

抗滑桩在挡土墙设计中的应用

李钧民

(镇江市规划设计研究院, 镇江 212001)

【摘要】 建造在软弱地基土上的挡土墙, 其整体稳定性往往不能满足设计的要求, 可考虑在挡墙下设置抗滑桩以阻止地基滑动。

【关键词】 地基整体稳定性; 条分法; 抗滑桩

【中图分类号】 U213.1+52.1; U213.1+52.2

Application of slide-resisting Piles in the Design of Retaining Wall

【Abstract】 The whole stability of the retaining wall built on soft soil can not meet requirements of the design of ten. Therefore, the slide-resisting piles are supposed to set up under the retaining wall for resisting soil slide.

【Key words】 whole stability of foundation; method of the parted strips; slide-resisting pile

0 引言

对建造在非岩石地基上的挡土墙, 除了考虑本身的强度、地基的应力、抗滑移稳定性和抗倾覆稳定性以外, 还必须校核地基的整体稳定性, 特别是当地基土为抗剪强度较低的软弱土层时, 更不能忽视。一些挡土墙设计的参考书籍中, 对地基稳定性的验算问题大多语焉不详, 有的仅一带而过。有些实践经验较少的设计人员, 在设计一般重力式挡土墙时, 往往对墙基下地基的稳定性缺乏足够的认识, 而未作详细验算, 造成设计上的失误, 以致工程竣工后引起地基滑动, 挡墙随之倾塌, 此类事故已属屡见不鲜, 但仍难以引起工程师们的注意。

当验算挡墙下地基的稳定性不足时, 在其基底下设置抗滑桩是较为安全、稳妥、合理的措施。

1 挡土墙地基整体稳定性验算

1.1 土坡圆弧滑动稳定计算的条分法

带挡土墙的岸坡, 其稳定性计算与土坡

一样, 如地基土为比较均匀的粘性土, 通常采用极限平衡原理, 按圆弧滑动面进行计算。以前大多沿用古典的瑞典法或称费里纽斯(Fellenius)法, 此法将滑动土体分成若干条体(见图1), 由于忽略了条间力的作用, 与其它严格的条分法比较起来, 其安全系数偏低 10%~20%, 因此在工程设计中应不再采用此法。

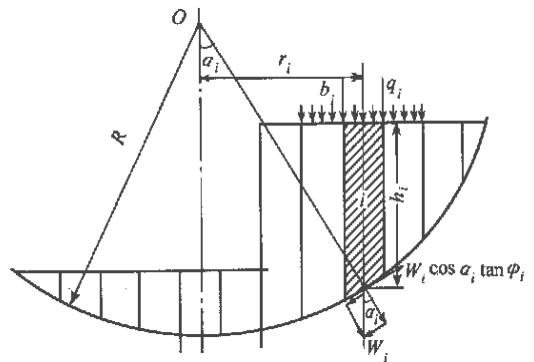


图1 圆弧滑动面条分法计算图式

目前, 工程界常用简化毕肖普(Bishop)法

计算之。此法在实用上是足够精确的。另外,克雷(Krey)法亦常被采用,此法与简化毕肖普法的计算结果比较接近,两者相差在 $\pm 5\%$ 以内。今将上述三种计算抗滑动安全系数的公式列出如下(公式详见文献[1])。

费里纽斯法:

$$K_F = \frac{\sum W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + \sum c_i l_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (1)$$

简化毕肖普法:

$$K_B = \frac{\sum \frac{1}{m_{\alpha_i}} (c_i b_i + W_i \tan \varphi_i)}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (2)$$

$$\text{式中 } m_{\alpha_i} = \cos \alpha_i + \frac{\tan \varphi_i \sin \alpha_i}{K_B}$$

克雷法:

$$K_K = \frac{\sum \frac{c_i b_i + W_i \tan \varphi_i}{\cos \alpha_i + \tan \varphi_i \sin \alpha_i}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (3)$$

式中: W_i 为第 i 条土条重量,

$W_i = b_i h'_i \gamma$ (h'_i , 称 i 条体换算高度, $h'_i = h_i + h_{oi} = h_i + q_i / \gamma$, q_i 为附加荷载, b_i , h_i 为该条体的宽和高, b_i 一般取 $2 \sim 3$ m), kN/m ;

α_i 为第 i 条体下滑弧中心的法线与铅直线的夹角, $\alpha_i = \arcsin(r_i / R)$, r_i 为 W_i 对滑弧圆心 O 的力臂(图 1 中圆心 O 右侧为正, 故 α_i 在铅直线右侧者为正, 反之 r_i 、 α_i 均为负。), R 为滑弧之半径, ($^\circ$) 或 (rad);

c_i 为第 i 条体滑动面上土的粘聚力, kPa ;

