

边坡稳定性分析中几个问题的探讨

丰定祥 吴家秀 葛修润

(中国科学院武汉岩土力学研究所)

提 要

本文结合工程实例讨论了在边坡稳定性分析中的几个重要问题:

1. 平面课题极限平衡分析中潜在滑动面的确定, 介绍了一种有效的搜索方法, 可以运用于边坡形状和地质条件复杂的各种边坡工程问题;
2. 关于垂直张裂缝的深度问题;
3. 有限单元法计算结果和稳定性评价;
4. 地下水渗流的动水压力对边坡稳定性的影响, 指出在有些情况下这种影响是不能忽视的。

一、平面课题极限平衡分析中潜在滑动面的确定

到目前为止, 极限平衡仍然是边坡稳定性分析的主要方法之一, 虽然这种方法完全不讨论岩体的应力应变关系, 也不研究边坡岩体的变位情况, 在力学上作了一系列简化假定, 但由于它抓住了问题的主要方面, 所以若使用得当, 分析结果可以与实际符合得较好。

在对滑动边界不明确的边坡采用极限平衡法进行稳定性分析时, 潜在滑动面的搜索是一个关键问题, 如果我们不能在众多的可能滑动面中找出稳定性安全系数最小的潜在滑动面, 那么, 有关该边坡稳定性的讨论将是不正确的。对于一些比较简单的情况, 比如在形状简单的均质土边坡中, 人们已经积累了丰富的经验, 可以近似地假定滑动面为圆弧形, 并且可以大致确定其圆心位置, 甚至列出一系列图表以备查考, 但是, 对于大多数实际边坡工程问题, 岩性分布、坡面形状、受力条件等都不那么简单, 潜在滑动面的确定就没有一个可靠的规律可循。这时, 需要我们在一定经验判断的基础上进行试算, 近十几年来微型电子计算机的出现和广泛使用已经为这种试算工作提供了方便有力的工具。

下面介绍一种搜索潜在滑动面的方法。

第一步先设定潜在滑动面的形状。根据滑坡现场资料, 对于无明显的特定的软弱结构面控制的滑坡, 以下几种滑动面形状可供考虑(见图1):

(a) 圆弧形: 在平面图上, 滑动面由单一的一条圆弧组成。

(b) 二次曲线型: 在平面图上滑动面由单一的一条二次曲线组成。采用直角坐标系时表

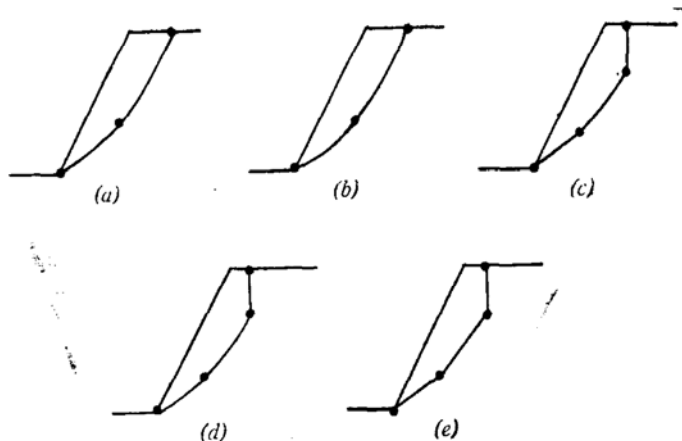


图1 潜在滑动面形状示意图

示为

$$y = ax^2 + bx + c \quad (1)$$

这条线可由三个点决定。

(c)垂直裂缝加圆弧型:滑动面由一条垂直裂缝和一条圆弧线组成。其上端点一般在坡顶,也可以在一个断层上或坡面上,下端点可以在坡脚处或坡脚外,也可以在坡面上某一点。

(d)垂直裂缝加二次曲线型:滑动面由垂直裂缝和一条二次曲线组成。

(e)滑动面由两条或两条以上直线段组成。

以上(a)型与(b)型可以分别看作(c)型和(d)型当垂直裂缝长度为零时的特殊情况。

除了上述几种情况,滑动面还可以是其它型式的,如上部的拉裂缝可以是向左或向右倾斜的,但若不是由明显的结构面控制一般斜度不大。滑面的下部也可以由于两组或几组裂隙的交叉切割而成为锯齿型的等等。经验表明,大量滑坡的滑动面都可以近似地表示为图1中(c)所示的形状。

