

滑动面变形时岩石边坡稳定分析法*

张永兴

(重庆建筑大学岩土工程研究所 重庆 630045)

陈洪凯

(重庆交通学院岩土工程研究所 重庆 630074)

提 要 采用传统极限平衡法,考察单面滑动岩石边坡稳定性存在的主要问题. 研究滑动面变形时岩石边坡稳定性的分析方法. 计算结果表明用新方法比传统方法更接近实际情况.

关键词 极限平衡法 滑动面变形 岩石边坡稳定性

1 引 言

岩体在极少情况下可以视为连续均匀的材料,它充斥着不连续面及软弱结构面. 一个不稳定的岩体边坡其稳定性,通常受软弱夹层或潜在构造面如断层、节理、层理面及叶理面等构造弱面所控制. 对较简单的单面滑动平面边坡的稳定性分析,通常采用传统的刚体极限平衡法^[1,2]. 如图 1 所示,岩体在自重作用下的稳定安全系数为

$$F_s = T/S = (G\cos\alpha\operatorname{tg}\varphi + CL)/(G\sin\alpha), \quad (1)$$

由于塌滑体 ABO 的重量 $G = 1/(2\gamma hL\cos\alpha)$,代入式(1)得

$$F_s = \operatorname{tg}\varphi/\operatorname{tg}\alpha + 4c/(\gamma h\sin 2\alpha), \quad (2)$$

式中 γ 为岩石的容重; h 为滑动面以上塌滑体的高度; α 为滑动面的倾角; L 为滑动面的长度; φ, C 为滑动面内摩擦角及粘聚力.

由式(2)可见,只要塌滑体高度相同,而其他条件不变时,不论边坡的坡顶是平的、斜的,其稳定性是相同的. 这一点显然不符合实际情况. 另一方面,如图 1 中滑动面是分段均质的,即各段 l_1, l_2, \dots, l_n 分别对应不同的摩擦角 $\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_n$ 及内聚力 C_1, C_2, \dots, C_n , 则极限平衡法将式(2)中的 C 及摩擦系数 $\operatorname{tg}\varphi$ 用(f 表示)取各分段的加权平均参加计算,即

$$f = \Sigma f_i l_i / \Sigma l_i, \quad C = \Sigma C_i l_i / \Sigma l_i \quad (3)$$

事实上,式(2)及式(3)在滑面内应力分布为均匀时才成立,而这种均匀分布在工程实际并不存在. 因此上述结论及算法只代表十分特殊的情况. 当各段内应力分布不均匀时,设各段内的正应力平均值分别为 $\sigma_1, \sigma_2, \dots, \sigma_n$, 剪应力平均值分别为 $\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_n$, 则安全系数应为

$$F_s = (\Sigma \sigma_i l_i f_i + \Sigma C_i l_i) / (\Sigma \tau_i l_i). \quad (4)$$

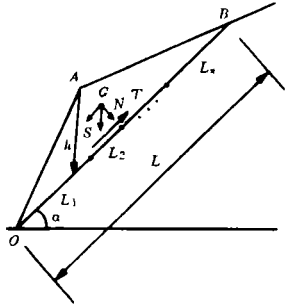


图 1 滑动面边坡的稳定性分析
Fig. 1 Stability analysis of slide plane

* 国家“八五”重点科技攻关项目(85-16-05)成果之一.

本文收稿日期:1995-09-28, 改回日期:1996-02-19.

因此,通过考虑滑动面变形的力平衡条件,揭示滑动面上正应力及剪应力的分布规律,以便用式(4)较为确切地预测岩石边坡的稳定性.

