# 基于滑动面搜索新方法对地震作用下 边坡稳定性拟静力分析

## 邓东平,李 亮

(中南大学 土木建筑学院,湖南 长沙 410075)

**摘要:** 采用一种适于任意曲线滑动面的新方法,对地震作用下边坡的稳定性进行拟静力分析。首先,通过算例对 比分析验证新方法的可行性。然后,分别在地震竖直和水平加速度系数 $k_v$ , $k_H$ 变化时对边坡稳定性进行研究,在  $k_H$ , $k_H$ 与 $k_v$ 共同作用下对分层土坡的局部和整体稳定性进行探索,在土层参数变化时对边坡地震稳定性的影响进 行分析,从而可得: (1) $k_H$ 存在一个特殊值使 $k_v$ 的变化对边坡的稳定性影响很小; (2) 当 $k_H$ 和 $k_v$ 的增大引起临界 滑动面范围增大时,会导致边坡由局部稳定性变为整体稳定性,当 $k_H$ 和 $k_v$ 的增大引起滑动面下滑点上移时,会 导致边坡由整体稳定性变为局部稳定性; (3) 黏聚力 c 的变化对滑动面范围影响较大,其对安全系数的影响与地 震强度有关; (4) 不同土层参数时, $k_H$ 对边坡稳定性的影响较 $k_v$ 大。

**关键词:** 边坡工程; 边坡稳定性; 拟静力法; 整体稳定性; 局部稳定性; 土层参数 **中图分类号:** P 642 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000 - 6915(2012)01 - 0086 - 13

# BASED ON A NEW METHOD OF SEARCHING FOR SLIDING SURFACE PSEUDO-STATIC STABILITY ANALYSIS OF SLOPE UNDER EARTHQUAKE

DENG Dongping, LI Liang

(College of Civil Engineering, Central South University, Changsha, Hunan 410075, China)

**Abstract:** This article adopted a new method of searching for arbitrarily curve sliding surface and analyzed pseudo-static stability of slope under earthquake. First of all, the feasibility of this new method was verified by comparing and analyzing some examples. Then, through this article studied the affect on stability of slope with changes of the vertical seismic acceleration coefficient  $k_{\rm H}$  and the horizontal acceleration coefficient  $k_{\rm v}$ , explored the effect of  $k_{\rm H}$ ,  $k_{\rm H}$  and  $k_{\rm v}$  acting on the local and general stability of layered slope, and analyzed the effects on stability of slope with changes of soil parameters. Some conclusions have been obtained: (1) There is a special value of  $k_{\rm H}$  that could make change of  $k_{\rm v}$  have little effect on stability of slope. (2) The scope of the calculated critical sliding surface becomes larger with the increases of  $k_{\rm H}$  and  $k_{\rm v}$  so that it makes the local stability of slope transform into the general stability of that; and at the same time, increases of  $k_{\rm H}$  and  $k_{\rm v}$  also cause the lowest point of sliding surface move up so that it makes the general stability of slope transform into the local stability of that. (3) Cohesion *c* has great effect on scope of sliding surface, and its effect on stability of slope than  $k_{\rm v}$ .

**Key words:** slope engineering; stability of slope; pseudo-static method; general stability; local stability; soil parameters

基金项目: 贵州省交通运输厅科技项目(2010 - 122 - 020); 西部交通建设科技项目(2006318802111); 湖南省交通厅科技项目(2007 - 29)

**作者简介:**邓东平(1985-),男,2007年毕业于中南大学土木工程专业,现为博士研究生,主要从事道路与铁道工程方面的研究工作。E-mail: dengdp851112@126.com

**收稿日期:** 2011-06-22; 修回日期: 2011-08-18

# 1 引 言

在边坡稳定性分析中,地震作用对其影响很大<sup>[1]</sup>。 我国是一个多山的国家(山地面积约占国土面积的 2/3),近些年来,在山区和丘陵地带建设高速公路 和高速铁路时,带来了大量的自然边坡和复杂的人 工边坡问题处理<sup>[2]</sup>,同时,这些边坡也会受到地震 因素的影响而引起其发生失稳,从而造成巨大的损 失。因此,地震边坡稳定性分析是岩土工程界和地 震工程界的重要课题之一<sup>[1]</sup>。

在地震边坡动力稳定性分析方面,以往研究成 果<sup>[1.3-6]</sup>认为一般假定边坡是剪切破坏,通过极限平 衡分析搜索获得临界滑动面并求出安全系数,并以 此评价地震边坡的稳定性<sup>[7-9]</sup>。范昭平等<sup>[2.10]</sup>将地震 荷载对边坡稳定性影响的主要原因考虑为地震惯性 力使得边坡整体下滑力加大,从而降低边坡的安全 系数,导致边坡失稳。

目前,地震作用下边坡稳定性分析常采用的方 法有拟静力法(Pseudo-static analysis)<sup>[10-12]</sup>、Newmark 滑块分析法(Newmark sliding block analysis)<sup>[10.12]</sup>、 Makdisi-seed 法<sup>[10]</sup>、有限元方法<sup>[13-15]</sup>、有限差分法<sup>[16-17]</sup>、 离散元法<sup>[18]</sup>以及动力反应分析时程法<sup>[9.19]</sup>等,但拟 静力法仍是一种有效且易于操作的地震效应分析方 法。拟静力法是将震动惯性力的大小用拟静力荷载 来表示,自 Terzaghi 首次将拟静力法应用于岩土边 坡地震稳定性分析以来,该方法在工程领域中得到 了广泛的运用,并已纳入相应规范<sup>[14]</sup>。同时,拟静 力法还广泛运用于结构抗震设计和相关理论研究和 试验中<sup>[11]</sup>,刘 杰等<sup>[11.20-22]</sup>也基于拟静力法进行地 震工况下的边坡稳定性研究。

