

DOI: 10.11779/CJGE20220035

基于极限平衡原理的地震边坡浅层和深层耦合滑移分析

宋健^{1,2}, 陆朱汐², 谢华威², 张飞^{1,2}, 姬建^{1,2}, 高玉峰^{*1,2}

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210024; 2. 河海大学土木与交通学院, 江苏 南京 210024)

摘要: 边坡地震位移是评价边坡地震稳定性的重要指标, 现有的地震位移分析方法主要针对单一滑动面边坡。基于 Spencer 极限平衡分析原理, 提出了一种滑面为非平面的双滑面土质边坡地震位移计算方法。该方法基于考虑惯性力的极限平衡条分法建立双滑面滑块体系在地震过程中的动力平衡方程, 考虑地震引起两个滑动面滑移变形过程中浅层和深层滑体之间的相互影响。将研究方法的结果与有限差分软件 FLAC 的数值模拟结果进行对比, 证明了方法描述地震引起边坡浅层和深层耦联滑移变形模式的合理性和正确性; 并将建立的方法分别用于分层土堆积层边坡以及川藏俄岗公路老折山边坡, 阐明了该方法用于实际双滑面边坡地震位移计算的可行性。

关键词: 地震边坡稳定性; Newmark 滑块分析; 双滑动面; 极限平衡条分法; 动力平衡方程

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2023)06-1141-10

作者简介: 宋健(1988—), 男, 副教授, 硕士生导师, 主要从事岩土地震工程、边坡工程等方面的教学和科研工作。

E-mail: jiansonghh@163.com。

Analysis of coupled shallow and deep sliding of slopes induced by earthquake based on limit equilibrium method

SONG Jian^{1,2}, LU Zhuxi², XIE Huawei², ZHANG Fei^{1,2}, JI Jian^{1,2}, GAO Yufeng^{*1,2}

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China;

2. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210024, China)

Abstract: The displacement of seismic slopes is an important index to evaluate their stability. The existing seismic displacement analysis methods are mainly aimed at the slope with single sliding surface. Based on the Spencer limit equilibrium analysis principle, a method for calculating the seismic displacement of slopes with double non-planar slip surfaces is proposed. By using the limit equilibrium slice method considering the seismically inertial force, the dynamic equilibrium equations for the double-sliding block system during earthquake shaking is established, and the interaction between shallow and deep sliding bodies in the sliding process caused by earthquake is considered. The results by the proposed method are compared with the numerical results of finite difference software FLAC, which proves the rationality and correctness of the method in describing the coupled shallow and deep seismic sliding pattern of slopes. The proposed method is then applied to the layered soil accumulation slope and the Laozheshan slope of section Egang of Sichuan-Tibet Highway, respectively. The feasibility of the proposed method for calculating the seismic displacement of actual slopes with double potential slip surfaces is clarified.

Key words: seismic slope stability; Newmark sliding block analysis; double-sliding surface; limit equilibrium slice method; dynamic equilibrium equation

0 引言

中国位于环太平洋地震带与欧亚地震带之间, 是世界上地震灾害最严重的国家之一, 同时中国山区面积大, 这使得中国地震滑坡灾害频发。在 1965 年的朗肯讲座上, Newmark^[1]提出了一种以震后永久位移评价边坡稳定性的方法。这些年来, 国内外诸多学者对 Newmark 滑块分析法进行了研究与改进, 基于 Newmark 地震位移的分析方法也在国内外被广泛应用于边坡地震性能评估中。

最初的 Newmark 滑块分析模型假定滑动面为平面、滑动体为刚体。后来许多学者对 Newmark 滑块位移法进行了诸多改进以适用于更为复杂的边坡模型, 如考虑滑坡体动力响应、非平面滑动模式等。Makdisi 等^[2]提出了地震边坡非耦合滑块分析方法, 分别计算

基金项目: 国家自然科学基金面上项目 (52178325, 51879091); 中央高校基本科研业务费专项资金项目 (B210202046)。

收稿日期: 2022-01-17

***通信作者** (E-mail: yfgao66@163.com)

滑动体动力响应和滑动位移, 不考虑其相互影响。Rathje 等^[3]提出考虑土体非线性响应与地震边坡位移相互影响的耦合分析方法, 并对非耦合简化的合理性进行系统分析。在非平面滑动模式方面, 秦雨樵等^[4]通过改进不同边坡和滑面形态的屈服加速度计算方法, 将传统 Newmark 方法推广到圆弧滑面以及结构面控制的直线滑面的情况。陈春舒等^[5]基于极限分析原理, 考虑了转动破坏模式的滑动体下滑过程中的几何参数变化, 提出了基于边坡实时动态屈服加速度的 Newmark 滑块位移法。Bandini 等^[6]基于通用条分法提出一种考虑了剪切强度退化和几何结构重新排列的 Newmark 滑块模型。Ji 等^[7]基于简化 Bishop 条分法建立了改进的 Newmark 滑块位移模型, 研究了滑体转动破坏模式下滑体的地震永久位移。李明等^[8]采用等效黏弹性分析理论和 Newmark 滑块位移法对人工土山的地震永久位移进行研究, 分析了不同高度、坡度和地震动条件下人工土山的地震永久位移。黄帅等^[9]基于有限元时程分析法计算出的边坡临界加速度代入 Newmark 滑块位移法公式中, 分析了考虑地震近远场特性影响的边坡永久位移。宋健等^[10]基于 Newmark 非耦合滑动模型, 考虑土体非线性特征, 建立了适用于近断层速度脉冲地震动的边坡地震位移统一预测模型。

上述基于地震位移的边坡稳定性方面的研究均是针对单一滑动面失稳形式。对于存在多个潜在滑动面的复杂土层边坡, 其可能发生的多滑面失稳模式已经在实际工程或室内模型试验中被证实^[11-14], 但目前国内外针对此类边坡地震稳定性方面的研究甚少。Leshchinsky^[15]提出了嵌套 Newmark 模型(NNM)以考虑多滑面滑坡的情况, 该方法将边坡离散成一系列各自独立的滑块, 分别计算每个滑块的滑动位移, 从而得到边坡的最终滑移, 但该方法忽略了各滑块体地震滑动的相互影响; Song 等^[16]基于平面滑动模式的无限长边坡模型假定, 提出了一种考虑地震多滑面耦合滑移的 Newmark 滑块分析法, 并考虑了坡体滑移和土层动力响应的相互影响^[17]。

本文基于 Spencer^[18]极限平衡分析方法, 提出了一种滑面为非平面的双滑面土质边坡地震位移计算方法, 对地震作用下复杂土层边坡浅层和深层永久变形与破坏机理进行深入研究。将本研究的结果与有限差分软件 FLAC 的数值模拟结果进行对比, 证明了方法的合理性; 并将所提出的方法分别用于分层土堆积层边坡及川藏俄岗公路老折山边坡, 阐明了所提出方法用于实际双滑面边坡地震位移计算的可行性。本方法弥补了 Newmark 滑块位移法在非平面滑动模式