φ_i 为第 i 条体滑动面上土的内摩擦角, ($^\circ$);

l_i 为第 i 条体下滑弧的长度, m 。

如某一条体下滑动面通过两种不同的土层时, 则 c_i 、 φ_i 值可取其平均值。

采用简化毕肖普法验算滑坡, 在计算 m_{α_i} 的算式中包含未知数 K_B , 因此必须先假定一稳定系数 K_B , 算出 m_{α_i} , 然后代入(2)式中算得 K_B 值, 一次试算, 难以符合要求, 可重新假定一 K_B 值, 再代入式中计算, 直至两者非常

接近为止。从(2)、(3)式可见, 当 $K_B = 1$ 时, 即为克雷法的(3)式, 因此可先按 $K_B = 1$ 计算, 算得 K_B 值后, 再假定一 K_B 值, 当不离其左右, 如此计算, 不难求出一合适的 K_B 值。

众所周知, 验算挡墙地基的整体稳定性应找出最危险滑动圆弧, 以求得最小滑动安全系数 K_{\min} , 并对该地基的稳定性作出评价。读者欲知选择最危险滑动圆弧的中心及其半径, 可查阅其它专著。

1.2 抗滑动安全系数容许值 $[K]$

关于地基抗滑动安全系数, 文献[2]中第 5.3.1 条规定: $K = M_R / M_S \geq 1.2$ 。在工程实践中, 切不可误认为这抗滑动安全系数的容许值 $[K] = 1.2$ 。其实 $[K]$ 值的确定应根据土的特性、抗剪强度指标的可靠程度、建筑物的等级、地基丧失稳定致挡墙坍塌后的危害性和地区经验等因素综合考虑, 可取 $1.1 \sim 1.5$ [3]。总之, 对人类生命财产损失危险较大或所采用设计参数的可靠性较差时, 则需较高的安全系数; 若对引用的数据确有把握, 而且能做到良好的施工管理时, 可采用较低的系数。另外, 地基土剪切试验的方法直接关系到 c 、 φ 值的成果, 对稳定计算的影响甚大。当 c 、 φ 值用快剪值时, 一般取 $1.4 \sim 1.5$; 用十字板剪切试验成果时, 可取 $1.2 \sim 1.3$ [4]。岸坡大多在雨季最容易发生滑动, 当时土中含水量几乎已达饱和, 为了模拟这种实际状态, 可将土样作浸水饱和快剪, 这样取得的数据 c 、 φ 值比较合理, 而且由于较通常天然状态下的试验数据要低, 因此可取较低的 $[K]$ 值。

当考虑岸坡的稳定性时, 求得的抗滑动安全系数最小值 K_{\min} , 如大于容许值 $[K]$, 说明该岸坡的稳定有足够的稳定度; 要是小于 $[K]$, 表示其稳定性不足。为了保证岸坡的稳定, 就必须采取可靠的抗滑动措施。

1.3 重力式挡土墙自重的换算

重力式挡土墙自重换算见图 2。

在带挡土墙岸坡的整体稳定性验算中, 为了计算上的方便, 可将挡土墙的自重换算成相

当的土重。如图2(a)的重力式挡土墙,设其

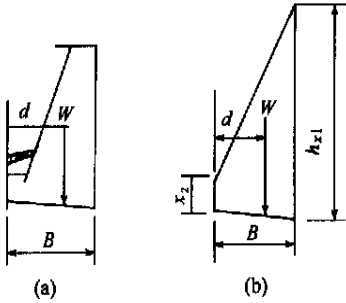


图2 挡土墙自重换算图

自重 W (包括挡墙上的土重在内) 及其重心离前趾的距离 d 已求得, 再设经换算后的土体为一梯形, 底宽 B (梯形的高) 与挡墙底宽相等, 土体的高 (梯形的上、下底) 为未知数 h_{x1} 、 h_{x2} , 但 $h_{x2} < h_{x1}$, 根据两者的 W 、 d 各各相等的原则, 可立出下列方程:

$$W = \frac{\gamma B}{2} (h_{x1} + h_{x2})$$

$$d = \frac{B(2h_{x1} + h_{x2})}{3(h_{x1} + h_{x2})}$$

解上述联立方程式, 可得:

$$h_{x1} = \frac{W(6d - 2B)}{\gamma B^2} \quad (4)$$

$$h_{x2} = \frac{W(4B - 6d)}{\gamma B^2} \quad (5)$$

式中: γ 为土的重度, kN/m^3 。

然后将换算土体高 h_{x1} 、 h_{x2} 叠加于挡土墙的基底上, 即可当作一般条体进行计算。

2 抗滑桩对增强岸坡稳定性的作用

当岸坡的抗滑动安全系数 $K_{\min} < [K]$ 时, 通常可在挡土墙下设置抗滑桩, 以增强其稳定性。一般采用中等直径的钻孔桩 ($D = 500 \sim 800 \text{ mm}$) 作抗滑桩, 单排桩不能满足要求时, 可用两排 (前后排相互错开), 桩的最小中心距离不小于 $2.5D$, 承台边缘至桩中心的距离不宜小于 D , 桩顶嵌入承台的深度不宜小于 50 mm , 桩中主筋伸入承台内的锚固长度不宜小于 $30d$ (主筋直径)。

如在上述计算抗滑动安全系数公式的分子中加上每延米的总截桩力 P' 即得以下诸

式:

费里纽斯法:

$$K_F = \frac{\sum W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + \sum c_i l_i + P'}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (6)$$

简化毕肖普法:

$$K_B = \frac{\sum \frac{1}{m_{\alpha_i}} (c_i b_i + W_i \tan \varphi_i) + P'}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (7)$$

克雷法:

$$K_K = \frac{\sum \frac{c_i b_i + W_i \tan \varphi_i}{\cos \alpha_i + \tan \varphi_i \sin \alpha_i} + P'}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (8)$$

如 $[K]$ 值已决定, 利用上述 (6)、(7)、(8) 式可求出各种算法所需的每延米总截桩力的最低限值 $[P']$:

$$\text{费里纽斯法: } [P']_F = [K] \sum W_i \sin \alpha_i - (\sum W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + \sum c_i l_i) \quad (9)$$

$$\text{毕肖普法: } [P']_B = [K] \sum W_i \sin \alpha_i - \sum \frac{1}{m_{\alpha_i}} (c_i b_i + W_i \tan \varphi_i) \quad (10)$$

$$\text{克雷法: } [P']_K = [K] \sum W_i \sin \alpha_i - \sum \frac{c_i b_i + W_i \tan \varphi_i}{\cos \alpha_i + \tan \varphi_i \sin \alpha_i} \quad (11)$$

2.1 每延米截桩力 P' 的分析^[4]

当抗滑桩为多排时, 则每延米总截桩力为:

$$P' = \frac{\sum P}{s} \quad (12)$$

式中: $\sum P$ 为滑动面上被截到的各桩的截桩力之总和, kN ; s 为桩列的纵距, m 。

如桩有足够的长度, 当滑动面截过桩时, 桩将发生弯曲 (见图 3a)。在滑动面上下一段范围内, 桩身挠曲成反对称的 S 型, 滑动面下的某点以下仍留在原处不动, 而桩的弹性曲线在滑动面截桩处的 I 点会出现一反弯点, 此点的弯矩等于 0。设在 I 点将桩切断, 并在该处以两个大小相等、方向相反的力 P 代替桩被切去部分的作用 (见图 3b), P 即为截桩力。当桩的破坏弯矩 $M_{\text{破}}$ 为已知时, P 的数值即可确定。 I 点以下桩身的荷重图 (见图 3c)。

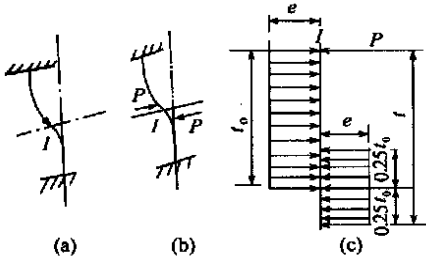


图3 截桩力计算图

土压力强度 e 仅考虑桩范围内的作用力, 其值为:

$$p = (k_p - k_a) \gamma H_1 D \quad (13)$$

式中: k_a 、 k_p 分别为 I 点的主动、被动土压力系数,

$$k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2),$$

$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2), \text{ 粘性土, 可用 } \varphi_D \text{ 取}$$

代式中的 φ ;

