

考虑结构面退化的岩质边坡地震永久位移研究

祁生文

(中国科学院工程地质力学重点实验室, 北京 100029)

摘要: 针对岩质边坡平面滑动问题和楔形体滑动问题, 提出了一种考虑结构面退化的岩质边坡的地震永久位移算法, 提供了该法实施的流程, 并用 3 个实例进行了说明。计算结果和前人的计算结果进行了对比, 发现该法与试验计算结果吻合较好, 能很好的估计边坡地震永久位移量值。传统 Newmark 法不考虑结构面退化, 计算结果一般过低的估计了边坡地震永久位移量值, 它较为适合估计地震永久位移量值较小的边坡。

关键词: 地震永久位移; 岩质边坡; 结构面退化; Newmark 法

中图分类号: TD853.34

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2007)03-0452-06

作者简介: 祁生文(1975-), 男, 博士, 宁夏彭阳县人, 从事岩体工程地质力学、岩土体动力学以及数值模拟方面的工作。E-mail: qishengwen@mail.iggcas.ac.cn。

Evaluation of the permanent displacement of rock mass slope considering deterioration of slide surface during earthquake

QI Sheng-wen

(Key Lab of Engineering Geomechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100029, China)

Abstract: A new approach for evaluating the permanent displacement of rock mass slope including planar slide and wedge slide during earthquake was presented, which considered deterioration of slide surface during earthquake. The procedure for putting the method into effect was put forward, and three case histories were studied. It was indicated that the approach was available and reasonable to assess the value of the permanent displacement of rock mass slope. The result reached by traditional Newmark method was too small in general. Traditional Newmark method was only suitable to evaluate the rock mass slope with small permanent displacement during earthquake.

Key words: permanent displacement; rock mass slope; deteriorate of slide surface; Newmark method

0 引言

在第五届朗肯讲座上, Newmark (1965) 提出了著名的有限滑动位移法。当时该法是针对堤坝坡提出来的, 他意识到堤坝稳定与否取决于地震时产生的变形, 而不是最小安全系数, 与地震变形直接相关的是应力时程的变化, 而不是应力的最大值。地震为短暂作用的变向荷载, 惯性力只是在很短的时间内产生, 即使惯性力可能足够大, 而使安全系数在很短时间内小于 1, 引起坝坡产生永久变形, 但当加速度减小甚至反向时, 位移又停止了^[1]。Goodman 和 Seed (1966) 通过模型试验证实了对于在地震过程中孔压没有很大积累的堤坝坡来说该法是非常合理的^[2]。但是该法假定在地震过程中, 屈服加速度不变, 并做刚性假定, 显然这不符合岩土体地震过程的真实行为。

在地震过程中, 松砂或者中密饱和砂土填筑的大坝会由于孔隙水压力的累积带来严重的液化问题, 土体的屈服加速度有明显随时间降低的现象。为此, 文

献[3~15]进行了大量的改进。Seed 在第 19 届朗肯讲座上提出的 Seed-Lee-Idriss 方法具有代表性^[7]。

而岩质边坡的动力反应问题, 则受结构面的控制。王存玉 (1987) 通过模型试验证实了动力作用下岩质边坡结构面的控制作用, 发现顺层边坡的变形破坏形式主要表现为顺层面的滑动; 反倾向边坡的变形破坏形式主要表现为岩层的倾倒、弯曲和弯折; 水平层状边坡则主要表现在顶部和斜坡面附近的岩层产生拉开、拉裂和层间错动, 首先是沿垂直于或斜交于层面的节理、裂隙等软弱部位岩层被拉开, 其次是完好的岩层被拉断、开裂并产生层间错动^[16]。大量的爆破实践也发现, 由于岩体多为不连续介质, 其变形与破坏受岩体内发育的节理、裂隙、层面等结构面的控制,

基金项目: 中国青年科学基金资助项目 (40302032); 937 国家重点基础研究发展规划项目—灾害环境下重大工程安全性的基础研究资助项目 (2002CB412700)

