

随机介质变形破坏判据研究

乔世范^{1, 2}, 刘宝琛¹

(1. 中南大学土木建筑学院, 湖南 长沙 410075; 2. 同济大学交通运输学院, 上海 201804)

摘要:介绍了主要岩石应力破坏判据及其适用性,提出了变形破坏判据研究的必要性。基于随机介质理论,提出了随机介质变形破坏判据。该判据与应力水平无直接关系,完全用变形来表示,可避开复杂的本构关系,而且能够正确地反映岩土体固有变形特性,能够直接用监测的变形资料进行岩土体的稳定性评价。并将该判据应用于澳大利亚某边坡的稳定性分析中,预测结果与实测结果较吻合,并得出随着边坡角的增加,滑坡面的变化规律,与极限平衡法的研究结论相类似,但随机介质变形破坏理论是基于变形控制为出发点,以实测资料为基础,无需去求若干假设的滑动面的安全系数,在工程实践中应用更简单方便。

关键词: 应力破坏判据; 变形破坏判据; 随机介质理论; 地表移动

中图分类号: TU45 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2010)02-0165-07

作者简介: 乔世范(1975-),男,山东莒南人,博士后,副教授,主要从事环境岩土工程研究工作。E-mail:qiaosf@mail.csu.edu.cn。

Deformation failure criterion of stochastic medium

QIAO Shi-fan^{1, 2}, LIU Bao-chen¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Central South University, Changsha 410075, China; 2. College of Traffic and Transportation Engineering, Tongji University, Shanghai 201804, China)

Abstract: The main rock stress failure criteria and their applicability are introduced and it is necessary to study the deformation failure criterion. Based on the stochastic medium, the deformation failure criterion of stochastic medium is put forward. It can avoid complex constitutive law and can be expressed only with strain. It can reflect the inherent deformation properties of the rock and soil and can be used to estimate the engineering safety by use of the field observed data. Furthermore, the strain failure criterion is used to analyze the stability of a slope in Australia which shows that the theoretical results and the field observed data are consistent. The positions of slide plane with different slope angles are obtained with the present method, which are similar to the results of the limit equilibrium method. However, the deformation failure criterion of stochastic medium is simpler and more convenient in the engineering application because it is based on the observed data and deformation control, which is not necessary to assume slide planes to compute its safety coefficient respectively.

Key words: stress failure criterion; deformation failure criterion; stochastic medium; ground movement

0 前 言

评价巷道、峒室与采场围岩以及露天边坡的稳定性一般是依据岩石达到破坏时的应力状态,建立强度理论或塑性条件作为判别准则(即判据)。当围岩中的实际应力低于所用“判据”规定的数值时,认为是稳定和安全的,否则认为是进入了不稳定状态。

至今,岩石力学中著名的强度破坏准则主要是应力破坏准则,如摩尔-库仑准则、格里菲斯准则和以这些准则为基础修正与发展的各种强度判别准则。其中霍克-布朗提出的“岩石破坏经验准则”获得较广泛的应用。这些强度判据能够合理解释观察到的许多破坏现象和在一定程度上反映了实际的规律性。但由

于岩石,尤其是现场岩体的组份、结构及其所处工程地质条件造成的复杂的物理力学性质,各种基于应力破坏的强度判据,无论在应用中还是在理论上都遇到许多难以逾越的共同性的问题(其中包括应力判据本身反映现场岩体强度的准确性以及确定现场应力状态的可靠度,这两方面都难以作出科学的判断)。目前,无论是现场试验还是室内试验所测到的都是变形,然后再根据本构关系求得应力。然而不同的本构关系所求得的应力是不同的,因此就涉及到如何选取本构关

基金项目:国家自然科学基金项目(50708116);中国博士后基金项目(20080430690);中国博士后科学基金特别项目(200801206)

收稿日期:2008-10-08

系, 如何确定本构方程中所涉及的参数, 给各种强度准则的应用带来很大的困难, 使得工程设计只好仍然主要依靠经验类比。因此, 在岩石强度理论的研究方面, 人们除了完善和发展应力破坏判据之外, 有必要对应变破坏判据作进一步的研究。

岩土体或建筑物由于外界因素的影响所发生的应变也称为变形。若采用应变作为岩土体的破坏判据, 那就需要找出一种方法分析计算岩土体变形分布。随机介质理论正是分析这种变形的方法之一, 这一理论已在煤矿“三下”开采分析中有 50 多年的历史了^[1-7]。本文拟在前人研究的基础上提出以变形为基础的岩土体或建筑物的破坏准则, 可以直接利用所测得的或所求得的岩土体或建筑物的变形来预测岩土体或建筑物的安全。

1 主要的岩石应力破坏判据及其适用性

岩石力学工作者依据一般工程材料力学的原理和方法, 研究岩石的强度性质已积累了许多资料, 揭示了岩石不同于钢材等均匀、连续性材料的复杂得多的力学性质及若干特殊的强度变化规律, 部分地反映在以下 3 个强度准则中。

