

文章编号:0253-9993(2010)03-0392-05

大型堆积体原位直剪试验研究及三维稳定性分析

杨继红^{1,2},董金玉^{1,2},刘汉东²,黄志全²,姜彤²

(1. 中国科学院地质与地球物理研究所工程地质力学重点实验室,北京 100029;2. 华北水利水电学院,河南 郑州 450011)

摘要:通过对一大型堆积体边坡进行原位直剪试验,发现剪切过程中部分位于剪切面上的超粒径颗粒被剪断或棱角处发生破碎,造成剪切位移有“跳跃”和剪切力突变现象;由于含石量的不同,堆积体内部剪切面起伏差大于基-覆界面剪切面起伏差;在堆积体内部直剪试验曲线中,剪应力达到最大值后进入塑性屈服阶段,基-覆界面处直剪试验曲线在达到峰值之后有一定的应力降,表现出一定的应变软化特性;基-覆界面的抗剪强度明显低于堆积体内部的抗剪强度。在对堆积体抗剪强度参数研究的基础上,考虑堆积体边坡的三维空间效应,采用有限差分强度折减法对其在自然状态、正常蓄水位、正常蓄水位+地震等工况下进行了三维稳定性分析评价,并得到了不同工况下堆积体边坡潜在三维滑体的空间轮廓。

关键词:堆积体边坡;原位直剪试验;三维稳定性分析;基-覆界面;潜在滑动面;强度折减法
中图分类号:TU459 **文献标志码:**A

In situ direct shear tests on the large-scale accumulation body and three-dimensional stability analysis of the slope

YANG Ji-hong^{1,2}, DONG Jin-yu^{1,2}, LIU Han-dong², HUANG Zhi-quan², JIANG Tong²

(1. Key Laboratory of Engineering Geomechanics, Institute of Geology and Geophysics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100029, China; 2. North China University of Water Conservancy and Hydroelectric Power, Zhengzhou 450011, China)

Abstract: Took the large-scale accumulation slope of a hydropower station as an example, in situ direct shear tests were conducted. The results show that partial oversized grains of the sample are broken, which result in abrupt change of shear displacement and shear stress. Gurgitation difference of shear surface in the accumulation body is greater than that of the interface between overburden layer and bedrock. Direct shear test curves of accumulation body show that accumulation body become in plastic yield state while the maximum shear stress is obtained. Stress decrease of the interface occurs after the curve reaches to the peak, which show that the interface with the character of strain softening. Shear strength of the interface is significantly lower than that of the deposits. The finite difference and strength reduction methods were adopted to analyze the stability of the accumulation slope under natural, reservoir filling as well as reservoir filling and seismic conditions. And three dimensional shapes of potential unstable body under different conditions were put forward.

Key words: accumulation body slope; in situ direct shear test; three-dimensional stability analysis; interface between overburden layer and bedrock; potential sliding surface; strength-reduction method

我国西南地区分布着大量由滑坡堆积、残坡堆积、崩坡堆积、冲洪堆积等形成的堆积体边坡。国内学者从堆积体的成因机制、工程地质特性以及稳定性分析等方面进行了大量的研究工作^[1-3]。但由于堆积体一般由土夹碎石或碎块石以及碎块石夹土等土

石混合材料组成,物质组成复杂,粒径较大,在室内研究这类材料的抗剪强度和特性比较困难。因此,在目前的研究成果中,对于堆积体的原位试验和参数取值等方面的研究成果相对较少。

在边坡稳定性评价方法方面,应用较多的主要有

极限平衡法和基于强度折减概念的数值分析法。极限平衡法计算简便,在工程上得到了广泛应用,但在计算过程中不能考虑坡体内的应力和变形对稳定性的影响,且为二维稳定分析,对于堤坝等长条形边坡三维问题可以简化为二维,但对于高山峡谷区具有复杂地形地貌的边坡,简化为二维后计算精度将会差别较大。基于强度折减概念的数值分析法(强度折减法)能对复杂地形地貌和地质结构的边坡进行三维稳定分析,考虑边坡的空间效应,并能够考虑岩土体的本构关系和应力变形情况,且不需要提前假定滑面,因而在边坡稳定性分析中得到了越来越广泛的应用^[4-5]。本文基于一大型堆积体边坡,在现场调查的基础上,开展堆积体抗剪强度的原位试验,并采用有限差分强度折减法对其进行三维稳定性分析。

