

# 地震荷载作用下顺层岩质边坡安全系数分析

李海波<sup>1</sup>, 肖克强<sup>1,2</sup>, 刘亚群<sup>1</sup>

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071;

2. 广西电力工业勘察设计研究院, 广西 南宁 530023)

**摘要:** 结合强度折减法的思想, 并考虑到地震荷载特征以及离散元法和顺层岩质边坡的特点, 提出一种求解地震荷载作用下顺层岩质边坡安全系数的方法。采用关键点位移/速度时程曲线的变化趋势对边坡的临界状态进行判断, 采用失稳状态时坡体的速度/位移矢量图来判断与安全系数对应的滑动面。将上述方法运用到钟家湾顺层边坡的稳定分析中, 并将所得结果与极限平衡法计算结果进行对比, 发现二者的计算数值相差较小, 对比结果表明该方法是合理可行的。在此基础上, 利用 UDEC 初步分析地震荷载作用下坡高、坡度、岩层倾角以及地震波参数包括振幅、频率等因素对顺层岩质边坡安全系数的影响规律。

**关键词:** 边坡工程; 强度折减法; 地震荷载; 离散元; 顺层边坡; 安全系数; 极限平衡法

**中图分类号:** P 642

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000 - 6915(2007)12 - 2385 - 10

## FACTOR OF SAFETY ANALYSIS OF BEDDING ROCK SLOPE UNDER SEISMIC LOAD

LI Haibo<sup>1</sup>, XIAO Keqiang<sup>1,2</sup>, LIU Yaqun<sup>1</sup>

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. Guangxi Electric Power Industry Investigation Design and Research Institute, Nanning, Guangxi 530023, China)

**Abstract:** Based on the strength reduction method, a new method to determine the factor of safety of bedding rock slope under seismic load is proposed. The equilibrium condition is estimated based on the trend of the key points' displacements or velocities. The slide surface is also determined by the velocity or displacement vectors of the unstable condition. Based on the new method, the factor of safety of Zhongjiawan bedding slope is calculated by UDEC and compared with the results obtained by limit equilibrium method(LEM). It is revealed that the value calculated by UDEC is close to that by LEM, which indicates that the new method is feasible and reasonable. The influences of height and angle of bedding slope, inclination of interface as well as seismic parameters including amplitudes and frequency on the factor of safety of bedding rock slope under seismic load are analyzed.

**Key words:** slope engineering; strength reduction method; seismic load; discrete elements; bedding slope; factor of safety; limit equilibrium method(LEM)

## 1 引言

地震诱发的岩质边坡破坏(滑动和坍塌)是常见

的地震灾害, 如 2001 年巴西 Salvador 地震造成的滑坡造成至少 500 人死亡<sup>[1]</sup>; 1961 年甘肃峡县发生 5.4 级地震, 震后 2 d, 在距震中约 100 km 的清水县杨家山发生滑坡, 滑坡面积达 60 000 m<sup>2</sup>, 造成许多

**收稿日期:** 2007 - 04 - 28; **修回日期:** 2007 - 07 - 31

**基金项目:** 国家自然科学基金重点项目(50439030); 十一五国家科技支撑计划项目(2006BAB04A06)

**作者简介:** 李海波(1969 -), 男, 博士, 1988 年毕业于郑州工学院水工专业, 现任研究员, 主要从事岩石动力学方面的研究工作。E-mail: hbli@whrsm.ac.cn

人员伤亡<sup>[2]</sup>；1999年台湾集集地震( $M=7.3$ 级)诱发多处滑坡，其中，最大滑坡影响面积约为 $5\text{ km}^2$ ，体积达 $120\times 10^6\text{ m}^3$ ，地震诱发的滑坡造成多处交通中断<sup>[3]</sup>。

目前，地震荷载作用下岩质边坡稳定性研究广泛采用拟静力法，即引入地震惯性力进行静力计算。拟静力法实际上是将地震的瞬时作用等效为一个水平方向和铅直方向的单向加速度作用，并施加在潜在不稳定的滑体重心上，加速度的方向取为使边坡失稳的方向。水平和铅直方向施加的拟静力荷载的大小通常用地震系数 $K_h$ 和 $K_v$ 来表示，数值上等于惯性力和潜在不稳定滑体所受重力的比值。通过求解潜在不稳定滑体的静力平衡或力矩平衡方程(极限平衡理论)，滑体的拟静力安全系数便可以确定。安全系数与边坡材料特性( $c$ ,  $\varphi$ )、破坏面形状和位置以及地震荷载大小相关。

因为拟静力法简单实用，在地震边坡分析中得到广泛应用，从而积累了大量的工程经验并被编入有关规范。D. Leshchinsky 和 K. C. San<sup>[4]</sup>采用拟静力法对 R. Baker 和 M. Garber<sup>[5]</sup>提出的边坡稳定性静力计算方法进行拓展，用以评价地震动荷载作用下简单边坡的稳定性；通过求解显式的所有静力平衡方程式得到潜在滑动面上的正应力分布，从而获得边坡的最小安全系数；对于对数螺旋的破坏机制得到了其封闭解，而且提出了简单边坡地震稳定的评估表，此表在非地震条件下与 Taylor 边坡静力稳定评估表<sup>[6]</sup>相同。B. J. Siyahi 和 G. Bilge<sup>[7]</sup>在正常固结土边坡地震分析中应用拟静力法，采用参数分析确定了不同摩擦角的安全系数并考虑了剪切强度降低的影响。H. I. Ling 和 A. H. D. Cheng<sup>[8]</sup>将拟静力法用于沿节理面滑动的岩体地震稳定性分析中，进行了地震稳定分析和永久位移计算。E. Ausilio 等<sup>[9]</sup>将拟静力法应用于加固边坡的地震稳定分析中，提出了加固力计算公式及与地震力相关的屈服强度的表达式。

拟静力法虽然简单，但是它具有先天不足，主要来自它的几个假定：(1) 边坡为绝对刚性体，地基的加速度和边坡的加速度一致；(2) 拟静力不变；(3) 边坡失稳是唯一的破坏方式，并且只是在安全系数小于1的情况下才发生。现在，众所周知，大多数边坡实际上是变形体而非刚性体。H. B. Seed<sup>[10]</sup>曾经对拟静力法的不足进行过详尽的讨论，他指出：(1) 惯性力不是永久不变的，也不是单向的，而是在量级和方向上有快速的波动；(2) 即使