1.1 Mohr-Coulomb 准则

该理论是 Mohr 于 1900 年提出。它假设材料的破坏取决于最大、最小主应力, 而与中间主应力无关。按不同主应力比值实验, 作出一系列极限应力圆的包络线, 如图 1 中的包络线就是实验材料的强度条件。为了简便, 常以直线近似曲线包络线, 并取土力学中库仑方程的表达形式, 称为 Mohr-Coulomb 准则:

$$t = c + s \tan j \quad , \quad (1)$$

式中, t 为破坏面上的剪应力, s 为破坏面上的正应力, c 为岩石的黏聚力, j 为岩石的内摩擦角。

主应力表示为

$$s_1 = s_3 N_4 + s_c \quad , \quad (2)$$

式中, $N_4 = \frac{1}{\tan^2(45 - \frac{j}{2})}$, s_c 为岩石单轴抗压强度。

Mohr-Coulomb 强度理论, 适用于均质各向同性的岩体, 计算结果也与实际情况相符, 既可描述脆性材料的破坏特征, 又可以描述塑性材料的破坏特征。同时, 它反映了岩石的抗拉强度远小于抗压强度, 并解释了岩石在三向等拉时会破坏, 而在三向等压时不会破坏。因此, 该强度理论在岩体力学中应用最广, 这也是岩体力学中最常用的理论。但该理论没有考虑中间主应力的影响, 虽然在很多情况下, 对岩石的破坏起主要作用的是最大、最小主应力, 中间主应力起

次要作用, 但在某些情况下却不能忽略。莫尔强度理论实质上是剪切强度理论, 即只要剪切面上的剪应力达到该面上的抗剪强度, 岩石就发生破坏。

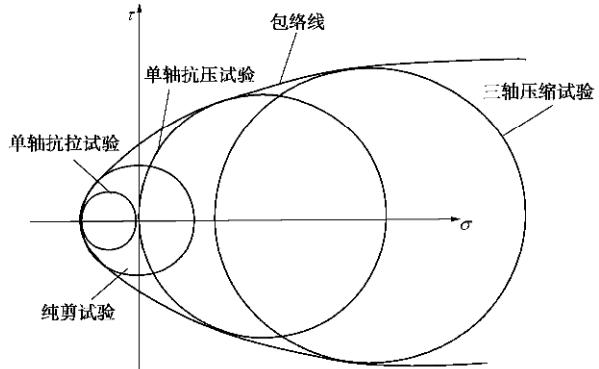


图 1 极限应力圆的包络线

Fig. 1 Envelope of ultimate stress circle

1.2 Griffith 准则

Griffith 认为材料内部有许多细微裂缝。在力的作用下沿裂缝表面 (尤其是裂隙尖端) 产生切向拉伸应力导致破坏。以平面椭圆模型代表细微裂缝, 按能量不稳定原理导出材料受二向压缩时的应力破坏判据:

$$t^2 = 4T_0(s_2 + T_0) \quad , \quad (3)$$

式中, t 为微裂隙表面的剪应力, T_0 为材料单轴抗拉强度。

用主应力表示式 (3) 得:

$$\begin{cases} (s_1 - s_2)^2 - 8(s_1 + s_2) = 0, & (s_1 + 3s_2 > 0), \\ s_2 + T_0 = 0, & (s_1 + 3s_2 < 0). \end{cases} \quad (4)$$

三轴试验表明, 在拉应力范围内 Griffith 强度理论与莫尔极限应力圆较吻合, 而在压应力区这两种理论的包络线与莫尔极限应力圆均有较大的偏离。近年来, 该理论被引入到断裂力学来解释岩石受力破坏的机理, 以及破坏的发生、发展过程。事实证明, 它们对脆性岩石较适用, 但不能描述岩体破坏特征。

实际上, Griffith 强度理论是以裂隙张开为前提条件, 即在张力和压力作用下, 裂隙面只有张开而没有闭合。事实上, 在压力作用下, 材料中的裂隙将趋于闭合, 而闭合后的裂隙面上将产生摩擦力, 此时的裂隙扩展不同于张开裂隙。而且不能确定材料中格里菲斯裂隙的尺寸、形状与方位分布函数, 因此尚未达到在工程设计中应用。