然而,针对边坡地震作用下动力稳定性问题, 上述大多研究成果还存在如下不足:(1)缺少对地 震作用下边坡滑动面形状和范围的研究;(2)没有 全面地考虑地震作用下各效应对边坡稳定性的影 响,及土层参数对地震作用的响应效果。因此,本 文采用一种适用于任意曲线滑动面的搜索新方法对 边坡地震作用下的稳定性进行分析。首先,通过算 例对比分析验证新方法的可行性;然后,较全面地 研究了地震竖直和水平加速度系数 k,, k<sub>H</sub>的变化对 边坡稳定性的影响, k<sub>H</sub>, k<sub>H</sub>与 k,共同作用对分层土 坡的局部与整体稳定性的影响,及在不同地震情况 下土层参数变化对边坡稳定性的影响。在计算过程 中,本文采用拟静力法将地震力简化为作用在土条 形心上的一个水平力和一个竖直力,且水平力和竖 直力的大小分别用水平和竖直地震加速度系数 k<sub>H</sub>, k<sub>v</sub>与该土条重度的乘积表示。

# 2 滑动面搜索新方法及安全系数计算

## 2.1 二维随机滑动面

如图 1 所示,点 *A*, *B* 分别为假想滑动面在边 坡上的下、上滑出点,坡面边界线与 *AB* 段之间的 曲线即组成了滑动体。然而,过点 *A*, *B* 而不超出 坡面的曲线(或称滑动面)很多,在实际中将这些众 多滑动面对应的滑动体所计算得的安全系数最小时 的滑动面称为临界滑动面。因此,在点 *A*, *B* 内如 何生成合理的滑动面是分析边坡稳定性的关键。在 此,研究从点 *A* 出发的一个初始方向(如图 1 中 *AC*) 旋转到一个终止方向(见图 1 中 *AB*)并与条分相结合 而生成随机曲线的一种滑动面搜索新方法。



Fig.1 Basic elements of two-dimensional random sliding surface

图 1 中: AC 为初始方向; AB 为终止方向;  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  分别为初始角和终止角(初始方向 AC、终止方向 AB 与边坡下缘水平延长线之间的夹角),  $\alpha_1$ 在边坡 下缘线延长线以下为正,以上为负,  $\alpha_2$ 的方向与 $\alpha_1$ 相反。

如图1所示,随机滑动面生成和搜索过程如下:

(1) 假定 *A*, *B* 点的位置,即终止方向 *AB* 和终止角 α<sub>2</sub> 变为已知;

(2) 设一个初始方向,初始方向可通过角 $\alpha_1$ 控制, $\alpha_1$ 的范围为 $-\alpha_2 \leq \alpha_1 \leq \alpha'$ (对于 $\alpha'$ ,陈祖煜<sup>[23]</sup>认为应该为 45°,但通过研究认为适当的时候可放宽到 $\alpha' = 90°$ );

(3) 当 AC 逆时针旋转到 AB 时,随机产生 n 个 角(或角方向),对于这 n 个随机角,每个随机角都 是在 ∠BAC 范围内产生,且第 i 个随机角是在前 i-1 个随机角产生后而对剩下的角度范围进行随机产 生;

• 88 •

(4) 将AB之间的土体沿水平方向划分为n个土条(可采用简单的等分土条),设第i个竖直土条与边坡下缘线及其水平延长线的交点按顺序命名为 X<sub>i-1</sub>, X;

(5) 将第*i*个随机角的上边界线与竖直土条*i*的 右侧边界线的交点作为滑动面上的第*i*点,这样依 次连接这些交点即可形成一条随机曲线。

#### 2.2 近似随机滑动面的曲线简化生成与搜索

上述随机滑动面的生成较为简单,但随机精度 难以保证,因此,在随机滑动面生成的基础上,将 角度随机转化为一定条件下的土条和角度划分来实 现相近曲线代替随机曲线。这种做法可以做到: 变动的相近曲线能像随机曲线一样模拟任何曲线, 且对随机搜索精度不高进行了改进。

近似随机滑动面的曲线的构造方式有多种,在 此将这样的曲线的生成进行简化,其生成过程如下:

(1) 在初始方向旋转到终止方向时,其角度的 划分采用从下至上的等差数列,即设第1个旋转角 为 $\delta$ ,增量为 $\phi$ 时,第i个旋转角为 $\delta$ +(i-1) $\phi$ ,同 时,取 $\delta$ = $\phi$ ,则有 $\phi$ =2( $\alpha_1$ + $\alpha_2$ )/[n(n+1)];

(2) 在竖直土条划分上,也采用从左至右的等差 数列,设初始土条宽度为x作为未知数( $x = l/n + \Delta x$ , 其中 $\Delta x$ 为可变微量,l为A,B两点连线的水平投影, n为土条划分数),增量为a,则第i个土条宽度为 x - (i-1)a,同时,可求得a = 2(nx - l)/[n(n-1)]。

这样在当可变微量  $\Delta x$  变化时,构造的近似曲 线也会随着变化,从而模拟着该范围内存在的任意 曲线。同时,为了保证第一个土条宽度和最后一个 土条宽度不为 0,需要有 x>0 和 x - (n-1)a>0,这 样 x 就应需满足 0<x<2l/n。

经过对上述近似随机滑动面的曲线生成构造的 简化,这时可通过对点 A, B 位置、初始角  $\alpha_1$ 、初 始土条宽度  $x(x=l/n+\Delta x)$ 这几个参数选区间来搜 索二维临界滑动面。

尽管对近似随机滑动面的曲线的生成进行了简 化,但当土条条分数一定大时,它并不会消弱对任何 曲线的模拟,只不过是对曲线的逼真度稍有影响<sup>[24]</sup>。

## 2.3 新方法得到的滑动面与其他型式滑动面对比

选取常用于分析边坡稳定性的2种曲线滑动面 型式:圆弧和对数螺旋线,来对比分析新方法得到 的滑动面与上述2种型式滑动面的相容性。

如图 2(a), (b)所示, 边坡坡高 *H* = 100 m, 坡 比为 1:1, 以坡角点为原点, 选取点 *A*, *B* 的位置





坐标分别为(0m, 0m), (150m, 100m)。

在新方法中,取条分数 n = 100,这时初始角  $\alpha_1$ 的变动范围为 $-45^{\circ} \le \alpha_1 \le 45^{\circ}$ ,可变微量 $\Delta x$ 的范 围为 $-1.5 \text{ m} \le \Delta x \le 1.5 \text{ m}$ 。

