

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2014.02.021

# 基于强度折减法的二元结构边坡 潜在滑动面位置分析

赵波<sup>1</sup>, 王保田<sup>1</sup>, 崔建娜<sup>2</sup>, 顾文强<sup>1</sup>

(1. 河海大学 土木与交通学院, 江苏 南京 210098;

2. 山东三箭建设工程股份有限公司, 山东 济南 250100)

**摘要:** 边坡工程中, 潜在滑动面位置与边坡支护、治理措施密切相关。为确定二元结构边坡潜在滑动面位置变化规律及影响因素, 基于强度折减法重点研究了二元结构边坡底面与土层交界面相对位置、土层黏聚力  $c$  和内摩擦角  $\varphi$  的相对大小对边坡滑动面位置的影响。研究表明: 当二元结构土体黏聚力  $c_1$ 、 $c_2$  一定时, 两层土体内摩擦角比值  $\varphi_2/\varphi_1$  存在临界值  $k$ , 即当内摩擦角比值逐渐增大且超过该临界值时, 二元结构边坡滑动面将由同时通过上下两层土体转变为仅通过上层土体; 同时, 内摩擦角临界值  $k$  随土体黏聚力比值  $c_2/c_1$  的增大而减小, 说明二元地基两层土体抗剪强度比值大小能够改变潜在滑动面位置, 对边坡稳定性产生较大影响。

**关键词:** 二元结构边坡; 强度折减法; 滑动面; 影响因素; 临界值

中图分类号: TU449

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2014)02-0100-05

## Research on Slip Plane Location of Two-layer Slope Based on Strength Reduction Method

ZHAO Bo<sup>1</sup>, WANG Bao-tian<sup>1</sup>, CUI Jian-na<sup>2</sup>, GU Wen-qiang<sup>1</sup>

(1. College of Civil and Traffic Engineering, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China;

2. Shandong Sanjian Construction Engineering CO., LTD., Ji'nan, Shandong 250100, China)

**Abstract:** In the slope engineering, the slip plane location is closely related to the support and improvement measures. Here, the strength reduction method is applied to determine the influence factors for two-layer slip plane location, including the excavation location, soil cohesion and friction angle. The results indicate that the critical friction angle's ratio limit would occur when the cohesion values of the two layer soil are constant. While above the critical limit, the slip plane location would be totally changed from passing through the two layer soil to the upper layer soil only. Meanwhile, the critical friction angle's ratio limit would decrease with the cohesion ratio increasing, which indicates that the slope soil layer's shear strength could change the slip plane location significantly and influence the two-layer slope's stability.

**Keywords:** two-layer slope; strength reduction method; slip plane; influence factor; critical limit

强度折减法分析边坡问题已经得到国内外众多学者的重视, 该法可以解决边坡几何形状不规则和材料不均匀性的问题<sup>[1]</sup>。目前, 强度折减法的研究重点在于如何计算边坡的安全系数, 如临界失稳状态的判断<sup>[2-3]</sup>, 该方法在其他屈服准则中的使用<sup>[4-5]</sup>, 土体黏聚力和内摩擦角对安全系数的影响等<sup>[6]</sup>, 但对二元边坡潜在滑动面位置研究较少。已

有文献报道中, 张昊<sup>[1]</sup>等分析了匀质边坡土层黏聚力和内摩擦角变化条件下, 边坡滑动面位置的响应情况; 余神光、别社安<sup>[7]</sup>等利用强度折减法分析实际工程中的码头岸坡, 根据计算结果研究滑弧位置发展变化规律。

针对实际工程广泛存在的二元结构边坡, 本文基于强度折减法基本原理, 利用岩土工程有限元软

件 Plaxis, 分析研究二元结构边坡滑动面位置影响因素及不同条件下滑动面位置发展变化情况。

## 1 强度折减法基本原理

### 1.1 安全系数定义

强度折减法是将土的抗剪强度乘以折减系数用于有限元计算, 并将边坡恰好达到破坏的极限状态时对应的折减系数作为边坡安全系数<sup>[8]</sup>。

土体实际强度指标分别为  $c$  和  $\varphi$ , 设试算所取的折减系数为  $F_r$ , 则相应折减强度指标分别为:

$$\tau_r = \frac{\tau}{F_r} = \frac{\sigma \tan \varphi + c}{F_r} = \sigma \frac{\tan \varphi}{F_r} + \frac{c}{F_r} \quad (1)$$

$$\varphi_r = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \varphi}{F_r} \right), c_r = \frac{c}{F_r} \quad (2)$$