1.3 岩石强度经验破坏准则

从 20 世纪 60 年代开始, 许多学者致力于岩体强度的经验判据的研究。它是由实验资料的统计分析, 获得了岩石强度特征的一个基本概念, 即最大主应力与最小主应力相互关联, 对岩石试件的破坏起着重要作用。各种破坏应力状态表明的 s_1 与 s_3 关系曲线, 大多是向下凹的, 即曲线的斜率是渐变小的。可取指函数或幕函数的形式作曲线拟合, 找出破坏瞬间 s_1 对

s_3 的信赖关系作为经验破坏准则。这些准则均属非线性判据, 其中一些判据对某些岩石类型的试验数据拟合的较好, 有些则不然。

在众多经验强度准则中, Hoek-Brown 经验强度准则是被应用最广的强度准则之一:

$$s_1 = s_3 + \sqrt{ms_c s_3 + ss_c^2}, \quad (5)$$

式中, s_c 为完整岩石单轴抗压强度, s 为考虑岩石完整性的系数, 对完整岩石 $s=1$, 对有破损的岩石取 $s < 1$ 为考虑岩石材料性质的参数, 随岩石类型不同而异。 s 和 m 都在作曲线拟合时最终修订。

与前两种破坏准则相比, Hoek-Brown 准则有较多灵活性, 由于出自大量实验资料的概括, 反映岩石强度变化的统计规律, 实用性较强。它不仅反映了岩体的固有特点和非线性破坏特征, 以及岩石强度、结构面组数及所处应力状态对岩体强度的影响, 而且弥补了 Mohr-Coulomb 强度准则的不足。它能解释低应力区、拉应力区和最小主应力对强度的影响并能延用到破碎岩体和各向异性岩体的情况, 适用于完整岩体或破碎的节理岩体, 以及穿切结构面在岩体中的破坏。能更好的反映岩体的非线性破坏特征。

Hoek-Brown 准则也有局限性, 首先, 总结的资料主要仍是来自小块岩石试件, 尽管“准则”中引入了 s , m , s_c 等用以表明岩石性状特征的系数, 从小块岩石试件到现场岩体各力学参量之间的转换关系, 仍有待进一步研究。

综上所述, 所有应力破坏判据在应用中, 遇到的共同困难是如何正确确定现场岩体的应力状态。一般来说, 可以通过数值计算、物理模拟或现场实测等途径。但是数值计算与物理模拟都要依赖于正确表达岩石材料复杂特性的本构关系。如果本构关系偏离实际, 确定的应力状态是难以置信的。至于现场实测, 是直接测量一些与应力相关的间接的量, 比如应变、位移、加速度或岩体声发射的频度、振幅等, 然后依靠这些量同应力的转换关系计算应力。问题在于能否正确的确定岩体中的这些物理量同应力的转换关系, 这些目前还没有得到较好的解决。再者, 实测只能提供少量点的应力状态, 实测岩体强度更是费用昂贵, 技术难度较大, 这也限制了各种应力破坏判据的应用。

2 随机介质变形破坏判据

近年来, 人们加强了岩土工程的现场测量。通常, 现场测量所获得的数据大都是岩体的变形或位移值。根据以往的习惯做法, 大都将这些数据按某种力学模型推算出与其相对应的应力状态, 然后利用某种应力破坏判据对这一应力状态进行稳定性评价。众所周知,

岩土体是一种极为复杂的介质, 受不同的赋存条件的影响, 因此, 力学模型的简化及应力应变状态的转换过程可能会丧失由监测所获得的岩土体的真正性状, 使这一计算过程的精度很差, 甚至成为毫无意义的数学游戏。因此直接利用现场所测得应变或位移数据, 根据变形表示破坏判据进行稳定性分析具有较好的优点。随着对变形特性的深入研究, 应用变形表示岩土体的破坏判据是一个更切合实际的新的研究方向。

2.1 岩石的破坏与应变过程的关系

(1) 关于两种平衡状态^[8]。大多数具有中等强度的岩石, 刚性试验机的实验结果(图 2)表明, 峰值强度 s_p 以后还可以发挥残余强度的承载作用。但永久性的地下工程不允许它的承载结构进入屈服状态。如果用某种监测方法确定围岩中某点应力 $s_m < s_p$, 由于曲线上 A 点和 B 点的应力都是 s_p , 故仅由应力状态是无法作出进一步判断。如果引入峰值强度对应的应变作为临界应变, 那么依据临界应变判据, 就容易确定 e_A 为稳定的平衡状态, e_B 为已经超越峰值强度处于不稳定的平衡状态。

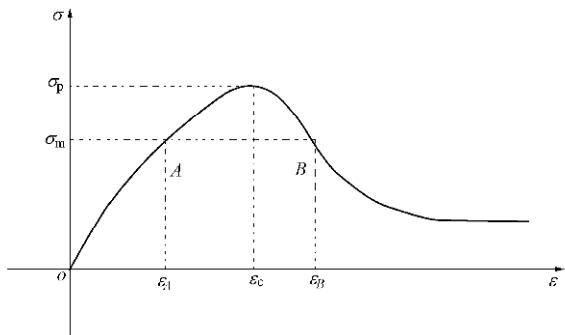


图 2 单轴全应力—应变曲线

Fig. 2 Uniaxial resultant stress-strain curve

(2) 大多数岩石都具有蠕变性, 在一定压力条件下, 岩石随时间的变形有 3 个阶段的变化过程如图 3。对矿山生产来说, 大多数短期与中长期服务工程, 缓慢的等速蠕变阶段(2 阶段)仍是可以允许的、安全的。如果规定 2~3 阶段的转折点为临界应变 e_c 作为破坏判据应当是可行的。而单纯用应力破坏判据便无法作出与时间因素相关的判断。

