

## 抗滑桩的极限阻力及其整体设计

邹广电<sup>1</sup>, 陈永平<sup>1</sup>

(1. 南京水利科学研究所 土工研究所, 江苏 南京 210024)

**摘要:** 从被动桩和土拱效应的概念出发, 推导出计算任意桩型抗滑桩极限阻力的半经验半理论公式。运用由点到面、由面到空间的方式, 将3道安全系数穿插于建模过程中, 给出一种新的抗滑桩工程整体设计方法。将公式和方法应用于长江三峡库区的丰都县楠竹大型滑坡的抗滑桩工程设计, 获得了良好的结果。

**关键词:** 抗滑桩; 被动桩; 土拱效应; 极限阻力; 整体设计

中图分类号: TU432 文献标识码: A

进行抗滑桩的应力分析和设计时, 常常是应用传递系数法对滑坡体进行分析后得到抗滑桩所在位置的剩余推力, 然后认为该剩余推力将传递到抗滑桩上, 因而该剩余推力就成为抗滑桩的设计荷载。这里的一个较大的误区是该剩余推力并非是抗滑桩所承受的最大荷载, 实际上只有当滑坡体进入临界滑动状态, 也就是说滑坡体进入极限平衡状态时抗滑桩所承受的荷载才是最大的, 这个荷载理应成为设计荷载的依据, 因而用剩余推力设计的抗滑桩至少在理论上是不安全的。

日本建设省土木研究所<sup>[1]</sup>用实验证实了滑坡体进入极限平衡状态时的抗滑桩为被动桩, 并应用土拱效应的概念推出了与实验数据吻合良好的圆形桩极限阻力的计算公式(以下简称日土研所公式); 这个极限阻力既是计算排桩的总抗滑力和确定排桩桩距的基本依据, 同时也是进行抗滑桩应力设计的设计荷载依据, 但日本建设省土木研究所没有给出任意桩型的抗滑桩极限阻力的计算公式。抗滑桩的排桩设计和桩距的确定实际上为一整体问题, 它将受滑坡的整体形状、滑裂面深度和形状的变化、滑坡的土质常数及排桩的根数和位置等诸多因素的制约, 设计者如不综合考虑这些因素, 是很难设计出一个既合理、又经济的抗滑桩方案和桩距的。

针对以上问题, 首先应用被动桩和土拱效应的概念, 对日土研所公式进行修正和改进, 推得了可适用于任意桩型并与实验数据吻合良好的抗滑桩极限阻力的半经验半理论公式。然后应用笔者提出的抗滑桩工程整体设计方法<sup>[7]</sup>对长江三峡库区的丰都县楠竹大型滑坡的抗滑桩工程进行设计。

### 1 土木研究所公式的讨论

日本建设省土木研究所把桩前面土体中产生的土压当作朗肯被动土压, 并认为桩前将形成土楔, 在极限情况下, 土体内就产生被动破坏。以下是该公式的推导细节。如图1(a)中, AC、AD是被动破坏所产生的剪切面, 则 $\angle DAC = \angle ADC = 45^\circ - \phi/2$  (为土的内摩擦角), 因此,  $\angle BAC = 45^\circ + \phi/2$ 。就平面来看, 在HJ、MO的面上, 若作用有相当于土拱的土压, 则在离滑动面距离为X的面上, 就会产生3个滑动面HI、ILQN、MN。因而 $\angle JHI = \angle HJI = \angle OMN = \angle MON = 45^\circ - \phi/2$ ,  $\angle IHL = \angle NMQ = 45^\circ + \phi/2$ 。因此, 作用于桩上的滑坡土压, 即为作用于圆弧IL、QN的土压与作用于LQ部分的土压之和。所以, 在离滑动面以上X处, 桩所承受的水平土