在采用垂直裂缝加圆弧的滑动面形状进行潜在滑动面搜索时,需要先给出一个搜索范围。如以图2所示的计算剖面为例,坡面和坡顶上所示的号码是垂直条块分界线与坡面、坡顶的交点编号,两个相邻编号的水平间隔可根据需要选取。若我们给出搜索范围的参数为(60,73),(16,31),(0.0,10.0,10),第一段的数据表明考虑滑动弧下端滑出处为从60到73点之间每一个点的可能情况,第二段数据表示考虑滑动弧上端为从16到31点之间每一个点的可能情况,第三段数据表示考虑10种垂直裂缝深度情况,它的深度从0.0m开始,每增加10.0m取一点,故实际上考虑了垂直深度从0.0—90.0m之间每间隔10m的取一个点的情况。

圆弧部分中间点D的坐标 x_D 和 y_D 由其两个端点 $B(x_B, y_B)$ 和 $C(x_C, y_C)$ 的位置确定,方法如下:

$$x_D = \frac{x_C + x_B}{2} \quad (2)$$

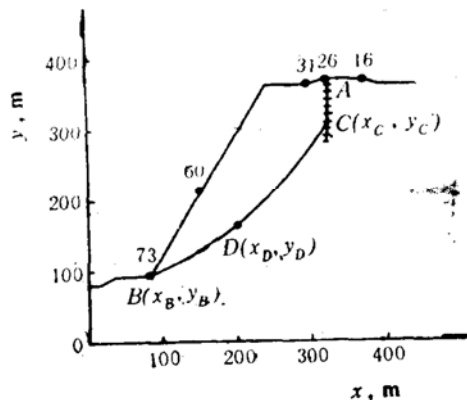


图2 探索最危险滑动面方法示意图

$$y_D = \frac{y_B + y_C}{2} - \frac{y_C - y_B}{M} \times N \quad (3)$$

M, N 根据问题的类型和要求的精度选取。在我们对几个岩质边坡的计算中,取 $M = 12$, N 分别为1, 2, 3, 4, 5, 均取得较好的效果。可以看出,这时的搜索将包括11200个($14 \times 16 \times 10 \times 5$)滑动面方案的比较,计算结果将给出在这个范围内的最小安全系数以及相应的滑动面位置。

这种搜索方法有如下优点:①因为一般边坡滑坡体相对于边坡的大致位置都有一定的规律可循,采用给出滑动面的上端点和下端点(即滑动面与地表交点)来确定滑动面的搜索范围比较直观;②一般地说,即使是对于岩质边坡,如果没有明显不利的大的软弱结构面存在,由于滑动都在最薄弱的部位发生,并且滑坡体相对于滑床的运动往往伴随着沿滑动面两边的局部破坏和滑坡体的转动,滑动面的形状通常是比较简单的。前面的讨论基本上已经包括了平面课题滑动面的大多数情况。如果需要,也可以很方便地根据各具体问题的特点设计另外一些可能的滑动面形状参加到上述的搜索方法中去。

由于上述优点,采用这种方法时,在根据经验给出若干个搜索范围并进行搜索后,一般不易漏掉可能的最危险滑动面,适用于边坡形状和地质条件复杂的各种边坡工程问题。笔者编制的多功能边坡极限平衡分析程序采用了上述方法,实际使用时取得了令人满意的效果。