式中:  $\tau_r$  为折减后土体强度;  $\varphi_r$  为折减后土体内摩擦角;  $c_r$  为折减后土体的黏聚力。

### 1.2 边坡失稳判据

目前边坡失稳评判中通常采用某个部位的位移<sup>[9-10]</sup>、有限元迭代求解过程不收敛<sup>[11-12]</sup>和广义剪应变<sup>[13-14]</sup>作为评判指标。刘金龙<sup>[15]</sup>等分析认为: 考虑到实用性和简便性, 当采用强度折减塑性有限元数值方法分析边坡的稳定性时, 建议联合采用特征点处的位移突变和塑性区贯通作为边坡的失稳的判断依据。

本文在边坡稳定系数计算时采用刘金龙等的分析结果, 并结合有限元计算结果的不收敛准则作为边坡失稳的判据。

### 1.3 本构模型和屈服准则

本文计算过程使用岩土工程有限元分析软件 Praxi, 分析模型选用工程中常用的理想弹塑性模型, 其中, 屈服准则采用 Mohr - Coulomb 准则。

## 2 二元边坡滑动面位置影响因素研究

二元结构土质边坡中, 根据滑动面穿过土层情况可以分为图 1 中①、②两种情况。其中, 滑动面①所示滑动面仅穿过上层土体, 滑动面②所示滑动面同时穿过上下两层土体。

### 2.1 开挖底面与土层交界面相对位置对滑动面位置的影响

本文以高度 12.0 m、坡比为 2:1 的二元结构边坡为例, 分别进行二元结构边坡滑弧位置和稳定系数研究。分析中两层土体弹性模量均取 2 MPa, 泊松比均取 0.3, 重度均取 18 kN/m<sup>3</sup>, 分析过程中不考虑地下水的影响。

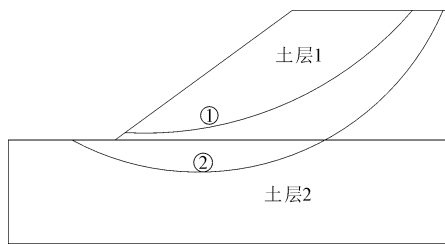
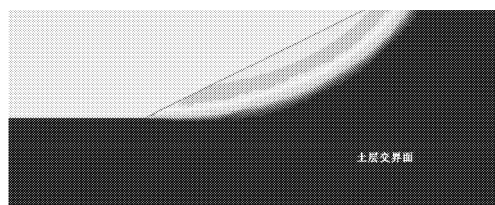
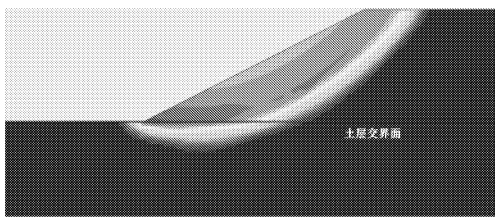


图 1 二元结构边坡滑动面位置

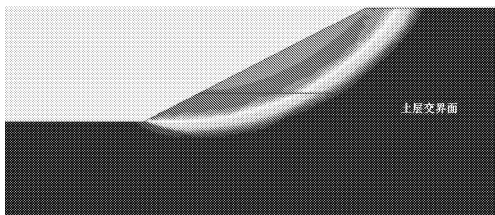
取上层土  $c = 8$  kPa、 $\varphi = 19.5^\circ$ , 下层土  $c = 4$  kPa、 $\varphi = 15^\circ$ 。在坡高为 12.0 m 不变情况下, 改变土层交界面位置, 按照土层交界面在边坡底面以下 3.0 m、土层交界面恰好为边坡底面、土层交界面在边坡底面以上 3.0 m 三种工况分别计算分析。图 2(a)、图 2(b)、图 2(c) 为三种工况下二元结构边坡位移云图, 初始参数及滑弧位置计算结果如表 1 所示。图 2(a) 表示工况 1 时边坡位移云图, 滑动面仅穿过上层土体, 为形式①; 图 2(b) 表示工况 2 时边坡位移云图, 滑动面穿过两层土体, 为形式②; 图 2(c) 表示工况 3 时边坡位移云图, 滑动面穿过两层土体, 为形式②。



