

考虑地震效应的阻滑桩加固土坡简化分析方法

年廷凯^{* 1, 2}, 栾茂田^{1, 2}, 杨庆^{1, 2}

(1.大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024;
2.大连理工大学 土木水利学院 岩土工程研究所, 辽宁 大连 116024)

摘要: 利用拟静力概念,将塑性极限分析运动学定理与抗剪强度折减技术相结合,建立地震条件下土坡的极限平衡状态方程,以此确定土坡的屈服加速度系数与临界安全系数及相应的潜在破坏模式;进而对于在给定的荷载条件下不能满足抗震稳定性要求的土坡,考虑采用阻滑桩加固方式,根据桩侧有效土压力的合理分布模式导出极限平衡状态时桩侧抗力的解析式,以此进行土坡加固中阻滑桩的简化设计.通过一定的变动参数计算与对比分析,探讨了水平地震加速度系数对阻滑桩侧向极限抗力与最优加固位置的影响.研究表明:考虑地震效应的阻滑桩最优加固位置处于边坡坡脚处,因为较小的加固力就能使边坡达到设计的安全系数值;地震加速度系数对阻滑桩所需提供的加固力有明显影响,且地震加速度系数越高则影响越显著.

关键词: 边坡稳定性;阻滑桩;地震;塑性极限分析;强度折减技术;数学规划方法

中图分类号: TV 223.22 **文献标识码:** A

0 引言

为评价地震作用下土坡整体稳定性,部分学者提出采用可能滑移量作为永久位移的评价方法^[1-2],其中要求估算因地震动力瞬时超载所引起的分离位移及精确确定临界破坏机制及相应的受荷状态.而工程实践中,为简化起见,可不考虑边坡在地震动历时过程中的行为,采用拟静力极限平衡分析法进行土坡的抗震稳定性分析,其基本思想是:将地震惯性力以某一等效的拟静体积力施加在整个边坡上,采用传统的极限平衡方法计算边坡稳定的安全系数及相应的临界破坏机构.如目前广泛使用的 Bishop 简化法^[3]、不平衡推力传递法^[4-5]或临界地震加速度系数法^[6-7].由于这类方法是建立在静力平衡基础上的,对于给定的滑动机构,需引入各种内力简化假定消除超静定性而使问题近似地静定可解.因此拟静力极限平衡法只是一种近似的方法^[8].

由于极限分析上限方法可以给出边坡稳定问题的精确上限解,在工程中得到了一定应用. Chang 等^[2]从塑性极限分析上限方法出发估算了使堤坝开始滑动的屈服地震加速度系数.本文将极限分析上限定理与强度折减技术相结合,将地震惯性力当做外力荷载做功并反映在虚功率方程中,以强度折减系数作为评价边坡稳定性的定量指标,建立考虑拟静力地震荷载作用的土坡极限平衡状态方程,引入数学优化方法求解最小安全系数及相应的潜在破坏模式,由此建立考虑地震惯性荷载效应的土坡稳定性分析上限解法;进而对于在给定的荷载条件下不能满足抗震稳定性要求的土坡,考虑采用阻滑桩加固方式,根据桩侧有效土压力的合理分布模式给出桩身抗力在机动许可速度场上的内能耗散,依照对于地震条件下土坡的极限分析上限方法,确定极限平衡状态时的桩侧有效土压力,以此进行土坡加固中阻滑桩的简化设计.

收稿日期: 2006-04-18 修回日期: 2007-07-20.
基金项目: 辽宁省自然科学基金资助项目 (20042163); 大连理工大学海岸和近海工程国家重点实验室基金资助项目 (LP0608); 大连理工大学青年教师基金资助项目 (2003211).
作者简介: 年廷凯* (1971-), 男, 博士, 讲师, E-mail tknian@ 163.com; 栾茂田 (1962-), 男, 教授, 博士生导师, E-mail mtluan@dlut.edu.cn.
©1994-2015 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

