

目次

论 文

- 复合地基引论(二).....龚晓南(1)
- 在大孔洞、动水条件下形成灌浆帷幕的经济措施.....张金接(12)
- 桩基水平承载力标准值与 m 值的确定.....贾庆山(17)
- 桩基动测技术系列讲座(第二讲).....陈龙珠, 范明均(26)
- 复合地基单桩载荷试验推算大型载荷试验的方法.....梁军(34)

工程实录

- 水泥土搅拌法在华盛大厦深基坑支护结构中的应用.....施希(43)
- 古城墙基浅复盖层开挖公路隧道.....周顺华, 罗琼, 陆林强(48)

译 文

- 土工织物加筋的桩承堤..... 祁思明, 魏新江 译; 王铁儒 校(52)

复合地基引论(二)

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所)

纵向增强体复合地基承载力计算模式

纵向增强体复合地基承载力计算通常有二种思路:一种是先分别确定桩体的承载力和桩间土承载力,根据一定的原则叠加这二部分承载力得到复合地基的承载力;另一种是把桩体和桩间土组成的复合土体作为整体来考虑,如通过复合地基滑弧稳定分析法确定复合地基极限承载力。前一种承载力计算公式又可分为二类:面积比公式和应力比公式,后一种稳定分析法,土体强度指标的选用可分别选用桩体强度指标和桩间土强度指标,和统一选用复合土体复合指标两种。下面分别加以介绍:

1. 面积比公式

复合地基的极限承载力 p_{cf} 可用下式表示:

$$p_{cf} = k_1 \lambda_1 m p_{pf} + k_2 \lambda_2 (1 - m) p_{sf} \quad (1)$$

式中 p_{pf} ——桩体极限承载力,单位kPa;

p_{sf} ——天然地基极限承载力,单位kPa;

k_1 ——反映复合地基中桩体实际极限承载力的修正系数,一般大于1.0。

k_2 ——反映复合地基中桩间土实际极限承载力的修正系数,其值视具体情况,可能大于1.0,也可能小于1.0。

λ_1 ——复合地基破坏时,桩体发挥其极限强度的比例,可称为桩体极限强度发挥度。若桩体先达到极限强度,引起复合地基破坏,则 $\lambda_1 = 1.0$ 。若桩间土比桩体先达到极限强度,则 $\lambda_1 < 1.0$ 。

λ_2 ——复合地基破坏时,桩间土发挥其极限强度的比例,可称为桩间土极限强度发挥度。一般情况下,复合地基中往往桩体先达到极限强度, λ_2 通常在0.4~1.0之间。

m ——复合地基置换率, $m = \frac{A_p}{A}$,其中 A_p 为桩体面积, A 为对应的加固面积。

复合地基中的桩体实际极限承载力一般比单桩载荷试验得到的数值要大。其原因主要是作用在桩间土上的荷载和作用在邻桩上的荷载两者对桩间土的作用造成了桩间土对桩体的侧压力增加,从而适桩体极限承载力提高。对散体材料桩,其影响效果更大。式1中系数 k_2 的影响因素很多,如:桩的设置过程中对桩间土结构的扰动;成桩过程中对桩间土的挤密作用;桩体对桩间土的侧限作用;某些桩体材料,如生石灰,水泥粉与桩间土的物理

—化学作用。还有桩周土孔隙水压力、土体固结度、土体强度的提高等。上述影响因素中除对土结构扰动为不利因素外，其它的桩间土则提高桩间土的极限承载力。

若能有效地确定复合地基中桩体和桩间土的实际极限承载力，而且破坏模式是桩体先破坏引起复合地基全面破坏，则承载力计算式 1 可改写为

$$p_{cf} = m p_{pf} + (1 - m) p_{sf} \quad (2)$$

式中 p_{cf} ——桩体极限承载力，单位 Pa；
 p_{pf} ——桩间土极限承载力，单位 Pa；
 m ——复合地基置换率；
 λ ——桩体破坏时，桩间土承载力发挥系数。

复合地基的容许承载力 p_{cc} 计算式为

$$p_{cc} = \frac{p_{cf}}{k} \quad (3)$$

式中 k ——安全系数。

2. 应力比公式

若能测定复合地基中在荷载作用下桩土应力比 n 值，复合地基的极限承载力 p_{cf} 的表达式如下式所示：

$$p_{cf} = k_2 p_{sf} [1 + m(n - 1)] \quad (4a)$$

$$p_{cf} = k_1 \frac{p_{pf}}{n} [1 + m(n - 1)] \quad (4b)$$

式中 p_{sf} ——天然地基极限承载力，单位 kPa；
 p_{pf} ——桩体极限承载力，单位 kPa；
 m ——复合地基置换率；
 n ——桩土应力比， $n = \sigma_p / \sigma_s$ ，其中 σ_p 为桩顶荷载， σ_s 为作用在桩间土面上平均荷载；
 k_1 ——反映复合地基中桩体实际极限承载力的修正系数；
 k_2 ——反映桩间土实际极限承载力的修正系数。

若复合地基破坏模式是桩间土先发生破坏，此时桩土应力比为 n ，土中竖向应力 $\sigma_s = p_{sf}$ ，桩体中竖向应力 $\sigma_p = n\sigma_s = np_{sf} < p_{pf}$ ，复合地基极限承载力采用式 4a 计算。若复合地基破坏模式是桩体首先发生破坏，此时， $\sigma_p = p_{pf}$ ， $\sigma_s = \sigma_p / n = p_{pf} / n < p_{sf}$ ，复合地基极限承载力采用式 4b 计算。桩体和桩间土同时发生破坏是极其偶然的，此时， $n = \sigma_p / \sigma_s = p_{pf} / p_{sf}$ ，复合地基极限承载力采用式 4a 或式 4b 两者计算均可。在实际工程中，大多数情况破坏模式为桩体首先发生破坏。因此，用式 4b 计算复合地基极限承载力在实际工程中应用较多。确定极限承载力后，可利用式 3 计算复合地基容许承载力。

3. 稳定分析法

复合地基的极限承载力也可采用稳定分析法计算。稳定分析方法很多，通常采用圆弧分析法计算。圆弧分析法计算原理如图 1 所示。在圆弧分析法中，假设地基土的滑动面呈

圆弧形。在圆弧滑动面上，总剪切力记为 T ，总抗剪力记为 S ，则沿该圆弧滑动面发生滑动破坏的安全系数 K 为

$$K = \frac{S}{T} \tag{5}$$

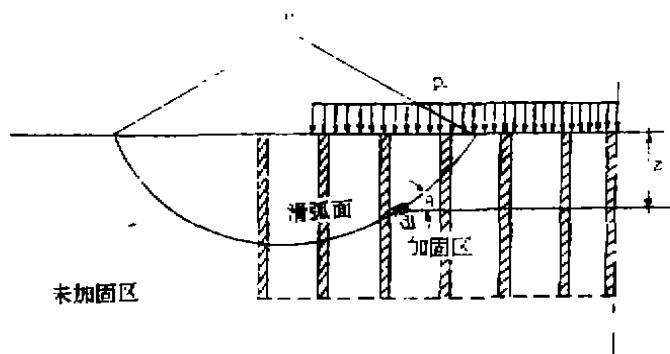


图1 圆弧分析法

取不同的圆弧滑动面，可得到不同的安全系数值，通过试算可以找到最危险的圆弧滑动面，确定最小的安全系数值。通过圆弧分析法即可根据要求的安全系数计算地基承载力，也可按确定的荷载计算地基在该荷载作用下的安全系数。

在圆弧分析法计算中，假设的圆弧滑动面往往经过未加固区，地基土强度应分区计算。加固土和未加固土采用不同的强度指标。未加固区采用天然地基土体强度指标。加固区土体强度指标可采用复合土体综合指标，也可分别采用桩体和桩间土的强度指标计算。

复合土体的剪切抗力 τ_c 表达式可用下式表示：

$$\begin{aligned} \tau_c &= (1 - m)\tau_s + m\tau_p \\ &= (1 - m)[c + (\mu_s p_c + \gamma_s z)\cos^2\theta \operatorname{tg}\varphi_s] \\ &\quad + m(\mu_p p_c + \gamma_p z)\cos^2\theta \operatorname{tg}\varphi_p \end{aligned} \tag{6}$$

- 式中
- τ_s ——桩间土剪切抗力；
 - τ_p ——桩体剪切抗力；
 - m ——复合地基置换率；
 - c ——桩间土内聚力；
 - p_c ——复合地基上作用荷载；
 - μ_s ——应力降低系数， $\mu_s = \frac{1}{1 - (n - 1)m}$ ；
 - μ_p ——应力集中系数， $\mu_p = \frac{1}{1 - (n - 1)m}$ ；

γ_p ——复合土体与桩体的重度。

c_p, φ_p ——复合土体和桩体的内摩擦角。

α ——滑弧在地面投影宽度剖切面与水平面的夹角，如图1中所示。

复合土体综合强度指标可采用面积比法计算。复合土体内聚力 C_c 和内摩擦角 φ_c 表达式可用下式表示：

$$C_c = C_p(1-m) + mC_p \quad (7)$$

式中 C_p 与 C_p 分别为桩间土和桩体的内聚力。

$$\tan \varphi_c = \tan \varphi_p(1-m) + \tan \varphi_p \cdot m \quad (8)$$

式中 $\tan \varphi_p$ 分别为桩间土和桩体的内摩擦角。

刚性桩极限承载力计算

刚性桩极限承载力计算公式

$$P_{pj} = \frac{1}{A_p} [\sum f S_n L_n + R] \quad (9)$$

式中 f ——桩周土摩擦力极限值；

S_n ——桩身周边长度；

A_p ——桩身横断面积；

R ——桩端土极限承载力；

L_n ——接土层划分的各段桩长。

按上式计算承载力外，尚需对桩身进行强度验算。

柔性桩极限承载力计算

桩体相对刚度较小的桩称为柔性桩。柔性桩的荷载传递规律尚不清楚，其承载力计算理论尚不成熟，正处于发展之中。目前工程常采用简化的实用计算方法。对水泥土桩等柔性桩根据下述两种情况计算确定桩的承载力。(1)根据桩身材料强度计算承载力；(2)根据桩侧摩阻力和桩端端阻力计算承载力。二者中取较小值为桩的承载力。

根据桩身材料强度计算单桩极限承载力，

$$P_{pf} = q \quad (10)$$

式中 q ——桩体极限抗压强度。

根据桩侧摩阻力和桩端端阻力计算单桩极限承载力，

$$P_{pf} = \frac{1}{A_p} [\sum f S_n L_n + R] \quad (11)$$

式中符号说明同式9。

散体材料桩极限承载力计算

与柔性桩、刚性桩不同,散体材料桩是依靠周围土体的侧限阻力保持其形状并承受荷载的。散体材料桩的承载能力除与桩身材料的性质及其紧密程度有关外,主要取决于桩周土体的侧限能力。在荷载作用下,散体材料桩的存在将使桩周土体从原来主要是垂直向受力的状态改变为主要是水平向受力的状态桩周土可能发挥的对桩体的侧限能力对散体材料桩复合地基的承载能力起关键作用。各国学者,结合具体工程已提出了许多承载力计算方法,特别是对碎石桩极限承载力研究更多。除了经验的计算图表和通过载荷试验确定单桩承载力外,按照桩周土对桩体的侧限力的计算方法可以分为两大类:

(1) 侧向极限应力法

散体材料桩在荷载作用下,桩体发生鼓胀,桩周土进入塑性状态,通过计算桩间土侧向极限应力计算单桩极限承载力的方法。其一般表达式可用下式表示:

$$p_{sf} = \sigma_{rs} K_p = (\sigma_{r0} - \alpha C_u) K_p = \alpha' C_u K_p \quad (12)$$

式中 σ_{rs} ——侧向极限应力,目前已有几种不同计算方法,其一般表达式如式中所示;
 σ_{r0} ——深度 z 处的初始总侧向应力;
 C_u ——桩周土不排水抗剪强度;
 α ——系数,与计算方法有关,对碎石桩,据Ranjani(1989)统计,其值一般为3~5;
 α' ——另一个系数,与计算方法有关;
 K_p ——桩体材料的被动土压力系数。

(2) 被动土压力法

在该类方法中,通过计算桩周土中的被动土压力计算桩周土对散体材料桩的侧限力。桩体承载力表达式为

$$p_{sf} = [(\gamma z + q) K_{ps} + 2C_u \sqrt{K_{ps}}] k_p \quad (13)$$

式中 γ ——土的重度;
 z ——桩的鼓胀深度;
 q ——桩间土荷载;
 C_u ——土的不排水抗剪强度;
 K_{ps} ——桩周土的被动土压力系数;
 k_p ——桩体材料被动土压力系数。

关于碎石桩的承载力计算方法各国学者已进行了一系列研究,其成果同样可适用于一般散体材料桩情况。现择其主要方法介绍。

1. Brauns(1978)计算式

Brauns(1978)计算式是与计算碎石桩承载力提出的,其原理及计算式也适用于一般散体材料桩情况。Brauns认为,在荷载作用下,桩体产生鼓胀变形,桩体的鼓胀变形使桩周土进入被动极限平衡状态,达露二尖点平衡状态用图1表示。在计算中,Brauns作了下述几

- 、条假设：(1) 桩周土体与桩体间摩擦角 $\delta_p = 15^\circ + \frac{f_p}{2}$ ，土体成漏斗形，桩体鼓胀破坏段长度等于 $2r_0 \text{tg} \delta_p$ ，其中 r_0 为桩体半径， $\delta_p = 15^\circ + \frac{f_p}{2}$ ， f_p 为松散材料桩体材料的内摩擦角；(2) 桩周土与桩体间摩擦阻力 $\tau_M = 0$ ，极限平衡土体中环向应力 $\sigma_\theta = 0$ ；(3) 不计地基土和桩体的自重。在上述假设的基础上，作为图 2(c) 中阴影部分土体上力的多边形如图 2(b) 所示。图中 f_M 、 f_s 和 f_a 分别表示阴影部分土体对平衡土体的桩周界面、滑动面和地表面的面积。

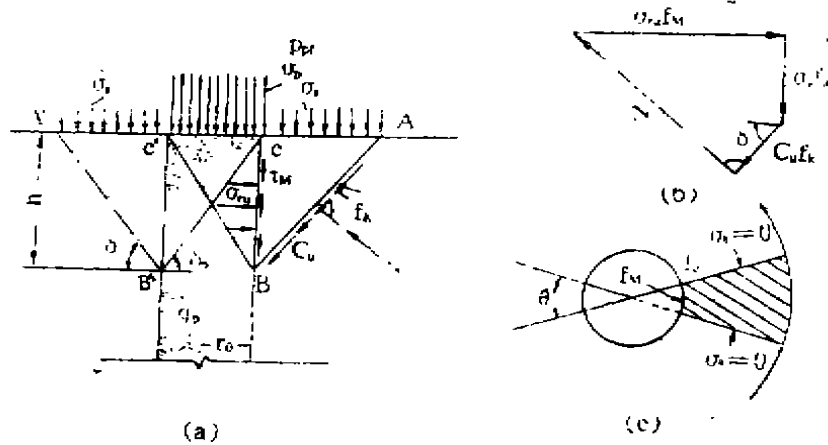


图2 Braus (1978)计算图式

积。根据力的平衡，可得极限荷载作用下，桩周土上的极限应力 σ_{rs} 为

$$\sigma_{rs} = \left(\sigma_0 + \frac{2C_u}{\sin 2\delta} \right) \left(\frac{\text{tg} \delta_p}{\text{tg} \delta} + 1 \right) \quad (14)$$

- 式中 C_u ——桩间土不排水抗剪强度；
 δ ——滑动面与水平面夹角；
 σ_0 ——桩周土表面荷载，如图 2 所示；
 δ_p ——桩体材料内摩擦角。

根据桩体极限平衡可得桩体极限承载力为

$$p_{bf} = \sigma_{rs} \text{tg}^2 \delta_p = \left(\sigma_0 + \frac{2C_u}{\sin 2\delta} \right) \left(\frac{\text{tg} \delta_p}{\text{tg} \delta} + 1 \right) \text{tg}^2 \delta_p \quad (15)$$

滑动面与水平面的夹角 δ 可按下式用试算法求出

$$\frac{\sigma_0}{2C_u} \text{tg} \delta_p = -\frac{\text{tg} \delta}{\text{tg} 2\delta} - \frac{\text{tg} \delta_p}{\text{tg} 2\delta} - \frac{\text{tg} \delta_p}{\sin 2\delta} \quad (16)$$

当 $\sigma_0 = 0$ 时，式 15 可改写为

$$p_{bf} = \frac{2C_u}{\sin 2\delta} \left(\frac{\text{tg} \delta_p}{\text{tg} \delta} + 1 \right) \text{tg}^2 \delta_p \quad (17)$$

夹角 δ 可按下式用试算法求得

$$\operatorname{tg} \delta_p = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \delta (\operatorname{tg} \delta - 1) \quad (18)$$

设桩体材料内摩擦角 $\varphi_p = 38^\circ$ (碎石内摩擦角常取为 38°) 则 $\delta_p = 64^\circ$, 由式 18 可试算求得 $\delta = 61^\circ$, 代入式 17, 可得

$$p_{pl} = 20.8 C_u \quad (19)$$

这就是计算碎石桩极限承载力的 Brauns 理论简化计算式。

2. 圆筒形孔扩张理论计算式

在荷载作用下, 散体材料桩桩体发生鼓胀变形, 对桩周土产生挤压作用。该法将桩周土体的受力过程视为圆筒形孔扩张课题, 采用 Vesic 圆孔扩张理论求解。图 3 为圆孔扩张理

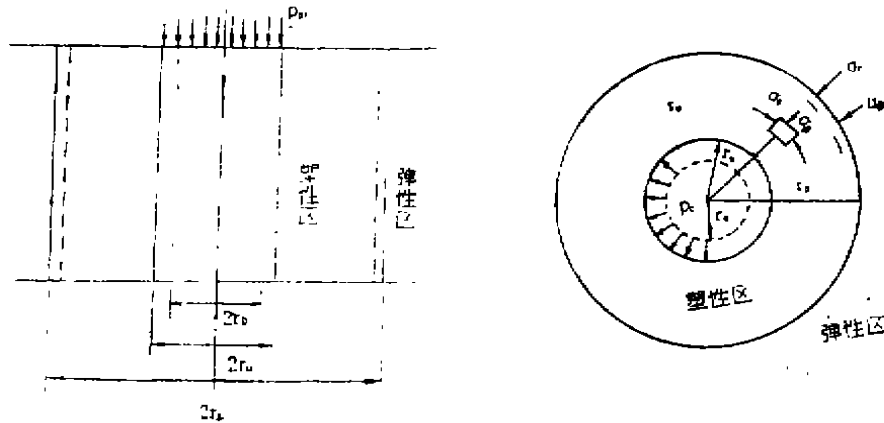


图3 圆孔扩张理论计算模式

论计算模式。土体在圆孔扩张力作用下, 圆孔周围土体从弹性变形状态逐步进入塑性变形状态。随着荷载增大, 塑性区不断发展。极限状态时, 塑性区半径为 r_p , 圆孔半径由 r_0 扩大到 r_1 , 圆孔扩张压力为 p_1 (龚晓南, 1990)。此时, 散体材料桩的极限承载力为

$$p_{pl} = p_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_p}{2} \right) \quad (20)$$

$$= C_u (\ln I_{r+1}) \quad (21)$$

其中 C_u 为土体抗剪强度

$\sigma_1 = \sigma_3 + G \epsilon$

$\sigma_2 = \sigma_3 + G \epsilon$

$\sigma_3 = \sigma_3 + G \epsilon$

3. Wong 的修正理论计算式

Wong 等 (1977) 在计算圆筒形孔扩张理论的基础上, 考虑作用在桩体上的侧向压力, 则桩的承载力计算公式为

$$p_{pl} = (K_{pl} \sigma_{v0} + 2C_u) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_p}{2} \right) \quad (22)$$

式中 σ_0 ——桩间土上竖向荷载；
 φ_p ——桩体材料内摩擦角；
 K_p ——桩间土的被动土压力系数；
 C_u ——桩间土不排水抗剪强度。

4. Hughes-Withers(1974)计算式

Hughes和Withers(1974)用极限平衡理论分析,建议按下式计算单桩的极限承载力 p_{ul}

$$p_{ul} = (\sigma_0 + u_0 + 4C_u) \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_p}{2} \right) \quad (23)$$

