文章编号:1009-6582(2019)05-0092-06 DOI: 10.13807/j.cnki.mtt.2019.05.013

某地铁车站开挖边坡失稳影响因素上限分析

李风云
(广州地铁设计研究院股份有限公司,广州 510010)

摘　要　在各种因素作用下,地铁车站开挖边坡易产生拉裂、沉降等现象,将对边坡的稳定性造成不利影响。文章基于极限分析上限法,采用对数螺旋线破坏模式,推导了坡顶超载及地震效应下裂缝边坡安全系数计算方程,并基于MATLAB数值求解软件,获得了不同参数组合下的安全系数最优解,分析了不同参数条件下坡顶超载对边坡稳定性的影响规律。研究结果表明:安全系数随超载的增大不断减小,当超载较小时减小的比率相对较大;当超载一定时,坡角、水平地震系数、内摩擦角及粘聚力系数对边坡稳定性影响显著。

关键词　地铁车站　边坡失稳　坡顶超载　极限分析上限法　安全系数　地震效应　拟静力分析
中图分类号:U231.4　　**文献标识码:**A

1　引　言

随着城市化进程的进一步推进,地铁建设得到快速发展,地铁线路开挖边坡的稳定性及安全性越来越引起人们的重视。某地铁线路浅埋明挖区间及车站主要采用放坡开挖方式进行开挖[1~3],由于在持续的重车动荷载作用下,开挖边坡产生了拉裂、沉降等现象,最终导致滑坡。

大量边坡由于开挖削坡不规范、坡顶加载及不适当的开挖放炮等方式而失稳。坡顶超载不仅增大了边坡下滑力,还加大了坡顶张应力和坡脚剪应力的集中程度,有时还会引起边坡边界条件的改变,如引起地下水位的变化,破坏坡体的渗流系统[4],从而降低了边坡稳定性。康剑伟等[5]基于强度折减法研究了超载条件下各因素对边坡稳定性的影响,研究表明内摩擦角对边坡稳定性影响最为显著,坡角次之;蒋青青等[6]基于FLAC^{3D}软件研究了剪胀角对边坡稳定性的影响,随着坡顶荷载的增大,安全系数逐渐减小,内摩擦角的增大引起剪胀角对安全系数的影响不断滞后。以上研究对超载作用下边坡稳定性分析作出了一定的贡献,但较少考虑裂缝对边坡稳定性的影响。而裂缝的开展对边坡稳定性会产生不利影响,最终可导致边坡失稳。

目前,研究裂缝对边坡稳定性的方法主要有以下几种:极限平衡方法[7,8]、数值分析方法[9,10]及极限分析方法[11]。当采用极限平衡分析方法时,裂缝深度及位置必须给定;而在实际工程中,坡顶含有多条裂缝,难以确定哪条裂缝对边坡稳定性是最不利的。数值分析方法对参数的选取依赖性很强,目前参数的准确获取仍是岩土界面临的一个难题。极限分析方法避免了复杂的内力计算,基于虚功原理及假设的破坏模式,可以较好地反映裂缝边坡稳定性的变化。由于该方法简单实用,具有明确的物理意义,因此广泛应用于岩土构筑物稳定性分析。

基于以上分析,本文拟采用极限分析上限法建立超载条件和地震效应下裂缝边坡的安全系数计算公式,借助数值计算软件计算出不同参数组合下的安全系数值,分析不同参数条件下超载对边坡稳定性的影响规律,对边坡稳定性评估及边坡的加固设计参数选取具有重大的理论意义。

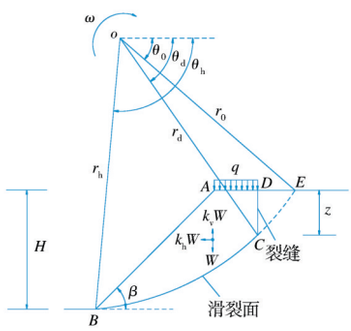
2　安全系数计算

修改稿返回日期:2018-06-20
基金项目:国家自然科学基金(51308209);湖南省自然科学基金(2015jj6038).
作者简介:李风云(1980-),男,硕士,工程师,主要从事隧道及地下工程的设计和科研工作,E-mail:lifengyun_1203@163.com.