1 考虑拟静力地震荷载的土坡稳定性分析上限解法

1.1 极限分析上限方法原理

利用塑性极限分析的运动学定理能够确定边坡稳定性的真实解上限。在上限极限分析中,关键的问题是选择或给定运动许可的速度场,进而基于虚功率方程求得安全系数的某一上限^[9]。由此所得的安全系数值不会小于真实的安全系数。在刚塑性和小变形的假设基础上,对于给定的破坏模式或变形场,表达体系的内能耗散率 W_{int} 与外力功率 W_{ext} 相等的虚功率方程为

$$\int_Q \epsilon'_{ij} \dot{\gamma}_{ij} dQ + \int_\Gamma \epsilon'_T \dot{\gamma}_T d\Gamma = W_v^* + Q_v^* + P_v^* \tag{1}$$

式中: 左边两项分别为产生于破坏体 Q 内和沿滑动面 Γ 的内能耗散率; 右边三项则分别代表滑动体自重、所承受面力 (坡面或坡顶荷载) 以及地震惯性力的等效形心荷载在虚速度 v^* 上所做的功。

1.2 强度折减技术

工程实践中, 一般采用安全系数定量评价土坡在地震条件下的稳定性。对于某个给定状态, 假定各点的强度发挥程度相同, 则土体中所可能发挥的抗剪强度应与外荷载所产生的实际剪应力相平衡, 此时实际中发挥的抗剪强度指标 c_m 和 Ω_m 可由土的实际抗剪强度指标 c 和 Ω 按照某一系数折减后得到^[10], 即

$$c_m = \frac{c}{F}, \tan \Omega_m = \frac{\tan \Omega}{F} \tag{2}$$

这里 F 即为抗剪强度折减系数或强度储备系数, 表示实际中的强度发挥程度系数, 当假定各点强度发挥程度相同时, 这种强度折减系数 F 相当于整体稳定安全系数 F_s 。

1.3 虚功方程与目标函数及优化求解

对于图 1 所示的土坡, 假定潜在失稳模式为对数螺线旋转柱面, 则滑动面方程为^[9]

$$r = r_0 \exp[(\theta - \theta_0) \tan \Omega_m] \tag{3}$$

式中 r_0 θ_0 分别为破裂面起点 A 处的极径与极角。考虑坡体自重、坡顶作用有超载及地震惯性力所引起的总外力功率为

$$W_{ext} = W_g + W_{q1} + W_e + W_{q2} \tag{4}$$

式中

$$W_g = V r_0^3 K (f_1 - f_2 - f_3 - f_4) = V r_0^3 K f_a$$

$$W_{q1} = q r_0^2 K f_{q1}, W_{q2} = Y q_0 r_0^2 K f_{q2}$$

$$W_e = k_h V r_0^3 K (f_5 - f_6 - f_7 - f_8) = V r_0^3 K f_b$$

其中

$$f_{q1} = L \left[\cos \theta_0 - \frac{1}{2} L \cos \right],$$

$$f_{q2} = L \left[\sin \theta_0 + \frac{1}{2} L \sin \right],$$

$$f_5 =$$

$$\frac{(3 \tan \Omega_m \sin \theta_h - \cos \theta_h) A^3 - 3 \tan \Omega_m \sin \theta_0 + \cos \theta_0}{3(1 + 9 \tan^2 \Omega_m)},$$

$$f_6 = \frac{L}{6} (2 \sin \theta_0 + L \sin T) \sin(\theta_0 + T),$$

$$f_7 = \frac{A}{6} [\sin(\theta_h - \theta_0) - L \sin(\theta_h + T)] (\sin \theta_0 + L \sin T + A \sin \theta_h),$$

$$f_8 = H^2 \frac{\sin(U - U')}{2 \sin U \sin U'} \left[\sin \theta_0 + L \sin T + \frac{2}{3} H \right],$$

$$f_a = f_1 - f_2 - f_3 - f_4,$$

$$f_b = f_5 - f_6 - f_7 - f_8;$$

$$A = \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \Omega_m]$$

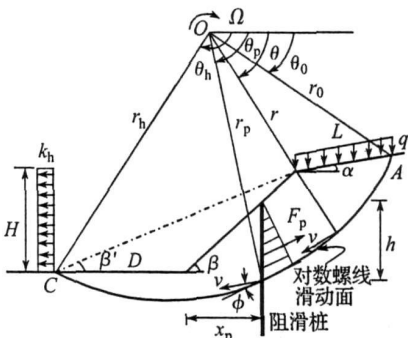


图 1 考虑地震惯性力效应的边坡失稳模式
Fig.1 The assumed failure mechanism of the slope with effect of earthquake-induced inertia load

