

文章编号:2095-0411(2016)04-0071-05

超载作用下土坡稳定性计算方法的比较研究

李美娟¹, 王小平^{1,2}, 夏 雄^{1,2}

(1.常州大学 环境与安全工程学院,江苏 常州 213164;2.常州大学 岩土工程研究所,江苏 常州 213164)

摘要:采用极限平衡法和基于有限元的滑面应力法对土坡在超载作用下土坡的稳定性进行了分析。极限平衡法和基于线弹性有限元滑面应力法得出的超载作用下土坡稳定安全系数变化规律基本一致,而采用后者得到土坡的稳定安全系数偏大。基于库伦屈服准则和相关联的流动准则,采用理想弹塑性模型,对土坡在超载作用下的稳定性进行了弹塑性有限元滑面应力法分析。数值计算表明:采用弹塑性有限元分析,土坡在超载作用下,坡顶局部区域内应力场发生了较大调整,从而影响了土坡的稳定性,使得土坡的稳定安全系数下降,最危险滑动面位置上移。

关键词:土坡;超载;极限平衡法;有限元;滑面应力法

中图分类号:TU 11

文献标志码:A

doi:10.3969/j.issn.2095-0411.2016.04.013

Effect of Surcharge on the Soil Slope Stability

LI Meijuan¹, WANG Xiaoping^{1,2}, XIA Xiong^{1,2}

(1. School of Environmental and Safety Engineering, Changzhou University, Changzhou 213164, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Changzhou University, Changzhou 213164, China)

Abstract: This paper analyzed the stability of soil slope in the condition of surcharge with limit equilibrium method and finite element slip surface-stress method. With limit equilibrium method and linear elastic finite element slip surface-stress method, the relation between surcharge and soil slope stability coefficient were almost similar, but with the latter method, the soil slope stability coefficient was bigger. And also, based on the Mohr-Coulomb failure rule and associated rule, with the elastic-plastic model, this paper analyzed the stability of soil slope in the condition of surcharge with the elastic-plastic finite element slip surface-stress method. Numerical results showed that the stress field in the local area of the soil slope had been modified. This had great influence on the soil slope stability, with the stability coefficient being reduced, and the location of the most dangerous slip being changed.

Key words: soil slope; surcharge; limit equilibrium method; finite element; slip surface-stress method

边坡稳定性分析方法一直是岩土工程中研究的重要课题。目前可用于边坡稳定性分析的主要方法除了工程地质类比法外,还有极限平衡法、赤平极射投影和实体比例投影法及各种数值计算方法^[1]等。关于土坡稳定性的分析方法,极限平衡法在工程应用中仍占据相当重要的地位,主要是由于该方法有

着明确的力学假定,利用开发的计算机应用程序进行分析也比较方便,而且有相当的工程应用经验可以借鉴^[2];基于刚性土条和土条内各种分布假设的极限平衡法不能反映土体的应力-应变关系,不能反映土坡内部应力场在外荷载或环境变化条件下内部应力场调整的过程,但可以首先通过极限平衡理论

收稿日期:2016-01-21。

基金项目:政策引导类计划(产学研合作)-前瞻性联合研究项目(BY2015027-03, BY2015027-15)。

作者简介:李美娟(1977—),女,山西万荣人,硕士,讲师,主要从事土木工程相关方面的实验及研究。

大致确定潜在滑动面,随后再用有限元数值方法获得准确滑动面^[3]。

影响边坡稳定性的外荷载或环境条件变化除了自然因素外,人为因素也很重要,如超载、不正当开挖、降水排水等都有可能引起边坡失稳,本文将采用极限平衡法,基于线弹性、弹塑性有限元的滑面应力法^[4]对边坡坡顶在超载作用下边坡的稳定性进行分析,并做一些比较研究。

1 经典的弹塑性理论

根据增量型弹塑性理论^[5],可假设土体应力应变关系为

$$d\sigma = D_{ep} d\epsilon \quad (1)$$

式中 D_{ep} 为弹塑性矩阵。

土体材料初始屈服后,其性态即进入弹塑性状态。假定应变增量可分解为弹性分量与塑性分量之和,则

$$d\epsilon = d\epsilon_e + d\epsilon_p \quad (2)$$

根据广义虎克定律 $d\epsilon$ 表示为

$$d\epsilon_e = D_e^{-1} d\sigma \quad (3)$$

采用关联流动法得:

$$d\epsilon_p = \frac{\partial F}{\partial \sigma} d\lambda$$

$$d\epsilon = D_e^{-1} d\sigma + \frac{\partial F}{\partial \sigma} d\lambda = D_e^{-1} d\sigma + d\lambda \alpha \quad (4)$$

