进. 库水位下降时的岸坡非稳定渗流问题研究[J]. 岩土力学, 2008, 29(7): 1807-1812.
SUN Dongmei, ZHU Yueming, ZHANG Mingjin. Research on unsteady seepage problem of bank slope due to drawdown of reservoir water level[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(7): 1807-1812.
- [8] 刘钊, 柴军瑞, 陈兴周, 等. 库水位骤降时坝体渗流场及坝坡稳定性分析[J]. 西安理工大学学报, 2011, 27(4): 466-470.
LIU Zhao, CHAI Junrui, CHEN Xingzhou, et al. An analysis of the seepage field and the stability of dam slope during rapid drawdown of reservoir water table [J]. Journal of Xi'an University of Technology, 2011, 27(4): 466-470.
- [9] 杨超. 库水位变化时边坡稳定性分析[D]. 西安: 西安理工大学, 2011.
YANG Chao. Analysis of water level change of slope stability [D]. Xi'an: Xian University of Technology, 2011.
- [10] 刘金龙, 王吉利, 梁昌, 等. 库水位变化对边坡稳定性影响的有限元模拟, 水力发电, 2007, 33(10): 41-69.
LIU Jinlong, WANG Jili, LIANG Chang, et al. EFM simulation on the influence of water level fluctuation on slope stability [J]. Journal of hydroelectric engineering, 2007, 33, (10): 41-69.
- [11] 廖红建, 盛谦, 高石奔, 等. 库水位下降对滑坡体稳定性的影响, 岩石力学与工程学报, 2005, 24(19): 3454-3458.
LIAO Hongjian, SHENG Qian, GAO Shihang, et al. Influence of drawdown of reservoir water level on landslide stability [J]. Chinese journal of rock mechanics and engineering, 2005, 24, (19): 3454-3458.
- [12] 安晓凡, 李宁. 黄河上游茨哈峡水电站 4# 倾倒体稳定性研究[J]. 西安理工大学学报, 2018, 34(1): 29-35.
AN Xiaofan, LI Ning. Study of the stability of 4# toppling mass in Cihaxia Hydropower Station on the upper Yellow River [J]. Journal of Xi'an University of Technology, 2018, 34(1): 29-35.
- [13] 张有天. 岩石水力学与工程[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2005.
ZHANG Youtian. Rock hydraulics and engineering [M]. Beijing: China Water Resources and Hydropower Press, 2005.
- [14] 陈育民, 徐鼎平. FLAC/FLAC3D 基础与工程实例[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2008: 127-140.
CHEN Yumin, XU Dingping. FLAC/FLAC3D foundation and engineering examples [M]. Beijing: China Water Power Press, 2008: 127-140.
- [15] 刘金龙, 王吉利, 梁昌, 等. 库水位变化对边坡稳定性影响的有限元模拟[J]. 水力发电, 2007, 33(10): 41-69.
LIU Jinlong, WANG Jili, LIANG Chang, et al. EFM simulation on the influence of water level fluctuation on slope stability [J]. Journal of hydroelectric engineering, 2007, 33, (10): 41-69.

(编辑 沈 波)