

目 次

论 文

隧道施工对邻近桩体轴向变形和受力的影响..... 王涛, 徐日庆, 齐静静(3)

对挡土墙压力计算和倾覆的思考与探索..... 孟昭即(9)

管桩水平抗震性能的比较试验研究..... 郭秦渭 (16)

浅析软土地基中埋地给排水管道的地基处理方法..... 范南屏 (25)

饱和水砂质粉土地层中浅埋隧道暗挖施工技术..... 黄芳林, 白丽 (31)

高压摆喷桩在地下连续墙施工中的应用..... 袁文忠, 常小林, 管智福(35)

浅谈泥浆在地下连续墙成槽施工中的应用..... 袁文忠, 管智福, 董建忠(41)

论软硬相间地层桩基持力层的选择及桩端土承载力特征值的确定..... 彭平清, 吕德顺(46)

复杂周边环境下的基坑围护设计实例..... 沈晓东, 宋国治, 朱建才(50)

深厚软土地区预应力管桩破坏原因分析..... 彭平清, 王文俊, 吕德顺(54)

圆环形支撑在软土地基基坑工程中的应用..... 徐传乐, 周朝怀 (60)

译 文

气动搅拌法处理后水泥土的强度特性与强度差异.....

.....By: M. Kitazume and K. Hayano, 杨立伟 译 (65)

隧道施工对邻近桩体轴向变形和受力的影响*

王涛 徐日庆 齐静静

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

[摘要] 隧道施工引起的桩周土位移会引起邻近桩体的附加变形和内力。采用 Loganathan 公式计算桩周土体的竖向位移, 基于 Winkler 地基模型, 建立桩体轴向受力和变形的计算公式, 通过相关算例分析桩体的轴向变形和受力规律, 并与有限元结果进行比较验证。

[关键词] 隧道, 桩, Winkler 地基模型, 有限元

引言

在城市里进行隧道施工, 隧道对邻近桩体的影响已成为热门研究课题。隧道施工引起的土体位移对桩体的影响主要有两方面原因: 一方面土体位移会减弱桩土间的摩阻力和桩端持力层的承载力, 导致桩体沉降, 桩体承载力降低; 另一方面土体位移会降低桩体靠隧道一侧所受的土体侧压力, 导致桩体发生侧向变形并承受弯矩。本文主要针对第一方面的原因, 分别运用理论计算方法和三维数值模拟分析桩体轴向位移和受力的变化。

桩体轴向位移和受力的理论计算公式

采用两阶段分析方法计算隧道施工对桩体轴向受力和变形的影响。首先采用 Loganathan 公式[1]计算隧道开挖引起的桩周土体竖向位移, 第二阶段基于 Winkler 地基模型, 将土体竖向位移作用于桩体并建立桩体位移控制方程, 得到桩体的轴向受力计算公式。

文中对此受力模型进行如下假定: (1)土体是均质的线弹性体; 桩体是连续的弹性体, 其截面保持不变; (2)隧道开挖引起的土体位移不受既有桩体的影响; (3)桩土间不发生相对

*收稿日期: 2007年5月

滑移,且桩顶自由,可随土体一起移动;(4)土体各点位移可用 Loganathan 公式准确描述,即:

$$U_z = R^2 \left\{ \frac{h-z}{x^2+(h-z)^2} + \frac{(3-4\mu)(h+z)}{x^2+(h+z)^2} - \frac{2z[x^2-(h+z)^2]}{[x^2+(h+z)^2]^2} \right\} \exp \left[\frac{-1.38x^2}{(h+R)^2} - \frac{0.69z^2}{h^2} \right] \varepsilon_0 \quad (1)$$

式中 R 为掘进机半径; h 为隧道轴线埋深; z 为距离地面的垂直深度,由地面向下为正; x 为距离隧道轴线的横向水平距离; μ 为土体的泊松比; ε_0 为不排水土体损失率,具体表达式为:

$$\varepsilon_0 = \frac{V_{\text{loss}}}{\pi R^2} = \frac{\pi R^2 - \pi(R-g/2)}{\pi R^2} = \frac{4Rg - g^2}{4R^2} \quad (2)$$

式中 g 为间隙参数,在隧道施工前可预估 g 值,进而预估 ε_0 ,具体参见 Loganathan[1];

V_{loss} 为隧道单位长度土体损失(m³/m)。

桩体轴向变形的微分控制方程为:

$$EA \frac{\partial^2 y(z)}{\partial z^2} - ky(z) = 0 \quad (3)$$

式中 EA 是桩体的轴向抗压刚度; $y(z)$ 是深度 z 处桩体的竖向位移; k 是桩侧土体弹簧

刚度, $k = 2\pi G_s / \ln(\frac{r_m}{r_0})$, G_s 为土体剪切模量, r_0 为桩体半径, r_m 为桩的有效影响半径,

$r_m = \chi_1 \chi_2 L(1-\nu_s)$, L 为桩长, ν_s 为土体泊松比, χ_1, χ_2 为经验系数,对于均质土体,

$\chi_1 \chi_2 \approx 2.5$ 。如果在桩顶以下 h 处作用一荷载 P ,如图 1 所示,则桩体在 z 点处的轴向沉降计算公式为[3]:

$$y(z) = Pf(z, h) = \begin{cases} P \left(\frac{\cosh[\lambda h] \cosh[\lambda(L-z)]}{\lambda EA \sinh[\lambda L]} \right) = Pf_1 & \text{当 } z \geq h \\ P \left(\frac{\cosh[\lambda(L-h)] \cosh[\lambda z]}{\lambda EA \sinh[\lambda L]} \right) = Pf_2 & \text{当 } z \leq h \end{cases} \quad (4)$$

式中 $\lambda = \sqrt{k/EA}$ 。

考虑隧道施工引起的桩周土竖向位移,且桩土之间不发生相对滑动,则桩体轴向变形的微分控制方程为:

$$EA \frac{\partial^2 y(z)}{\partial z^2} - k(y(z) - U_z) = 0 \quad (5)$$

式中 U_z 为无桩时在桩位处由于隧道开挖引起的土体竖向位移,其作用等效于在桩上作用一荷载:

$$dp = kU_z dz。$$

基于Winkler地基模型,则桩体的轴向位移计算公式为:

$$\begin{aligned} y(z) &= \int_0^L dp \cdot f(z, h) = \int_0^L k \cdot U_z \cdot f(z, h) \cdot dz = \int_0^z f_1(z, h) k \cdot U_z dz + \int_z^L f_2(z, h) k \cdot U_z dz \\ &= Ae^{\lambda z} + Be^{-\lambda z} + y^*(z) \end{aligned} \quad (6)$$

桩身的附加轴力计算公式为:

$$P(z) = EA\varepsilon = EA \frac{dy(z)}{dz} = EA\lambda(Be^{\lambda z} - Ce^{-\lambda z}) + EA \frac{dy^*(z)}{dz} \quad (7)$$

式中 B, C 为待定的积分常数。

考虑桩端阻力,则桩端阻力为:

$$P_b = K_b(y(L) - U_z(L)) \quad (8)$$

式中 $y(L)$ 为隧道开挖引起的桩端附加位移; $U_z(L)$ 为无桩时在桩端处由于隧道开挖引起的竖向位移; K_b 为桩端地基反力系数, $K_b = 4r_0G/(1-\nu)$ (Randolph 和 Worth, 1978)[4]。

式(7)和(8)的边界条件是: $P(0) = 0$, 即桩顶处的附加轴力为零; $P(L) = K_b(y(L) - U_z(L))$, 即已知桩端处的附加轴力;由以上两个边界条件可计算得到积分常数 B, C, 从而得到桩体的轴向位移和附加轴力计算公式。

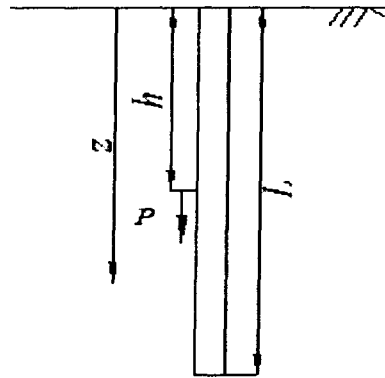


图1 桩体轴向受力和变形示意图

式(6)和(7)可以通过 Matlab 编制相关程序,积分求得。当然上面的计算公式假定桩顶是自由的,没有约束,桩体可以随土体一起移动。但一般情况下这不符合实际情况,除非上部建筑物的刚度很小,上述假定才成立。

算例和有限元模型

采用岩土隧道有限元软件 MIDAS/GTS 模拟隧道施工对邻近桩基的影响。模型的基本假定为:土层采用 Mohr-Coulomb 本构模型,选择 50m×40m×30m(X×Y×Z)区域模拟土层,并在土层内建立桩体,通过激活和钝化开挖区的土体单元、衬砌单元模拟隧道施工过程及其土体位移。

计算几何参数如下:隧道外径6.4m,轴线埋深9m,衬砌厚0.4m;隧道施工引起的土体损失率 $\varepsilon=3\%$;桩长20m,桩径0.6m,桩基轴线离隧道轴线的水平距离为5.3m,桩土接触面采用 Goodman单元;土体的侧压力系数为0.5。对桩顶施加Dx和Dy方向的约束。三维有限元计算模型如图2所示。计算采用的土体、衬砌和桩体的物理力学性质参数和单元类型如表1所示。

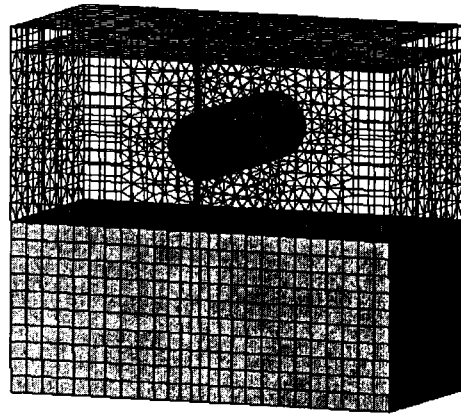


图2 三维计算模型

(单元数9 276,节点数9 744)

材料的物理力学参数和单元类型

表1

材 料	E/MPa	ν	γ /kNm ⁻³	c/kPa	ϕ (°)	单元 类型
土体	15	0.3	20	20	20	六面体
衬砌	30000	0.3	24			板
桩基	18000	0.3	23			梁

计算结果分析

(1) 土体和桩体竖向位移分析

首先模拟土层中没有桩体时,隧道施工引起土体的竖向位移 U_z (U_z 为距隧道轴线水平

距离为 5.3m 处的土体竖向位移), U_z 沿土层竖向分布规律如图 3 所示。图中表明, 土体损失引起的最大位移发生在隧道轴线上方, 且隧道轴线上方土体发生沉降, 下方土体产生隆起, 在隧道轴线处土体位移接近于零, 这是由于隧道内部土体挖去后, 下部土体由于卸载效应导致其隆起; 由于有限元计算的土体卸载后的隆起值偏大, 所以有限元计算结果较理论公式计算结果土体沉降值偏小, 隆起值偏大, 但二者计算得到的规律较一致。

桩体的竖向位移如图 4 所示。从图中看出, 桩体的竖向位移沿桩身基本不变, 这是由于桩体的刚度很大; 有限元计算结果较理论公式计算结果偏小, 这是由于有限元计算的隧道下方土体隆起偏大, 导致桩体的沉降偏小。

(2) 桩体附加轴力分析

隧道施工引起的桩体附加轴力如图 5 所示。从图中看出, 桩体主要受轴向压力作用; 在隧道轴线上方, 桩体的轴力随深度增加而增大, 在隧道轴线处达到最大, 在隧道轴线以下桩体轴力随深度而减少。这是由于隧道轴线下方土体位移向上, 对桩体产生向上的作用力, 导致桩体附加轴力减小。

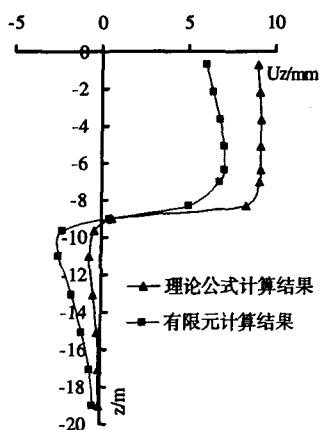


图3 土体竖向位移沿深度分布规律

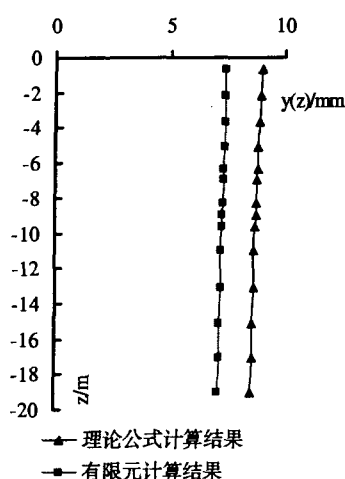


图4 桩体轴向沉降图

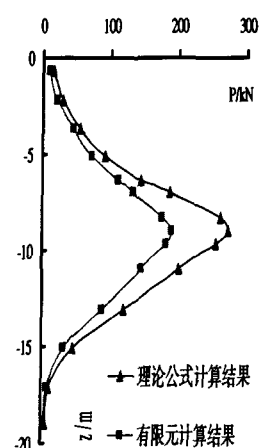


图5 桩体附加轴力图

结论

隧道施工引起的土体扰动必定会对邻近桩体产生影响。但由于桩体埋于地下, 很难测量其受力和变形情况, 所以有必要对其进行计算分析。本文基于 Winkler 地基模型, 并使用 Lognathan 公式计算桩周土体位移, 推导了桩体轴向位移和附加轴力的表达式, 并进行了相关算例分析和有限元验证。

参考文献

- [1] N. Loganathan, H. G. Poulos. Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(9): 846-856.
- [2] A. P. S. Selvadurai 著. 土与基础互相作用的弹性分析[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1984.
- [3] A. Klar, and K. Soga. The effect of ground settlement on the axial response of piles: some closed form solutions [R]. Cambridge geotechnical research group, University of Cambridge UK, 2005.
- [4] Randolph, M.F. and Wroth C.P. An Analysis of the Deformation of Vertical Loaded Piles, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. 1978, 104(12): 1465 - 1488.

中国土木工程学会第十届土力学及岩土工程学术会议信息

据中国土木工程学会第十届土力学及岩土工程学术会议第3号通知,由中国土木工程学会第十届土力学及岩土工程分会主办、中国人民解放军后勤工程学院等单位承办的第十届土力学及岩土工程学术会议将于2007年11月1日~4日在重庆举行。经过会务组认真的前期筹备工作,目前会议论文的录用通知已经寄发给作者,5月31日为论文修改稿返回的截止日期。

会议期间将有8个综述报告和12个特邀报告,报告专家包括国际土力学及岩土工程学会主席Pinto教授、张在明院士、郑颖人院士等著名学者。综述报告和特邀报告的主题和报告人拟定如下:

综述报告

报告内容	报告人
1 土的基本性质测试技术	蔡正银,魏汝龙
2 基础工程	周宏磊,郑刚,高温生,张在明
3 地基处理	郑刚,叶阳生,刘松玉,龚晓南
4 地下工程及深基坑	黄茂松,宋二祥,王卫东
5 滑坡	王恭先,马惠民
6 土工构筑物及边坡	李青云,汪稔,孔令伟,包承纲
7 土动力学及岩土地震工程	张建民,王兰民,栾茂田
8 环境岩土工程的进展和展望	陈云敏,张建红,施建勇

特邀报告

报告内容	报告人
1 Geoenvironmental engineering	Prof. Pinto
2 奥运工程	张在明
3 我国高土石坝建设成就与展望	张宗亮
4 岩土工程的工作方法	李广信
5 我国地质灾害防治	殷跃平
6 海底隧道	李术才
7 高层建筑	王卫东
8 非饱和土	陈正汉
9 边坡工程中的技术问题	郑颖人
10 港湾工程	吴澎(在考虑中)
11 新技术与新材料	刘汉龙
12 信息技术在岩土工程中的应用	汪学宁 (在考虑中)

会议期间,恰逢中国土木工程学会土力学及岩土工程分会成立五十周年(1957~2007)。学会将举行庆祝活动,特编辑出版土力学及岩土分会纪念文集暨画册,并免费赠予与会代表。

会议的有关事项可以联系会务组,联系人:李秀地博士,地址:重庆市渝州路79号后勤工程学院建筑地下教研室(400041),电子邮件:librte@163.com,电话:023-68598052,13508386471,传真:023-68598052。

对挡土墙压力计算和倾覆的思考与探索*

孟昭即

(中国化学工程第一勘察设计院 061001)

[摘要] 本文对墙内土体对墙的推力和预防倾覆进行了一些新的思考和探索。

[关键词] 墙内推力; 防墙倾覆

在地貌上的丘陵、中一低山和黄土塬等地区, 道路有时需要开挖通过。此时, 为了保证交通安全, 在开挖侧设置挡土墙来阻止造成的土坡失稳。在计算土对墙的压力(推力)时, 虽然有的也认为土滑动破裂面是从墙踵(墙内下角)向上的斜直面, 但计算土压力时都采用 $E_a = \frac{1}{2} rH^2 Ka$, 且认为压力分布为 Δ , 作用点在 Δ 底向上 $\frac{1}{3}$ 墙高处。

本文视破裂面为直面, 利用土力学中有关理论和方法计算土对墙的推力, 分析了工程上出现的较多的倾覆破坏^[1]的原因, 并提出预防意见。

挡墙的一般形式

挡墙的几种形式, 加上墙内土的种类以及所在地貌地质水文状况等自然条件, 组合起来, 可说种类繁多, 情况复杂。本文只就一般典型进行分析。为了清晰, 先建立 $y = f(x)$ 坐标系, 将墙和均质土放在其中, 见图 1。

由图 1 可见, AB 是斜波, BCD 是土坡直破面, $\triangle ABD$ 土体因自重沿 BD 具下滑势。为阻止土体下滑, 一般在

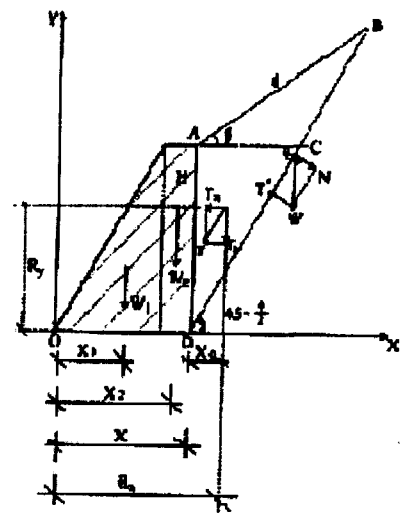


图 1

* 收稿日期: 2007年5月

土体下部采取挡墙措施。墙内土体的推力与墙体的阻力二者达到平衡再加一定的安全储备,这就是挡墙的设计问题。

当开挖体高大时,如图1的情况,设计时要注意到

(1) 可使 $BC \leq CD$

$BC < CD$,这是正常状况。如 $BC=CD$,则 $\triangle ABD$ 土体推力的作用点坐标就在 AC 线上, B 点如再高了重心上移,高出墙顶,上部土体不稳定性增大,一般是禁忌的。

如工程出现这种状况, AB 线以上土体宜削减负。

为了从数量上了解推力大小,现以理论破裂面为直平面,计求 ABD 土体在 BCD 面上的滑动力和抗滑力。为此,沿墙纵向取单位长,由几何三角关系可以得到

$$\text{滑动力 } T' = \frac{1}{2} Hdr \sin[90 + \beta] \sin(45 + \frac{\phi}{2})$$

$$\text{抗滑力 } \tau' = \frac{1}{2} Hdr \sin[90 + \beta] \cos(45 + \frac{\phi}{2}) \text{tg}\phi + \frac{d}{\sin(45 - \frac{\phi}{2})} \sin[90 + \beta] \cdot C$$

上述 T' , τ' 方向相反,对墙有作用的实际上为 $T' - \tau'$, 于是有

$$T = (T' - \tau') = \frac{1}{2} Hdr \sin[90 + \beta] \sin(45 + \frac{\phi}{2}) - \frac{1}{2} Hdr \sin[90 + \beta] \cos(45 + \frac{\phi}{2}) \text{tg}\phi + \frac{d}{\sin(45 - \frac{\phi}{2})} \sin[90 + \beta] \cdot C$$

$$\therefore T = \frac{1}{2} Hdr \left\{ \sin[90 + \beta] \sin(45 + \frac{\phi}{2}) - [\sin[90 + \beta] \cos(45 + \frac{\phi}{2}) \text{tg}\phi + \frac{2C \sin[90 + \beta]}{Hr \sin(45 - \frac{\phi}{2})}] \right\}$$

滑动体对墙的推力及倾覆稳定性检验

① T 对墙产生的水平推力及倾覆稳定性检验

上述图1的情况是一般形式,实际上工程不少墙顶 AC 为水平的特殊形式(见图2)注意到 T 式中 $\sin[90 + \beta]$, 如 $\beta = 0$, 则 $\sin[90 + 0] = 1$, 就是图2的状态。这是 T 变为:

$$T = \frac{1}{2} Hdr \left\{ \sin(45 + \frac{\phi}{2}) - [\cos(45 + \frac{\phi}{2}) \text{tg}\phi + \frac{2C}{Hr \sin(45 - \frac{\phi}{2})}] \right\}$$

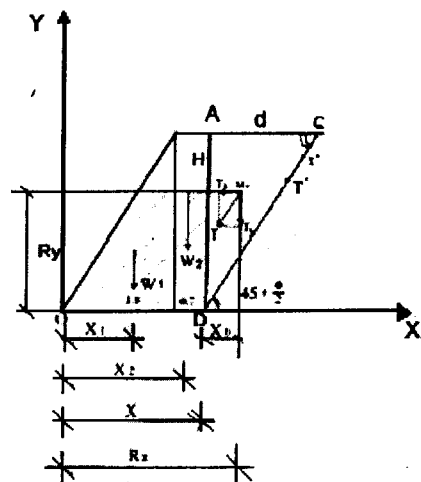


图2

T 的方向向下与破裂面一致, 其产生向左水平分为 T_x 和向下垂直分力 T_y 。前者 T_x 使墙有倾覆之势,

而后者 T_y 则有反倾覆作用。由图 2 可以得到

$$T_x = T \left(\cos 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{2} Hdr \left\{ \sin \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - \left[\cos \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \operatorname{tg} \phi + \frac{2C}{Hr \sin \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)} \right] \right\} \cos \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$T_y = T \left(\sin 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{2} Hdr \left\{ \sin \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - \left[\cos \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \operatorname{tg} \phi + \frac{2C}{Hr \sin \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)} \right] \right\} \sin \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

上述二式化简后得到

$$T_x = \frac{1}{4} Hdr \left\{ \cos \phi - \left[(1 - \sin \phi) \operatorname{tg} \phi + \frac{4C}{Hr} \right] \right\}$$

$$T_y = \frac{1}{4} Hdr \left\{ (1 + \sin \phi) - \left[\sin \phi + \frac{4C \left(\cos \frac{\phi}{2} + \sin \frac{\phi}{2} \right)}{Hr \left(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2} \right)} \right] \right\} = \frac{1}{4} Hdr \left[1 - \frac{4C \left(\cos \frac{\phi}{2} + \sin \frac{\phi}{2} \right)}{Hr \left(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2} \right)} \right]$$

② 挡墙倾覆稳定性检验

挡墙稳定性检验, 概括起来有墙体结构、墙身滑动、地基承载力和墙体倾覆四种。本文只分析倾覆问题。所谓倾覆, 按定义由图 2 可知, 就是墙体在所有力的作用下, 整体绕 O 点的推力力矩大于抗力力矩时产生转动的一种工程灾害。由图 2 可知, 倾覆力矩为 $T_x R_y$,

