

文章编号: 1000-7598 (2014) 05-1323-06

Mohr-Coulomb 准则下基于滑动面深度的边坡参数反分析方法

孙志彬¹, 杨小礼², 张 胜³, 王路路²

(1.合肥工业大学 交通运输工程学院, 合肥 230009; 2.中南大学 土木工程学院, 长沙 410074;
3.国防科技大学 指挥军官基础教育学院, 长沙 410072)

摘 要: 利用上限定理与强度折减法, 提出了一种新的边坡反分析方法。该方法基于边坡的滑动面形状, 不需要位移、应力等监测数据。分析边坡的临界滑动面位置与强度参数的关系, 可以发现, 当边坡的几何形状、土体重度以及孔隙水压力分布确定, 则临界滑动面的形状只与土体黏聚力 c 、内摩擦角 φ 的关系式 $c/\tan\varphi$ 有关, 并在此基础上引入边坡的无量纲系数 $\lambda_{c,\varphi}$ 。利用极限分析上限定理与强度折减法, 得到了边坡临界滑动面方程, 提出了其深度的计算公式, 建立了边坡 $\lambda_{c,\varphi}$ 值与滑动面深度的关系。通过已有边坡的反分析实例, 验证了方法的正确性和有效性。

关 键 词: 边坡工程; 参数反演; 上限定理; 滑动面深度;

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

Slope back analysis based on slip surface depth under Mohr-Coulomb criterion

SUN Zhi-bin¹, YANG Xiao-li², ZHANG Sheng³, WANG Lu-lu²

(1. School of Transportation Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410074, China; 3. College of Basic Education for Commanding Officers, National University of Defense Technology, Changsha 410072, China)

Abstract: Applying upper bound theorem and strength reduction method, a new approach for slope back analysis is proposed. This method is based on the location of slip surface, not the displacement and stress. The relationship between the location of critical slip surface and strength parameter is analyzed. When the geometry, unit weight, pore pressure of a homogeneous soil slope are given, and cohesion the critical slip surface was only related to expression $c/\tan\varphi$ with cohesion c and friction angle φ . Thus, the slope strength parameter can be back analyzed through slip surface depth and the dimensionless parameter $\lambda_{c,\varphi}$ is introduced on that basis. The formulation of slope slip surface is obtained by upper bound theorem of limit analysis and strength reduction method. Calculation formula for critical slip surface is presented and the relationship between the slip surface depth at a certain position and the magnitude of $\lambda_{c,\varphi}$ is built. The existing slope engineering example is tested, and the effectiveness of this method is showed.

Key words: slope engineering; back analysis; upper bound theorem; slip surface depth

1 引 言

岩土工程稳定性分析方法, 如极限平衡法、数值分析法等, 自诞生以来已得到很大的发展, 并成为岩土工程设计与施工的重要工具。对岩土体进行稳定性分析时, 获取准确的强度参数是必要条件。实践中常常利用土工试验获取黏聚力 c 、内摩擦角 φ 等强度参数。对于大多数岩土体, 该方法技术成熟、结果可靠, 已经被工程界广泛采用。而对于一

些特殊土体, 如碎石土等, 通过常规土工试验确定其参数的难度较大。此外, 若土体强度参数的空间变异性较大, 易造成试验结果离散, 难以得到准确的计算参数。在这些情况下, 参数反演作为一种获取强度参数的有效手段, 得到了广泛的应用^[1-3]。反分析方法可以大致分为两类: 逆推法和优化法。前者建立严格的系统方程, 由岩土体的位移逆推力学参数与荷载情况, 其结果基于严格的物理几何方程, 推导过程严谨。但该方法所需假设较多且只能

收稿日期: 2013-02-06

基金项目: 国家自然科学基金 (No. 51178468); 国家重点基础研究发展计划 (973 计划) (No. 2013CB036004); 中央高校基本科研业务费专项资金资助。

第一作者简介: 孙志彬: 男, 1984 年生, 博士, 讲师, 主要从事边坡稳定性及反分析方面的工作。E-mail: sunzbc@126.com

适用于较简单的情况^[4]。优化法需要建立目标函数,然后利用优化算法进行求解。此方法中系统方程只作为约束条件而不需要逆推过程,在实践中被广泛采用^[5]。例如, Yazdani 等^[6]利用连续和非连续的数值模型计算的岩体位移,对 Siah Bisheh 电站附近岩体参数、应变率以及节理参数进行反演。Feng 等^[7]利用混合智能算法,建立了一种新的位移反分析方法,对岩体参数进行反演。Ghorbanig 等^[8]在位移反分析的基础上,对边坡的长期稳定性进行了评价。