2 基本公式

设塌滑体(简称滑块)及底部基坐为刚体,滑动面为具有一定刚度及厚度的软弱夹层、断层、破碎带等结构面,建立如图2所示的整体坐标系 XOY 及局部坐标系 UOV ,设滑动面上各段刚度系数分别为 k_{ni} (切向刚度系数), k_{ni} (法向刚度系数),相对于坐标原点的刚体平动位移量分别为 u_o 及 v_o ,转动分量为 θ_o (顺时针方向为正),滑动面方程为

$$Y = \tan \alpha \cdot x = K \cdot x. \quad (5)$$

按运动学原理,滑动面上任意点 (x, y) 在外法线方向的位移为

$$\Delta v_x = [K^2(u_o - y \theta_o) - K(v_o + x \theta_o)] / (K^2 + 1), \quad (6)$$

$$\Delta v_y = [-K(u_o - y \theta_o) + (v_o + x \theta_o)] / (K^2 + 1),$$

$$\Delta v_x = [(u_o - y \theta_o) + K(v_o + x \theta_o)] / (K^2 + 1) \quad (7)$$

$$\Delta v_y = [K(u_o - y \theta_o) + K^2(v_o + x \theta_o)] / (K^2 + 1)$$

设滑块受外力为 F_x, F_y 及 M_o (绕 O 点转动动力矩),按力的平衡条件有

$$\left. \begin{aligned} \sum \int_{l_i} (\Delta v_x k_{ni} + \Delta u_x k_{si}) dl &= F_x \\ \sum \int_{l_i} (\Delta v_y k_{ni} + \Delta u_y k_{si}) dl &= F_y \\ \sum \int_{l_i} (\Delta v_y x - \Delta v_x y) k_{ni} dl &= M_o \end{aligned} \right\}, \quad (8)$$

式(8)可简写为

$$\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \\ \theta_o \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \\ M_o \end{Bmatrix}, \quad (9)$$

式中 k_{ij} 为刚度元素. 由式(8)展开即可求得,它们的表达式为

$$\left. \begin{aligned} k_{11} &= \sum (k_{ni} K^2 + k_{si}) / l_i \\ k_{12} &= k_{21} = \sum K (-k_{ni} + k_{si}) / l_i \\ k_{13} &= k_{31} = \sum [k_{ni} K^2 + k_{si}] \zeta_{xi} + K (k_{ni} - k_{si}) \zeta_{xi} / l_i \\ k_{22} &= \sum (k_{ni} K^2 + k_{si}) / l_i \\ k_{23} &= k_{32} = \sum [(k_{ni} K^2 + k_{si}) \zeta_x + K (k_{ni} - k_{si}) \zeta_y] / l_i \\ k_{33} &= \sum [(k_{ni} K^2 + k_{si}) \zeta_{xx} + (k_{ni} K^2 + k_{si}) \zeta_{yy} + 2K (k_{ni} - k_{si}) \zeta_{xy}] / l_i \end{aligned} \right\}.$$

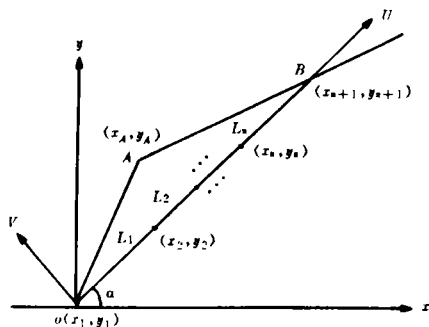


图2 滑动面分段

Fig. 2 Slide plane section

式中 l_i 为各分段长度; $\zeta_{xi}, \zeta_{yi}, \dots$ 等为积分常数. 其表达式如下

$$\left. \begin{aligned} \zeta_{xi} &= l_i(x_i + x_{i+1})/2 \\ \zeta_{yi} &= l_i(y_i + y_{i+1})/2 \\ \zeta_{xxi} &= l_i(x_i^2 + x_ix_{i+1} + x_{i+1}^2)/3 \\ \zeta_{yyi} &= l_i(y_i^2 + y_iy_{i+1} + y_{i+1}^2)/3 \\ \zeta_{xyi} &= l_i[x_i(y_i + 2y_{i+1}) + x_{i+1}(y_{i+1} + 2y_i)]/6 \end{aligned} \right\},$$

这样,可由式(9)解得 u_o, v_o, θ_o ,再由式(6)及式(7)可得各点的 u, v ,因此点 (x, y) 处的应力为

$$\sigma_n = k_n v, \quad \tau_n = k_n u. \quad (10)$$

3 产生拉裂区及倾覆破坏条件

在坐标系中,令 X 轴与滑动面重合,即 $K=0$,则式(9)中 $k_{12}=k_{13}=k_{21}=k_{31}=0$,由此可解得

$$\left. \begin{aligned} u_o &= F_x/k_{11} \\ v_o &= (k_{33}F_y - k_{23}M_o)/(k_{22}k_{33} - k_{23}k_{32}) \\ \theta_o &= (-k_{32}F_y + k_{22}M_o)/(-k_{23}k_{32} + k_{22}k_{33}) \end{aligned} \right\}, \quad (11)$$

