

文章编号: 1671-6833(2005)03-0032-05

饱和黏性土坡的地震稳定状态研究

刘忠玉¹, 肖伟艳²

(1. 郑州大学土木工程学院, 河南 郑州 450002; 2. 河南财经学院工程管理系, 河南 郑州 450002)

摘要: 通过对无限边坡的拟静态平衡分析, 探讨了动孔压对饱和黏性土无限边坡的地震稳定状态的影响. 分析表明, 地震时孔隙水压累积导致的抗剪强度衰减会导致边坡发生永久变形, 甚至导致整体滑动破坏, 对某些黏性土也可因液化而发生流滑破坏. 引入一个黏聚力界限值来区别此类边坡的最终破坏模式, 以及两个界限动孔压比值来评价抗剪强度衰减对其破坏机制的影响. 最后给出了此类边坡稳定状态的判别图, 并建议了分析步骤.

关键词: 黏性土边坡; 动孔隙水压; 屈服地震系数; 动力稳定性

中图分类号: O 347.2 **文献标识码:** A

0 引言

对于有地下水的土质边坡来说, 在地震作用下, 一方面动孔压累积引起的有效应力减小会降低土体的抗剪强度, 从而导致边坡产生较大的永久变形甚至整体滑动; 另一方面当动孔压积累到一定程度后, 某些土将会液化, 从而造成边坡流滑. 例如, 风成黄土就是这样, 1920年中国西北海原 8.5 级地震和 1989 年塔吉克斯坦 5.5 级地震均在当地造成了一系列灾难性的流滑^[1]. 另外, 文献^[2]指出, 对于饱和和无黏性土无限边坡, 其整体失稳所需要的振次总是小于液化所需要的振次, 即此类边坡先于液化而发生整体滑动. 因此边坡的动力失稳模式应与土的种类有关.

在计算边坡的永久变形时, 工程上常用 Newmark 法, 其中很关键的一个参数是屈服地震系数. 由于一般的计算过程中没有计算动孔压, 所以屈服地震系数在整个计算过程中是不变的. 但文献^[2, 3]指出, 对饱和土边坡来说, 屈服地震系数肯定会随着振次的增加而变化, 传统的 Newmark 法常常高估边坡的地震稳定性. 所以应合理地考虑动孔压的贡献. 文献^[3]曾引入 Sarma 假定^[4]来计算地震过程中的动孔压. 但也有研究表明^[1, 3], 某些饱和黏性土(例如饱和黄土)的孔压增长模式既与饱和和无黏性土有很大的区别, 也不同于 Sarma^[4]的孔压模式. 因此, 可以预料饱和黏性土边坡的动力响应与饱和和无黏性土等其他类型

的边坡有不同的规律.

笔者通过分析饱和黏性土无限边坡在地震作用下潜在沿某一平面发生平移式滑坡时的受力情况, 拟初步探讨动孔压的累积对其稳定状态的影响.

1 饱和黏性土无限边坡动力稳定性

假定饱和黏性土无限边坡的潜在滑裂面为一平行于坡面的平面, 且地下水位面也平行于坡面(见图 1). 那么, 静态条件下潜在滑裂面上的正应力 σ_0 , 剪应力 τ_0 , 孔隙水压 u_0 , 和有效正应力 σ'_0 分别为

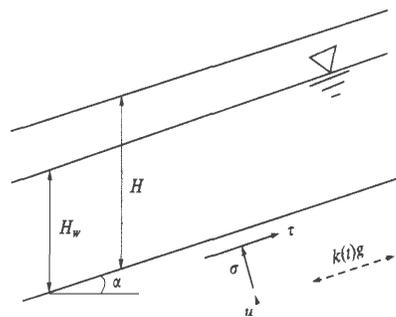


图 1 无限边坡模型

Fig. 1 Infinite slope scheme

$$\begin{cases} \sigma_0 = \gamma H \cos^2 \alpha; \tau_0 = \gamma H \cos \alpha \sin \alpha \\ u_0 = \gamma_w H_w \cos^2 \alpha; \sigma'_0 = \gamma H \cos^2 \alpha (1 - r_u) \end{cases} \quad (1)$$

收稿日期: 2005-03-07; 修订日期: 2005-04-29

基金项目: 河南省科技攻关项目(2004601068); 河南省青年骨干教师资助计划项目

作者简介: 刘忠玉(1968-), 男, 河南省延津县人, 郑州大学副教授, 博士, 主要从事岩土力学方面的研究工作.

