

岩质边坡楔体稳定分析与临界滑面搜索

姜清辉^{1,2}, 刘献华², 位伟², 周创兵^{1,2}

(1. 武汉大学 土木建筑工程学院, 湖北 武汉 430072; 2. 武汉大学 水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072)

摘要: 在楔体稳定分析中, 滑动模式判断正确与否对楔体稳定性评价以及边坡开挖支护方案的选择具有重要意义。探讨 Hoek-Bray 方法在判断楔体破坏模式时存在的问题和产生错误的原因, 并根据楔体破坏的运动学条件对 Hoek-Bray 方法进行修正, 提出理论上较为完备的楔体稳定性计算方法。考虑到现场测量得到的不连续面的产状通常具有一定的离散性和分布范围, 导致构成楔体的某一组或两组结构面并非完全确定。鉴于此, 提出楔体稳定性的优化分析方法, 采用遗传算法搜索具有最小安全系数的楔体及其临界滑面组成, 为工程支护设计提供一个具有保守性优点的低限解答, 确保边坡的稳定与安全。

关键词: 边坡工程; 岩质边坡; 楔体稳定性; 破坏模式; 临界滑面搜索

中图分类号: P 642

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2013)01-0024-09

WEDGE STABILITY ANALYSIS FOR ROCK SLOPE AND SEARCH FOR CRITICAL SLIP SURFACES

JIANG Qinghui^{1,2}, LIU Xianhua², WEI Wei², ZHOU Chuangbing^{1,2}

(1. School of Civil and Architectural Engineering, Wuhan University, Wuhan, Hubei 430072, China; 2. State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan, Hubei 430072, China)

Abstract: In the stability analysis of rock wedge, judgment for sliding modes of the wedge is very important for stability assessment of rock slope and design of excavation and support schemes. This paper discusses the problem of sliding modes of the wedges and analyzes the causes of resulting in false sliding modes in Hoek-Bray method. An improved method for wedge stability analysis is proposed by employing the kinematical conditions for wedge failures to modify Hoek-Bray method. Considering the scatter in the dip and dip direction measurements, one set or two sets of discontinuities forming the wedges are not determined. This paper developed an optimal approach for undetermined wedge blocks, in which the genetic algorithm is used to locate the critical sliding surfaces and search for the wedge which has the minimum factor of safety. The method provides a lower bound solution with conservative advantage and the stability of rock slope can be assured.

Key words: slope engineering; rock slope; stability of rock wedge; failure modes; locating critical failure surfaces

1 引言

在岩质边坡中, 边坡稳定性主要受坡体内部大量发育的不连续结构面所控制, 由不连续面交切组

合形成的楔体破坏是岩质边坡工程中常见的一种失稳现象^[1-3]。由于岩石楔体的稳定评价对指导边坡的开挖与支护设计具有重要意义, 有关楔体失稳的运动学条件及稳定分析方法在众多岩土工程研究成果^[4-11]中被广泛深入地讨论。

收稿日期: 2012-06-23; **修回日期:** 2012-10-11

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973)项目(2011CB013506); 国家自然科学基金资助项目(50839004)

作者简介: 姜清辉(1972-), 男, 博士, 1994年毕业于山东科技大学采矿系安全系统工程专业, 现任教授, 主要从事岩土力学数值方法与边坡稳定性方面的教学与研究工作。E-mail: jqh1972@yahoo.com.cn

数十年来，尽管岩质边坡楔体稳定分析方法得到了很大发展，但由 E. T. Hoek 和 J. W. Bray^[1]建立的楔体法由于其概念清晰，所需输入的参数简单，从而被工程界广泛接受，仍然是评价岩质边坡安全的主要方法。规范^[12-14]明确指出：对 2 组及 2 组以上节理、裂隙等结构面切割形成的潜在滑体的边坡，宜采用楔体法进行抗滑稳定计算。基于该方法研制的商品化软件 SWEDGE^[15]在边坡工程的开挖与加固设计、拱坝坝肩的抗滑稳定分析中被广泛应用^[15]。通常，楔形体的破坏模式包括脱离岩体运动、单面滑动和双面滑动，不同的滑动模式对应于不同的安全系数计算公式，滑动模式的判断正确与否，对计算楔体安全系数有着重要的影响。在楔体法^[1]中，采用两结构面上的有效法向力来判断滑动模式。由于结构面不能承受拉应力，该方法计算得到的结构面上的有效法向力在某些条件下并不代表真实的法向力，从而可能导致楔体破坏模式的判断不合理和安全系数计算错误。值得注意的是，这一错误在 C. W. Duncan 和 W. M. Christopher^[16]的研究中仍被重复。

楔体稳定分析经常遇到的另一个问题就是，现场测量得到的不连续面的倾角和倾向通常具有一定的离散性和分布范围，导致构成楔体的某一组或两组不连续结构面并非完全确定。特别是对于那些由两组随机结构面组合形成的楔体，由于结构面在坡面上的出露位置具有不确定性，其产状也有随机分布的特征，同时结构面的延伸范围受其发育规模的限制，这些特点给边坡稳定性分析带来了很大的困难。E. T. Hoek 和 J. W. Bray^[1]也强调了在边坡稳定分析中必须考虑结构面产状的离散性，但并没有给出最危险楔体的临界滑面确定方法。在实际工程中，为了简化，通常采用测量得到的结构面产状的平均值作为代表性产状来分析楔体的稳定性，有时候可能会导致偏于危险的结果。

本文探讨了 E. T. Hoek 和 J. W. Bray^[1]提出的极限平衡分析方法在判断楔体破坏模式时存在的问题和可能产生错误的原因，并根据楔体失稳的运动学条件对传统的 Hoek-Bray 方法进行修正。考虑到节理、裂隙较发育的岩质边坡，组成楔体的结构面的产状可能是一个分布范围，具有不确定性和随机分布特征。尽管可以引入可靠度方法分析其破坏概率，但该方法需要足够多的样本才能得到结构面的统计分布规律，考虑到现有的边坡设计主要采用安全系数作为控制标准，鉴于此，本文提出了楔体稳定性的优化分析方法，采用遗传算法搜索具有最小安全