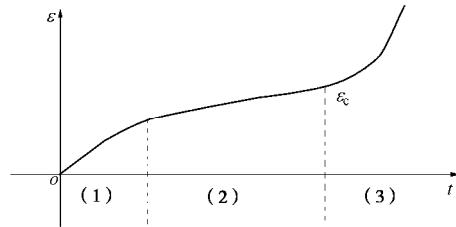


图 3 岩石的蠕变变形

Fig. 3 Rock creep deformation

(3) 三轴试验表明, 随围压升高, 岩石将从脆性向延性转化。所谓从脆性向延性转化, 实际上表现为

应变发展的不同特征，即从应变软化通过理想塑性过渡到应变强化。如图 4 所示，使用应变破坏判据，依据岩石与工程项目的性质确定临界应变作为经验破坏封据，将更为直接，较易实现，因而也更合理。

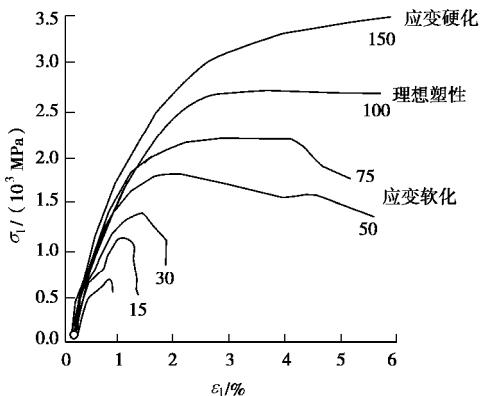


图 4 砂岩在不同围压下的应力 - 应变曲线

Fig. 4 Stress-strain curves of rock with different confining pressures

材料的应力与应变状态由本构关系联系着。在这个意义上取应力状态或应变状态作为破坏判据就是等价的。但对于岩石采用应变状态作判据可以避开复杂本构关系的困难，且应变可以直接测量。上述各点与岩石强度有关的应变变化特征，足以说明建立应变破坏判据的重要性，同时也说明单靠应力破坏判据的局限性。

2.2 变形破坏判据

(1) 樱井直接应变评价法

日本樱井教授用界限应变、破坏强度系数以及同类岩石在分别三轴和单轴状态下求得的最大剪应变的比值等参数，建立了经验公式^[9]：

$$e_f = M e_{f_0} = M e_0 / (1 - R_f), \quad (6)$$

式中， e_f 为界限应变， R_f 为破坏强度系数， M 为最大剪应变的比值。

式(6)用来计算岩石(体)达到峰值应力时所对应的最大主应变，结合现场量测所得的位移或变形数据，以评价岩土体的稳定性。

这一经验判据由于建立在峰值应变的基础上，因此可直接利用现场量测的数据进行岩土体的稳定性评价。这比用应力表示的破坏判据更具有实际意义。但是，由于公式中采用了 M ， R_f 等经验参数，要根据这些参数的物理意义确定这些参数尤其是确定最大剪应变比 M 值，仍然会给整个计算工作带来很大的不便。依据最大剪应变比的定义，它不仅与岩土体的强度参数有关，它还将取决于作用岩土体上的最小主应力大小。因此，为了获取这应力状态，樱井教授指出还得建立另一套计算程序以确定 S_3 的大小，而这一计算过程仍然是以监测数据的反演推算为基础。因此它虽然可利用现场量测所得的数据进行稳定性评价，但

是由于应力水平的加入还是没能摆脱应变应力转换过程中要遇到的主要问题。

(2) 沈明荣应变破坏判据

同济大学沈明荣教授对应变破坏判据作了试验研究，并提出了应变破坏判据如下：

$$e_{lf} = \frac{(z - 2m)}{1 - m - mz} e_{sf} + \frac{(1 + m)(1 - 2m)}{1 - m - mz} S_c / E, \quad (7)$$

式中， e_{lf} 为最大主应变， e_{sf} 为最小主应变， E 为弹性模量， m 为泊松比， S_c 为理论上的单轴抗压强度，其值为 $S_c = \frac{2c \cos j}{1 - \sin j}$ ， z 的表达式为 $z = \frac{1 + \sin j}{1 - \sin j}$ 。

沈明荣根据试验研究提出了广义泊松比的定义，他认为泊松比 m 是随着应力的增大而变化的非线性的

参数，定义为 $m = \left| \frac{de_3}{de_1} \right|$ ，可按实际的试验结果求出。

事实上，式(7)仍以摩尔 - 库仑理论为基础，利用弹性理论中的广义虎克定律求得，并依据已掌握的岩石变形特性对表达式加以修正，但它仍没有脱离岩土体的本构关系的束缚，而泊松比也与应力状态有关系。

