

目 次

论 文

- 吹填土地基的固结度与沉降计算..... 高志义, 侯晋芳 (3)
- 止水帷幕对基坑三维渗流场的影响分析.....崔王洪, 童小东, 樊有维, 金雪莲 (12)
- 软基中搅拌桩施工产生超静孔压测试.....刘吉福 (20)
- 塑料排水板通水量特性研究综述.....邓岳保, 谢康和 (30)
- 软土已建场地钉型双向搅拌桩现场试验性施工研究.....邹立垒, 张莉 (41)

地基处理新技术

- 液化地基处理的振杆密实技术开发与应用.....刘松玉, 程远(53)

译 文

- 粘土快速荷载试验分析方法的比较 (二).....宁孝梁 译; 陶燕丽 校 (63)

吹填土地基的固结度与沉降计算

高志义, 侯晋芳

(中交天津港湾工程研究院有限公司, 港口岩土工程技术交通行业重点试验室,

天津市港口岩土工程技术重点试验室, 天津, 300222)

摘要: 某些吹填土地基预压加固卸载时, 计算的固结度比实际偏大, 因此过早卸载, 会影响地基加固效果。该文同时考虑了在整个加固过程中, 水平排水垫层和吹填土层对其下土层的预压加固作用, 以及吹填土的自重固结作用, 应用分级加荷公式得到吹填土地基的固结度与沉降计算公式, 该计算公式能更好地反映实际情况。

关键词: 吹填土地基; 固结度计算; 沉降计算; 真空预压; 地基设计

1 序言

随着我国改革开放的深入发展, 迎来了大规模填海造陆新热潮。吹填土地基的设计、施工工程日益巨增, 其中固结度与沉降的确定, 不仅影响加固时间, 也关系到加固的效果, 因此备受人们关注。

对于吹填土地基, 因承载力极低, 一般都铺设工作垫层, 其上为水平排水砂垫层, 吹填土下面为原天然土层。工作垫层、排水砂垫层、吹填土层均为原天然土层的预压荷载; 吹填土存在自重固结作用; 整个吹填土地基施加有真空预压荷载的作用。三种荷载的固结作用交织在一起, 又都贯穿于加固的全过程。另外, 三种固结荷载又不在同一时间施加, 故增加了计算的繁琐与难度; 然而, 有些工程计算中往往忽视了这一特点, 缺失了一种或两种荷载在加固全过程中的作用, 仅用真空预压一种荷载, 计算真空预压时段的固结与沉降, 使得计算固结度偏高。这里并非计算理论问题, 而是计算方法问题。所以, 寻找一个能够反映实际固结度与沉降的计算公式, 特别是能够较准确地计算出各个时刻三种荷载下的固结度与沉降, 显得十分必要。

2 计算原则

如图 1 所示, 一般吹填土地基由三大类型土层构成。表层为水平排水砂垫层 (也包括工作垫层), 称为 0 层。常为 0.4~1.0m 厚, 厚度较薄, 多为砂土或山皮土; 其下为吹填土层, 称为 1 层。一般 2~6m 厚, 常为近期或刚吹填完的土层, 土质极软且为欠固结土; 原天然地基土层, 称为 2 层。一般为正常固结土。因吹填土极软, 人都难以上去, 工程上常采用真空预压加固。诚然也可采用堆载预压法, 但需分级加荷, 工期较长, 也易失稳。本文以真空预压为例, 其固结度、沉降计算, 按以下原则进行:

收稿日期: 2013 年 5 月

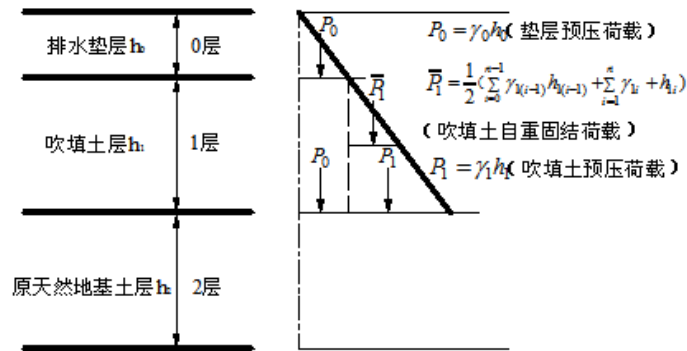


图1 吹填土地基三层土及预压固结荷载图

(1) 仅计算两层土的固结与沉降

0 土层在打设排水板期间，因机械、人等的压实，其自密沉降已基本完成。故不计算该层土的沉降，它仅作为下面两层土的预压荷载 P_0 考虑。所以，仅计算 1、2 两土层的固结度与沉降；

(2) 存在三种不同类型的荷载

0 土层的自重为 $P_0 = \gamma_0 h_0$ ，它作为吹填土层的预压荷载。0 土层和吹填土层自重 P_1 两者之和，即 $(P_0 + P_1) = (\gamma_0 h_0 + \gamma_1 h_1)$ ，作为原天然地基土层的预压荷载。上述两荷载为上覆土重预压荷载；吹填土层为欠固结土将产生自重固结，称为自重固结荷载，其值为

$$\bar{P}_1 = \frac{1}{2} \left(\sum_{i=0}^{n-1} \gamma_{1(i-1)} h_{1(i-1)} + \sum_{i=1}^n \gamma_{1i} + h_{1i} \right);$$

真空预压加固时为地基加固荷载；上述前两种荷载，实际上早已经施加在地基上。只因打排水板前地基的固结速率极慢，可忽略不计。而打排水板后大大缩短了排水距离，并开始迅速发生固结与沉降。这两种荷载是在打完排水板的瞬间而迅速开始发生固结的，因此这两种荷载为瞬时荷载。所以，打完板的瞬间 t_0 ，作为前两种荷载计算的起点；真空预压荷载 P'' ，按等效 85kPa 逐渐施加的荷载。开始抽气的时刻 t_1 ，一般在 3 至 7 天可稳定在 -85kPa，此时为 t_2 ， t_1 至 t_2 按线性分布加荷。

(3) 按两级荷载计算

按两级荷载并分别对两土层进行计算。对于吹填土第一级荷载为 $P' = P_0 + \bar{P}_1$ ，前者为排水垫层荷载，后者为吹填土自重固结荷载；对于原天然地基土层的第一级荷载为 $P' = P_0 + P_1$ ，均为上覆两土层自重预压荷载；第二级荷载为真空预压荷载 P'' ，按等效 85kPa 计算，分别作用在 1、2 土层上。

(4) 计算方法与步骤

首先，按两级荷载并分别对两土层进行计算固结度、沉降。这样可分别计算出两种荷载下吹填土层和原天然地基土层各自的固结度与沉降。

尔后，按 1、2 两土层的厚度大小，分别加权叠加为各级荷载下地基土的固结度。两级荷载下地基土的固结度相加，即为地基土总的固结度；按时间相同的原则，叠加地基土的沉降量。其步骤仍按固结度方法进行；

(5) 修正系数和计算指标

堆载预压为三向不等压固结, 产生向外水平挤出变形; 真空预压为各向等压固结, 产生向内水平收缩变形; 天然地基以及室内压缩试验均为 k_0 固结, 无侧向水平变形。三者的固结状态及变形是不一样的, 但又统一在一个整体计算中, 故需修正系数。

本文以规范中推荐的分层总和法进行计算, 计算中乘以修正系数 m_s 。 m_s 主要反映下述影响而产生的, 如瞬时沉降、侧向变形、一维与三维的差异、次固结等等综合影响因素。一般真空预压 m_s 为 0.8~0.95; 堆载预压为 1.3~1.39; 真空联合堆载 1.0~1.1。压缩性高、堆载量大、真空联合堆载时堆载比真空的比例大时, m_s 取高值; 否则, 取低值。

特别指出: 本文中的标识符 P 、 \bar{U} 、 c 、 S 、 h 、 r 、 a 、 e , 分别代表荷载、固结度、固结系数、沉降量、土层高度、土重度、压缩系数、孔隙比。其中后三个指标, 通过室内土工试验取得; 上述标识符的下标数字 0、1、2——分别代表排水垫层、吹填土层、原天然地基土层的标识符 (时间 t 下标除外); P 、 S 、 \bar{U} 、 c 的上标' 和'' , 分别代表第一级和第二级荷载下的标识符。

3 固结度计算

依据 Barron 砂井固结理论进行固结度计算^[1]。诚然也可依据现场实测孔隙水压力资料, 按照孔压来计算固结度, 但本文重点讨论前者计算方法。

3.1 瞬时加荷条件下固结度计算

根据 Barron 砂井固结理论解, 在减小径向排水路径长度的同时, 增大竖向排水路径长度^[2], 因此用该方法计算更快捷。当与 Carillo 方程联立后得到任意点的固结度;

$$(1-U_{vh})=(1-U_v) \times (1-U_h) \quad (1)$$

该土层的平均固结度为:

$$(1-\bar{U}_{vh})=(1-\bar{U}_v) \times (1-\bar{U}_h) \quad (2)$$

式中: U_v 、 U_h 、 U_{vh} ——某点的竖向、水平向以及竖向和水平向的综合固结度;

上式中的 \bar{U}_v 、 \bar{U}_h 、 \bar{U}_{vh} 按以下各式求得:

$$\bar{U}_v=1-\sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad (3)$$

$$\bar{U}_h=1-\exp\left[\frac{-8T_h}{F(n)}\right] \quad (4)$$

$$\bar{U}_{vh}=1-(1-\bar{U}_v) \times \exp[-\lambda T_v] \quad (5)$$

式中: $\lambda = \frac{8}{F(n)} \frac{T_h}{T_v} = \frac{8}{F(n)} \frac{c_h / d_e^2}{c_v / H_d^2}$, n 为井径比, $n = d_e / d_w$, $T_h = \frac{c_h t}{d_e^2}$

$$F(n) = \frac{n^2 \ln(n)}{(n^2 - 1)} - \frac{(3n^2 - 1)}{4n^2} = \ln(n) - 0.75$$

式中: c_h 、 c_v —地基水平、垂直向固结系数 (cm^2/s); d_w 、 d_e —排水板及其径向排水范围的等效换算直径 (cm); T_v —时间因子; H —排水面至不透水面的垂直距离 (cm)。

3.2 地基土的固结度计算

地基土的固结度计算, 依据上述计算原则中 (3), 按两层土分别进行; 每层土的固结度计算按两级荷载分别计算。第一级为上覆土重或自重, 且为瞬时施加荷载, 应根据上述公式 (3) 至 (5) 计算; 第二级为真空预压荷载, 为逐渐施加的荷载, 按等效 85kPa 且线性分布施加。包括 Barron 固结理论在内的固结度计算公式, 均假设为一次瞬时加足条件下建立的。因此, 应用 Barron 计算固结度时, 可采用改进的太沙基法进行修正^[3]。第二级荷载固结度计算, 按下述计算方法进行。

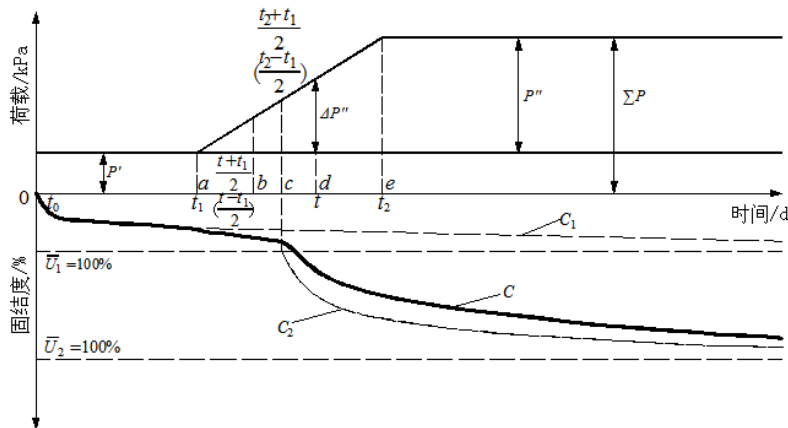


图2 吹填土层两级加荷固结度修正法示意图

说明: 图2中b点和c点的时间坐标分别标注为 $\frac{t+t_1}{2}$ 、 $(\frac{t-t_1}{2})$ 和 $\frac{t_2+t_1}{2}$ 、 $(\frac{t_2-t_1}{2})$, 不带括号者, 是从0点开始计算固结的时间; 带括号者是从a点开始计算固结的时间。

(1) 改进太沙基法的基本假定

① 每一级荷载所引起的固结过程是单独进行的, 与上下级荷载引起的固结无关;
② 每一级荷载施加的起点为该级加荷的起止时间(t_1, t_2)的中点 $(t_2-t_1)/2$, 且一次瞬时加足;

③ 在 t_1 与 t_2 之间的任意时刻 t 的固结状态, 与 t 时相应荷载增量 (如图2中的 $\Delta P''$) 瞬时作用下, 与经过 $(t_2-t_1)/2$ 时的固结状态相同 (即图2中 t 时刻的固结度, 为d点的荷载从a点开始, 经过 $(b-a)$ 时间的固结度相同); $t > t_2$ 时的固结度是从c点瞬时施加 P'' 荷

载, 与经 $(t - (t_2 - t_1) / 2)$ 时间的固结度相同;

④ 任意时刻该层土的平均固结度, 等于两级荷载下固结度的叠加。

(2) 地基土的各层土平均固结度计算

吹填土层任意时刻 t 的平均固结度 \bar{U}_{1vht} 按下列各式计算:

$$t_0 < t < t_1 \quad \bar{U}_{1vht} = \bar{U}'_{1vht} P' / \sum P \quad (P' = P_0 + \bar{P}_1) \quad (6)$$

$$t_1 < t < t_2 \quad \bar{U}_{1vht} = \bar{U}'_{1vht} \cdot P' / \sum P + \bar{U}''_{1vht(t-\frac{t+t_1}{2})} \cdot \Delta P'' / \sum P \quad (7)$$

$$t_2 \leq t \quad \bar{U}_{1vht} = \bar{U}'_{1vht} P' / \sum P + \bar{U}''_{1vht(t-\frac{t_2+t_1}{2})} \cdot P'' / \sum P \quad (8)$$

原天然地基土层任意时刻 t 的平均固结度 \bar{U}_{2vht} 按下列各式计算:

$$t_0 < t < t_1 \quad \bar{U}_{2vht} = \bar{U}'_{2vht} P' / \sum P \quad (P' = P_0 + P_1) \quad (9)$$

$$t_1 < t < t_2 \quad \bar{U}_{2vht} = \bar{U}'_{2vht} P' / \sum P + \bar{U}''_{2vht(t-\frac{t+t_1}{2})} \Delta P'' / \sum P \quad (10)$$

$$t_2 \leq t \quad \bar{U}_{2vht} = \bar{U}'_{2vht} P' / \sum P + \bar{U}''_{2vht(t-\frac{t+t_1}{2})} \cdot P'' / \sum P \quad (11)$$

以上 \bar{U}'_{1vht} 、 \bar{U}''_{1vht} 、 \bar{U}'_{2vht} 、 \bar{U}''_{2vht} 按式 (5) 计算。

(3) 地基土的平均总固结度计算

在任意时刻 t 平均总固结度 \bar{U}_{vht} 按下式计算:

$$\bar{U}_{vht} = \bar{U}_{1vht} \cdot h_1 / (h_1 + h_2) + \bar{U}_{2vht} \cdot h_2 / (h_1 + h_2) \quad (12)$$

3.3 地基土的简易固结度计算

第二级真空预压荷载, 通常在一星期左右达到稳定值, 甚至更短。若将真空预压视为 $(t_2 + t_1) / 2$ 时瞬时施加的荷载, 则固结度按以下简易方法计算:

吹填土层任意时刻 t 固结度 \bar{U}_{1vht} 按下式计算:

$$t_0 < t < (t_2 + t_1) / 2 \quad \bar{U}_{1vht} = \bar{U}'_{1vht} \cdot P' / \sum P \quad (13)$$

$$(t_2 + t_1) / 2 \leq t \quad \bar{U}_{1vht} = \bar{U}'_{1vht} P' / \sum P + \bar{U}''_{1vht(t-\frac{t_2+t_1}{2})} \sum P'' / \sum P \quad (14)$$

原天然地基土层任意时刻 t 的固结度 \bar{U}_{2vht} 按下列各式计算:

$$t_0 < t < (t_2 + t_1) / 2 \quad \bar{U}_{2vht} = \bar{U}'_{2vht} \cdot P' / \sum P \quad (15)$$

$$(t_2 + t_1)/2 \leq t \quad \bar{U}_{2vht} = \bar{U}'_{2vht} \cdot P' / \sum P + \bar{U}''_{2vht(t-\frac{t_2+t_1}{2})} \cdot P'' / \sum P \quad (16)$$

地基土的任意时刻总固结度 \bar{U}_{vht} 按下式计算:

$$\bar{U}_{vht} = \bar{U}'_{1vht} h_1 / (h_1 + h_2) + \bar{U}'_{2vht} h_2 / (h_1 + h_2) \quad (17)$$

4 沉降计算

地基沉降按分层总和法计算, 与固结度计算方法类似, 仍将吹填土层和原天然地基土层分别单独计算, 而后叠加为地基的沉降。

4.1 地基土的沉降计算

吹填土层任意时刻 t 的沉降 S_{1t} 按下式计算:

$$t_0 < t < t_1 \quad S_{1t} = \sum_{i=1}^n \frac{a_{1i}}{1+e_{1i}} (P_0 + \bar{P}_1) h_{1i} \bar{U}'_{1vht} \quad (18)$$

$$t_1 < t < t_2 \quad S_{1t} = \sum_{i=1}^n \frac{a_{1i}}{1+e_{1i}} (P_0 + \bar{P}_1) h_{1i} \bar{U}'_{1vht} + \sum_{i=1}^n \frac{a_{1i}}{1+e_{1i}} \Delta P'' h_{1i} \bar{U}''_{1vht(t-\frac{t+t_1}{2})} \quad (19)$$

$$t_2 \leq t \quad S_{1t} = \sum_{i=1}^n \frac{a_{1i}}{1+e_{1i}} (P_0 + \bar{P}_1) h_{1i} \bar{U}'_{1vht} + \sum_{i=1}^n \frac{a_{1i}}{1+e_{1i}} P'' h_{1i} \bar{U}''_{1vht(t-\frac{t_2+t_1}{2})} \quad (20)$$

原天然地基土层任意时刻 t 沉降 S_{2t} 按下各式计算:

$$t_0 < t < t_1 \quad S_{2t} = S'_{2t} \bar{U}'_{2vht} = \sum_{j=1}^m \frac{a_{2j}}{1+e_{2j}} (P_0 + P_1) h_{2j} \bar{U}'_{2vht} \quad (21)$$

$$t_1 < t < t_2 \quad S_{2t} = \sum_{j=1}^m \frac{a_{2j}}{1+e_{2j}} (P_0 + P_1) h_{2j} \bar{U}'_{2vht} + \sum_{j=1}^m \frac{a_{2j}}{1+e_{2j}} \Delta P'' h_{2j} \bar{U}''_{2vht(t-\frac{t+t_1}{2})} \quad (22)$$

$$t_2 \leq t \quad S_{2t} = \sum_{j=1}^m \frac{a_{2j}}{1+e_{2j}} (P_0 + P_1) h_{2j} \bar{U}'_{2vht} + \sum_{j=1}^m \frac{a_{2j}}{1+e_{2j}} P'' h_{2j} \bar{U}''_{2vht(t-\frac{t_2+t_1}{2})} \quad (23)$$

地基土的任意时刻 t 的沉降 S_t 按下式计算:

$$S_t = S_{1t} + S_{2t} \quad (24)$$

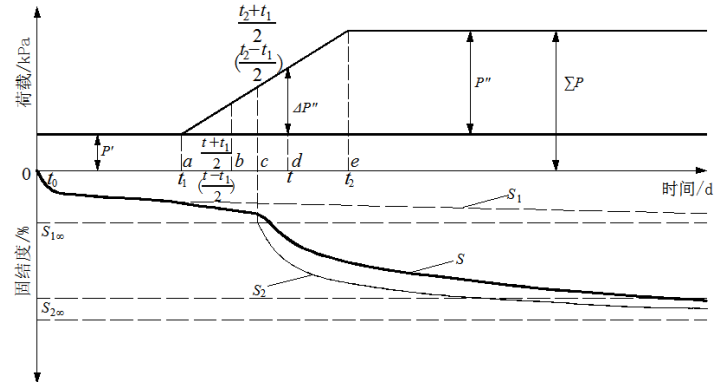


图 3 吹填土层两级荷载下沉降修正法示意图

4.2 地基土的简易沉降计算

当第二级真空预压荷载视为 $(t_2 + t_1)/2$ 瞬时施加的荷载, 则沉降可按以下简易方法计算: 吹填土层任意时 t 的沉降 S_{1t} 按下列各式计算:

$$t_0 < t < (t_2 + t_1)/2 \quad S_{1t} = \sum_{i=1}^n \frac{a_{1i}}{1 + e_{1i}} (P_0 + \bar{P}_1) h_{1i} \bar{U}'_{1vht} \quad (25)$$

$$(t_2 + t_1)/2 < t \quad S_{1t} = \sum_{i=1}^n \frac{a_{1i}}{1 + e_{1i}} (P_0 + \bar{P}_1) h_{1i} \bar{U}'_{1vht} + \sum_{i=1}^n \frac{a_{1i}}{1 + e_{1i}} P'' h_{1i} \bar{U}''_{1vh(t - \frac{t_2 + t_1}{2})} \quad (26)$$

原天然地基土层任意时刻 t 的沉降 S_{2t} 按下列各式计算:

$$t_0 < t < (t_2 + t_1)/2 \quad S_{2t} = \sum_{j=1}^m \frac{a_{2j}}{1 + e_{2j}} (P_0 + P_1) h_{2j} \bar{U}'_{2vht} \quad (27)$$

$$(t_2 + t_1)/2 < t \quad S_{2t} = \sum_{j=1}^m \frac{a_{2j}}{1 + e_{2j}} (P_0 + P_1) h_{2j} \bar{U}'_{2vht} + \sum_{j=1}^m \frac{a_{2j}}{1 + e_{2j}} P'' h_{2j} \bar{U}''_{2vh(t - \frac{t_2 + t_1}{2})} \quad (28)$$

5 工程算例

某吹填造陆工程吹填后呈浮泥、流泥状, 因此对吹填土进行了吹填细砂的改良。因其下约 20m 厚的软黏土, 故采用真空预压法加固。四周设置 6m 深的粘土密封墙。B 型排水板, 正方形布置, 间距 1m, 板深 25m。厚 1m 中粗砂作为水平排水垫层。第 31d 开始抽真空, 膜下真空度为 -85kPa, 113d 卸载。设计水位 0.54m, 土层主要物理力学性质见表 1。

按照本文固结度与沉降计算方法进行计算, 并将各土层均乘以 m_s 修正系数, 吹填土 m_s 取 0.85, 其它土层取 0.88, 其结果见图 4。由图 4 看出, 沉降计算曲线与实测曲线基本吻合, 在 113 天卸载时, 计算的沉降量为 1.945m, 实测沉降量为 1.865m, 说明该方法能较

好地计算了地基从插板到加固期间的地基沉降，结果更能反应实际情况。

表1 土层物理力学指标

土层名称	厚度 /m	含水率 w/%	密度 ρ /g/cm ³	孔隙比 e	压缩指数 c_c	直剪快剪强度		固结系数 $c_v \times 10^{-3}$ /cm ² /s
						c /kPa	ϕ /°	
吹填土	5.46	52.2	4.88	1.071	0.840	16.2	34.6	1.88
灰色淤泥 (-10m 以上)	10	63.0	1.60	1.710	0.435	8.6	1.5	1.03
灰色淤泥 (-10m 以下)	4.83	62.0	1.61	1.680	0.458	11.9	1.3	1.03
灰黄色粘土混砂	3.7	44.0	1.90	1.001	0.422	13.3	9.9	0.90
灰色淤泥质粘土	2.4	40.0	1.80	1.07	0.429	16.4	5.77	1.20

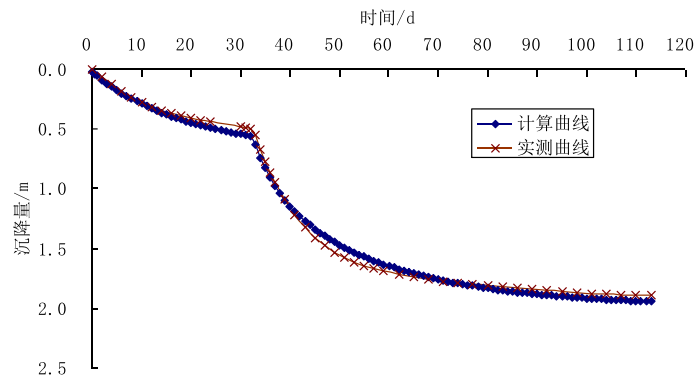


图4 计算沉降量与实测沉降量对比图

6 结论

(1) 在吹填土地基加固中，工作垫层、排水砂垫层和吹填土层对其下土层产生预压固结作用、吹填土的自重固结、以及加固荷载的预压固结作用，三种固结作用不在同一时间施加，且交织在一起，并贯穿于加固的全过程。致使某些吹填土地基设计中，缺失一种或两种固结荷载。这样会使得卸载时计算固结度比实际的固结度偏大，从而导致过早卸载。因此影响加固效果，应引起工程界的注意；

(2) 两土层的固结与沉降计算，应按两级加荷法计算：第一级荷载为其上覆土重荷载和吹填土自重固结荷载，为瞬时施加荷载，加荷起点应为打板结束的瞬间 t_0 ；第二级为真空预压荷载，为逐渐施加的荷载，按等效 85kPa 计算。抽气开始至稳定的一段时间内，按线性分布计算。应用 Barron 计算固结度时，采用了改进的太沙基法进行修正；

(3) 吹填土地基设计中，应将吹填土层和天然地基土层，分别计算出各自的固结度

与沉降。尔后，两层土按厚度加权叠加，即为吹填土地基的固结度；按时间相同原则，叠加为吹填土地基的沉降量；

(4) 本文通过对吹填土地基加固机理和各土层的受力状态分析，提出了吹填土地基在整个加固过程中固结度与沉降计算方法。计算结果更接近实际情况，可应用于吹填土地基加固工程的设计计算中。

参考文献：

- [1] Barron, R.A. Consolidation of fine grained soils by drain wells. Trans. ASCE, 1948 (17):718-742.
- [2] Carrillo, N. Simple Two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation of Soils, J. Math. Phys., 21 (1): 1-5.
- [3] 《地基处理手册》(第二版)编写委员会, 地基处理手册(第二版)[M], 北京: 中国建筑工业出版社, 2000:78-79.