抗倾力矩有 $X_1 W_1$ 、 $X_2 W_2$ 、 $T_x R_y$ 。根据定义, 抗倾覆安全度 K 为

$$K = \frac{W_1 X_1 + W_2 X_2 + T_x R_y}{T_x R_y} \text{ 将 } T_x、T_y \text{ 代入得}$$

$$K = \frac{\frac{4}{Hdr} (X_1 W_1 + X_2 W_2)}{\left\{ \cos \phi - \left[(1 - \sin \phi) \operatorname{tg} \phi + \frac{4C}{Hr} \right] \right\} R_y} + \frac{\left[1 - \frac{4C \left(\cos \frac{\phi}{2} + \sin \frac{\phi}{2} \right)}{Hr \left(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2} \right)} \right] R_x}{\left\{ \cos \phi - \left[(1 - \sin \phi) \operatorname{tg} \phi + \frac{4C}{Hr} \right] \right\} R_y} \quad \textcircled{1}$$

$$\text{或 } K = k_1 + k_2 = k_1 + \frac{T_y R_x}{T_x R_y}$$

这就是检验挡墙倾覆稳定性方程。式中

H—挡土墙高度	m
D—AC 长度, 见图 2, $d = AC = \frac{H}{\operatorname{tg}(45 + \frac{\phi}{2})}$	m
γ —墙内土重度	KN/m ³
ϕ —墙内土内摩擦角	
C—墙内土内聚力	Kpa
R_x — $\triangle ACD$ 的重心 M_0 的 X 坐标, T_y 的力臂	m
R_y — $\triangle ACD$ 的重心 M_0 的 Y 坐标, T_x 的力臂	m

其他符号见图 2

上式右第一项是墙本身的抗倾能力。如 K 需调整, 它是其一; 第二项, 是墙内土的抗倾能力。需要深入分析的是 R_x 、 R_y 。它们是 T_x 、 T_y 作用点 (重心) M_0 的坐标, 见图 2。

要知道其大小, 还要先知道 $\triangle ACD$ 三点的坐标。由图 2 可知, 三点坐标为 A (x, H), C ($x+d, H$), D ($x, 0$)。所以, $\triangle ACD$ (重心) M_0 的坐标为

$$M_0 \left(\frac{x + (x+d) + x}{3}, \frac{H + H + 0}{3} \right) = \left(x + \frac{d}{3}, \frac{2H}{3} \right)$$

$$\therefore T_x \text{ 的力臂 } R_y = \frac{2H}{3} \quad \textcircled{2}$$

$$T_y \text{ 的力臂 } R_x = x + \frac{d}{3} \quad \textcircled{3}$$

这里的问题是, 按土压理论计算, E_a 作用点 (重心) 的纵标 $R_y = \frac{0+H+0}{3} = \frac{H}{3}$ 。

本文推力 T_x 作用点 (重心) 的纵标为 $R_y = \frac{2}{3}H$ 增大 $\frac{1}{3}H$, 以致倾覆力矩也增大 $\frac{1}{3}$ 。工程调查资料发现, 挡墙出现的较多倾覆现象^[1], 这一点可能是重要原因。

还有, 按土压计算设计的挡墙, 因为没有 T_y , K_2 也就不存在。本文虽有, 但没有用上, 墙底宽度 x 仅到墙踵, 没有伸出至重心, 致使原本就有的向下的分力 T_y 因没有作用力臂, 而使这一抗倾使力矩为 0, 也就是说 T_y 没有起到抗倾作用。这点, 在后面例子比较中就会看到。仅靠①式右第一项的安全度不足以抵抗倾覆力矩。以往挡墙多发事故, 想必这是另一原因。

那么, 怎样预防挡墙倾覆破坏呢, 当然可以增大墙体参数, 不过这一方案可能既不经

济,收效也不显著。更科学和经济的是充分利用垂直向下分力 T_y ,增设其至重心的力臂 R_x 。这时,

$$R_x = X + X_o = \left(X + \frac{d}{3}\right) = X + \frac{\frac{H}{\tan 45 + \frac{\phi}{2}}}{3}$$

这里的 R_x 是从坐标原点算起的,从墙内壁伸出的长度仅为 $X_o = R_x - X$,式中 X 是已有的墙底宽度,也就是说,只要增加不大的 X_o ,就有 $R_x = X + X_o$ 较长的臂,功效自然显著。

如前所述, K_1 是挡墙参数固有的安全度; K_2 是墙内土垂直分力 T_y 的安全度,只是目前因没有力臂而无用。所以, K_1 是主导,起着支配作用, K_2 可为从属, K_1 不够,作为补充。这就是说,是否需要 K_2 ,决于 K_1 大小,这样一来,就有如下二种情况:

- ① $K_1 \geq K_G$ (规范要求安全度),不需 K_2 ;
- ② $K_1 < K_G$,需要 K_2 ,以设计 R_x 补足所缺。

这时,令①式 $K = K_G$ 。计算出从 K_2 中抽出多少用以补足 $(K_G - K_1)$ 所需的力 T_G 。为此,由①式可得

$$T_G = \frac{(K_G - K_1)T_x R_y}{R_x} \quad (4)$$

由于原垂直分力是 T_y ,现所需补充分力只是 T_y 中的一部分,即 $T_G < T_y$,所以力臂 X_o 不需沿墙都有,采用间布,其间隔 L_o 由下式计算:

$$\begin{aligned} \because T_G &= (L_o \times X_o) = T_y (1 \times X_o) \\ \therefore L_o &= \frac{T_y}{T_G} \end{aligned} \quad (5)$$

也就是说,每隔 L_o 米,才有一个 $1 \times X_o$ 的 T_y 力臂。

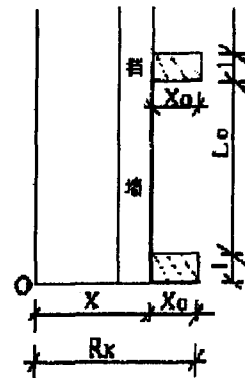


图3

例演使用和比较

为了进一步分析和在数值上做一比较, 现引用一例^[2]进行具体说明。

增高 6, 底宽 2.5, 顶宽 0.7, $r_z=22$, $X_1=1.2$, $W_1=119$

$X_2=2.15$, $W_2=92.4$, $E_a=74.4$ $h=2$

$\phi=40$, $C=0$, $r=19$

$$\text{由②式计算} \quad R_y = \frac{2}{3} \times H = \frac{2}{3} \times 6 = 4$$

$$\text{由③式计算} \quad R_x = 2.5 + \frac{d}{3} = 2.5 + \frac{5.03}{3} = 4.18$$

分别代入, 计算不同安全度 K

① 由土压力计算的安全度 K

$$K = \frac{X_1 W_1 + X_2 W_2}{E_a h} = \frac{119 \times 1.2 + 92.4 \times 2.15}{74.4 \times 2} = 2.29$$

② 由剪力计算安全度 K

由①式有

$$K = \frac{\frac{4}{H d r} (X_1 W_1 + X_2 W_2)}{\{\cos \phi - [(1 - \sin \phi) \operatorname{tg} \phi + \frac{4C}{H r}]\} R_y} + \frac{\frac{4C(\cos \frac{\phi}{2} + \sin \frac{\phi}{2})}{[1 - \frac{4C(\cos \frac{\phi}{2} + \sin \frac{\phi}{2})}{H r(\cos \frac{\phi}{2} - \sin \frac{\phi}{2})]} R_x}{\{\cos \phi - [(1 - \sin \phi) \operatorname{tg} \phi + \frac{4C}{H r}]\} R_y}$$

$$K = \frac{\frac{4}{6 \times 5.03 \times 19} (1.2 \times 119 + 2.15 \times 92.4)}{\{0.77 - [(1 - 0.64)0.84 + \frac{4 \times 0}{6 \times 19}]\} 4} + \frac{[1 - \frac{4 \times 0(0.94 + 0.34)}{6 \times 19(0.94 - 0.34)}] 4.18}{\{0.77 - [(1 - 0.64)0.84 + \frac{4 \times 0}{6 \times 19}]\} 4}$$

$$= \frac{2.38}{0.47 \times 4} + \frac{1 \times 4.18}{1.88} = 1.27 + 2.22 = 3.49$$

由于 $K_1 = 1.27 < K_G = 1.5$, 需求补足 T_G 大小, 由④式的

$$T_G = \frac{(K_G - K_1) T_x R_y}{R_x} = \frac{(1.5 - 1.27) 1.88}{4.18} = 0.1034 \quad \text{取 } 0.1$$

由⑤式计算分布间隔 L_o

$$L_o = \frac{T_y}{T_G} = \frac{1}{0.1} = 10$$

这就是说，沿墙每隔 10m，要布有一个伸出墙的 1m 宽的 $X_0=1.68\text{m}$ ($X_0=R_x-X=4.18-2.5=1.68$) 的力臂。

上面比较综合如下

标 1

序号	比对内容 计算方式	倾覆力臂 R_y	抗倾力臂 X_i	安全度			力臂间隔 L_0	备注
				K_1	K_2	K		
①	压力法	2	$X_1=1.2$ $X_2=2.15$	2.29	—	2.29	—	
②	剪力法	4	$X_1=1.2$ $X_2=2.15$ $X_0=?$	1.27	2.22	3.49	10	《?》 表示还没启动

读比表 1 作如下推论和意见：

- ① 抗倾有关墙的功效，①、②法是相同的；
- ② 倾覆力臂②法①法多了 $H/3=2\text{m}$ ，使墙潜伏着危机。推估，墙多有倾破，这可能是重要原因；
- ③①法只有 K_1 ，没有 K_2 。因 $K_1=2.29 > K_G=1.5$ ，以为是稳定的；②法 K_1 只有 1.27，虽有 $K_2=2.22$ ，但无利用，仅 $K_1=1.27 < K_G=1.5$ ，所以墙破这可能是另一原因。

结论与意见

- ① 视破坏为直平面，既合理论又切实际，且直观简单，易于理解；
- ② ①式可作为挡墙安全检验方程，对 $C=0$ ， $\neq 0$ 的土都适用；
- ③ ①法计算的 $K_1=2.29$ 大于 $K_G=1.5$ ，②法计算的 $K_1=1.27$ ，又小于 $K_G=1.5$ ，这或许是挡墙多有倾覆的重要原因；
- ④ ②法中尽管有 $K_2=2.22$ ，但因没有 R_x ， K_2 仍为 0，不过 K_2 可作为设计调整后备。当出现 $K_1 < K_G$ 时，可动用 K_2 ，设计 X_0 伸出墙体，加入抗倾力矩，增大安全度。此时，先用④式计算需补力 T_G ，再用⑤式计算力臂 X_0 间隔 L_0 。

参考文献：

- [1] 泰植海. 土力学与地基基础 [M]. 水力水电出版社, 1998 年
- [2] 浙江大学等四院校. 地基与基础 [M]. 中国建筑出版社, 1983 年

管桩水平抗震性能的比较试验研究*

郭秦渭

(昆明冶金高等专科学校 昆明 650033)

[摘要] 通过预制方桩和预应力砼管桩的单桩水平静载对比试验以及管桩桩身的抗剪试验,结合现行国家有关规范和标准,从试验和理论两方面,分析探讨了管桩基础水平承载力和管桩桩身抗剪性能,认为预应力砼管桩在8度设防地区应用是安全可行的,其抗震设计与砼预制方桩或砼灌注桩相比较并没有桩身抗剪弱的问题。根据材料力学的基本原理,推导出了日本管桩桩身抗剪公式的并进行了修正,使其与我国建筑桩基技术规范相一致,便于实际应用。

[关键词] 预应力砼管桩; 管桩抗剪公式; 比较试验; 桩身抗剪

问题的提出

早在1962年,日本就开发应用预应力管桩(简称“PC桩”),1968年我国铁道部丰台桥梁厂开始研制预应力管桩。在我国改革开放初期,广东于1984年开始研制预应力管桩,1985年试制成功,1986年出口澳门,1987年开始在广州等城市房屋建筑中推广应用。1990年以来预应力管桩在国内进入了一个快速发展时期,1992年我国制订了国家标准《先张法预应力砼管桩》GB13476-92,1999年又对该标准进行了修订,2000年正式实施国家标准—《先张法预应力砼管桩》GB13476-1999,之后又颁布了《先张法预应力砼薄壁管桩》(JC888-2001)和国标图集《预应力砼管桩》(建材行业03SG409)。1998年广东推出我国第一部地方性管桩基础技术标准《预应力砼管桩基础技术规程》(DBJ/T15-22-98),随后,上海、浙江、江苏、广东、天津、福建结合本地实际,先后推出地方性管桩标准图集和管桩基础技术规程,用于规范、指导管桩的生产和应用。

由于管桩的高性价比、高承载力、成桩质量好、施工速度快、无震动、无噪音、监理检测方便和工程决算简单明了等优越性,同时解决了沉管灌注桩在厚层饱和软土地难以成桩的问题,所以,2001年云南省在昆明滇池湖畔开发的“湖畔之梦”工程项目中,首次

*收稿日期:2007年5月

引进了先张法预应力砼管桩,该项目采用浙江宁波生产的“PTC-A400(55)”薄壁管桩(简称PTC桩),当时进行了现场预制砼方桩和PTC桩的单桩水平静载对比试验。由于国标图集和国内地方管桩基础技术规程、图集都明确规定管桩适用于抗震设防烈度 ≤ 7 度地区,用于8度地区要进行专门的抗震验算,但相关设计规范没有给出具体的验算方法,而昆明为8度抗震设防(云南省8度设防县市超过上述省市8度设防县市三倍多)。为此,2003年云南省建设厅组织省内设计、图审、监理、生产、施工和高等院校等有关方面专家,开始编制地方标准《预应力砼管桩基础技术规程》、《先张法预应力砼管桩图集》(以下简称“规程”、“图集”),作者作为编制组成员,主持管桩生产情况调查和试验工作,通过对收集到的资料和管桩抗剪试验结果的分析研究,根据《建筑桩基技术规范》JGJ 94-94的原则,对管桩与预制砼方桩、砼管注桩的水平抗震性能从试验结果和理论计算两方面进行了对比分析,认为预应力砼管桩的水平抗震性能与预制砼方桩、砼管注桩相比并没有差别,可以用于8度抗震设防地区,抗震设计按照《建筑桩基技术规范》JGJ 94-94中预制砼方桩和砼管注桩的有关原则是可行的。

单桩水平承载力的对比试验和理论估算

1. 单桩水平静载对比试验

试验场地属饱和非均匀性软土地基、Ⅲ类场地,自然地表下1~10米为高含水量、高孔隙比、高灵敏度、高压缩性的泥炭质土和淤泥质土,由于地基软弱无明显桩端持力层,桩的承载力主要由摩擦力构成。试桩选择了预制砼方桩和薄壁管桩(24m、36m)四组共12根桩进行了单桩水平静载试验,以桩顶水平位移达 $\geq 40\text{mm}$ 为终止加载条件,单桩水平承载力设计值取对应于桩顶水平位移 $x=10\text{mm}$ 时的加载值 H_s ,结果详见表1。试桩结果表明:①相同桩长下,桩身断面规格相近时,PTC管桩的地基水平承载设计值高于预制砼方桩,这与按规范方法估算结果相反;②PTC管桩承载力试验值离散性(即标准差 S_n)低于方桩;③无论方桩还是管桩均为地基破坏模型,桩身、接桩强度均未达到破坏,且地基水平静载设计值 R_{hp} 均以地基强度为控制,与按规范方法估算结果一致。

2. 桩基水平承载力的理论估算

按《桩基规范》(JGJ94-94)5.4条规定进行管桩水平承载力估算。为简化起见,忽略钢筋对管桩抗弯刚度的贡献,即计算中不进行等刚度换算。

$$R_h = \frac{\alpha^3 EI}{v_x} \cdot x_{00} \quad (1)$$

式中: α — 桩的水平变形系数(1/m), $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$;

EI — 桩身抗弯刚度, $EI = 0.85 E_c I_0$ (kN/m);

b_0 — 桩身的计算宽度;

νx — 桩顶水平位移, 当桩长 $> l_c$ 时: $\nu x = 2.441$ (桩顶铰接、自由);

$\nu x = 0.940$ (桩顶固接),

l_c — 桩身计算长度 (m), $l_c = \frac{4.0}{\alpha}$

$x_0 \alpha$ — 桩顶容许水平位移; m — 桩侧土水平抗力系数的比例系数。

单桩水平静载对比试验结果

表 1

桩型	桩号	地基水平承载力标准值及位移		水平承载力设计值及位移		平均值 $\overline{H_s}$ (kN)	考虑标准差 S_n 单桩水平承载力设计值 R_{hs} $R_{hs} = \lambda \overline{H_s}$ (kN)
		H_u (kN)	X_u (mm)	H_s (kN)	X_s (mm)	标准差 S_n	
方桩 350X350 L=24m	25#	100		58		44.7	$R_{hs} = 0.8 \times 44.7$ =36 kN
	26#	80	< 40	38	< 10	0.259	
	27#	60		38		> 0.15	
方桩 400X400 L=36m	24#	140	28.5	80		73.3	$R_{hs} = 0.8 \times 73.3$ =59N
	23#	160	30.2	100	< 10	0.416	
	22#	100	40	40		> 0.15	
PTC管桩 400(55) L=24m	5#	80	18.4	58		48.3	$R_{hs} = 0.8 \times 48.3$ =39N
	6#	80	> 13.03	45	< 10	0.176	
	9#	80	> 12.82	42		> 0.15	
PTC管桩 400(55) L=36m	53#	120	22.82	80		73.3	$R_{hs} = \overline{H_s} = 73 \text{ kN}$
	57#	120	19.60	70	< 10	0.079	
	58#	120	21.39	70		> 0.15	

表2计算结果表明, 虽然砼灌注桩得“壁厚”较PTC管桩大, 相应抗弯刚度的增加对桩基水平承载力RSH的提高并不显著, 即使抗弯刚度最高的方桩, 其水平承载力RSH值仍低于PTC管桩的材料强度Rhp, 说明地基强度起控制。

通过对适用于8度抗震设防的《砼预制方桩图集》GB 97G361和《先张法预应力砼管桩》GB13476-1999 中有关“设计和计算”的查阅分析, 两种桩型的配筋均是以满足吊运、沉桩、抗裂性能和构造要求为控制, 与抗震烈度并无直接的关系, 对砼预制方桩最大裂缝宽度限制特别提高为0.2mm, 而以应力控制进行设计的管桩在满足抗裂性、吊运及沉桩方面优于砼预制方桩。从以上对比试验和理论计算结果充分说明, 在8度设防地区应用管桩是安

全可行的，管桩的抗震设计与砼预制方桩或砼灌注桩的抗震设计并没有原则上的区别。

桩基水平承载力的理论估算

表 2

桩 型	E_c (kN/m ²)	$EI = 0.85$ $E_c I_0$ (kN·m)	α	当桩长 $> l_c$ 时		R_b (kN)		备 注
	I_0 (m ⁴)		(1/m)	ν_s		桩 顶 铰接、 自由	桩 顶 固 接	
	b_0 (m)		l_c (m)	桩 顶 铰接、 自由	桩 顶 固 接			
PTC 400(55)	3.67×10^7	2.78×10^4	0.589	2.441	0.940	23.3	60.8	R_b (kN) 均 小于最低 的桩身材 料强度 $R_{hp}=137$ KN, R_{hs} 起控 制。
	9.09×10^4		$6.791m < 24m$					
	0.99							
砼灌注桩 $\phi 400$	3.67×10^7	3.843×10^4	0.553	2.441	0.940	26.6	69.1	
	12.56×10^4		$7.233m < 24m$					
	0.99							
预制方桩 C 类 400X400	3.25×10^7	5.892×10^4	0.518	2.441	0.940	33.5	87.1	
	21.33×10^4		$7.722m < 24m$					
	1.10							

注: m 值参考 JGJ94-94 表 5.4.5 取淤泥地基土类别下限, 即 $m = 2 \times 10^3 \text{ kN/m}^4$ 。

管桩桩身抗剪强度的理论计算和试验研究

通过对管桩的国标图集、规程和各省市地方标准的学习研究, 到管桩应用较早和用量较大的广东省考察学习, 并与国家标准—《先张法预应力砼管桩》和国标图集《预应力砼管桩》的主编—蒋元海、匡红杰二位专家进行交流, 了解到国家标准和国标图集对管桩适用于抗震设防烈度 ≤ 7 度地区的限制, 主要是考虑到国内对管桩桩身抗剪性能缺乏深入研究, 管桩基础经受地震实际检验的调查资料缺乏。为此, 云南省“规程”、“图集”编制组

对管桩桩身抗剪性能从理论和试验两方面进行了探索研究, 现向各位同行进行交流。

1. 理论计算

管桩抗剪的计算公式国内相关资料和专著中都是引用日本工业标准“JISA5337-1995: 1995”的公式, 但没有介绍该公式的推导过程或由来, 而中、日两国在建筑领域的标准、规范体系有差异, 编制组根据材料力学的基本原理, 推导出了该公式。

① 根据材料力学公式 (儒拉夫斯基公式)

$$\text{环形截面构件受弯时的剪应力: } \tau = \frac{QS}{2I}$$

$$Q = \frac{2I\tau}{S} \quad (2)$$

式中: Q — 构件任意截面的剪力 (任意截面的抗剪承载力)

S — 中心轴以上截面静矩 ; b — 矩形截面宽度

t — 环形截面壁厚度 ; I — 构件截面惯性矩

τ — 产生斜裂缝时的剪应力 (此值就是上式中需要导出的参数)

② 构件受弯时任意点处的主拉应力 (材料力学公式)

$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (3)$$

式中: σ_1 — 构件受弯时任意一点处的主拉应力 (混凝土抗拉强度)

σ — 构件受弯时任意点处的截面正应力 (构件受弯矩作用时剪应力最大值在中心轴处, 其正应力为零, 由于在推算中没有考虑正常工作状态下的轴向压应力, 仅考虑混凝土的预压应力, 所以此值取负值)

故,

$$\sigma_1 = \frac{-\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{-\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad \rightarrow \quad \sigma_1 + \frac{\sigma}{2} = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad \rightarrow$$

$$\left(\sigma_1 + \frac{\sigma}{2}\right)^2 = \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2 \quad \rightarrow \quad \left(\sigma_1 + \frac{\sigma}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 = \tau^2 \quad \rightarrow \quad \left(\frac{2\sigma_1 + \sigma}{2}\right)^2 - \left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 = \tau^2 \quad \rightarrow$$

$$\tau^2 = \left(\frac{1}{2}\right)^2 \left[(2\sigma_1 + \sigma)^2 - \sigma^2 \right]$$

$$\tau = \frac{1}{2} \times \sqrt{(2\sigma_1 + \sigma)^2 - \sigma^2} \quad \dots \dots \dots (4)$$

将 (4) 式代入 (3) 式得 :

$$Q = \frac{tI}{S} \times \sqrt{(2\sigma_1 + \sigma)^2 - \sigma^2} \dots\dots\dots (5)$$

③ 管桩受水平力和弯矩作用时的抗剪承载力标准值

将(5)式中有关参数的符号与现行混凝土结构设计规范和管桩图集统一,作如下调整和修改:

式中:Q — 构件任意截面的剪力或抗剪承载力标准值;

σ_1 — 管桩混凝土抗拉强度标准值改为 f_{tk} ;

ξ — 管桩混凝土抗拉强度考虑离心工艺系数,C80 为 1.9, C60 为 2.0;

ϕ — 管桩混凝土抗拉强度考虑其变异性增加调整系数,取0.5;

σ — 管桩混凝土有效预压应力改为 σ_{pc}

符号变更和混凝土抗拉强度的调整后,(5)式改为:

$$Q_k = \frac{tI}{S} \sqrt{(\sigma_{pc} + 2\phi \cdot \xi f_{tk})^2 - \sigma_{pc}^2} \dots\dots\dots (6)$$