式中 σ_0 、 u_0 分别为初始径向有效应力和超孔隙水压力,从原型观测资料分析认为 $\sigma_0 + u_0 = 2C_u$,故式23可改写为

$$p_{ul} = 6C_u \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_p}{2} \right) \quad (24)$$

式中 C_u ——桩间土不排水抗剪强度；
 φ_p ——桩体材料内摩擦角。

对碎石桩,一般取 $\varphi_p = 38^\circ$,则式24可进一步简化为

$$p_{ul} = 25.2C_u \quad (25)$$

Broms(1979)推荐上式计算碎石桩极限承载力。

桩间土极限承载力计算

根据天然地基载荷板试验结果,或根据其它室内外土工试验资料可以确定天然地基极限承载力。桩间土极限承载力与天然地基极限承载力密切相关,但两者并不完全相等。在地基中设置纵向增强体,使桩间土极限承载力不同于天然地基承载力。两者的差别随纵向增强体的性质、增强体设置方法不同而不同。有的情况下两者区别很小,或者虽有一定区别,但桩间土极限承载力比天然地基极限承载力大,而且又较难计算时,在工程实用上,常用天然地基极限承载力值作为桩间土极限承载力。

使桩间土极限承载力有别于天然地基极限承载力的主要影响因素有下列几个方面:在桩的设置过程中对桩间土的挤密作用,采用振动挤密或桩法影响是明显的;在软粘土地基中,桩体设置过程中,由于振动、挤压、扰动等原因,使桩间土中出现附加孔隙水压力,土体强度有所降低,但复合地基完成后,一方面随着时间原地基土的结构逐渐恢复,另一方面孔隙水压力消散,桩间土中有效应力增大,抗剪强度提高。这两部分作用使桩间土承载力大于天然地基承载力;桩体材料性质有时影响也很大。例如石灰桩的设置,由于石灰的吸水、放热,以及石灰与周周土体的离子交换等物理化学作用,使桩间土承载力比天然地基承载力有较大的提高。又如碎石桩和砂桩等具有良好透水性的桩体的设置,有利于桩间土排水固结,抗剪强度提高,使桩间土承载力得到提高。以上影响因素大多是使桩间土极限承载力高于天然地基极限承载力。

通常桩间土极限承载力取相应的天然地基极限承载力值,有时要考虑桩体设置造成的

影响。天然地基极限承载力除了直接通过载荷试验, 以及根据土工试验资料, 查阅有关规范确定外, 常采用Skepton极限承载力公式进行计算。Skepton极限承载力公式为

$$p_{jt} = C_u N_c \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.2 \frac{D}{L}\right) + \gamma D \quad (26)$$

式中 D ——基础埋深;
 C_u ——下排水抗剪强度;
 N_c ——承载力因素, 当 $\varphi = 0$ 时, $N_c = 5.14$;
 B ——基础宽度;
 L ——基础长度;

桩体设置引起桩间土承载力的提高可以根据不同情况分别加以考虑, 现分几种情况加以介绍。

先介绍考虑桩间土排水固结抗剪强度增长, 桩间土极限承载力的计算方法:

设在成桩或加荷过程中, 桩间土中超孔隙水压力等于 Δu 。随着超孔隙水压力向散体材料桩逐渐消散, 土体固结, 土体强度增长, 抗剪强度增长可用下式表示:

$$\Delta C_u = K \Delta u U_s \quad (27)$$

式中 ΔC_u ——抗剪强度增量;

$$K \text{——系数, } K = \frac{\sin \varphi_s \cos \varphi_s}{1 + \sin \varphi_s};$$

φ_s ——土体内摩擦角;

U_s ——平均固结度。

则桩间土抗剪强度为

$$C_u = C_{u0} + \Delta C_u \quad (28)$$

式中 C_{u0} ——原天然地基土体不排水抗剪强度。

将由式28计算所得的 C_u 值代入式26, 则可得到考虑固结引起强度增长的桩间土极限承载力值。

对于石灰桩复合地基桩间土的极限承载力可通过计算石灰桩的设置引起桩间土脱水、孔隙比减小来估计。桩间土的脱水量可通过下式计算:

$$\Delta w = \frac{1 + w_0/100 \times m}{\gamma_1} \left[h \cdot \gamma_c + \left(\frac{\pi b^2}{100} \right) \left(1 + \frac{e_s}{100} \right) \left(\frac{S'_r}{100} \right) \gamma_w \right] \times 100 \quad (29)$$

式中: $\Delta w = w_0 - w'$;

w_0 ——天然地基含水量(%);

w' ——加固后地基的平均含水量(%);

γ_1 ——天然地基的容重(kN/m^3);

m ——石灰桩的置换率;

γ_w ——孔隙水的重度, 其值近似等于 $10(\text{kN}/\text{m}^3)$;

- h ——生石灰桩的化学吸水当量, 一般取0.28;
 γ_c ——生石灰桩的充填重度, 一般为13.0(kN/m³);
 n'_d ——消化后生石灰桩的孔隙率(%), 一般取65%;
 ε_0 ——生石灰桩的膨胀率(%), 一般取80%;
 S'_d ——消化后生石灰桩的饱和度(%), 一般取35%。

上式右边有二项, 前项实际上表示生石灰反应所需要的水, 后者则是水化后桩体孔隙继续吸水的部分。

当地基土为饱和时, 孔隙比的降低量用下式计算:

$$\Delta e = G_s \cdot \Delta w / 100 \quad (30)$$

式中: Δe —— $e_0 - e'$;

- e_0 ——天然地基上的孔隙比;
 e' ——加固后地基上的孔隙比;
 G_s ——土颗粒比重;
 Δ_w ——含水量降低值;

已知桩间土的平均含水量、孔隙比等物理指标查有关规范可得桩间土承载力。

桩体设置引起桩间土极限承载力提高也可通过原位测试来测定。当桩体设置完成后, 可采用原位十字板试验、或静力触探试验等原位测试手段来评价桩间土极限承载力的提高。

复合地基加固区下卧层承载力验算

当复合地基加固区下卧层为软弱土层时, 在设计中尚需对下卧层承载力进行验算。要求作用在下卧层顶面处附加应力 p_0 和自重应力 σ_s 之和 p 不超过下卧层土的容许承载力 $[R]$, 即

$$p = p_0 + \sigma_s \leq [R] \quad (31)$$

确定附加应力 p_0 , 可以用双层地基中附加应力分布理论或数值分析方法计算, 但比较复杂, 为了简化起见, 实用上可以采用应力扩散角的概念来计算。

计算简图如图4所示。复合地基上荷载 p_c 按扩散角 θ 向外扩散, 并均匀分布在扩散后的面积上。根据扩散前、扩散后总应力相等的条件, 得

$$p_0 = \frac{p_c \cdot B \cdot L}{(B + 2h \operatorname{tg} \theta)(L + 2h \operatorname{tg} \theta)} \quad (32)$$

式中 B 、 L ——分别为矩形基础底面宽度和长度;

h ——加固区厚度;

θ ——扩散角, 与加固土和下卧层土性质有关。

对条形基础, 仅考虑宽度方向扩散, 则式32可改写为

$$p_0 = \frac{B p_c}{B + 2h \operatorname{tg} \theta} \quad (33)$$

作用在下卧层顶面处的总荷载 p 按下式计算:

$$p = p_0 + \gamma(b + D) \quad (34)$$

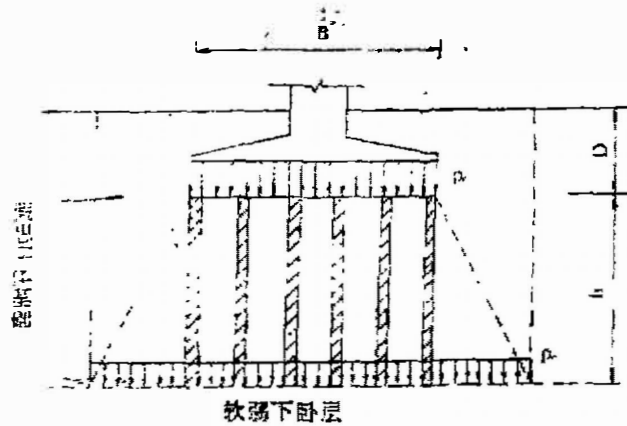


图4 下卧层荷载计算模式

式中 D —基础埋深;

γ —下卧层底面以上复合地基和承台的平均重度, 地下水位以下应取浮重度。

下卧层土的容许承载力 $[R]$ 应视为假想实体基础下地基土的容许承载力, 选用时需经深度和宽度修正, 可按《地基基础设计规范》采用。

参考文献

龚晓南(1990), 《复合地基引论》, 浙江大学岩土工程研究所。

林孔耀(1984), 《碎石桩地基的承载力与沉降计算》, 1983年振冲加固法经验交流学术讨论会论文选编, 水利电力出版社。

韩杰、叶书麟(1991), 《国外碎石桩加固技术发展的新认识》, 《地基处理》, 第2卷, 第2期。

盛崇文、庞景俊(1988), 《振冲法》, 《地基处理手册》第5章, 中国建筑工业出版社。

龚晓南(1990), 《土塑性力学》, 浙江大学出版社。

王伟堂、徐寅生、潘仙积、陈亚健(1990), 《石灰桩加固大面积厂房软土地基》, 《地基处理》, 第1卷, 第1期。

在大孔洞、动水条件下形成 灌浆帷幕经济的措施

张全接

(水利水电科学研究院)

【摘要】 本文结合工程实例,对在大孔洞、动水这一地层特殊性条件下形成帷幕的灌浆技术进行了探讨,在对过去工作的总结基础上,文中提出了灌浆设计和工艺实施。已有工程实例表明应用此技术工程造价会较大程度的降低,灌浆效果明显,可推广应用于病险库加固工程中。

前言

建于岩溶地区上的坝工,施工期间坝基处理不完善,留下隐患。在水库蓄水过程中或高水位运行时,出现溶洞泥被渗水带走、漏量不断扩大的险情,极大地影响坝体安全和水库的经济效益。由于裂隙岩溶特别发育、孔洞大(钻孔掉钻达50cm~300cm),地下渗水流速高(4cm/s以上),在此地层以普通水泥灌浆方法建造帷幕常以失败告终,虽然能够形成帷幕,但浆液流失很远,造成较大浪费,工程造价高昂。据统计,岩溶地区帷幕造价约占大坝造价的30%以上。若以胶凝时间可控的有机类化学材料灌浆,则因地层耗浆量大,灌浆材料成本高(每方浆材达数千元以上),材料配制繁杂,并存在一定的毒性,因而难以普遍实施。可见,寻求一种材料价廉、可控性强、施工工艺简单的灌浆技术,对于病险库的加固及特殊地基防渗处理,有着较大的技术、经济意义及社会效益。

任何工艺技术都有它的使用条件与方法,一种稀浆方法(特定的材料和工艺)并不是在各种地层情况下都是很适合的。本文抓住实际灌浆工程中较为普遍性的问题——大漏量地段往往“灌不住”或成本过高而“灌不起”,采取综合治理的手段,按系统工程的分析方法,提出一种对大漏量地层较有普遍适合性的处理工艺技术。

地层的特殊性和相应的补救方案

溶洞、裂隙的勘探技术,目前还不先进、准确,一般情况下都是通过钻孔情况分析结合注水试验来判断,这方面的工作还有待深入研究。根据现场勘察(钻孔)结果,大孔洞、有动水的地层最典型的问题是:

(1) 地层中的渗漏水流速较高,均超过水泥浆可灌的上限流速0.09~0.12cm/s,如龙塘水轮泵站右坝肩贝壳岩溶洞地层漏水达16.7cm/s,门楼水库幸福渠副坝大理岩岩溶地层

渗漏流速实测值高达9cm/s以上。

(2) 缝隙或溶洞、溶沟宽度较大,小者几十厘米,大者几米。如龙塘坝基溶洞深度多为50~150cm间,门楼水库坝基溶洞最大者达300cm深。

(3) 孔洞范围广,连通性强,灌浆过程中浆液扩散远达几十米。

对于这类地层的帷幕灌浆,要求材料不易被水冲蚀,因而需要能够快凝、粘度较大、触变性好(可控性强)。由于耗浆量往往较高(400kg/m以上),所以要求材料价格低廉、灌注工艺简便。按灌浆材料分类,主要有以下两类技术措施:

1. 水泥基浆液灌浆

根据以上的经验,如果灌浆泵的输送量低于地层中水流的实际流速,仅用水泥灌浆能得到有效的堵水效果是值得怀疑的,且由于大量的稀释,浆液在凝结前即跑得很远,甚至堵塞下游有效排水设施而造成严重的不良后果。所以,流速超过一定值时,纯水泥的灌注是无效的。在水泥基浆液中掺入速凝剂,可以有效地控制浆液凝结时间,而且可以在水泥基浆中掺入当地廉价材料,进一步降低材料成本,并增强浆液的可控性能,但灌浆工艺较普通水泥有不同之处。

2. 有机高分子类浆液灌浆

丙凝、聚胺酯等浆液,能有效地封堵小缝隙,但对大孔洞堵水效果则有限,而且不经济、有毒性,不能普遍推广。

热沥青灌浆是通过液态沥青流入漏水通道后快冷而产生堵塞作用,但不能渗入微细缝隙,施工工艺较复杂,在大孔洞中的水头作用下还有变形的可能,需配合别的灌浆方法(如水泥灌浆)进行。

在工程界中,对漏水性特大地带的灌浆,除采用浓水泥浆并加入粘土、砂及采用间歇灌注措施外,还可采用在浆液中掺加速凝剂,向孔内冲投砂砾石的方法。表1对几种浆材作了灌浆性能对比。

表1

分类号	灌 浆 材 料	材料单价 (元/m ³)	灌 浆 工 艺	可灌上限流 速(cm/s)
(1)	小水灰比纯水泥浆	150	常规方式	<0.15
(2)	水泥粘土膏浆	70~100	特制搅拌机,采用螺杆泵,纯 压式灌浆较优	<12
(3)	级配料与粘土浆结合	40~60	水力冲级配料,(1)、(2)类 的灌浆工艺	<12
(4)	级配料与水泥速凝浆结合	60~80	水力冲级配料,双液法灌注, 孔段卡塞,孔内混合	动水下可 瞬时凝结

配合投放级配料的灌浆措施是解决这一类问题较为有效和经济的方法,但这一措施的经验性、技巧性较强。由于过去工作大多数属应急抢险,往往走不少弯路,事后也较少总结,所以限制了这一技术的发展。应用方法也不是最恰当的,因而表现出效果不明显、经

济性差。为便于推广普及，有必要对此技术作一些理论上的探讨、分析，并总结出一套较为有效的经济技术路线。

工艺技术的研究

广泛地应用廉价的砂砾料冲填大孔洞，使之在孔洞中起到一定的骨架作用，减小流速，节约灌浆材料耗量，作为灌浆的辅助手段该措施是非常必要的。对砂砾石类的多孔隙地层灌浆，我们已具备一套成熟的技术路线，见图1。

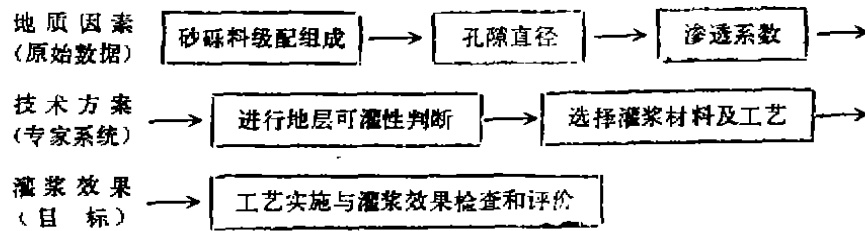


图1 在砂砾石地层中灌浆技术路线

例如，新疆乌拉泊水库砂砾石坝基某段地层的渗透系数为 $6.6 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ ，可灌比值 $d_{15}/d_{60} = 14 \sim 30$ ，灌浆材料用水泥粘土稳定浆[1:(1~2):(2~6)]，灌浆工艺采用索列单斯法，灌后地层渗透系数为 $4.4 \times 10^{-6} \sim 5 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ ，效果良好。

对于大孔洞、有动水的岩基地层灌浆，则采取与上述相异（或相反）的工作程序，基本技术路线是：根据地层情况选择级配料充填孔洞，使动水流速限制在浆液可灌范围内，最后确定灌浆方案并实施。见图2。

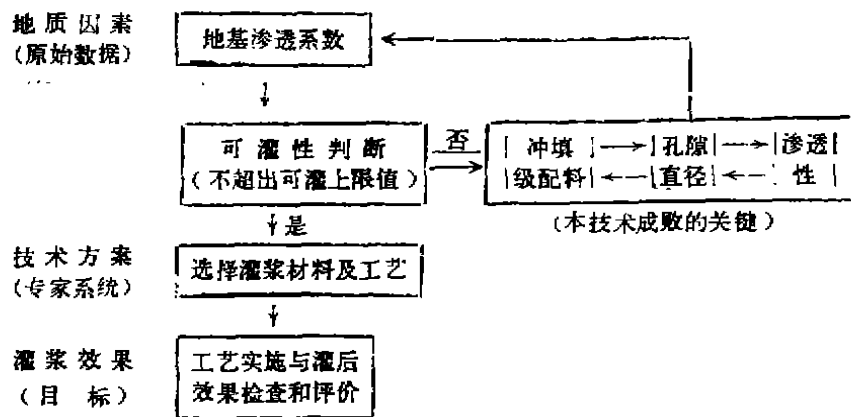


图2 在打孔洞、动水条件下灌浆技术路线

下面对几个关键技术问题予以讨论：

1. 级配料的冲填

在灌浆前，用水力冲填级配料成功与否取决于三个基本要素，即：水量、粒径和速度。实际工程中常常出现堵塞灌浆孔的现象，而放弃抛投粗料，一味地冲砂，结果无明显效果。

如某水库坝基溶洞在灌浆前向孔内单一冲填粒径小于2mm的河砂,一孔段(3m)在连续一周冲填后仍不见效,实际上砂粒都被地下水携走而远离钻孔附近。该工程仅单一采用砂粒而投更粗砾料则失败,分析原因,是没有合理掌握冲料三要素,水量太小。后改用大水量冲填粗料即刻见效。

在实际工作中应试探性地进行投料,即由小粒径到大粒径定量投入并变级,直到某一合适粒径条件下维持不变地投入,当孔内漏水量减少至一定值时,如100~150l/min,可反向投入最细一级砂料以冲填孔隙。在变粒径过程中要注意给水量和投料速度,给水量突然减少和投料速度加快均会造成冲砾的失败。一旦冲击砾失败则需钻机重新扫孔。表2为一工程的投料情况。

表2

粒 径(mm)	2~5	5~10	10~20	20~40	2~5
定 量(kg)	100~150	100~200	100~200	—	100~150
给 水 量	每孔配一台潜水泵				
给 料 速 度	一台8m ³ 左右				

2. 灌浆材料选择

可以根据投料情况(颗粒级配),确定砂砾料堆石体的孔隙直径与渗透性^[1],从而选定灌浆材料和灌浆工艺。试验研究及工程实践表明,纯水泥浆可灌上限流速为0.09~0.12cm/s,而有外加剂和掺合料的水泥基浆液可灌上限流速可达12cm/s以上。各类浆液可灌上限流速如表1中所示。施工中可有目的地选择浆液。根据表2所示投料工艺,按照文献[1]的方法确定砂砾料堆石体的渗透性 $K = 2.2\text{cm/s}$ 。实际工程中选择了表3所示的M-1配比浆材形成阻大动水灌浆帷幕,采用速凝浆与低水灰比水泥浆联合的复合灌浆技术组成整个防渗帷幕体。

乌拉泊水库大孔洞砂砾石地层中所用灌浆材料,如表3示的w-1、w-2配比浆液,经动水试验表明冲蚀临界流速可达10cm/s以上。海南龙塘水轮泵站溶洞灌浆,一孔洞实测动水流速达6cm/s,用表3所示L-1配比的水泥基浆液可成功地灌注。

表3

编 号	水固比	水 泥	粘 土	水	水 玻 璃	氯化钙	分散剂
W-1	1~3	1	1~2	3~6	0.0~0.03	0~0.03	0~0.05
W-2	1~2	1	1	2~4	0.0~0.03	—	—
L-1	0.8~1	1	1.5~2.5	2.4~3.0	—	—	—
M-1	0.5	1	—	0.5	0.05~0.15	—	—