收稿日期: 2005-12-27

同时爆破作用机制和效果也受岩体中结构面的控制(陈建平, 2004)^[17]。Hendron (1971) 首次引入 Newmark 法(Newmark, 1965) 来研究岩块地震的永久位移问题^[18]。王思敬(1982)、Crawford(1981, 1982) 各自独立的进行了岩块动力试验研究, 发现对于某一平直结构面, 其地震屈服加速度随岩块运动的累积位移和速率而变化, 而并非常量, 在此基础上, 给出了考虑结构面地震屈服加速度累积位移和速率效应的岩质边坡地震永久位移的算法^[19-21]。

在自然界, 岩体中的结构面表面并非光滑, 而是有很多起伏。结构面的起伏与结构面的剪切强度密切相关, Barton 根据大量的研究, 提出了著名的岩体结构面峰值抗剪强度公式—Barton 公式^[22]:

$$\tau = \sigma \tan \left(\text{JRC} \log \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma} \right) + \varphi_b \right) \quad (1)$$

式中 σ 为结构面有效法向应力; φ_b 为结构面基本内摩擦角; JCS 是结构面壁压缩强度; JRC 是结构面粗糙系数 (Joint Roughness Coefficient); τ 是结构面峰值抗剪强度。

大量的岩块动力试验发现, 在循环荷载作用下结构面逐渐退化, 不仅表现在岩体结构面地震屈服加速度有明显的累积位移和速率效应, 还表现在其结构面粗糙度的逐渐降低, 起伏角逐渐退化^[23-26]。结构面的退化直接会影响岩质边坡地震永久位移。在前人研究基础上, 本文提出了考虑结构面退化的岩质边坡地震永久位移的计算方法, 给出了该法的实施步骤, 并用实例进行了验证。

1 考虑结构面退化的岩质边坡地震永久位移

1.1 岩质边坡地震动力模型

图1所示为一岩质边坡模型, 假设滑体质量为 m , 滑面倾角为 β , 地震加速度为 Ag , 其中 A 为地震系数, 地震动方向与水平方向的夹角为 θ , 建立如图1所示坐标系。

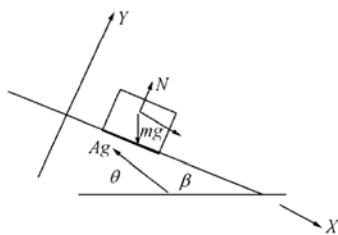


图1 岩质边坡模型

Fig. 1 Model of rock mass slope

考虑滑块的受力平衡条件: 在 Y 方向有

$$N = mg \cos \beta + mAg \sin(\theta - \beta), \quad (2)$$

其中 N 为滑面对滑体的支持力。在 X 方向有

$$mAg \cos(\theta - \beta) + mg \sin \beta - N \tan \varphi = m\ddot{x}, \quad (3)$$

其中 φ 为内摩擦角, x 为滑体的位移, g 表示滑体的加速度。则

$$\ddot{x} = Ag \cos(\theta - \beta) + g \sin \beta - [g \cos \beta + Ag \sin(\theta - \beta)] \tan \varphi, \quad (4)$$

当 $\ddot{x} = 0$ 时, A 成为屈服加速度系数 A_c

$$A_c = \frac{\cos \beta \tan \varphi - \sin \beta}{\cos(\theta - \beta) - \sin(\theta - \beta) \tan \varphi} = -\frac{\sin(\beta - \varphi)}{\cos(\theta - \beta + \varphi)}, \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \ddot{x} &= \frac{Ag \cos(\theta - \beta + \varphi) + g \sin(\beta - \varphi)}{\cos \varphi} \\ &= \frac{g \cos(\theta - \beta + \varphi)}{\cos \varphi} (A - A_c), \end{aligned} \quad (6)$$

其中 $\varphi = \varphi_b + \alpha_k$, φ_b 为结构面基本摩擦角, α_k 为结构面起伏角。

把式(7)代入式(4)得

$$\begin{aligned} \ddot{x} &= Ag \cos(\theta - \beta) + g \sin \beta - [g \cos \beta + Ag \sin(\theta - \beta)] \tan(\varphi_b + \alpha_k) \\ &= Ag \cos(\theta - \beta) + g \sin \beta - [g \cos \beta + Ag \sin(\theta - \beta)] \frac{\tan(\varphi_b) + \tan(\alpha_k)}{1 - \tan(\varphi_b) \tan(\alpha_k)}. \end{aligned} \quad (8)$$