(a) 工况 1



(b) 工况 2



(c) 工况 3

图 2 基坑边坡位移云图

由表 1 知两层土强度参数保持不变的情况下, 基坑开挖面与土层交界面位置关系不同, 可能导致不同的滑动面形式。二元结构地基中基坑开挖底面

与土层交界面位置关系对基坑边坡潜在滑动面位置 有重要影响。

表 1 二元基坑边坡滑动面计算表

工况	交界面位置	土层	黏聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	滑弧形式
工况 1	土层交界面在边坡底面以下 3 m	土层 1	8	19.5	滑动面①
		土层 2	4	15.0	
工况 2	土层交界面恰好为边坡底面	土层 1	8	19.5	滑动面②
		土层 2	4	15.0	
工况 3	土层交界面在边坡底面以上 3 m	土层 1	8	19.5	滑动面②
		土层 2	4	15.0	

## 2.2 土层强度参数对滑动面位置的影响

对于工况 1 中的二元结构边坡土层交界面在边坡底面以下 3.0 m 时,取上层土  $c_1 = 8.0 \text{ kPa}$ 、 $\varphi_1 = 15^\circ$ 、下层土  $c_2 = 8.0 \text{ kPa}$ 。通过改变  $\varphi_2$  的方法调整  $\varphi_2/\varphi_1$  比值,利用强度折减法计算边坡的整体稳定系数。二元结构边坡整体稳定系数随  $\varphi_2/\varphi_1$  比值变化趋势如图 3 所示,图 4 分别为图 3 中各点边坡位移云图。

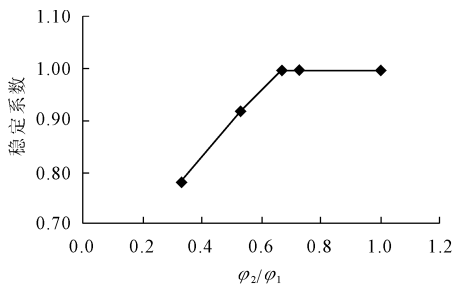
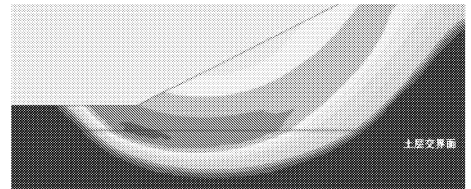


图 3  $c_1 = c_2 = 8.0 \text{ kPa}$  时边坡稳定系数与  $\varphi_2/\varphi_1$  比值关系

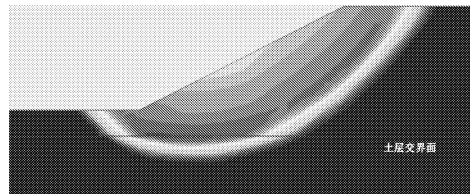
根据图 3 不同内摩擦角比值情况下二元结构边坡整体稳定系数计算结果,保持上层土体内摩擦角  $\varphi_1 = 15^\circ$  不变、逐渐增大  $\varphi_2/\varphi_1$  时,边坡稳定系数将保持增大趋势,但当  $\varphi_2/\varphi_1$  超过 0.67 时,边坡稳定系数将基本保持不变。

二元结构土层交界面位置位于开挖面以下 3.0 m、 $c_1 = c_2 = 8.0 \text{ kPa}$ 、 $\varphi_1 = 15^\circ$  时,内摩擦角临界值  $k = 0.67$ ,即  $\varphi_2/\varphi_1$  大于 0.67 后的滑弧形式由滑动面②发展成为滑动面①形式。根据图 4(a)~图 4(e) 中二元结构边坡位移云图,可以观测到边坡潜在滑动面②发展成为滑动面①形式的完整过程。