应用中未能考虑双滑动面耦联失稳情况的不足, 为深入认识地震荷载作用下边坡浅层滑体与深层滑体耦合失稳破坏提供新的参考。

1 方法提出

1.1 地震屈服系数

本文采用 Spencer 条分法对边坡进行静动力极限平衡分析。在下面推导中, 考虑坡体存在两个潜在滑动面, 对于更多滑面的情况, 也可采用类似推导过程分析。对边坡土体进行竖向条分, 条分后的边坡模型示意图如图 1(a), 1(b)所示。由于土条穿过滑动面数量的不同会影响土条的受力分析, 因而根据土条穿过滑动面的数量将坡体分成了 3 个区域, 从坡脚到坡顶依次为 I 区、II 区和 III 区, 其中 II 区域的土条数量为 I , I 区和 III 区数量分别为 J , K 。II 区土体同时穿过了深浅两个滑动面。

单一滑动面的任一土条 i 的受力示意如图 1(c)所示, 其中: W_i 为土条重量; l_i 为土条底部长度; 考虑边坡为单相土体, 不存在孔隙水, N_i 为土条底部法向力; T_i 为土条底部切向抗剪力; E_i 为土条法向条间力; X_i 为土条切向条间力; k_h 为地震动系数 (g); \ddot{s}_i 为土条发生滑动时的加速度; α_i 为土条基底的倾角; e_i , r_i , h_i , v_i 为力矩平衡所需要的几何参数。

本研究方法对边坡作了如下 6 个假定:

(1) 每一个土条都沿着基底的倾向平面滑动, 土条在运动过程中保持垂直。

(2) 土体为完全刚塑性, 在分析过程中遵从莫尔-库仑准则。

(3) 所有土条的屈服加速度相同, 意味着坡体在滑动时, 沿滑面的剪切强度充分调动。

(4) 坡体在滑动过程中仍为整体, 土条与滑面之间、土条与土条之间既不重叠也不脱离。

(5) 当坡体失稳滑动时, 坡体内土条的条间力合力的方向与屈服状态下土条条间力合力方向保持一致。

(6) 考虑滑坡发生前的滑体变形量一般远小于边坡尺寸, 因此在双滑面模型分析过程中, 忽略滑体滑动引起的几何形状变化, 即在整个滑动过程中所采用的分析模型及条分位置不变。

Spencer 法假定土条的切向条间力与法向条间力之间存在如下关系:

$$\frac{X_i}{E_i} = \lambda \quad (1)$$

记 $\Delta E_i = E_{i+1} - E_i$, $\Delta X_i = X_{i+1} - X_i$ 。对任一土条进

行水平和竖向的受力分析, 如图 1 (c), 可以得到受力平衡方程:

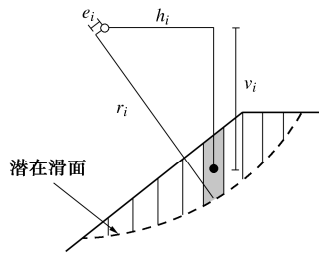
$$k_h W_i + N_i \sin \alpha_i + \Delta E_i = T_i \cos \alpha_i + m_i \ddot{s}_i \cos \alpha_i, \quad (2)$$

$$W_i + \Delta X_i = T_i \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i + m_i \ddot{s}_i \sin \alpha_i. \quad (3)$$

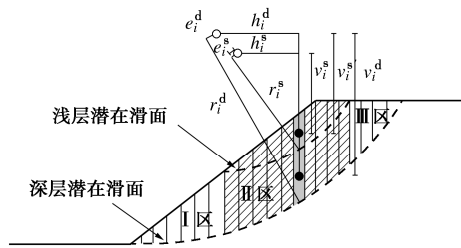
此时, 土条底部切向抗剪力 T_i 与法向力 N_i 满足莫尔-库仑准则, 应满足:

$$T_i = \frac{c_i l_i + N_i \tan \varphi_i}{F_s}. \quad (4)$$

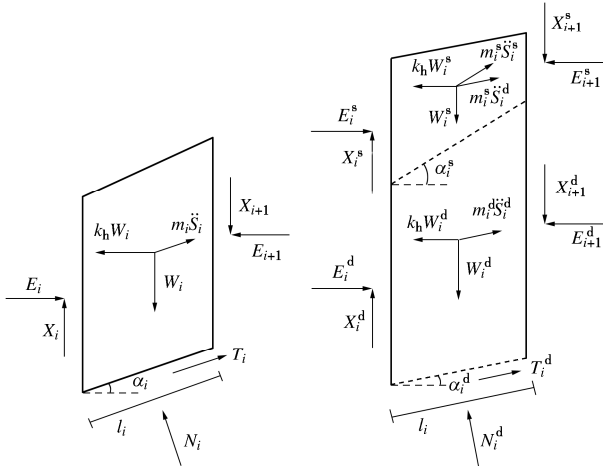
式中: c_i 为土体的黏聚力; φ_i 为土体的内摩擦角; F_s 为坡体的安全系数。



(a) 单一滑面边坡模型图



(b) 双滑面边坡模型图



(c) 单滑体分析图

(d) 双滑体分析图

图 1 滑面边坡模型及分析图

Fig. 1 Single- and double-slope model and analysis diagram

通过对整个坡体水平方向的合力平衡与合力矩平衡, 可以导出以下两个方程:

$$F_f = \frac{\sum_{i=1}^{Num} (c_i l_i + N_i \tan \varphi_i) \cos \alpha_i}{\sum_{i=1}^{Num} N_i \sin \alpha_i + \sum_{i=1}^{Num} k_h W_i}, \quad (5)$$

$$F_m = \frac{\sum_{i=1}^{Num} (c_i l_i + N_i \tan \varphi_i) r_i}{\sum_{i=1}^{Num} N_i e_i + \sum_{i=1}^{Num} W_i h_i + \sum_{i=1}^{Num} k_h W_i v_i}. \quad (6)$$

式中: N_{um} 为所分析坡体的土条的总数, 对于本研究中的浅层坡体, $N_{um}=I$, 对于深层坡体, $N_{um}=J+I+K$ 。

假设边坡在天然状态下稳定, 随着地震惯性力 $k_h W$ 逐渐增大, 边坡会出现失稳的临界状态, 该状态下 $F_f=F_m=F_s=1$ 且 $\ddot{s}_i=0$ 。对于临界状态下的地震动系数, 本研究将其定义为屈服系数 k_c , 同时临界状态下的 λ 定义为 λ_c 。此时利用式 (2) ~ (4) 可得

$$N_i = \frac{W_i - c_i l_i \sin \alpha_i - \lambda_c k_c W_i + \lambda_c c_i l_i \cos \alpha_i}{\lambda_c (\sin \alpha_i - \tan \varphi_i \cos \alpha_i) + (\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \varphi_i)}. \quad (7)$$

