岩质边坡稳定塑性极限分析方法——斜分条法

王根龙[1,2]，伍法权[1]，李巨文[2]

（1．中国科学院地质与地球物理研究所工程地质力学重点实验室，北京 100029；2．中国地震局防灾科技学院，北京 101601）

摘 要：基于塑性极限分析上限定理，依据岩质边坡沿某一滑裂面滑动破坏时，在其内部产生沿陡倾角结构面（断层、节理和层面）的剪切破坏现象，建立了岩质边坡极限分析斜分条法破坏模式。进一步根据滑体处于极限状态时的虚功率方程，推导得出了斜分条后岩质边坡的塑性极限分析稳定系数计算公式。采用超载系数的方法，将稳定系数表示在块体所受的极限荷载，避免了隐式出现，有效地简化了公式推导。以锦屏一级水电站右岸边坡为例进行了稳定性分析。计算表明，结论较为合理，对于具有倾斜界面的岩质边坡稳定性评价具有重要意义。

关键词：上限定理；虚功原理；结构面；稳定系数；斜分条法

中图分类号：TU457 文献标识码：A 文章编号：1000－4548(2007)12－1767－05

作者简介：王根龙(1974－)，男，陕西华阴人，博士研究生，主要从事工程地质与岩石力学研究。E-mail: wang2006@mail.iggcas.ac.cn。

Rock slope stability analysis based on plasticity limit theory——method of slices with inclined interfaces

WANG Gen-long[1,2]，WU Fa-quan[1]，LI Ju-wen[2]

(1. Key Laboratory of Engineering Geomechanics, Institute of Geology and Geophysics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100029, China; 2. Institute of Disaster Prevention Science and Technology, Chinese Earthquake Administration, Beijing 101601, China)

Abstract: Based on plasticity limit analysis by upper bound theorem, a new method to analyze rock slope stability was put forward. It was known that the inside of rock mass would generate shear failure along some old steep discontinuities (faults, joints and bedding planes) when sliding damage took place. According to the phenomena and virtual work rate equation in limit state, a different failure mode of inclined slices technique was established, and the computing formula of safety factor was also derived using the theory of plasticity limit analysis. By means of overload factor, the safety factor of slope stability could be easily expressed by the critical loads. As a result, not only the implicit expression could be avoided, but also the safety factor could be calculated simply and effectively. As a practical engineering example, the right bank slope of Jinping First Stage Hydro power station was analyzed. It was shown that the new method was accurate and significant for rock slope with inclined interfaces.

Key words: upper bound theorem; virtual work theory; structural plane; safety factor; inclined slices technique

0 引 言

1975 年，Chen W F 首次在土力学的边坡稳定性评价领域引入了极限分析方法，为土质边坡稳定性分析方法做出了开创性的工作[1]。1997 年，Donald & Chen 又提出了通过变形协调和塑性力学上限定理求解土质边坡稳定性的计算方法，进一步推动了土质边坡稳定性极限分析方法的发展[2]。2002 年，陈祖煜教授作为黄文熙讲座的撰稿人，发表了论文“土力学经典问题的极限分析上、下限解”，在极限分析理论框架下，就土质边坡的垂直条分法和斜条分法做了深入的研究[3]。

将塑性力学的极限分析方法引入到土质边坡稳定性分析中，在学术界没有争议。但是，在岩质边坡中极限分析方法是否适用，可能还会有不同看法[4]。当岩质边坡发生破坏时，滑体沿某一滑裂面滑动的同时，在其内部也会产生沿陡倾角结构面的剪切破坏。实际上，在自然界中，绝大部分岩体至少存在一组或几组陡倾角的结构面（断层、节理和层面）。特别是 III、IV 级结构面应引起足够的重视，因为岩质边坡剪切破坏基本沿这两级结构面发生。极限分析方法就是将材

