

地震作用崩塌堆积体边坡稳定性分析

董志高¹, 吴继敏¹, 王文远², 王 坤²

(1. 河海大学土木工程学院, 江苏 南京 210098; 2. 国家电力公司昆明勘测设计研究院, 云南 昆明 650051)

摘要 采用反应谱法考虑地震作用的动力特性, 使用有限元方法, 分析地震作用下崩塌堆积体边坡的稳定性, 结合具体的工程实例, 分析按反应谱法考虑的有限元计算结果的应力、位移变化, 给出了安全系数计算方法, 并与拟静力法计算结果进行对比分析, 表明本文方法较合理, 从而探讨了反应谱法在崩塌堆积体边坡稳定性分析中的应用前景。

关键词 崩塌堆积体; 堆积体边坡稳定性; 反应谱; 地震作用; 安全系数

中图分类号 :TU457 **文献标识码** :B **文章编号** :1006-764X(2006)05-0037-04

Stability analysis of avalanche deposit slopes under earthquake action//DONG Zhi-gao¹, WU Ji-min¹, WANG Wen-yuan², WANG Kun² 1. College of Civil Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Kunming Investigation, Design and Research Institute, State Power Corporation, Kunming 650051, China)

Abstract : Combining with FEM method, the deposit slope stability analysis under earthquake action is performed with the response spectrum method. Through a practical project, the variation of slope stress and displacement is analyzed, and the method for calculating the slope safety factor is given. The comparison of the calculated result with that obtained by the pseudo-static analysis method shows that the present method is reasonable. Furthermore, the scope of future application of the response spectrum method in deposit slope analysis is also discussed.

Key words : avalanche deposit; deposit slope stability; response spectrum; earthquake action; safety factor

在水电工程中,库区边坡在地震作用下的稳定性对整个工程起到重要的作用。地震力如何作用于边坡,地震作用后边坡滑动面的位置及形状,边坡失稳产生的永久变形量的确定,边坡防震加固措施的研究等等,都是急需研究的问题。目前,地震作用下边坡的稳定性分析方法主要是在极限平衡理论和有限单元法的基础上开展的,根据地震作用的特性,常采用的方法有拟静力法、有限元动力法(包括反应谱法分析法和时程分析法)。拟静力法由 Terzaghi 在 1950 年首次应用于地震边坡稳定性分析中,其主要思想是将地震作用简化为水平方向或垂直方向的不变加速度作用,再根据极限平衡理论,将所有作用于潜在滑动体上的力沿滑动面方向进行分解,得出沿滑动面的安全系数^[1]。拟静力法无法考虑地震的动力特性如振动频率、振动次数以及持续时间等因素。动力有限元法是地震边坡动力稳定分析最常用的方法,可确定边坡是否失稳,确定滑动面位置及形状、破坏后的应力与变形变化。本文采用反应谱法进行崩塌堆积体边坡的动力稳定性分析,考虑了边坡材料动力性质和阻尼特性,结合具体工程实例给出崩

塌堆积体边坡在地震作用下的安全系数。

1 计算方法

1.1 地震动力分析基本公式^[2-4]

地震作用下的动力平衡方程为

$$M\ddot{\varphi} + C\dot{\varphi} + K\varphi = -MGa_g \tag{1}$$

式中: M 为边坡所有节点与惯性力有关的整体质量矩阵,由单元质量矩阵集合而成; C 为边坡所有节点集合而成的整体阻尼矩阵,由单元阻尼矩阵 c^e 集合而成; K 为由边坡所有单元各节点组成的整体刚度矩阵; $\ddot{\varphi}$ 、 $\dot{\varphi}$ 、 φ 分别为边坡节点加速度向量、速度向量和位移向量; a_g 为地震地面加速度向量; G 为转换矩阵。

单元阻尼矩阵由式(2)计算:

$$c^e = \alpha m^e + \beta k^e \tag{2}$$

其中 $\alpha = \lambda\omega$ $\beta = \lambda/\omega$
式中: ω 为边坡体系的第一振型自振频率; λ 为各单元的阻尼比; m^e 、 k^e 分别为单元质量矩阵、单元刚度矩阵。