1.2 岩体结构面起伏角的退化规律

在循环剪切作用下, 节理面的起伏逐渐被磨平退化, 即起伏角 α_k 逐渐变小。若只考虑 Patton(1966)两级起伏角概念^[27]的第一级起伏角(见图2), 则根据 Plesha(1987)的研究^[28], 有

$$\alpha_k = (\alpha_k)_0 \exp(-cW^p), \quad (9)$$

式中 $(\alpha_k)_0$ 为初始起伏角, c 为节理损伤系数(单位, m^2/J), 是一个试验常数, W^p 为塑性功。

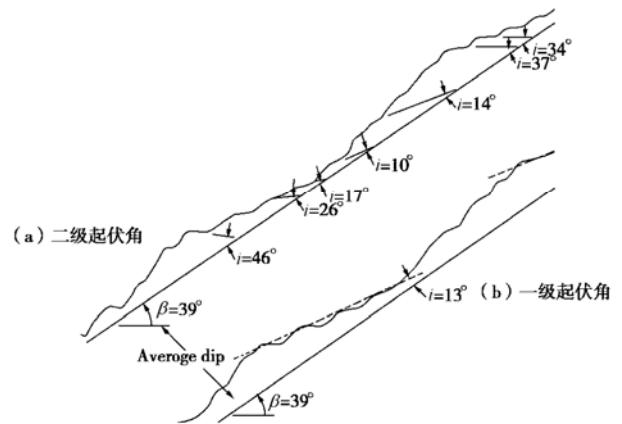


图2 一级起伏角和二级起伏角概念^[2]

Fig. 2 1st order asperity and 2nd order asperity^[2]

根据 Hutson(1987, 1990)的研究^[29-30]:

$$c = -0.114JRC \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right), \quad (10)$$

其中 σ_c 是材料的单轴抗压强度, σ_n 是剪切过程中的结构面的法向压力。这样利用式 (9) 就可以模拟动荷载下结构面退化的行为。

1.3 结构面屈服加速度的累积位移和速率效应

王思敬 (1982) 研究了花岗岩无起伏节理面 ($\alpha_k = 0$) 在低频振动下的运动特性, 把结构面动态摩擦系数 f 表示为^[19]

$$f = f_s(x) \cdot f_c(\dot{x}), \quad (11)$$

其中 $f_s(x)$ 称之为启动摩擦系数, x 为累积位移, $f_c(\dot{x})$ 是一个随速率 $\dot{x}$ 增大而递减的偶函数, 当 $\dot{x} = 0$ 时, $f_c(\dot{x}) = 1$ 。

Crawford (1982) 通过大量研究发现, 对于平直无起伏结构面, 屈服加速度 A_c 是累积位移 x 以及速率 $\dot{x}$ 的函数, 即 $A_c(x, \dot{x})$ ^[21]。对于累积位移效应, Crawford 采用刚性的、应变软化的峰后常位移模型来描述, 即

$$A_c(x) = \begin{cases} A_m \left[1 - (1-p) \left(\frac{x}{x_0} \right) \right], & x \leq x_0, \\ A_m p, & x > x_0, \end{cases} \quad (12)$$

其中 p 为折减系数, 可以通过试验来确定, A_m 为输入地震波的最大加速度。由 Crawford 的大量研究^[20], 对于大多数的岩体, x_0 取 50 mm 较为合适。

根据 Crawford 等人研究, 屈服加速度的速率效应即 $A_c(\dot{x})$ 可以用下面的分段函数来表示

$$A_c(\dot{x}) = \begin{cases} A_m \left[1.0 \pm 0.20 \log \left(\frac{\dot{x}}{\dot{x}_0} \right) \right], & \dot{x} \geq \dot{x}_0, \\ A_m, & \dot{x} < \dot{x}_0, \end{cases} \quad (13)$$

其中“ $\pm$ ”表示不同的材料, 对于软弱材料 (如白云岩), 取“ $+$ ”, 对于硬材料 (如黑花岗岩、砂岩), 取“ $-$ ”。Crawford (1981) 通过大量的试验结果发现 $\dot{x}_0$ 通常为 10 mm/s^[20]。