二、关于滑动面上垂直张裂缝的深度问题

上述潜在最危险滑动面中垂直张裂缝的深度是根据在一定条件下(如规定滑动面为垂直裂缝加圆弧型等)使滑动体安全系数达到最小这一原则确定的,其中并没有涉及到讨论这样深的垂直裂缝有没有可能发生的问题。

虽然滑坡体在顶部往往出现垂直张裂缝这一事实很早就引起人们的注意,但要事先准确地估计裂缝的深度是困难的,因为它与边坡的受力状态,边坡岩体力学性质,地质条件,风化程度、时间等多种因素有关。已有人从不同的角度来讨论这个问题,但在这方面还没有取得被公认为通用的结果。

在工程中,对于一些不确定的条件往往需要按较不利的情况来估计,以留有余地,在这个意义上,按照使滑动体安全系数达到最小这一原则来确定垂直张裂缝深度的想法是可取的,但同时也应该讨论垂直裂缝深度的不同取值对于滑坡体安全系数的影响程度。

图3给出的是某算例相应于图2中ACDB滑动面搜索过程中在一定的地下水条件下安全系数随着裂缝深度变化的情况^[1],可以看出,这种影响并不剧烈。图上曲线的局部跳动与该算例剖面上复杂的岩性分布有关,垂直裂缝深度为60m时的滑动面相应于最小的安全系数1.25。

在若干个工程实例的计算中,安全系数随着垂直裂缝深度变化而变化的幅度都小于10%,这表明,在不少情况下将垂直裂缝取为使安全系数达到最小值的深度,不仅在工程考虑上是合理的,并且由于它引起的误差不很大,所以也是可行的。

三、有限单元法计算结果和稳定性评价

有限单元法分析可以给出计算范围内各点的位移和应力分布, 提供了边坡分析的有用资料, 但在工程上往往最关心稳定问题, 目前根据有限单元法计算结果来评价岩体稳定性方法主要有以下几种:

1. 对计算范围内各单元或积分点的应力进行强度判别, 凡其应力状态达到拉破坏或剪破坏判别标准的部位称之为破损区, 根据破损区的分布位置和范围大小可以对岩体工程的稳定性作出评价。

这种方法概念清晰、明确, 不足的地方是它只给出了各个部位的强度校验结果, 而给不出反映工程整体稳定性的指标。对于破损区也可以有不同的理解, 因为破损了的岩体可以有一定的承载能力, 它还没有与通常的岩土工程的“失稳”等概念建立直接的联系。

2. 引入各部位强度储备系数的概念(在有的文献里也有称之为稳定系数或安全系数的)。如在平面问题并用莫尔-库仑强度判别准则时定义强度储备系数

$$\eta = \frac{\tau_F}{\tau_\beta} \quad (4)$$

式中 τ_β 为相应于潜在剪断面上的剪应力(见图4); τ_F 为相应于潜在剪断面上的抗剪断能力。

图4中, $\beta = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$; c, ϕ 为抗剪断强度指标。

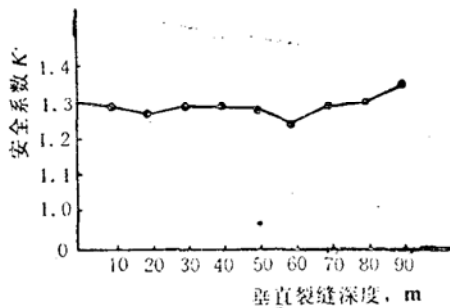


图3 安全系数随着裂缝深度变化的关系曲线

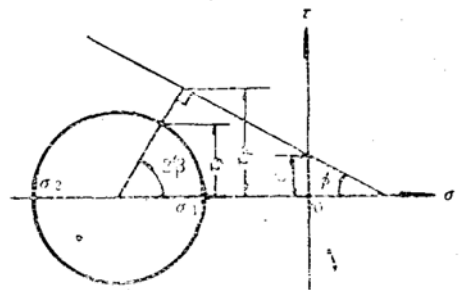


图4 式(4)中 τ_β, τ_F 含义图

这样, $\eta < 1$ 的范围相当于上述的剪破损区, 这里的 η 也只能反映该部位的应力状态与强度的比较情况而不反映工程的整体稳定性。

3. 在有限元应力分析的基础上讨论边坡沿各可能滑动面的稳定安全系数, 相应于最小安全系数 K_{min} 的面即是潜在的滑动面。 K_{min} 可以作为反映该边坡稳定程度的指标。

