

坝基深层抗滑稳定分析 及破裂角的计算公式*

水利电力部成都勘测设计院 张怡霞

内 容 摘 要

用极限平衡法校核重力坝的深层抗滑稳定,坝后基岩产生最小抗力时的破裂角计算,一般都用繁琐的试算法(除地面为水平面者外)。

本文对倾斜表面的坝后基岩,推导了破裂角的计算公式,并考虑了粘结力和渗透压力的作用;它在工程中可代替常用的试算法,简化了计算。

用本文推导的破裂角计算公式的计算成果和试算法是一致的。

岩基上重力坝沿软弱夹层的滑动稳定问题,是重力坝设计的重要问题。传统地校核深层稳定的极限平衡法,实践证实,是简便可行的方法。应用极限平衡理论,常用的合理计算方法有:断面安全系数法(或被动抗力法)(1)(3)、强度储备系数法(或等安全系数法)(3)(4);另外还有模型试验的超载系数法(2)(3)。关于坝后基岩产生最小抗力时的破裂角计算,文献[1]、[4]介绍了坝后基岩地面为水平面,不计粘结力的计算公式。然而工程中常遇到坝后地面为倾斜面(河床式厂房坝段),有渗透压力和粘结力的情况。这时就要用试算法,计算工作量很大。

笔者在本文中,对倾斜表面的坝后基岩,推导了破裂角的计算公式,并考虑了粘结力和渗透压力的作用,它在工程中可代替常用的试算法,减少了计算工作量(约为试算法工作量的1/4~1/3)。

一、用极限平衡法校核重力坝深层滑动稳定的各种分析方法 及破裂角的计算公式

具有软弱夹层的岩石地基上重力坝的深层稳定性,是指在外荷载作用下,坝基抵抗剪切

*: 本文由苏邦基同志校核。在研究过程中,曾得到王洪炎、张纯昌、蒋正超、鲁慎吾同志的指导,表示感谢。

破坏的稳定安全度。

用极限平衡分析方法，各滑动岩体未知力的计算是超静定问题，用静力平衡求解，必须作一些假定，使其符合静力平衡条件。在大坝的深层滑动稳定计算中，一般都是假定滑动岩体铅直界面上未知力的方向。

传统地校核深层滑动稳定的极限平衡法，不论采用何种安全系数的定义，它们都有一些共同的假定。

基本假定：

(1) 平面问题：一般在河谷较宽的情况下，坝轴线的长度远较坝基宽度为大，可视为平面变形问题（本文不讨论空间问题）；

(2) 滑动面以上各滑动岩体为刚体；

(3) 坝后基岩破裂面CD为平面；

(4) 各滑动岩体铅直界面上的作用力R的倾角为已知。

根据上述基本假定，取各滑动岩体为脱离体，分析其在各种力作用下的稳定性，导出计算公式。

(一) 断面安全系数法（或被动抗力法）

断面安全系数 K_c 的定义： K_c 是有效阻力和滑动力的比值。

图1所示的坝下埋藏有倾向下游的软弱夹层BC，当大坝在外力作用下沿夹层下滑时，坝后基岩产生破裂面CD（极限状态），这种情况称为双斜滑移面（单斜面从略）。破裂面是产生最小抗力时的岩石裂面。岩体CDE称为抗力体。