假定不考虑累积位移效应和速率效应, 则根据式 (12)、(13), 有 $A_c(x, \dot{x}) = A_m$, 这就是说屈服加速度恒等于最大地震加速度, 显然这是不合理的, Crawford 提出的式 (12)、(13) 存在概念上的错误。笔者认为 A_m 改为初始屈服加速度更为合理。同时式 (12)、(13) 没有能同时考虑累积位移效应和速率效应, 而是分开考虑。为此, 首先考虑速率效应, 即式 (13) 可以修改为

$$A_c(\dot{x}, x) = \begin{cases} A_c(0, x) \left[1.0 \pm 0.20 \log \left(\frac{\dot{x}}{\dot{x}_0} \right) \right], & \dot{x} \geq \dot{x}_0, \\ A_c(0, x), & \dot{x} < \dot{x}_0. \end{cases} \quad (14)$$

再考虑累积位移效应, 则式 (12) 写为

$$A_c(\dot{x}, x) = \begin{cases} pA_c(0, 0), & x > 50 \text{ mm}, \dot{x} < 10 \text{ mm/s}, \\ A_c(0, 0)T_1, & x \leq 50 \text{ mm}, \dot{x} < 10 \text{ mm/s}, \\ pA_c(0, 0)T_2, & x > 50 \text{ mm}, \dot{x} \geq 10 \text{ mm/s}, \\ A_c(0, 0)T_1T_2, & x \leq 50 \text{ mm}, \dot{x} \geq 10 \text{ mm/s}, \end{cases} \quad (15)$$

其中

$$T_1 = \left[1 - (1-p) \left(\frac{x}{50} \right) \right], \quad T_2 = \left[1 \pm 0.20 \log \left(\frac{\dot{x}}{10} \right) \right]。$$

由式 (5) 可知, 屈服加速度的变化是由于结构面内摩擦角 φ 的变化而引起。对于平直的结构面, $\varphi = \varphi_0$, 则

$$\tan \varphi_0 = \frac{\cos(\theta - \beta)A_c + \sin \beta \cos \beta}{\cos \beta + \sin(\theta - \beta)A_c}。 \quad (16)$$

将式 (16)、(15) 以及式 (9) 代入式 (8) 就可以得到滑块运动加速度时程, 通过双重积分就可以得到滑块的地震动永久位移。

2 岩质边坡地震永久位移的求取步骤

(1) 将一加速度时程离散化成 $n\Delta t$, 把初始结构面起伏角 $(\alpha_k)_0$ 和初始基本摩擦角 $(\varphi_0)_0$ 代入式 (8) 和式 (5), 求得初始屈服加速度 $A_c(0, 0)$ 以及滑块初始加速度 $(\ddot{x})_0$, 进而计算 $(\dot{x})_1$ 是否大于 0, 若是, 继续步骤 (2), 若否, 则进行下一时步计算, 直至第 $m1$ 时步 $(\dot{x})_{m1} \geq 0$ 。

(2) 积分求得 $m1$ 时步位移 $(x)_{m1}$ 。

(3) 根据位移 $(x)_{m1}$ 求得下滑力所做的功 W^p , 得到退化结构面起伏角 $(\alpha_k)_{m1}$ 。

(4) 把位移 $(x)_{m1}$ 和速度 $(\dot{x})_{m1}$ 代入式 (15)、(16) 可以求得 $\tan(\varphi_0)_{m1}$ 。

(5) 把 $(\alpha_k)_{m1}$ 和 $\tan(\varphi_0)_{m1}$ 代入式 (8) 求得第 $m1$ 时步加速度 $(\ddot{x})_{m1}$, 进而计算并判断 $(\dot{x})_{m1+1}$ 是否大于 0, 若是, 继续步骤 (2), 若否, 则进行下一时步计算, 直至第 $m1+m2$ 时步 $(\dot{x})_{m1+m2} \geq 0$ 。

(6) 重复以上步骤 (2) ~ (5) 直至第 n 时步, 就可以求得边坡地震永久位移 $(x)_n = (x)_{n-1} + (\dot{x})_n \Delta t$ 。

3 楔形块体边坡地震永久位移分析

楔形体破坏是一种常见的岩质边坡破坏形式。边坡楔形体的静力问题 Hoek (1977) 在《岩石边坡工程》一书中进行了讨论^[31]。我国学者王思敬、薛守义 (1992) 研究了楔形体边坡的动力问题^[32], 但是没有考虑楔体振动过程中结构面的退化和速率效应。下面讨论考虑结构面的退化和速率效应的楔体地震永久位移的计算方法。