将式 (7) 代入式 (5), (6), 可以得到边坡的屈服系数 k_c 与屈服状态下任一土条条间力的比值关系 λ_c 。

1.2 单一滑面地震位移分析

当地震动进一步增大, 坡体会沿着滑动面发生滑动, 对于滑动过程中的坡体, 将某一时间步下的地震惯性力 $k_h W_i$ 代入式 (2), (3), 且 $\lambda=\lambda_c$ 。可得

$$\Delta E_i = \left[k_h W_i - W_i \tan(\varphi_i - \alpha_i) - \frac{c_i l_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \varphi_i} - \frac{m_i \ddot{s}_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \varphi_i} \right] / [\lambda_c \tan(\varphi_i - \alpha_i) - 1]. \quad (8)$$

坡体在滑动过程中仍为整体, 土条与滑面之间, 土条与土条之间既不重叠也不脱离, 因而坡体在下滑过程中, 不同土条的加速度在水平方向数值大小一致。本研究选取的加速度参考土条 r 与任一土条 i 应存在如下关系:

$$\ddot{s}_r \cos \alpha_r = \ddot{s}_i \cos \alpha_i. \quad (9)$$

坡体在滑动的过程中, 仍然为一整体。其条间力之和应满足:

$$\sum \Delta E_i = 0. \quad (10)$$

联立式 (8) ~ (10), 可以得到边坡整体的水平方向的滑动加速度。

$$\ddot{s}_r = \sum_{i=1}^{Num} \left[k_h W_i A_i - \frac{c_i l_i A_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \varphi_i} - W_i \tan(\varphi_i - \alpha_i) A_i \right] / \sum_{i=1}^{Num} \frac{q_{i,r} m_i A_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \varphi_i}. \quad (11)$$

其中:

$$A_i = \prod_{j=1}^{i-1} [\lambda \tan(\varphi_j - \alpha_j) - 1] \prod_{j=i+1}^{Num} [\lambda \tan(\varphi_j - \alpha_j) - 1], \quad (12)$$

$$q_{i,r} = \frac{\cos \alpha_r}{\cos \alpha_i}. \quad (13)$$

将屈服状态下土条间力比值 λ_c 代入地震荷载作用下的坡体, 计算滑体的加速度, 若是加速度 $\ddot{s}_i > 0$, 则认为边坡发生滑动。

1.3 双滑面地震位移分析

对于一个存在两个潜在滑面的坡体, 在地震荷载的作用下, 有可能出现双滑动面滑动失稳。任取一个 II 区的土条作受力分析, 如图 1 (d)。记 $\Delta E_i^s = E_{i+1}^s - E_i^s$, $\Delta E_i^d = E_{i+1}^d - E_i^d$, $\Delta X_i^s = X_{i+1}^s - X_i^s$, $\Delta X_i^d = X_{i+1}^d - X_i^d$ 。上标 ‘s’ 表示浅层, 上标 ‘d’ 表示深层。

对 II 区浅层滑体作受力分析, 水平和竖向平衡方程为

$$k_h W_i^s + \Delta E_i^s + N_i^s \sin \alpha_i^s - T_i^s \cos \alpha_i^s - m_i^s \ddot{s}_i^s \cos \alpha_i^s - m_i^s \ddot{s}_i^d \cos \alpha_i^d = 0 \quad (14)$$

$$W_i^s + \Delta X_i^s = T_i^s \sin \alpha_i^s + m_i^s \ddot{s}_i^s \sin \alpha_i^s + m_i^s \ddot{s}_i^d \sin \alpha_i^d + N_i^s \cos \alpha_i^s \quad (15)$$

对 II 区的浅层和深层滑体共同作受力分析, 水平和竖向平衡方程为

$$k_h (W_i^s + W_i^d) + \Delta E_i^s + \Delta E_i^d + N_i^d \sin \alpha_i^d = T_i^d \cos \alpha_i^d + m_i^s \ddot{s}_i^s \cos \alpha_i^s + (m_i^s + m_i^d) \ddot{s}_i^d \cos \alpha_i^d \quad (16)$$

$$\Delta X_i^s + \Delta X_i^d + (W_i^s + W_i^d) = m_i^s \ddot{s}_i^s \sin \alpha_i^s + T_i^d \sin \alpha_i^d + (m_i^s + m_i^d) \ddot{s}_i^d \sin \alpha_i^d + N_i^d \cos \alpha_i^d \quad (17)$$

I 区与 III 区的土体受力与式 (2), (3) 类似。

当浅层坡体先滑动时, 深层坡体发生滑动的判断过程如下。对滑体作受力平衡分析, 如式 (16), (17)。此时, 深层滑体加速度 $\ddot{s}_i^d = 0$, 浅层滑体已发生滑动, $X_i^s/E_i^s = \lambda_s$ 与浅层滑体加速度 \ddot{s}_i^s 可以经单一滑面屈服状态的受力方程组, 即式 (2) ~ (4) 算出, 为已知项, 深层滑体的屈服系数 k_{ds} 与 λ_{ds} 为待求项。下标 “ds” 表示浅层坡体发生滑动的情况下深层坡体的屈服状态变量。

对式 (4), (16), (17) 进行整理, 令 $F_s = 1$, 可以得到深层土条底部法向力的表达式。

$$N_i^d = [c_i^d l_i^d \sin \alpha_i^d + m_i^s \ddot{s}_i^s \sin \alpha_i^s - (W_i^s + W_i^d) - \Delta X_i^s - \lambda_{ds} c_i^d l_i^d \cos \alpha_i^d - \lambda_{ds} m_i^s \ddot{s}_i^s \cos \alpha_i^s + k_{ds} \lambda_{ds} (W_i^s + W_i^d) + \lambda_{ds} \Delta E_i^s] / [\lambda_{ds} (\tan \phi_i^d \cos \alpha_i^d - \sin \alpha_i^d) - (\tan \phi_i^d \sin \alpha_i^d + \cos \alpha_i^d)] \quad (18)$$

