

边坡稳定性条分法和容重增加法的耦合分析

言志信¹, 刘子振²

(1. 兰州大学 土木工程与力学学院, 兰州 730000; 2. 台州学院 机电与建筑工程学院, 浙江台州 318000)

摘要:结合有限元方法或有限差分法和极限平衡法各自的优点详细分析边坡稳定性,提出了基于条分法和容重增加法耦合分析的基本原理及边坡安全系数的计算程序。利用有限元软件 ANSYS 和有限差分软件 FLAC 得出边坡最危险滑动面以及坡体内的应力和应变,然后,通过极限平衡条分理论求得边坡安全系数。算例表明耦合分析求得的边坡稳定安全系数与其它方法的计算结果相近,而且精确分析了强度指标 c 、 φ 对边坡稳定的影响,为边坡加固设计提供了依据。

关键词:边坡稳定;耦合分析;安全系数;影响分析

中图分类号:TU457 文献标志码:A 文章编号:1006-7329(2008)06-0061-05

Couple Analysis of the Slice and Gravity Increasing Methods of Slope Stability

YAN Zhi-xin², LIU Zi-zhen¹

(1. School of Civil Engineering and Mechanics, Lanzhou University, Lanzhou 730000, P. R. China; 2. School of Machine and Electronics and Architecture, Taizhou University, Taizhou 318000, P. R. China)

Abstract: The finite element or finite difference method and the limit equilibrium method, with their respective merits, were used to analyze soil slope stability in detail. On the basis of the slice and gravity increase methods, a fundamental principle of couple analysis, and a procedure for calculating the slope safety factor were put forward. ANSYS finite element software and finite difference software FLAC were used to determine the most dangerous sliding face and the stress-strain in slopes. The slope safety factor was determined using the slices limit equilibrium method. The calculation shows that the result obtained using couple analysis is close to the results produced using other methods in the example, and the analysis of the effects of the intensity indices is more precise. The results can provide a basis for consolidating design of the sliding slope.

Key words: slope stability; couple analysis; safety factor; influence analysis

边坡稳定性分析经过长时间的研究、发展逐步形成了一系列完整的分析理论和方法,新的组合方法不断产生。有些虽然是采用的新技术,但在工程实际中很难实现。一直以来,在工程实践中大家公认的、而且可靠的仍是极限平衡法和有限元法^[1],但是两种方法各自有一定的局限性。如极限平衡法^[2-3]力学模型简单,但它无法反映边坡体内的应力和应变情况以及边坡的破坏机理;有限元法不仅能计算各种复杂边界的非均质土体,还能模拟加荷过程,得到坡体内部的应力场和位移场,进一步分析边坡破坏机理,但由于不能和边坡安全系数建立直接的联系,在一定程度上限制了其在工程实践中的应用。该文将极限平衡条分法与有限元法紧密结合^[4]对边坡稳定性进行耦合分析,并运

用其它方法进行跟踪验算分析,在滑坡预报、边坡设计时可能会得到更好的效果,该文称之为耦合分析法。

1 耦合分析基本原理

首先,通过有限元法或有限差分法计算分析得到边坡的最危险滑动面及每条块的应力应变情况;然后利用极限平衡条分理论求解坡体边坡安全系数。为边坡加固设计提供了可靠的数据。耦合分析具体的分析计算程序如图 1 所示。

1.1 确定潜在的滑动面

按照成熟分析理论,首先应得到边坡滑动面的位置和形式。边坡在外荷载和自重的作用下,内部形成塑性区。当达到失稳破坏时,塑性区将贯穿整个边坡

* 收稿日期:2008-03-18

作者简介:言志信(1964-),男,教授,博士生导师,主要从事土木工程教学和研究。(E-mail)liu82@tzc.edu.cn

而形成一个滑动带,坡体内位移变化产生突变,整个边坡将沿该滑动带滑动,其有限元计算结果不会收敛。该文采用有限元软件 ANSYS,利用容重增加法^[5],即通过不断增加土体的重力加速度场,保持强度指标 c 、 φ 不变,直到边坡破坏为止,此时可得到边坡的安全储备系数 F_g ,即

$$F_g = \frac{g_{\text{limit}}}{g} \quad (1)$$

式中 g_{limit} 为边坡临界破坏时的重力加速度, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ 。