2.3 随机介质变形破坏判据

在工程中人们所企盼的变形破坏判据不仅是完全用变形来表示，而且它应与应力水平无直接关系。当然，它还必须能够正确地反映岩土体固有变形特性。因此建立不包含任何应力水平、能够真正直接用变形进行稳定性评价的破坏判据势在必行。

随机介质理论在地下开挖引起的地表及岩体移动和变形分析中已有 50 多年的应用历史了，它把地下开挖引起的岩层及地表移动过程看作是随机过程，用概率论的方法建立了由地下单元开采所引起的岩层及地表单元下沉盆地表达式、单元水平移动表达式，经迭加建立地表下沉的剖面方程及其它移动与变形分布表达式。随机介质变形破坏判据就是以岩土体的变形作为岩土体破坏的准则，即变形达到某一定值时岩土体或邻近建筑物发生开裂破坏，即

$$|F| \geq F_f, \quad (8)$$

式中， F 为开挖引起的岩土体的变形值， F_f 为开挖引起的岩土体破坏或建筑物破坏时岩体或地表的最大允许变形值。

值得说明的是，随机介质变形破坏判据评价的对象特指开挖而引起的岩土体的变形破坏，而不是指在其它作用下如附加应力的增加导致岩土体的破坏。这里所指的岩土体的变形值主要指的是岩土体的拉压变形或倾斜变形。当判断岩土体的稳定性时一般用最大拉压变形来判断。当地下开挖引起的地表变形虽然不足以使岩土体发生破坏，但有时由于地表的变形（如

拉压变形或倾斜变形)会直接影响到在其上的建筑物的安全, 这仍然是工程上不允许的。

因此对于式(8)中 F 所指的岩土体的变形值主要指的是岩土体的拉压变形 E , 或者岩土体的倾斜变形 T 。当式(8)中 F_f 指的是岩土体的最大主变形值, 在应用过程中就需要求得开挖引起的岩土体的最大主变形值, 然后根据式(8)来进行判断。

岩体内任一点(x, y, z)的主应变, 可由下列一元三次方程组求出:

$$E_i^3 + BE_i^2 + CE_i + D = 0 \quad , \quad (9)$$

式中,

$$C = \begin{vmatrix} E_y & \frac{1}{2}\mathbf{g}_{yz} \\ \frac{1}{2}\mathbf{g}_{yz} & E_z \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} E_x & \frac{1}{2}\mathbf{g}_{xz} \\ \frac{1}{2}\mathbf{g}_{xz} & E_z \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} E_x & \frac{1}{2}\mathbf{g}_{xy} \\ \frac{1}{2}\mathbf{g}_{xy} & E_y \end{vmatrix}, \quad (10)$$

$$B = -|E_x + E_y + E_z| \quad , \quad (11)$$

$$D = -\begin{vmatrix} E_x & \frac{1}{2}\mathbf{g}_{xy} & \frac{1}{2}\mathbf{g}_{xz} \\ \frac{1}{2}\mathbf{g}_{xy} & E_y & \frac{1}{2}\mathbf{g}_{yz} \\ \frac{1}{2}\mathbf{g}_{xz} & \frac{1}{2}\mathbf{g}_{yz} & E_z \end{vmatrix} \quad . \quad (12)$$

主应变 E_i 所对应的主轴方向的单位矢量以 \mathbf{g}_i 表示:

$$\mathbf{g}_i = \left(\frac{\partial \mathbf{g}_i}{\partial x}, \frac{\partial \mathbf{g}_i}{\partial y}, \frac{\partial \mathbf{g}_i}{\partial z} \right) = (l_i \ m_i \ n_i) \quad , \quad (13)$$

式中, $(l_i \ m_i \ n_i)$ 为 \mathbf{g}_i 在直角坐标系中的方向余弦, 可由下式求出:

$$\left. \begin{array}{l} \begin{matrix} E_x - E_i & \frac{1}{2}\mathbf{g}_{xy} & \frac{1}{2}\mathbf{g}_{xz} \\ \frac{1}{2}\mathbf{g}_{xy} & E_y - E_i & \frac{1}{2}\mathbf{g}_{yz} \\ \frac{1}{2}\mathbf{g}_{xz} & \frac{1}{2}\mathbf{g}_{yz} & E_z - E_i \end{matrix} \end{array} \right\} \begin{bmatrix} l_i \\ m_i \\ n_i \end{bmatrix} = 0 \quad , \quad (14)$$

$$l_i^2 + m_i^2 + n_i^2 = 1 \quad ,$$

当 $i=1, 2, 3$ 时, 分别求出各主应变所对应的主轴方向, 其方向余弦为 $l_1, m_1, n_1, l_2, m_2, n_2, l_3, m_3, n_3$ 。