2.1 极限分析上限法

极限分析上限法是岩土工程常用的一种稳定性分析方法，其假设岩土介质是理想的刚塑性体，基于虚功原理，在运动许可速度场内，令外力所做的功率等于内能耗散率以获得目标函数。然后借助于分析软件对目标函数进行优化求解，以达到分析构筑物稳定性的目的。

基于极限分析上限法，目前研究中广泛采用的边坡破坏面为对数螺旋线破坏面，所以本文以通过坡趾的对数螺旋线旋转间断机构为例进行分析，破坏模式如图1所示。外荷载考虑了地震力及超载作用。



注：H为边坡高度；β为边坡坡角；O为旋转中心；ω为破坏土体旋转角速度；z为裂缝深度；DC为裂缝；q为超载荷载；r_h为OB的长度；r_d为OC的长度；r_0为OE的长度；θ_0为OE与水平线的夹角；θ_d为OC与水平线的夹角；θ_h为OB与水平线的夹角.

图1 破坏模式

Fig.1 Failure mode

2.2 拟静力分析法

Terzaghi[12]较早地将拟静力分析方法应用于地震边坡的稳定性分析中。由于该方法简单实用，目前广泛应用于地震边坡稳定性分析[13~15]。拟静力法把作用在边坡上的地震力等效为水平方向静态力k_hW及竖直方向上的静态力k_vW，其中W为滑动土体的重量，k_h为水平方向地震加速度系数，k_v为竖直方向地震加速度系数，见图1。本文计算中把竖直方向上静态力等效为水平方向上静态力的一个分量：

$$k_v = \lambda k_h \tag{1}$$

式中：λ为k_v相对于k_h的比例系数，本文计算中取λ分别为-0.4，-0.2，0，0.2和0.4。

2.3 能耗计算

在考率超载与地震作用下，外部能耗计算包括重力做功、超载做功及地震做功，内部能耗包括滑动面内能耗散。

(1) 外部能耗计算

① 重力做功

重力所做功率方程如式(2)：

$$W_{soil} = \omega\gamma r_0^3(f_1 - f_2 - f_3 - f_1^* + f_2^* + f_3^*) \tag{2}$$

式中：γ为岩土容重；ω为角速度；函数f_1~f_3，f_1^*~f_3^*表达式如下：

$$f_1 = \frac{\exp\left[3(\theta_h-\theta_0)\tan\varphi\right](3\tan\varphi\cos\theta_h+\sin\theta_h) - 3\tan\varphi\cos\theta_0 - \sin\theta_0}{3(1+9\tan^2\varphi)} \tag{3}$$

$$f_2 = \frac{1}{6}\sin\theta_0\frac{L}{r_0}\left(2\cos\theta_0 - \frac{L}{r_0}\right) \tag{4}$$

$$f_3 = \frac{1}{6}\exp\left[(\theta_h-\theta_0)\tan\varphi\right]\cdot\left[\sin(\theta_h-\theta_0) - \frac{L}{r_0}\sin\theta_h\right]\cdot\left\{\cos\theta_0 - \frac{L}{r_0} + \exp\left[(\theta_h-\theta_0)\tan\varphi\right]\cos\theta_h\right\} \tag{5}$$

$$f_1^* = \frac{\exp\left[3\tan\varphi(\theta_d-\theta_0)\right](3\tan\varphi\cos\theta_d+\sin\theta_d) - 3\tan\varphi\cos\theta_0 - \sin\theta_0}{3(1+9\tan^2\varphi)} \tag{6}$$

$$f_2^* = \frac{1}{6}\sin\theta_0\frac{L^*}{r_0}\left(2\cos\theta_0 - \frac{L^*}{r_0}\right) \tag{7}$$

$$f_3^* = \frac{1}{3}\exp\left[2\tan\varphi(\theta_d-\theta_0)\right](\cos\theta_d)^2\cdot\left\{\exp\left[\tan\varphi(\theta_d-\theta_0)\right]\sin\theta_d - \sin\theta_0\right\} \tag{8}$$