收稿日期: 2002-04-09

作者简介: 邹广电(1961-), 男, 江苏常州人, 高级工程师, 研究方向: 滑坡、边坡 稳定分析及基坑围护工程、隧道工程、地下工程等。

压可表示为

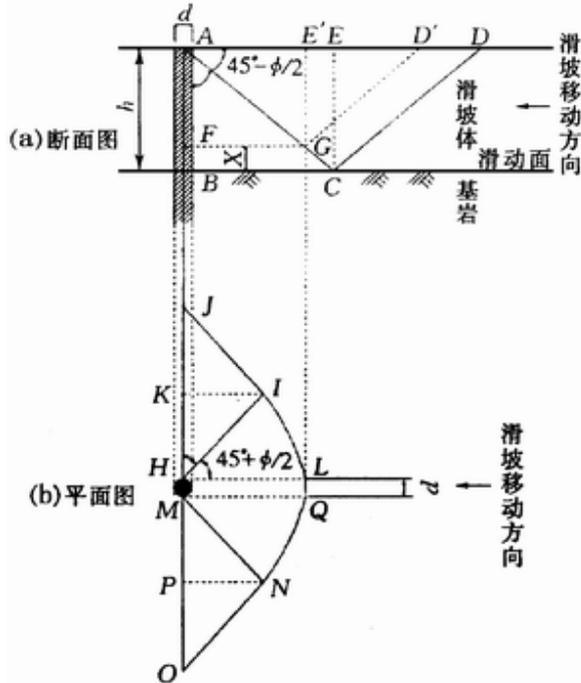


图1 日土研所公式的桩前被动破坏面

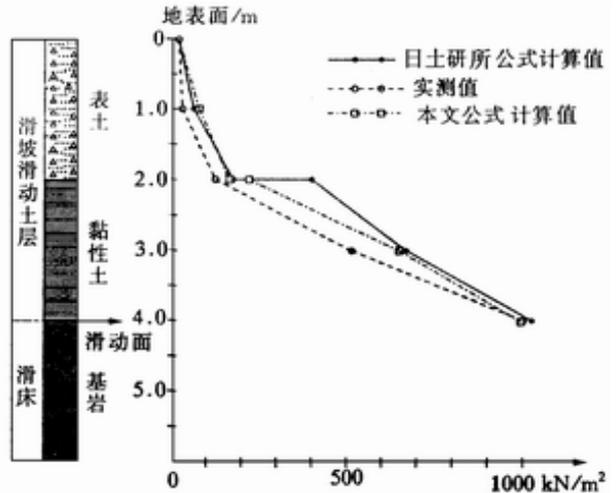


图2 计算土压与实测土压分布的比较

$$P(X) = [N_\phi \gamma_t (h - X + 2\sqrt{N_\phi C}) \cdot [d + 2(h - X) \cot \delta \sin \alpha \cdot \pi a / 180] \quad (1)$$

式中： $P(X)$ 为离滑动面以上 $X$ 处桩承受的水平土压，单位： $\text{kN/m}$ ； $h$ 为桩的有效长度； $d$ 为桩的直径； $\phi$ 为土的内摩擦角； $C$ 为土的凝聚力； $\gamma_t$ 为土的容重； $\alpha = 45^\circ + \phi/2$ ； $\delta = 45^\circ - \phi/2$ ； $N_\phi = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ 。

将式(1)积分可得桩承受的总的水平土压 $P_L$ ，即

$$P_L = 2h^2 \cot \delta \sin \alpha \cdot \pi a / 180 (N_\phi \gamma_t h / 3 + \sqrt{N_\phi C}) + dh (N_\phi \gamma_t h / 2 + \sqrt{N_\phi C}) \quad (2)$$

日本建设省土木研究所曾在日本新岛试验所的猿供养寺滑坡试验场以直径1.5m的抗滑桩进行了实测研究，其结果如图2所示<sup>[1]</sup>。根据实测得在表土层(0~2m)， $C=20\text{kN/m}^2$ ， $\phi=10^\circ$ ；在黏性土层(2~4m)， $C=20\text{kN/m}^2$ ， $\phi=15^\circ$ 。若把这些值代入式(1)，则与实测土压分布非常一致，因此可认为这就是单桩在极限状态的抗滑力。

日土研所公式的主要内涵在于全面利用了普朗德尔(L. Prandtl 1920)-瑞斯纳(H. Reissner 1924)在求解无重介质地基的极限承载力时所得到的重要解答。这个解答的结果表明，当荷载达到极限荷载时，地基内将出现连续的滑裂面；滑裂土体可以被分为朗肯主动区、过渡区和朗肯被动区3个区域，朗肯被动区的滑裂线与水平面成 $\pm(45^\circ - \phi/2)$ 的夹角。图1(b)中的三角形HJI、MON和图1(a)中的三角形ACD所代表的区域均为极限状态时所形成的朗肯被动区；而代表土拱效应的三角形HIL、MNQ和三角形AGF所包含的区域则相当于过渡区。十分重要的是日本建设省土木研究所用实验证实了这个假设，因此，日土研所公式的主要内涵是基本合理和正确的，但日土研所公式在以下几个方面需要进一步探讨或值得商榷：(1)日土研所

