

目次

论 文

- 复合地基固结理论研究现状与发展.....谢康和(1)
- 干振碎石桩在上安电厂的应用研究.....吴廷杰(15)
- 桩的轴向荷载——沉降曲线特性的研究.....朱金颖, 郑金中, 梁国钱, 陈龙珠(22)
- 膨胀土研究综述.....刘国楠(30)
- 强夯机理初探.....张孔修, 陈友文(36)
- 深基坑开挖中双排桩支护结构的应用与探讨.....张弘(42)

译 文

- 大口径、高深度灌注桩施工.....徐克中, 潘文捷(48)
- CFG桩复合地基加固软弱地基工程实例测试.....陈磊, 顾叙根(53)

复合地基固结理论研究现状与发展

谢康和

(浙江大学岩土工程研究所)

前言

由于复合地基具有变形较小、承载力较高以及经济效果较好的优点,复合地基已在地基处理工程中得到了越来越广泛的应用,其理论研究也日趋深入^[1-4]。

如我们所知,作用于复合地基上的外部荷载是由加固体和地基土共同承受的。显然,由地基土所分担的荷载将使土体发生固结,而土体的固结必然影响复合地基的变形以及加固体和土体间的荷载传递等。因此,研究复合地基固结是研究复合地基加固机理的重要内容之一,复合地基固结理论是复合地基理论的组成部份。

本报告主要讨论工程中较常见的由砂桩、碎石桩、搅拌桩等柱状加固体所形成的复合地基固结问题。

复合地基固结理论研究现状

对于复合地基固结问题,国外的研究主要针对砂桩和碎石桩。

根据有关文献记载,砂桩和碎石桩比砂井更早用于实际工程。但对这类复合地基固结的研究却比砂井地基迟得多,直到七十年代后才不断出现有关研究的论文^[5-8]。然而,随着复合地基的大量应用和对其理论研究的日益深入,近十几年来,特别是在1983年召开的第八届欧洲土力学与基础工程会议上,发表了大量对这类复合地基固结研究的报道和论文^[9-18]。

这些论文,有的报道了对碎石桩所进行的室内固结试验结果^[14],有的报道了现场试验和工程实例^[6,9,13,16];有的用解析法或数值法分析和研究了复合地基的固结^[5,9,11,12,16];有的则认为可沿用砂井理论分析这类复合地基的固结问题^[7,10]。尤其值得一提的是,日本的尾上笃生还首先研究了碎石桩用于抗砂土液化时的井阻作用问题^[15,18]。

国内对复合地基固结问题的研究是近几年才开始的。同济大学对碎石桩复合地基固结计算做了较多工作^[17,18];浙江大学对搅拌桩复合地基固结首先开展了研究^[19,20]。

综合国内外对复合地基固结的现有研究成果,可以发现下述观点是一致的,即:复合地基固结要比天然地基快,特别对砂桩和碎石桩复合地基而言,其固结速率甚至会大于砂井地基,沿用砂井理论计算这类地基的固结速率是偏于保守的。另一方面,可以发现现有

本文为中国科协首届青年学术年会卫星会议,首届全国岩土力学与工程青年工作者学术讨论会水平报告之一。

研究对复合地基自身特点的体现很少,迄今尚无建立在这类地基自身特点基础上的固结理论。

鉴于这一现状,本报告人根据复合地基的基本特点,建立了简单情况下的复合地基固结解析理论,并愿趁此盛会将此理论作一介绍,以得到前辈和同行们的指正。

复合地基固结解析理论

1. 特点、计算简图及基本假定

基本特点:

① 桩体本身除了有一定的透水性外,还有较大的刚度。

② 桩径较大,桩径比($n = \frac{d_s}{d_w}$)较小($n \leq 5$),或置换率($m = \frac{d_w^2}{d_s^2} = \frac{1}{n^2}$)较大($m \geq 0.04$)。

计算简图如图1所示,其中,

r_s, d_s ——每根桩的影响区半径及直径;

$r_w, d_w, E_w, K_{hw}, K_{vw}$ ——桩体有效半径、直径、压缩模量、水平向、竖向渗透系数;

r_s, E_m, K_s ——涂抹区或碎石桩堵塞区半径、压缩模量以及渗透系数;

E_s, K_h, K_v ——土体的压缩模量、水平向、竖向渗透系数;

H ——土层的竖向排水距离。

基本假定:

① 桩完全打穿软土层;

② 地基中无侧向变形,同一深度处桩体与土体竖向变形相等;

③ 加荷瞬时荷载全部由孔隙水承担。

其它假定同太沙基一维固结理论。

2. 基本方程与求解条件

由平衡条件:

$$(A - A_m - A_w)\bar{\sigma}_s + A_m\bar{\sigma}_m + A_w\bar{\sigma}_w = AP_0$$

$$\text{或: } \frac{n^2 - s^2}{n^2} \cdot \bar{\sigma}_s + \frac{s^2 - 1}{n^2} \bar{\sigma}_m + \frac{1}{n^2} \cdot \bar{\sigma}_w = P_0 \quad (1)$$

由基本假定②:

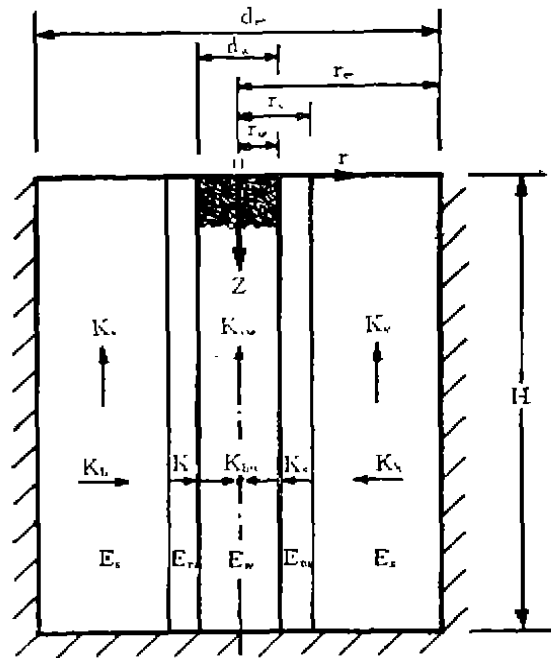


图1 计算简图

$$\frac{\bar{\sigma}_s - \bar{u}_s}{E_s} = \frac{\bar{\sigma}_m - \bar{u}_m}{E_m} = \frac{\bar{\sigma}_w - \bar{u}_w}{E_w} = \varepsilon_s = \varepsilon_v \quad (2)$$

其中: $\bar{\sigma}_s$ 、 \bar{u}_s ——土中任一深度的平均总应力和平均孔压;
 $\bar{\sigma}_m$ 、 \bar{u}_m ——涂抹或堵塞区任一深度的平均总应力和平均孔压;
 $\bar{\sigma}_w$ 、 \bar{u}_w ——桩体中任一深度的平均总应力和平均孔压;
 ε_s 、 ε_v ——地基任一点, 竖向和体积应变;
 P_0 ——均布荷载;

$$A = \pi r_s^2; \quad A_m = \pi(r_s^2 - r_w^2); \quad A_w = \pi r_w^2; \quad s = \frac{r_s}{r_w}; \quad n = \frac{r_s}{r_w}, \quad \text{桩径比.}$$

从(1)和(2)式:

$$\varepsilon_v = \frac{P_0 - \bar{u}}{E_c} \quad \text{或} \quad \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{1}{E_c} \cdot \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (3)$$

式中: E_c 、 \bar{u} ——地基复合压缩模量和任一深度的平均孔压, 即

$$E_c = \frac{n^2 - s^2}{n^2} \cdot E_s + \frac{s^2 - 1}{n^2} \cdot E_m + \frac{1}{n^2} \cdot E_w$$

$$\bar{u} = \frac{n^2 - s^2}{n^2} \cdot \bar{u}_s + \frac{s^2 - 1}{n^2} \cdot \bar{u}_m + \frac{1}{n^2} \cdot \bar{u}_w$$

由连续条件:

$$\frac{K_{vw}}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \bar{u}_w}{\partial z^2} + \frac{K_{hw}}{\gamma_w} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_w}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_w}{\partial r^2} \right) = -\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad 0 \leq r \leq r_w \quad (4a)$$

$$\frac{K_v}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \bar{u}_c}{\partial z^2} + \frac{K_s}{\gamma_w} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_m}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_m}{\partial r^2} \right) = -\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad r_w \leq r \leq r_s \quad (4b)$$

$$\frac{K_v}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \bar{u}_c}{\partial z^2} + \frac{K_h}{\gamma_w} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_s}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_s}{\partial r^2} \right) = -\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad r_s \leq r \leq r_c \quad (4c)$$

其中: u_s 、 u_m 、 u_w ——土中、涂抹区内及桩体中任一点的孔压;
 \bar{u}_c ——桩周土(包括涂抹区)中任一深度的平均孔压, 即

$$\begin{aligned} \bar{u}_c &= \frac{1}{\pi(r_s^2 - r_w^2)} \left(\int_{r_w}^{r_s} 2\pi r \cdot u_m dr + \int_{r_s}^{r_c} 2\pi r \cdot u_s dr \right) \\ &= \frac{s^2 - 1}{n^2 - 1} \cdot \bar{u}_m + \frac{n^2 - s^2}{n^2 - 1} \cdot \bar{u}_s \end{aligned}$$

求解条件: ① $z = 0$; $u_s = u_m = u_w = 0$

② $z = H$; $\frac{\partial u_s}{\partial z} = \frac{\partial u_m}{\partial z} = \frac{\partial u_w}{\partial z} = 0$

$$\textcircled{3} \quad r = r_e; \quad \frac{\partial u_s}{\partial r} = 0$$

$$\textcircled{4} \quad r = 0; \quad \frac{\partial u_w}{\partial r} = 0$$

$$\textcircled{5} \quad r = r_w; \quad u_m = u_w; \quad K_h \cdot \frac{\partial u_m}{\partial r} = K_{hw} \cdot \frac{\partial u_w}{\partial r}$$

$$\textcircled{6} \quad r = r_s; \quad u_s = u_m; \quad K_h \cdot \frac{\partial u_s}{\partial r} = K_s \cdot \frac{\partial u_m}{\partial r}$$

$$\textcircled{7} \quad t = 0; \quad \bar{u} = u_0 = P_0 \text{ (假定③)}$$

以上基本方程和求解条件不仅考虑了桩体和涂抹区(或堵塞区)与地基土在刚度和透水性方面均有差别的特点,而且考虑了桩体材料水平向和竖向透水性有可能不同以及由于桩径较大、桩体内径向渗流不宜忽略的特点,同时还考虑了地基中的径、竖向组合渗流。

3. 解答

$$u_w = u_0 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M} \frac{1}{\alpha_v F_p + D_p} \left(\left(\frac{K_h}{K_{hw}} \frac{n^2 - 1}{n^2} \frac{r^2 - r_w^2}{2r_w^2} - F \right) \left(1 - \frac{K_v}{K_{vw}} \right) + F_p + D_p \right) \sin \frac{MZ}{H} e^{-\beta t} \quad (5a)$$

$$u_m = u_0 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M} \frac{1}{\alpha_v F_p + D_p} \left(\left(\frac{K_h}{K_s} \left(\ln \frac{r}{r_w} - \frac{r^2 - r_w^2}{2r_w^2} - F \right) \left(1 - \frac{K_v}{K_{vw}} \right) + F_p + D_p \right) \sin \frac{MZ}{H} e^{-\beta t} \quad (5b)$$

$$u_s = u_0 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M} \frac{1}{\alpha_v F_p + D_p} \left(\left(\ln \frac{r}{r_s} - \frac{r^2 - r_s^2}{2r_s^2} + \frac{K_h}{K_s} \left(\ln s - \frac{s^2 - 1}{2n^2} \right) - F \right) \left(1 - \frac{K_v}{K_{vw}} \right) + F_p + D_p \right) \sin \frac{MZ}{H} e^{-\beta t} \quad (5c)$$

$$\bar{u}_w = \frac{1}{\pi r_w^2} \int_0^{r_w} 2\pi r \cdot u_w dr = u_0 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M} \frac{1}{\alpha_v F_p + D_p} \left(\frac{K_v}{K_{vw}} \cdot F_p + D_p \right) \sin \frac{MZ}{H} e^{-\beta t} \quad (5d)$$

$$\bar{u}_c = u_0 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M} \frac{1}{\alpha_v F_p + D_p} (F_p + D_p) \sin \frac{MZ}{H} e^{-\beta t} \quad (5e)$$

$$\bar{u} = u_0 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{MZ}{H} e^{-\beta t} \quad (5f)$$

式中: $\beta = \alpha_r \cdot \frac{M^2 C_v}{H^2}$; $\alpha_r = \frac{F_p + D_p \alpha_w}{\alpha_v F_p + D_p} \cdot \alpha_s$; $\alpha_s = \frac{n^2 - s^2}{n^2} + \frac{s^2 - 1}{n^2} \cdot N_m + \frac{1}{n^2} \cdot N_p$

$$\alpha_v = \frac{1}{n^2} \cdot \frac{K_v}{K_{vw}} + \frac{n^2 - 1}{n^2}; \quad \alpha_w = \frac{1}{n^2} \cdot \frac{K_{vw}}{K_v} + \frac{n^2 - 1}{n^2}; \quad D_p = \frac{8G}{M^2}; \quad N_m = \frac{E_m}{E_s}$$

$$N_p = \frac{E_w}{E_s}, \quad F_p = F + \frac{K_h}{4K_{hw}} \frac{n^2 - 1}{n^2}, \quad G = \frac{K_h}{K_{ow}} \left(\frac{H}{d_w} \right)^2, \quad \text{井阻因子}$$

$$M = \frac{2m+1}{2} \pi, \quad m = 0, 1, 2, \dots$$

$$F = \left(\ln \frac{\pi}{s} + \frac{K_h}{K_s} \cdot \ln s - \frac{3}{4} \right) \frac{\pi^2}{n^2 - 1} + \frac{s^2}{n^2 - 1} \left(1 - \frac{K_h}{K_s} \right) \left(1 - \frac{s^2}{4n^2} \right) + \frac{K_h}{K_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left(1 - \frac{1}{4n^2} \right)$$

4. 关于解的讨论

根据所得解答, 可进一步得到复合地基平均固结度计算式, 即

$$\bar{U} = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-\beta t} \quad (6)$$

表1为各种情况下式(6)中的 β 表达式。

各种情况下的 β 表达式

表1

工 况		特 征 参 数	α_r	β
天然地基		$r_s = r_w = 0$ 或: $K_s = K_{ow}$, $E_w = E_m = E_s$	1	$\frac{M^2 C_v}{H^2}$
砂井地基	无井阻	$K_{hw} = K_{ow} = \infty$ $E_w = E_m = E_s$	$\frac{n^2}{n^2 - 1} \left(1 + \frac{8K_h H^2}{M^2 F K_o d_s^2} \right)$	$\left(\frac{M^2 C_v}{H^2} + \frac{8C_h}{F d_s^2} \right) \frac{n^2}{n^2 - 1}$
	有井阻	$K_{hw} = K_{ow}$ $E_w = E_m = E_s$	$\frac{F_p + D_p \alpha_w}{\alpha_v F_p + D_p}$	$\alpha_r \cdot \frac{M^2 C_v}{H^2}$
砂桩复合地基		$K_h \geq K_s, K_{hw} = K_{ow}$ $E_w > E_s > E_m$	$\frac{F_p + D_p \alpha_w}{\alpha_v F_p + D_p} \cdot \alpha_r$	$\alpha_r \cdot \frac{M^2 C_v}{H^2}$
碎石桩复合地基		$K_h \leq K_s, K_{hw} = K_{ow}$ $E_w > E_m > E_s$	$\frac{F_p + D_p \alpha_w}{\alpha_v F_p + D_p} \cdot \alpha_r$	$\alpha_r \cdot \frac{M^2 C_v}{H^2}$
搅拌桩复合地基		$r_s = r_w$ $K_{hw} = 0, K_{ow} = \infty$	$1 + \frac{m N_p}{1 - m}$ (m 为置换率)	$\frac{M^2 ((1 - m) E_m + m E_w) K_v}{H^2 \gamma_w (1 - m)}$
桩体密布 (地基被加固体完全置换)		$d_s = d_w$	$\frac{C_{vw}}{C_v} \left(C_{vw} = \frac{E_w K_{ow}}{\gamma_w} \right)$	$\frac{M^2 C_{vw}}{H^2}$

从式(6)和表1可见,当桩体直径为零或桩体所有性质与地基土相同,式(6)即为天然地基平均固结度计算式(即太沙基解);当桩体水平向与竖向透水性相同(即 $K_{rw} = K_{rw}$),且其刚度与地基土无差别,式(6)即为砂井地基平均固结度计算式(与现有砂井理论略有差别,主要原因在于式(6)考虑了井内的径向渗流,而现有砂井理论对此均不考虑),砂桩复合地基固结度计算式与砂井地基的差别仅在于砂桩桩体刚度大于地基土,即 $\alpha_s > 1$,而砂井一般 $\alpha_s \approx 1$ 。因此,如果砂桩和砂井材料的透水性相同,直径和间距也相同,则砂桩复合地基固结速率必然大于砂井地基,前者约为后者的 α_s 倍;碎石桩复合地基与砂桩复合地基的固结度计算式基本相同,但碎石桩堵塞区与砂桩涂抹区在性质上有较大差别,前者碎石和泥浆混杂,其透水性和刚度均有可能高于地基土,而后者与砂井涂抹区类似,其透水性和刚度一般低于地基土;对于搅拌桩复合地基,若近似将桩体视为固体,即认为它不起任何排水作用($K_{rw} = 0$),桩体内也不存在孔压($K_{rw} = 0$),则由式(6)可得到如表1中所示的极其简单的平均固结度计算式;当桩体密布,而地基土被加固体完全置换,式(6)又转化为太沙基解,只是式中的固结系数已为加固体的固结系数所替代。

因此,式(6)是计算复合地基平均固结度的一般式。

复合地基固结数值分析

任何复合地基固结问题一般均可通过数值法(如有限元法)来得到解答。但与解析法相比,数值法除实用性较差外,通常也较难发现分析对象的内在规律。例如对于均质地基一维固结问题,由太沙基解可知,地基的固结速率与土层竖向排水距离的平方成反比,而这一重要结论用数值法恐难发现。因此不能完全依赖数值法来分析和研究复合地基固结问题,一般仅对于由解析法难以得到解答的复杂问题才考虑采用数值法。

图2为用有限元法分析复合地基轴对称固结问题的一个示例,可用于考虑成层地基、桩体未打穿软土层等复杂情况。

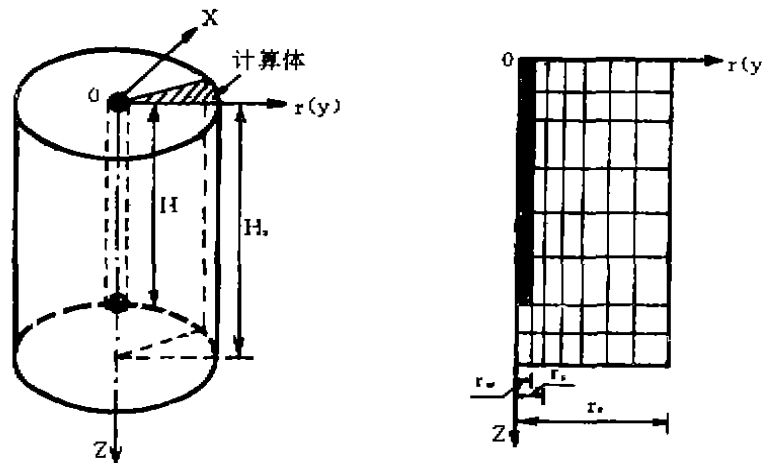


图2 轴对称固结问题有限元分析示例

对于复合地基平面问题,可用图3所示的有限元法进行分析^[20]。其中的复合层法即将加固区域内的地基土和加固体简化为一均质复合体,然后按一般平面问题分析;而PDSS法则将桩的圆截面简化为同面积的正方形,然后按平面变形、空间渗流问题分析。此外,还可将桩体沿荷载长度方向(图3中X方向)简化为连续桩墙,再按平面问题分析。这三种方法中,复合层法最简单,PDSS法最合理。

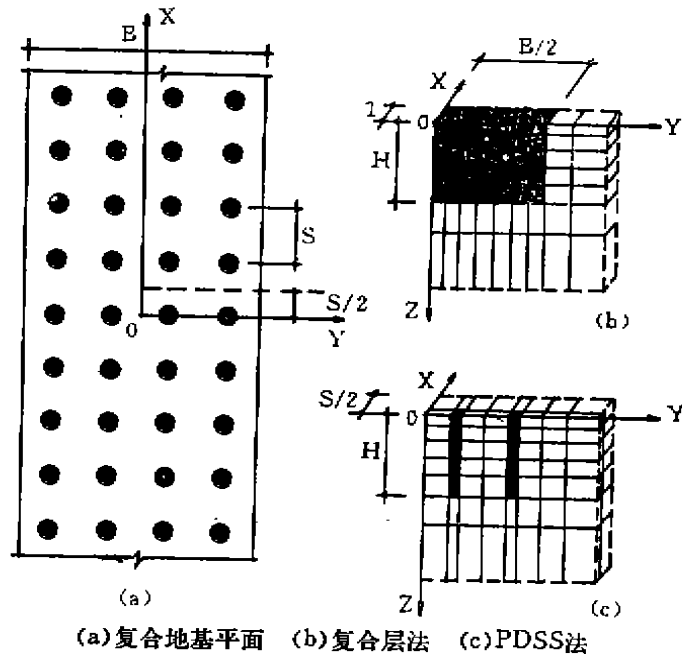


图8 平面问题有限元分析

对于复合地基空间问题,用有限元法分析也可实现^[20]。但目前用得尚少,不再赘述。

复合地基固结特性初步分析

现据前述解答对复合地基固结特性作一初步分析。

从式(6)可见,影响复合地基固结的主要因素是置换率(m)和桩体与地基土的压缩模量比(E_m/E_s);对于砂桩和碎石桩复合地基,尚有井阻作用和涂抹作用(对碎石桩则称为堵塞作用)。