再分析坡体整体水平向合力平衡方程与合力矩平衡方程:

$$k_{ds} \left[\sum_1^J W_j + \sum_1^I (W_i^s + W_i^d) + \sum_1^K W_k \right] = \left[\sum_1^J T_j \cos \alpha_j + \sum_1^I (T_i^d \cos \alpha_i^d + m_i^s \ddot{s}_i^s \cos \alpha_i^s) + \sum_1^K T_k \cos \alpha_k \right] - \left[\sum_1^J N_j \sin \alpha_j + \sum_1^I N_i \sin \alpha_i^d + \sum_1^K N_k \sin \alpha_k \right] \quad (19)$$

$$k_{ds} \left[\sum_1^J W_j v_j + \sum_1^I (W_i^s v_i^s + W_i^d v_i^d) + \sum_1^K W_k v_k \right] = \sum_1^I (m_i^s \ddot{s}_i^s \cos \alpha_i^s v_i^s + m_i^s \ddot{s}_i^s \sin \alpha_i^s h_i^d) + \left(\sum_1^J T_j r_j + \sum_1^I T_i^d r_i^d + \sum_1^K T_k r_k \right) - \left(\sum_1^J N_j e_j + \sum_1^I N_i^d e_i^d + \sum_1^K N_k e_k \right) - \left[\sum_1^J W_j h_j + \sum_1^I (W_i^s h_i^d + W_i^d h_i^d) + \sum_1^K W_k h_k \right] \quad (20)$$

通过式 (4), (18) ~ (20), 并令深层滑体安全系数为 1, 可以解得 k_{ds} , λ_{ds} 。将 λ 代入到地震动下的双滑面滑动受力模型, 计算双滑面各自的滑动加速度, 若深层滑体的加速度 $\ddot{s}_i^d > 0$, 则判定深层滑体发生滑动。地震动作用下的双滑动面滑动加速度求取过程在下文给出。

当深层滑体先发生滑动时, 浅层滑体滑动的判断过程如下。对浅层滑体作受力平衡分析, 如式 (14), (15)。此时, 浅层滑体加速度 $\ddot{s}_i^s = 0$, 深层滑体已发生滑动, $X_i^d/E_i^d = \lambda_d$ 与深层滑体加速度 \ddot{s}_i^d 可以经单一滑面屈服状态的受力方程组, 即式 (2) ~ (4) 算出, 为已知项, 浅层滑体的屈服系数 k_{sd} 与 λ_{sd} 为待求项。下标 “sd” 表示深层坡体发生滑动的情况下浅层坡体的屈服状态变量。

对式 (4), (14), (15) 进行整理, 令 $F_s = 1$, 可以得到浅层土条底部方向力的表达式:

$$N_i^s = [W_i^s + \lambda_{sd} c_i^s l_i^s \cos \alpha_i^s + \lambda_{sd} m_i^s \ddot{s}_i^d \cos \alpha_i^d - \lambda_{sd} k_{sd} W_i^s - c_i^s l_i^s \sin \alpha_i^s - m_i^s \ddot{s}_i^d \sin \alpha_i^d] / [\lambda_{sd} (\sin \alpha_i^s - \tan \phi_i^s \cos \alpha_i^s) + (\cos \alpha_i^s + \sin \alpha_i^s \tan \phi_i^s)] \quad (21)$$

再分析浅层滑体的水平向合力平衡方程与合力矩平衡方程:

$$\sum_1^I k_{sd} W_i^s + \sum_1^I N_i^s \sin \alpha_i^s = \sum_1^I T_i^s \cos \alpha_i^s + \sum_1^I m_i^s \ddot{s}_i^d \cos \alpha_i^d \quad (22)$$

$$\sum_1^I k_{sd} W_i^s v_i^s + \sum_1^I W_i^s h_i^s + \sum_1^I N_i^s e_i^s = \sum_1^I T_i^s r_i^s + \sum_1^I m_i^s \ddot{s}_i^d \sin \alpha_i^d h_i^s + \sum_1^I m_i^s \ddot{s}_i^d \cos \alpha_i^d v_i^s \quad (23)$$

通过式 (4), (21) ~ (23), 并令浅层滑体安全系数为 1, 可以解得 k_{sd} 与 λ_{sd} 。将 λ_{sd} 代入到地震动下的双滑面滑动受力模型, 计算双滑面各自的滑动加速度, 如果浅层滑体的加速度 $\ddot{s}_i^s > 0$, 则浅层滑体会发生滑动。

当两个滑面都发生滑动时, 浅层滑体的任一土条

的受力分析为式 (14), (15), II 区深层滑体的受力表达为式 (16), (17), I 区和 III 区土体的受力与式 (2), (3) 类似。

利用条间力求和为 0, 浅层滑体与深层滑体都应满足式 (10), 即 $\sum_1^I \Delta E_i^s = 0, \sum_1^{J+I+K} \Delta E_i^d = 0$, 可以解得浅层滑体与深层滑体的水平滑动加速度。

对输入的每一个地震动的的时间步, 都对模型做上述分析, 对滑动模式进行判断并求得每一时刻的滑体滑动加速度, 然后对加速度积分进而得到速度, 并判断滑动的终止与否, 最终得到地震滑动位移时程。

2 双滑面边坡地震滑动模式分析

2.1 分析模型

用本文提出的方法对双滑面边坡的地震滑动模式进行分析, 并与数值结果进行对比。模型为一个存在两个潜在滑动面的简化边坡模型, 如图 2 所示。坡高为 40 m, 模型长度为 155 m, 坡角为 37.6° , 边坡设置两个潜在滑带。为研究存在两个潜在滑动面的边坡在地震动作用过程中的耦合滑移效应, 共建立两个算例。算例一为浅层屈服系数 k_s 小于深层屈服系数 k_d , 即浅层潜在滑动面较深层潜在滑动面更易失稳; 算例二为浅层屈服系数 k_s 大于深层屈服系数 k_d , 即深层潜在滑动面较浅层潜在滑动面更易失稳。两个算例采用的土体参数如表 1 所示。

表 1 土层参数信息

Table 1 Parameters of soil layers

算例	土层分类	重度 $\gamma /$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	泊松 比 μ	黏聚力 $c /$ kPa	内摩擦 角 $\varphi /$ ($^\circ$)	剪切波速 $V_s /$ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)
验证	浅层滑带	19	0.3	22	20	300
算例	深层滑带	19	0.3	33	27	300
一	其余部分	19	0.2	—	—	3000
验证	浅层滑带	19	0.3	28	25	300
算例	深层滑带	19	0.3	28	23	300
二	其余部分	19	0.2	—	—	3000

为验证本研究方法的合理性, 对采用极限平衡分数与条间力进行对比。同时采用有限差分软件 FLAC^[20]进行数值模拟分析, 将数值模拟得到的安全系数、屈服系数以及地震位移时程结果与本研究方法的计算结果进行对比。模型滑带厚度取约为 1 m, 浅层和深层软弱滑带采用莫尔-库仑模型, 滑体和以及模型其余部分均假定为刚度较大的弹性基岩, 采用弹性模型。这样处理是为了尽量消除土体动力响应引起的地震动放大, 从而与本研究方法进行更好的对比。本研究方法中暂未考虑边坡地震动放大的影响, 但可在提出的方法框架中分别针对浅层和深层滑体采用不同