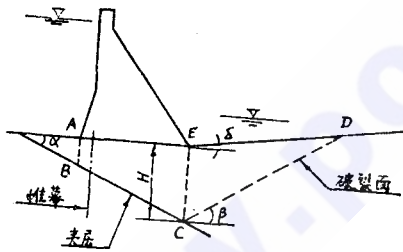


图 1

分别取坝段及抗力体作为脱离体，它们所受的荷载如图 2 所示。

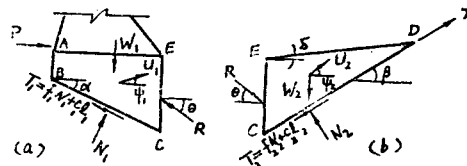


图 2

岩基上的渗流问题，是复杂的问题。这里将渗透压力 U_1 、 U_2 作为体力作用如图 2。

1. 稳定计算公式

抗力体CDE在如图 2 (b)所示力的作用下处于平衡状态。列出静力平衡方程式，求被动抗力R。

$$\left. \begin{aligned} \Sigma F_x = 0 \quad R \cos(\theta + \beta) + U_2 \cos(\psi_2 - \beta) - W_2 \sin \beta - (f_2 N_2 + C_2 l_2) &= 0; \\ \Sigma F_y = 0 \quad N_2 + U_2 \sin(\psi_2 - \beta) - R \sin(\theta + \beta) - W_2 \cos \beta &= 0. \end{aligned} \right\}$$

解以上方程组得：

$$R = \frac{f_2 [W_2 \cos \beta - U_2 \sin(\psi_2 - \beta)] + W_2 \sin \beta - U_2 \cos(\psi_2 - \beta) + C_2 l_2}{\cos(\theta + \beta) - f_2 \sin(\theta + \beta)} \quad (1-a)$$

坝段在如图 2 (a) 所示的力系作用下处于平衡状态, 由静力平衡导出下面方程:

$$K_c = \frac{f_1 [W_1 \cos \alpha - P \sin \alpha - U_1 \sin(\psi_1 + \alpha) - R \sin(\theta - \alpha)] - U_1 \cos(\psi_1 + \alpha) + R \cos(\theta - \alpha) + C_1 l_1}{P \cos \alpha + W_1 \sin \alpha} \quad (1-b)$$

式中: R ——抗力体的抗力;
 β ——破裂角;
 W_1 ——BC 以上大坝和岩石的重量 (包括其上竖向荷载);
 W_2 ——抗力体的重量;
 P ——作用于软弱夹层以上的水平推力的代数和;
 f, C ——夹层或基岩的抗剪强度指标;
 θ ——抗力 R 的倾角;
 α ——软弱夹层与水平面的夹角;
 U ——渗透压力;
 ψ ——渗透压力的倾角;
 l ——抗力体 CD 的长度;
 δ ——抗力体地表面的倾角;
 H ——抗力体 CE 的高度。

式 (1-a) 中, 未知数为 R, β, θ ; 若令 θ 为常量, 可以找出 R 关于 β 的表达式 $R = F(\beta)$ 。再找出 R 最小值, 用 R 最小值代入 (1-b) 式求抗滑稳定安全系数。下面推导 R 最小时破裂角的计算公式。

2、破裂角 β 计算公式推导

在抗力计算式 (1-a) 中, 假定渗透压力均匀地分布在抗力体 CDE 上, 其倾角为 ψ_2 。(渗透压力的假定参阅文献 [1]), 那么:

$$U_2 = i \gamma_0 S;$$

式中: i ——抗力体 CDE 上渗流的平均坡降;
 S ——抗力体 CDE 的面积;
 γ_0 ——水的容重。

将渗透压力 U_2 向竖直和水平方向分解为 U_2', U_1'

$$\text{则 } U_2' = U_2 \sin \psi_2 = i_1 \gamma_0 S,$$

$$U_1' = U_2 \cos \psi_2 = i_2 \gamma_0 S,$$

其中: $i_1 = i \sin \psi_2, i_2 = i \cos \psi_2$ 。

在 (1-a) 式中, 将渗透压力用 U_2', U_1' 表示, 则原式变为下式:

$$R = \frac{W_2' (f_2 \cos \beta + \sin \beta) + C_2 l_2 - U_1' (\cos \beta - f_2 \sin \beta)}{\cos(\theta + \beta) - f_2 \sin(\theta + \beta)} \quad (1-a')$$

式中:

$$W_2' = W_2 - U_2' = \gamma S - i_1 \gamma_0 S = \gamma' S,$$

$$\gamma' = \gamma - i_1 \gamma_0;$$

γ ——抗力体的浮容重 (抗力体在下游水位以下)。

下面找出 l_2 、 W_2' 、 U_2' 关于 β 的表达式，代入 $(1-a')$ 式，把 R 表示为 β 的函数，以便求最小抗力 R 以及此时的破裂角 β 。