图4和5分别示置换率和模量比对砂桩、碎石桩复合地基固结的影响。从中可见,随着置换率和模量比的增大,平均固结度 \bar{U} —时间因子 $T_v [= (C_v t/H^2)]$ 曲线左移,即地基固结速率增大。

图6示井阻作用对砂桩、碎石桩复合地基固结的影响。可见,与砂井地基类似,随着井阻因子 G 的增大,复合地基固结速率减慢。

涂抹作用对砂桩复合地基固结的影响见图7。地基固结速率随 K_s/K_c 值(或 S 值)的增大而减慢。

从图8和图9可见,碎石桩堵塞得越严重,即 K_s/K_c 值越大、 E_m/E_s 值越小(或 S 值越大),碎石桩复合地基固结越慢。

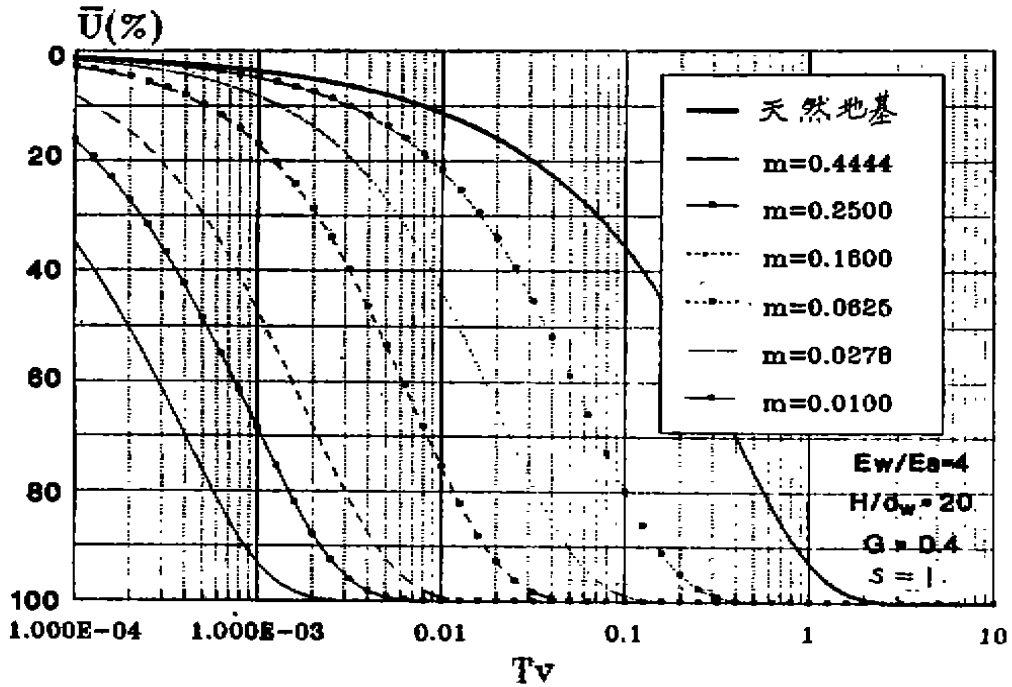


图4 置换率($m = \frac{1}{n^2}$)对砂桩、碎石桩复合地基固结的影响

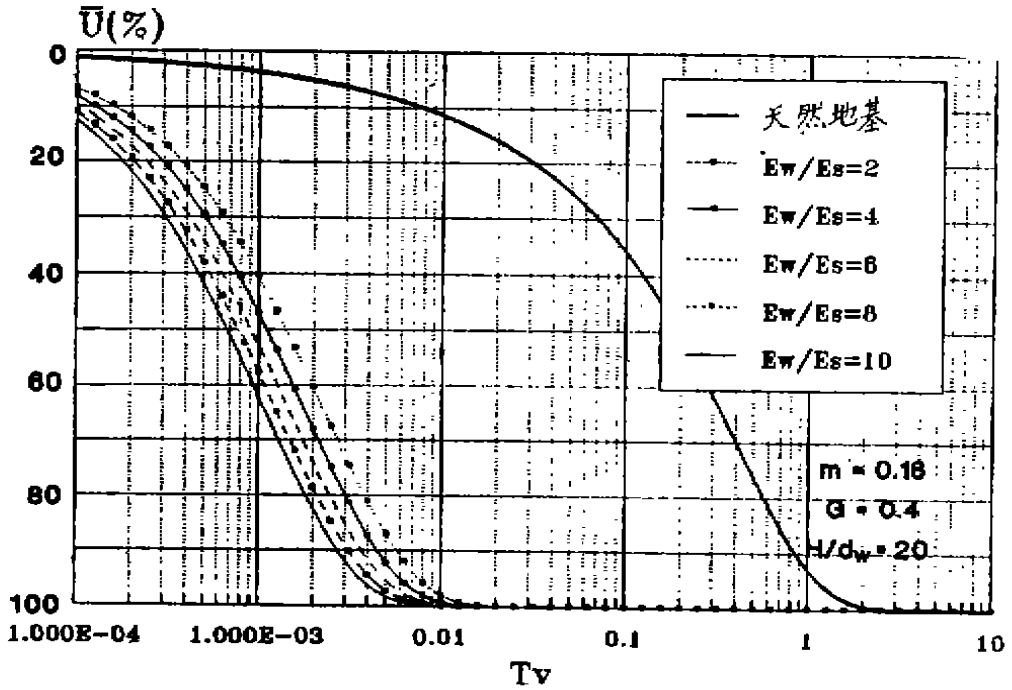


图5 模量比($\frac{E_w}{E_s}$)对砂桩、碎石桩复合地基固结的影响

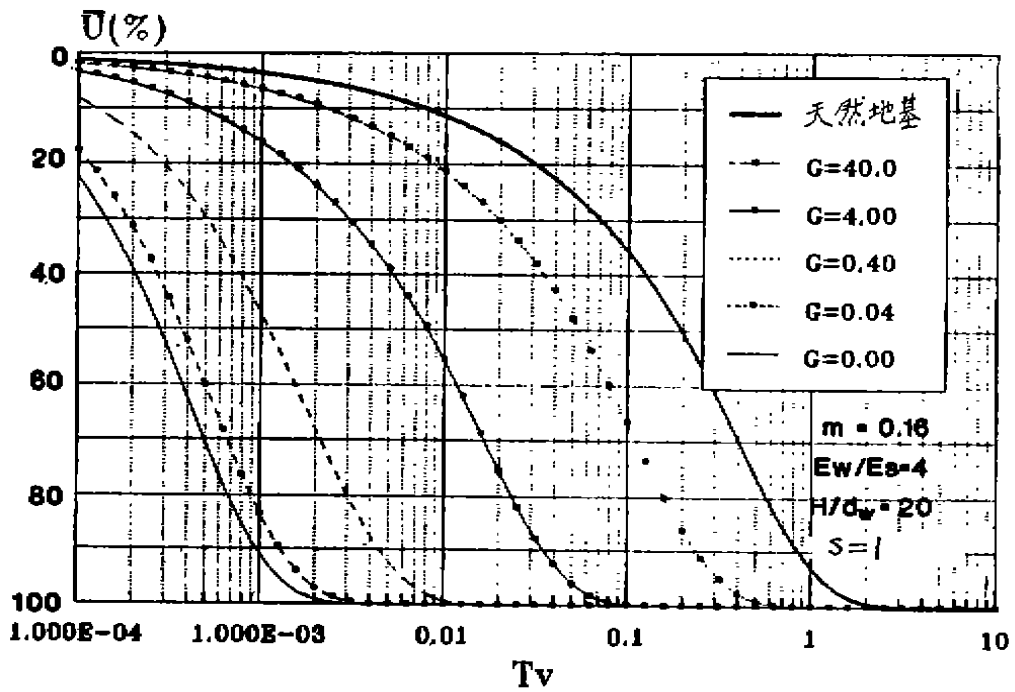


图6 井阻作用对砂桩、碎石桩复合地基固结的影响

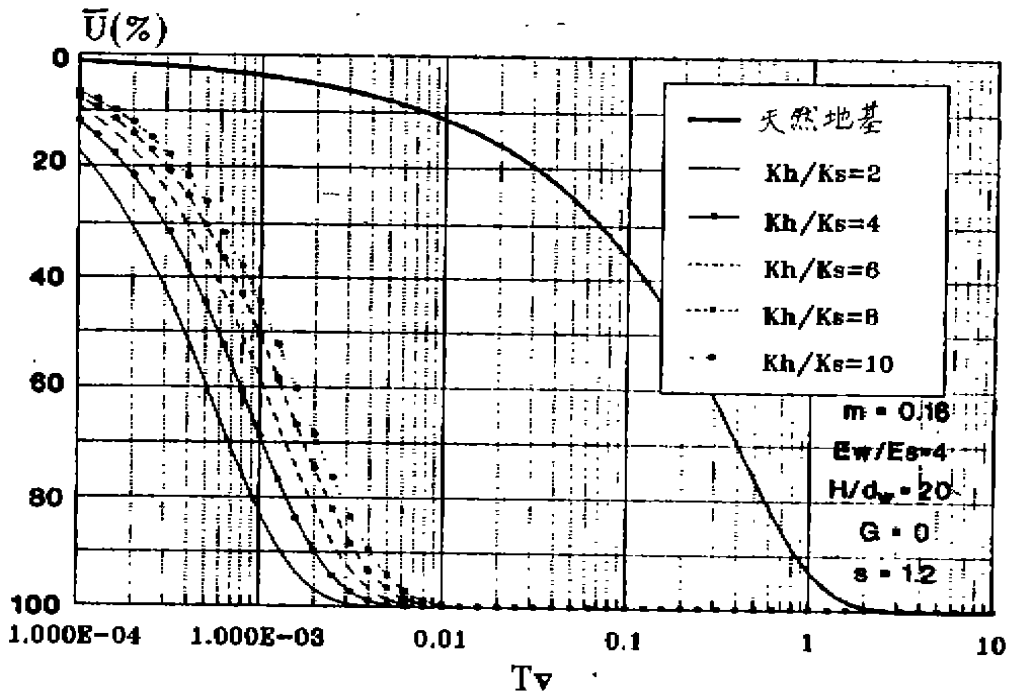


图7 涂抹作用对砂桩复合地基固结的影响

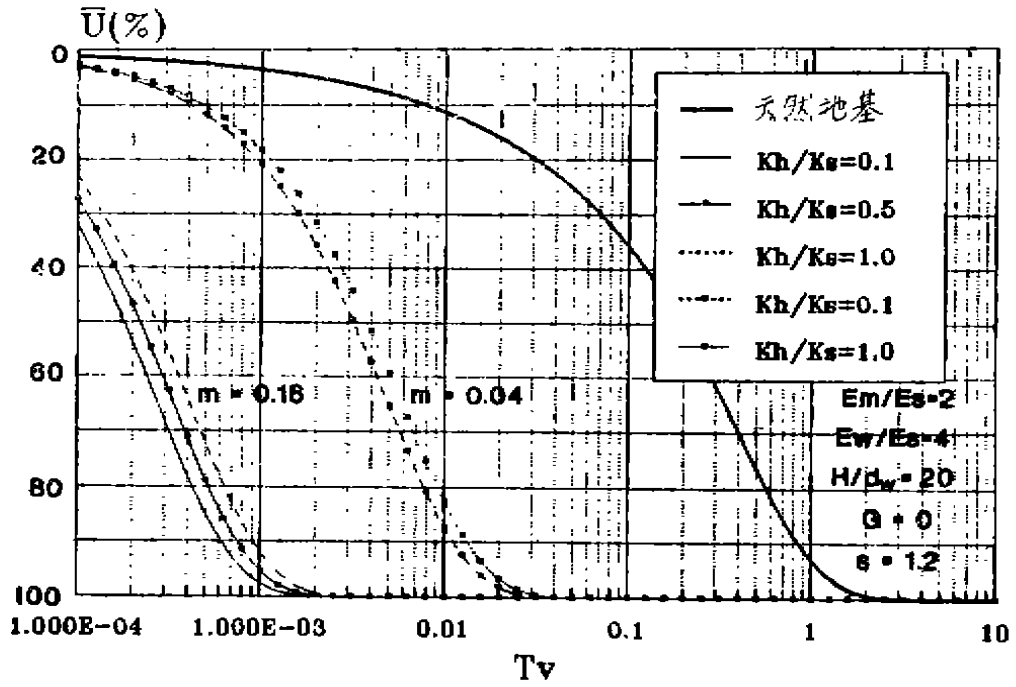


图8 堵塞区透水性对碎石桩复合地基固结的影响

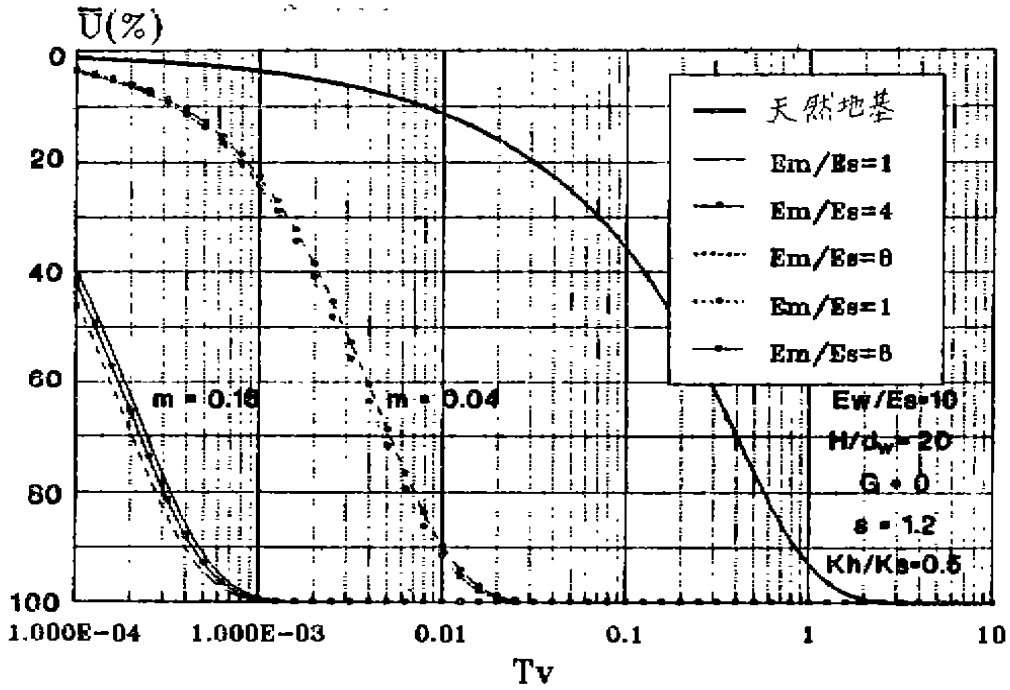


图9 堵塞区压缩模量对碎石桩复合地基固结的影响

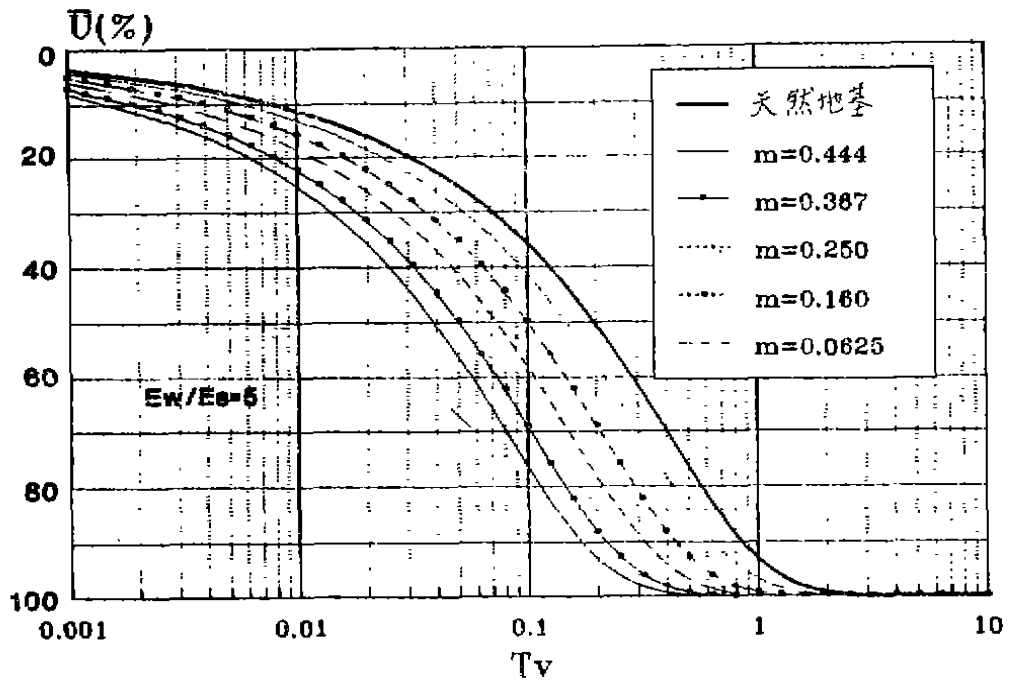


图10 置换率 m 对搅拌桩复合地基固结的影响

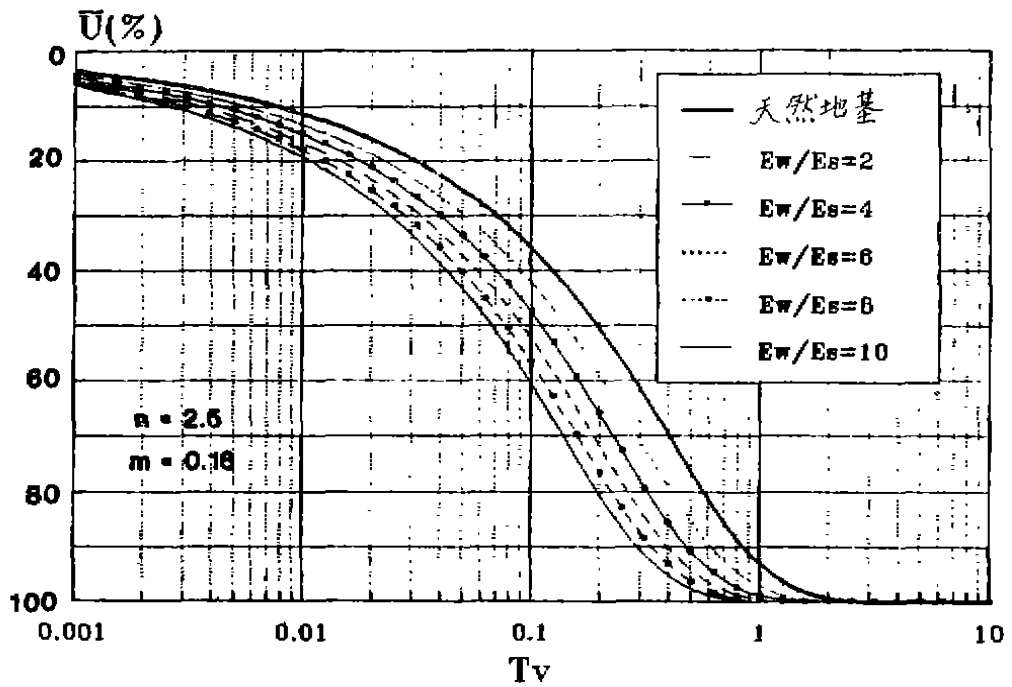


图11 模量比($\frac{E_w}{E_c}$)对搅拌桩复合地基固结的影响

图10和11表明,与砂桩、碎石桩复合地基类似,搅拌桩复合地基固结速率也随置换率和模量比的增大而增大。

从图4至图11还可见,无论是砂桩、碎石桩复合地基还是桩体不起任何排水作用的搅拌桩复合地基,它们的固结速率均大于天然地基。

下面再以表2所示的各种复合地基和砂井地基为例对它们的固结速率作一比较。其结果如图12所示。从该图可见,在表2所示的特定条件下,搅拌桩复合地基固结速率小于砂井地基;砂桩复合地基固结速率大于砂井地基;而碎石桩复合地基的固结速率则视堵塞情况和有效桩体(工况3a和3b,有效桩体直径为40cm,见表2)透水性的不同而不同,既有可能大于砂桩复合地基(如工况3b),也有可能小于砂井地基(如工况3a)。

用作比较的砂桩碎石桩搅拌桩复合地基和砂井地基参数

表2

类型	工况	n	$\frac{H}{d_w}$	s	$\frac{K_h}{K_s}$	$\frac{K_{hw}}{K_{sw}}$	K_{vw} (cm/s)	$\frac{E_w}{E_s}$	$\frac{E_m}{E_s}$
砂井	1	5	20	1.25	2	1	$1E-3$	1	1
砂桩	2	5	20	1.25	2	1	$1E-3$	10	1
碎石桩	3a	6.25	25	1.25	0.5	1	$1E-4$	10	2
	3b	6.25	25	1.25	0.5	1	$5 \times 1E-3$	10	2
搅拌桩	4	5	20	1	1	0	∞	10	—