采用振型分解法计算动力平衡方程获得结构位

作者简介:董志高(1977—),男,山东莱西人,博士研究生,从事边坡稳定性及工程地质研究。E-mail:dlzg1578@yahoo.com.cn

移矢量反应 振型参与系数由式(3)表示:

$$\eta_{ls} = \frac{E^T M \phi_l}{\phi_l^T M \phi_l} \quad (s = x, y \quad l = 1, 2, \dots, n) \quad (3)$$

式中: E 为转化向量 ϕ_l 为第 l 阶振型对应的特征向量。

各振型之间的组合采用平方和开方公式 (SRSS),即

$$R = \left(\sum_{i=1}^n R_i^2 \right)^{1/2} \quad (4)$$

根据 SRSS 地震响应加速度反应幅值 A_i 为

$$A_i = K_H g \left[\left(E_{xi} - \sum_{l=1}^L \phi_l^i \eta_{lx} \right)^2 + f^2 \left(E_{yi} - \sum_{l=1}^L \phi_l^i \eta_{ly} \right)^2 + \sum_{l=1}^L \left(\phi_l^i \beta_l \right)^2 \left(\eta_{lx}^2 + d^2 \eta_{ly}^2 \right) \right]^{1/2} \quad (5)$$

式中: K_H 为水平向地震系数; g 为重力加速度; ϕ_l^i 为相应振型向量的第 i 个分量; f 为最大竖向地面加速度与最大水平加速度的比值; β_l 为动力放大系数。

1.2 反应谱输入

反应谱为单自由度体系对地震运动作出的最大反应值与单自由度体系的一系列自振频率及阻尼比的关系,反应谱在抗震计算中,可以直接算出单自由度建筑物在地震中的最大反应,而且可以通过振型叠加估算多自由度建筑物的地震最大反应。质点的加速度在不同周期下的最大反应值可以根据 DL 5073—2000《水工建筑物抗震设计规范》提供的设计反应谱(图1)进行取值。

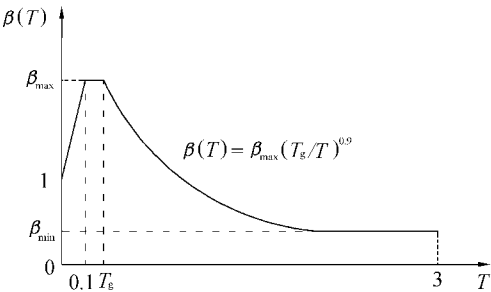


图1 设计反应谱

1.3 崩塌堆积体边坡稳定性分析

崩塌堆积体边坡在地震作用下某单元应力状态为 (σ_1, σ_3) 摩尔库仑抗剪强度指标 (c, φ) 值除以 K_s 后,使该单元应力摩尔圆与强度包线相切,即有

$$\tau = \frac{\sigma_n \tan \varphi + c}{K_s} \quad (6)$$

式中: σ_n 为法向应力; τ 为切向应力。

由式(6)可得

$$K_s = \frac{c + \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\alpha \right] \tan \varphi}{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\alpha} \quad (7)$$

其中 σ_1, σ_3 为最大、最小主应力。

同样,将非线性强度指标 $(\varphi_0, \Delta \varphi)$ 值除以 K_s ,使该单元应力摩尔圆与强度包线相切,即有

$$\tau = \frac{\sigma_n \tan \varphi}{K_s} \quad (8)$$

其中 $\varphi = \varphi_0 - \Delta \varphi \lg(\sigma_n / P_a)$, P_a 为大气压。式(8)变换得到

$$K_s = \frac{2 \sqrt{\sigma_1 \sigma_3} \tan \varphi}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (9)$$

由此可求得崩塌堆积体边坡滑动面以上所有单元的安全系数 K_s 值,再根据面积加权平均法^[5,6]得到整体边坡的安全系数。

2 工程实例分析

2.1 研究区地质概况及数值模型

某水电站坝区左岸边坡 B₂₀崩塌堆积体位于坝轴线下游 450~960 m 处,分布在 1295~1500 m 高程范围内,为一古崩塌堆积体,堆积物主要由玄武岩块石、碎石夹黏质粉土、砂土及大块石组成,堆积体中等密实,局部松散架空,地表浅表部局部有松动变形迹象,但整体基本处于稳定状态。崩塌堆积体与下伏基岩接触面受 t_{1c} 和 t_2 凝灰岩夹层的控制,底界面形态为两层凝灰岩夹层剥蚀而成的缓倾向坡外的阶梯状斜面。底界面平缓地段与下伏基岩接触面为全、强风化凝灰岩,具软化、泥化现象,两层缓倾凝灰岩斜坡平台之间,界面较陡,为崩塌堆积体与下伏基岩直接接触,基岩一般呈弱风化,完整性较好。工程地质剖面如图2所示。