系数楔体的临界滑裂面组成，为工程支护设计提供一个具有保守性优点的低限解答，确保边坡的稳定与安全。

2 楔体稳定性分析

典型楔体的几何形状与受力分析如图 1 所示。该楔体由结构面 A 和 B、坡顶面、坡面以及张裂缝组成，作用在楔体上的荷载包括：楔体重力 W 、结构面 A 上的有效法向力 N_1 和水压力 U_1 、结构面 B 上的有效法向力 N_2 和水压力 U_2 ，张裂缝上的水压力 V 、以及外部荷载 E 。

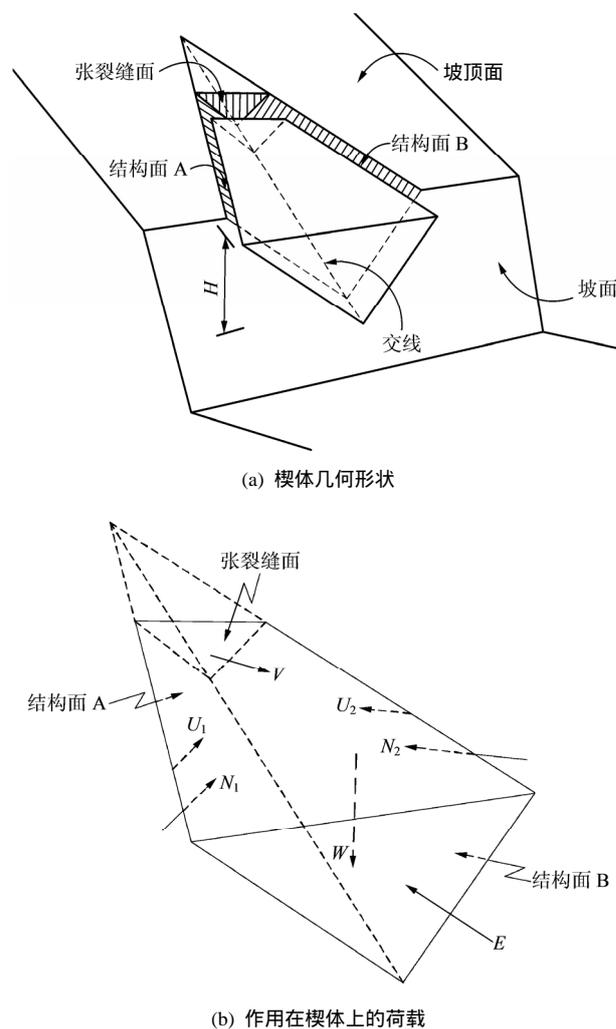


图 1 典型楔体的几何形状与受力分析

Fig.1 Geometry of a wedge and the loads acting on the wedge

令 n_1 和 n_2 为结构面 A 和 B 指向楔体内部的单位法向矢量， w ， v ， e 分别为作用在楔体上的重力 W 、张裂缝水压力 V 以及外部荷载 E 的单位矢量。为了方便描述，定义任意单位矢量 a 和 b 的点积为

$$m_{ab} = a \cdot b \quad (1)$$

将作用在楔体上的荷载分别投影到结构面 A 的法向矢量 n_1 、结构面 B 的法向矢量 n_2 上, 根据力的平衡方程, 可以得到

$$(N_1 + U_1) + m_{n_2 n_1} (N_2 + U_2) + m_{wn_1} W + m_{vn_1} V + m_{en_1} E = 0 \quad (2)$$

$$(N_2 + U_2) + m_{n_1 n_2} (N_1 + U_1) + m_{wn_2} W + m_{vn_2} V + m_{en_2} E = 0 \quad (3)$$

为了便于分析, 把作用在楔形体上的重力, 水压力以及外部荷载合成为一个矢量, 定义为主动力合力 R , 则有

$$R \cdot n_1 = U_1 + m_{n_2 n_1} U_2 + m_{wn_1} W + m_{vn_1} V + m_{en_1} E \quad (4)$$

$$R \cdot n_2 = U_2 + m_{n_1 n_2} U_1 + m_{wn_2} W + m_{vn_2} V + m_{en_2} E \quad (5)$$

将式(4)和(5)代入式(2)和(3), 可得

$$N_1 + m_{n_2 n_1} N_2 = -R \cdot n_1 \quad (6)$$

$$N_2 + m_{n_1 n_2} N_1 = -R \cdot n_2 \quad (7)$$

因为 $m_{n_1 n_2} = m_{n_2 n_1}$, 则作用在结构面 A 和 B 上的有效法向力可分别表示为

$$N_1 = (m_{n_1 n_2} R \cdot n_2 - R \cdot n_1) / (1 - m_{n_1 n_2}^2) \quad (8)$$

$$N_2 = (m_{n_1 n_2} R \cdot n_1 - R \cdot n_2) / (1 - m_{n_1 n_2}^2) \quad (9)$$

E. T. Hoek 和 J. W. Bray^[1]根据式(8)和(9)计算得到的 N_1, N_2 的值来判断楔体的滑动模式和计算安全系数, 分以下 4 种情况:

(1) 当 $N_1 > 0, N_2 > 0$ 时, 楔体与两结构面 A 和 B 均保持接触, 破坏模式为双面滑动;

(2) 当 $N_1 > 0, N_2 < 0$ 时, 楔体仅与结构面 A 保持接触, 破坏模式为沿结构面 A 滑动;

(3) 当 $N_1 < 0, N_2 > 0$ 时, 楔体仅与结构面 B 保持接触, 破坏模式为沿结构面 B 滑动;

(4) 当 $N_1 < 0, N_2 < 0$ 时, 楔体与两结构面 A 和 B 均失去接触, 破坏模式为脱离岩体运动。

通过以上推导可以看出, N_1, N_2 的计算结果是假定两个结构面上有效法向力均存在的前提下得到的。当 N_1, N_2 出现负值时, 例如第(2)种情况, 此时得到的 $N_1 > 0$ 是在结构面 B 具有一定的抗拉强度, 楔体与结构面 B 保持接触的前提条件下计算得