说明:以上公式是根据材料处于弹性阶段导出,且管桩深入地下一般不允许出现裂缝,所以抗剪承载力计算没有考虑箍筋、纵向钢筋及混凝土受压的工作。

式(6)中, Q_k 为管桩桩身抗剪强度标准,按混凝土分项系数适当提高取 $\gamma_c = 1.4$,

因此管桩桩身抗剪强度设计值: $R_{hp} = Q_k / \gamma_c \dots\dots\dots (7)$

2. 管桩桩身抗剪试验

在查阅国内资料后发现,有关管桩抗剪性能的试验还是个空白,通过到广东考察学习和资料收集,向当地有关方面专家—严志隆、王离等的请教和交流,并与华南理工大学工程力学试验室进行合作,对云南省生产的管桩进行桩身抗弯和抗剪试验,根据实际情况,

制定出管桩抗剪试验大纲如下:

(1)试验大纲:

①对做了抗弯试验的12m管桩,将受弯影响的中段截掉,用两端3.6m长的一段作为抗剪试件。管桩切割时,为避免产生裂缝和对预应力钢筋的影响,先在切断面靠端部段一侧用钢制箍带箍紧,再用截桩器截断;

采用剪跨比: 2.0D、1.5D、1.0D和0.7D,垂直向下加载方式,500 kN电子显示压力值手动千斤顶,加载精度0.1 kn;

③为防止桩断面变形和局部压力对管桩抗剪强度试验的影响,采取箍上钢制箍带,在加载环、钢制箍带与砧接触面垫胶带片进行试验,如下图1、2所示:

④最大加载取值:根据抗剪公式计算,初定试验管桩的抗剪强度为 170 kN,最大加载值为 $P_c = 340$ kN;

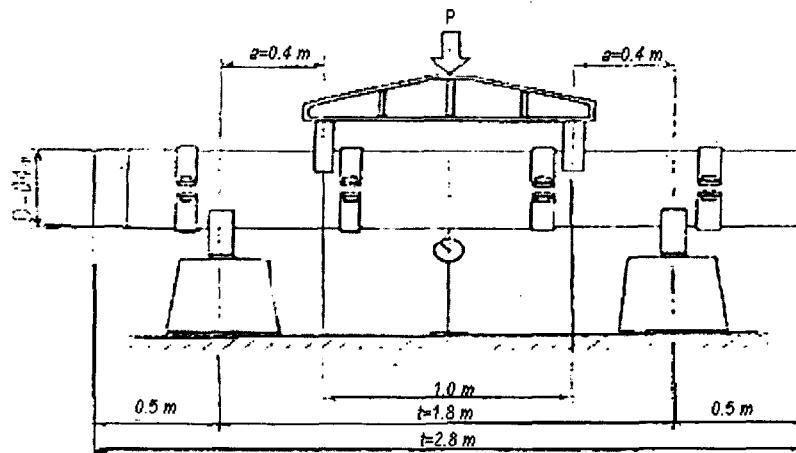


图1 桩管抗剪性能试验装置示意图

⑤ 加载程序:

第一步:按 P_c 的 20% 的级差由零加载至 P_c 的 60%, 每级荷载的持续时间不少于 3min, 观察是否有裂缝出现, 并测定和记录裂缝的宽度、长度变化情况;

第二步: 然后按 P_c 的 10% 的级差由零加载至 P_c 的 100%, 每级荷载的持续时间不少于 3min, 并测定和记录裂缝的宽度、长度变化情况;

第三步: 按 P_c 的 5% 的级差继续加载至极限状态的检验标志之一为止。每级荷载的持续时间不少于 3min; 测定并记录各项读数。

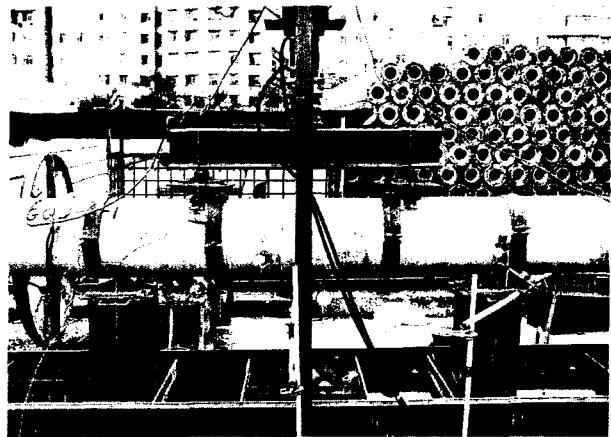


图2 桩管抗剪性能试验装置实物图

⑥ 出现下列任何一种情况即认为达到抗剪承载力极限状态:

- a) 受拉区混凝土裂缝宽度达到 1.5mm;
- b) 受剪区混凝土裂缝宽度达到 1.5mm;
- c) 受拉钢筋被拉断;
- d) 受压区混凝土破坏。

按以下公式计算管桩抗剪强度 Q_c :

$$Q_c = \frac{P_c}{2} \quad (7)$$

式中: Q_c — 抗剪承载力强度, kN;

P_c — 剪跨内混凝土产生斜拉裂缝时的荷载。

(2) 试验结果及结论:

试验结果:本次试验共对8个厂家的24根“PC-A400(80)”型号的管桩进行了抗剪试验。其中,剪跨比2.0D的1根、1.5D的1根、1.0D的15根、0.7D的7根,试验结果简单介绍如下:

a、2根剪跨比2.0D、1.5D:垂直初裂缝发生在管桩中部偏右侧,随后在左、右边依次出现二、三条垂直裂缝,未加载至极限破坏,无斜裂缝;

b、15根剪跨比1.0D:垂直初裂缝发生在管桩中部,随后在左、右边依次出现一~三条垂直裂缝,有5根试桩在垂直裂缝产生之后,沿铰支座和加力点出现“八”字形斜裂缝(对应剪力199~232 kN),有12根试桩未加载至极限破坏,有3根试桩加载至垂直裂缝宽度达到1.5 mm极限破坏。

c、7根剪跨比0.7D的试桩:有2根试桩初裂斜裂缝发生在左、右铰支座处(对应剪力202.4 kN、220 kN),随后逐渐连通,未加载至极限破坏;有2根试桩在加载极限范围无裂缝出现;有3根试桩垂直初裂缝发生在管桩中部,未加载至极限破坏。

结论:管桩受水平力和弯矩作用时,桩身的承载力由弯矩控制;

当剪跨比 $\geq 1.0D$ 时,桩身不产生剪切破坏斜裂缝;

对试验管桩“PC-A400(80)”按式(6)、(7)公式计算得: $R_{hp}=140\text{kN}$,远小于试验抗剪强度 Q_c ,表明管桩桩身抗剪强度按理论公式(6)、(7)计算是安全可靠的。

综合上述,笔者认为:

先张法预应力砼管桩在8度设防地区应用是安全可行的,其抗震设计与砼预制方桩或砼灌注桩相比较并没有桩身抗剪弱的问题;

鉴于目前管桩生产质量缺乏有效的监管,同时端板后套箍下的砼不易密实,与承台连接处易造成抗剪薄弱环节,在地震作用下,承台以下3~5m范围的管桩桩身处于复杂的三向应力状态,建议将与承台连接的填心砼加深3~5m,这样花钱不多,对抗震非常有利。

本文是在“规程”、“图集”编制组收集的资料和有关专家研究成果的基础上,结合作者自己主持的试验研究结果,总结、整理而成。借此机会,对文中所引用成果的各位专家、学者一并表示感谢。鉴于作者水平,文中定有谬误之处,希望本文起到抛砖引玉的作用,诚望广大专家来共同讨论,并对本文提出批评、指正。

参考文献

- [1] 《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) [S], 2002年4月1日实施。
- [2] 《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94) [S], 1995年7月1日实施。
- [3] 国家标准《先张法预应力砼管桩》(GB13476-1999) [S], 2001-02-01实施。
- [4] 国家建筑标准设计图集《预应力砼管桩》(建材行业 03SG409) [S]。
- [5] 阮起楠 著《预应力砼管桩》[M], 中国建材工业出版社, 2000年。
- [6] 日本工业标准 JIS A5337: 1995《先张法预应力离心砼管桩》[S]。

Contrastive Test And Research On The Horizontal Anti-earthquake Capacity Of Spun Concrete Piles

Guo Qing - wei
(Kunming Metallurgy College)

[Abstract] By taking the contrastive tests of single concrete piles horizontal dead load on some of prefab square concrete piles and spun Concrete Piles, Author havd made some of analysis and exploration to the horizontal carring capacity of spun Concrete Piles fondation and the anti-shearing force of spun concrete pile body in accordance with the national technical cods and standard,then it is concluded that spun concrete pile can be used safely in those areas where the level of anti-earthquake is 8 grade .finally,according to the basic principle of mechanics of materials, deducted the Japanes formula of spun concrete pile body anti-shearing force,and adjusted it to avail actual application in China.

[Key words] Pretentioned spun concrete pile; Formula of spun concrete pile shear; Contrastive test; Anti-shearing of spun concrete pile body;

第九届环境岩土工程与全球可持续发展国际研讨会 (9th INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNOLOGY AND GLOBAL SUSTAINABLE DEVELOPMENT)

第一号通知

由国际环境岩土工程协会 (ISEG) 主办, 香港大学和香港科技大学联合承办的第九届环境岩土工程与全球可持续发展国际研讨会将于 2008 年 6 月 1-4 日在香港举行。会议面向广大来自学术界、工业界和政府部门的研究人员、工程设计人员以及管理人员。

会议主题:

土体污染评价与监测; 地下水污染评价与监测; 环境现场评估: 实际活动与标准; 现场调查和野外取样; 环境污染修复技术; 垃圾填埋与处理; 污染物在土体和地下水中的运移; 土-水作用; 垃圾填埋场的设计与营运; 垃圾填埋场的后期维护与修复; 建筑与工地废料的利用; 材料的回收于再利用; 自然资源开采; 防灾减灾; 建筑噪音和振动的减缓; 城市重建; 可持续环境政策、战略和管理。

重要日期:

摘要提交截止日期: 2007 年 7 月 31 日

摘要接受通知: 2007 年 9 月 7 日

全文提交截止日期: 2008 年 1 月 25 日

会议最终日程安排: 2008 年 3 月 21 日

研讨会时间: 2008 年 6 月 1-4 日

摘要提交

摘要应控制在 500 字左右, 内容应包括研究背景、目的、方法和研究结果。除此之外, 所提交的摘要还要包括论文的标题、作者名称、作者单位、e-mail 和详细地址。请将摘要通过 email 提交到 yeungat@hku.hk。

其他详细信息请登录网站:

<http://www.iseg.giees.uncc.edu/events.cfm>

(摘自岩土工程学报)

浅析软土地基中埋地给排水管道的地基处理方法*

范南屏

(浙江省建设厅城市建设处 杭州 310025)

[摘要]通过总结软土地基的特点,从管道的主要失效模式展开,讨论埋地管道软土地基的地基处理方法,并综合考虑安全因素、施工因素和经济因素探讨管材的合理选用。

[关键词]软土地基;埋地管道;失效模式;地基处理;管材选择

管道系统在给水排水、能源输运等方面发挥着积极而重大的作用,被喻为城市的“生命线”。然而地下管道和任何基础设施一样会失效破坏。在整个运行期间,埋地管道承受着土体自重、交通负荷等外部荷载、工作压力和水击等内部荷载以及环境对其的影响作用。尤其是在软土地基中,地基不均匀固结沉降对埋地管道的受力变形极为不利。本文就软土地基中埋地管道的主要失效模式,软土地基埋设管道的地基处理方法以及合理选择管材三方面展开初步的探讨。

软土地基中埋地管道的失效模式

软土一般是指在静水或缓慢流水环境中沉积的、天然含水量大、可压缩性高、承载力低、透水性较差的一种粘性土。这种软土广泛分布于我国东南沿海和内陆地区。由于软土层的以上特性,在软土地基上敷设管道时,必须重视地基的变形和稳定性问题。一般情况下,埋地管道安装在道路的一侧,当管线软基压缩沉降时,管体上部受覆土及

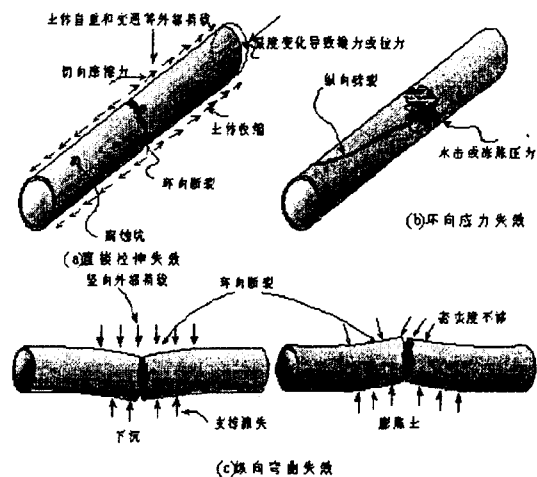


图1 管道失效几种主要类型

*收稿日期:2007年5月

车辆荷载或土体侧向位移的作用而产生纵向弯曲,致使管道失稳,在最薄弱处产生破裂而漏水,概括起来,埋地管道的失效破坏主要有图1几种类型[1]:

- ① 环向断裂:由于纵向应力引起,如1a、c,主要是由于切向摩擦力和纵向弯曲应力造成。
- ② 纵向断裂:主要是由于环向应力引起,如图1b,主要是由于内部工作压力造成。
- ③ 接头损坏:由于地面不均匀沉降造成刚性接口渗漏,温度引起的收缩导致接头拔出。在采用橡胶圈密封的承插口处,往往是橡胶圈被挤出;在采用打口方式的承插口处,接口易松脱发生漏水事故。
- ④ 在局部有大石块的管基或管渠交叉处,普通铸铁管或UPVC管易断裂。

埋地管道软基处理的方法

由于软土地基含水量大、可压缩性高、承载力低,在软土地区管道发生事故的主要原因是地基的不均匀沉降,因此管道对地基强度、稳定性及不均匀沉降有极为严格的要求,因此需要视情况对地基进行处理^[2-4]。

①素土垫层。素土垫层是先挖除基坑下的部分或全部软弱土,然后回填素土并分层夯实,对管径不大的管道基础常采用素土垫层。素土垫层的土料一般以粘性土为宜,填土必须在无水的管沟(基坑)中进行。夯实施工时,多层虚铺的厚度可参照灰土垫层的虚铺厚度。

②强夯法。强夯法处理地基具有效果显著、设备简单、施工方便、适用范围广、经济易行和节省材料等优点。在管道施工中,若遇管道自重大、对管道的安全要求高的情况,也可用强夯法来处理地基。采用这种加固法也存在一些问题,主要是施工时振动和噪音较大,对周围建筑物和环境带来不利影响,地下水位相对较高时不宜采用强夯法。

③灰土垫层。灰土垫层常被用于管道地基的处理。一般适用于处理1~4米厚的软弱土层。管道基础是条形基础,作用于地基上的力也比其他建筑物小,而且是基槽开挖后埋入地下,表面的软弱土一部分已被去掉,所以在管道施工中常用灰土(素土)垫层来处理软土地区管道地基,以提高承载能力,减少沉降。灰土垫层是将基础下面一定范围内的弱土层挖去,用一定体积比配合的灰土在最优含水量情况下分层回填夯实或压实。

④砂或砂石垫层。砂垫层和砂石垫层材料透水性大,软弱土层受压后垫层可作为良好的排水面,可以使基础下面的孔隙水压力迅速消散,加速垫层下软弱土层的固结和提高其强度,避免地基塑性破坏。因此软土地基处理常采用砂和砂石垫层。

管道敷设在回填土层若回填的时间较长(一般在三年以上),则其下卧软土层经预压排水固结后,完成了大部分沉降量,余值已在管道敷设的允许范围内,若管顶无重荷载(如管位在绿化带内),则管基可不作处理。管道敷设在新填路堤上由于沉降量大,宜用钢管,并对管基作相应处理,即路堤分层填筑并碾压压实后,再在路堤上开管槽,用换填法做管基,当槽底为淤泥时,用块石压淤,上用粗砂或石屑找平,分层夯实,处理厚度0.9m(块石层0.5m,石屑层0.4m)。

深层搅拌桩处理软基效果[5]较好,深层搅拌桩是利用水泥、石灰等材料作为固化剂,

通过特制的搅拌机,在地基深部就地将软土和水泥浆充分拌合后凝结成桩体,使土壤固结,以达到提高地基强度、改善其物理性质的一种加固方法。当水泥拌入软土中,遇到土中的水即发生水化和水解反应。水泥土搅拌桩除了具有设备简单、操作方便,加固过程中无振动、无噪音、无环境污染,加固费用低,对土体无侧向挤压,对邻近建筑物影响小,最大限度地利用了原土,与钢筋混凝土桩基相比,具有节省大量钢材、降低造价以及提高地基强度等优点。在沿海城市的滨海地带和现代沉积潮滩中都有饱和软土分布,深层搅拌法是一种值得推广的地基处理方法。但这种方法基础处理费用较大,工期长,应与采用钢管而避免作深层搅拌桩处理软基的方法进行技术经济比较后优选。

选择合理的管材

软土地基中较常用的几种管材为钢管、混凝土管、玻璃钢管和塑料管。在软基上安装管道,须慎用管材,因其关系到投资和工程质量,影响今后的安全运行和维修工作。选择合理的管材一般要考虑到以下一些因素。

①安全因素:

(1) 管材的强度(主要是抗压、抗拉强度和屈服强度),标志着管道抵抗外加荷载的能力的大小。管材的延伸率、冲击韧性表示管材抵抗变形能力和动力荷载能力的大小。它们都是管材安全性能的重要指标。另外随着时间和温度而改变的性能也十分重要。如钢管的腐蚀性,随着使用时间的增加,钢管遭到腐蚀,其强度和其他性能也随之降低;塑料管在长期荷载下的蠕变性和在高温高压下强度和模量的降低。由表1可见,抗拉强度从大到

供水管材机械性能比较

表1

性能	球管	钢管	灰口铸铁管	PCCP管	GRP管	UPVC管
抗拉强度(MPa)	≥420	≥400	≥150~260	≥140	≥250	≥48~50
屈服强度(MPa)	≥300	≥400	≥200~360	≥210	—	≥45
延伸率(%)	≥10	≥18	0	—	≥2	≥80
冲击值 (Kg·m/cm ²)	1.5~3.0	4.0	—	—	—	—

小依次为球管、钢管、GRP管、灰口铸铁管、PCCP管和UPVC管;延伸率从大到小依次为UPVC管、钢管、球管、GRP管、PCCP管和灰口铸铁管。

(2) 管材的接口形式:钢管多为焊接连接,大直径钢管现场焊接质量难以得到有效保证,施工易收到天气影响,且要对焊缝处作防腐处理。资料显示焊缝处一般为管道腐蚀最严重的部位。球管、PCCP管和GRP管采用滑入式橡胶圈柔性接口,密封性、抗渗抗漏性好,且承插式接口保证了管道必要的纵向收缩和接头的转动。UPVC管连接方式多样,有溶剂粘接、法兰连接和螺纹连接等。灰口铸铁管多为刚性接口,接头渗水漏水较多。

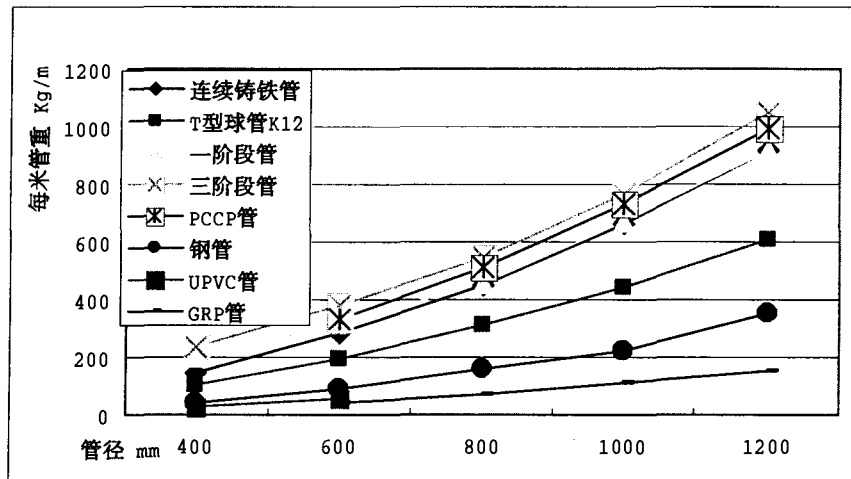
(3) 管材的抗震性能:文献[6]报导1999年台湾集集大地震中钢管、灰口铸铁管、预应力钢筋混凝土管、塑料管的破坏率分别为0.11%、0.45%、0.03%、68.4%,PCCP管线未

有发现破损情况。可见, 预应力管和钢管的抗震性能较好, 塑料管的破坏率是相当惊人的。2003年2月24日在我国新疆喀什地区巴楚县发生地震(6度左右), 震区大量采用UPVC塑料管作为输配水管道, 震后供水管网遭到严重破坏。日本阪神地区大地震中塑料管的破坏率是1.013处/Km, 灰口铸铁管为0.44处/Km, 球管为0.135处/Km, 钢管为0.084处/Km。以上资料表明抗震性能从高到底为PCCP管、预应力钢筋混凝土管(柔性接口)、钢管、球管、灰口铸铁管和塑料管。其中PCCP管、预应力钢筋混凝土管、钢管和球管的地震破坏率较小, 灰口铸铁管和塑料管的破坏率很大。

(4) 耐腐蚀性能: 铸铁管有着良好的耐腐蚀性能, 国外有据可查的铸铁管最长使用年限为336年, 国内上海市铺设的铸铁管使用年限也达156年。钢管耐腐蚀性能较差, 一般只用20年左右, 混凝土管、GRP管和塑料管的使用年限一般在50年以上。

②施工因素

(1) 管材的单位重量: 施工方面的难易很大程度上受到管材自身重量的影响。上述几种供水管材的密度如下: 球墨铸铁管的密度为 7.2 g/cm^3 , 预应力钢筋混凝土管和PCCP管的密度约为 3.0 g/cm^3 , 玻璃钢管的密度在 $1.6 \sim 2.0 \text{ g/cm}^3$ 之间, UPVC管的密度为 $1.35 \sim 1.46 \text{ g/cm}^3$ 。每米管重如图2所示, 最重的是三阶段管、PCCP管和一阶段管这些混凝土管, 其中三阶段管5m长管径1200mm时重达5.25吨, PCCP管5m长管径1600mm达12.2吨, 这些管对于运输工具、工地路况、施工的吊具均有特殊的要求, 由于管子较重, 施工强度较大, 影响施工速度; 其次是普通铸铁管, 它的重量仅比混凝土管轻, 现在基本上用性能更好的球铁管来代替; 钢管比球铁管轻, 比UPVC管和GRP管重; 从图中可见大直径的UPVC管(400mm~600mm)的重量和钢管重量相差不多, 这是因为大直径UPVC管一般管壁都较厚, 这也是大直径UPVC管价格不低的原因之一, 因此UPVC管在目前只有在小口径管材上也有较高的性价比; 质量最轻的是GRP管。



注: UPVC管的工作压力为1.0MPa, 钢管按壁厚为管径1/100时理论重量计算。

图2 供水管材每米管重比较

(2) 接口技术: 一阶段管、三阶段管、PCCP管和GRP管都采用滑入式橡胶圈柔性接口形式, 施工方便, 而且适应能力强。一方面, 连接只需要使用简单的工具, 并不需要特别的高难度技术, 不受雨、雪、气候和温度等的影响, 在任何条件下均可施工。另一方面, 由于接口具有柔性, 在遇到地形发生变化时, 埋在地下的管道沿轴线允许偏转一定角度, 故管线遇到小的弯度时, 可以不使用管件的情况下, 非常容易地调整。可以保证施工进度, 适应能力强。而灰口铸铁管质量重, 运输和施工都不便; 管材属于刚性接口, 需要石棉水泥填打, 劳动强度高, 工期长且受气候的干扰, 影响施工进度。钢管一般采用焊接连接, 但是大直径钢管现场焊接质量难以保证, 尤其是钢管底部较难焊接。另外焊接也会受到天气的影响, 焊接之后还需要专门的防腐处理。