的输入加速度时程, 从而考虑边坡土体地震响应引起的地震动放大的影响。在数值模型建立后, 首先获取边坡初始自重重力场, 达到平衡状态, 进行静力分析; 然后施加地震动, 进行边坡动力响应分析。在静力分析时, 模型边界条件为侧边界的水平方向固定、底部边界的水平和竖直方向固定; 动力分析时, 模型底部为基岩, 输入加速度时程, 侧边界为自由场边界。为更清楚地观测和对比地震动作用过程中的位移累积规律, 输入的地震波为简化小波, 如图 3 所示, 包括 0.4 g, 1.0 g 两个幅值, 频率均为 2 Hz。。

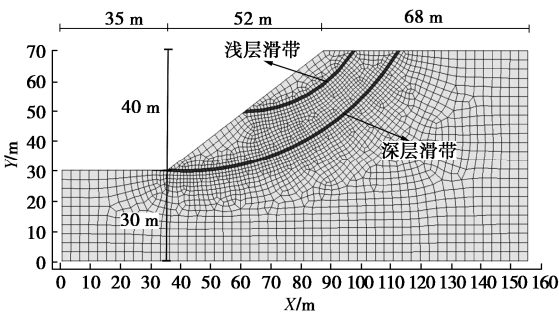


图 2 FLAC 网格模型

Fig. 2 Grid model in FLAC

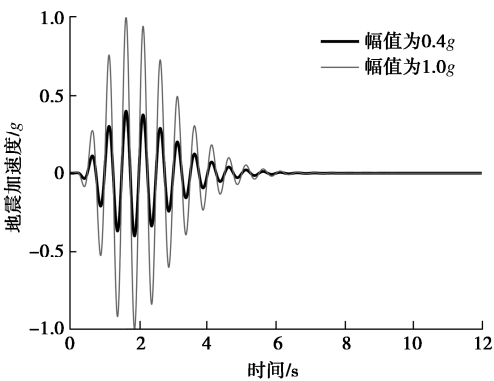


图 3 本研究所选取的地震动

Fig. 3 Ground motion used in this study

2.2 安全系数和屈服系数

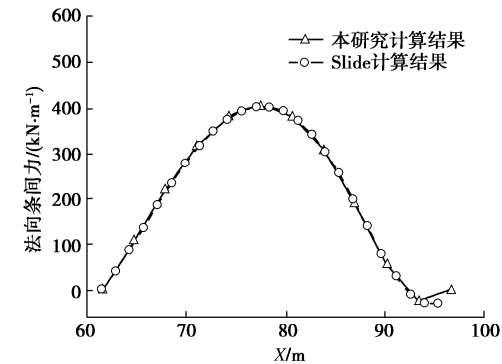
对于上述简化边坡模型, 不同方法所得的安全系数与屈服系数见表 2。采用本研究方法与 Slide 方法计算所得的土条法向条间力如图 4, 5 所示。

可以看出, 由于都是采用 Spencer 极限平衡法, 本文方法与 Slide 计算软件得到基本一致, 验证了本研究程序在计算安全系数和屈服系数的正确性。微小的差别可能是由于条分的位置不完全一致的结果。同时, 本研究方法与 FLAC 数值计算得到的安全系数相差不大, 但屈服系数会有些差别。这可能是由于两种方法不同的原理所导致的。极限平衡分析方法需要坡体进行竖向条分, 并假定每一土条都是刚体, 而 FLAC 则是将边坡网格化进行应力-变形计算。而屈服系数是

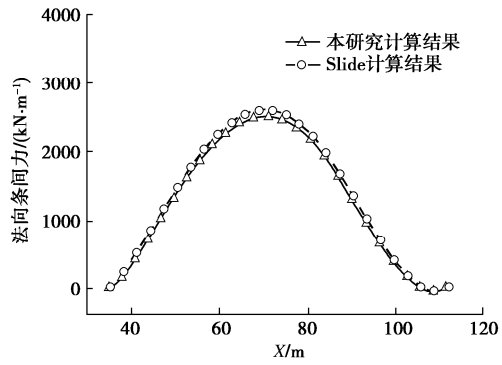
表 2 不同方法计算所得边坡安全系数与屈服系数
Table 2 Safety and yield factors of slopes by different methods

算例		F_s (浅层滑动面)	F_s (深层滑动面)	k_s (浅层滑动面)	k_d (深层滑动面)
验证算例一	本研究计算结果	1.150	1.397	0.077	0.184
	Slide 计算结果	1.148	1.404	0.075	0.184
	FLAC 计算结果	1.120	1.348	0.078	0.129
验证算例二	本研究计算结果	1.470	1.167	0.233	0.080
	Slide 计算结果	1.467	1.169	0.229	0.080
	FLAC 计算结果	1.523	1.117	0.185	0.048

通过得到对应边坡极限状态下水平方向所施加的地震惯性力求得的,因而相较于安全系数,屈服系数可能对所采用的方法更为敏感。



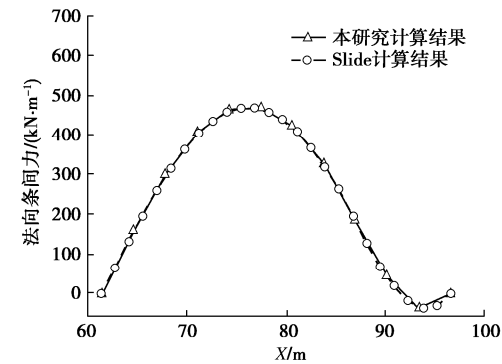
(a) 浅层滑体法向条间力



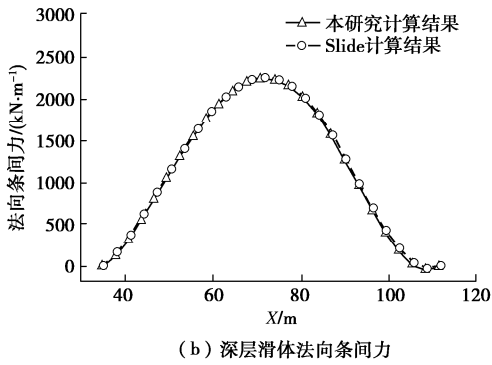
(b) 深层滑体法向条间力

图 4 屈服状态下不同滑体的法向条间力 (算例 1)

Fig. 4 Inter-slice normal forces of different sliding bodies under yield state (Example 1)



(a) 浅层滑体法向条间力



(b) 深层滑体法向条间力

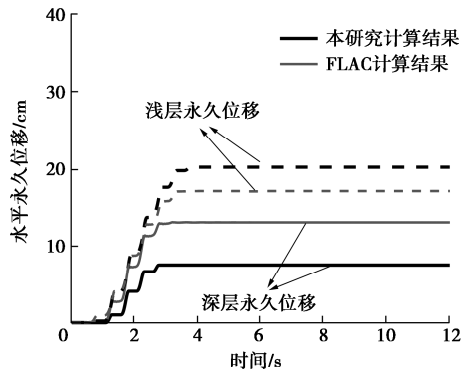
图 5 屈服状态下不同滑体的法向条间力 (算例 2)