3. 灌浆工艺设计

考虑到在冲填料后所形成的堆石基岩复合体中设置帷幕,从经济性和技术性角度出发,灌浆帷幕主要是堵大的渗漏,所以在灌浆过程中灌浆压力可偏低,只要满足从钻孔中射出的浆液能在堆石基岩空隙中扩散并搭接上,灌浆标准可降低。而高标准、效果好的灌浆主要在中排孔上实施,中排孔灌浆压力应偏高,浆材选择范围可宽一些。所以应按综合治理、系统优化的观点进行灌浆工艺设计,复合灌浆技术在多数情况下应优先采用。

4. 帷幕灌浆的实施

对于具有一定水流速的地层灌浆,要求灌浆机具有足够的泵量。速凝浆液可通过改变材料配比将凝固时间,以解决动水堵漏问题,但由于机具的不合适造成安全事故的发生,如堵塞管道或深入地层中的浆不凝而被动水携走。工程实践表明,灌注速凝浆液的合理途径应是双液法,卡塞于灌段上部、孔内混合,可采用内管进基浆、外管进速凝浆、内外管浆液同时灌注或轮流灌注的方法,一旦超压到设计值(或某一小于设计值的压力)时,可结合采用带包灌浆材料与工艺直至结束。

某坝基冲洞灌浆工程措施如表4所示。

表4

灌 浆 材 料		灌 浆 工 艺
基 浆	速 凝 浆	
水灰比为0.5:1 的纯水泥浆	水玻璃比例 为5~15%	双液法,带逆止阀的射浆器下入灌段,灌浆塞卡于灌段上部,浆液孔内混合,设计灌浆压力0.3MPa,当压力达0.2MPa时采用轮流灌法,结束标准0.4l/min

结语

1. 大孔洞、动水条件下形成灌浆帷幕的经济有效措施是:先向孔洞冲填级配料,再灌注可控性好的廉价浆材以形成较低标准的阻大漏水帷幕。
2. 冲填级配料的成败关键在于科学地掌握冲填三要素,即给水量、粒径和投速,此过程技术性较强。
3. 大孔洞、动水地层的灌浆帷幕设计,应充分进行技术经济性论证以优化方案。一般情况下,阻大动水的下游排灌浆标准可放低,材料价格应低廉,可控性要强;中排孔灌浆则应达到较高质量。
4. 采用速凝浆液的灌注,需具备较合理的灌浆控制技巧,以防安全事故的发生。

参考文献

- [1] 刘杰,无粘性土的孔隙直径及渗透特性,水利水电科学研究院科学研究论文集,第8集,水利出版社,1982年

桩基水平承载力标准值与 m 值的确定*

贾庆山

(上海高桥石化公司设计院)

〔摘要〕 桩基是地基加固的一种方法，又是深基础的一种形式，通常承受着较大的轴向荷载，在某些情况（如风力、地震力等）下，还要承受相当大的水平荷载。

对于垂直桩抵抗水平荷载的极限抗力，以及当荷载增长到极限值时的挠曲，都涉及到结构与土之间相互作用的复杂问题；而土的变形，一部分是弹性的，一部分是塑性的。根据侧向受荷桩的工作性状与破坏机理，可采用不同的计算方法进行求解。现场试桩是目前工程界直接了解桩在横向荷载作用下工作机理的一种主要手段。为此我们专题组收集了近年来，建筑、水利、港工、公路和石化等部门的试桩资料，钢筋混凝土预制桩和灌注桩分别为120根和160余根，并就这些资料按照对土抗力系数沿桩长不同分布图式的四种假定（即张法、 m 法、 k 法和 c 法），对比分析各种方法与实际吻合程度。根据对现场试桩资料的综合分析，本文推荐 m 法。

一、关于试桩资料的综述

桩基通常承受着较大的轴向荷载，在某些情况（如风力、地震力等）下，还要承受相当大的水平荷载。一般认为外荷载合力与铅垂线夹角 $\alpha \leq 15^\circ$ 或承受双向侧向荷载时宜用叉桩。但在一般情况下，由于条件限制或施工困难常只能采用竖直桩。

侧向受荷桩的极限抗力只取决于桩材料的强度、桩的尺寸以及周围土的抗剪强度。

为了说明这个问题，必须根据桩基埋入土中的长度，把桩区分为短桩（刚性桩）与长桩（弹性桩）两种情况。当桩的埋入长度较短时，在水平荷载及力矩作用下，使桩前区的地基水平压力超过地基屈服强度，桩将产生较大位移，进而就会造成倾倒。（见图1a）。

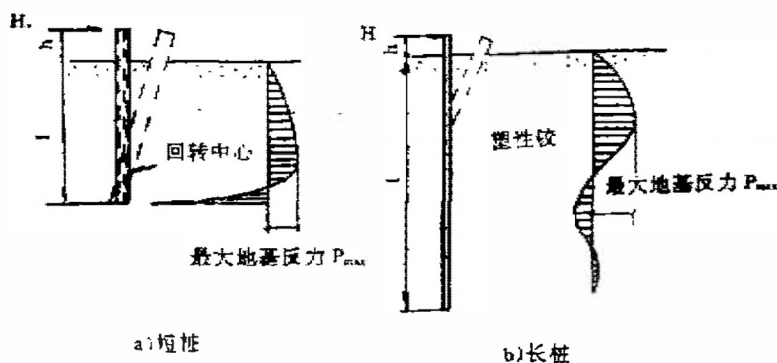


图1 桩基体系的破坏形态

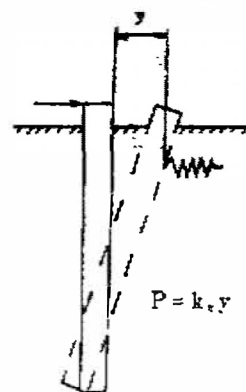


图2 侧向基床反力系数的确定

* 本文为建筑桩基技术规范的专题报告。

* 参加本专题组的还有中国建筑科学研究院地基所经承新工程师。

当桩的埋入长度较长时，它将从地表向下逐渐地出现屈服，最终相继超过材料的屈服值而使桩产生最大弯曲变形。这是长桩所具有的特点。（见图1b）。

1972年在马德里召开了欧洲土力学和基础工程学术会议，这是一次专门讨论横向受荷桩承载力问题的会议，在会上瑞典Broms作了桩的横向承载力研究发展的报告，比较全面介绍了侧向受荷桩的计算方法，并指出侧向受荷桩的研究方向。

根据侧向受荷桩的工作性状与破坏机理，可采用不同的计算方法求解，侧向受荷的刚性短桩的极限平衡法有Engel—物部法、Rcs法、Broms法、Sattko法和网部法；求解侧向受荷的弹性桩的线性地基反力法有、张有令法、m法、K法、C法，其求解方法有一般解析法、幂级数法、差分近似解法、数值积分法和反力荷载法；求解侧向受荷的弹性桩的非线性弹性地基反力法有日本港湾技术研究所法、Molleland-Focht法；求解侧向受荷的弹性桩的弹塑性地基P-Y曲线法等。

目前国内求解侧向受荷的弹性桩的线弹性地基反力法是将桩作为一个竖向的线弹性地基上的梁来研究，它假定地基是遵循Hooke法则的弹性体，此假定是E·Winkler于1867年首先提出的，Winkler假定土是一个由若干个独立工作的高散型弹簧所组成的弹性体，对某个弹簧施加作用力，只有该弹簧产生与力成正比例的伸缩，其它弹簧均不受影响。（见图2）。

显然，实际土的物理性质是颇为复杂的，不是Winkler的简单数学关系所能正确表达的。尽管这样，这一简单的古典假设在基础工程领域已经持续应用了一个世纪以上，这主要是因为它比后来发展起来的复杂解析方法在不少情况下都更能正确表现土的实际状态，而且它比任何方法在数学处理上都最为简单，并具有工程实用性。

Winkler的离散弹簧模型一般用下式表示：

$$P = kx^n \cdot y \text{ 或 } P = k(x)y \tag{1}$$

式中相当于弹簧系数的 kx^n 与 $k(x)$ 是 x 的函数， kx^n 可看成是 $k(x)$ 的特例。Winkler假设桩的弹性曲线微分方程式为

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + bk(x)y = 0 \tag{2}$$

关于弹簧系数 $k(x)$ 有以下各种建议：（见图3）

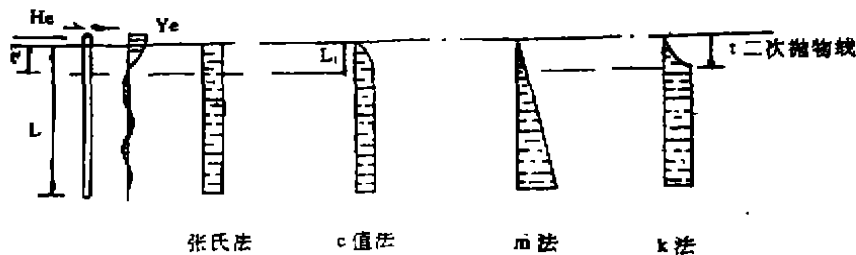


图3 土的抗力系数沿桩身分布规律

张氏法	c法	m法	k法
$k(x) = \text{常数}$	$c(x) = c(z)^{0.5}$	$m(x) = m(z)$	$c(x) = k$ 法

(1) 张法^[1,9]：此法假设 $k(x)$ 为不随深度而变的常数 kn ，地面处桩的水平位移最

大, 此法得出的该处土反力也最大, 常与实际情况不符。超固结粘性土与表层压实的砂土。其物理力学性质随深度变化不大, 使用此法比较符合实际。

此法自我国张有令先生在三十年代提出后, 至今许多国家仍在使用, 以日本为最广泛。

(2) m 法^[4]: 此法假设 $k(x) = mx$ 。正常固结的粘性土和一般情况的砂土, 其物理力学性质有随深度线性增大的规律, 因此认为 m 法较适用。此法在苏联应用较多, 英、美各国也有应用, 我国以铁路部门最为提倡。

(3) k 法^[9]: k 值随深度增加是合理的, 但 m 法假设 $k(x)$ 值随深度无限增大则是没有根据的。 k 法假设 $k(x)$ 值在弹性曲线第一拐点以上随深度增加, 以下即为常量, 不再随深度增加。这种方法适用于一般的土。这种方法在我国公路、水利、水运部门应用较多, 国外以苏联、东欧各国应用较多。

(4) c 法^[9]: 我国公路部门近年来提出 $k(x)$ 随深度是抛物线变化的方法, 即 $k(x) = cx^{1/2}$, 此法可应用于一般的土。

此外, 还有 $k(x)$ 随深度呈梯形分布规律等建议。

$k(x)$ 不论采用何种形式, 代入式(2)后都需要求解该线性微分方程式, 上述张法和 k 法使用微分方程的解析方法求解精确解。 m 法和 C 法可用幂级数法求解近似解。

现场试桩是目前工程界直接了解桩在横向荷载作用下工作性状的一种主要手段。为此我们专题组收集了近年来在建筑、水利、港口、公路、石化等部门进行的试桩资料, 在分析应用这些资料时有以下几个方面情况, 需要加以说明。

1. 这些桩均为建(构)筑物工作桩, 因此水平荷载试验均未加到极限荷载。大部分都在桩顶位移达10毫米左右即停止试桩。

2. 各个试桩所采用的加载方式不同, 较多的是采用循环加载法, 即每加一级荷载、持续10~15分钟, 测读桩的水平位移后, 卸载到0, 并经10分钟后测记剩余变形, 然后, 再施加同级荷载, 也有部分桩采用连续加载法, 即施加一级荷载后, 保持10分钟, 测读桩的水平位移后继续施加下一级荷载。

循环加载法较符合结构的实际工作情况, 因为实际的横向荷载(如风力等)大都是重复作用的循环荷载。

3. 各试桩所采用的荷载等级大小不同, 每级荷载的加载比 a 约由 $1/35 \sim 1/5$ 不等, (a 为每级增加荷载与最终荷载之比), 荷载比愈小时, 相同荷载下桩顶水平位移愈大。这一点由上海电视台的两组条件相同而荷载比不同的试桩结果(I组荷载比 $a = 0.143$, II组 $a = 0.078$) 可以看出, (见图4)。

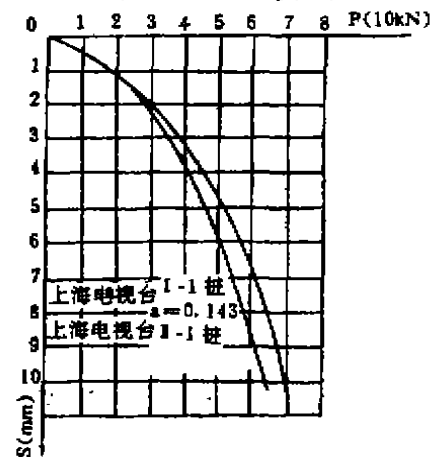


图4 上海电视台荷载比不同试桩结果

二、几种计算方法比较

单桩水平承载力的计算方法, 以弹性地基梁理论为基础, 对一定的地基系数图式建立

桩与土共同受力的关系式，目前，通常将桩作为支承桩侧土的弹性体，而用土的抗力系数来表示土的弹性抗力性质，而后按桩顶和桩底边界条件计算相应参数。

应用假定的土抗力系数沿桩长不同分布图式的计算方法，如m法、c法、张氏法与k法，利用实测资料，对比分析各种计算方法与实际的吻合程度，通过实验，尤其是现场试桩来进行比较验证。

上述四种计算方法又可分为两大类，a)假定水平地基反力系数为常数(张氏法)；b)假定地基反力系数随深度而变化(m法、k法、c法均属于这一类)。

现场试桩资料分析表明，对于正常固结粘性土与砂类土，其水平地基反力系数随深度而增加，但是随深度增加的数量关系如何，尚在进一步研究之中，至于m法、k法、c法三种方法，选择那一种更为合理，只能从工程应用上来考虑，目前国内，m法在铁道部门已广泛应用，建筑行业也在推广，在国外，苏联、欧美也都在广泛应用。通过现场实测对比分析，对正常固结粘性土和一般砂类土，其桩的水平位移计算值，张氏法为最大，k法为最小、m法、c法居中。桩在土中弯矩值，张氏法的 M_{max} 为最小，依次c法、m法、k法最大，并且依次大10%左右。(见图5)，经综合分析，本规范条文中推荐m法。

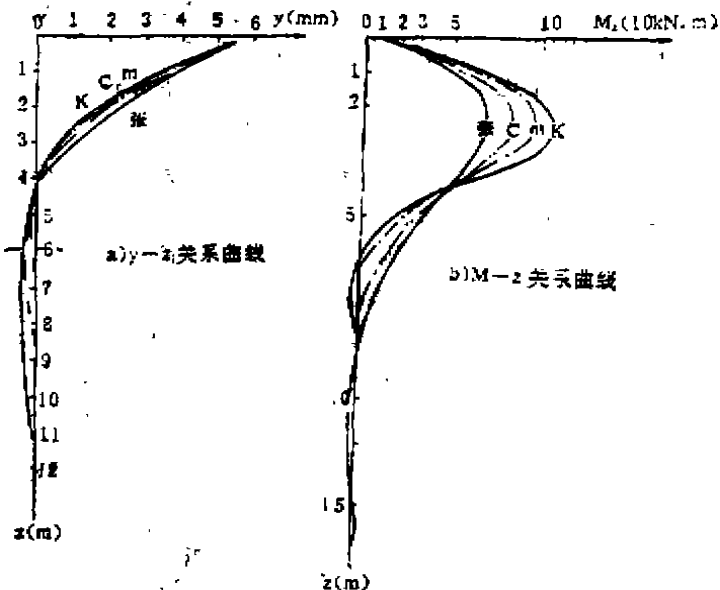


图5 实测及计算值对比

三、单桩水平承载力标准值的确定

由于桩的类型、刚度及桩穿过土层的不同，在横向荷载作用下，桩的工作状态是不同的。桩的横向允许承载力，反映桩和桩侧土的一种特定的工作状态，在这种状态下，桩侧土大部分仍处于“弹性”变形范围，塑性变形区并不大，卸荷时保持桩有足够的回弹量，而且桩的断面强度满足工程设计规范的安全要求，另外桩的水平变位不应超过结构的使用要求。因此，确定桩的横向允许承载力，必须同时考虑桩和桩侧土两个方面，即桩和土的

共同工作问题，还要考虑使用要求。横向荷载作用下，桩、土的共同工作问题及破坏机理是一个十分复杂的问题。一般不能象桩的竖向承载力那样，通过现场试桩得出其极限承载力。对于混凝土灌注桩，因桩身配筋率较低，抗裂性差，其容许横向承载力一般是由混凝土开裂前的临界荷载确定的，而桩身混凝土的开裂常常是早在桩侧土产生较大的塑性变形之前就已发生了。

桩的水平荷载试验是确定桩水平容许荷载最可靠的方法。桩在等级荷载作用下其水平位移长时间不稳定或桩周土出现明显裂缝和隆起，或水平位移达到限值时，其前一级荷载定为容许荷载。由于桩在水平荷载作用下的变形比较明显，对于按变形控制的建筑物，桩的水平容许承载力往往是按使用方面容许变形来控制。目前一般工业与民用建筑的水平容许变位常取为10mm。

本文收集的280根试桩中，非预应力桩由于是工程桩，在桩顶位移达10mm左右即停止加载，实际上，它们还能继续承受较大的荷载，天津新港的一根预应力桩，加载至220kN(22T)，水平位移达55.3mm时，桩侧土尚未整体破坏，但部分试桩在加载过程中观察到，当桩顶(地面)水平位移小于5~6mm时，桩侧土出现不大的塑性变形区，而当水平位移达到或接近10mm时，桩侧土体曾出现各种明显的塑性变形，如地面裂缝，隆起等，如上海电视台的试桩，当水平荷载小于30kN(3T)时，变形曲线为一直线，见图6，土的变形显示出“弹性性质”，当水平荷载大于30kN(3T)之后，曲线向下弯曲，水平位移小于6mm的曲线下弯不大，水平位移再大时即有较大弯曲，曲线向下弯曲表明土中已经出现塑性变形区，又如上海224工程的试桩，当荷载加至50kN(5T)，桩顶位移6.7mm时，地面即开始出现裂缝，荷载加至60kN(6T)，水平位移为10mm；荷载加至70kN(7T)，裂缝加宽至2mm，长20mm；荷载加至80kN(8T)，水平位移为19.8mm，裂缝宽5mm，长150mm，桩前30cm范围内土面隆起，见图7。

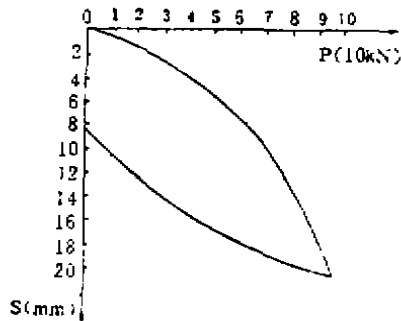


图6 上海电视台I-1桩P-S曲线

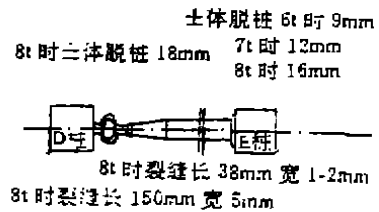


图7 桩周土破坏情况

四、地基土抗力系数(m)值的确定

桩承受横向荷载时，桩周土体起着固定桩身和抵抗桩所传递的外力的作用。弹性基床系数法是把桩周土体看作弹性介质，假定桩为支承于桩侧土体上的弹性梁，用土抗力系数来表示土的弹性抗力性质。因此，土抗力系数不是一个独立的变量，而是与土的状态、桩的弹性性质、直径、刚度以及荷载大小等有关的综合参数。

由于土体应力—应变的非弹性性质和塑性变形影响, 即使在同一土类中, 相同的结构分析方法得出的地基反力系数也不尽相同, (见图8)。因此, 地基反力系数的确定, 除了参考大量实测数据外, 一般应通过现场实测求得。然而, 地基水平抗力系数要由试验求得其它参数后, 再按一定计算图式分析反算求得, 因而存在如何在不同地基条件和桩身条件下采用同一标准制定m值的问题。