到的, 由于结构面通常是不抗拉的, 由此得到的 N_1 值并不代表作用在结构面 A 真实的有效法向力, 此时不能简单地判断楔体的破坏模式为沿结构面 A 滑动。因此, 当块体沿结构面 A 或 B 发生单面滑动、或脱离岩体运动时, 根据式(8)和(9)计算得到 N_1, N_2 并不代表作用在结构面 A 或 B 上真实的法向力, 直接根据 N_1, N_2 值的大小来判断楔体的滑动模式是不合理的。如果滑动模式判断错误, 由此计算得到的楔体安全系数显然也是不正确的。

3 楔体稳定分析方法的修正

3.1 楔体运动学条件

楔形块体的破坏模式通常有 3 种: 脱离岩体(掉落或上托)运动、沿结构面 A 或 B 产生单面滑动、以及沿结构面 A 和 B 的交棱线发生双面滑动。根据块体运动学原理^[17]:

(1) 当楔体脱离岩体运动时, 必须满足下列运动学条件:

$$S \cdot n_1 > 0, S \cdot n_2 > 0 \quad (10)$$

式中: S 为楔体的运动向量。

由于楔形块体脱离岩体运动, 两结构面上的法向反力为 0, 楔体的运动向量 S 与主动力合力 R 方向一致, 于是式(10)又等价于

$$R \cdot n_1 > 0, R \cdot n_2 > 0 \quad (11)$$

(2) 当楔体沿结构面 A 发生单面滑动时, 必须满足下列运动学条件:

$$R \cdot n_1 = 0, S \cdot n_2 > 0 \quad (12)$$

此时, 楔体的运动向量 S 与主动力合力 R 在结构面 A 上的投影方向 S_1 一致, 即

$$S = S_1 = (n_1 \times R) \times n_1 \quad (13)$$

(3) 当楔体沿结构面 B 发生单面滑动时, 必须满足下列运动学条件:

$$R \cdot n_2 = 0, S \cdot n_1 > 0 \quad (14)$$

此时, 楔体的运动向量 S 与主动力合力 R 在结构面 B 上的投影方向 S_2 一致, 即

$$S = S_2 = (n_2 \times R) \times n_2 \quad (15)$$

(4) 当楔体沿结构面 A 和 B 发生双面滑动时, 必须满足下列运动学条件:

$$S_1 \cdot n_2 = 0, S_2 \cdot n_1 = 0 \quad (16)$$

3.2 楔体破坏模式判别

下面根据楔体发生双面滑动、单面滑动以及脱离岩体破坏的运动学条件，探讨楔体不同破坏模式需要满足的结构面法向力准则：

$$S_1 \cdot n_2 = (n_1 \times R \times n_1) \cdot n_2 = R \cdot n_2 - (R \cdot n_1)(n_1 \cdot n_2) \quad (17)$$

$$S_2 \cdot n_1 = (n_2 \times R \times n_2) \cdot n_1 = R \cdot n_1 - (R \cdot n_2)(n_2 \cdot n_1) \quad (18)$$

将式(6)，(7)代入式(17)，(18)，可得

$$S_1 \cdot n_2 = (m_{n_1 n_2}^2 - 1)N_2 \quad (19)$$

$$S_2 \cdot n_1 = (m_{n_1 n_2}^2 - 1)N_1 \quad (20)$$

(1) 当 $N_1 > 0, N_2 > 0$ 时，注意到 $|m_{n_1 n_2}| < 1$ ，根据式(19)和(20)，可得

$$S_1 \cdot n_2 > 0, S_2 \cdot n_1 > 0 \quad (21)$$

因此，楔体满足运动学条件式(16)，其滑动模式为沿结构面 A 和 B 的双面滑动。

在双面滑动情况下， N_1, N_2 都不小于 0，没有涉及到结构面受拉情况，根据条件 $N_1 > 0$ 和 $N_2 > 0$ 判断楔体为双面滑动是合理的。事实上，块体双面滑动的运动学条件 $S_1 \cdot n_2 > 0, S_2 \cdot n_1 > 0$ 就是为了保证两结构面受压，所以两者是等价的。

(2) 当 N_1 和 N_2 至少有一个为负值时，分下列 4 种情况讨论楔体的破坏模式：

情况 1：如果 N_1, N_2 满足 $N_1 + m_{n_1 n_2} N_2 < 0$ 和 $N_2 + m_{n_1 n_2} N_1 < 0$ ，根据式(6)，(7)，有 $R \cdot n_1 > 0, R \cdot n_2 > 0$ 成立，因此，楔体的破坏模式为脱离岩体运动。

情况 2：如果 N_1, N_2 满足 $N_1 + m_{n_1 n_2} N_2 < 0$ 和 $N_2 + m_{n_1 n_2} N_1 > 0$ ，则有 $N_2 + m_{n_1 n_2} N_1 - (N_1 + m_{n_1 n_2} N_2) > 0$ ，即 $(N_2 - N_1)(1 - m_{n_1 n_2}) > 0$ ，注意到条件 $|m_{n_1 n_2}| < 1$ ，所以 $N_2 > N_1$ 。又因为 N_1 和 N_2 至少有一个为负值，所以可推导出 $N_1 < 0$ 。

根据式(20)和条件 $N_1 < 0$ ，有

$$S_2 \cdot n_1 = (m_{n_1 n_2}^2 - 1)N_1 > 0 \quad (22)$$

根据式(7)和条件 $N_2 + m_{n_1 n_2} N_1 > 0$ ，有

$$R \cdot n_2 > 0 \quad (23)$$

因此，楔体满足运动学条件式(14)，其破坏模式为沿结构面 B 滑动。

情况 3：如果 N_1, N_2 满足 $N_1 + m_{n_1 n_2} N_2 > 0$ 和 $N_2 + m_{n_1 n_2} N_1 < 0$ ，则有 $N_1 + m_{n_1 n_2} N_2 - (N_2 + m_{n_1 n_2} N_1) > 0$ ，即 $(N_1 - N_2)(1 - m_{n_1 n_2}) > 0$ ，注意到条件 $|m_{n_1 n_2}| < 1$ ，所以 $N_1 > N_2$ 。又因为 N_1 和 N_2 至少有一个为负值，所以可推导出 $N_2 < 0$ 。