备注:桩长10m,桩距2.2m(正方形布置),

直径50cm(碎石桩堵塞区厚度为5cm), $K_h = K_v = 10^{-6}$ cm/s, $E_s = 0.3$ MPa

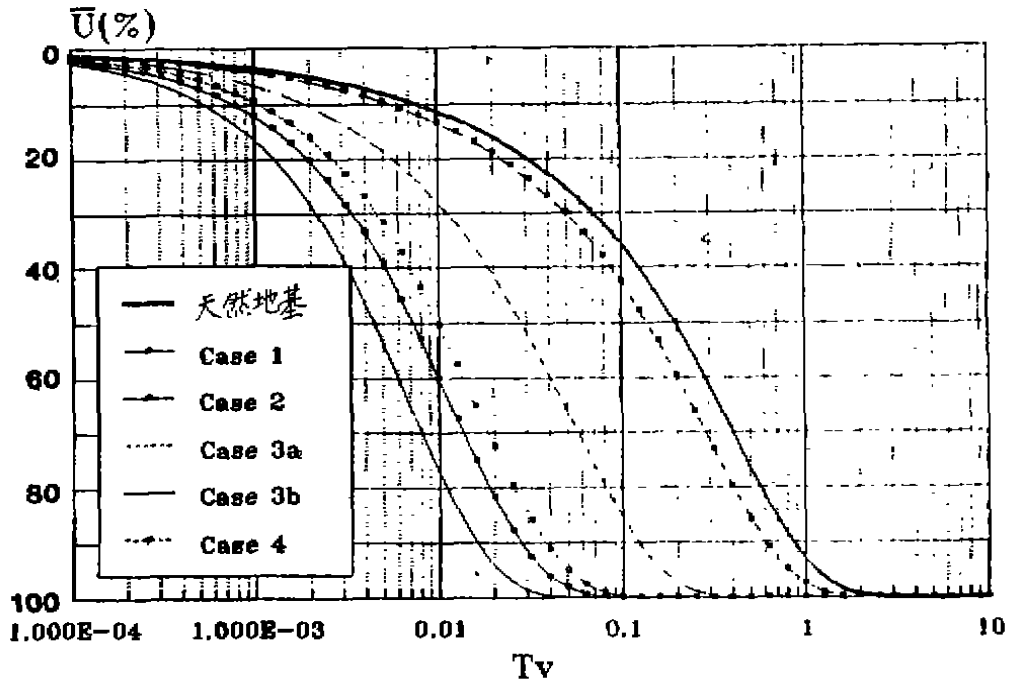


图12 砂桩、碎石桩、搅拌桩复合地基与砂井地基、天然地基固结速率的比较

结论

1. 用砂桩、碎石桩、搅拌桩加固软土地基不仅能减少地基的变形和提高地基承载力,而且能加速地基的固结。
2. 复合地基的固结速率随加固体体积和刚度(置换率 m 和模量比 E_w/E_s)的增大而增大,随桩体透水性能的降低而减少。
3. 复合地基固结理论虽已基本形成,并为今后的更深入研究奠定了良好的理论基础,但还必须接受工程实践的进一步检验,并从中继续发展和完善。

参考文献

- [1] Navak, N.V.(1989), The recent advances in design and execution of stone column foundations, Proc. 12th ICSMFE.
- [2] Broms, B.B.(1990), stabilization of soil with lime Columns, Foundation Engineering Handbook (Second Edition). Van Nostrand Reinhold, New York.
- [3] Kamon, M. and Bergado, D.T. (1991), Ground Improvement Techniques, Proc. 9th ARCSMFE.
- [4] 龚晓南(1991~1992), 复合地基引论(一)~(四), 地基处理, 第2卷3~4期, 第3卷2~3期.
- [5] Seed, H.B. and Booker, J.R. (1977), Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drains, J. Geotech.Eng. Div., ASCE, Vol.103, No. GT7.
- [6] Aboshi, H., Ichimoto, E., Enoki, M. and Harada, K. (1979), The 'compozer'—a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter Sand Columns, Proc. Int. Conference on Soil Reinforcement, Paris, Vol.1.
- [7] Goughnour, R.R. and Bayuk, A.A. (1979a), Analysis of stone column soil matrix interaction under Vertical load. Proc. Int. Conference on Soil Reinforcement, Paris, Vol.1.
- [8] Goughnour, R.R. and Bayuk, A.A. (1979b), A field study of long term Settlements of loads supported by Stone columns in soft ground. Proc. Int. conference on Soil Reinforcement, Paris, Vol.1.
- [9] Balaam, N.P. and Booker, J.R. (1981), Analysis of rigid rafts supported by granular piles, Int. J. for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol.5.
- [10] Mitchell, J.K. and Katti, R.K. (1981), Soil improvement—State-of-the-Art report, Proc. 10th ICSMFE.
- [11] Balaam, N.P. and Poulos, H.G. (1983), The behavior of foundations supported by clay stabilized by stone columns, Proc.8th ECSMFE.
- [12] Majorana, C., Mazzalai, P. and Odorizzi, S.(1983), Prediction of the settle-

- ment of steel petroleum tanks resting on stone columns reinforced soil, Proc. 8th ECSMFE.
- [13] Romana, M. (1983), Settlement control with gravel columns under oil tanks, Proc. 8th ECSMFE.
- [14] Charles, J.A. and watts, K.S. (1983), Compressibility of soft clay reinforced with granular Columns, Proc.8th ECSMFE.
- [15] Onoue, A., Mori, N. and Takano, J. (1987), In-situ experiment and analysis on well resistance of gravel drains, Soils and Foundations, JSSMFE, Vol.27, No.2.
- [16] Onoue, A. (1988), Diagrams considering well resistance for designing spacing ratio of gravel drains, Soils and Foundations, JSSMFE, Vol.28, No.3.
- [17] 韩杰、叶书麟 (1990), 理想碎石桩复合地基固结度计算, 全国复合地基学术讨论会论文集.
- [18] 韩杰、叶书麟 (1992), 考虑井阻和涂抹作用碎石桩复合地基固结度计算, 第三届全国地基处理学术讨论会论文集.
- [19] 谢康和、潘秋元、施淑群、张曙光 (1990), 一种计算搅拌桩复合地基固结沉降的方法, 第二届全国岩石力学数值计算与模型实验学术研讨会论文集.
- [20] 谢康和、刘一林、潘秋元、龚晓南 (1991), 搅拌桩复合地基变形分析微机程序开发与应用, 全国土木工程青年科技工作者计算机应用研讨会论文集.

银行帐号变动公告

接银行通知, 地基处理编辑部和地基处理学术委员会帐号变更为: 农业银行杭州浙大分社, 帐号706900604092中国土力学及基础工程学会地基处理学术委员会。

特此公告

中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理委员会

1993.6.28

干振碎石桩在上安电厂的应用研究

吴廷杰

(河北省建筑科学研究所)

[摘要] 该文简要阐明了干振碎石桩的工艺、机理及在上安电厂试验和应用情况, 结合该工程的试验数据提出了干振碎石桩的有效加固深度、干振碎石桩复合地基承载力取值和沉降估算方法。

上安电厂第一期工程装机容量70万千瓦, 是国家重点工程, 该厂位于河北省井陘县山区。厂区座落在山前冲积和坡积的黄土状粉土和粉性土上。建厂前地形起伏较大, 建造主厂房时, 将原来低洼地方从高处取土填平, 填土厚度3.0~9.0m, 填土时没有考虑以后要在上面建造建筑物和构筑物, 因此没有分层碾压, 填土很不均匀, 所以在这些填土地基上建造的管道支架、电缆沟、污水处理站、金工车间、锻铆热焊车间、土建维修车间、机炉电检修车间、磨煤机检修间、推煤机库等建筑物和构筑物全部采用干振碎石桩加固地基, 共计用了3687棵碎石桩, 进尺18435m, 加固地基面积4854m², 取得了较好的技术经济效果, 受到厂方的好评。

干振碎石桩的工艺和机理简介

干振碎石桩成桩工艺与振冲碎石桩不同之处主要是不喷水、干作业, 保留了水平振动的特点。干振碎石桩的工艺是首先用振动成孔器(图1)振动挤土成孔, 使原孔位的土体全部挤到周围土体中去, 之后提起振孔器, 在孔中倒入1m高的碎石, 再放下振孔器挤密碎石, 直至达到“密实电流”止, 并留振适当的时间, 再提起振孔器, 如此反复进行, 即可制成一根碎石桩(图2)

干振碎石桩主要适用于非饱和的粉性土、杂填土、素填土和湿陷性黄土地基(但要考虑碎石桩将来可形成排水通道的后果), 干振碎石桩加固地基的实质是把松散的天然地基变成碎石桩和挤密的桩间土组成的复合地基, 以达到提高承载力、减少建筑物沉降和不均匀沉降的目的。在成孔和挤密碎石桩的过程中, 土体在水平激振力作用下, 产生径向位移, 使桩间土密度增高, 孔隙比减小, 尤其桩间土变得十分坚硬, 成为挤密区, 该区对碎石桩起约束作用。

干振碎石桩主要有以下作用:

1. 挤土效应:

由于干振碎石桩主要是在非饱和的土中采用, 含水量接近最佳含水量, 所以在成孔和制桩过程中强大的水平力使桩间土挤密, 试验研究证明桩间土比加固前承载力提高50%以上。所以挤土作用是干振碎石桩复合地基承载力提高的主要因素。

2. 桩体作用:

由于干振碎石桩复合地基的桩间土对桩有较好的约束作用,所以桩体的模量大,在刚性基础作用下,地基中应力按模量大小进行分配,因此桩上应力集中是复合地基承载力提高的第二因素

3. 垫层作用:

碎石桩垫层作用主要是指在较软弱土层中,碎石桩没有穿透,这样整个碎石桩复合地基对于没有加固的下卧软弱层起垫层作用。垫层作用在于将建筑物传到地基上的附加应力在复合地基层迅速扩散,使下卧层附加应力减少,从而使下卧层的附加应力在允许范围之内。

4. 排水作用:

干振碎石桩虽然加固的都是非饱和土,但在建筑物使用期间,地基有局部意外因素浸水的可能性,在此情况下,碎石桩有排水和集中复合地基水的作用,使复合地基因浸水承载力降低的幅度减小(但是当下卧层有湿陷性土体,可能出现不利因素)。

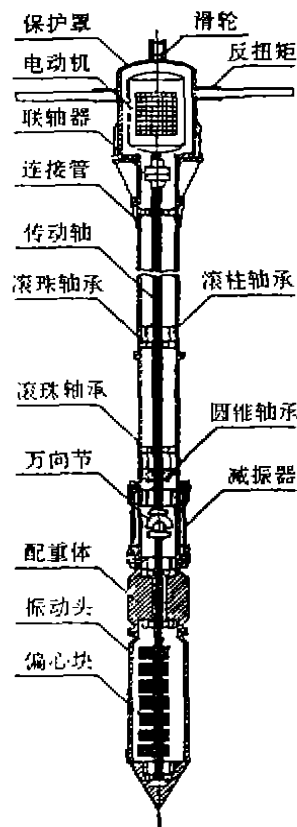
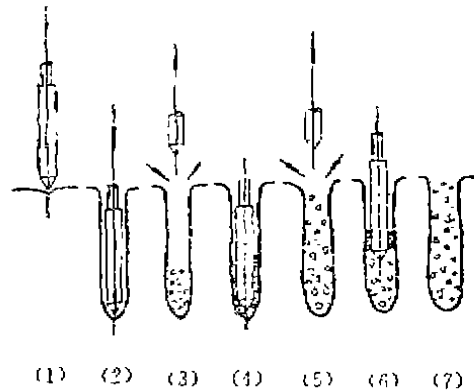


图1 振孔器构造图



- (1) 振孔器就位
- (2) 振动挤土成孔
- (3) 提起振孔器倒入碎石料
- (4) 捣固碎石
- (5) 提起振孔器,再倒入碎石
- (6) 继续捣固填料
- (7) 已制成的碎石桩

图2 干法振动加固地基工艺图

上安电厂干振碎石桩复合地基设计参数的确定

干振碎石桩复合地基设计参数主要包括加固深度、置换率、承载力取值及沉降量的预估等。为了正确地确定设计参数,在上安电厂共计做了14个载荷试验,并且在二个 $2 \times 2m^2$

的多桩复合地基载荷试验中设置了深标,以便确定沉降值随深度衰减的规律,确定合理的加固深度。

1. 干振碎石桩复合地基承载力的确定;

上安电厂干振碎石桩地基加固工程以多桩和单桩复合地基载荷试验的方法确定其承载力。对于压板宽2m的多桩复合地基载荷试验以 $S/B = 0.008$ 对应的荷载确定为承载力的基本值;对于压板宽小于1.5m的单桩复合地基荷载试验 $S/B = 0.015$ 对应的荷载确定为承载力基本值。同一场地基本值的极差不得超过平均值的30%,取此平均值作为地基承载力标准值。表1为上安电厂干振碎石桩复合地基载荷试验一览表。由该表的载荷试验数据可知,经干振加固后的地基承载力的基本值从125kPa提高到160~300kPa,平均提高1倍以上,图3为该工程P—S曲线。

上安电厂干振碎石桩复合地基载荷试验一览表

表1

土质	桩长(m)	桩径(m)	荷载板尺寸及板下桩数	有无护桩	承载力(kPa)					标准值 f_k	实验加荷最大值(kN)
					基本值 f_0						
					$f_{0.008}$	$f_{0.015}$	$f_{0.015}$	$f_{0.02}$	s-t法		
素填土 (褐黄色)	4.5	0.45	$2.0 \times 2.0 = 4.00m^2, 4$	有	300	330			280	267	1920
	3.0	0.45	$2.0 \times 2.0 = 4.00m^2, 4$	有	235	265			240		
			$2.0 \times 2.0 = 4.00m^2$,天然地基	无	125	135				130	700
为黄土状粉土	3.0	0.45	$1.0 \times 1.0 = 1.00m^2, 1$	有		160	215	260	180	210	540
	3.0	0.45	$1.0 \times 1.0 = 1.00m^2, 1$	有		240	240	280	240		480
	3.5	0.45	$1.0 \times 1.0 = 1.00m^2, 1$	有			180	210	160		340

2. 加固深度的确定

上安电厂填土地基的深度局部达9.0m,对于不具有湿陷性、自重固结已经完成,承载力已达到100kPa以上的高填土地基要不要全部处理,这是一个关系到建筑物安全和造价的问题。为了给此问题一个明确的回答,在 $2 \times 2m^2$ 的载荷试验中埋设了深层沉降标,测出了不同深度的变形值,图4和图5为按深层标点观测的数据绘制的变形(或沉降)随深度变化图。从图中可以看出,压板下变形随深度衰减与应力水平有关;应力水平越高,则变形衰减越慢,即影响深度越大,加固深度也越大。

从图中还可以看出,第I组试验2m以上的变形占总变形的66~77%,第II组试验2m以上的变形占全部变形的74~79%,由此可以看出,在一倍压板(基础)宽度的深度内,复合地基已完成了大部分变形。因此,软弱地

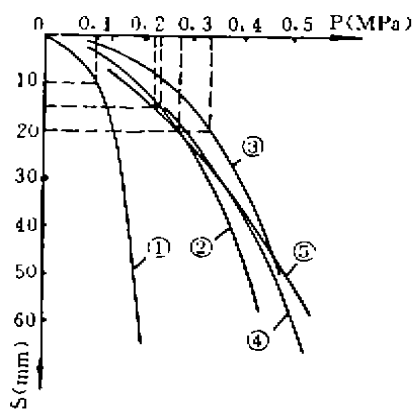


图3 静载试验P—S线

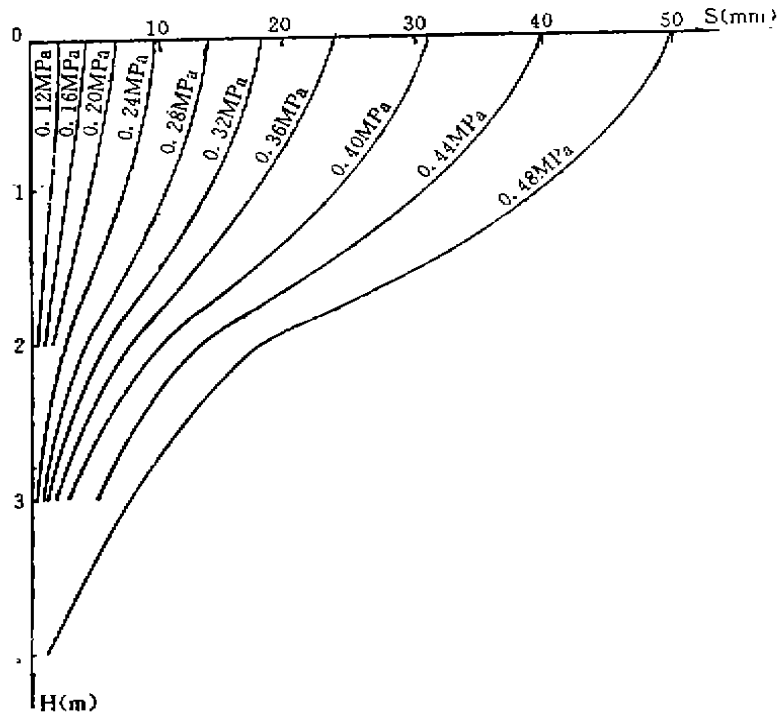


图4 荷载板下地基垂直位移曲线(第I组)

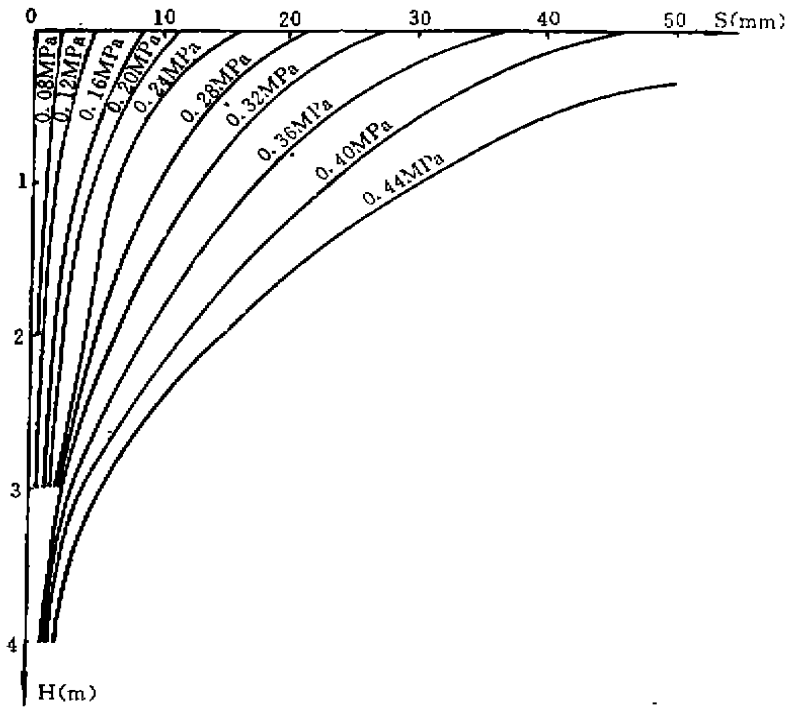


图5 荷载板下地基垂直位移曲线(第II组)

基加固的重点,对于独立基础地基处理深度可考虑1.0~1.5倍基础宽,对于条形基础,由于地基应力扩散减少了两个方向,所以影响深度大于独立基础,因此条形基础下的地基处理深度可为1.5~2.0倍基础宽度。以上结论与室内模型桩的试验结果基本一致。所以根据以上试验结果,上安电厂干振碎石桩长定为3—5m。

3. 布桩

该工程布桩范围大都在基础轮廓范围内,不在基础外设置护桩,虽然我们进行的室内试验证明护桩可以限制地基土的侧向变形,提高地基承载力,但设置护桩后,桩数增加太多。在该工程中对承载力取值低一些,根据载荷试验证明承载力标准值 f_k 达200kPa以上,但只采用150~180kPa。

根据上部结构工程的不同要求,桩距采用1.0~1.3m,其置换率为 $\alpha=0.08\sim0.14$ 之间。

4. 沉降估算方法

干振碎石桩复合地基的沉降计算可按式进行:

$$S = m_s \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{s,i}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1})$$

式中: S ——建筑物最终沉降量;

m_s ——沉降计算经验系数,根据建筑物沉降观测资料及经验确定;

n ——地基沉降计算深度范围内所划分的土层数;复合地基可作为一层,如果计算深度超过复合地基而进入天然地基土层,其天然土层按实际情况分层;

P_0 ——对应承载力标准值时基础底面的附加应力(kPa);

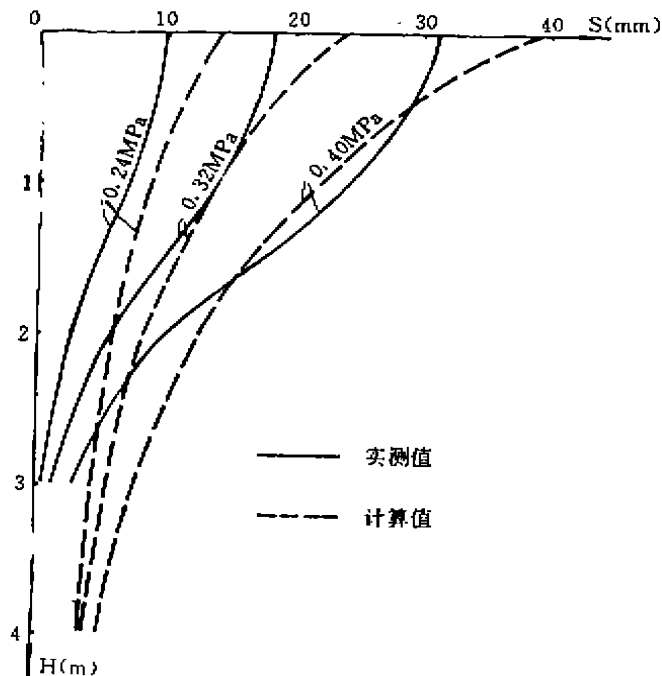


图6 沉降变形计算值与实测值对比

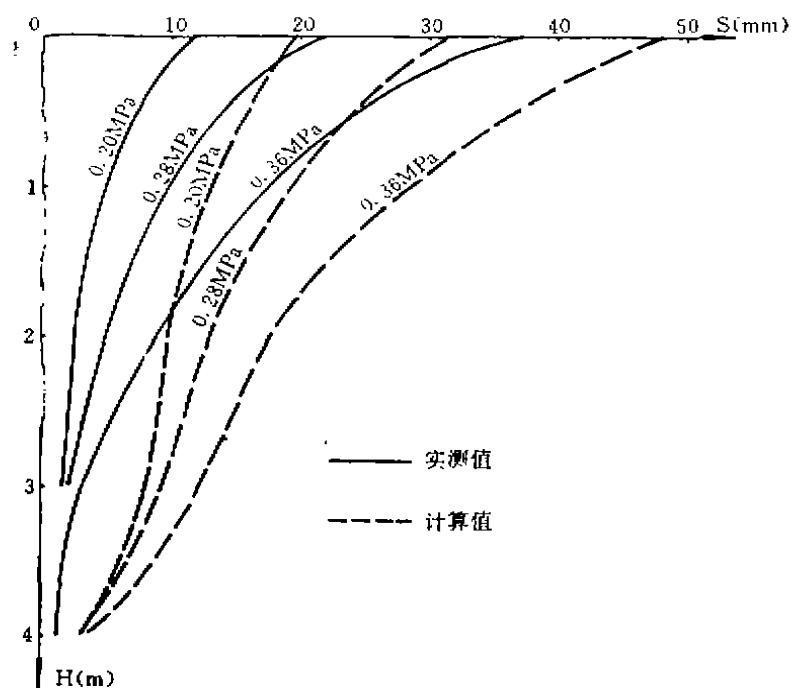


图7 沉降变形计算值与实测值对比

Z_i 、 Z_{i-1} ——基础底面至第 i 层、第 $i-1$ 层土的距离(m)；

$\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ ——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底范围内平均附加应力系数，可按“GBJ 7-89”附录十采用；