图 2 (b) 中，根据三角形的正弦定理有

$$\frac{CD}{\sin(\frac{\pi}{2} + \delta)} = \frac{H}{\sin(\beta - \delta)},$$

$$\text{则 } l_2 = CD = \frac{H \cos \delta}{\sin(\beta - \delta)}.$$

$$S = \frac{1}{2} H \sin(\frac{\pi}{2} - \beta) \cdot l_2 = \frac{1}{2} H^2 \cos \delta \cdot \frac{\cos \beta}{\sin(\beta - \delta)}.$$

$$W_2' = \frac{1}{2} \gamma' H^2 \cos \delta \cdot \frac{\cos \beta}{\sin(\beta - \delta)}.$$

$$U_1' = \frac{1}{2} i_2 \gamma_0 H^2 \cos \delta \cdot \frac{\cos \beta}{\sin(\beta - \delta)}.$$

将 W_2' 、 U_1' 、 l_2 代入 $(1-a')$ 式，化简后得：

$$R = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda.$$

式中：

$$\lambda = \frac{\gamma' \cos \delta \cos(\phi_2 - \eta_a) \operatorname{tg} \beta + \sin(\phi_2 - \eta_a) + m_a (1 + \operatorname{tg}^2 \beta)}{\gamma \cos \eta_a \cos(\phi_2 + \theta - \delta) \operatorname{tg} \beta - \sin(\phi_2 + \theta) \cos \delta \operatorname{tg}^2 \beta - \cos(\phi_2 + \theta) \sin \delta}$$

$$\phi_2 = \operatorname{arc} \operatorname{tg} f_2,$$

$$\eta_a = \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{i_2 \gamma_0}{\gamma'},$$

$$m_a = \frac{2C_2 \cos \phi_2 \cos \eta_a}{\gamma' H}.$$

从式 $(1-a'')$ 看出， R 为 $\operatorname{tg} \beta$ 的函数，令

$$\frac{dR}{d \operatorname{tg} \beta} = 0, \quad \text{得}$$

$$a \operatorname{tg}^2 \beta + b \operatorname{tg} \beta - e = 0.$$

$(1-a''')$

解 $\operatorname{tg} \beta$ 的二次方程式得：

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4ae}}{2a} = n \quad (\beta = \operatorname{arctg} n) \quad (2)$$

(根号前为负号时的 R 值，非极小值，舍去)。

$$a = \cos(\phi_2 - \eta_a) \sin(\phi_2 + \theta) \cos \delta + \frac{2C_2 \cos \phi_2 \cos \eta_a}{\gamma' H} \cos(\phi_2 + \theta - \delta),$$

$$b = 2 \sin(\phi_2 - \eta_a) \sin(\phi_2 + \theta) \cos \delta + \frac{4C_2 \cos \phi_2 \cos \eta_a}{\gamma' H} \sin(\phi_2 + \theta - \delta),$$

$$e = \cos(\theta + \eta_a) \sin \delta + \sin(\phi_2 - \eta_a) \cos(\phi_2 + \theta) \cos \delta + \frac{2C_2 \cos \phi_2 \cos \eta_a}{\gamma' H} \cos(\phi_2 + \theta - \delta).$$

式(2)中: $a \neq 0, b^2 + 4ae \geq 0$ 。

下面讨论一些特殊情况:

(a). $C_2 = \eta_a = 0$ 时, 方程(2)变为下式:

$$\operatorname{tg} \beta = -\operatorname{tg} \phi_2 + \sqrt{\operatorname{tg}^2 \phi_2 + \operatorname{tg} \phi_2 \operatorname{ctg}(\phi_2 + \theta) + \frac{\cos \theta \operatorname{tg} \delta}{\cos \phi_2 \sin(\phi_2 + \theta)}} \quad (3)$$