式(9)的矩阵系数中的各元素为岩土体的各变形分量, E_x, E_y, E_z 分别为 x, y, z 方向的拉伸或压缩变形,

$$E_x = \frac{\partial U(x, y, z)}{\partial x} \quad , \quad (15)$$

$$E_y = \frac{\partial V(x, y, z)}{\partial y} \quad , \quad (16)$$

$$E_z = \frac{\partial W(x, y, z)}{\partial z} \quad , \quad (17)$$

式中, $\mathbf{g}_{xy}, \mathbf{g}_{yz}, \mathbf{g}_{xz}$ 分别为 xy 平面、 yz 平面、 xz 平面的剪切变形, 其中:

$$\begin{aligned} \mathbf{g}_{xy} &= T_{xy}(x, y, z) + T_{yx}(x, y, z) \\ &= \frac{\partial V(x, y, z)}{\partial x} + \frac{\partial U(x, y, z)}{\partial y} \end{aligned} \quad , \quad (18)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{g}_{yz} &= T_{yz}(x, y, z) + T_{zy}(x, y, z) \\ &= \frac{\partial W(x, y, z)}{\partial y} + \frac{\partial V(x, y, z)}{\partial z} \end{aligned} \quad , \quad (19)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{g}_{xz} &= T_{xz}(x, y, z) + T_{zx}(x, y, z) \\ &= \frac{\partial U(x, y, z)}{\partial z} + \frac{\partial W(x, y, z)}{\partial x} \end{aligned} \quad . \quad (20)$$

式(15)~(20)中, $W(x, y, z)$ 为开挖引起的岩土体的下沉, $U(x, y, z), V(x, y, z)$ 分别为开挖引起的岩土体在 x 方向、 y 方向的水平位移; $T_{xy}(x, y, z)、T_{xz}(x, y, z)$ 分别为开挖引起的岩土体在 x 方向的水平位移 U 导致的 y 方向、 z 方向的倾斜, 其表达式为

$$\left. \begin{array}{l} T_{xy}(x, y, z) = \frac{\partial U(x, y, z)}{\partial y} \\ T_{xz}(x, y, z) = \frac{\partial U(x, y, z)}{\partial z} \end{array} \right\} \quad . \quad (21)$$

$T_{xy}(x, y, z)、T_{zy}(x, y, z)$ 分别为开挖引起的岩土体由 y 方向的水平位移 V 导致的 x 方向、 z 方向的倾斜, 其表达式为

$$\left. \begin{array}{l} T_{xy}(x, y, z) = \frac{\partial V(x, y, z)}{\partial x} \\ T_{zy}(x, y, z) = \frac{\partial V(x, y, z)}{\partial z} \end{array} \right\} \quad . \quad (22)$$

$T_{xz}(x, y, z)、T_{yz}(x, y, z)$ 分别为开挖引起的岩土体下沉 W 导致的 x 方向、 y 方向的倾斜, 其表达式为

$$\left. \begin{array}{l} T_{xz}(x, y, z) = \frac{\partial W(x, y, z)}{\partial x} \\ T_{yz}(x, y, z) = \frac{\partial W(x, y, z)}{\partial y} \end{array} \right\} \quad . \quad (23)$$

由上述讨论可以看出, 只要求得开挖引起的岩土体在 x, y, z 方向的位移 U, V, W , 其它的各个变形量都可以求得。关于各种工程地下开挖引起的地表及岩体的位移 U, V, W 可根据随机介质理论求得, 笔者已编成相应的计算程序直接可以应用^[7]。

事实上, 在应用式(8)进行岩土体安全评价时, 要根据实际情况具体对待。当 F_f 并不是岩土体的主应变值, 而是岩体破坏时某个方向的最大变形值, 如采矿工程中, 常测量的变形值是矿层沿倾斜方向或走向方向的变形值, 所以统计的地表或岩体破坏时的变形值也应是相应方向最大允许变形值, 此时应用式(8)进行评价岩土体稳定时, F 就应取相应方向的变形值来进行比较, 而没必要去求最大主变形值。只有当 F_f

指的是岩土体的最大主变形时，需根据式(9)进行求解开挖引起的地表或岩土体的主变形。

3 工程应用

澳大利亚维多利亚州莫维尔镇附近的褐煤露天矿在1961年~1972年露天矿的边界上已观测到的最大水平移动为1.9 m。图5为根据实测资料而绘制的露天矿邻近地区地表下沉与水平移动图。