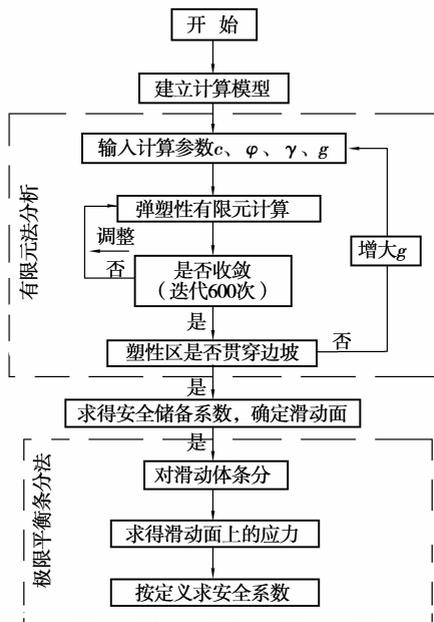


图1 耦合分析计算程序图

容重增加法边坡失稳破坏判断依据^[6-7]:边坡滑动破坏主要由于剪应变和位移造成的,当边坡的岩土体的重力加速度不断增加时,坡体内剪应变增量等值线也不断发展,坡体内危险面或强度最弱的面将形成滑动状态。通过 ANSYS 和 FLAC 软件得到边坡的塑性区不断扩展,当达到极限状态时,水平位移增量的增长程度突然急剧增大,剪应变增量等值线也从上到下贯通,塑性区将会贯穿整个边坡形成一滑动带。土体发

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \int_0^{l_i} \left[cl_i + \left(\frac{\sigma_{xi} + \sigma_{yi}}{2} - \frac{\sigma_{xi} - \sigma_{yi}}{2} \cos 2\alpha_i + \tau_{xyi} \sin 2\alpha_i \right) \tan \varphi dl_i \right]}{\sum_{i=1}^n \int_0^{l_i} \left(-\frac{\sigma_{xi} - \sigma_{yi}}{2} \sin 2\alpha_i - \tau_{xyi} \cos 2\alpha_i \right) dl_i} \quad (6)$$

式中 σ_{ni} 、 τ_{ni} 、 σ_{xi} 、 σ_{yi} 、 τ_{xyi} 、 α_i 、 l_i 分别为第 i 条块底面上法向应力、切向剪应力、 x 方向应力、 y 方向应力, xy 平面上剪应力、底面中心点沿滑动面切向与 x 正方向的夹角及条块底滑动面长度。

生滑动时,滑动面将通过边坡最大塑性应变的峰值点,连接等值线各峰值点即可得到最危险滑动面。

1.2 求解安全系数

此时的安全储备系数只作比较参考值,主要用来确定边坡的滑动面的位置和形式。滑动面确定后,通过有限元分析得到滑动面上各点处的应力应变值,利用极限平衡法将边坡进行垂直条分,得到每一条块滑动面上的应力。将安全系数 F_s 定义为

$$F_s = \frac{F}{F'} = \frac{\int_0^l (c + \sigma_n \tan \varphi) dl}{\int_0^l \tau_n dl} \quad (2)$$

式中 F 为滑动面的总抗滑力, F' 为滑动面的总下滑力, τ_n 为滑动面的实际剪应力, σ_n 为滑动面正应力, l 为滑动面的长度。

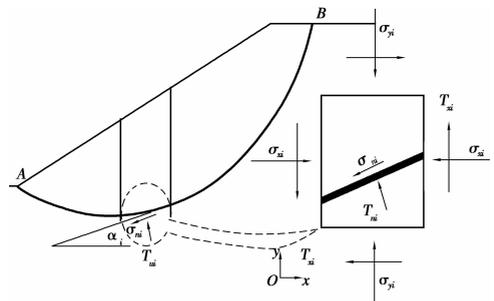


图2 耦合分析滑动面应力图

取其中第 i 条块作为一微元体分析(如图2),可得条块底滑动面上的正应力及切应力,即

$$\sigma_{ni} = \frac{\sigma_{xi} + \sigma_{yi}}{2} - \frac{\sigma_{xi} - \sigma_{yi}}{2} \cos 2\alpha_i + \tau_{xyi} \sin 2\alpha_i \quad (3)$$

$$\tau_{ni} = -\frac{\sigma_{xi} - \sigma_{yi}}{2} \sin 2\alpha_i - \tau_{xyi} \cos 2\alpha_i \quad (4)$$