边坡的安全系数暂时小于1，也不一定会导致边坡的整体失稳，而只会导致边坡产生一定的永久变形。

本文结合强度折减法，通过关键点的位移特征对坡体的临界状态进行判断，并据此分析边坡的安全系数。利用二维离散元程序 UDEC，运用上述方法对钟家湾顺层岩质边坡的安全系数进行分析，并将所得结果与极限平衡法计算结果进行对比，以验证该方法的可行性。然后，利用离散元程序 UDEC 分析地震荷载作用下坡高、坡度、岩层倾角以及地震波参数包括振幅和频率等因素对顺层岩质边坡安全系数的影响规律。

## 2 强度折减法简介

强度折减法，顾名思义就是在坡体真实抗剪强度的基础上，逐渐降低其抗剪强度(即通过将坡体的真实抗剪强度除以一个系数即强度折减系数以达到强度折减的目的)，直到坡体达到临界平衡状态，此时的折减系数可视为边坡的安全系数。其计算公式如下：

$$c_K = \frac{c}{K} \quad (1)$$

$$\varphi_K = \arctan \frac{\tan \varphi}{K} \quad (2)$$

式中： $c$ ,  $\varphi$  分别为岩土体真实的黏聚力和内摩擦角； $c_K$ ,  $\varphi_K$  分别为经过折减后的黏聚力和内摩擦角。边坡的安全系数等于临界状态对应的折减系数，即

$$F_s = K_{\text{临界}} \quad (3)$$

强度折减法的一个关键问题就是如何判断坡体的临界状态，对临界状态的判别方法不同可能导致数值分析所得到的安全系数的差异。目前，判断边坡临界状态的方法主要有3类：第1类是根据坡体的变形特征进行判断，如剪应变法<sup>[11]</sup>、关键点的位移法<sup>[12]</sup>等；第2类是根据坡体的应力分布状态进行判断，如以坡体内是否存在连通的塑性区为判断原则<sup>[13]</sup>等。以上2类方法都与坡体变量的变化特征有关系，而目前第3类判断方法则主要与所采用的数值计算技术的收敛判断准则有关，即以数值计算是否收敛作为判断的原则<sup>[13, 14]</sup>。以上工作主要针对的是静力条件下的边坡安全系数计算，并且主要以有限元作为数值模拟的手段，采用离散元法作为数值模拟的手段并针对地震荷载作用下边坡安全系数进行分析的工作较少。

### 3 边坡安全系数分析

以沪蓉西高速公路钟家湾深路堑顺层岩质边坡在地震作用下的安全系数计算为例, 对地震荷载作用下顺层岩质边坡安全系数计算的离散元法进行说明。

#### 3.1 计算模型及参数

选取在设计及施工中均具有代表性的 K55+500 段顺层路堑边坡剖面作为计算剖面, 如图 1 所示。该边坡为奥陶系中厚层瘤状灰岩夹页岩, 岩层产状  $N23^{\circ} \sim 40^{\circ} E \angle 22^{\circ}$ , 线路走向  $283^{\circ}$ 。依据对各类边坡岩体的物理力学性质试验结果, 选取结构面和各类岩体的物理力学参数分别见表 1 和 2。根据中国地震局地震预测研究所针对沪蓉国道主干线湖北省宜昌—恩施公路所给出的“工程场地地震安全评价报告”, 该路堑区地震基本烈度为 VI 度<sup>[15]</sup>。计算中输入的地震波采用宁夏地震天津记录<sup>[16]</sup>, 按照最大地震加速度为  $0.063 \text{ g}$ (相当于 VI 度基本烈度<sup>[17]</sup>)为标准按比例进行缩放, 地震波持续时间为 11 s, 地震波加速度时程曲线如图 2 所示。采用二维离散元程序 UDEC 作为数值模拟的手段, 离散元模型如图 3 所示。计算中岩体及页岩夹层材料为弹塑性材料, 采用 Mohr-Coulomb 屈服准则, 层面采用面接触的 Coulomb 滑动模型<sup>[18]</sup>, 边界条件采用黏滞边界, 阻尼采用局部阻尼, 阻尼系数为 0.125。计算过程中, 在坡体内选取 4 个监测点, 对计算过程中坡体的位移和速度进行监测, 监测点的位置如图 1 所示。

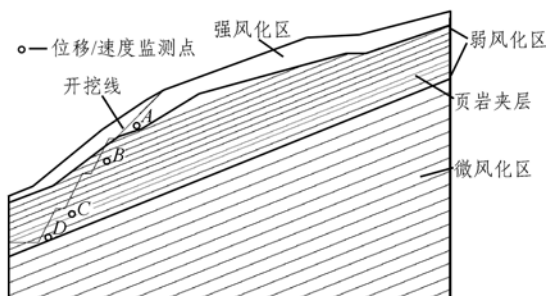


图 1 K55+500 段边坡剖面图  
Fig. 1 Slope profile of section K55+500

表 1 结构面力学参数

Table 1 Mechanical parameters of structural plane

法向刚度 $/(GPa \cdot m^{-1})$	切向刚度 $/(GPa \cdot m^{-1})$	内摩擦角 $/(^{\circ})$	黏聚力 $/kPa$
4.5	2	21	22

表 2 岩体物理力学参数

Table 2 Physico-mechanical parameters of rock masses

岩体	密度 $/(kg \cdot m^{-3})$	黏聚力 $/MPa$	内摩擦角 $/(^{\circ})$	体积模量 $/GPa$	剪切模量 $/GPa$	抗拉强度 $/MPa$
强风化灰岩	2 710	1.48	38	11.11	6.35	0.7
弱风化灰岩	2 690	1.48	40	11.11	6.35	0.7
微风化灰岩	2 690	2.45	47	14.10	8.87	1.2
页岩夹层	2 710	4.00	35	13.33	8.00	0.9