图3是一岩质边坡受两个贯通结构面 J_A 、 J_B 切割形成的楔形块体。设楔体受一地震加速度为 Ag ，仅在两结构面交线通过的竖向平面内振动，设交线的倾角为 β ，设楔形块体的质量为 m ， J_A 、 J_B 面上的支持力分别为 R_A 、 R_B ，并且两面的摩擦系数相同，均为 φ 。建立如图3(b)所示坐标系。

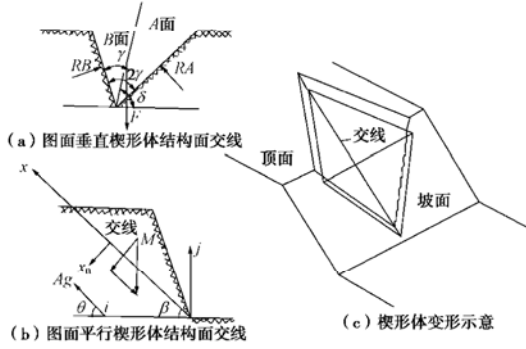


图3 楔形体边坡模型^[32]

Fig. 3 Model for wedge failure of slope^[32]

沿 X 方向建立平衡方程

$$mg \sin \beta + mAg \cos(\theta - \beta) - (R_A + R_B) \tan \varphi = m\ddot{x}. \quad (17)$$

考虑与两结构面交线垂直平面的平衡条件，假定 N 为体力在该平面内的分量，即

$$N = mg \cos \beta + mAg \sin(\theta - \beta), \quad (18)$$

根据平衡条件可得

$$\left. \begin{aligned} R_A &= \frac{N \sin(\delta + \gamma)}{\sin 2\gamma} \\ R_B &= \frac{N \sin(\delta - \gamma)}{\sin 2\gamma} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

因此

$$R_A + R_B = \frac{N \cdot \sin \delta}{\sin \gamma} = \frac{mg \sin \delta [\cos \beta + A \sin(\theta - \beta)]}{\sin \gamma}, \quad (20)$$

把式(20)代入式(17)

$$\ddot{x} = g \sin \beta + Ag \cos(\theta - \beta) - \frac{g \sin \delta [\cos \beta + A \sin(\theta - \beta)]}{\sin \gamma} \tan \varphi, \quad (21)$$

把式(7)代入式(21)

$$\ddot{x} = g \sin \beta + Ag \cos(\theta - \beta) - \frac{g \sin \delta [\cos \beta + A \sin(\theta - \beta)]}{\sin \gamma} \frac{\tan(\varphi_b) + \tan(\alpha_k)}{1 - \tan(\varphi_b) \tan(\alpha_k)}. \quad (22)$$

设 $\ddot{x} = 0$ ，并且 $\alpha_k = 0$ ，则式(21)变为

$$\tan \varphi_b = \frac{\sin \beta \sin \gamma + A_c \cos(\theta - \beta) \sin \gamma}{\sin \delta \cos \beta + A_c \sin(\theta - \beta) \sin \delta}, \quad (23)$$

把式(9)、式(15)以及式(23)代入式(22)就可以得到动荷载作用下楔形块体的运动加速度，通过

双重积分就可以求得岩块的地震动永久位移。这样利用第2节的流程就可以求得动荷载作用下楔形块体的永久位移。

4 算例

(1) 算例1

采用文献[19]提供的算例。 $\beta = 20^\circ$ ，振动方向为水平($\theta = 0^\circ$)，基岩振动加速度如图4所示，最大加速度 8.20 m/s^2 ， $f_s(0) = 0.75$ 。结构面无起伏，即 $\alpha_k = 0$ ， $\Delta t = 0.001 \text{ s}$ 。岩性为花岗岩。