因此,将式(2)可转换为

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \int_0^{l_i} (c + \sigma_{ni} \tan \varphi) dl_i}{\sum_{i=1}^n \int_0^{l_i} \tau_{ni} dl_i} \quad (5)$$

将式(3)和式(4)代入式(5)可求得安全系数,

2 算例分析

基本资料:有一均匀土质边坡,坡高 $h = 25 \text{ m}$,边坡的几何尺寸及边界值如图3所示,土体的相关物理力学参数见表1。将该边坡稳定性分析看成是二维固

体平面应变问题。本例同时采用了 ANSYS 分析和 FLAC 分析,具体建模及分析结果如下。

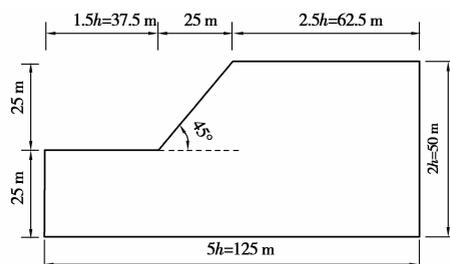


图 3 边坡计算几何模型

表 1 边坡材料参数

名称	弹性模量 E / MPa	泊松比 ν	容重 γ $/(\text{kN} / \text{m}^3)$	粘聚力 c / kPa	内摩擦角 $\varphi / ^\circ$
边坡 土体	21	0.3	20	30	20

利用 ANSYS 的前处理功能^[8],对边坡进行计算网格划分,选用 PLANE42 单元,采用自由映射四节点四边形单元网格划分形式,单元尺寸为 2 m,共划分 1 380 个节点、1 296 个单元(图 4)。采用 FLAC 可将边坡模型划分为 738 个单元(图 5)。计算模型底面采用固定约束,两侧面受水平方向约束,自由面及坡面不受任何约束。土体本构关系采用弹塑性非线性模型,屈服和强度准则采用 $D-P$ 准则。

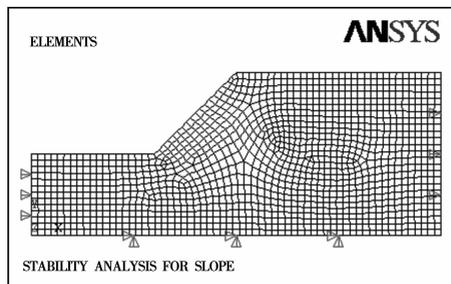


图 4 ANSYS 计算模型

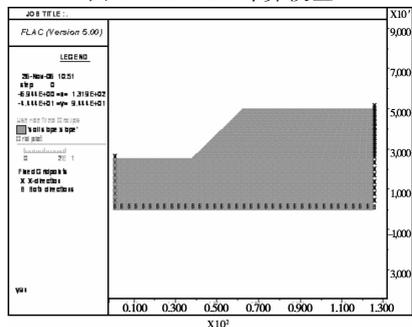


图 5 FLAC 计算模型

2.1 确定边坡临界滑动面

根据容重增加法的基本原理,逐步增大土体的重

力加速度场,直到边坡达到临界破坏时,表面具有显著的变形和位移,坡脚点 x 方向和坡顶点 y 方向上的位移将突然增大,边坡内部塑性区将贯穿整个边坡,形成一条明显的滑动带,此滑动带即为边坡最弱面或最危险面。计算分析过程中,首先以 $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ 作为初始值进行计算分析,然后以 0.1 为步长不断增加土体重力加速度,在达到临界值前将步长定为 0.01,计算迭代次数 600 次。如果容重增幅步长较大,有可能跳过边坡失稳的临界点,要得到比较精确的危险滑动面,需要减小重力加速度的增幅,特别处于濒临失稳时,同时还可以选择特征点(如坡顶和坡脚处)进行位移的突变分析。通过以上分析可得边坡失稳滑动面图(如图 6)及 $g_{\text{limit}} = 18.56 \text{ kN/m}^3$,所以边坡的安全储备系数为 $F_g = 1.892$ 。运用 FLAC 也可分析得到边坡失稳滑动面图(如图 7),求得安全系数 $F_s = 1.014$ 。