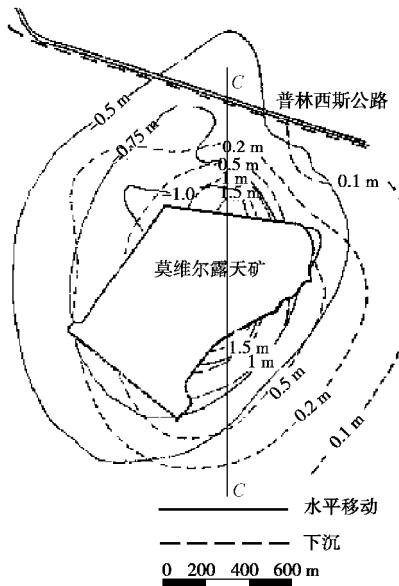


图5 莫维尔露天矿邻近地区下沉与水平移动图

Fig. 5 Subsidence and deformation of the area surrounding
Morwell Open-pit Mine

沿SN向主剖面C-C断面，在此断面上，1972年露天矿开挖深度为110 m，边坡角为 39° ，实测地表最大下沉值 $W_{\max} = 1200 \text{ mm}$ 。

根据经验和有关文献，地表损害的判据如表1所示^[3]。其中I级为可靠地表，地表不会出现损害；II级为安全地表，此地表不需对建筑物进行保护；III级为基本安全地表，要求对地表建筑物进行保护；IV级为不安全地表。由表1也可看出，当地表水平应变 $E_{\min} \geq 6 \text{ mm/m}$ 时，可以认为是滑坡体。

表1 地表保护分类表

Table 1 Classification of the ground protection

分类 级别	地表变形值		
	倾斜 $/(\text{mm} \cdot \text{m}^{-1})$	水平变形 $/(\text{mm} \cdot \text{m}^{-1})$	曲率 $/(1 \cdot \text{m}^{-1})$
I	≤ 2.5	≤ 1.5	$\leq 50 \times 10^{-6}$
II	≤ 5.0	≤ 3.0	$\leq 83 \times 10^{-6}$
III	≤ 10.0	≤ 6.0	$\leq 166 \times 10^{-6}$
IV	≤ 15.0	≤ 9.0	$\leq 250 \times 10^{-6}$

根据随机介质理论及该边坡的实测数据，进行电算可得预计的地表下沉和水平移动理论曲线，将它与实测结果进行对比，两者较吻合，见图6。若以边坡

的变形值 $E_x(x) = 6 \text{ mm/m}$ 为岩土体破坏的判据，则由式(9)可电算得到莫维尔露天矿边坡在地下水位没下降的情况下不同的边坡角的滑动面分布情况。如图7~10所示。

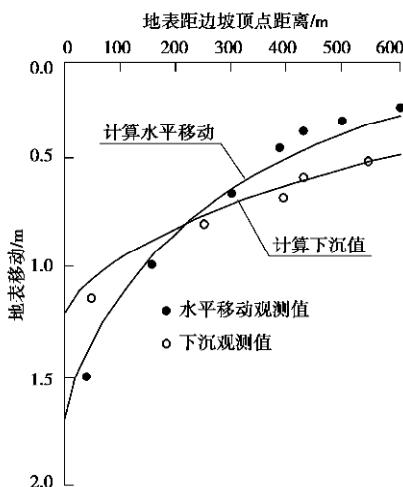


图6 实测下沉和水平移动与相应理论计算值比较

Fig. 6 Comparison between measured and calculated values of surface movement

由图7~10可以发现随着边坡角的增加，滑坡体范围越来越大，滑面的曲率也越来越小，这与极限平衡法进行研究的结论相类似，但随机介质变形破坏理论是基于变形控制为出发点，以实测资料为基础，无需去求若干假设的滑动面的安全系数，在工程实践中应用更简单方便。

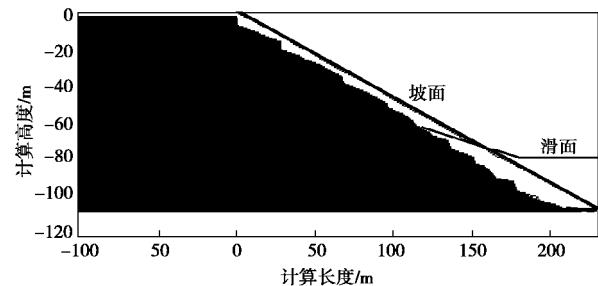


图7 坡角为 25° 时莫维尔露天矿边坡的滑面位置图

Fig. 7 Sliding surface location of Morwell Open-pit Mine slope with an angle of 25°

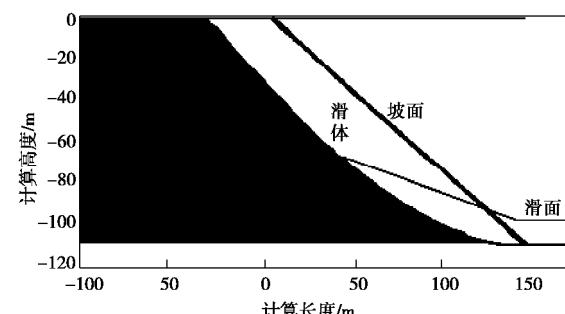


图8 坡角为 39° 莫维尔露天矿边坡的滑面位置图

Fig. 8 Sliding surface location of Morwell Open-pit Mine slope with an angle of 39°