滑面上任意点 (x, y) 的法向及切向位移为

$$\left. \begin{aligned} v &= v_o + x\theta_o \\ &= (k_{33}F_y - k_{23}M_o)/(k_{22}k_{33} - k_{23}k_{32}) + x(k_{22}M_o - k_{32}F_y)/(-k_{23}k_{32} + k_{22}k_{33}) \\ u &= u_oF_x/k_{11} \end{aligned} \right\}, \quad (12)$$

产生拉裂点的条件为

$$v > 0 \quad (\text{当 } x = \sum l_i \text{ 时}), \quad (13)$$

当滑动面仅为一种材料时产生拉裂点条件可简化为

$$M_o \geq 2/3F_y \sum l_i, \quad (14)$$

此时,假定拉裂长度为 B ,可推得

$$B = 3M_o/F_y - 2 \sum l_i, \quad (15)$$

即若滑动面仅为一种材料组成,当滑块所受合力符合式(14)条件时,应使用式(15)求出拉裂长度 B ,在 F_s 表达式中应除去该段的作用,可以发现, F_s 将减小.

滑块产生倾覆破坏,条件是 $v|_{x=l_i} > 0$ 且

$$M_o \leq l_i F_y, \quad (16)$$

作稳定分析时,应首先用式(16)判断是否会否发生倾覆破坏,再用式(13)判断会否有拉裂区,若有应首先除去拉裂段长度后再计算安全系数. 对分段均质的滑动面的拉裂长度可通过无拉分析近似求取. 顺序如下:

① 计算 u_o, v_o, θ_o 及 u, v ;

② 对 x_1, x_2, \dots, x_{n+1} 判断 $v_i > 0$ 否,找出拉压临界段 l_i ,则拉压临界点坐标为

$$x_o = x_i + v_i/(v_i - v_{i+1})l_i; \quad (17)$$

③去除 $l_{i+1} \cdots l_i$ 各段, 并令 $l_i = x_0 - x_i$, 重新计算刚度矩阵, 转向①直至所有 v_i 均 < 0 .

上述方法只要编制较简单的计算机程序即可实现.

4 稳定性判定步骤及计算机程序

目的在于对传统的刚体极限平衡法有所改进, 以便对具有较为复杂的滑动面的岩质边坡的稳定性做出判定. 作出这种改进应该仍能使工程技术人员对具体工程的稳定安全系数进行快速的估计, 而不使计算工作量变得十分繁重. 为此编制了针对具有复杂滑动面的单面滑坡稳定性分析的计算机程序, 只要输入少量的数据即可得到稳定分析结果. 分析步骤如下:

1. 将复杂滑动面分段均质化, 对各分段确定其抗剪强度参数 C_i, f_i 及几何参数 l_i , 建立以滑动面为 X 轴的坐标系统, 确定各节点的坐标 x_i ;
2. 判断是否发生倾覆破坏或是否有拉裂区, 如有拉裂区, 则首先进行无拉分析;
3. 对无拉分析后的剩余滑动面长度, 计算各段的平均正应力及平均剪应力, 并应用式(4)计算稳定安全系数. 若 $F_s > 1$, 则边坡稳定.

5 计算实例分析

对下面的例子加以分析. 已知图 2 中滑动面可简化为分段均质的两段 $l_1 = 35\text{m}$ 及 $l_2 = 15\text{m}$, $X_A = 25\text{m}$, $Y_A = 35\text{m}$, $k_{a1} = 150\text{MPa/m}$, $k_{a1} = 250\text{MPa/m}$, $k_{a2} = 950\text{MPa/m}$, $k_{a2} = 250\text{MPa/m}$, $\gamma = 27\text{kN/m}^3$, $\alpha = 30^\circ$, $C_1 = 10\text{kPa}$, $C_2 = 95\text{kPa}$, $\varphi_1 = 15^\circ$, $\varphi_2 = 45^\circ$.