1 堆积体基本特征

1.1 空间形态特征

堆积体前缘已达江边,后缘和两侧均为基岩陡壁,呈现出明显的“圈椅”形态(图1)。堆积体前缘处宽度1 135 m左右,后缘有一条断层通过。高程1 191~1 309 m的后缘坡度40~60°,高程1 080~1 140 m形成宽30~120 m、坡度10~25°的缓坡。1 080 m以下坡度一般为40~60°,局部为陡坎。上部堆积体与基岩接触面起伏不平(图2),整体上呈现上陡下缓的形态,后缘倾角40~60°,中部25~40°,前缘25°左右。估计堆积体体积大约为7.29 hm³,属于大型堆积体边坡。

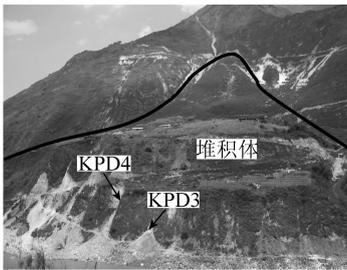


图1 堆积体边坡地貌

Fig. 1 Geomorphic features of deposits slope

1.2 物质组成特征

该堆积体下部基岩主要是由石炭系下统香山组(C_{1x})片岩和少量大理岩组成。堆积体在垂直地层上的分布为:表层是第四系碎石土和少量冲积物,多具架空结构,不同块度单元多以点-面接触或点-点接触为主,这在平硐KPD3、KPD4中普遍存在,厚度29~60 m;中上部含水率为5%~8%,土石比3:7,以块状碎石为主,岩性多为白云岩及灰岩、片岩,块石、碎石粒径一般为5~10 cm;在与基岩接触面附近大

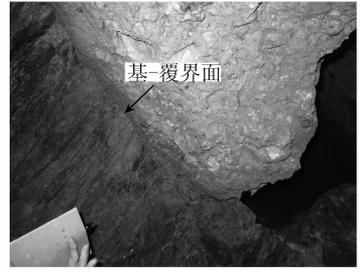


图2 KPD3下游壁覆盖层与基岩分界面

Fig. 2 The interface between overburden layer and bedrock located in the drift of KPD3

约0.8 m的范围内,堆积体含水量、土石比有所增高,含水量为10%~15%,土石比为1:1,碎石主要为大理岩,呈弱风化状态,块径3~5 cm。现场取样观察到平硐内覆盖层与基岩分界面附近物质比较密实坚硬,固结好,呈半胶状。

2 堆积体原位直剪试验

2.1 试验原理

堆积体原位直剪试验按图3所示原理施加垂直和水平荷载,使试样在垂直力与水平力作用下,在既定的剪切面(底面)发生剪切破坏,根据不同垂直荷载及使试样发生剪坏的水平荷载,获得堆积体(或堆积体与基岩接触面)的抗剪强度指标。试样尺寸50 cm×50 cm×40 cm。

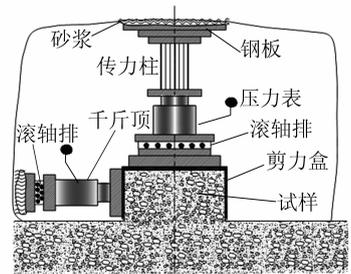


图3 堆积体原位直剪试验原理

Fig. 3 The principle of in situ direct shear test

2.2 试验点布置

为了研究堆积体的物质组成、结构特征、抗剪强度特性和其是否发生过滑动破坏。在堆积体下部前缘临近江边布置了两个勘探平硐KPD3和KPD4。

在平硐KPD3和KPD4内共布置了4个直剪试验点,分别位于KPD3主硐35~40 m堆积体内、KPD3试验硐97 m基覆界面处、KPD4主硐46~50 m堆积体内、KPD4试验硐60 m基覆界面处(图4)。