E_{ci} ——复合地基层为该层的实际应力状态时的变形模量，复合地基层以下为压缩模量，按实际应力取值。

图6和图7中实线为实测值，虚线为按上述方法计算值，从图中可以看出，计算值大于实测值，原因是实测值为载荷试验时所测，载荷试验沉降稳定是相对的，如果观测时间延长，实测的沉降值还会增加，因此计算结果比较符合实际。

上安电厂工程中干振碎石桩工艺改进

1. 干振碎石桩与石灰桩联合应用

由于该工程局部长期浸水，含水量增加，处于软塑至流塑状态，干振成孔困难，碎石只能下到2m以上，因此2m以下没有碎石桩，但是2m以下土质松软，压缩性高，不能满足工程要求。鉴于以上情况，采用标贯和重型(2)对碎石桩复合地基的桩间土和桩身进行质量检测，确定了碎石桩没有加固到的部位。在此部位采用石灰桩补充加固，加固深度5m，共计补加石灰桩130棵，直径0.30m。这些松软、含水量高的地方经石灰桩膨胀挤密、吸水 and 桩身的置换作用，石灰桩复合地基的承载力设计值大于150kPa，桩间土的标贯击数 $N_{60,5}$ 为8—9击，比加固前提高了近一倍。该工程说明，对于局部含水量高、不能采用干振碎石

桩加固时,可以采用干振碎石桩和石灰桩联合加固同一个工程,使干振碎石桩的应用范围进一步扩大。

2. 采用先钻孔后振动成孔穿过局部硬层的工艺

干振碎石桩加固地基时如何穿透硬夹层,一直困扰着这项技术的发展,该工程某些部位在1.5m深处有一条原来含有碎石铺的施工道路,使该路下有1m厚的压密硬土层,在干法振动成孔时难以穿透,根据这一情况,采用了以下成孔工艺:先用干法振动成孔器成孔至硬土层,然后采用地质钻在硬土层中冲击一直径15cm的孔,再用干法成孔器继续成孔,这时成孔器穿过硬层时就非常顺利,成孔后制桩采用正常的方法,这一成孔工艺的改进,为干振碎石桩在有硬夹层地质条件下施工创造了条件,是干振碎石桩工艺上的一个进步。

结论:

通过干振碎石桩在上安电厂工程的实践证明,干振碎石桩加固填土地基是一种行之有效的方法,其施工速度快,造价低,质量可靠,不用三材,只要求不高的碎石(或卵石),不含有机质建筑垃圾和稳定性好的工业废料;通过在该工程的试验研究,从理论上搞清了干振碎石桩复合地基变形随深度变化的规律,为合理地选取加固深度提供了科学依据;干振碎石桩与石灰桩联合应用可以处理局部含水量高的粘性土;干振法振动成孔器与钻孔机械联合应用可以顺利地穿透硬夹层。

参考文献

- [1] 吴廷杰“干法振动加固地基技术的研究”《工程勘察》1986.3
- [2] 吴廷杰“干法加固地基试验及应用”《建筑技术》1988.2.
- [3] 孙元生、王贵生“干振碎石桩加固填土地基的施工”《第三届地基处理学术讨论会论文集》1992年6月
- [4] 吴廷杰、杨志红、王占雷、张振栓“干振碎石桩加固地基的工艺及机理”《第三届地基处理学术讨论会论文集》1992年6月

桩的轴向荷载~沉降曲线特性的研究

朱金颖 郑金中 梁国钱 陈龙珠

(浙江大学土木系)

[摘要] 本文选用双折线荷载传递函数, 导出了一组确定桩的轴向荷载~沉降曲线的解析算式, 由此可分析桩周和桩底土特性对桩荷载~沉降曲线的影响。文中对几种桩的实测荷载~沉降曲线进行了理论拟合, 表明本文公式在工程中是可用的。

前言

在桩基设计中, 首先要确定的是桩的承载力及其沉降特性。尽管桩基应用很早很广, 但由于它是一种非常复杂的力学体系, 其工程设计至今仍处于半理论半经验的状态。目前规范所采用的桩承载力公式基本上是按桩周摩阻力与桩底土反力作简单的代数迭加来建立的, 不能反映出桩的沉降特性。另一方面, 随着电子计算技术的发展, 用数值方法(如有限元法)分析桩的工程性状也取得了一定的研究成果, 这类方法虽可较全面地模拟桩~土相互作用机理, 但因其计算参数不易确定、计算结果与影响因素的关系不直观等缺点, 在工程中尚未得到广泛的应用。为能反映出桩土体系的主要工作机理, 而计算分析又不致于太复杂, 近些年来不少工程技术和科研人员将注意力放在研究桩的荷载传递函数特性上^[1~4], 根据所选用的荷载传递函数, 只要进行一些较简单的数值运算便可得到桩的荷载~沉降曲线, 并且由此分析桩的工程力学性状。

从已有试验资料看, 桩的荷载传递函数一般比较复杂, 其近似数学模型包括弹~全塑性模型、双折线硬化模型、三折线软化模型、双曲线模型和指数函数模型等^[2]。应用表明, 双折线硬化模型和双曲线模型等对分析桩的荷载~沉降特性往往具有较好的效果^[1]。然而, 对这些数学模型, 桩的荷载~沉降关系至今仍无较完备的解析解。

本文将针对双折线硬化模型(图1)推导出—组计算桩的轴向荷载~沉降曲线的解析公式, 并由此分析桩周和桩底土特性参数对曲线形的影响。文末还将对两根桩的静载荷试验数据进行拟合, 藉以验证本文公式的实用性。

由于本文旨在建立一种算法, 对双折线模型的参数确定问题将不作详细讨论, 读者可查阅有关文献^[3~6]。

桩的轴向荷载~沉降曲线的解析算式

所用的桩体和土的力学模型如图1所示, 其中假设桩体为匀质等截面弹性杆件, 桩周和桩底土的作用力分别用双折线荷载传递函数来近似表达。这里, λ_1 和 λ_2 分别是桩周土弹

性极限位移 u_i 前、后对应的抗剪刚度系数(N/m²), 而 k_1 和 k_2 分别是桩底土弹性极限位移 u_e 前、后对应的抗压刚度(N/m)。

在匀质地基中, 当桩顶受到轴向压力作用时, 桩体各截面的轴力和沉降将随深度的增加而减小。因此, 随着桩顶荷载的增大, 桩周土将由浅向深逐渐进入塑性硬化阶段直至破坏。

(一) 桩周土全部处于弹性阶段

为便于说明, 用 P 和 S 表示本文所要研究的桩顶荷载和沉降, 而用 P_B 和 S_B 代表桩底所受的反力和沉降, 其中后两者将是下文公式推导过程中的参变量。

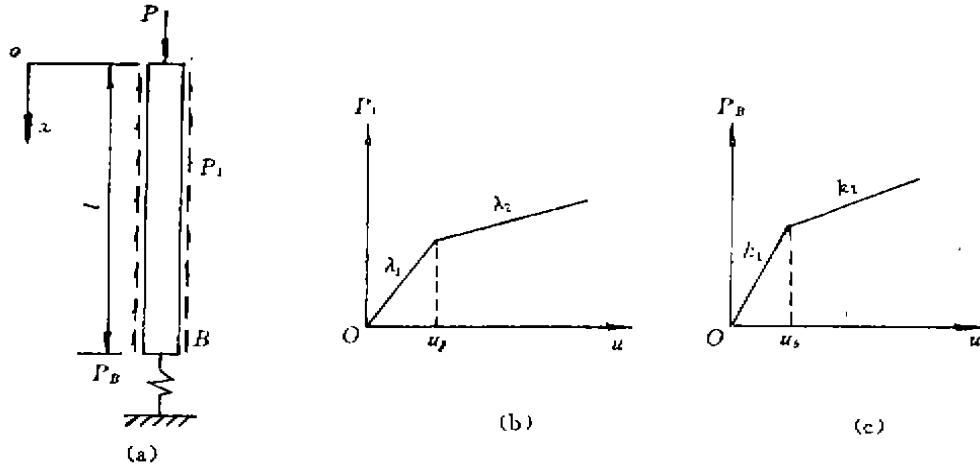


图1 桩~土体系的简化力学模型

(a) 桩体 (b) 桩周土 (c) 桩底土

当荷载较小时, 桩周土全部处于弹性状态, 桩体截面位移 $u(x)$ 应满足如下方程

$$\left. \begin{aligned} EA \frac{d^2 u}{dx^2} - \lambda_1 u &= 0, \\ EA \frac{du}{dx} \Big|_{x=l} &= -P_B, \\ u \Big|_{x=l} &= S_B. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中 E 、 A 分别为桩的弹性模量和横截面积。

若记 $b_i = \sqrt{\lambda_i / (EA)}$, $i = 1, 2$, 则式(1)的解可表示成

$$u(x) = C_1 \cdot \text{sh}(b_1 x) + C_2 \cdot \text{ch}(b_1 x) \quad (2)$$

其中积分常数 C_1 和 C_2 为

$$C_1 = -S_B \cdot \text{sh}(b_1 l) - P_B \cdot \text{ch}(b_1 l) / (b_1 EA),$$

$$C_2 = S_B \cdot \text{ch}(b_1 l) + P_B \cdot \text{sh}(b_1 l) / (b_1 EA)。$$

由式(2)不难导出桩顶的荷载和沉降:

$$\left. \begin{aligned} P &= -EA \frac{du}{dx} \Big|_{x=0} = -b_1 EAC_1, \\ S &= u \Big|_{x=0} = C_2. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

而桩的刚度可表示为

$$K = \frac{P}{S} = b_1 EA \frac{p_B/S_B + b_1 EA \cdot \text{th}(b_1 l)}{b_1 EA + (P_B/S_B) \cdot \text{th}(b_1 l)}. \quad (4)$$

对于给定桩~土体系, 式(4)中 K 是否为常数还要看 u_1 与 u_b 的相对大小。

1. $u_1 \leq u_b$

在这种情况下, 在 $0 \leq S \leq u_1$ 内, $P_B/S_B = k_1$ 为常数, K 便也是一个常数 K_0 。若引入记号

$$\eta_{ij} = \frac{k_j + b_j EA \cdot \text{th}(b_j l)}{b_j EA + k_j \cdot \text{th}(b_j l)}, \quad i \text{ 和 } j = 1, 2 \quad (5)$$

则 K_0 可由下式表示

$$K_0 = \eta_{11} b_1 EA \quad (6)$$

它就是 $P \sim S$ 曲线上初始直线段关于 S 轴的斜率值。

2. $u_1 > u_b$

在这种情况下, 桩底土有可能比桩周土先进入塑性硬化阶段。

设 S_{cr1} 为与 $S_B = u_b$ 对应的桩顶沉降。由式(3)得 $S_{cr1} = [\text{ch}(b_1 l) + \frac{k_1}{b_1 EA} \text{sh}(b_1 l)] u_b$ 。若

$S_{cr1} \leq u_1$, 则桩底土将先进入塑性硬化状态, $P \sim S$ 关系在 $S = 0 \sim S_{cr1}$ 内仍是一斜率为 K_0 的直线段, 而在 $S = S_{cr1} \sim u_1$ 内变成

$$P = \eta_{12} b_1 EAS + (k_1 - k_2) [\text{ch}(b_1 l) - \eta_{12} \cdot \text{sh}(b_1 l)] u_b \quad (7)$$

它是以 $P_B = k_1 u_b + k_2 (S_B - u_b)$ 代入式(3)并经化简整理后得出的。式(7)表示的是一条过点 $(\eta_{12} b_1 EAS_{cr1}, S_{cr1})$ 、斜率为 $\eta_{12} b_1 EA$ 的直线段。

由于对给定桩土体系一般有 $k_1 > k_2$, 易证出 $\eta_{12} < \eta_{11}$ 。这说明当桩顶沉降大于 S_{cr1} 后, 桩的刚度便会开始降低了。

若 $S_{cr1} > u_1$, 则桩周土比桩底土先进入塑性状态, 桩的 $P \sim S$ 关系在 $S = 0 \sim u_1$ 内是一条过原点、斜率为 K_0 的直线段。

(二) 桩周土部分进入塑性硬化阶段

当桩顶荷载增大到使沉降 $S > u_1$ 时, 浅部桩周土将进入塑性硬化状态。下面以图2中硬化段长度 l_2 为参变量来说明桩顶 $P \sim S$ 曲线的解析算法。

对于图2所示的力学模型, 若先列出两类桩段

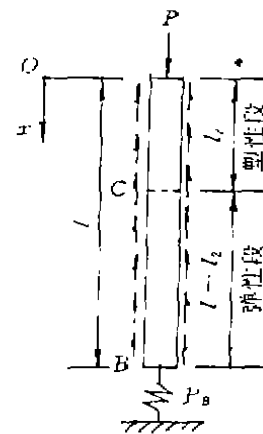


图2 浅部桩周土进入塑性硬化状态

的微分方程, 再根据交界面上力与位移连续条件和边界条件, 则其求解过程相当繁琐。本文将不采用这一常规求解途径, 而拟介绍一种可用于求分段匀质等截面桩或层状地基中桩的轴向荷载~沉降曲线的简便解析递推法。

首先将图2中截面C以下桩段的影响用该截面受力 P_C 和沉降 S_C 来反映。显然。在 $l_2 = 0 \sim l$ 条件下, $S_C = u_1$ 。由于图中BC段桩周土处于弹性阶段, 若将式(6)或(7)中的 l 以 $(l - l_2)$ 代替, 则由上文方法和这些公式即可方便地求出与该 l_2 对应的 P_C 。

于是, 图2中OC段桩的微分方程和边界条件可表示成

$$\left. \begin{aligned} EA \frac{d^2 u}{dx^2} - \lambda_1 u_1 - \lambda_2 (u - u_1) &= 0, \\ EA \frac{du}{dx} \Big|_{x=l_2} &= -P_C, \quad u \Big|_{x=l_2} = S_C. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

由式(8)的解得

$$\left. \begin{aligned} P &= -EA \frac{du}{dx} \Big|_{x=0} = \left[(\alpha + \beta - 1) b_2 EA \cdot \text{sh}(b_2 l_2) + k_C \cdot \text{ch}(b_2 l_2) \right] u_1, \\ S &= u \Big|_{x=0} = \left[(\alpha + \beta - 1) \text{ch}(b_2 l_2) + \frac{k_C}{b_2 EA} \text{sh}(b_2 l_2) + (1 - \beta) \right] u_1, \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

式中 $\alpha = S_C/u_1$, $\beta = \lambda_1/\lambda_2 = (b_1/b_2)^2$, $K_C = P_C/u_1$ 。由于在 $l_2 = 0 \sim l$ 内 $S_C = u_1$, 故 $\alpha = 1$ 。若记 S_{cr3} 为与 $l_2 = l$ 相对应的桩顶沉降, 则利用上述递推法和公式便不难求出桩在 $S = u_1 \sim S_{cr3}$ 内的 $P \sim S$ 关系。由式(9)易证, 它一般表示的是一段曲线, 并且 P/S 值或桩的刚度将随 l_2 的增大而降低。

(三) 桩周土全部进入塑性硬化阶段

在这一阶段应有 $S > S_{cr3}$, $S_B > u_1$, 图2中C截面与桩底B重合。显然, 桩的 $P \sim S$ 关系仍可藉助于式(9)来确定, 只是其中部分参数须作变动: $\alpha = S_B/u_1 (> 1)$, $l_2 = l$, $K_C = P_B/u_1$ 。由于 P_B 的计算公式与 S_B 和 u_b 的相对大小有关, 故按以下两种情况列出 $P \sim S$ 关系显式表达式。

1. $u_b \leq u_1$

因在这种情况下 $S_B > u_b$, 故公式(9)中的 $P_B = k_1 u_b + k_2 (S_B - u_b)$, 继而可由该式导出 $S \geq S_{cr3}$ 范围内的 $P \sim S$ 关系式:

$$\begin{aligned} P &= \eta_{22} b_2 EA S + (k_1 - k_2) [\text{ch}(b_2 l) - \eta_{22} \cdot \text{sh}(b_2 l)] u_b + (\beta - 1) b_2 EA \cdot [\text{sh}(b_2 l) \\ &\quad - \eta_{22} \cdot \text{ch}(b_2 l) + \eta_{22}] u_1 \end{aligned} \quad (10)$$

它在 $P \sim S$ 坐标系中对应的是一斜率为 $\eta_{22} b_2 EA$ 的直线段。

2. $u_b > u_1$

当 $S_B = u_1 \sim u_b$ 时, $P_B = k_1 S_B$ 。设与 $S_B = u_b$ 对应的桩顶沉降为 $S_{cr4} = [\text{ch}(b_2 l) + \frac{k_1}{b_2 EA} \text{sh}(b_2 l)] u_b + (\beta - 1) [\text{ch}(b_2 l) - 1] u_1$, 则由式(9)可导出在 $S = S_{cr3} \sim S_{cr4}$ 内的 $P \sim S$ 关

系式

$$P = \eta_{21} b_2 EAS + (\beta - 1) [\text{sh}(b_2 l) - \eta_{21} \cdot \text{ch}(b_2 l) + \eta_{21}] b_2 EA u_1 \quad (11)$$

它表示的是一条斜率为 $\eta_{21} b_2 EA$ 的直线段。

容易验证, 当 $S_B > u_b$ 或 $S > S_{cr4}$ 时, $P \sim S$ 关系与式(10)相同。对于给定桩土体系, 将存在 $\eta_{21} > \eta_{22}$, 故桩在 $S = S_{cr3} \sim S_{cr4}$ 内的刚度比 $S > S_{cr4}$ 内的要高。

至此, 本文已对图1所示力学模型建立了计算桩的轴向荷载~沉降曲线的一套完整的解析公式。若给定桩土体系中的 $\lambda_2 = 0$, 则可应用罗必塔法则对本文上述有关公式予以改写, 如式(9)将变成

$$\left. \begin{aligned} P &= (\lambda_1 l_2 + k_c) u_1, \\ S &= \left(\alpha + \frac{k_c l_2}{EA} + \frac{1}{2} b_1^2 l_2^2 \right) u_1, \end{aligned} \right\} \quad (9')$$

而式(10)~(11)中的 $\eta_{22} b_2 EA$ 和 $\eta_{21} b_2 EA$ 分别改为 $k_2 / (1 + k_2 l / EA)$ 和 $k_1 / (1 + k_1 l / EA)$ 。

由以上推导过程及其结果不难看出, 桩周和桩底土弹性极限位移的相对大小对桩的轴向荷载~沉降曲线的形状有较明显的影响, 并且从 S_{cr1} 的计算式可导出, 仅在 $u_b < u_1$ 和 $\text{sh}(b_1 l) < [\sqrt{k_1^2 / (2b_1 EA)^2 - u_1 / u_b} - 1 - k_1 / (2b_1 EA)]$ 条件下, 桩底土才会先于桩周土进入塑性阶段。

桩的轴向荷载~沉降特性

从式(5)~(11)容易看出, 除参变量 l_2 外, 桩的轴向荷载~沉降曲线一般受桩体、桩周和桩底土共九个特性参数的影响。但若将这一曲线绘于无量纲坐标系 $(P/EA) \sim (S/l)$, 则它将变成仅是如下6个无量纲特性参数的函数:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\lambda}_1 &= b_1 l, \quad \beta = \lambda_1 / \lambda_2, \quad \bar{u}_1 = u_1 / l, \\ \bar{k}_1 &= k_1 l / EA, \quad \gamma = k_1 / k_2, \quad \bar{u}_b = u_b / l. \end{aligned} \right\}$$

从物理学意义上来说, $\bar{\lambda}_1$ 和 \bar{k}_1 反映的是桩周土剪切刚度和桩底土压缩刚度与桩体刚度($K_p = EA/l$)的比值, 而 β 和 γ 则分别表示桩周和桩底土的非线性程度。可见, 桩的荷载~沉降曲线除与土的非线性有关外, 还受桩体与地基土间的相对特性控制。

下面利用本文公式讨论一下桩的承载力特性及其与桩初始刚度的关系。

(一) 桩的极限承载力

根据现行规范, 可以取实测 $P \sim S$ 曲线的第二拐点作为桩的极限承载力。本文参照这一方法, 对图1所示模型的桩的极限承载力 P_u 在理论上作如下定义, 当 $u_b \leq u_1$, 它等于桩周土全部进入塑性状态时的桩顶荷载, 当 $u_b > u_1$, 它就是桩底土进入塑性状态时的桩顶荷载。根据这一定义, 由式(9)得

$$\bar{p}_u = \frac{P_u}{EA} = \left\{ \begin{aligned} &(\beta \bar{\lambda}_2 \text{sh} \bar{\lambda}_2 + k_2 \text{ch} \bar{\lambda}_2) \bar{u}_1 + (\bar{k}_1 - \bar{k}_2) \bar{u}_b \text{ch} \bar{\lambda}_2, & u_b \leq u_1, \\ &(\beta - 1) \bar{\lambda}_2 u_1 \text{sh} \bar{\lambda}_2 + (\bar{\lambda}_2 \text{sh} \bar{\lambda}_2 + \bar{k}_1 \text{ch} \bar{\lambda}_2) \bar{u}_b, & u_b > u_1. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中 $\bar{\lambda}_2 = \bar{\lambda}_1 / \sqrt{\beta}$, $\bar{k}_2 = \bar{k}_1 / \gamma$ 。

由式(12)知, 桩的极限承载力不但受桩体和土的物理和弹性力学参数(EA, l, λ_1 和 k_1)的影响, 而且还与土的弹性极限位移及非线性参数(u_1, u_6, β 和 γ)密切相关; 其次, 当桩顶荷载取极限承载力时, 桩周和桩底土的强度发挥程度一般存在着差异, 这与规范公式在概念上是不相同的。