③经济因素:

在任何设计中, 经济因素往往是一个首先需要考虑的问题。管道建设费用包括管道建设的一次性投入(如管材费用、施工费用、运杂费和防腐费)和日常运行维护费用。文献[7]给出上述几种参比管材的经济性比较, 虽然管材价格会随着时间、市场而变动, 但是其对总体趋势仍然有参考价值, 图3中数据显示大直径($DN \geq 800\text{mm}$)的一阶段管和PCCP管等混凝土管价格较低, 在球管和GRP管的 $1/2 \sim 2/3$ 倍之间。球管和GRP管价格较贵, 直径大于800以上, 价格上升趋势较快。UPVC管在大口径管材($500\text{mm} \sim 800\text{mm}$)时并不经济, 其价格高于球墨铸铁和GRP管。

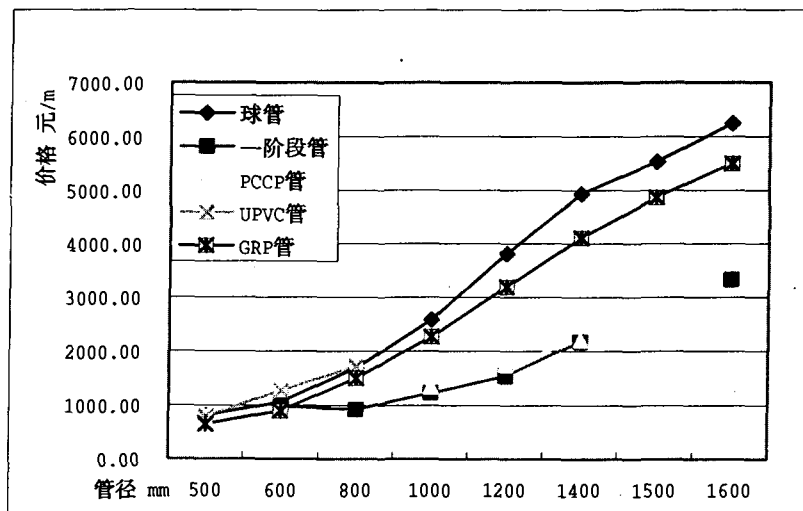


图3 管材价格比较表

目前主要用在供水工程中的管网主要有塑料管、球墨钢管、钢管、PCCP管、GRP管和预应力混凝土管。在小口径管($DN \leq 400\text{mm}$)的管材中普遍采用塑料管。在中口径($400\text{mm} \sim 1400\text{mm}$)之间钢管和球墨铸铁管应用较多, 尤其是球墨铸铁管, 其使用寿命大于钢管, 适于在腐蚀性土壤中应用, 是一种很有竞争力的管材。在大口径($DN \geq 1600\text{mm}$)时, PCCP管和预应力混凝土管具有价格低廉的优势, 钢管性能可靠, 但相对抗腐蚀要求高, 造价也高, 在经济允许和供水要求高的场合使用, GRP管也可以使用在大口径管材中, 质量轻,

水力性能优,但目前 GRP 管价偏高。在超大口径(3000mm 以上)一般使用混凝土管。

参考文献

- [1] Rajani, B. and Y. Kleiner, Comprehensive Review of Structural Deterioration of water mains: physically based Models[J]. Urban Water, 2001.3:151-164
- [2] 韩梅平.软土地基对给水管道的影晌及处理方法[J].中国给水排水, 2000,16(12): 49-51
- [3] 陈礼明, 吴淘等.不良地质条件下管道地基的处理[J]. 中国给水排水, 2004, 20(4): 87
- [4] 斐军.不良地质条件下管道基础处理与施工[J].科技情报开发与经济, 2003,13(2): 195-196
- [5] 贝会华, 夏明晶.深层搅拌法在大型管道工程地基处理中的应用[J].广东水利水电, 2003, 3:19-22
- [6] 肖绍雍.地震对城市供水管网的破坏情况分析.中国给水排水[J].2004, 20(1):34-35
- [7] 彭东升.大口径饮用水输配水管道管材的选择.兰州铁道学院学报(自然科学版).2002, 19(1):99-102

“2007 上海国际隧道工程研讨会”论文集征文

经上海市科协批准,上海市土木工程学会、上海隧道工程股份有限公司定于 2007 年 11 月 9 日~11 日在上海举办“2007 上海国际隧道工程研讨会”,大会主题为“地下工程施工与风险防范技术。”

为了体现“2007 上海国际隧道工程研讨会”的高质量、高标准,大会将出版《地下工程施工与风险防范技术文集》。组委会诚挚地邀请您参加大会,现特向您征文邀稿!文集主要内容如下:

1) 地下工程施工与风险防范技术; 2) 典型风险工程的施工经验介绍; 3) 工程地质灾害预报和防治措施; 4) 长距离、大直径隧道设计与施工技术; 5) 轨道交通工程的设计、施工技术; 6) 超深基坑设计与施工实践; 7) 盾构隧道掘进机设计、制造、施工技术; 8) 沉管法、顶管法隧道工程的设计、施工; 9) 与隧道及地下工程同步发展的新设备、新材料、新工艺、新理论; 10) 隧道工程施工质量的控制、管理和检测技术; 11) 国内外盾构与隧道工程先进技术介绍。

文集由同济大学出版社出版。要求征文内容真实、技术性强、理论研究方法正确、文字简练(5000~8000 字),突出工程应用技术;论文刊登不收评审费、版面费。

征文回执表(下载)请于 2007 年 3 月 31 日前寄到大会筹备组。论文全文打印稿 2 份附电子文档(光盘)于 2007 年 6 月 20 日前寄到:

上海市虹漕南路 155 号 5 楼

邮编: 200233 “2007 上海国际隧道工程研讨会”筹备组 收

饱和水砂质粉土地层中浅埋隧道 暗挖施工技术*

黄芳林

白丽

(铁道部第四勘察设计院杭州分院 杭州 310017) (杭州市市政公用建设开发公司 杭州 310000)

[摘要] 杭州市庆春路/新华路地道工程采用浅埋暗挖法进行施工, 该工程“周边环境复杂、施工场地狭窄、技术难度大、施工组织困难、安全风险大”, 是杭州地下工程中最难、最复杂的项目之一。本文就本工程暗挖穿越庆春路、新华路及马市街路面综合施工技术进行总结、丰富施工技术, 为类似工程施工提供借鉴。

[关键词] 饱和水; 砂质粉土; 浅埋暗挖; 施工技术

工程概况

杭州市庆春路/新华路地道工程位于杭州市庆春路与新华路交叉口。

地质条件

隧道顶部覆土层: 主要为杂填土及素填土层、砂质粉土层。该地层土体较疏松, 自稳性较差; 受地表水补给, 地下水位在地表下 2.0m 左右。

隧道洞身穿越土层: 主要为砂质粉土夹粉砂, 弱透水性, 中密状为主, 薄层状构造, 下部多夹粉砂、细砂薄层。土体渗透性相对较好, 在 $10^{-4} \sim 10^{-3} \text{cm/s}$ 数量级左右, 土层饱水情况下, 扰动易液化, 另外若出现流砂、管涌均会造成开挖面失稳。

隧道下卧层: 主要为砂质粉土层。

施工技术

1. 施工方案

在本段暗挖隧道的两侧施作旋喷桩和深孔地表注浆止水帷幕与两端明挖基坑的围护结构连接, 形成封闭结构, 截断隧道内的地下水补给; 在隧道的外侧和旋喷桩止水帷幕之间施作地表管井, 以降低隧道内的水位, 保证①、③部的无水开挖; 隧道采用 $\phi 108$ 大管棚

* 收稿日期: 2007年4月

超前预支护及小导管超前注浆预加固、“CRD”工法施工。为控制隧道开挖时建筑物的不均匀沉降,采取动态跟踪控沉注浆的辅助技术措施。

2. 主要施工方法及技术措施

(1) 地面深井降水

根据工程地质及水文地质情况,采用全自流深管井进行降水。管井开孔为 $\phi 600$,井管采用专用全滤管井管,管径外径 $\phi 300$,内径不少于 $\phi 120$ 。管井共计42口,平均深度20m,井底深入粉质粘土层2m,在隧道两侧成单排布置,井点间距4~10m,随地表及地下构筑物情况适当调整。

(2) 管棚施工

暗挖隧道施工中,超前大管棚预支护是控制隧道沉降、防止坍塌常用的、有效的方法。由于本隧道处于人流量相对集中而施工场地狭窄的地方,为防止塌方,整个隧道采用 $\Phi 108$ 大管棚,而且在地表沿隧道走向铺设16mm厚的钢板。

(3) 超前预加固地层

为确保暗挖隧道,特别是庆春路主通道的安全,对暗挖隧道段采用全断面预注浆(TSS管)通过。并经过多次施工总结,超前预注浆施工方法调整为:

a. ①、③部采用水平及周边预注浆,每段水平预注浆段长度按5m考虑,开挖长度2.5m,每次预留止浆岩墙厚度也是2.5m;周边注浆管管长5m。注浆孔布置图见下图1、2。

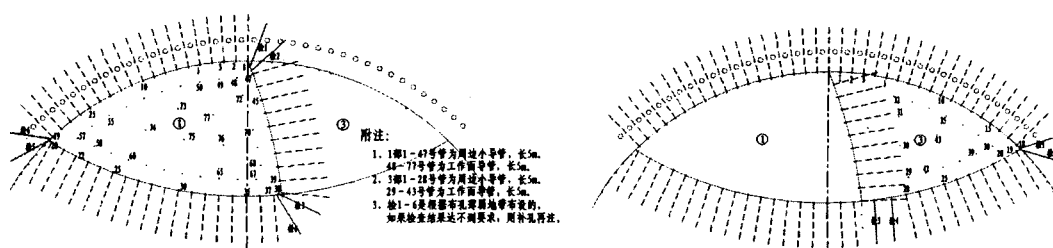


图1 注浆孔布置图

图2 注浆孔布置图

b. ②、④、⑤、⑥部采用垂直预注浆,即当①、③部开挖进去后通过①、③底部分别对②、④部工作面进行预注浆,同样当②、④部开挖进去后通过②、④底部分别对⑤、⑥部工作面进行预注浆。这样利用垂直成孔的方法可避免水砂的流失,并且有效的防止了②、④、⑤、⑥部开挖时掌子面的坍塌。根据中、下断面的操作空间,垂直管采用长3.5m的小导管,垂直注浆孔布置见下图3。

c. ②、④、⑤、⑥部开挖时,周边预注浆采用5m长的周边小导管,具体布置见图4。

(4) CRD工法施工

浅埋暗挖隧道施工是采用CRD工法,其施工工序见图5。即首先开挖①部,在①部开挖2.5m以上后开挖②部,依次顺序③、④、⑤、⑥部。在开挖时,各部每次进尺0.5(当遇到雨污水管道或综合管线时各部每次进尺调整为0.25m),在土体挖除后,立即进行格栅

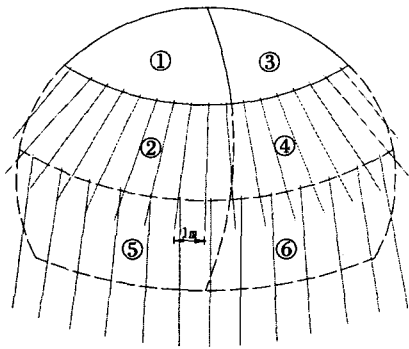


图3 垂直注浆孔布置图(横断面)

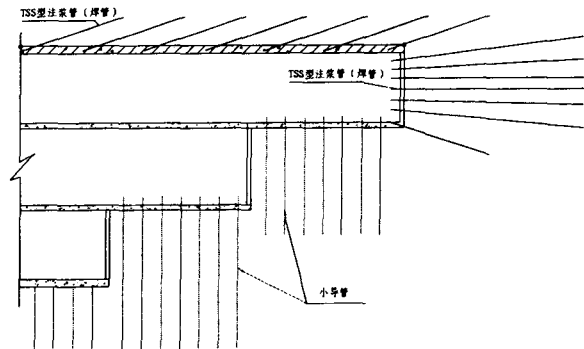


图4 垂直注浆孔布置图(纵断面)

钢架、C20 钢纤维喷射砼的初期支护施工,使土体在初期支护情况下稳定。施工中将格栅与夯管焊接在一起,对控制拱顶沉降效果尤为明显。

在具体施工中,严格控制循环进尺,每步的台阶开挖步距控制在 2.5~4m,并根据每步掌子面地层的自稳情况随时调整台阶,做到快封闭,早成环。

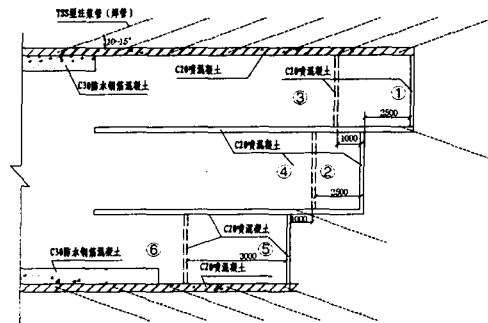
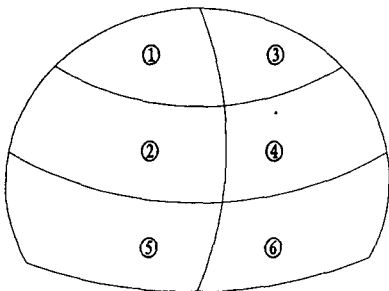


图5 暗挖隧道CRD施工工序示意图

(5) 洞内轻型井点降水施工

地表深管井降水预期的目标是使地下水位降低到②、④部仰拱以下,为避免⑤、⑥部开挖时可能存在有注浆盲区而造成局部涌砂,对⑤、⑥部进行洞内轻型井点降水。为确保施工安全,在②、⑤部进行洞内分段封闭轻型井点真空降水,施工中②、⑤部先行,④、⑥部错开台阶跟进,确保快速无水施工,有效的控制了沉降。该段开挖支护完毕后,拆除井点并插管注浆封闭。

滤管长 1.5m,井点管深度为台阶高度加 2.0m,井点管分布在距边墙 0.6~0.8m 处,间距 1.0m,在上台阶分布设,井点布置见图 6。

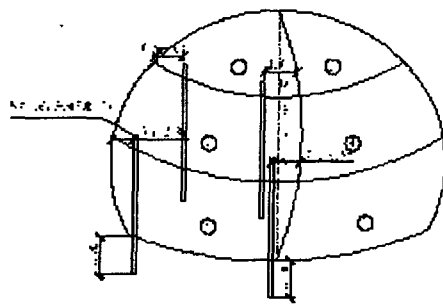


图6 洞内轻型井点布置图

(6) 初期支护背后回填注浆

及时进行背后回填注浆, 充填初期支护和土层之间的空隙, 加速土层的稳定, 可有效控制地面的沉降。注浆管采用 $\phi 32 \times 3.25$ 钢管, 管长 0.6m, 纵向间距 3m, 注浆管在钢架安装时预埋, 局部注浆效果不明显的在初期支护完成后用风钻引孔打入。浆液采用水泥浆, 水灰比为 0.8: 1~1: 1, 注浆压力 0.4~0.6MPa。

(7) 施工监控量测

施工监控量测是施工的关键环节, 在开挖过程中要做好各项监测工作, 特别是做好净空收敛量测、拱顶下沉量测、围岩压力及初支拱架应力量测、地表沉降与土层位移量测, 以及地下水位、管线与周边临近建筑物沉降监测等。对监测的结果及时进行数据分析和信息反馈, 以便于指导施工, 并随时对辅助工法进行调整和优化, 确保施工中一旦有异常情况及时发现和解决处理。

结论与建议

在饱和水砂质粉土地层中修建超浅埋城市暗挖隧道技术的解决与成功运用, 在杭州乃至全国都意味着对浅埋暗挖工法在饱和水砂质粉土层中的又一次重大突破。对杭州地铁的建设、地下空间的开发都有重要的指导意义, 也为类似工程施工提供借鉴。通过本工程的成功实施, 我们认为在饱和水砂质粉土地层中修建浅埋暗挖隧道时决定其是否能够成功实施的关键有如下三点: (1) 大管棚施工, 支撑了①、②部拱顶土体, 防止地表产生坍塌; (2) 注浆, 挤密和固化了粉砂土地层, 使得地层密实度得到提高, 并降低了粉砂土地层的含水量; (3) “深管井降水为主, 洞内轻型井点降水为辅”的技术措施, 降低了地下水位和土体的含水量, 避免了流砂和管涌, 增强了土体的自稳性。



高压摆喷桩在地下连续墙施工中的应用*

袁文忠 常小林 管智福
(浙江省大成建设集团有限公司 杭州 310012)

[摘要] 介绍了在临近重要建筑物的地下连续墙的施工中采用高压摆喷桩对建筑物的基础及地下连续墙槽壁土体的加固起到很好的效果,详细的说明了高压摆喷桩的施工原理及注意事项。

[关键词] 高压摆喷桩;地下连续墙;临近建筑物

地下连续墙(diaphragm wall panel trench, slurry trench, slurry wall, continuous diaphragm wall, cut-off wall)开挖技术起源于欧洲,20世纪50~60年代该项技术在西方发达国家及前苏联得到推广,成为地下工程和深基础施工中有效的技术。经过几十年的发展,地下连续墙技术已经相当成熟,目前我国已作为一种比较成熟的施工工艺被广泛使用。本文是据杭州市商业银行地下连续墙工程实例谈谈高压摆喷桩在地下连续墙施工中的应用。

工程概况

(1) 杭州市商业银行营业及办公用房项目为杭州市重点工程,位于杭州市下城区建国北路与庆春东路交叉口的东北侧,东面紧邻正在挖土施工的杭州银坐大厦工地,北面紧邻待拆迁的旧房和一幢六层居民楼,东北面为杭州金龙集团公司和潮鸣苑小区。

(2) 拟建场地地貌为杭州钱塘江冲海积沉平原,该工程主楼地上31层地下三层,最大高度129.4米,基坑设计开挖深度为14.55—17.6米,地下连续墙总延长米332.4米,墙厚0.8米,有关土层指标简单如下:

①杂填土 层厚2.60—5.00m。

②粘质粉土夹砂质粉土: 湿 稍密—中密 层厚0.90—3.00m。

* 收稿日期:2007年5月

- ③砂质粉土： 湿 中密 层厚 2.90m。
④淤泥质粉质粘土： 饱和 流塑 层厚 1.20—10.00 m。
⑤粉质粘土： 饱和 可塑 层厚 0.88—10.00m。

基坑特点

根据地质资料,本场地表层填土较厚且有较深的砂性土层,此种土层在成槽时大面积暴露极易塌方,此外成槽施工及钢筋网片吊放等施工过程中的附加荷载对槽壁稳定非常不利,为确保槽壁稳定,保证地下连续墙的质量和基坑安全,在地下连续墙施工前采用水泥搅拌桩加固槽壁土体,搅拌桩采用单排 $\phi 00@400$,水泥掺量 10%,水灰比 0.5—0.6,水泥采用 32.5 普硅水泥,桩长 9 米;北面邻近六层居民楼采用 5 米长的沉管灌注桩基础,距基坑边仅 1.0—1.85 米,为确保居民楼的安全,经业主方、设计方、监理方、施工方多次研究,确定对该建筑物进行高压摆喷桩加固处理,一方面使成槽时建筑物的附加荷载通过摆喷桩直接传至其加固体底端,使其对地下连续墙槽壁的影响转移,另一方面因该建筑物距离地下连续墙体非常近,摆喷桩也起到了对地下连续墙槽壁土体的加固作用。

高压摆喷桩施工

(1)施工特点

摆喷工艺是上世纪 70 年代开发的一种新型地基加固技术,迄今已得到广泛应用。高压喷射法就是利用工程钻机钻孔至设计处理的深度后,用高压泥浆泵,通过安装在钻杆(喷杆)杆端置于孔底的特殊喷嘴,以 35MPa 左右的高压流向周围土体高压喷射固化浆液,冲击破坏土地结构,土粒便从土体中剥落下来。一部分细小的土粒随着浆液冒出水面,其余土粒在喷射的冲击力、离心力、重力等的作用下,与浆液搅拌混合,并按一定的浆土比例和质量大小有规律的重新排列。浆液凝固后,便在土中形成一个固结体。固结体的形状和喷射流移动方向有关,一般分为旋转喷射和定向喷射两种形式,旋喷桩主要用于加固地基,提高地基的抗剪强度,改善地基土的变形性能,使其在上部结构荷载作用下,不至破坏或产生过大的变形;定喷固结体呈壁状,摆喷形成厚度较大的扇状固结体。本工程采用摆喷(定向喷射),摆喷时喷嘴一面喷射一面摆转和提升,固结体按摆转角度成圆弧柱状。该工艺主要用于加固地基,也可以组成闭合的帷幕,用于截阻地下水流和治理流砂。本工程采用三重管高压摆喷桩施工工艺。

(2)施工工艺及原理

三重管喷射注浆法(Jet Grouting),在我国又称为“三重管旋喷桩”,是在地基加固方法中,有一种历史悠久的静压化学或水泥注浆法(Injection),它是将不同性质的硬化剂(化

学药品或水泥),用压力注入地基中,用以改良土的性质。这种方法主要适用于砂类土,也可应用于粘性土。但是,在很多情况下,由于土层和土性的关系,其加固效果常不为人们所控制,尤其是在沉积的分层地基和夹层多的地基中,注入剂往往沿着层面流动;在细颗粒的土中,注入剂难以渗透到颗粒的孔隙中。三管高喷法用压缩空气包裹高压喷射水流冲击破坏搅动土体,同时用低压灌浆泵灌入浆液,浆液被高压水、气射流卷吸带入,同时与被搅动土体混合形成固结体。

工艺流程:布孔→造孔→下喷管→喷射→摆喷提升→成桩→回灌→终孔

施工工艺:

- ①地质钻机钻孔:利用地质钻机,在桩位中心钻一个直径 $\phi 50$ 的孔,以利插管。
- ②摆喷钻机就位:将摆喷钻机安装在设计的孔位上,使钻头对准孔位中心,同时做好水平校正,确保桩身的垂直度。
- ③插管:在已钻成的 $\phi 50$ 的孔内插入 $\phi 10$ 三重管及喷头,插管过程中要求控制好角度和清水泵压力,一般不超过 2MPa 。严禁在插管过程中扰动不摆喷的土体。
- ④摆喷作业:当沉管至设计标高后,进行由下向上的喷射作业,喷射时注浆流量、风量、压力、旋转角度、提升速度等参数应符合要求,并随时做好记录,直至设计桩顶标高。
- ⑤拔管冲洗:当摆喷到达设计标高时,摆喷即告结束,摆喷完毕后,在喷射孔内充填灌浆,连续回灌至浆液不再下沉为止。将注浆管拔出出口,并对注浆泵、注浆管、钻杆等在地面上进行冲水清洗,为下一根桩施工做好准备。
- ⑥移动钻机:把钻机移到新孔位上,准备下一根桩的施工。

加固原理与加固方法:

由钻机操作特殊的三重喷射管,喷射管端部由三个喷嘴,分别喷射高压水,压缩空气和水泥浆。由高压水和压缩空气形成的 35MPa 左右的圆筒状喷射流用以切削土体,由另一喷嘴喷出之水泥浆与被切割的土混合,形成水泥、土混合体,达到加固土的目的。由于由钻机操作的喷射管边喷射,边旋转,边提升,从而形成具有较高强度的柱状水泥土加固体,称之为旋喷桩。如果边喷射边提升而不旋转,则在土层中片状的范围内实现水泥与土的混合。三重管喷射注浆法加固地基分成两个阶段,第一阶段为成孔阶段,即采用普通的(或专用的)钻机,驱动密封良好的喷射管和带有横向喷嘴的特制喷射头进行成孔。成孔时采用水冲的方法,使喷射头达到预定的深度。第二阶段为喷射加固阶段,即用高压水,水泥浆(或加入其它外掺剂)以及压缩空气,通过喷射管由喷射头上的横向喷嘴向土中喷射。与此同时,钻杆一边旋转,一边向上提升使水泥浆与土混合。