《峥嵘岁月——地基处理学术委员会三十周年纪念文集》

相关文字及图片资料征集邀请书

各位同仁：您好！

2014 年将迎来中国土木工程学会土力学与岩土工程学会地基处理学术委员会（以下简称委员会）成立三十周年。过去的三十年间，在国家改革开放的大环境下，地基处理行业呈现出前所未有的蓬勃发展。三十年峥嵘岁月，凝聚了一届又一届委员的艰辛和心血；三十载春华秋实，见证了地基处理学科及行业的发展和壮大；三十岁风雨同舟，承载了委员会和地基处理技术的协同进步和发展。地基处理学术委员会的三十年，离不开各位委员的参与和支持，更是各位同行智慧与汗水的结晶。

为了纪念委员会成立三十周年，我建议编撰出版《峥嵘岁月——地基处理学术委员会三十周年纪念文集》，并于 2014 年 8 月由中国建筑工业出版社出版。全书规划目录如下：

序

- 一、历史篇：（1）提要；（2）按照时间顺序记录三十年间委员会的相关活动，并附以大量活动照片。
- 二、人物篇：（介绍部分个人和机构）
- 三、我国地基处理技术发展概况
- 四、感悟篇：（纪念短文）
- 五、历届理事名单

现在开始文稿征集、有意义的图片资料和文本材料等收集工作，敦请各位不吝分享和贡献，任何有益的意见和建议也望畅所欲言！（联系人：陶燕丽，Email: shanai@zju.edu.cn，电话：0571-88208775）

再次希望您能为《峥嵘岁月》——《地基处理学术委员会》三十周年纪念文集提供宝贵的图片资料和文本材料！感谢您的支持和帮助！祝您身体健康！生活愉快！

龚晓南

止水帷幕对基坑三维渗流场的影响分析

崔王洪¹, 童小东¹, 樊有维², 金雪莲²

(1.东南大学土木工程学院, 江苏 南京, 210096; 2.江苏华东工程设计有限公司, 江苏 南京, 210007)

摘要: 运用有限元分析软件 ABAQUS 建立三维模型, 对止水帷幕在基坑降水工程中对渗流场分布的影响进行模拟, 分别研究止水帷幕完整时和有缺陷时, 周围渗流场的分布。分析显示, 随着止水帷幕插入深度的增加, 坑外自由水位深度减小; 且悬挂式帷幕底端的最大流速值会随着帷幕深度在一定范围内加深时不断减小, 但当帷幕深度超过一定限值后, 其底端最大流速值反而会增大。当止水帷幕存在缺陷时, 坑外自由水位会比帷幕完整时有所下降; 且帷幕附近缺陷所处深度附近的渗流场会发生对应的明显变化, 缺陷位置的流速会出现大幅度增加, 容易引起土体破坏。

关键词: 止水帷幕; ABAQUS; 三维渗流场

1 前言

随着城市建设的快速发展, 建筑物的规模越来越大, 基坑也越来越深。而基坑降水是基坑工程中的重中之重, 为保证基坑降水的顺利进行, 保护周围环境, 工程中需要在基坑边部设置止水帷幕, 使渗流场符合预期。为了更好的发挥止水帷幕的作用, 需要对在其作用下的渗流场变化进行研究。众所周知, 基坑降水时, 其渗流场分析应为三维问题, 而目前大多数渗流场研究都是经过一定简化后作为二维问题进行分析, 这无法真实反映实际复杂情况的影响。本文通过有限元分析软件 ABAQUS 对存在止水帷幕情况下基坑降水时的三维渗流场进行了模拟分析, 研究了其渗流场分布规律。

2 基本理论

由于土体孔隙的形状和大小很不规则, 地下水沿孔隙流动的实际路径十分复杂, 所以通常对地下水渗流的研究都会做出一定的假设, 认为其符合达西定律。鉴于渗流计算比较复杂, 工程中都会采用一定的理论借助计算机进行数值计算。目前, 研究渗流的计算方法主要有有限差分法、有限元法和边界元法。有限元法由于能够更好的适应复杂的边界条件, 计算结果更加精确, 所以获得更加广泛的应用。

在达西定律中, 认为地下水渗流速度 v 与渗透系数 k , 水头差 Δh 和渗流路径 L 有关:

$$v = k \frac{\Delta h}{L} \quad (1)$$

采用有限元法计算时, 必须为所取模型设置合适的边界条件。渗流计算中, 通常采用

二种边界:

(1) 第一类边界 (定水头边界)

对模型边界给定一固定水头值, 并认为其在计算过程中保持不变。

$$h|_{\Gamma_1} = h(x, y, z) \quad (2)$$

(2) 第二类边界 (定流量边界)

认为模型边界处单位时间内的流量为一定值, 不随时间变化。

$$k_x \frac{\partial h}{\partial x} \cos(n, x) + k_y \frac{\partial h}{\partial y} \cos(n, y) + k_z \frac{\partial h}{\partial z} \cos(n, z) \Big|_{\Gamma_2} = 0 \quad (3)$$

Γ_1 和 Γ_2 构成了三向空间渗流场的全部边界。^[1]

3 计算模型

3.1 基本假定

为了简化模型, 方便分析, 本文研究基于以下假定:

- (1) 降水前周围土体已完成固结, 降水阶段, 周围土体的变形处于弹性变形阶段。
- (2) 初始地下水位位于地表, 地下水渗流符合达西定律。
- (3) 止水帷幕完全不透水。

3.2 模型尺寸

为考察止水帷幕对渗流场的影响, 本文取一种标准情况进行分析。标准情况下, 基坑平面尺寸为 $100\text{m} \times 100\text{m}$, 本文取模型的四分之一进行模拟, 网格划分如图 2 所示。图 1 为所取模型的横截面尺寸图, 基坑平面尺寸为 $50\text{m} \times 50\text{m}$, 开挖深度为 13m , 设计降水深度为整体 14m , 潜水含水层厚度为 50m , 止水帷幕厚度为 1m , 降水影响半径按照经验公式计算并在模型中作调整, 取为 140m , 即认为在此范围之外, 水位不再变化。为使模拟更加符合实际, 将水平位移边界设于距基坑边 150m 处, 并使降水影响半径之外 10m 范围内水位不变。因此, 模型总体尺寸为 $200\text{m} \times 200\text{m}$ 。



图 1 计算模型截面尺寸图 (单位: 米)

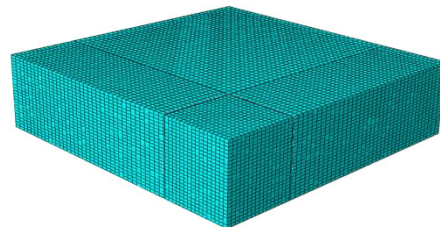


图 2 计算模型网格

3.3 边界条件

(1) 位移边界条件

BC 边为对称约束，水平位移为 0；AD 边为水平约束，即水平位移为 0；AB 边为水平和竖向约束，各方向位移均为 0。

(2) 孔压、渗流边界

下部边 AB 和对称边 BC 均为不透水边界，外部边 AD 为第一类边界，即给其设定不随时间变化的定水头边界。设定基坑降水后水位处 EF 边和模型外侧 10m 的地表处 DG 边设孔压为 0 以控制此处的水位。

3.4 初始条件

(1) 初始地应力

在 Step 模块中建立 Geostatic 的步，并在 Load 模块中对模型施加竖向重力，ABAQUS 能够自动计算达到地应力平衡的效果，保证初始位移为 0。

(2) 初始孔压

由于假定降水前初始地下水位位于地表，所以初始情况下土体处于饱和状态，为使模型符合这种情况，将土体建立为名为 soil 的集合，并使用语句

*initial conditions,type=pore pressure soil,500,0,0,50 来设定。^[2]

3.5 材料参数

表 1 模型材料计算参数

材料	密度/kg/m ³	弹性模量/MPa	泊松比	渗透系数/cm/s
土体	1900	6	0.35	5×10 ⁻⁴
止水帷幕	2500	32500	0.20	—

4 计算结果及分析

4.1 止水帷幕插入深度的影响

为对比分析帷幕插入深度对渗流场的影响，本文分别计算了六种工况，其帷幕深度分别为 0m、18m、26m、34m、42m、48m。

(1) 止水帷幕插入深度对帷幕处坑外自由水位的影响

本算例认为基坑内水位整体顺利下降 14m 并保持稳定，由图 3 可见，随着止水帷幕插入深度的增加，坑外中间处自由水位深度不断减小，且其下降速度几乎与止水帷幕插入深度增加成正比。由此可知，增大止水帷幕插入深度可有效减轻对抗外地下水的渗流影响。

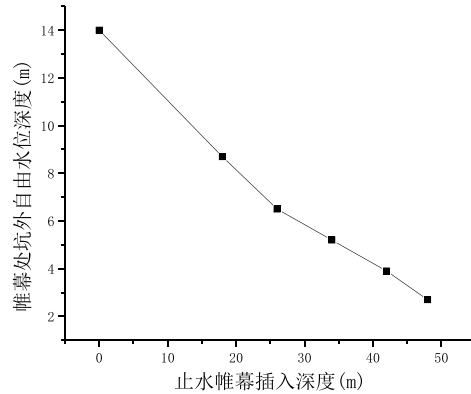


图 3 帷幕处坑外自由水位深度随止水帷幕插入深度变化的规律

(2) 止水帷幕插入深度对渗流最大流速的影响

计算结果显示, 当止水帷幕深度大于基坑深度时, 渗流场中最大流速总是出现在止水帷幕的拐角处。从图 4 可以看出, 随着止水帷幕深度的不断增加, 最大流速先是快速的减小, 之后趋于稳定, 但当止水帷幕深度大于一定的限值后, 其最大流速反而会有很大程度的增长。这是因为当止水帷幕深度在适当范围内增加时, 坑外地下水必须绕过帷幕下端流入基坑内部, 此时随着帷幕插入深度增加, 地下水绕流路径也不断增加, 根据公式(1), 流速会随之减小。本算例中土体潜水层厚度为定值, 底面默认为不透水面, 相当于实际上的隔水层。随着止水帷幕插入深度不断增加并超过一定的极限值后, 虽然地下水绕流路径仍在增加, 但是隔水层与止水帷幕之间距离的减小会导致过流断面的面积减小, 从而流速会有所增加。当过流断面减小对流速的增大作用接近甚至超过渗流路径增加对流速的减小作用时, 最大流速值就会从不断增大到趋于稳定, 进而又开始增大。实际工程中, 流速值过大会引起土体破坏, 进而可能导致工程事故, 所以止水帷幕插入深度必须控制在一定范围内, 并不是越深越好。

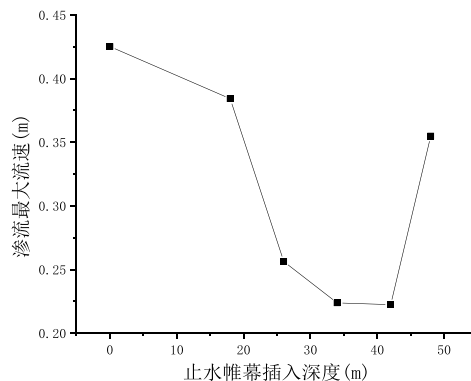


图 4 渗流最大流速随止水帷幕插入深度变化的规律

4.2 止水帷幕缺陷的影响

为方便比较,取止水帷幕深度为26m、大小为2m的缺陷位于地面下10m处的工况,所得结果与没有缺陷的工况对比,具体分析结果如下:

(1) 止水帷幕缺陷对抗外自由水位的影响
止水帷幕完整时:

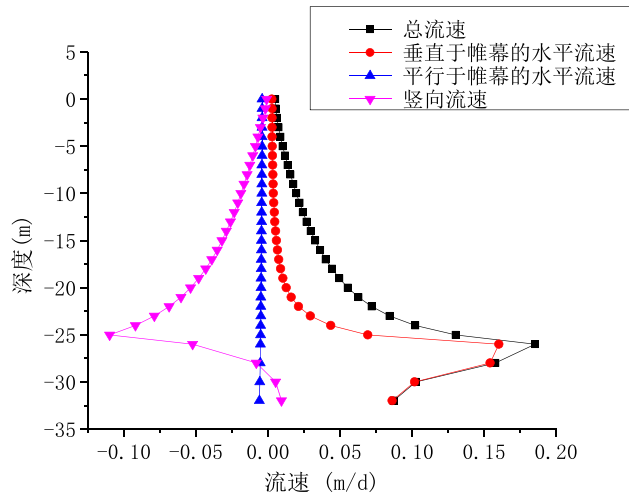


图5 帷幕外侧0m处流速分布

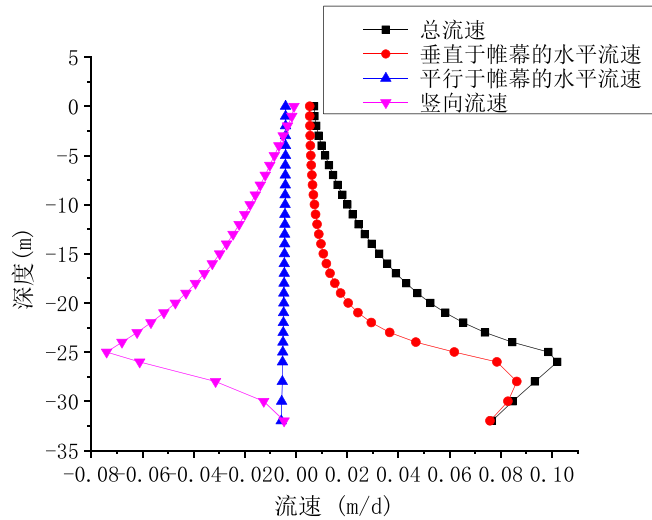


图6 帷幕外侧4m处流速分布

计算结果显示, 当止水帷幕完整时, 帷幕处坑外自由水位深度为 6.5m, 而存在缺陷时, 存在缺陷的帷幕处坑外自由水位为地面下 6.8m, 且缺陷所处位置的坑外自由水位为地面下 7.1m。可见缺陷的存在会对悬挂式帷幕外侧自由水位的变化产生较为明显的作用。因此, 工程中可以借助对坑外自由水位的观测判断是否有缺陷存在, 但由于实际工程中对坑外水位的观测都是借助于按一定间隔布置的观测井实现的, 这样只能模糊判断缺陷所处区域, 且凭借水位变化无法确定缺陷所处深度, 所以, 观测坑位自由水位的变化无法为定位缺陷具体位置提供可靠证据。

(2) 止水帷幕存在缺陷时流速矢量的分布

由图 5、6 可以看出, 在止水帷幕完整的情况下, 其外侧一定距离内的渗流速度总体表现为越接近帷幕底端越大, 当深度超过帷幕时会出现较大的增长, 之后又会减小。将流速矢量正交分解之后可以看出, 竖向流速和垂直于墙体的流速在数值上表现出与总体相同的趋势, 但平行与墙体方向流速几乎为 0, 这是由于正常情况下, 坑外地下水总是循着最短路线向帷幕下端流动。通过图 5 与图 7 的对比可以看出, 当止水帷幕存在缺陷时, 在缺陷对应位置, 渗流场流速矢量分布会发生突然增大, 其最大流速能达到止水帷幕完整时的 6 到 7 倍。且这种变化会在与止水帷幕一定距离内仍相当明显, 如图 8 所示。正交分解后可以看出, 流速的变化在垂直于帷幕的水平方向尤为明显, 平行于止水帷幕的水平方向和竖直方向上的流速也因为受到缺陷附近的地下水指向缺陷的流动的影响而产生相应的明显变化。通常情况下, 流速过大是造成基坑土体破坏的直接原因, 缺陷处总流速的增大, 尤其是垂直于帷幕的流速分量的增大会直接作用于坑内土体, 并最终导致土体破坏, 通过最大流速值的比较可以看出, 止水帷幕存在缺陷时比没有帷幕时还要危险。

止水帷幕有缺陷时:

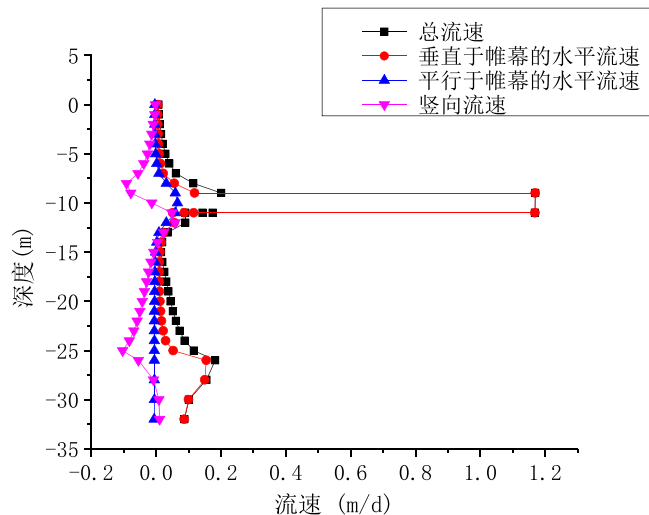


图 7 帷幕外侧 0m 处流速分布

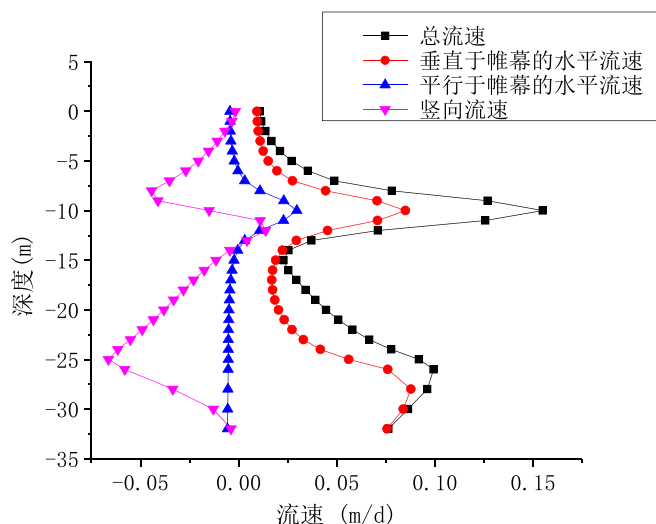


图8 帷幕外侧4m处流速分布

(注: 图5~8中因为下部曲线规律相同, 故在此省略)

由止水帷幕存在缺陷时流速矢量分布的分析可以看出, 帷幕附近渗流场会因缺陷的存在产生有规律的变化, 通过相关手段检测止水帷幕附近的地下水水平和竖向流速矢量的分布, 可以为定位缺陷位置提供可靠证据, 从而有效指导止水帷幕的修补工作, 提高工程安全性。

5 结论

(1) 基坑降水时, 设置止水帷幕能够有效减少坑外地下水向坑内的渗流量, 从而减小帷幕处坑外自由水位的下降, 降低对周围环境的影响。且随着止水帷幕插入深度的增加, 帷幕处坑外水位的下降会线性减小。

(2) 随着止水帷幕插入深度在一定深度内增大时, 由于渗流路径的增加, 帷幕下端最大流速会不断降低。但超过一定限值后, 止水帷幕插入深度的增加会导致过流断面不断减小, 当过流断面减小对流速的增大作用超过渗流路径增加对流速的减小作用后, 最大流速值反而会随着止水帷幕深度的增加而升高。所以, 悬挂式止水帷幕插入深度宜保持在一定范围内, 并不是插入越深越好。

(3) 止水帷幕存在缺陷时, 坑外自由水位会比止水帷幕完整时有所下降, 且缺陷所处位置的自由水位会进一步降低, 因此, 借助于对坑外自由水位的观测可以反映缺陷的存在, 但无法为定位缺陷具体位置提供可靠证据。

(4) 止水帷幕存在缺陷时, 帷幕附近一定距离内, 缺陷对应深度处的流速矢量分布会发生明显的增大, 这不仅会导致坑外地下水向坑内的渗流量增加, 而且使土体破坏的可能性增大。根据缺陷位置与周围流速矢量场变化的对应关系, 可以借助一定手段检测止水帷幕外侧地下水的三维渗流场分布, 从而准确定位缺陷位置。

参考文献:

- [1] 毛昶熙. 渗流计算分析与控制[M]. 第二版. 中国水利水电出版社, 北京, 2003.
- [2] 费康, 张建伟. ABAQUS 在岩土工程中的应用[M]. 中国水利水电出版社, 北京, 2010.
- [3] 孙志, 周援衡, 孔伟, 等. 地下连续墙条件下基坑渗流场和应力场模拟分析[J]. 水运工程, 2009, 11: 23-28.
- [4] 张学飞. 基坑工程非稳定渗流场的有限元分析硕士学位论文[D]. 太原. 太原理工大学, 2011.
- [5] 张尧. 考虑地下水渗流作用的基坑降水工程性状分析硕士学位论文[D]. 武汉. 武汉理工大学, 2011.
- [6] 金小荣. 基坑降水对周围环境影响的数值模拟分析硕士学位论文[D]. 杭州. 浙江大学, 2004.
- [7] 姚燕雅, 陈国兴. 渗流场-应力场耦合作用下基坑三维数值分析[J]. 地下空间与工程学报, 2009, 5(3): 499-504.