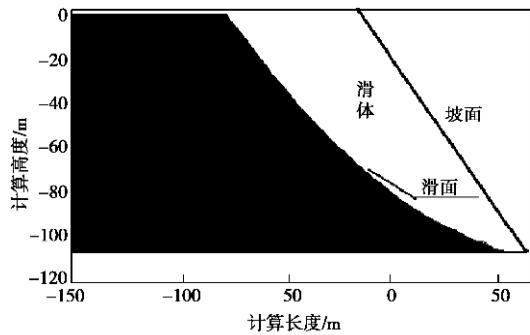


图 9 坡角为 55° 时莫维尔露天矿边坡的滑面位置图

Fig. 9 Sliding surface location of Morwell Open-pit Mine slope with an angle of 55°

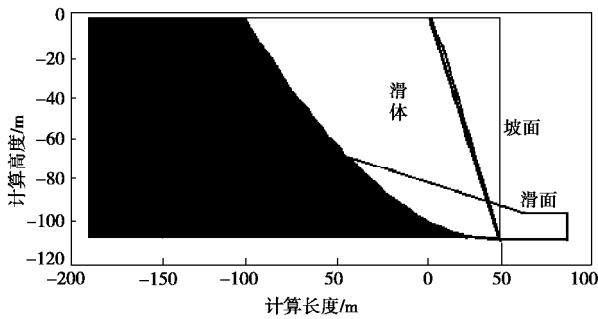


图 10 坡角为 70° 时莫维尔露天矿边坡的滑面位置图

Fig. 10 Sliding surface location of Morwell Open-pit Mine slope with an angle of 70°

4 结 论

(1) 由于岩石受力破坏过程有前述各种应变变化特征如应变软化或应变硬化, 应用应变破坏判据将克服应力判据的各种局限性。

(2) 由于应变是可以直接测量的物理量, 比较容易确定, 也便于对已作出应变破坏判据进行检验与修正。

(3) 建立了应变破坏判据, 可以同应力破坏判据联合使用, 互为检验。更重要的是采用应变破坏判据可以绕过岩石材料复杂的本构关系, 进行直接的应变分析与围岩稳定性评价。

比较起来, 应力判据已获得比较深入的发展, 但由于此类判据在应用中以及在理论上遇到了难以突破的局限, 才使人们转向研究应变判据。目前虽然还没有一个明显公认的成熟的应变破坏判据, 可以预料, 随着实验资料的积累, 应变判据的内容将得到充实, 它的理论观点将得到进一步深入的概括。从已有的研究资料可以看出, 两类判据的结合, 将是完整的岩石强度理论的一个重要特点。

参考文献:

- [1] LITWINISZYN J. Application of the equation of stochastic processes to mechanics of loose bodies[J]. Arch Mech Stos, 1956(80): 393 – 411.
- [2] 刘宝琛, 廖国华. 煤矿地表移动的基本规律[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1965. (LIU Bao-chen, LIAO Guo-hua. The laws of ground movement in coal mines[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1965. (in Chinese))
- [3] 阳军生, 刘宝琛. 城市隧道施工引起的地表移动及变形[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2002. (YANG Jun-sheng, LIU Bao-chen. Ground surface movement and deformation in the construction of city tunnel[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 2002. (in Chinese))
- [4] 刘宝琛, 张家生, 廖国华. 随机介质理论在矿业中的应用 [M]. 长沙: 湖南科技出版社, 2004. (LIU Bao-chen, ZHANG Jia-sheng, LIAO Guo-hua. Stochastic medium theory and its application in mining engineering[M]. Changsha: Hunan Science and Technology Press, 2004. (in Chinese))
- [5] QIAO S F, FANG L G, LIU B C. Prediction of ground displacement and deformation induced by large diameter piles[C]// Foundation Analysis and Design Innovative Methods. New York, 2006: 293 – 299.
- [6] QIAO S F, LIU B C. Prediction of ground displacement and deformation induced by dewatering[C]// Underground Construction and Ground Movement. New York, 2006: 73 – 79.
- [7] 乔世范. 随机介质变形破坏判据研究及其工程应用[D]. 长沙: 中南大学, 2006. (QIAO Shi-fan. Study on the deformation failure criterion of stochastic medium and its applications[D]. Changsha: Central South University, 2006. (in Chinese))
- [8] 王志宏. 岩石强度理论中的两类破坏判据[J]. 北京科技大学学报, 1992, 14(3): 297 – 304. (WANG Zhi-hong. The two kinds of failure criterion in the rock strength theory[J]. Journal of Beijing Science and Technology University, 1992, 14(3): 297 – 304. (in Chinese))
- [9] 樱井春辅. トンネル工事にける変位の計測結果の評価法 [C]// 日本土木學會論文報告集, 第 317 号, 1987. (SAKURAI S. Tunnel safety estimate with direct strain survey result[C]// Articles Collected by Japanese Civil Engineering Academy, No.317, 1987. (in Japanese))