(b). (3)式中 $\delta = 0$ (地面为水面时):

$$\operatorname{tg} \beta = -\operatorname{tg} \phi_2 + \sqrt{\operatorname{tg}^2 \phi_2 + \operatorname{tg} \phi_2 \operatorname{ctg}(\phi_2 + \theta)} \quad (4)$$

(c). (3)式中, 当 $\delta = \theta = 0$ 时:

$$\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_2}{2} \quad (5)$$

3. 例题:

在图2(b)中, 已知 $H = 26.5$ 米, $\theta = 0^\circ$, $\delta = 11^\circ 19'$ (厂房坝段尾岩坡度为1:5), $f_2 = 1.0$, $C_2 = 5.22$ 公斤/厘米², $i = 0.1$, $\psi = 45^\circ$, $\gamma = 1.65$ 吨/米³。分别用(2)、(3)式计算破裂角, 再用式1-a求R, 比较其大小。

解:

(1). 计算公式

(i). 用式(3)和(1-a)变形而得的公式

$$(A) \left\{ \begin{aligned} &\operatorname{tg} \beta = -\operatorname{tg} \phi_2 + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \phi_2 + \frac{2 \operatorname{tg} \delta}{\sin 2\phi_2}}, \\ &R = \frac{f_2 [W_2 \cos \beta - U_2 \sin(\psi_2 - \beta)] + W_2 \sin \beta - U_2 \cos(\psi_2 - \beta) + C_2 l_2}{\cos \beta - f_2 \sin \beta} \quad (1-a) \end{aligned} \right.$$

(ii). 用式(2)和(1-a)变形而得的公式

$$(B) \left\{ \begin{aligned} &\operatorname{tg} \beta = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4ae}}{2a} \\ &a = \cos(\phi_2 - \eta_a) \sin \phi_2 \cos \delta + \frac{2C_2 \cos \phi_2 \cos \eta_a}{\gamma' H} \cos(\phi_2 - \delta), \\ &b = 2 \sin(\phi_2 - \eta_a) \sin \phi_2 \cos \delta + \frac{4C_2 \cos \phi_2 \cos \eta_a}{\gamma' H} \sin(\phi_2 - \delta), \\ &e = \cos \eta_a \sin \delta + \sin(\phi_2 - \eta_a) \cos \phi_2 \cos \delta + \frac{2C_2 \cos \phi_2 \cos \eta_a}{\gamma' H} \cos(\phi_2 - \delta), \\ &\eta_a = \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{i_2 \gamma_0}{\gamma'}, \quad \gamma' = \gamma - i_1 \gamma_0, \\ &i_1 = i \sin \psi_2, \quad i_2 = i \cos \psi_2. \\ &R = \frac{f_2 [W_2 \cos \beta - U_2 \sin(\psi_2 - \beta)] + W_2 \sin \beta - U_2 \cos(\psi_2 - \beta) + C_2 l_2}{\cos \beta - f_2 \sin \beta} \quad (1-a) \end{aligned} \right.$$

(2). 计算成果

将已知数据代入上列公式, 计算成果如表1。

表1 计算成果表

计算公式	β	R(吨)
方程组(A)	28°47'	16822
方程组(B)	28°18'	16808

从以上成果看出(也经大量计算证实),渗透压力及 C_2 值对破裂角的影响,不会导致抗力R的较大变化。为简化计算,在求破裂角时,可不计渗透压力及粘结力,用式(3)[或式(4)(5)]计算即可。

4. 计算公式适用范围

(1) 破裂角计算公式的适用范围: (1) ED面[见图2(b)]上作用有竖向均布荷载(布满ED面),上述 β 角计算式可以应用。(2) 布满ED(或超过ED的范围)作用有竖向的梯形荷载时,可分为矩形荷载和三角形荷载;将三角形荷载化为相当的岩石重量,求相应的 δ 角,用上述的 β 角计算式求破裂角。(3) 荷载复杂或尾岩表面复杂时,需用试算法求 β 角。

(2) 式(1-a)、(1-b)、(3)[或式(2)]的应用:用式(3)[或式(2)]求出 $\text{tg } \beta$ (或 β),再用式(1-a)[或式(1-a'')]求R,然后用式(1-b)求安全系数 K_c 。