当式(12)中 $u_6 = u_1, \lambda_2 = k_2 = 0$ 时,

$$\bar{P}_u = (\bar{\lambda}_1^2 + \bar{k}_1) \bar{u}_1 \quad (13)$$

可见, 在这种特殊情况下, 桩的承载力才可按规范方法由桩侧摩阻力与桩底土反力迭加起来确定。

(二) 桩的初始刚度及其与承载力的关系

对于图1所示模型, 桩的初始刚度 K_e 可用式(6)确定。若用无量纲参数并且 K_e 也用桩体刚度 K_p 无量纲化, 则有

$$\bar{K}_e = \frac{k_e}{k_p} = \frac{\bar{k}_1 + \bar{\lambda}_1 \cdot \text{th} \bar{\lambda}_1}{\bar{\lambda}_1 + \bar{k}_1 \cdot \text{th} \bar{\lambda}_1} \bar{\lambda}_1 \quad (14)$$

可见, \bar{K}_e 仅是 $\bar{\lambda}_1$ 和 \bar{k}_1 的函数(图3); \bar{K}_e 随 \bar{k}_1 的增大而非线性增大, 但当 $\bar{k}_1 \geq 10^2$ 时, \bar{K}_e 便几乎不受 \bar{k}_1 的影响了; \bar{K}_e 也随 $\bar{\lambda}_1$ 的增大而增大, 并且当 $\bar{\lambda}_1$ 约大于2.5后即近似有 $\bar{K}_e = \bar{\lambda}_1$ 。这意味着, 若相对于桩体来说桩周土较硬或桩的长细比较大而致使 $\bar{\lambda}_1 > 2.5$, 则各种类型的桩将具有大致相同的初始刚度。但是, 常识告诉人们, 在这种情况下, 摩擦桩和支承桩的极限承载力是不会相同的。因此可作如下推论: 当 $\bar{\lambda}_1 > 2.5$ 时, 桩的初始刚度与极限承载力间将不存在一一对应关系。

对于 $\bar{\lambda}_1 < 2.5$ 的情况, 比较式(12)和(14)即知, 桩的极限承载力与刚度间的关系相当复杂, 难以写出其相关系数的显式表达式。可见, 用刚度和一相关系数去推求桩的承载力一般只是一种近似或经验的做法。

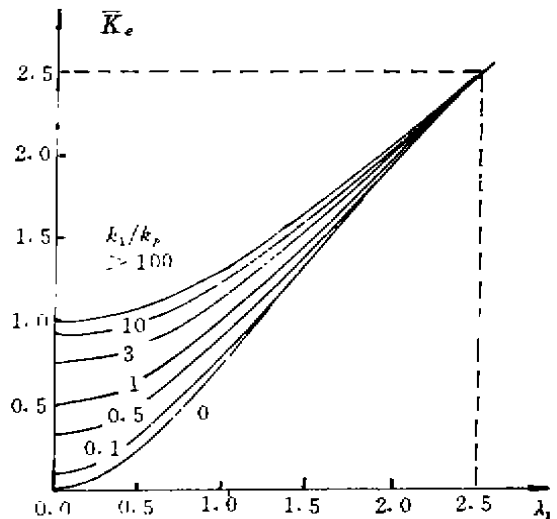


图3 桩无量纲初始刚度特性曲线

实测数据分析

(一) 广州试桩^[7]

该试桩在广州附近, 直径0.6m, 长度20.85m, 杨氏模量为 3.2×10^4 MPa, 桩周土剪切

模量取 $1.23 \times 10^4 \text{ kPa}$ 。桩的实测 $P \sim S$ 关系曲线在图4中用实线表示,而图中的虚线则是用本文公式求出的理论曲线。理论曲线对应的桩周土和桩底土特性参数为: $\lambda_1 = 4.12 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$, $\lambda_2 = 0$, $u_1 = 2.12 \text{ mm}$; $k_1 = 2.77 \times 10^5 \text{ kN/m}$, $k_2 = 6.02 \times 10^4 \text{ kN/m}$, $u_3 = 5.5 \text{ mm}$ 。这里 k_2 是用本文公式和图中实线最后一段斜率直接求出,而其它参数则是由对实测数据作拟合得出的。

与文献[7]和[3]比较后可以得知,用双折线硬化模型比弹~全塑性模型能更好地反映广州试桩的 $P \sim S$ 关系特性,本文解法能方便地拟合出这一曲线的全过程。

(二) 杭州试桩

工程位于杭州市北郊,桩周土是粘土,桩底土是强风化岩石。试桩是 $350 \times 350 \text{ mm}$ 的预制桩,长 19 m ,弹性模量 $2.9 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ 。试验中采用快速加载法,得出桩的荷载~沉降关系曲线如图5中实线所示。经用计算机拟合,对图5中虚线所示的理论曲线,桩周和桩底土的特性参数分别取为 $\lambda_1 = 3.0 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$, $\lambda_2 = 0$, $u_1 = 8.0 \text{ mm}$; $k_1 = 2.3 \times 10^5 \text{ kN/m}$, $k_2 = 1.8 \times 10^4 \text{ kN/m}$, $u_3 = 1.7 \text{ mm}$ 。

按本文理论公式,广州试桩和杭州试桩的极限承载力分别为 3000 kN 和 1000 kN 。由图4和图5实测曲线看,这种理论值还是可以接受的。

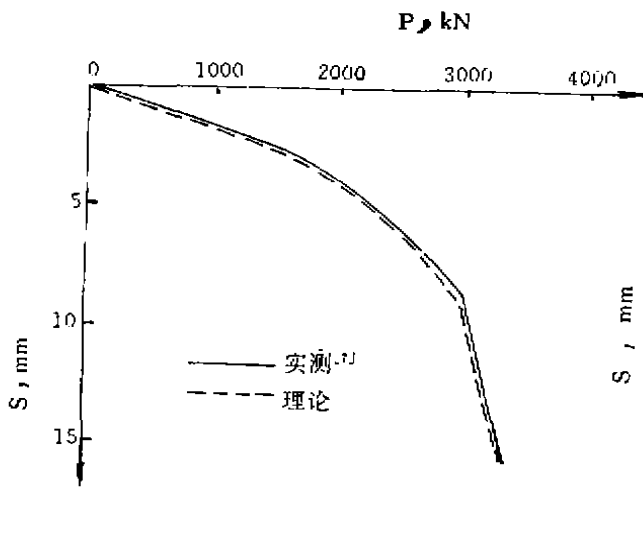


图4 广州试桩 $P \sim S$ 关系曲线

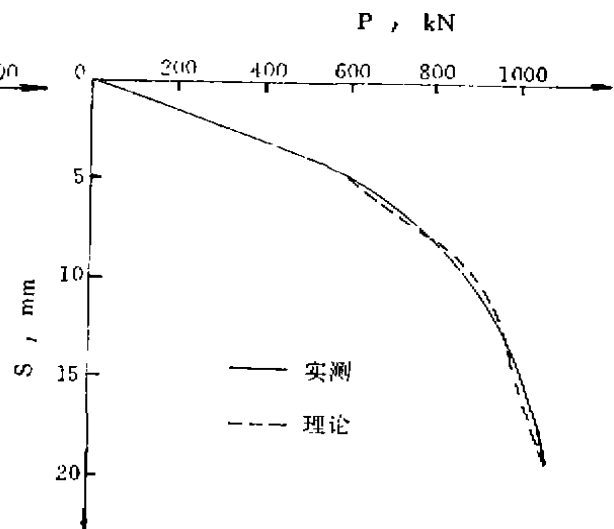


图5 杭州试桩 $P \sim S$ 关系曲线

小结

对于双折线型荷载传递函数,本文导出了一套完整的确定单桩轴向荷载~沉降曲线的解析算式。这些公式以及文中介绍的递推法也可方便地用于计算分段匀质等截面桩或成层地基中桩的荷载~沉降曲线。

本文分析表明,仅在弹~全塑性模型下,桩的极限承载力才能由极限侧摩阻力与桩底

反力的和来确定。而在一般情况下,当桩荷载取极限承载力时,桩周和桩底土强度发挥的程度是有差异的。

本文分析还表明,桩的初始刚度与极限承载力间的定量关系比较复杂,并且当桩的长细比较大或桩周土与桩体材料模量比较高时,两者之间几乎不存在一一对应关系。因此,用刚度推求桩的承载力(如小应变动测法)^[6]宜持慎重态度。

参考文献

- [1] 袁建新等,桩荷载与变位的数值模拟分析,岩土力学, Vol.12, No.1, 1991。
- [2] 李作勤,摩擦桩的荷载传递及承载力的一些问题,岩土力学, Vol.11, No.4, 1990。
- [3] 曹汉志,桩的轴向荷载传递及荷载~沉降曲线的数值计算方法,岩土工程学报, Vol.8, No.6 1986。
- [4] 王杰贤,按桩~土共同工作确定单桩承载力,第五届全国土力学与基础工程学术会议论文集,中国建工出版社,1989。
- [5] Fleming, W.G.K., et al., Pile Engineering, Surrey Uni. Press, 1986。
- [6] 徐敏在,桩的动测新技术,中国建工出版社,1989。
- [7] 罗惟德,单桩承载机理分析与荷载~沉降曲线的理论推导,岩土工程学报, Vol.12, No.1, 1990。

会议讯息

1993年深层搅拌法设计、施工经验交流会 将在杭州浙江大学召开

深层搅拌法(包括浆液喷射深层搅拌法和粉体喷射深层搅拌法)近年来在我国软粘土地基加固中得到广泛应用,为了总结、交流我国在深层搅拌法应用和理论研究方面的新鲜经验,促进深层搅拌法应用水平进一步提高,中国土木工程学会土力学及基础工程学会地基处理学术委员会会同部分单位决定于1993年11月9日至12日(8日报到)在杭州浙江大学共同组织召开1993年深层搅拌法设计、施工经验交流会,会议论文集深层搅拌法理论与实践已正式出版,申请参加会议和购买会议论文集的单位(或个人)请与310027浙江大学土木系岩土工程研究所邱彩兰联系。

膨胀土研究综述

(铁科院铁建所土工室)

刘国楠

引言

膨胀土是一种含一定数量亲水矿物(蒙脱石、伊利石等)并有特定结构的非饱和粘性土,具有较大的往复膨胀收缩性,吸水膨胀,失水收缩,所以也称胀缩性土。有的裂隙很发育,被称为裂土。膨胀土的液限、塑限和塑性指数较大,压缩性偏低,在天然含水量的情况下常处于较坚硬的状态,易被工程技术人员忽视,但是对工程建设潜在着严重的破坏性。而且一旦出事治理难度大,因此人称之为“隐藏的灾难”。

膨胀土的工程问题是1938年美国垦务局在一座钢制虹吸管工程中首先认识并报导的,随后几十年又有近二十个国家和地区提出了有关膨胀土问题造成危害的报告,其中美国、印度、南非、以色列、中国、澳大利亚和加拿大等国尤为突出。Johns和Holtz(1973)曾统计报道,在美国由于膨胀土问题造成的损失至少达二十三亿美元,据说九十年代初已增至七十亿美元,比洪水、风和地震所造成损失总和的两倍还多。

膨胀土在我国的分布范围很广,遍及20多个省区。据不完全统计,在膨胀土地区修建的各类工业与民用建筑物因胀缩变形而损坏或破坏的有1000万平方米,其中广西就占十分之一。全国通过膨胀土地区的铁路线约占铁路总长度的15-25%,因膨胀土而带来的各种病害非常严重。每年直接的整修费就在亿元以上。仅襄渝铁路施工决算统计,由于膨胀土在施工期间造成的破坏,就使路基的造价每公里增加了91.64万元。焦枝铁路212公里的膨胀土路基,1972—1978年间,仅防洪工程费一项就支出6.5亿元。据估计全国由于膨胀土而带来的直接损失达数亿元之多。

膨胀土研究的回顾

膨胀土的工程问题已成为世界性的研究课题,引起了各国学术界和工程界的高度重视。自1965年在美国召开首届国际膨胀土会议之后,每四年一届,今年在美国DALLAS召开了第七届会议。此外,国际工程地质大会、国际土力学及基础工程大会以及许多地区性的国际会议都将膨胀土工程问题列为重要的议题。英国、前苏联、美国、日本和罗马尼亚等国都先后组织力量专门研究膨胀土的工程性质,制定有关的规范,充分反映了各国对膨胀土工程问题的高度重视及采取的科学态度。

本文为中国科协首届青年学术年会卫星会议,首届全国岩土力学与工程青年工作者讨论会水平报告之一

我国对膨胀土的工程问题给予了极大的重视。在七十年代开始,有组织地在全国范围内开展了大规模的膨胀土研究工作。在全国十余个省区进行了膨胀土普查,并在此基础上选择了若干试验研究基地,建立了长期观测网。在处理工程问题的实践经验、试验技术和基础理论等方面都积累了丰富的资料,取得了一批成果。八十年代后期铁道部重点课题“裂土的工程性质及其在铁路工程中的应用技术条件的研究”的研究成果获国家科技进步二等奖,从一个方面代表了我国现在的研究水平。原国家建委系统先后两次组织了全国膨胀土地基设计专题研究学术讨论会;铁路系统连续三次组织召开召开了全国膨胀土(裂土)工程研究学术会议。此外,全国土力学及基础工程学会、铁道学会和工程地质学会等在全国性的学术会议中也设膨胀土专题讨论。

我国膨胀土研究工作主要集中在以下几个方面:(1)工民建膨胀土地基问题;(2)膨胀土地区的筑路工程问题;(3)膨胀土的筑坝问题;(4)膨胀土工程性质及测试技术等。其研究成果集中体现在有关的技术规范中。自1978年以来,先后制定了“膨胀土地区建筑技术规范”、“铁路路基裂土(膨胀土)工程技术条件暂行规定”,“铁路膨胀土工程地质勘测规则”也正在编制;“膨胀土地区营房建筑技术规定”也已制定在军队内实施;“胀缩土筑坝”已纳入“碾压式土石坝设计手册”。有关膨胀土试验的内容和方法在各种土工试验规程、手册与方法均有体现。

膨胀土研究的特点和方法

膨胀土的研究也面临两大课题:变形和强度。膨胀土地基的变形指的是胀缩变形,是造成膨胀土地基上建筑物开裂破坏的原因。膨胀土的强度问题,要研究的是强度的衰减性和土体的多裂隙性,这是引起膨胀土构筑物如堤、坝、路堑边坡失稳破坏的主要原因。而这两个问题都和水有直接的关系。借图1、图2来说明上述两个问题。

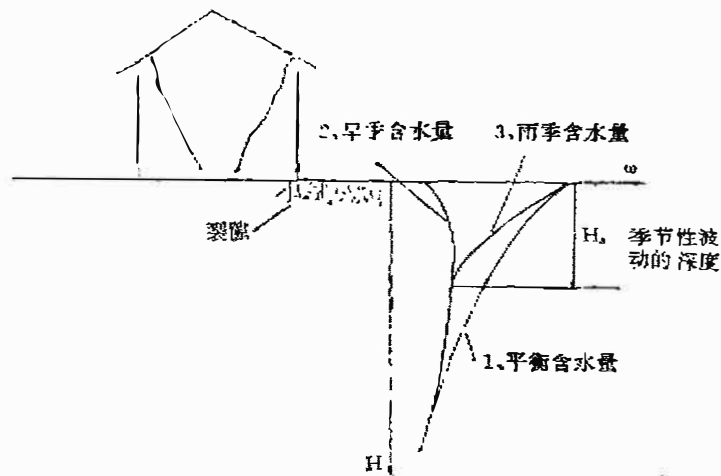


图1 膨胀土地基胀缩示意图

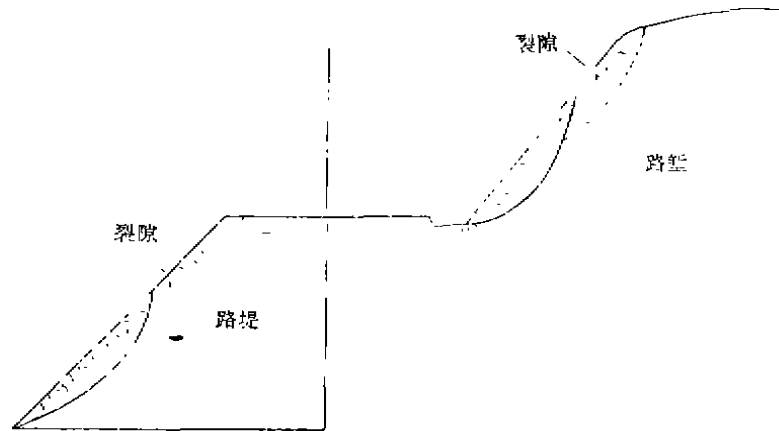


图2 膨胀土边坡破坏示意图

如图1所示,说明均匀土层中水份的变化情况。曲线2代表旱季土中含水量的分布,曲线3代表雨季的含水量分布, H_s 代表发生胀缩变形的土层厚度。 H_s 取决于土的渗透性和气候的变化,环境的因素如草坪浇水、植树、排水、屋面排水、排水渠和池塘的形成都能使 H_s 增大,最大有可能达到7-10m。一旦膨胀土地基上的建筑物变化了原来的平衡,不均匀的胀缩变形就会引起建筑物的开裂破坏。

如图2所示,对于路堤、路堑边坡,由于气候变化引起胀缩循环在膨胀土的表层形成裂隙,降低了土的强度,这些裂隙有利于雨水的入渗,使得膨胀土体进一步软化,直至失稳。

由上可见,重视环境因素对膨胀土问题的影响是膨胀土研究的一大特点。对于膨胀土的研究,国内外仍沿用土力学的常规方法与内容,主要从膨胀土地区的工程事故调查着手,采集土样进行基本性质的室内试验研究,进行膨胀土的判别与分类,然后是场地评价、变形计算、制定相应的工程措施和工后观测等。所不同的是研究气候变化、植被条件的变化等环境对膨胀土的影响。

膨胀土研究的进展

几十年来国内多次组织了大规模的多学科、多课题膨胀土研究。与国外的研究工作相比有以下特点:1. 结合膨胀土的实际工程问题,针对性强;2. 重视地质环境和工程地质条件的研究;3. 从矿物分析和微观结构分析入手,试图解释膨胀机理;4. 比较系统地开展了土坡稳定和强度特性的研究;5. 除了较普遍地开展了常规的室内试验之外,还开展了三向胀缩特性试验和原位试验及现场观测工作。我国关于膨胀土研究方面有一定的经验和成果。

关于膨胀土的成因、矿物组成、微观结构和分类判别方面,黄熙龄教授(1988年)曾应邀在第六届国际膨胀土会议上特约报告介绍我国在这方面的研究成果。高国瑞(1984年)、谭罗荣(1987年)等对膨胀土微结构及其工程性质间关系方面的研究很有特点。

在膨胀土的胀缩特征研究方面,轻工业部二院(1976年)、铁科院西北所(1988年)、

黄熙龄(1988、1992年)分别研制了专门的仪器或进行现场观测,开展三向胀缩特性的研究,试图分析解释坡地建筑物地基的变形规律、膨胀土的土压力和膨胀土开挖边坡的变形等问题。

在膨胀土强度研究方面,研究结果表明,膨胀土的强度衰减主要有三个原因:胀缩性、超固结性、裂隙性。对于胀缩性对强度的影响,普遍认为天然状态下的膨胀土有很高的强度,但吸水后体积增大,土的结构遭破坏强度降低。降低的幅度与初始的含水量有关。Gibbs(1965年)、李妥德(1988年)认为胀缩变形和干湿循环的次数只影响有效应力指标中的 C' ,对 ϕ' 无太大的影响。廖济川(1988年)的研究结果认为胀缩性对快剪指标 C 、 ϕ 均有影响,因此廖济川(1990年)认为,合理的强度试验方法应该采取天然含水量下的土样在各级荷重下稳定,根据预测的干湿过程,确定浸水或脱水的方式,然后进行剪切得出总应力指标。对于膨胀土的超固结性,对强度的影响表现在软化型的应力应变关系。破坏的特点是渐进破坏,特别是膨胀土地区的开挖问题更要考虑这类问题。因此超固结性膨胀土的残余强度也是人们感兴趣的问题,国内廖济川(1988年)、李妥德(1988年)等都作过研究。目前多集中在渐近破坏的机理和残余强度的研究。在工程实际中如何合理地运用残余强度还未很好得到解决。膨胀土的裂隙对强度的影响问题更为复杂,裂隙对强度的影响主要表现在应力应变关系曲线的形式及强度随试样尺寸的变化而不同。由于裂隙分布的随机性,大面积土样有更多的机遇概括裂隙的影响。在理论上已经得出随试样面积的增大而使不排水强度下降的数学表达式(Lo, K, Y. 1970年)。李妥德(1990年)报道了用不同裂隙频度求出无侧限抗剪强度与试样直径的关系。由于室内还未能很好解决裂隙的影响,所以把抗剪强度的研究转向现场。现场研究的途径有二,一是进行原位试验如大型直剪,现场十字板和静力触探等方法直接测定滑动面的抗剪强度(包承纲1986年、谢承玉1984年、廖济川1986年);二是利用滑动面反算现场的平均强度(马骥1981年、廖济川1986年)。现场试验取得的强度和反算得的强度很相近,多数介于峰值与残余强度之间。

纵观膨胀土的研究可发现,多数的研究工作仅限于具体的问题和膨胀土的特殊性,将其作为一种类型的非饱和土研究其共性方面的工作还不多。这也是许多膨胀土问题目前只能定性解释或用经验、半经验的方法来解决的主要原因。八十年代初以来,以Fredlund为代表的一批学者在前人的基础上发展和完善了非饱和土理论。这一理论的特点是引入了非饱和土的一个应力变量基质吸力(matric suction)($U_a - U_w$),利用 $(\sigma - U_a)$ 、 $(U_a - U_w)$ 两个应力变量便可唯一地、充分地描述非饱和土多相体系的应力状态。Fredlund等对非饱和土的变形、强度、土压力及渗流等问题都作了推导,其中非饱和土的胀缩变形和强度问题表达如下(也可用图3来说明):

$$\Delta e = C_e \Delta \log(\sigma - U_a) + C_m \Delta \log(U_a - U_w)$$

$$S = c' + (\sigma - U_a) \operatorname{tg} \phi' + (U_a - U_w) \operatorname{tg} \phi_s$$