式中：L为AE段的长度；L^*为AD段的长度。

② 超载做功

超载所做功率方程为：

$$W_q = \omega\gamma r_0^3 q^* f_q \tag{9}$$

其中，$q^*=q/\gamma H$，

$$f_q = \left(\frac{L}{r_0} - \frac{L^*}{r_0}\right)\left(\cos\theta_0 - \frac{L}{2r_0} - \frac{L^*}{2r_0}\right)\frac{H}{r_0} \tag{10}$$

③ 地震做功

地震做功包括水平地震力做功及竖向地震力做功：

$$W_{kv} = \lambda k_h\omega\gamma r_0^3(f_1 - f_2 - f_3 - f_1^* + f_2^* + f_3^*) \tag{11}$$

$$W_{kh} = k_h\omega\gamma r_0^3(f_4 - f_5 - f_6 - f_4^* + f_5^* + f_6^*) \tag{12}$$

式中：函数f_4~f_6，f_4^*~f_6^*具体表达式如下：

$$f_4 = \frac{\exp\left[3\tan\varphi(\theta_h-\theta_0)\right](3\tan\varphi\sin\theta_h-\cos\theta_h) - 3\tan\varphi\sin\theta_0 + \cos\theta_0}{3(1+9\tan^2\varphi)} \tag{13}$$

$$f_5 = \frac{1}{3}\frac{L}{r_0}\sin^2\theta_0 \tag{14}$$

$$f_6=\frac{\exp\left[(\theta_h-\theta_0)\tan\varphi\right]}{6}\left[\sin(\theta_h-\theta_0)-\frac{L}{r_0}\sin\theta_h\right]\cdot\left[\sin\theta_0+\sin\theta_h e^{(\theta_h-\theta_0)\tan\varphi}\right]\exp\left[3\tan\varphi(\theta_d-\theta_0)\right](3\tan\varphi\sin\theta_d-\cos\theta_d)\tag{15}$$

$$f_4^*=\frac{-3\tan\varphi\sin\theta_0+\cos\theta_0}{3(1+9\tan^2\varphi)}\tag{16}$$

$$f_5^*=\frac{1}{3}\frac{L^*}{r_0}\sin^2\theta_0\tag{17}$$

$$f_6^*=\frac{1}{6}\exp\left[\tan\varphi(\theta_d-\theta_0)\right]\cos\theta_d\cdot\left\{\exp\left[2\tan\varphi(\theta_d-\theta_0)\right]\sin^2\theta_d-\sin^2\theta_0\right\}\tag{18}$$

（2）内部能耗计算

内部耗散率发生在间断面BC上，内部能量耗损率为：

$$W_d=c\omega r_0^2\frac{\exp\left[2\tan\varphi(\theta_h-\theta_0)\right]-\exp\left[2\tan\varphi(\theta_d-\theta_0)\right]}{2\tan\varphi}\tag{19}$$

式中：c为土的粘聚力。

（3）稳定系数计算

基于极限分析上限法，使外荷载所做的功率等于内能耗散率，可求得安全系数F_s为：

$$F_s=\frac{c}{\gamma H}\cdot\frac{\exp\left[2\tan\varphi(\theta_h-\theta_0)\right]-\exp\left[2\tan\varphi(\theta_d-\theta_0)\right]}{2\tan\varphi\cdot\left[\begin{array}{l}(1+\lambda k_h)(f_1-f_2-f_3-f_1^*+f_2^*+f_3^*)\\+k_h(f_4-f_5-f_6-f_4^*+f_5^*+f_6^*)+q^*f_q\end{array}\right]}\cdot\frac{H}{r_0}\tag{20}$$