当破裂面附近有夹层时,需求沿此夹层的滑动安全系数,与上法的计算结果比较,取其最小者。

(二) 强度储备系数法(或等安全系数法)

强度储备系数 K_s 的定义是:坝体(包括地基)的强度减低 K_s 倍时,坝体就达到破坏状态[3]。

在图1中,分别取坝段及抗力体作为脱离体,它们所受的荷载如图3所示。

分别由坝段及抗力体的静力平衡导出下面方程(推导过程从略):

1. 稳定计算公式

$$R = \frac{f_2[W_2 \cos \beta - U_2 \sin(\psi_2 - \beta)] + K_s[W_2 \sin \beta - U_2 \cos(\psi_2 - \beta)] + C_2 l_2}{K_s \cos(\theta + \beta) - f_2 \sin(\theta + \beta)} \quad (6-a)$$

$$K_s = \frac{f_1[W_1 \cos \alpha - P \sin \alpha - R \sin(\theta - \alpha) - U_1 \sin(\psi_1 + \alpha)] + C_1 l_1}{P \cos \alpha + W_1 \sin \alpha + U_1 \cos(\psi_1 + \alpha) - R \cos(\theta - \alpha)} \quad (6-b)$$

2. 破裂角计算公式:

$$\text{tg } \beta = -\text{tg } \phi'_2 + \sqrt{\text{tg}^2 \phi'_2 + \text{tg } \phi'_2 \text{ctg}(\phi'_2 + \theta) + \frac{\cos \theta \text{tg } \delta}{\cos \phi'_2 \sin(\phi'_2 + \theta)}} \quad (7)$$

$$\phi_2 = \text{arc tg } \frac{f_2}{K_s}$$

注:若需用未简化的破裂角计算公式求破裂角 β 时,则用 $\phi'_2 = \text{arc tg } \frac{f_2}{K_s}$ 和 $C'_2 = \frac{C_2}{K_s}$ 代替

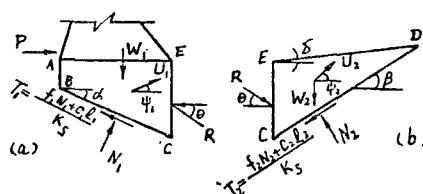


图3

式 (2) 中的 $\phi_2 = \arctg f_2$ 和 C_2 即可。

3、式 (6-a)、(6-b) 和 (7) 的应用

假定抗力体的 K_{S2} ，由 (7) 式算出 β ，再用 (6-a) 式算出 R ；然后将 R 代入 (6-b) 式求坝段的安全系数 K_{S1} 。若求出的 K_{S1} 和 K_{S2} 不同，再假定 K_{S2} ，重复以上的计算步骤。这样作出 $K_{S2} \sim K_{S1}$ 曲线如图 4。过原点作倾角为 45° 的直线与曲线相交，交点的坐标即为所求的 K_s 。

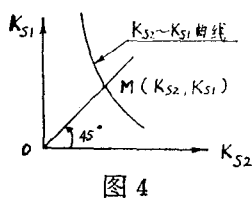


图 4

二、深层滑动稳定分析中的一些问题

(一) 水平地震力对稳定的影响

地震力对稳定的影响，目前国内外还是采用以动力分析为基础的惯性力法；即将地震时大坝和滑动基岩产生的惯性力作为静力作用，以动力分析为基础，求出相应的等效地震荷载（参阅水工建筑物地震设计规范 SDJ 10-78）。