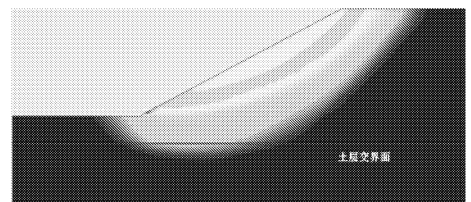
相应原因分析如下:不断增大下层土体内摩擦角过程中,当下层土体内摩擦角超过一定值时,边坡潜在滑动面将不穿过下层土体从而表现为滑动面①形式,下层土体对边坡整体稳定性基本不产生影响,即边坡稳定性主要由上层土体剪切强度决定。



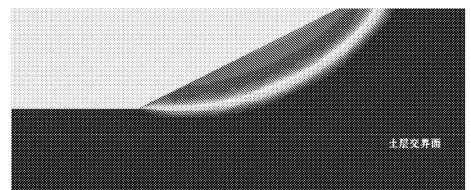
(a)  $\varphi_2/\varphi_1 = 0.33$



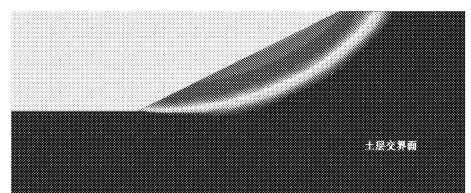
(b)  $\varphi_2/\varphi_1 = 0.53$



(c)  $\varphi_2/\varphi_1 = 0.67$



(d)  $\varphi_2/\varphi_1 = 0.73$



(e)  $\varphi_2/\varphi_1 = 1$

图 4 二元结构边坡位移云图

按照相同的方法分别取  $c_1 = 14 \text{ kPa}$ 、 $\varphi_1 = 27^\circ$ 、 $c_2 = 14 \text{ kPa}$  得到二元地基边坡稳定系数随内摩擦角  $\varphi_2/\varphi_1$  的比值变化趋势如图 5 所示。

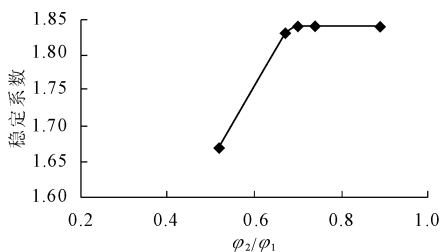


图 5  $c_1 = c_2 = 14$  kPa 时边坡稳定系数与  $\varphi_2/\varphi_1$  比值关系

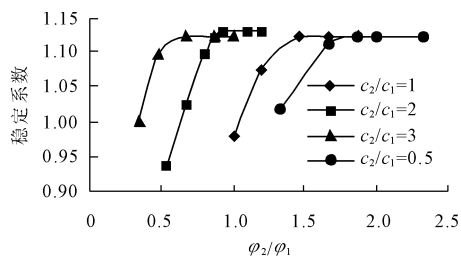
根据图 5 中二元边坡地基稳定系数变化趋势,交界面在开挖面以下 3.0 m,  $c_1 = c_2 = 14$  kPa、 $\varphi_1 = 27^\circ$ 时,内摩擦角临界值  $k = 0.68$ ,即以上两种情况下土层内摩擦角临界值  $k$  基本相同,但边坡整体安全系数得到大幅度的提高。由此可判断内摩擦角临界值  $k$  与土层黏聚力的绝对大小无关,主要受上下两层土黏聚力之比影响。

### 3 土层黏聚力比值对临界值 $k$ 的影响

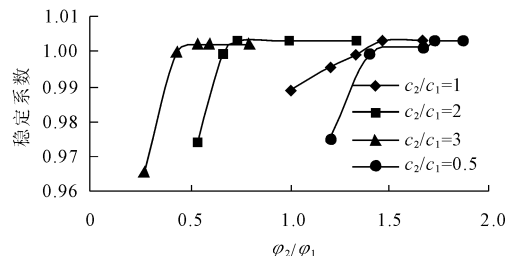
土层黏聚力是影响土坡稳定性的重要参数,二元结构边坡土层黏聚力亦对土坡稳定性存在重要影响。其中,土层黏聚力比值对内摩擦角临界值影响趋势研究中,仍以高 12 m、坡比为 2:1 的二元结构边坡为例,土层工况与表 1 中工况相同,分析中两层土体弹性模量均取 2 MPa,泊松比均取 0.3,重度均取 18 kN/m<sup>3</sup>,分析过程中不考虑地下水的影响。