2.3 现场试验操作

(1) 试件制备。在平硐内的试验地段开挖试坑,当挖至预定深度后,停止全面开挖,然后在坑底挖出一个试样。在试样上放剪力盒,边切削边向下徐徐压

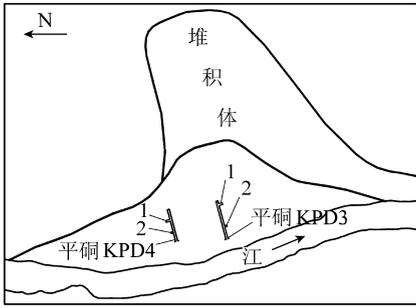


图4 平洞中试验点平面布置

Fig. 4 Plane arrangement chart of experimental sites

1—试验支洞(基-覆界面处);2—堆积体中试验点

下剪力盒至要求试验深度,使水平推力方向与要求剪切方向一致并避免扰动试件土体。在剪力盒下边预留3~5 cm剪切缝,修平试件顶面,使试件高出剪力盒2 cm左右,用细砂填实剪力盒与试件土体的局部缝隙,使试件顶部呈水平状态。

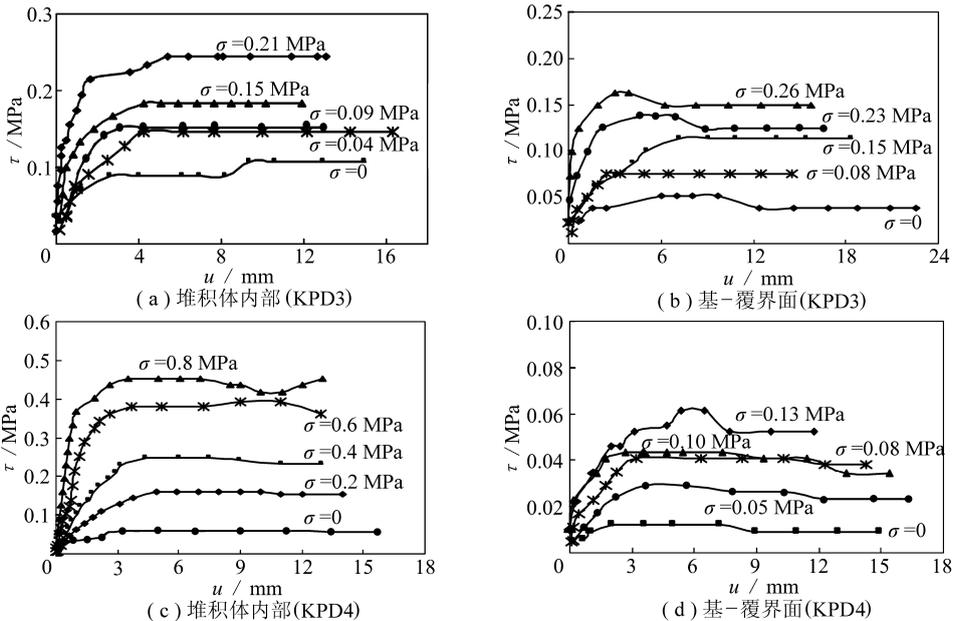
(2)剪切试验过程。按图3所示完成试验设备安装后,分级施加垂直荷载,让试样在每级压力下进行压缩,当垂直变形达到相对稳定后,架设测试水平位移百分表,采用平推法开始剪切。在整个剪切试验过程中,始终保持垂直压力不变,最大垂直压力按上覆岩土体自重设计。试验结束后,翻开试体进行地质描述,并量测剪切面的起伏差和有效剪切面积。

2.4 试验结果分析

在试验过程中发现剪切位移有“跳跃”现象,造成剪切力的突变。这是由于该堆积体中存在部分超粒径颗粒,如果这些颗粒恰好位于剪切面上,则剪切必须绕过这些颗粒,在空间上出现波浪式,因此,真实剪切面并不是图5所示的平直的SS面,而是S'S'曲面。在剪切过程中,实际剪切面S'S'上部分颗粒被剪断或在棱角处发生破碎,造成位移的“跳跃”和剪切力的突变,如图6所示。