Fredlund非饱和土理论的应用取决于室内外吸力的量测技术,近年来Fredlund领导的研究小组致力于吸力量测技术的改进和现场测试等方面的研究。据报导,用该理论成功地预测了膨胀土地基的一维胀缩变形(Fredlund 1987),在强度方面也进行了大量的工作(Gan et al 1988)。普遍认为,只要解决现场实用吸力测试技术,该理论有广阔的应用前景。

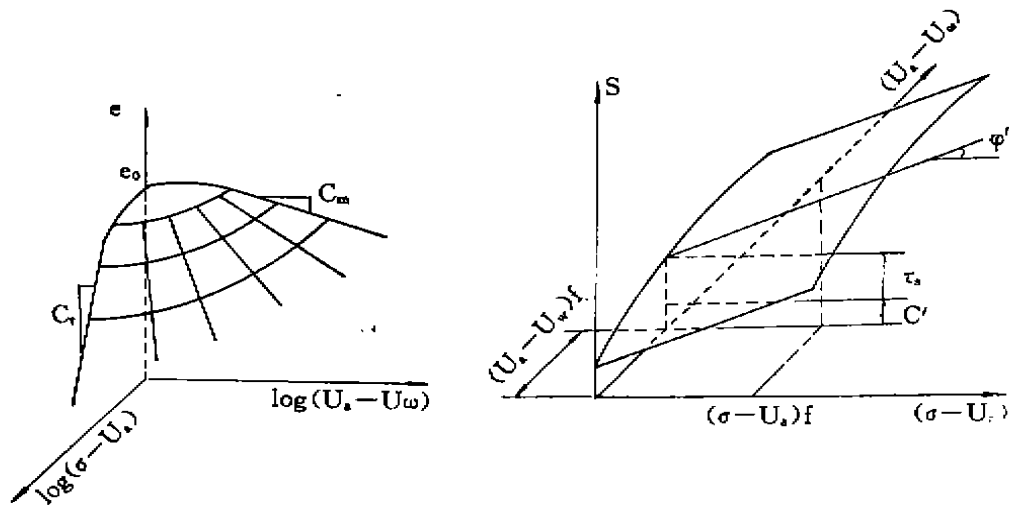


图3 Fredlund理论的一维胀缩模型和扩展的莫尔强度包面

另外,我国年轻学者杨代泉(1990年)、陈正汉(1991)在非饱和土的固结理论方面作出引入注意的成绩,用他们的理论可以用数值分析的方法分析膨胀土土体中水份的迁移和变形过程。

对今后研究的几点看法

由于膨胀土问题的复杂性和特殊性,许多问题未得到很好的解决,要研究的问题很多。虽然几十年的研究已积累了大量的经验和取得了大量的成果,但是大多数工作还停留在经验或半经验阶段,需要有理论上的发展,对膨胀土的工程问题有一个总体上的把握。因此有必要开展非饱和土理论方面的研究,具体的研究应该针对不同的问题。对进一步的研究工作,笔者提几点看法,供参考。

1. 开展吸力方面的研究,包括室内外吸力的测试工作,用吸力理论研究膨胀土的变形和强度问题。
2. 研究膨胀土性质指标和吸力等之间的关系,为非饱和土理论应用膨胀土创造条件。
3. 结合现场观测工作,对新的计算理论进行验证,发展应用数值分析的方法。

参考文献

- (1) Jones, D. E. Jr., Holtz, W. G., "Expansive Soils—The Hidden Disaster", Civil Engineering, Aug. 1973, Vol.43, No.8
- (2) Huang, X. L. (黄熙龄), (1988) "The Identification and Classification of Expansive Soil in China" Proc. of 6th ICES, New Delhi 1988.
- (3) 高国瑞(1984年), 膨胀土的微结构与膨胀势, 岩土工程学报, Vol.6, No.2.
- (4) 谭罗荣(1987年), 某些膨胀土的基本性质研究, 岩土工程学报, Vol.9, No.5.
- (5) 轻工业部二院勘察处(1976年), 三维膨胀试验装置与试验结果的初步分析, 勘测技术资料, 1976年, 第四期.

- (6) 铁科院西北所(1988年), 裂隙土三向胀缩特性的室内研究, 铁科院论文集裂隙土专辑(下集), 1992年3月.
- (7) 黄熙龄, 方向(1992年), 膨胀土三向变形的特性, 非饱和土理论与实践学术研讨会文集, 1992年3月, 北京.
- (8) 吉布斯(Gibbs, H. J.) (1965年), 粘性土的抗剪强度, 粘性土抗剪强度译文集, 科学出版社, 1965.
- (9) 李妥德(Li, T. D.) (1988年), Method of Determining the Shear Strength for Cut Slope in Expansive Soil, Proc. of ICEPRS, Beijing, 1988.
- (10) 廖济川(Liao, J. C.) (1988年), Shear Strength Related to Cutting in Anhui Leck, Proc. of ICEPRS, Beijing, 1988.
- (11) 廖济川(1990), 膨胀土抗剪强度的研究概况, 全国首届膨胀土科学研讨会论文集, 西南交通大学出版社.
- (12) 廖济川(1988年), 密实滑坡土抗剪强度试验中的几个问题, 第三届工程勘察学术交流会议论文集, 中国建工出版社, 1988.
- (13) Lo, K. Y. (1970), The Operational Strength of Fissured Clays, Geot. Div. of ASCE, Vol. 20, No. 1, 1970.
- (14) 李妥德(1990年) 裂隙粘土陡坡设计方法, 岩土工程学报, Vol. 12, No. 2.
- (15) 包承纲(1986年), 用土工方法研究青山软层的抗剪强度, 水文地质与工程地质, 1986年, 第三期.
- (16) 廖济川(1986年), 裂隙粘土现场抗剪强度的确定, 岩土工程学报, Vol. 8, No. 3.
- (17) 谢承玉(1984年), 用静力触探确定粘土滑坡的不排水强度, 工程勘察, 1984年第5期.
- (18) 马骥(1981年), 滑坡推力计算中强度指标的反算, 第三届全国土力学及基础工程学术会议论文集, 中国建工出版社, 1981.
- (19) Fredlund, D. G., Morgenstern, N., R., and Widger, R. A., (1978), The Shear Strength of Unsaturated Soils, Canadian Geotechnical Journal, 15.
- (20) Gan, J. K. M., Fredlund, D. G. & Rahardio, H. (1988), Determination of the Shear Strength Parameters of an Unsaturated Soil Using the Direct Shear Test, Canadian Geotechnical Journal.
- (21) Fredlund, D. G. (1987), The Prediction and Performance of Structures on Expansive Soils, Prediction and Performance in Geotechnical Engg., Calgary, Canada.
- (22) 杨代泉(1990), 非饱和土广义固结理论及其数值模拟与试验研究, 南京水利科学研究院博士论文.
- (23) 陈正汉(1991), 非饱和土固结的混和物理论, 陕西机械学院博士论文.

强夯机理初探

张孔修 陈友文

(马鞍山钢铁设计研究院)

[摘要] 指导强夯的设计与施工,目前仍以经验为主,强夯的有效加固深度,皆按梅那公式计算,梅那公式的经验系数 α 未作阐明,本文给出了完整的理论公式,并给出了物理概念明确的曲线,得出夯沉量的计算公式,对夯击下的土中应力和位移,并由此对夯坑大于夯锤、夯坑周边隆起、夯点下方出现径向放射状裂缝、夯点最佳中距、满夯所需单击夯击能等机理作了分析。对下部软土上冒机理作了理论解释,最后提出演变及展望。

概 述

强夯法处理地基是法国梅那于六十年代末首先创用的,通过马钢高炉原料场的应用,我们认为优点有:处理效果快速显著;施工机具简单,几乎不需要建筑材料,费用低廉(往往为其它方法所不及);可以利用某些废料、变废为利;适用土质范围广(取决于有效的排水);特别适用于大面积加固地基。

其缺点及弱点为:产生强烈震动及声响,距居民区近的场地不宜采用;小面积的加固,非其所宜;指导强夯仍以经验为主。

还应指出:强夯的成败,取决于排水;成效的高低,取决于综合措施。

强夯的加固深度

通常由著名的Menard公式计算,公式为:

$$H = \alpha \sqrt{\frac{Qh}{10}} \quad (1)$$

式中 H 为加固深度(m), Qh 为单击夯击能($kN \cdot m$), α 为系数,由公式可知 α 是有因次的。

笔者未看到该公式的推导资料,从物性而言,加固深度应与夯击能和土质条件二者有关,前者为外因,后者为内因。由此而论, α 应反映土质条件,现从能流原理推导如下:

夯击时,土体受撞击而产生体波,以撞击点为半球体的球心,假设体波自球心呈径向放射,则可认为体波以半球形的波阵面向外传播,如图1所示。

波的能流随着波阵面向前推进,在介质内可以划出许多横断面,由于这些横断面的连续性,在介质中形成许多“能量管”,能流在能量管中以波的速度通过,波阵面的半球形

不断增大,所以能量管是变断面的,一根能量管内,在流通中,假定能量没有损耗,也没有反射与折射,能量管内的任一截面,流过的能量为定值,则能流密度(以下称强度)与能量管的横断面成反比,即波阵面离波源越远,其能流强度越小。

锤底与地基的接触面是水平面,开始的瞬间,能流是竖向向下,并非径向放射,随即扩伸为半个椭球,只有位于轴对称位置向下的一根能量管为直线状变截面能量管,其余的能量管都是弯曲的,并随着与轴对称线夹角的增大而弯曲度增大。

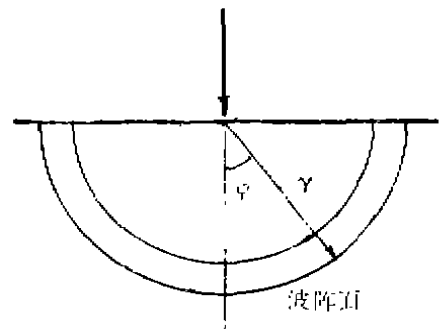


图1 夯击波阵面

设锤底面积为 $A(m^2)$,则能源处的能流强度为 $\bar{\epsilon}_0 = \frac{Qh}{A}$,波阵面半径(广义)为 r 处的能流强度为

$$\bar{\epsilon}_r = \frac{Qh \cos^3 \varphi}{2\pi r^2} \quad (2)$$

式中 φ 为广义半径 r 与对称轴的夹角,见图1,(2)式可改写为:

$$r = \frac{1}{\sqrt{2\pi \bar{\epsilon}_r}} \sqrt{Qh \cos^2 \varphi} \quad (3)$$

取锤心处的对称竖轴作为基准,此处 $\varphi = 0$,将 r 改用 H 表示,此 H 即为有效加固深度,再将 2π 改写一下,即得

$$H = \frac{0.4}{\sqrt{\bar{\epsilon}_H}} \sqrt{Qh}$$

梅那公式的系数 α 由 $tf - m$ 的因次而得,为保持 α 的原状, Qh 为 $kN - m$ 时,应除以10,则上式为:

$$H = \frac{0.4}{\sqrt{\bar{\epsilon}_H}} \sqrt{\frac{Qh}{10}} \quad (4)$$

与(1)式对比,可知梅那公式的系数 α 为

$$\alpha = \frac{0.4}{\sqrt{\bar{\epsilon}_H}} \quad (5)$$

通过 $\bar{\epsilon}_H$ 来反映土质情况, $\bar{\epsilon}_H$ 为深度 H 处的能流强度,其因次为 $(kN - m)/m^2$, (4)式右端的因次为 m , (如(4)式中 Qh 以 $kN - m$ 表示,但不除以10,则将 α 作相应变换即可)。

在深度为 z 的土,在夯击下的应变为 ϵ_z ,则其能流强度为:

$$\bar{\epsilon}_z = \frac{1}{2} E_0 \epsilon_z^2 + \gamma z \epsilon_z \quad (6)$$

其中 E_0 为土的变形模量， γ 为上覆层土的平均容重。当应变 ϵ_s 达到某一数值时便能夯密，则称此时的能流强度 \bar{e}_s 为夯密特征值，当夯击在该深度处提供的能流强度大于它的夯密特征值，便能够夯密；小于此，则不能夯密；若二者相等，便为临界深度，亦即在此夯击能下的有效加固深度。从马钢原料场算得的曲线见图2。

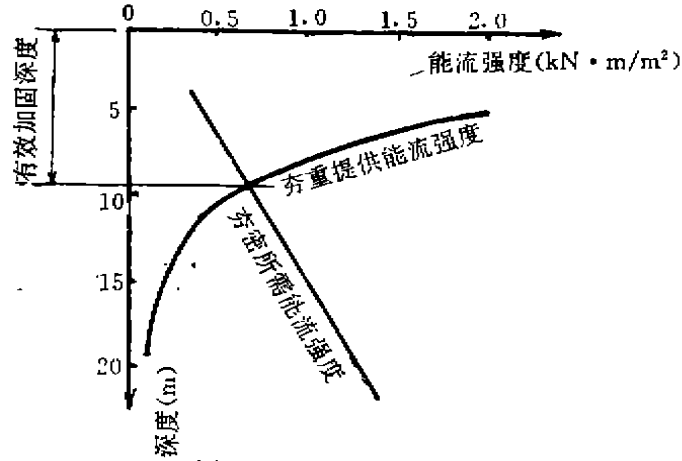


图2 夯击下有效加固深度

由上面的推演可知，只需具有球面积与半径平方成正比的概念，就有可能得出经验公式。

夯沉量

如将土体假设为弹性体，由撞击原理可得锤底接触面的动位移 Δ_d 和动应力 P_d 为

$$\Delta_d = k\Delta_s \quad (7)$$

$$P_d = kP_s \quad (8)$$

式中 Δ_s 、 P_s 为静位移和静荷应力， k 为动力系数

$$k = 1 + \sqrt{1 + \frac{2H}{\Delta_s}} \quad (9)$$

$$\text{则夯沉量}\Delta\text{为} \quad \Delta = \phi DP_d \frac{0.79(1-\mu^2)}{E_0} \quad (10)$$

式中 D 为夯锤底直径， μ 为地基土泊松比， ϕ 的夯沉系数。

按原料场统计，前三击的夯沉系数分别为0.69、0.57、0.29随着击数的增加，夯沉系数逐渐减小，说明土体越来越密实了。

土中应力和位移

求得锤底动应力后，用数值方法可以计算土体中任意点的应力和位移，虽不足以定量

地阐明问题,但是定性地说明,在许多情况下还是可以的。

(1) 竖向压应力 σ_z 沿锤底中轴线往下衰减很快,故其加固深度只能在一个有限的深度以内。

(2) 径向挤压应力 σ_r 及径向位移 μ 在锤底及周边附近一个范围内是很大的,由此可以解释夯坑的直径会大于夯锤的直径、夯坑周边会隆起。

(3) 切应力 τ_{rz} 在靠近锤底一个深度内,其数值大得足以使土体剪切破坏,夯锤下形成夯坑,亦与此有关。

(4) 环向应力 σ_θ 的分布有一个特点,在锤中心区为环向拉应力,其外围则为环向压应力,拉应力区为圆形,在浅层的圆形直径小,但拉应力大,往下则圆形区的直径渐大,但拉应力逐渐减小。由此推断在相当深度以内,土体将开裂而形成平面上呈径向放射状裂缝,浅层裂缝宽,往下则裂缝渐细,这种在夯击后形成的竖向裂缝,成为天然排水通道,对于缓解超孔隙水压力是非常有利的,因为在夯点的正下方,是无法设置人工排水措施的,经过开挖,已验证这种放射状裂缝的存在。

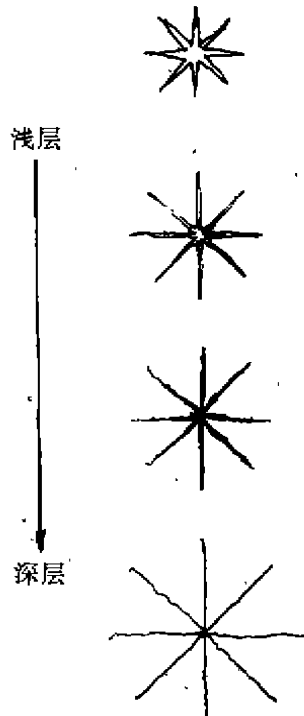


图3 夯坑下方裂缝

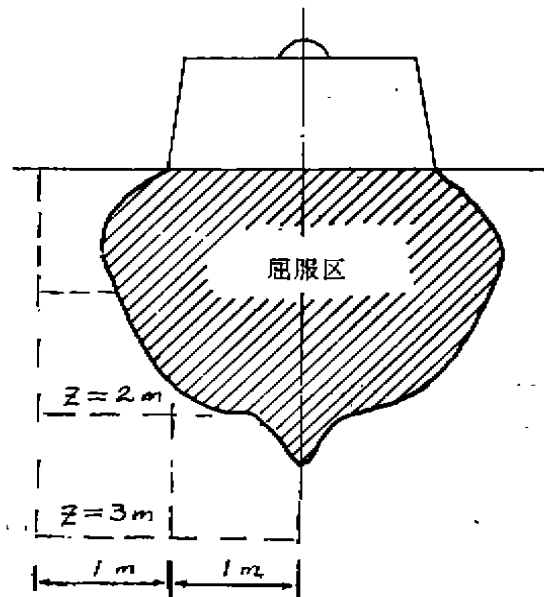


图4 土体屈服区

(5) 在锤底附近,各种应力都达到很大数值,将出现一个屈服区,马钢原料场的屈服区,经计算为陀螺形,见图4。

夯点最佳中距

欲从理论上彻底解决,牵涉到的因素很多,兹将问题简化,作为计算指标,以求得近:

似解。

假定：(1) 一个夯点只考虑单击；(2) 两个夯点的土中应力 σ_z 值作用可以迭加；(3) 夯间下的 σ_z 值只考虑相邻两个夯点的迭加。

确定最佳中距的指标为：(1) 夯点下和夯间下的 σ_z 值已趋均匀；(2) 在夯间下该深度所作用的能流强度已接近夯密特征值。

按上述计算，马钢原料场的最佳中距为 $3.38d$ ，与习惯上采用的 $3.5d$ 很接近。

满夯时所需单击夯击能

点夯之后，由于下述原因，还需满夯（或称遍夯）：夯间浅层土的夯击效应远小于夯点；夯坑周边有松土隆起、坑内周边存有一环未经压密的填料；夯间的地面铺料仍是松散状；经车辆往来引起原来松散状土呈凹凸不平，如有下层软土，还将上冒等。

满夯的目的在于夯密浅层土，故单击夯击能可小于点夯（如满夯的单击夯击能过大，反而造成新的凹凸不平）。

设点夯的夯击能及加固深度为 E_1 及 H_1 ，满夯所需的夯击能及加固深度为 E_2 及 H_2 ，取 α 为常量，则由(1)式可得

$$E_2 = \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^2 E_1 \quad (11)$$

此即满夯所需单击夯击能。

地基与基础工程施工及验收规范（GBJ202—83）规定落距不宜小于 $6m$ 。

下部软土上冒的机理

马钢原料场曾出现过下部软土冒出地面的现象。其机理可解释如下：

1. 夯击下土体被压密，每个夯点夯 $8\sim 10$ 击，在夯坑下形成由铺填材料组成的“料柱”，料柱逐击向下延伸，同时向水平向扩展，使土体受到竖向压缩和水平径向挤压。

2. 一次次的压挤，相当于一次次的揉搓，土中的水份与土颗粒的结合更为充分，逐渐成为橡皮土。

3. 弹性介质的三维问题，其体积应变与体积应力的关系式为

$$\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = \frac{1-2\mu}{E} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

当 $\mu \rightarrow 0.5$ 时，纵使体积应力很大，体积应变也 $\rightarrow 0$ ，即无论施加多大的力，其体积维持常量不变（形状可以变），这就是橡皮土。

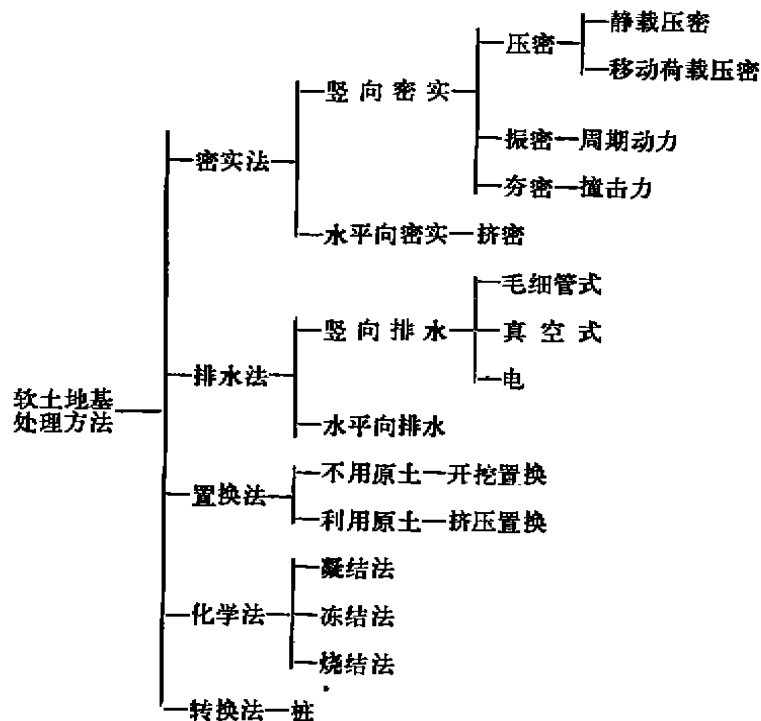
4. 夯击下浅层软土遭矿渣粒料侵入，变性为碎石土，夯坑下凹，其下方变形呈锅底形，其下的软土被揉搓而成橡皮土，橡皮土在竖向压力下向水平向扩张，这种径向扩张受到周围环向约束，又遭水平向挤压，因为此时橡皮土已位于夯坑投影以外，由水平向挤