安全系数可定义为该滑动面上各段抗滑能力的代数和与诸下滑力的代数和之比

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n (\sigma_i f_i + c_i) \Delta l_i}{\sum_{i=1}^n \tau_i \Delta l_i} \quad (5)$$

式中 $\sigma_i, \tau_i, \Delta l_i, f_i, c_i$ 分别为滑动面第*i*段的平均法向应力(压为正)、平均剪应力、段长、摩擦系数与粘结力。 n 为滑动面的分段总数。在有限元计算中, τ_i, σ_i 等可看作为第*i*个单元作用在滑面上相应的应力分量。

式(5)的算法也已被广泛应用于坝基稳定性分析等其它岩土工程问题中。但是,由于式(5)的基础是将同类力不管其作用方向是否相同都予以简单叠加,所以,只有当滑动面呈圆弧状或单直线状时才有明确的物理含义。对于其它滑动面情况,采用式(5)计算出来的*K*值并不能合理地反映岩体相对于该滑动面的稳定性。针对这种情况,葛修润曾提出一种新的抗滑稳定安全系数计算方法^[4],即力矢量向主要滑出面投影的计算方法、根据这种思想推导出来的抗滑稳定安全系数可表达为

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n (\sigma_i \sin \alpha_i + \sigma_i f_i \cos \alpha_i + c_i \cos \alpha_i) \Delta l_i}{\sum_{i=1}^n (\sigma_i \sin \alpha_i + \tau_i \cos \alpha_i) \Delta l_i} \quad (6)$$

式中 α_i 为各滑动面段与参考基准面(主滑动平面)的夹角,逆时针为正; $\sigma_i, \tau_i, \Delta l_i, f_i, c_i$ 等符号含义与式(5)相同。

文献[2]还给出了分别采用式(5)和(6)对于某工程实例计算结果的比较情况。

上述安全系数计算方法与一般极限平衡方法中安全系数的计算方法在形式上是相似的,但它们计算的前提条件存在着较大的差异,如在平面问题极限平衡的条分法中,若采用强度储备的概念定义安全系数设想滑坡体处于极限平衡状态,滑动面上的剪切应力按照该处介质的抗剪断能力确定,在对各条块间的相互作用关系作出一些假定后再根据各条块的平衡方程式求得滑动面上各处的法向应力,这样计算出来的安全系数与滑坡体所在区域的变形特点和滑坡体外区域的地质情况、受力条件等完全不发生关系。而在本节介绍的方法中,滑动面上的剪应力和用于计算抗剪断强度的法向应力都采用了有限元的计算结果,相应于真实的应力状态。

所以,对于有些边坡工程两种方法的计算结果完全不同。例如某边坡工程具有图5(a)中 $ABCDEFGH$ 的表面形状,按照有限单元法应力分析结果可能的滑坡体 $CDEFJ$ 在滑动弧 CJF 上所受的剪应力如图5(b)所示,这个情况与极限平衡分析中剪应力分布的假定(见图5(c))完全不同,在此基础上算出来的安全系数也不可能一致^[5]。