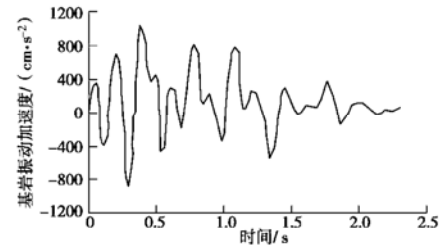


图4 算例1 基岩振动加速度

Fig. 4 Acceleration series of base rock for case 1

文中计算了两种情况，即 $p = 1$ 和 $p = 0.65$ 两种情况，结果如图5所示。从图中可以看出，王思敬法计算结果730 mm介于本文 $p = 0.65$ 计算结果(805 mm)——和 $p = 0.70$ 的计算结果(638 mm)之间，而Newmark法计算结果则比本文 $p = 1$ （即不考虑累积位移效应）计算结果略小。由于王思敬计算结果是基于试验的 $f_c(\dot{x})$ 和 $f_c(x)$ 成果得到的，因此更近于真实情况。传统的没有考虑累积位移效应和速率效应的Newmark法给出的结果过小的估计了边坡地震永久位移量值。

(2) 算例2

$\beta = 30^\circ$ ，其余参数同算例1。计算结果参见图6。由图6可见，王思敬方法所得永久位移大些，和本文 $p = 0.1$ 的计算结果较为类似，边坡地震永久位移持续增大，边坡不稳定。而Newmark法计算结果则比本文 $p = 1$ 还要小得多。两算例表明不考虑结构面退化对边坡地震永久位移的估算有重大影响，边坡地震永久位移的估算必需考虑结构面的退化。

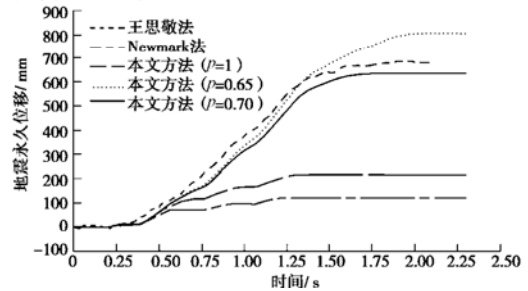


图5 算例1 计算结果对比

Fig. 5 Curves of seismic permanent displacement vs. time derived by different methods for case 1

(3) 算例 3

采用文献[32]提供的算例。该例是一楔形块体地震永久位移算例, 其中 $\beta=39^\circ$, $\delta=70^\circ$, $\gamma=35^\circ$, 设两结构面 A 和 B 具有相同的摩擦参数, $c=0$, $f_s(0)=0.6$, 岩石的密度为 $2.2 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 。基岩振动加速度如图 7 所示, 基岩峰值加速度为 $0.1g$, 振动方向为水平 ($\theta=0^\circ$), 时间步长 $\Delta t=0.005 \text{ s}$ 。

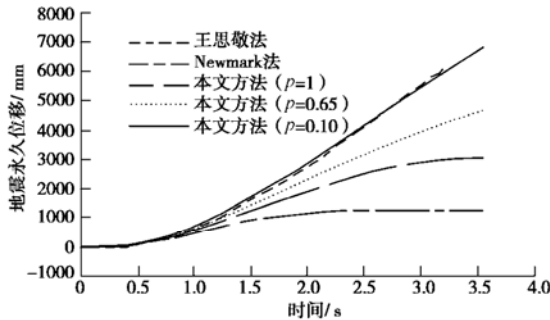


图 6 算例 2 计算结果对比

Fig. 6 Curves of seismic permanent displacement vs. time derived by different methods for case 2

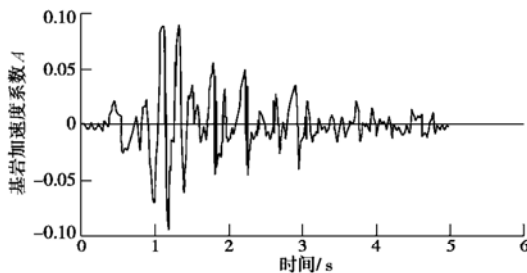


图 7 算例 3 基岩振动加速度

Fig. 7 Acceleration series of base rock of case 3

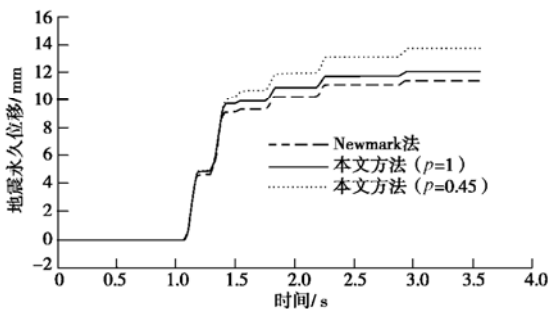


图 8 算例 3 计算结果对比

Fig. 8 Curves of seismic permanent displacement vs. time derived by different methods for case 3