主要施工机具

三重管喷射注浆法施工的主要机具有以下几种:

1. 高压泵

高压泵为柱塞式高压清水泵。高压泵的压力通常要求能在 15.0MPa 以上。一个良好的高压泵应能在高压下持续工作,设备的主体结构和密封系统应有良好的耐久性。

2. 泥浆泵

泥浆泵用在三重管旋喷中输送水泥浆之用。实际使用压力控制在 200Pa 左右,根据使用情况来看,由于水泥浆对机械和密封系统均易产生磨损,致使泥浆因此而不能顺利吸入与排出。因此,对泥浆泵的维护和检修是十分必要的。

3. 空压机

采用的有 6m³/min、9m³/min、柴油空压机或电动空压机,工作压力为 70Pa,旋喷中当保持管线中压力为 40~55Pa 时,空气实际排量为 1m³/min 左右。

4. 钻机

喷射注浆法采用的钻机,通常不是专门特制的,而是对一般勘探用钻机,根据喷射工艺的要求(提升速度和旋转速度)加以适当改制。但钻机的灵活性及功能对喷射注浆法的施工水平起着重要使用。为了适于喷射注浆法施工的要求,冶金工业部建筑研究总院已开发了专用的旋喷钻机。日本、德国、意大利等国一些专业施工公司,均开发采用各具特色的旋喷钻机。

5. 其他机具

(1)喷射管:三重管法的喷射管要同时输送水、压缩空气和水泥浆,而这三种介质均有不同的压力,因此,喷射管必须保持不漏、不串、不堵,加工精度严格,否则将难以保证施工质量。

(2)其他仪表:施工质量管理在喷射注浆法中是至关重要的。过去多采用人工读数记录方法。工程实践表明,采用各种相应的仪表进行控制和记录是十分必要的。其中主要有记录泵的压力、液量和空压机的送风量,记录压缩空气量的为玻璃转子流量计。

施工中注意事项

1. 施工前,在高压摆喷桩桩位轴线处挖一条沟槽(宽宏 0.5、深 0.4m),便于处理表层障碍物,保证桩位的正确性。

2. 高压摆喷桩施工轴线离地下连续墙边线距离取 20cm—30cm 为宜,在施工过程中不得随意进行较大幅度移位,严禁向地上连续墙方向移位,以免影响以后的地下连续墙成槽施工。

3. 在施工轴线上按设计孔距顺序排定孔位并经木桩固定、编好孔号、检查验收后,钻机就位开始造孔(垂直度偏向基坑外不超过 5%)。

4. 钻进要准确确定各层深度,终孔经检查合格后才可钻进下个孔。

5. 喷管要先作地面水气试喷，在各项工艺参数符合和确定好喷射方向、摆动角度后，方可边送浆边下管，待下到设计要求深度后再开喷。

6. 喷射过程中必须时刻检查注浆的流量、风量、压力、旋转角度、提升速度等参数是否符合要求，并做好记录。遇到下列情况及时采取措施：若有漏浆，应停止提升，加快摆速，待冒浆正常后继续喷射提升，直至设计桩顶标高。

7. 施工过程中接钻杆或遇故障停顿后，再次恢复喷射时喷管下放应重叠 50cm 以上，以保证桩身的完整。喷射结束，随即在喷射孔内充填灌浆，连续灌至浆液不再下沉为止。

施工参数如下

参数名称	参数要求	参数单位
高压清水压力	》	MPa
空气压力	》	MPa
灰浆压力	》	MPa
摆速	4—6	次/min
提升速度	10	Cm/min
水灰比	0.6	
转速	10	r/min
超喷	50	cm
水泥用量	600	Kg/m
喷射角度	150	°

设计桩径 1500mm，桩间搭接 300 mm，设计总桩数 42 根。

加固质量及效果检验

三重管喷射注浆法效果检验主要有：

1. 开挖检查待凝固一周后进行开挖，将固结体露出，检查固结体的直径，并现场取样到室内加工成标准试块，检查各龄期桩体的单轴抗压强度，变形特性以及水泥含量等。试块制作按 7×7×7cm 立方体作抗压强度试验。当用作单轴及三轴抗压强度、抗拉强度时需按试验要求制作试块。

2. 冒浆体试块试验取施工过程中的冒浆体，做成试块，试验其特性。此项试验可以用作判断强度的参考。所取的冒浆应取喷射后期，即水泥与土混合的状态已接近地下实际混合状态的冒浆。

3. 钻孔取芯 检查桩体的均匀性，并可检验其强度。由于受到水泥土的强度不高和桩径垂直度的影响，取芯工作必须十分仔细才能取得好的效果。

4.在地下连续墙槽壁处钻孔以检查桩径的垂直度。

本工程历时一个月,完成高压摆喷桩42根,喷射延长米378米,施工中对六层居民楼进行了沉降监测,监测结果(最大沉降10mm,基本稳定在5mm左右)及各种实验结果均显示本次高压摆喷桩加固工作非常成功,既起到了对临近建筑物的基础加固作用又起到了地下连续墙的槽壁土体的加固的作用。

体会

(1)本工程以地下连续墙施工为主,北侧墙体临近居民楼采用高压摆喷桩加固居民楼基础并同时加固地下连续墙槽壁土体,实践证明这一加固措施取得预期效果,并验收合格。

(2)高压摆喷桩的的施工速度及次序应严格控制,确保成桩过程中临近建筑物的正常使用。

(3)高压摆喷桩的施工中应十分严格地控制摆喷角度及成桩的垂直度,确保所喷浆液不影响地下连续墙的施工。

(4)三重管喷射注浆法是一种具有特殊功能的地基加固方法。在许多工程实例中,往往与包括桩基及其它地基处理方法相比,喷射注浆法是一种最优的选择,有些情况则是唯一选择。因此它是一种新的、具有很强生命力的地基加固技术。

参考文献:

- [1] 王杰.《土注浆理论与工程实例》,[M].科学出版社.2001.4
- [2] 叶观宝.《地基加固新技术》,[M].机械工业出版社.2004.1
- [3] 丁宪良、刘粤.《地基与基础工程施工》,[M].中国地质大学出版社.2005.6
- [4] 龚晓南.《地基处理手册》,[M].中国建筑工业出版社.2000.8
- [5] 李相然、赵春富、张绍河.《地下与基础工程防渗加固技术》,[M].中国建筑工业出版社.2005.8
- [6] 北京土木建筑学会.《地基与基础工程》,[M].经济科学出版社.2005.6

浅谈泥浆在地下连续墙成槽施工中的应用*

袁文忠 管智福 董建忠

(浙江省大成建设集团有限公司 杭州 310012)

[摘要]: 为保证地下连续墙槽壁在施工过程中的稳定和工程质量, 泥浆护壁技术得到了广泛的应用和推广. 在基于对地下连续墙槽壁稳定影响因素分析基础上, 对如何合理确定泥浆指标予以了讨论, 在工程实践中可予以应用.

[关键词]: 地下连续墙; 槽壁稳定; 泥浆护壁

前言

泥浆在地下连续墙的成槽过程中起着非常关键的作用, 在许多工程中, 由于不重视成槽泥浆的重要性, 往往使工程出现局部塌陷, 墙身大面积露筋, 接缝夹泥夹渣, 接缝漏水, 墙身混凝土局部疏松, 甚至墙身穿孔影响基坑的开挖, 严重影响了工程的质量, 要修复这些缺陷, 将会造成大量的人力, 物力浪费, 使工程成本增加, 效益降低. 本文就泥浆的重要性着手, 通过介绍泥浆的性能, 护壁原理及配制来阐述泥浆在成槽过程中的重要性.

成槽泥浆的护壁原理

1) 由于槽孔内浆面高于地下水水位高程, 浆液的密度大于水的密度, 在浆液的静水压力作用下, 泥浆渗入较松散的孔壁土体孔隙中, 成为静止的凝胶; 固定了土颗粒的位置, 在槽壁面附近形成了不太规则的垂直方向稳定的土层.

2) 形成不透水的“泥皮”, 槽壁上的凝胶层由逐渐固结在一起的膨润土或粘土颗粒形成泥皮, 并牢固紧密地贴在槽壁面的土体上, 形成“泥皮”, 达到防止浆液漏失, 阻隔地下水渗入到槽孔内的作用.

3) 浆液散液压力平衡着地层的土压力和孔隙水压力, 并通过泥皮, 对槽壁起支护作用. 使槽壁保持稳定不坍塌.

成槽泥浆的功能及性能

1、成槽泥浆的功能

- 1) 支持孔壁、防止坍塌或孔壁掉块;
- 2) 将槽段和地层分开, 防止两者之间水的流动;

* 收稿日期: 2007年5月

3) 悬浮、携带成槽过程中产生的泥碴和泥砂;

4) 利用形成的泥皮, 较长时间保持孔壁稳定。

此外泥浆还具有冷却, 润滑机具的作用, 在冲洗机具的同时还可以冷却机具。

2、成槽泥浆的性能

(1) 泥浆的密度

泥浆密度是一项极为重要的指标, 必须严格控制。泥浆密度宜每两小时测定一次。一般新制备的泥浆的密度应小于 1.05g/cm^3 , 成槽结束后, 槽内泥浆的密度不大于 1.15g/cm^3 , 槽底部泥浆的密度不大于 1.25g/cm^3 。泥浆密度过大, 不但影响混凝土的浇筑, 而且由于其流动性差而泥浆循环设备的功率消耗亦大。

(2) 泥浆的粘度

泥浆要有一定的粘度, 才可确保槽壁的稳定。泥浆流动时, 由于土颗粒的存在, 各层面之间产生摩擦力, 土和土之间, 土水之间。泥浆浓度越大, 阻力也大, 粘度就大, 泥浆搅拌时间长, 土颗粒分散度好, 水化作用好, 粘度就大。不同的土质对粘度有不同的要求。

泥浆在循环状态下的粘度要求

表 1

土质分类	漏斗粘度/s
含砂粉土层	25-30
砂质粘土层	25-30
砂质粉土层	27-34
砂层	30-38
砂砾层	35-44

(3) 泥浆的含砂量

指泥浆中不能通过 200 目筛网的砂子占泥浆体积的百分数。

(4) 泥浆失水量和泥皮厚度

泥浆在沟槽内受压力差的作用, 泥浆中的部分水会渗入土层, 这种现象叫泥浆失水, 渗失水的数量叫失水量。在泥浆失水时, 于槽壁上形成一层固体颗粒的胶结物叫泥皮。泥浆失水量小, 泥皮薄而致密, 有利于稳定槽壁。

(5) 泥浆的 pH 值

泥浆 pH 值表示泥浆酸碱性的程度, 膨润土泥浆呈弱碱性, pH 值一般为 8~9.5, 当泥浆的 pH 值 > 11, 泥浆就会产生分层现象, 失去护壁功能。

(6) 泥浆胶体率和稳定性

泥浆的胶体率是指泥浆中土颗粒沉淀的程度, 泥浆静止时, 颗粒大的, 水化不好的, 对水分子吸收力小的颗粒易下沉, 从泥浆中析出, 失水量增大, 引起槽壁坍塌, 胶体率差, 也说明稳定性不好。

泥浆的稳定性又称沉降稳定性, 是衡量在地心吸力作用下, 是否容易下沉的性质。若下沉速度很小, 甚至可略而不计, 则称此种分散系具有沉降稳定性。

(7) 泥浆的静切力和触变性

泥浆胶粒和水的相互作用, 在静置状态, 形成网状结构。要使它流动必须施加外力, 当这种力克服了泥浆内部的磨擦阻力时, 泥浆就会从静置状态开始流动。促使泥浆流动所需要的最低极限的单位面积的力, 为静切力。

对泥浆进行搅拌, 其结构破坏, 泥浆发生流动。搅拌停止, 泥浆恢复其网状结构。而且变稠。难于流动。这种性质称为泥浆的触变性。泥浆静切力就是对泥浆触变性的量化反映。泥浆触变性对成槽施工具有重要的意义。①可以悬浮细小颗粒, 减少沉淀。②当泥浆渗流进土体孔隙时, 使土颗粒相互粘连起来, 从而增加土的内聚力, 起到加强护壁作用。

成槽泥浆的制备

1、材料的选择

泥浆应具有一定的造膜性、理化稳定性、流动性和适当的密度，护壁的泥浆种类通常有膨润土泥浆、聚合物泥浆、CMC 泥浆和盐水泥浆等。选择泥浆既要考虑其使用功能，又要考虑其经济性，材料选择应因地制宜。目前，在地下连续墙的施工中大量使用的是膨润土泥浆，膨润土泥浆的主要成分有：膨润土、水及外加剂。

膨润土是一种颗粒状，遇水显著膨胀，粘性和可塑性都很大的特殊粘土。因各地膨润土性质不同，使用前应分析其化学成分选择合适的膨润土。

水是泥浆制备的主要材料，一般选用自来水，当使用其他水源时应进行水质检验。

外加剂通常有分散剂、增粘剂、加重剂和防漏剂，其种类及功能见表 2：

外加剂种类及作用

表 2

种类	种类	作用
分散剂	1. Na_2CO_3	1. 防止盐类、水泥对泥浆污染 2. 泥浆再生 3. 防止槽壁坍塌 4. 提高泥水分离性能
	2. 木质素磺酸盐类	
	3. 复合磷酸盐类	
	4. 腐植酸类	
增粘剂	CMC	1. 防止槽壁坍塌 2. 保护膨润土的凝胶性能
加重剂	1. 重晶石 2. 珍珠岩 3. 方铅矿粉末	增加泥浆比重，提高槽壁稳定
防漏剂	锯末、稻草末、有机纤维素聚合物	防止泥浆在槽段中漏失

2、泥浆的制备

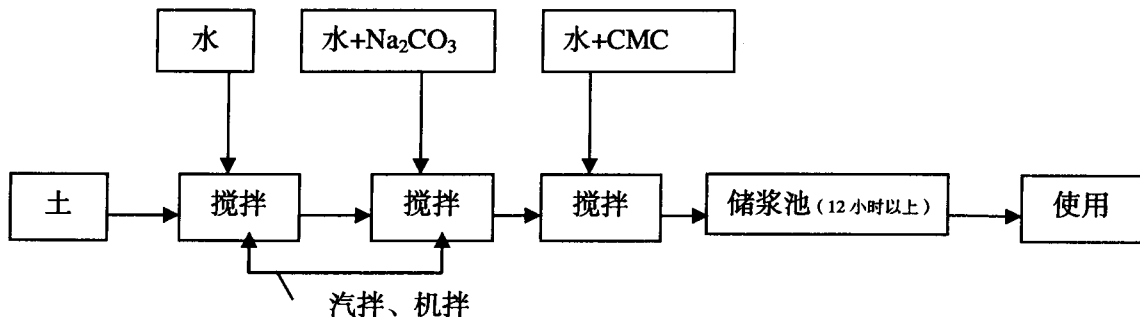
(1) 泥浆的基本配合比

泥浆的基本配合比

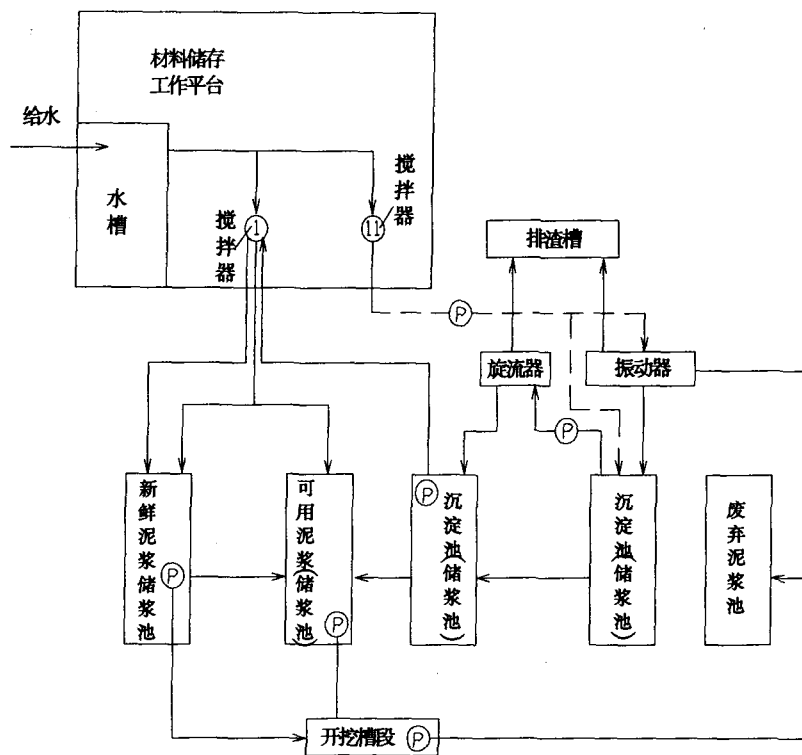
表 3

土质	膨润土 (%)	CMC (%)	Na_2CO_3 (%)
粘性土	6~8	0.00~0.02	0~0.5
砂	6~8	0.00~0.05	0~0.5
砂砾	8~12	0.05~0.10	0~0.5

(2) 泥浆的制备方法及基本流程图



泥浆的制备方法



泥浆制作基本流程图

①-泥浆搅拌机 ②-化学再生处理搅拌机 P-循环用泵

(3) 泥浆质量的控制指标

表 4

指标名称	新制备的泥浆	使用过的循环泥浆
密度	$<1.05 \text{ g/cm}^3$	$<1.20 \text{ g/cm}^3$
粘度	19s-21s	19s-25s
失水量	$<10\text{mL}/30\text{min}$	$<20\text{mL}/30\text{min}$
泥皮厚度	$<1\text{mm}$	$<2.5\text{mm}$
稳定性	100%	-
pH 值	8-9	<11

(4) 泥浆的调整方法

- I. 调整密度：①提高密度，使用加重剂。②降低密度，加水，但要注意其他指标恶化。再适当加入其他材料。
 - II. 粘度的调整：①提高粘度，加膨润土，加少量纯碱，再加 CMC。②降低粘度，加水。用好的新浆更换粘度高的泥浆。用硝基腐植酸钠盐或 FCL 处理。
 - III. 失水量调整：加分散剂 Na_2CO_3 ，若不起作用，再用硝基腐植酸钠盐处理。加 CMC 法。
- 3、调整静切力：①提高静切力，加膨润土法，加 NaCl (10%倍溶液) 或加入 0.1~0.6% 浓度为 10~15% 的 NaOH 溶液，加水玻璃。②降低静切力，加水，加硝基腐植酸钠盐，加纯碱。

泥浆的管理

1、成槽时,必须使泥浆液面高度高出地下水位1米以上,要经常注意泥浆流失,及时补浆。

2、泥浆要经常测量,并做好记录,量测时间分别为:成槽开始,开始供浆,在供浆池量测,成槽过程中在槽内量测,成槽结束后再量测,清底结束,泥浆置换后,在浇筑混凝土前等及时做好泥浆的量测工作,及时反馈泥浆信息,以便及时做好调整。

3、浇筑混凝土时,应回收泥浆,要求泥浆泵吸浆口最低位置要离导墙面1.0米以内,以保证混凝土浇筑时,槽内泥浆的压力。

4、回收泥浆时,应先送入沉淀池,再进行及时处理。再生处理过的泥浆不得直接送入供浆池。应与新拌制的泥浆混合后再使用。

5、底部3.0m(PH值过大)清底置换泥浆应废弃,可直接排入废浆池。

6、每天的泥浆使用量,泥浆回收量,泥浆处理量,废弃泥浆量,新拌制的泥浆量都要有相应的记录

7、建立健全有关泥浆生产、使用和质量管理的规章制度,配备测定泥浆性能的测试工具和仪器,建立健全泥浆质量控制体系,设置专职人员对泥浆全过程性能进行检查,发现问题及时处理。

体会及后序

1、体会

泥浆是一门学问,熟悉它,应用它,能得到满意的结果,在地下连续墙的施工过程中尤其要重视泥浆的质量,好的泥浆是成槽能否成功的关键,也是该地下连续墙工程能否顺利进行的前提,不重视,不熟悉,将会给施工带来很大的难度。

2、前景

随着现代城市建设的高速发展,地下空间的开发和利用越来越受到人们的重视,随之应运而生的深基坑施工技术也在不断的得到发展和完善。而地下连续墙做为深基坑围护结构形式,其施工技术也越来越被广泛地应用。理论的研究及工程的实践均表明:地下连续墙不仅能在施工阶段起到挡土,挡水和抗渗作用,而且在使用阶段可充分发挥其承载能力,减少基础底面地基附加应力其本身强度和周围地层的支承能力都得到充分利用,可有效地减少建筑物,构筑物的沉降。而泥浆却是地下连续墙工程的关键所在,所以说,好的泥浆是保证地下连续墙成槽的关键。随着施工技术及管理经验的不断创新和完善,泥浆的配置及使用工艺会日臻成熟,前景应当是一片看好。

参考文献

- [1] 张厚美.《地下连续墙泥浆槽壁稳定的三维分析》[J].土木工程学报,2000(2)
- [2] 刘建航.《基坑工程手册》[M].中国建筑工业出版社,1997(3)
- [3] 丛漪森.《地下连续墙的设计施工与应用》[M].中国水利水电出版社,2001(2)
- [4] 王钊,侍倩.《基础工程原理》[M].武汉大学出版社,2001(7)

论软硬相间地层桩基持力层的选择及 桩端土承载力特征值的确定*

彭平清 吕德顺
(浙江中鑫工程勘察有限公司)

[摘要] 本文采用明德林公式计算不同桩长、不同地层桩端平面以下不同深度的附加应力,对附加应力的分布和桩基破坏机制进行了分析说明,根据计算结果,附加应力最大部位位于桩端平面下一倍桩径范围内,对桩基承载力和变形影响主要取决于桩端平面至六倍桩径深度范围的地层,并以此为依据,提出了软硬相间地层桩基持力层的选择及桩端土承载力特征值确定方法。

[关键词] 软硬相间地层; 桩基; 持力层选择; 承载力确定

前言

软硬相间地层在工程勘察工作中经常碰到,有时在中高压缩性的粘土层中夹含厚度不大的碎石或卵石层,这种情况下进行桩端持力层的选择及桩端土承载力特征值的确定勘察设计人员都会相当慎重,《建筑桩基技术规范》JGJ 94-94 第3.2.3.5条就规定:当存在软弱下卧层时,桩基以下硬持力层厚度不宜小于4d,从规范用词上是有选择余地的,经过综合考虑这种厚度不大的较好土层有时是可以利用的。而在工程实践中为避免出现压桩压不起来,许多勘察人员常从安全的角度考虑而放弃这种可能的桩端持力层,在深部地层中寻找更理想的持力层或采用纯摩擦桩,增加了工程造价,造成了不必要的损失。下面通过对桩端平面以下附加应力分布情况分析,谈谈本人对桩端持力层的选择及桩端土承载力特征值确定的一些看法。

桩端平面以下不同桩长、不同地层应力分布情况对比

为计算方便,按单桩受力情况考虑,桩型采用温州地区常用的 $\Phi 500$ 预应力管桩,桩长考虑40m和30m两种情况,地层按软塑、流塑粘土层(泊松比 $u=0.35$)和砂卵石层(泊松比 $u=0.25$)两种情况考虑,应力计算方法采用规范推荐的明德林法(Mindlin法),假设桩顶承受荷载相同,单桩端阻比 $\alpha=0.3$, $\beta=0$ 。计算公式 $\sigma_z=QL^2 \times [\alpha I_{p,k} + (1-\alpha) I_{s2,k}]$,计算结果见下图。计算结果表明:

各种桩长、地层情况下桩端平面以下的附加应力分布情况基本相同,桩端至一倍桩径范围附加应力最大,随着深度的增加附加应力减少,1d~10d范围内附加应力减少幅度最大,2d深度的附加应力只有0.5d深度时的28%左右,2d~4d深度每增加1d,附加应力减少近1/2,6d深度处的附加应力仅0.5d深度处的4%左右,14d深度处的附加应力仅0.5d

* 收稿日期:2007年5月

处的1%左右。

2、相同桩长下，同一深度软塑、流塑粘土层（泊松比 $u=0.35$ ）的附加应力仅比砂卵石层（泊松比 $u=0.25$ ）增加5~10%。

3、相同地层中，在附加应力最大的6d深度范围内，30m的桩只比40m的桩附加应力增加2~6%。

根据计算结果，桩端平面以下6d深度范围内的地层对桩基承载力和变形影响最大。

表 1

桩端起算计算深度 (m)	计算桩长 40m				计算桩长 30m			
	软塑、流塑粘土 $u=0.35$		砂、卵石层 $u=0.25$		软塑、流塑粘土 $u=0.35$		砂、卵石层 $u=0.25$	
	附加应力系数	变化幅度	附加应力系数	变化幅度	附加应力系数	变化幅度	附加应力系数	变化幅度
0.5d	0.20319	100%	0.19512	100%	0.20835	100%	0.19991	100%
1d	0.15312	75.4%	0.14245	73.0%	0.15665	75.2%	0.14570	72.9%
2d	0.05854	28.8%	0.05398	27.7%	0.06044	29.0%	0.05572	27.9%
3d	0.02933	14.4%	0.02670	13.7%	0.03056	14.7%	0.02813	14.1%
4d	0.01763	8.7%	0.01622	8.3%	0.01853	8.9%	0.01705	8.5%
6d	0.00858	4.2%	0.00789	4.0%	0.00914	4.4%	0.00840	4.2%
8d	0.00517	2.5%	0.00476	2.4%	0.00556	2.7%	0.00512	2.6%
10d	0.00351	1.7%	0.00323	1.7%	0.00381	1.8%	0.00351	1.8%
12d	0.00257	1.3%	0.00237	1.2%	0.00280	1.3%	0.00258	1.3%
14d	0.00198	1.0%	0.00183	0.9%	0.00217	1.0%	0.00200	1.0%
16d	0.00158	0.8%	0.00145	0.7%	0.00175	0.8%	0.00161	0.8%

备注：1、假定桩顶受力相同，附加应力为表中系数×桩顶受力 Q_0 。

2、以 0.5d 深度处附加应力为应力随深度变化幅度的计算基准值（d 为桩径，计算时取 $d=0.5m$ ，桩端阻力和桩侧摩阻力比值取 0.3）。

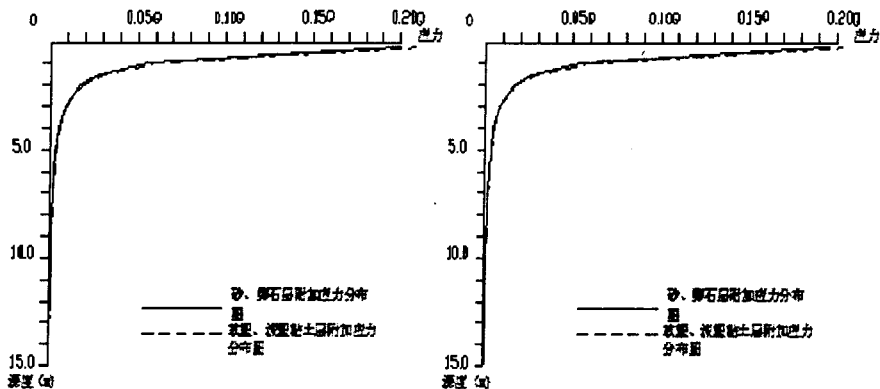


图 1 桩长 30 米时附加应力分布图

图 2 桩长 40 米时附加应力分布图

桩基破坏机制分析

桩基破坏可以分为两大类：一是由于桩身强度不够、桩身质量缺陷或长细比过大等原因而造成的桩身破坏；二是由于地基土强度不够而造成的破坏。而与地基有关的破坏中又以整体剪切破坏和刺入破坏为主。其中群桩多为整体剪切破坏，单桩多为刺入破坏，具体表现是桩基沉降变形过大。从变形计算公式： $\Delta S = \sum (\Delta \sigma_i h_i / E_{si})$ 可以看出，影响沉降变形的因素主要是三个方面：地基土中的附加应力、压缩模量或变形模量和土层厚度。地基土中附加应力分布情况通过上面的计算已经比较清楚，在桩端持力层的选择时，首先应保证强度较高的土层有一定的厚度，以保证不会被刺穿，根据《建筑地基基础设计规范》推荐的软弱下卧层强度验算公式可知，只要软弱下卧层顶面附加应力不小于其承载力特征值（公式中考虑了基础宽度、深度修正和上覆土层自重应力，二者影响基本可以相互抵消），地层就不会被破坏，就不会被刺穿。目前，温州地区习惯采用浙江省标准《建筑地基基础设计规范》DB 33/1001-2003 附录 N 确定预制桩竖向承载力特征值，此种方法提供的预制桩竖向承载力特征值是偏于安全的，可以采用相同的方法确定桩基持力层和下卧层的竖向承载力特征值，再结合桩端至下卧层顶面的厚度，根据上面计算的附加应力分布情况，即可知道桩端承载力特征值时下卧层顶面的附加应力是多少，是否超过下卧层承载力特征值，如果超过则会发生刺入破坏，否则就是安全的。以此可以判定桩基是否会发生刺入破坏，即防止桩端刺入破坏的最小厚度可以根据下卧层与持力层承载力特征值比值结合上面计算的附加应力变化情况确定。如果下卧层与持力层承载力特征值比值为 1/5，从上面的计算可知，桩端平面以下 3d 深度的附加应力仅为 1d 深度处的 1/5 左右，则不会被刺穿破坏持力层最小厚度可以取 3d。举例说明：如果根据规范桩基持力层承载力特征值为 3000kpa，下卧层的承载力特征值为 800kpa，按上面的附加应力变化幅度，桩端平面以下 2d 位置的附加应力为 0.5d 的 27.9%，即该处附加应力为 837 kpa，稍大于下卧层承载力特征值，仍有可能发生破坏，桩端平面以下 3d 位置的附加应力为 0.5d 的 14.1%，即该处附加应力为 423 kpa，小于下卧层承载力特征值，不会发生破坏，由此可以确定，只要桩端到上卧层顶面距离大于 3d（d 为桩径），桩基就不会发生刺入破坏。在保证不会刺入破坏的前提下，可以采用持力层的桩端承载力特征值。在有可能刺入破坏的情况下，则根据桩端平面至下卧层顶面的距离，在保证下卧层顶面附加应力小于其承载力特征值的情况下，对桩端承载力特征值予以折减。

工程实例

某工程由二栋 4~5 层办公楼和厂房车间组成。勘察结果表明，在勘察深度范围内地基土层可划分为 8 层：①素填土，厚度 0.2~0.6m；②粘土，厚度 1.1~1.6m；③淤泥，厚度 12.0~22.3m；④粘土，厚度 2.0~7.0m；⑤卵石，厚度 1.5~5.7m，顶板埋深 20.2~24.0m；⑥

粘土,厚度 4.0~4.3m; ⑦圆砾,厚度 2.0~3.9m,顶板埋深 29.8~31.7m; ⑧砾砂,揭露厚度 3.95~8.3m,顶板埋深 33.0~34.8m。根据土工试验和现场原位测试资料,⑤卵石属于稍密~中密状态,如采用预制桩,按规范其桩端土承载力特征值 q_{pa} 可取 2300kpa,而⑥粘土处于软塑状态,为高缩性土,如采用预制桩,按规范其桩端土承载力特征值 q_{pa} 可取 700kpa。在全部 11 个钻孔中,只有一个孔⑤卵石厚度只有 1.5m,其余⑤卵石厚度 5.2~5.7m,分布非常均匀。在此情况下,如果采用该层作为持力层,选用 $\phi 500$ 的预应力管桩,按进入持力层一倍桩径考虑,最不利的情况下,桩端平面下还有 1.0m 厚的卵石层,相当于二倍桩径,根据上面的论述,桩端承载力特征值取 2300kpa 时,下卧层顶面附加应力为 642kpa,小于其承载力特征值的规范取值,是不会发生刺入破坏的,按桩长 24.5m 估算的单桩竖向承载力特征值约为 700kN。如放弃该层作为持力层,则只能选择深部⑦圆砾作为桩端持力层,由于⑤卵石厚度达 1.5~5.7m,采用预应力管桩难以穿透,只能采用钻孔灌注桩,按桩径 $\phi 600$,桩长 31.0~32.9m 的钻孔灌注桩估算的单桩竖向承载力特征值约为 670~890kN。不同持力层桩基对比见下表:

桩基对比表

表 2

持力层	桩型	桩径(mm)	桩长(m)	单桩承载力特征值(kN)
⑤卵石	预应力管桩	$\phi 500$	24.5	700
⑦圆砾	钻孔灌注桩	$\phi 600$	31.0~32.9	670~890

从上表可以看出,选用⑤卵石比⑦圆砾作为持力层在单桩承载力特征值相差不大的情况下,桩径可缩小、桩长可大大缩短,具有非常明显的经济效益。

结束语

从上面的论述可知,根据明德林法(Mindlin法)计算的桩端附加应力分布情况,指导确定软硬相间地层桩基持力层的选择及桩端土承载力特征值理论上是可行的。当然,在实际应用时,还应考虑建筑物的特征和上部荷载大小,并对沉降量进行估算,根据计算结果,采取相应的结构措施,确保建筑物安全。

参考文献:

- [1] GB 5007-2002《建筑地基基础设计规范》[S],北京,中国建筑工业出版社,2002.3
- [2] JGJ94-94《建筑桩基技术规范》[S],北京,中国建筑工业出版社,1994.12
- [2] DB 33/1001-2003《建筑地基基础设计规范》[S],杭州,浙江大学出版社,2003.6
- [3] 常士骝等《工程地质手册》(第三版)[M],北京,中国建筑工业出版社,1995.8
- [4] 林宗元等《简明岩土工程勘察设计手册》[M],北京,中国建筑工业出版社,2003.7

复杂周边环境下的基坑围护设计实例*

沈晓东¹

(浙江省第一水电建设有限公司基础公司 杭州 310051)

宋国治²

朱建才³

(浙江大禹建设有限公司 金华 321000) (浙江大学建筑设计研究院岩土工程分院 杭州 310012)

[摘要] 邵逸夫医院医技诊疗中心基坑周边环境复杂,在围护施工之前,首先必须对拟建工程范围内老污水处理站底板及原有土钉墙进行处理;然后才能对医技诊疗中心地下室进行围护设计及施工,根据实际条件,采用土钉墙、排桩墙加内支撑及拉锚的围护方案,部分利用原有土钉墙围护结构;基坑周边采用井点降水,基坑内采用管井降水的方案,达到了经济合理的设计目的。

[关键词] 周边环境;土钉墙;排桩;降水

前言

在进行基坑围护设计时,必须考虑基坑周边环境条件。一个合理可行的基坑围护设计方案,除了需考虑基坑本身以及基坑周边建(构)筑物的安全外,还必须考虑到工程施工的可行性。一般情况下,根据土质条件、基坑周边的不同环境条件与开挖深度,可直接对地下室进行基坑围护设计。若场地存在地下障碍物,影响工程施工,则需首先清除地下障碍物,在清除障碍物的过程中,也存在基坑开挖深度较大而需进行基坑围护设计的问题。本文主要介绍复杂周边环境条件下的邵逸夫医院医技诊疗中心地下室基坑围护设计实例。该工程位于杭州市庆春东路以南,秋涛北路以东,采东路以北。拟建工程占地面积约1704平方米,建筑面积37936平方米,地上二十~二十二层,地下一层。该工程±0.00标高相当于黄海高程6.900m,场地高程为6.500m,自然地坪相对标高为-0.40m,新建污水处理中心自然地坪为6.300m,自然地坪相对标高为0.60m。基坑底板面标高为-7.35m,-5.15m,承台底开挖面标高为-10.05m,-8.90m,-6.25m,-9.65m,-6.50m,-7.90m,计算开挖深度(按承台底算)为9.65m,8.50m,5.85m,9.25m,5.90m,7.30m。坑中坑高差最大为4.30m。

* 收稿日期:2007年5月

周围环境及工程地质概况

本基坑周边条件较差, 东面为砼 4 医疗教学综合楼, 管桩基础, 桩长 12m, 承台边线距其最近 1.0m; 西面为秋涛北路, 老污水处理站底板边线距给水管线(直径 200、埋深 0.9 米)距离为 6.50m, 距雨水管线(直径 450、埋深 1.30 米)距离为 7.00m, 距电力管线(直径 100、埋深 1.50 米)距离为 7.50m, 距通讯管线(直径 450、埋深 1.00 米)距离为 8.50m, 距污水管线(直径 600、埋深 3.00 米)距离为 12.70m; 南面为采东路, 基坑上坎线距电力管线距离为 5.20m, 基坑上坎线距雨水管线距离为 6.10m, 基坑上坎线距燃气管线距离为 7.00m; 北面基坑上坎线距污水管 0.65m(直径 400, 埋深 2.5 米), 基坑上坎线距水管 1.38m(直径 200, 埋深 0.9 米), 基坑上坎线距雨水管 2.58m(直径 450, 埋深 1.3 米)(见图 1)。

现状污水处理站位于拟建医技诊疗中心西北侧, 拟建医技诊疗中心范围与现状污水处理站部分重叠, 现状污水处理站底板钢筋混凝土结构以及原有的土钉围护结构成为打桩施工障碍, 因此必须对现状污水处理站进行处理, 以保证施工顺利进行。

根据工程勘察报告, 本基坑工程所涉及的各地基土层的特征自上而下分述如下:

- ① 杂填土: 灰褐色、灰色, 湿, 松散, 主要由粉土组成, 含大量植物根茎和少量砾石。
- ② 粉土: 灰色、灰黄色, 湿, 稍密, 含云母片和少量贝壳碎屑; 无光泽反应, 摇振反应迅速, 干强度低, 韧度低。
- ③-1 粉土: 灰色、灰黄色, 很湿, 稍密~中密, 含云母片和氧化铁, 该层以粘质粉土为主夹砂质粉土和粉砂; 无光泽反应, 摇振反应迅速, 干强度低, 韧性低。
- ③-2 粉土: 灰色, 湿, 稍密, 含云母片和贝壳碎屑; 无光泽反应, 摇振反应迅速, 干强度低, 韧性低。
- ⑤-1 粉砂: 灰色, 湿, 稍密, 含云母片, 部分地段含砂质粉土和中砂。
- ⑤-2 粉土: 灰色、灰黄色, 很湿, 稍密, 含云母片及氧化铁, 该层以粘质粉土为主。

场地区域内主要分布二层地下水, 上层地下水性质属潜水, 下层地下水性质属承压水。上层潜水主要分布于填土、粉土内, 潜水埋藏较浅, 勘察期间在钻孔内测得其埋深在地表下 1.1~1.7m, 该层潜水主要受大气降水的影响, 地下水随季节性变化, 年变幅约为 0.5~1.0m。

围护体系设计

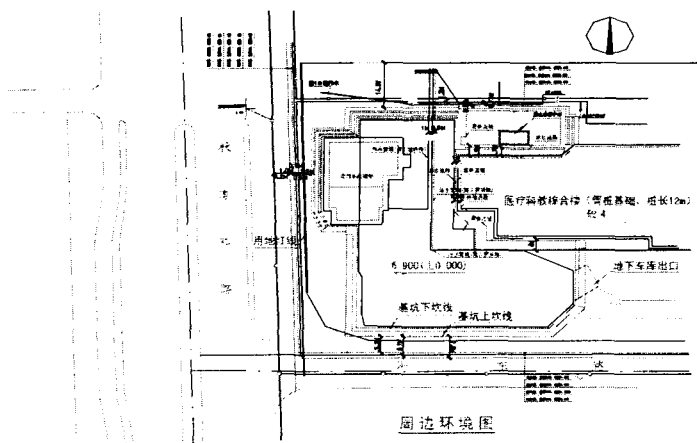


图1 基坑周边环境图

本基坑工程的特点是:

(1) 基坑开挖深度在 5.9m~9.65m 左右;
 (2) 开挖深度以内场地土层以粉土为主, 工程性质较好, 但地下水丰富, 并对基坑工程影响较大;

(3) 场地周边环境较差, 东侧与医疗科教综合楼较近, 承台边线距其底板边线最近 1.0m; 拟建工程范围内的现状污水处理站及医疗教学综合楼原有的土钉墙成为地下障碍物, 影响工程施工;

根据以上特点, 从经济、安全、可行的原则出发, 本基坑围护方案如下:

(1) 首先对老污水处理站及其原有土钉墙进行处理, 以免影响施打工程桩; 处理方案为: 将老污水处理站顶部拆除, 然后在底板上打设管井降水; 利用现状污水处理站西侧的外墙以及原有的土钉墙围护结构对西侧进行围护; 对其他侧进行放坡(坡率 1:0.7), 边开挖边拔除原有的土钉与钢筋网片, 开挖至坑底; 清除与拟建医技诊疗中心重叠区域底板与外墙; 最后回填土至自然地坪以下 2.50m, 再进行工程桩施工。老污水处理站基坑处理平面图见图 2。

(2) 场地西北角拟建新的污水处理站处存在医疗科教综合楼的土钉墙; 但由于该处工程桩较少, 施工中利用钻机对土钉进行切除, 工程桩可以施工; 同时将该处新建污水处理站底板边线与医疗科教综合楼外墙边线范围内的松散土体挖除;

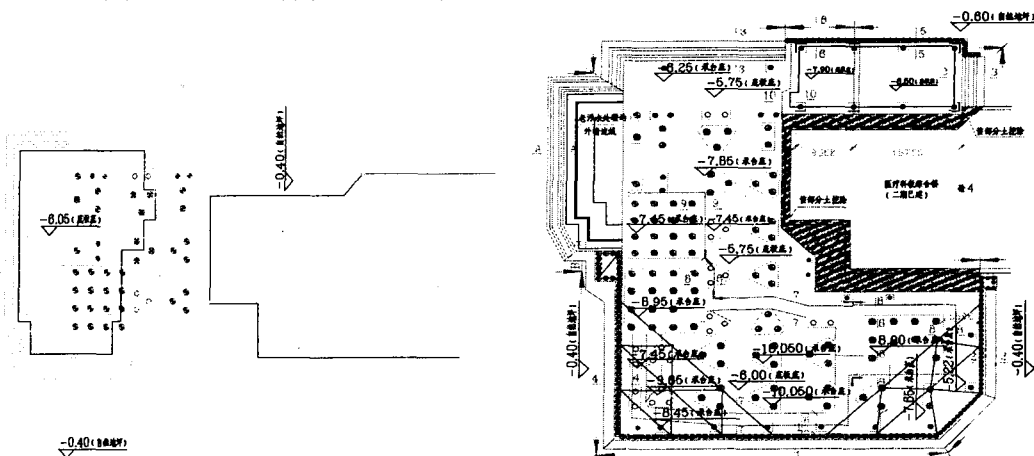


图2 老污水处理站基坑处理平面图 图3 医技诊疗中心及新污水处理站基坑平面布置图

(3) 在对老污水处理站及其原有土钉墙处理完毕的基础上, 本基坑总体围护方案如图 3:

A. 基坑西侧及北侧离红线较远部分采用放坡与土钉墙围护方案, 围护剖面采用二级轻型井点降水; 现状污水处理池西侧部分(即图 3 中 A-A、B-B 剖面)可利用原有的土钉墙进行围护。

B. 基坑南侧由于场地限制且基坑开挖深度较深, 采用钻孔桩加内支撑的支护方案; 为保护马路及该侧的管线, 该段采用素混凝土嵌桩止水; 施工中宜先施工素混凝土嵌桩再施工钻孔灌注桩; 并宜在素混凝土桩施工后 48 小时内施工钻孔灌注桩; 保证素混凝土嵌桩与

钻孔桩的搭接厚度。

C. 基坑北侧由于离污水管较近, 则采用钻孔桩加拉锚以及悬臂支护的方案; 拉锚剖面见图 4。

D. 基坑东侧为砣 4 医疗教学综合楼, 基坑承台边线距其最近 1.0m; 该侧土体全部挖除, 施工中应采取适当措施对砣 4 医疗教学综合楼外墙防水进行保护。

对底板底之间及与承台底之间的高差, 采取局部放坡措施, 坡度系数为 1:0.6。

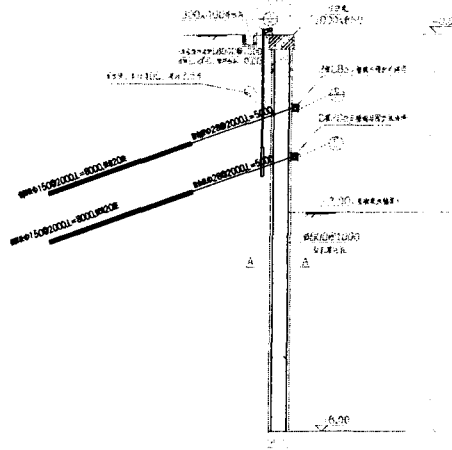


图 4 桩加锚剖面

降水系统设计

围护剖面采用轻型井点降水, 坑内采用直径 800mm 管井降水, 共布设 18 根管井, 保证基坑开挖的顺利进行; 基坑四周设 300x400 排水沟; 根据周边环境条件布设集水井或集水坑抽水。

结束语

- (1) 本基坑虽较小, 但周围环境条件复杂, 在设计过程中除了考虑基坑开挖对周边建(构)筑物及管线安全的影响外, 必须充分考虑周边环境条件尤其是地下障碍物对施工可行性的影响;
- (2) 对原有的土钉墙在降水的条件下可以充分利用, 以方便施工, 节约造价;
- (3) 目前已将拟建医技诊疗中心范围的现状污水处理池土钉拔除完毕, 基坑开挖施工情况良好。

深厚软土地区预应力管桩破坏原因分析*

彭平清 王文俊 吕德顺
(浙江中鑫工程勘察有限公司)

[摘要] 本文通过案例分析和模拟计算,对深厚软土地区预应力管桩破坏原因进行了阐述,认为垂直度偏差偏大是造成预应力管桩破坏的主要原因,而管桩垂直度偏差偏大是沉桩过程中碰到的较硬地层层面起伏较大,桩周软土强度较低,对管桩侧向约束力不够,以及沉桩挤土作用的影响共同作用的结果。

[关键词] 深厚软土; 预应力管桩; 破坏分析

前言

预应力管桩具有强度高、抗锤击性能好,自重轻、节省材料、成本低,适应性强、便于拼接、工厂化生产产品质量可靠,使用开口桩时挤土量比方桩小,且可贯入性好,施工速度快等优点,因而在沿海软土地区广泛使用。管桩设计、生产、施工都积累了大量的经验,沉桩工艺也日趋成熟。但工程实践中仍经常出现预应力管桩破坏现象。尤其是深厚软土地区预应力管桩破坏现象经常让设计和施工人员困惑不解,特别是有时在排除管桩自身质量原因,沉桩施工也严格按设计及规范要求,勘察资料中也未发现孤石、障碍物和坚硬夹层的情况下,仍有大量管桩破坏。究竟是什么原因造成预应力管桩破坏呢?通过下面的分析,谈谈笔者的一些粗浅看法以供参考。