Analysis on influence of waterproof wall in three-dimensional seepage field of foundation pit

Cui Wanghong¹, Tong Xiaodong¹, Fan Youwei², Jin Xuelian²

(1.School of Civil Engineering, SouthEast University, Nanjing, 210096; 2.Jiangsu Huadong Engineering Incorporation, Nanjing, 210007)

Abstract: Three-dimensional model was built to simulate the effect of waterproof wall to seepage field in dewatering project by finite element analysis software ABAQUS. Situation when waterproof wall is complete and defective were all studied. The result show that free water level outside the pit increase with the increase of the height of the waterproof wall. And the biggest velocity of flow under the hanging wall decrease while the height of the wall increase in appropriate area, but when the height is too big, velocity of flow will grow instead. When the waterproof wall is defective, free water level outside is lower and the seepage field near the waterproof wall has significant change correspondingly, velocity of flow at the location of the defect increase significantly and it will result in destruction of the waterproof wall.

Key words: waterproof Wall; ABAQUS; three-dimensional seepage field

软基中搅拌桩施工产生超静孔压测试

刘吉福

(中国铁建港航局集团有限公司, 广东 珠海, 519070)

摘要: 为研究搅拌桩施工过程中在软黏土地基中产生超静孔压的规律, 对浆喷搅拌桩和粉喷搅拌桩施工时在不同位置处产生的超静孔压进行了现场测试。测试表明, 按照搅拌下沉后搅拌提升、再搅拌下沉后搅拌提升的顺序施工搅拌桩时, 桩周一定范围内的软黏土地基中一点的超静孔压与搅拌桩施工时间的关系曲线大致为倒置的 W, 搅拌头由上而下接近该点时超静孔压快速增加, 高于该点 2~3m 时出现峰值, 继续下沉及搅拌提升过程中孔压快速减小, 超静孔压残值通常很小。搅拌桩周围饱和黏土中产生超静孔压的范围约为桩径的 10~20.8 倍。喷浆搅拌桩产生的超静孔压峰值大于喷粉搅拌桩产生的超静孔压峰值。

关键词: 粉喷搅拌桩; 浆粉搅拌桩; 施工; 超静孔压; 测试

1 前言

工程实践表明, 软基处理施工过程中, 软黏土通常受施工扰动影响而导致强度下降, 与此同时也可能产生超静孔压^[1-3]。在软黏土地基中施工搅拌桩时也会产生超静孔压^[4-6], 并导致部分岸坡加固工程在搅拌桩施工时出现开裂等现象。为了研究搅拌桩施工在软黏土层中产生超静孔压的规律, 在某试验工程中测试了与搅拌桩不同距离处软黏土层中超静孔压, 得到一些规律, 为研究搅拌桩提供了参考。

2 地质条件

试验工程位于佛山市乐从镇荷村北面的佛山市中心组团新城区启动区, 该试验工程属于佛山新城区市政道路工程的一部分属于区内道路的一部分。

佛山市中心组团新城区启动区首期道路广泛分布着软粘土地基、松散的吹填砂等。根据静力触探资料, 地基土体自上而下含有以下土层:

① 细砂: 主要由吹填细砂组成, 分布在整个场地, 厚度 2.5~4.6m, 平均厚度 3.27m; 锥尖阻力 0.85~7.91MPa, 平均 2.98MPa; 侧摩阻力 1.1~60.7kPa, 平均 13.7kPa。

② 淤泥: 厚度 2.4~4.4m, 平均厚度 3.47m; 层底埋深 6.5~7.0m, 平均 6.75m; 锥尖阻力 0.02~1.03MPa, 平均 0.32MPa; 侧摩阻力 1.8~19.7kPa, 平均 7.5kPa。

③ 细砂: 厚度 1.7~3.1m, 平均厚度 2.43m; 层底埋深 8.6~9.8m, 平均 9.17m; 锥尖阻力 0.56~12.33MPa, 平均 5.5MPa; 侧摩阻力 9.4~50kPa, 平均 24.6kPa。

④ 淤泥: 厚度 4.9~9.2m, 平均厚度 6.5m; 层底埋深 14~19m, 平均 15.7m; 锥尖阻力 0.02~0.67MPa, 平均 0.26MPa; 侧摩阻力 1.1~15.5kPa, 平均 5.4kPa。

收稿日期: 2013年1月

⑤ 淤泥质土：厚度 3.4~6.7m，平均厚度 5.4m；层底埋深 20.1~22.4m，平均 21.1m；锥尖阻力 0.02~1.33MPa，平均 0.54MPa；侧摩阻力 1.5~19.7kPa，平均 7.4kPa。

⑥ 亚粘土：未见底。

进行搅拌桩产生超静孔压测试的 B1 区和 B2-2 区静力触探指标见表 1 和表 2。表中前后分别表示搅拌桩施工前和搅拌桩施工后测定的静力触探指标。

表 1 B1 区静力触探指标

地层	深度/m	q_c /MPa		f_s /kPa	
		前	后	前	后
吹填砂	0~2.7	2.27	3.82	12.2	19.6
淤泥	2.7~6.6	0.25	0.52	6.5	15.7
细砂	6.6~8.9	6.83	5.27	28.7	28.1
淤泥	8.9~15.2	0.31	0.56	6.3	12.4
淤泥质土	15.2~20	0.51	0.56	8.3	10.6

表 2 B2-2 区静力触探指标

地层	深度/m	q_c /MPa		f_s /kPa	
		前	后	前	后
填砂	0~4.6	2.94	5.77	12.8	18.9
淤泥	4.6~7.0	0.39	0.29	12.7	7.9
细砂	7~8.6	3.52	4.37	23.9	32.7
淤泥	8.6~15	0.26	0.30	5.2	5.7

3 试验情况

3.1 地基处理参数

B1 区：面积为 330m²，采用喷浆搅拌桩，桩长 20m，桩径 50cm，桩距 1.2m，梅花形布置。四排桩掺灰量 12%，其余桩掺灰量 15%，水灰比 0.5。

B2-2 区：面积为 165m²，采用喷粉搅拌桩，桩长 15m，桩径 50cm，桩距 1.2m，梅花形布置。掺灰量 15%，桩间设排水板。

喷浆搅拌桩和喷粉搅拌桩均采用二喷四搅施工工艺，搅拌下沉搅拌头→喷浆（粉）搅拌提升搅拌头→搅拌下沉搅拌头→喷浆（粉）搅拌提升搅拌头。

3.2 孔压测试情况

在搅拌桩施工前，B2-2 及 B1 区中部分别在 5.5m 和 10.5m 深度处的淤泥中各埋设 1 只孔隙水压力传感器。

试验于 2004 年 12 月进行, B1 区和 B2-2 区用于测试的搅拌桩施工情况见表 3 和表 4。在两天试验过程中, B1 区搅拌桩施工位置均逐渐远离孔压传感器; B2-2 区 13 日搅拌桩施工位置逐渐靠近孔压传感器, 16 日搅拌桩施工位置先逐渐靠近孔压传感器再逐渐远离孔压传感器。

在与孔压传感器不同距离处施工搅拌桩时, 记录孔压传感器测试的孔隙水压力, 每分钟记录一次孔压及施工深度。

表 3 B1 区试验情况

日期	时间/h:min	桩与孔压计的距离/m
27 日	11:10-12:20	0.8
	12:55-13:52	2.0
	13:53-14:50	3.2
	14:51-16:13	4.4
28 日	8:37-10:09	2.0
	10:11-11:24	3.2
	11:25-12:39	4.4

表 4 B2-2 区试验情况

日期	时间/h:min	桩与孔压计的距离/m
13 日	9:32-10:10	5.2
	10:16-10:51	4.1
	10:56-11:31	3.1
	12:50-13:29	2.0
	13:32-14:14	0.6
16 日	9:14-9:53	3.6
	9:59-10:36	2.4
	10:43-11:23	1.2
	12:28-13:03	0.6
	13:05-13:47	1.2
	13:48-14:40	2.4
	14:42-15:19	3.6
	15:22-15:58	4.8

4 超静孔压变化情况

搅拌桩施工期间测得的孔压减去施工前的孔压得到超静孔压 Δu 。

4.1 B1 区

2004年12月27日测定的浆喷搅拌桩施工过程中超静孔压随时间变化情况见图1，孔压传感器处产生的最大超静孔压与搅拌桩距离的关系曲线见图2。

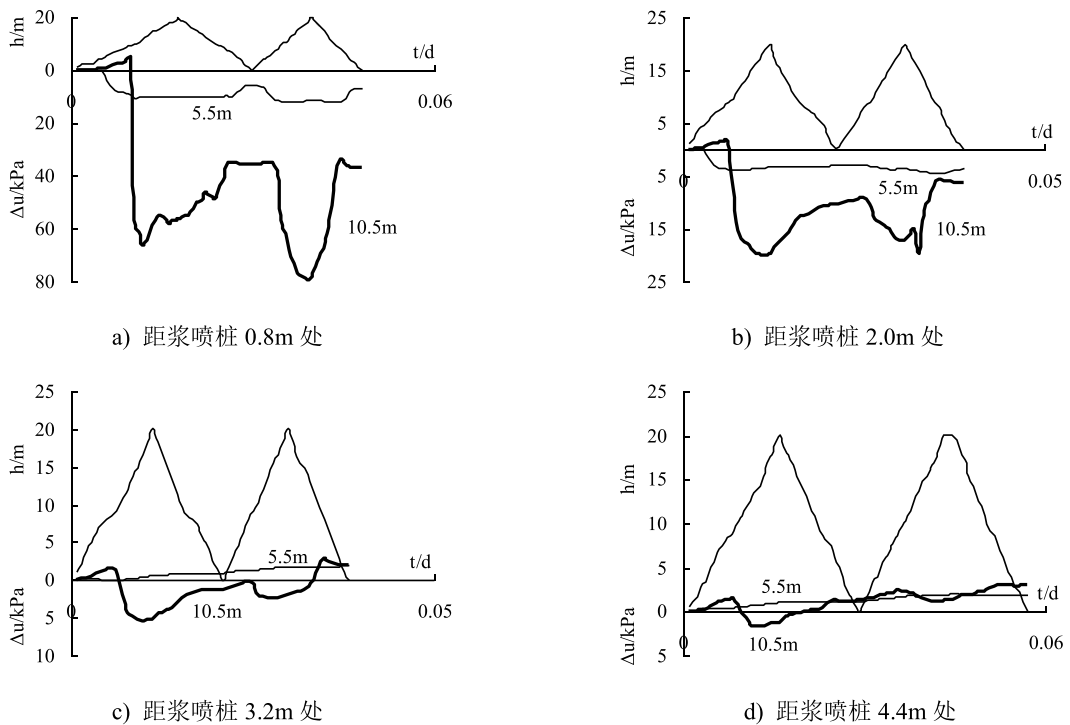


图1 27日测定的超静孔压

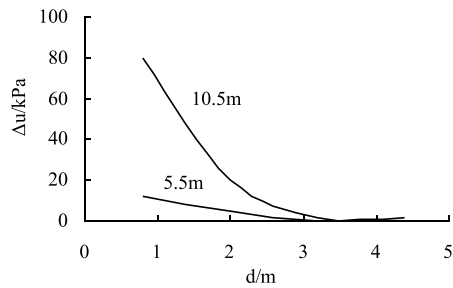


图2 27日测定最大超静孔压与距离的关系

2004年12月28日测定的浆喷搅拌桩施工过程中超静孔压随时间变化情况见图3, 孔压计处产生的最大超静孔压与搅拌桩距离的关系曲线见图4。

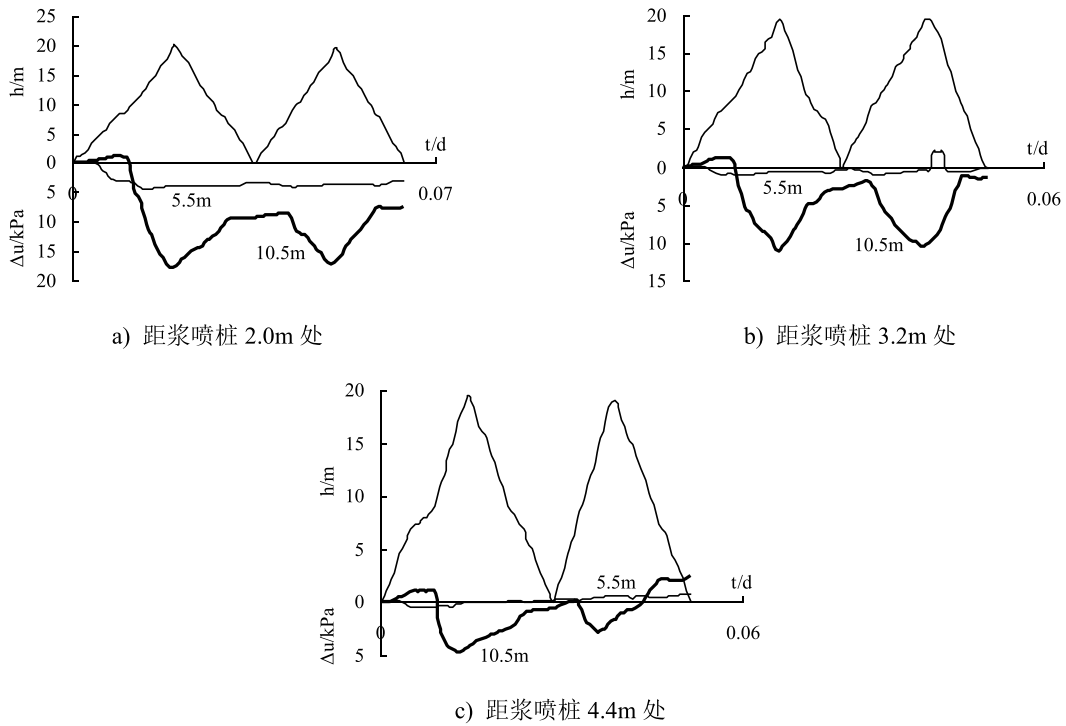


图3 28日测定的超静孔压

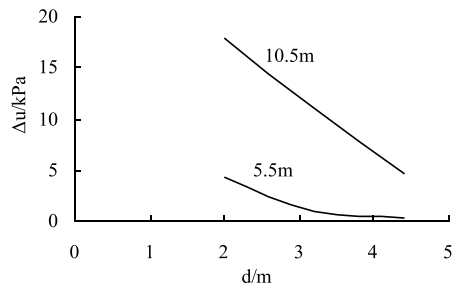


图4 28日测定最大超静孔压与距离的关系

由图1-图4可知:

1) 施工过程中10.5m深度处的超静孔压大于5.5m深度处的超静孔压。这可能与5.5m处淤泥土质性质好于10.5m处的淤泥, 且5.5m处的淤泥厚度较小、含粉砂粒多有关。

2) 按照搅拌下沉后搅拌提升、再搅拌下沉后搅拌提升的顺序施工搅拌桩时, 桩周一

定范围内的软黏土地基中一点的超静孔压与搅拌桩施工时间的关系曲线大致为倒置的 W，搅拌头由上而下接近该点时超静孔压快速增加，高于该点 2~3m 时出现峰值，继续下沉及搅拌提升过程中孔压快速减小，超静孔压残值通常很小。

产生上述现象的要原因是：

深层搅拌桩施工时，搅拌头先后经历搅拌下沉、反向旋转搅拌上提等施工过程。搅拌头搅拌下沉时向下的挤压力、对周围土体的剪切力均可能导致周围土体受挤压而产生超静孔压；搅拌头喷浆（粉）搅拌上升过程中，虽然喷浆（粉）可能增加超静孔压，但是搅拌上提时由于对方土体有上提力，对下方土体具有卸载作用，搅拌头反向搅拌及提升均会导致已产生的超静孔压减小。

3) 当进行第二次搅拌时，超静孔压变化又重复第一次搅拌的变化规律。

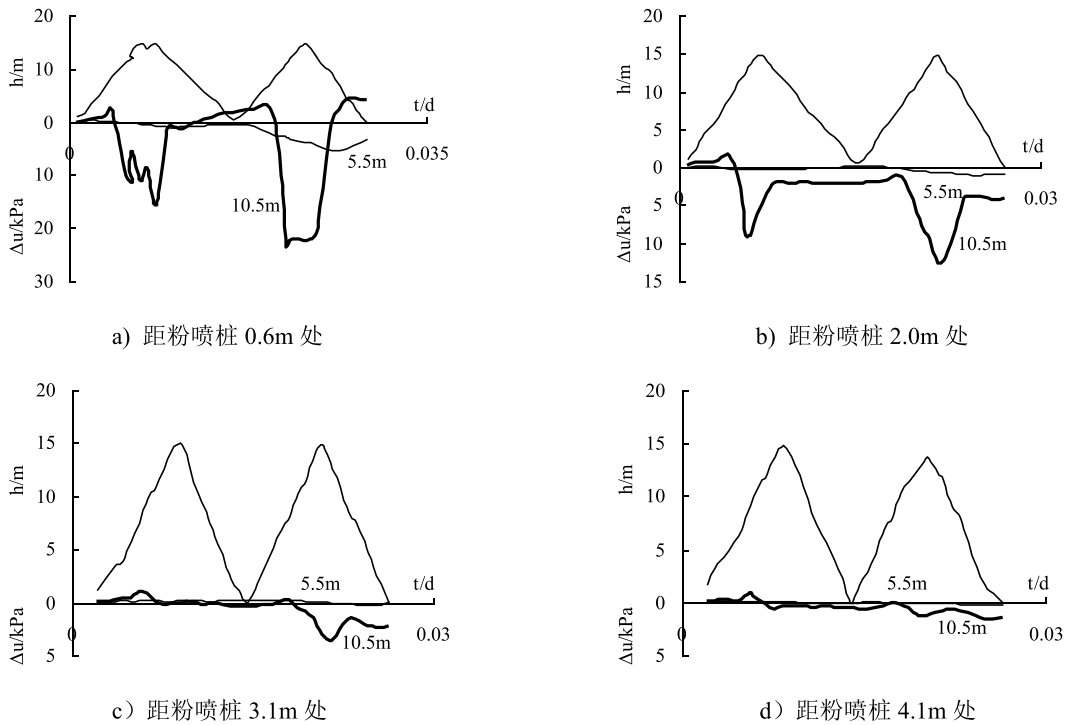
4) 当桩施工完毕时，超静孔压变化总量随距离增大而减小，甚至出现负增长。

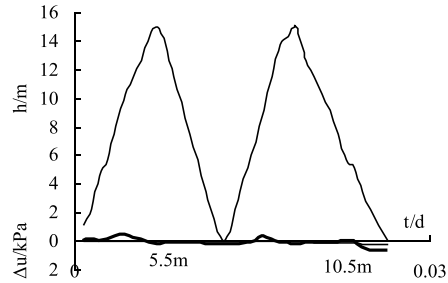
5) 5.5m 深度处超静孔压出现范围为 2.8~4.4m，为桩径的 11.2~17.6 倍，10.5m 深度处超静孔压出现范围为 3.2~4.4m，为桩径的 12.8~17.6 倍。

7) 27 日、28 日施工的搅拌桩在孔压传感器处产生的孔压增量规律和大小基本相同。

4.2 B2-2 区

2004 年 12 月 13 日测定的粉喷搅拌桩施工过程中超静孔压随时间变化情况见图 5，孔压传感器处产生的最大超静孔压与搅拌桩距离的关系曲线见图 6。





e) 距粉喷桩 5.2m 处

图 5 13 日测定的超静孔压

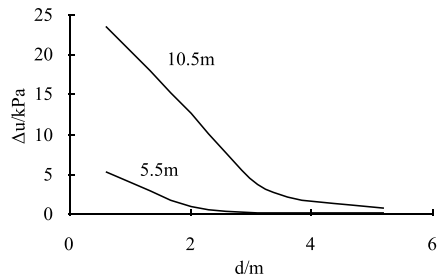
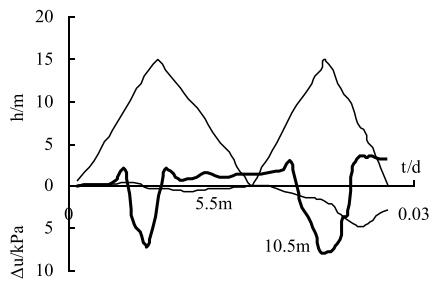
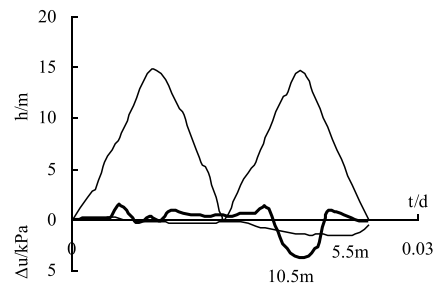


图 6 13 日测定最大超静孔压与距离的关系

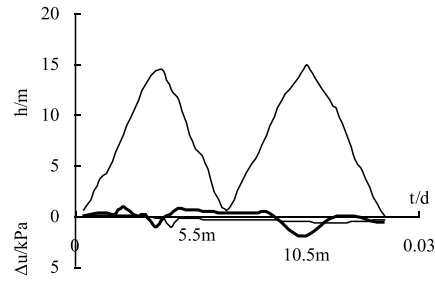
2004 年 12 月 16 日试验时, 相对与孔压传感器, 先由远而近施工搅拌桩(简称渐近法), 然后由近而远施工搅拌桩(简称渐远法)。渐近法测定的粉喷搅拌桩施工过程中超静孔压随时间变化情况见图 7, 孔压传感器处产生的最大超静孔压与搅拌桩距离的关系曲线见图 8。渐远法测定的粉喷搅拌桩施工过程中超静孔压随时间变化情况见图 9, 孔压传感器处产生的最大超静孔压与搅拌桩距离的关系曲线见图 10。



a) 距粉喷桩 1.2m 处



b) 距粉喷桩 2.4m 处



c) 距粉喷桩 3.6m 处

图7 16日渐进法施工测定的超静孔压

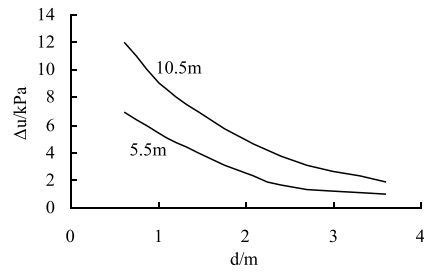
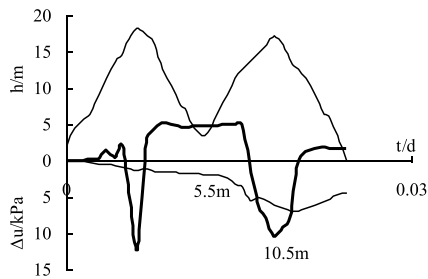
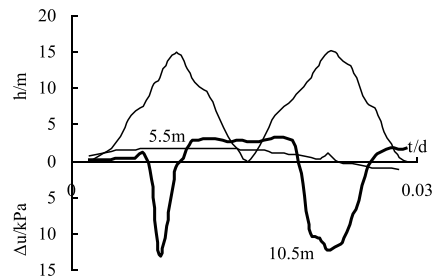


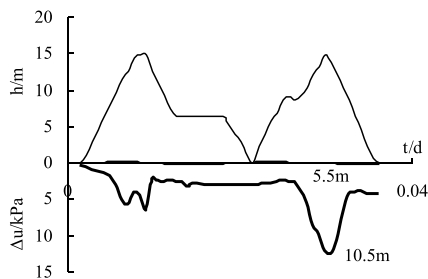
图8 16日渐进法施工测定的最大超静孔压与距离的关系



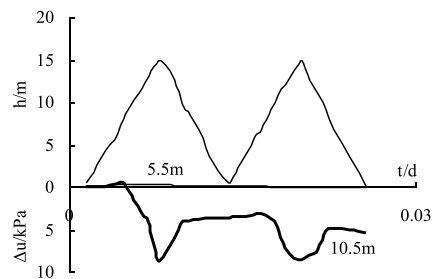
a) 距粉喷桩 0.6m 处



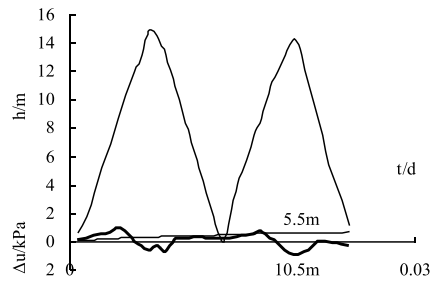
b) 距粉喷桩 1.2m 处



c) 距粉喷桩 2.4m 处



d) 距粉喷桩 3.6m 处



e) 距粉喷桩 4.8m 处

图9 16日渐远法施工测定的超静孔压

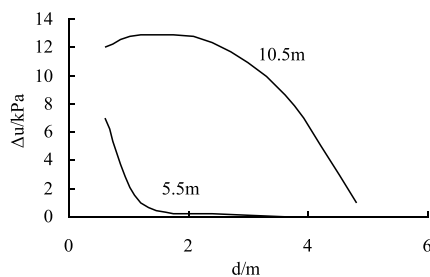


图10 16日渐远法施工测定的最大超静孔压与距离的关系

与喷浆搅拌桩区施工时孔隙水压力变化情况类似，且：

1) 对于 5.5m 处土体的影响范围约 2.0~3.6m，为桩径的 10~14.4 倍；对于 10.5m 处土体的影响范围约 3.6~5.2m，为桩径的 14.4~20.8 倍。

2) 渐近法施工搅拌桩与渐远法施工搅拌桩产生的超静孔压大小和规律基本相同。

3) 粉喷搅拌桩施工产生的超静孔压峰值小于浆喷搅拌桩产生的超静孔压峰值，其主要原因在于两者搅拌叶片数量和形状的不同。

5 结语

综上所述，可以得到以下结论：

(1) 按照搅拌下沉后搅拌提升、再搅拌下沉后搅拌提升的顺序施工搅拌桩时，桩周一定范围内的软黏土地基中一点的超静孔压与搅拌桩施工时间的关系曲线大致为倒置的 W，搅拌头由上而下接近该点时超静孔压快速增加，高于该点 2~3m 时出现峰值，继续下沉及搅拌提升过程中孔压快速减小，超静孔压残值通常很小。

(2) 搅拌桩在软黏土地基中施工时，桩周产生超静孔隙水压力的范围约为桩径的 10~20.8 倍，与土质有关。

(3) 浆喷搅拌桩产生的超静孔压峰值大于粉喷搅拌桩产生的超静孔压峰值。

参考文献:

- [1] GDJTG/T E01-2011. 广东省公路软土地基设计与施工技术规定[S]. 北京: 人民交通出版社: 2012.
- [2] 刘吉福. 沉管灌注桩断桩率减小措施试验研究[J],公路,2012(6):96-102.
- [3] 刘吉福, 杨春林. 珠江三角洲地区竖向排水体施工扰动初探[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(1):142-147.
- [4] Shui-Long Shen, Norihiko Miura, Hirofumi Koga. Interaction mechanism between deep mixing column and surrounding clay during installation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2003, 40(2):293-307.
- [5] 吴燕开. 排水粉喷桩(2D工法)加固软土地基原理与应用研究[D]. 南京: 东南大学, 2005.
- [6] 刘松玉, 钱国超, 章定文. 粉喷桩复合地基理论与工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.12:215-227.