基金项目：国家自然科学基金资助项目（90302011）；广东省地质科学研究基金资助项目（2006211）

收稿日期：2006－11－19

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

料的本构关系简化为理想的刚塑性应力－应变关系，将其应用于岩质边坡，则可以近似地认为滑裂面和陡倾结构面是塑性区，而被滑裂面和陡倾结构面分割的块体为理想刚性体。本文以岩质边坡为研究对象，从塑性极限分析上限定理出发，阐述了将极限分析方法引入到岩质边坡稳定性评价是合理的，其理论基础是坚实可靠的，并采用斜分条破坏模式，推导了岩质边坡极限分析稳定系数计算公式。

1 分析方法

1.1 上限定理

塑性极限分析方法是同刚体极限平衡法根本不同的新方法。这种分析方法最早由Drucker和Prager（1952）提出，是将物体的本构关系简化为理想刚塑性应力－应变关系，利用刚塑性体处于极限状态的普遍原理——上下限定理求解极限荷载的一种分析方法。极限分析中的上限定理和下限定理得到的是精确解答的上限和下限。它的理论基础是塑性力学的塑性位势理论，最大优点在于计算中考虑了岩土材料的应力－应变关系，且物理概念清楚，计算较简单。

上限定理：如有一种机动许可的速度场存在，则与其对应的外荷载 T 的最小值就是极限荷载 T^* 的上限，此时该外荷载所做的功等于屈服机构（塑性变形机构）中内能的耗散。换言之，塑性力学上限定理是从构筑一个处于塑性区 Ω^* 内的机动许可应变场 ε_{ij}^* 和滑裂面 Γ^* 上的协调速度场 V^* 出发，找到满足力的平衡、变形协调与本构关系的外荷载 T^*，且 T^* 一定比相应真实的塑性区 Ω 的真实的荷载 T 大，T^* 可通过虚功率原理求得，即

$$\int_{\Omega^*}\sigma_{ij}^*\cdot\varepsilon_{ij}^*\mathrm{d}V+\int_{\Gamma^*}\mathrm{d}D_{\mathrm{s}}^*=FV^*+T^*V^* \quad 。 \tag{1}$$

有关塑性极限分析上限定理的详细证明可以参考文献[7]，这里不再赘述。上限定理指出，相应真实塑性区 Ω 的外荷载 T 比极限荷载 T^* 小或相等。因此，极限分析上限解就是在许多可能的滑动机构 Ω 中寻求一个使 T^* 最小的临界滑动机构。式中 V^* 是外荷载增量引起的塑性位移增量，通常称为塑性应变速度。F 是塑性区的体积力。式（1）中左侧两项分别是产生于破坏体 Ω^* 内和沿滑裂面 Γ^* 上的内部耗散能。

1.2 斜分条法破坏模式

传统的边坡稳定极限分析法采用垂直条分法，这个方法没有考虑岩质边坡中存在的断层、节理和层面等不连续结构面的工程地质特征。Sarma 博士（1979）首次提出对滑体进行斜分条的极限平衡分析方法[5]，该法假定沿条块侧面也达到了极限平衡，这样，通过静力平衡条件即可唯一确定边坡的稳定系数或加载系数。当岩质边坡处于极限破坏状态时，滑裂面和岩体内存在的陡倾结构面（断层、节理和层面）将滑坡体分割为具有倾斜界面的多块体——斜分条法破坏模式。因此采用斜分条法破坏模式来分析岩质边坡的稳定性，有一定的合理性。

斜分条法求解岩质边坡稳定系数可以通过静力平衡条件实现（Sarma，1979），也可以通过功能平衡的虚功原理表达式获得（Donald & Chen，1997），两者均对滑坡体进行斜分条，均假定沿界面达到了极限平衡，但两者的理论框架不同，前者是从静力平衡条件出发的，而后者是从变形协调出发的。文献[3]就土质边坡斜分条极限分析方法进行了研究，但并未推广到岩质边坡。本文将斜分条法破坏模式看成是上限定理引入岩质边坡破坏模式的一种近似模式，引入的虚功原理使这一求解过程和塑性力学上限定理可以很好地接轨。