当与圆弧滑动面比较时,圆弧滑动面参数为: 半径 R = 115 m;新方法取可变微量  $\Delta x = 0.35$  m 时,通过变化初始角  $\alpha_1$ 来模拟新方法得到的曲线向 圆弧逼近的过程。由图 2(a)可知:当 $\alpha_1 = 10$ °时新方 法得到的曲线与该圆弧非常接近。

当与对数螺旋滑动面比较时,对数螺旋滑动面 参数为:其方程 $r = r_0 \exp[(\theta - \theta_0)K]$ ,其中K为计 算参数,这里取K=1.0, $r_0 = 150$  m, $\theta_0 = 45^\circ$ ;新 方法取初始角 $\alpha_1 = -7^\circ$ ,通过变化可变微量 $\Delta x$ 来模 拟新方法得到的曲线向对数螺旋线逼近的过程。 由图 2(b)可知,当 $\Delta x = -0.5$  m 时新方法得到的曲线 与该对数螺旋线非常接近。

综上所述,在滑动面的上、下滑出点相同时, 新方法得到的曲线可以通过变换初始角度 α,和可 变微量 Δx 来模拟任意曲线的变化。

#### 2.4 安全系数 $F_s$ 的计算

为了能够找到对应最小安全系数的临界滑动 面,需要对上述新方法在生成滑动面时所将滑动体 离散成的竖直土条单元进行受力分析,并在滑动底 面满足莫尔 - 库仑准则的前提下,建立起安全系数 的计算公式。

首先,说明在竖直条分法中,将地震力简化为 作用在土条形心上的一个水平力和一个竖直力,其 水平力和竖直力的大小分别为水平和竖直地震加速 度系数  $k_{\rm H}$ ,  $k_v$ 与该土条重度的乘积。然后,如图 3 所示,将竖直土条 i 分离出来进行受力分析,图中,  $W_i$ 为土条 i 的重力;  $H_i$ ,  $H_{i+1}$ 为土条 i 两侧条间 的剪切力;  $P_i$ ,  $P_{i+1}$ 为土条 i 两侧条间的法向力;  $N_i$ ,  $T_i$ 分别为土条 i 滑动底面的法向力和剪切 力;  $k_{\rm H}W_i$ ,  $k_vW_i$ 分别为土条 i 所受到的水平地震 力和竖直地震力。



图 3 Janbu 条分法计算模型 Fig.3 Calculation model of Janbu slice method

通过上述对土条 i 的受力分析,并假定土条的条间剪切力之差  $\Delta H_i = 0$  及在公式推导中进行适当简化,可得到在地震作用下边坡稳定系数计算的简化 Janbu 法计算公式如下式:

$$F_{\rm s} = \frac{\sum_{i=1}^{n} [c_i b_i + (1 - k_{\rm H}) W_i \tan \varphi_i] \frac{1}{m_{\theta_i}}}{\sum_{i=1}^{n} [(1 - k_{\rm v}) W_i \sin \theta_i + k_{\rm v} W_i \cos \theta_i]}$$
(1)

$$m_{\theta i} = \cos \theta_i + \frac{\sin \theta_i \tan \varphi_i}{F_{\rm s}}$$
(2)

式中:  $F_s$ 为边坡稳定安全系数, $\theta_i$ 为土条 i底面曲 线中心点切线与水平方向的夹角, $b_i$ 为土条 i的宽 度, $c_i$ 为土条 i底面上土的黏聚力, $\varphi_i$ 为土条 i底 面上土的内摩擦角。

由于地震是一个动态过程,对于地震竖直力需 要考虑方法,当方向向上时取 k<sub>v</sub>为正,向下时取 k<sub>v</sub> 为负。

## 3 计算对比与分析

#### 3.1 均质边坡算例

算例 1: 边坡<sup>[25-26]</sup>坡高 *H*=13.7 m, 坡角 $\beta$ = 30°, 土层参数为:  $\gamma$  = 19.63 kN/m<sup>3</sup>, *c* = 23.94 kPa,  $\varphi$  = 10°。当  $k_v$ = 0,  $k_H$ 变化时, 计算得的最小安全系数 见图 4, 得到的临界滑动面如图 5 所示。



图 4 均质边坡算例 1 中不同 k<sub>H</sub>时安全系数对比

Fig.4 Contract of factor of safety with different  $k_{\rm H}$  in example 1 of homogeneous slope







算例 2: 边坡<sup>[27]</sup>坡高 H = 8 m, 坡角 $\beta = 15^{\circ}$ , 土层参数为:  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>, c = 30 kPa,  $\varphi = 30^{\circ}$ 。 当  $k_v = 0$ ,  $k_H = 0.0$ , 0.1, 0.2, 0.3, 罗 强等<sup>[27]</sup>采用 对数螺旋滑动面时极限上限法计算得的最小安全系 数分别为 4.40, 3.12, 2.39, 1.92, 本文新方法计算 得的最小安全系数分别为 4.318, 2.968, 2.229, 1.769。均质边坡算例 2 中不同  $k_H$ 时的临界滑动面如 图 6 所示。

由图 4~6 及计算得到的数据可知:新方法计算的最小安全系数与简化 Bishop, Janbu 圆弧法和



图 6 均质边坡算例 2 中不同 k<sub>H</sub>时的临界滑动面



极限分析上限法相接近,但略小一些,且新方法获 得的临界滑动面与临界圆弧滑动面、临界对数螺旋 滑动面相接近,因而,说明新方法的可行性。

#### 3.2 非均质边坡算例

非均质边坡<sup>[28]</sup>坡高 *H*=10 m, 坡比 1:2, 土层 参数如下:上土层 $\gamma$ =19.5 kN/m<sup>3</sup>, *c*=0.0 kPa,  $\varphi$ = 38°;中土层 $\gamma$ =19.5 kN/m<sup>3</sup>, *c*=5.3 kPa,  $\varphi$ =23°; 下土层 $\gamma$ = 19.5 kN/m<sup>3</sup>, *c*=7.2 kPa,  $\varphi$ =20°。当  $k_v$ =0,  $k_H$ 变化时,计算得的最小安全系数见表 1,得到的 临界滑动面如图 7 所示,其中,图 7 中不同  $k_H$ 时计 算得到的圆弧滑动面非常接近,新方法得到的滑动 面也相差很小。