Test of excess pore water pressure induced by construction of deep mixing column in soft ground

Liu Ji-fu

(CRCC Harbour & Channel Engineering Group Co., Ltd., Zhuhai 519070, China)

Abstract: The excess pore water pressure in clay induced by construction of deep mixing column is tested. It is shown that the curve of excess pore water pressure versus construction time of deep mixing column is like an inverted W. The excess pore water pressure increase rapidly when the mixer come down near, the peak of excess pore water pressure appear when the mixer is 2-3m down and excess pore water pressure disappear rapidly when the mixer go down and is pulled up. The residual excess pore water pressure is usually little. The range where excess pore water pressure is induced is about 10~20.8 times of diameter of deep mixing column. The peak excess pore water pressure induced by wet jet mixing column is more than that induced by a dry jet mixing column.

Keywords: dry mixing column, wet mixing column, installation, excess pore water pressure, test

塑料排水板通水量特性研究综述

邓岳保^{1,2}, 谢康和²

(1. 宁波大学岩土工程研究所, 浙江 宁波, 315211; 2. 浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州, 310058)

摘要: 竖井排水固结法的工程实践和理论研究均表明, 竖井地基固结速率与竖井的透水性密切相关。对于塑料排水板而言, 其透水性主要由纵向通水量来表征。由于在原位地基条件下会受到侧向约束力、淤积堵塞、弯折变形等诸多因素的影响, 塑料排水板在实际工作条件下的通水量特性非常复杂。本文从排水板通水量室内试验测试方法、通水量特性影响因素研究、通水量取值和最小通水量需求值等几个方面对国内外相关研究进行了综述, 并对上述研究中存在的争议与共识进行了讨论和说明。文中最后还给出了一些结论性认识和进一步的工作展望。

关键词: 软土地基; 塑料排水板; 通水量; 综述

1 引言

在软土地基中打设塑料排水板形成竖井地基, 并结合一定的加荷方式(如堆载预压和真空预压), 能显著加快软土地基的主固结过程。该法对于处理饱和淤泥、淤泥质土、吹填土等多种土质条件均适用, 且施工方法相对简单、造价节省, 因此在世界范围内的很多软基处理工程中得到应用。

塑料排水板在竖井地基固结过程中充当竖向排水通道作用。在理想状况下, 由于排水板透水性远大于周围土体的渗透性, 从地基不同深度处土体渗入排水通道的孔隙水均能够畅通无阻的排出。但在实际工作情况下, 排水板透水性会受到很多因素的影响而下降, 导致孔隙水在排水通道中的渗透受到阻碍作用, 进而延缓竖井地基的固结过程。国内外研究者对此开展了广泛研究, 并获得了一系列成果(Holtz, 1991; Bergado 等, 1996; 王铁儒等, 2002; Bo, 2004; Chai 等, 2004; 高长胜等, 2004; Tran-Nguyen 等, 2010)。

2 通水量定义及其室内测试方法

(1) 排水板通水量定义

塑料排水板通水量(又称纵向通水量或排通量)的定义如下(Hansbo, 1983): 在一定的侧向压力条件下, 单位水力梯度下单位时间内从塑料排水板纵向通过的水量。表达式如下:

$$q_w = \frac{Q_w}{i} = Q_w \frac{\Delta l}{\Delta h} \quad (1)$$

式中: q_w 为排水板纵向通水量, m^3/year (或 cm^3/s , $1 \text{ m}^3/\text{year} \approx 0.0317 \text{ cm}^3/\text{s}$); Q_w 为

单位时间内从排水板纵向通过的水量, $m^3/year$; i 为测试时的水力梯度, 无量纲; Δl 为渗流距离, m ; Δh 为水头差, m 。

排水板通水量 q_w 与渗透系数 k_w 之间具有如下转换关系:

$$q_w = k_w A_w \tag{2}$$

式中: k_w 为排水板纵向渗透系数, m/s ; A_w 为排水板横截面面积, m^2 。要说明的是: 由于排水板板芯孔隙大, 板内孔隙流体渗流一般不符合达西定律, 因此排水板透水性采用通水量而非渗透系数来描述。

(2) 排水板通水量室内测试方法

图 1 所示为排水板通水量三种典型的室内测试方法。其中, 图 1 (a) 为我国最新相关规范给出的测试方法。该法测试过程中, 排水板由橡皮膜包裹, 通过在膜外施加水压力来模拟侧向约束荷载 (如 350 kPa), 排水板上下两端的水力梯度 i 由两个储液器之间的循环水流来实现, 且保证在测试过程中 i 恒定 (如 $i=0.5$)。图 1 (b) 为 Chai & Miura (1999) 给出的测试方法, 后来被很多研究者所采用。该法测试原理与图 1 (a) 大致相同, 不同之处是排水板由土体包裹。图 1 (c) 所示为 Kim 等 (2011) 开展的大型通水量测试照片。该装置可同时开展竖井地基模型试验和排水板通水量测试, 其特色之处除了可开展较大尺寸的试验测试外, 还能测试排水板在竖井地基不同固结程度时的通水量。

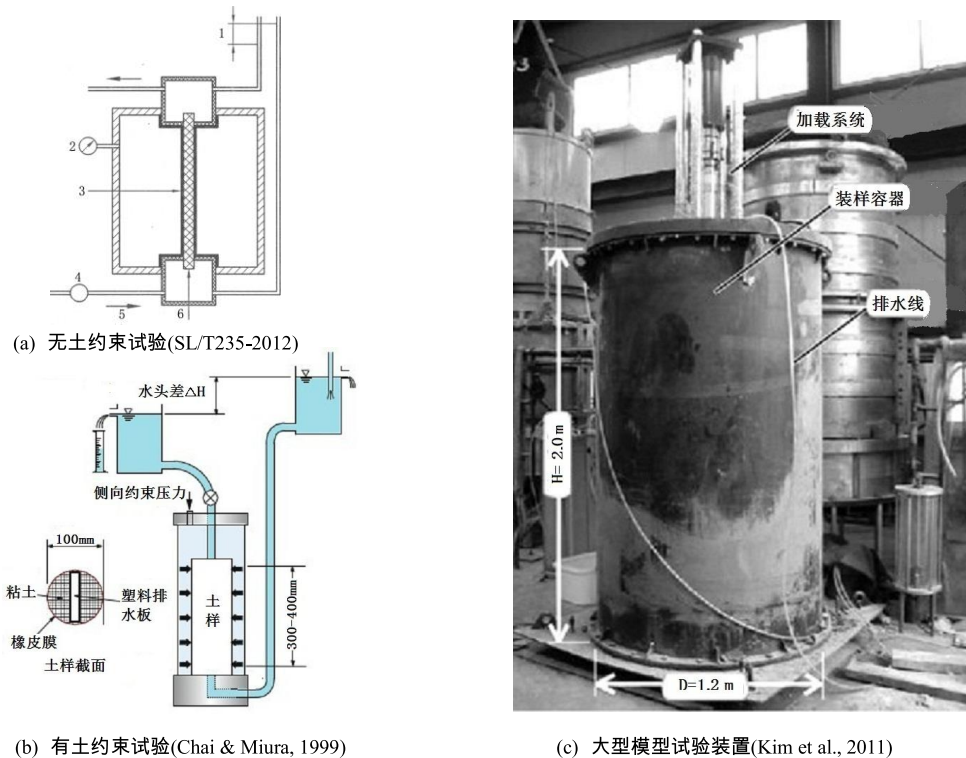


图 1 排水板通水量室内测试方法

上述三种测试方法中：方法一在测试过程中因为无土体包裹排水板而被称为无土约束试验，方法二因为有土体包裹排水板而被称为有土约束试验，方法三可称为大型有土约束试验；三种方法的测试原理和测试过程大致相同；方法三模拟的情况与实际情况最为接近，得到的测试结果较为可靠，但测试消耗非常大；方法二考虑了土体约束的影响，测试结果的合理性较方法一要好；方法一最为简单，易于推广。

3 通水量影响因素研究综述

(1) 侧压力影响。排水板在原地地基条件下，周围土体的自重和地基顶部的外加荷载均会给排水板施加侧向压力。在该压力作用下，排水板滤膜被挤入排水板板芯，而板芯在侧向压力作用下亦会发生压缩变形，使排水通道横截面面积减小，进而影响通水量。Den Hoedt (1981)、Kremer 等 (1982) 和 Kremer (1983) 较早开展了在不同侧压力下的排水板通水量试验，发现通水量随侧压力的增大而线性减小。Suits 等(1986)在更大的侧压力范围内开展了类似试验，发现在排水板滤膜和排水板外侧的塑料裹膜之间存在严重的流量泄露，进而影响通水量测试结果。Rixner 等 (1986)、Chen & Chen (1986) 研发了类似于三轴试验仪的通水量测试装置，并开展了不同侧压力情况下的通水量测试，且发现侧压力会显著影响通水量测试结果。Bergado 等 (1996) 利用改装的三轴试验装置测试了一系列塑料排水板的通水量，其结果发现：排水板通水量均随侧向压力的增大而线性减小；通水量室内测试可能会高估其实际值，原因是裹膜和排水板之间有附加的水量。朱耀庭等 (2008) 测试了在加载不同历时情况下排水板的通水量特性，发现在 500 kPa 侧压之前通水量随侧压增大而线性减小，进一步增大侧压后通水量急剧减小。上述试验均是将排水板裹于塑料膜，然后通过膜外施加水压来测试，即无土约束试验。在有土约束试验时，排水板包裹于土体之中。在外部压力作用下，土颗粒会挤压排水板滤膜，使滤膜嵌入到排水板板芯，从而减小排水通道的横截面面积。Jamiolkowski 等 (1983)、Bellotti & Pedroni (1986)、Tran-Nguyen (2010) 和 Kim 等 (2011) 开展了有土约束试验，结果发现：随着侧压力增大，通水量减小；在 300 kPa 之前通水量减小较快，其后下降趋势减缓；通水量随侧压力增大而减小；通水量减小量随排水板型号的不同而差异显著；通水量在高侧压作用下的变化范围为 0~1000 m³/year。

(2) 变形影响。随着竖井地基固结发展，排水板发生弯曲、折叠、卷边、褶皱或扭结等变形，进而影响通水量。很多研究者对此开展了研究，且发现可分为如下三类：①人为使排水板弯折到一个预定形状，然后测试其通水量；②让排水板随土体固结过程自然变形，然后间隔一定时间来测试排水板通水量；③从现场或室内模型试验中掘取发生变形后的排水板进行观察或检测。

Lawrence & Koerner (1988)、Cline & Burns (2003)、Holtz 等 (1989)、Chang 等 (1994) 和 Bergado 等 (1996) 开展了人为弯折排水板通水量测试，测试结果发现：通水量减小范围为 9~99%；通水量减小量与排水板型号和事先设定好的弯曲形状密切相关。关于自然变

形情况下排水板通水量的测试结论, 目前存在一定争论。Sasaki (1981) 和 Hansbo (1983) 开展了室内大型试验, 发现当排水板压缩变形达到 15% 时通水量下降幅度较小。Maira 等 (1998) 亦报道了当排水板折叠到 20% 时 (没有扭结) 仍对通水量测试没有显著影响。另一方面, Kremer (1983) 则认为较大的压缩变形将使通水量明显下降。Kremer 的观点得到了后来很多文献的支持。Ali (1991) 将排水板裹于高岭土内, 设置水力梯度 $i=0.5$, 竖向荷载逐步增大到 120kPa, 结果发现: 当压缩变形达到 30% 时, 通水量下降了 47~99%; 排水板刚度越小, 通水量下降越明显。Aboshi (2001) 开展了类似研究, 其测试土样为原状土, 结果发现扭结或弯折点的发生使得排水板通水量完全消失。Kim 等 (2003) 测试发现, 在 $i=0.5$ 、竖向荷载达 245 kPa、固结完成时, 通水量下降了约 89%。Chu 等 (2006) 测试了排水板在超软土中通水量的变化情况, 结果发现在固结结束时 (变形量达 46%) 通水量下降了 84%。Tran-Nguyen 等 (2010) 采用两种类型土样分别测试了 4 种类型排水板, 结果发现: 通水量变化与排水板类型和固结变形密切相关; 当固结沉降达到 41% 时, 通水量最大下降了 99%。Kim 等 (2011) 开展了大型室内试验, 结果发现通水量在测试一周后衰减量达到 95%。

除了室内试验外, 现场研究亦发现: 当固结变形较大时, 由于排水板极度变形, 排水板的通水量消失, 其排水作用中断。Kremer (1983) 从试验现场挖掘出经历了两年固结变形的排水板, 根据其褶皱屈曲变形情况推测排水板在长期的固结变形过程中通水量将逐步消失。Chu 等 (2006) 根据新加坡某超软土竖井地基 1.5 年的监测结果推论, 竖井地基较大的固结变形可能完全破坏排水板的排水通道作用。Morohoshi 等 (2007) 采用塑料排水板和袋装砂井组合井技术处理了东京 Haneda 机场超软土地基, 发现塑料排水板的排水作用在打设 30 天和 60 天后绝大部分消失, 而袋装砂井虽然也发生了显著的变形, 但其在 10 年的观测过程中仍表现出良好的排水特性。俞炯奇和孙伯永 (2007) 从现场挖掘出发生了固结变形的排水板并进行室内通水量检测, 通过与施工前通水量性能进行对比, 发现通水量值较施工前有不同程度的减小, 部分通水量检测数据已经达不到设计要求, 并据此推断对工程后期排水固结产生不利影响。另外, 孙立强等 (2011) 挖掘出室内模型试验测试结束后的排水板, 根据其褶曲和折断现象推测排水板已失去排水通道作用。

(3) 水力梯度影响。排水板通水量通常是在不同的水力梯度情况下测试得到的, 水力梯度对通水量的影响目前也不一致。Hansbo (1983) 和 Holtz 等 (1991) 发现水力梯度对通水量测试结果没明显影响。更多的学者, 如 Kamon 等 (1992)、Chang 等 (1994)、Park & Miura (1998)、Miura & Chai (2000)、Bo 等 (2003) 发现水力梯度会影响通水量测试结果, 即通水量会随水力梯度的增大而减小。Miura & Chai (2000) 提出了下面的经验公式来预测长期通水量:

$$Q_c = \frac{i}{0.01t/t_0 + i} Q_r \quad (3)$$

式中: Q_c 为长期通水量; Q_r 为短期通水量; t 为测试时间 (天); t_0 是与时间相关的常

量, 单位为1天; 水力梯度 i 建议取0.1。

通水量测试时水力梯度尽量要模拟现场实际情况, 一些学者对此进行了研究。Nakanado 等(1992)推测现场水力梯度在0.03~0.8之间。Akagi(1994)、Wang & Chen(1996)以及 Park & Miura(1998)等发现(Tran-Nguyen 等, 2010), 当 i 大于0.5时排水板板芯内水流不再符合达西定律, 因此通水量测试时 i 应当在0.2~0.5之间。Bo 等(2003)指出通水量测试如果是在低水力梯度下将出现较大的误差, 因此建议一个居中值如 $i=0.5$ 作为测试标准。Tran-Nguyen 等(2010)通过系列测试发现, 水力梯度对通水量测试有较显著影响, 采用 Bo 等(2003)推荐的 $i=0.5$ 误差最小。另外, 我国相关技术规程(SL/T235-2012)所采用的 i 也是0.5。此处要指出的是: 在竖井地基固结过程中, 竖井内外及竖井内部不同深度处的孔压梯度是逐步减小的; 竖井地基固结完成后, 地基内不同位置处土体的孔压梯度均变为零。

(4) 淤积堵塞影响。排水板的淤积堵塞效应是指井周细小土颗粒渗入排水板滤膜并堵塞板芯, 从而使排水板通水量下降。在大部分情况下, 淤积堵塞效应是与排水板长期特性相联系的。当排水板服役时间较长, 而工程实践中排水板内水头差和水流速均较小, 细小颗粒就会在滤膜和板芯积聚。如果排水板滤膜的性状满足要求, 那么淤积效应通常可以忽略(Holtz 等1991)。但是, 若打设过程中排水板底端的管靴没有安装好, 滤膜将可能破坏, 淤堵效应将比较明显。Koda 等(1986)报道了某排水井500天后通水量为 $240 \text{ m}^3/\text{year}$ (侧压 160 kPa), 该值仍满足通水量 $150 \text{ m}^3/\text{year}$ 的最小通水量需求值(Holtz 等1991)。Chai & Miura(1999)、Miura & Chai(2000)和 Chai 等(2004)利用类似三轴试验装置的小型仪器进行了一系列测试, 发现淤堵效应能使通水量长期值显著下降。其测试过程中还发现, 若突然增大 i , 排水板通水量得到部分恢复。

(5) 耐久性与蠕变效应。除了上述影响因素外, 排水板材料的耐久性以及在恒定荷载作用下的蠕变效应亦可能是通水量显著下降的原因(Tran-Nguyen 等, 2010)。排水板耐久性和蠕变效应是相互影响的, 两者均是排水板长期性能的体现。由于生物的或化学的侵蚀使得排水板恶化可能会使排水板的通水能力显著降低, 尤其是对材料质量不满足要求的排水板。Koda 等(1986)对比研究了塑料排水板和纸质排水板的长期通水量情况, 发现在10天时两者分别下降了26%和36%, 而500天时分别下降了56%和83%。另外, Den Hoedt(1981)和 Kremer 等(1983)亦测试了纸质排水板的长期通水量特性, 结论是通水量会显著下降。近些年来, 随着材料技术的发展, 排水板的物理和力学性能均得到提高, 其耐久性一般能满足要求。但我国技术规程(JTS 206-1-2009)仍指出, 考虑到塑料排水板的抗老化性差, 塑料排水板自生产到打设的储存期应控制在3~6个月, 超过6个月的塑料排水板需要再次检验以确定是否可用。排水板的蠕变会降低通水量已经得到研究者们的一致认同, 但是蠕变的影响一般不显著(Miura 等, 1998; Chai & Miura, 1999; Miura & Chai, 2000; Chai 等2004)。一方面, 蠕变需要很长的时间, 通常会比竖井地基主固结时间还长; 另外, 蠕变导致的通水量下降相对于其它因素比较小。

汇总上述文献可以发现, 关于通水量的变化效应已经有很多研究。这些研究得到了一

些共识性的结论, 如通水量随侧向压力的增大而减小、通水量在固结过程中会减小、排水板刚度越大则通水量下降越小等。但同时也存在一些争论, 如: 通水量是否会显著下降并使得井阻效应明显; 通水量测试各影响因素中哪一点最为主要; 水力梯度对通水量测试结果的影响等。笔者认为, 这些争论可能与试验过程中采用的不同测试设备、不同的测试方法或选取了不同尺寸的排水板等有关。对于测试方法来说, 选取有土约束的通水量测试与实际情况更接近, 且能模拟淤积堵塞效应, 因此试验结果更可靠。对于排水板尺寸来说, 若选取的排水板长度短, 其在测试系统中的刚度相对较大, 通水量下降将不明显; 而排水板越长, 其相对柔度越大, 变形会越发不规则, 通水量下降也就会更显著。另外, 淤积堵塞效应对于长的排水板来说也会更加明显。但大尺寸排水板试验需要配套大型测试设备, 故而耗费较大。但正如 Chai & Carter (2011) 指出: 大型试验虽然昂贵, 但通过该法来获得排水板特性还是有必要的; 若采用小型试验测试通水量, 井周土体的侧压约束效应必须考虑。

4 通水量取值研究与最小通水量值

(1) 通水量取值研究

关于通水量 q_w 的取值, 国内外学者开展了大量研究。表 1 中给出了一些研究者总结得到的通水量取值研究成果(蒋春霞, 2005; Indraratna 等, 2005; Lee & Chung, 2010)。

表 1 排水板通水量参数取值

参考文献	通水量 $q_w/m^3/year$	获取方法
den Hoedt (1981)	95	室内试验
Hansbo (1981)	20	室内试验
Dutch 推荐 (Kremer et al.1982)	160	室内试验
Jamiolkowski et al. (1983)	10-15	室内试验
Koda et al. (1989)	100	室内试验
Rixner et al. (1986)	500-800	室内试验
Van Zanten (1986)	790-1580	室内试验
Holtz et al. (1991)	100-150	室内试验
Kamon & Suwa (2006)	48-125	室内试验
王铁儒等 (2002)	777-1866	室内试验值汇总
Oostveen (1986)	150	反分析
Mesri & Lo (1991)	1-90	反分析
Koerner (1994)	50-150	反分析
Chai & Miura (1999)	75-150	反分析
Indraratana (2002)	100	反分析
Bo (2004)	27-405	反分析