预应力管桩破坏原因分析

根据现场统计资料,预应力管桩破坏主要有以下三种形式:桩顶破碎、桩身断裂或出现裂纹、贯入度异常,贯入度异常除因桩端地层变化外,大多也是因为桩身破坏造成的。造成预应力管桩破坏的原因可以从以下三个方面分析:

- 1、预应力管桩本身质量缺陷如砼强度偏低,预应力未达到设计要求,蜂窝、麻面、裂纹、挠曲等原生缺陷,不恰当的吊装、运输造成的开裂、损坏等次生缺陷等。
- 2、施工方面的原因:桩锤与桩径不配套造成锤击数偏高使预应力管桩疲劳破坏,桩身垂直度控制不好使桩偏心受力破坏,气锤、水锤效应及其他机械、操作原因造成管桩损坏。
- 3、复杂的场地地质条件造成预应力管桩破坏。如场地土层中含较多的孤石、障碍物或含有不适宜作为持力层且管桩又难以贯穿的坚硬夹层都会造成管桩损坏。

对前面二种原因造成的管桩破坏,可以通过加强施工管理和质量检验加以控制,而因地质原因造成的管桩破坏只能加强工程勘察,充分了解场地地质条件,针对场地地层构成及分布情况,预先采取质量控制措施。

* 收稿日期:2007年5月

通过对大量深厚软土地区预应力管桩破坏资料分析,桩身断裂和桩顶破碎是最常见的现象,并且有大量的桩身断裂部位在距桩顶8~10m的地方。根据预应力管桩破坏现象分析,笔者认为沉桩过程中桩身垂直度偏差偏大是深厚软土地区预应力管桩破坏最主要的原因。桩身垂直度偏差偏大会使管桩挠曲致使桩身弯矩超过极限而造成管桩断裂,同时也会使管桩桩顶局部受锤击,桩顶局部受力超过管桩砼强度而使桩顶破碎。虽然相应的规范、规程和标准对预应力管桩施工垂直度控制有明确的要求,一般要求第一节垂直度偏差不得大于0.5%,整根桩的垂直度容许偏差不得超过1%,施工单位也会严格控制,但局部地质条件的变化对垂直度的影响是很难控制的。深厚软土地区由于软土强度极低,施工过程中桩架不均匀沉降有可能使桩身垂直度偏大,而最常见、最有可能发生的是由于软土中地层变化,如砂夹层、较硬的粘土层引起的垂直度偏差。据已有资料和预应力管桩施工经验,管桩可以穿透砂夹层,进入较硬粘土层甚至强风化~中等风化软质岩石一定深度,往往会给人一种错觉,认为一般的砂夹层和较硬粘土层对预应力管桩施工影响不大,有时甚至从经济的角度考虑而不使用桩尖。但实际上深厚软土地区由于桩周软土强度较低,对桩身的约束力较小,当砂夹层和较硬粘土层层面坡度较大时,极易造成桩身偏斜,特别是在施工顺序从较硬土层顶面埋深较浅的一侧向较深一侧推进时,挤土作用更加剧了桩身的倾斜,在未用桩尖的情况下,桩身倾斜的可能性更大。如果接桩不久,地面上自由段桩身较长时桩身倾斜,则往往造成桩身弯矩偏大,桩身断裂;如果地面上自由段桩身较短或桩身垂直度偏差不是很大时,则往往因桩顶局部受力偏大而使管桩顶破碎。

预应力管桩破坏案例分析

下面通过对温州地区某一工程案例分析,进一步阐述深厚软土地区预应力管桩破坏原因:

1、场地地层分布及设计、施工概况

根据勘察资料,地基土在勘察深度范围内可划分为11层,地表1.1~1.9m为粘土,可塑~软塑状,中~高压缩性,固结快剪平均指标: $\Phi = 13^\circ, C = 22.4\text{KPa}$ 。其下为厚度20.9~30m的淤泥,呈流塑状,高压缩性,中~高灵敏度,固结快剪平均指标: $\Phi = 9.9^\circ, C = 5.5\text{KPa}$ 。第三层为软塑状、高压缩性的淤泥质粘土,厚度2.2~17.1m。第四层为可塑~软塑状、中~高压缩性粘土,厚度1.5~10.8m,该层局部含粉细砂凸镜体。第五层为软塑~可塑状、中~高压缩性粘土,局部含少量粉细砂,土体不均匀,局部相变为粉质粘土,个别钻孔为粘土夹中细砂,厚度1.2~12.7m,该层顶面坡度在预应力管桩破坏地段达5.3%。第六层为软塑~可塑状、中~高压缩性粘土,厚度1.6~10.8m,为预应力管桩持力层,其下第七层为中细砂。第八、十层为粘土层,第九、十一层为砾砂层。

设计桩型下部为PTC-550(70)、PTC-600(70),上部为PC-A550(100)、PC-A600(100),桩长52、54m。采用D46筒式柴油锤沉桩。

2、桩身破坏模拟计算

(1)、桩的水平变形系数计算

以PC-A600(100),桩长54m计算。根据《先张法预应力混凝土管桩》2002浙G22标准图集:管桩外径 $D = 600\text{mm}$,壁厚 $t = 100\text{mm}$,砼强度等级C60,砼有效预压应力 4.26MPa ,抗裂弯矩 $M_k = 164\text{kN}\cdot\text{m}$,极限弯矩 $M_{kx} = 246\text{kN}\cdot\text{m}$,桩身竖向承载力设计值 $Q = 2364 \sim 3012\text{kN}$,主径位置直径 $D_p = 530\text{mm}$,砼轴心抗压强度设计值 $f_c = 27.5\text{N}/\text{mm}^2$,弹性模量 $E_c = 3.6 \times 10^4\text{N}/\text{mm}^2$,桩截面积 $A = 0.15708\text{m}^2$,截面惯性矩 $I_0 = 5.105088 \times 10^{-3}\text{m}^4$, $EI = 0.85 \times E_c I_0 = 156.21569\text{MN}\cdot\text{m}^2$,

桩的计算宽度 $b_0=0.9(1.5d+0.5)=1.26m$ 。桩侧土主要影响深度 $h_m=2(d+1)=3.2m$ ，在主要影响深度范围由二层土组成，粘土层厚 $h_1=1.3m$ ， $m_1=(0.2\Phi_{ik}^2-\Phi_{ik}+C_{ik})/\Delta=(0.2\times 13^2-13+22.4)/10=4.32MN/m^4$ ，(公式来源：《建筑基坑支护技术规程》JGJ120-99)，淤泥层计算厚度 $h_2=3.2-1.3=1.9m$ ， $m_2=(0.2\Phi_{ik}^2-\Phi_{ik}+C_{ik})/\Delta=(0.2\times 9.9^2-9.9+5.5)/10=1.52MN/m^4$ ，地基土水平抗力系数的比例系数 $m=(m_1\cdot h_1^2+m_2\cdot(2h_1+h_2)\cdot h_2)/h_m^2=1.98MN/m^4$ ，桩的水平变形系数 $\alpha=(m b_0/EI)^{1/5}=0.43718(1/m)$ 。

(2)、桩顶锤击压应力和桩顶受力计算

采用D46筒式柴油锤沉桩，根据锤座尺寸计算的锤断面积 $A_H=0.34212m^2$ ，锤的纵向弹性模量 $E_H=2\times 10^5MPa$ ，锤的重度 $r_H=78.5kN/m^3=78.5\times 10^{-3}MN/m^3$ (锤按钢材考虑)；桩垫按木材考虑，桩垫断面积取桩的截面积 $A_c=A=0.15708m^2$ ，桩垫纵向弹性模量 $E_c=1\times 10^4MPa$ ，桩垫重度 $r_c=4kN/m^3=4\times 10^{-3}MN/m^3$ ；桩的截面积 $A=0.15708m^2$ ，桩的纵向弹性模量 $E=3.6\times 10^4MPa$ ，桩的重度 $r_p=25kN/m^3=25\times 10^{-3}MN/m^3$ ；锤的最大冲程3.4m，常用冲程1.8~2.3m，取 $H=2m$ 计算， $e=0.8$ ， $\alpha=1.414$ ，按《建筑桩基技术规范》JGJ94-94推荐公式计算的锤击压应力： $\sigma_p=\alpha(2e\cdot E\cdot r_p\cdot H)^{1/2}/(1+A_c/A_H\cdot(E_c\cdot r_c/E_H/r_H)^{1/2})/(1+A/A_c\cdot(E\cdot r_p/E_c/r_c)^{1/2})=12.91288MPa$ ，桩顶压力 $Q=\sigma_p\cdot A=2.02836MN=2028.36kN$ 。(Broms估算桩顶最大压应力公式： $\sigma_p=\alpha H^{1/2}=30\times 2^{1/2}=42.4264MPa$ ，计算结果偏大，故采用桩基规范推荐公式)；

(3)、桩身垂直度偏差达到1%时，桩身稳定性及弯矩、剪力计算

根据现场资料，有二根54m长的桩贯入度异常，经检验分别在距桩顶8m和9m的位置裂开，钢筋暴露。破坏部位以下桩的长度与第五层粘土埋深接近。由于第五层粘土较上部淤泥、淤泥质土和第四层粘土坚硬许多，且层面坡度达5.3%，在挤土作用力和桩端较硬土层面倾斜、桩周软弱土层约束力不够的共同影响下，桩身开始倾斜，随着沉桩锤击数增加，桩身垂直度

偏差进一步加大，当桩身倾斜到一定程度，桩身弯矩达到预应力管桩极限弯矩，管桩破坏。破坏过程见图1至图5。

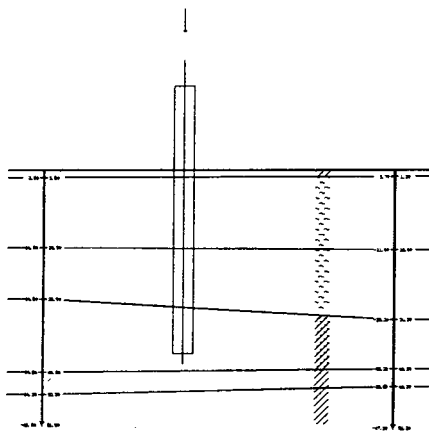


图1：上部软弱地层中，沉桩正常，桩身垂直度偏差在容许范围内。

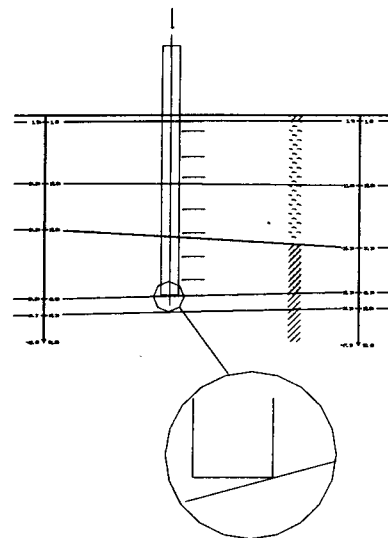


图2：碰到倾斜的较硬地层（第五层粘土）层面，桩身开始倾斜，侧向挤土作用加剧倾斜。

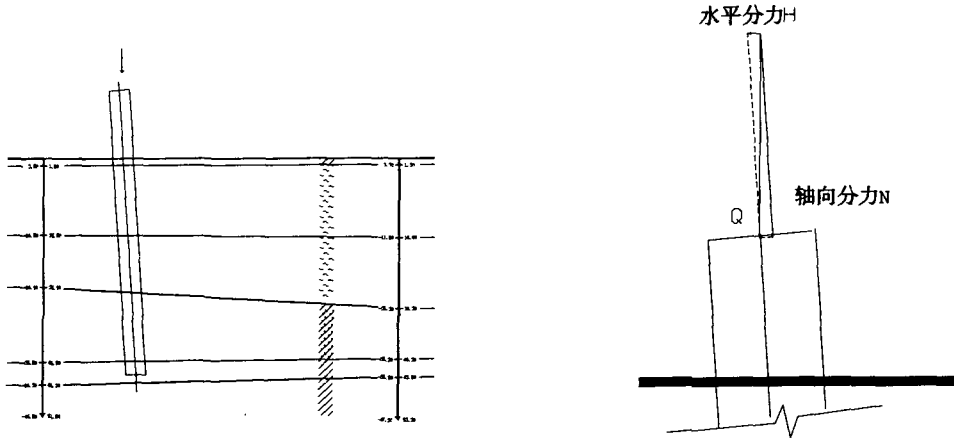


图3: 随着沉桩锤击数增加, 桩身垂直度偏差加大, 桩身倾斜到一定程度, 桩身弯矩达到极限弯矩, 桩身出现裂纹; 继续沉桩, 裂纹扩大, 受压区边缘混凝土被压碎, 桩身破坏, 通过贯入度异常反映出来。

图4: 桩顶受力分解图, Q 为打桩锤作用于桩顶的压力, 根据力的平行四边形法则桩顶的压力, 根据力的平行四边形法则, 可以分解成水平分力 H 和桩的轴向分力 N 。

当管桩底端达到第五层粘土顶面时, 管桩开始倾斜, 假设此时管桩垂直度偏差为 1%, 桩顶压力 $Q=2028.36$ kN, 因管桩倾斜产生的桩顶水平分力 $H=Q \cdot 1\%=20.2836$ kN, 桩顶轴向分力 $N=Q/\cos \theta=2028.36/0.99995=2028.46$ kN。管桩地面上自由段长度 $L_0=8$ m, 管桩在地面处的水平力 $H_0=20.2836$ kN, 在地面处管桩承受的弯矩 $M_0=H \cdot L_0=162.2688$ kN.m。此时管桩入土深度 $h=54-8=46$ m $> 4.0/\alpha=9.14955$, 按桩顶铰接、桩底支于非岩石土中考虑, 桩身计算长度 $L_c=0.7 \times (L_0+4.0/\alpha)=12.00$, $L_c/d=20$, 桩的稳定系数 $\Phi=0.675$, 桩身承载力 $\psi_c \cdot \Phi \cdot f_c \cdot A=1 \times 0.675 \times 27.5 \times 0.15708=2.9158$ MN $> N$, 桩不会压屈失稳。

$C_I=\alpha \cdot M_0/H_0=0.43718 \times 162.2688/20.2836=3.4974$, 查表得: $\alpha \cdot Y=0.6185$, 最大弯矩位置 $Y_{MAX}=0.6185 \div 0.43718=1.41$ m (距地面)。 $C_{II}=1.11358$, 最大弯矩 $M_{MAX}=C_{II} \cdot M_0=1.11358 \times 162.2688=180.70$ kN.m $< M_{IK}$, 不会破坏。

桩身水平承载力设计值 $R_h=\alpha^3 \cdot EI \cdot X_{oa}/\nu_x=0.43718^3 \times 156.21569 \times 10^3 \times 10 \times 10^{-3}/2.441=53.47$ kN $> H_0$, 不会剪切破坏。(按地面处桩身位移容许值 10 mm 考虑)。

(4)、桩身垂直度偏差达到 1.5% 时, 桩身稳定性及弯矩、剪力计算

随着沉桩的进行, 在锤击作用下, 桩身垂直度偏差进一步加大, 假定桩身地面上自由段长度 $L_0=7$ m、打桩锤冲程 2 m 时, 桩身垂直度偏差达到 1.5%, 桩顶水平分力 $H=Q \cdot 1.5\%=30.4254$ kN, 桩顶轴向分力 $N=Q/\cos \theta=2028.36/0.99989=2028.58$ kN。管桩地面上自由段长度变小, 桩顶轴向分力增加不大, 桩身不会压屈失稳。桩身水平承载力设计值 $R_h=53.47$ kN $> H_0$, 不会剪切破坏。

管桩在地面处的水平力 $H_0=30.4254$ kN, 在地面处管桩承受的弯矩 $M_0=H \cdot L_0=212.9778$ kN.m。 $C_I=\alpha \cdot M_0/H_0=0.43718 \times 212.9778/30.4254=3.060$, 查表得: $\alpha \cdot Y=0.6568$, 最大弯矩位置 $Y_{MAX}=0.6568 \div 0.43718=1.50$ m (距地面)。 $C_{II}=1.1396$, 最大弯矩 $M_{MAX}=C_{II} \cdot M_0=1.1396 \times 212.9778=242.71$ kN.m, 接近管桩所能承受的极限弯矩 M_{IK} , 管桩有可能破坏。如果此时桩身垂直度偏差更大或打桩锤冲程超过 2 m, 都会使桩身最大弯矩超过极限弯矩而破坏, 破坏部位位于最大弯矩部位, 距管桩顶约 8.5 m。桩身弯矩见附图及弯矩值表。

桩身弯矩值

表1

到桩顶距离 m	0.0	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5
弯矩值 kN.m	0.00	212.98	227.32	237.46	242.71	237.04	225.80
到桩顶距离 m	10.0	11.0	12.0	13.0	15.0	16.0	17.0
弯矩值 kN.m	208.23	160.08	110.87	67.25	14.89	1.94	0.00

注:按桩顶自由弹性长桩计算

①、打桩锤冲程加大、垂直度偏差不变时弯矩变化情况

打桩锤冲程按 2.3m、桩身垂直度偏差按 1.5%考虑, $\sigma_p=13.84752$ MPa, 桩顶压力 $Q=\sigma_p \cdot A=2.17517$ MN=2175.17 kN。假定地面上长度 $L_0=7$ m, 桩身垂直度偏差达到 1.5%, 桩顶水平分力 $H=Q \cdot 1.5\%=32.62755$ kN, 桩顶轴向分力 $N=Q/\cos \theta=2175.17/0.99989=2175.41$ kN。在地面处管桩承受的弯矩 $M_0=H \cdot L_0=228.39285$ kN.m。 $C_I=\alpha \cdot M_0/H_0=0.43718 \times 228.39285/32.62755=3.060$, 查表得: $\alpha \cdot Y=0.6568$, 最大弯矩位置 $Y_{MAX}=0.6568 \div 0.43718=1.50$ m(距地面)。 $C_{II}=1.1396$, 最大弯矩 $M_{MAX}=C_{II} \cdot M_0=1.1396 \times 228.39285=260.28$ kN.m $> M_{UK}$, 管桩会破坏。

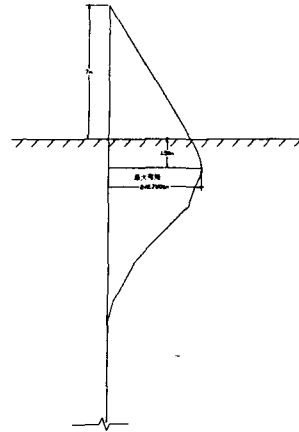


图5:桩身弯矩图

②、打桩锤冲程不变,垂直度偏差加大时弯矩变化情况打桩锤冲程按 2m、桩身垂直度偏差按 1.6%考虑, $\sigma_p=12.91288$ MPa, 桩顶压力 $Q=\sigma_p \cdot A=2.02836$ MN=2028.36 kN。假定地面上长度 $L_0=7$ m, 桩身垂直度偏差达到 1.6%, 桩顶水平分力 $H=Q \cdot 1.6\%=32.45376$ kN, 桩顶轴向分力 $N=Q/\cos \theta=2028.36/0.99987=2028.62$ kN。在地面处管桩承受的弯矩 $M_0=H \cdot L_0=227.17632$ kN.m。 $C_I=\alpha \cdot M_0/H_0=0.43718 \times 227.17632/32.45376=3.060$, 查表得: $\alpha \cdot Y=0.6568$, 最大弯矩位置 $Y_{MAX}=0.6568 \div 0.43718=1.50$ m(距地面)。 $C_{II}=1.1396$, 最大弯矩 $M_{MAX}=C_{II} \cdot M_0=1.1396 \times 227.17632=258.89$ kN.m $> M_{UK}$, 管桩会破坏。

从上面的计算可知,在桩身地面上长度为 7m, 打桩锤冲程 2m、桩身垂直度偏差达到 1.6%时或打桩锤冲程 2.3m、桩身垂直度偏差达到 1.5%时,桩身承受的最大弯矩就会超过极限弯矩,桩身会破坏。由于第五层粘土较上部淤泥、淤泥质粘土和第四层粘土坚硬许多,且层面坡度达 5.3%,在挤土作用力和桩端较硬土层面倾斜、桩周土层软弱、侧向约束力不够的共同影响下,桩身垂直度偏差达到甚至超过 1.6%的可能性是很大的,模拟计算结果与实际观测结果基本吻合。而管桩的这种破坏形式是渐进性的,先是出现细小裂纹,随着沉桩锤击数的增加,裂纹进一步加大,桩身破坏,最后通过贯入度异常反映出来,因此,贯入度异常的深度往往比实际管桩破坏的深度偏深。

结论及对策

通过上面的分析及模拟计算结果可知,桩身垂直度偏差过大是深厚软土地区预应力管桩破坏的主要原因,而桩身垂直度偏差过大是桩周土层软弱、对桩身侧向约束力较小及沉桩过程中的挤土作用和相对较硬地层层面坡度较大等因素共同作用的结果。因上述因素破坏的预应力管桩在平面分布上有一定的规律性,多受较硬地层分布控制。设计、施工时可以采取以下预防措施:

1、管桩设计、施工前一定要充分熟悉场地地质资料,结合场地地质条件合理选择桩型,持力层面起伏较大时,最好将最后一节管桩壁厚或型号提高一级。施工前作好施工组织设计,安排好施工顺序,条件许可的情况下,最好从较硬土层顶面埋深较深一侧向较浅一侧施工。

2、在土层面起伏较大的情况下,最好使用桩尖,采用桩尖可以增加管桩穿透力,有利于减少桩身倾斜。

3、管桩施工桩锤应与设计桩型配套,接近较硬地层倾斜层面时,采用重锤低击方法施工,以减少桩顶压力。

结束语

本文编写过程中,受到温州浙南管桩有限责任公司等单位的大力支持,在此,向所有关心和帮助我们的单位和个人表示感谢。不足之处,请各位领导和专家批评指正。

参考文献:

- [1] JGJ 94-94《建筑桩基技术规范》[S],北京,中国建筑工业出版社,1994
- [2] JGJ120-99《建筑基坑支护技术规程》[S],北京,中国建筑工业出版社,1999
- [3] DB33/1016-2004《先张法预应力混凝土管桩基础技术规程》[S],杭州,浙江省建设厅,2004
- [4] 标准图集号:2002浙G22《先张法预应力混凝土管桩》[S],杭州,浙江省标准设计站,2002
- [5] 史佩栋等《实用桩基工程手册》[M],北京,中国建筑工业出版社,1999
- [6] 国振喜等《简明钢筋混凝土结构计算手册》[M],北京,机械工业出版社,2002
- [7] 高大钊等《桩基础的设计方法与施工技术》[M],北京,机械工业出版社,1999
- [8] 郭秉山等《建筑结构工程师手册》[M],北京,中国建筑工业出版社,2002

新书介绍

《地基处理理论与实践(2006)》

—第九届全国地基处理学术讨论会论文集

该论文集由龚晓南教授、俞建霖博士主编。共收录89篇论文,内容包括基础理论、排水固结、振密、挤密、灌入固化物、加筋(土工合成材料)、刚性桩复合地基和长短桩复合地基、桩基工程、基坑工程、托换与纠倾及其它共9个专题。

该论文集的内容反映了当前我国地基处理领域的主要成就和发展水平,可供同行及高等院校有关专业师生参考。

该书由浙江大学出版社出版,全书定价80元,邮购价90元,欢迎订购!联系人:张年春,电话:0571—87952077

圆环形支撑在软土地基基坑工程中的应用*

徐传乐

周朝怀

(临海市建设局 317000)

浙江云天房地产开发有限公司 310007)

[摘要]本文介绍了圆环形内支撑在台州临海市浙江金泰大酒店基坑工程中的应用,主要包括工程概况、围护结构设计、支撑体系设计、施工要求和现场监测等,可供类似工程参考借鉴。