H_I 为 I 点以上土层高度 h_i 和附加荷载 q_i 的当量填土高度 h_{oi} 之和,

$$H_I = h_i + h_{oi}, \quad h_{oi} = q_i / \gamma, \text{ m};$$

D 为桩径, m。

I 点作为铰支, 为简化计算并偏于安全起见, 另一端作为简支, 即不考虑土对桩的锚制作用, 故此段桩身的最大弯矩为:

$$M = et_0^2/8$$

当桩的破坏弯矩 $M_{破}$ 为已知值时, 令 $M = M_{破}$, 代入上式, 可得桩身弯曲破坏时所需的 t_0 值为:

$$t_0 = \sqrt{8M_{破}/e}$$

而此时, I 点的水平力 P 即为截桩力:

$$P = et_0/2 = \sqrt{2eM_{破}} \quad (14)$$

应用上式时, 要求桩在 I 点以下的实际埋入深度 $t \geq 1.25t_0$ 因为计算 e 时未乘分项系数, 故 $M_{破}$ 实为标准计算值。为求截桩力 P , 当先假定抗滑桩的直径及配筋, 以试算桩身正截面受弯承载力, 但算出的达到适筋破坏状态下的弯矩值应为设计值。此值应作调整后, 方可取代式(14)中的 $M_{破}$ 来计算 P 值。可将上述算得抗滑桩能承受的弯矩设计值乘

一调整系数 η , 其值为:

$$\eta = \frac{h_i + h_0}{\gamma_c h_i + \gamma_0 h_0} \quad (15)$$

式中: γ_c 恒载分项系数, 取 $\gamma_c = 1.2$; γ_0 活载分项系数, 取 $\gamma_0 = 1.4$ 。

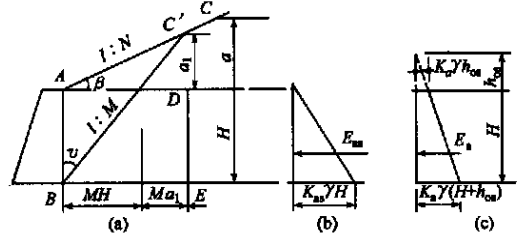
计算挡土墙土压力并验算挡墙的滑移和倾覆时, 取 $\gamma_c = \gamma_0 = 1.0$, 而在作挡墙或抗滑桩的强度验算时, 则应取 $\gamma_c = 1.2$, $\gamma_0 = 1.4$ 。

2.2 截桩处 I 点以上土层高度 h_i 的计算

当挡土墙后为水平填土时, h_i 的计算不存在任何问题, 自毋需加以阐明; 但若墙后为向上倾斜的土坡时, 有以下各种情况:

2.2.1 $a \geq a_1$ 时土层高度 h_i 的计算

斜坡的高度 $a \geq a_1$ (a_1 为破裂面与斜坡的交点 C' 离墙顶 A 的高度), 土层高度 h_i 的计算(见图4)。

图4 $a \geq a_1$ 时斜坡的换算填土高计算图

挡土墙后为向上倾斜成 $\beta = \arctan(1/N)$ 的土坡时, 设破裂面 BC' 与墙背 AB 的夹角为 v , 不计土墙之间的摩擦力, 设 $\tan v = M$, 则:

$$1/\tan v = 1/M = \tan \varphi + \sqrt{1 + \tan^2 \varphi - \frac{\tan \beta}{\sin \varphi \cos \varphi}} \quad (16)$$

式(16)详见文献[5]。粘性土, 可用 φ_D

取代 φ 计算。由于 $\tan \beta = 1/N = \frac{a_1}{M} (H + a_1)$, 因此可求得:

$$a_1 = \frac{M}{N - M} \cdot H \quad (17)$$

式中: H 为挡墙的高度。斜坡上 AC' 的水平距离:

$$\overline{AD} = M(H + a_1) = \frac{M \cdot N}{N - M} \cdot H \quad (18)$$

当 $a > a_1$ 时,坡顶 C 已在 AC' 之外,则作用于墙背上的主动土压力与坡顶在 C' 点无异,可按式计算:

$$E_{as} = (1/2) k_{as} \gamma H^2 \quad (19)$$

式中: $k_{as} = \left[\frac{\cos \varphi}{1 + \sqrt{\sin \varphi (\sin \varphi - \cos \varphi \tan \beta)}} \right]^2$ (20)

另外,考虑墙后土面为水平面,并设其上有 h_{0s} 高的换算填土(见图 4c)。令作用于墙背上的主动土压力与 E_{as} 相等,即

$$(1/2) k_a \gamma H (H + 2h_{0s}) = (1/2) k_{as} \gamma H^2$$

化得:

$$h_{0s} = \frac{k_{as} - k_a}{2k_a} \cdot H = (\xi - 1) H / 2 \quad (21)$$

式中: $\xi = k_{as} / k_a$

$$\text{因此 } h_i = h_{ia} + h_{0s} \quad (22)$$

式中: h_{ia} 为 I 点至墙顶 A 的土层高度, m 。如斜坡上尚有附加荷载,当然应在 h_{0s} 之后加上其当量土高 h_{0i} 。

2.2.2 斜坡的高度 $a < a_1$, h_i 的计算

2.2.2.1 $a < a_1$, 而且 $a < (\xi - 1) H$ 时的计算

作用于墙背上的主动土压力可分别计算,先作墙后为斜坡、且 $a < (\xi - 1) H$ 时的主动土压力分布图 ABF 以及虚设墙背 AD 在土面水平时的主动土压力分布图 DBE , AF 与 DE 相交于 G , 则 $ABEG$ 就是主动土压力图。 G 点离墙顶 A 的深度(见图 5)。