进行边坡反分析时,往往需要利用边坡土体的实测数据(位移、应变或者应力)求得其强度参数。然而这些实测数据往往需要借助各种监测手段以及较长的时间和较多的资金、仪器支持,而且在一些已经发生破坏的滑坡中,现场数据难以测得,在缺少这类数据的情况下,对边坡进行反分析的难度较大。

本文将极限分析上限定理与反分析相结合,利用临界滑动面的深度,对 Mohr-Coulomb 准则下边坡的强度参数 c 、 φ 进行反演。反演过程中不需要对边坡进行位移或者应力监测,为边坡的参数反演提供了新的思路。

2 强度参数与滑动面的关系

边坡的安全系数 F 是土体的实际抗剪强度与极限抗剪强度的比值。在 Mohr-Coulomb 准则中,土体的强度参数由两个参数决定:黏聚力 c 与内摩擦角 φ 。因此, F 可表示为

$$F = \frac{c}{c'} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi'} \quad (1)$$

式中: c 与 φ 为土体实际抗剪强度; c' 与 φ' 为边坡极限抗剪强度,且 $c' = c/F$, $\varphi' = \arctan(\tan \varphi / F)$ 。使用强度折减法对边坡进行稳定性分析时,其过程实际上是寻找极限抗剪强度 c' 、 φ' 。

当均匀边坡的几何形状、土体重度以及孔隙水压力分布确定时,最危险滑动面的位置只与 $c/\tan \varphi$ 的值有关。为了说明该问题,假设某一简单均质边坡 A 的抗剪强度为 c_0 、 φ_0 。当利用强度折减法对其进行求解时,其极限抗剪强度为 c'_0 、 φ'_0 ,其表达式分别为

$$c'_0 = c_0 / F_0 \quad (2)$$

$$\varphi'_0 = \arctan(\tan \varphi_0 / F_0) \quad (3)$$

式中: F_0 为边坡 A 的安全系数。

此时边坡处于极限平衡状态,求得的边坡临界滑动面即为最危险滑动面。

若另一简单均质边坡 B,其几何形状,土体重度以及孔隙水压力与 A 完全相同,其土体抗剪强度参数 c_1 、 φ_1 为

$$c_1 = \omega c_0 \quad (4)$$

$$\tan \varphi_1 = \omega \tan \varphi_0 \quad (5)$$

由式(4)、(5)可知:

$$\frac{c_0}{\tan \varphi_0} = \frac{c_1}{\tan \varphi_1} \quad (6)$$

故利用强度折减法时,边坡 B 的强度参数折减后 c'_1 、 φ'_1 为

$$c'_1 = c_1 / F_1 = \omega c_0 / F_1 \quad (7)$$

$$\varphi'_1 = \arctan(\tan \varphi_1 / F_1) = \arctan(\omega \tan \varphi_0 / F_1) \quad (8)$$

式中: F_1 为边坡 B 的安全系数。

观察式(6)~(8),若安全系数 $F_1 = \omega F_0$,则有

$$c'_1 = c'_0, \varphi'_1 = \varphi'_0 \quad (9)$$

此时,边坡 B 也处于极限平衡状态。

上述分析过程如表 1 所示。

表 1 边坡滑动面分析表
Table 1 Analysis for slope slip surface

边坡	黏聚力	内摩擦角	折减系数 (安全系数)	折减后 黏聚力	折减后 内摩擦角
A	c_0	φ_0	F_0	c'_0	φ'_0
B	$c_1 = \omega c_0$	$\tan \varphi_1 = \omega \tan \varphi_0$	$F_1 = \omega F_0$	$c'_1 = c'_0$	$\varphi'_1 = \varphi'_0$

A、B 两个边坡经过强度折减后,其强度参数、几何形状、单位重度与孔隙水压力分布相同,因此,计算所得的边坡潜在滑动面位置也完全相同。只是当边坡的强度参数由 c_0 、 $\tan \varphi_0$ 变为 c_1 、 $\tan \varphi_1$ 后,其安全系数也由 F_0 变为 $F_1 = \omega F_0$ 。