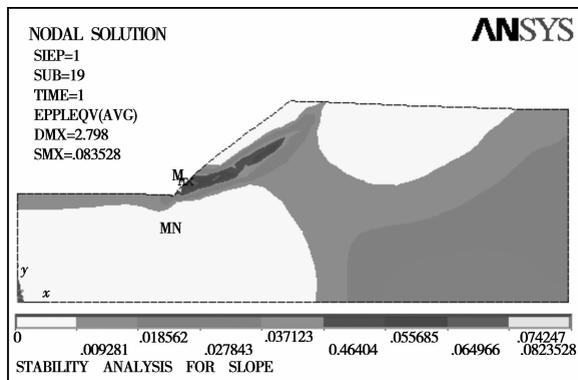


图 6 变形后塑性区图(ANSYS)

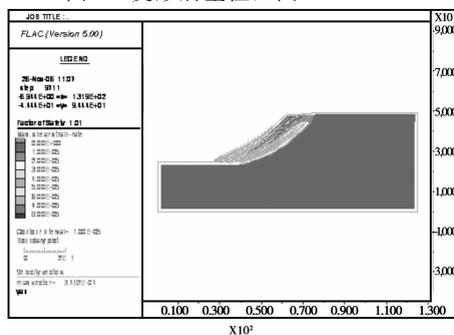


图 7 失稳滑动面图(FLAC)

由此可知,不断增加坡体容重所得安全储备系数比 FLAC 分析大得多。因此,需要对安全储备系数进行修正,以 FLAC 分析作为耦合分析的求解方向,根据耦合分析法基本原理,结合 ANSYS 和 FLAC 软件确定边坡最危险滑动面,滑动面应该通过最大塑性区上应变的峰值点。参照边坡塑性应变等值线及单元划分网格线,借助 AutoCAD 等辅助工具可以确定边坡的最危险滑动面圆心 $O(-1.5, 36.66)$,滑动半径 $R =$

36.68 m(如图 8)。

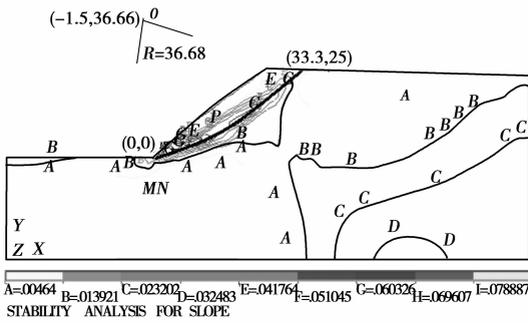


图 8 边坡滑动面图

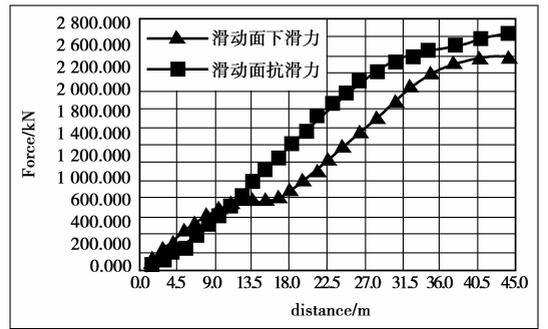


图 11 滑动面抗滑力及下滑力图

将确定了滑动面的滑体进行条分,条分数取 $n = 25$ (如图 9),通过 ANSYS 分析求得边坡滑动体内部或滑动面上的应力场、应变场、剪应力以及滑动面上的位移情况(如图 10)。