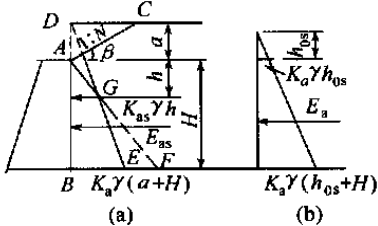


图 5 $a < a_1$, 但 $a < (\xi - 1) H$ 时斜坡的换算填土高计算图

$$h = \frac{k_a}{k_{as} - k_a} \cdot a = \frac{1}{\xi - 1} \cdot a \quad (23)$$

也只有 $a < (\xi - 1) H$ 的条件下,才会

出现图 5(a) 的情况。

$$E_{as} = (1/2) k_{as} \gamma h^2 + (1/2) k_a \gamma (2a + H + h)(H - h)$$

另外,考虑墙后土面为水平面时,并设其上有 h_{0s} 高的换算填土(见图 5b),令作用于墙背上的主动土压力 E_a 与 E_{as} 相等,可求得:

$$h_{0s} = (1/2 H) [\xi h^2 + (2a + H + h)(H - h) - H^2] \quad (24)$$

2.2.2.2 $a < a_1$, 但 $a \geq (\xi - 1) H$ 时, h_i 的计算

当 $a = (\xi - 1) H$ 时, AE 、 DF 相交于通过挡墙底 B 的水平线上, E 、 F 两点重合,显而易见,此时的换算填土高度仍可用式(21)计算。当 $a > (\xi - 1) H$ 时,毫无疑问, h_{0s} 与 $a = (\xi - 1) H$ 时无异。总之,只要 $a > (\xi - 1) H$, 无论斜坡有多长,都可用式(21)计算 h_{0s} (见图 6)。

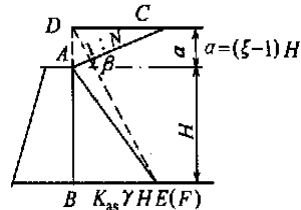


图 6 $a < a_1$ 但 $a \geq (\xi - 1) H$ 时斜坡的换算填土高计算图

3 圆形抗滑桩正截面受弯承载力的计算

抗滑桩通常按其圆截面沿周边均匀配置纵向钢筋。关于圆截面受弯承载力的计算,现行《混凝土结构设计规范》GBJ10-89 中并无相关的条款,不过可利用文献[6]中第 4.1.19 条计算圆截面偏心受压构件的公式,稍作如下变更,即可应用。

$$\alpha f_{cm} A \left[1 - \frac{\sin 2\pi\alpha}{2\pi\alpha} \right] + (\alpha - \alpha_1) f_y A_s = 0 \quad (25)$$

$$M_{\text{设}} = \frac{2}{3} f_{cm} A \cdot r \cdot \frac{\sin^3 \pi\alpha}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_1}{\pi} \quad (26)$$

式中: $M_{\text{设}}$ 为圆截面受弯构件能承受的弯矩设计值;

A 为圆截面正截面面积, $A = \pi r^2$, r 为半径。

$\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha$, 当 $\alpha > 0.625$ 时, 取 $\alpha_1 = 0$ 。另外, 上述算式适用于纵向钢筋数量不小于 6 根。通过换算, 式(25)可化为:

$$f_{cm} r^2 (\pi\alpha - \sin \pi\alpha \cos \pi\alpha) - (1.25 - 3\alpha) f_y A_s = 0 \quad (27)$$

由于式(27)式为 α 的超越方程, 用常规方法难以求解, 可采用试算法, 经反复运算后解得 α 值, 然后求 α_1 , 再代入下式可求出 $M_{\text{设值}}$ 。

$$M_{\text{设}} = (2/3) f_{cm} (r \sin \pi\alpha)^3 + (1/\pi) f_y A_s r_s (\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_1) \quad (28)$$

例题 钻孔灌注桩 $D = 600 \text{ mm}$, 混凝土强度等级 C25, 主筋 II 级钢 $8 \Phi 20$, 保护层净 50 mm, 试求桩身正截面能承受的弯矩设计值, 已知 $f_{cm} = 12.5 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 310 \text{ N/mm}^2$