由此可得到如下结论:若任意两个均质边坡的其他条件(几何形状、土体重度与孔隙水压力分布)完全相同,强度参数的比值 $c/\tan \varphi$ 相等时,尽管其安全系数不同,但潜在滑动面的位置与形状完全相等。

对于某一边坡,若其滑动面的位置已知,则其 $c/\tan \varphi$ 的值也能确定下来,故通过边坡的滑动面位置对 $c/\tan \varphi$ 进行反演成为可能。为了方便起见,定义无量纲常数 $\lambda_{c,\varphi}$ 为

$$\lambda_{c,\varphi} = \frac{c}{\gamma H \tan \varphi} \quad (10)$$

式中: γ 为边坡重度; H 为边坡高度。

图1示出了利用 Bishop 法求得的不同强度参数下的边坡临界滑动面。相同 $\lambda_{c,\varphi}$ 值 (尽管 c 、 $\tan \varphi$ 值不相同) 的边坡具有相同的滑动面, 而当 $\lambda_{c,\varphi}$ 增加时, 边坡的滑动面深度增加 (见图1)。

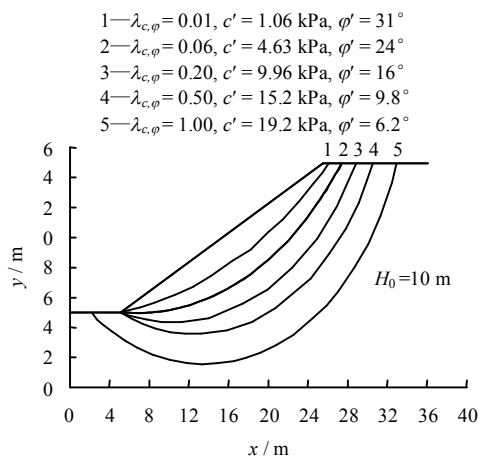


图1 简单边坡中不同 $\lambda_{c,\varphi}$ 下临界滑动面
 Fig.1 Critical slip surface with different $\lambda_{c,\varphi}$ in simple slope

3 潜在滑动面的确定

利用强度折减法与极限分析上限定理, 可以求取边坡的安全系数^[9-11]。对于固定高度的边坡, 在确定其安全系数 F_s 的基础上, 对原有强度参数进行折减, 其速度间断面即为边坡的潜在滑动面。下面以通过坡趾的对数螺旋线间断机构为例^[12-14], 通过能量耗散计算, 说明求取边坡潜在滑动面的方法。

图2表示一个旋转间断机构, 假设其破坏面通过坡趾。三角形区域 ABC 绕旋转中心 O 相对对数螺旋线 BC 以下的静止材料作刚体旋转, 因此, BC 是一速度间断面。

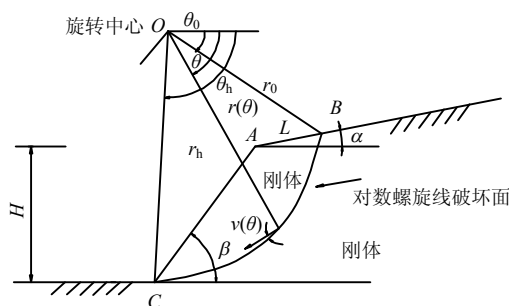


图2 均质边坡的破坏机构
 Fig.2 Failure mechanism of homogeneous slope

边坡的临界高度为

$$H_{cr} = \frac{c}{\gamma} f(\theta_h, \theta_0) \quad (11)$$

$f(\theta_h, \theta_0)$ 定义为

$$f(\theta_h, \theta_0) = \frac{\exp\{[2(\theta_h - \theta_0)\tan \varphi] - 1\}}{2 \tan \varphi (f_1 - f_2 - f_3)} \left(\frac{H}{r_0} \right) \quad (12)$$

$$f_1(\theta_0, \theta_h) = \frac{1}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi)} \{ (3 \tan \varphi \cos \theta_h + \sin \theta_h) \cdot \exp[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] - (3 \tan \varphi \cos \theta_0 + \sin \theta_0) \} \quad (13)$$

$$f_2(\theta_0, \theta_h) = \frac{1}{6} \frac{L}{r_0} \left(2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha \right) \sin(\theta_0 + \alpha) \quad (14)$$