Fig. 5 Inter-slice normal forces of different sliding bodies under yield state (Example 2)

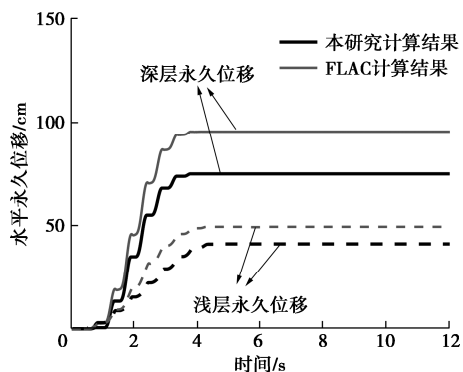
2.3 地震位移结果

分别采用本文方法和 FLAC 数值模拟对两个边坡算例进行地震位移计算分析。在 FLAC 数值模拟中,以滑带的剪应变增量作为滑动发生的依据,将滑带上下表面的永久位移差值作为滑体的永久位移量。图 6 为不同强度地震动下算例一的滑动面相对水平永久位移时程,此算例对应浅层滑动面相较于深层滑动面更为危险的情况($k_s < k_d$)。

由图 6 可见,本研究得到的边坡浅层和深层地震位移结果与 FLAC 数值模拟的结果较为接近。更重要的是,两种计算方法均表现出:在 0.4g 地震动作用下,浅层滑动面的相对永久位移大于深层滑动面的位移;在 1.0g 地震动作用下,深层滑动面的位移大于浅层滑动面的位移。在 0.4g 地震动作用下,地震作用 0.59 s 后,浅层先发生滑动,随着地震动的持续作用,地震作用 1.07 s 后,深层滑动也被触发;而在 1.0g 地震动作用下,浅层滑体在地震动作用 0.54 s 后先发生滑动,深层滑体在 0.59 s 时也发生滑动。因此,不同地震动幅值下,均为屈服系数较小的浅层滑面先发生滑动。但由于地震惯性力直接作用于深层滑体,而深层的塑性滑动变形的发生将会影响地震波对浅层坡体的作用。此时,深层滑体在滑动过程发挥了一定程度的隔震作用。因此,当两个滑面共同滑动时,更大地震惯性力会显著增大深层滑面处的滑移,导致在较大地震动作用时,深层的滑动位移反而较浅层滑动位移更大。



(a) 0.4g地震下滑动面的位移时程结果



(b) 1g地震下滑动面的位移时程结果

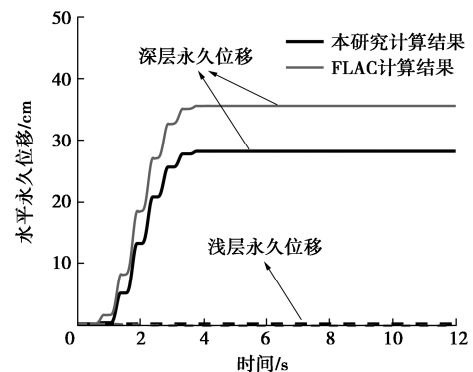
图6 不同强度地震动下的滑动面位移(算例1)

Fig. 6 Sliding displacements of slip surface under ground motions with different intensities (Example 1)

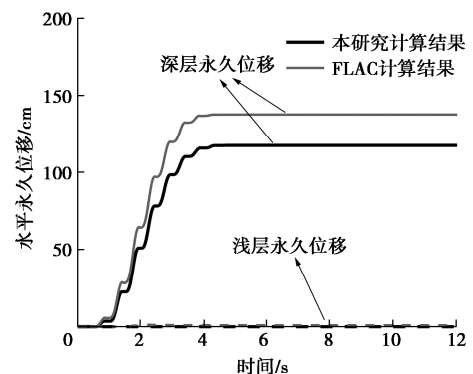
图7为不同强度地震动下算例二的滑动面相对水平永久位移时程, 此算例对应深层滑动面相较于浅层滑动面更为危险的情况($k_s > k_d$)。由图7可知, 在两种幅值地震动下, 本方法和FLAC数值结果均得到了相同的结果, 即深层发生地震滑动位移而浅层滑面处基本没有发生相对滑动。这进一步证明了深层滑动的发生将会在一定程度上阻碍地震动对浅层滑体的影响, 此时, 传递至浅层滑体的惯性力更多地是取决于深层滑面的屈服系数大小。由于深层滑面屈服系数较小, 不论是在0.4g还是在1.0g地震动作用下, 都是深层滑面先发生滑动。但因为浅层滑面屈服系数较深层滑面大, 因此当深层滑面滑动时, 传递至浅层滑面地惯性力不足以触发浅层滑面的相对滑动, 导致浅层滑面在整个地震过程中均未发生明显的地震滑移变形。

因此, 在地震荷载作用下, 当边坡最危险滑动面形成并产生塑性滑移后, 后续地震动的持续作用可能诱发坡体沿新的滑动面发生进一步变形, 从而形成地震多滑动面的滑移破坏模式。同时, 地震诱发边坡的多滑动面变形过程存在复杂的相互耦合作用。某一个滑动面的塑性滑移变形将改变地震波在坡体内的传播

规律, 从而对其它滑面的塑性变形发展产生影响。



(a) 0.4g地震下滑动面的位移时程结果



(b) 1g地震下滑动面的位移时程结果

图7 不同强度地震动下的滑动面位移(算例2)

Fig. 7 Sliding displacements of slip surface under ground motions with different intensities (Example 2)

3 工程算例分析

3.1 水平成层土坡

由于沉积年代和沉积环境的变化, 由多层物理力学性质各异的岩土体组成的复杂边坡较为常见。例如中国西部地区广泛存在的堆积层滑坡, 具有典型的上覆松散堆积层-下伏基岩结构特点, 当上覆堆积层的形成时间或方式差异较大时, 会造成各层堆积体的物理力学性质有极大的不同。在自然或人为外力扰动下, 这种复杂土层边坡可能产生受土层界面以及土-岩界面控制的多层滑移面。因此, 对于这种复杂土层边坡, 一般可先基于拟静力极限平衡分析方法, 分别以不同的土层或土岩界面为控制面, 搜索得到沿不同控制面的最危险滑动面, 进而进行边坡多滑面地震位移分析。

首先以某一水平成层的双层土体边坡为例, 采用本文提出的地震边坡浅层和深层耦合滑移模型对该边坡进行地震位移分析。土坡模型如图8所示, 边坡高度为40m, 坡角为37.6°。边坡上覆20m厚软土层, 土体的重度为18 kN/m³, 黏聚力为20 kPa, 内摩擦角

