

基于可靠性分析的基坑土钉支护稳定性

罗晓辉¹, 李再光², 何立红³

(1. 华中科技大学土木工程与力学学院, 湖北 武汉 430074; 2. 海南省水文地质工程地质勘察院, 海南 海口 570206;
3. 武汉体育学院, 湖北 武汉 430074)

摘 要: 土钉支护结构的稳定性取决于土钉与土体结构的相互作用过程。其相互作用过程的特征, 一方面具体包含了众多影响因素, 如土体性质、土钉倾角、长度、支护深度等; 另一不可忽略的重要方面是各种影响因素在具体开挖设计中的组合方式及其理论分析模型。因此, 在理论分析模型方面, 应用 Sarma 所提出的扰动力概念与条分法相结合, 建立了考虑条间作用力影响的土钉支护结构稳定分析极限状态方程; 在开挖支护设计方面, 运用可靠度理论分析了各项设计参数(随机变量)及其组合方式对安全系数与可靠度影响的敏感性, 以及安全系数与可靠度的相互关系。结合工程实例展示了理论分析模型的构成及其分析应用。

关键词: 土钉支护结构; 极限状态; 安全系数; 可靠性指标

中图分类号: TU470 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2006)04-0480-05

作者简介: 罗晓辉(1960-), 男, 博士后, 副教授, 主要从事岩土工程、深基坑工程设计工作。

Evaluation on stability of trench strengthened with soil nail based on reliability analysis

LUO Xiao-hui¹, LI Zai-guang², HE Li-hong³

(1. School of Civil Engineering and Mechanics, Huazhong University of Science. & Technology, Wuhan 430074, China; 2. Hainan Investigation Institute of Hydrogeology and Engineering Geology, Haikou 570206, China; 3. Wuhan Institute of Physical Education, Wuhan 30074, China)

Abstract: The stability of soil nail structure was determined by the interaction between soil nail and soil mass. On the one hand, the characteristic of the interaction was influenced by many factors (maybe called as random variables in the mathematics), such as the properties of soil mass, length and inclination of soil nail, the strengthened depth and so on; on the other hand, the compound mode of those influencing factors in the design and the difference of theoretical model should not be ignored. So, a state equation of limit equilibrium, which was applied to stability analysis of soil nail structure, was set up considering the influence of inter-slice force and combining the idea of disturbance force of Sarma with slice method. In the design of timbering of excavation, the reliability theory was used to analyze not only the sensitivity of random variables, including index of reliability and safety factor, but also the relationship between them. The theoretical model and its application were shown in a practical project.

Key words: earth nail timbering structure; ultimate limit state; safety factor; index of reliability

0 前 言

目前国内外土钉墙支护设计主要是基于极限平衡分析理论^[1-3]。按照经验或土压力理论确定土钉长度后, 其土钉支护稳定的安全程度是采用一个总体安全系数表示, 属于定值设计法。作为土钉墙支护的岩土体其工程性质参数具有显著的不确定性, 这种不确定性是由于参数本身的变化性引起的, 代表客观存在的岩土体的“真实”不确定性。实际工程中设计具有足够的安全系数, 实际运行中却发生失稳的现象正是这种不确定性的具体表现。土钉墙支护稳定分析的极限

平衡理论与建立在概率统计基础之上的可靠性理论分析相结合, 考虑了影响土钉支护结构稳定的各随机变量的变异性, 以严格的概率来量度其安全度, 因此分析结果更符合实际。

1 “确定性”土钉墙支护体系极限平衡分析数学模型

1.1 基本假定与极限平衡状态的确定

收稿日期: 2005-01-27

土钉墙支护体系(如图 1)将支护土体划分为主动区与被动区,用条分法分析主动区土体稳定性。基本假定如下:①到极限平衡状态时滑动土体绕某一点产生微小转动,滑动面为圆弧面或对数螺旋线型破裂面;②为土钉拉力作用在土条底面的中点;③条界面和滑动面上土的极限平衡状态条件符合 Mohr-Coulomb 强度准则;④平面应变问题分析,不考虑锚杆的抗剪力及挂网喷混凝土的抗剪力和群锚效应;⑤钉拉力采用土钉抗拉强度与土-土钉界面粘滑两种分析模式,具体表示如下:

土-土钉界面粘滑强度准则:

$$F_i = \pi D L_a (\sigma_{pi} \tan \bar{\varphi}_i + \bar{c}_i) \quad ; \quad (1)$$

土钉抗拉强度条件:

$$F_i = K_v \pi d^2 f_v / 4 \quad \circ \quad (2)$$

式中 D 为土钉注浆孔径; L_a 为土钉伸入被动区长度; $\bar{c}_j$ 、 $\bar{\varphi}_j$ 分别为土-土钉界面抗剪强度参数; σ_{nj} 为土-土钉界面法向应力; d 为土钉直径; f_y 为土钉钢筋屈服强度; K_N 为土钉钢筋屈服强度安全系数, $K_N = 1.3$ 。

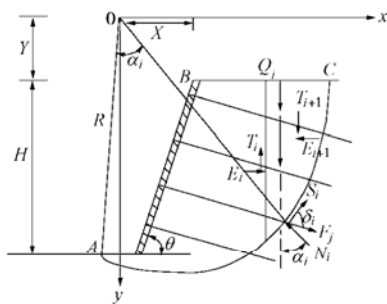


图 1 土钉墙支护体系计算简图

Fig. 1 Computational chart of soil-nail support system

施加扰动力使土体达到极限平衡状态是由 Sarma^[4]提出来的。土体由弹性稳定状态过渡到极限平衡状态是由各方面影响因数决定的, 如果将这些影响因数视为一种广义作用力, 即扰动力 P 作用使土体将达到极限平衡状态。则 P 可表示为基本状态变量 $=(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n)$ 的函数:

$$P = P(\Omega) = P(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n) \quad \circ \quad (3)$$

如果 $P > 0$, 土体保持其稳定状态; 如果 $P < 0$, 土体处于不稳定滑动状态; 如果 $P = 0$, 土体处于极限状态。

1.2 土钉墙支护条分法定值分析数学模型

扰动力方法分析土钉墙支护稳定性时, 任选一滑动破裂面 AC (采用圆弧滑动面), 将达到极限平衡状态的主动区土体划分成 n 条, 定义垂直分条界面从坡脚向上为 $1, 2, \dots, n+1$, 共有 $n+1$ 个分条界面。根据静力平衡条件 $\sum F_x = 0$, $\sum F_y = 0$, Mohr-Coulomb 强度准则, 并考虑到荷载边界条件: 第 1 分条界面 $E_1 = \Theta_1$, 第 $n+1$ 个分条界面上 $E_{n+1} = \Theta_{n+1}$ (Θ_1 、 Θ_{n+1} 为边界上已知法向荷载), 得到扰动力:

$$P = \frac{1}{b_n} \left[\sum_{i=1}^n a_j \left(\prod_{k=i+1}^{n-i} e_k / \prod_{k=1}^{n-i} d_k \right) + \Theta_1 \prod_{i=1}^n (e_i / d_i) - \Theta_{n+1} d_n + \sum_{j=1}^m F_j \cos \delta_j \right], \quad (4)$$

$$\begin{aligned} & \text{式中 } c_i = \varphi_i = \tilde{c}_{n+1} = \tilde{\varphi}_{n+1} = 0, \quad a_i = \\ & (W_i + Q_i + \tilde{c}_{i+1} \tilde{l}_{i+1} - \tilde{c}_i \tilde{l}_i) (\tan \varphi_i \cos \alpha_i - \sin \alpha_i) + c_i l_i \\ & b_i = \tan \varphi_i \sin \alpha_i - \cos \alpha_i, \quad d_i = (\tan \varphi_i + \tan \tilde{\varphi}_{i+1}) \sin \alpha_i + \\ & (1 - \tan \varphi_i \tan \tilde{\varphi}_{i+1}) \cos \alpha_i, \quad e_i = (\tan \varphi_i + \tan \tilde{\varphi}_i) \sin \alpha_i + \\ & (1 - \tan \varphi_i \tan \tilde{\varphi}_i) \cos \alpha_i, \quad \text{其中 } c_i、\varphi_i \text{ 分别为分条底面上} \\ & \text{土的抗剪强度参数；}\tilde{c}_i、\tilde{\varphi}_i \text{ 分别为垂直分条界面上土的} \\ & \text{抗剪强度参数；}l_i、\tilde{l}_i \text{ 为滑裂面和垂直分条界面的长} \\ & \text{度；}\alpha_i \text{ 为墙后土体滑裂面的倾角；}\delta_j \text{ 为第 } j \text{ 根土钉与} \\ & \text{滑裂面切向的夹角；}W_i、Q_i、F_j \text{ 为土条自重、地面超} \\ & \text{载、土钉拉力(当土条不含土钉时 } F=0)。 \end{aligned}$$