$$f_3(\theta_0, \theta_h) = \frac{1}{6} \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \{ \sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{r_0} \sin(\theta_h + \alpha) \} \{ \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cos \alpha + \cos \theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \} \quad (15)$$

$$\frac{H}{r_0} = \frac{\sin \beta}{\sin(\beta - \alpha)} \{ \sin(\theta_h + \alpha) \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] - \sin(\theta_0 + \alpha) \} \quad (16)$$

$$\frac{L}{r_0} = \frac{\sin(\theta_h - \theta_0)}{\sin(\theta_h + \alpha)} - \frac{\sin(\theta_h + \beta)}{\sin(\theta_h + \alpha) \sin(\beta - \alpha)} \{ \exp[(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi] \sin(\theta_h + \alpha) - \sin(\theta_0 + \alpha) \} \quad (17)$$

θ 、 θ_0 、 θ_h 、 r_0 、 L 、 α 、 β 等参数如图2所示。在极限分析方法中, 当计算所得边坡的临界自稳高度 H_{cr} 等于边坡自身高度 H 时, 边坡处于极限平衡状态。将强度折减系数 F 表达式代入式(11), 令 $H_{cr} = H$, 得

$$F = \frac{c}{\gamma H} \frac{\exp\{[2(\theta_h - \theta_0)\tan \varphi] - 1\}}{2 \tan \varphi (f_1(\varphi') - f_2(\varphi') - f_3(\varphi'))} \left(\frac{H}{r_0} \right) \quad (18)$$

当 F 取极值时, 得到边坡安全系数 F_s 的一个上限解答。其问题转化为数学规划问题:

$$\begin{aligned} \min \quad & F = F(\theta_0, \theta_h) \\ \text{s.t.} \quad & \left\{ \begin{aligned} & 0 < \theta_h < \pi, \theta_0 < \theta_h < \pi, \\ & H = H_{cr}, \frac{H}{r_0} > 0, \frac{L}{r_0} > 0 \end{aligned} \right. \end{aligned} \quad (19)$$

通过迭代优化求得角度参数 θ_0 、 θ_h 后, 便可确定边坡极限状态下的失稳破坏面, 即临界滑动面, 并可进一步求得已知位置的滑动面深度, 其具体过程如下:

对数螺旋线方程为

$$r = r_0 \exp[(\theta - \theta_0) \tan \varphi] \quad (20)$$

将式(20)写成笛卡尔坐标形式, 其坐标轴零点位于坡趾:

$$\left. \begin{aligned} \sqrt{(y - y_0)^2 + (x - x_0)^2} &= \\ r_0 \exp \left[-\arctan \left(\frac{y - y_0}{x - x_0} \right) - \theta_0 \right] \tan \varphi & \quad (x > x_0) \\ \sqrt{(y - y_0)^2 + (x - x_0)^2} &= \\ r_0 \exp \left[\arctan \left(\frac{y - y_0}{x - x_0} \right) + \frac{\pi}{2} - \theta_0 \right] \tan \varphi & \quad (x < x_0) \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

式中: x_0 、 y_0 为对数螺旋线原点, 由下式确定:

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= \frac{H}{\tan \beta} + L - r_0 \cos \theta_0 \\ y_0 &= H + r_0 \sin \theta_0 \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

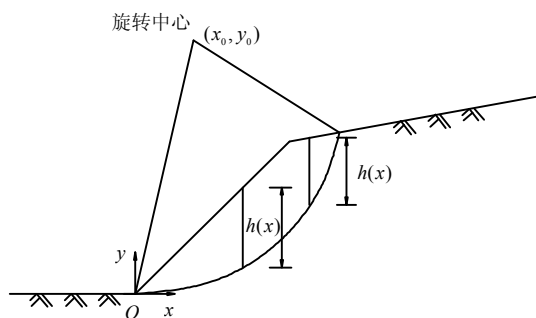


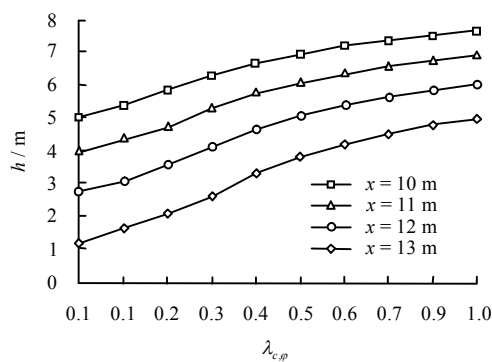
图3 不同位置的潜在滑动面深度
Fig.3 Depths of potential slip surface in different locations