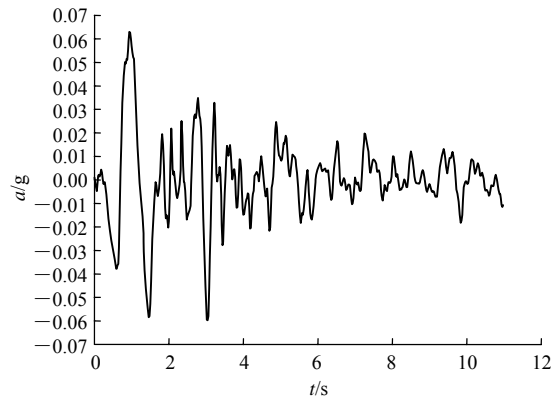


图 2 地震波加速度时程曲线

Fig.2 Time-history curve of seismic wave acceleration

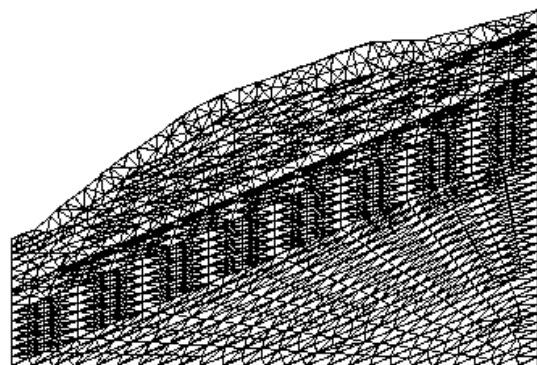


图 3 钟家湾边坡离散元模型

Fig.3 Discrete element model of Zhongjiawan slope

#### 3.2 安全系数计算方法

考虑到地震荷载特征以及离散元法和顺层岩质边坡的特点, 提出一种新的标准来对坡体的临界状态进行判断, 具体如下。

(1) 从关键点位移时程曲线的趋势来判定

当岩体处于稳定状态时, 关键点位移时程曲线时段末的位移趋势是收敛的, 表现在位移时程曲线上的位移最终不再随时间变化; 失稳状态时, 时段末关键点的位移趋势是发散的, 表现在位移时程曲线上的位移随时间不断增加。以计算实例来进行说明, 当折减系数  $K = 1.12$  时, 各监测点的位移

在时段末均是收敛的(如图 4, 5 所示); 而当  $K = 1.13$  时, 监测点  $A, B, C$  的位移在时段末是发散的(如图 6, 7 所示), 故可据此判定  $K = 1.12$  时对应的坡体状态为临界状态。

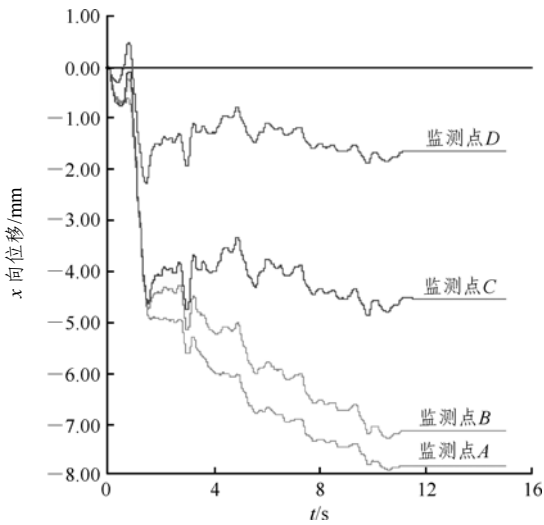


图 4  $K = 1.12$  时  $x$  向位移时程曲线

Fig.4 Time-history curves of  $x$ -displacement when  $K = 1.12$

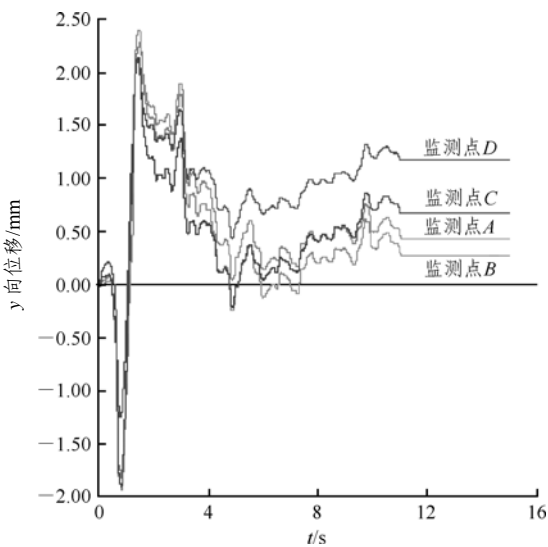


图 5  $K = 1.12$  时  $y$  向位移时程曲线

Fig. 5 Time-history curves of  $y$ -displacement when  $K = 1.12$

(2) 从关键点速度时程曲线的趋势来判定

当岩体处于稳定状态时, 关键点速度时程曲线时段末的速度趋于 0; 失稳状态时, 时段末关键点的速度保持不变或继续增大, 没有回零的迹象。同样以计算实例来进行说明, 当  $K = 1.12$  时, 各监测点的速度在时段末均回归于 0(如图 8, 9 所示), 而当  $K = 1.13$  时, 监测点  $A, B, C$  的速度在时段末不回零而是保持某一值基本不变(如图 10, 11 所示), 由此可以判定  $K = 1.12$  时对应的坡体状态为临界状态。