由式(4)可知, P 的基本状态变量 $\Omega = (\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n)$, 包括各个分条的几何形态变量 $(\alpha_i, \delta_j, l_i, \tilde{l}_i)$; 土的抗剪强度参数变量 $(c_i, \phi_i, \tilde{c}_i, \tilde{\phi}_i)$; 荷载作用变量 (W_i, Q_i) , 土钉设计变量 $(D, L_a, \tilde{c}_j, \tilde{\phi}_j, f_y)$ 。采用强度参数折减法求解安全系数, 即在式(4)中令 $P=0$, 用迭代法求解^[3]。

1.3 危险破坏面的优化求解

研究表明^[5]在边坡稳定性问题中,采用基本状态变量均值确定相应最小安全系数的破坏面作为可靠性分析的破坏面完全可以满足工程精度的要求^[6-8]。上述“确定性”的土钉墙支护体系分析数学模型为非线性优化问题,引用 SLP 优化法搜索确定最危险的滑动面^[3,9-10]。目标函数由(4)式中令 $P=0$ 得到,图 1 所示滑动破坏面圆心坐标系,优化分析的常量约束条件: $0 < R < +\infty$ 、 $0 \leq X \leq R$ 、 $0 \leq Y \leq R$ 。函数约束条件:当滑动面剪出点在基坑开挖底面时,

$$\begin{cases} Y + H \leq R, \\ X^2 + Y^2 \leq R^2, \\ [X - (H/\tan\theta)]^2 + (Y + H)^2 \leq R^2, \end{cases} \quad (5)$$

式中, θ 为基坑开挖坡角, 其最小安全系数定义为 $K_{1\min}$ 。当滑动面剪出点在基坑边坡面时, 其最小安全系数定义为 $K_{2\min}$ 。

$$\begin{cases} R \leq Y + H \text{ ,} \\ X^2 + Y^2 \leq R^2 \text{ ,} \\ R^2 \leq [X - (H/\tan\theta)]^2 + (Y + H)^2 \text{ .} \end{cases} \quad (6)$$

2 可靠性分析的概率模式

土钉支护体系的“确定性”定值分析模型的基本状态变量众多并且考虑到变量概率分布各异,采用验算点法进行可靠性检验。检验尺度为可靠度指标 β 。在边坡稳定分析中,其值是边坡状态函数的平均值除

以状态函数标准差的商, 对于多个随机变量则是在 n 维状态空间中, n 维极限状态面至坐标原点的最短距离, 并取 $\beta \geq 1$ 。在标准正态空间, 可靠度指标 β 与破坏概率 p_f 有数值上的对应关系。

2.1 随机变量的选择与概率分布

式(4)决定 P 的基本状态变量 Ω 包括 3 类: 土体工程性质参数、土钉设计参数与分析模型几何参数。因此, 以变量对稳定性的影响程度与变量的概率分布、数值特征的显著性作为确定随机变量的基本原则^[11], 并考虑到内摩擦角函数的复杂性^[5], 将土体抗剪强度参数 c_i 、 $\tan \varphi_i$ 、 $\tilde{c}_i$ 、 $\tilde{\varphi}_i$ 与土钉设计参数 $\bar{c}_j$ 、 $\tan \bar{\varphi}_j$ 、 f_y 作为随机变量, 并假定其服从正态分布。

2.2 极限状态方程与可靠度计算

在式(4)中令 $P=0$ 求出的 K 值是类似于 Bishop 所定义的安全系数, 即边坡安全的土体强度储备系数。从稳定性的角度出发, 当稳定系数 $\bar{K}=1$ 并且 $P>0$ 时, 表明边坡土体具有保持其稳定的强度储备, 并且这种强度储备使边坡所具有的安全程度由 $P(K)=0$ 来确定 (K 为安全系数); 同理当稳定系数 $\bar{K}=1$ 且 $P<0$, 表明边坡土体强度储备不足, 边坡至少需要有相应于 P 的外力作用才能保持其稳定, 而使其达到具有一定安全储备状态所需的支撑外力应大于 K (安全系数) 倍的 P 。因此可靠性分析的极限状态方程 $Z=g(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n)$, 可由式(4)中令 $P(c_i, \tan \varphi_i, \tilde{c}_i, \tan \tilde{\varphi}_i, \bar{c}_j, \tan \bar{\varphi}_j, f_y)=0$ 得到。验算点处对随机变量的导数为