将式(22)代入式(21), 解此隐函数即可求出不同位置处的滑动面高度 y , 则滑动面深度 h 可表示为

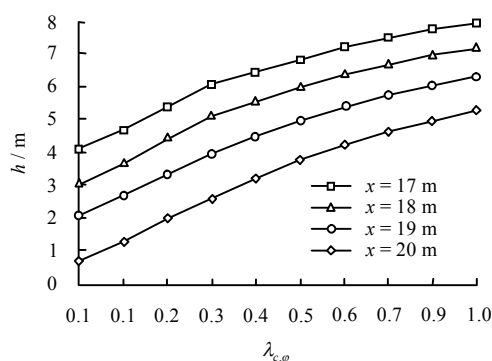
$$h(x) = \begin{cases} H + \left(x - \frac{H}{\tan \beta} \right) \tan \alpha - y, \\ \frac{H}{\tan \beta} < x \leq L + \frac{H}{\tan \beta} \\ x \tan \beta - y, & 0 < x \leq \frac{H}{\tan \beta} \end{cases} \quad (23)$$

由此建立了计算边坡滑动面深度的计算方法。从图4可以看出, 尽管边坡坡率及高度不同, 随着 $\lambda_{c,\varphi}$ 由 0.1 增大至 1.0, 边坡各点的临界滑动面深度均逐渐增大。通过测量不同位置的滑动面深度, 可

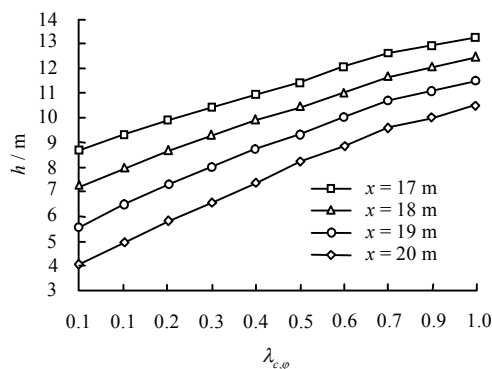
以对 $\lambda_{c,\varphi}$ 值进行计算, 进而对强度参数进行反演。



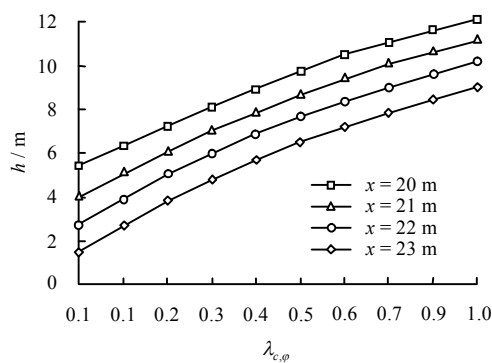
(a) $H = 10 \text{ m}$, $\beta = 45^\circ$, $\varphi = 20^\circ$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$



(b) $H = 10 \text{ m}$, $\beta = 30^\circ$, $\varphi = 20^\circ$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$



(c) $H = 20 \text{ m}$, $\beta = 45^\circ$, $\varphi = 20^\circ$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$



(d) $H = 20 \text{ m}$, $\beta = 30^\circ$, $\varphi = 20^\circ$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

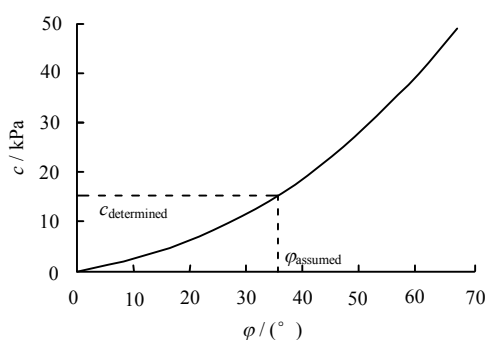
图4 潜在滑动面深度随强度参数变化
Fig.4 Potential slip surface depths verifying with

strength parameters

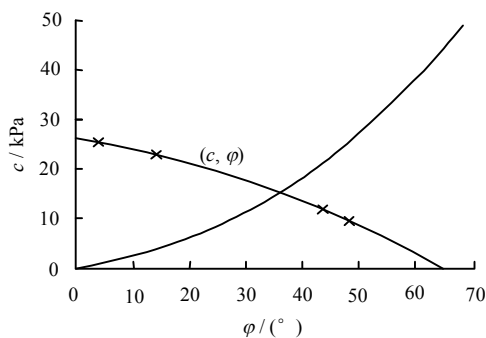
对于 Mohr-coulomb 破坏准则, 需要反演的参数有两个。求得 $\lambda_{c,\varphi}$ 后只能得到 $c/\tan\varphi$ 的关系曲线, 此时可采取以下两种方法。