由于地基土并非理想的弹性体, Ho-yo曲线都呈非线性关系, 在m-yo曲线上, 当取用不同的荷载和位移时, 将得到不同的m值。位移愈小, m值愈大, 反之, 位移愈大, m值愈小。m值与桩的水平位移成反比, 位移超过7mm后, m值变化幅度逐渐减小; 位移10mm时, 曲线趋于平缓。不同荷载、不同位移条件下的m值变化很大, 尤其在桩破坏之前水平位移小的情况下, m值相差很大。因此必须使用同一标准确定容许荷载, 规定取那一级荷载和位移确定m值。根据对现有资料的综合分析, 规定以临界荷载下的参数确定m值。

m值的选取应该与桩的设计工作状态一致。对于灌注桩是以临界荷载作为容许水平承载力的, 因此也以临界状态时的荷载和位移作为确定m值的标准。对于打入桩, 一般常取某一特定的水平位移(一般文献推荐为0.5~1.0cm)的实测值代入理论公式计算求得。

本条文中应用m法计算地基水平抗力系数, 用无量纲系数的最终表达式求桩土变形系数a。

地基水平抗力系数的比例系数m为:

$$m = a^3 \frac{EI}{b_0} \quad (3)$$

式中: a——桩土变形系数。

EI——桩的抗弯刚度。

b₀——桩的换算宽度。

用无量纲系数表达式求a, 当水平荷载作用点在地面以上时,

$$Y_0 = \left(\frac{H_0}{a^3 EI} Ay^{(0)} + \frac{H_0 L_0}{a^2 EI} By^{(0)} \right) + \left(\frac{H_0 L_1}{a^2 EI} A\psi^{(0)} + \frac{H_0 L_1}{a EI} B\psi^{(0)} \right) - \Delta y \quad (4)$$

式中: Y₀——地面位移。

H₀——水平荷载。

L₀——水平荷载作用点离地面的高度。

L₁——实测点离地面的高度。

Δy——桩身挠度。

Ay⁽⁰⁾、By⁽⁰⁾——分别为位移无量纲系数, 当ah>5.0时, 可取为定值。(a——桩土变形系数, h——桩长。)(见文献[22])。

Aψ⁽⁰⁾、Bψ⁽⁰⁾——分别为桩身地面转角无量纲系数。

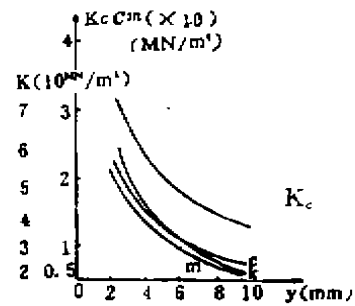


图8 土抗力系数-位移关系曲线

$$\Delta y = \frac{H_0 L_1}{2EI} \left(L_0 - \frac{1}{3} L_1 \right)$$

若桩顶只作用水平力 H_0 时,

$$Y_c = \frac{H_c}{a^3 EI} Ay^{(0)} \quad (5)$$

式中, Y_c ——容许开裂极限点的实测水平位移。

H_c ——容许开裂极限点的水平力。

移项可得:

$$a = \left(\frac{H_c}{Y_c} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{Ay^{(0)}}{EI} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6)$$

对m法有 $Ay^{(0)} = 2.44066$,

$$m = \frac{a^5 EI}{0.9(D+1)} \quad (7)$$

$$m = \frac{a^5 EI}{1.5b + 0.5} \quad (7-1)$$

利用本文上述方法, 我们分析了280根试桩的m值, 然后进行分析归类, 并考虑长期荷载和反复荷载的影响, 对m值引入工作条件系数0.4后, 得出计算桩水平承载力的m值。

表1所列数值是按照下列原则分析归类的,

1. 由于各试桩单位对于土类的划分方法不一, 且土壤资料不尽完整, 本次分析归类时除原则上采用试桩单位提供的土壤分类名称外, 还以新规范为准作了统一, 按土类把m值分为五类。

2. 按上列公式分析的m值实际上反映的是试桩范围内各种土壤的平均指标, 但按资料^[12]对m值影响较大的只是地面下 $2(D+1)$ 米范围内的土壤, 而有93根试桩中, 这个范围内的土壤大都按表4的分类归为一项这样便可做为一层土处理了。

3. 由于在试桩中, 桩和土受力情况与工程实际情况有所差别, 如试桩加载是短暂的, 反复循环次数有限(一般仅为五次), 而在实际工程中, 桩承受外力作用, 多数为长期的, 而且又是多次反复卸载, 因此, 在工程上应用从试桩资料得出的m值时, 则必须注意到这些情况。综合这些因素, 为了确保工程安全, 还应当对m值考虑一个工作条件系数予以折减。因目前尚缺有关的统计资料, 我们仅根据一般安全系数为2的概念, 把m值的工作条件系数定为0.4, 当水平力为长期或经常出现的荷载时, 表4所推荐的m值应为经过折减以后的数值。

4. 表1把土壤分为五类, 在同一项中, 土壤强度高者, 应取较大值, 土壤强度低者, 应取较小值。

根据现场试桩资料和收集的试桩资料共160根, 按桩顶水平位移 $S = 10\text{mm}$, k法, 折减系数 $\eta = 0.5$, 其余 $\eta = 0.4$, 分别推算了相当于前述图2中所示四种方法的土抗力系数 k_c 、 c 、 m 、 k (公式见建筑技术1675年11~12页), 并将上下界限同目前有关资料推荐的土抗

力系数界限范围进行了对比, 两者十分接近, 说明根据试桩求得的相应于桩在地面处水平位移为10mm时的土抗力系数, 并考虑工作条件予以折减, 这一作法是基本可行的。

地基土的 m 值(MN/m^3)

表1

序号	桩周土的类别及其指标	桩型打入桩		
		单桩在地面处 水平位移=10mm	灌注桩	相应桩顶 水平位移 (mm)
1	$I_L > 1$ 淤泥, 淤泥质土, 饱和湿陷性黄土	1~1.5	4~7	6~8
2	$0.75 < I_L < 1$ 的粘性土松散的粉细砂 粉性土松散填土	2.5~5	7~15	1~5
3	$0.25 < I_L < 0.75$ 的粘性土稍密、中密粉 细砂, 粉性土, 稍密中密填土。	3~7	15~10	3~4
4	$0 < I_L < 0.25$ 的粘性土中密密实的中粗 砂, 密实老填土	7~15	40~100	2~1
5	中密、密实的砾砂、碎石土		100~300	2~6

五、结语

1. 通过桩的现场水平静载试验确定土的水平抗力系数是比较符合实际的。在同一条件下采用不同方法算得的最大弯矩值与桩在地面处的水平位移是不相同的。

利用弹性地基梁法求解桩身内力时, k_s 为常数的假定(张氏法)使设计偏于不安全, K 法使设计偏于保守, m 法、 c 法较接近实际, 建议采用 m 法。

2. 当采用 m 法时, 对钢筋混凝土预制桩10mm作为地面处桩的允许水平位移, 基本上可以保证桩身不裂, 桩前土中有较小的塑性变形区。当采用预应力钢筋混凝土桩或大直径桩并允许桩身有一定的裂缝开展时, 此值可增大, 但此时土中塑性变形区将要增大。

3. 土的水平抗力系数与容许水平荷载的确定原则, 计算方法, 桩周土质条件, 桩入土深度、截面特征, 配筋率、混凝土标号等有关计算参数, 通过试桩实测数据分析, 表1给出的 m 值, 可供计算应用。

4. 最大弯矩在距地面下2~3m范围内变化, 故此范围内的土质条件对桩的水平受力条件影响最大。

参考文献

- 1 Y.L.Chang: Discussion, Lateral pile Loading tests by Feagin, L.B. Trans. ASCE Vol.102 p272~278. 1937.
- 2 B.B.Broms: Stability of flexible structures (piles and pile groups). Proc, 5th European conf.on SMFE, Vol.2 1972.
- 3 胡人礼: 桥梁桩基设计, 人民铁道出版社, 1974.
- 4 交通部科学研究院公路所: m 值和 K 值的修定意见, 专题情报资料74~85, 国内钻孔桩计算资料选编。
- 5 鲍秀清: 软土中预制钢筋混凝土桩横向荷载试桩的分析, 1980年。
- 6 北京市桩基研究小组: 钻孔灌注桩试验研究, 1976年。
- 7 江苏省电力设计院等六单位: 冲吸式钻孔灌注桩的试验研究, 1982年。
- 8 甘肃省二局建科所: 湿陷性黄土地基中桩基础试验研究报告集, 1979年。
- 9 中华人民共和国交通部标准: 港口工程桩基规范(送审稿)交通部三航局主编, 1980年。
- 10 侯剑主编、冻环、钱征、崔竟立副主编: 天津软土地基 天津科技出版社, 1987年。
- 11 刘金砺: (K 法)计算侧向受力桩存在的问题。1987年。
- 12 《Вопросы И Рокстраниц Фундментов Искусственных Сооружений》, С. Спанин, Н.С. Заврцев
- 13 贾庆山: “高耸塔型构筑物桩基承载力确定与变形分析”中国土木工程学会高耸结构委员会文集, 1981年。
- 14 贾庆山: “塔型构筑物桩基承载力确定”, 石化部软土地基报告会文集, 1980年。
- 15 贾庆山: “高耸塔架桩基承载力确定与 形容评值”软土地基加固新技术专题会。1989年。
- 16 沈采文、闵连太等译: 苏联建筑法规《桩基础》, 1986年。
- 17 陈环等译: 海洋固定平台桩基垂直及水平承载力计算方法评述。1984年。
- 18 王钟琦等译: 《欧洲地基基础规范》, 1988年北京。
- 19 地基与基础译文集编委会: 地基基础译文集(5)桩基础, 中国建工出版社, 1982年。
- 20 (日)横土幸满著, 唐业清等译, 桩基构筑物的计算方法和计算实例, 中国铁道出版社, 1984年。
- 21 交通部公路科研所: 《 K 法》的计算理论及其应用中存在的问题。
- 22 交通部公路科研所: m 值的修定。
- 23 《公路桥梁钻孔桩》编写组: 钻孔桩水平承载力计算方法(C 值法)。
- 24 中华人民共和国国家标准: 建筑地基基础设计规范(GBJ7—89)(批准稿及条文说明), 中国建筑工业出版社, 1990年北京。
- 25 上海市标准: 地基基础设计规范(DBJ08—11—89)(条文说明及背景材料汇编)。1990年 上海。
- 26 刘金砺: 建筑桩基设计与施工, 中国建筑科学研究院科技干部培训中心, 北京。
- 27 Raes, P.E., Theory of Lateral Bearing Capacity of Piles, Proc.1st ICSMFE 1936
- 28 Raes, L.C.and Desai, C.S.Laterally loaded piles in numerical methods in geotechnical

桩基动测技术系列讲座

第二讲 机械阻抗法与共振法

陈龙珠 范明均

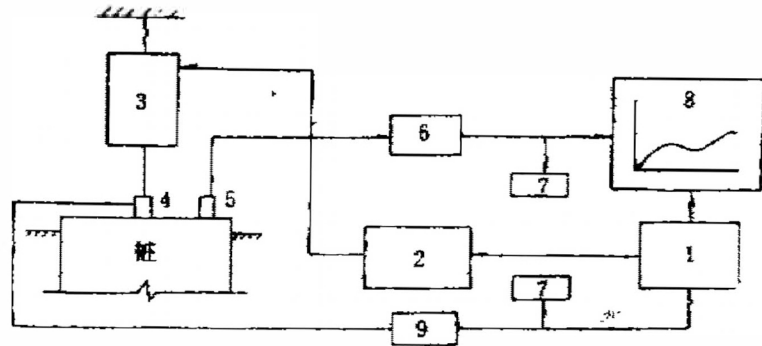
(浙江大学土木工程结构振动室)

第一讲已简要地介绍了桩基动测技术的发展与现状。现在,我们拟重点说明机械阻抗法和共振法的测试与分析原理,其中关于预估单桩承载力的理论基础及测试适用条件等引用了作者最近在国家自然科学基金会资助项目研究中得到的一些结果。

一、机械阻抗法的测试系统

图1是一种常用的稳态机械阻抗法测试系统。试验时,在凿平的桩顶中心位置安装一简谐激振器(大多为电磁式),其激振力的大小由力传感器检测;安放在桩顶的加速度传感器通过电荷放大器可向记录仪输送桩顶平面的竖向运动速度。

图2代表了另一类稳态机械阻抗法测试系统。阻抗头是一种复合式传感器,用来检测桩顶中心处的激振力和该点的运动速度;英国1191可编程频响测量系统用于控制激振、记录和分析处理测试信号,它主要由1172频响分析仪和PDP11~34小型计算机以及其它外围设备组成。目前,国内也已生产多种具有频谱分析功能的计算机辅助测试系统。由于这类测试系统具有快速、可靠和



1.扫频信号发生器 2.功率放大器 3.激振器 4.力传感器 5.加速度传感器
6.电荷放大器 7.数字电压表 8.x-y记录仪 9.电荷放大器

图1. 振动法测桩系统示意图^[1]

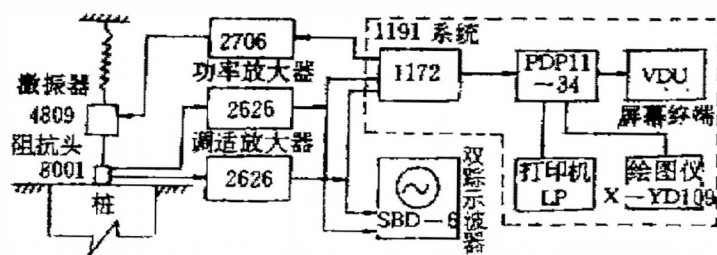


图2. 另一类机械阻抗测试系统示意图^[2]

数字化程度高等优点,它可能会逐渐取代图1所示的传统测试系统。

在现场测试时,激振器一般采用悬挂式安装。悬挂激振器的弹簧(如橡皮绳等)应满足一定的要求。弹性悬挂系统的自振频率 f_0 为

$$f_0 = \sqrt{g/\Delta L_s} / (2\pi), \quad (1)$$

式中 g 是重力加速度, ΔL_s 是弹簧悬挂激振器时的伸长量。若试验用最低激振频率为10Hz,则上述 f_0 应不大于2Hz,由式(1)得 $\Delta L_s > 0.21\text{m}$ 。当所选用的悬挂弹簧或橡皮绳满足这一条件时,则激振器整体在空间形成固定点,其动圈提供的力就等于作用于试桩上的力。

在安装激振器时,还应考虑激振器、力传感器组成的传递系统的影响,避免其发生共振导致桩顶速度信号非线性畸变。

稳态机械阻抗法的测试过程是:在某一定率下由激振器在桩顶加竖向谐振荷载,由加速度传感器接收桩顶运动速度,然后放大;改变激振频率 f ,重复上述过程,即可得到以频率 f 为横坐标、单位力幅下桩顶速度振幅 $|V_0/F_0|$ 为纵坐标的实测曲线。这里, $|V_0/F_0|$ 称为速度导纳幅值, $|V_0/F_0| \sim f$ 关系称作速度导纳幅频曲线。顺便指出, F_0/V_0 是速度阻抗(复数),常又称为机械阻抗,它是速度导纳的倒数。

瞬态机械阻抗法获得桩顶速度导纳幅频曲线的途径与稳态法有所不同。试验时,采用力锤或力钎(装有测力传感器)敲击桩顶,同时用加速度传感器检测桩顶运动速度;然后用计算机或专用分析仪分析力和速度信号的振幅谱 $F_0(f)$ 和 $V_0(f)$,则速度导纳幅为 $|V_0(f)/F_0(f)|$ 。瞬态法现场所需仪器和测试过程比较简单,但需要作频谱分析,并且得出的导纳曲线尤其在低频段尚不如稳态法那样令人满意,国内在工程中应用得不多。

由于桩土系统不同,测得的速度导纳幅和曲线也不同,人们便可据此分析桩身质量和桩的工程力学性状。

二、机械阻抗法的分析原理

为便于说明,先仅分析等截面均匀弹性桩体的情况,其周围土体作用如同与位移成正比的分布弹性力和与速度成正比的分布外阻尼力,而桩底土的作用用集中弹性力和阻尼力来代替(图3)。

设桩周土的等效动剪切刚度系数 k 和阻尼系数 c 沿桩长不变,则对桩身微段运动控制方程

$$EA \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + c \frac{\partial u}{\partial t} + ku,$$

$$N_1 = EA \frac{\partial u}{\partial x}$$

作Fourier变换后可得桩身截面 x 处的位移阻抗公式:

$$z_d = \sqrt{\beta/\alpha} \frac{B_1 \cos(\sqrt{\alpha\beta} x) - B_2 \sin(\sqrt{\alpha\beta} x)}{B_1 \sin(\sqrt{\alpha\beta} x) + B_2 \cos(\sqrt{\alpha\beta} x)}, \quad (2)$$

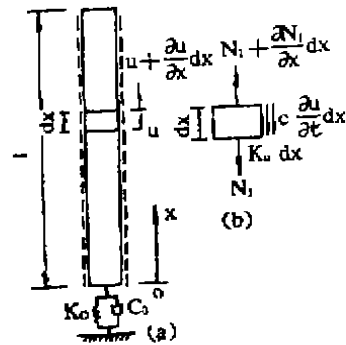


图3. 桩—土系统模拟图

式中 N_1 和 v 分别为桩身轴力和位移; $\alpha = (EA)^{-1}$, $\beta = \rho A \omega^2 - j c \omega - k$, B_1 和 B_2 为积分常数, ρ 是桩的质量密度。由桩底边界条件 $x = 0$, $z_d = z_0^* = k_0 + j c_0 \omega$, 式(2)可给出桩顶位移阻抗 z_d^* :

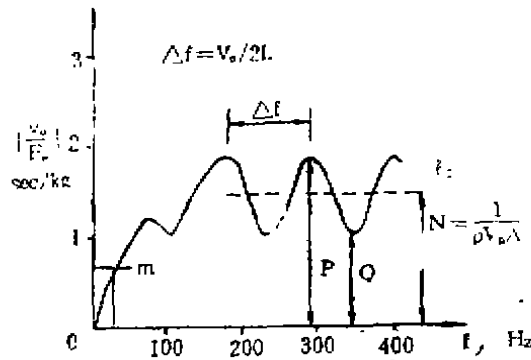
$$z_d^* = \sqrt{\beta/\alpha} \frac{z_0^* - \sqrt{\beta/\alpha} \cdot \operatorname{tg}(\sqrt{\alpha\beta} l)}{\sqrt{\beta/\alpha} + z_0^* \cdot \operatorname{tg}(\sqrt{\alpha\beta} l)} \quad (3)$$

由定义, 桩顶速度导纳幅值关系可表示成

$$|V_0/F_0| = \omega |z_d^*| \quad (4)$$

图4是根据(3)、(4)算出的典型桩顶速度导纳幅值曲线, 可见它在初始低频段可用直线来代替, 其斜率给出桩顶的动刚度 E_D :

$$E_D = 2\pi f_m |V_0/F_0|_m \quad (5)$$



$$E_D = \frac{W_m}{|V_0/F_0|_m}$$

$$P = N \operatorname{cth}(\alpha l)$$

$$Q = N \operatorname{th}(\alpha l)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{k}{EA}}$$

图4. 理想桩顶速度导纳曲线

曲线在较高频率段可提供如下主要信息:

$$a. \quad \Delta f = V_p/2l, \quad (6)$$

式中 Δf 是导纳曲线高频段的峰(谷)间隔(Hz), V_p 是桩身压缩波速度(m/s), l 是桩长(m);

$$b. \quad N = \sqrt{PQ} = (\rho A V_p)^{-1}, \quad (7)$$

式中 N 是高频段导纳曲线几何平均值, P 和 Q 分别是曲线的峰、谷值, 其它符号与上文同;

$$c. \quad P = N \cdot \operatorname{cth}\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right), Q = N \cdot \operatorname{th}\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right). \quad (8)$$

分析表明, 桩底支承条件主要影响桩顶速度导纳曲线低频段, 而曲线第一峰频差以及高频段曲线峰、谷值主要受桩周土的影响。

机械阻抗法检测桩身质量的方法可藉式(6)和(7)来加以说明。若实测速度导纳曲线基本规则、高频段各峰频差大致相同, 则桩身质量可判定为均匀和完整。如可由混凝土标号定出波速 V_p , 则由实测峰频差和式(6)得到计算桩长 $l_{计}$ 。若 $l_{计}$ 明显小于设计桩长, 而导纳曲线又较规则, 则说明实际桩长未达到设计值; 若曲线较复杂, 则可能在 $l_{计}$ 深度处桩