公式仅适用于圆形桩而不能用于矩形桩、H型钢形桩或其他等一般桩型。(2)该公式的过渡区是圆弧,普朗德瑞斯纳解答指出,过渡区的滑裂线应为对数螺线。(3)认为代表土拱效应的三边形HIL、MNQ中作用于圆弧IL、QN上的被动土压全部作用于抗滑桩的观点值得商榷,实际上桩与桩之间的土体完全有可能承担与抗滑桩距离较远的部分被动土压。鉴于三边形HIL、MNQ的形心位置为HL边的上方大约1/3的地方,或MQ边的下方大约1/3的地方,则由力的分解和力矩平衡原理,如假定该被动土压中与抗滑桩距离较远的那1/3部分被桩与桩之间的土体承担应有一定的合理性。

2 一般桩型的抗滑桩极限阻力

2.1 一般桩型的抗滑桩极限阻力计算公式

根据上节的讨论,本文做出如下的基本假定:(1)抗滑桩为任意形式,但沿“滑坡移动方向”的有效抗滑宽度d为已知,即图3中的d所示。(2)桩前面土体中产生的土压为朗肯被动土压,桩前将形成土楔,在极限情况下,土体内将产生被动破坏,从而形成AC、CD所示的两个被动破坏剪切面(图3(a))。(3)在HJ、MO的面上,作用有相当于土拱的土压,并在离滑动面距离为X的面上产生3个滑动面HI、ILQN、MN。其中,曲线IL和NQ为对数螺线,其曲线方程为 $r=r_0 \cdot e^{\psi \tan \phi}$ ,方程中各符号的含义见图3(b)所示。(4)代表土拱效应的三边形HIL、MNQ中作用于对数螺线IL、QN上的被动土压中,与抗滑桩距离较远的那1/3部分不再作用于抗滑桩而由桩与桩之间的土体承担;从而作用于对数螺线IL、QN上的被动土压中与抗滑桩距离较近的那2/3部分与作用于LQ部分的土压之和,即为作用于桩上的滑坡土压,也就是单桩在极限状态所承受的水平土压。

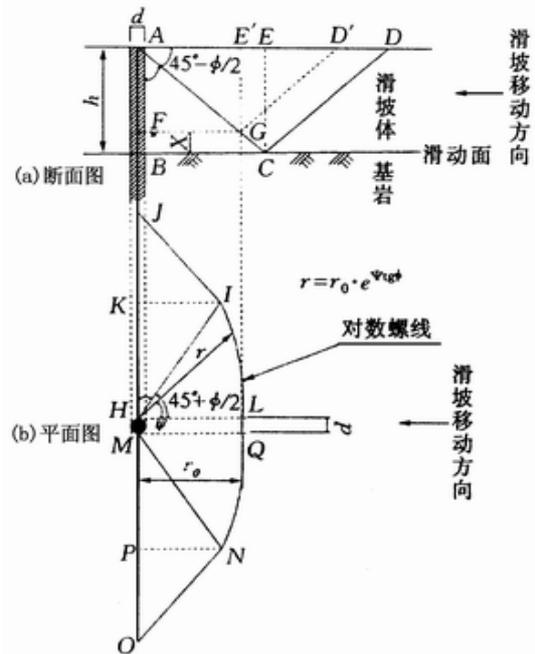


图 3 文中公式的桩前被动破坏面

根据以上的假定,便可推得离滑动面以上X处桩所承受的水平土压为

$$P(X) = RN_{\phi} \gamma_t (h - X)^2 + (2RC\sqrt{N_{\phi}} + N_{\phi} \gamma_t d) \cdot (h - X) + 2dC\sqrt{N_{\phi}} \quad (3)$$

$$R = 4 \cot \delta \sin \alpha e^{(\pi \alpha \tan \phi / 180)} / 3 \quad (4)$$

将式(3)积分可得桩承受的总的水平土压

$$P_L = RN_{\phi} \gamma_t h^3 / 3 + (2RC\sqrt{N_{\phi}} + N_{\phi} \gamma_t d) \cdot h^2 + 2dC\sqrt{N_{\phi}} \cdot h \quad (5)$$

由图3,还可得到桩前土压力的土拱效应范围计算公式为

$$B = R \cdot h + d \quad (5)$$

2.2 与实验结果的比较

上节已提到日本建设省土木研究所在实验中根据实测得在表土层(0~2m),  $C=20\text{kN/m}^2$ ,  $\phi=10^\circ$ ; 在黏性土层(2~4m),  $C=20\text{kN/m}^2$ ,  $\phi=15^\circ$ 。但文献<sup>[1]</sup>实测用滑坡的土体容重,故根据图2中的日土研所公式计算值和日土研所公式的式(1)进行反推,结果得从地表面到滑坡滑动土层内的0~4m范围内的日土研所公式计算用平均容重为 $\gamma_t = .18\text{kN/m}^3$ ; 0~3m范围和0~4m范围为相同,  $\gamma_t = .18\text{kN/m}^3$ ; 0~2m范围为 $\gamma_t = .4\text{kN/m}^3$ ; 0~1m范围为 $\gamma_t = .0$ 。将以上的土质参数值代入式(3),然后除