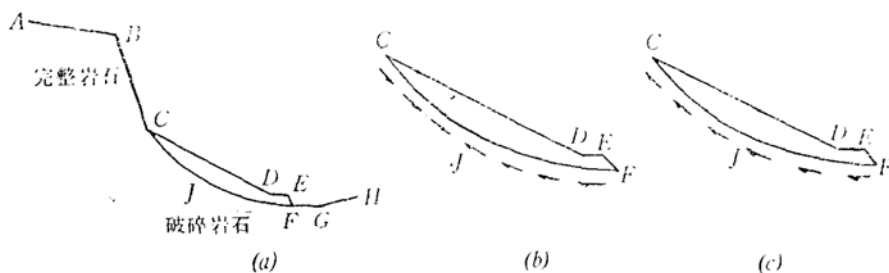


图5 滑动面上剪应力分布示意图

虽然这两种方法的假定条件不一样,但是由于它们都在不同程度上反映了边坡的稳定性,所以,有些情况下计算结果可以是接近的。如表1给出的是铜录山露天矿边坡稳定性分

析中三个方案采用两种不同的安全系数计算方法所得结果的比较^[1]。

表 1 铜录山露天矿某剖面采用不同计算方法所得安全系数的比较

计算方案	安 全 系 数	
	基于有限单元法分析	基于极限平衡法分析
A ₂	1.63	1.89
A ₇	1.73	1.99
B ₁	1.42	1.44

四、地下水渗流的动水压力对边坡稳定性的影响

水是影响边坡稳定的重要因素。就地下水产生的作用力来说,它可以包括两部分,一部分是水的静水压力,另一部分是地下水渗流的动水压力,在边坡极限平衡稳定性分析中一般都考虑了静水压力,但对于动水压力往往忽略不计。这种忽略在很多情况下是容许的,但在有的情况下会引起较大的误差。

这里我们将结合铜录山露天矿陡边坡工程实例,采用有限单元法先算出某典型剖面的水头值分布,并由此算出动水压力,再采用极限平衡分析方法来讨论地下水渗流的动水压力对边坡稳定性的影响。由于计算中采用了达西定律,没有考虑岩体介质中节理等不连续面的影响,所以这个讨论是初步的。

(一)二维稳定渗流计算方法

设水流运动符合达西定律

$$v_x = -k_x \frac{\partial H}{\partial x} \quad v_y = -k_y \frac{\partial H}{\partial y} \quad (7)$$

式中 v_x, v_y 分别为在 x, y 方向上的渗流速度; k_x, k_y 分别为在 x, y 方向上的渗透系数; H 为水头值。

根据稳定流条件可得到关于水头值 H 的准调和微分方程式

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial H}{\partial y} \right) + Q = 0 \quad (8)$$

式中 Q 为产生水的速率。

关于水头 H 的边界条件有

$$H(x, y) |_{T_1} = H_0(x, y) \quad (9)$$

$$K_n \cdot \frac{\partial H}{\partial n} \Big|_{T_2} = q(x, y) \quad (10)$$

式中 n 表示边界的法线方向。

式(9)表示边界 T_1 上的水头值已知, 式(10)表示边界 T_2 上的流量是已知的。

(二) 渗流场分析

边坡计算剖面上岩性分布、各种岩石渗透系数以及在最终边坡形成后边坡附近的水头等势线如图6所示。从图中可以看出, 在计算剖面中的大部分岩石是新鲜花岗闪长斑岩, 属于相对隔水体, 渗透系数值很小, 但是, 在最终边坡的中下部, 大量存在的是大理石(强含水水体), 矿体(含水水体), 它们的渗透系数是新鲜花岗闪长斑岩的十几倍乃至几百倍, 这使得在边坡靠近底部的水头等势线分布与一般情况有很大差别。为了比较由于这种特定的地下水渗透条件所带来的影响, 我们还对该剖面按均匀介质进行了渗透计算, 在这个方案中, 渗透系数取用新鲜花岗闪长斑岩的值, 其它计算条件与原方案完全一样, 由此得到的边坡附近的水头等势线如图7所示, 可以看出, 它与图6在坑底附近等势线的分布是很不相同的。前者的流线在该部位几乎是垂直向下的, 而后者的流线始终接近于平行坡面方向, 对边坡稳定更为不利。