岩质边坡斜分条法（图 1）将一个滑体离散为具有倾斜界面的多块体破坏模式。这一模式假定边坡在发生破坏时，被底滑裂面和倾斜分界面分割的各块体为刚体，而底滑裂面和倾斜分界面为塑性区。以相邻条块为例，应用上限定理时，首先要建立一个协调的速度场 $V_i, V_{i-1}, V_{i,i-1}$，位移协调条件要求相邻条块移动不至于导致它们的重叠或分离。也就是说，相邻条块速度多边形要矢量闭合，表示为

$$\vec{V}_{i,i-1}=\vec{V}_i-\vec{V}_{i-1} \quad 。 \tag{2}$$

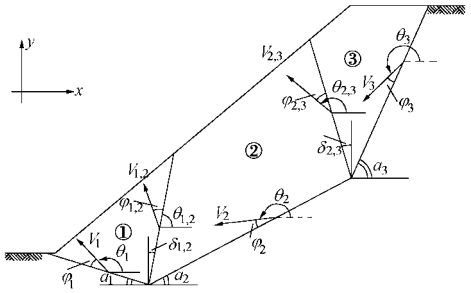


图 1 斜分条法破坏模式

Fig. 1 Failure mode of inclined slices technique

相关联流动法则[6]，要求每个 V_i 均与底滑面夹角为 φ_i，要求相邻条块倾斜界面的相对速度 $V_{i,i-1}$ 与倾斜界面夹角为 $\varphi_{i,i-1}$。根据相邻条块速度矢量闭合三角形的几何关系，可以将式（2）标量化后表示为[7]

$$V_i=V_{i-1}\frac{\sin(\theta_{i-1}-\theta_{i,i-1})}{\sin(\theta_i-\theta_{i,i-1})} \quad , \tag{3}$$

$$V_{i,i-1}=V_{i-1}\frac{\sin(\theta_i-\theta_{i-1})}{\sin(\theta_i-\theta_{i,i-1})} \quad 。 \tag{4}$$

式中 θ_i 和 $\theta_{i,i-1}$ 为应变速度 V_i 和 $V_{i,i-1}$ 与 x 轴的夹角，定义为从 x 正方向开始，以反时针旋转为正，同时 $0\le\theta\le2\pi$。θ_i 和 θ_{i-1} 的计算公式为

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

$$\theta_i = \pi + \alpha_i - \varphi_i \quad , \tag{5}$$

$$\theta_{i-1} = \pi + \alpha_{i-1} - \varphi_{i-1} \quad 。 \tag{6}$$

式中　α_i，α_{i-1}为底滑面与水平方向的夹角，如果底滑面倾向与坡向一致，则α取正值，反之则取负值。

根据图 1 的斜分条法破坏模式，第 i 个块体为上侧块体，第 i-1 个块体为下侧块体。对于第 i 个块体和第 i-1 个块体间的倾斜条块界面，计算$\theta_{i,i-1}$的公式可以分为以下两种情况。

（1）当$\theta_i > \theta_{i-1}$时，说明下侧块体相对于上侧块体向上移动，此时下侧块体对上侧块体起到了阻滑的作用，这种情况在滑坡分析中占多数。此时$\theta_{i,i-1}$的计算公式为

$$\theta_{i,i-1} = \frac{\pi}{2} - \delta_{i,i-1} + \varphi_{i,i-1} \quad 。 \tag{7}$$

（2）当$\theta_i < \theta_{i-1}$时，说明下侧块体相对于上侧块体向下移动，此时下侧块体对上侧块体不但起不到阻滑的作用，反而有了下滑的危险，这种情况在滑坡分析中占少数。此时$\theta_{i,i-1}$的计算公式为

$$\theta_{i,i-1} = \frac{3\pi}{2} - \delta_{i,i-1} - \varphi_{i,i-1} \quad 。 \tag{8}$$

式中　$\delta_{i,i-1}$为第 i 个块体和第 i-1 个块体间倾斜界面的倾角，定义为从 y 轴正方向开始，以顺时针旋转为正，同时$0 \le |\delta| \le \frac{\pi}{2}$。