[解] 通过试算, $\alpha = 0.261 \ 410 \ 768$, $\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha = 0.727 \ 178 \ 464$ 以(25)式验证 α 值可用。 $A_s = 2 \ 513 \text{ mm}^2$, $r_s = 240 \text{ mm}$

$$M_{\text{设}} = (2/3) f_{cm} (r \sin \pi\alpha)^3 + (1/\pi) f_y A_s r_s (\sin \pi\alpha + \sin \pi\alpha_1) = 176.8 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} = 176.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4 挡土墙下设抗滑桩的岸坡设计计算示例

某河道整治(见图 7), 河底经疏浚后, 设其标高为 ± 0 , 河岸高 +12.5 m, 在施工过程中发生

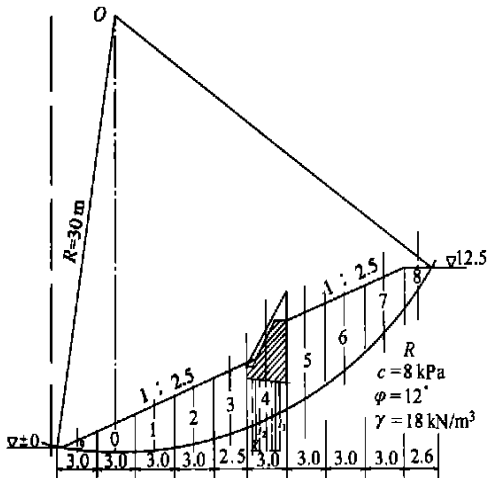


图 7 计算示例中岸坡的剖面图

滑坡。治理方案决定采用二级边坡, 在岸坡中部设置重力式挡墙, 并在其下设两排抗滑钻孔桩,

试设计该岸坡。已知 $[K] = 1.25$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ 滑动面上土的平均抗剪强度指标: $c = 8 \text{ kPa}$, $\varphi = 12^\circ$ (经滑坡验算反推并对照地基勘察报告提供数据研究决定采用)。计算挡土墙土压力时, 以粘性土的等代内摩擦角 $\varphi_0 = 35^\circ$ 计。

4.1 挡土墙自重换算

挡土墙截面的设计从略, 截面见图 8。

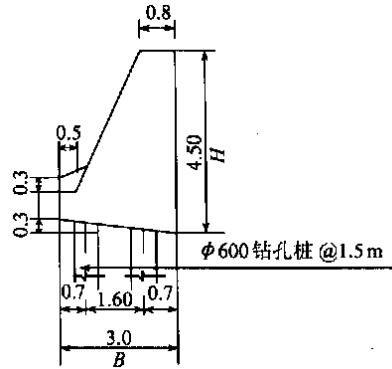


图 8 挡土墙剖面图

W 、 d 已求得: $W = 191.126 \text{ kN/m}$, $d = 1.885 \text{ m}$, 将挡墙自重换算成梯形土体, 可求得:

$$h_{x1} = \frac{W(6d - 2B)}{\gamma B^2} = 6.256 \text{ m}$$

$$h_{x2} = \frac{W(4B - 6d)}{\gamma B^2} = 0.814 \text{ m} \quad (B = 3.0)$$

然后将 h_{x1} 、 h_{x2} 叠加在挡土墙的基底上。

4.2 滑坡验算

最危险滑动圆弧的选择除按照常规的方法外, 并与地质勘察报告提出的滑动面对照, 两者基本吻合, 认为图 7 中所选用的滑弧中心及半径是合适的。采用简化毕肖普法计算, 首先假定 $K_B = 1$, 求出 m_{ai} 值后代入式(2)得 $K_B = 0.873$, 通过几次反复试算, 最后得 $K_B = 0.861$, 已满足公式之要求(详见表 1)。但 $K_B < [K] = 1.25$, 在挡墙底设两排 $\Phi 600 @ 1.5 \text{ m}$ 抗滑桩, 滑动面与桩相截处各为 I_1 、 I_2 。土条体编号, 以 0 号的中心对准通过滑弧圆心 O 的铅直线, 向右以次编号 1~8, 然后由 0 号向左编号。 h_i 值自图 7 中量得, 验算过程从略。

4.3 截桩处 I_1 、 I_2 、以上土层高度 H_{I-1} 、 H_{I-2} 的计算

已知 $\varphi_D = 35^\circ$ ，取代式(21)中的 φ ，求得：

$$k_{as} = \left[\frac{\cos \varphi}{1 + \sqrt{\sin \varphi (\sin \varphi - \cos \varphi \tan \beta)}} \right]^2 = 0.355$$

表1 滑坡计算表 ($c=8 \text{ kPa}$, $\varphi=12^\circ$, $K_B=0.861$)