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{\partial g}{\partial c_i} &= l_n + e_n \sum_{j=1}^{n-1} l_j / d_j, \\ \frac{\partial g}{\partial \tilde{c}_j} &= \sum_{k=1}^m \pi D l_{ak} \cos \delta_k, \\ \frac{\partial g}{\partial \tan \varphi_i} &= (W_i + Q_i + \tilde{c}_{i+1} \tilde{l}_{i+1} - \tilde{c}_i \tilde{l}_i) \cos \alpha_i + \\ &\quad (\sin \alpha_n - \tan \tilde{\varphi}_n \cos \alpha_n) \left(\sum_{j=1}^{n-1} a_j / d_j - \theta_{n+1} \right) + \\ &\quad e_n \sum_{j=1}^{n-1} [(W_j + Q_j) \cos \alpha_j d_j - a_j (\sin \alpha_j - \tan \tilde{\varphi}_j \cos \alpha_j)] / d_j^2, \\ \frac{\partial g}{\partial f_y} &= K_y \pi d^2 / 4, \\ \frac{\partial g}{\partial \tan \tilde{\varphi}_i} &= (\sin \alpha_n - \tan \varphi_n \cos \alpha_n) \cdot \\ &\quad \left[\sum_{j=1}^{n-1} a_j (\tan \varphi_j \cos \alpha_j - \sin \alpha_j) / d_j^2 - \theta_{n+1} \right], \\ \frac{\partial g}{\partial \tilde{c}_i} &= \sum_{k=1}^n (\tilde{l}_{i+1} - \tilde{l}_i) (\tan \varphi_i \cos \alpha_i - \sin \alpha_i) \left(\frac{\prod_{k=i+1}^{n-1} e_k}{\prod_{k=1}^{n-1} d_k} \right), \\ \frac{\partial g}{\partial \tan \tilde{\varphi}_i} &= \sum_{k=1}^m \pi D l_{ak} \cos \delta_k \sigma_{nk}. \end{aligned} \right. \quad (7)$$

由验算点导数可求得极限空间任意一点的方向余

弦

$$\gamma_i = \frac{\partial g}{\partial \omega_i} \left(\sigma_{\omega_i} / \sqrt{\sum_{i=1}^n (\partial g / \partial \omega_i \sigma_{\omega_i})^2} \right). \quad (8)$$

可靠度指标 β 为

$$\beta = \left[\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial \omega_i} \right)_{\omega_i^*} (\omega_i^* - \mu_{\omega_i}) + g(\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_i) \right] \cdot \left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial \omega_i} \right)_{\omega_i^*} \sigma_{\omega_i} \right)^{-\frac{1}{2}}, \quad (9)$$

迭代计算得到可靠度指标及对应的验算点坐标 $(c^*, \tan \varphi^*, \tilde{c}^*, \tan \tilde{\varphi}^*, \bar{c}^*, \tan \bar{\varphi}^*, f_y^*)$ 。

3 算例与分析

以文献[3]的实例进行计算分析。某基坑边坡垂直开挖深度 $H=8$ m, 设计计算参数见表 1, 计算结果见表 2。结果对比表明在上述定值分析数学模型中, 采用土-土钉界面粘滑强度准则设计, 并考虑了条间力 (条间 $\tilde{c}$ 、 $\tilde{\varphi}$ 的均值取十条的十层厚度加权平均值), 土钉支护安全系数及其可靠度得到显著的提高。如将 I~IV 号土钉长度各减少 0.5 m, 并且 V 号土钉长度也减少 1.0 m, 得到 $K_{2\min}=1.22$ (滑动面圆心位置为 $X=3.74$ m, $Y=3.89$ m, $R=11.80$ m), $\beta=3.011$, $P_f=0.13\%$; 如按上述土钉长度, 并将 II~IV 号土钉倾斜角改为 5.0° 时, $K_{2\min}=1.26$ (滑动面圆心位置为 $X=3.81$ m, $Y=3.93$ m, $R=11.87$ m), $\beta=3.015$, $P_f=0.129\%$ 。由此说明适当的减小土钉长度而增加倾斜角是可以保证其稳定性的^[1]。