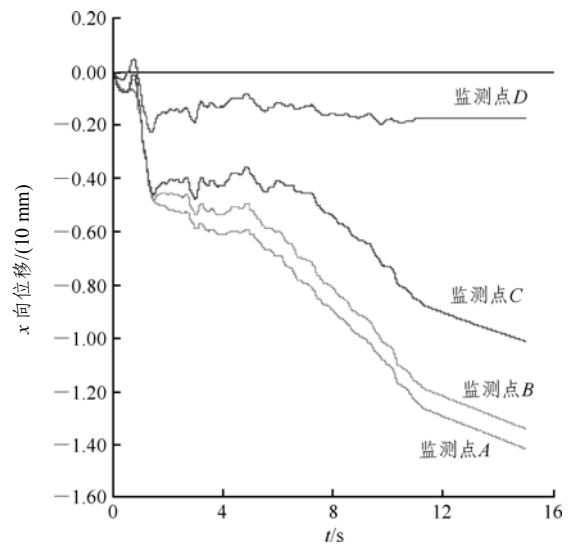


图 6  $K = 1.13$  时  $x$  向位移时程曲线

Fig.6 Time-history curves of  $x$ -displacement when  $K = 1.13$

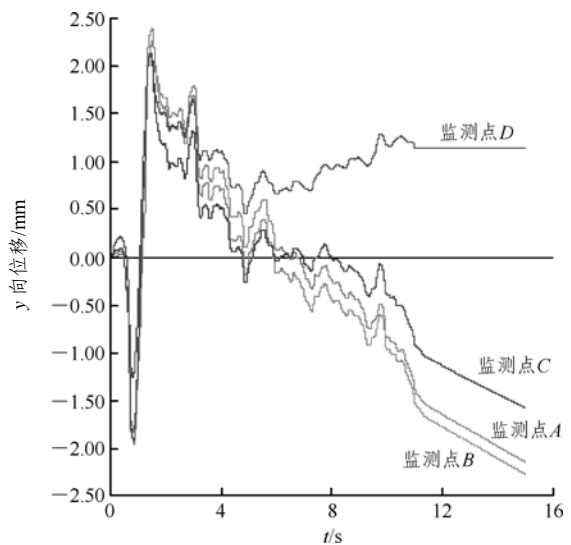


图 7  $K = 1.13$  时  $y$  向位移时程曲线

Fig.7 Time-history curves of  $y$ -displacement when  $K = 1.13$

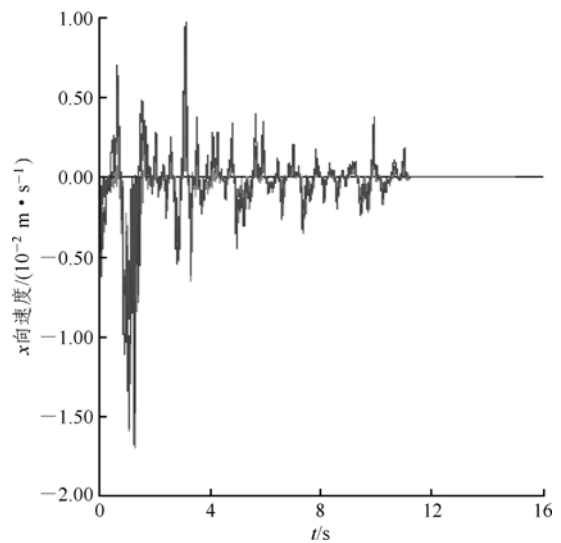


图 8  $K = 1.12$  时  $x$  向速度时程曲线

Fig.8 Time-history curve of  $x$ -velocity when  $K = 1.12$

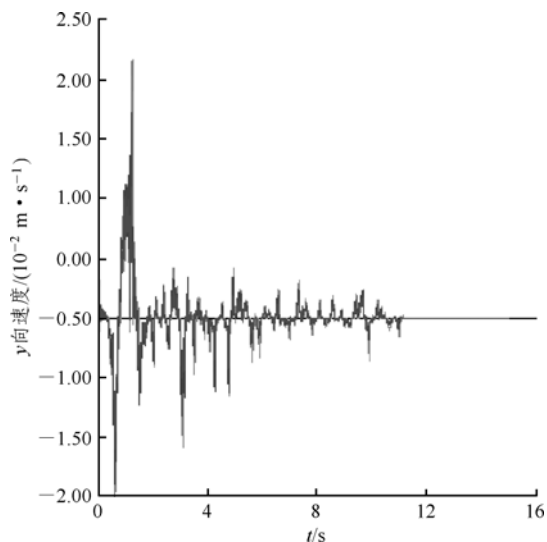


图 9  $K = 1.12$  时  $y$  向速度时程曲线

Fig.9 Time-history curve of  $y$ -velocity when  $K = 1.12$

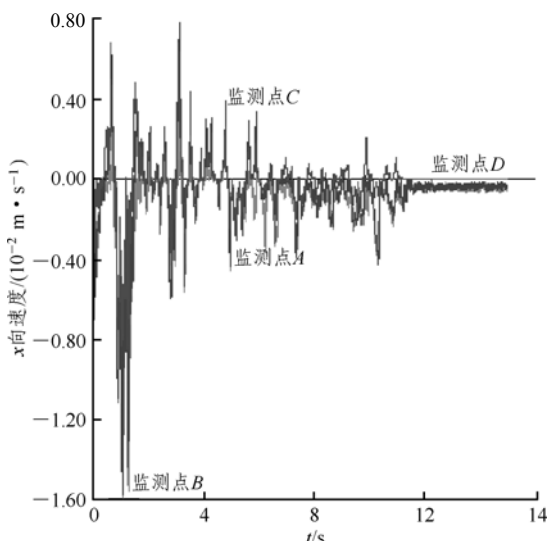


图 10  $K = 1.13$  时  $x$  向速度时程曲线

Fig. 10 Time-history curve of  $x$ -velocity when  $K = 1.13$

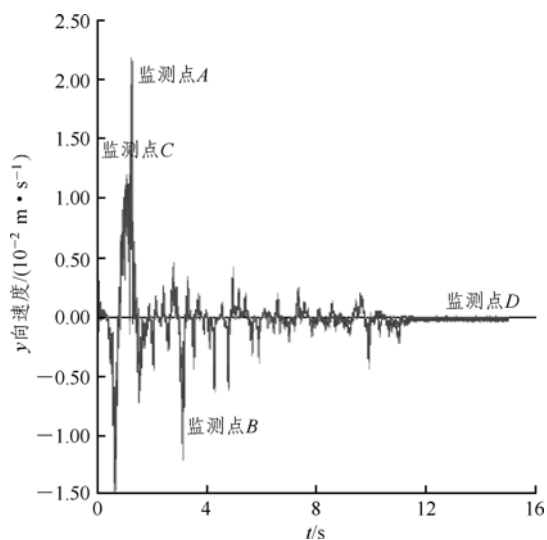


图 11  $K = 1.13$  时  $y$  向速度时程曲线

Fig. 11 Time-history curve of  $y$ -velocity when  $K = 1.13$

同时, 由图 4~11 可以看出, 当监测点位移时程曲线收敛时, 其对应的速度时程曲线回归于 0, 而当监测点位移时程曲线发散时, 其对应的速度时程曲线则不归零, 以上情况说明上述两种判断坡体临界状态的方法是一致的和相互验证的, 在计算中可以同时对关键点的位移和速度进行监测用以作为对坡体临界状态进行判断的依据。

上述判断坡体临界状态的方法有两个非常明显的优点: 首先是其在离散元中非常容易实现; 其次, 相较于以关键点位移随强度折减系数的变化过程曲线上的拐点来判定临界状态的方法存在较大的人为主观因素而言, 该方法在对临界状态的判断上非常直观, 不受人为主观因素影响。

在确定了判定坡体临界状态的方法以后, 接下来的问题就是怎样选取关键点的问题。显然, 关键点的位置应该位于潜在滑面上部的滑体中, 这样其对应的位移和速度时程才能用来对坡体的临界状态进行判断。基于此, 建议关键点选取在主要剖面上的潜在滑面出口及其附近区域。对顺层岩质边坡而言, 其破坏形式多为沿岩体层面或岩体中的软弱夹层滑动失稳, 即其潜在滑面一般为岩体层面或其中的软弱夹层, 因此关键点可以选在层面和软弱夹层附近。

然后, 由此引出的问题就是在众多的层面或软弱夹层中如何确定哪个层面或软弱夹层为潜在的滑动面。由于坡体在滑动失稳时滑动面两侧岩土体的位移/速度矢量场存在不连续变化的特征, 因此可以根据失稳破坏时坡体的位移/速度矢量场来确定潜在滑动面的位置。