图5 堆积体内部剪切面^[6]Fig. 5 Shear surface of deposits^[6]

堆积体内部直剪试验剪切面起伏差较大,如在KPD3平洞中一般在30~40 mm,局部达到60 mm左右;KPD4平洞堆积体内剪切面起伏差也较大,一般在40~50 mm,局部达到70 mm左右。沿基-覆界面的直剪试验,剪切面起伏差较小,如在KPD3平洞中一般是15~25 mm,局部达到30 mm左右;KPD4平洞中起伏差一般在10~20 mm,局部达到30 mm左右。堆积体原位直剪试验结果曲线如图6所示。

图6 平洞中堆积体原位直剪试验 $\tau \sim u$ 曲线Fig. 6 The relationship curves of $\tau \sim u$

由图6可以看出,在堆积体内部直剪试验曲线中,剪应力达到最大值后进入塑性屈服阶段,没有明显的应力降;与堆积体内部的试验结果不同,基-覆界面处直剪试验曲线在达到峰值之后有一定的应力降,表现出一定的应变软化特性,主要是由于基-覆

界面附近堆积体较上部堆积体的含石率降低、细颗粒含量增加、含水量增高引起的。

对各试件所得的法向应力和剪应力进行线性回归,按图解法求得堆积体和基-覆界面的抗剪强度指标见表1。由表1可以看出,基-覆界面的抗剪强度

明显低于堆积体的抗剪强度;并且抗剪强度参数的各组数据差异较大,说明堆积体中不同部位,由于土石

比、块石和碎石粒径、含水量的变化,其抗剪强度表现出了一定的差异性。

表1 堆积体原位直剪试验抗剪强度参数和物质组成特征

Table 1 Shear strength parameters and material compositions of deposits

试点编号	试验部位	抗剪强度参数		土石比	块石、碎石粒径/cm	含水量/%
		$\varphi/(\circ)$	c/kPa			
1	KPD3 平硐 35 ~ 40 m 堆积体内	30.5	110	3:7	5 ~ 10	5 ~ 8
2	KPD3 平硐 97 m 基-覆界面处	22.8	50	1:1	1 ~ 3	10 ~ 15
3	KPD4 平硐 46 ~ 50 m 堆积体内	27.0	60	4:6	5 ~ 10	6 ~ 9
4	KPD4 平硐 60 m 基-覆界面处	19.8	10	1:1	2 ~ 4	15

3 三维稳定性分析

3.1 强度折减法原理

Duncan^[7]认为,边坡安全系数可以定义为使斜坡达到临界破坏状态时,对土的剪切强度进行折减的程度。通过逐渐减小抗剪强度参数,即将 c 、 φ 值同时除以折减系数 F_s ,得到一组新的强度指标 c' 、 φ' 进行数值计算分析,反复计算直至边坡达到临界破坏状态,此时岩土体原有的强度指标与采用的强度指标之比即为该斜坡的安全系数 F_s 。

$$c' = c/F_s, \varphi' = \arctan(\tan \varphi/F_s)$$

目前,强度折减法临界状态的判别主要有以下4种:①特征点位移法,以边坡特征部位位移突变转折处对应的强度折减系数作为边坡的安全系数;②滑动面某一幅值广义剪应变的贯通^[8];③计算不收敛^[9-10];④滑动面塑性区贯通^[11]。文中采用计算不收敛判别边坡的失稳破坏。

3.2 模型构建及参数选取

根据边坡的结构特征和物质组成将模型概化为3种材料,即堆积体、基覆接触带(厚0.8 m)、基岩。根据现场调查,结合工程地质平面图和剖面图,建立三维模型,如图7所示,垂直河流方向为770 m(x 轴方向),顺河流方向为1 050 m(y 轴方向),竖直方向为700 m(z 轴方向,高程从830 m到1 530 m),模型侧边界施加法向位移约束,底部边界施加位移全约束。材料的力学模型为弹塑性模型,强度准则采用Mohr-Coulomb破坏准则。