表 1	非均质边坡算例中 k <sub>H</sub> 变化时的最小安全系数
Table 1	The minimum factors of safety changing with $k_{\rm H}$ in
	an example of heterogeneous slope

计值专注		最	小安全系	数	
计并力达	$k_{\rm H} = 0.00$	$k_{\rm H} = 0.10$	$k_{\rm H} = 0.15$	$k_{\rm H} = 0.20$	$k_{\rm H} = 0.25$
新方法	1.375	1.072	0.868	0.722	0.614
简化 Bishop 圆弧法	1.403	1.067	0.835	0.669	0.603
Janbu 圆弧法	1.431	1.090	0.884	0.748	0.636



由表 1 和图 7 可知:新方法计算得的最小安全 系数与简化 Bishop, Janbu 圆弧法仍颇为接近,且 略小,而新方法得到的临界滑动面与临界圆弧滑动 面相接近,但较之凹一些,表现为非圆弧型,说明 新方法较圆弧法更具有优越性。

# 4 地震作用下边坡稳定性影响分析

#### 4.1 k<sub>H</sub>, k<sub>v</sub>变化对均质边坡稳定性的影响

边坡坡高 *H*=10 m, 坡角 $\beta$ =45°, 土层参数为: γ=18.5 kN/m<sup>3</sup>, c=25.0 kPa,  $\varphi$ =35°。当 $k_v$ 和 $k_H$ 变化时研究地震效应对边坡稳定性的影响, 计算得 的最小安全系数见图 8, 得到的临界滑动面如图 9 所示。



图 8 不同地震加速度系数时安全系数对比









Fig.9 Critical sliding surfaces with different earthquake acceleration coefficients

由图 8 可知:随 $k_v$ 和 $k_H$ 的增大,计算得的最小 安全系数逐渐减小;在本例中,当 $k_H < 0.3$ 时, $k_v$ 越大,计算得的安全系数的减小速度越快;当 $k_H >$ 0.3 时, $k_v$ 越大,计算得的安全系数的减小速度越 慢,即在其中间存在一个转折点( $k_H = 0.3$ )。因此, 说明在土坡中,存在一个特殊值 $k_H$ ,使得 $k_v$ 的变化 对边坡的稳定性影响很小。

由图 9(a)~(c)可知: 当 $k_v$ 一定时,随 $k_H$ 的增大,临界滑动面范围逐渐变大。从图 9(d)~(e)中,可知:  $k_H$ 一定时,随 $k_v$ 的增大,临界滑动面范围也逐渐变 大。同时,由图 9(d)可知:  $k_v$ <0时,土坡失稳范围 较没有受地震影响时(即 $k_H$ =0, $k_v$ =0)的要小。由此, 可说明地震效应对边坡的临界滑动面有一定的影 响,尤其是当 $k_H$ >0 且  $k_v$ >0 时,其边坡失稳范围 要较没有受地震影响时的大。

#### 4.2 k<sub>H</sub>对分层土坡的局部与整体稳定性影响

4.2.1 分层土坡算例 1

边坡坡高 H = 10 m, 坡比为 1:2, 其参数如下: 上土层层高  $H_1 = 5$  m,  $\gamma = 17.5$  kN/m<sup>3</sup>, c = 42.0 kPa,  $\varphi = 30^{\circ}$ ;下土层 $\gamma = 22.0$  kN/m<sup>3</sup>, c = 10.0 kPa,  $\varphi = 45^{\circ}$ 。当  $k_v = 0$ ,  $k_H$ 变化时研究地震效应对边坡整体与局部稳定性的影响,计算得的最小安全系数见表 2,得到的临界滑动面如图 10 所示。

表 2 分层土坡算例 1 中 k<sub>H</sub>变化时的稳定性及最小安全 系数(k<sub>v</sub> = 0)

Table 2Stability and the minimum factors of safety changing<br/>with  $k_{\rm H}$  in example 1 of layered soil slope( $k_{\rm v} = 0$ )

计質方注	稍完姓	最小安全系数					
II 并力亿	悩だ圧	$k_{\rm H} = 0.0$	$k_{\rm H} = 0.1$	$k_{\rm H}=0.2$	$k_{\rm H}=0.3$	$k_{\rm H}=0.4$	
英古法	整体	-	-	2.107	1.759	1.497	
刺刀石	局部	3.385	2.695	-	-	-	
简化 Bishop	整体	-	-	2.110	1.759	1.495	
圆弧法	局部	3.428	2.721	-	-	-	
Ion lan 回孤计	整体	-	-	-	-	-	
Janou 四弧法	局部	3.436	2.726	2.234	1.880	1.612	





由表 2 可知: 在本例中,当 k<sub>v</sub> = 0 时,随 k<sub>H</sub>的 增大,新方法和简化 Bishop 圆弧法计算得的结果是 边坡由局部稳定性逐渐变为整体稳定性。同时,从 计算出的安全系数大小看,表明在 Janbu 圆弧法框架 内,新方法要较 Janbu 圆弧法优越。

由图 10 可知: 在本例分层土坡中,随 k<sub>H</sub>的增 大,除了由局部滑动面转变为整体滑动面外,计算 得到的临界滑动面变化都较小;随 k<sub>H</sub>的增大,计算 得到的临界滑动面范围也逐渐增大,且由局部滑动 面转变为整体滑动面。因此,说明地震效应可使得 边坡的失稳范围变大,从而由初始的局部稳定性转 变为整体稳定性。