地震时由于地震加速度所引起的坝段水平惯性力根据规范为

$$Q_1 = K_H C_2 \sum F_{1i} W_{1i} ;$$

抗力体的水平地震力为：

$$Q_2 = K_H C_2 F_2 W_2 ;$$

地震总动水压力为：

$$\bar{P}_0 = 0.65 K_H C_2 \gamma_0 H_0^2 .$$

H_0 ——水深。

强度储备系数法的稳定计算公式为：

$$R = \frac{f_2 [W_2 \cos \beta - U_2 \sin(\psi_2 - \beta) + Q_2 \sin \beta] + K_S [W_2 \sin \beta - U_2 \cos(\psi_2 - \beta) - Q_2 \cos \beta] + C_2 l_2}{K_S \cos(\theta + \beta) - f_2 \sin(\theta + \beta)} \quad (8-a)$$

$$K_S = \frac{f_1 [W_1 \cos \alpha - (P + \bar{P}_0 + Q_1) \sin \alpha - R \sin(\theta - \alpha) - U_1 \sin(\psi_1 + \alpha)] + C_1 l_1}{(P + \bar{P}_0 + Q_1) \cos \alpha + W_1 \sin \alpha + U_1 \cos(\psi_1 + \alpha) - R \cos(\theta - \alpha)} \quad (8-b)$$

关于破裂角的计算公式，经大量计算证实，地震力对破裂角的影响较小。为简化计算，在求破裂角时，可不计地震力的作用。若同时不计渗透压力和粘结力的作用，那么可用式 (7) 求破裂角。即

$$\tg \beta = -\tg \phi'_2 + \sqrt{\tg^2 \phi'_2 + \tg \phi'_2 \ctg(\phi'_2 + \theta) + \frac{\cos \theta \tg \delta}{\cos \phi'_2 \sin(\phi'_2 + \theta)}} \quad (7) \cdot$$

注：若考虑地震力和渗透压力、粘结力对破裂角的影响，用式

$$\eta_b = \arctg \left(\frac{i_2 \gamma_0 + K_H C_2 F_2 \gamma}{\gamma'} \right) \quad (9)$$

代替式 (2) 中的 η_2 即可（并用 ϕ'_2 代替其中的 ϕ_2 ）。

上式中： K_H ——水平向地震系数，它的取值（摘自《水工建筑物抗震设计规范》）如表 2：

表2、水平向地震系数 K_H

设计烈度	7	8	9
K_H	0.1	0.2	0.4

C_z ——综合影响系数，取 $\frac{1}{4}$ ，

F ——地震惯性力系数，按水工建筑物抗震设计规范中表4采用。

其它符号同前。

(二) 渗透压力的不同算法

工程实践中，大都假定渗透压力为面力，它垂直地作用于滑动面上，见图5。

强度储备系数法的计算公式为：

$$R = \frac{f_2(W_2 \cos \beta - U_2 + U'_1 \sin \beta) + K_s(W_2 \sin \beta - U'_1 \cos \beta) + C_2 l_2}{K_s \cos(\theta + \beta) - f_2 \sin(\theta + \beta)} \quad (10-a)$$

$$K_s = \frac{f_1 [W_1 \cos \alpha - (P - U'_1) \sin \alpha - R \sin(\theta - \alpha) - U_1] + C_1 l_1}{(P - U'_1) \cos \alpha + W_1 \sin \alpha - R \cos(\theta - \alpha)} \quad (10-b)$$

破裂角的计算公式为：

$$\text{tg } \beta = -\text{tg } \phi'_2 + \sqrt{\text{tg}^2 \phi'_2 + \text{tg } \phi'_2 \text{ctg}(\phi'_2 + \theta) + \frac{\cos \theta \text{tg } \delta}{\cos \phi'_2 \sin(\phi'_2 + \theta)}} \quad (7) *$$

$$\phi'_2 = \text{arc tg } \frac{f_2}{K_s} \circ$$

其它方法的计算公式从略。

(三) 抗力的倾角

从图2(b)中抗力体的受力情况看出，未知数为 R 、 N_2 、 θ 。采用 $\sum F_x = 0$ ， $\sum F_y = 0$ ，列出两个方程式（因为力的作用点是未知的而不用 $\sum M = 0$ ）。三个未知数属超静定问题，必须根据变位作适当的假定求解。工程中大都假定 R 的倾角数值；在采用抗剪强度时， θ 在 $0 \sim \phi_2$ 之间取值。为安全计，建议采用较小的数值或零度。