为 18° ；下面为硬土层土体的重度为 20 kN/m^3 ，黏聚力为 36 kPa ，内摩擦角为 25° 。

通过拟静力方法确定该边坡存在两个潜在滑动面，分别为通过坡脚的深层整体滑动面和由土层界面控制的浅层局部滑动面。其中浅层潜在滑动面的屈服系数为 0.022 ，深层潜在滑动面的屈服系数为 0.064 ，浅层滑动面为坡体最危险滑动面。

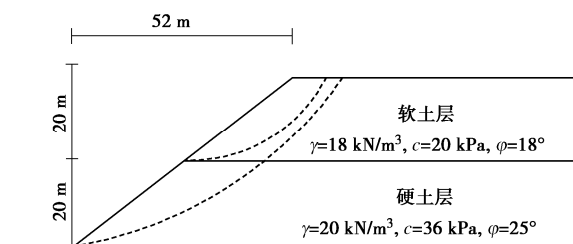


图 8 水平成层土坡示意图

Fig. 8 Schematic diagram of layered soil slope

研究采用的地震动从美国太平洋地震工程研究中心的 NGA West2 地震动数据库中选取，为 1994 年美国加州北岭 6.7 级（矩震级）中记录的地震动，记录台站为 Pacoima 大坝下游台站。采用方位角为 175° 的水平分量地震动作为输入，地震动峰值加速度为 $0.41g$ ，主导频率在 2 Hz 左右。

通过本文方法计算得到的地震永久位移结果如图 9 所示。在该地震动作用下，沿浅层滑面发生的相对水平永久位移为 9.31 cm ，沿深层滑面发生的相对水平永久位移为 10.24 cm 。因此，该分层土体边坡在此地震动下可能呈现出沿浅层和深层滑面同时滑动的变形模式。

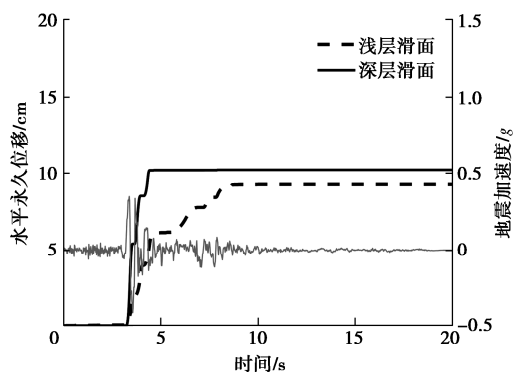


图 9 不同滑面的地震位移

Fig. 9 Sliding displacements of different sliding surfaces

同时，通过本文方法还可以计算得到地震过程中的土体条间推力变化时程，如图 10 所示。选取的条间力的位置为坡脚右侧 35.5 m 处，该处的条间力在屈服状态下为坡体中所有土条条间力中的最大值。

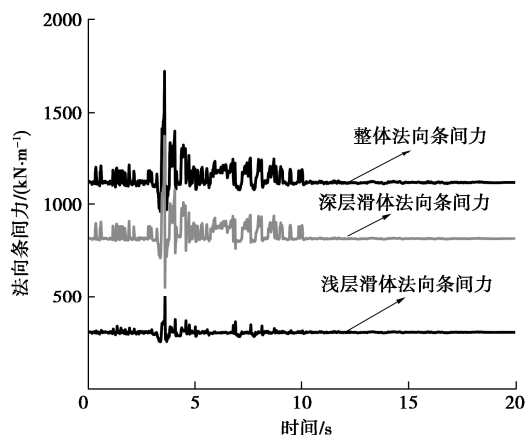


图 10 不同滑体法向条间力

Fig. 10 Inter-slice normal forces of different sliding bodies

3.2 川藏俄岗公路老折山边坡

老折山边坡处于川藏 G317 国道俄尔雅塘至岗托段老折山西侧山麓斜坡下坡段线路右侧，为残坡积成因边坡^[21]。该边坡中上部为残坡积堆积层土质边坡，开挖厚度为 28 m ，如图 11 所示。堆积体可分为上下两层，上部以砂土夹角砾为主，土体结构松散，厚度为 13 m ，下部以角砾土夹碎石为主，结构较松散，分布厚度为 15 m 。整体边坡坡度约为 45° ，顶部自然坡角为 $25^\circ \sim 30^\circ$ （取 26° ）。其中上层土体的重度为 20.5 kN/m^3 ，黏聚力为 13.4 kPa ，内摩擦角为 24° ；下层土体的重度为 21.3 kN/m^3 ，黏聚力为 18.3 kPa ，内摩擦角为 28° 。

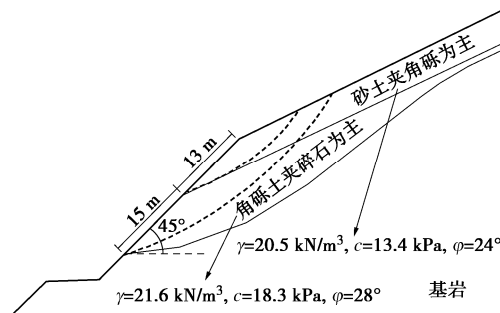


图 11 老折山边坡示意图

Fig. 11 Schematic diagram of Laozheshan slope

通过拟静力方法确定该边坡的两个潜在滑动面，其中浅层潜在滑动面的屈服系数为 0.086 ，深层潜在滑动面的屈服系数为 0.027 ，深层潜在滑动面为坡体最危险滑动面。

所用的地震动为上文的北岭地震的 Pacoima 大坝下游台站记录的地震动。通过本文方法计算得到的地震位移结果如图 12 所示。深层滑体在该地震动下水平永久位移为 17.5 cm ，浅层滑体与深层滑体未发生相对滑动。因此，在该地震动作用下，老折山边坡可能发生以深层整体滑动为主的失稳破坏模式。通过本文方