由几何条件易得：

$$\frac{z}{r_0}=\exp\left[\tan\varphi(\theta_d-\theta_0)\right]\sin\theta_d-\sin\theta_0\tag{21}$$

$$\frac{L}{r_0}=\frac{\sin(\theta_0+\beta)}{\sin\beta}-\exp\left[\tan\varphi(\theta_h-\theta_0)\right]\frac{\sin(\theta_h+\beta)}{\sin\beta}\tag{22}$$

$$\frac{L^*}{r_0}=\cos\theta_0-\exp\left[\tan\varphi(\theta_d-\theta_0)\right]\cos\theta_d\tag{23}$$

$$\frac{H}{r_0}=\exp\left[\tan\varphi(\theta_h-\theta_0)\right]\sin\theta_h-\sin\theta_0\tag{24}$$

目标函数F_s是θ_0，θ_h的函数。通过MATLAB优化计算可以得到不同参数组合下的安全系数最优解。

3 工程概况

某地铁车站采用地下一层侧式车站+浅埋明挖区间的型式。该工程场地地层依次为粉质粘土，强风化、中风化泥质粉砂岩，结构底板基本位于中风化岩层，浅埋明挖区间及车站主要采用放坡开挖方式进行开挖。

基坑开挖线以外地面产生开裂。由于在新便道通车前都是稳定的，说明边坡设计、软弱夹层的考虑等基本没有问题。但是新便道通车后，房屋、路面马上出现开裂、沉降，说明在持续的重车动荷载作用下，导致软弱层强度下降，产生拉裂、沉降现象。

由于现场路面荷载的影响，加之对边坡坡度、高度及岩土参数的勘察和设计考虑不足，加剧了边坡坡脚的下沉及裂缝的开展。本次事故由于边坡滑动面的存在，引起开挖边坡的进一步失稳。为了分析该类边坡的失稳机理，本文基于极限分析上限法，以通过其坡趾的对数螺旋线破坏模式为例进行边坡稳定性分析，并考虑了坡顶超载及地震效应的影响。

4 参数分析

以下分析超载系数q^*（$q/\gamma H$，即超载与容重、边坡高度的比值）、内摩擦角φ、裂缝深度与坡高比值δ/H、坡角β、水平地震系数k_h、竖向地震比例系数λ和粘聚力系数$c/\gamma H$等不同参数对裂缝边坡稳定性的影响规律。

（1）内摩擦角φ的影响

图2是内摩擦角φ分别为10°，20°和30°时，安全系数F_s随超载系数q^*的变化曲线。其它参数取值为β=45°，k_h=0.1，λ=0.2，c/γH=0.15，z/H=0.1。

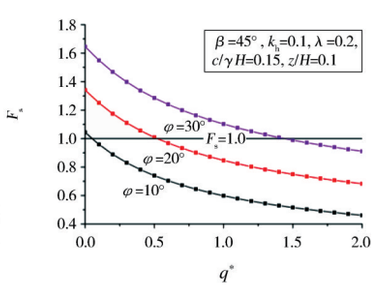


图2 φ取不同值时F_s随q^*的变化曲线

Fig.2 Curves of safety factor F_s varying with q^* in condition of different φ

从图2中可以看出，随着超载系数q^*的增大，安全系数F_s显著减小，且当超载系数q^*较小时，超载对边坡稳定性影响更为显著。水平线F_s=1.0将图形分为稳定区域（F_s>1.0）及不稳定区域（F_s<1.0）。当内摩擦角φ=10°时，边坡的安全系数基本都小于1.0，此时边坡不稳定。随着内摩擦角φ的增大，三条曲线的安全系数为1.0时所对应的超载系数越来越大，表明需要更大的超载才可使得边坡达到极限状态。当超载一定时，内摩擦角对边坡稳定性影响显著。