采用强度折减法计算3种工况下的边坡稳定性系数:①自然状态(正常河水位988 m);②正常蓄水位1 079 m;③正常蓄水位1 079 m+地震。其中对地震的考虑为根据国家地震局地震预测研究所鉴定,地震基本烈度为VII度,水平地震加速度为《中国地震动参数区划图》给出的是50 a设计基准期内,一般场地条件下,可能遭遇超越概率为10%的地震动参数。



图7 计算模型

Fig. 7 Calculation model

因此,计算时采用坝址区50 a超越概率为10%时对应的水平地震加速度0.10g;坡体内地下水水位以下取饱和状态下的物理力学参数。根据现场试验确定计算参数见表2。

表2 岩土体力学参数取值

Table 2 Mechanical parameters of rock and soil in calculation

岩土类型	容重/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	变形模 量/GPa	泊松 比	内摩擦 角/ (\circ)	黏聚 力/kPa
堆积体(天然)	20	1.2	0.28	28.7	85
堆积体(饱和)	22	1.0	0.28	25.0	60
基-覆接触带(天然)	19	0.8	0.30	21.3	30
基-覆接触带(饱和)	21	0.7	0.30	19.4	24
基岩	26	16.0	0.20	44.0	900

3.3 计算结果

自然状态、正常蓄水工况和正常蓄水+地震工况下强度折减法计算得到的边坡潜滑体的空间轮廓和剖面位移矢量如图8所示。在自然状态(正常河水位)下稳定性系数为1.23,堆积体是稳定的,受地形的影响,潜在危险区主要位于堆积体下游侧面边界区域(图8(a))。在正常蓄水位工况下,由于坡体水位线以下岩土体参数的弱化和动、静水压力存在,其稳定性有了一定幅度的降低,稳定性系数为1.15,也处于稳定状态,潜在危险区域位于堆积体前缘受库水影响的区域内(图8(b))。而在正常蓄水位考虑地震

条件下,其稳定性大大降低,稳定性系数为 0.94,其潜在滑动区主要为堆积体前缘库水影响区域内和堆积体下游侧面边界区域(图 8(c)),即在水库蓄水达到正常蓄水位后,在地震作用下,下堆积体可能发生

失稳,尽管对地震考虑为地震惯性力方向指向坡外,做法比较保守,会造成计算结果偏小,但由于堆积体属于大型边坡,且处于库区关键部位,应采取一定的加固处理措施。

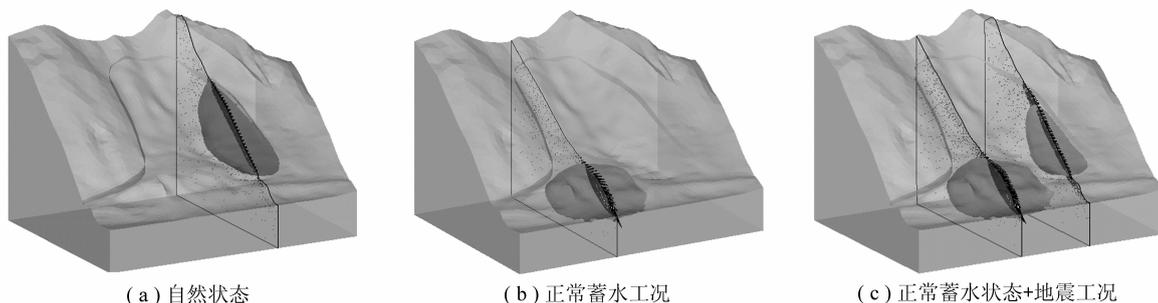


图 8 不同工况下边坡潜在滑体的空间轮廓和位移矢量

Fig. 8 Spatial shapes and displacement vector of potential sliding body under different conditions