根据式(19)和条件 $N_2 < 0$ ，有

$$S_1 \cdot n_2 = (m_{n_1 n_2}^2 - 1)N_2 > 0 \quad (24)$$

又因为 $N_1 + m_{n_1 n_2} N_2 > 0$ ，根据式(6)，有

$$R \cdot n_1 > 0 \quad (25)$$

所以楔体满足运动学条件式(12)，其破坏模式为沿结构面 A 滑动。

情况 4：如果 N_1, N_2 满足 $N_1 + m_{n_1 n_2} N_2 > 0$ 和 $N_2 + m_{n_1 n_2} N_1 > 0$ ，则有 $N_1 + m_{n_1 n_2} N_2 + (N_2 + m_{n_1 n_2} N_1) > 0$ ，即 $(N_1 + N_2)(1 + m_{n_1 n_2}) > 0$ ，因为 N_1 和 N_2 至少有一个为负值，所以 N_1, N_2 异号。

假定 $N_1 > 0, N_2 < 0$ 或 $N_1 > N_2$ ，则有 $S_1 \cdot n_2 = (m_{n_1 n_2}^2 - 1)N_2 > 0$ 成立，又因为 $N_1 + m_{n_1 n_2} N_2 > 0 \Rightarrow R \cdot n_1 > 0$ ，所以楔体沿结构面 A 滑动。

假定 $N_1 < 0, N_2 > 0$ 或 $N_1 < N_2$ ，则有 $S_2 \cdot n_1 = (m_{n_1 n_2}^2 - 1)N_1 > 0$ 成立，又因为 $N_2 + m_{n_1 n_2} N_1 > 0 \Rightarrow R \cdot n_2 > 0$ ，所以楔体沿结构面 B 滑动。

由此可知，当 N_1 或 N_2 出现负值时，如果 N_1 和 N_2 满足 $N_1 + m_{n_1 n_2} N_2 < 0$ 和 $N_2 + m_{n_1 n_2} N_1 < 0$ ，楔体脱离岩体运动；否则，当 $N_1 > N_2$ 时，楔体沿结构面 A 滑动，当 $N_1 < N_2$ 时，楔体沿结构面 B 滑动。

3.3 修正的楔体稳定性分析方法

(1) 当 $N_1 > 0, N_2 > 0$ 时，此时楔形体与两结构面均保持接触，其破坏模式为双面滑动，楔体的稳定性安全系数计算如下：

$$Q = N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2 + c_1 A_1 + c_2 A_2 \quad (26)$$

$$T = |R \cdot (n_1 \times n_2)| / |n_1 \times n_2| \quad (27)$$

$$FS = Q/T \quad (28)$$

式中： ϕ_1, c_1, A_1 分别为结构面 A 的内摩擦角、黏聚力和面积； ϕ_2, c_2, A_2 分别为结构面 B 的内摩擦角、黏聚力和面积； FS 为稳定性安全系数。

(2) 当 $N_1 > 0, N_2 < 0$ 时，如果 $N_1 + m_{n_1 n_2} N_2 < 0$ 和 $N_2 + m_{n_1 n_2} N_1 < 0$ 成立，楔体脱离岩体运动，其安全

系数为 0；否则，楔体仅与结构面 A 保持接触，其破坏模式为沿结构面 A 滑动，楔体的稳定性安全系数计算如下：

$$N_A = |R \cdot n_1| \tag{29}$$

$$Q_A = N_A \tan \phi_1 + c_1 A_1 \tag{30}$$

$$T_A = |R \times n_1| \tag{31}$$

$$FS = Q_A / T_A \tag{32}$$

式中： N_A ， T_A ， Q_A 分别为作用在结构面 A 上的有效法向力、下滑力和抗滑力。

(3) 当 $N_1 < 0$ ， $N_2 > 0$ 时，如果 $N_1 + m_{n_1 n_2} N_2 < 0$ 和 $N_2 + m_{n_1 n_2} N_1 < 0$ 成立，楔体脱离岩体运动，其安全系数为 0；否则，楔体仅与结构面 B 保持接触，其破坏模式为沿结构面 B 滑动，楔体的稳定性安全系数计算如下：

$$N_B = |R \cdot n_2| \tag{33}$$

$$Q_B = N_B \tan \phi_2 + c_2 A_2 \tag{34}$$

$$T_B = |R \times n_2| \tag{35}$$

$$FS = Q_B / T_B \tag{36}$$

式中： N_B ， T_B ， Q_B 分别为作用在结构面 B 上的有效法向力、下滑力和抗滑力。

(4) 当 $N_1 < 0$ ， $N_2 < 0$ 时，如果 $N_1 + m_{n_1 n_2} N_2 < 0$ 和 $N_2 + m_{n_1 n_2} N_1 < 0$ 成立，楔体脱离岩体运动，其安全系数为 0；否则，当 $N_1 > N_2$ 时，楔体沿结构面 A 滑动，其安全系数可根据式(29)~(32)计算；当 $N_1 < N_2$ 时，楔体沿结构面 B 滑动，其安全系数可根据式(33)~(36)计算。

4 楔体稳定分析的临界滑面搜索

通常，由定位结构面组合形成的楔形块体被称为确定性块体；对于由定位结构面与随机裂隙组合形成的块体，由于有一个边界是随机裂隙而被称为半确定性块体；而对于由随机裂隙组合形成的楔形块体，由于有 2 个边界都是随机裂隙而被称为随机块体。

对于确定性楔体，由于组成楔体的 2 个结构面是确定的，因此不存在结构面搜索问题；对于半确定性楔体和随机楔体，则需要对楔体的稳定性进行优化分析，搜索出最危险楔体及形成楔体的临界滑面。

假定楔体的高度或结构面的迹长为确定值，组成楔体的 2 个结构面的倾向、倾角为自变量，则随

机楔体最优化问题的提法可以表示为

$$\left. \begin{aligned} & \min FS(\psi_1, \alpha_1, \psi_2, \alpha_2) \\ & \text{s.t. } \left. \begin{aligned} & \psi_1^{\min} \quad \psi_1 \quad \psi_1^{\max} \\ & \alpha_1^{\min} \quad \alpha_1 \quad \alpha_1^{\max} \\ & \psi_2^{\min} \quad \psi_2 \quad \psi_2^{\max} \\ & \alpha_2^{\min} \quad \alpha_2 \quad \alpha_2^{\max} \end{aligned} \right\} \end{aligned} \right\} \tag{37}$$