1.3　上限法的求解公式

对于岩质边坡，使用斜条分极限分析方法，应在查明岩体的工程地质条件基础上，确定某几组陡倾角结构面的产状和物理力学性质，目的是沿着这几组陡倾角结构面（断层、节理和层面）进行斜分条和分析计算。根据塑性极限分析关于材料刚塑性的简化条件，被底部滑裂面和陡倾角结构面分割的条块被定义为刚体，因此在块体内部将不存在应力、应变，所以块体内部就没有内能的耗散。反映在虚功率方程（1）中，就说明了左边第一项值为零。由于底滑裂面和滑体内部存在的倾斜分界面是塑性区，所以内能的耗散只发生于条块的底面和条块间的倾斜界面。按照斜分条的方法，岩质边坡被分为 n 个条块，因而有 $n-1$ 个倾斜界面。依据斜分条法破坏模式，虚功率方程式（1）可以近似的表示为

$$\sum_{i=1}^{n} D_1 + \sum_{i=2}^{n} D_2 = FV \quad 。 \tag{9}$$

式中　左边第一项为滑体底滑裂面上的阻力在应变速度场 V 所产生的内能耗散；左边第二项为滑体内倾斜界面的阻力在应变速度场 V 所产生的内能耗散。这两部分内能耗散（简写为 $D_{内}$）的计算表达式为

$$D_{内} = \sum_{i=1}^{n} c_i l_i V_i \cos\varphi_i + \sum_{i=2}^{n} c_{i,i-1} h_{i,i-1} V_{i,i-1} \cos\varphi_{i,i-1} \quad 。 \tag{10}$$

式中　c_i，l_i为第 i 个岩质块体底滑面的黏聚力和长度；$c_{i,i-1}$，$h_{i,i-1}$为第 i 个与第 i-1 个岩质块体倾斜界面的黏聚力和长度，其他符号同上。

公式（9）表示的是岩质边坡处于极限状态的虚功率方程，实际工程中，岩质边坡是具有一定安全储备的结构，需要对斜分条块体施加一定的外部干扰，促其达到极限平衡状态。文献[3]采用了抗剪强度指标 c，φ 隐含稳定系数的方法（强度折减法），但造成了上限法求解公式繁琐的积分表达式，使应用受到了限制。本文采用超载系数的方法，将稳定系数 K 隐含于块体所受的荷载 F，使其达到极限荷载 F^*，从而使岩质边坡处于极限平衡状态。

为了便于公式推导，这里将岩质边坡斜分条后的各块体所受到的实际荷载分为两部分：水平荷载 F_{xi} 和铅直荷载 F_{yi}，相应的极限荷载分别为 F_{xi}^* 和 F_{yi}^*。当岩质边坡处于极限状态时，各块体受到的极限荷载为[8]

$$\left.\begin{aligned} F_{xi}^* &= K \cdot F_{xi} \ , \\ F_{yi}^* &= K \cdot F_{yi} \ 。 \end{aligned}\right\} \quad 。 \tag{11}$$

由于各块体的底滑裂面和倾斜界面所受到的“组合摩擦力”与滑裂面和倾斜界面的应变速度 V 正交，也就是说，组合摩擦力沿应变速度 V 所做的外功率为零。至此，作用于滑体的外力仅有岩体自重、边坡上建筑物荷载、地震惯性力、孔隙水压力等，这些外力在应变速度场 V 所做的外功率计算公式为

$$W_{外} = \sum_{i=1}^{n} F_{xi}^* V_i \cos(\alpha_i - \varphi_i) + \sum_{i=1}^{n} F_{yi}^* V_i \sin(\alpha_i - \varphi_i) 。 \tag{12}$$

将式（11）代入式（12）中得

$$W_{外} = K \cdot \left[\sum_{i=1}^{n} F_{xi} V_i \cos(\alpha_i - \varphi_i) + \sum_{i=1}^{n} F_{yi} V_i \sin(\alpha_i - \varphi_i) \right] \quad 。 \tag{13}$$