#### 4.2.2 分层土坡算例 2

边坡坡高 H = 10 m, 坡比为 1:1, 其参数如下: 上土层层高  $H_1 = 5$  m,  $\gamma = 22.0$  kN/m<sup>3</sup>, c = 10.0 kPa,  $\varphi$  = 36°;下土层 $\gamma$  = 17.5 kN/m<sup>3</sup>, *c* = 42.0 kPa,  $\varphi$  = 20°。当  $k_v$ =0,  $k_H$ 变化时研究地震效应对边坡整体 与局部稳定性的影响,计算得的最小安全系数见 表 3,得到的临界滑动面如图 11 所示。

表 3 分层土坡算例 2 中 k<sub>H</sub>变化时的稳定性及最小安全
 系数(k<sub>v</sub> = 0)

Table 3 Stability and the minimum factors of safety changing with  $k_{\rm H}$  in example 2 of layered soil slope( $k_{\rm v} = 0$ )

计質方注	稳定州	最小安全系数 +						
N 并力石	徳疋住	$k_{\rm v} = 0.0$	$k_v = 0.1$	$k_v = 0.2$	$k_{\rm v} = 0.3$	$k_v = 0.4$	$k_v = 0.5$	$k_v = 0.6$
实子计	整体	1.706	1.440	1.231	1.064	0.930	0.818	-
利刀石	局部	-	-	-	-	-	-	0.719
简化 Bishop	整体	1.762	1.480	1.259	1.083	0.941	-	-
圆弧法	局部	-	-	-	-	-	0.830	0.727
<b>x 1</b> 回加汁	整体	-	-	-	-	-	-	-
Janbu 圆弧法	局部	1.783	1.513	1.297	1.122	0.979	0.860	0.758





由表 3 可知: 在本例中, 当 k<sub>v</sub>=0 时, 随 k<sub>H</sub>的 增大, 新方法和简化 Bishop 圆弧法计算得的结果是 边坡由整体稳定性逐渐变为局部稳定性。同时, 从 计算出的安全系数大小看,也表明在 Janbu 圆弧法 框架内, 新方法要较 Janbu 圆弧法优越。

由图 11 可知: 在本例分层土坡中,随 k<sub>H</sub>的增 大,计算得到的临界滑动面范围逐渐增大; k<sub>H</sub>的增 大引起了滑动面的下滑点上移,从而出现了沿上坡 面发生失稳的局部滑动面。

#### 4.3 k<sub>H</sub>, k<sub>v</sub>对分层土坡局部与整体稳定性影响

4.3.1 分层土坡算例 3

边坡坡高 H = 10 m,坡比为 1:2,其参数如下: 上土层层高  $H_1 = 5$  m,  $\gamma = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>, c = 46.0 kPa,  $\varphi = 30^\circ$ ;下土层 $\gamma = 22.0$  kN/m<sup>3</sup>, c = 11.0 kPa,  $\varphi = 45^\circ$ 。 当*k*<sub>4</sub>和*k*<sub>B</sub>变化时研究地震效应对边坡整体与局部稳定性的影响,计算得的最小安全系数见表 4,得到的临界滑动面如图 12 所示。

表 4 分层土坡算例 3 中 k<sub>H</sub>和 k<sub>v</sub>变化时的稳定性及最小 安全系数

Table 4Stability and the minimum factors of safety changing<br/>with  $k_{\rm H}$  and  $k_{\rm v}$  in example 3 of layered soil slope

地震水平 加速度	稍完性	最小安全系数					
加速反 系数 k <sub>H</sub>	悩化圧	$k_v = -0.5$	$k_v = -0.3$	$k_v = 0.0$	$k_v = 0.3$	$k_v = 0.5$	
0.0	整体	3.003	-	-	-	4.457	
0.0	局部	-	3.226	3.485	3.923	-	
	整体	1.930	1.960	1.870	1.705	1.497	
0.3	局部	-	-	-	-	-	
0.5	整体	1.525	1.513	1.378	1.175	0.985	
0.5	局部	-	-	-	-	-	





图 12 分层土坡算例 3 中 k<sub>H</sub>和 k<sub>v</sub>变化时的临界滑动面

Fig.12 Critical sliding surfaces changing with  $k_{\rm H}$  and  $k_{\rm v}$  in example 3 of layered soil slope

由表 4 可知:随 k<sub>H</sub>和 k<sub>v</sub>的增大,新方法计算得的最小安全系数逐渐减小。

由图 12(a)可知: 在本例分层土坡中,  $k_{\rm H}$ =0.0 时,  $k_{\rm v}$ =-0.5 和 0.5 获得的临界滑动面为整体滑动面,  $k_{\rm v}$ =-0.3, 0.0 和 0.3 获得的临界滑动面为局部滑动 面。这是由于: (1) 随  $k_{\rm v}$ 的增大,边坡的失稳范围 也在扩大; (2) 随  $k_{\rm v}$ 的减小,边坡的失稳范围也在 减小,但同时滑动面的上滑点出现了上移。因此, 在本例中,  $k_{\rm v}$ =-0.5 和 0.5 时其临界滑动面变为整体 滑动面。由图 12(b), (c)可知:  $k_{\rm H}$ 的增大,使得边 坡的稳定性都变为整体稳定性,且随  $k_{\rm H}$ 的增大,边 坡失稳的范围越大。

4.3.2 分层土坡算例 4

边坡坡高 H = 10 m, 坡比为 1:1, 其参数如下: 上土层层高  $H_1 = 5 \text{ m}$ ,  $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$ , c = 10.0 kPa,  $\varphi = 43^\circ$ ; 下土层 $\gamma = 22.0 \text{ kN/m}^3$ , c = 46.0 kPa,  $\varphi = 30^\circ$ 。当  $k_v 和 k_H 变化时研究地震效应对边坡整体与局$ 部稳定性的影响,计算得的最小安全系数见表 5,得到的临界滑动面如图 13 所示。

表 5 分层土坡算例 4 中 k<sub>H</sub>和 k<sub>v</sub>变化时的稳定性及最小 安全系数

Table 5Stability and the minimum factors of safety changing<br/>with  $k_{\rm H}$  and  $k_{\rm v}$  in example 4 of layered soil slope