截面或混凝土质量有缺陷。进一步可由式(7)和实测 P 、 Q 值求 $N_{计}$ ，如它明显大于设计值 $(\sigma_{AV_p})^{-1}$ ，可判桩身缺陷为缩颈、断裂或离析；反之，可能桩身存在鼓肚现象。

机械阻抗法预估单桩承载力主要依据于实测动刚度 E_D (式5)。实践表明，桩顶动、静刚度间有良好的相关性， $E_D = (1 \sim 2)E_S$ (静刚度)。桩基大多是在线性状态下工作，故可由实测动刚度经折算后来预估沉降量。又因为桩的静刚度线 $P \sim S$ 曲线初始切线斜率，它在一定程度上能反映单桩的承载能力，因而人们通过动静试验资料对比来获得经验相关系数，并由此和实测动刚度 E_D 估算单桩承载力。应当指出，桩土系统的工程力学性状是很复杂的，虽然刚度与承载力间有一定的关系，但它们毕竟是两个不同的物理量，桩的类型、桩身尺寸和性质以及土层等因素对它们的影响也是不同的，因此，很难设想用一个不变的相关系数来建立起两者的数学关系。

下面拟就摩擦桩来分析用动刚度 E_D 预估单桩承载力的可能性以及上述相关系数的性质。为便于说明，先暂以频率 $\omega = 2\pi f = 0$ 处速度导纳曲线的斜率代替其初始直线段的斜率。对于摩擦桩，可令式(3)中的 $z_0^2 = 0$ 。于是，由式(3)~(5)得摩擦桩的动刚度 E_D^f

$$E_D^f = \sqrt{kEA} \cdot th\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right) \text{ 或 } E_D^f / \left(\frac{EA}{l}\right) = \sqrt{\frac{k}{EA}} l \cdot th\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right), \quad (9)$$

而式中的 $\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right)$ 可由式(8)求出，

$$\sqrt{k/EA} l = cth^{-1}(\sqrt{P/Q}) \quad (10)$$

根据土(动)力学知识，土的动弹性应变一般比静弹性应变要小(由所用测试仪器的灵敏度差别决定)，并且对于各类土，经动弹性剪切模量归一化后的模量随应变增大而减小的实验曲线均具有较强的规律性。由于桩周等效剪切刚度系数与桩周土的剪切模量成正比，根据静弹应变对应的桩周土无量纲归一化剪切模量 η_1 便可得到如下动、静刚度系数关系：

$$k' = \eta_1 k, \quad (11)$$

如果桩周土的力学模型用图5来表示，则该摩擦桩的极限承载力 P_f 可表示成

$$P_f = k' u_1 l = \eta_1 u_1 k l, \quad (12)$$

由式(9)，上式可改写成

$$P_f = \eta_1 u_1 \cdot \frac{\sqrt{\frac{k}{EA}} l}{th\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right)} \cdot E_D^f \quad (13)$$

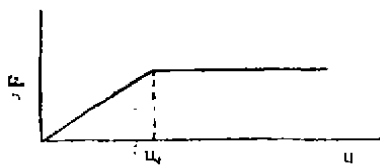


图5. 桩周和桩底土的模拟

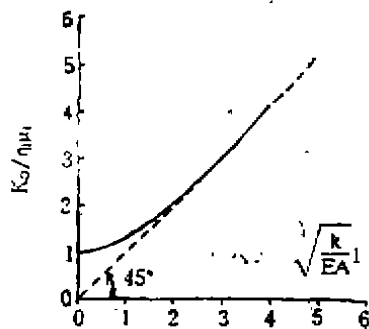


图6. 摩擦桩动静相关系数

可见,对于摩擦桩,由实测动刚度 E_D' 和导纳曲线峰、谷值(P 和 Q)可以估算单桩的极限承载力。若将式(13)写成常用形式 $P_i = K_D E_D'$,则可见相关系数 K_D 不但与桩周土特性(η_1 、 u_1 和 k)有关,而还受桩身尺寸(A 、 l)和弹性模量 E 的影响,如图6所示。因此,即使在同一工程场地,对于不同尺寸或标号的摩擦桩,其相关系数 K_D 也会有所不同。

以上就图3所示简单模型说明了机械阻抗法检测桩身质量和承载力的基本原理。在应用承载力公式(11)、(12)时,如桩动刚度是根据某一频率 f_0 对应的导纳值算出的,则还应对它作一修正。对于成层地基中的桩,因受篇幅限制,本文不再作详细介绍。

三、机械阻抗法的适用条件⁽⁴⁾

机械阻抗法检测桩身质量的依据除桩顶动刚度 E_D 外,主要是速度导纳曲线高频段的峰频差 Δf 、峰值 P 、谷值 Q 以及几何平均导纳值 N (图4)。显然,只有当峰、谷值之差大于一定值时人们才能进行较全面的桩身质量分析,否则仅有平均导纳 N 可供分析之用。因此,机械阻抗法检测桩身质量的适用条件可写成

$$(P-Q)/N \geq \varepsilon \quad \text{或} \quad cth\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right) - th\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right) \geq \varepsilon, \quad (14)$$

ε 是一个与测试系统精度有关的正小数。

在预估单桩承载力方面,主要分析参数是实测动刚度 E_D 。图7是以 $\omega=0$ 处导纳曲线斜率计算出的桩顶动刚度理论曲线,其中 $k_0 = \frac{EA}{l}$ 作为归一化因子, E_D/k_0 和 k_0/k 便成了无量纲量。由图可见,桩动刚度随桩底支承刚度系数 k_0 的增大而非线性增大,并且当 $(\sqrt{k/EA}l)$ 大于一定值后 $E_D \approx \sqrt{kEA}$,与 k_0 和 l 几乎无关,这意味着用桩动刚度已不能预估支承桩的承载力。其次,当 $k_0/k \geq 100$ 时,桩底支承即可认为是刚性的,桩顶动刚度 E_D' 相应为 $E_D' = \sqrt{kEA} \cdot cth(\sqrt{k/EA}l)$ 。综上所述,机械阻抗法测桩承载力的适用条件可表示成

$$(E_D' - E_D) / \sqrt{kEA} \geq \varepsilon,$$

$$\text{即:} \quad cth\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right) - th\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right) \geq \varepsilon. \quad (15)$$

可见,式(14)、(15)是一致的。

由式(14)、(15)得

$$th^2\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right) \div \varepsilon \cdot th\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right) - 1 \leq 0, \quad (16)$$

由于 ε 值较小,式(16)可简化解出

$$th\left(\sqrt{\frac{k}{EA}} l\right) \leq 1 - \frac{\varepsilon}{2}, \quad \text{或} \quad \sqrt{\frac{k}{EA}} l \leq \frac{1}{2} \ln\left(\frac{1-\varepsilon}{\varepsilon}\right) \quad (17)$$

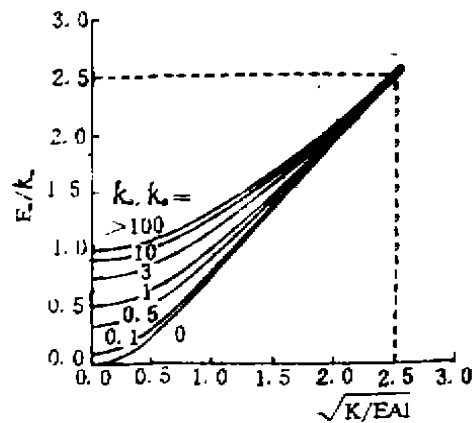


图7. 桩顶无量纲动刚度特性

若设桩周土影响半径为无限大，则桩周均匀土层的 k 与土剪切波速 V_s 存在如下关系：

$$k = (2\pi/3)\rho_s V_s^2 \tag{18}$$

式中 ρ_s 是桩周土质量密度。于是，机械阻抗法的适用条件可写为更加实用的形式：

$$\frac{l}{D} \leq \alpha_1 \cdot \sqrt{\frac{\rho_s}{\rho_c}} \cdot \frac{V_p}{V_s} \cdot \ln\left(\frac{4-\varepsilon}{\varepsilon}\right) \tag{19}$$

对圆截面桩，式中 D 是直径， $\alpha_1 = 0.306$ ；对方截面桩， D 是其边长， $\alpha_1 = 0.345$ 。由式(19)可知，机械阻抗法测桩的临界长径比会随桩身混凝土标号的增高而增大，但随桩周土剪切波速的增大而减小。另外，测试信噪比越大（ ε 越小）则上述临界长径比也会有所提高。国外有些资料对动测桩适用临界长径比仅提某个具体数值（如取 $l/D \leq 20, 30$ 或 50 ），看来缺乏合理性。

四、共振法的测试原理⁽¹⁾

共振法测桩，是用强迫振动方法使桩产生共振，并根据测得的共振频率特性曲线来判断桩的质量、缺陷位置以及轴向和侧向容许承载力等。

共振法的激振和测振系统与前述机械阻抗法大同小异，并且也多采用稳态振动或扫频激振方式，如图8所示。试验时，通过安装在桩或承台顶部的加速度计，将所接收到的桩顶响应信号经放大后分别输入记录仪和相位计，从而得出桩的响应值（振幅 A 或速度 V ）~ 频率以及力与响应信号间的相位差~频率的关系曲线（如图9）。

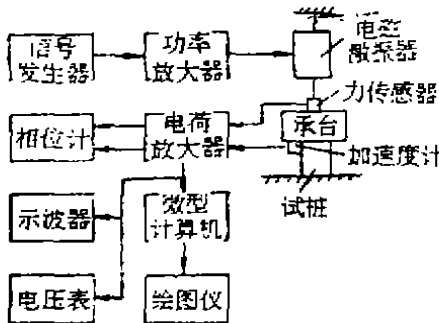


图8. 共振法试桩测试系统布置

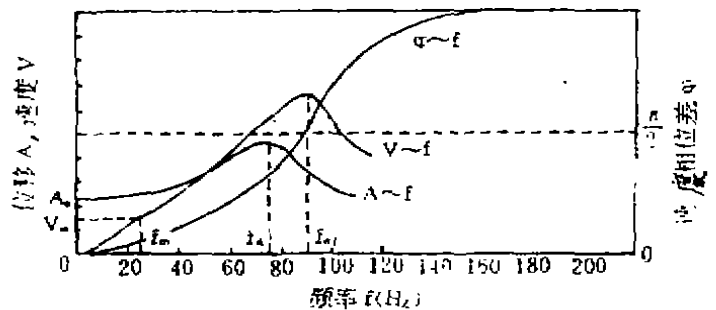


图9. 桩顶位移、速度和相位差与激振频率的关系曲线

根据所得到的速度幅频曲线和相频曲线，便可对桩的承载力和桩身质量进行分析。由于共振法常采用等力幅激振，桩顶速度幅频曲线与速度导纳曲线形状是相同的，故桩身质量分析方法与上文所述的机械阻抗法基本一致，在此不再加以说明。

为估算桩的容许承载力，应先计算桩的动刚度 E_D 。当桩顶有承台时，若记速度幅频曲线上第一共振频率为 f_{r1} ，则 $E_D = m(2\pi f_{r1})^2$ ，式中 m 为承台的质量；无承台时，取速度幅频曲线的低频段上任一点 m ，由其坐标值 (V_m, f_m) 和激振力幅 F_0 ，得 $E_D = (2\pi f_m)(F_0/V_m)$ 。若低频段不呈一直线，则应取上 n 个点的 f_m 和 V_m ，按下式成平均动刚度：

$E_D = \frac{2\pi}{n} \left(\sum_{n=1}^{\infty} \frac{f_n}{V_n} \right) E_0$ 求出桩的动刚度后, 共振法用下式估算桩的容许承载力 P_s :

$$P_s = \beta E_D [S], \quad (20)$$

式中 β 是桩的静动刚度相关系数, 随动刚度的增高会减小, 一般在 0.5~0.2 之间; $[S]$ 是桩的容许沉降量。

若对桩水平激振并记录水平速度幅频曲线和相频曲线, 则可按与上述相同的方法估算出桩的水平容许承载力, 但桩身质量分析方法至今研究得还不多。

五、工程应用实例

1. 某工程试桩SZ~1

钢筋混凝土预制桩, 截面 45×45 cm, 桩长 18m, 标号 400, 桩通过填土(1.10m厚)、软塑亚粘土(1.4m厚)、淤泥质亚粘土(约5m厚)和可塑~硬塑粘土(3.0m厚), 进入软塑~可塑亚粘土层, 下卧层为硬塑粘土。用稳态振动法测得桩顶速度导纳曲线如图10所示。由实测桩身波速 $V_p = 3730$ m/s 和 $\Delta f = 105$ Hz, 求出桩长 $l = V_p / (2\Delta f) = 18$ m, 与实际桩长一致, 实际平均导纳值也与设计值相符。因此, 该预制桩打入地基后无质量问题。

2. 某学生宿舍楼基础*3桩

灌注桩, 标号 200, $\phi 377$ cm, 长 19.5m。地基土质差, 桩下部是深厚淤泥质粘土。桩施工时有冒浆现象, 并且在拔管时将混凝土带了上来再让其落下。该桩实测速度导纳曲线如图11所示。取 $V_p = 3130$ m/s, 由实测 Δf 求出桩身反射面深度为 4.6m, 实测平均导纳为

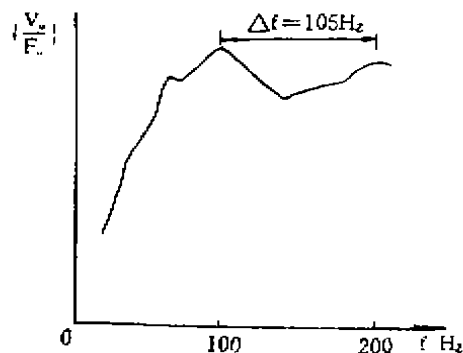


图10. 桩SZ~1的速度的导纳

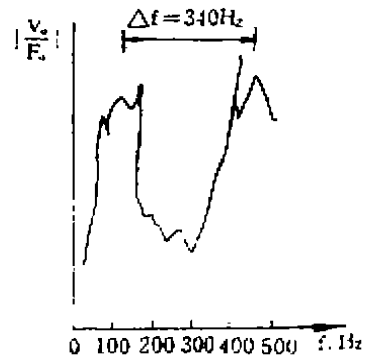


图11 *3桩的速度的导纳

1.072×10^{-5} s/kg, 而设计值应为 1.244×10^{-5} s/kg; 另外, 该桩实测动刚度也较邻近桩的低。因此, 可以认为 4.6m 深度处桩身存在缩颈现象(如断裂, 则动刚度会更低)。

3. 山西某办公楼试桩*6

工程位于太原汾河东岸一级阶地, 3.5~14m 内土层为地震液化饱和粉细砂, 设计采用 350×350 mm 和 400×400 mm 截面的钢筋砼预制桩, 长 16m, 并对 17 根桩进行试验, 其中 *6 桩先后在无承台和有承台情况下分别进行测试, 混凝土承台体积 $1 \times 1 \times 0.8$ m³。共振法试验

中激振力幅 $F_0 = 150N$ (有效值), 实测速度幅频曲线如图12所示。为估算单桩竖向容许承载力, 先要求出动刚度 E_D :

(1) 有承台时

$$\begin{aligned} E_D &= m(2\pi f_{a1})^2 = (1 \times 1 \times 0.8 \\ &\quad + 0.35 \times 0.35 \times 0.2) \times 2.4 \\ &\quad \times (2\pi \times 57.4)^2 \text{ kN/m} \\ &= 262000 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

式中 m 是承台和桩出土部分的总质量。若取 $\beta = 0.55$, $[S] = 0.005\text{m}$, 则桩的容许承载力

$$Pa = \beta E_D [S] = 720 \text{ kN}$$

(2) 无承台时

$$\text{桩动刚度} \quad E_D = \frac{2\pi F_0}{n} \left(\sum_{n=1}^n \frac{f_m}{V_n} \right) = 251500 \text{ kN/m, 桩的容许承载力}$$

$$Pa = \beta E_D [S] = 690 \text{ kN}$$

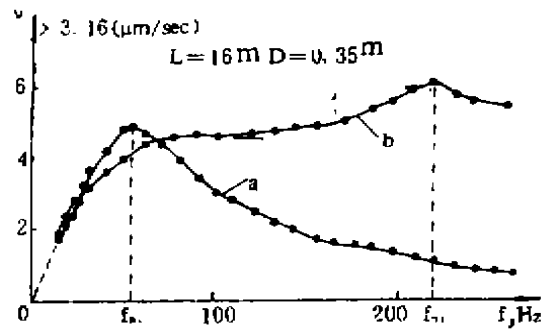


图12 6°试桩幅频曲线
(a)有承台; (b)无承台

主要参考文献

- [1] 范明均、白士高、张黄福, 振动法测桩, 教育研究, 浙江大学, 1985.
- [2] 桩基检测资料汇编, 江苏扬中县桩基检测公司, 1987.
- [3] 徐攸在主编, 桩基的动测新技术, 中国建筑工业出版社, 1989.
- [4] 范明均、陈龙珠, Mechanical admittance of piles and Limitations with the vibration test, submitted to ISS[PF'92, Nanjing, China.

复合地基单桩载荷试验推算 大型载荷试验的方法*

梁 军

(四川省水利水电勘测设计院)

【摘要】本文分析了单桩在复合地基中的工作性质,指出试验单桩与实际单桩的不同,认为松软地基水平附加应力对碎石桩体具有围护作用,从而得出实际单桩的承载力及沉降量计算式。由单桩的 $P-S$ 曲线推求复合地基的 $P-S$ 曲线,须从修正承载力和沉降量两方面入手。工程实例表明,计算结果与实测结果接近。

前言

振冲碎石桩加固松软地基的方法,已取得了广泛应用,技术经济效果也十分显著。国内外曾多次举行有关碎石桩的专题讨论会,就其设计理论和实际经验作了探讨和总结^{[1][2]}。许多工作者对复合地基的强度和沉降计算方法进行了深入的研究,并建立了计算公式^{[3][4]}。这些理论性的工作均以现场载荷试验为依据。

复合地基载荷试验一般分为群桩大型载荷试验和单桩小型载荷试验。从经济角度来看,前者所需费用比后者要高得多,测试时间也较长,表1为两种试验的比较^[4]。

大型载荷试验与单桩载荷试验比较

表1

比较项目	大型载荷试验	单桩载荷试验
主要设备	荷载板6~15吨 吊车10~25吨一台	荷载板0.05~0.2吨 吊车5吨一台
一组试验需要载荷量	300~800吨	20~100吨
一组试验需要时间	120~180小时	48小时左右
中等工程一次试验费用	10~50万元	0.5~2.0万元

对于整个振冲加固范围而言,群桩大型载荷试验同单桩小型载荷试验相似,仍是一个加固点。如图1所示。(a)是正方形荷载板压四根碎石桩及相应桩间土,(b)是长方形荷载板压二根桩及桩间土,(c)是正方形荷载板压一根桩及桩间土。三种型式下的面积置换率 α ,

* 本文承蒙成勘院高工刘麟德先生的帮助。

相同，工程实例表明，三种型式的载荷试验结果（如 $P \sim S$ 曲线）是不一样的^[3]。究竟何种型式的载荷试验更能代表复合地基的实际情况，目前尚未见到这方面的报道。如果从复合地基中取出一个单元来研究，如图1-(c)所示，为一根碎石桩和相应桩间土体组成的单元复合地基，其试验结果显然可以推广到整个复合地基。单元复合地基的载荷试验可以分为单桩载荷试验及桩间土载荷试验。因此，用单桩载荷试验来取代群桩载荷试验，是可行的。孟广训^[4]根据试验资料认为，单桩的沉降量 S' 小于复合地基的沉降量 S ，由一种经验关系，利用 S' 求出 S ，但这样计算所得 S 值往往偏大。

本文首先根据试验单桩与实际单桩的工作状态之间的不同，考虑了土体对桩体的围护作用，提出修正后单桩承载力公式和复合地基的沉降量计算式。工程实例表明，计算值与实测值接近。