式中： H 为潜在滑裂面深度； H_w 为地下水位面到潜在滑裂面的竖向距离； γ 和 γ_w 分别为土体和水的重度； α 为坡角； r_u 为初始孔压比，即

$$r_u = \frac{H_w \gamma_w}{H \gamma} \quad (2)$$

另外，为便于下文讨论，定义土体有效黏聚力的无量纲值为

$$c_e = \frac{c'}{\gamma H} \quad (3)$$

这样，静力状态时的边坡安全系数可表示为

$$F_s = \frac{\tan \varphi'}{\sin \alpha} (1 - r_u) + \frac{c_e}{\cos^2 \alpha \sin \alpha} \quad (4)$$

式中： c' 和 φ' 分别为土体的有效黏聚力和有效内摩擦角。在地震作用期间，土坡的平衡受两个方面因素影响：一是土体的惯性效应，二是由于孔隙水压的累积而导致的抗剪强度的降低。假定地震加速度方向平行于坡面^[3]，那么时刻 t 时潜在滑裂面上的正应力 $\sigma(t)$ 、动剪应力 $\tau_d(t)$ 、剪应力 $\tau(t)$ 、孔隙水压 $u(t)$ 和有效正应力 $\sigma'(t)$ 可表示为

$$\begin{cases} \sigma(t) = \sigma_0 + \gamma H \cos^2 \alpha; \tau_d(t) = k(t) \gamma H \cos \alpha \\ \tau(t) = \tau_0 + \tau_d = \gamma H \cos[\sin \alpha + k(t)] \\ \sigma'(t) = \sigma'_d = \sigma(t) - u(t); u(t) = u_0 + u_d(t) \end{cases} \quad (5)$$

式中： $k(t)$ 为地震系数； $u_d(t)$ 为 t 时刻的动孔压。引入地震引起的动孔压比^[3]：

$$U_d(t) = \frac{u_d(t)}{\sigma'_0} \quad (6)$$

则边坡地震安全系数为

$$F_d(t) = \frac{\cos \alpha (1 - r_u) \tan \varphi' [1 - U_d(t)]}{\sin \alpha + k(t)} + \frac{c_e}{\cos^2 \alpha [\sin \alpha + k(t)]} \quad (7)$$

式(7)表明，边坡地震安全系数的降低明显地依赖于地震引起的动孔压增量。图2为某黏性土坡 ($c_e = 0.3$, $\varphi' = 30^\circ$, $\alpha = 30^\circ$, $r_u = 0.4$) 在考虑地震中产生不同的最大动孔压时边坡地震安全系数 F_d 与最大地震系数 k_{max} 的关系曲线，图中的实线 (最大动孔压比 $U_{dmax} = 0$) 为不考虑孔隙水压增长的传统分析方法的结果。很明显，传统的分析方法由于忽略了动孔压的影响而错误地高估了边坡的稳定性。

既然动孔压的累积将降低土的抗剪强度，地震期间边坡的屈服地震系数 k_y 就不可能保持常数，它应该与边坡的初始稳定性和随时间累积的孔压有关。令 $F_d = 1$ 可得：

$$k_y(t) = \cos \alpha (1 - r_u) \tan \varphi' [1 - U_d(t)] + \frac{c_e}{\cos^2 \alpha} \sin \alpha \quad (8)$$