(1) 假定两个待反演参数中的一个, 根据 $\lambda_{c,\varphi}$ 值计算出另一个。可选取对边坡安全系数影响较小, 或者可根据工程经验确定大致范围的参数值进行假定, 如图 5(a)所示。

(2) 假定在边坡破坏面的安全系数 $F_s = 1$, 计算若干组 $F_s = 1$ 时的 c 、 φ 值, 绘制另一条 c - φ 关系曲线。两条 c - φ 曲线交点即为参数反演的结果, 如图 5(b)所示。



(a) 方法 1



(b) 方法 2

图 5 边坡反演基本方法

Fig.5 Basic back analysis methods for slope

4 工程计算

为了验证本文方法的有效性, 以 Northolt 滑坡为例进行分析。该边坡形状符合本文中简单边坡形式, 部分滑动面位置已经得知, 且其土体黏聚力与内摩擦角的数值已经过精确的室内试验和反分析计算。该滑坡的一个主要断面如图 6 所示, 土体为典型的棕/蓝伦敦黏土, 其土体的代表性参数如下: 重度为 18.8 kN/m^3 , 含水率为 31%, 液限为 82%, 塑限为 32%。该边坡于 1933 年开挖, 16 年后发生破坏。根据 1966 年 Skempton^[15]对该边坡的分析, 在

认为该断面的安全系数为 1 的基础上, 其黏聚力为 $c = 6.7 \text{ kPa}$, $\varphi = 18^\circ$ 。

为避免孔隙水压力的影响, 测点位置选择在水位线之上。当测点横坐标 $x = 8.4 \text{ m}$ 时, 其测点深度为 $h = 2.21 \text{ m}$ 。计算得到其 $\lambda_{c,\varphi}$ 值为 0.115 4, 而由 Skempton 的反演结果得出的 $\lambda_{c,\varphi} = 0.124 6$ 。为进一步反演出 c 、 φ 结果, 利用上限定理绘出 $F_s = 1$ 时的 c - φ 曲线, 并取其与 $\lambda_{c,\varphi} = 0.1154$ 曲线交点, 则利用本文方法得出的结果为: $c = 6.65 \text{ kPa}$, $\varphi = 19.2^\circ$, 与 Skempton 的计算结果相近。

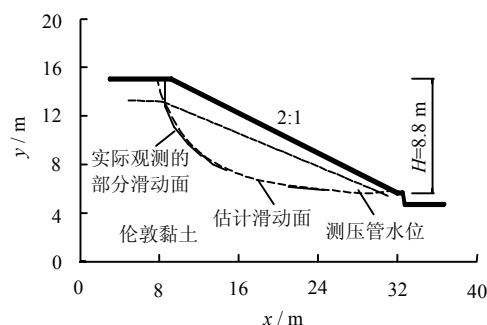


图 6 Northolt 滑坡反分析

Fig.6 Back analysis for Northolt landslide

5 结 论

(1) 通过理论分析和计算实例证明, 在 Mohr-Coulomb 准则下, 当边坡的几何形状、土体重度、孔隙水压力分布确定时, 强度参数的 $c/\tan\varphi$ 值将决定边坡临界滑动面位置与形状, 并建立了无量纲常数 $\lambda_{c,\varphi}$ 描述滑动面位置。

(2) 利用极限分析上限定理与强度折减法, 得到对数螺旋破坏机构下的边坡临界滑动面的方程, 并求出了各位置的临界滑动面深度。计算结果表明, 随着 $\lambda_{c,\varphi}$ 的增大, 边坡的临界滑动面位置逐渐加深。

(3) 提出了一种新的边坡参数反演方法。该方法不需要边坡的位移与应力监测数据, 仅利用边坡滑动面深度, 即可对 Mohr-Coulomb 准则下的边坡参数进行反演。利用该方法计算了 Northolt 滑坡的土体 $\lambda_{c,\varphi}$ 值, 并得到了其黏聚力与内摩擦角, 其结果与已有研究符合较好。