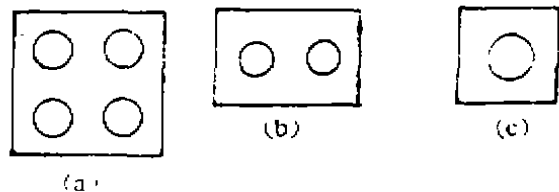


图1 复合地基载荷试验的几种形式

碎石桩的工作性质及公式推求

(一) 工作性质：由于碎石桩的压缩性明显小于周围土体的压缩性，因此，上部荷载传给复合地基的附加应力随着桩、土变形的协调发展而逐渐集中到桩体上，此现象称为应力集中。说明碎石桩具有“桩”的作用。地基土体在基底压力 σ_s 作用下，将产生竖向的附加应力沉降，但由于碎石桩的约束，这种沉降又受到限制。于是在土体中产生水平方向的附加应力，从而使整个复合地基形成不能分开的整体“土层”。

图2为单根碎石桩（单元复合地基）的受力情形，土体水平附加应力 $K a_2 \sigma_s$ 对桩体具有围护作用。在试验情形下，因 $\sigma_s = 0$ ，故桩体没有受到土体附加应力引起的围护作用，而仅仅受到土体自重应力的围护，这就是试验单桩与实际单桩受力状态的不同。因而试验求得的承载力及沉降量与实际情况相比也是不同的。

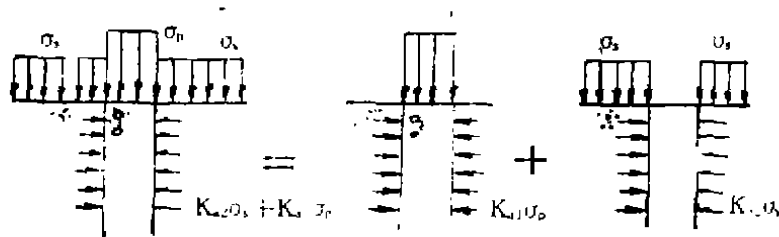


图2 单元复合地基受力情形

(二) 公式推导：一般认为，桩在达到极限承载力时，桩周土体亦达到了极限平衡状态，此时水平围护压力 $K a_2 \sigma_s$ 最大，附加压力对桩体起着推迟破坏的作用，因而提高了桩体本身的承载力。图3为桩体单元受力情形，桩土体在极限状态下的应力圆如图4所

示。从图可知：

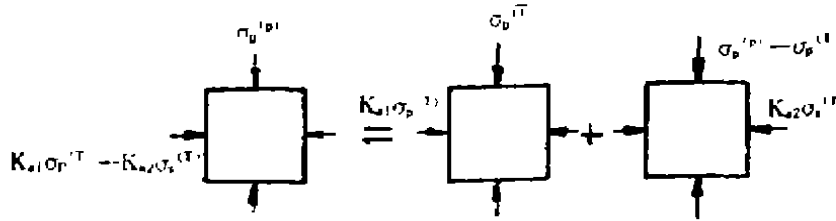


图3 桩体单元受力图

$$\overline{AD} = \overline{OD} \cdot \text{tg} \phi_p$$

$$\begin{aligned} \overline{CD} &= \text{tg}(45^\circ + \phi_p/2) \cdot \overline{AD} \\ &= \overline{OD} \cdot \text{tg}(45^\circ + \phi_p/2) \cdot \text{tg} \phi_p \end{aligned}$$

而 $\overline{CD} = \frac{1}{2} \cdot (\overline{OE} - \overline{OD})$

即 $\overline{OE} = \overline{OD} (1 + 2 \cdot \text{tg}(45^\circ + \phi_p/2) \cdot \text{tg} \phi_p)$

因 $\overline{OE} = \sigma_p^{(p)}$

$$\overline{OD} = K_{a1}(\sigma_p^{(T)} + r_p \cdot h) + K_{a2}(\sigma_p^{(T)} + r_p \cdot h) - 2 \cdot c \sqrt{K_{a2}}$$

所以：

$$\sigma_p^{(p)} = K_A \cdot \sigma_p^{(T)} + K_B \cdot \sigma_p^{(T)} + n_p \cdot h - K_D \cdot C \tag{1}$$

脚标(p), (T)分别表示实际单桩及试验单桩情形。

式中： K_A ——桩体本身的压力系数

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi_p}{1 + \sin \phi_p} \cdot [1 + 2 \cdot \text{tg}(45^\circ + \phi_p/2) \cdot \text{tg} \phi_p]$$

$$\equiv 1.0, \phi_p \text{——碎石桩内摩擦角}$$

$\sigma_p^{(p)}$ ——实际单桩的承转力(kPa)

$\sigma_p^{(T)}$ ——试验单桩的承载力(kPa)

$\sigma_p^{(T)}$ ——桩间土的承载力(kPa)

显然 $\sigma_p^{(T)} = \sigma_p^{(p)}$

K_B ——土对桩的压力系数

$$K_B = K_{a2} \cdot [1 + 2 \cdot \text{tg}(45^\circ + \frac{\phi_p}{2}) \text{tg} \phi_p]$$

$$K_{a2} = K \cdot \frac{1 - \sin \phi_s}{1 + \sin \phi_s}$$

K为修正系数，一般取0~1，因为土对桩的压力不能完全等同于土对墙背的压力，K

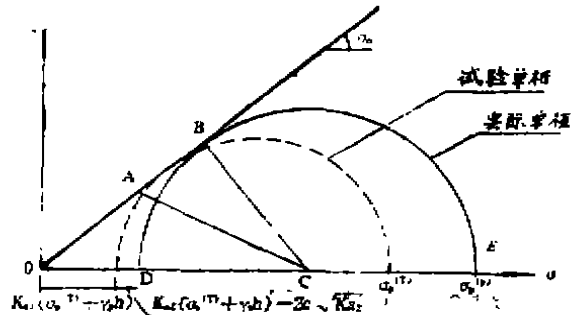


图4. 碎石桩极限应力图

值的选取视具体土性而定，土质软者，取大值，土质硬者，取小值，令取 $K = 0.5$ 。

ϕ_s ——土的内摩擦角

n_c ——桩、土性质参数 (kN/m^3)

$$n_c = K a_1 \cdot \gamma_p + K a_2 \cdot \gamma_s$$

γ_p, γ_s ——桩、土密度 (kN/m^3)

h ——桩往的破坏段长度 (m)

K_D ——土压力系数

$$K_D = 2 \cdot \sqrt{K \cdot \frac{1 - \sin \phi_s}{1 + \sin \phi_s}}$$

C ——土的凝聚力 (kPa)

不计桩，土自重时：

$$\sigma_p^{(p)} = \sigma_p^{(T)} + K_B \cdot \sigma_s^{(T)} - K_D \cdot C \tag{2}$$

对于砂性地基，取 $C = 0$ ，

$$\text{则 } \sigma_p^{(p)} = \sigma_p^{(T)} + K_B \cdot \sigma_s^{(T)} \tag{3}$$

由式(2)：

$$\frac{\sigma_p^{(p)}}{\sigma_s^{(T)}} = \frac{\sigma_p^{(T)}}{\sigma_s^{(T)}} + K_B - \frac{K_D \cdot C}{\sigma_s^{(T)}} \tag{4}$$

式中：

$$\frac{\sigma_p^{(p)}}{\sigma_s^{(T)}} = \omega^{(p)} \text{——实际应力比 (群桩应力比)}$$

$$\frac{\sigma_p^{(T)}}{\sigma_s^{(T)}} = \omega^{(T)} \text{——试验应力比 (单桩应力比)}$$

$$\text{即 } \omega^{(p)} = \omega^{(T)} + K_B - \frac{K_D \cdot C}{\sigma_s^{(T)}} \tag{5}$$

事实上，振动加固的地基大都是松软地基，其 C 值较小，即 $\frac{K_D \cdot C}{\sigma_s^{(T)}}$ 也小，可以略而不

计，

$$\omega^{(p)} = \omega^{(T)} + K_B$$

或：

$$\omega^{(p)} - \omega^{(T)} = K_B$$

图5为 K_B 与 ϕ_p, ϕ_s 关系曲线，从上述推导可知，实际应力比与试验应力比是不相同的，两者的差异与桩、土的力学性质有关：

(三) 复合地基承载力公式：

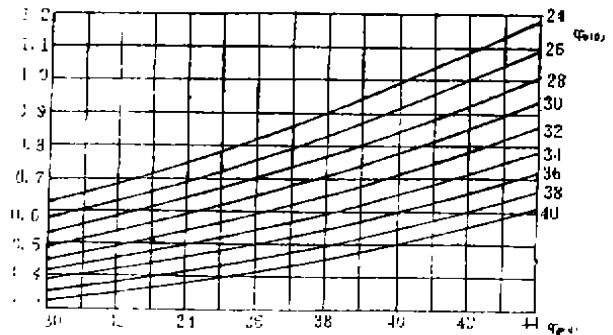


图5

1 按面积加权的计算式

$$\sigma_{ps} = a_s \cdot \sigma_p^{(p)} - (1 - a_s) \cdot \sigma_s^{(p)} \quad (7)$$

式中:

σ_{ps} ——复合地基的承载力 (kPa)

a_s ——面积置换率

$\sigma_p^{(p)}$ ——实际单桩承载力 (kPa)

由式(2)~(3)计算

$\sigma_s^{(p)}$ ——地基土的承载力 (kPa), $\sigma_s^{(p)} = \sigma_s^{(T)}$

2. 按应力比的计算式:

$$\sigma_{ps} = \sigma_p^{(p)} \left[\frac{1 + (\omega^{(p)} - 1) a_s}{\omega^{(p)}} \right] \quad (8)$$

或: $\sigma_{ps} = \sigma_s^{(p)} [1 + (\omega^{(p)} - 1) \cdot a_s]$

式中: $\omega^{(p)}$ ——实际应力比

其余符号意义同前。

(四) 推求复合地基 $P \sim S$ 曲线的方法

根据复合地基中碎石桩和桩间土变形协调的关系, 可以采用如下的计算方法推求复合地基的 $P \sim S$ 计算曲线。

某一截面桩柱的应变:

$$\varepsilon_p^{(p)} = \frac{\sigma_p^{(p)}}{E_p} \quad (9a)$$

$$\varepsilon_p^{(T)} = \frac{\sigma_p^{(T)}}{E_p} \quad (9b)$$

桩间土的应变:

$$\varepsilon_s^{(T)} = \frac{\sigma_s^{(T)}}{E_s} \quad (9c)$$

式中: E_s 、 E_p ——桩间土, 桩的变形模量(kPa)

$$\frac{\varepsilon_p^{(T)}}{\varepsilon_s^{(T)}} = \frac{\sigma_p^{(T)}}{\sigma_s^{(T)}} \cdot \frac{E_s}{E_p} \quad (10a)$$

或:

$$\frac{E_p}{E_s} = \frac{\varepsilon_s^{(T)}}{\varepsilon_p^{(T)}} \cdot \frac{\sigma_p^{(T)}}{\sigma_s^{(T)}} \quad (10b)$$

在碎石桩, 桩间土的载荷~沉降曲线上, 同一下沉量的应变相等, 即:
 $\varepsilon_s^{(T)} / \varepsilon_p^{(T)} = 1.0$

故单桩应力集中比:

$$\omega^{(T)} = \frac{E_p}{E_s} = \frac{\sigma_p^{(T)}}{\sigma_s^{(T)}} \quad (11)$$

由式(9)、(2)得:

$$\varepsilon_p^{(p)} = \varepsilon_p^{(T)} + \frac{K_B}{\omega^{(T)}} \cdot \varepsilon_s^{(T)} - \frac{K_D \cdot C}{E_p} \quad (12)$$

因 $\frac{K_D \cdot C}{E_p}$ 很小, 有

$$\varepsilon_p^{(p)} = \varepsilon_p^{(T)} + \frac{K_B}{\omega^{(T)}} \cdot \varepsilon_s^{(T)} \quad (13)$$

$$\varepsilon_p^{(p)} = \varepsilon_s^{(T)} \left(1 + \frac{K_B}{\omega^{(T)}} \right) \quad (14)$$

改用沉降量表示:

$$S^{(p)} = S^{(T)} \left(1 + \frac{K_B}{\omega^{(T)}} \right) \quad (15)$$

式中, $S^{(p)}$ ——实际单桩的下沉量(mm)

$S^{(T)}$ ——试验单桩的下沉量(mm)

$\omega^{(T)}$ ——对应于 $S^{(T)}$ 的单桩应力比。

上式可写成:

$$S^{(p)} = \frac{\omega^{(p)}}{\omega^{(T)}} \cdot S^{(T)} \quad (16)$$

因此, 通过式(2)~(3), (7)~(8), (15)~(16)可由单桩及桩间土的载荷试验曲线推求复合地基大型载荷试验曲线。

单桩的载荷试验常采用圆形板, 推广到复合地基大型载荷试验时, α_B 须用形状系数 λ_B

修正一般取, $\lambda_B = \frac{d}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}}$ (a, b 为大型载荷试验方形板边长)。

工程实例

(一) 咸阳烤烟复烤厂工程 ([1], PP53~56), 振冲碎石桩按2.0m的间距等边三角形布置, 在天然砂基, 桩间土, 碎石桩位上采用直径为79.8cm的圆形荷载板, 在复合地基上采用等于一根碎石桩的有效加固面积为3.46m²的正方形压板, 试验结果如表2所列, 已知面积置换率 $\alpha_s = 0.144$, 砂土的内摩擦角 $\phi_s = 30^\circ$, 碎石桩 $\phi_p = 38^\circ$, 则 $K_B = 0.7$, 采用本文提出的方法推求复合地基的 $P \sim S$ 曲线, 计算过程列入表3, 图6为复合地基的实测曲线和计算曲线, 可见两者吻合尚好。

(二) 某工程[4]地基表层约2m为人工堆填的中粗砂, 下面厚1.5~2.0m为亚粘土, 再往下为中粗砂, 碎石桩长8m, 间距1.5m, 正方形布置加固后作了单桩和桩间土载荷试验, 圆形荷载板, 直径 $D = 0.8$ m, 试推算3×3m²方形荷载板复合地基大型载荷试验的 $P \sim S$ 曲线, 根据地基土体的性质, 选取 $\phi_s = 17^\circ$, $\phi_p = 30^\circ$, $\alpha_s = 0.223$, $K_B = 0.821$, $\lambda_B = 2/\pi$, 载荷试验结果如表4所列, 计算过程列于表5, 图7为复合地基实测值与计算值的点绘曲

咸阳卷烟厂荷载试验实测值

表2

柱间土		碎石桩体		复合地基	
圆板 D=79.8 cm		圆板 D=79.8 cm		方板 186×186cm ²	
荷载 $\sigma_s^{(T)}$ (kPa)	沉降量 $S_s^{(T)}$ (cm)	荷载 $\sigma_p^{(T)}$ (kPa)	沉降量 $S_p^{(T)}$ (cm)	荷载 $\sigma_{ps}^{(T)}$ (kPa)	沉降量 $S_{ps}^{(T)}$ (cm)
50	0.16	100	0.08	50	0.18
100	0.33	200	0.16	100	0.37
150	0.49	300	0.24	150	0.55
200	0.66	400	0.32	200	0.74
250	0.82	500	0.40	250	0.92
300	0.99	600	0.48	300	1.10
350	1.15	700	0.56		
400	1.31	800	0.64		
450	1.48	900	0.72		
500	1.64	1000	0.80		

表3

实测沉降 $S^{(T)}$ (cm)	$\sigma_s^{(T)}$ (kPa)	$\sigma_p^{(T)}$ (kPa)	单桩应力比 $\omega^{(T)}$	实际应力比 $\omega^{(P)}$	$\sigma_p^{(P)}$ (kPa)	σ_{ps} (kPa)	$\lambda_B \cdot \sigma_{ps}$ (kPa)	计算沉降 S_{ps} (cm)
0.16	50	200	4.00	4.70	235	76.7	49	0.186
0.24	73.5	300	4.08	4.78	351.4	114	72	0.28
0.32	100	400	4.00	4.70	470	153	97	0.37
0.40	125	500	4.00	4.70	588	192	122	0.46
0.48	150	600	4.00	4.70	705	230	146	0.56
0.56	170.6	700	4.10	4.80	819.4	264	168	0.65
0.64	193	800	4.14	4.81	935	300	191	0.74
0.72	219	900	4.11	4.81	1053.3	339	216	0.84
0.8	244	1000	4.10	4.80	1171	378	241	0.94

荷载试验实测值表

表4

单柱试验		桩间土试验		复合地基试验	
圆板D=0.8m		圆板D=0.8m		方板3×3m ²	
$\sigma_p^{(T)}$ (kPa)	S ^(T) (mm)	$\sigma_s^{(T)}$ (kPa)	S ^(T) (mm)	$\sigma_{ps}^{(T)}$ (kPa)	S ^(T) (mm)
200	2	100	2	52.5	2.25
340	4	190	4	95	3.7
470	6	280	6	138	5.0
590	8	360	8	215	7.5
700	10	430	10	270	10.5
810	12	500	12	326	13.5
900	14	570	14	381	16.5
990	16	630	16	431	20
1080	18	700	18	492	23
1120	20	760	20	550	26.2
				602.5	28.1

表5

实测沉降 S'(mm)	试验单桩 $\sigma_p^{(T)}$ (kPa)	桩间土 $\sigma_s^{(T)}$ (kPa)	单桩应力比 $\omega^{(T)}$	实际单桩 $\sigma_p^{(P)}$ (kPa)	实际应力比 $\omega^{(P)}$	计算的 σ_{ps} (kPa)	$\lambda_B \cdot \sigma_{ps}$ (kPa)	计算沉降 S(mm)
2	200	100	2.0	282	2.821	141	89.8	2.8
4	340	190	1.70	496	2.611	258	164.2	5.8
6	470	280	1.58	700	2.501	374	238	8.9
8	590	360	1.61	885	2.461	477	303.7	12.0
10	700	430	1.63	1053	2.451	569	362.2	15.0
12	810	500	1.62	1220	2.441	661	420.8	18.1
14	900	570	1.58	1368	2.401	748	476.2	21.3
16	990	630	1.57	1507	2.391	826	525.9	24.4
18	1080	700	1.54	1655	2.361	914	581.9	27.6
20	1120	760	1.47	1744	2.291	981	624.5	31.2

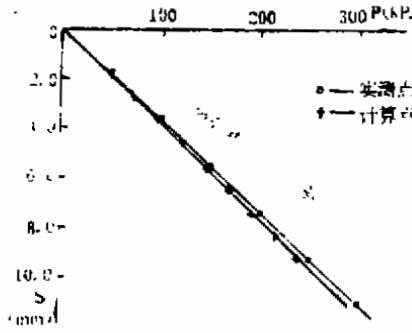
线, 两者非常符合。

(三) 复合地基承载力实测值与计算值比较

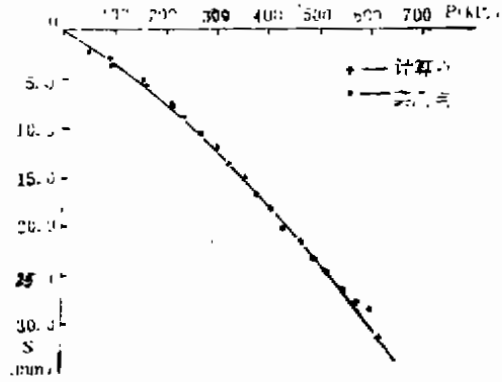
表 6 为相同沉降量下的承载力实测值与计算值的比较, 相对误差 δ 由下式计算

$$\delta = \frac{\sigma_{pa}(\text{实测}) - \sigma_{pa}(\text{计算})}{\sigma_{pa}(\text{实测})}$$

δ 的变化范围为 $\pm(0 \sim 0.24)$ 之间, $\delta = \pm(0 \sim 0.05)$ 之间的占 80%, 可见计算值与实测值相当接近。



图(6) 咸阳烤烟厂工程复合地基p~s曲线



图(7) 某工程复合地基p~s曲线

表6

沉 降 (mm)	1.80	3.70	5.50	7.40	9.20	算 例 (一)					
实测值(kPa)	50	100	150	200	250						
计算值(kPa)	48.5	97.5	113	192	224						
相对误差	+0.03	+0.025	+0.046	+0.04	+0.024						
沉 降 (mm)	2.25	3.7	5.0	7.5	10.5	13.5	16.5	20	23	26.2	算 例 (二)
实测值(kPa)	52.5	95	158	215	270	326	381	431	492	550	
计算值(kPa)	65	103	140	203	270	330	386	446	495	550	
相对误差	+0.24	-0.08	+0.11	+0.05	0	-0.01	-0.01	-0.03	0.006	0	