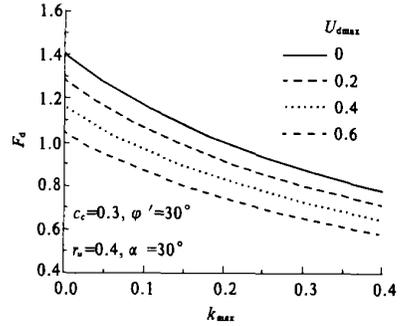


图2 动孔压对边坡安全系数的影响

Fig. 2 Effect of earthquake-induced pore pressure on slope safety factor

式(7)、式(8)中，若令 $U_d = 0$ ，即当地震荷载不显著增加动孔压时，可得传统准静态的安全系数及屈服地震系数：

$$\begin{cases} F_d^0 = \frac{\cos \alpha (1 - r_u) \tan \varphi'}{\sin \alpha + k_{max}} + \frac{c_e}{\cos^2 \alpha (\sin \alpha + k_{max})} \\ K_{y0} = \sin \alpha (F_s - 1) \end{cases} \quad (9)$$

一般地，动孔压会随振次的增加而变大，那么屈服地震系数就会随振次的增加而减小。图3反映的就是某饱和黄土边坡的这种关系。其中，饱和黄土的孔压增长模式用下式表示^[3]

$$\frac{u_d}{u_1} = 1 - \exp\left(-\beta \frac{N}{N_1}\right) \quad (10)$$

式中： u_1 为破坏或液化时的最大动孔压，对饱和黄土取为有效围压的0.7倍^[3]； N_1 为破坏振次； β 为曲线拟合参数。

另外，图3还表明，有效黏聚力对屈服地震系数有很大影响，即当其他条件相同时，有效黏聚力越大， k_y/k_{y0} 随振次比 N/N_1 的减小就越慢。同时，还表明屈服地震系数随初始孔压比的变化规律也要受到有效黏聚力的影响：当有效黏聚力较小(图3(a)， $c_e = 0.3$)时，初始孔压比 r_u 越大，图示 $k_y/k_{y0} - N/N_1$ 曲线就越陡，即 k_y/k_{y0} 随振次比的降低就越快，这与饱和无黏性土坡^[3]相似；当有效内聚力较大(图3(b)， $c_e = 0.5$)时，情况正好相反。这样就存在一个特殊的有效黏聚力值 c_{es} ，使得此时 k_y/k_{y0} 随振次的变化与初始孔压比无关。通过分析 k_y/k_{y0} 的表达式，可得：