以沿“滑坡移动方向”的有效抗滑宽度 $d(1.5\text{m})$ ，便可得到本文公式的抗滑桩土压分布计算值。

由文中式(3)~式(5)计算所得的抗滑桩土压分布情况可见图2，其结果显示与实测土压分布极为吻合，因此可认为这就是任意桩型的抗滑桩单桩在极限状态的抗滑力。

须说明的是图2中表层与粘性土分界处的土压力计算值与实测值之间存在部分差异，在这一点上本文公式比日土研所公式有相当改善但未能完全消失，这是由于两层之间土质性质发生变化所致的跳跃，但由于仅限于局部因而对实际的设计其影响应该是很小的。

### 3 抗滑桩的整体设计方法

**3.1 基本原理** 文献<sup>[7]</sup>中笔者提出了一个抗滑桩的排桩设计和确定排桩的桩距的整体设计方法，以下阐述其基本原理。

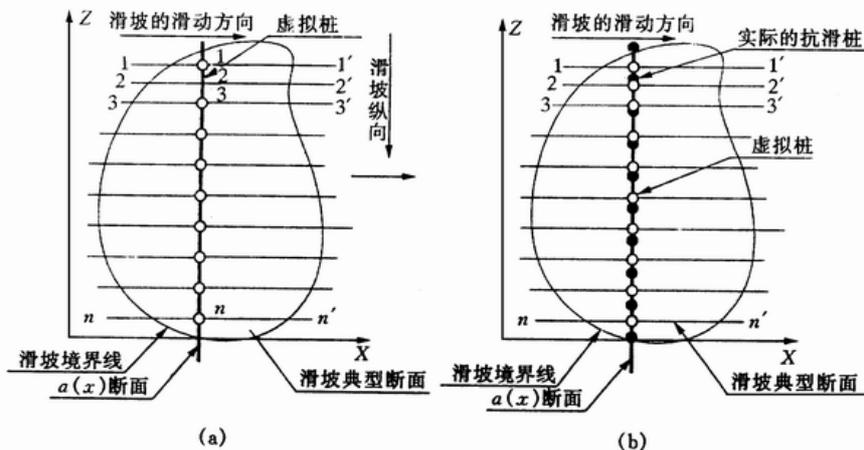


图4 抗滑桩整体设计原理

进行抗滑桩的排桩设计和确定排桩的桩距时必须取得3要素：抗滑桩极限阻力、桩前土压力的土拱效应范围以及为维持滑坡的稳定而必须补充的最低抗滑力的数值。现设有滑坡面、滑裂面形状以及土质常数为已知且大致覆盖整个滑坡的 $n$ 个典型断面(如图4(a)所示)，下面笔者将运用由点到面、由面到空间的方式，通过这 $n$ 个典型断面所提供的滑坡信息，凭藉数值模拟逐步探取整个滑坡的信息，其具体步骤为：

(1) 设沿滑坡的纵向有一任意的 $a(X)$ 断面，那么，各典型断面必与 $a(X)$ 断面相交，如图4(a)所示。如假设在这 $n$ 个交点打设抗滑桩(为叙述方便，以下称其为“虚拟桩”)，由于这 $n$ 个典型断面的滑坡面、滑裂面形状以及土质常数为已知，即可求得各“虚拟桩”的极限阻力和土压力的土拱效应范围。由于实际的抗滑桩必位于某两个“虚拟桩”之间或某“虚拟桩”的外延(如图4(b))，因而便可利用这 $n$ 个“虚拟桩”的已知值通过线性插值或两点线性方程的延伸计算出实际抗滑桩的相应值；此法适用于 $a(X)$ 断面的任何位置的抗滑桩。此即为由点到面。(2)  $a(X)$ 断面是任意的，这就意味着无论排桩沿滑坡横向的位置如何变化，以上方法均可适用。至此，整个滑坡空间任意位置的抗滑桩极限阻力和土压力的土拱效应范围便全部求得。此即为由面到空间。(3) 当计算为维持滑坡的稳定而必须补充的最低抗滑力时，可采用上述类似的方法。首先可根据条分法计算各典型断面处必须补充的单位厚度最低抗滑力，然后沿滑坡纵向求积分，便可求得在 $a(X)$ 断面必须补充的最低总抗滑力。