4 结 论

(1) 试验发现,堆积体中有超粒径颗粒位于剪切面上,剪切过程中部分颗粒被剪断或棱角处发生破碎,造成剪切位移有“跳跃”和剪切力突变现象;由于含石量的不同,堆积体内部剪切面起伏差大于基-覆界面剪切面起伏差。

(2) 堆积体边坡原位直剪试验结果表明,由于堆积体内含石量较高,其应力应变曲线在达到峰值之后进入塑性屈服阶段,没有明显的应力降;而基-覆界面附近由于含石量降低、细颗粒含量增加、含水量增高,其应力应变曲线在达到峰值之后有一定的应力降,表现出一定的应变软化特性。堆积体内部抗剪强度明显高于基-覆界面的抗剪强度。

(3) 正常蓄水位下,堆积体边坡的稳定性系数 1.15,处于稳定状态;正常蓄水位+地震工况下,稳定性系数 0.94,边坡可能处于失稳状态,潜在滑动区位于坡体前缘库水影响的区域和堆积体下游侧面边界区域,因此,应对该区域采取一定的加固处理措施。

参考文献:

[1] 杨继红,董金玉,陈亚鹏,等.某水电站库区堆积体边坡的成因机制分析及稳定性评价[J].工程地质学报,2008,16(3):311-318.
Yang Jihong, Dong Jinyu, Chen Yapeng, et al. Analysis on formation mechanism and stability of deposits slope located in a reservoir region[J]. Journal of Engineering Geology, 2008, 16(3): 311-318.

[2] 朱继良,黄润秋.某水电站坝前堆积体稳定性的三维数值模拟分析[J].岩土力学,2005,26(8):1318-1322.
Zhu Jiliang, Huang Runqiu. Study on stability of talus slope in front of a dam in a huge hydroelectric station by using 3D numerical simulation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(8): 1318-1322.

[3] 何西平,华锡生,何秀凤,等.崩塌堆积体变形分区研究[J].煤炭学报,2007,32(7):691-694.

He Xiping, Hua Xisheng, He Xiufeng, et al. The deformation partition on the collapsed accumulation body by fractal theory[J]. Journal of China Coal Society, 2007, 32(7): 691-694.

[4] 郑颖人,张玉芳,赵尚毅,等.有限元强度折减法在元磨高速公路高边坡工程中的应用[J].岩石力学与工程学报,2005,24(21):3812-3817.
Zheng Yingren, Zhang Yufang, Zhao Shangyi, et al. Application of strength reduction FEM to Yuanjiang-Mohei express way cut slope stability analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(21): 3812-3817.

[5] 林杭,曹平,李江腾,等.边坡临界失稳状态的判定标准[J].煤炭学报,2008,33(6):643-647.
Lin Hang, Cao Ping, Li Jiangteng, et al. The standards for critical failure state of slope[J]. Journal of China Coal Society, 2008, 33(6): 643-647.

[6] 董云,柴贺军.土石混合料剪切面形特征试验研究[J].岩土力学,2007,28(5):1015-1020.
Dong Yun, Chai Hejun. Experimental study on fractal character of shear surface of rock-soil aggregate mixture[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(5): 1015-1020.

[7] Duncan J M. State of the art: limit equilibrium and finite element analysis of slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, 122(7): 577-596.

[8] 连镇营,韩国城,孔宪京.强度折减有限元法研究开挖边坡的稳定性[J].岩土工程学报,2001,23(4):407-411.
Lian Zhenying, Han Guocheng, Kong Xianjing. Stability analysis of excavation by strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(4): 407-411.

[9] Griffiths D V, Lane P A. Slope stability analysis by finite elements[J]. Geotechnique, 1999, 49(3): 387-403.

[10] Dawson E M, Roth W H, Drescher A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. Geotechnique, 1999, 49(6): 835-840.

[11] 邓建辉,张嘉翔,闵弘,等.基于强度折减概念的滑坡稳定性三维分析方法[J].岩土力学,2004,25(6):871-875.
Deng Jianhui, Zhang Jiexiang, Min Hong, et al. 3D stability analysis of landslides based on strength reduction[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(6): 871-875.