（2）裂缝深度与坡高比值δ/H的影响

图3是裂缝深度与坡高比值δ/H分别为0，0.1和

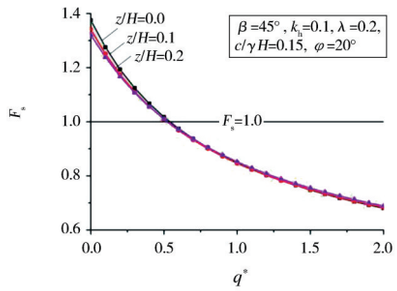


图3 δ/H取不同值时F_s随q^*的变化曲线

Fig.3 Curves of safety factor F_s varying with q^* in condition of different δ/H

0.2时，安全系数F_s随超载系数q^*的变化曲线。其它参数取值为β=45°，k_h=0.1，λ=0.2，$c/\gamma H$=0.15，φ=20°。

从图3中可以看出，随着超载系数q^*的增大，安全系数F_s显著减小，且当超载系数q^*较小时，超载对边坡稳定性影响更为显著。当超载系数q^*较小时，随着裂缝深度与坡高比值δ/H的增大，三条曲线略有差异，而当超载系数q^*较大时三条曲线基本重合。当超载一定时，裂缝深度与坡高比值对边坡稳定性影响较小。

（3）坡角β的影响

图4是坡角β分别为15°，30°，45°，60°和75°时，安全系数F_s随超载系数q^*的变化曲线。其它参数取值为k_h=0.1，λ=0.2，$c/\gamma H$=0.15，φ=20°，z/H=0.1。

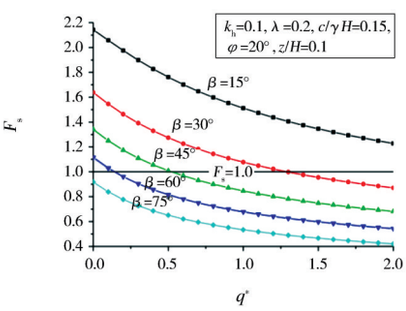


图4 β取不同值时F_s随q^*的变化曲线

Fig.4 Curves of safety factor F_s varying with q^* in condition of different β

从图4中可以看出，随着超载系数q^*的增大，安全系数F_s显著减小，且当超载系数q^*较小时，超载对边坡稳定性影响更为显著。随着坡角β减小，安全系数F_s不断增大。坡角越小，坡角变化对边坡稳定性影响越为显著。当超载一定时，坡角对边坡稳定性影响显著。

（4）水平地震系数k_h的影响

图5是水平地震系数k_h分别为0，0.1，0.2，0.3和0.4时，安全系数F_s随超载系数q^*的变化曲线。其它参数取值为β=45°，λ=0.2，φ=20°，$c/\gamma H$=0.15，z/H=0.1。

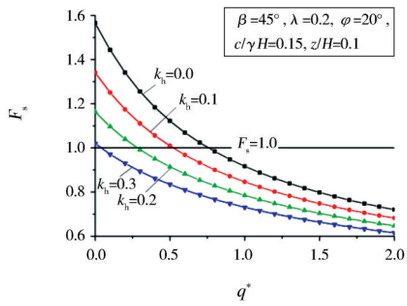


图5 k_h取不同值时F_s随q^*的变化曲线

Fig.5 Curves of safety factor F_s varying with q^* in condition of different k_h

从图5中可以看出，随着超载系数q^*的增大，安全系数F_s显著减小，且当超载系数q^*较小时，超载对边坡稳定性影响更为显著。水平地震系数k_h越小，安全系数F_s越大，边坡越稳定。当超载系数q^*较大时，水平地震系数k_h的变化对安全系数影响则较小。当超载一定时，水平地震系数对边坡稳定性影响显著。

（5）地震效应比例系数λ的影响

图6是竖向地震比例系数λ分别为-0.4，-0.2，0，0.2和0.4时，安全系数F_s随超载系数q^*的变化曲线。其它参数取值为β=45°，k_h=0.1，$c/\gamma H$=0.15，φ=20°，z/H=0.1。