式中 α 为流动矢量, D_e 为弹性矩阵。

$$\alpha = \frac{\partial F}{\partial \sigma} = \left[\frac{\partial F}{\partial \sigma_x} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_y} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_z} \quad \frac{\partial F}{\partial \tau_{yz}} \quad \frac{\partial F}{\partial \tau_{zy}} \quad \frac{\partial F}{\partial \tau_{xy}} \right]^T$$

屈服函数取为 $F(\sigma, \kappa) = 0$, 式 κ 中表示塑性应变的函数,则有:

$$dF = \left[\frac{\partial F}{\partial \sigma} \right] d\sigma + \left[\frac{\partial F}{\partial \kappa} \right] d\kappa = 0 \quad (5)$$

假设

$$A = - \frac{1}{d\lambda} \frac{\partial F}{\partial \kappa} d\kappa$$

将式(4)两端同时左乘向量 $\alpha^T D_e$, 得

$$d\lambda = \frac{\alpha^T D_e d\epsilon}{A + \alpha^T D_e \alpha} \alpha^T D_e d\epsilon \quad (6)$$

得

$$d\epsilon = D_e^{-1} d\sigma + \frac{\alpha \alpha^T D_e}{A + \alpha^T D_e \alpha} d\epsilon \quad (7)$$

将式(7)代入到式(1)得

$$D_{ep} = D_e - \frac{D_e \alpha \alpha^T D_e}{A + \alpha^T D_e \alpha} \quad (8)$$

确定土体的弹塑性矩阵 D_{ep} 后,土体的弹塑性

应力应变关系即确定,再结合其他相关基本方程,运用有限元数值计算方法,根据模型的边界条件、土体材料的相关参数,就可求解工程实践中的边值问题。

2 Mohr-Coulomb 屈服准则

Mohr-Coulomb 屈服准则可以反映岩土体不同抗压强度的 S-D 效应(Strength Difference Effect),也可以考虑对静水压力的敏感性^[6],而且应用起来也比较方便。此外,屈服准则^[7]所涉及的 2 个主要土体强度指标——黏聚力和内摩擦角可以通过直剪实验、三轴实验等方法获得,因此该屈服准则在工程中得到了广泛应用。在主应力空间内, Mohr-Coulomb 屈服面准则函数

$$F = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - c \cos \phi = 0 \quad (9)$$

式中: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ 为主应力,且 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, c 和 ϕ 分别为岩土体的黏聚力和内摩擦角。

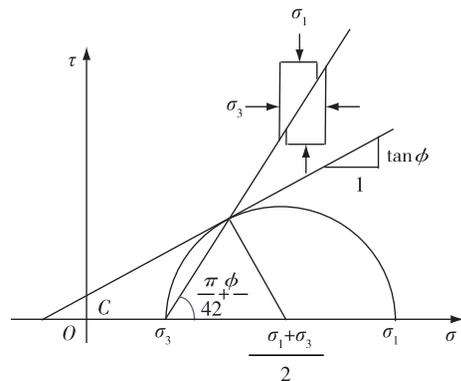


图 1 Mohr-Coulomb 屈服准则

Fig.1 Mohr-Coulomb yield criterion

3 基于滑面应力法的边坡稳定分析方法

滑面应力法是利用有限元计算的数值应力场内插确定假定滑动面上的应力,再根据传统的极限平衡法确定边坡安全系数。该方法基本原理如下:首先假定土坡内存在一条滑动面,并对滑动面坡体进行条分,如图 2 所示。

该滑动面的稳定安全系数可定义为滑动面上抗滑力与滑动力之比:

$$K = \frac{\int_l \tau_r dl}{\int_l \tau_m dl} \approx \frac{\sum S_r}{\sum S_m} \quad (10)$$