压又引起竖向扩张,欲向下扩张则阻力太大,相对而言向上扩张的阻力则小一些,而且越向上阻力越小,其出路在向上扩伸,于是就一步一步往上冒。因此橡皮土向上冒是正常现象,正表示强夯起作用了,冒出地面就被人们看到了,有的还看不到,只是还没有冒出地面而已。

后来在场内开挖排水渠,等于切出一个1:1的剖面,表层的碎石层,夯点下的锅底形,软土的呈锅底形的挤压带就看得很清楚了。

强夯法的演变及展望

强夯法由重锤夯实法加重加高而得,结合排水法后使强夯法的功能得到提高,再结合置换法后功效更为显著,从下表不难展望其未来。



参考文献

- [1] 地基处理手册,《地基处理手册》编写委员会,中国建筑工业出版社,1988.8。
- [2] 强力夯实法与振动水冲法,冶金部建筑研究总院,冶金工业出版社,1989.3。
- [3] 岩土塑性力学基础;郑颖人,龚晓南,编著,中国建筑工业出版社,1989.8。
- [4] 在变形介质中冲击与爆破作用 [苏联], Г、И、波克罗夫斯基 刘清荣 合著, И、С、费多 潘夫 黄文彬 合译, 中国工业出版社,1965.7。

深基坑开挖中双排桩支护结构的应用与探讨

张 弘

(南京市建筑设计院勘察分院)

前言

现有深基础施工过程中支护结构的类型有多种,其中在软土地基中常采用的有单排桩加圈梁、深层搅拌水泥桩等方法。对于前者,由于受其本身刚度的影响,开挖后其顶部位移偏大,对周围建筑物将产生不同程度的影响。南京市的一些深基坑开挖工程由于采用这种支护结构,最终导致邻近建筑物开裂,采用深层搅拌水泥桩作为支护结构,往往受到施工场地的限制,而不能广泛应用。近年来出现了一种双排桩加圈梁的支护结构,它适合于基坑开挖较深,土质条件较差的场地,在我市一些工程中得到了成功的应用。本文试图从理论上对这种支护结构进行分析,并通过某工程中的一些实测资料进行验证。

双排桩支护结构的土压力分析

双排桩支护结构的设计中首先要解决的是桩侧土压力问题,即桩与土的相互作用。基坑未开挖时,桩侧土压力可按半无限空间的侧向土压力公式计算:

$$\sigma_x = K_0 \cdot \gamma \cdot z \quad (1)$$

式中 K_0 : 静止土压力系数,可采用Jaky经验公式计算:

$$K_0 = 1 - \sin\phi \quad (2)$$

基坑开挖后,桩侧土压力将会重新分布。它主要取决于支护结构的位移,进一步分析研究表明,前后两排桩的土压力有各自的变化规律。因此,有必要将其分别加以考虑,从而建立一个较能符合实际的分析模型。

1. 前排桩土压力分析

基坑开挖后,双排桩将发生位移,桩间土受到一定程度地扰动。考虑到两排桩的整体刚度以及其对土体的约束作用,可以近似地认为桩间土仍处于弹性阶段,即将桩间土视为受侧向约束的无限长土体。由弹性力学平面应变问题的物理方程,则作用于前排桩背的土压力为:

$$\sigma_x = \frac{E_s \varepsilon_x}{1 - \mu^2} + \frac{\mu \sigma_z}{1 - \mu} \quad (3)$$

式中 E_s 、 μ 为土的变形模量、泊松比。

ϵ_x 为 z 深度处相对于水平位移而引起的横向应变。

考虑到双排桩顶部圈梁作用,可以近似认为 $\epsilon_x = 0$,则上式为:

$$\sigma_x = \frac{\mu}{1-\mu} \sigma_z = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma z \quad (4)$$

桩前土对桩的侧向抗力分布问题较为复杂,一般按被动土压力考虑。由于被动土压力的发挥与土的变形有关,当被动土压力全部发挥(即土处于塑性极限平衡态)时,土的变形将很大,而为工程不允许。因此,实际土对桩的侧向抗力介于静止土压力与被动土压力之间。为方便计算,通常对被动土压力予以折减:

$$e'_p = K_1 \cdot e_p = K_1 (\gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p}) \quad (5)$$

式中 K_1 :被动土压力折减系数,它是桩土变形的函数,一般取0.5~0.7。

2. 后排桩土压力分析

后排桩前侧向(靠基坑)土压力按(5)考虑。桩背土压力的大小取决于桩的侧向位移,由于双排桩的刚度较大,因此,可以假定后排桩土位移仍处在弹性范围内,即桩侧向土压力介于静止土压力 e_0 与主动土压力 e_a 之间。这里称之为弹性土压力:

$$\sigma_s = K_2 (\gamma z K_s - 2c\sqrt{K_s}) \quad (6)$$

式中 K_2 为土侧向压力修正系数,一般取1.1~1.2。

双排桩支护结构的计算模型

双排桩的计算模型可用下图表示:

1. 前排桩的计算分析

由图1计算模型,前排桩的计算可按单锚板桩考虑,计算简图如图2。

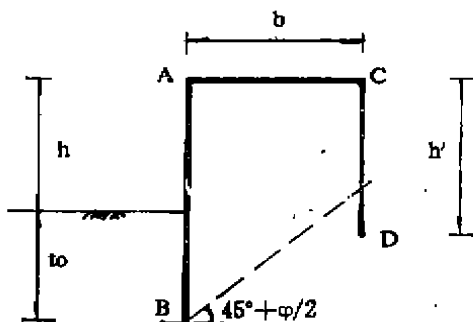


图1 双排桩计算模型

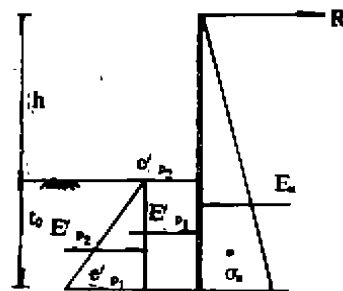


图2 前排桩计算图

计算桩最小入土深度 t_0 时,可按两端简支的板桩计算。上、下两端简支点即为桩顶、桩端。

由前述前排桩土压力分析结果,可计算出桩前、桩背土压力。

桩前土压力合力:

$$E'_p = E'_{p1} + E'_{p2} = 2c\gamma t_0 K_1 \sqrt{K_P} + \frac{1}{2}\gamma t_0^2 K_1 K_P \quad (7)$$

桩背土压力合力:

$$E_x = \frac{1}{2}(t_0 + h)^2 \gamma \frac{\mu}{1-\mu} \quad (8)$$

为满足稳定要求, 对下端简支 B 点, 抵抗倾覆力矩应为倾覆力矩的 K_H 倍。对于永久性支护, $K_H \geq 1.5$; 对于临时性支护, $K_H > 1.2$ 。

$$K_H = \frac{\frac{1}{2}E'_{p1} \cdot t_0 + \frac{1}{3}E'_{p2} t_0 + R \cdot (h + t_0)}{E_x \cdot \frac{1}{3}(h + t_0)} \quad (9)$$

支点反力 R (圈梁轴力) 可以通过静力平衡计算求得:

$$R = E_x - E'_p = \frac{1}{2}(h + t_0)^2 \gamma \frac{\mu}{1-\mu} - (2c\gamma \sqrt{K_P} t_0 + \frac{1}{2}\gamma t_0^2 K_1 K_P) K_1 \quad (10)$$

前排桩任意桩身截面 z 处的弯矩可表达为:

当 $z \leq h$ 时,

$$M = Rz - \frac{1}{6}z^3 \cdot \gamma \cdot \frac{\mu}{1-\mu} \quad (11)$$

当 $h < z \leq h + t_0$ 时,

$$M = Rz + c\gamma \sqrt{K_P} K_1 (z - h)^2 + \frac{1}{6}\gamma (z - h)^3 K_P K_1 - \frac{1}{6}z^3 \gamma \frac{\mu}{1-\mu} \quad (12)$$

最大弯矩 M_{max} 作用面 (距桩顶 z 处) 通过对 (11) 求导而得到:

$$\frac{dM(z)}{dz} = 0$$

$$\text{则 } z = \sqrt{\frac{2R(1-\mu)}{\gamma\mu}} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= R\sqrt{\frac{2R(1-\mu)}{\gamma\mu}} - \frac{1}{6}\sqrt{\left(\frac{2R(1-\mu)}{\gamma\mu}\right)^3} \gamma \frac{\mu}{1-\mu} \\ &= \frac{2}{3}R\sqrt{\frac{2R(1-\mu)}{\gamma\mu}} \end{aligned} \quad (14)$$

2. 后排桩的计算分析

后排桩的计算模型如图 3 所示, 后排桩的桩长 h' 可通过对桩抗倾覆验算求得。

桩前侧向土压力合力:

$$E'_p = 2c\gamma h' K_1 \sqrt{K_P} + \frac{1}{2}\gamma h'^2 K_1 K_P \quad (15)$$

桩背弹性土压力合力:

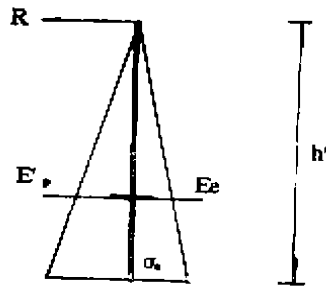


图3 后排桩计算图

$$E_e = \frac{1}{2} h' \sigma_e = \frac{1}{2} h' K_2 (\gamma h' K_0 - 2c\sqrt{K_0}) \quad (16)$$

抗倾验算:

$$K_H = \frac{E'_{p1} \cdot \frac{1}{2} h' + E'_{p2} \cdot \frac{1}{3} h'}{E_e \cdot \frac{1}{3} h' + R \cdot h'} = \frac{3E'_{p1} + 2E'_{p2}}{2E_e + 6R} > 1.1 \quad (17)$$

同时 h' 也须满足:

$$h' \geq (h + t_0) - 6 \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (18)$$

后排桩桩身截面 z 处的弯矩为:

$$\begin{aligned} M &= Rz + \frac{1}{6} z^2 \sigma_e - \frac{1}{2} z^2 e'_{p1} - \frac{1}{6} z^2 e'_{p2} \\ &= Rz + \frac{1}{6} z^2 K_2 (\gamma z K_0 - 2c\sqrt{K_0}) - z^2 c\sqrt{K_P} \cdot K_1 - \frac{1}{6} \gamma z^3 K_P K_1 \end{aligned} \quad (19)$$

最大弯矩 M_{\max} 作用面 (距桩顶 z 处) 为:

$$\frac{dM(z)}{dz} = 0$$

$$\text{则 } z = \frac{4c(K_2\sqrt{K_0} + 3\sqrt{K_P}K_1) - \sqrt{16c^2(K_2\sqrt{K_0} + 3\sqrt{K_P}K_1)^2 - 72\gamma R(K_0K_2 - K_PK_1)}}{6\gamma(K_2K_0 - K_1K_P)} \quad (20)$$

将(20)代入(19), 则可得到 M_{\max} 。

算例

某地下商场位于南京市繁华地段, 周围建筑物距施工现场较近, 场地条件差。根据工程地质勘察报告, 表层为杂填土, 厚约3.0m, 其下为淤泥质亚粘土, 局部有粉砂层, 地表以下约9.0m为亚粘土, 土质较好。场地土层的主要物理力学指标见表1。

表1

土类名称	指标	ω (%)	γ (kN/m ³)	e	I_p	I_L	a (MPa ⁻¹)	E (MPa)	c (MPa)	ϕ (度)
淤泥质杂填土		61.7	16.2	1.07					0	10.0
淤泥质亚粘土		69.5	15.6	1.05	25	1.30	1.708	1.2	0.002	13.0
亚粘土		22.3	20.6	0.61	16	0.17	0.137	11.7	0.06	15.0

基坑开挖深度为6.3m,采用双排桩作为支护结构,其中桩为0.43×0.43的方形钢筋混凝土预制桩,前、后两排桩长均为12.5m。试验桩数为一组(共二根),埋设钢筋应力计与土压力盒,测点埋设位置以及地质剖面见图4、5。

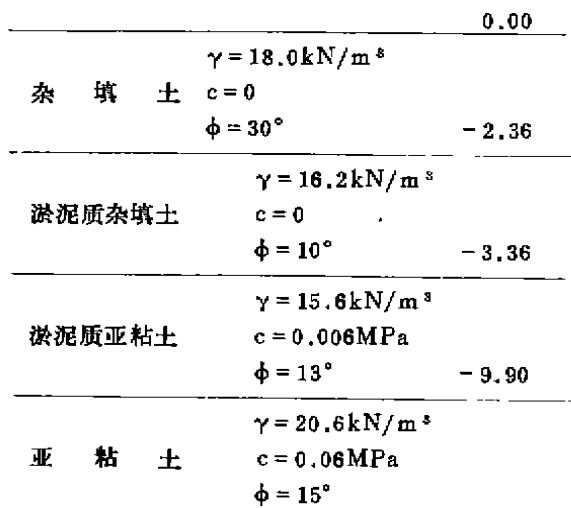


图4. 地质剖面图

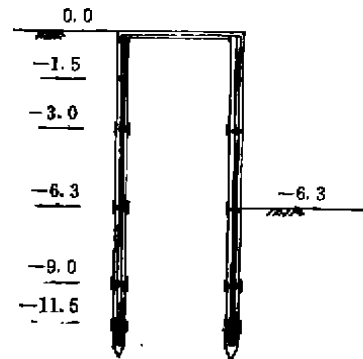


图5 测点埋设图

据根本文所提出的公式(4)、(5)、(6)、(11)、(12)、(19)可计算出双排桩支护结构的土压力、弯矩理论值,由此绘出桩侧土压力、弯矩分布图,并将实测桩侧土压力、桩身弯矩数据同时绘于图中(图6、7、8),以便分析比较。

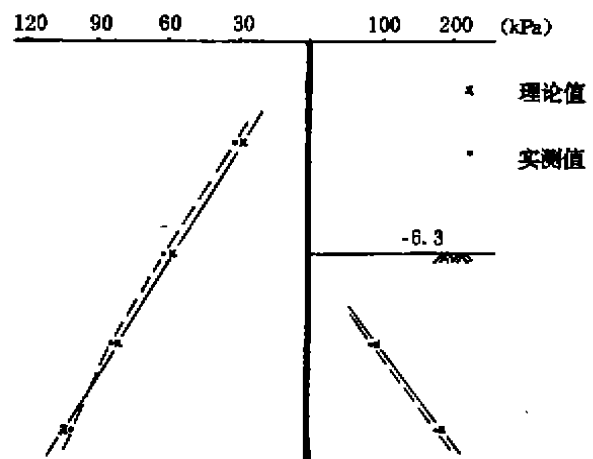


图6 前排桩土压力分布

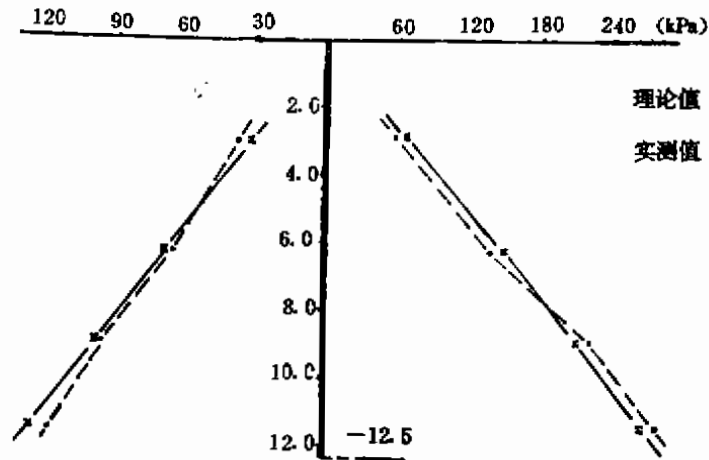


图7 后排桩土压力分布

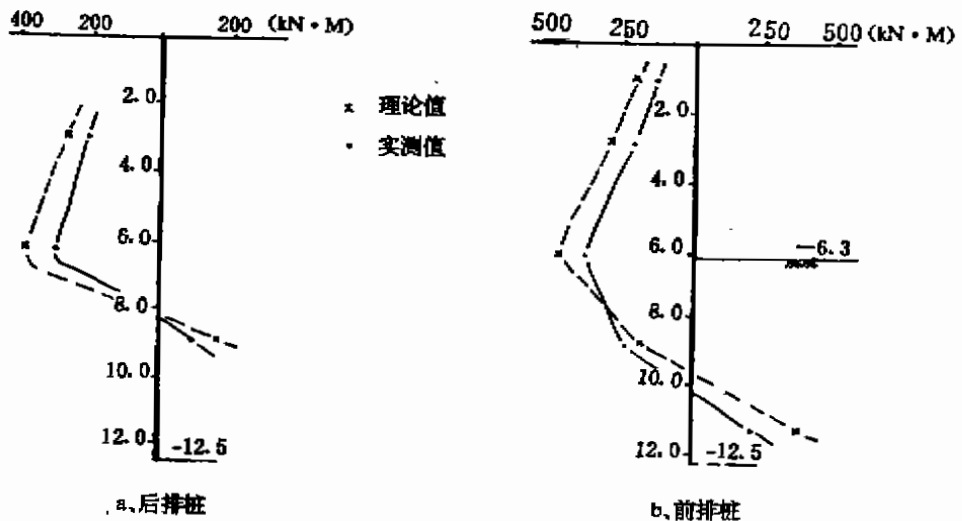


图8 前、后排桩弯矩分布图

结论

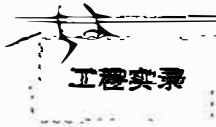
1. 双排桩作为深基坑开挖中的支护结构,它有明显的优点,这已在若干工程实践中得到证实。目前来说尚无很完善的设计计算方法,本文对此仅作了初步尝试,提出的计算公式属于半经验半理论公式。

2. 从文中给出的实例来看,这些公式能较好地反映出双排桩的实际受力情况。

3. 从弯矩分布图中可看出,前排桩长 H_1 在10m左右,后排桩长 H_2 在8.0m左右,弯矩为零点。当桩长取 $H_1 = 10.5\text{m}$ 、 $H_2 = 9.0\text{m}$,即取弯矩零点略向下处桩长为设计桩长,可以满足抗倾稳定要求($K_{H_1} = 1.53$, $K_{H_2} = 1.12$)。

4. 前、后排桩间距 b 大于某一数值后,后排桩将不起作用,此时支挡效果相当于单锚板桩。

5. 双排桩支护结构设计时还应验算整体稳定,整体稳定系数 K 应大于1.2。



大口径、高深度灌注桩施工

徐克中 潘文捷

(福州冠顺开发公司)

福州冠顺大厅座落在福州风景区于山麓,是一座高层建筑,地上28层,地下3层,总建筑面积40000m²。基础采用大口径灌注桩,其中主楼为 $\phi 1200$ 共108根,单桩承载力要求850t。桩端嵌进中风化岩层 ≥ 0.5 m。裙楼为 $\phi 800$ 共171根,桩端座于中砂层,单桩承载力要求150t。由于 $\phi 1200$ 孔深超过60m的嵌岩桩系初次采用,且地质复杂,给施工造成很大困难。

地质条件:场地土质的工程性能划分为三段。上段为地表以下20m左右,表层为填土,其下至10m为流塑淤泥,再下为页片状淤泥。中部为20~55m左右,该段上部为中砂夹少量淤泥质土,中部为密实中砂层,下部为两层含砾石卵石粗中砂层,其间为粗中砂与轻亚粘土互层。下段58m以下,系风化带及基岩。本场地强风化岩较薄。

经施工探索,总结研究出钻冲结合、正反循环钻进结合与多点清渣的施工新工艺,加速了施工进度。

钻冲结合新工艺

本工程采取试桩定标。最先参加有二家施工队伍,一家采用冲孔施工,另一家采用正循环钻孔施工。在地面下22.8m左右的淤泥层与含中砂夹淤质土,两家施工进度相差无几,但进入中砂层回转正循环钻进速度比冲孔快6倍,在粗中砂与亚粘土互层及强风化层钻孔也比冲孔快,但在砾石夹中砂层冲孔速度比钻孔快3~5倍。(详表1)

钻冲试桩各地层时效比较表

表1

地层 施工方法	淤泥、淤质土	含泥中砂夹淤	含砾卵石夹	粗中砂亚粘土	中风化嵌岩
	夹细中砂互层 (22.8m)	质土、中砂 (30m)	粗中砂	互层强风化层	
正循环钻孔	10h	20h	16h (0.5m) 32h/m	19h (6.7m) 2.4h/m	失败
冲孔	10h	32h	8h (1.28m) 0.3h/m	64h (7.2m) 8.9h/m	34h (1.38m) 24h/m

注: h为小时

由于地层岩石风化过渡快,中风化与弱风化之间过渡不足30cm,而试桩要求嵌岩1m,这就造成大部份嵌岩在弱风化,甚至在新鲜岩层上进行。弱风化是硬质岩石,其硬度在8度以

上,而嵌岩钻头所用的钨合金片的硬度也在8度左右,就造成钻孔嵌岩十分困难。以至钻头损坏。说明回转钻进无力嵌岩。从表1可知:冲孔钻进工艺对淤泥、淤质土、卵石层与中风化嵌岩,这几种效率都较高,工艺合适。但在砂层愈冲愈密,进度愈慢。

经试桩比较,不同工艺各有所长,各有所短,如能扬长避短,采取钻冲结合新工艺,可能是解决本工程地质复杂的钻孔好办法。

由于二家试桩均不合合同要求。又引进一家施工队伍。采用反循环回转钻进工艺。此工艺在中风化以上的地层钻进速度较正循环快些,且排渣也快也净。除通过含砾石层进度减慢外,其他地层保持时效在5~6 m/h,但在嵌岩作业,也是钻头合金强度不够,造成合金片严重脱落,嵌岩深度达不到设计要求。说明正反循环钻进嵌岩同样存在问题。

经过比较研究选定反循环钻进施工队伍。正式开工后,对粘性土与砂类土钻进均很顺利,效率也高,但钻进卵石层与基岩进度缓慢,钻机疲惫不堪,事故频繁。严重地延长成孔时间。该工艺的局限性日益明显。迫使我们分析研究各种工艺的优缺点,采取反循环回转钻进工艺施工中风化以上覆盖层,用冲孔工艺进行卵石层与嵌岩施工。充分发挥,钻冲结合,分工合作,交互施工,各司其责。