条体 编号	① $W_i = b_i h_i \gamma$ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)	② r_i/m	③ $\sin \alpha_i =$ r_i/R	④=①×③ $W_i \sin \alpha_i$ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)	⑤ $\cos \alpha_i$	⑥ $\sin \alpha_i \times$ $\tan \varphi_i / K_B$	⑤+⑥ $= m_{\alpha_i}$	⑦ $\frac{c b_i + W_i \tan \varphi_i}{m_{\alpha_i}}$ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$)
0	$3 \times 2.2 \times 18 = 118.8$	0	0	0	1.000	0.000	1.000	$(24 + 118.8 \tan 12^\circ) / m_{\alpha_i} = 49.252$
1	$3 \times 3.2 \times 18 = 172.8$	3.00	0.1	17.280	0.994	0.024	1.019	$(24 + 172.8 \tan 12^\circ) / m_{\alpha_i} = 59.558$
2	$3 \times 3.9 \times 18 = 210.6$	6.00	0.2	42.120	0.979	0.049	1.029	$(24 + 210.6 \tan 12^\circ) / m_{\alpha_i} = 66.815$
3	$2.5 \times 4.3 \times 18 = 193.5$	8.75	0.291	56.438	0.956	0.072	1.028	$(20 + 193.5 \tan 12^\circ) / m_{\alpha_i} = 59.434$
4	$3 \times 6.2 \times 18 = 334.8$	11.50	0.383	128.339	0.923	0.094	1.018	$(24 + 334.8 \tan 12^\circ) / m_{\alpha_i} = 93.459$
5	$3 \times 6 \times 18 = 324.0$	14.50	0.483	156.599	0.875	0.119	0.994	$(24 + 324 \tan 12^\circ) / m_{\alpha_i} = 93.358$
6	$3 \times 5.3 \times 18 = 286.2$	17.50	0.583	166.949	0.812	0.144	0.956	$(24 + 286.2 \tan 12^\circ) / m_{\alpha_i} = 88.715$
7	$3 \times 4.1 \times 18 = 221.4$	20.50	0.683	151.289	0.730	0.168	0.898	$(24 + 221.4 \tan 12^\circ) / m_{\alpha_i} = 79.061$
8	$2.6 \times 1.8 \times 18 = 84.24$	23.30	0.776	65.427	0.629	0.191	0.821	$(20.8 + 84.24 \tan 12^\circ) / m_{\alpha_i} = 47.107$
9	$3 \times 0.85 \times 18 = 45.9$	-3.0	-0.1	-4.590	0.994	-0.024	0.970	$(24 + 45.9 \tan 12^\circ) / m_{\alpha_i} = 34.790$
				$\Sigma = 779.851$				$\Sigma = 671.549$

注：表内计算精度实为小数点以后6位数据计算结果。

$$1/M = \tan \varphi + \sqrt{1 + \tan^2 \varphi - \frac{\tan \beta}{\sin \varphi \cos \varphi}} = 1.5$$

$$a_1 = \frac{M}{N - M} \cdot H = 1.637, \text{m}.$$

$$a = \frac{l}{N} = 3.6 \text{ m} > a_1 \text{ (式中 } H = 4.5 \text{ m, } l = 9.0 \text{ m)}$$

$$k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = 0.271$$

$$\text{但 } a > (\xi - 1)H = 1.395, \text{m}$$

$$\text{(式中 } \xi = K_{as}/K_a)$$

$$h_{0s} = (\xi - 1)H/2 = 0.697 \text{ m, 以 } 0.7 \text{ m 计,}$$

$q=0$ ，故 $h_0=0$ ，所以 H_{I-1} 、 H_{I-2} 为：

$$H_{I-1} = h_{ia^1} + h_{0s} = 6.5 + 0.7 = 7.20, \text{m}$$

$$H_{I-2} = h_{ia^2} + h_{0s} = 7.2 + 0.7 = 7.90, \text{m}$$

(式中 h_{ia^1} 、 h_{ia^2} 自图7量得)

4.4 每延米总截桩力 P' 的计算

$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) = 3.690$$

桩1、桩2上的土压力强度各为：

$$e_1 = (k_p - k_a) \gamma H_{I-1} D = 265.861, \text{kN/m}$$

$$e_2 = (k_p - k_a) \gamma H_{I-2} D = 291.709, \text{kN/m}$$

$$\eta = \frac{h_i + h_0}{\gamma_G h_i + \gamma_Q h_0} = \frac{1}{1.2}, \quad \because h_0 = 0$$