**3.2 核算滑坡稳定的基本方法——传递系数法** 传递系数法又称不平衡推力传递法，多用来核算滑

坡稳定,其基本原理在于假定各分条竖直界面上的推力方向与上一条块的底面平行。根据该基本原理,可推出设置抗滑桩后的传递系数法计算公式<sup>[5]</sup>为

$$F_i = (W_i \sin \alpha_i + (Q_i - P) \cos \alpha_i) - \left( \frac{C_i L_i}{K} + \frac{[W_i \cos \alpha_i - U_i - (Q_i - P) \sin \alpha_i] f_i}{K} \right) + F_{i-1} \cdot \psi_{i-1} \quad (7)$$

$$\psi_{i-1} = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \frac{f_i}{K} \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \quad (8)$$

式(7)和式(8)中, P为设置抗滑桩后在桩所在位置的条上所增加的抗滑力,  $W_i$ 为分条自重;  $Q_i$ 为作用在分条上的水平力;  $F_i$ 为分条竖直界面上的推力;  $S_i$ 为分条底部的摩擦力;  $N_i$ 为分条底部的正向压力;  $U_i$ 为分条底部的渗透水压力;  $C_i$ 为某分条底部的凝聚力;  $f_i$ 为某分条底部的摩擦系数;  $\alpha_i$ 为某分条的底面倾斜角;  $\psi_i$ 为推力传递系数;  $K$ 为土坡抗滑稳定安全系数。

**3.3 最低补充抗滑力的计算** 由式(7)可知,  $K=K(P)$ , 也就是说, 边坡稳定安全系数 $K$ 将成为 $P$ 的函数, 而且可知其必为增函数; 所以, 某一典型断面的所谓“最低补充抗滑力”的定义应为“为满足某一预先约定的稳定安全系数 $K_a$ 所必须补充的最低抗滑力”; 根据这个概念, 利用式(7)便可方便地求得某一典型断面的“最低补充抗滑力”。

这里需说明的是笔者在建立抗滑桩整体设计方法的过程中为保证设计的安全性共设立了3道安全系数并将其穿插于数学模型的整个建立过程中, 上述 $K_a$ 便是其中之一的滑坡容许稳定安全系数。

$K_a$ 的取值范围大致不超越1.00~1.30, 具体设计时可根据具体的工程情况在此范围内酌情取值。由于在数学模拟过程中难免会产生一些误差, 故 $K_a$ 不宜取得过小, 建议优先采用 $K_a=1.20$ 。

**3.4 排桩的设计总抗滑力的稳定** 由单桩的极限阻力除以一安全系数 $K_d$ 得到单桩的设计抗滑力后加以相加便可得到排桩的设计总抗滑力

$$P_{si} = P_{Li} / K_d \quad (9)$$

$$P_T = \sum_{i=1}^{N_p} P_{si} \quad (10)$$

式中:  $P_T$ 为排桩的设计总抗滑力;  $N_p$ 为排桩的总根数;  $P_{si}$ 为某单桩的设计抗滑力;  $P_{Li}$ 为某单桩的极限阻力, 可由式(5)计算得到。  $K_d$ 是抗滑桩的单桩设计阻力安全系数, 它的取值, 参考世界各国对一般桩基的单桩设计承载力安全系数的取法<sup>[6]</sup>, 可以1.5~2.5作为标准。

**3.5 优化设计变量** 排桩沿滑坡的滑动方向的设置位置和桩距为本文优化数值模型的设计变量。设以 $X$ 代表排桩沿滑坡的滑动方向的位置坐标,  $D$ 代表桩距,  $P_a$ 代表滑坡需补充的总抗滑力, 则显然有

$$P_T = P_T(X, D) \quad (9)$$

$$P_a = P_a(X, D) \quad (10)$$

**3.5 优化目标函数** 当排桩的某一设计方案(由排桩的桩距和设置位置所决定)使得排桩的设计总抗滑力 $P_T$ 与滑坡为达到某一稳定性标准需补充的总抗滑力 $P_a$ 的比值 $F$ 达到我们预先设定的标准 $K_b$ 时, 这个方案即为一有效设计方案。显然, 任取一排桩的桩距, 必可求得一个 $F$ 的最大值; 现尽可能地加大桩距至某一数值 $D_{max}$ , 如这时 $F$ 的最大值 $F_{max}$ 恰好达到我们预先设定的标准 $K_b$ , 这个有效设计方案即为最优设计。所以,  $F$ 就是本问题的目标函数, 即优化数值分析要求

$$F(X, D) = P_T(X, D) / P_a(X, D) \rightarrow F_{max} \quad (13)$$

以上为F所预先设定的标准 $K_b$ 就是3道安全系数中的最后一道即排桩设计总抗滑力安全系数。其力学意义在于给排桩的设计总抗滑力施加一道安全保证。由于种种原因,如抗滑桩的施工精度可能不够,断面和入土深度的不足以及桩可能折断或倾倒等等都将可能使排桩设计总抗滑力不能达到其设计值。关于其取值,参考土体稳定计算的安全系数(一般为1.2左右)及结构计算的安全系数(一般为2.0左右)的取法,取 $K_b=1.5$ 应当是足够的。