实行钻冲结合施工新工艺后,机械事故率大为下降,缩短了单桩成孔时间,见表2。实践表明,结合钻孔工艺很适合福州一些地区的复杂地质情况,开创灌注桩钻孔优化组合施工新局面。

钻进与钻冲结合对比表

表2

工 艺	桩 号	成桩总时 间(h)	上覆层钻进			下覆层钻进			事故及其他	
			纯钻进 (h)	效率m/h	工期比	纯钻进 (h)	效率m/h	工期比	合 计	工期比
钻 孔	11	416	40.5	1.45	9.7%	26	0.027	6.3%	284.5	68.8%
	16	376	29	1.99	7.7%	129	0.004	34.3%	176.9	46.9%
	77	451	37	1.49	8.2%	82	0.033	18.2%	287.5	63.7%
	平均	402	35.5	1.65	8.5%	79	0.021	19.6%	249.4	59.8%
钻 冲 结 合	27	138.5	39.5	1.47	28.5%	32	0.074	23.1%	36	26%
	18	164	48.2	1.19	29.4%	49.3	0.055	30.1%	25	15.2%
	49	157.4	53.5	1.11	34%	22.5	0.06	14.7%	40.7	25.1%
	37	136.5	54	1.07	39.6%	27	0.043	19.8%	26.5	19.4%
	5	139.2	39	1.49	28%	18	0.073	12.9%	16	11.5%
	平均	147.1	46.8	1.29	32%	29.8	0.061	20.1%	28.8	19.4%

注:1. 成桩总费时还包括有下笼、清孔、取芯与灌注混凝土等工序。这四种工序两种工艺都一样所以不予列出。

2. 下覆层钻进指中风化岩钻进。而钻冲结合尚包括卵石层钻进。

从表2可以看出二种工艺钻进上覆盖层,纯费时相差无几。但钻冲结合工艺事故率在

工期比中仅占26%以下,而钻孔工艺却高达47%以上。具体反映在成桩总时间上,钻冲结合比钻孔提高工效3倍。

钻冲结合、正反结合工艺施工

钻孔结合工艺包括有钻进、取芯、冲孔、下笼、清孔与灌注七个工序,各有其特殊性。在开钻之前,需先埋设护筒,本工程是城市旧房拆迁基地。所以本工程护筒埋设为4.4m深,超过杂填土层厚。并用长钢筋探明筒底下3.0m左右情况,发现障碍马上处理。

反循环回转工艺施工,具有以下优缺点:1.携带碎渣的冲洗液沿钻杆中心通孔上返,由于通孔断面面积小,可以较小的流量获得较高的流速,约3m/S。不仅提高清渣效率,且清渣干净。2.反循环钻进采用的泥浆护壁与正循环比较,其比重、粘度均小,向孔壁渗透也小,故孔壁泥浆易于清洗,增加孔壁摩阻力,有利于提高桩孔质量。3.反循环钻孔的钻头对附近地层有吸抽作用,且泥浆冲刷力也大,容易发生孔壁坍塌,尤其在卵石层。

反循环钻进上覆层速度表

表3

桩号	纯钻进时间(h)	效率(m/h)	机故(h)	小计(h)	事故率%
16	29	1.99	61.2	90.2	67.8
26	31.5	1.87	37	68.5	54
80	29	2.05	39	68	57.4
46	26	2.29	5.5	31.5	17.5
64	54	1.05	82	136	60.3
平均	33.9	1.85	45	78.5	51.4

从上表可见各桩纯钻进时间均较少,一般在35小时左右可钻下58m深。但钻机事故率很高在50%以上。其主要原因在上覆层中夹有二层卵石层,且粒径较大。当钻进该层时泥浆沿钻杆中心通孔上返,且经过泥浆泵,如携带的卵石太大时,就会造成堵杆或泥浆泵损坏等事故。当卵石层厚度大且粒径也大时,钻机事故率提高并容易发生塌孔。见表3 64#桩钻进上覆层总工时为136小时,其中塌孔、机故处理费工82小时占总工时60.3%。

为了解决卵石层塌孔的问题,我们研究了试桩正循环施工记录,发现钻进上覆层总工时仅62小时。正反施工二桩相比,正循环可省72小时。所以我们又采用另一种结合——正反循环结合分工钻进。由正循环专任钻进卵石层。由于正循环泥浆是从钻杆中心压向孔底,沿孔壁上返地面,而泥浆向卵石层渗透潜入,起连结卵石与护壁作用,有效地避免卵

石层坍塌。

钻孔通过卵石层后,当发现钻进困难且估计接近中风化层时,就可开始取芯,根据取芯结果判定岩面位置。由于取芯手段不完善,岩件硬度高,致使取芯事故不断,无法取上芯样或取芯率低,造成岩面判定位置与实际偏差很大,这样引起工期损失约占总工期30%左右。经过施工实践,对地质逐渐认识,确定了取芯结合渣样判断岩面位置。取得较准确地判断。

考虑工效与经济性,钻冲结合在下列情况移交冲孔作业:1.取芯完成后若岩面与钻孔孔深之间距小于1.5m时,2.别车严重,3.取上的卵石大于15cm。在钻冲移交之前尚应下验孔器到钻孔深度相近处,否则仍由钻进修孔。以节省时间。

如桩位孔底地质情况不同,冲孔嵌岩效率也不同。施工进尺统计,纯岩层冲进效率最高达8cm/h,破碎带为6.5cm/h,卵石层夹有中砂为3.5cm/h,有的地质突变,岩质为花岗斑岩,韧性大,冲进效率最低仅1.5cm/h,而且易造成锤体冲断。

钻孔所用泥浆比重在 $1.05\text{g}/\text{cm}^3$ 左右,粘度为18秒,含砂率小于1%。而冲孔所用泥浆比重在 $1.35\text{g}/\text{cm}^3$ 以上,且处于底部。由于底部泥浆过浓,如导管下到底将发生堵管不上水现象,所以必须在浓泥浆面往下循环稀泥浆清孔,达到要求时,一次清孔就算完成了。接着下钢筋笼,开始二次清孔。此次要求严格,沉渣厚度应小于10cm,且用测绳下沉有无停顿感觉来判断其厚度是否合乎规范要求。

浇注一根桩一般在8小时左右,水下混凝土塌落度控制在16~22cm。由于灌注时间较长,初始阶段加水泥量0.25%的木钠减水剂,但缓凝效果不佳,后改用糖钙缓凝剂,初凝时间延长8小时。添加外加剂的混凝土搅拌时间要求5分钟。

为保证桩身质量初灌混凝土埋管深度应大于1.5m。正常灌注时埋管深度在2~4m之间,这样既能保证桩身质量,又能保证施工安全。导管也可顺利拔上。另外用测绳观察灌注桩混凝土全过程,掌握各区段充盈系数。要求保持在1.15~1.27之间。

提高工程质量与进度几点经验

影响桩质量主要有桩径、垂直度、沉渣与灌注混凝土四个环节。

1. 钻孔采取刚性钻杆带动钻头钻进,当钻头碰到软硬不均地层,就会偏斜引起孔的垂直度不符要求。施工之前应先调平钻孔转盘水平度,转盘保持与钻杆垂直,钻杆中心对准桩孔中心,就可保证钻孔垂直度。另当钻孔进入软硬差别很明显地层还要加导正器,且应放慢钻进速度。

2. 孔底沉渣是影响单桩承载力的因素。孔底沉渣厚薄与泥浆循环路线长短有关,靠近泥浆池的桩孔,由于循环路线短,池中泥浆尚未经过沉淀又回到孔里。循环停止,很快又成沉渣。由于孔深超过60m,泥浆泵吸力有限,吸渣范围小,为了清渣干净,采取导管在全孔内多点清渣,这是一条十分有效的清渣好办法。

3. 灌注混凝土是成桩质量的关键。由于灌注时间较长,需加缓凝剂,外加剂量为水泥量的0.25%。为了防止夜间施工超大石子进入导管引起堵导事故,特在漏斗口加焊80×80钢筋网格。

4. 取芯是施工中最薄弱环节。主要表现在取芯事故率大与采芯率低两方面。由于本工程岩体风化过程快、强、中、弱及新鲜基岩之间发展快,规范要求取芯长度应 \geq 桩径3倍。造成取芯主要在弱风化甚至在新鲜岩体上进行。岩体硬性大,常造成钻不进,杆拗断的事故。另外许多岩体较脆且破碎,取芯困难。且取到的岩体较实际中风化岩面位置低1.5m左右。经不断探索总结,取芯结合孔口渣样较准确地判断中风化岩面,提高了工效。后来又进一步研究取芯费时问题。在桩位布置图上有间距地选择一些桩位作控制点进行取芯,依取芯情况画出岩面高差图,结合孔口渣样,不取芯也能较准确地判断岩面实际位置,各方面也易取得一致意见。有取芯的成桩约需400小时,不取芯的仅需200小时,降低50%。

5. 我们做过这样实验:终孔时将钢筋笼静置在孔内稀泥浆里24小时,发现钢筋上基本没有什么附着物而得到启发,采用先下钢筋笼距底12m吊住。然后,导管清孔,干净后再下笼到底,彻底清孔,合乎要求就开始浇注混凝土。这样先下钢筋笼办法可节约5小时。

前期清渣仅用一台泥浆泵,由于孔底泥浆浓、含渣多,清渣效率低。改用一台砂石泵加一台泥浆泵进行清孔。清渣工序由平均费时18小时缩短为8小时。

结束语

本工程位于山麓,地质复杂多变,岩面起伏不平。针对地层情况,扬长避短,采取钻冲结合,正反结合循环钻进工艺与多点清渣办法,并采取多种提高质量与工效的措施。加速了施工进度,由初期单机二十多天才完成一根桩,后来六天左右就能完成。最后一个月五台机联合作业,严格按网络图施工,共完成了24根桩,按时完成了全部灌注桩任务。经超声波检测了30根桩,除个别桩沉渣较厚外,其余桩身完整性较好,混凝土胶结良好,沉渣厚度符合要求,灌注桩质量符合设计要求,经各方讨论一致意见,不要再作静压试验,不要补桩,同意验收。

我们认为采用反循环钻进上覆盖土层,中间有砾石层时由正循环钻进,由反循环清渣,由冲钻嵌岩。这几种针对地层情况优化结合施工方法可胜任福州市各种地层不同组合的地质条件。

钻冲孔灌注桩施工具有不挤土、不隆土、同时无振动、低噪音、对周围环境无破坏作用、沉降量小等优点。在旧城改造基地上建造高层建筑,选择灌注桩基础有明显的优越性。

CFG桩复合地基加固软弱地基 工程实例测试

陈 磊 顾叙根

(德州市建公司打桩工程处)

[摘要] 本文介绍在山东省德州地区黄河冲积平原上用CFG桩复合地基加固五层教学楼软土地基的工程实例。通过现场测试对比,证明用CFG桩复合地基加固软土地基,可提高地基承载力1.5~2.5倍,工程造价比其他复合地基低15~20%以上。从而CFG桩复合地基将在我区大力推广使用。

CFG桩复合地基作用

CFG桩(水泥、粉煤灰、碎石桩的简称)是在碎石桩体中加适量的石屑、粉煤灰和少量水泥加水拌合制成的一种具有粘结强度的柔性桩。这种低强度桩与桩间土一起组成复合地基,共同承担上部结构传来的荷载。其桩身混凝土强度为6.2~8.5MPa左右,单桩承载力与桩身强度比较接近,充分发挥了材料的强度并与桩间土能较好地共同工作。本文结合德州市石芦小学五层教学楼(建筑面积4255m²)采用CFG桩复合地基加固软弱地基工程实例的测试对比,对CFG桩复合地基的加固效果及承载力等特性进行初步探讨。

工程地质(见附表1)

CFG桩复合地基的设计

根据上部结构构造要求,结合条基形状对地基土进行分析、计算,加固土层为粉质粘土和粉土层。该工程天然地基承载力为70kPa,根据要求的地基承载力设计值为150kPa,设计中采用了双层地基计算模式,其CFG桩复合地基的设计方法和步骤如下:

1. 单桩竖向承载力的计算

$$R_k = \eta_p (\pi d \sum q_{si} L_i + q_p A_p) \quad (1)$$

式中: R_k ——单桩竖向承载力标准值(kN)

2. 复合地基承载力的计算

$$f_{mk} = \eta_c \cdot f_k [1 + m(n-1)] \quad (2)$$

式中: f_{mk} ——CFG桩复合地基承载力标准值(kPa);

η_c ——桩间土承载力折减系数,一般取0.8,当采用荷载板实测时取1.0;

工程地质岩性物理力学指标及地基承载力综合表

表 1

层 次	岩 性 名 称	层 厚 m	岩 性 描 述	状 态	一 般 物 理 力 学 指 标							抗 剪 强 度	地 基 承 载 力 标 准 值 $f_{tk}P_n$					
					ω %	γ kN/m^3	e	S_r %	I_p	I_L	E_s MP_a			C	ϕ 度	标 贯 击 数 N63.5		
																	ϕ 度	
1	素填土 及杂填土	0.3~3	素填土以粉土为主, 杂填 土含大量建筑垃圾															
2	粉质粘土	1.3~3.6	棕褐色含云母, 氧化铁, 岩性较软弱	软塑~流塑	35.1	18.67	1.059	90.7	12.1	0.951	5.55	16.538°28'	1.2	70				
3	粉 土	0.8~1.5	黄褐色含云母, 该层岩性 均匀性较差	软塑~流塑	25.4	19.77	0.728	97	8.1	1.013	11.29	12°40'50"	3.3	130				
4	粉质粘土	1.9~2.8	呈褐色~棕褐色, 含云母 氧化铁, 贝壳局部含粉土 夹层和粘土透镜体	软 塑	30.3	19.38	0.876	96.6	10.7	0.918	8.53		3.9	140				
5	粉土及粉 质粘土互层	层厚大 于4m	黄褐色~浅黄色, 含云母, 姜石铁、铝氧化物	可 塑	32.1	19.58	0.9	97	10.6	0.556	5.09	29°18'29"	4.3	140				
					32.1	19.58	0.9	97	~18.8									

f_k ——桩间土承载力标准值,根据勘察报告或现场实测确定;

m ——CFG桩面积置换率;

n ——桩土应力比,一般为10~14,也可根据实测值;

3. 下卧软弱土层地基承载力计算

$$P_z + P_{cz} \leq f_z \quad (3)$$

最后确定条基下采用6.2m有效桩长,桩距一般为1.20m左右,布桩平面形式为等边三角形或等腰三角形;也有矩形布置,间距在0.95~1.10m之间。CFG桩体材料:325#粉煤灰水泥,2~4cm碎石,0.2~0.5cm石屑和粉煤灰加水搅拌制成的坍落度为6cm的复合料。桩顶与条基之间作10cm厚碎石垫层。

CFG桩的施工

CFG桩的施工工艺与普通振动沉管灌注桩一样,该工程沉管深度7.5m,有效桩长6.2m,室外自然地面标高为-0.45m,桩径为 $\phi 377$ mm,成孔采用DZ60型振动锤沉管至设计标高,沉管操作3~4分钟,投料操作15分钟,振动拔管操作3分钟。制桩共计1050根,进尺深度共计7875m,全部工期为40天。

施工中在沉管内边填料边振动,填满料后振动拔管并分二次振动反插,直至拌和料表面出浆为止。

根据过去的振动沉管CFG桩施工,我们还采取了以下措施确保工程质量。

1. 严格控制拔管速度。拔管速度快是造成缩径、断桩的主要原因,拔管速度一般不得超过3m/min,每上拔1米要停一下振动5秒,特别是沉管拔至接近地表2.0m时,拔管速度应该更慢,要振动10秒左右。拔管速度要均匀,要先振后拔,沉管下端没露出地面不得停振。

2. 控制混凝土灌入量。按充盈系数1.1~1.3计算的CFG桩体体积一次灌足,不足时应从沉管上端上料口补足。当沉管拔出后若发现投料不足,严禁再向桩孔内二次倒料,其不足部分要待打条基混凝土前,清除掉在桩顶和桩周上端的土,凿出新桩,用模具接桩。

3. 保证成桩混凝土质量。CFG桩身强度保证在6.5~8.5MPa施工中要严格计量,控制配合比。坍落度控制在6~8cm,碎石粒径不得超过4cm,以防造成空洞和断桩。

4. 保证工作电压、电流。55kW的振动锤,电流要达到100A以上,电压要达到380V,否则容易造成桩身混凝土不密实,与周土接触不紧密等质量通病。

5. 从严控制最后1~2min的贯入度。这关系到桩的承载力及桩的质量,如果贯入度达不到要求则桩端未达到持力层上,在沉管激振力和桩身自重的影响下,可能造成桩孔内混凝土再度下沉,容易使孔内混凝土特别是桩上端的混凝土脱节,桩周土挤进脱节间的空隙部分,造成缩径、断桩。

为了进一步确保CFG桩不缩径,不断桩,我们还采取了隔行隔桩跳打,成桩直径一般在360~400mm左右。

现场测试

CFG 桩复合地基施工一个月后开始对地基加固效果进行原位检测。对桩间土采取了标贯、土工试验、静力触探,对CFG桩复合地基进行了载荷试验。

为了摸清CFG 桩复合地基加固前后土性的变化以及土的物理及力学指标,开展了室内外的土工试验及强度测定,分述于下:

1. 室内试验——该工程的实测资料列于表2,从表上看出,加固后土性都有改善,由于取土运输和试验时的扰动以及土料是在加固区边缘取得的,故测得的土性变化偏小。

加固前后土性的变化

表2

层序	土名	含水量%		天然容重 kN/m^3		孔隙比		压缩系数 MPa^{-1}	
		加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后	加固前	加固后
1	素填土	24.5	22.5	18.82	19.07	0.768	0.759	0.0235	0.0218
2	粉质粘土	35.1	32.5	18.67	18.98	1.059	0.993	0.0279	0.0248
3	粉土	25.4	24.8	19.77	19.84	0.728	0.829	0.0162	0.0140
4	粉质粘土	30.3	24.7	19.38	19.61	0.876	0.734	0.0250	0.0120

2. 现场测试——根据工程的要求还进行静力触探、标贯和静载试验。

(1) 静力触探列于表3,从表上看出,土体强度有明显的增长。

加固前后桩间土静力触探的变化

表3

层序	土名	$f_s(10^5 Pa)$			$q_c(10^5 Pa)$			$f_k(kPa)$		
		加固前	加固后	增率%	加固前	加固后	增率%	加固前	加固后	增率%
2	粉质粘土	0.20	0.46	130	15.2	38.9	156	90	188	109
3	粉土	0.10	0.24	140	3.6	12.1	236	60	153	155
4	粉质粘土	0.24	0.70	192	21.5	54.4	153	120	204	70

(2) 桩间土标贯列于表4,从表上看出,土体承载力有明显增长。

加固前后桩间土标贯的变化

表4

序岩	层性	N63.5(击)			$f_k(kPa)$		
		加固前	加固后	增长率%	加固前	加固后	增长率%
1	素填土	1.5	2.9	93	80	150	87
2	粉质粘土	1.2	4.9	308	70	150	114
3	粉土	3.3	9.8	197	130	180	38
4	粉质粘土	3.9	5.5	41	140	170	21

(3) 为了进一步考察 CFG 桩复合地基的加固效果和承载特性,还做了三组载荷试验。根据设计要求定为南、北、东三个试桩区,其试桩位置在工程桩桩位上进行,桩位编号分别为164#、488#、911#;由于布桩较密压板尺寸为 $85 \times 85\text{cm}$,图1为静载试验成果曲线。

三组试桩取 $S/B=0.01$ 时,164#试桩 $f_{mk}=190\text{kPa}$; 911#试桩 $f_{mk}=180\text{kPa}$; 488#试桩 $f_{mk}=170\text{kPa}$ 。其承载力平均值为 $180\text{kPa} > 150\text{kPa}$,桩端土均达透镜体,总沉降量在 $15 \sim 20\text{mm}$ 之间,满足设计要求。

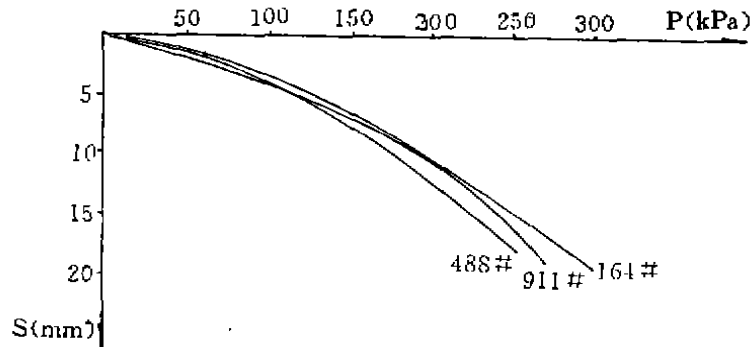


图1 静载荷试验成果曲线

结语

通过以上试验结果的分析 and 比较,对CFG桩复合地基的承载特性和加固效果有以下几点认识:

1. CFG桩复合地基承载力提高幅度较大,当CFG桩桩身强度在 $6.5 \sim 8.0\text{MPa}$ 之间(柔性复合浅层地基)一般能提高 $1.5 \sim 2.5$ 倍。
2. CFG桩是通过桩周摩擦力和桩端承载作用的发挥来承受荷载的,所以可通过增加桩长将桩打至好土层和加密桩距以及增加CFG桩强度标号来提高复合地基承载力。
3. CFG桩复合地基工程造价低、经济实用(并能利用工业废料),比一般振冲碎石桩和混凝土灌注桩造价都低得多,由该工程为例:

CFG桩复合地基工程造价:	18.5万元
振冲碎石桩复合地基工程造价:	23.31万元
混凝土灌注桩工程造价:	24.5万元;

由以上数据(当地碎石、石屑来源于外地运输,价格偏贵)可知:CFG桩复合地基工程造价比振冲碎石桩复合地基低 26% ,比混凝土灌注桩低 32.5% 。

4. 根据以上工程实例和工程经济分析比较,CFG桩复合地基在黄河冲积平原软弱地基上的应用是合适的。

参考文献

- [1] 地基处理手册编委会(1988)地基处理手册,中国建筑工业出版社。
- [2] 龚晓南(1990)复合地基引论,浙江大学岩土工程研究所。