对表中数据说明如下：①表中数据来源主要包括两种手段，即室内试验直接测试手段和对现场实测数据进行反分析；②室内测试时，侧向约束压力在 100~500 kPa 之间；③反分析时所采用的实测数据主要是堤坝中心轴线上地表处的沉降数据；④通水量 q_w 范围为 1~1866 m³/year，取值范围很大。

另外，由表 1 还可发现，反分析得到的通水量常见范围在 50~150 m³/year，该值相比于室内测试值一般要小。实际上，考虑到排水板通水量在储运、施工和地基固结过程中产生的衰减效应，在竖井井阻计算时所采用的通水量 q_w 应是试验测定通水量值 q'_w 的折减。国内技术指南给出的折减系数建议值如下：当排水板打设深度 $l < 10\text{m}$ ，安全系数 $F_s = 4$ ；当 $l > 20\text{m}$ ， $F_s = 6$ ；当 $l = 10 \sim 20\text{m}$ ， $F_s = 5$ 。笔者对此认为有两点值得商榷：①折减系数建议值取值范围较小，虽然易于操作，但对计算结果的可靠性会产生影响；②该法取平均意义上的通水量进行分析，未能反映排水板通水量的衰减效应，其对计算结果的影响如何有待进一步研究。

(2) 最小通水量需求值

竖井地基设计时，为了降低井阻对竖井地基固结的影响，塑料排水板的通水量值需要满足一定的要求。对此，研究者提出了最小通水量 q_s 概念。

Mesri & Lo (1991) 发现可忽略井阻影响的最小通水量 q_s 与井周土体水平向渗透系数 k_h 和竖向排水距离 l 有关，具体如下式所示 (Bo, 2004)：

$$q_s = 5k_h l^2 \quad (4)$$

该文通过计算还指出，对于常见的 k_h 和 l 值，最小通水量需求值变化范围为 20~200 m³/year。

Kamon 等 (1992) 也提出了 q_s 的确定式，即：

$$q_s = \frac{0.25 \times 0.1 \times F_s \times l \times \pi \times c_h}{4T_h} \quad (5)$$

式中： c_h 为土体水平向固结系数； T_h 为径向固结时间因子。

Chu 等 (2004) 基于谢康和 (1987) 理论和 Mersi & Lo (1991) 研究思路，提出按下式确定 q_s ：

$$q_s = 7.85 F_s k_h l^2 \quad (6)$$

式中，安全系数 $F_s = 4 \sim 6$ ，建议在实际当中取 5。对于 k_h 和 l 的一般取值情况，按上式得到 q_s 变化范围为 15-300 m³/year。

Bo (2004) 根据竖井地基主固结完成时总的排水量情况得到了 q_s ，如下式：

$$q_s = \frac{H \varepsilon_v (d_w / 2)^2 \pi l \gamma_w}{\Delta \delta' t} \quad (7)$$

式中: $\Delta\sigma'$ 为附加荷载, kPa; H 为软土层厚度; ε_v 为土体体积应变; d_w 为排水板等效直径; γ_w 为孔隙水重度。根据上式计算得到需求通水量在 100~150 m³/year 之间。

5 结论

(1) 目前的研究普遍认为, 当 q_w 达 100~150 m³/year 时, 排水带井阻效应不明显。一般说来, 由厂家提供的 q_w 检测值均能满足上述通水量要求值。但排水带在打设到软土地基以后, 很多因素可能导致其透水性能下降, 并使竖井地基井阻效应逐渐显现。

(2) 排水板通水量室内检测时应考虑井周土体的约束作用。另外, 排水板尺寸对测试结果的影响也应进行评估。

(3) 排水板通水量检测时, 通水量随侧压力增大而减小; 排水板刚度越大则通水量下降越小; 通水量在地基固结过程中因发生弯折、淤积堵塞以及材料老化等现象而逐渐减小。

(4) 水力梯度亦对通水量测试结果存在影响; 较为普遍的观点是随着水力梯度增大通水量测试值减小; 水力梯度 $i=0.5$ 是目前通水量测试时应用较为广泛的值。

(5) 目前的竖井地基固结计算均取平均意义上的通水量进行分析。然而在实际工作条件下, 排水板通水量会随固结过程逐渐变化。通水量的时间变化效应其对竖井地基固结计算结果的影响如何还有待进一步研究。

参考文献

- [1] Aboshi H, Sutoh Y, Inoue T, Shimizu Y. Kinking deformation of PVD under consolidation settlement of surrounding clay[J]. Soils and Foundations, 2001, 41(5): 25-32.
- [2] Ali F H. The flow behavior of deformed prefabricated vertical drains[J]. Geotextiles and Geomembranes, 1991, 10(3): 235-248.
- [3] Bergado, D T, Manivannan R, Balasubramaniam A, S. Proposed criteria for discharge capacity of prefabricated vertical drains[J]. Geotextiles and Geomembranes, 1996, 14 (9): 481-505.
- [4] Bo M W. Discharge capacity of prefabricated vertical drain and their field measurements[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2004, 22:37-48.
- [5] Chai J C, Miura N. Investigation of factors affecting vertical drain behavior[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(3):216-226.
- [6] Chai J C, Miura N, Nomura T. Effect of hydraulic radius on long-term drainage capacity of geosynthetic drains[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2004, 22:3-16.
- [7] Chang D T T, Liao J C, Lai S P. Laboratory study of vertical drains for a ground improvement project in Taipei[C]. Proceeding of the 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 1994, 2: 807-812.

- [8] Chen R H, Chen C N. Permeability characteristics of prefabricated vertical drains[C]. Proceedings of the 3rd International conference on Geotextiles, Vienna, 1986, 3: 785-790.
- [9] Chu J, Bo M W, Choa V. Practical considerations for using vertical drains in soil improvement projects[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2004, 22(1-2):101-117.
- [10] Chu J, Bo M W, Choa V. Improvement of ultra-soft soil using prefabricated vertical drains[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2006, 24:339-348.
- [11] Cline M J, Burns S E. Evaluation of Wick Drain Performance in Virginia Soils[M]. Virginia Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, 2003.
- [12] Den Hoedt G. Laboratory testing of vertical drains[C]. Proceedings of the international conference on Soil mechanics and foundation engineering, Stockholm, 1981,1: 627-630.
- [13] Hansbo S. How to evaluate the properties of prefabricated drains[C]. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Improvement of Ground, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1983, 2: 621-626.
- [14] Holtz R D. Behavior of bent prefabricated vertical drains[C]. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, 1989,3: 1657-1660.
- [15] Holtz R D, Jamiolkowski M B, Lancellotta R, Pedroni R. Prefabricated Vertical Drains: Design and Performance[R], CIRIA Ground Engineering Report, Butterworth-Heinemann Ltd, London, 1991.
- [16] Indraratna B, Rujikiatkamjorn C, Sathanathan I. Analytical and numerical solutions for a single vertical drain including the effects of vacuum preloading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, 42(4): 994-1014.
- [17] Kamon M, Pradhan T B S, Suwa S. Laboratory evaluation of the discharge capacity of prefabricated band-shaped drains[M]. Soil Improvement, Edited by Mise, T., New York, Elsevier Science Pub. Co., 1992, 23-38.
- [18] Kremer R, De Jager W, Maagdenberg A, Meyvogel I, Oostveen J. Quality standards for vertical drains[C]. Proceedings, 2 International conference on Geotextiles, Las Vegas, 1982, 2: 319-324.
- [19] Kremer R H J, Oostveen J P, Van Weele A F, De Jager W F J, Meyvogel I J. Quality of vertical drainage[C]. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Improvement of Ground. Volume 2: Soil Reinforcement, Speeding Up of Consolidation, Improvement of Special Soils, Soil Improvement Under Water and Soil Stabilization, 1983, 2:721-726.
- [20] Kim R, Hong S J, Lee M J, Lee W. Time dependent well resistance factor of PVD[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2011, 29 (2):131-144.
- [21] Lawrence C A, Koerner R M. Flow behavior of kinked strip drains. Proceedings of the Symposium on Geosynthetics for Soil Improvement[M]. Nashville, TN, ASCE Geotechnical Special Publication, 1988, 18: 22-35.
- [22] Lee N K, Chung S G. Reevaluation of the Factors Influencing the Consolidation of Ground by Incorporating Prefabricated Vertical Drains[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2010, 14(2):155-164.
- [23] Miura N, Chai J C, Toyota K. Investigation on some factors affecting discharge capacity of prefabricated

- vertical drain[C]. Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, GA, USA, 1998, 2: 845-850.
- [24] Miura N, Chai J C. Discharge capacity of prefabricated vertical drains confined in clay[J]. Geosynthetics International, 2000, 7(2): 119-135.
- [25] Morohoshi K, Yoshinaga K, Miyata M, Sasaki I, Saito H, Tokoro M. Design and long-term monitoring of Tokyo International airport extension project constructed on super-soft ground[R]. a manuscript for Geotechnical and Geological Engineering, 2007.
- [26] Rixner J J, Kraemer S R, Smith A D. Prefabricated vertical drains[M], Vol. I & II, Summary of Research Effort, Federal Highway Administration, USA, 1986.
- [27] Sasaki S. Report of experimental test for the prefabricated drain geodrain[M]. Tokyo Construction Co., Tokyo, 1981.
- [28] Suits L D, Gemme R L, Masi J J. Effectiveness of prefabricated drains on laboratory consolidation of remolded soils[C]. Proceedings, symposium on Consolidation of Soils: testing and evaluation, ASTM special technical publication, 1986, 663-683.
- [29] Tran-Nguyen, H H, Edil T B, Schneider J A. Effect of deformation of prefabricated vertical drains on discharge capacity[J]. Geosynthetics International, 2010, 17(6):431-442.
- [30] 高长胜, 汪肇京, 魏汝龙, 朱群峰. 固结排水带通水量的影响及选择[J]. 岩土力学, 2004, 25(3): 473-476.
- [31] 蒋春霞. 含竖向排水体地基轴对称固结及平面应变等效固结分析[D]. 南京: 河海大学, 2005.
- [32] 孙立强, 闫澍旺, 李伟, 吴坤标. 超软土真空预压室内模型试验研究[J]. 岩土力学, 2011,32(4): 984-990.
- [33] 王铁儒, 丁利, 李玲玲. 深厚软基高速公路软基预压研究[C]. 第五届全国塑料排水板工程技术研讨会论文集, 中国, 天津, 2002.
- [34] 谢康和. 砂井地基: 固结理论、数值分析与优化设计[D]. 杭州: 浙江大学, 1987.
- [35] 俞炯奇, 孙伯永. 长期在地下工作后的塑料排水板的性能研究[J]. 水利学报(增刊), 2007, 10: 711-715.
- [36] 中华人民共和国水利行业标准. 土工合成材料测试规程(SL/T235-2012)[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2012.
- [37] 中华人民共和国行业标准. 建筑地基处理技术规范(JGJ 79-2002)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [38] 中华人民共和国行业标准. 水运工程塑料排水板应用技术规程(JTS 206-1-2009)[S]. 北京: 人民交通出版社, 2009.
- [39] 朱耀庭, 尹长权, 陈举. 对塑料排水板板芯质量的试验研究[J]. 中国港湾建设. 2008, 157: 35-36.

Research review on the discharge capacity of prefabricated vertical drain

DENG Yue-bao^{1,2}, XIE Kang-he²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Ningbo University, Ningbo 315211, China; 2. Research Center of Coast and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China)

Abstract: Both engineering practice and theoretical research have shown that the consolidation rate for the vertical drained ground is closely related to the permeable characteristic of vertical drain. To the prefabricated vertical drain, the permeable characteristic is portrayed by the discharge capacity. In situ foundation condition, the discharge capacity will be affect by several factors, such as lateral binding force, siltation clogging, and bending deformation and so on. Thus, a proper evaluation of the discharge capacity for the prefabricated vertical drain is very important and difficult. A review for the research on the discharge capacity is presented here from three aspects: laboratory experiments testing methods, influence factors of the discharge capacity, value and the minimum demand values for the design and calculation. The controversies and the consensus in the existing studies are illustrated and discussed. Lastly, some conclusions and the following work plan are also presented.

Keywords: soft soil foundation; prefabricated vertical drain; discharge capacity; review

简讯

第三届 GeoShanghai 岩土工程国际会议

GeoShanghai 是每四年一次在上海举行的岩土工程国际会议。前两届会议分别在 2006 年、2010 年成功举办。期间岩土工程界见证了基础理论研究和工程实例两方面的许多发展。为展示最新的发展成果,促进岩土工程以及相关领域的国际交流,2014 GeoShanghai 国际会议的组织者邀请全世界岩土工程领域的研究者、参与者和学者,参加于 2014 年五月在上海举行的第三届 GeoShanghai 国际会议。

会议主题: 土体性状、岩土力学、非饱和土力学、渗流力学、岩石力学和岩石工程、土工合成材料、地理信息技术、岩土工程原位测试和检测、铁路岩土工程、滨海岩土工程、采矿岩土工程、与能源相关的土工技术、地基处理、土动力学与地震工程、环境岩土工程、深基坑开挖与支护结构、竖井与深基础、隧道与地下结构、岩溶地区工程、生物处理岩土材料和基础性状、岩土工程的可持续性、气候因素对基础设施的影响、路面力学、路面材料与结构、城市岩土工程新领域、工程实例研究。

重要日期: 摘要提交截止日期: 2013 年 6 月 30 号; 摘要录用通知: 2013 年 7 月 15 号; 全文提交截止日期: 2013 年 8 月 31 号; 文章录用通知: 2013 年 11 月 30 号; 修改后论文提交截止日期: 2014 年 1 月 5 号。(注: 没有提交摘要,并在全文提交截止日期前提交的文章也会被接受,但是审稿会更加严格。)

联系人: 张雄博士, 副教授, 阿拉斯加州费尔班克斯大学土木与环境工程学系。美国, 阿拉斯加州费尔班克斯 99775-7500。电话: +1 (907) 474-6172 传真: +1 (907) 474-6030 邮箱: xzhang11@alaska.edu。
李小军博士, 副教授, 同济大学土木工程学院岩土工程学系中国, 上海, 四平路 1239, 200092 电话: +86 (21) -6598-3982 传真: +86 (21) -6598-5140 邮箱: geoshanghai@tongji.edu.cn。

软土已建场地钉型双向搅拌桩现场 试验性施工研究

邹立垒, 张莉

(中国石油工程建设公司华东设计分公司, 青岛 266071)

摘要: 以实际工程为例, 探讨了钉形双向搅拌桩用于治理已建工程软土沉降的现场试验性施工情况。分析了地质条件、注浆压力, 下钻速度、施工设备及管理等因素对桩身质量的影响。

关键词: 已建场地; 软土; 试验性施工; 钉型双向搅拌桩

1 引言

软土是一种含水量大、渗透系数小、压缩性高、强度低、灵敏度高的黏性土。在荷载的作用下软土由于体积变化产生压缩变形, 由于形状变化产生剪切变形; 前者为固结沉降和次固结沉降, 后者为瞬时沉降和侧向流动产生的沉降。若不及时进行治理将会影响建、构筑物的安全使用。

对于软土地基, 常规做法是先进行地基加固处理, 再施工上部建、构筑物。但在实际工程中, 由于工期、造价等诸多方面的原因, 建、构筑物也有直接建造在未加处理的软土地基上的情况。在荷载的长期作用下, 随着时间的推移, 软土地基产生差异沉降, 造成建筑物的开裂、管线拉断、地面下陷等现象, 直接影响建筑物的正常使用。本文以实际工程为例, 介绍了软土治理中的新技术-钉形双向搅拌桩, 从施工、地质条件、检测等方面, 对影响钉形双向搅拌桩施工质量的因素进行了具体的分析。

2 工程实例

2.1 工程概况

某油库工程位于福州市郊区, 油库东侧紧邻闽江, 场地中存在厚度为 13 m~28m 不等的淤泥。前期建设时油库中的主要建、构筑物, 如油罐、办公楼等均采用预制混凝土管桩基础。但是油库内的汽车装车区地面、消防管线、管墩、钢结构棚等, 均未采取地基加固处理。当油库投入使用后, 在永久荷载及汽车动荷载的作用下, 构筑物及场地出现了不同程度的开裂、差异沉降等现象, 如图 1、2 所示。



图1 围墙开裂



图2 地面下陷

2.2 工程地质条件

根据岩土工程勘察报告揭示：在勘察控制深度范围内地基土层为人工堆填、淤积、冲积、冲洪积及残积成因类型，下卧为基岩（花岗岩）风化带。场地岩土层按其成因、力学强度不同可划分为9个工程地质层。典型的工程地质剖面图如图3所示。现将上部的4层岩土层分述如下：

- ①填中砂：分布于整个场地，层厚 0.50m~3.00m；
- ②粘土：灰黄色，可塑，饱和，层厚 0.50m~1.20m；
- ③淤泥：分布于整个场地，层厚 13.80m~28.50m；
- ④粘土：层顶埋深 15.70m~28.90m，在部分地段本层中部分布有 ④_{夹-1} 淤泥质土和 ④_{夹-2} 粉砂透镜体夹层。

表1 土层参数表

层号	土层名称	含水率/%	天然容重 /kN/m ³	塑性指数	液性指数	灵敏度
①	填中砂					
②	粘土	44.4	17.7	22.6	0.71	
③	淤泥	73.6	15.5	23.8	1.91	8
④	粘土	31.6	19.0	19.0	0.54	

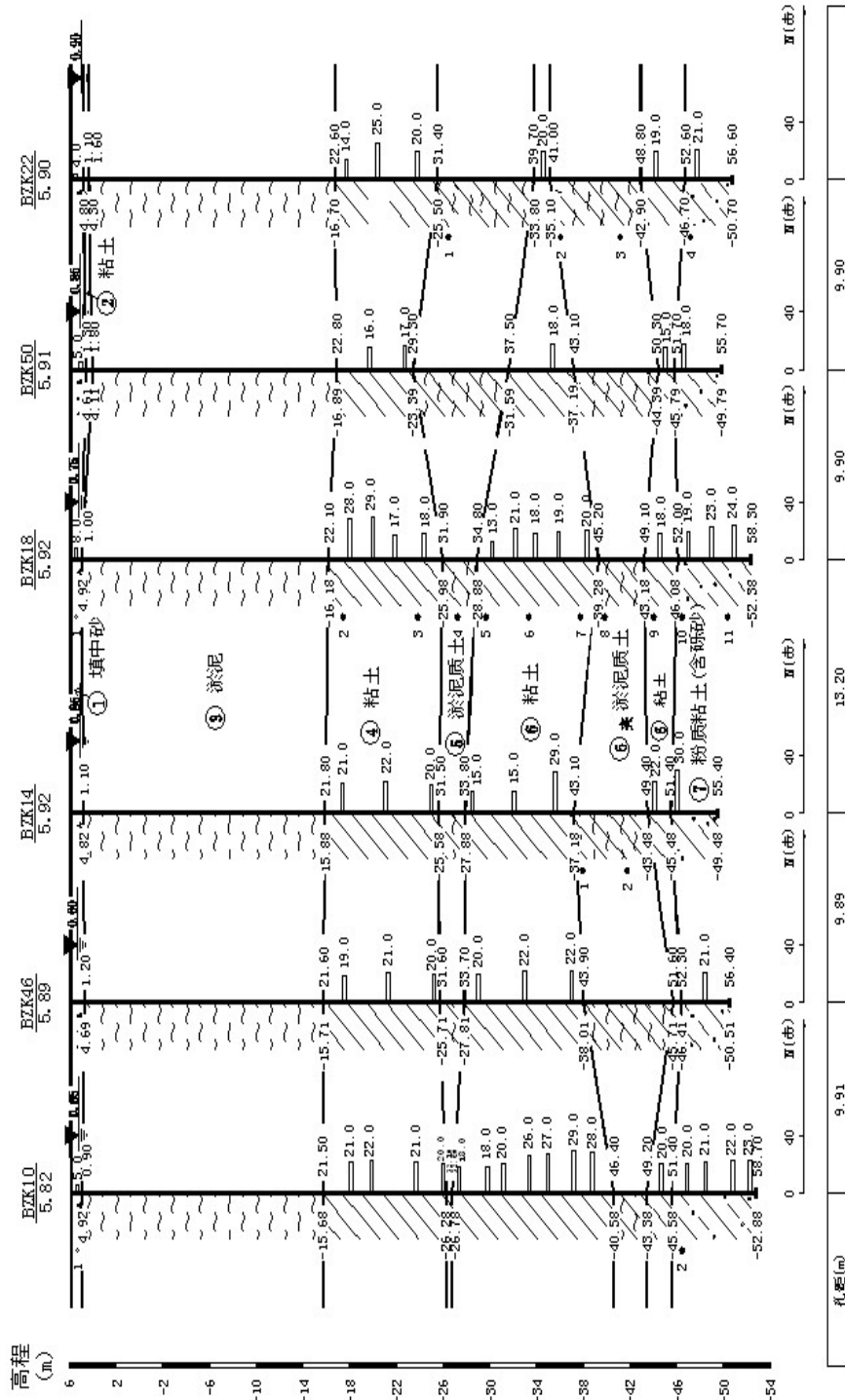


图 3 12-12 剖面图

3 现场试验性施工

3.1 试验目的

由于“钉形双向搅拌桩”施工工艺首次在该油库地基处理工程中使用，为获得库区场地钉形双向搅拌桩（以下简称搅拌桩）施工的工艺参数、不同加固龄期下桩身的加固强度等设计及施工参数，特进行本次现场试验性施工（以下简称试施工）。本次试施工采用的材料为LY型土壤固化剂，掺入比为15%，水灰比0.5。搅拌桩扩大头的直径为1.2m，长度3.0m；桩身直径0.6m，要求搅拌桩桩端进入第④层粘土持力层的长度不小于0.5m。具体试施工要求如下：

(1) 搅拌桩检测：检验本场地地质条件下搅拌桩的均匀性及竖向承载能力，通过动力触探试验获得搅拌桩桩体3d、7d、14d龄期时的强度数据；

(2) 通过现场试验，获得搅拌桩喷浆口的位置及大小；

(3) 掌握搅拌钻头进入第④层粘土持力层电流的变化情况；

(4) 确定固化剂浆液的密度；

(5) 确定合适的输浆泵的输浆量；

(6) 掌握固化剂浆液到达喷口的时间及搅拌机提升、下沉、复搅提升速度等参数；

(7) 验证钻头叶片的角度设置的合理性；

(8) 验证成桩的均匀性及桩径实际尺寸；

试施工区域由A、B两个试验区、每区12根搅拌桩组成。在后期检测的过程中发现A、B区成桩质量均未达到预期的设计要求，尤其是B区的成桩质量非常差，因此又增加了C区搅拌桩的试验性施工。三个试验区的成桩质量对比如表2所示。

表2 试验性施工区对比表

	桩数量(根)	位置	检测方法	检测结果评价
A区	12	远离江边	重型圆锥动力触探	差
B区	12	靠近江边	重型圆锥动力触探	很差
C区	6	靠近江边	重型圆锥动力触探	好

3.2 施工工艺

钉形双向搅拌工法^[1-4]是在常规搅拌桩基础上发展起来的新工艺，该工法将水泥土搅拌桩成桩机械的钻杆改进为同心双轴钻杆，内钻杆上安装正向旋转叶片并设置喷浆口，外钻杆上安装反向旋转叶片，通过外杆上叶片反向旋转过程中的压浆作用和正反向旋转叶片同时双向搅拌固化土，阻断浆液上冒途径，保证浆液在桩体中均匀分布和搅拌均匀，确保成桩质量。