潜在速度间断面上的内能耗散率为

$$W_{sint} = \int_{\theta_0}^{\theta_h} (c v \cos \Omega) \frac{r d\theta}{\cos \Omega} = \frac{c_m r_0^2 K}{2 \tan \Omega_m} \{ \exp[2(\theta_h - \theta_0) \tan \Omega_m] - 1 \} = c_m r_0^2 K f_c \tag{5}$$

式 (4)、(5) 与图 1 中 r_h θ_h 分别为破裂面末端 C 处的极径与极角, V 为土的容重, H 为坡高, K 为角速率, q 为坡顶超载强度, Y 为超载引起的地震惯性力系数, f_1 f_2 f_3 f_4 L H 详见文献 [11]。式中其他符号的意义示于图 1。根据虚功率方程, 令外力功率与内部能量耗散率相等, 则得到地震条件下土坡的临界状态方程

$$k_h = k_h(\theta_h, \theta_0, U) = \frac{c_m f_c - q f_{q1} - \frac{V H}{H} f_a}{\frac{V H}{H} f_b + Y q f_{q2}} \tag{6}$$

当 $U' = U$ 时, $f_4 = f_8 = 0$, 此时对数螺线通过坡

脚。

针对给定边坡高度 H ,当达到极限平衡状态时水平地震加速度系数 k_h 是 θ_a θ_h 和 U 等 3 个待定变量的非线性隐式函数,可以利用函数 (6) 的极值条件确定地震加速度系数的临界值即屈服加速度系数的最小上限解 $k_{hmin} = k_c$ 及其相应的临界破坏机构。

实际工程中,往往更关心设计地震惯性荷载下土坡的稳定性。当给定边坡高度及设计地震加速度系数 k_{hd} 时,将前文的强度折减系数 F 看做目标函数,在考虑地震惯性力效应时寻求土坡稳定安全系数的数学规划列式为

$$\min F = F(\theta_h, \theta_0, U) \tag{7}$$
$$\text{s. t.} \begin{cases} H = H_{act} \\ k_h = k_{hd} \\ 0 < U' < U \\ 0 < \theta_0 < \pi/2 \\ \theta_0 < \theta_h < \pi \end{cases} \tag{8}$$

采用优化方法^[12]可以确定边坡在地震惯性荷载条件下稳定安全系数及其相应的破坏机构。

1.4 算例验证

针对一均质土坡^[2],坡高 $H = 30.5\text{ m}$,坡面超载强度 $q = 5.75\text{ kPa}$,超载引起的地震惯性力系数 $Y = 0.5$,土性参数为 $c/NH = 0.15$, $O = 40^\circ$ 。考虑不同坡角计算所得到的屈服加速度系数及其与已有解答的比较列于表 1。

表 1 屈服加速度系数的计算结果与已有解答的对比分析

Tab. 1 A comparison of yield acceleration coefficients computed by various methods

$U/(^\circ)$	k_c	
	已有解 ^[2]	本文解
45	0.671	0.670
60	0.506	0.503
75	0.320	0.316
90	0.098	0.093

由表可见,本文的计算结果与已有解答十分接近,且随着边坡坡角的增大,土坡的屈服加速度系数显著地降低。

2 阻滑桩加固土坡简化分析方法

2.1 考虑地震效应的桩侧极限有效土压力算式为简化问题,考虑图 1 所示的单排阻滑桩加固土坡情况。基于已有的研究成果^[11],系统的内能耗散率中增加了桩身抗力在机动许可速度场上

所耗散的内能速率 W_{pint} ,表达形式为

$$W_{\text{pint}} = F_p \cos \Omega_{r0} \exp[(\theta_p - \theta_0) \tan \Omega_h] K - M_p K \tag{9}$$