各条块的抗滑力 S_r 主要是由于土体抗剪强度产生的,可简单用条块滑动面平均抗剪强度乘以条块滑动面长度获得,即:

$$S_r = sl = (c + \sigma_n \tan\varphi)l \quad (11)$$

式中: l 为条块滑动面长度, σ_n 为条块滑动面平均法向应力。

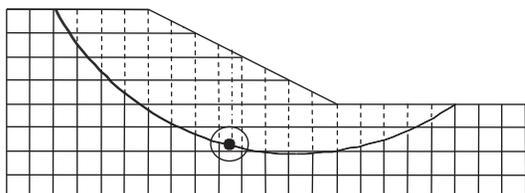


图 2 有限元计算边坡稳定安全系数示意图

Fig.2 Schematic diagram for the calculation of factor of stability by FEM

滑动力 S_m 可由条块滑动面平均滑动剪应力求得:

$$S_m = \tau_m l \quad (12)$$

式中 τ_m 为条块滑动面平均滑动剪应力。

对于条块滑动面平均法向应力 σ_n 和平均滑动剪应力 τ_m 的计算,采用如下步骤^[8]:

1) 进行有限元数值分析求解得到各单元高斯点应力;

2) 利用各单元高斯点应力插值获得各单元滑动面应力 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$;

3) 求条块滑动面平均法向应力 σ_n 和滑动面平均滑动剪应力 τ_m , 应力张量变换采用如下计算公式:

$$\begin{cases} \sigma_n = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \\ \tau_m = \tau_{xy} \cos 2\theta - \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta \end{cases} \quad (13)$$

式中: $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ 为条块单元滑动面应力, θ 为条块单元滑动面与水平方向夹角。

根据式(10)计算所有假定滑动面的安全系数,取最小的安全系数即为边坡的稳定安全系数。

4 实际算例分析

本文以均匀土质边坡为例,采用极限平衡法和基于有限元的滑面应力法分析超载对边坡稳定性的影响。边坡的几何尺寸如图 3,材料参数见表 1,超载位置距坡顶边缘线 2m,超载宽度为 6m。线弹性有限元计算弹性模量取 4 000kPa, λ 取 0.3。弹塑性有限元计算采用理想弹塑性本构模型,屈服准则采

用 Mohr-Coulomb 屈服准则。有限元计算网格采用 3 009 个单元,9 270 个结点。边界条件为:左右边界采用水平约束,下部边界采用固定约束。

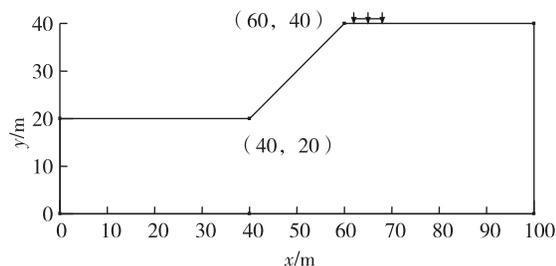


图 3 土质边坡的几何形状

Fig.3 Geometrical shape of a soil slope

表 1 土质边坡的材料参数

Table 1 Material parameters of soil slope

土体重度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力/kPa	内摩擦角/($^\circ$)	膨胀角/($^\circ$)
20	42	17	0

图 4、图 5 为边坡安全系数随着超载的增加变化图,从图中可以看出,随着超载的逐渐增加边坡的安全系数变化规律基本趋于一致,即随着超载的增加边坡稳定安全系数逐渐降低。整体上采用极限平

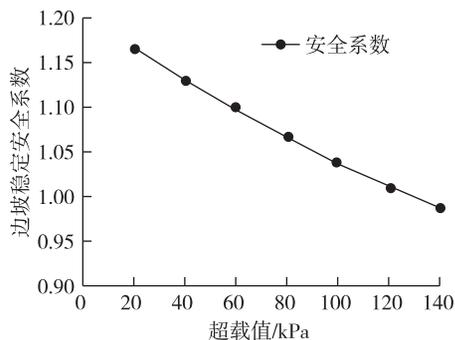


图 4 极限平衡法计算曲线

Fig.4 Computation curve by LEM

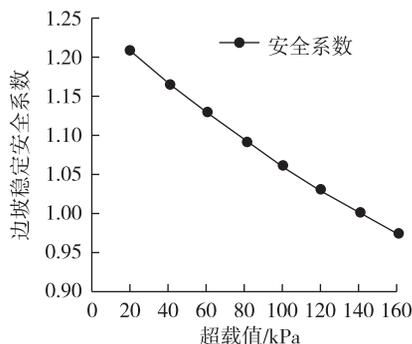


图 5 线弹性有限元滑面应力法计算曲线

Fig.5 Computation curve by linear elastic FEM

衡法获得边坡的稳定安全系数低于基于线弹性有限元滑面应力法得到的稳定安全系数。超载值达到约 140kPa 时,采用极限平衡法分析边坡稳定性时边坡发生失稳,而采用基于线弹性有限元滑面应力法分析时当超载达到约 160kPa 时边坡才发生失稳。