地震水平 加速度	我宁州	最小安全系数				
<sup>加速反</sup> 系数 k <sub>H</sub>	心足口	$k_{\rm v} = -0.5$	$k_v = -0.3$	$k_v = 0.0$	$k_v = 0.3$	$k_v = 0.5$
0.0	整体	1.905	-	-	-	-
0.0	局部	-	2.006	2.219	2.590	3.052
0.2	整体	1.362	1.374	-	-	-
0.3	局部	-	-	1.377	1.334	1.265
0.5	整体	1.104	-	-	-	-
0.5	局部	-	1.096	1.040	0.934	0.821

由表 5 可知:随 k<sub>H</sub>和 k<sub>v</sub>的增大,新方法计算得出的最小安全系数逐渐减小。







Fig.13 Critical sliding surfaces changing with  $k_{\rm H}$  and  $k_{\rm v}$  in example 4 of layered soil slope

由图 13 可知: 在本例分层土坡中,当 k<sub>H</sub>一定时,随 k<sub>v</sub>的增大,获得的临界滑动面的范围逐渐变大,但同时滑动面的下滑点出现了上移使得由整体滑动面变为局部滑动面,而且 k<sub>H</sub>的增加,尽管使得临界滑动面的范围变大,但基本上没有改变边坡整体和局部稳定性的趋势。

#### 4.4 土层参数变化对地震作用下边坡稳定性的影响

如图 14 所示, 边坡坡高 H=15 m, 土层参数为:  $\gamma=18.0$  kN/m<sup>3</sup>, c=26 kPa,  $\varphi=20^{\circ}$ 。研究土层参数 (重度 $\gamma$ 、黏聚力 c 和內摩擦角 $\varphi$ )变化时在不同地震 情况下对边坡稳定性的影响。其中, 地震组合情 况见表 6。



表6	地震水平和竖直加速度系数组合情况
----	------------------

Table 6	Combination situations of seismic horizontal and
	vertical acceleration coefficients

地震组合情况	$k_{ m H}$	$k_{ m v}$
1	0.00	-0.3
2	0.00	0.0
3	0.00	0.3
4	0.15	-0.3
5	0.15	0.0
6	0.15	0.3
$\bigcirc$	0.30	-0.3
8	0.30	0.0
9	0.30	0.3

### 4.4.1 重度γ变化对边坡稳定性的影响

边坡土层参数为: c = 26 kPa,  $\varphi = 20^{\circ}$ , 重度 $\gamma$ 从 15 kN/m<sup>3</sup> 变化到 21 kN/m<sup>3</sup>, 步长为 1 kN/m<sup>3</sup>, 计 算得的安全系数见图 15, 得到的临界滑动面情况 如图 16 所示。

由图 15 可知:在不同地震组合情况下,随重度  $\gamma$ 的增大,计算得的安全系数逐渐变小,且减小的趋势基本一致。当 $k_v$ 从-0.3 变化到 0.3 时, $k_{\rm H}$ 的变化 对不同重度 $\gamma$ 引起的安全系数变化逐渐减小,即地 震组合情况④,⑤,⑥相比地震组合情况①,②,





③之间的间距要小,地震组合情况⑦,⑧,⑨相比 地震组合情况④,⑤,⑥之间的间距要小,尤其是 当 $k_{\rm H}$ =0.3 时, $k_v$ 的变化对不同重度 $\gamma$  时引起的安全 系数变化非常小,即地震组合情况⑦,⑧,⑨的曲 线基本一致。

从图 16 中可知:在不同地震组合的情况下,重 度 $\gamma$ 的变化对临界滑动面的影响很小,且随  $k_{\rm H}$ 和  $k_{\rm v}$ 的增大,临界滑动面的范围稍变大。

4.4.2 黏聚力 c 变化对边坡稳定性的影响

边坡土层参数为: γ = 18 kN/m<sup>3</sup>, φ =20°, 黏 聚力 c 从 5 kPa 变化到 47 kPa, 步长为 7 kPa, 计算 得的安全系数见图 17, 得到的临界滑动面情况如图 18 所示。







Fig.16 Critical sliding surfaces changing with  $\gamma$  under different earthquake situations



图 17 不同地震组合情况下黏聚力 c 变化时安全系数对比 Fig.17 Contract of factor of safety changing with c under different earthquake situations

由图 17 可知: 在不同地震组合情况下, 随黏 聚力 c 的增大, 计算的最小安全系数逐渐变大, 并且 增加的趋势随地震情况的不同而不同, 从地震组合 情况③(k<sub>H</sub>=0, k<sub>v</sub>=0.3)可说明未受地震影响的边 坡其增加的趋势最为明显。当 $k_v$ 从-0.3 变化到 0.3 时, $k_{\rm H}$ 的变化对不同黏聚力c引起的安全系数变化 逐渐减小,即地震组合情况④,⑤,⑥相比地震组 合情况①,②,③之间的间距要小,地震组合情况 ⑦,⑧,⑨相比地震组合情况④,⑤,⑥之间的间 距要小,尤其是当 $k_{\rm H}$ =0.3 时, $k_v$ 的变化对不同黏聚 力c时引起的安全系数变化非常小,即地震组合情 况⑦,⑧,⑨的曲线基本一致。

由图 18(a), (b), (c)可知: 在不同地震组合的 情况下,随黏聚力 c 的增大,临界滑动面的范围 变大,且随  $k_{\rm H}$ 和  $k_{\rm v}$ 的增大,临界滑动面的范围变 大。

4.4.3 内摩擦角φ变化对边坡稳定性的影响

边坡土层参数为:  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ , c = 26 kPa, 内摩擦角 $\phi$ 从 14°变化到 26°,步长为 2°,计算的最 小安全系数见图 19,得到的临界滑动面如图 20 所示。