将式（10）和式（13）代入虚功率方程式（9）中，整理后得

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n} c_i l_i V_i \cos\varphi_i + \sum_{i=2}^{n} c_{i,i-1} h_{i,i-1} V_{i,i-1} \cos\varphi_{i,i-1}}{\sum_{i=1}^{n} F_{xi} V_i \cos(\alpha_i - \varphi_i) + \sum_{i=1}^{n} F_{yi} V_i \sin(\alpha_i - \varphi_i)} \quad 。 \tag{14}$$

计算从第一个块体开始，将第 i 个块体的应变速度 V_i 以及第 i 与第 i-1 个块体倾斜界面的应变速度 $V_{i,i-1}$，按照式（3）和式（4）的递推关系表示为第一个块体应变速度 V_1 的函数，其表达式为

$$\left.\begin{aligned} V_i &= V_1 \cdot A_i \ , \\ V_{i,i-1} &= V_1 \cdot B_{i,i-1} \ , \end{aligned}\right\} \tag{15}$$

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

其中

$$A_i = \prod \frac{\sin(\theta_{i-1} - \theta_{i,i-1})}{\sin(\theta_i - \theta_{i,i-1})} \quad , \tag{16}$$

$$B_{i,i-1} = \frac{\sin(\theta_i - \theta_{i-1})}{\sin(\theta_{i-1} - \theta_{i,i-1})} \cdot A_i \quad 。 \tag{17}$$

式中，应该注意到，i 的取值范围为[2，n]。当 i=1 时，令 $A_1 = 1$。联立式（14）和式（15），可以消除掉所有的应变速度项，最终得到斜分条法的岩质边坡极限分析稳定系数公式为

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n} c_i l_i A_i \cos\varphi_i + \sum_{i=2}^{n} c_{i,i-1} h_{i,i-1} B_{i,i-1} \cos\varphi_{i,i-1}}{\sum_{i=1}^{n} F_{xi} A_i \cos(\alpha_i - \varphi_i) + \sum_{i=1}^{n} F_{yi} A_i \sin(\alpha_i - \varphi_i)} \quad 。 \tag{18}$$

式中的参数有：①几何参数，包括边坡底滑裂面参数 l_i，α_i 和块体倾斜界面参数 $h_{i,i-1}$，$\delta_{i,i-1}$；②力学参数，包括边坡底滑裂面参数 c_i，φ_i 和块体倾斜界面参数 $c_{i,i-1}$，$\varphi_{i,i-1}$；③荷载，包括岩体自重、边坡上建筑物荷载、地震惯性力、孔隙水压力等作用于各块体上的水平分量 F_{xi} 和铅直分量 F_{yi}。如果仅考虑自重荷载条件下的边坡稳定性问题，则上式可以进一步简化为

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{n} c_i l_i A_i \cos\varphi_i + \sum_{i=2}^{n} c_{i,i-1} h_{i,i-1} B_{i,i-1} \cos\varphi_{i,i-1}}{\sum_{i=1}^{n} w_i A_i \sin(\alpha_i - \varphi_i)} \quad 。 \tag{19}$$

式中，w_i 表示第 i 个块体的自重荷载，其他符号同上。

2 工程应用

雅砻江锦屏一级水电站位于四川省盐源县与木里藏族自治县交界处，雅砻江中游锦屏大河湾西侧峡谷河段上，地处青藏高原向四川盆地过渡的斜坡地带。这里对枢纽区右岸拱肩槽边坡 II_1—II_1 勘探线剖面，采用文中的方法进行了计算分析。

右岸拱肩槽边坡所在位置从河谷底部至 1810 m 左右高程为直立陡壁，其上部则为一巨大缓坡。根据平硐 PD17，PD19，PD23 和 PD25 揭露显示，地层岩性主要为中—上三叠统杂谷脑组第二段（$T^2_{2\text{-}3}z$），从河床至边坡顶部依次为第三层钙质绿片岩及绿片岩（$T^{2(3)}_{2\text{-}3}z$），第四层细晶—粗晶大理岩（$T^{2(4)}_{2\text{-}3}z$），第五层细晶—粗晶大理岩夹绿片岩（$T^{2(5)}_{2\text{-}3}z$），第六层细晶—粗晶大理岩（$T^{2(6)}_{2\text{-}3}z$），表层少量第四系残坡积物（Q^{el+dl}）。