钉形双向搅拌桩施工工艺如图 4 所示。

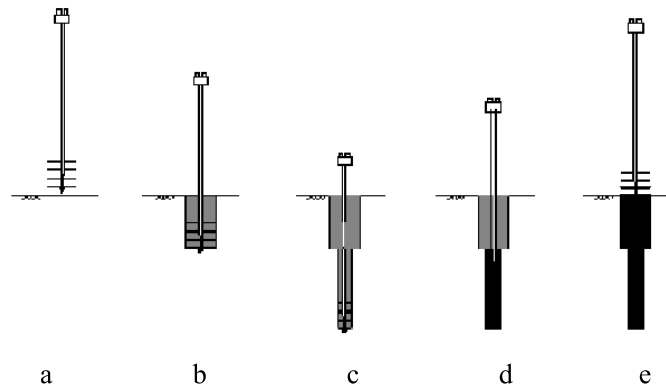


图 4 工艺流程图

(a) 搅拌机定位：平整场地，清除障碍物，安装打桩机，移至指定桩位并对中；

(b) 切土下沉：启动搅拌机，叶片伸展到扩大头设计直径，使搅拌机沿导向架向下切土，同时开启送浆泵向土体喷浆，两组叶片同时正、反向旋转切割、搅拌土体，直到扩大头设计深度；

(c) 改变内外钻杆的旋转方向，使叶片收缩至下部桩体设计直径，直至设计深度，持续喷浆搅拌不少于 20 秒；

(d) 提升搅拌：搅拌机提升、关闭送浆泵，两组叶片同时正反向旋转搅拌加固土，直至扩大头底面；

(e) 改变内外钻杆的旋转方向，使叶片伸展至扩大头直径，两组叶片同时正反向旋转搅拌加固土，直至地表，完成单桩施工。

3.3 现场施工

(1) A 区施工及检测

A 区施工采用的全程下钻速度为 1m/min，全程注浆压力为 0.5MPa，水灰比 0.5，输浆管长度为 58m，采用的喷浆口和搅拌刀片设置如图 5 所示。

图 5 所示喷浆口直接在内钻杆上开口，叶片与钻杆垂直。浆液与土体的搅拌主要依靠叶片的厚度，随着刀片的厚度越来越薄，成桩质量也会随之降低。喷浆口位于内钻杆上，喷浆口的直径在 35mm 左右。浆液在压力作用下通过内钻杆注入土体中，钻杆周围的土体浆液量充足，土体与浆液的搅拌易得到保障；距离喷浆口远的土体浆液量不容易得到保证，形成的桩体易造成强度不足，而且浆液易顺着钻杆上涌造成桩顶冒浆。此种搅拌刀片和喷浆口的不足在试施工中得到了验证。



图5 A、B区搅拌设备的喷浆口和叶片

《地基处理规范》^[5] (JGJ79-2002) 中深层搅拌桩的检测可以采用轻型动力触探进行桩身均匀性的检测,但是在实际操作过程中发现,采用LY型土壤固化剂的搅拌桩3d的强度很高,轻型动力触探锤锤击不动且明显反弹,故改用重型动力触探对桩身的均匀性进行检测。

重型动力触探采用自动落锤装置,锤重63.5kg,锤击贯入连续进行,记录每贯入10cm的锤击数 $N_{63.5}$ 作为评价指标,当锤击反弹时,回转钻进再进行试验。通过对重型动力触探击数进行统计修正,对桩身进行密实度分析,从而评价成桩的均匀性和承载力。

A区检测时正值雨季,故造成了A区3d、7d检测各自完成一根桩。现将桩的动力触探数据汇于图6所示。桩顶部0-3m处由于上覆回填中砂故桩身强度非常高,锤击反弹,故此段采用取芯。从图6中可以看出桩顶部的强度高,锤击数明显大,随着桩深的增加,桩身强度降低,锤击数明显减少,桩端的锤击数达到了最低值。由于第④层粘土采用重型动力触探检测的锤击数已达到10击,而桩端的锤击数仅为1-2击,所以桩端并未进入持力层。通过检测数据也不难看出:A区的搅拌桩出现桩头部分0-5m强度高,桩芯样及桩顶出现冒浆现象如图7所示;桩端部分强度非常低,并且没有达到设计要求的持力层-粘土层。A区搅拌桩的成桩质量不均匀,尤其是桩端未进入持力层,后期会产生较大的沉降,达不到地基治理的设计要求。

造成此种现象的原因:①地质原因。A区域离闽江较远,此处上部淤泥的含水量较低,因此桩体上部质量较好;②钻杆长度的原因。因钻杆的长度不够导致桩端未进入持力层,因此桩端下部强度低。③搅拌刀和喷浆口的原因。由于喷浆口在钻杆上,喷浆口喷出的浆液主要集中在喷浆口附近,搅拌刀片不能将浆液送到桩体四周,致使浆液顺着注浆管上涌形成冒浆,从而造成桩头附近强度高,桩端强度低;④注浆压力原因,随着桩深度的增加软土的孔隙水压力增大,但是相应的施工注浆压力未增加,造成喷浆口处的实际喷浆压力减小,注入土体的浆液量达不到设计的理论用量;⑤施工管理不到位。针对A区出现的桩顶强度高,桩身强度低情况,施工单位未能及时的分析原因,制定整改措施,从而造成整个A区试施工的失败。

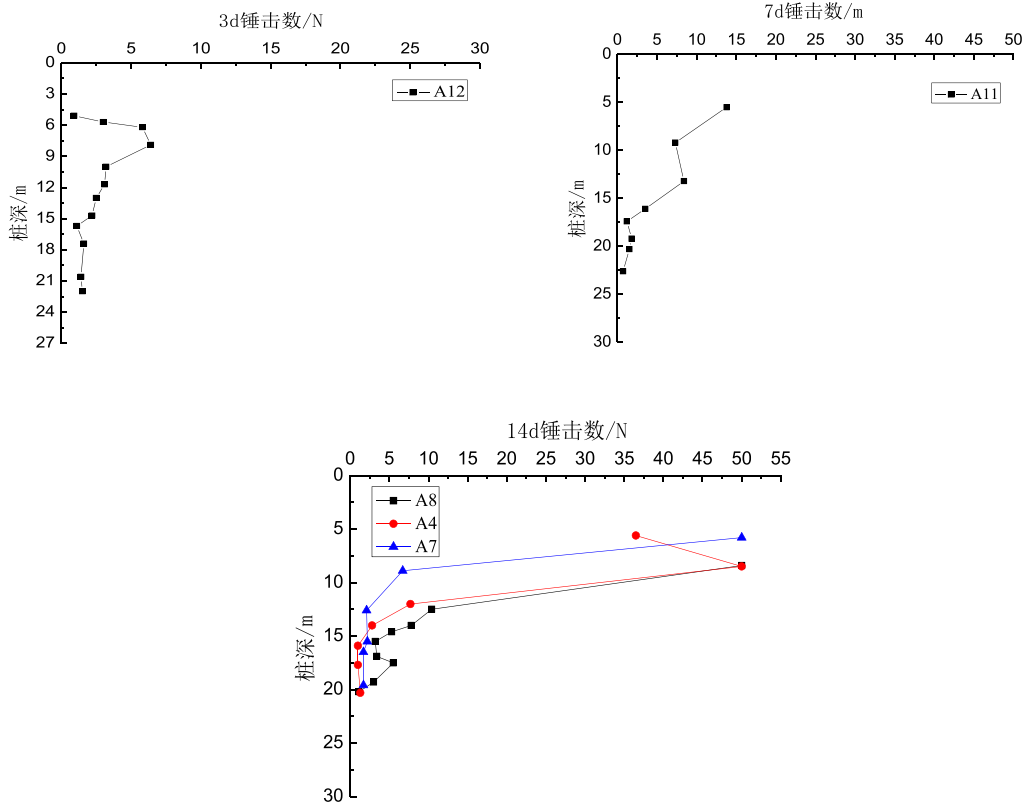


图 6 A 区 3d-14d 动力触探曲线图



图 7 A 区桩顶冒浆及桩身芯样图

(2) B区施工及检测

B区施工采用全程下钻速度为1m/min, 全程注浆压力为0.5MPa, 水灰比0.5, 输浆管长度为120m, 采用的喷浆口和搅拌刀片设置与A区相同, 详见图5所示。

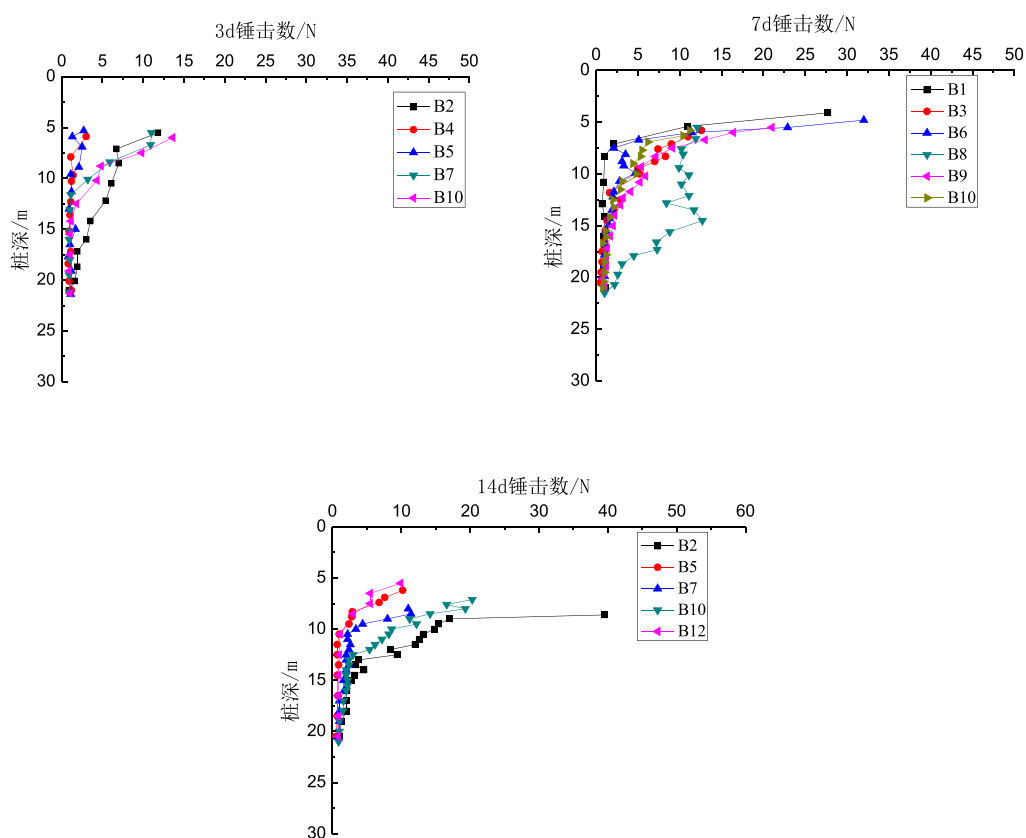


图8 B区动力触探曲线



图9 现场输浆管较长情景



图 10 B 区桩身芯样图

B 区搅拌桩的重型动力触探曲线如图 8 所示。从图 8 可以看出, B 区的搅拌桩质量整体差, 大部分桩上部 0~5m 强度高, 锤击数在 10 击以上; 桩身自 5m 以下强度降低, 尤其是桩身 10m 以下锤击数明显不足 2 击。从取出的芯样来看如图 10 所示, 10m 以下的芯样呈现软塑-流塑状, 锤击数仅有 1 击甚至不足 1 击。产生此种现象的原因为①地质原因。B 区位于油库的外侧靠近闽江, 淤泥土的含水量较 A 区高, 灵敏度也更高, 浆液的实际掺入量应该随之增加; ②注浆压力: 现场的注浆泵与搅拌桩机之间的距离大于 120m, 输浆管的长度大大增加, 如图 8 所示。在与 A 区相同的注浆压力下, 沿程途压力损失多, 喷浆口处的喷浆压力比 A 区的要小, 造成桩身材料的实际掺入量远达不到设计要求, 同时还扰动了淤泥, 造成其强度甚至低于原状软土, 不能成型, 如图 10 所示; ③其他情况譬如机械参数(钻杆长度、叶片及喷浆口位置等)设置不合理、施工管理不到位等因素的影响同 A 区, 不再赘述。

(3) C 区施工及检测

C 区试施工总结了 A、B 区的经验教训, 采用了分段下钻速度, 即扩大头部分速度为 1m/min, 桩身部分下钻速度为 0.7m/min; 注浆压力也分为四段, 即 0~10m 注浆压力为 0.5MPa, 10~15m 注浆压力为 0.8MPa, 15~20m 注浆压力为 1.0MPa, 超过 20m 部分注浆压力为 1.5 MPa。水灰比 0.5, 输浆管长度为 60m, 采用的喷浆口和搅拌刀片设置如图 11 所示。

图 11 中为 C 区施工时采用的喷浆口和叶片, 喷浆口是在内钻杆上引出一段相同直径的钢管并与叶片焊接, 注浆口外伸出钻杆 15cm, 叶片与钻杆成 15° 左右的夹角。搅拌桩施工时桩与土体的搅拌除了受叶片厚度的影响外还受叶片宽度的影响, 即保证了土体与浆液的搅拌次数。带喷浆管的喷浆口喷出的浆液使土体与浆液的接触范围更广, 浆液不易顺着钻杆产生冒浆, 使成桩的均匀性更好。



图 11 C区搅拌设备的喷浆口及叶片

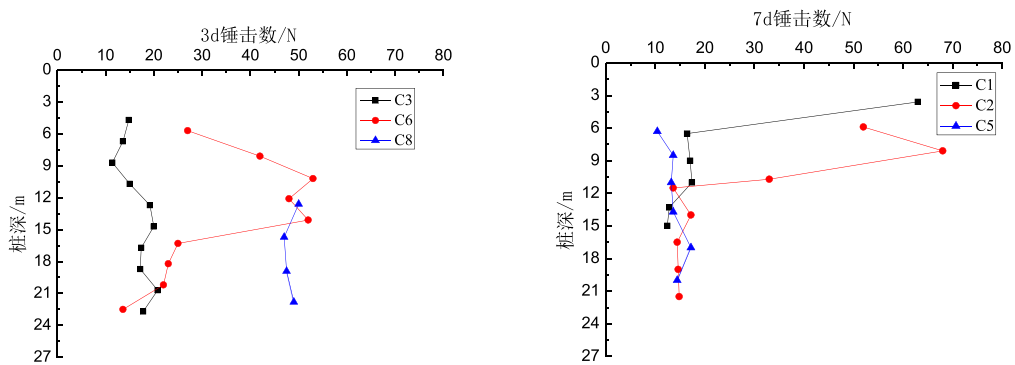


图 12 C区动力触探图

C区检测的动力触探数据如图12所示。从图中可以看出，搅拌桩整体的桩身强度高，虽有出现桩顶冒浆的现象，但是桩身下部强度均匀，自桩顶至桩端的锤击数均大于10击，

没有出现断桩的现象；但是所有桩的桩身质量相差较大，桩身质量呈现离散性的特点。C区的部分芯样照片如图13所示，从图中可以看出芯样完整连续，成桩效果好。本次试施工搅拌桩的成桩质量有了提高，主要有以下几点原因：①细化了施工参数，无论是喷浆口还是搅拌刀片都有所改变，注浆压力和下钻速度也做出了调整。②施工管理人员态度端正，施工过程中管理人员一直旁站，发现问题及时的处理。③增加了深度计量设备和流量监测设备并能现场打印成桩资料，对搅拌桩的整个施工进行过程控制，全程监测，从而确保施工质量达到设计要求。④工程地质的影响，由图12可以看出即使同一区域的搅拌桩，成桩质量也会因地质条件的变化呈现离散型的特点。



图 13 C 区芯样图

4 结论

从本工程三个区的试验性施工情况及检测结果中, 可以得出一些初步的认识: ①通过试施工得到了现场大面积施工时所需的施工参数, 在指导施工的同时也检验了设计参数的合理性; ②施工的管理水平直接影响到地基加固的工程质量, 因此要提高施工管理水平, 加强施工过程控制, 由于地质条件的变化, 针对施工中出现的问题, 技术人员要制定详实的措施以保证施工质量; ③LY 型土壤固化剂材料形成的搅拌桩成桩质量好, 强度高, 应加强该材料的进一步研究; ④采用重型动力触探进行搅拌桩全桩长的均匀性检测很直观, 能够当场得知桩身质量情况, 使工程质量更容易监督, 并为工程桩的质量提供了量化依据; ⑤采用钉形双向搅拌工法改善了常规搅拌桩的冒浆、成桩不均匀的问题。但双向搅拌桩在正式使用前, 一定要进行现场试验以确定其适用性。⑥采用针对性的施工参数。对搅拌桩施工采用的下钻速度、钻杆转速、提升速度、喷浆压力、浆液流量等参数要通过试施工确定适宜范围, 在大面积施工过程中要根据具体的情况进行及时的调整。⑦每根桩的质量均

不相同, 呈现离散型的特点, 因此在设计时要适当增加安全系数。通过本次设计及试施工, 不但达到了本油库地基处理的目的, 还为以后类似已建及新建软土工程的处理积累了设计和施工经验。

参考文献:

- [1] 刘松玉, 朱志铎, 席培胜等. 钉形搅拌桩与常规搅拌桩加固软土地基的对比研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 31(7):1059-1068.

- [2] 朱志铎, 刘松玉, 席培胜等. 钉形水泥土双向搅拌桩加固软土地基的效果分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(7):2063-2067.
- [3] 易耀林, 刘松玉, 李 涛等. 钉形搅拌桩单桩承载力及荷载传递特性的数值模拟研究[J]. 岩土力学, 2009, 30(6):1843-1849.
- [4] 钉型水泥土双向搅拌桩复合地基技术规程[S]. 苏 JG/T024-2007. 南京. 2007
- [5] 建筑地基处理技术规范[S]. JGJ79-2002. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.

Experimental study on T-shaped directional mixing pile construction built on the soft soil site

ZOU li-lei Zhang li

(China Petroleum Engineering & Construction Corporation East China Design Branch Company, Qingdao 266071, China)

Abstract: Taking a practical project as an example, discusses the experimental construction on site which uses T-shaped bidirectional mixing pile to control the settlement of built engineering building in soft soil. Analysis of the geological conditions, the grouting pressure, the drilling speed, construction equipment and management and other factors influence on the quality of the pile body.

Key words: Built site, soft soil, experimental construction, T-shaped directional mixing pile

**地基处理
新技术**

近年来,随着我国工程建设的发展,很多高校和企业开发研究了不少地基处理新技术,并在工程中得到了应用。但受到规范和专利以及体制等限制,新技术的研制,推广应用还不够,特别是产学研合作,协同创新不够!从上期起,特别邀请东南大学刘松玉教授开辟专栏,重点介绍近年来出现的地基处理新技术。上一期介绍了《碳化搅拌桩技术及其研究进展》,本期介绍《液化地基处理的振杆密实技术开发与应用》。

液化地基处理的振杆密实技术开发与应用

刘松玉,程远

(东南大学 岩土工程研究所,江苏 南京 210096)

摘要:振杆密实法是一种新型可液化地基处理方法,在回顾国内外振杆密实法的加固机理研究成果基础上,自行研制了十字形振动翼及整套施工设备。结合工程实例,采用标准贯入试验和剪切波速试验等原位测试技术对可液化地基加固效果进行了评价,表明此工法能有效消除液化。最后通过对振杆密实法设计参数、技术经济、适用性等方面论述,提出了振杆密实研究中存在的问题及发展方向。

关键词:振杆密实法;可液化地基;十字形振动杆;原位测试;经济效益

1 前言

地震作用下的砂粉土地基液化是地基失效的主要形式,危及建筑物的正常使用与安全。必须采用合理的措施对地基进行有效加固处理,以提高其强度,增加其稳定性,降低其压缩性,减小其沉降和不均匀沉降及改善其动力特性。特定情况下如何选择适合的密实方法需考虑实际情况。

2 国内外液化地基处理方法评述

液化地基处理方法从原理上主要分为以下四种:

(1) 控制砂土中的水分及其渗透性,其目的在于降低超静孔隙水压力,控制超静孔隙水压力的升高,从产生液化的源头及逸出部位同时进行防治。常用方法为防渗、排水和反滤、加反滤盖重等方法。

(2) 改善砂土的颗粒结构,提高土体的密实度和颗粒骨架的稳定性,防止流滑破坏现象发生;常用的方法有:振动加密、振冲加密、挤密砂桩及碎石桩、强夯、夯扩压实、振动压实等方法。

(3) 改变砂土的结构, 其方法为桩基、化学注浆及砂土改良等。

(4) 增大砂土地层的初始围压及约束条件。其方法通常为增加周围侧向约束, 如反压护道等方法。

常用可液化地基处理方法的有爆炸致密、强夯、碎石桩等, 这些方法各有优缺点和适用范围(表1)。

表1 常用可液化地基处理方法技术经济对比

方法	适用范围	加固深度	优点	缺点	环境影响	成本
爆炸	饱和纯净砂, 非饱和砂粉土	>30m	快速廉价	地表加固效果差, 操作复杂	振动影响	低
强夯	废料填充物, 非饱和土	10m	简单快速	有效加固深度有限	振动影响	低
碎石桩	细粒含量少于20%	20m	非饱和土加固效果好	遇到夹层效果受影响	取料破坏周围环境	高

从表1可以看出, 爆炸致密法操作复杂且存在安全问题, 实际施工较少采用; 强夯法深层加固效果有限, 振动对周围环境影响大; 碎石桩法在多平原地区应用时取料困难, 耗时且造价高; 导致这些方法在工程应用中经常受到限制⁰, 因此, 研发可液化地基处理新技术有重要意义。

振杆密实技术是20世纪70年代由美国的Anderson^[2]首先提出的。90年代Massarsch^[3]将共振密实设计理念引入其中, 又名共振法。它是通过特别设计的杆件在安装其上的振动锤的激发下垂向振动插入土体, 利用振锤-振杆-土系统共振时的振动放大效应, 使土层与振杆同步振动, 地面振动显著增加, 振动能量实现从振锤到振杆和周围土中的最佳传递以密实周围土体, 从而达到加固可液化地基的目的。由于该法具有无需填料置换土体、工艺简单、施工便捷、工期短、经济实用和效果显著等优点, 在国外得到了成功应用。

2 振杆密实法加固原理与设备

2.1 振杆密实技术加固原理

振动密实法加固砂性土地基, 一方面是依靠振动杆的反复强力振动, 使振动杆周围的饱和砂土层发生短暂液化或结构破坏, 土颗粒在液化后重新排列, 向低势能位置转移, 使其孔隙减小, 密实度增加; 另一方面是依靠振动杆产生的横向挤压力将砂性土振动挤压密实, 从而提高土层的承载力和抗液化能力, 达到加固的目的^[4]; 再者振杆形成的振孔为良好的排水通道, 可以加速挤压和振动作用产生的超孔隙水压力消散, 降低孔隙水压力上升的幅度。

振动密实过程中, 对地基土层的冲击或振动是一个能量转换、传递与损耗的复杂过程。

振杆在振动锤竖向激振作用下,将能量传递给周围土体引起振动,产生纵波(P波)、横波(S波)和面波(瑞利波和乐夫波),如图1所示。纵波是由杆端垂直往复冲击运动产生的压缩波,横波是由振杆垂直往复剪切运动产生的剪切波,前者对土体主要是挤密作用,使得土体孔隙率降低,密实度升高,后者使土体发生剪切变形,土体体积不变化而微观结构发生改变。乐夫波只有在半无限空间上至少有一低速度的地表土层时才会出现,面波不起加固作用,反而使地面松动。