(四) 安全系数的取值

采用抗剪强度或抗剪断强度时，容许安全系数不同。容许安全系数的取值，参阅《岩基上混凝土重力坝设计规范》和《水利水电枢纽等级划分及设计标准（山区、丘陵部分）SDJ12-78》（试行）与有关规定。

三、计算方法的应用和讨论

断面安全系数法是简便的方法。当采用抗剪强度，主滑面的倾角 α 较小，抗力接近水平时，此法有足够的精确度，而且不需试算，一次就可求出安全系数 K_c ，很简便。

当坝基中形成多折坡滑动面，特别是主滑面为两个以上的夹层组成时，应使用强度储备系

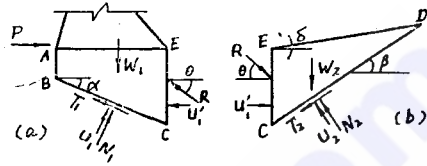


图5

数法求 K_s ，否则会得出错误的结果。

另外，还有超载系数法的 K_p ，它随着主滑面的倾角 α 的增大而大大超过 K_s 和 K_c 。所以在一般情况下，模型试验测得的最终超载系数 K_p ，只能在某种意义上说明大坝的安全度，不要直接和容许安全系数比较。但是当主滑动面为一水平面时， K_p 、 K_s 、 K_c 三者的数值是相同的。

大坝的稳定问题，实质上是坝基的变形和强度问题，设计计算的主要目的，实质上是使基础的应力和位移在许可的范围之内。但目前还没有用允许位移表示的设计标准，这是需要进一步研究的问题。从铜街子工程石膏模型试验及有限元法计算成果来看，它与极限平衡法的计算结果一致。因此，不妨用极限平衡法求安全系数，用试验和有限元法求应力和位移，控制应力在许可范围之内，并与已建工程比较，判断位移值是否容许。

参 考 文 献

1、П.П. ЛАУПМАИ: УСТОЙЧИВОСТЬ ГИДРОСООРУЖЕНИЙ НА ФИЛЬТРУЮЩЕМ ПЕСЧАНОМ ОСНОВАНИИ, ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, 1933, 1

2、K、G 斯塔格等：《工程实用岩石力学》，地质出版社1978年。

3、潘家铮：关于拦河坝的抗滑稳定安全度问题，《水利水电技术》，1981年5月。

4、水利电力部科学研究所，中国科学院地质研究所：《水利水电工程地质》，科学出版社，1974年。

5、潘家铮：《水工结构分析文集》，电力工业出版社，1981年。

(上接第24页)

件下，应尽量维持天然河道的原泄流排沙状态。

(三) 在河流弯道上布置取水建筑物时，最好使进水闸轴线与拦河闸轴线成一定的交角，取侧向引水方式。取水口应布置在弯道末端凹岸，充分利用环流作用排沙。在无理想的河道弯段时，应采取必要的措施，以改变水流的流向形成弯道环流的流线后，再结合布置取水口(参见图5)。

(四) 建在软基上的护坦，其消能方式、护坦长度、平面扩散角、出射坡度、末端齿墙深度及其防护方法等，均需通过水工模型试验，审慎选定。这是关系到拦河闸能否安全运行的关键问题。如果护坦布置适当，可大大减小下游河床冲刷坑和护坦末端贴壁冲刷的深度。在底沙多而粒径粗大的渔子溪上，实践证明；拦河闸下游的消能方式，采取急流消能是十分恰当的。

(五) 从多年运行实践看，在渔子溪这类山溪性河流上修建挡水和取水建筑物，为了得到较好的引水防沙效果，除了充分认识和利用河流的自然特点，将水力枢纽工程布置得尽可能合理外，还须在枢纽建筑物的运行方式上采取适当的步骤，以适应河流的特点和建筑物的特性，使建闸后上、下游河道的变形，不致向不利于建筑物安全运行的方向发展。为此，一定要很好选择合理的运行方式，主要途径是：通过模型试验来选定，并在运行实践中不断地总结、提高和完善。