3.1 以土-土钉界面粘滑机制为条件, 抗剪强度参数的均值对可靠度 β 的影响

(1) c 、 φ 的均值对 β 的影响: ①固定 $\mu_\varphi^{(2)}=20^\circ$, $\mu_c^{(2)}$ 从 18 kPa 增至 26 kPa (图 2 曲线 a); ②固定 $\mu_c^{(2)}=18$ kPa, $\mu_\varphi^{(2)}$ 从 20° 增至 26° (图 2 曲线 b); ③固定 $\mu_\varphi^{(3)}=25^\circ$, $\mu_c^{(3)}$ 从 18 kPa 增至 26 kPa (图 2 曲线 c); ④固定 $\mu_c^{(3)}=22$ kPa, $\mu_\varphi^{(3)}$ 从 20° 增至 26° (图 2 曲线 d)。

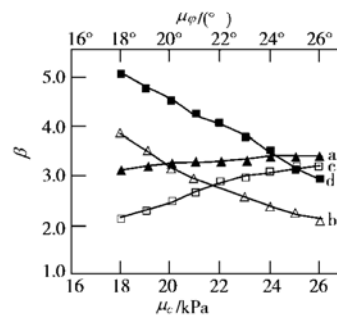


图 2 c 、 φ 与可靠度 β 的关系

Fig. 2 Relation of reliability index β and c , φ

表 1 土钉墙支护计算参数
Table 1 Calculation parameters of soil-nail support system

土钉序号	支护深度 /m	土钉长度 /m	钉径 /m	孔径 /m	土钉倾角 /(°)
I	1.0	9.0	0.1	0.025	5.0
II	2.5	9.0	0.1	0.025	0.0
III	4.0	8.0	0.1	0.025	0.0
IV	5.5	8.0	0.1	0.025	0.0
V	7.0	7.0	0.1	0.025	5.0

表 2 计算结果比较
Table 2 Comparison of calculation results

计算方法	土钉情况	滑动面位置					$P_f/\%$
		X/m	Y/m	R/m	$K_{\min}$	β	
不考虑	无土钉	19.76	9.62	10.42	$K_{1\min}=0.81$		
条间力	有土钉	12.36	3.68	3.81	$K_{2\min}=1.25$	2.804	0.256
考虑	无土钉	18.53	9.12	9.55	$K_{1\min}=0.86$		
条间力	有土钉	11.67	3.19	3.49	$K_{2\min}=1.31$	3.017	0.126

计算结果表明对于两层土体分别固定 φ 值时,可靠度 β 均随着 c 值的增加而增加,而固定 c 值时,可靠度 β 则分别随着 φ 值的增加而减少。但可靠度显然对值的变化更为敏感。由于③层土的厚度较大,因而 c 、 φ 的变化较②层土的参数变化对可靠度 β 的影响更为敏感。

(2) $\bar{c}$ 、 $\bar{\varphi}$ 均值对 β 的影响: ①固定 $\mu_c=20$ kPa, $\mu_{\bar{\varphi}}$ 从 18° 增 26° (图 3 曲线 a); ②固定 $\mu_{\bar{\varphi}}=22^\circ$, μ_c 从 18 kPa 增至 26 kPa (图 3 曲线 b)。

由图 3 表明分条界面 $\bar{c}$ 、 $\bar{\varphi}$ 的均值对可靠度 β 的影响增同样具有上述类似的规律。但其中 $\bar{c}$ 值的敏感性更低, 显然是由于垂直划分分条界面以及分条宽度较小使得分条界面两侧的长度非常接近所至, 因此从可靠度分析的角度来说将垂直分条界面上的 $\bar{\varphi}$ 值作为随机变量进行稳定性分析, 足以保证其稳定系数的可靠性。