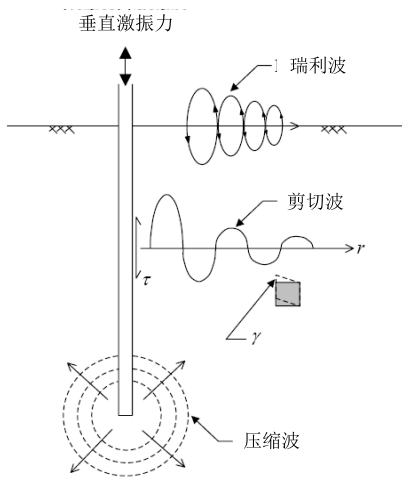


图1 振杆与土相互作用

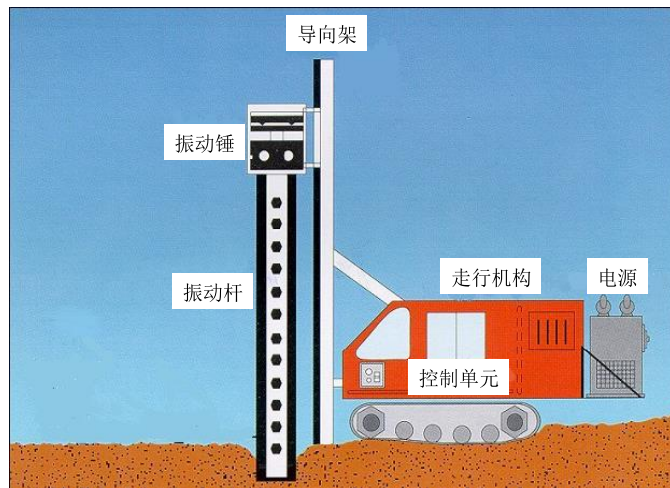


图2 振杆密实法设备主要部分

2.2 施工设备

国外所使用振杆密实设备主要由动力变频振动锤、振动杆和走行机构三部分组成⁰(图2)。对加固效果起决定作用的是振锤性能和振杆形式。西欧、日本等国家曾经研制出 Terra 杆(图3)、振动棒(图4)、振动翼(图5)、Y形杆(图6)和双Y形杆(图7)等不同形式振杆。在调研国外设备及研究振杆密实法加固机理的基础上,东南大学岩土工程研究所研制出了具有自主知识产权的施工设备(图8)。

振动器为DZ60KS双电机振动锤,主要由激振器、减振弹簧及减振梁等组成。振杆为自主研制的十字形振动翼^[10],两根垂直相交的开有均匀分布圆形通孔的钢板连接成横截面呈十字形的振杆,该振杆的四条直翼边设有连续的凸形半圆齿,振杆的底端设有尖刺齿;振杆长度根据液化地基处理设计深度而定(图9)。行走机构为最大起重量50t的液压履带式起重机,起重力矩为185t·m。

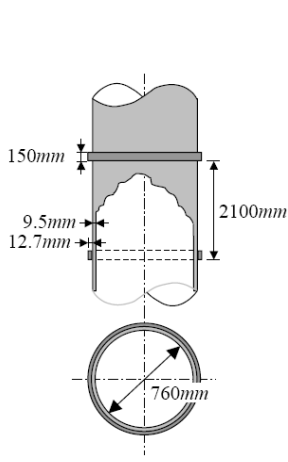


图3 Terra 振杆^[2]

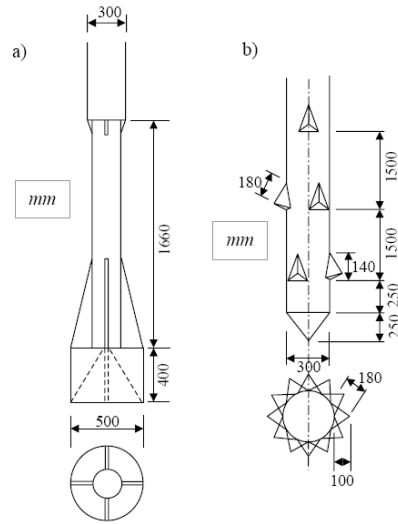


图4 a) 双管振动棒 b) 带短骨振动棒⁰

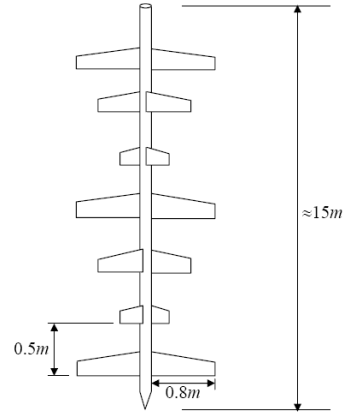


图5 振动翼和设备⁰

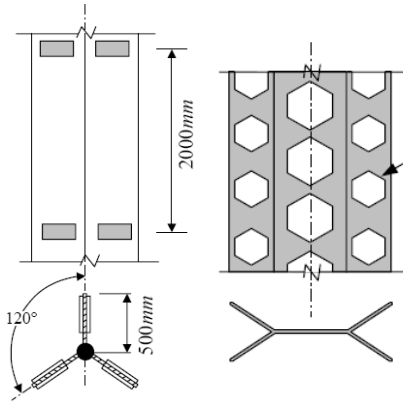
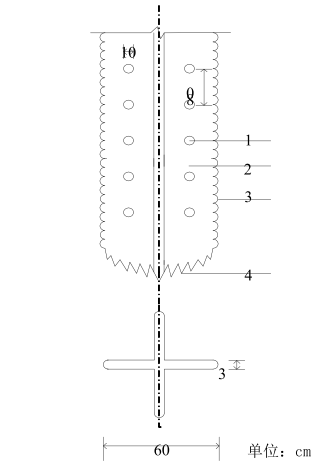


图6 Y形杆⁰

图7 双Y形杆⁰



图8 现场施工设备



1-通孔 2-钢板 3-凸形半圆齿 4-尖刺齿

图9 十字形振动翼示意图

3 应用实例分析

3.1 场地条件

试验场地为某可液化粉土地基。场地上部地层分布及其基本物理性质详见表 2。场区地震基本烈度为 8 度。地下水位在地表下 2.2~3.8m，随季节浮动。根据有关规范[11]场地液化判别的方法进行判别，单孔液化指数为 3.7~9.0，液化等级为轻微~中等，综合考虑可按中等液化采取地基抗液化措施。

表 2 试验场地土层的物理力学性质指标及液化判别

土名	层厚/m	FC/%*	w/%	w _L /%	I _p	液化判别
①砂质粉土	1.5~2.2	12.32	11.41	31.9	7.2	不液化
②粉土	3.4~3.8	7.8	25.9	29.0	7.0	液化
③粉土	8.6~9.4	6.5	28.8	28.7	5.7	液化
④粉土	未揭穿	5.1	27.6	27.5	4.5	不液化

*注: FC 为小于 0.005mm 的黏粒含量

3.2 试验方案

试验在不同振点间距的两个测试断面进行, 方案见表 3。加固后在三个振点中心进行原位测试对工后土体强度变化情况和抗液化效果进行研究。具体测试内容包括 30d 龄期的标准贯入试验 (SPT) 和 17d 龄期的地震波静力触探 (SCPT)。

表 3 试验方案

测试断面	振点间距/m	振动频率/ Hz	振动时间/ min	处理深度/m	布点形式
I	1.5	17	20	15	正三角形
II	1.8				

3.3 试验结果分析

(1) 标准贯入试验测试评价

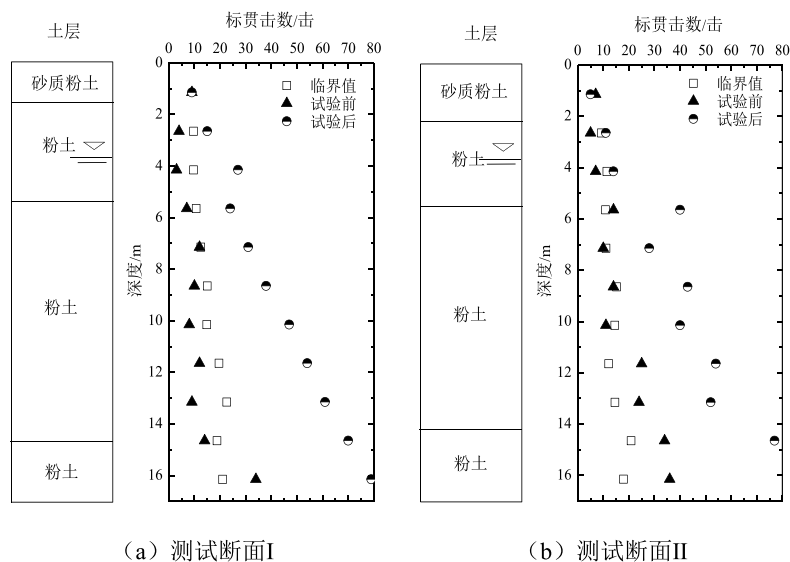


图 10 加固前后标贯击数沿深度变化

从图 10 可以看出, 加固前后标贯击数随深度总体有增加的趋势, 加固前可液化土层标贯击数大都低于 15 击, 参照规范⁹的判别方法, 场地土层密实度处于松散~稍密状态。加固后除表层土标准贯入击数稍有降低外, 其他土层标贯击数明显增大, 消除了液化, 可液化土层②达到稍密~中密状态, 可液化土层③标准贯入击数在 31~70 之间, 比试验前平均提高 3 倍以上, 达到密实状态。加固深度以外的土层④标贯击数提高幅度在一倍以上。

(2) 地震波静力触探测试评价

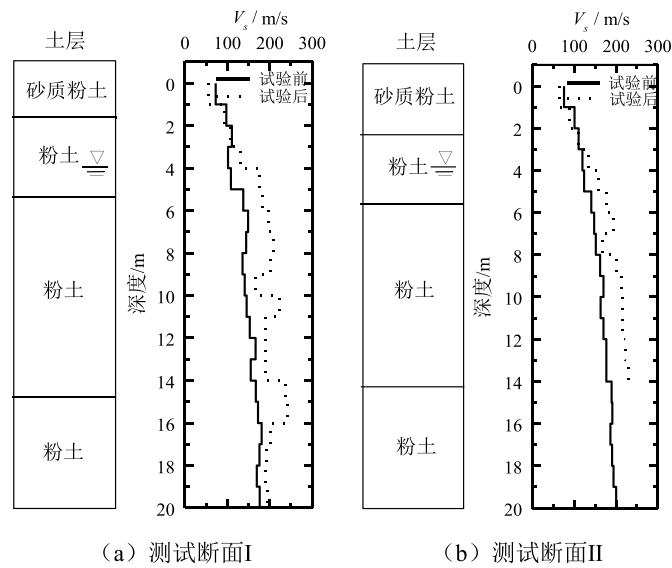
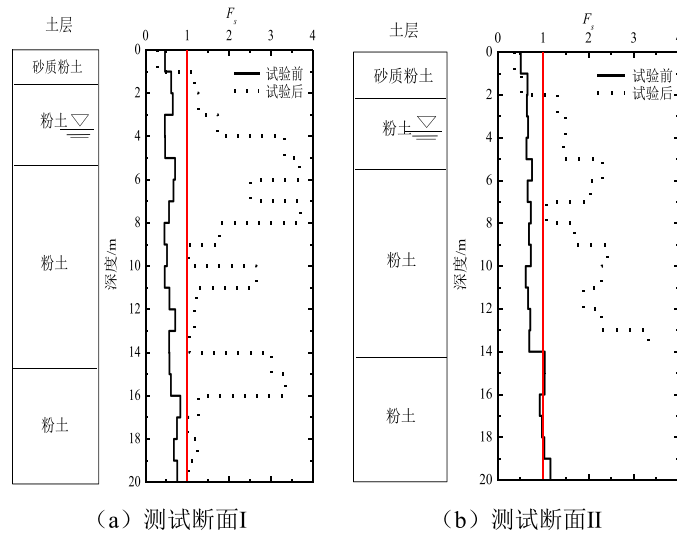


图 11 加固前后 SCPT 测试结果

从图 11 可以看出, 加固前后剪切波速随深度总体有增加, 加固后处理深度内表层土的波速有所降低, 可液化土层②和③试验后波速明显提高。处理深度以外的土层④试验后波速亦有所提高。

根据 Seed (1971)⁹ 和 Andrus (2000)⁹ 所提计算方法求得场地 CSR 和 CRR, 进而得到抗液化安全系数沿深度变化结果如图 12 所示。从图 12 可以看出, $F_s < 1$ 的可液化土层②和③, 加固后除表层土抗液化安全系数有所降低外, 其它土层均显著提高, 加固深度范围内完全消除了液化。

图 12 试验前后 F_s 对比

上述原位测试结果表明,加固处理后土层完全消除了液化,且随深度越深、上覆土层压力越大,密实效果越好,这是振杆法与其它密实方法不同之处。

表层土由于位于地下水位以上、黏粒含量相对较高,且受沉杆、机械及人为扰动影响,出现松散、强度有所降低现象,但经过路基填筑前的地表碾压处理和上部堆载,表层将得到密实。

4 讨论

4.1 设计内容

(1) 共振频率

国外大量工程实践表明密实过程中振杆-土系统振动频率在 15~20Hz 间达到共振,实现最有效的能量传递。共振频率可根据“振锤—振杆—土”振动系统模型的运动方程得到。现场测试条件允许的情况下,可在现场距离振动锤一定距离的地面布置速度传感器测量地表响应。根据共振频率是振幅显著放大的频率,通过不断改变振动锤频率测得传感器振幅相对于频率的变化及变化率,即可得到系统的共振频率。

(2) 振点间距

振点间距即单点水平加固范围取决于场地情况,密实度,振动杆尺寸(影响区域),振动锤功率等因素,一般在 1.5m 到 2.5m,可由剪应变法、现场工艺性试振、加固强度分析等方法确定。

a) 剪应变法

振杆周围最大可能液化范围根据引发剪应变等于门槛剪切应变 0.015% 的点轨迹来确定。剪应变由土层小应变剪切波速、颗粒质点振动速度和动剪模量比确定。质点振动速度与距振杆距离的函数关系可由现场地表振动测试得到。动剪模量比与剪应变的函数关系可根据室内动三轴试验得到、或根据土类取经验值。

b) 现场工艺性试振

现场工艺性试振时可根据距振点不同深度不同径向距离处超孔压监测数据，由孔压比等于 0.6 为液化标准得到单点振动加固径向范围。

c) 加固强度分析

通过单点单孔试验后距振点不同距离处强度变化分析，可取强度约为振点强度的 1/3~1/2 的位置处为单点振动加固径向范围。通过若干组常规振点间距单点多孔试验后三角形心点强度和振点强度的比较，可取两者大致相等的振点间距为合适的振点间距取值。

(3) 振动时间

根据动力作用和土极限抵抗能力相等的液化触发条件可求得液化所需的振动持续时间。

4.2 经济分析

试验场地测试结果表明，振杆密实法加固后的地基达到消除液化目的。与此同时，邻近试验段采用振动沉管碎石桩法，碎石桩间距 1.5m，直径 0.5m，处理深度 15m。参照施工投标价及《建筑工程定额与预算》^[15]对振杆法、碎石桩处理液化地基费用进行对比以分析其经济性。经济分析比较采用以相同场地的单位平方米面积处理费用，并与常规强夯法处理造价进行了比较，对比见表 4。其中强夯法包括夯击与碎石垫层两部分，单击夯击能 3000kJ/m²，处理深度约 6m。

表 4 常用可液化地基处理方法经济分析对比

序号	处理方式	处理场地 尺寸/m ²	处理间距 /m	处理深度 /m	点位 /个	总延米数 /m	单价 /(元/m)	总价 /元	单位面积造价 /(元/m ²)
1	振杆法		1.8	15	1527	22905	25	572625	140
2	碎石桩		1.5	15	2223	33345	31	1028693	251
3	振杆法		1.8	6	1527	9162	25	229050	56
4	夯击	100×41	主、副夯间距/m		满夯间距/m		单价/(元/m ²)		114800
			4		夯锤搭接 1/4		28		
4	碎石垫层		厚度/m		垫层数量/m ³		单价/(元/m ³)		76
			0.6		2460		80		

从表4可看出,振杆法单位面积造价仅为碎石桩法的56%,强夯法的74%,可以大幅降低工程造价,具有显著的经济效益。

4.3 适应条件

振杆密实法的使用有一定的适用范围。本节从土类、饱和度、初始相对密实度、初始原位应力、原状土结构等土性因素方面研究其适用性。

(1) 土类

影响密实效果最主要的因素是土类,包括颗粒粒径和级配。一般情况下细粒含量少于60%,黏粒含量不超过10%的粉质黏土、粉土、砂土等无粘性土或黏粒含量少和透水性好的杂填土地基均可通过振杆密实法加固。

(2) 饱和度

振动密实法适合处理接近饱和或完全饱和的土,饱和度越高,砂土越容易液化。干土或部分饱和土加固时通过振杆沉入过程中喷水可减小摩擦阻力和增加非饱和土的饱和度。

(3) 初始相对密实度

土越松散,相对密实度越容易提高。相对密实度低于60%的颗粒土都可应用振杆密实法处理。然而初始状态过于松散,密实过程中迅速形成的局部密实土柱会阻止振动能量从振杆的传递并导致拔杆困难。

(4) 初始原位应力

加固程度在液化再固结过程中随土层上覆应力增加而增加,密实效率随深度增长。

(5) 原状土结构

对于胶结土,振动密实效果是不利的。土层振动会破坏结构性强的土的结构。由于随时间颗粒间接触点的惯性力的消除或刚度损失等会很难确定密实过程的有效性。

5 问题及展望

虽然振杆密实法研究工作取得了一定的进展,但仍远远满足不了实际工程需要。目前,由于振杆密实的物理过程复杂,还没有建立合理的数值模型,其设计和施工还没有一套很成熟、完善的设计计算方法,基本上还是建立在经验和现场试验的基础上。因此,对于今后的振杆密实研究提出以下几点展望:

(1) 施工参数的优化,针对不同土体分析研究适合的振动力和振动频率、振杆下降和上提速率等与土体物理力学参数的最佳组合。

(2) 振杆密实加固前后砂土的微细观变化。

(3) 针对振杆密实法对较深区域加固效果好,表层加固效果稍差的特点,探索采用复合式地基加固研究。

参考文献:

- [1] 刘松玉,朱志铎,方磊,等.高速公路液化地基处理原则与方法[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(2):135-138.
- [2] Anderson R D. New method for deep sand vibratory compaction[J]. Journal of the Construction Division, 1974, 100(1):79-95.
- [3] MASSARSCH K R. Deep soil compaction using vibratory probes[C]//Deep foundation improvements: design, construction and testing. Baltimore MD:ASTM, 1991:297-319.
- [4] 龚晓南. 地基处理手册(第三版)[M].北京:中国建筑工业出版社, 2008.
- [5] Massarsch K R. Deep compaction of granular soils[C]. A look back for future geotechnics. New Delhi and Calcutta: Oxford & IBH Publishing Co. Pvt. Ltd, 1999:181-223.
- [6] Saito A. Characteristics of penetration resistance of a reclaimed sandy deposit and their change through vibratory compaction [J]. Soils and Foundations, 1977, 17(4):32-43.
- [7] Massarsch K R, Broms B B. Soil compaction by vibro wing method[C]. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam: A A Balkema, 1983, 1:275-278.
- [8] Wallays M. Deep compaction by vertical and horizontal vibration [J]. Geotechnical Engineering, 1983, 14(1):55-78.
- [9] Massarsch K R, Fellenius B H. Deep vibratory compaction of granular soils[C].In: Indranatna B, Jian C, eds. Ground Improvement-Case Histories. Elsevier publishers, 2005, 3:539-561.
- [10] 刘松玉,杜广印, 苗永红.十字形振动翼[P].中国专利, 2007 10020591.9. 2008-12-24.
- [11] 中国建筑科学研究院.建筑抗震设计规范 GB 50011-2010 [S].北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- [12] 中交公路规划设计院有限公司.公路桥涵地基与基础设计规范 JTG D63-2007 [S].北京:人民交通出版社, 2007.
- [13] Seed H B, Idriss I M.Simplified Procedure for evaluating soil liquefaction potential [J].Journal of the soil mechanics and foundations division.1971, 97(9):1249-1273.
- [14] Andrus R D, Stokoe K H. Liquefaction resistance of soils from shear wave velocity[J].Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, 126(11):1015-1025.
- [15] 钱昆润, 戴望炎, 张星. 建筑工程定额与预算(第五版)[M]. 南京: 东南大学出版社, 2006.



粘土快速荷载试验分析方法的比较

(第二部分)

Comparison of Rapid Load Test Analysis Techniques in Clay Soils

作者: Michael J. Brown and John J. M. Powell, 选自 Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Jan, 2013, 139(1): 152-161.