仍以计算实例来进行说明, 图 12, 13 分别为  $K = 1.13$  时边坡的速度矢量图和位移矢量图。前文分析说明,  $K = 1.13$  时对应的坡体状态为失稳状态。从图 12 可以看出, 坡体失稳时, 面  $EF$  (页岩夹层) 上侧岩体的速度矢量不为 0 且其方向基本平行, 而其下侧岩体的速度为 0; 而从图 13 可以看出, 坡体失稳时, 面  $EF$  上侧岩体的位移矢量明显大于其下侧岩体的位移矢量。同时, 对比图 12 和 13 可以看出, 当坡体中某部分的速度矢量不为 0 时, 其对应的位移矢量则明显大于其他部位的位移矢量, 以上情况说明上述两种判断坡体滑动面方法是一致的, 而且可以相互验证。

综合以上分析, 可以确定边坡在 VI 度地震荷载

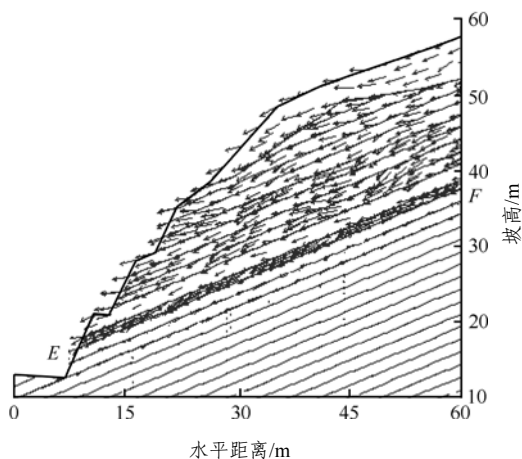


图 12  $K = 1.13$  时速度矢量图  
Fig.12 Velocity vectors when  $K = 1.13$

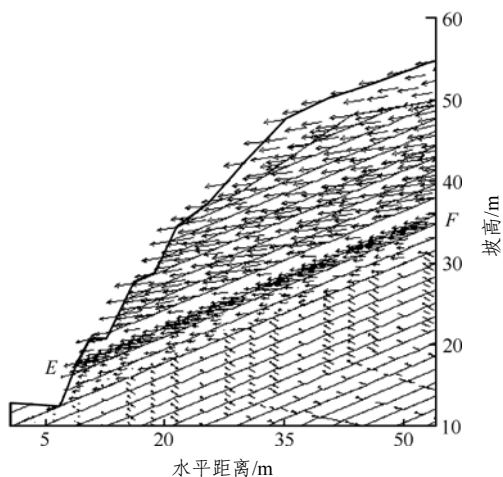


图 13  $K = 1.13$  时位移矢量图  
Fig.13 Displacement vectors when  $K = 1.13$

作用下的安全系数为 1.12，对应的滑动面为面 EF (页岩夹层)。

### 3.3 不同分析方法的计算结果对比

为了达到对计算结果进行验证的目的，采用 Geo-slope 计算分析软件对该边坡在拟静力地震荷载作用下的安全系数进行二维极限平衡分析。计算模型和离散元模型相同(图 1)，拟静力地震荷载按 VI 度(基本烈度)地震考虑，加速度幅值取 0.063 g，荷载沿边坡高程均匀分布，综合影响系数为 0.25，计算得到边坡的安全系数为 1.07，所对应的滑动面为页岩夹层。

对比极限平衡法和离散元法计算结果可以发现：由于所采用的分析方法不同，以及两种分析方法中输入的地震荷载之间的差异——极限平衡法中输入的是沿坡高均匀分布的拟静力荷载，而离散元

法中输入的是施加在坡体底部的应力时程，两种方法计算得到的安全系数在数值上存在差异。但二者的差距较小(相差 4.2%)，而且两种分析方法所得到的滑动面均为页岩夹层，这表明两种不同分析方法的有效性，进而表明利用离散元方法，结合本文所提出的求解边坡安全系数的方法，对地震荷载作用下边坡的稳定性进行分析，这种方案是可行的。

## 4 影响因素分析

基于节 3 研究成果，本节利用离散元程序 UDEC 初步分析了地震动荷载作用下坡高、坡度、岩层倾角以及地震波参数包括振幅和频率等因素对顺层岩质边坡安全系数的影响规律。

### 4.1 计算模型

计算模型及边界条件如图 14 所示。在工程常见的范围内选取不同的坡高、坡度  $\alpha$ 、岩层倾角  $\beta$ ，坡高的研究范围为 30~300 m，坡度的范围为  $30^\circ \sim 90^\circ$ ，岩层倾角的研究范围为  $20^\circ \sim 45^\circ (\alpha > \beta)$ 。

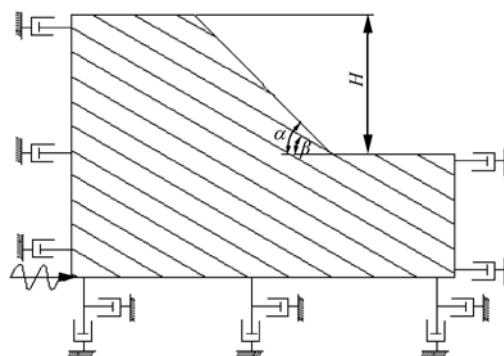


图 14 计算模型及边界条件  
Fig.14 Computational model and boundary condition

### 4.2 岩石力学模型和参数

数值模拟中，岩石材料采用理想弹塑性模型，屈服准则采用 Mohr-Coulomb 强度准则，屈服函数<sup>[18]</sup>如下：

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \tag{4}$$

$$f_t = \sigma_3 - \sigma_t \tag{5}$$

式中： $\sigma_1$ ， $\sigma_3$  分别为最大、最小主应力； $\sigma_t$  为岩石单轴抗拉强度； $N_\phi$  可以表示为

$$N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \tag{6}$$

当岩体内某一点应力满足  $f_s < 0$  时, 发生剪切破坏; 当满足  $f_t > 0$  时, 发生拉伸破坏。

层面采用面接触的 Coulomb 滑动模型<sup>[18]</sup>。模型岩石材料和节理的物理力学指标<sup>[19]</sup>分别如表 3, 4 所示。

表 3 模型岩石物理力学指标

Table 3 Physico-mechanical indexes of rock in model

岩石	密度 ( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ )	体积模量 (GPa)	剪切模量 (GPa)	内摩擦角 ( $^\circ$ )	黏聚力 (MPa)
构造变质岩	2 610	16.67	10	45	2.45

表 4 模型结构面物理力学指标

Table 4 Physico-mechanical indexes of structural plane in model

法向刚度 ( $\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$ )	切向刚度 ( $\text{GPa} \cdot \text{m}^{-1}$ )	内摩擦角 ( $^\circ$ )	黏聚力 (kPa)
12	6	35	20