边坡发育的结构面主要有四组：①断层 f13，f14，属于 III 级结构面；②层间挤压带 g，属于 IV 级结构面；③发育较好的节理 k，属于 IV 级结构面；④延伸较短小的节理、裂隙，属于 V 级结构面。对边坡稳定影响最大的是断层 f13 及层间挤压带 g，二者构成了不利组合滑动面。断层 f14 和发育较好的节理 k 则主要作为斜分条的结构面。根据断层 f13，f14，层间挤压带 g 及节理 k，将不利滑面组合分割的岩体划分为 3 个块体（图 2）。

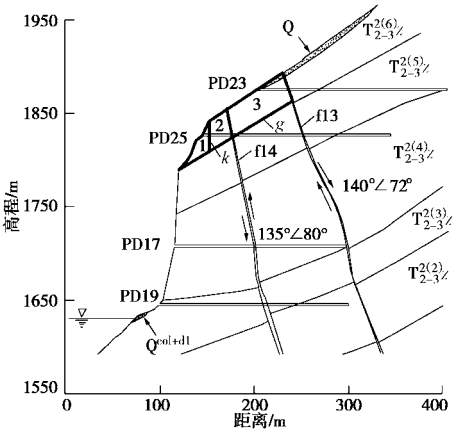


图 2 锦屏一级水电站右岸边坡地质剖面图

Fig. 2 Geological section of right bank slope at Jinping First Stage Hydropower Station

倾斜分块后，各块体的几何参数可以通过 AutoCAD 绘图软件的测量长度、角度及面积功能直接获得，物理力学参数根据试验取值。计算用到的参数见表 1，参数根据性质不同可以分为几何参数和力学参数两类；根据位置不同可以分为底滑裂面参数和倾斜界面参数两类。算例中滑体（潜在）被结构面分为三个块体，因此 i 的取值为 i=1，2，3。以下按照第二种分类对计算用到的参数进行说明。①l_i 为层间挤压带 g（底滑裂面）的分段长度；α_i 为层间挤压带 g 的倾角；c_i 为层间挤压带 g 的黏聚力；φ_i 为层间挤压带 g 的内摩擦角。②$h_{i,i\text{-}1}$ 为滑体中倾斜界面的长度，其中，$h_{1,2}$ 为节理 k 在滑体中的长度，$h_{2,3}$ 为断层 f14 在滑体

表 1 边坡稳定分析计算参数

Table 1 Parameters for slope stability analysis

分类	底滑裂面				倾斜界面		
	参数	1	2	3	参数	1,2	2,3
几何参数	l_i/m	38.5	28.4	72.5	$h_{i,i\text{-}1}$/m	31.1	28.8
	α_i/(°)	32.0	32.0	32.0	$\delta_{i,i\text{-}1}$/(°)	-1.0	12.0
力学参数	c_i/MPa	0.2	0.2	0.2	$c_{i,i\text{-}1}$/MPa	0.76	0.02
	φ_i/(°)	35.0	35.0	35.0	$\varphi_{i,i\text{-}1}$/(°)	40.9	16.7

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

中的长度；$\delta_{i,i\text{-}1}$ 为滑体中倾斜界面与 y 轴正方向的夹角，其中，$\delta_{1,2}$ 为节理 k 与 y 轴正方向的夹角，$\delta_{2,3}$ 为断层 f14 与 y 轴正方向的夹角；$c_{i,i\text{-}1}$ 为滑体中倾斜界面的黏聚力，其中，$c_{1,2}$ 为节理 k 的黏聚力，$c_{2,3}$ 为断层 f14 的黏聚力；$\varphi_{i,i\text{-}1}$ 为滑体中倾斜界面的内摩擦角，其中，$\varphi_{1,2}$ 为节理 k 的内摩擦角，$\varphi_{2,3}$ 为断层 f14 的内摩擦角。