**3.6 约束条件** 约束条件1: 抗滑桩桩距 $D$ 不得大于桩前土压力的土拱效应范围宽度 $B$

$$D \leq B(X, D) \quad (14)$$

此约束条件的目的在于保证单桩承受的土压不致过大。也就是说,通过保证桩距不致过大,将桩前土压力的土拱效应范围加以分割,从而达到分担土压的目的。

约束条件2: 排桩沿滑坡的滑动方向的位置坐标 $X$ 须在预先设定的范围之内。沿滑坡的滑动方向作全范围搜索是没有意义的。应在滑坡中下部预先设定一个搜索范围的上、下限坐标 $S_2$ 和 $S_1$ ,即

$$S_1 \leq X \leq S_2 \quad (15)$$

**3.7 改进的模拟退火算法** 式(13)~式(15)构成了一个看似简单而实际上计算量却十分庞大的非线性规划模型。因此,需要找出兼顾解的质量以及运算时间的较好算法。模拟退火算法是一种解大规模优化问题的有效近似算法。它源于对固体退火过程的模拟;采用Metropolis接受准则;并用一种称为冷却进度表的参数控制算法进程,使算法在多项式时间里给出一个近似最优解。

模拟退火算法的一般形式是:从选定的初始解开始,在借助于控制参数 $t$ 递减时产生的一系列Mapkob链中,利用一个新解产生装置和接受准则,重复进行包括“产生新解—计算目标函数差—判断是否接受新解—接受(或舍弃)新解”这4个任务的试验,不断对当前解迭代,从而达到使目标函数最优的执行过程。针对由式(13)~式(15)所构成的非线性规划模型,对模拟退火过程中的关键步骤说明如下:

(1)新解产生装置。产生新解的原则是必须满足所有的约束条件式(14)和式(15),具体方法为 $D^i = D_k$ ,  $X^i = \zeta \cdot (S_2 - S_1) + S_1$  ( $\zeta$ 为0~1内的随机数,完全由计算机的随机数发生器自行生成),显然, $X^i$ 满足约束条件式(15);然后判断是否满足抗滑桩桩距约束条件式(14),如不满足,依该生成法重新生成 $(X^i, D^i)$ 。这里, $D_k$ 为某一迭代阶段的抗滑桩桩距。

(2)新解接受准则。采取扩充的Metropolis接受准则判断是否接受新解。若新解可行且优于当前解则接受;否则按 $\exp(\Delta F/t)$ 的概率接受新解。即

$$P(i \rightarrow j) = \begin{cases} 1, & \Delta F \geq 0 \\ \exp(\Delta F/t), & \Delta F < 0 \end{cases} \quad (16)$$

这里, $D_k$ 为某一迭代阶段的抗滑桩桩距。

(3)停止准则。在 $S$ 个相继的Mapkob链中解无任何变化就终止算法。

根据模拟退火思想设计适合于由式(13)~式(15)所构成的非线性规划模型的算法如下:步骤1 给出初始抗滑桩桩距 $D_0$ 。步骤2 使用“新解产生装置”产生初始解 $(X^0, D^0)$ 并计算相应的目标函数值 $F_0$ ;给出控制参数 $t$ 的初值 $t_0$ ;控制参数 $t$ 的衰减常数 $\alpha$ ; Mapkob链的长度 $L_k$ ;停止准则 $S$ 的数值。步骤3 产生新解并计算新解与当前解的目标函数值之差 $\Delta F$ 。然后由接受准则计算 $P(\Delta F, t)$ ,取(0, 1)上服从均匀分布的随机数 $\delta$ ,若 $(\Delta F, t) \geq \delta$ 则接受新解,否则放弃新解。步骤4 累计重排次数 $n$ 。若 $n < L_k$ 转步骤3,否则转步骤5。步骤5 判断停止准则是否满足。若不满足则令 $t = \alpha \cdot t$ ,  $n=0$ 转步骤3,否则得当前解 $F_{\max}$ 并转步骤6。步骤6