### 4.3 地震荷载及边界约束条件选择

模拟的地震波为施加在模型底面的余弦剪切应力波, 其加速度时程为  $a = \lambda \cos(2\pi ft)$ 。振幅分别取为 0.31, 0.63, 1.25, 2.50  $\text{m/s}^2$ , 分别相当于 V, VI, VII, VIII 度地震加速度幅值<sup>[17]</sup>; 地震波频率分别取为 0.1, 0.5, 1.0, 2.0, 5.0, 10.0, 15.0, 20.0 Hz; 持续时间为 10 s。

为减小动荷载作用下边界反射波的影响, 采用黏滞边界<sup>[18]</sup>, 如图 14 所示。在黏滞边界条件中, 速度与加速度不能直接作用在模型边界上, 而要转换成应力作用在模型边界上<sup>[18]</sup>, 转换公式为

$$\sigma_n = 2\rho C_p v_n, \quad \sigma_s = 2\rho C_s v_s \quad (7)$$

式中:  $\sigma_n$  为施加的正应力,  $\sigma_s$  为剪应力,  $\rho$  为密度,  $C_p$  为传入的 P 波波速,  $C_s$  为传入的 S 波波速,  $v_n$  为振动点垂直速度分量,  $v_s$  为振动点切向速度分量。

$C_p$  与  $C_s$  计算公式分别如下:

$$C_p = \sqrt{\frac{K + 4G/3}{\rho}}, \quad C_s = \sqrt{G/P} \quad (8)$$

对加速度时程进行积分转化为相应的速度时程, 然后由式(5), (6)转化为相应的应力时程:

$$\sigma_s = 2\rho C_s v_s = 2\sqrt{G\rho} v_s = \frac{\sqrt{G\rho}\lambda}{\pi f} \sin(2\pi ft) \quad (9)$$

数值模拟中采用局部阻尼, 局部阻尼系数取为 0.125。

## 4.4 计算结果及分析

### 4.4.1 坡高对安全系数的影响分析

为了研究地震荷载作用下坡高对顺层岩质边坡安全系数的影响, 取 7 种坡高, 分别为 30, 60, 100, 150, 200, 250, 300 m。图 15 为静力条件及 V~VIII 度地震荷载作用下顺层岩质边坡的安全系数与坡高的关系。从图中可以看出, 在同一地震荷载作用下, 边坡安全系数随坡高的增大而降低。当坡高小于 100 m 时, 安全系数随坡高的增大降低幅度较大, 而当坡高大于 100 m 时, 安全系数随坡高增大降低幅度明显减小, 这一变化趋势与静力条件下的变化趋势相同。同一坡高情况下, 地震荷载作用下的顺层边坡安全系数较静力条件下的安全系数明显减小, 且随地震烈度的增加其降低趋势越明显。

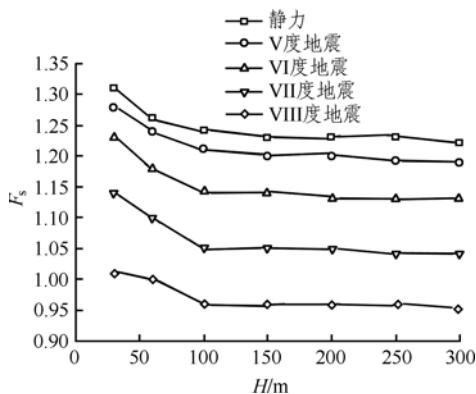


图 15 安全系数与坡高的关系( $t = 10 \text{ s}$ ,  $f = 2.0 \text{ Hz}$ ,  $\alpha = 60^\circ$ ,  $\beta = 30^\circ$ )

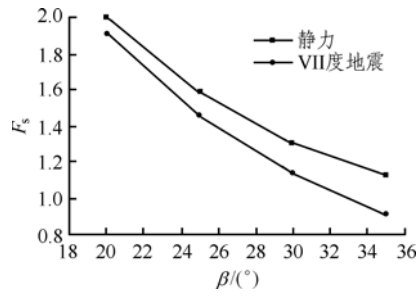
Fig.15 Relation between factor of safety and height of slope ( $t = 10 \text{ s}$ ,  $f = 2.0 \text{ Hz}$ ,  $\alpha = 60^\circ$ ,  $\beta = 30^\circ$ )

### 4.4.2 岩层倾角对安全系数的影响分析

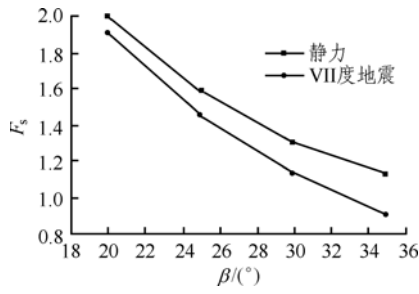
为了研究地震荷载作用下岩层倾角对顺层岩质边坡安全系数的影响, 取 4 种岩层倾角, 分别为  $20^\circ$ ,  $25^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $35^\circ$ 。图 16 为静力条件及 VII 度地震荷载作用下顺层岩质边坡的安全系数与岩层倾角的关系。从图中可以看出, 在同一地震荷载作用下, 边坡安全系数随岩层倾角的变化规律与静力条件下的变化规律相同, 即边坡安全系数随岩层倾角的增大而降低, 且随岩层倾角的增加降低幅度明显增大。

### 4.4.3 坡度对安全系数的影响分析

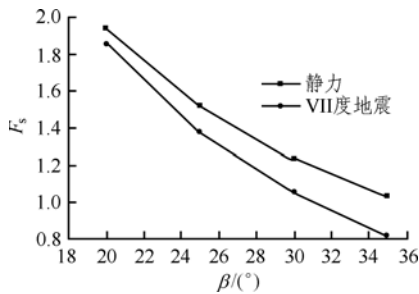
为了研究地震荷载作用下坡度变化对顺层岩质边坡安全系数的影响, 取 5 种坡度, 分别为  $40^\circ$ ,  $50^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $70^\circ$ ,  $80^\circ$ 。图 17 为静力条件及 VII 度地震荷载作用下顺层岩质边坡的安全系数与坡度的关系。从图中可以看出, 在同一地震荷载作用下,