图 6~图 8 为荷载增加到边坡失稳时最危险滑动面上抗剪强度和剪应力分布图。从图 6 可以看出,采用极限平衡法进行分析得到:滑动面上滑动剪应力与土体抗剪强度规律一致,而滑动剪应力稍大。滑动面上剪应力与抗剪强度发生突变主要是由于超载的影响。从图 7 可以看出,采用基于线弹性有限元滑面应力法分析可得:在整个滑动面上除坡顶局部滑动面上剪应力都高于土体抗剪强度,尤其是滑动面坡角部分最为明显,滑动面中间部位也较为明显。如果采用基于弹塑性有限元的滑面应力法进行分析时,这些部位必定引起应力调整。从图 8 可以看出采用弹塑性有限元滑面应力法得到的滑动面上抗剪强度及滑动剪应力分布不够光滑,经过应力调

整后,滑动面下部和坡顶局部滑动面上滑动剪应力高于抗剪强度。

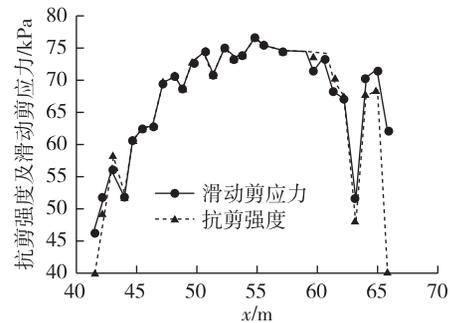


图 8 弹塑性有限元滑面应力法滑动面上抗剪强度及滑动剪应力分布

Fig.8 Shear strength and shear stress distribution along the slip surface by elastic-plastic FEM

图 9~图 11 为超载增加到边坡失稳时的最危险滑动面。可以看出采用极限平衡法和基于线弹性有限元滑面应力法分析出来的最危险滑动面位置基本一致。值得注意的是,采用基于弹塑性有限元的滑面应力法分析时边坡在超载增加到 40kPa 时就出现计算不收敛,失稳时滑动面如图 11 所示,并由此可以看出,分析出来的最危险滑动面位置有所改变,整个滑动体变小。随着荷载的逐渐增加,最危险滑动面的位置逐渐上移,这主要是由于边坡在超载作用下,坡顶局部区域内应力场有了较大调整,边坡发生失稳之前滑动面上会发生应变局部化现象^[9-10],形成剪切带,从而影响到最危险滑动面的位置。

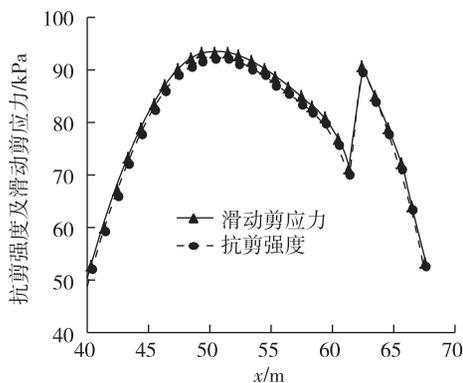


图 6 极限平衡法滑动面上抗剪强度及滑动剪应力分布
Fig.6 Shear strength and shear stress distribution along the slip surface by LEM

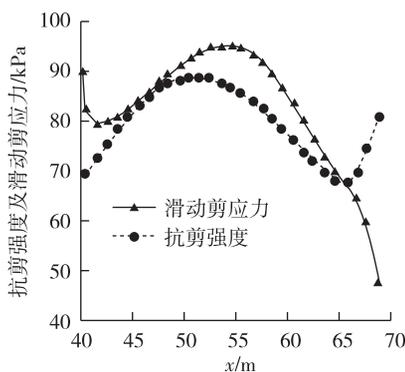


图 7 线弹性有限元滑面应力法滑动面上抗剪强度及滑动剪应力分布
Fig.7 Shear strength and shear stress distribution along the slip surface by linear elastic FEM