(3) $\bar{c}$ 、 $\bar{\varphi}$ 的均值对 β 的影响: ①固定 $\mu_c^{(2)}=9$ kPa, $\mu_c^{(3)}=14$ kPa, $\mu_{\bar{\varphi}}^{(2)}$ 、 $\mu_{\bar{\varphi}}^{(3)}$ 分别由 10° 增至 22° (图 4 曲线 a); ②固定 $\mu_{\bar{\varphi}}^{(2)}=14^\circ$, $\mu_{\bar{\varphi}}^{(3)}=17^\circ$, $\mu_c^{(2)}$ 、 $\mu_c^{(3)}$ 分别由 9 kPa 增至 20 kPa (图 4 曲线 b)。

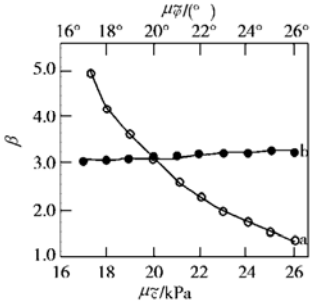


图 3 $\bar{c}$ 、 $\bar{\varphi}$ 与可靠度 β 的关系

Fig. 3 Relation of reliability index β and $\bar{c}$, $\bar{\varphi}$

根据图 4 的曲线规律反映出土-土钉的粘滑破坏机制条件下, β 值随 $\bar{c}$ 、 $\bar{\varphi}$ 的增加而减小。说明在随机变量不确定的情况下,按传统的安全系数设计方法

并不能准确地反映土钉支护的安全度。

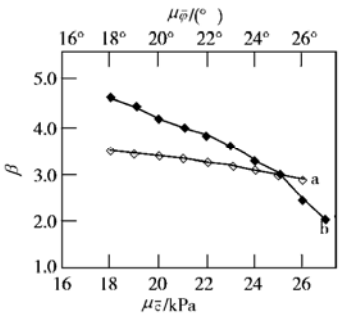


图 4 $\bar{c}$ 、 $\bar{\varphi}$ 与可靠度 β 的关系

Fig. 4 Relation of reliability index β and $\bar{c}$, $\bar{\varphi}$

3.2 土钉墙破坏方式的影响

土钉墙支护结构变形破坏机理有土-土钉粘滑与土钉屈服拉断破坏两种类型。采用土钉钢筋屈服强度为 $f_y=210$ MPa, 均方差 $\sigma_{f_y}=100$ kPa 计算不同土钉支护组合情况下土钉屈服拉断破坏机制的安全系数与可靠度见表 3。

由表 3 的计算结果反映出拉断破坏机制在不同土钉组合条件下具有很大的安全性差异。I~V 的组可靠度均较低,且 I 土钉独立存在时更甚,表明土钉墙上部土体强度已充分发挥、抗滑与滑动效应显著。值得特别说明的是对于 V 土钉独立作用的安全性并合比土-土钉粘滑机制的安全性高许多,表明在实际工程中粘滑机制的土钉破坏已先于该组合土钉拉断破坏;对于 I、III 土钉单独发挥作用时,其安全性与不能代表其真实情况,计算中反映出基坑上部已形成无土钉滑动破坏。对于其他形式的组合结果表明较为合理的是 I+III+V,当然这种合理性是建立在前述的不考虑土钉的群锚效应基础之上的。

3.3 土体计算参数均匀性的影响

由于在式 (4) 中令 $P(K)=0$ 求出的 K 值是类似于 Bishop 所定义的安全系数,既边坡安全的土体强度储备系数,因此将其作为极限状态方程分析安全系

表 3 土钉屈服拉断破坏机制的支护结构稳定性
Table 3 Support structure reliability of abruption fail on soil nail

计算结果	土钉组合方式								
	I ~ V	I	III	V	I + III	III + V	I + III + V	II + IV	II + IV + V
稳定系数 K	2.45	1.04	1.10	1.29	1.17	1.42	1.57	1.46	1.66
可靠度 β	6.931	1.253	2.108	4.381	3.010	4.612	5.891	4.739	6.534
失效概率 P_f	0.00	10.56	1.78	0.001	0.131	0.00	0.00	0.00	0.00

数 K 与可靠度 β 的关系如图 5 所示。计算结果表明可靠度随着土体强度储备的安全系数增加而增加; 如果随机变量的统计参数发生变化时, 则 β 值也随之改变。如果给出 K 值一定时, β 值随着土体参数的变异系数的增加而减小, 说明随机变量的统计参数不确定性越显著, 按照确定性的分析模型得到的安全系数越小。它间接的反映了有些实际工程中尽管有足够的安全系数, 但却发生失稳现象的内在实质。