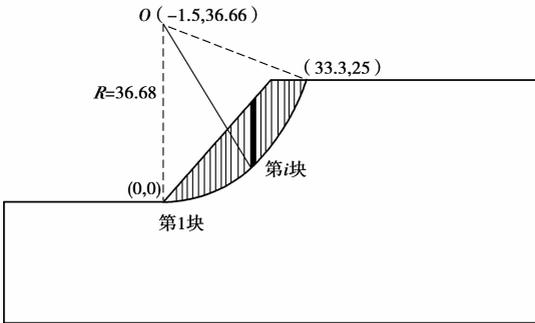


图 9 滑体条分示意图

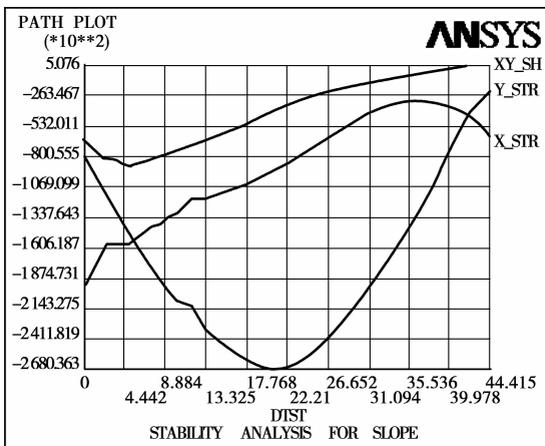


图 10 滑动面上 σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} 图

利用 ANSYS 后处理程序提供的路径法求解^[8],求得滑动面上每个条块底面上的 σ_{xi} 、 σ_{yxi} 、 τ_{xyi} 值,然后由式(3)及(4)得出每条块滑动面上的下滑力及抗滑力。最后得到整个滑动面的总下滑力 $F' = 2\ 384.68$ kN、总抗滑力 $F = 2\ 644.75$ kN (如图 11),因此得边坡的安全系数 $F_s = 1.109$ 。将各种方法计算得到的安全系数列于表 2 中。

表 2 边坡稳定分析结果

分析方法	安全系数
瑞典法	0.974
毕肖普法	1.023
Janbu 法	1.132
强度折减法	1.25
容重增加法	1.892(储备系数)
FLAC 分析	1.014
耦合分析法	1.109

2.2 计算结果分析

由表 2 可知,耦合分析法所得安全系数比传统极限平衡法计算结果分别大 13.9%、8.4%,与强度折减法和 FLAC 分析结果相比大 12.7%、9.4%,而与 Janbu 法相近。直接采用容重增加法分析边坡稳定性,安全系数比其它大得多,其主要原因是所用的 $M-C$ 或 $D-P$ 屈服准则不能真实反映岩土体抗剪强度随正应力的增大而增大的程度^[5]。Swan C C 和 Seo Y K 认为可采用非线性的 $D-P$ 屈服准则^[9],但是非线性的 $D-P$ 屈服准则与抗剪强度相关的参数需要通过实验来确定。因此,耦合分析法通过极限条分法对容重增加法所得的边坡滑动面作进一步计算分析,计算结果修正了容重增加法所求的安全储备系数,提高了计算精度。对于粘性土采用容重增加法分析边坡得到的结果比较合理,而对于内摩擦角较大的砂性土缓坡来说,增加土体的容重,也就是增加岩土体所承受的重力荷载,岩土体内正应力的增长速度比剪应力快,因而岩土体抗剪强度的增长速度比其剪应力的增长速度还要快,因此即使不断地增加岩土体的容重也不会造成边坡失稳,这与实际情况不符。

3 安全系数影响分析

耦合分析法,其计算结果的精度影响^[10]问题主要取决于土体强度指标 c 、 φ 。粘聚力 c 是边坡有限元稳定分析的一个重要参数,不同的 c 值对边坡稳定性

评价结果有较大的影响。就本算例来说,取粘聚力 c 值分别为 10 kPa、20 kPa、30 kPa、40 kPa、50 kPa,其它参数及条件不变,计算结果绘于图 12 中。

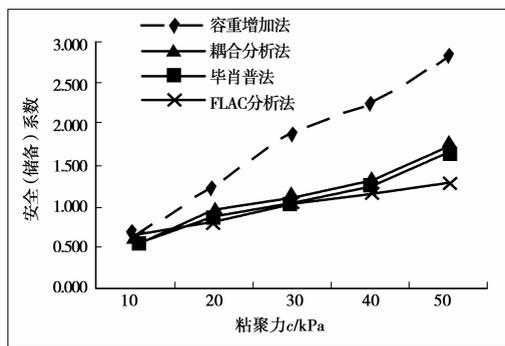


图 12 安全系数-粘聚力 c 曲线图

当粘聚力 c 增大时,极限平衡条分法计算下滑力不发生改变,而抗滑力增加,所得安全系数相应变大。但是容重增加法抗滑力由坡体内应力所求,粘聚力 c 变大时,抗滑力会减小。因此极限平衡条分法计算安全系数随粘聚力 c 的变化率要小,而耦合分析法兼有容重增加法和条分法,其变化率比容重增加法要小。