由图 19 可知:在不同地震组合情况下,随内摩



(b)  $k_{\rm H} = 0.15$ ,  $k_{\rm v} = -0.3$ , 0.0, 0.3



图 18 不同地震组合情况下黏聚力 c 变化时的临界滑动面 Fig.18 Critical sliding surfaces changing with c under different earthquake situations



图 19 不同地震情况下内摩擦角φ变化时安全系数对比 Fig.19 Contract of factors of safety changing with  $\varphi$  under different earthquake situations

擦角*q*的增大,计算的最小安全系数逐渐变大,并 且增大的趋势基本一致。当 k, 从-0.3 变化到 0.3 时, k<sub>u</sub>的变化对不同内摩擦角 ø引起的安全系数变化逐 渐减小,即地震组合情况④,⑤,⑥相比地震组合 情况①,②,③之间的间距要小,地震组合情况⑦, ⑧, ⑨相比地震组合情况④, ⑤, ⑥之间的间距要 小, 尤其是当 $k_{\rm H}=0.3$ 时,  $k_{\rm e}$ 的变化对不同内摩擦角 $\varphi$ 时引起的安全系数变化非常小,即地震组合情况⑦, ⑧, ⑨的曲线基本一致。

由图 20 可知: 在不同地震组合的情况下, 随 内摩擦角 ø的增大对临界滑动面的影响不大,且随  $k_{\rm H}$ 和 $k_{\rm v}$ 的增大,临界滑动面的范围稍变大。



• 96 •

## 5 结 论

(1) 算例对比分析表明,新方法计算得的安全 系数与简化 Bishop, Janbu 圆弧法和极限分析上限 法相接近,但略小一些,得到的临界滑动面与临界 圆弧滑动面也颇为相似,而在非均质土坡中表现为 非圆弧型,因而,可说明本文方法的可行性。

(2) 通过地震水平和竖直加速度系数  $k_{\rm H}$ ,  $k_v$  变 化对边坡稳定性影响的研究可知:  $k_v$ 一定时,随  $k_{\rm H}$ 的增大,计算得的安全系数逐渐减小;  $k_{\rm H}$ 存在一个 特殊值(在本文算例中  $k_{\rm H}$  = 0.3),  $k_v$ 的变化对边坡的 稳定性影响很小。

(3) 由 k<sub>H</sub>, k<sub>H</sub>与 k<sub>v</sub>共同作用对分层土坡的局部 与整体稳定性的影响的研究可知:随 k<sub>H</sub>和 k<sub>v</sub>的增大, 计算得到的临界滑动面的范围在一定程度上也逐渐 增大,从而使得边坡可能由小范围的局部稳定性变 为大范围的整体稳定性;同时,k<sub>H</sub>和 k<sub>v</sub>的增大也引 起滑动面的下滑点上移,从而导致边坡由整体稳定 性变为边坡上部的局部稳定性。

(4) 通过不同地震强度情况下土层参数对边坡 稳定性影响的研究可知:在不同地震情况下, $\gamma$ , $\varphi$ 的变化对安全系数的影响趋势基本一致,而c的变 化对安全系数的影响趋势随地震强度情况的不同而 不同;当 $k_v$ 从-0.3 变化到 0.3 时(尤其是 $k_{\rm H}$ =0.3),  $k_{\rm H}$ 的变化对不同 $\gamma$ ,c和 $\varphi$ 时引起安全系数的变化逐 渐减小。

#### 参考文献(References):

- [1] 郑颖人,叶海林,黄润秋. 地震边坡破坏机制及其破裂面的分析探 讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(8): 1714-1723.(ZHENG Yingren, YE Hailin, HUANG Runqiu. Analysis and discussion on failure mechanism and failure surface of slope under earthquake[J]. Chinese Journal Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(8): 1714-1723.(in Chinese))
- [2] 范昭平,张丽华. 地震作用下边坡稳定性分析[J]. 岩土工程技术, 2010, 24(1): 32 - 35.(FAN Zhaoping, ZHANG Lihua. Analysis of slope stability under earthquake[J]. Geotechnical Engineering Technique, 2010, 24(1): 32 - 35.(in Chinese))
- [3] CRESPELLANI T, MADIAI C, VANNUCHI G. Earthquake destructiveness potential factor and slope stability[J]. Geotechnique,

1998, 48(3): 411 - 419.

- [4] WRIGHT S G, RATHIE E M. Triggering mechanisms of slope instability and their relationship to earthquakes and tsunamis[J]. Pure and Applied Geophysics, 2004, 160(11): 1865 - 1877.
- [5] HAVENTTH H B, VANINI M, JONGMANS D. Initiation of earthquake-induced slope failure: influence of topographical and other site specific amplification effects[J]. Journal of Seismology, 2003, 7(3): 397 - 412.
- [6] 祁生文,伍法权,刘春玲,等. 地震边坡稳定性的工程地质分析[J]. 岩石力学与工程学报,2004,23(16):2792-2797.(QI Shengwen, WU Faquan, LIU Chunling, et al. Engineering geology analysis of stability of slope under earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(16):2792-2797.(in Chinese))
- [7] CHEN T C, LIN M L, HUNG J J. Pseudo static analysis of Tsao— Ling rockslide caused by Chi-Chi earthquake[J]. Engineering Geology, 2004, 71(1): 31 - 47.
- [8] BAKER R, SHUKHA R, OPERSTEIN V, et al. Stability charts for pseudo-static slope stability analysis[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2006, 26(9): 813 – 823.
- [9] 刘汉龙,费 康,高玉峰. 边坡地震稳定性时程分析方法[J]. 岩土 力学, 2003, 24(4): 553 - 556.(LIU Hanlong, FEI Kang, GAO Yufeng. Time history analysis method of slope seismic stability[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(4): 553 - 556.(in Chinese))
- [10] 罗红明,唐辉明,胡 斌,等.考虑地震力的刚体极限平衡法及其 工程应用[J]. 岩石力学与工程学报,2007,26(增1):3590-3595.
  (LUO Hongming, TANG Huiming, HU Bin, et al. Rigid limit equilibrium method considering seismic force and its application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(Supp.1): 3 590 - 3 595.(in Chinese))
- [11] 刘 杰,李建林,张玉灯,等. 基于拟静力法的大岗山坝肩边坡地 震工况稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(8):1562 -1570.(LIU Jie, LI Jianlin, ZHANG Yudeng, et al. Stability analysis of Dagangshan dam abutment slope under earthquake based on pseudo-static method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(8): 1562 - 1570.(in Chinese))
- [12] 郑颖人,叶海林,黄润秋,等. 边坡地震稳定性分析探讨[J]. 地震 工程与工程振动, 2010, 30(2): 173 - 180.(ZHENG Yingren, YE Hailin, HUANG Runqiu, et al. Study of the seismic stability analysis of a slope[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2010, 30(2): 173 - 180.(in Chinese))
- [13] 吴兆营,薄景山,刘红帅,等. 岩体边坡地震稳定性动安全系数分析方法[J]. 防灾减灾工程学报,2004,24(3):237-241.(WU