从图6中可以看出，随着超载系数q^*的增大，安全系数F_s显著减小，且当超载系数q^*较小时，超载对

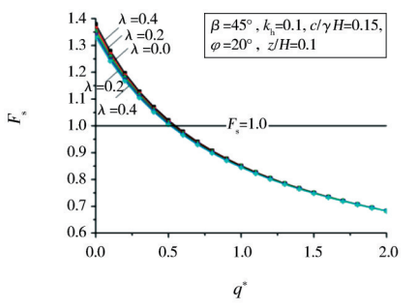


图6 λ取不同值F_s随q^*的变化曲线

Fig.6 Curves of safety factor F_s varying with q^* in condition of different λ

边坡稳定性影响更为显著。当超载系数q^*较小时，随竖向地震比例系数λ的增大，安全系数F_s不断减小。当超载系数q^*较大时，地震效应比例系数λ的变化对安全系数F_s基本无影响。当超载一定时，裂缝深度与坡高比值对边坡稳定性影响较小。

（6）粘聚力系数$c/\gamma H$的影响

图7是粘聚力系数$c/\gamma H$分别为0.05，0.10，0.15，0.20和0.25时，安全系数F_s随超载系数q^*的变化曲线。其它参数取值为β=45°，k_h=0.1，λ=0.2，φ=20°，z/H=0.1。

从图7中可以看出，随着超载系数q^*的增大，安全系数F_s显著减小，且当超载系数q^*较小时，超载对

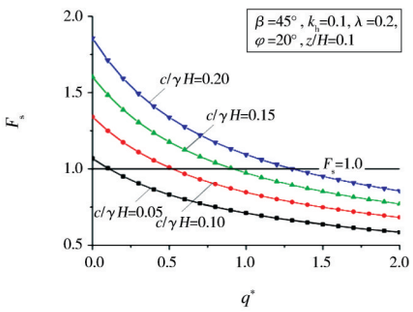


图7 $c/\gamma H$取不同值时F_s随q^*的变化曲线

Fig.7 Curves of safety factor F_s varying with q^* in condition of different $c/\gamma H$

边坡稳定性影响更为显著。粘聚力系数$c/\gamma H$越大，安全系数F_s越大，边坡越稳定。当超载系数q^*较大时，粘聚力系数$c/\gamma H$的变化对安全系数影响则较小。当超载一定时，水平地震系数对边坡稳定性影响显著。

5 结 论

基于极限分析上限法，以某车站开挖失稳边坡为研究对象，探究了各参数对开挖边坡稳定性的影响规律，为制定预防基坑放坡开挖事故的技术措施、控制事故的发生和改进基坑工程的安全性提供了理论依据。基于以上研究，可得如下结论：

（1）本文推导了考虑超载及地震效应的裂缝边坡安全系数计算方程，分析了不同参数条件下，超载对裂缝边坡稳定性的影响规律。

（2）安全系数F_s随超载系数q^*的增大不断减小，且当超载较小时，超载变化对边坡稳定性影响更加显著。

（3）当超载一定时，安全系数F_s随坡角β和水平地震系数k_h的增大而显著减小，而随着内摩擦角φ、粘聚力系数$c/\gamma H$的增大而显著增大。

（4）当超载一定时，裂缝深度与坡高比值δ/H和竖向地震比例系数λ的变化对边坡稳定性影响较小。

现代隧道技术

参考文献
References

[1] 刘开富，陈阶亮，谢新宇，等. 基坑放坡开挖破坏性状大变形有限元分析[J]. 岩土工程学报，2006，28（增）：1406-1410.
LIU Kaifu, CHEN Jieliang, XIE Xinyu, et al. Large Deformation Finite Element Analysis on Excavated Slopes[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28 (S):1406-1410.

[2] 邓义龙. 深基坑放坡开挖与下部隧道的相互作用分析[J]. 兰州工业学院学报，2011，18（6）：39-43.
DENG Yilong. Interaction Analysis on Deep Foundation Excavation and the Lower Tunnel[J]. Journal of Lanzhou Polytechnic College, 2011, 18 (6): 39-43.

[3] 史庆涛. 放坡开挖基坑内套直立开挖基坑施工技术[J]. 施工技术，2015（增2）：123-125.
SHI Qingtao. Construction Technology of Vertical Excavation under Step-slope Excavation[J]. Construction Technology, 2015 (S2): 123-125.