法计算得到的地震土体条间推力如图13所示。选取的条间力的位置为坡脚右侧21 m处,此处土条在屈服状态下为坡体中所有土条条间力中的最大值。

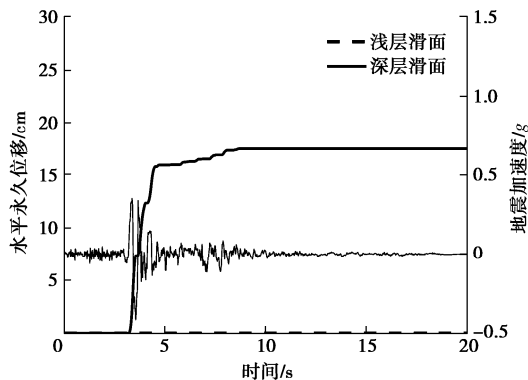


图12 不同滑面的地震位移

Fig. 12 Sliding displacements of different sliding surfaces

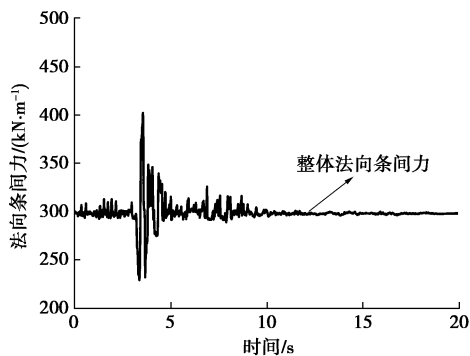


图13 滑体法向条间力

Fig. 13 Inter-slice normal forces of sliding body

4 结 论

本文提出了一种滑动面为非平面的双滑面土质边坡地震位移计算方法。该方法基于考虑惯性力的极限平衡条分法建立双滑面滑块体系在地震过程中的动力平衡方程,考虑边坡两个滑动面地震滑移变形过程的相互影响,得到4点结论。

(1)该方法可以直接用于计算某设计地震动下双滑动面边坡的震后位移。经与有限差分软件FLAC比较,证明了本研究方法结果的可靠性。

(2)当边坡存在两个潜在滑动面时,在地震荷载的作用下,可能发生双滑动面的耦合失稳。对于浅层屈服加速度小于深层屈服加速度的边坡,在较小的地震荷载作用下,浅层滑体的永久位移大于深层滑体的永久位移;而在较大的地震荷载作用下,深层滑体的永久位移则可能超过浅层滑体的永久位移。

(3)当浅层屈服系数较小时,浅层滑动会先发生,而随着地震动的增大,深层滑体的滑动也会被触发;当深层屈服系数较小时,边坡深层会先发生滑动,此

时浅层滑体的进一步滑动相对较难被触发,边坡在地震作用下表现为只有深层滑移的整体滑动。

(4)将所提出的方法分别用于分层土堆积层边坡以及老折山边坡,阐明了所提出方法用于实际双滑面边坡地震位移计算的可行性。

参考文献:

- [1] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. Geotechnique, 1965, **15**(2): 139-160.
- [2] MAKDISI F I, SEED H B. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1978, **104**(7): 849-867.
- [3] RATHJE E M, BRAY J D. Nonlinear coupled seismic sliding analysis of earth structures[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, **126**(11): 1002-1014.
- [4] 秦雨樵, 汤华, 邓琴, 等. 强震作用下边坡屈服加速度计算方法的改进[J]. 岩石力学与工程学报, 2019, **38**(增刊2): 3439-3447. (QIN Yuqiao, TANG Hua, DENG Qin, et al. Improvement on the calculation method of slope critical acceleration under strong earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2019, **38**(S2): 3439-3447. (in Chinese))
- [5] 陈春舒, 夏元友. 基于极限分析的边坡实时动态 Newmark 滑块位移法[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(12): 2507-2515. (CHEN Chunshu, XIA Yuanyou. A real-time dynamic Newmark sliding block method for slopes based on limit analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(12): 2507-2515. (in Chinese))
- [6] BANDNI V, BIONDI G, CASCONI E, et al. A GLE-based model for seismic displacement analysis of slopes including strength degradation and geometry rearrangement[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **71**: 128-142.
- [7] JI J, ZHANG W, ZHANG F, et al. Reliability analysis on permanent displacement of earth slopes using the simplified Bishop method[J]. Computers and Geotechnics, 2020, **117**: 103286.
- [8] 李明, 辛鸿博. 人工土山的地震永久变形分析[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(11): 2128-2132. (LI Ming, XIN Hongbo. Seismic permanent deformation of earth-fill hill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(11): 2128-2132. (in Chinese))
- [9] 黄帅, 宋波, 蔡德钧, 等. 近远场地震下高陡边坡的动力响应及永久位移分析[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊

- 2): 768-773. (HUANG Shuai, SONG Bo, CAI Degou, et al. Dynamic response and permanent displacement of high-steep slopes under near- and far-field earthquakes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 768-773. (in Chinese))
- [10] 宋 健, 高广运. 基于速度脉冲地震动的边坡地震位移统一预测模型[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(11): 2009-2017. (SONG Jian, GAO Guangyun. Empirical predictive model for seismic displacement of slopes under velocity pulse-like ground motions[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(11): 2009-2017. (in Chinese))
- [11] 杨 涛, 张忠平, 马惠民. 多层复杂滑坡的稳定性分析与支护选择[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, **26**(增刊 2): 4189-4194. (YANG Tao, ZHANG Zhongping, MA Huimin. Stability analysis and supporting selection of multi-layer complex landslide[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(S2): 4189-4194. (in Chinese))
- [12] 张俊文, 邹 烨, 李玉琳. 大型多层次堆积体破坏模式及其稳定性[J]. 岩石力学与工程学报, 2016, **35**(12): 2479-2489. (ZHANG Junwen, ZOU Ye, LI Yulin. Failure mechanism and stability analysis of big multi-layer deposit[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2016, **35**(12): 2479-2489. (in Chinese))
- [13] WARTMAN J, SEED R B, BRAY J D. Shaking table modeling of seismically induced deformations in slopes[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(5): 610-622.
- [14] 艾 挥, 吴红刚, 冯文强, 等. 多滑动面滑坡变形破坏机理的振动台试验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2018, **38**(1): 65-71. (AI Hui, WU Honggang, FENG Wenqiang, et al. Shaking table test study on deformation and failure mechanism of landslide with multiple slip surface[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2018, **38**(1): 65-71. (in Chinese))
- [15] LESHCHINSKY B A. Nested Newmark model to calculate the post-earthquake profile of slopes[J]. Engineering Geology, 2018, **233**: 139-145.
- [16] SONG J, FAN Q, FENG T, et al. A multi-block sliding approach to calculate the permanent seismic displacement of slopes[J]. Engineering Geology, 2019, **255**: 48-58.
- [17] SONG J, WU K, FENG T, et al. Coupled analysis of earthquake-induced permanent deformations at shallow and deep failure planes of slopes[J]. Engineering Geology, 2020, **274**: 105688.
- [18] SPENCER E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces[J]. Géotechnique, 1967, **17**(1): 11-26.
- [19] Rocscience Inc. RocScience, SLIDECR[R]. Toronto: Rocscience Inc. 2017.
- [20] Itasca Consulting Group. Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions[M]// Minneapolis: Itasca Consulting Group, 2018.
- [21] 黄 琳. 地震作用下成层土边坡的动力稳定性分析[D]. 成都: 西南交通大学, 2017. (HUANG Lin. Dynamic Stability Analysis of Layered Soil Slope Under Seismic Action[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2017. (in Chinese))