利用文献[32]提供的算法无法得到文献[32]所提供的楔形块体滑动位移时程曲线。而本文计算结果和 Newmark 计算结果表明, 在这样的条件下, 楔形块体基本不滑动 (由于此时的初始屈服加速度为 $0.0965g$, 和基岩峰值加速度 $0.1g$ 近于相当, 即使按拟静力法考虑, 采用峰值加速度, 边坡几无滑动可能, 因此文献[32]的结果值得商榷)。而当 $\beta=43^\circ$ 时, 计算结果参见

图 8。从图中看, 传统 Newmark 法计算结果仍比本文 $p=1$ 计算结果小近 2 mm , 不考虑构面退化对边坡地震永久位移的估算有重大影响。

5 结论与讨论

基于前人成果, 本文提出了考虑结构面退化的岩质边坡 (包括平面的滑动和楔形体滑动) 地震永久位移计算方法, 通过 3 个算例的计算说明:

(1) 该法能较好的估计边坡地震永久位移量值, 其下限值为 $p=1$ 的情况, 而上限值可以取为 $p=0.1$ 左右。但是同时可以发现, p 除与材料有关外, 似乎与滑动面的倾角有一定关系。例如算例 1 与算例 2 的材料相同, 但是滑动面倾角的变化直接导致了 p 的取值不同。

(2) 传统 Newmark 法不考虑结构面退化, 计算结果过低的估计了边坡地震永久位移量值, 对于那些稳定的边坡或者地震边坡永久位移量值不大的边坡, 此法的结果和考虑结构面退化的计算结果较为接近, 算例 3 清楚的说明了这一点。

(3) 文中推导的公式中考虑了结构面有起伏的情况, 但是结构面有起伏的实例国内外文献中都没有, 因此文中无法提供算例验证。而且 α_k 和 JRC 均作为描述结构面粗糙度的指标, 二者之间应该满足一定的几何关系。如果文中假定一实例, 提供了 α_k , 而它的 JRC 则应该取多少无据可依。因此 α_k 和 JRC 之间的关系尚需要研究, 非这篇文章所能涵盖。

致谢: 笔者感谢王思敬院士、晏长根博士和审稿人, 他们的意见给笔者很大启发。

参考文献:

- [1] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. Geotechnique, 1965, 15(2): 139 - 160.
- [2] GOODMAN R E, SEED H B. Earthquake-induced displacements in sand embankment[J]. J Soil Mech Fdn Engng Div, ASCE, 92(SM2): 125 - 146.
- [3] FRANKLIN A G, CHANG F K. Earthquake resistance of earth and rock-fill dams: permanent displacements of earth embankments by Newmark sliding block analysis[R]. 1977.
- [4] MAKDISI F I, SEED H B. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations[J]. J Geotech Engng Div, 1978, 104(GT7): 569 - 587.
- [5] SARMA S K. Seismic stability of earth dams and embankments[J]. Geotechnique, 1975, 25(4): 743 - 761.
- [6] SARMA S K. Seismic displacement analysis of earth dams[J].