Zhaoying, BO Jingshan, LIU Hongshuai, et al. A method for evaluating dynamic safety factor rock slope seismic stability analysis[J]. Journal of

Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2004, 24(3): 237 - 241.(in Chinese))

- [14] 张国栋,刘 学,金 星,等. 基于有限单元法的岩土边坡动力稳定分析及评价方法研究进展[J]. 工程力学,2008,25(增 2):44-52.(ZHANG Guodong, LIU Xue, JIN Xing, et al. Research advances on the seismic stability analysis and evaluation of rock-soil slopes based finite element method[J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(Supp.2):44-52.(in Chinese))
- [15] GUO M W, GE X R, WANG S L. Slope stability analysis under seismic load by vector sum analysis method[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2011, 3(3): 282 - 288.
- [16] 刘春玲,祁生文,童立强,等.利用 FLAC 分析某边坡地震稳定 性[J]. 岩石力学与工程学报,2004,23(16):2 730-2 733.(LIU Chunling, QI Shengwen, TONG Liqiang, et al. Stability analysis of slope under earthquake with FLAC[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(16):2 730-2 733.(in Chinese))
- [17] 祁生文. 边坡动力响应分析及应用研究[博士学位论文] [D]. 北京: 中国科学院地质与地球物理研究所, 2002: 1-63.(QI Shengwen. Study on dynamic responses of slopes and its application[Ph. D. Thesis][D]. Beijing: Institute of Geology and Geophysics, Chinese Academy of Sciences, 2002: 1-63.(in Chinese))
- [18] 谭儒蛟,李明生,徐鹏道,等. 地震作用下边坡岩体动力稳定性数 值模拟[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(增2): 3 986 - 3 992.
  (TAN Rujiao, LI Mingsheng, XU Pengxiao, et al. Numerical simulation of dynamic stability of slope rock mass under seismic loading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(Supp.2): 3 986 - 3 992.(in Chinese))
- [19] 阮永芬,潘 文,费维水,等. 高填土路堤边坡地震稳定性静动力 法比较分析[J]. 公路交通科技,2006,23(4):41-45.(RUAN Yongfen, PAN Wen, FEI Weishu, et al. Comparative analysis of earthquake stability of high fill embankment by static and dynamic method[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2006, 23(4):41-45.(in Chinese))
- [20] 陈昌凯, 阮永芬, 熊恩来. 地震作用下边坡稳定的动力分析方法[J].
   地下空间与工程学报, 2005, 1(7): 1 054 1 057.(CHEN Changkai, RUAN Yongfen, XIONG Enlai. Dynamic analysis method of slope

stability in earthquake function[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005, 1(7): 1054 - 1057.(in Chinese))

- [21] 汪小刚,张建红,赵毓芝,等. 用离心模型研究岩石边坡的倾倒破 坏[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(5): 14-21.(WANG Xiaogang, ZHANG Jianhong, ZHAO Yuzhi, et al. Investigations on mechanism of slope toppling failure by centrifuge model testing[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(5): 14-21.(in Chinese))
- [22] 李维光,张继春. 地震作用下顺层岩质边坡稳定性的拟静力分析[J]. 山地学报, 2007, 25(2): 184 - 189.(LI Weiguang, ZHANG Jichun. Pseudo-static stability study on rock mass bedding slope under earthquake[J]. Journal of Mountain Science, 2007, 25(2): 184 -189.(in Chinese))
- [23] 陈祖煜. 土质边坡稳定性分析——原理、方法、程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003: 87 - 119.(CHEN Zuyu. Soil slope stability analysis: principle, method, procedures[M]. Beijing: China Water Power Press, 2003: 87 - 119.(in Chinese))
- [24] 邓东平,李 亮,赵炼恒. 基于 Janbu 法的边坡整体稳定性滑动面 搜索 新方法 [J]. 岩土力学, 2011, 32(3): 891 898.(DENG Dongping, LI Liang, ZHAO Lianheng. A new method of sliding surface searching for general stability of slope based on Janbu method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(3): 891 898.(in Chinese))
- [25] 年廷凯. 桩 土 边坡相互作用数值分析及阻滑桩简化设计方法 研究[博士学位论文][D]. 大连:大连理工大学,2005:71 - 73.(NIAN Tingkai. A study of numerical analysis of pile-soil-slope interaction and simplified design procedure of stabilizing plies against landslide[Ph. D. Thesis][D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2005: 71 - 73.(in Chinese))
- [26] HASSIOTIS S, CHAMEAU J L, GUNARATNE M. Design method for stabilization of slopes with piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1997, 123(4): 314 - 323.
- [27] 罗 强,赵炼恒,李 亮,等. 地震效应和坡顶超载对均质土坡稳定性影响的拟静力分析[J]. 岩土力学,2010,31(12):3835-3841.
  (LUO Qiang, ZHAO Lianheng, LI Liang, et al. Quasi-static stability analysis of homogeneous soil slopes under effect of surcharge and earthquake[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(12): 3835-3841.(in Chinese))
- [28] Rocscience Inc., Slide verification manual[R]. Toronto: Rocscience Inc., 2003.