内摩擦角 φ 也是评价边坡稳定性的重要指标,对计算结果同样有很大影响。针对本算例,分别取 φ 为 12° 、 16° 、 20° 、 22° 、 24° ,其它参数及条件相同,计算结果见图 13。和粘聚力 c 一样,内摩擦角 φ 的改变相对条分法来说,对其下滑力并没影响,而抗滑力则明显改变。当内摩擦角较大时,土体抗剪强度随法向应力增长的速度比剪应力的增长速度要快,因此边坡随容重的增加而发生剪切破坏几率要小些。

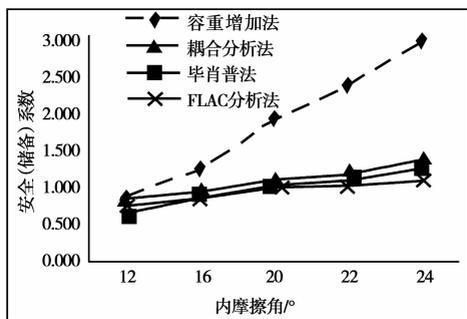


图 13 安全系数-内摩擦角 φ 曲线图

4 结 论

通过耦合分析,可以得到如下结论:

1) 将传统的评价体系和现代评价体系相结合,综合极限平衡条分法和有限元法的优点,提出了耦合分析的基本原理,并求得边坡最危险滑动面以及应力场。

2) 基于变形及塑性区变化趋势的边坡破坏判断标准,采用容重增加法,利用 ANSYS 和 FLAC 确定边坡滑动面。结果表明,该方法对边坡稳定分析是可行的,

破坏判别标准概念明确。

3) 算例表明岩土体的抗剪强度指标 c 、 φ 值对耦合分析的精度影响与其它方法相似。

4) 通过理论分析及求解,耦合分析更有助于滑坡治理及加固设计,因此它是一种很好的方法。

参考文献:

[1] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析-原理·方法·程序[M]. 北京:中国水利水电出版社,2003.

[2] CHEN Zu-yu, SHAO Chang-ming. Evaluation of minimum factor of safety in slope stability analysis[J]. Can. Geotech. J. 1988,25:735-748.

[3] 陈祖煜. 土力学经典经典的极限分析上、下限解[J]. 岩土工程学报,2002,24(1):1-11.

CHEN Zu-yu. Limit analysis for the classic problems of soil mechanics [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24 (1):1-11.

[4] 黄春娥,龚晓南. 条分法与有限元法相结合分析渗流作用下的基坑边坡稳定性[J]. 水利学报,2001(3):6-10.

HUANG Chun-e, GONG Xiao-nan. Combination of slices method and FEM for slope stability analysis of foundation pit under the seepage condition[J]. Shuili Xuebao, 2001 (3):6-10.

[5] 肖武. 基于强度折减法和容重增加法边坡稳定性分析及工程应用[D]. 南京:河海大学,2005.

[6] DAWSON E M, ROTH W H, DRESCHER A. Slope stability analysis by strength reduction[J]. Geotechnique, 1999,49(6):835-840.

[7] 栗茂田,武亚军,年廷凯. 强度折减有限元法中边坡失稳的塑性区判据及其应用[J]. 防灾减灾工程学报,2003,23(3):1-8.

LUAN Mao-tian, WU Ya-jun, NIAN Yan-kai. A criterion for evaluating slope stability based on development of plastic zone by shear strength reduction FEM[J]. Journal of Seismology, 2003,23(3):1-8.

[8] 刘涛,杨凤鹏. 精通 ANSYS[M]. 北京:清华大学出版社,2001.

[9] SWAN C C, SEO Y K. Limit state analysis of earthen slopes using dual continuum/FEM approaches[J]. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech, 1999, 23:1359-1371.

[10] 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.

ZHANG Lu-yu, ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi, et al. The feasibility study of strength-reduction method with FEM for calculating safety factors of soil slope stability[J]. Shuili Xuebao, 2003(1):21-27.

(编辑 王秀玲)