式中: F_p 与 M_p 分别为与潜在破裂面相交处桩身截面上的沿切线方向的剪力与力矩,其中 M_p 可写成 $M_p = F_p m h \sin(\theta_p - \Omega_h)$ 。式中, h 为滑裂面以上阻滑桩的长度, m 为桩侧土压力经验系数,取决于有效土压力分布模式,对于线性分布情况,取 $m = 1/3$ 。此时系统的总内能耗散率为 $W_{\text{int}} = W_{\text{int}} + W_{\text{pint}}$ 。则根据虚功率方程,确定阻滑桩桩侧有效土压力或抗力算式,以量纲一形式表达为

$$K = \frac{F_p}{\sqrt{H^2}} = \frac{F_p(\theta_0, \theta_h, U', \theta_p)}{\sqrt{H^2}} =$$
$$\frac{\left\{ f_a + \frac{k_h f_b}{V} + \frac{q}{V} \frac{H}{H} f_{q1} + \gamma_{kh} \frac{q}{V} \frac{H}{H} f_{q2} - \frac{c_m}{V} \frac{H}{H} f_c \right\}}{\frac{H^2}{1 + \tan^2 \Omega_h} \left[A - m \frac{H}{H} \frac{h}{H} (\sin \theta_p - \cos \theta_p \tan \Omega_h) \right]}$$

$$\tag{10}$$

式中各参数如前述或图 1 所示。

为了验证上述方法的正确性,针对一实例边坡^[13-14]进行验证,边坡的具体参数列于表 2。该边坡安全系数为 1.107,考虑 VI 度以上地震烈度时其安全系数小于 1.0,不能满足安全性要求。故设置阻滑桩于 $x_p = 13.7\text{ m}$ 处,要求加固后安全系数达到 $F_s = 1.50$ 。假定桩侧有效土压力为三角形分布,即取 $m = 1/3$ 。则按照上述方法所确定的桩侧极限有效土压力为 $F_p = 517.5\text{ kN/m}$,与已有解答 $F_p = 515\text{ kN/m}$ 十分接近^[13],由此表明本文方法是合理可行的。

表 2 边坡几何尺寸及材料参数

Tab. 2 Geometry and material parameters of the slope

$U/(^\circ)$	H/m	$V/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	c/kPa	$O/(^\circ)$
30	13.7	19.63	23.94	10

2.2 阻滑桩位的优化布置

对于阻滑桩加固后的边坡,由于阻滑桩的抗力作用导致边坡的临界滑动面与加固前有所不同,需要根据所要求的设计安全系数直接确定加固后边坡的临界失稳模式及相应的阻滑桩极限抗力或加固力。当给定桩位 x_p 及边坡的设计安全系数 F_s 之后,考虑几何边界条件,桩侧抗力是描述潜在失稳模式的 4 个待定参数,即 θ_a θ_h U 和 θ_p 的非线性隐式函数,当阻滑桩加固边坡达到临界极限平衡状态时桩侧抗力将达到最大值。也即寻找 θ_a θ_h U 和 θ_p 的某种组合,使其满足下式最大值

原则

$F_p = \max F_p(\theta_\alpha, \theta_w, U_i, \theta_p | \theta_p = f(x_p)) \quad (11)$

根据这个原则和桩侧抗力表达式 (10), 仿照对于地震条件下土坡稳定性分析方法, 可以采用数学优化方法确定临界极限平衡状态参数及其相应的极限抗力或加固力. 但就阻滑桩加固效果而言, 寻找某一加固位置 x_p 使阻滑桩所提供的加固力越小越好, 也即满足最小值原则

$F_{popt} = \min\{F_{pmax}(x_p), x_p \in X\} \quad (12)$

根据以上最大最小值原则, 可以确定最佳布桩位置及阻滑桩所提供的加固力.

2.3 阻滑桩简化设计方法

阻滑桩的作用类似于挡土墙, 根据图 1 所示的计算模式, 并基于 Rankine 土压力原理, 获得滑动面以上桩侧有效土压力强度或分布集度

$p(z) = K \cdot V \cdot z \cdot s \quad (13)$

式中: V 为土的容重, z 为从桩头起算的计算点深度, s 为桩间距, K 为滑动面以上作用于阻滑桩上的量纲一极限有效土压力, 类似于土压力系数, 由式 (10) 给出; 滑动面以下作用于桩上的侧向力与桩的位移呈比例, 则根据桩 - 土相互作用分析^[14] 可得桩身挠曲微分方程式