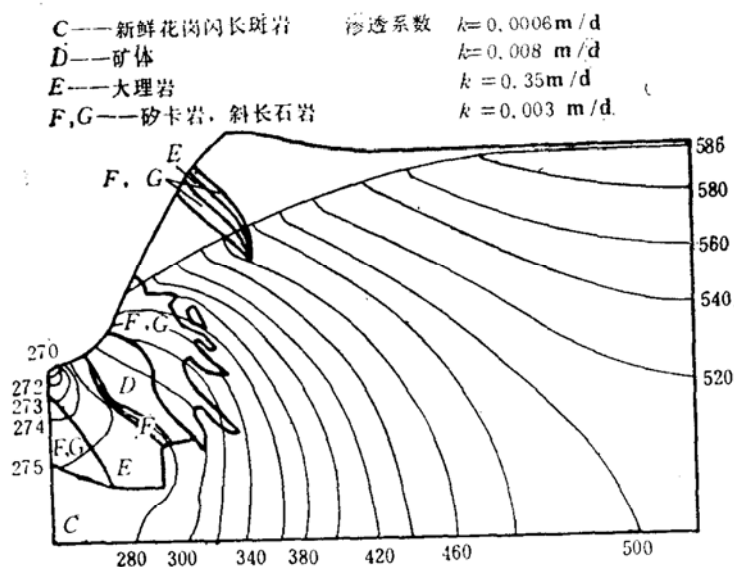


图6 某边坡典型计算剖面水头等势线图

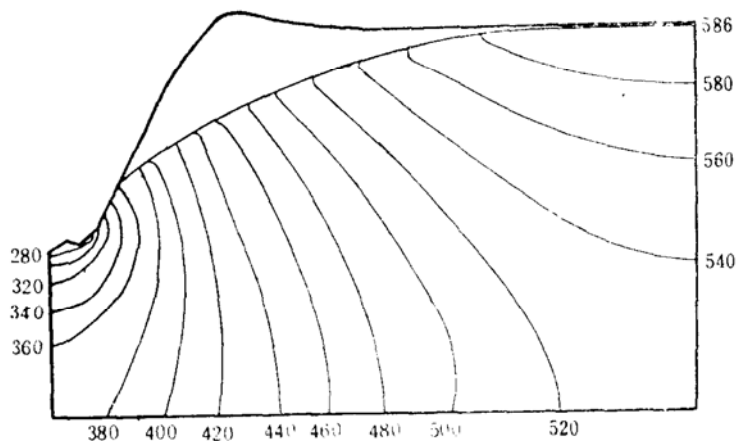


图7 假设岩体渗透系数均匀时某剖面水头等势线图

(三) 渗流动水压力的计算

根据水头等势线可以算出作用在各个计算条块上的动水压力值。如图8中所示,当我们采用极限平衡方法讨论滑动体 $ABCDE$ 的稳定性时,由滑动弧 $ABCD$ 和地下水位线 $DEGBH$ 所围成的区域 $BCDEGB$ 将受到地下水渗流动水压力的影响。动力压力是一种体积力,某部位所受的动水压力 P_i 与该部分岩体的受力体积 V_i ,水的容重 γ_w 和水力坡降 J_i 成正比,并且

$$P_i = V_i \cdot \gamma_w \cdot J_i \quad (11)$$

水力坡降 J_i 等于该处在等势线法向上水头值对距离的微商。 P_i 力的作用方向亦在等势线的法向上,由高水头指向低水头方向,可将此力按水平及垂直方向进行分解,并将作用在同一条块上的力合并后参加到极限平衡稳定分析中去。