$$c_{es} = \cos^2 \alpha \sin \alpha \quad (11)$$

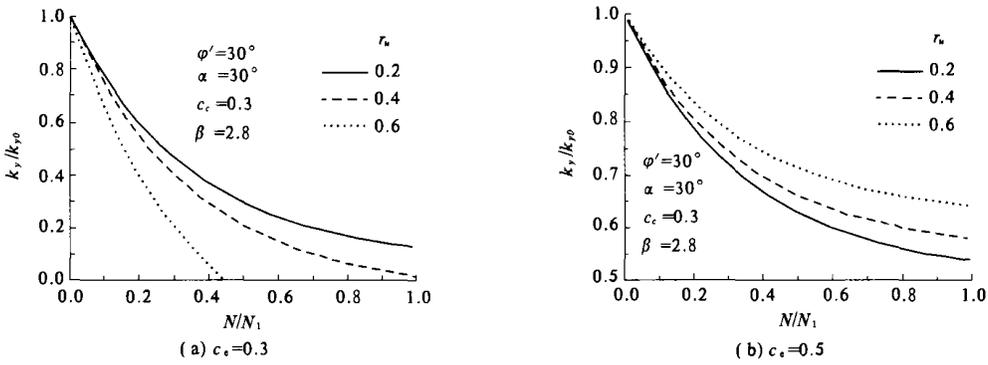


图3 屈服地震系数的减小规律

Fig.3 Cyclic reduction of yield seismic coefficient

2 地震稳定状态判断

2.1 最大动孔压比和最大地震系数对边坡状态的影响

图4中的实线表示某边坡在不同最大动孔压比下 k_y/k_{y0} 与 c_e 之间的关系. 该组曲线下端都很陡, 说明在 c_e 较小时动孔压对屈服地震系数的减小起着十分重要的作用. 另外, 每一条实线可以分为两段: $k_y/k_{y0} \leq 0$ 段表示边坡将会由于动孔压累积导致抗剪强度衰减过多, 从而丧失稳定性; $k_y/k_{y0} > 0$ 段表示边坡可能会因同样的原因而产生永久位移. 图4中的虚线表示 k_{max}/k_{y0} 随 c_e 的变化规律. 每一条虚线也可分为两段: $k_{max}/k_{y0} \geq 1$ 段表示即使不考虑抗剪强度的衰减, 边坡也会在惯性效应下产生永久变形; $k_{max}/k_{y0} < 1$ 段表示边坡可能会因抗剪强度的衰减而产生永久变形, 或者边坡始终稳定. 综合以上关系, 对于给定的最大动孔压和最大地震系数, 图4可以分为4个区域: ① $k_y/k_{y0} \leq 0$; ② $k_y/k_{y0} > 0, k_{max}/k_{y0} \geq 1$; ③ $k_y/k_{y0} > 0, k_{max}/k_{y0} < 1$, 且 $k_{max} > k_y$; 和 ④ $k_y/k_{y0} > 0, k_{max}/k_{y0} < 1$, 且 $k_{max} < k_y$. 与之对应, 边坡可以有4种状态(见图5): ①因惯性效应和抗剪强度衰减而动力失稳破坏; ②因惯性效应和抗剪强度衰减产生永久变形; ③因抗剪强度衰减产生永久变形; ④动力稳定. 需要注意的是, 对于较小的 k_{max} , 状态②可能不存在. 很明显如果不考虑动孔压的累积, 边坡可能的状态是: 因惯性效应产生永久变形和动力稳定.

2.2 边坡最终的破坏类型

下面考察边坡刚好丧失整体稳定性的动孔压条件. 此时 $k_y = 0$, 则相应的动孔压比为

$$U_{df} = 1 - \frac{1 - c_e / \cos^2 \alpha \sin \alpha}{1 - F_s} \quad (12)$$

从式(12)可以看出, 对于一个静态稳定的边坡, 边坡动力失稳所需要的动孔压比往往小于1.

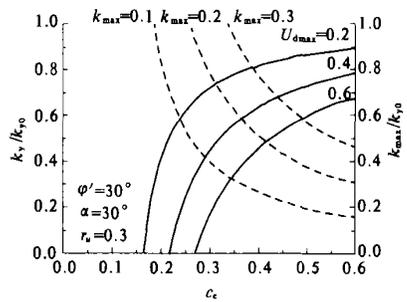


图4 动孔压对屈服地震系数的影响

Fig.4 Effect of earthquake induced pore pressure on yield seismic coefficient

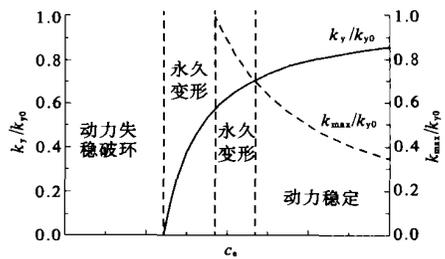


图5 边坡稳定状态示意图

Fig 5 Typical chart for the evaluation of stability condition

因此, 若采用动孔压达到有效围压(固结压力)即动孔压比等于1作为液化标准, 可得出类似文[2]对无黏性土坡的结论: 边坡整体失稳所需要的振次总是小于液化所需要的振次. 但是对某些黏性土来说液化时动孔压比往往小于1, 例如饱和黄土液化时动孔压仅达到有效围压的70%[3]. 因此, 令液化时的动孔压比为 U_{d1} , 式(12)可得有效黏聚力的一个界限值:

$$c_{ecr} = \cos^2 \alpha \sin \alpha - (1 - U_{d1}) \tan \phi' (1 - r_u) \cos^3 \alpha \quad (13)$$

那么, 在振动荷载足够大且时间足够长时, 若 $c_e > c_{ecr}$, 边坡最终将因土体液化而破坏, 称之为液化型破坏, 否则, 边坡将在液化前已整体平移而失稳, 称之为滑动型破坏.

由式(2)可以看出, U_{df} 和 c_{cer} 仅与边坡的几何特征、初始孔压比和土的性质有关, 因而可看作边坡固有的特征参数, 它们影响着边坡的破坏类型. 自然如果通过试验得到了土体的孔压增长方程, 就可求出与 U_{df} 相对应的振次 N_f , 它也是边坡固有的特征参数.