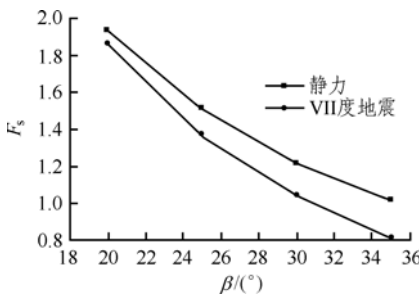
(a)  $H = 30 \text{ m}$



(b)  $H = 60 \text{ m}$



(c)  $H = 150 \text{ m}$

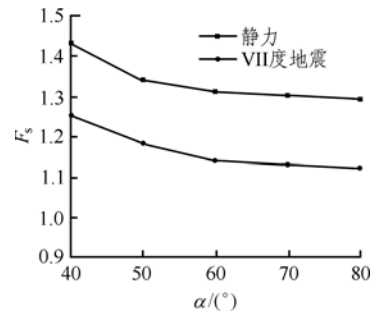


(d)  $H = 300 \text{ m}$

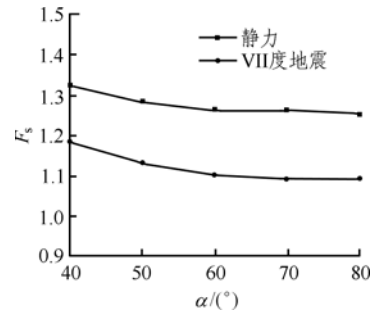
图 16 安全系数与岩层倾角的关系( $t = 10 \text{ s}$ ,  $f = 2.0 \text{ Hz}$ ,  $\alpha = 60^\circ$ )

Fig.16 Relation between factor of safety and inclination of interface( $t = 10 \text{ s}$ ,  $f = 2.0 \text{ Hz}$ ,  $\alpha = 60^\circ$ )

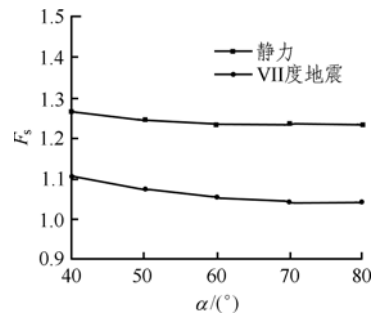
边坡安全系数随坡度的增大而降低,但其降低幅度随坡度增大而减小,这一变化趋势与静力条件下的变化规律相同。图 18 为 VII 度地震荷载作用下不同坡高情况下顺层岩质边坡的安全系数与坡度的关系。从图中可以看出,随着坡高的增加,边坡安全



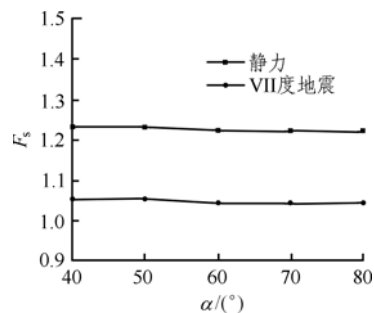
(a)  $H = 30 \text{ m}$



(b)  $H = 60 \text{ m}$



(c)  $H = 150 \text{ m}$



(d)  $H = 300 \text{ m}$

图 17 安全系数与坡度的关系( $t = 10 \text{ s}$ ,  $f = 2.0 \text{ Hz}$ ,  $\beta = 30^\circ$ )

Fig.17 Relation between factor of safety and slope gradient ( $t = 10 \text{ s}$ ,  $f = 2.0 \text{ Hz}$ ,  $\beta = 30^\circ$ )

系数随坡度变化幅度有减小的趋势,说明坡高的增加使得坡度对安全系数的影响降低。

#### 4.4.4 地震波振幅对安全系数的影响分析



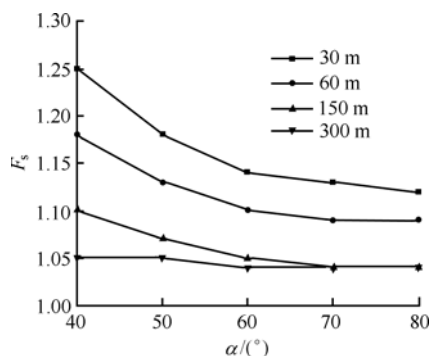


图 18 安全系数与坡高的关系(VII 度地震,  $t = 10\text{ s}$ ,  $f = 2.0\text{ Hz}$ ,  $\beta = 30^\circ$ )

Fig.18 Relation between factor of safety and height of slope (seismic magnitude VII,  $t = 10\text{ s}$ ,  $f = 2.0\text{ Hz}$ ,  $\beta = 30^\circ$ )

为了研究地震波振幅对顺层岩质边坡永久位移的影响, 分别取振幅为 0.31, 0.63, 1.25, 2.50  $\text{m/s}^2$ , 分别相当于 V, VI, VII, VIII 度地震加速度幅值<sup>[17]</sup>。动力输入的频率为 2.0 Hz, 持续时间为 10 s。图 19 为边坡安全系数与地震波振幅的关系。从图中可以看出, 地震荷载作用下顺层岩质边坡的安全系数随地震波振幅的增大而减小, 其减小的幅度随地震波振幅的增大而增大。

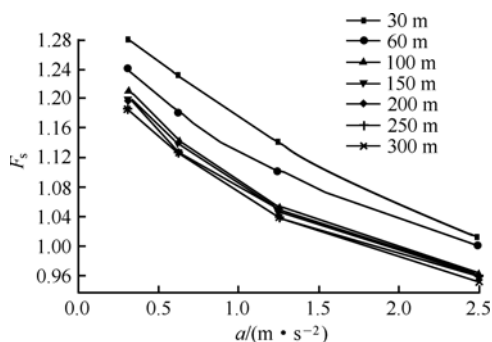


图 19 安全系数与地震波振幅的关系( $t = 10\text{ s}$ ,  $f = 2.0\text{ Hz}$ ,  $\alpha = 60^\circ$ ,  $\beta = 30^\circ$ )

Fig.19 Relation between factor of safety and amplitude of seismic wave( $t = 10\text{ s}$ ,  $f = 2.0\text{ Hz}$ ,  $\alpha = 60^\circ$ ,  $\beta = 30^\circ$ )

#### 4.4.5 地震波频率对安全系数的影响分析

为了研究动震波频率对顺层岩质边坡永久位移的影响, 分别取地震波频率为 0.1, 0.5, 1.0, 2.0, 5.0, 10.0, 15.0, 20.0 Hz 来研究。动力输入的振幅为 1.25  $\text{m/s}^2$ (VII 度地震), 持续时间为 10 s。图 20 为不同坡高情况下边坡安全系数随地震波频率的变化规律。从图中可以看出, 边坡安全系数随地震波频率的增加而增大, 在低频部分(0.1~5.0 Hz)安全系数

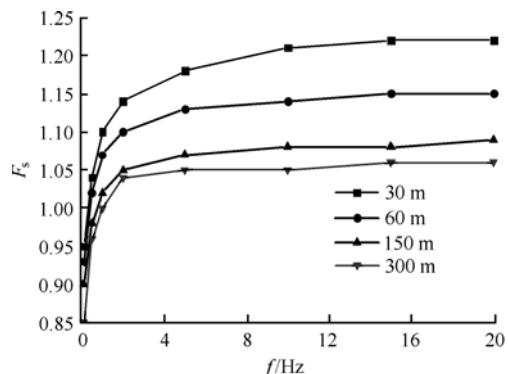


图 20 安全系数与地震波频率的关系(VII 度地震,  $t = 10\text{ s}$ ,  $\alpha = 60^\circ$ ,  $\beta = 30^\circ$ )