[4] 俞伯汀，孙红月，尚岳全. 管网渗流系统对边坡剩余下滑推力影响的物理模拟研究[J]. 岩石力学与工程学报，2007，26（2）：331-337.
YU Boting, SUN Hongyue, SHANG Yuequan. Physical Model Tests on Influence of Pipe Drainage System on Slope Residual Downslide Thrust[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26 (2): 331-337.

[5] 康剑伟，李献勇，安 妮. 坡顶超载情况下的土坡影响因素敏感性分析[J]. 公路工程，2012（3）：12-15.
KANG Jianwei, LI Xianyong, AN Ni. Sensitivity Analysis on Soil Slope under Effect of Overloading on Top of Its Surface[J]. Highway Engineering, 2012 (3): 12-15.

[6] 蒋青青，陈占锋，赖伟明，等. 考虑坡顶超载情况下的边坡剪胀效应分析[J]. 中南大学学报(自然科学版)，2009，40（2）：498-

503.
JIANG Qingqing, CHEN Zhanfeng, LAI Weiming, et al. Dilation Effect of Slope under Over-loading on Top of Its Surface[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2009, 40 (2): 498-503.
[7] 邓东平, 李 亮. 水力条件下具有张裂缝临河边坡稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30 (9): 1835-1847.
DENG Dongping, LI Liang. Study of Stability of Slope with Tension Crack near River under Hydraulic Situation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30 (9): 1835-1847.
[8] 邓东平, 李 亮. 渗流条件下具有张裂缝边坡的稳定性分析[J]. 中南大学学报 (自然科学版), 2013, 44 (1): 294-302.
DENG Dongping, LI Liang. Stability Analysis of Slope with Tensile Crack under Condition of Seepage[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2013, 44 (1): 294-302.
[9] IMAN MEHDIPOUR, MAHMOUD GHAZAVI, REZA ZIAIE MOAYED. Numerical Study on Stability Analysis of Geocell Reinforced Slopes by Considering the Bending Effect[J]. Geotextiles & Geomembranes, 2013, 37: 23-34.
[10] LANE P A, GRIFFITHS D V. Assessment of Stability of Slopes under Drawdown Conditions[J]. Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, 2000, 126 (5): 443-450.
[11] LI Y X, YANG X L. Stability Analysis of Crack Slope Considering Nonlinearity and Water Pressure[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2016, 20 (6): 2289-2296.
[12] TERZAGHI K. Mechanisms of Landslides[M]. Berkeley: Geological Society of America, 1950.
[13] H NOURI, A FAKHER, C J F P HONES. Evaluating the Effects of the Magnitude and Amplification of Pseudo-static Acceleration on Reinforced Soil Slopes and Walls using the Limit Equilibrium Horizontal Slices Method[J]. Geotext Geomembranes 2008, 26 (3): 263-278.
[14] AUSILIO E, CONTE E, DENTE G. Seismic Stability Analysis of Reinforced Slopes[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2000, 19 (3): 159-172.
[15] ZHANG KE, CAO PING. Slope Seismic Stability Analysis on Kinematical Element Method and Its Application[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, 50 (1): 62-71.

The Influential Factors on Instability of Slope during Excavation of a Metro Station Based on Upper Limit Analysis Method

LI Fengyun
(Guangzhou Metro Design & Research Institute Co., Ltd., Guangzhou 510010)

Abstract It is liable to cause tensile cracking and settlement at slope during excavation of metro station under the influence of various factors, resulting in adverse effect on slope stability. A calculation equation for safety factor of cracking slope under the effect of overloaded slope top and earthquake was deduced by logarithmic spiral failure mode based on upper limit method, the optimal solutions for safety factors under different parameter combinations were obtained by using MATLAB numerical solution software, and the effect of overloaded slope top on slope stability in condition of different parameters was analyzed. The results show that the safety factors decrease with an increase of overload and the decrease rate of safety factor is relatively large when overload is small; the effect of slope angle, horizontal seismic factor, internal friction angle and cohesion factor on slope stability is significant under certain overload.

Keywords Metro station; Slope Instability; Over-load at Slope top; Upper limit method; Safety factor; Seismic effect; Quasi-static analysis