用这些数据可算得该单面滑坡的安全系数, 当考虑滑面刚度为 1.119 时, 用传统的刚体极限平衡法计算得到的安全系数为 1.320.

表 1 相当于保持图 1 中 h 不变, 但坡顶面具有不同坡度时边坡安全系数及拉裂区长度的变化情况. 由表 1 可见 F_s 的大小从 0.573 变化至 1.600, 因此采用式(3)估计图 1 的稳定性 (F_s 恒等于 1.320) 不但不能反映实际情况, 而且会造成稳定性判断的严重失误. 即说明若考虑滑动面的刚度及刚体的转角, 当其他条件不变时, F_s 的大小主要取决于坡顶面的倾角, 这主要是由坡顶面倾角的变化改变了滑坡重心的位置, 使滑动面上的正应力分布发生了变化. 另一方面, 当重心在一定范围内时, 滑动面上产生了拉裂区, 使滑面有效受压面积减小, 特别是内聚力 C 不能发挥作用.

表 1 不同 X_A (h 不变) 的边坡安全系数 F_s 及拉裂区 B 的变化

Table 1 The changes of slope safter coefficient (F_s) and tensile crack area (B) on different X_A

| $X_A(\text{m})$ | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| F_s | 0.573 | 0.795 | 1.014 | 1.220 | 1.404 | 1.600 |
| $B(\text{m})$ | 22.43 | 18.84 | 15.15 | 10.80 | 5.50 | 0 |

表 2 为考察滑动面法向刚度系数 k_{a1} 及 k_{a2} 对滑块稳定性及拉裂区长度的影响, 由表可见在所列计算条件下, 刚度系数的增减对 F_s 的影响相对较小, 只要各分段的刚度系数的相对比例选择适当, 一般不会引起较大判断失误.

表 2 不同 k_{n1} 和 k_{n2} 的边坡安全系数 F_s 及拉裂区 B 的变化

Table 2 The changes of slope safter coefficient (F_s) and tensihe creak area (B) from different k_{n1} and k_{n2}

| K_s | 100 | 300 | 500 | 700 | 900 | 1100 |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| F_s | 1.132 | 1.101 | 1.094 | 1.090 | 1.068 | 1.053 |
| k_{n1}/k_{n2} | 1.034 | 1.095 | 1.102 | 1.111 | 1.118 | 1.124 |
| $B(m)$ | 15.25 | 8.18 | 3.33 | 0 | 0 | 0 |
| k_{n1}/k_{n2} | 0 | 3.88 | 8.60 | 11.13 | 12.75 | 13.91 |

注: k_{n1} 和 k_{n2} 单位为 MPa/m.

6 结 束 语

综上所述,传统的刚体极限平衡法用于分析简单的单面滑坡问题时,由于认为滑动面上应力均匀分布,且用加权平均的强度参数计算安全系数,故与实际有较大出入. 分析成果表明考虑滑动面变形及力的平衡时,所得稳定分析结果可以较真实地反映实际情况. 由于岩体实际情况十分复杂,例如滑块本身是可变形体,滑面是复杂的曲线形状等,因此应用范围仍然十分有限,但为工程技术人员提供克服传统方法缺陷的快速估算方法。

参 考 文 献

[1] 吕祖珩. 岩石力学的理论与实践. 北京:水利出版社,1981. 321—342.
[2] Hoek E,Bray J W. 卢世宗等译. 岩石边坡工程. 北京:冶金工业出版社,1983. 50—80.

STABILITY ANALYSIS METHOD ON ROCK SLOPE
IN SLIDE PLANE DEFORMATION

Zhang Yongxing

(Institute of Geotechnical Engineering, Chongqing Architecture University Chongqing 630045)

Chen Hongkai

(Institute of Geotechnical Engineering,Chongqing Communication College Chongqing 630074)

Abstract

In this paper,some main shortcomings when traditional equilibrium method (LEM)is to be used on rock slope with single slide plane are pointed out,and then a new stability analysis method on the slope in slide plane deformation is studied. All results show that these results caculated in the new method are more consistent with stability in-situ than that in LEM.

Key words limit equilibrium method(LEM), slide plane deformation, stability of rock slope