设采用3.1中算例的两排 $\Phi 600 @ 1.5 \text{ m}$ 抗滑桩，故桩的破坏弯矩为：

$$M_{\text{破}} = \eta M_{\text{设}} = 147.333, \text{kN} \cdot \text{m}$$

桩1、桩2的截桩力各为：

$$P_1 = \sqrt{2e_1 M_{\text{破}}} = 279.893, \text{kN};$$

$$P_2 = \sqrt{2e_2 M_{\text{破}}} = 293.184, \text{kN}.$$

桩1、桩2在各自的截桩处以下的最小的埋入深度各为：

$$1.25 \sqrt{8 M_{\text{破}} / e_1} = 2.632, \text{m};$$

$$1.25 \sqrt{8 M_{\text{破}} / e_2} = 2.513, \text{m}.$$

实用 $\Phi 600 \times 6 \text{ m}$ 抗滑桩，在截桩处以下的深度均足够。

每延米总截桩力：

$$P' = \sum P/s = 382.051, \text{kN/m}. \text{ (式中 } s = 1.5 \text{ m)}$$

算得截桩力的最低限值:

$$[P']_{\min} = 303.265 \text{ kN} < P' = 382.051 \text{ kN/m}$$

复核滑动安全系数:

$$K_B = \frac{\sum \frac{1}{m_{\alpha_i}} (c_i b_i + W_i \tan \varphi_i) + P'}{\sum W_i \sin \alpha_i} = \frac{671.549 + 382.051}{779.851} = 1.351 > 1.25$$

(数据取自滑坡验算结果。)

5 结论

1) 挡土墙下设置抗滑桩, 这是为了阻止地基滑动的需要, 它主要承受水平剪切力和横向的挠曲。这与一般主要承受垂直荷重的桩基不同。

2) 滑动面上土的抗剪强度指标 c 、 φ 值的选用是评价滑坡稳定性和防治滑坡工程设计计算的关键问题。工程师们对此应取谨慎态度和科学分析的方法。有经验者宜根据工程实际情况, 采用现场试验和滑坡反算相结合, 并与工程地质勘察报告所提供的数据对照, 合理地确定滑动面上土的抗剪强度。报告上土的 c 、 φ 值, 不宜直接应用, 而由反算法所求得的数据, 符合滑坡的实际情况, 还是比较可靠的。但是, 用反算法只能求得滑动面上土体的平均抗剪强度, 这是此法的缺点, 然而不会对

滑坡的计算造成大的影响, 一般对中小型滑坡, 反算法是经常采用的。

3) 防止挡土墙下地基发生滑动, 除了设置抗滑桩外, 还可采用各种处理软弱地基的措施, 如散体桩(碎石桩、渣土桩等)、水泥土桩、CFG 桩等复合地基和高压喷射注浆、灌浆等方法以提高其强度。所谓土的强度, 实质上就是抗剪强度问题。抗滑桩的施工要简单得多, 因此不失为安全、稳妥、合理的阻滑措施。

4) 在地震烈度为 7 度以上的地区建造带挡土墙的岸坡, 应进行抗震验算; 而在 6 度以下地区可以不予考虑。如何验算, 容后续之。

参 考 文 献

- 1 魏汝龙. 软粘土的强度和变形. 北京: 中国人民交通出版社, 1987. 185~189
- 2 GBJ 7-89 建筑地基基础设计规范
- 3 天津大学等四院校. 地基与基础. 北京: 中国建筑工业出版社, 1978. 257
- 4 交通部第一航务工程局设计研究院. 海港码头结构设计手册. 北京: 人民交通出版社, 1975. 189; 349~350
- 5 Paul Andersen. 基础工程学, 钱家欢、潘家铮合译. 上海: 中国科学图书仪器公司, 1951. 13
- 6 GBJ 10-89 混凝土结构设计规范, 49~50

收稿日期: 2002-02-22

(上接第 139 页)

- 3 Mohua B, Sushmita M, Sankar K. Rough fuzzy MLP knowledge encoding and classification, IEEE Trans On neural networks Nov, 1998, 9(6): 1203~1215
- 4 Zadeh L A. From computing with numbers to computing with words—from manipulation of measurement to manipulation of perceptions, IEEE Trans On circuits and systems-I: Fundamental theory and applications, 1999, 45(1): 105~119

- 5 潘别桐, 黄润秋. 工程地质数值法. 北京: 地质出版社, 1994, 20~130
- 6 杨炳儒. 基于综合语言场的因果关系推理模型. 模式识别与人工智能. 1996, 9(1): 31~36
- 7 Yang Bingru. FIA and CASE based on fuzzy language field, Fuzzy Sets and Systems, 1998, 95(2): 83~89.

收稿日期: 2002-02-04