判断 $F_{max}$ 是否大于排桩设计总抗滑力安全系数标准值 $K_b$ 。如 $F_{max} \geq K_b$ 但 $F_{max}$ 过大时,则加大抗滑桩桩距得 $D_k$ ,然后重复步骤2~步骤5;如 $F_{max} \geq K_b$ 且认为恰好,则停止算法输出当前解 $F_{max}$ ;如 $F_{max} < K_b$ ,则减小抗滑桩桩距得 $D_k$ ,然后重复步骤2~步骤5。

由于模拟退火算法的随机性,终止解可能不是整个过程所遇到的解中最优的;因而如简单地取终止解作为最优解可能漏掉本已取得的较好近似解或甚至整体最优解。因此,本文对上述算法进行了部分改进,设置了一个记忆器,具体可描述如下:设变量 $X^*$ 和 $F^*$ 分别用于记忆当前遇到的最优解及目标函数值;当第一次接受新解时令 $X^*$ 和 $F^*$ 分别等于当前解及其目标函数值;以后每接受一个新解时,就将当前解的目标函数值与 $F^*$ 作比较,若优于 $F^*$ 就用当前解替换 $X^*$ 和 $F^*$ 。最后算法结束时,将所得最优解与记忆器中的解比较,取较优的一个作为当前最优解。

经过上述改进后的模拟退火算法具有较好的稳定性,可以获得更好的近似解甚至整体最优解。

## 4 工程算例

根据本文所推出的公式和建立的方法及美国微软公司(Microsoft Company Limited)的最新Com组件技术和Visual Basic 6.0最新版,笔者编制了一般桩型的抗滑桩整体设计通用程序并将其应用于长江三峡库区的丰都县楠竹大型滑坡的抗滑桩工程设计。

图5~图11是楠竹大型滑坡上大致分布于纵向总长约为1750m的滑坡范围内的7个典型断面。现设定排桩沿滑坡纵向的设置范围总长 $L$ 为1790m,排桩的起点坐标为0。各典型断面沿滑坡纵向的位置坐标见表1。

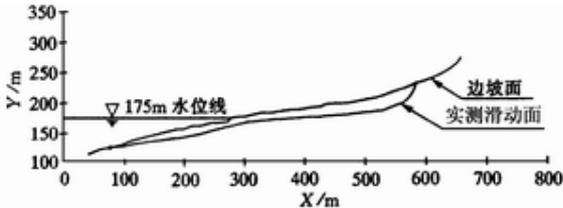


图5 典型断面 1-1'

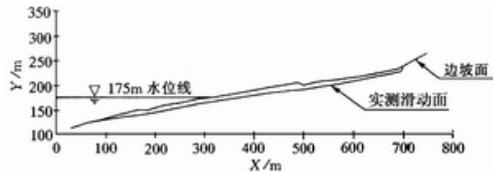


图6 典型断面 2-2'

水位从175m骤降至125m时为滑坡的最不利工况,现应用传递系数法对该工况下的各典型断面进行边坡稳定分析,其结果见表2。该工况下的土质常数见表3。从表2可知,各典型断面的稳定安全系数均小于1.20,滑坡处于随时可能崩坍的危险状态,现选用2.0m×2.0m的矩形抗滑排桩作为防滑工程并应用本文的公式和方法进行设计。取抗滑桩设计的基本常数为 $d=2.0m$ ,  $S_1=200m$ ,  $S_2=300m$ ,  $L=1790m$ ,  $K_d=2$ ,  $K_a=1.2$ ,  $K_b=1.5$ ;冷却进度表为 $t_0=100$ ,  $\alpha=0.75$ ,  $L_k=30$ ,  $S=2$ 。应用本文方法,只迭代了约20min便得到了表4所示的优化设计方案。表4显示经优化迭代后的抗滑桩桩距4.07m与工程中常被使用的经验数据(3~5m)相当一致,从而证实了应用本文的抗滑桩极限阻力计算公式及笔者提出的抗滑桩整体设计方法确可有效地进行一般桩型的抗滑桩排桩设计。

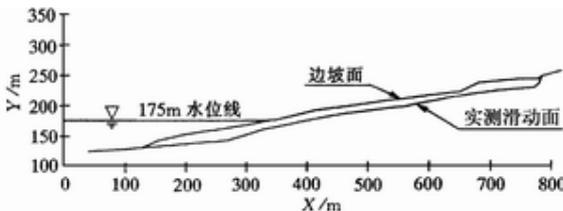


图7 典型断面 3-3'