式中： ψ_1 ， α_1 分别为随机结构面 1 的倾角和倾向； $[\psi_1^{\min} \quad \psi_1^{\max}]$ 为随机结构面 1 的倾角分布范围； $[\alpha_1^{\min} \quad \alpha_1^{\max}]$ 为随机结构面 1 的倾向分布范围； ψ_2 ， α_2 分别为随机结构面 2 的倾角和倾向； $[\psi_2^{\min} \quad \psi_2^{\max}]$ 为随机结构面 2 的倾角分布范围； $[\alpha_2^{\min} \quad \alpha_2^{\max}]$ 为随机结构面 2 的倾向分布范围。对于半确定性块体，则需要设定定位结构面 1 的产状 ψ_1 和 α_1 为确定值，搜索随机结构面 2 的临界产状。

在边坡稳定分析过程中，寻找临界滑面常常借助于优化算法。遗传算法(genetic algorithm)是模拟生物在自然环境中的遗传和进化过程而形成的一种自适应全局优化搜索算法^[18]，该方法克服了传统优化方法的缺点，尤其适用于传统优化方法难以解决的全局极大或极小和多参数的非线性问题。另外，遗传算法在计算过程中不需要对目标函数求导。因此，在边坡稳定分析中，运用遗传算法从全局出发，可以顺利搜索出潜在危险滑裂面，S. Aniruddha 等^[19-20]开展了相关研究。

本文采用遗传算法搜索随机楔体或半确定性楔体的最小安全系数及临界滑面组成。遗传算法一般用于求解目标函数最大值问题，对于求解目标函数(楔体安全系数 FS)的最小值问题，由于安全系数 $FS > 0$ ，故可通过下式将目标函数 FS 转化为个体适应度函数 f ：

$$f = \frac{1}{1 + FS} \tag{38}$$

采用遗传算法搜索楔体临界滑面的步骤如下：

(1) 参数选取：遗传算法中需要选择的运行参数，有个体编码串长度、群体大小、交叉概率、变异概率、迭代次数等。

遗传算法编码采用的是二进制编码，精度要求取自变量小数点后两位。一般来说，结构面倾角的取值范围为 $[0^\circ \quad 90^\circ]$ ，倾向的取值范围为 $[0^\circ \quad 360^\circ]$ ，根据二进制编码^[18]，利用公式 $(360 - 0) \times 10^2 \div 2^m - 1$ ，得到每个变量的染色体长度为 16，因为目标函数中含有 4 个自变量，所以每个个体的染色体长度为

64. 对实际工程问题而言, 测量得到的随机结构面产状取值范围的空间很少能达到 360° , 所以其精度要远比这高。

群体中个体数量过小, 可提高遗传算法的运行速度, 但却降低了群体的多样性, 有可能会引起遗传算法的早熟现象; 个体数量过大, 又会使遗传算法的运行效率降低。经综合考虑, 在本研究中群体大小取值为 50, 交叉概率取值为 0.6, 变异概率取值为 0.02。

(2) 编码: 在约束范围内(组成楔形体的结构面的产状是决策变量), 根据求解精度, 进行二进制编码, 产生初始群体。一般用均匀随机数生成初始群体, 这样覆盖面大, 有利于全局寻优。

(3) 解码: 群体中的每个个体解码后, 可得到一组变量值, 然后判断搜索到的结构面与坡面组合能否构成楔形体。如果不能构成楔形体, 重新随机生成新的个体来代替旧的个体。

(4) 个体适应度评价: 对初始群体, 逐个计算每个个体所对应的楔形体的安全系数, 然后根据式(38)转化为个体适应度函数 f , 以评价其优劣。

(5) 进行选择、交叉、变异运算, 产生新一代群体。

(6) 计算新群体的适应度。

(7) 重复步骤(5), (6), 直至满足预定的迭代次数, 输出最优值。

5 算例

基于 Hoek-Bray 方法编制的商品化软件 SWEDGE^[15]在边坡工程开挖设计与加固支护中被广泛应用。为了比较分析, 对算例 1 和 2 分别采用 SWEDGE 软件和本文建议的方法判断楔体的滑动模式, 计算其安全系数, 分析楔体的稳定性。

5.1 算例 1

该例边坡坡面的倾角为 65° , 倾向为 185° ; 坡顶面的倾角为 12° , 倾向为 195° 。边坡高度为 30 m, 在坡体内部发育有不连续面 A 和 B, 它们与坡面的空间组合形成典型楔体。假定坡顶面被水淹没, 楔体处于饱水状态。岩石容重为 25 kN/m^3 , 水的容重为 9.8 kN/m^3 , 块体结构面产状和强度参数如表 1 所示。

表 1 块体结构面产状及强度参数

Table 1 Orientation and strength parameters of discontinuities

算例代号	结构面类型	倾角/ ($^\circ$)	倾向/ ($^\circ$)	内摩擦角/ ($^\circ$)	黏聚力/ kPa
1	A	56	139	20	98
	B	65	236	30	49
	坡顶面	12	195		
	坡面	65	185		
2	A	65	140	20	98
	B	80	250	40	98
	坡顶面	12	195		
	坡面	65	185		

根据式(8), (9), 计算得到作用在不连续面 A 和 B 上的有效法向力 $N_1 = 192.9 \text{ kN}$, $N_2 = -3300.4 \text{ kN}$ 。采用本文建议的方法, 当作用在不连续面的有效法向力出现负值时, 进一步分析 $N_1 + m_{2,1}N_2 = -284.8 < 0$, $N_2 + m_{1,2}N_1 = -3272.5 < 0$, 因此, 楔体脱离岩体运动, 其安全系数为 0。为了比较, 采用 SWEDGE 软件计算得到该楔体的安全系数为 1.18, 滑动模式为沿不连续结构面 A 滑动, 显然, Hoek-Bray 方法高估了楔体的稳定性, 从而可能导致边坡的加固设计偏于危险。

5.2 算例 2

假定边坡高度为 30 m, 结果面产状及强度参数如表 1 所示。组成楔体的不连续面内部为充满水的状态, 岩石容重为 25 kN/m^3 , 水的容重为 9.8 kN/m^3 。作用在楔体上的荷载包括自重 W 、水压力 U , 以及外荷载 E (E 的倾角为 10° , 倾向为 110° , 大小为 2450 kN)。