$EI \frac{d^4 x_1}{dz^4} = p(z), 0 \leq z \leq h \quad (14a)$

$EI \frac{d^4 x_2}{dz^4} = -E_s x_2, L \geq z \geq h \quad (14b)$

式中: EI 为桩的抗弯刚度; x_1 与 x_2 分别为在滑动面以上和滑动面以下深度为 z 处桩的挠度; E_s 为地基土反力模量; L 为桩长. 采用有限差分法并联合滑动面处的连续性条件及桩头的约束条件可求得桩身各点的位移, 进而可获得桩身各点的弯矩、剪力及作用于桩上的弹性地基反力. 为此采用 Fortran90 开发了阻滑桩简化分析与设计专用计算程序, 以实现上述工作.

3 水平地震加速度系数对阻滑桩影响

针对表 2 的黏性土边坡^[13 14], 改变设桩相对位置 a 桩侧有效土压力分布经验系数 m , 土坡加固设计安全系数 F_s , 水平地震加速度系数 k_h , 边坡坡角 U 等有关参数, 通过一定的变动参数计算与对比分析, 探讨上述因素对量纲一桩侧加固力 K 的影响, 部分结果如图 2 所示. 其中阻滑桩相对位置 a 定义为 $a = x_p / L_s$, 其中 L_s 表示坡面的水平距离.

图 2 分析表明:

(1) 随着水平地震加速度系数 k_h 的增大, 阻

滑桩所提供的加固力 K 增加, 且当 k_h 成倍增加时, 加固力 K 也成倍地增大;

(2) 当给定土坡设计安全系数 F_s 时, 桩侧极限抗力或加固力随着阻滑桩相对位置 a 的增加而增大; 当 a 达到 1.0 时, 桩侧极限抗力 K 基本达到最大值, 随后随着 a 的增加而略有下降;

(3) 不同的阻滑桩相对位置 a , 对应于不同的桩侧极限抗力; 根据最大最小值原则, 力求在使阻滑桩所提供的加固力最小的位置处布置阻滑桩以达到优化设计的目的, 显然阻滑桩布置在坡脚至边坡中下部是最佳的布置范围, 这与我国现行的阻滑桩设计规程^[15] 是一致的.

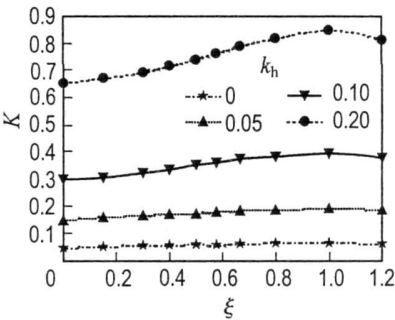


图 2 地震加速度系数 k_h 对量纲一加固力 K 的影响

Fig. 2 Effect of seismic acceleration coefficient k_h on dimensionless stabilizing force K

4 结 语

将极限分析上限方法与抗剪强度折减技术相结合来研究地震惯性荷载作用下土坡的稳定性及阻滑桩的加固效应. 首先, 为确定土坡稳定的临界水平地震加速度系数与安全系数及相应的潜在滑裂面, 发展了相应的极限分析上限方法, 其解可由水平地震加速度系数或基于土的抗剪强度折减概念的安全系数来表达. 在此基础上, 针对阻滑桩加固边坡的情况, 推导了解析表达式, 式中考虑了使边坡达到设计的安全系数值所提供的加固力, 并且评价了地震对边坡稳定及阻滑桩加固效应的影响. 数值计算结果显示, 阻滑桩在边坡中的最优加固位置接近于坡脚处, 因为较小的加固力就能使边坡达到设计的安全系数值. 当设桩于坡脚至边坡中下部范围内时, 其加固效果也是很有效的, 但随着边坡设计安全系数值或水平地震加速度系数的提高, 桩的有效加固区间在减小. 研究表明, 地震加速度系数对阻滑桩加固边坡达到设计安全系数所需提供的加固力具有显著的影响, 且当水平地震系数成倍地增加时, 为使边坡达

到相同的设计安全系数阻滑桩所提供的加固力也近似成倍地增大。

参考文献:

- [1] NEWMARK N M. Effects of earthquake on dams and embankments [J]. *Geotechnique*, 1965, **15**(2): 137-160
- [2] CHANG C J, CHEN W F, JAMES T P. Seismic displacements in slopes by limit analysis [J]. *J Geotech Eng, ASCE*, 1984, **110**(7): 860-875
- [3] 江见鲸, 宋昆仑, 傅德炫. 土工工程实用计算程序选编 [M]. 北京: 地震出版社, 1992
- [4] 殷跃平. 长江三峡工程库区滑坡防治工程设计与施工技术规程 [M]. 北京: 地质出版社, 2001
- [5] 潘家铮. 建筑物的抗滑稳定和滑坡分析 [M]. 北京: 水利出版社, 1980
- [6] SARMA S K. Stability analysis of embankments and slopes [J]. *Geotechnique*, 1973, **23**(3): 423-433
- [7] 栾茂田, 金崇磐, 林 皋. 非均布地震荷载作用下土坡的稳定性 [J]. *水利学报*, 1990(1): 65-72
- [8] CHEN J, YIN J H, LEE C F. Upper bound limit analysis of slope stability using rigid finite elements and nonlinear programming [J]. *Can Geotech J*, 2003, **40**(8): 742-752
- [9] CHEN W F. *Limit Analysis and Soil Plasticity* [M]. Amsterdam: Elsevier Science, 1975
- [10] GRIFFITHS D V, LANE P A. Slope stability analysis by finite elements [J]. *Geotechnique*, 1999, **49**(3): 387-403
- [11] 年廷凯, 栾茂田, 杨 庆. 考虑各向异性效应的阻滑桩加固土坡稳定性 [J]. *大连理工大学学报*, 2005, **45**(6): 858-865
(NIAN Ting-kai, LUAN Mao-tian, YANG Qing. Stability analysis of soil slopes stabilized by piles considering effect of soil anisotropy using upper-bound method of limit analysis [J]. *J Dalian Univ Technol*, 2005, **45**(6): 858-865)
- [12] 唐焕文, 秦学志. 实用最优化方法 [M]. 大连: 大连理工大学出版社, 2000
- [13] AUSILIO E, CONTE E, DENTE G. Stability analysis of slopes reinforced with piles [J]. *Comput and Geotech*, 2001, **28**(5): 591-611
- [14] HASSIOTIS S, CHAMEAU J L, GUNARATNE M. Design method for stabilization of slopes with piles [J]. *J Geotech and Geoenviron Eng, ASCE*, 1997, **123**(4): 314-323
- [15] 铁道部第二勘测设计院. 抗滑桩设计与计算 [M]. 北京: 中国铁道出版社, 1983 1-37.

Simplified analytical procedure of stabilizing piles against sliding considering earthquake effect

NIAN Ting kai^{* 1,2}, LUAN Mao tian^{1,2}, YANG Qing^{1,2}

(1. State Key Lab. of Coastal and Offshore Eng., Dalian Univ. of Technol., Dalian 116024, China;

2. Inst. of Geotech. Eng., School of Civil and Hydraul. Eng., Dalian Univ. of Technol., Dalian 116024, China)

Abstract Based on the kinematic method of limit analysis and the reduction technique of shear strength, the equation for expressing the critical limit-equilibrium state of slope subjected to earthquake loads is formulated and is employed to define the yield acceleration factor, the overall safety factor and the corresponding critical failure mechanism for a slope within the framework of the pseudo-static approach. For the slope with stabilizing piles, the analytical expression is also derived and the stabilizing force supplied by piles is solved by mathematical optimization technique, which will be used in the structural design of pile. Several results are presented in order to illustrate the influence of seismic forces on the stabilizing force and the optimum location of pile placement. The research shows that the optimal location of the stabilizing piles against landslide in various earthquake acceleration coefficient cases examined is near the toe of the slope, where the force provided by the piles to achieve the design safety factor takes the lowest value. It also shows the effect of earthquake acceleration coefficient on dimensionless stabilizing force is remarkable, especially under high earthquake acceleration coefficients.

Key words slope stability; stabilizing pile against sliding; earthquake; limit analysis of plasticity; strength reduction technique; mathematical programming method