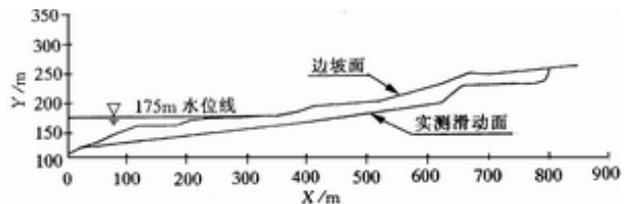


图8 典型断面 4-4'

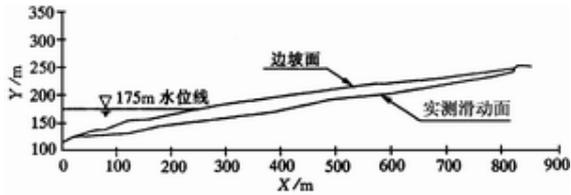


图 9 典型断面 5-5'

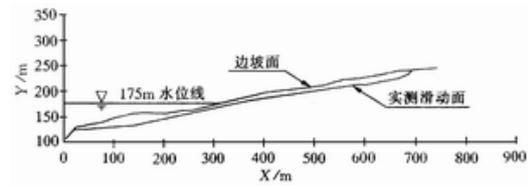


图 10 典型断面 6-6'

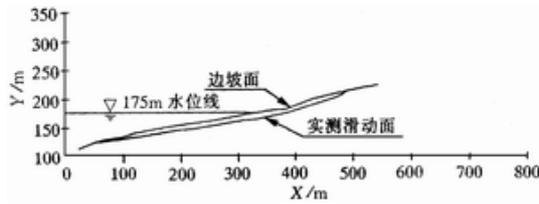


图 11 典型断面 7-7'

表 1 各典型断面的位置坐标

典型断面号	沿滑坡纵向的位置坐标 /m
1-1'	1689
2-2'	1440
3-3'	1230
4-4'	952
5-5'	753
6-6'	525
7-7'	300

表 2 各典型断面的边坡稳定安全系数(条分法分条数为 50)

典型断面	边坡稳定安全系数
1-1'	0.8824
2-2'	1.0792
3-3'	1.0304
4-4'	0.9552
5-5'	1.0160
6-6'	0.8872
7-7'	0.7792

用于抗滑桩应力分析和设计的各抗滑桩单桩的设计抗滑力亦可同时得到, 因篇幅所限, 这里不再列出。

表 3 土质常数

水位工况	容重/( $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ )	凝聚力/kPa	内摩擦角/( $^{\circ}$ )
175m以上	20	10	9
135m~175m	对 $W_i \sin \alpha_i$	7.5	7.2
135m以下	对 $W_i \cos \alpha_i$	7.5	7.2

表 4 楠竹大型滑坡抗滑桩工程的优化设计方案

抗滑桩总数/根	桩距/m	沿滑坡方向的X坐标/m	所得目标函数值(必须大于 $K_0$ )
441	4.07	215	1.5314

## 5 结论

本文推导了与实验数据吻合良好并可适用于任意桩型的抗滑桩极限阻力计算公式；结合所提出的抗滑桩整体设计方法将计算公式用于长江三峡库区的丰都县楠竹大型滑坡的抗滑桩工程设计，结果证实了公式和方法的合理性和有效性。

## 参考文献：

- [1] 山田刚二, 等. 滑坡和斜坡崩塌及其防治 [M]. 北京: 科学出版社, 1980.
- [2] Hassiotis S, Chameau J L, Gunaratne M. Design method for stabilization of slopes with piles [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironment Engineering, ASCE, 1997, 123: 314-323.
- [3] 沈珠江. 桩的抗滑阻力和抗滑桩的极限设计 [J]. 岩土工程学报, 1992, 14(1): 51-56.
- [4] Ito T, Matsui T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles [J]. Soils and Foundations, 1975, 15: 43-59.
- [5] 潘家铮. 建筑物的抗滑稳定和滑坡分析 [M]. 北京: 水利出版社, 1980.
- [6] 刘金砺. 桩基础设计与计算 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1990.
- [7] 邹广电. 抗滑桩工程的整体设计方法及其优化数值模型 [R]. 南京水利科学研究院, 2002年3月.
- [8] 邹广电. 复杂边坡稳定分析条分法的优化方法 [J]. 水利学报, 1989, (2): 55-60.
- [9] 邹广电. 边坡稳定分析条分法的一个全局优化算法 [J]. 岩土工程学报, 2002, 24(3): 309-312.
- [10] 唐立山, 谢云, 尤矢勇, 罗祖华. 非数值并行算法(第一册)-模拟退火算法 [M]. 北京: 科学出版社, 2000.
- [11] 贺建清, 张家生, 梅松华. 弹性抗滑桩设计中几个问题的探讨 [J]. 岩石力学与工程学报, 1999,