2.3 产生永久变形所需要的最小动孔压比

令 $k_y(t) = k_{max}$ 可得产生永久变形所需要的最小动孔压比为

$$U_{dy} = 1 - \frac{k_{max} + \sin \alpha - c_e / \cos^2 \alpha}{\cos \alpha (1 - r_u) \tan \varphi'} \quad (14)$$

与之相对应的振次 N_y 也可土体的孔压增长方程求出. 与 U_{df} 和 N_f 不同的是, U_{dy} 和 N_y 不是边坡固有的特征参数.

图6为某饱和黄土边坡在不同的最大地震系数条件下产生永久变形所需要的最小动孔压比 U_{dy} 与 c_e 的关系, 图中的虚线表示 U_{df} 与 c_e 的关系. 很明显, 虚线上方, $U_d > U_{df}$, 即产生的动孔压足以使滑坡整体滑动或液化; 虚线和任一实线之间, $U_{dy} < U_d < U_{df}$, 即产生的动孔压足以使边坡产生永久变形, 但没有达到使之整体滑动或液化的程度; 任一实线下方, $U_d < U_{dy}$, 即产生的动孔压尽管已使抗剪强度降低, 但边坡仍然稳定. 所以, 图6可用来判断边坡的稳定状态. 如图7所示, 边坡的稳定状态就可以分为7种:

- (1) 边坡在静力条件下不稳定;
- (2) 在地震作用下边坡稳定;
- (3) 因抗剪强度衰减产生永久变形, 其计算不能用传统的Newmark法;
- (4) 因惯性效应和抗剪强度衰减产生永久变形, 其计算不能用传统的Newmark法;
- (5) 因惯性效应产生永久变形, 其计算可用传统的Newmark法;
- (6) 边坡丧失整体稳定性;
- (7) 边坡因震动液化而流滑.

2.4 动力稳定性分析步骤

(1) 对某黏性土边坡, 通过试验获得土的有效抗剪强度指标 C' 、 φ' , 重度 γ 以及初始孔压比 r_u , 确定潜在滑裂面深度 H ; 对某一地震波, 定出其震级 M , 计算潜在滑裂面上的最大剪应力, τ_{amax} 用文献[9]推荐的方法求出与等效剪应力 $\tau_{av} = 0.65 \tau_{amax}$ 相对应的此次地震的等效振次 N_e , 并计算 c_e 、 c_{cer} 、 U_{df} 和 U_{dy} ;

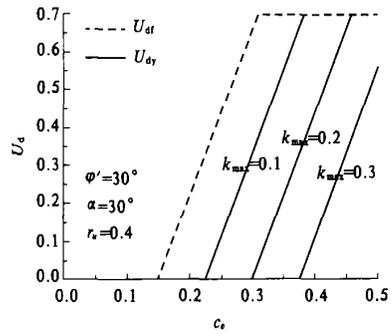


图6 饱和黄土边坡产生永久变形所需要的最小动孔压比

Fig. 6 minimum number of earthquake induced pore pressure ratio required for accumulation of permanent deformations of a saturated loess slope

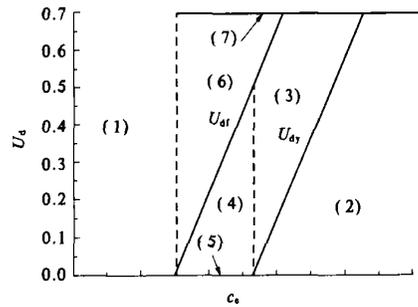


图7 基于动孔压比的饱和黄土边坡稳定状态判断示意图

Fig. 7 Scheme of the proposed stability based on earthquake induced pore pressure for a saturated loess slope

(2) 通过试验获得饱和黏性土在动剪应力 τ_{av} 作用下孔压增长方程以及液化时的动孔压比 U_{dl} , 计算与等效振次 N_e 相应的孔压比 U_d ;

(3) 对比 c_e 和 c_{cer} : 如果前者大于后者, 边坡可能发生液化型破坏; 否则, 可能发生滑动型破坏;

(4) 比较 U_d 和 U_{df} (或 U_{dl}): 对于滑动型破坏边坡, 若 U_d 大于 U_{df} , 边坡将发生整体滑动而破坏; 对于液化型破坏边坡, 若 U_d 大于 U_{dl} , 边坡内土体将液化而流滑;

(5) 其它情况下, 比较 U_d 和 U_{dy} : 若 U_d 小于 U_{dy} , 边坡稳定, 不会产生永久变形; 否则将产生永久变形, 计算方法可采用文献[2]的修正Newmark法.