结 束 语

利用单桩载荷试验计算复合地基大型载荷试验的方法, 无论在经济上还是技术上都是有价值的。本文提出的计算方法, 通过对几个工程实例的分析计算, 认为是可行的, 值得在实际工程中加以应用推广。

参 考 文 献

- [1] 南京水利科学研究所, (1986)软基加固新技术, ——振动水冲法, 水电出版社, 北京。
- [2] 盛崇文, 单根碎石桩承载力的测定, 南科院。
- [3] 张鲁年、孟广训、郑培成, (1983)粉砂地基的振冲加固, 南科院。
- [4] 孟广训(1986), 复合地基不同荷载板试压结果的相关关系, 南科院。

水泥土搅拌法在华盛大厦 深基坑支护结构中的应用

施 希

(福州市建筑设计院)

随着改革开放和现代化城市建设的发展,高层建筑大量涌现。为地下室施工提供安全、无水的施工条件和保护近邻建筑在深基坑开挖时不受影响,必须对软土边坡进行支护。支护结构的合理形式及计算理论是当前岩土工程探讨的重大课题之一。

福州地区淤泥层深厚,埋藏浅、地下水位高,淤泥含水量在70%左右,不排水抗剪强度多在20kPa以下。近几年来福州地区采用支护结构的种类较多,但多数是桩型的,如钢筋混凝土预制桩、沉管桩、冲钻孔桩、挖孔桩,多按悬臂桩计算。由于这些桩不能构成连续,不能完全封闭水土,使地下水涌泄、桩间土流塌;又桩下部插入淤泥因支座太软使桩顶位移过大导致护壁桩倒塌或严重倾斜,造成极大的经济损失并危及施工安全,甚至把工程桩都挤歪了,而且上述护壁桩都需要内水平支撑,外拉锚,所以造价都比较高,给承台与地下室施工带来许多不便,效果都不很理想。鉴于福州地区这种特殊地质情况寻找既可靠又经济的护壁结构已是急待解决的问题。

90年7月我院的华盛大厦深基坑水泥土搅拌桩挡墙设计方案经曾国熙教授等专家论证,因稳定性好造价低被华盛房地产发展有限公司采用。91年3月基坑开挖顺利完成,得到有关方面好评。

概述:

华盛大厦主楼为28层,地下室一层,裙房4层,地下室一层。主楼基坑挖深5.80m,裙房基坑挖深3.1m。场地位于福新路与六一路交叉路口;南、东两侧紧邻福新路和六一路,北侧距2幢6层住宅约14m。北侧基坑挡墙背距2幢6层住宅墙面9m距其基础边沿只7米。

地质简介:

1. 杂填土:褐灰色、稍密,含有较多的瓦砾、碎石等,厚度0.4~0.6m。
2. 粘土:黄灰色,可塑、底部软塑,厚度0.4~0.8m。
3. 淤泥:深灰色,饱和、流塑,上部土质极其软弱,含水量达75%。天然重度 15.17kN/m^3 、干重度 8.67kN/m^3 、内摩擦角 $\varphi=14^\circ$,粘聚力 $C=17\text{kPa}$ 。深厚。
4. 地下水位:上层滞水水位-0.70m,地下埋藏水位-3.30m。

结构特性:

由于水泥土搅拌桩是用水泥作固化剂就地搅拌地基土成桩,并能相邻搅拌搭接而成壁状加固体。采用水泥土搅拌桩挡墙作深基坑开挖支护可以做到完全挡土、挡水、对周围软土无扰动,不会使大楼的工程桩受到影响,是比较经济、施工方便速度快而且稳定性、整体性好、防渗止水性强、质量可靠的方法。

工程设计:

本工程是参照重力式挡土墙的设计计算方法进行设计,水泥土挡墙的构造型式为格子式连续墙体,水泥掺入比为20%,搅拌4次送浆2次均到底,用525#普通硅酸盐水泥。本设计是根据龄期为30天的最低抗压强度和抗剪强度进行验算,即 $q_u < 1000\text{kPa}$ 、 $\tau < 100\text{kPa}$ 。

A段:厚度3.2m、桩长10m,插入坑底1.2m,墙总长97.60m。

B段:厚度1.4m、桩长6m,插入坑底2.2m,墙总长132.10m。

C段:厚度1.4m、桩长4.7m,插入坑底2.2m,墙总长78.80m,在地面以下3.1m成桩。

设计计算中若干问题的确定

1. 摩擦角 φ 取值:

土压力计算依据朗肯理论,在内摩擦角 φ 取值问题上:

本次华盛大厦基坑挡墙设计计算时采用土工试验一小时固结时间的内摩擦角。采取 $\varphi = 14^\circ$ 。

2. 水对土压力的影响:

本次设计计算中适当地考虑了水的影响,按排水不良考虑即在土压力计算时将: $ka = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ 和 $k_p = \text{ctg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ 改为: $ka = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{3})$ 和 $k_p = \text{ctg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{3})$ 。

3. 水泥掺入比的确定

水泥土挡墙承受比较大的侧压力所以保证水泥土强度是挡墙设计中的关键。淤泥含水量是影响水泥土强度的主要因素,例如天然含水量为44%,水泥掺入比10%,28天龄期的水泥土强度 $q_u = 2320\text{kPa}$ 。而含水量76%的同样掺入量,水泥土强度 q_u 只有1340kPa。本工程淤泥含水量75%,为此水泥掺入比定为20%。

又因水泥标号每提高100号水泥土的强度 q_u 约增大20~30%,本工程作了水泥掺入比20%、龄期28天,水泥标号525和425两种试块测试结果,525号水泥的试块抗压强度4.2MPa、抗剪强度1.98MPa而425号水泥的试块抗压强度2.8MPa抗剪强度1.59MPa。525号水泥与425号水泥每吨差价只10元,所以确定用525号普通硅酸盐水泥是合算的。

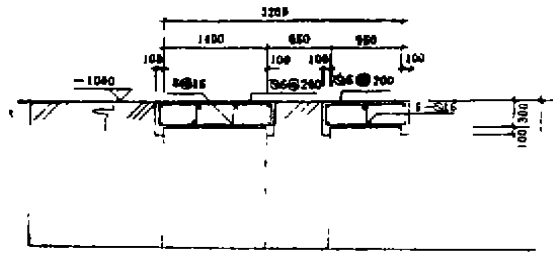


图3 A段墙顶构造

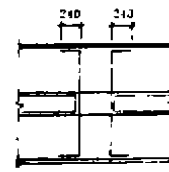


图4 A段压顶圈梁联结

7. 挡墙位移曲线的分析:

北面A段挡墙顶2*监测孔位移最大, 墙顶位移127mm、墙底位移37mm、墙面倾斜90mm。从位移曲线来看, 没有较大的扭曲、曲线稳定增大, 基本上是一条直线, 说明位移速率比较均匀, 墙体完好没有破坏, 完全自立。

成果:

1. 土与水完全被封闭了, 不需进行基坑排水。
2. 挡墙可以自立不要内水平支撑和外拉锚, 空间开敞, 土方挖运、钢筋与谈板的吊运与架立无阻碍, 给承台和地下室施工带来极大方便。
3. 造价低。竣工决算造价59万元(包括水泥差价在内)比沉管桩支护节省41万元, 约节省造价40%。
4. 节省大量钢材。
5. 工期短, 每台桩机每天可打35~38根。
6. 环境效益好: 不排污、无噪音、无振动不影响周围居民生活。
7. 最大的成果是保住了北向仅离墙背9m的两座六层住宅楼, 使其安然无损, 节省了拆迁费400多万元。

前途与尝试

经过各种厚度高度墙体的试算发现开挖深度超过7m的挡墙主要是抗滑稳定性不能过关, 桩体强度也有限, 所以水泥土搅拌桩挡墙一般只适用于开挖深度小于7m的基坑。若使水泥土搅拌桩与有筋刚性桩配合使用, 或加上内水平支撑和外拉锚, 笔者相信开挖深度可以大于7m。

另外, 本次C段挡墙能在地面以下3.1m成桩联成一体, 这是一个很大的成果、也是搅拌桩工艺上的突破, 为国内首次。根据这项技术, 今后搅拌桩挡墙每排桩不一定要一样长, 可以根据不同的承载力做成阶梯形, 可取得较好的经济效果。

结论:

设计、桩体施工、开挖、工期是造成支护结构成功与失败的四个主要因素;

1. 设计: 要考虑全面、实事求是、联系工程实际要留有足够的安全度。
 2. 桩体施工: 要坚持四次搅拌, 二次送浆, 保证桩体的均匀性和强度达到设计要求。
 3. 开挖方法: 坚持中心先开挖再往边沿扩展, 顺挡墙边沿留一圈2~3m宽的保护堤, 然后分段清理分段施工, 目的是控制应力逐步增加。还要注意雨季不开挖。
 4. 工期: 抓紧土方开挖与承台施工速度, 应时刻掌握变形速率, 保证安全施工。
- 以上四个主要因素, 只要有一个失误, 就会造成失败, 带来严重的经济损失。

水泥土搅拌桩经过在华盛大厦深基坑支护结构中的应用成功, 表明在饱和软粘土地质条件下采用水泥土搅拌桩作为深基坑支护结构具有明显的社会、环境和经济效益, 因此是一种比较有效的和值得推广的支护结构新技术。

简 讯

全国地基基础标准技术委员会成立

中国工程建设标准化协会全国地基基础标准技术委员会于1991年10月22日至27日在江西九江成立。第一届全国地基基础标准技术委员会有52名委员, 经委员推选由刘金砺同志担任主任委员, 孙更生、杨灿文、魏汝龙、王吉望、为副主任委员, 黄强同志任秘书长。(我省浙江大学岩土工程研究所潘秋元同志为52名委员之一——编者注) 全国地基基础标准技术委员会下设六个分委员会, 即(1) 可靠度分委员会; (2) 天然地基与基础分委员会; (3) 桩基与深基础分委员会; (4) 地基处理分委员会; (5) 边坡与支挡分委员会; (6) 地方标准分委员会

全国地基基础标准技术委员会成立的宗旨是加强地基基础标准研究与编制的学术活动, 协调全国地基基础标准, 促进我国地基基础标准化的发展, 提高地基基础标准规范的技术水平。

成立大会期间进行了地基基础工程标准学术讨论会, 会上介绍了高层建筑地基基础、地基处理、桩基础等全国规范以及上海、天津、福建、重庆、广东、辽宁等省、市地基基础规范的编制情况及特点。到会代表共213名。

潘秋元报道

古城墙基浅覆盖层开挖公路隧道

周顺华 罗琼 陆林强

(上海铁道学院土木系) (铁道部隧道局科研所)

工程概况

富贵山隧道位于南京市东北角,南接北安门,北到岗子村,是为了解决南京太平门过于拥挤而新修建的公路交通线的关键工程。由于复线公路隧道内净空较大,为此将该复线隧道分成东西两座单方向行车隧道,东线长413m,西线长394m,每座隧道开挖净空宽9.8m,高6.9m,净空面积55.77m²,按新奥法(NATM)施工设计。

该隧道西线北进口要穿越洞口顶部的公路和古城墙,而洞顶覆盖层甚薄,仅为8m左右,且这种覆盖层为第四纪冲积层砂粘土,厚度约为3m,以及破碎的岩层构成,如图1所示。是一个超浅隧道,上覆围岩不具自承能力,而且还有河滩:

1) 由于地形的限制,隧道进口的明洞长度有限,在隧道开挖接近公路前,明洞施工必须改成暗挖,以保证公路的正常使用;

2) 隧道拱部覆盖层约为8m,其上修筑有明朝洪武七年的古城墙,城墙外层为青砖结构,内部为回填的黄粘土,其外层青砖已严重风化,有纵向贯通的裂缝数条,在施工中若出现稍大的不均匀沉降,都有可能引起城墙倒塌。

3) 进洞口不仅为超浅埋隧道,而且路面上有行车动荷载和古城墙提供的堆载,另一方面这一浅覆层又是古城墙和公路的地基,地基的沉降必须严格控制。

诚然,这一开挖不仅是隧道围岩的稳定问题,同时又是古城墙和公路地基的稳定问题,隧道施工方法必然和顶端覆盖层紧密结合在一起。

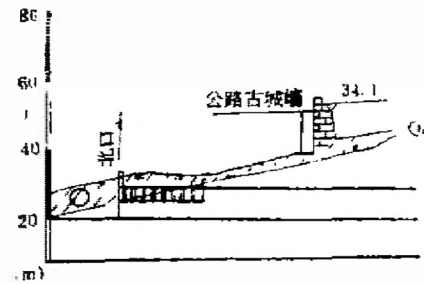


图1

施工技术措施

为了保护洞口段古城墙和保证上部公路的正常使用,设计单位通过调研,确定城墙地基最大地表沉降量为50mm。铁路部门已经采用新奥法(NATM)修建的双线浅埋隧道,在洞室稳定前提出所产生的最大地表沉降见表1。

表1所列三座隧道的上覆地层均较富贵山隧道的上覆地层厚,地质情况也较富贵山隧道北进口处好,且地表无其它附加荷载。显然,要在这种情况下把地表沉降控制在50mm

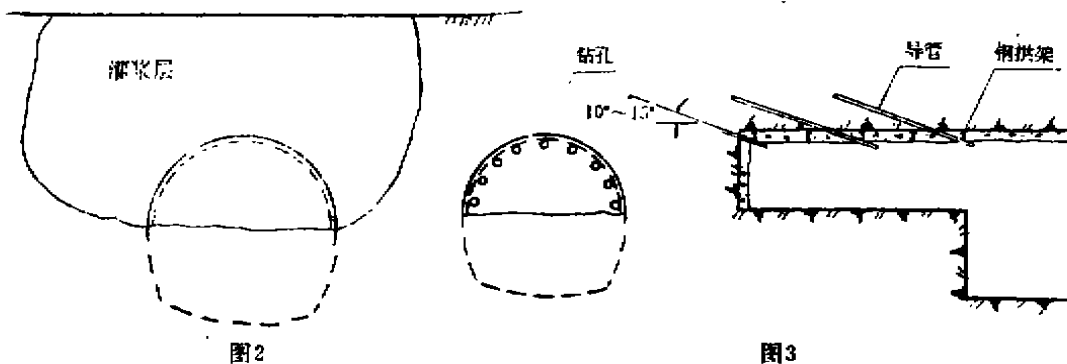
表1

隧道名称	南岭隧道	下坑隧道	军都山隧道
下沉量(mm)	73	70	74

之内，除了NATM法本身的一些技术要求必须达到外，还要对城墙和公路的地基进行适当的处理。

针对上覆冲积层和破碎的岩层，其整体性差，几乎不具有成洞的自承能力这一情况，决定先对古城墙和公路地基进行水泥灌浆处理，以提高地基的整体性和成洞的自承能力，如图2所示。

传统的NATM施工，允许隧道围岩发生变形，在开挖初期提供柔性支护，以达到发挥围岩自承能力的目的。但就富贵山隧道来说，如果允许围岩变形，就有可能导致地基沉降超限，所以必须严格控制围岩的变形，具体工程措施为，进行管棚支护，在施工中及时施加钢拱架支撑。管棚支护采用 $\phi 89$ 、长为3.2m的钢管，间距0.4~0.5m，水平倾角 $10^{\circ} \sim 15^{\circ}$ 。爆破完成后，及时进行喷混凝土支护，并封闭掌子面，如图3所示。



地层位移的现场量测和分析

为了观测上述施工方法的可行性，并在必要的情况下及时修正施工方法，富贵山隧道在西线北进口段布置了11个地表沉降观测点。观测结果分别见图4、图5和图6。

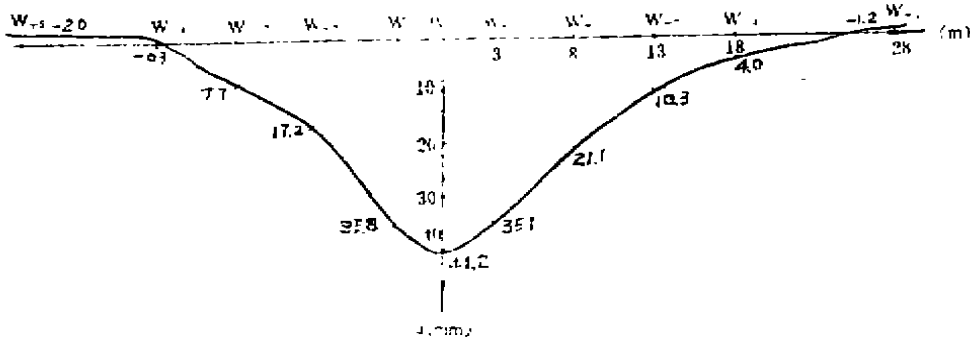


图4 测点布置及地表最终沉降曲线

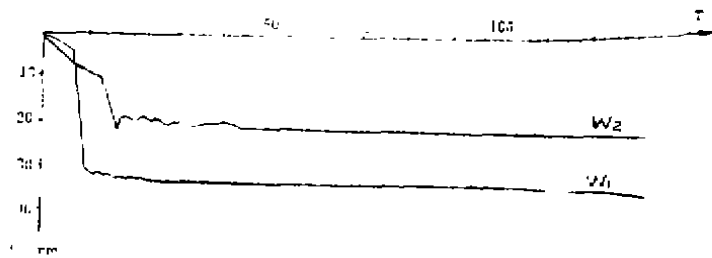
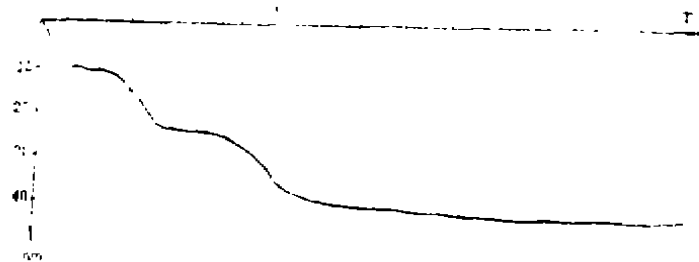


图5 洞顶中点的地表沉降时间曲线

图6 W, W₁ 沉降时间曲线

从以上观测结果, 可以发现:

- 1) 隧道中心线顶方的地表沉降量最大, 且离开中心线的地表沉降量迅速减小, 由此可见隧道拱顶上覆地层的变形没有出现整体下沉现象;
- 2) 隧道中心线顶方地表沉降的收敛速度较慢, 而偏离中心的地表沉降收敛速度较快, 这与释放应力的作用效果相符合。
- 3) 离隧道中心线20m 以外的地表有稍微的隆起现象, 这是由于注浆使地层致密, 且砾砂、水泥浆、土粒等混合体在较小的附加应力下具有剪胀特性, 而导致远处地表隆起现象。
- 4) 最大地表沉陷42mm < 50mm。

衬砌受力量测与分析

富贵山隧道在穿越古城墙后, 就衬砌的受力工作情况进行现场量测。图7为现场测出围岩与喷混凝土层之间的接触压力, 由此可以发现, 喷层所受到的压力沿周边而变化, 这与灌浆的均匀性及地层的构造情况有关, 地层不同方向的节理裂隙等有可能使衬砌承受偏压。从图7可以发现拱顶喷混凝土的压力为零, 原因有: (a) 拱顶喷混凝土, 该处喷层较薄; (b) 喷混凝土的环向应力较大, 拱顶喷层环向应力相压, 所以测出径向压力为零。图8为测得的喷混凝土层与二次模灌注衬砌间的压力, 由此可见: (a) 二次衬砌承受偏压, 其偏压方向与初次喷混凝土衬砌所受的方向相反; (b) 拱顶部的压力不为零; (c) 二次衬砌承受的压力小于初次喷混凝土层所承受的压力。