根据式(8), (9), 计算得到作用在不连续面 A 和 B 上的法向力 $N_1 = -4475 \text{ kN}$, $N_2 = -834 \text{ kN}$ 。采用本文建议的方法, 当作用在不连续面的法向力出现负值时, 进一步分析 $N_1 + m_{1,2}N_2 = -4282 < 0$, $N_2 + m_{1,2}N_1 = 204 > 0$, 因此, 楔体沿结构面 2 滑动, 其安全系数为 1.18。为了比较, 采用 SWEDGE 软件计算得到该楔体安全系数为 0, 滑动模式为脱离岩体运动, 显然, 原 Hoek-Bray 方法由于滑动模式判断不合理, 从而低估了楔体稳定性。

6 工程应用

锦屏一级水电站枢纽区河谷为典型的深切“V”型峡谷, 两岸谷坡相对高差达 $1500 \sim 1700 \text{ m}$ 。根

据边坡地质地下条件和枢纽布置，左岸坝肩开挖地质平面图如图 2 所示，其中 1 885 m 高程以上为坝顶边坡，1 885 m 高程以下为拱肩槽边坡。根据现场地质调查与勘探揭示，左岸坝肩边坡地质地形条件复杂、坡体内部断层、岩脉以及节理裂隙较为发育，随着边坡开挖，这些结构面的空间组合可能形成潜在失稳块体，影响边坡的稳定性。

选择左岸拱肩槽下游坡高程 1 784.5~1 765.0 m 桩号 X0+180~0+100 段为研究对象(见图 3)，该段开挖边坡走向约为 S45 E，坡比 1 : 0.43。边坡岩性为第二段第 7 层中厚层(底部少量薄层)状大理岩和第 6 层薄~中厚层状大理岩夹绿片岩，岩层总体产状约 N10~30 E，NW 30°~45°。该段边坡 X0+180~0+140 m 段发育层间挤压带 gLD3，产状

N15 E，NW 40°，延伸长 > 10 m，带宽 3~5 cm，局部 10 cm，由片状岩及方解石脉组成。坡体内部主要发育的裂隙有 3 组：第 1 组为层面裂隙，其产状为 N10°~30 E，NW 30°~45°，延伸长 > 10 m，间距一般 5~20 cm，局部 50~100 cm，多闭合无充填，面起伏粗糙，微新~轻锈；第 2 组裂隙产状 N0°~10 E，SE 50°~70°，延伸长多 > 10 m，间距 > 200 cm，局部 50~100 cm，多微张~张开，充填碎块碎屑，面起伏粗糙，锈染；第 3 组裂隙产状 N70°~90° E，SE 70°~80°，延伸一般 5~10 m，间距为 50~100 cm，微张~张开，多呈现为光面。挤压带 gLD3 的强度参数为 $c_g = 0 \text{ kPa}$ ， $\phi_g = 16.7^\circ$ ，裂隙的强度参数为 $c_j = 0 \text{ kPa}$ ， $\phi_j = 27^\circ$ 。该段开挖边坡无地下水出露，岩体普遍干燥，开挖边坡地质素描如图 3