参 考 文 献

- [1] OKUI Y, TOKUNAGA A, SHINJI M. New back analysis method of slope stability by using field measurements[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1997, 34(3-4): 234.
- [2] SHANG Y J, CAI J G, HAO W D, et al. Intelligent back

- analysis of displacements using precedent type analysis for tunneling[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2002, 17(4): 381—389.
- [3] HISATAKE M, HIEDA Y. Three-dimensional back-analysis method for the mechanical parameters of the new ground ahead of a tunnel face[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2008, 23(4): 373—380.
- [4] SAKURAI S, AKUTAGAWA S, TAKEUCHI K. Back analysis for tunnel engineering as a modern observational method[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 1983, 18(2—3): 185—196.
- [5] DENG J H, LEE C F. Displacement back analysis for a steep slope at the Three Gorges project site[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2001, 38(2): 259—268.
- [6] YAZDANI M, SHARIFZADEH M, KAMRANI K, et al. Displacement-based numerical back analysis for estimation of rock mass parameters in Siah Bisheh powerhouse cavern using continuum and discontinuum approach[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2012, 28: 1—48.
- [7] FENG X T, ZHAO H, LI S, et al. A new displacement back analysis to identify mechanical geomaterial parameters based on hybrid intelligent methodology[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 2004, 28(11): 1141—1165.
- [8] GHORBANI M, SHARIFZADEH M. Long term stability assessment of Siah Bisheh powerhouse cavern based on displacement back analysis method[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2009, 24(5): 574—583.
- [9] MILLER T W, HAMILTON J H. A new analysis procedure to explain a slope failure at the Martin Lake mine[J]. **Géotechnique**, 1989, 39(1): 107—123.
- [10] MICHALOWSKI R L. Slope stability analysis: A kinematical approach[J]. **Géotechnique**, 1995, 45(2): 283—293.
- [11] YANG X L, YIN J H. Slope stability analysis with nonlinear failure criterion[J]. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE**, 2004, 130(3): 267—273.
- [12] DAWSON E M, ROTH W H, DRESCHER A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. **Géotechnique**, 1999, 49(6): 835—840.
- [13] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier, 1975.
- [14] MICHALOWSKI R L. Stability charts for uniform slopes[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2002, 128(4): 351—355.
- [15] SKEMPTOM A W. Long-term stability of clay slopes[J]. **Géotechnique**, 1964, 14(2): 77—102.
- [16] NOVA R. The failure of transversely isotropic rocks in triaxial compression[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 1980, 17(6): 325—332.
- [17] JAEGER J C. Shear failure of anisotropic rocks[J]. **Geology Magazine**, 1960, 97(1): 65—72.
- [18] 唐辉明, 晏鄂川, 胡新丽. 工程地质数值模拟的理论与方法[M]. 武汉: 中国地质大学出版社, 2001.
- [19] 左宇军, 唐春安, 朱万成, 等. 动载荷作用下岩石破坏过程的数值试验研究[J]. **岩土力学**, 2008, 29(4): 887—892.
- [20] ZUO Yu-jun, TANG Chun-an, ZHU Wan-cheng, et al. Numerical test on failure process of rock subjected to dynamic loading[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(4): 887—892.
- [21] 王安明, 杨春和, 黄诚, 等. 层状盐岩力学和变形特性数值试验研究[J]. **岩土力学**, 2009, 30(7): 2173—2178.
- [22] WANG An-ming, YANG Chun-he, HUANG Cheng, et al. Numerical experiment study of deformation and mechanical properties of layered salt rock[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(7): 2173—2178.
- [23] 周斌, 张可能, 柳群义. 考虑应变软化特征的层状岩体三轴压缩数值试验分析[J]. **中南大学学报(自然科学版)**, 2009, 40(3): 828—832.
- [24] ZHOU Bin, ZHANG Ke-neng, LIU Qun-yi. Numerical test analysis for stratified rock mass under triaxial compression considering strain soften characteristic[J]. **Journal of Central South University (Science and Technology)**, 2009, 40(3): 828—832.

上接第 1322 页

-
- [19] 陈育民, 徐鼎平. FLAC/FLAC^{3D} 基础与工程实例[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2009.