采用公式（19），通过 Visual Basic 6.0 程序语言编程，计算了该岩质高边坡在自然状态条件下的稳定系数，其结果为 1.76。在相同的情况下，如果采用强度折减法，那么稳定系数会隐式出现在虚功率方程中，通过迭代的算法求得稳定系数为 1.80。计算显示，在塑性极限分析理论框架下，稳定系数采用超载法和强度折减法的计算结果比较接近，前者比后者小 2.2%；然而超载法得到的稳定系数是显式的，而强度折减法得到的稳定系数是隐式的，所以前者的计算工作量要比后者小很多。当采用刚体极限平衡理论时，最适宜的方法是 Sarma 法，这里用该方法进行了复核验算，得到的稳定系数计算结果为 1.70。

由于文中方法计算结果比通用的 Sarma 法要略大 3.5%，所以有必要分析其产生的原因。笔者认为，塑性极限分析斜分条法的主要局限性在于它是从上限逼近真实解，因此，总是过高地估计了安全系数。但从研究的角度出发，因为这种方法的原理不同于传统的刚体极限平衡理论，所以可以作为 Sarma 法的有益补充。况且目前有关规范推荐的边坡稳定性评价方法，无一例外都是基于刚体极限平衡理论，因此本文的研究对于岩质边坡稳定性分析评价，是从塑性极限分析理论框架的一次探索，具有一定的研究意义。

3 结　　语

本文从塑性极限分析理论框架出发，在考虑控制岩质边坡稳定的 III，IV 级结构面条件下，提出了极限分析斜分条法破坏模式，并根据虚功原理推导了计算岩质边坡稳定系数的计算公式。由于采用了超载系数的定义方法，使得公式的推导变得比较简单，避免了稳定系数复杂积分形式的出现，简少了计算工作量。通过对雅砻江锦屏一级水电站右岸拱肩槽边坡的稳定性分析评价，分析了控制该边坡斜分条的断层、节理及层间挤压带等结构面对边坡的影响。分析计算结果表明，塑性极限分析斜分条法和 Sarma 法计算精度相差不大；但文中的方法不需要进行条块间的复杂受力分析，并且为边坡稳定分析提供了一个理论基础更为严密的途径，因此具有一定的研究价值。

参考文献：

[1] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. New York: Elsevier Scientific Publishing Co., 1975.

[2] DONALD I, CHEN Z Y. Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, **34**: 853－862.

[3] 陈祖煜. 黄文熙讲座: 土力学经典问题的塑性力学上、下限解[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(1): 1－11. (CHEN Zu-yu. HUANG Wen-xi Lecture: Limit analysis for the classic problems of soil mechanics[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(1): 1－11. (in Chinese))

[4] 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. (CHEN Zu-yu, WANG Xiao-gang, YANG Jian, et al. Rock slope stability analysis － theory, methods and programs[M]. Beijing: China WaterPower Press, 2005. (in Chinese))

[5] SARMA K S. Stability analysis of embankments and slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1979, **105**(12): 1511－1524.

[6] 龚晓南. 土塑性力学[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 1997. (GONG Xiao-nan. Soil plastic mechanics[M]. Hangzhou: Zhejiang University Press, 1997. (in Chinese))

[7] 陈祖煜. 论边坡稳定 Sarma 法中条块间作用力方向的两种可能性[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 1997(1): 19－26. (CHEN Zu-yu. On the two possible directions of relative movement in Sarma's slope stability method[J]. Journal of China Institute of Water Resources and Hydropower Research, 1997(1): 19－26. (in Chinese))

[8] 门玉明. 土坡稳定性的极限分析方法[J]. 西安地质学院学报, 1996, **18**(2): 58－63. (MEN Yu-ming. Limit analysis method in stability of slopes[J]. Journal of Xi'an College of Geology, 1996, **18**(2): 58－63. (in Chinese))

© 1994-2008 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net