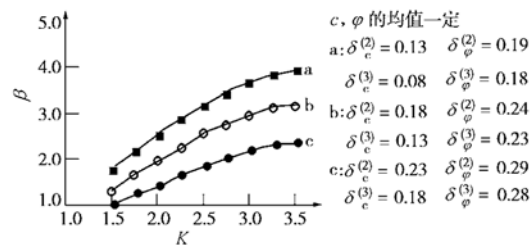


图 5 不同变异系数下 $K - \beta$ 的关系

Fig. 5 Relation of K and β under differents coefficients of variability

4 结 论

- (1) 在土钉支护结构稳定分析的“确定性”极限平衡方法中考虑条间作用力的影响可以使其稳定系数有较大的提高。
- (2) 土体以及土钉界面的抗剪指标的统计参数对其可靠度指标的影响程度有较大差异, 其中 μ_ϕ 的影响比 μ_c 更为显著。条间抗剪指标中 μ_c 的影响很小, 因此可以只考虑条间随机变量 μ_ϕ 对可靠度指标的影响。
- (3) 土钉破坏机制以土—土钉界面抗拔破坏为主, 土钉抗拉极限破坏主要表现为局部破坏形式。
- (4) 土钉支护安全储备所需的安全系数 K , 随着随机变量的变异性显著增加而减小; 在随机变量一定的条件下, 可靠度 β 随 K 的增加而增加。

参考文献:

[1] 陈肇元, 崔京浩. 土钉支护技术在基坑工程中的应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. (CHEN Zao-yuan, CUI Jing-hao. Application of soil nail timbering in foundation pit[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1977.)
[2] 张明聚, 宋二祥, 陈肇元. 土钉支护设计的修正条分法[J]. 工程勘察, 1997(6): 1 - 5. (ZHANG Ming-ju, SONG Er-xiang, CHEN Zao-yuan. Update slice method of soil nail timbering

design [J]. Chinese Journal of Civil Engineering Reconnaissance, 1997(6): 1 - 5.)
[3] 罗晓辉. 基坑开挖土钉墙支护稳定性的优化分析[J]. 岩土工程技术, 1998(3): 9 - 13. (LUO Xiao-hui. Optimization analysis of soil nail timbering stability in foundation pit excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering Technique, 1998(3): 9 - 13.)
[4] SARMA S K. Stability analysis of embankments and slopes[J]. J Geot ASCE, 1979, 105(GT12): 1511 - 1524.
[5] 祝玉学. 边坡可靠性分析[M]. 北京: 冶金出版社, 1993. (ZHU Yu-xue. Analysis of slope reliability[M]. Beijing: China Metallurgical Industry Press, 1993.)
[6] 朱合华, 刘学增. 基于遗传算法的混合优化反分析及比较研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(2): 197 - 202. (ZHU He-hua, LIU Xue-zeng. Comparison study of mixed optimal methods based on genetic algorithm in back analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(2): 197 - 202.)
[7] 冯夏庭, 张治强, 杨成祥. 位移反分析的进化神经网络方法研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(5): 529 - 533. (FENG Xia-ting, ZHANG Zhi-qiang, YANG Cheng-xiang. Study on gentic-neural network of displacement back analysis [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, 18(5): 529 - 533.)
[8] ALEX J Smola, Bernhard Schoelkopf. A tutorial on support vector regression[R]. NeuroCOLT2 Technical Report Series NC2-TR-1998030, 1998.
[9] BURGE C J C. A tutorial on support vector machines for pattern recognition[J]. Data Mining and Knowledge Discovery 2, 1998, 121 - 167.
[10] JOHN C Platt. Sequential minimal optimization: a fast algorithm for training support vector machines [R]. Technical Report MSR-TR-98-14, 1998.
[11] 赵洪波, 冯夏庭. 非线性位移时间序列预测的进化-支持向量机方法及应用[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(4): 468 - 471. (ZHAO Hong-bo, FENG Xia-ting. Study and application of genetic-support vector machine for nonlinear displacement time series forecasting[J]. Chinese Journal of geotechnical Engineering, 2003, 25(4): 468 - 471.)