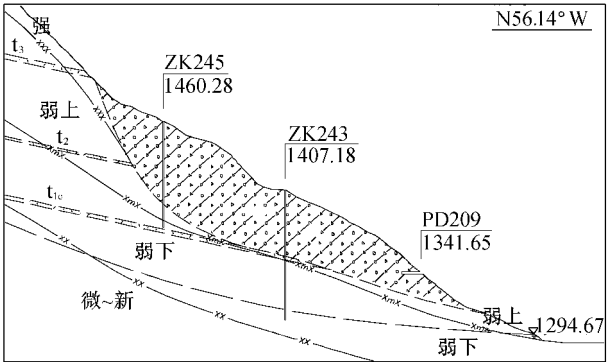


图2 工程地质剖面图

对 B₂₀崩塌堆积体进行地震作用下的平面有限元分析,以边坡厚度向上为 y 方向,顺坡与 y 垂直的方向为 x 方向,共划分单元 1171 个、节点 1257 个,采用平面 4 节点等参元模拟,有限元模型如图3所示。

2.2 参数取值

崩塌堆积体的岩土体参数取值如表1所示,根据崩塌堆积体边坡区域及工程地质条件,结合项目工程单位的试验数据,对其进行参数反演,确定滑动面黏

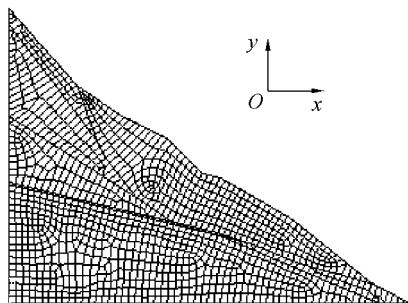


图3 崩塌堆积体有限元模型

聚力 $c = 8 \text{ kPa}$, 内摩擦角 $\varphi = 34^\circ$ 。50 年超越概率为 10% 的地震动峰值加速度值为 $0.185 g$, 场地级别 2 级。根据规范^[7]取场地的特征周期 $T_g = 0.30$, 阻尼比为 0.05, 设计反应谱最大值的代表值 $\beta_{\max}$ 取 2.25。

表 1 B₂₀崩塌堆积体的岩土体参数

岩性	弹性模量/GPa	变形模量/GPa	泊松比	天然密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	饱和密度/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)
凝灰岩 t _{1c}	1.00	0.80	0.36	2300	2400
堆积体	0.50	0.30	0.37	2300	2400
强风化岩体	1.80	1.20	0.30	2300	2400
弱上风化岩体	7.00	3.00	0.29	2600	2700
弱下风化岩体	13.00	11.00	0.26	2700	2800

2.3 计算结果及影响因素分析

从有限元计算结果来看,在地震作用下,崩塌堆积体内部 x 方向应力变化比较明显(图 4),崩塌堆积体地面与基岩接触带处应力变化更加明显;崩塌堆积体表层在高程 1445 m 处出现拉应力区,崩塌堆积体坡脚有应力集中现象。崩塌堆积体内部 y 方向应力受地震的影响不大,应力分布相对比较均匀。

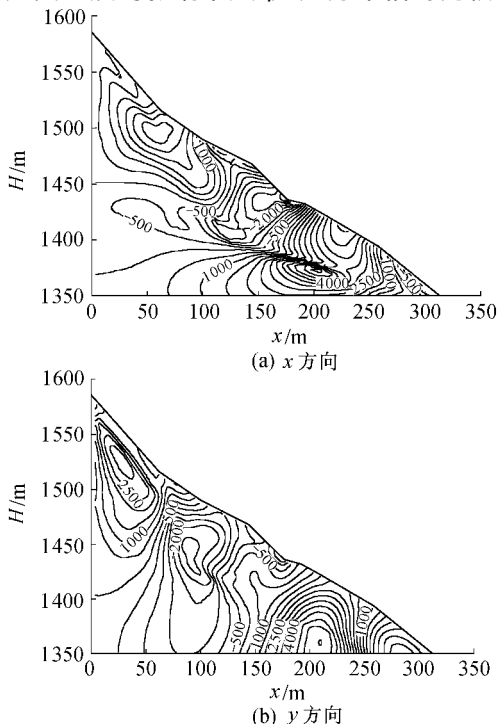


图 4 地震作用 x 、 y 方向应力等值线(单位 kPa)