- J Geotech Engng Div, 1981,**107**(GT12):1735 - 1739.
- [7] SEED H B, LEE K L, IDRIS I M. Analysis of Sheffield Dam failure[J]. J Soil Mech Fdn Div, 1969,**95**(SM6):1453 - 1490.
- [8] SEED H B. Considerations in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams[J]. Geotechnique, 1979,**29**(3):215 - 263.
- [9] RICHARD R, ELMS D G. Seismic behavior of gravity retaining walls[J]. J Geotech Engng Div, 1979,**105**(GT4):449 - 464.
- [10] LIN J S, WHITMAN R V. Earthquake induced displacements of sliding blocks[J]. J Geotech Engng Div, 1986,**112**(1):44 - 59.
- [11] NADIM F, WHITMAN R V. Seismically induced movement of retaining walls[J]. J Geotech Engng Div, 1983,**109**(GT7):915 - 931.
- [12] KRAMER S L, SMITH M W. Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes[J]. J Geotech Engrg, ASCE, 1997,**123**(7):635 - 644.
- [13] RATHJE E M, BRAY J D. An Examination of simplified earthquake induced displacement procedure for earth structures[J]. Can Geotech J, 1999,**36**(1):72 - 87.
- [14] WARTMAN J, BRAY J D, SEED R B. Inclined plane studies of the Newmark sliding block procedure[J]. J Geotech & Geoenviron Engrn, 2003,**129**(8):673 - 684.
- [15] KRAMER S L, LINDWALL N W. Dimensionality and directionality effects in Newmark Sliding Block Analyses[J]. J Geotech & Geoenviron Engrn, 2004,**130**(8):303 - 315.
- [16] 王存玉, 王思敬. 边坡模型振动实验研究[J]. 岩体工程地质力学问题(七). 北京: 科学出版社, 1987:65 - 74.(WANG C Y, WANG S J. Vibration test on slope model[J]. Issues of Rock Mass Engineering Geomechanics (VII). Beijing: Science Press, 1987:65 - 74.(in Chinese))
- [17] 王思敬, 黄鼎成. 中国工程地质世纪成就[M]. 北京: 地质出版社, 2004:356 - 379.(WANG S J, HUANG D C. Advancements of engineering geology of China in 21th century[M]. Beijing: Geological Publishing House, 2004:356 - 379.(in Chinese))
- [18] HENDRON A J Jr, CORDING E J, AIYER A K. Analytical and graphical methods for the analysis of slopes in rock masses[R]. U S Army Corps of Engineers, Nuclear Creating Group.
- [19] 王思敬, 张菊明. 边坡岩体滑动稳定的动力学分析[J]. 地质科学, 1982,**17**(2):162 - 170.(WANG S J, ZHANG J M. Dynamic analysis on sliding stability of rock mass slope[J]. Science Geologica Sinica, 1982, **17**(2):162 - 170.(in Chinese))
- [20] CRAWFORD A W, CURRAN J H. The influence of shear velocity on the frictional resistance of rock discontinuities[J]. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr, 1981,**18**:505 - 515.
- [21] CRAWFORD A W, CURRAN J H. The influence of rate and displacement dependent shear resistance on the response of rock slopes to seismic loads[J]. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr, 1982,**19**:1 - 8.
- [22] BARTON N R. A relationship between joint roughness and joint shear strength[J]. Rock fracture Proc Int Symp Rock Mech Nancy, 1971:1 - 8.
- [23] HUTSON R W, DOWDING C H. Joint asperity degradation during cyclic shear[J]. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr, 1990,**27**(2):109 - 119.
- [24] LEE H S, PARK Y J, CHO T F, YOU K H. Influence of asperity degradation on the mechanical behavior of rough rock joints under cyclic shear loading[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2001,**38**:967 - 980.
- [25] FOX D J, KANA D D, HSIUNG S M. Influence of interface roughness on dynamic shear behavior in jointed rock[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 1998,**35**(7):967 - 980.
- [26] YANG Z Y, DI C C, YEN K C. The effect of asperity order on the roughness of rock joints[J]. Int J Rock Mech Min Sci, 2001,**38**:745 - 752.
- [27] PATTON F D. Multiple modes of shear failure in rock and related materials[D]. Illinois: Univ of Illinois, 1966.
- [28] PLESHA M E. Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation[J]. Int J Numer Anal Methods Geomech, 1987,**11**:345 - 362.
- [29] HUTSON R W. Preparation of duplicate rock joints and their changing dilatancy under cyclic shear[D]. Evanston: Northwestern University, 1987.
- [30] HUTSON R W, DOWDING C H. Joint asperity degradation during cyclic shear[J]. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr, 1990,**27**(2):109 - 119.
- [31] HOEK E, BRAY J. Rock slope engineering[R]. Institution of Mining and Metallurgy, 1977.
- [32] 王思敬, 薛守义. 岩体边坡楔形体动力学分析[J]. 地质科学, 1992,**27**(2):177 - 182.(WANG S J, XUE S Y. Dynamic analysis on wedge failure of rock mass slope[J]. Science Geologica Sinica, 1992,**27**(2):177 - 182.(in Chinese))