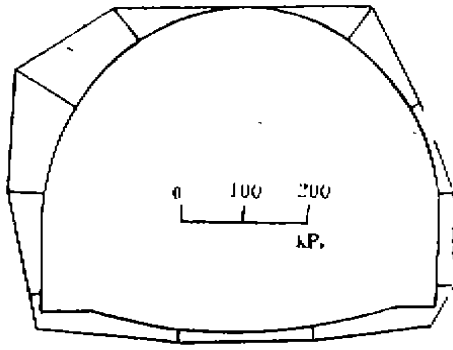


图7

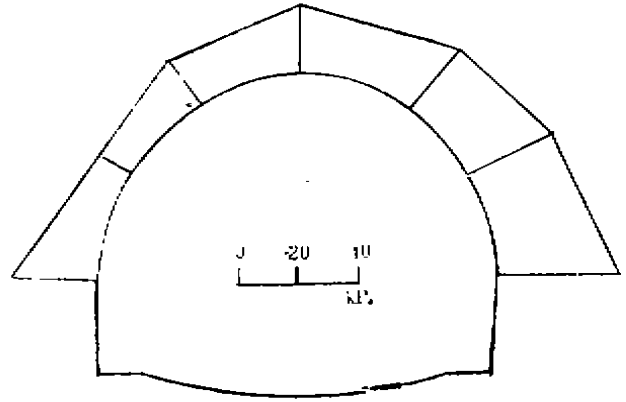


图8

结论

在浅覆盖层的古城墙基础上开挖隧道，在我国尚属先例，利用地基预注浆加固和开挖中实行支护相结合的方法是行之有效的，注浆加固能提高围岩的等级，强支护能有效地控制地层变形，从而使得该工程能将地表沉降控制在50mm之内。本文谨提供有关相类似工程参考。

土工织物加筋的桩承堤

C. J. E. P. Jones, C. R. Lawson

D. J. Ayres. C 英国

〔摘要〕 本文介绍桩承堤土工织物加筋的作用机理, 提出了分析其荷载(伸长)特性的简化方法。利用有限元模型研究的结果, 明显表现出土工织物加筋堤, 桩群与基础土体之间相互作用的复杂性。本文还给出了成功运用土工织物桩承堤技术的实例分析。桩承堤的基底中土工织物加筋的采用提供了一定的技术效果。同样也取得相当的经济效益。

引言

在软土地基上筑堤有三个限定因素, 由于软土的存在, 限制了建堤的形状; 必须严格控制施工速率; 软土地基的压缩性可能引起较大的固结沉降。采用基底加筋只能改善堤的稳定性, 而对沉降则收效不大。关于提高软土地基土的有效抗剪强度, 并按施工后的固结, 可以利用的技术方法有许多种, 如灌浆、置换土和桩等。

桩承堤的应用盛行于斯堪的那维亚和东南亚部分地区。假设堤荷重全部经桩传送至硬基层, 从而软基土不直接影响堤的性能。并且假设土的特性仅与所用的桩型的沉桩方法有关(JBR 1974), 堤荷载传递于桩顶应通过拱的作用。欲要确保桩能全部承担主要荷载, 则必需紧密布置, 或采用大桩帽。另外, 堤中向外的水平剪切推力由沿堤边的斜桩承担, 见图1a。

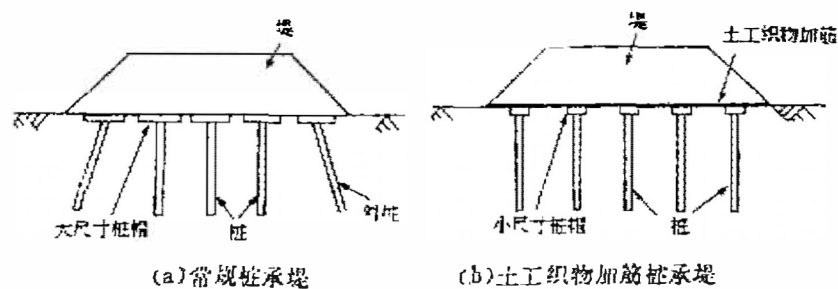


图1 桩承台构造形式

在桩帽之间采用土工织物加筋连续跨越是桩承台技术的一个新发展。土工织物加筋的设置能使桩距加大和桩帽尺寸减小。另外土工织物加筋可以抵消填土的水平推力, 其效果就是可以取消斜桩, 见图1b。Raid和Bachaman 给出了土工织物加筋跨越桩布置的细节及其应用效益。

* 第四届国际土工合成材料学术讨论会, 论文

土工织物加筋的简化分析

从土工织物的分析来看,土工织物加筋桩承堤提出了一个复杂的相互作用问题,承堤桩的存在形成了桩与周围软基土的变形性状显著差别的情况。因此,沿堤底竖向应力的分布是非均匀的。相邻桩间的堤土起拱作用,对桩帽施加一个较大的竖向荷载,由桩帽承担的部分堤重可作为无约束条件排水土体内拱的作用考虑来确定(Hewlett和Randolf 1988),或采用Marston的管底表面正投影公式(Spangler和Hardy 1937; John 1987)来确定。两法都要假定桩帽的尺寸,桩距,堤的高度和填方材料的剪切强度等参数。

Marston公式,对作用于桩帽上的竖向作用力与沿堤底面平均竖向有效作用力的比值,提出下列经验关系,

$$P'_c/\sigma'_v = (C_c \cdot a/H) \quad (1)$$

式中:

$$\sigma'_v = \gamma_0 H$$

$\gamma_0 = (\gamma + q/H)$ 是填土有效单位重(考虑超载)。

$C_c =$ 拱作用系数,对钢或混凝土桩,经端承求出: $C_c = 1.95H/a - 0.18$

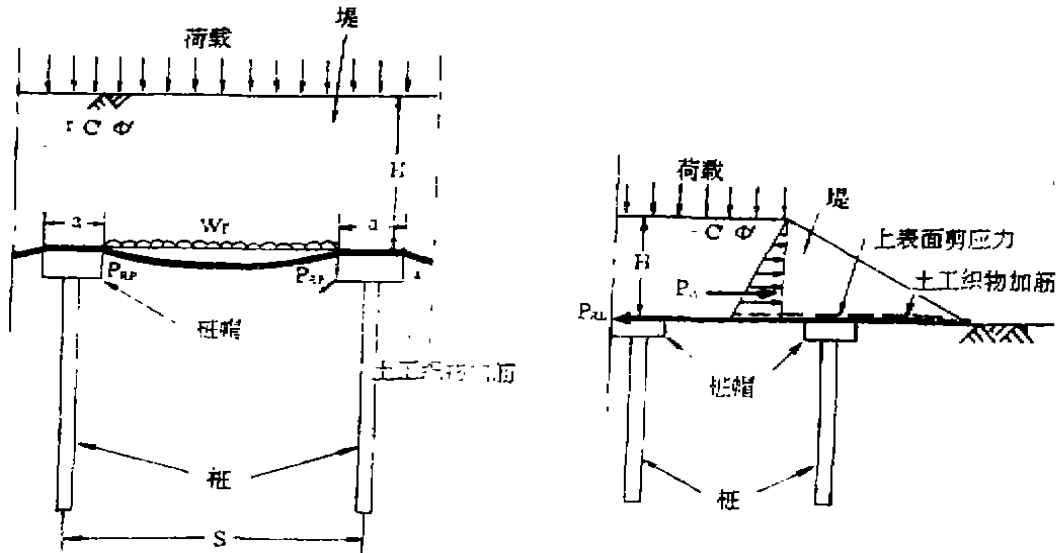
其余变数示于图2a。

在确定了桩帽直接承担的部分竖向堤荷载之后,并假定地基土不直接承担荷载,则竖向堤荷载的剩余部分,在土工织物加筋上产生平均的均布荷载 ω_y 。

$$\omega_y = \{S\gamma_0 H[S^2 - a^2(P'_c/\gamma'_v)]\}/(S^2 - a^2) \quad (2)$$

如 $S^2/a^2 \leq P'_c/\gamma'_v$ 则 $\omega_y = 0$ 。

式中变数示于图2a,或在(1)中阐明。



(a) 土工织物加筋传至桩帽的竖向堤荷载 (b) 土工织物加筋抵抗坝基底面的水平推力

图2 用土工织物加筋承担两种荷载

分布荷载 ω ,使土工织物加筋产生挠曲,从而发生一拉荷载,精确数值分析表明,挠曲的土工织物加筋的形状呈悬链线。但是,在相当小的垂度时,悬链线可近似为双曲线,而用简化分析方法取土工织物内的拉荷载(Leonard 1983)。由于竖向分布荷载 ω 作用,在土工织物加筋内产生的拉荷载为:

$$P_{RP} = \omega_p(S-a)\sqrt{1+1/6\varepsilon}/2a \quad (3)$$

式中:

P_{RP} 为挠曲的土工织物中产生的拉荷载。

ε 为挠曲引起的土工织物的伸长。

土工织物加筋除支承部分竖向堤荷载外,也必须抵抗堤的外向水平推力(仅作用于堤的横方向上)由该外向水平推力引起的土工织物加筋内的拉荷载为:

$$P_{RL} = P_{填土} = 0.5K_a\gamma_0H^2$$

式中:

P_{RL} 为堤外向推力在土工织物加筋内产生的拉荷载。

K_a 为Rankine主动土压力系数。

其余变数示于图2b。

在土工织物加筋中,沿堤长方向所需的长期工作抗拉强度为 P_{RP} (由式3求得)。

为产生荷载 P_{RP} ,土工织物必然挠曲,从而经受一伸长 ε (式3),当土工织物的初始拉伸值还没有达到临界值时,为了保证最大荷载传递于桩,而直接传递到基土的荷载可略去不计,通常采用一个实用近似上限(约5—6%),但为保证在堤表面不发生局部变形,需限制长期徐变伸长量(这对相对较低的堤就可能成为问题),经验指出,最大蠕变伸长量在2%左右是适宜的。

如前所述,土工织物加筋桩承堤的分析是一个复杂的相互作用问题,在土工织物加筋的简化分析中,为考虑结构部分的工作性能,必须作出较为保守的假定,上述分析中有两个主要的保守假设。首先,拱作用程度是通过简单的经验关系来确定的,与实际野外观察比较能发现这种经验关系通常得出保守的结果,其次更重要的假设是,简化分析未考虑基土的支承,所有荷载假定传递于桩,而事实上这却是可能存在着,这些假定势必对土工织物加筋内产生的拉力作出较为保守的估计。

土工织物加筋桩承堤的有限元研究

在准确评价土工织物加筋内实际拉力的发展,就需要考虑基土所起的作用,这可通过采用有限元方法来完成。

有限元模型FELSTA已成功地用于软土上堤坝构筑物的模拟分析以及预测加筋土结构的特性(Edward 1980, Jones 1988),该模型已经用于为确定土工织物加筋的拉应力而进行的一个参数研究中,而这些土工织物加筋就是用来承受建立在不同中心区用桩支承的一系列基土上的不同高度的堤坝的。该分析理论采用经改进的二维平面应变方法,以便能使桩

作为独立单元作用,基础与堤的应力应变关系假定遵循双曲线关系。这双曲线关系是由Kondmer和Zeifasko(1936)提出并由Duncan和张(1970)阐述的,假定桩和土工织物加筋为弹性,且在分阶段施工的基础上进行分析。

在分析中考虑四种不同基土材料和四种不同填方材料,如表1,堤高由2.5, 4.5, 6.5, 8.5到10.5^m变化,桩距由1.6, 3.4, 4.2到6.8^m变化,相应的桩台直径分别从0.4, 1.0, 1.4到2.0^m变化,桩帽总复盖面积约为堤底总面积的10%,Jardaneh(1988)已作了全部细节的分析。

3.1 无土工织物加筋和基桩堤的分析

为提供比较依据,首先要进行无基桩和土工织物加筋的堤的分析,这些分析的一般性结果示于表2,由表2可以看出,利用堤坝的几何学假设要在最软基土上筑造10.5^m高度的堤坝是不可能的。图3描绘了建造在中密砂土上6.5^m高堤中内部产生的剪切强度的发展情况。同时在图3中也可看出,堤结构可能破坏的方式。

用于参数研究的材料性质

表1

材料类别	材料性质				
	摩擦角	粘聚力	容重	泊桑比	模量刚度
	φ'	C	γ	ν	K^*
	0	kN/m ²	kN/m ³		
软基土(类别1)	0	25	10	0.4	100
松散砂土(类别2)	30	0	15	0.3	400
硬土(类别3)	0	40	20	0.3	670
密实砂土(类别4)	37	0	20	0.25	2000
粉煤灰填方	30	20	15	0.35	2000
砂填方	35	0	20	0.3	720
软到硬填方	0	35	15	0.35	720
坚硬土填方	0	40	20	0.3	670

*刚度的实验测量值(Duncan和张1970)

土工织物和桩的参数

项目	杨氏模量 E kN/m ² × 10 ³	泊桑比 ν	允许抗拉 强度 kN/m ²	最大允许 伸长 %	横截面积 m ²
土工织物	71.7	N/A	1225	9	0.002
桩	3.0	0.15	N/A	N/A	0.31

3.2 具有土工织物加筋和基桩堤的分析。

在软土上用桩基和土工织物加筋支承堤的效果,阐述于图4。图4表明了筑在与图3所表述同样材料高10.5^m的有支承堤的沿桩剪切强度的百分率。

另外,参数分析也说明基土对堤的稳定性起到很大的作用(图5所示)。这表明由地

参数研究的一般性结果

a) 无支承堤的沉降和安全高度

b) 有支承堤的沉降和安全高度 (示于括号内)

表2

基础	堤	粉煤灰填方	中密石砂填方	坚硬土填方
软基(类别1)				
最大沉降m		>1.1(很小)	1.0(很小)	1.1(很小)
最大堤高m		<10(>10.5)	6.5(>10.5)	<10.5(10.5)
松散砂(类别2)				
最大沉降m		>0.3(很小)	0.3(很小)	*
最大堤高m		10.5(>10.5)	10.5(>10.5)	*
硬基土(类别3)				
最大沉降m		0.3(很小)	*	*
最大堤高m		10.5(>10.5)	*	*
密实砂(类别4)				
最大沉降m		0.1(很小)	0.3(很小)	*
最大堤高m		>10.5(>>10.5)	*	*

* 指稳定状态

基直接承担堤引起的作用力的比例随堤高和桩距不同而变化, 但对大桩距低堤的荷载能高达80%。图5所示结果的含义, 就是跨越桩台的土工织物加筋的拉力比简化分析假设得到的要低。

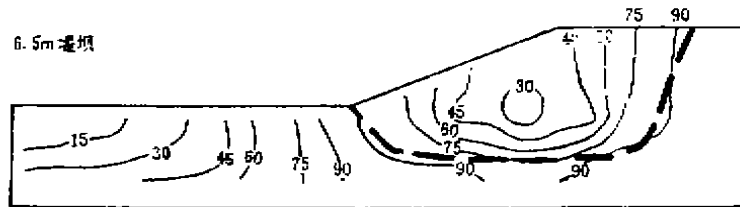


图3 无土工织物加筋潜在抗剪强度的百分比(地基类型1 密砂冲填)

在假定无基土支承的情况下(即全部堤荷载由土工织物加筋一桩系统承担)不同桩距和不同高度堤中, 土工织物加筋内拉伸力的变化列于图6, 图6也画出了在第一类基土上(软粘性土), 用中密砂填筑的堤的有限元分析结果, 其结果指出, 基土的支承对土工织物加筋产生的拉伸力有很大影响。

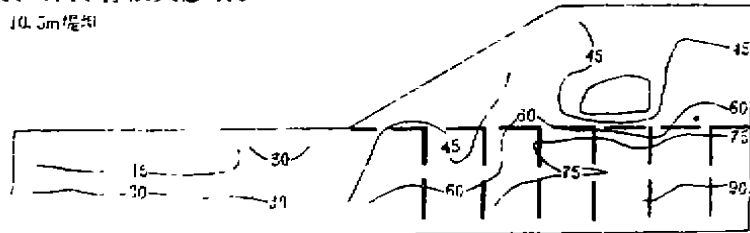


图4 土工织物加筋潜在抗剪强度的百分率(地基类型1, 密砂冲填)

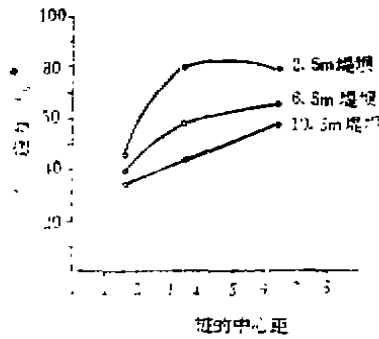


图5 直接在土地基填筑(密砂) 堤的应力百分比

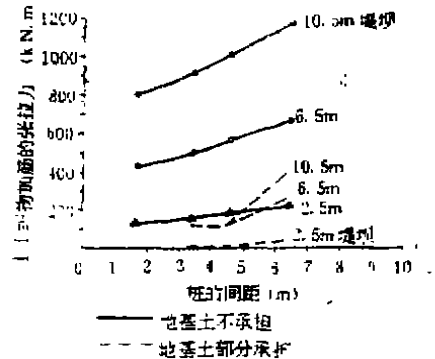


图6 堤坝单位宽度(密砂填筑) 土工织物加筋的总拉力

Stansted机场桩承堤

Stansted 机场现正在大规模地扩展,以承担作为第三国际机场的为伦敦服务的任务。扩展主要部分是机场的停机坪和现有伦敦—剑桥主干线的铁路衔接工程。

现有主干线和机场支线间交接处的附近区段部分属洪泛平原,交接处的地基条件为,5—13m很软的冲积层和泥炭,位于1—10m的硬水渍粘土之上,再下为白垩基岩,冲积层和泥炭层的不排水剪切强度在10和20kN/m²之间,白垩基岩顶部1—10m深度内很软弱(Ⅶ级),该区天然地下水位很高,平均在自然地面下0.5~1.5m处。

现伦敦—剑桥线铁路路基大约在一百年前筑于洪泛平原上,从而路基非常稳定,沉降完全停止。

为使新机场支线的运行满足要求,必须使现有主干线和支线间的差异沉降保持在最小限度。从而,对铁路交接处附近新建铁路支线的地基处理技术进行了一系列调查研究(如,超载,碎石桩,开挖置换,灌浆,深夯实,桩基),其中超载是最经济的,然而由于完成支线的时间限制,12个月的超压时间太长。工期限制的结果使其它方法在技术上难以执行,从而认为桩承堤方案是最佳选择。

桩承堤设计横断面示于图7,堤断面的高度在3~5m间,用就地供应的砾石粘土填充,($C = 25\text{kN/m}^2$, $\phi' = 25^\circ$, $\gamma = 20\text{kN/m}^3$)。

基桩最佳为方柱网状,桩间距为2.75m,桩用部分预制混凝土,沉入白垩基岩(以达到足够的承载力),其总深度范围为20~35m,共沉桩约1500根,桩帽直径1.4m,厚度为0.5m。

土工织物加筋设计采用前面介绍简化方法,分析得出,横穿堤方向初始伸长为4%时,设计工作荷载为170kN/m,沿堤纵向初始伸长为4%时设计工作荷载为140kN/m。适合的土工织物加筋类型是一种叫 Paralink 的复合材料。用Jewell和Greenwood(1988)提出的

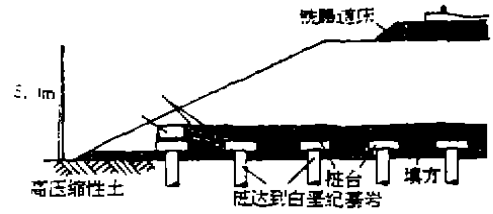


图7 Stansted机场桩承堤设计横断面

确定土工织物加筋长期承载力的方法来确定土工织物加筋所需极限拉伸特性,该方法考虑了施工损坏,长期蠕变以及桩帽—土工织物磨损的影响,从而选用 Paralind 的等级,横穿堤向的最小极限抗拉强度为 425kN/m ,而沿堤长方向为 350kN/m 。

为保证在桩区端部具有正常的土工织物所需的工作荷载,将土工织物缠绕在一列土筐上(土筐起推力阻块作用),并连续返回到堤内,以取得足够的锚固长度。

堤完工以后现有主干线路堤与新的 Stansted 飞机场支线连接处附近,没有发现不均匀沉降。

结论

与常用的桩承堤结构比较,土工织物加筋桩承堤提供了一些技术效果和一定的经济效益,土工织物加筋的采用,可减小桩帽尺寸,并取消桩区边部的斜桩。

现行的简化方法是保守的,因为它过高地估计了土工织物加筋的拉力要求,其原因有两方面,一是简化方法根据经验关系,确定跨越相邻桩帽的拱作用,这常是保守的。二是简化方法不能精确计算土工织物加筋下基土的部分支承。要完整考虑该体系各结构部分间复杂的相互作用的特性,就需采用精确的模型分析法如有限元法。

在 Stansted 机场铁路支线上土工织物加筋桩承堤技术的应用能使铁路堤与原有主干线路堤连接处未发生长期的差异沉降。此外,该技术能使堤的施工在最短时间内达到设计总高度,这也是很有意义的。

参考资料(略)

祁思明,魏新江译,王铁儒校