3 结论

通过对无限边坡潜在滑动土体的准静态受力分析, 笔者推导了饱和黏性土无限边坡地震安全系数的计算公式, 并探讨了动孔压累积对此类边

坡动力稳定状态的影响. 分析表明, 屈服地震系数显著地受孔压累积的影响, 即随着孔压的累积, 屈服地震系数越来越小. 并且发现, 当土体的有效黏聚力较小时, 某些饱和黏性土(例如饱和黄土)无限边坡表现出类似饱和和无黏性土无限边坡的特性, 即初始孔压比越大, 屈服地震系数随振次的降低就越快; 但当土体的有效黏聚力较大时, 前者则表现出与此相反的特性.

由于地震荷载作用下一般饱和黏性土的孔压增长模式还有待进一步研究, 因此本文仅以饱和黄土为例, 将此类边坡的破坏形式分为两类: 由于土体液化而导致的液化型破坏和整体平移而导致的滑动性破坏, 并给出了二者之间的界限指标 c_{cer} . 然后引入两个动孔压比的阈值 U_{d1} 和 U_{d2} 以及相应的振次 N_f 和 N_y 来判断此类边坡可能的稳定状态; 边坡整体滑动、流滑、永久变形和动力稳定, 并给出了稳定状态的判别图以及分析步骤. 需要指出的是, 当计及动孔压累积影响时, 永久变

形已不能用传统的 Newmark 法来计算.

参考文献:

- [1] 杨振茂, 赵成刚, 王兰民, 等. 饱和黄土的液化特性与稳态强度[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(22): 3853~3860.
- [2] BIONDI G, CASCONI E, MUGERI M, et al. Seismic response of saturated cohesionless slopes[J]. Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 2000, 20(2): 209~215.
- [3] 黄建梁, 王威中, 薛宏交. 坡体地震稳定性的动态分析[J]. 地震工程与工程振动, 1997, 17(4): 113~122.
- [4] SARMA S K. Seismic stability of earth dams and embankments[J]. Geotechnique, 1975, 25(6): 743~761.
- [5] 余跃心, 刘汉龙, 高玉峰. 饱和黄土孔压增长模式与液化机理试验研究[J]. 岩土力学, 2002, 23(4): 395~399.
- [6] 钱家欢, 殷宗泽. 土工原理与计算[M]. 第2版. 北京: 中国水利水电出版社, 1996.

Study on Seismic Stability Conditions of Saturated Cohesive Soil Slopes

LIU Zhong-yu¹, XIAO Wei-yan²

(1. School of Civil Engineering, Zhengzhou University, Zhengzhou 450002, China; 2. Department of Engineering Management, Henan Institute of Finance and Economics, Zhengzhou 450002, China)

Abstract: Based on the pseudo-static equilibrium of infinite slope, the effects of earthquake-induced pore water pressure on seismic stability conditions of saturated cohesive soil slopes are investigated with reference to the infinite slope scheme. In these slopes, the shear strength reduction caused by pore water pressure build-up may lead the slope to a permanent deformation, to a slide failure or to a flow failure for some cohesive soils because of liquefaction. A threshold value of the cohesion of soil is introduced to distinguish the eventual failure modes, and two threshold values of the earthquake induced pore pressure ratio are introduced to evaluate the effect of shear strength reduction on the slope failure mechanism. The results are given in the form of stability charts and a procedure for the evaluation of the seismic stability condition is described.

Key words: cohesive soil slope; earthquake-induced pore water pressure; yield seismic coefficient; dynamic stability