崩塌堆积体内部剪应力变化比较明显,在崩塌堆积体顶部和底部形成两个变化区(图 5)。

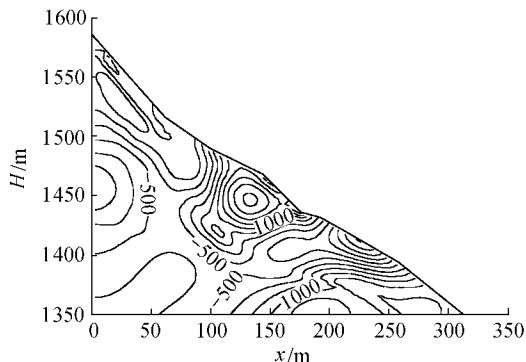


图 5 地震作用剪应力等值线(单位 kPa)

图 6 给出了地震作用下崩塌堆积体边坡内的位移等值线,最大位移 13.67 cm 出现在模型顶部,主要为地震和自重作用下的累积位移;崩塌堆积体内部最大位移 12.16 cm 出现在高程 1472 m 处,崩塌堆积体内部位移变化比较明显,高程越高位移相对越大,崩塌堆积体底部接触带位移变化较明显。

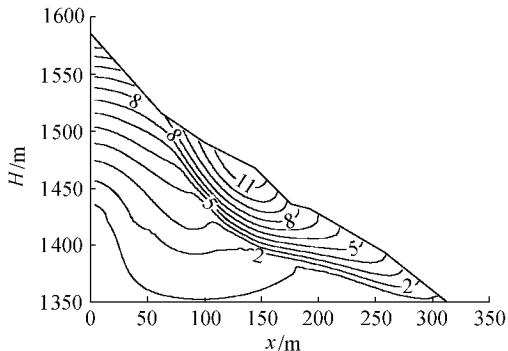


图 6 地震作用位移等值线(单位 cm)

用有限元法计算的崩塌堆积体沿底面与下部基岩和凝灰岩的接触带滑动的安全系数为 1.615,为了比较,按拟静力法考虑地震作用计算得崩塌堆积体滑动的安全系数为 1.708。从 1996 年丽江地震的情况来看,地震对崩塌堆积体的稳定没有造成影响,实际情况与本文方法计算的结果吻合较好,说明本文方法是合理的。由于反应谱计算方法表现的是地震作用的最大反应,并体现了地震作用的动力性质,而拟静力法在考虑地震作用时忽略了地震的动力特性,仅以一大小、方向均不变的加速度加以分析,所以造成计算结果相对偏大一些。

使用反应谱法进行地震作用计算,为合理地确定反应谱曲线起到了重要作用,本文采用的加速度反应谱曲线与阻尼比的取值有很大关系。根据相关资料分析^[8],在微幅振动下,拱坝阻尼比约在 0.03 ~ 0.05 范围内,重力坝阻尼比在 0.05 ~ 0.10 范围内,在强震作用下,阻尼比将加大。一般取值为 0.05,而对于崩塌堆积体结构,现在还没有合理的取

值 故本文取 0.05 进行计算。

规范^[7]给出的设计反应谱特征周期只反映了场地对地震卓越周期的影响,没有考虑远震是由面波引起的长周期分量的影响,原因主要是远震和近震的影响无法区分。文献[6]进行统计分析的结果表明,边坡的坡高、坡度以及边坡的弹性模量在一定程度上都会对边坡的地震响应产生影响,因此,边坡数值模型的建立、模型物理力学参数的取值都应尽可能地体现边坡的真实面貌。