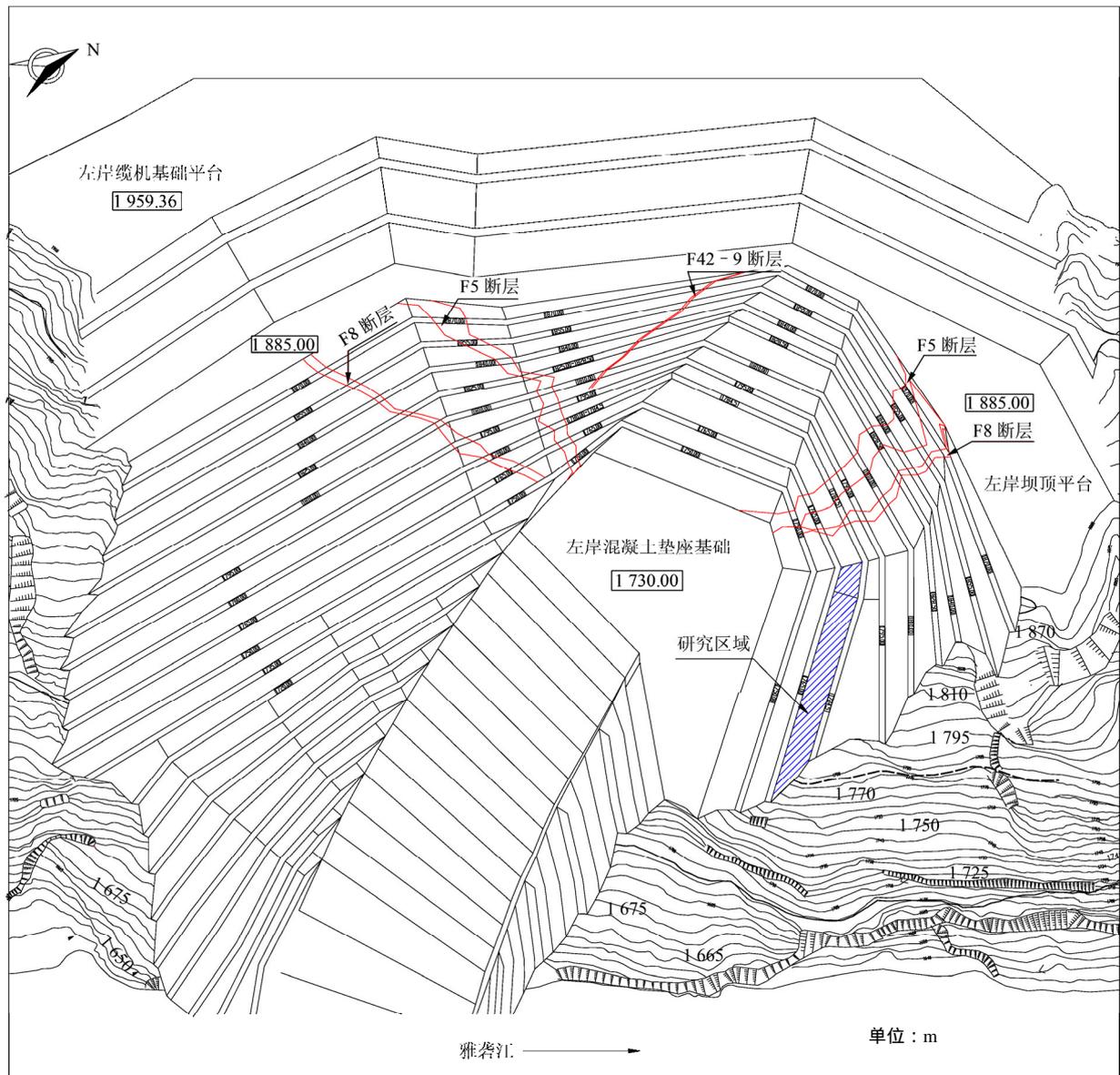


图 2 左岸坝肩开挖边坡地质平面图

Fig.2 Plan layout of excavation on left abutment slope

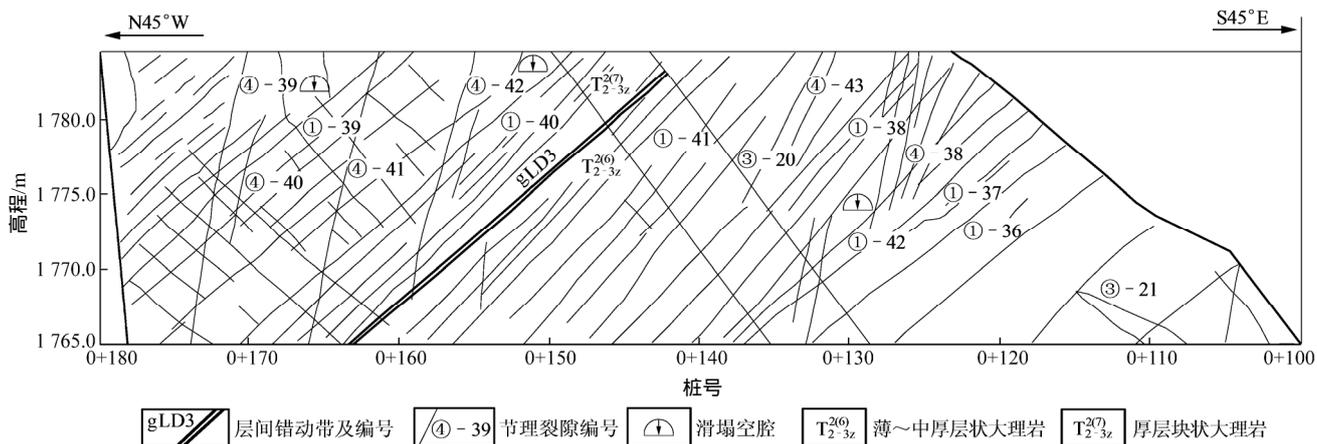


图 3 开挖边坡地质素描图

Fig.3 Geological sketch of excavated slope

所示。

图 4 给出了发育在边坡内部的不连续结构面和开挖坡面的赤平投影图，从中可以看出，该段边坡中的层间错动带 gLD3 与第 ④ 组裂隙组合可形成半确定性楔体，第 ① 组裂隙与第 ③ 组裂隙组合可形成随机楔体，可能出现块体失稳模式主要为楔体滑动破坏模式。图 5 给出了来自现场的左岸拱肩槽下游开挖 1 784.5 m 高程马道下方，第 ① 组裂隙形成的随机楔体破坏情况。

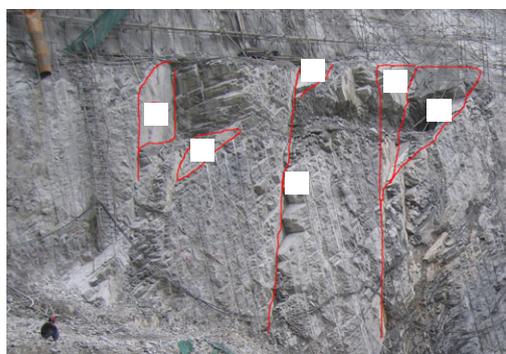


图 5 开挖边坡 1 784.5 m 高程马道下方第 ① 组裂隙形成的随机楔体破坏情况

Fig.5 Failure of random wedges formed by the first and fourth sets of joints below the bench at an elevation EL1 784.5 m

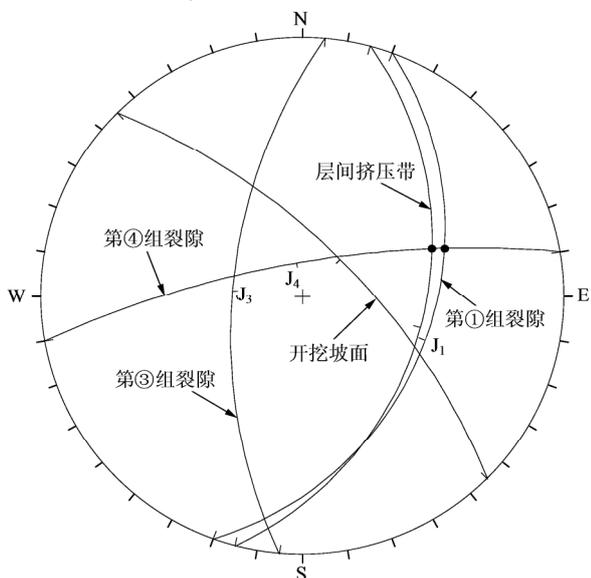


图 4 不连续结构面和开挖坡面的赤平投影图(上半球)

Fig.4 Stereonet projection of three sets of joints, interlayered shear zone and slope surface(upper hemisphere)

根据开挖坡面地质素描图，挤压带 gLD3 从 1 765 m 高程延伸到 1 782 m 高程，故由 gLD3 和第 ④ 组裂隙组合形成的半定位楔体的最大高度取为 18 m。对于该段边坡由第 ① 与第 ③ 组裂隙形成的随机楔体，涉及 1 765.0~1 784.5 m 高程，故随机楔