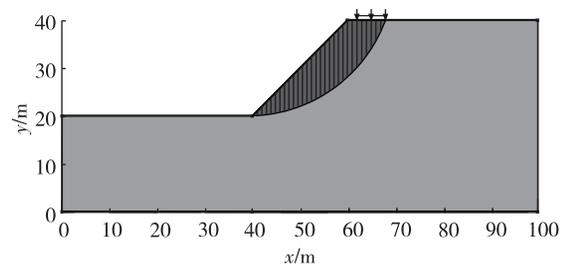


图 9 极限平衡法滑动面位置
Fig.9 Location of slip surface by LEM y/m

5 结 论

1)利用极限平衡法和基于线弹性有限元的滑面应力法分析在超载作用下土坡的稳定性,2 种计算方法得出稳定安全系数变化规律基本一致,而基于线弹性有限元滑面应力法得出的稳定安全系数偏大。

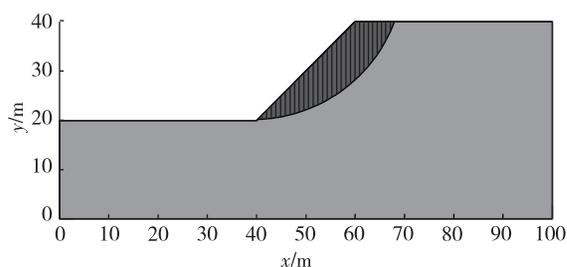


图10 线弹性有限元滑面应力法滑动面位置

Fig.10 Location of slip surface by linear elastic FEM

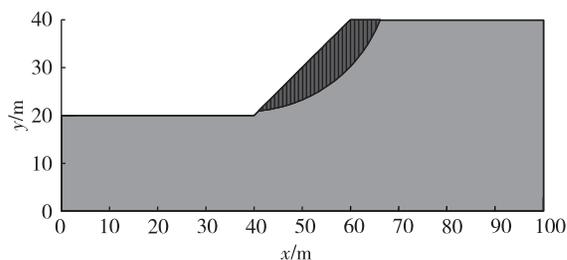


图11 弹塑性有限元滑面应力法滑动面位置

Fig.11 Location of slip surface by elastoplastic FEM

2)采用极限平衡法和基于线弹性有限元法分析得出超载至失稳时的最危险滑动面位置基本一致,采用理想弹塑性模型有限元分析土坡在超载至失稳时的最危险滑动面上移,整个滑动体变小。

3)采用理想弹塑性模型分析得到的应力场分布,滑动面上抗剪强度及滑动剪应力分布曲线在边坡临近失稳时局部应力场呈现一定的混沌状态,应

力等值线不够光滑,较为合理的模拟出这种应力场必须用到应变局部化相关理论,这需进一步研究。

参考文献:

- [1]郑颖人.岩土数值极限分析方法的发展与应用[J].岩石力学与工程学报,2012,31(7):1297-1316.
- [2]陈祖煜.土质边坡稳定分析[M].北京:中国水利水电出版社,2003:150-188.
- [3]陈国庆,黄润秋,石豫川,等.基于动态和整体强度折减法的边坡稳定性分析[J].岩石力学与工程学报,2014,33(2):243-256.
- [4]郭洪亮.基于有限元滑面应力法的深基坑土钉支护结构稳定性分析[D].大连:大连理工大学,2009:16-52.
- [5]潘昌实,张弥,吴鸿庆.隧道力学数值方法[M].北京:中国铁道出版社,1995:63-125.
- [6]吴科亮,丁春林.基于正交试验法的边坡稳定因素敏感性分析[J].华东交通大学学报,2016,33(2):114-120.
- [7]吕霖,崔颖辉,刘佳等.岩石力学强度理论的研究现状分析[J].北方工业大学学报,2010,22(1):73-78.
- [8]殷宗泽,吕擎峰.圆弧滑动有限元土坡稳定分析[J].岩土力学,2005,26(10):1525-1529.
- [9]王小平,徐卫亚.应变局部化问题中的正则化机制探讨[J].岩土力学,2008,29(11):2997-3002.
- [10]刘晓宇,赵颖,刘洋,等.土质边坡极限平衡状态及临界滑动面的判定方法[J].岩石力学与工程学报,2012,31(7):1370-1378.

(责任编辑:李艳)