译: 宁孝梁; 校: 陶燕丽

(续上期)

3.6 案例 2: Cowben, 冰碛土

案例 2 是位于英国英格兰东北部的 Cowden 城市, 上覆土为中等塑性粘土为主的冰碛土 (Powell & Butcher, 2003)。1976 年, 该场地首次用作研究场地用于冰川沉积土的研究 (Marsland&Powell 1979)。

- 该场地上覆至少 30m 的坚硬粘土, 0~4.6m 为风化区 (超固结比 (OCR) 为 10~50);
- 4~10m 土体 c_u 的平均值为 100kPa (OCR 为 4~10), 而上部 4m 风化区 c_u 不断增加, 可达到 200 kPa;
- 0~10m 土体平均含水量 w 为 16% ;
- 0~10m 土体平均 PI 为 20% ;
- 土体体积密度为 γ 为 22.2kN/m³ ;
- 地下水位约在地下 1 米处, 此处地下排水形成一个静水压力的剖面。

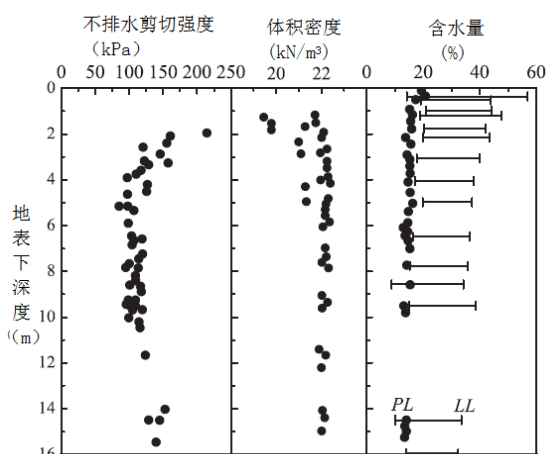


图 7 Cowen 地区的典型土壤特性静动法试验结果

0~4.6m 为褐色的很硬到稍硬多碎石的中等塑性风化粘土,其下为未风化的暗灰棕色稍有些碎石的低到中等塑性粘土,直至地表下约 17m 为沙砾层。在未风化粘土层中地下约 11.5m 处还有一个厚达 1m 的密集粉砂层。土壤特性数据的总结如图 7 所示。该场地已多次被用于原位试验和桩特性试验(Lunne 等, 1997; Lehane & Jardine, 1994)。

试验所用的桩为直径 600mm, 深度 10.4m 的 CFA 桩。制桩时,在桩上端安置厚 11mm、直径 610mm 填充混凝土的钢管套,将桩延伸至地面上。

3.7 Cowden 结果的讨论

(1) 静载试验

试验桩数为 2 (P1 和 P2), 一个是在 CRP 段后使用 ML 法开展了重复测试, 另一个与案例 1 类似在 CRP 段后采用 ML 加载直至桩失效破坏。

从图 8 可看出, 试验得到桩 P1 的承载力比桩 P2 的要大, 这在桩 P1 上的 CRPH 试验和随后的 MLT 段和 CRP 段都表现的很明显。前人在该场地开展的桩基试验表明 (Brown&Hyde 2008), 速率效应使得 CRP 试验所得结果一般比 MLT 高。图 1 也给出了 CRP 和 MLT 试验的比较, 图中结果是在与 Cowden 土具有类似起源和沉积历史的冰碛土上试验得到。实际上, MLT 加载到 1800kN (沉降 23mm) 的结果已与图 1 中相当。桩 P1 和 P2 结果的差异是由于随着桩沉降的发展桩体接触地表下 11.5m 处的砂层。虽然该砂层位于桩下超过 1m 处, 但可能在局部位置, 它与桩 P1 的下端更为接近。

对比前面所讨论的 CRP 试验, 以比较静动和静态试验的结果。由于桩 1 底部承载能力具有增大的趋势, 须在桩沉降和尖端移动相对较小时选取其极限承载力, 也即阶段 4 的最大荷载 1684kN (见表 4 和图 8)。

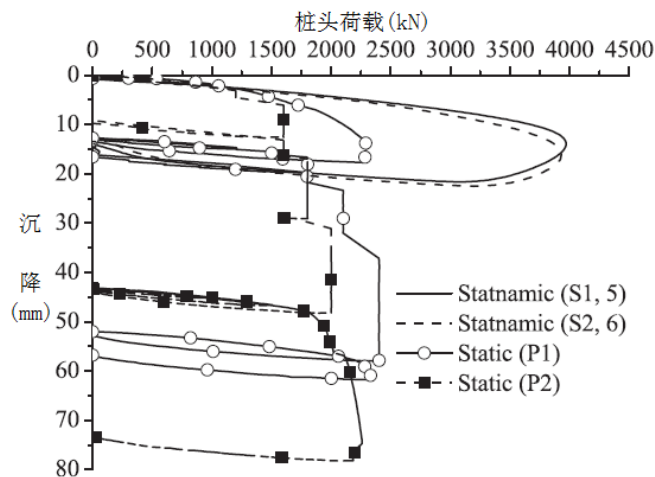


图 8 Cowden 冰碛土中典型的静态和未修正的静动法试验结果

由于桩 P2 所得结果受桩端影响不大, 可将阶段 5 CRP 的最大荷载 2022kN (沉降 12.80mm) 作为其极限承载力。这样得到平均极限承载力为 1853kN。

表 4. Cowden 中桩基荷载试验过程

桩	阶段	试验类型	施加的最大负荷/KN	最大荷载下的 δ_h /mm	试验中最大 δ_h /mm
S1	5 (共 6 个)	RLT	3970	13.93	21.62
S2	6 (共 6 个)	RLT	3929	16.23	22.48
P1	1	CRP	547	0.64	0.71
	2	CRP	512	0.53	0.53
	3	CRP	994	1.54	1.54
	4	CRP	1684	5.93	--
	5	CRPH	2294	--	--
	6	MLT	2400	45.26	45.26
	7	CRP	2340	10.10	10.10
P2	1	MLT	2001	48.18	48.18
	2	CRP	502	0.70	0.71
	3	CRP	1013	1.92	1.95
	4	CRP	1511	3.19	3.21
	5	CRP	2022	12.8	--
	6	CRPH	2257	--	--

(2) 静动法试验与分析

图 9 给出了各静动法的分析结果, 图中还包括桩 P1 阶段 4 和阶段 5 以及桩 P2 上 MLT 阶段 1 的试验结果。本试验中, 采用桩 S1 第 5 个加载循环的试验结果推导其静载力, 并基于不同分析方法比较桩 S1 和 S2 试验结果如表 5 所示。为便于比较, 表 5 中的静载力数据均是根据各试验峰值荷载得到。文中还对工作荷载沉降进行了讨论, 并与桩 P1 在 900kN 荷载下进行的 CRP 试验阶段 4 所得的沉降作了比较。

同样, UPM 法采用了 0.47 和 0.65 两校正因子 (图 9 和表 5)。常用的校正因子为 0.65, 但会引起极限静载力 1.09~1.15 倍的过高预估, 而 0.47 的校正因子也会导致类似的 0.83~0.84 倍的过低预估。基于此可以得到校正因子 (μ) 的最优范围 0.560~0.566, 这个变化范围比伦敦粘土对应的范围要小得多。虽然 UPM 法对桩极限承载力的估算较为准确, 但这一方法并不适用于工作荷载沉降的预测, 会导致其 3~5 倍的过高预估。

对于 Brown 法, α 值取为 0.8 时 ($PI=20$), 计算得到极限承载力是测量值的 1.19~1.20 倍。同样, 图 5 中的最佳 α 值要高于由方程 (2) 的导出值。而此时, 工作荷载沉降的预测值与上述伦敦粘土所得结果相当。

在 Schmuker 法中, I_{va} 值采用 0.03 (表 1), 此时 PI 平均值为 20、液限 LL 为 38% (中等塑性)。Schmuker 法对极限承载力存在 1.36~1.41 倍的过高预估。同样, 尽管 Schmuker 法分析结果较上述伦敦粘土离散性小, 但 Schmuker 法没有校正的 UPM 法准确。为了得到与实测更为接近的极限静承载力, 最优 I_{va} 值需要下降到范围为 0.049~0.055 之间, 介于表 1 中高塑性粘土和膨润土之间。同样, 若场地平均液限取 38%, 并根据方程 (4) 计算 I_{va} 得到一个值为 0.023, 对应表 1 中的淤泥, 但与 Middendorp 等 (2008) 对低塑性粘土所采用的值相近。同样地, Schmuker 法预测的荷载沉降约为静载试验的两倍。对于低到中等塑性的冰碛土, Brown 法和 UPM 法都对极限静承载力做出了适当估算, 这是因为低到中等塑性粘土已积累了大量经验和参数数据, 但由于用来推导方程 (2) 的原始数据是基于 CRP 试验结果而不是 MLT, Brown 法精确性稍差, 从所得静承载力和 CRPH 试验测得结果的相似性中也可以看出这点 (图 9)。可见, 对于该场地土, 静承载力测得值会因所采用分析方法的不同而存在显著的差异。由于难以选择到合适的速率指数, Schmuker 法会过高预测桩承载力。而且, UPM 和 Schmuker 法对桩工作荷载沉降的估算均过高。

Cowden 地区的超固结冰碛土灵敏度不高, 这使得 RLT 和静载试验所得的极限静承载力差异并不明显。从图 8 也可以看出, 桩极限承载力在多次循环加载过程中没有显著变化, 图 8 还特别比较了 Cowden 地区可能受循环荷载影响的试验结果和屈服前加载段的结果。Marsland&Powell (1980) 在其文献中对此也有提及, 他们在同一类型冰碛土中进行了一系列大直径循环荷载试验, 结果表明经循环加载后 CRP 试验的极限承载力没有显著变化, 但在屈服前阶段表现出整体硬化的特征。Lehane&Jardine (1994) 通过对同一地点全部打入桩的模型测试, 也得出重复测试会导致土壤结构的改变, 也就是塑性硬化, 在其所有重复测试中土壤的径向有效应力均提高了约 15%。本文的现浇 CFA 桩对土壤的扰动比全部打入桩要小。

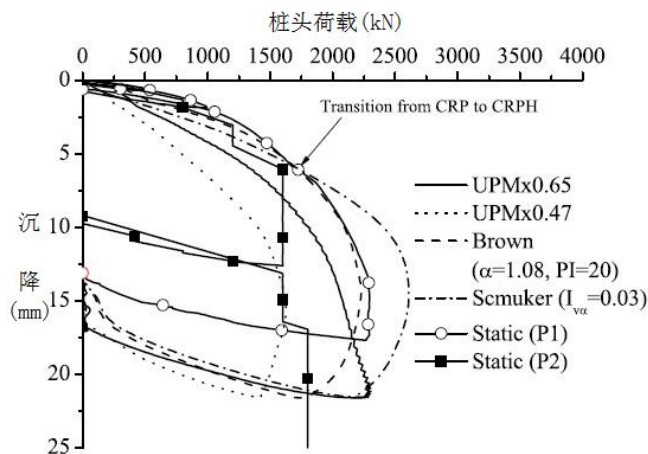


图 9 Cowden 冰碛土中桩 S1 分析技术的比较

(为了清楚起见, 图中未画出 P1 静态试验的第 6 和 7 阶段)

4 分析方法的改进

4.1 卸载点法

在预测工作荷载沉降时，目前的 UMP 法可靠性较低，选择合适的校正因子是其分析结果准确的关键。这里将讨论能否得到适用于所有粘土的平均校正因子，在 Brown 和 Schmucker 法中，这个校正因子应该与土壤类型相关。根据本文研究结果以及 Weaver & Rollins (2010) 针对 5 种粘土的案例报道，可提出 UMP 校正系数和液限 (LL) 的关系式 (如图 10 所示)。

$$\mu = -0.0033 \cdot LL + 0.69 \quad (5)$$

图 10 所示的部分数据较为分散，其中离散性较大的数据主要来源于 Briaud 等 (2000) 和 McVay 等 (2003) 的研究成果，这可能是因为其试验桩所经并非单一粘土，而是处于混合土层中。Weaver & Rollins (2010) 研究提出，通过增加速率效应贡献较少土层的权重，可减小 UPM 校正因子的影响，因此，图中数据也按照其提出的分析方法分了加权和未加权两种形式，具体的分析过程 Weaver & Rollins (2010) 在其文章中有详尽描述。需要说明的是，方程 (5) 是基于加权数据推导得到。

表 5 Cowden 地区冰碛土静动法分析结果

桩	分析方法	$F_{u,peak} / \text{kN}$	$F_{u,peak} / F_{static}$	$\delta_{h,u} / \delta_{h,static}$	优化率的影响因素 ($R, \alpha, I_{\gamma\alpha}$)
S1	UPMx0.65	2013	1.09	2.71	0.56
	UPMx0.47	1557	0.84	3.45	0.56
	Brown	2231	1.20	1.68	1.58
	Schmucker	2609	1.41	2.10	0.049
S2	UPMx0.65	2126	1.51	1.94	0.57
	UPMx0.47	1537	0.83	5.59	0.57
	Brown	2199	1.19	1.94	1.51
	Schmucker	2528	1.36	2.24	0.055

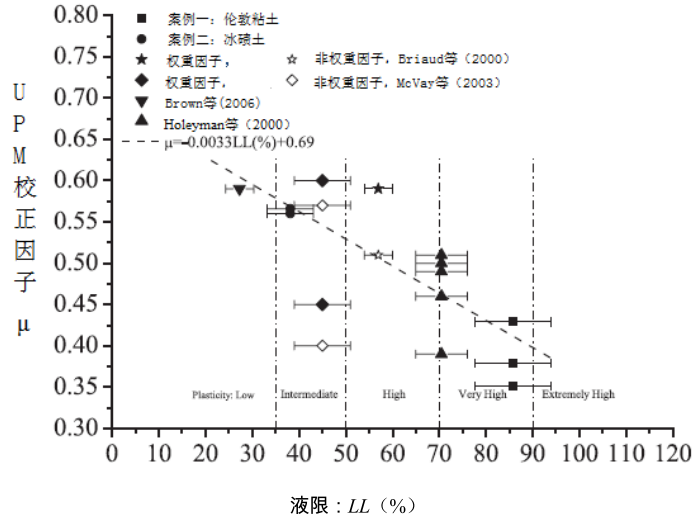


图 10 根据 Weaver 和 Rollins (2010) 的数据得到 UPM 校正因子随土壤液限的变化情况

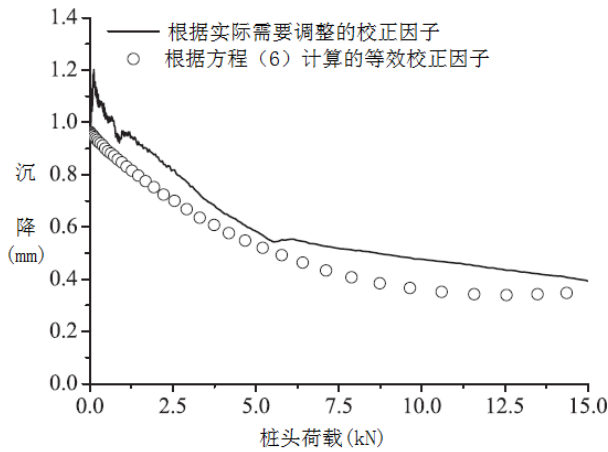


图 11 伦敦粘土中根据桩 CS1 的沉降对 UPM 校正因子的调整

为了改善场地超固结粘土屈服前静载—沉降的估算情况，可根据桩沉降的变化调整 UPM 校正因子 (μ) 的大小 (图 11)。在方程 (1) 中，UPM 静载力计算值和卸载点上静载力的关系考虑了速率效应随沉降的变化趋势，与之类似，也可在方程中考虑校正因子 (μ) 随沉降的变化。

$$F_{u,corrected} = F_u \times \left\{ 1 + [(\mu - 1) \times (F_u / F_{u,UPM})] \right\} \quad (6)$$

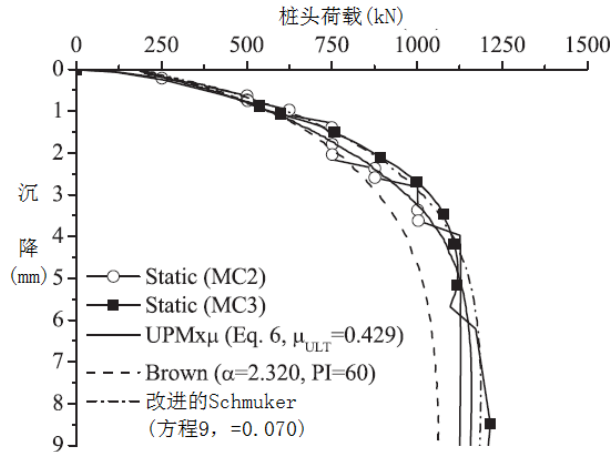


图 12 伦敦土中桩 CS1 工作荷载沉降分析方法的比较

(为了清楚起见, 移除卸载—加载段)

式中 $F_{u,UPM}$ 为在卸载点上的静载。对校正因子调整后根据方程 (6) 分析计算, 结果如图 12 所示, 图中还将其与上述 Brown 法的结果进行了比较。需要指出的是, 图 12 采用的 μ 和 $I_{\gamma\alpha}$ 均已根据表 3 中桩 CS1 的计算值进行了优化调整。可以看到, 与图 6 相比, 图 12 对工作荷载沉降的预测有显著改善。尽管研究结果 (图 12) 表明所提出的改进方法用于粘土中的钻孔灌注桩适用性较好, 但是否适用于粗粒土或其它桩型还需进一步研究。值得一提的是, 图 11 中校正因子实际值和计算值的曲线形态与 Stokes 等 (2008) 采用砂土的试验结果相似。

4.2 Brown 法

就其目前的形式, 尽管缺乏高~很高塑性粘土的静动试验经验, Brown 法似乎较适用于粘土中 RLT 试验的分析计算。根据本文研究所得数据, 对公式 (2) 予以改进, 得到公式 (7)。

$$\alpha = 0.33 \cdot PI + 0.55 \quad (7)$$

由于液限 (LL) 常被用来定义土的塑性, 改进法更为关注土壤液限 (LL) 对速率效应的影响。同样, 将公式 (7) 中的 PI 换成 LL, 得到 α 与液限 LL 的关系式, 也即公式 (8)。

$$\alpha = 0.027 \cdot LL + 0.25 \quad (8)$$

为了得到有效的数据集, 图 13 总结了上述两个案例中 α 的优化值以及前人的研究成果。由于前人开展了多组试验, 图中仅取用了其平均值。譬如, Litkouthi & Poskitt (1980) 采用三种不同土壤开展了 36 次试验, 对其各试验 α 值取平均就得到图中所示结果。还需指出的是, 图 13 中大多数数据来源于钻孔灌注桩或模型试验。其它桩型, 如打入桩或挤土桩, 对速率参数有何影响, 目前没有文献报道。

为了验证本文所提出改进法的有效性, 本文分别采用改进的 UPM 法和 Brown 法对 Cowden 上桩 S1 的试验结果进行分析, 并将分析结果与原有结果进行比较, 如图 14 所示。从图中可以看到, 与原有分析结果(校正因子取 0.65)相比, 改进 UPM 法对静态极限承载力和屈服前沉降的估算值与 MLT 试验的测量值较为接近。对于 Brown 法, 本文所提出的改进对其预测效果的改善并不显著, 从图 14 也可以看到, 极限静载力的预测值位于 MLT 试验曲线和 CRP 试验高贯入率段(CRPH,P1)之间。

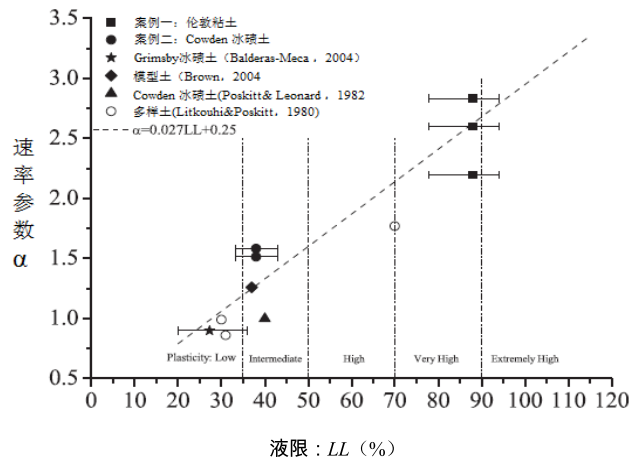


图 13 速率参数 α 随液限的变化(前述研究采用的是平均值)

4.3 Schmuker 法

和 UPM 一样, Schmuker 法对桩屈服前荷载—沉降特性和极限承载力的预测不够准确, 需要改进。本文基于超固结粘土速率效应与应变的本质关系提出了改进的 Schmuker 法。

$$F_u = (F_{STN} - M_a) \cdot \left(\frac{0.02 \text{ mm / min}}{\Delta v} \right)^{[I_{\gamma\alpha} \times (F_{STN} / F_{STN, peak})]} \quad (9)$$

对于伦敦粘土, $I_{\gamma\alpha}$ 值应取用 0.06 (表 1), 而公式 (9) 的适用 $I_{\gamma\alpha}$ 值范围为 0.07~0.08, 0.06 显然过低, 且这一范围已超过表 1 中 $I_{\gamma\alpha}$ 的最大值。表中所示的 $I_{\gamma\alpha}$ 值比它们的引入值要低 1~2%, 这是因为已有用于推导表中 $I_{\gamma\alpha}$ 值的速率数据(针对中等塑性粘土到泥炭)有限, 均是基于 Leinenkugel (1976) 在最大变形率 0.2mm/s 下的双轴试验结果。虽然上述变形率是 CRP 试验的 20 倍, 但仍未达到 RLT 试验常用值, 一般为 500mm/s, 甚至超过 1300mm/s (如桩 R1)。另外, 已有对 $I_{\gamma\alpha}$ 值的 RLT 试验反分析报道仅针对淤泥和粘质粉砂 (Schmuker, 2005)。Triantafyllidis (2001) 提出公式 (4) 来预测 $I_{\gamma\alpha}$ 值, 但计算结果偏小较多。在缺乏土壤沉积历史等详细信息时, 不推荐根据公式 (4) 计算 $I_{\gamma\alpha}$ 值。因此, 若要实现 Schmuker 法的推广使用, 还需进一步验证现有粘度参数的适用性。也基于此, 图 14 中并未给出 Schmuker 法的分析结果。

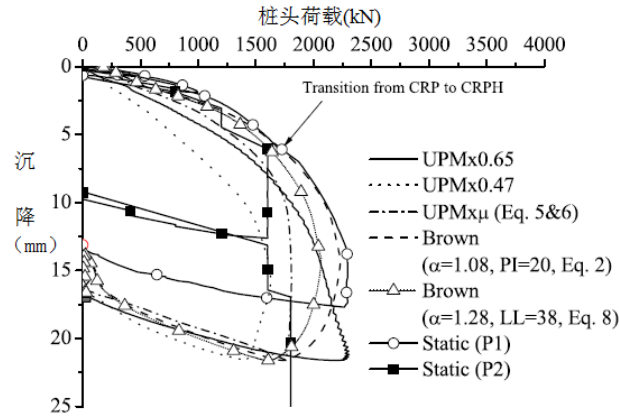


图 14 Cowden 场地基于桩 S1 比较现有的方法与改进的 UPM 和 Brown 法
(为了清楚起见, 移除桩 S1 静态测试中的阶段 6 和 7)

5 结论

目前快速荷载桩试验的分析方法主要有三种, 即 UPM、Brown 或 Schmuker 法, 这三种方法均可考虑土壤速率效应的影响。其中, Brown 法因包括了阻尼随桩体贯入的变化, 能对桩的工作荷载沉降作出更好预测。

本文在两不同场地开展了桩的现场试验, 场地土壤条件分别为低到中等塑性的冰碛土 (Cowden 冰碛土) 和很高塑性的第四纪粘土 (伦敦粘土), 并采用上述三种方法对所得试验结果进行了分析比较。两组试验中, Brown 法对桩的屈服前沉降都给出了最佳的预测, 而其它方法存在相同程度的过高估算, 这种偏差也取决于 UPM 校正因子的大小。对于 Cowden 冰碛土, UPM 法对静态极限承载力的预测与实测值最接近 (UPM: 9~17%, Brown: 19~20%, Schmuker: 36~41%), 而 Brown 法在伦敦粘土中的表现最好 (Brown: 2~15%, UPM: 10~85%, Schmuker: 16~41%)。在 Cowden 地区, UPM 和 Brown 法所得结果离散性较小, 说明 RLT 在低到中等塑性粘土中适用性更好。

可以推想, 若开展更多土壤类型的快速荷载试验, 得到更多考虑速率效应或者选取校正参数的经验数据, 将会大大推进三种方法的实际应用。对于 UPM 和 Schmuker 法, 参数的选择应该基于容易测量的土壤指标 (例如, PI 或 LL), 而不是土壤类型的描述。文中还提出了液限 (LL) 和 UPM 校正因子之间的关系式。

最后, 文章对 UPM 和 Schmuker 法进行了改进, 考虑了速率效应随桩沉降的变化。结果表明, 改进法采用的 UPM 校正因子更为准确, 能显著改善超固结粘土屈服前沉降的预测情况。

参考文献: (略)

简 讯

第一届岩土工程新技术发布推广会即将召开

为了促进岩土工程领域新技术的推广应用,加快科学技术向生产力的转化进程,经龚晓南院士倡议,第一届岩土工程新技术发布推广会将于2013年10月18日~20日在杭州召开,本次会议也是杭州西湖博览会支持项目之一。

会议拟在岩土工程新技术的发明人和企业之间搭建桥梁,通过专家推荐、网上征集、专利权人本人选送等方式,征集岩土工程领域新的方法、工艺、材料等新技术,经专家认证、筛选后,选择有较好实用性和发展前途的新技术在本次发布会上正式发布,向全国岩土工程施工企业、设备制造企业提供、推广,本次会议将为企业在新技术引进和转化方面提供跟踪服务,切实促进新技术的成功转化和推广应用。

会议诚向全国岩土工程界各新技术发明人征集专利,应征专利要求内容具体、明确、严谨,有一定的应用推广价值。专利征集截止时间:2013年8月30日,专利录用通知时间:2013年9月20日。

本次会议主办单位:浙江大学滨海和城市岩土工程研究中心、浙江省建设科技推广中心、浙江省水利科技推广与发展中心、浙江省岩土力学与工程学会、浙江省土木建筑学会。

协办单位:浙江省地质矿产工程公司

浙江省大成建设集团有限公司基础工程公司

浙江益坚工程有限公司

浙江绩丰岩土技术股份有限公司

支持单位:中国岩土网

杭州市结构与地基处理学会

会议日程:2013年10月18日全天报到、注册;

2013年10月18日晚上专家委员会会议;

2013年10月19日专利技术发布会;

2013年10月20日高新技术企业参观。

会务联系人:王笑笑

联系地址:浙江大学紫金港校区安中大楼A417室

邮政编码:310058

会务邮箱: wangxiuxiu713@163.com;

咨询电话:0571-88208775, 13646828087

热忱欢迎有志于岩土工程新技术开发和推广应用的发明人及企业参加会议!