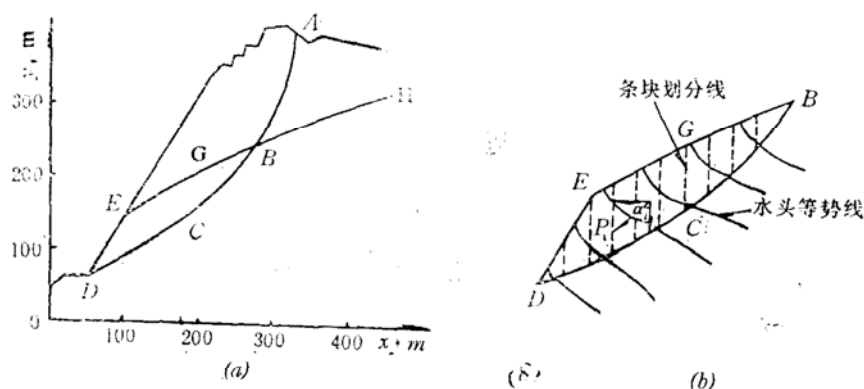


图8 渗流动水压力计算方法示意图

在我们计算中作了如下的近似处理,先将 $BCDEGB$ 由水头等势线分成几个区,各区中水力坡降近似视为常值,按式(11)算出相应于该区的 P_i 力,然后将这个力按照该区内各条块所占体积按比例地分配到各条块上去。

(四) 动水压力对边坡稳定性的影响

将图6,图7两个水头等势线图所对应的动水压力参加到该剖面极限平衡稳定分析中去,对于图8(a)中滑动弧 $ABCD$ 计算所得的安全系数列于表2。

表2 动水压力对铜录山露天矿陡边坡某计算剖面稳定性安全系数的影响

序号	渗流情况	计算条件	安全系数
1	实际的不均匀渗流情况 (如图6所示)	考虑自重,不计静水压力,不计动水压力	1.15
2		考虑自重,考虑静水压力,不计动水压力	0.98
3		考虑自重,不计静水压力,考虑动水压力	1.10
4		考虑自重,考虑静水压力,考虑动水压力	0.94
5	供比较用的均匀渗流情况 (如图7所示)	考虑自重,不计静水压力,考虑动水压力	1.01
6		考虑自重,考虑静水压力,考虑动水压力	0.85

从表中可以看出,在所讨论的水位线情况下,序号为4的情况对应于该工程的基本情况,其它情况是用于分析比较的。考虑静水压力将降低安全系数0.16左右,但对于该剖面极不均匀的渗流场情况,只考虑动水压力将降低安全系数0.04,相比之下是比较小的。但若渗流场象图7所示是一个由渗流特性比较均匀的更为不利的岩性分布,动水压力对安全系数的影响可以达到0.13甚至更大,已接近静水压力影响的数量级,这时的动水压力的影响是不能忽视的。

上述讨论是结合铜录山露天矿边坡特定条件进行的。虽然地下水渗流的动水压力对边坡稳定性的影响程度将随着各个工程的具体条件而异,但在有的情况下不能忽视这一点,应该引起我们的注意。

参 考 文 献

- [1] 丰定祥、吴家秀、谢开容、葛修润,大冶铜录山露天矿古矿冶遗址陡边坡稳定性分析,中国科学院武汉岩土力学研究所研究报告(87)105号,1987年12月。
- [2] 葛修润,用CP型微机对岩体工程课题进行有限元分析,第一届全国计算岩土力学研讨会论文集,西南交通大学出版社,1987年11月。
- [3] 丰定祥、葛修润,清江隔河岩水电站引水管边坡稳定性极限平衡分析,中国科学院武汉岩土力学研究所研究报告(88)35号,1988年3月。

Some Problems of Slope Stability Analysis

Feng Dingxiang Wu Jiaxiu Ge Xiurun

(The Institute of Rock and Soil Mechanics Academia Sinica, Wuhan)

Abstract

Four important problems in the analysis of slope stability are discussed in combination with practical engineering examples:

1. Determination of potential failure surface in two dimensional problems for limiting equilibrium analysis. An effective method for seeking failure surface is introduced which can be used for various slope engineering projects with complex geometrical and geological conditions.
2. Vertical tension crack depth.
3. Evaluation of stability based on calculated results of finite element method.
4. The influence of seepage force on slope stability. It is pointed out that in some cases this influence can not be ignored.