二元结构边坡稳定系数在不同黏聚力比值条件下随内摩擦角比值变化趋势分别如图 6(a)~图 6(c)所示。其中,黏聚力  $c_2/c_1$  比值分别设定为 0.5、1、2、3。由图 6(a)~图 6(c)可知,随着  $\varphi_2/\varphi_1$  比值增大,二元结构边坡稳定系数先增大后保持不变。当  $\varphi_2/\varphi_1$  比值超过临界值后,下层土体抗剪强度对边坡整体稳定性基本不产生影响,且边坡潜在滑动面不通过下层土体,表现为滑动面①形式,  $\varphi_2/\varphi_1$  临界比值即为相应工况条件下内摩擦角临界值  $k$ 。其中,对于不同黏聚力比值条件,三种工况条件下内摩擦角临界值指标计算结果列于表 2。

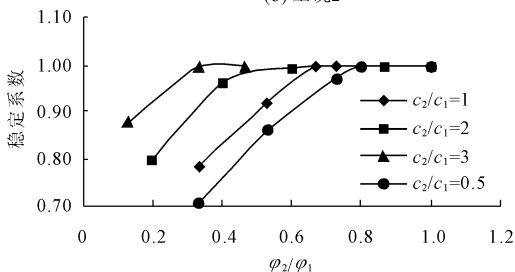
对比图 6(a)~图 6(c),工况相同条件下,对于不同的  $c_2/c_1$  比值,通过改变  $\varphi_2$  的方法改变  $\varphi_2/\varphi_1$  值,边坡稳定系数最终基本趋于同一水平。其原因主要归结于分析边坡稳定过程中,上层土体黏聚力  $c_1$ 、内摩擦角  $\varphi_1$  保持不变,边坡稳定系数不变时,边坡潜在滑动面仅通过上层土体,边坡稳定系数仅与上层土体抗剪强度参数相关,因而对于不同的  $c_2/c_1$  比值,其最终的边坡稳定系数保持不变。



(a) 工况 1



(b) 工况 2



(c) 工况 3

图 6 二元边坡稳定系数随  $\varphi_2/\varphi_1$  比值变化趋势

表 2 临界值  $k$  计算结果表

临界值 $k$	$c_2/c_1 = 0.5$	$c_2/c_1 = 1$	$c_2/c_1 = 2$	$c_2/c_1 = 3$
工况 1	1.87	1.47	0.87	0.67
工况 2	1.73	1.33	0.73	0.53
工况 3	0.80	0.67	0.53	0.33

根据表 2 中三种工况条件下内摩擦角临界值指标计算结果,内摩擦角临界值  $k$  与黏聚力比值间关系曲线如图 7 所示。从中可以看出,内摩擦角临界值  $k$  随  $c_2/c_1$  比值的增大保持减小趋势,且三种工况、四种黏聚力之比条件下,内摩擦角临界值  $k$  均小于 2。说明内摩擦角临界值主要与二元结构边坡土层的黏聚力相对大小有关,上下土层抗剪强度指标的非均匀性对土坡稳定性存在重要影响。

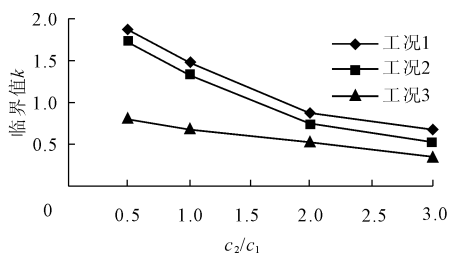


图 7 临界值  $k$  随  $c_2/c_1$  比值的变化曲线

## 4 结 论

本文基于二元结构边坡上下土层抗剪强度参数的相对性指标对土坡稳定性影响的分析研究,主要得到如下结论:

(1) 对于二元结构边坡,当二元结构土体黏聚力  $c_1$ 、 $c_2$  一定时,两层土体内摩擦角比值  $\varphi_2/\varphi_1$  存在临界值  $k$ ,即当内摩擦角比值逐渐增大且超过该临界值时,二元结构边坡滑动面将由同时通过上下两层土体转变为仅通过上层土体。

(2) 临界值  $k$  与土层黏聚力的绝对大小无关,主要受上下两层土黏聚力之比影响。

(3) 二元结构边坡土体内摩擦角临界值  $k$  随下层土与上层土黏聚力比值的增大而保持减小趋势。

### 参考文献:

- [1] 张 昊,余巍伟,林 杭,等.不同安全系数对应的边坡滑动面位置分析[J].岩土力学,2012,33(2):449-452.
- [2] Dawson E M, Lind W H, Drescher A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. Geotechnique, 1999,49(6): 835-840.
- [3] Faheem H, Cai Fei, Ugai K. Three-dimensional base stability of rectangular excavations in soft soils using FEM[J]. Computer and Geotechnics, 2004,31(2):67-74.
- [4] 吴顺川,金爱兵,高永涛.基于遍布节理模型的边坡稳定性强度折减法分析[J].岩土力学,2006,27(4):537-542.
- [5] 林 杭,曹 平,赵延林,等.强度折减法在 Hoek -

Brown 准则中的应用[J].中南大学学报,2007,38(6): 1219-1224.

- [6] Taylor D W. Stability of earth slopes[J]. Boston Society of Civil Engineers, 1937,24(3):197-246.
- [7] 余神光,别社安,李 伟,等.高桩码头岸坡滑弧模式研究与变形稳定性分析[J].岩土力学,2013,34(1):228-235.
- [8] 殷宗泽,等.土工原理[M].北京:中国水利水电出版社,2007:433-434.
- [9] Zienkiewicz O C, Humpheson C, Lewis R W. Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics[J]. Geotechnique, 1975,25(4):671-689.
- [10] 宋二祥.土工结构安全系数的有限元计算[J].岩土工程学报,1997,19(2):1-7.
- [11] Ugai K. A method of calculation of total factor of safety of slopes by elasto-plastic FEM[J]. Soils and Foundations. JGS, 1989,29(2):190-195.
- [12] 张鲁渝,郑颖人,赵尚毅,等.有限元强度折减系数法计算土坡稳定安全系数的精度研究[J].水利学报,2003,(1):21-27.
- [13] Matsui T, San K C. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique[J]. Soils and Foundations, JSSMFE, 1992,32(1):59-70.
- [14] 连镇营.基坑工程三维有限元数值分析中若干问题的研究[D].大连:大连理工大学,2001.
- [15] 刘金龙,栾茂田,赵少飞,等.关于强度折减有限元方法中边坡失稳判据的讨论[J].岩土力学,2005,26(8): 1345-1348.

(上接第 83 页)

- [7] 齐永正.真空预压排水固结加固软基强度与地基承载力研究[D].南京:南京水利科学研究院,2008.
- [8] 付天宇.真空预压下地基抗剪强度计算的研究[J].岩土工程界,2006,9(6):27-29.
- [9] 蔡 纯.真空预压软基强度增长理论研究[D].南京:南京水利科学研究院,2008.
- [10] 陈希哲.土力学地基基础[M].北京:清华大学出版社,2004.
- [11] 朱建才,温晓贵,龚晓南,等.真空排水预压法中真空度分布的影响因素分析[J].哈尔滨工业大学学报,2003,35(11):1399-1401,1404,1408.
- [12] 马 杰,王剑波,王伟强.淤泥地基处理中真空度和孔压变化规律研究[J].水利与建筑工程学报,2012,10(2):61-64,96.
- [13] 岑仰润.真空预压加固地基的试验及理论研究[D].杭州:浙江大学,2003.
- [14] Poulos H G, Davis E H. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc. 1974.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部.GB50007-2011.建筑地基基础设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2011.