体的最大高度取为 19.5 m。采用本文建议的方法搜索该段边坡半确定性楔体和随机楔体的最小安全系数，表 2 给出了边坡稳定分析成果，为了对比分析，表中同时给出了按照结构面平均产状计算得到的楔体安全系数。由表 2 可知，该段边坡开挖后最危险楔体的安全系数小于 1.0，边坡稳定性较差，这与开

表 2 楔体稳定性与临界滑面产状

Table 2 Factors of safety of wedges and orientations of critical slip surfaces

块体类型	结构面代号	平均产状(°)		临界产状(°)		楔体高度/m	破坏模式	安全系数		
		倾向	倾角	倾向	倾角			FS_{mean}	FS_{min}	相对误差/%
半确定性块体	gLD3	40	285	40	285	18.0	双面滑动	0.698	0.543	22.2
	J4	75	170	80	180					
随机块体	J1	37	290	45	280	19.5	双面滑动	1.164	0.653	43.9
	J4	75	170	80	180					

挖掘露的现场实际情况是吻合的(见图 5)。因此,为了确保边坡稳定,需要采取预应力锚索进行加固。

7 结 论

当作用在结构面的法向反力出现负值时,传统的 Hoek-Bray 方法在某些条件下不能有效判断楔体的破坏模式。本文提出了改进的 Hoek-Bray 楔体稳定分析方法,并采用遗传算法搜索半定位楔体或随机楔体的临界滑面产状,主要结论如下:

(1) 根据楔体发生单面滑动、双面滑动以及脱离岩体运动需要满足的运动学条件,推导给出了对应楔体不同破坏模式的结构面法向力判别准则,并给出了基于矢量表示的安全系数解析表达式。来自典型算例 1 和 2 的计算结果表明,本文提出的方法能够有效判断楔体破坏模式和计算其安全系数,而传统的 Hoek-Bray 方法由于不能正确判断楔体的滑动模式,从而导致安全系数计算错误,在某些条件下难以对边坡的稳定性作出科学合理的评价。

(2) 对于半定位楔体和随机楔体的稳定问题,提出了楔体稳定性优化分析的数学模型,并采用遗传算法搜索具有最小安全系数的楔形体及其临界滑裂面产状,从而为工程支护设计提供一个具有保守性优点的低限解答。来自锦屏一级水电站左岸拱肩槽下游侧边坡稳定性分析结果表明,采用结构面平均产状作为代表性产状评价楔体的稳定性,高估边坡的稳定性,与开挖揭露的现场情况并不相符,从而可能会误导边坡的加固设计方案。

参考文献(References):

- [1] HOEK E T, BRAY J W. Rock slope engineering[M]. 3rd ed. London, England: [s.n.], 1981: 337–351.
- [2] 陈祖煜,汪小刚,杨健,等. 岩质边坡稳定分析——原理·方法·程序[M]. 北京:中国水利水电出版社,2005:519–565.(CHEN Zuyi, WANG Xiaogang, YANG Jian, et al. Rock slope stability analysis—theory, methods and programs[M]. Beijing:China Water Power Press, 2005: 519–565.(in Chinese))
- [3] 张奇华. 岩体块体理论的应用基础研究[M]. 武汉:湖北科学技术出版社,2010:1–8.(ZHANG Qihua. Fundamental research on application of rock mass block theory[M]. Wuhan: Hubei Science and Technology Press, 2010: 1–8.(in Chinese))
- [4] CHEN Z Y. A generalized solution for tetrahedral rock wedge stability analysis[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 2004, 41(4): 613–628.
- [5] WANG Y J, YIN J H, CHEN Z, et al. Analysis of wedge stability using different methods[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2004, 37(2): 127–150.
- [6] YEUNG M R, JIANG Q H, SUN N. Validation of block theory and three-dimensional discontinuous deformation analysis as wedge stability analysis methods[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 2003, 40(2): 265–275.
- [7] WARBURTON P M. Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1981, 18(5): 415–427.
- [8] CHAN H C, EINSTEIN H H. Approach to complete limit equilibrium analysis for rock wedges—the method of “artificial supports” [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1981, 14(2): 59–86.
- [9] MAULDON M, GOODMAN R E. Vector analysis of key block rotation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1996, 122(12): 976–987.
- [10] TONON F. Generalization of Mauldon's and Goodman's analysis of key block rotations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1998, 124(10): 913–922.
- [11] KUMSAR H, AYDAN Ö, ULUSAY R. Dynamic and static stability assessment of rock slopes against wedge failures[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2000, 33(1): 31–51.
- [12] 中华人民共和国行业标准编写组. SL386—2007 水利水电工程边坡设计规范[S]. 北京:中国水利水电出版社,2007.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. SL386—2007 Design code for engineered slopes in water resources and hydropower projects[S]. Beijing: China Water Power Press, 2007.(in Chinese))
- [13] 中华人民共和国行业标准编写组. DL/T 5353—2006 水电水利工程边坡设计规范[S]. 北京:中国水利水电出版社,2007.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. DL/T 5353—2006 Design specification for slope of hydropower and water conservancy project[S]. Beijing: China Water Power Press, 2007.(in Chinese))
- [14] 中华人民共和国国家标准编写组. GB500—2010 非煤露天矿边坡工程技术规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012.(The National Standards Compilation Group of People's Republic of China. GB500—2010 Technology specification for slope engineering for non-coal open-pit mine[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2012.(in Chinese))
- [15] ROCSCIENCE Ltd.. SWEDGE——probabilistic analysis of the geometry and stability of surface wedges[R]. Toronto, Canada: Rocscience Ltd., 2001.
- [16] DUNCAN C W, CHRISTOPHERE W M. Rock slope engineering: civil and Mining[M]. 4th ed. New York: Spon Press, 2004: 398–407.
- [17] GOODMAN R E, SHI G H. Block theory and its application to rock engineering[M]. London: Prentice-Hall, 1985: 325–330.
- [18] DAVIS L. Handbook of genetic algorithms[M]. New York: Van Nostrand Reinhold, 1991: 21–98.
- [19] ANIRUDDHA S, ANUP U. Locating the critical failure surface in a slope stability analysis by genetic algorithm[J]. Applied Soft Computing, 2009, 9(1): 387–392.
- [20] SUN J P, LI J C, LIU Q Q. Search for critical slip surface in slope stability analysis by spline-based GA method[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, 134(2): 252–256.