Fig.20 Relation between factor of safety and frequency of seismic wave(seismic magnitude VII,  $t = 10\text{ s}$ ,  $\alpha = 60^\circ$ ,  $\beta = 30^\circ$ )

随频率增加增长幅度较大, 在高频部分(5.0~20.0 Hz)则变化幅度较小。

## 5 结 论

本文结合强度折减法的思想, 提出一种求解地震荷载作用下顺层岩质边坡安全系数的方法, 即: 采用关键点位移/速度时程曲线的变化趋势对边坡的临界状态进行判断, 采用失稳状态时坡体的速度/位移矢量图来判断与安全系数对应的滑动面。利用离散元计算软件, 将上述方法运用到钟家湾顺层边坡的稳定分析中, 并将所得结果与极限平衡法计算结果进行了对比, 结果表明该方法是完全合理可行的。离散元数值计算与本文方法相结合是一种求解地震荷载作用下岩质边坡安全系数的较好途径。

利用 UDEC 初步分析了地震荷载作用下坡高、坡度、岩层倾角以及地震波参数包括振幅、频率等因素对顺层岩质边坡安全系数的影响规律, 得出以下结论:

- (1) 在同一地震荷载作用下, 边坡安全系数随坡高的增大而降低。当坡高小于 100 m 时, 安全系数随坡高的增大降低幅度较大, 而当坡高大于 100 m 时, 安全系数随坡高增大降低幅度明显减小。
- (2) 边坡安全系数随岩层倾角的增大而降低, 且随岩层倾角的增加降低幅度明显增大。
- (3) 同一地震荷载作用下, 边坡安全系数随坡角的增大而降低, 但其降低幅度随坡角增大而减小。随着坡高的增加, 边坡安全系数随坡度变化幅度有

减小的趋势,说明坡高的增加使得坡度对安全系数的影响降低。

(4) 地震荷载作用下顺层岩质边坡的安全系数随地震波振幅的增大而减小,其减小的幅度随地震波振幅的增大而增大。

(5) 边坡安全系数随地震波频率的增加而增大,在低频部分(0.1~5.0 Hz),安全系数随频率增加增长幅度较大,在高频部分(5.0~20.0 Hz)则变化幅度较小。

### 参考文献(References):

- [1] BOMMER J J, RODRIGUEZ C E. Earthquake-induced landslides in central America[J]. *Engineering Geology*, 2002, 63(3): 189 - 220.
- [2] 李树德, 任秀生, 岳升阳, 等. 地震滑坡研究[J]. *水土保持研究*, 2001, 8(2): 24 - 25.(LI Shude, REN Xiusheng, YUE Shengyang, et al. Study on earthquake-landslide[J]. *Research of Soil and Water Conservation*, 2001, 8(2): 24 - 25.(in Chinese))
- [3] SHOU K J, WANG C F. Analysis of the Chiufengershan landslide triggered by the 1999 Chi-Chi earthquake in Taiwan[J]. *Engineering Geology*, 2003, 68(3/4): 237 - 250.
- [4] LESHCHINSKY D, SAN K C. Pseudo-static seismic stability of slopes: design charts[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, 120(9): 1 514 - 1 532.
- [5] BAKER R, GARBER M. Theoretical analysis of the stability of slopes[J]. *Geotechnique*, 1978, 28(4): 395 - 411.
- [6] TAYLOR D W. Stability of earth slopes[J]. *J. Boston Society of Civ. Engrs.*, 1937, 24(3): 197 - 246.
- [7] SIYABI B J, BILGE G. A pseudo-static stability analysis in normally consolidated soil slopes subjected to earthquakes[J]. *Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers*, 1998, 9(1): 1 525 - 1 552.
- [8] LING H I, CHENG A H D. Rock sliding induced by seismic force[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1997, 34(6): 1 021 - 1 029.
- [9] AUSILIO E, CONTE E, DENTE G. Seismic stability of reinforced slopes[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2000, 19(3): 159 - 172.
- [10] SEED H B. Stability of earth and rockfill dams during earthquakes[C]// *Embankment-dam Engineering(Casagrand Volume)*. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1973: 239 - 269.
- [11] MATSUI T, SAN K C. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique[J]. *Soils and Foundations*, 1992, 32(1): 59 - 70.
- [12] 葛修润, 任建喜, 李春光, 等. 三峡左厂 3<sup>#</sup>坝段深层抗滑稳定三维有限元分析[J]. *岩土工程学报*, 2003, 25(4): 389 - 394.(GE Xiurun, REN Jianxi, LI Chunguang, et al. 3D-FE analysis of deep sliding stability of #3 dam foundation of left power house of the Three Gorges Project[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2003, 25(4): 389 - 394.(in Chinese))
- [13] 郑颖人, 赵尚毅, 张鲁渝. 用有限元强度折减法进行边坡稳定分析[J]. *中国工程科学*, 2002, 4(10): 57 - 61, 78.(ZHENG Yingren, ZHAO Shangyi, ZHANG Luyu. Slope stability analysis by strength reduction FEM[J]. *Engineering Science*, 2002, 4(10): 57 - 61, 78.(in Chinese))
- [14] DAWSON E M, ROTH W H, DRESCHER A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. *Geotechnique*, 1999, 49(6): 835 - 840.
- [15] 卢增木. 顺层岩石高边坡的稳定性研究[硕士学位论文][D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2005.(LU Zengmu. Study on stability of high rock bedding slopes[M. S. Thesis][D]. Wuhan: Institutes of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2005.(in Chinese))
- [16] 东南大学, 清华大学. 建筑结构抗震设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.(Southeast University, Tsinghua University. Aseismic design of architectural structure[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999.(in Chinese))
- [17] 胡聿贤. 地震工程学[M]. 北京: 地震出版社, 1988.(HU Yuxian. Seismic engineering[M]. Beijing: Earthquake Press, 1988.(in Chinese))
- [18] Itasca Consulting Group Inc.. Universal distinct element code(version 3.1) user's manual[R]. Minneapolis, USA: Itasca Consulting Group Inc., 1999.
- [19] 刘亚群. 爆破荷载作用下岩质边坡动态响应的数值模拟研究[硕士学位论文][D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2003.(LIU Yaquin. The numerical simulation of dynamical response of rock slope under explosion[M. S. Thesis][D]. Wuhan: Institutes of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2003.(in Chinese))