3 结 语

崩塌堆积体边坡在地震作用下的破坏机理十分复杂,寻找一种合理的计算方法将是一个重要的课题。拟静力法使用简单,但无法考虑地震作用的动力特性,时程分析法虽然能够更准确地反映地震的动力特性以及崩塌堆积体边坡随时间的变形变化,但需要测定场地的地震波输入,计算以及实现相对繁琐;反应谱法根据长年科研工作积累的反应谱曲线确定地震参数,计算相对简单,又能反映地震作用边坡的最大反应。但由于地震作用条件下地面运动行为十分复杂,由此所用的振型组合公式,包括 SRSS 法都是不严格的,只能是某种意义上的平均统

(上接第 21 页)

a. 研究发育有不同规模的裂隙网络,将一般构造裂隙、成岩裂隙、风化卸荷裂隙以及小型层内错动带这些(储)水介质视为连续介质,而将层间错动带视为非连续裂隙介质,建立双重介质模型。因此,如何确定其等效单元体体积是该模型建立的关键之一。

b. 通过野外裂隙测量和统计分析,得出裂隙发育的统计规律,在假设结构面为薄圆盘状、结构面光滑平直和裂隙的空间位置采用泊松模型的前提下,利用 Monte-Carlo 原理构建随机裂隙网络模型,分析裂隙率随体积变化的关系,得出的研究区裂隙率典型单元体体积能很好地反映出研究区的总体裂隙渗

(上接第 36 页)

[2] 郑莉玲,李光勉.某排涝泵站工程水泵比选分析[J].黄河规划设计,2005(2):30-33.
[3] 贾玉爱.浪店水源泵站工程应用大型潜水轴流泵的可行性[J].山西水利科技,1999(增刊):82-83.
[4] 周雨农.潜水轴流泵的应用实践[J].水利科技,2001(2):51-54.
[5] 贾效亮.潜水轴流泵在高店水库泵站工程中的应用[J].水利科技与经济,2001(4):132-133.
[6] 夏坚远.新型潜水轴流泵在排涝工程中的应用[J].江苏

计结果,最终导致反应谱理论不够严格。本文采用加速度反应谱曲线进行取值,而加速度反应谱曲线与阻尼比的取值有密切的关系,因此,对于不同岩土体性质的崩塌堆积体边坡,阻尼比的取值也是一个需要研究的问题。

参考文献:

[1] 刘力平,雷尊宇,周富春.地震边坡稳定分析方法综述[J].重庆交通学院学报,2001,20(3):83-88.
[2] 顾淦臣.土石坝地震工程[M].南京:河海大学出版社,1988.
[3] STEVEN L K. Geotechnical earthquake engineering[M]. Upper Saddle River NJ :Prentice-Hall Inc ,1996 :423-462.
[4] NEWMARK N M. Effective of earthquake on dams and embankment[J]. Geotechnique ,1965 ,15(20):139-159.
[5] 胡定,潘亨永,杜建成.小湾左岸坝前堆积体边坡稳定性分析研究[J].云南水力发电,2000,16(1):31-36.
[6] 何蕴龙,陆述远,段亚辉.岩石边坡地震作用计算方法研究[J].长江科学院院报,1998,15(4):35-38.
[7] DL 5073—2000 水工建筑物抗震设计规范[S].
[8] 王良琛.混凝土坝地震动力分析[M].北京:地震出版社,1981.

(收稿日期 2005-06-20 编辑 高建群)

流规律。这为建立双重介质模型或等效连续介质模型中裂隙率典型单元体体积大小的确定,提供了一个新的途径。

参考文献:

[1] 仵彦卿,张倬元.岩体力学导论[M].成都:西南交通大学出版社,1995.
[2] 陈崇希,林敏.地下水动力学[M].武汉:中国地质大学出版社,1999.
[3] 刘佑荣.岩体力学[M].武汉:中国地质大学出版社,1996.
[4] 徐光黎,潘别桐,唐辉明,等.岩体结构模型与应用[M].武汉:中国地质大学出版社,1993.

(收稿日期 2006-03-16 编辑 骆超)

水利,2001(10):24-25.
[7] SL140—97 水泵模型验收试验规程[S].
[8] GB3216—89 离心泵、混流泵、轴流泵和旋涡泵试验方法[S].
[9] 关醒凡.现代泵技术手册[M].北京:宇航出版社,1995:65-78.
[10] 葛强,陈松山,严登丰,等.上海浦东薛家泓泵站泵装置模型试验研究报告[R].扬州:江苏机电排灌工程研究所,2004.

(收稿日期 2005-10-28 编辑 骆超)