工程概况

拟建的浙江金泰大酒店位于临海市区东部,处于靖江路以东、柏叶路以南、腊梅路以西、秀竹路以北的地块里,其北面与市客运中心隔柏叶西路相望,总用地面积 27631 m²。本工程±0.000 标高相当于黄海绝对标高 7.100 米,自然地坪绝对标高 4.800 米,根据结构布局以及各基础底板、承台以及垫层厚度,该基坑开挖深度为 4.5m、5.1m、5.8m 和 6.9m。周边的靖江路和柏叶路均为交通干道,埋有众多地下管线。秀竹路市政管线距离围护结构外边线约 4m,东侧道路上的市政管线距离围护结构外边线最近处约 3.7m。

工程地质条件

拟建场地地貌属河谷地貌,地形较平坦。场地原为老厂区,厂区搬迁后遭荒芜,场地内西部杂草丛生,东部则有大面积的积水。经野外勘察鉴别、原位测试结合室内试验成果,本场地地基土自上而下可划分为 7 层 15 亚层。自上而下分别叙述如下:

1 杂填土:杂色-黄灰色,稍湿-湿,松散。以粘性土为主,含少量碎石、碎砖块等建筑垃圾,局部见块石,硬物含量大者可达 60%;场地东部表层含少量植物根系。仅 Z36 孔缺失。层厚 0.00~2.60m。

2 粉质粘土:褐黄-灰黄色,饱和,软塑-软可塑。切面较光滑,韧性和干强度较高,无摇震反应,含少量铁锰质氧化斑或结核,下部略具层理。全场分布。层厚 0.60~4.00m。

*收稿日期:2007年5月

3-1 淤泥质粉质粘土：灰色，饱和，流塑。切面较光滑，无地震反应，韧性较低，干强度较高。具层理，夹粉砂薄层，夹层一般厚 2~6mm，厚者大于 10mm，含少量植物腐烂物。全场分布。层厚 0.50~11.40m。

3-2 圆砾：灰色，湿，稍密-中密。砾径 0.2~2cm 者 50~60%，少量卵石，卵石直径大者达 6cm，局部为卵石层；磨圆度较好，圆形或亚圆形；其余少量中砂、砾砂和粘性土。主要分布于场地东南部。层厚 0.00~6.70m。

3-3 淤泥质粉质粘土：灰色，饱和，流塑。切面较光滑，略具层理，无地震反应，韧性较低，干强度较高。场地东南部一般呈中厚层状，层间夹有粉砂层或圆砾层，夹层厚 10~30cm。全场分布。层厚 0.60~12.30m。

3-3 夹粉砂：灰色，湿，稍密。切面粗糙，具地震反应，颗粒级配良好；具层理，夹淤泥质粉质粘土薄层，夹层一般厚 2~5mm，厚者达 10mm。见于 Z1、Z7、Z15、Z29、Z45 等孔。层厚 0.00~1.00m。

4-1 粉质粘土：灰色，饱和，软塑，局部流塑。切面稍具光滑，韧性和干强度中等，无地震反应；具层理或中厚层状，夹有圆砾或粉砂薄层。主要分布于场地中南部。层厚 0.00~4.70m。

4-2 粉质粘土：黄色-灰白色，饱和，硬可塑，局部软可塑。切面较光滑，韧性和干强度中等较高，无地震反应；含少量铁锰质氧化斑或结核，下部含细砂或夹卵石层。主要分布场地东北部和中部。层厚 0.00~6.60m。

场地浅部地下水属孔隙潜水，3-2 圆砾层中含有少量承压地下水，6-1 卵石、6-2 卵石、6-3 含卵石砾砂和 6-4 卵石层中含有较多的承压地下水。勘察期间，测得钻孔孔内地下水水位深度在 0.00~0.90m。其水位变化主要受大气降水控制，随季节有所升降，年变幅度一般为 1.00~1.50m。根据所取水样的水质分析报告，场地地下水对混凝土无腐蚀性，对钢结构具弱腐蚀性。

支护方案的比较与确定

1、本工程的特点

综合分析场地地理位置、土质条件、基坑开挖深度及周围环境的影响，本工程具有以下特点：

1) 基坑开挖主要断面的挖深为 4.5m。但场地地基土质情况差，基坑开挖影响范围内存在深厚的软粘土层，物理力学指标较差，但对于基坑抗管涌稳定比较有利。

2) 基坑开挖面积大，长度约 155m，宽度约 140m，基坑支护方案合理与否牵涉到直接造价的多寡。因此，支护设计应对整个支护系统进行充分考虑，本着安全、经济、实用的目的，合理选择支护方案。

3) 本基坑周围环境条件比较复杂。

2、基坑支护方案的选择

根据本基坑的特点,综合分析场地地理位置,土质条件,基坑开挖深度以及周围环境等多种因素,在“安全、经济、方便施工”的原则下,采用 $\Phi 530@1000$ 沉管灌注桩和钢筋混凝土内支撑做联合支护,采用 $\Phi 600@450$ 深层搅拌桩做基坑外的止水帷幕。

3、支撑系统的设计

经过对多种支撑形式进行分析比较,最后确定采用圆环形支撑系统。这种支撑系统有如下优点:1)杆件主要以受轴力为主,传力明确,构件尺寸小,可最大限度的发挥杆件的抗力,水平刚度大,可有效地控制围护结构的侧向变形。2)为方便挖土最大限度地留设挖土空间。主支撑截面为 $800 \times 500(h)$ mm,联系杆截面为 $400 \times 400(h)$ mm。支撑平面布置及受力变形图见图1。

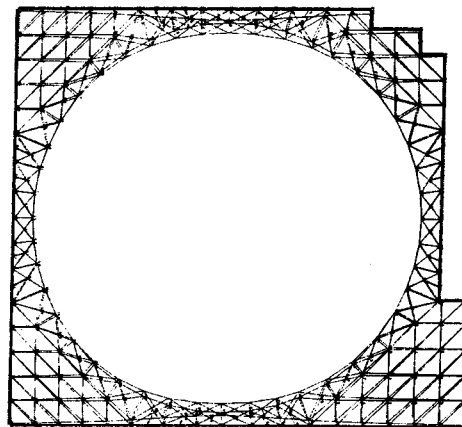


图1 支撑平面布置及受力变形图

基坑工程的施工

1、场地普查及整理。主要进一步检查地基浅层障碍物的种类、分布及深度,场地内外管网分布情况,邻近建筑物、构筑物(包括四周围墙)的结构类型及基础形式等。并对浅层障碍物进行清理。对场地内外管网及建筑物、构筑物等采取必要的保护措施或拆除或迁移。场地地坪标高控制在4.800米。(施工单位在围护结构施工、土方开挖前必须编制详细的围护结构、土方开挖施工方案;严禁将土方堆放于基坑四周。)

2、水泥搅拌桩在施工前应进行试桩以确定合理的施工参数,确保成桩质量。

3、放坡开挖至围图标高处,施工围图及内支撑并布设应力计,待围图及内支撑强度达到80%设计强度后,分层分块进行最后的土方开挖。

4、挖土次序严格遵循“分层开挖,严禁超挖”及“大基坑,小开挖”的原则,分区分段开挖,分段长度不超过20m。最后300厚土方宜人工开挖。挖土至基础底板标高24小时内必须施工完成块石和素混凝土垫层,垫层应延伸至围护结构边,并抓紧施工承台及基础底板。

5、待基础施工完毕后,进行换撑,基础与桩之间的空隙用C25毛石混凝土填充,待换撑毛石混凝土强度达到80%后可拆除水平支撑。

应急抢险措施

为确保基坑周边环境的安全和正常使用,确保本工程的顺利进展,设计对可能出现的险情作如下对策:

1、开挖过程中出现围护体系变形速度过快会导致大面积滑坡,为此需预先防范,出现问题时应及时停止挖土立即回填土方。

2、条件许可时可卸除部分土坡;

3、施工现场应具备一定的抢险应急设备及材料。

施工现场监测及成果分析

为确保施工的安全和开挖的顺利进行,在整个施工过程中应进行全过程监测,实行动态的管理和信息化施工。根据众多的深基坑开挖的工程经验,现场监测对于深大基坑的土方开挖和地下室的施工是必不可少的重要环节,只要进行现场监测,能及时获取基坑开挖过程中围护结构及周围土体的受力与变形情况,以便调整施工措施,确保周边马路、建筑物和地下管线的安全。

1、监测内容包括:

1) 深层土体位移监测,坑底土体位移报警值水平垂直均为 30 毫米。基坑排桩桩顶水平位移报警值 70mm,位移发展速率警戒值为 5mm/天或连续三天超过 3mm/天,

2) 支撑轴力监测:警戒值为 6000KN。

3) 竖向立柱的垂直位移为 5mm,侧移最大累计值为 30mm。

4) 周边道路、管线沉降以及裂隙观察,地表最大沉降警戒值为 40mm。

5) 地下水监测,水位变化每天不超过 0.5m。

2、监测要求

1) 对基坑周围环境的监测,应在地下墙施工之前就开始进行,并将测得的原始数据以及周围的现状记录在案。

2) 一般情况下,开挖期间每天观察两次,如遇位移、沉降及其变化速率较大时,则应增加观测次数。

3) 观测数据一般应当天填入规定的记录表格,并及时向建设、设计、监理单位提供真实、可靠和连续的数据记录。

4) 每天的监测数据应绘制成相关曲线,如位移沿深度变化曲线,位移及沉降随时间的变化曲线等。根据其发展趋势分析整个基坑的稳定情况,以便及时采取安全措施。

5) 量测仪器:元器件在使用前应经过校验,合格后方可使用。

基坑挖土施工开始后,每一周应提供基坑开挖一周监测阶段总结报告,具体内容包括一周时间内所有监测项目的发展情况,变形最大值以及最大值位置,如监测值大于控制值时,应及时通知建设、监理、设计及施工等单位以便采取应急补救措施。

3、监测成果分析

1) 深层土体水平位移:各测斜管最大水平位移在 0.92 ~ 44.81mm 之间,均未超出警戒

值;

2) 地下水位: 基坑开挖期间, 地下水位标高在-2.00 ~ -4.30 之间, 大部分水位管的水位在开挖过程中基本不变。

3) 支撑轴力: 支撑轴力测试结果比较分散, 部分超出警戒值, 部分表现为拉应力, 但未影响支撑体系的安全和正常使用。

4) 基坑周围地表沉降: 基坑周围沉降点的最大沉降量为 6mm, 未超出警戒值。

参考文献

1、建筑基坑工程技术规范 (YB9258-97), 冶金工业出版社, 1999

1、龚晓南主编. 深基坑工程设计施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998

《地基处理》编辑部地址变更启事

本刊编辑部地址变更为: 杭州市西湖区文二西路 489 号颐景园商务楼 703 室《地基处理》编辑部收, 邮政编码: 310012。(电话号码不变仍为 0571-87952077)

《地基处理》编辑部

2007. 6. 20.

译文

气动搅拌法处理后水泥土的强度特性与强度差异*

By: M. Kitazume and K. Hayano, Ground Improvement (2007) 11, No.1, 21~26

杨立伟 译, 周建校

[摘要] 最近日本发明了一种新的土体处理方法——气动搅拌法, 此法将疏浚土与少量水泥混合。本文先对气动搅拌法进行介绍, 分别通过现场及室内试验检测处理后土体的强度差异, 讨论引起强度差异的不同影响因素, 施工过程中通过合理的监控可以达到较稳定的水灰比。文中还讨论了搅拌均匀程度以及疏浚土的不均匀性对强度的影响, 最后提出了一种有效减小强度差异的方法。

[关键词] 水泥土稳定性; 粘土; 气动搅拌法; 强度;

简介

最近, 日本研发了一项新的地基处理技术, 称为气动搅拌法。这种方法由压缩空气推动疏浚土在管道中输送, 并在其中加入少量稳定的固化剂(通常是水泥), 然后用于填海工程。输送过程中在压缩空气的推动下疏浚土和固化剂的混合物会得到充分的搅拌, 在输送管道中会形成大量水泥土。软土加入固化剂后强度会很快提高, 通过改变固化剂的加入量以及土体含水量可以控制土体强度。这种水泥搅拌土在填海处储存养护后, 强度迅速提高。因此, 不需要其他措施改变其结构增加强度。在设备上只需在原有的气动设备上安装一个固化剂添加装置即可。由于不需要专门的搅拌机使土体与固化剂进行混合搅拌, 并且土体强度的增长是在输送过程中实现的, 因此, 此法对人造岛屿的建造非常有效且经济实惠。

作者已经开始着手对加固土性质、回填技术、施工可行性及质量控制等进行研究(参见 Ministry of Transport, 1999; Kitazume 等, 2000; Kitazume & Satoh, 2003, 2005 相关报道), 从而确定气动搅拌法对填海工程的适用性。

土体和水泥通过气动搅拌法搅拌后在养护期可得到较高强度。由于土体不是通过机械方式搅拌, 因此会存在较大的强度差异。依据当前的设计方法(CDIT, 2001)进行的一些试验表明, 目前可以较好地控制这种强度差异, 但为了得到更加合理、经济、有效的方案, 有必要研究出减小这种强度差异的方法。因此, 本研究中通过一系列现场试验、测试和室内试验, 就其中的一些影响因素进行了研究。

*收稿日期: 2007年5月

气动搅拌法

1. 方法概述

这里研究的人工岛屿建于 2002~2003 年, 主要用于修建新的国际机场 (Kitazume & Satoh, 2003)。围海回填工程位于海岸线外 2km 处, 填海所需用土 $56 \times 10^6 \text{m}^3$ 。其中由气动搅拌法制备的水泥土为 $8.6 \times 10^6 \text{m}^3$ 。

图 1 为气动搅拌法的基本流程图, 其中包括土体输送处, 气动处, 水泥供给处以及水泥土储存处。连接气动处和储存处的输送管道在填海过程中可以在 500m 到 1500m 之间变动。制备时, 首先将疏浚土在土体输送处用气动处上的反铲挖土机进行搅拌, 每一个土体输送处的疏浚土体积在 $2000 \sim 3000 \text{m}^3$ 之间。然后用反铲挖土机将土倒入气动处的储存槽中, 气动处可提供的压缩空气高达 $470 \text{m}^3/\text{h}$ 。土体在压缩空气的推动下在输送管道中进行运送, 在水泥供给点, 水泥灰浆会在输送管道中注入到疏浚土中, 然后搅拌土经过输送管道最终到达储存处。图中所示方案的搅拌土最大制备能力为 $800 \text{m}^3/\text{h}$ 。

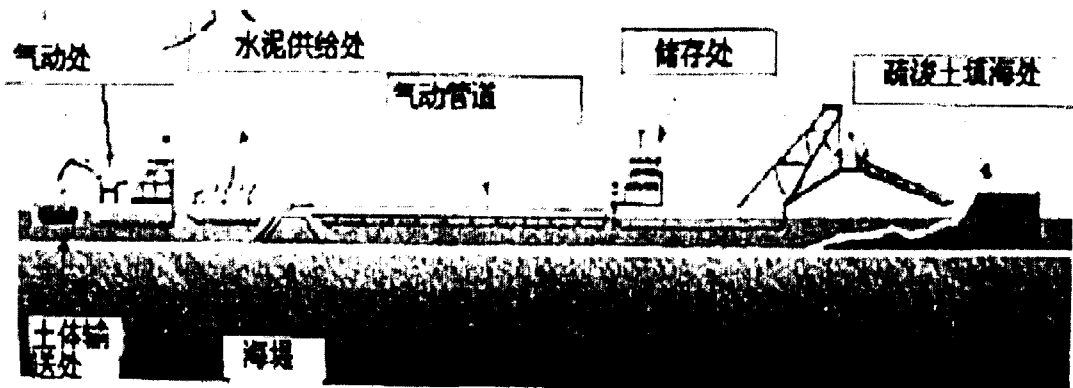


图1 气动搅拌法系统示意图

图 2 为输送管道中土体搅拌示意图。压缩空气的不断压入使搅拌土体快速运送, 由于管道中压缩空气的存在, 土体在输送过程中形状不断改变, 使土体与水泥很好地搅拌混合, 同时也使土体能穿越较长的运输距离, 这种一边输送一边搅拌的方法使工程效率得到提高。

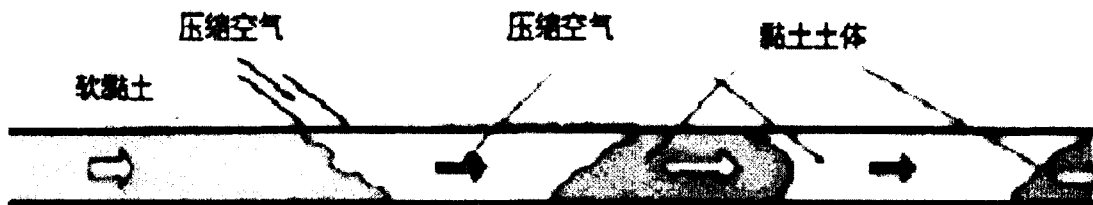


图2 输送过程中的土体搅拌示意图

2. 搅拌设计和控制系统

这里用于搅拌的疏浚土在名古屋码头五个不同的地方开挖得到, 分别用地区 A~E 表示。

表 1 中列出了 A 地区以及 B 地区疏浚土的物理性质，土体主要成分为粉粒和粘粒。

性质	A 地区	B 地区
比重 G _s	2.715	2.695
天然含水率 w _n : %	103	87.9
液限及塑限		
W _L	73.8	60.0
W _P	32.5	28.9
I _P	41.3	31.1
颗粒分布情况		
砾粒: %	1.0	0.2
砂粒: %	4.0	16.0
粉粒: %	53.0	48.0
粘粒: %	42.0	35.8

为了估算水泥搅拌后疏浚土强度，按照日本标准 (JGS, 2000) 进行了一系列无侧限抗压试验。首先，在 A-E 地区分别取土与海水拌和达到上述含水量值。然后在土中加入一定的膨胀高炉矿渣水泥使土体有不同的水灰比。这里水灰比定义为水的重量与水泥干重量的比值。土体充分搅拌后，制成直径 50mm，高 100mm 的试样，养护 28 天后，按标准进行无侧限抗压试验。

无侧限抗压强度 q_u 与水灰比的关系可以从无侧限抗压试验结果中得到。图 3 中给出了 A 地区与 B 地区的水泥搅拌土无侧限抗压强度与水灰比的典型关系曲线。图中可以看到，水灰比对搅拌土的无侧限抗压强度 q_u 影响很大。同时还发现，同一地区无侧限抗压强度 q_u 与水灰比的关系同天然含水量无关，由试验结果可得如下关系：

$$q_u = a (w/c)^b \quad (1)$$

其中 a, b 为试验参数，a, b 在 A 地区为 2.50×10^6 和 -3.41，在 B 地区为 2.62×10^6 和 -4.43。因此，由式 (1) 可以建立搅拌方案，根据各地区的参数 a, b，调整水灰比既可获得想要的强度。

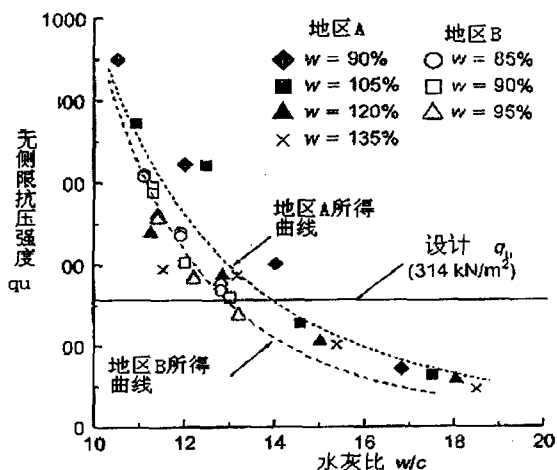


图 3 水灰比与无侧限抗压强度关系曲线图

图 4 显示了实际施工中水灰比的控制过程。系统首先在气动处调整疏浚土含水量 w，这样才能使土体在输送管道中流动。含水量由土体密度估算，密度由 γ -射线量测仪检测。

疏浚土密度可以用下式估算 (Miyashita, 2000):

$$\rho = \rho_0 \ln(I/I_0) \quad (2)$$

其中 I 为穿透土体的 γ -射线密度, I_0 为 γ -射线的初始密度, ρ_0 为常数, ρ 为土体密度。

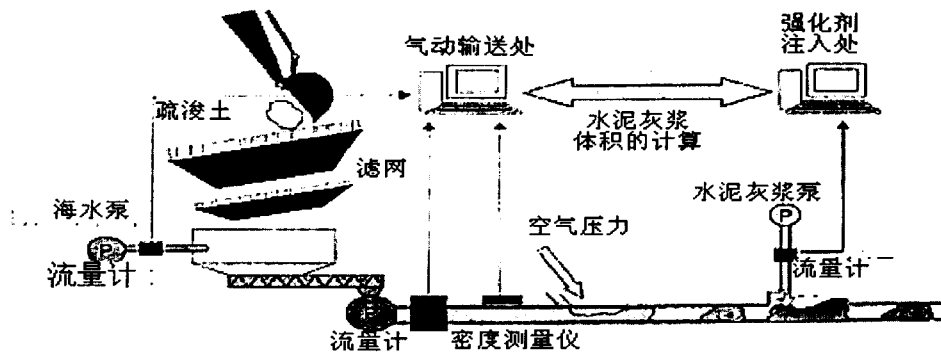


图4 气动搅拌法中土体水灰比控制过程

为了获得一定的含水量 w , 需要在疏浚土中加入海水, 加入的海水量由流量计计算, 然后土体由压缩空气送到输送管道中。在水泥供给处, 按设计好的水灰比方案计算出所需的水灰浆, 然后注入土体中, 其中泥浆为海水与膨胀高炉矿渣水泥的均匀混合物, 整个过程由电脑监控, 无须人工操作。

强度特性及差异

1. 引起强度差异因素

回填现场, 用气动搅拌法制成的水泥石常出现强度波动现象, 究其原因主要与下列因素有关:

- (a) 搅拌土水灰比控制的准确程度;
- (b) 输送距离差异造成的搅拌不充分;
- (c) 放置过程中搅拌土的性质变化;
- (d) 疏浚土的不均匀性。

本文用两种方法对上述影响因素进行了研究。第一种方法只在一个土体输送处取少量的土试验, 第二种方法取全部的搅拌土进行试验。一个土体输送处疏浚土的体积约为 $2000\sim 3000\text{m}^3$, 全部搅拌土体积为 $8.6\times 10^6\text{m}^3$ 。

2. 水灰比控制准确度和放置过程性质变化

图5为搅拌过程中疏浚土的含水量 w 与时间 t 的关系图, 土体含水量 w 由前面提到的射线仪控制。由图可见, 对一个土体输送处的土体进行搅拌处理需要几个小时, 其中含水量 w 的设计值为 111% 。图中还可看到, 虽然含水量 w 有轻微波动, 但其平均值非常接近设计值。

同一时刻水灰比的变化情况也可从图5中看到。水灰比值由疏浚土体积以及注入泥浆体积计算。实测的水灰比也非常接近水灰比设计值 14.0 。可见, 水灰比 w/c 的控制波动很

小，因此它对疏浚土的强度影响可忽略不计。

接下来搅拌土要输送到填海处。这里输送管道长 1300m，为了观察水泥土在放置过程中的性质变化，分两个阶段取样研究。第一阶段在土体储存处，每隔 15 分钟取一个土样，共取 10 个。然后将每一个土样制成 3 个直径 50mm，高 100mm 的圆柱试样，养护 28 天后进行无侧限抗压试验。第二阶段在上述土体回填处取土，养护 28 天后进行同样的试验。

图 6 (a) 是第一阶段试样无侧限抗压强度 q_u 的频率分布，6 (b) 为第二阶段试样无侧限抗压强度 q_u 的频率分布。图中无侧限抗压强度的平均值 $(q_u)_{ave}$ 及变异系数 C_v 由正态分布拟合得到。由图可见，两个阶段的 $(q_u)_{ave}$ 及变异系数 C_v 非常接近。因此海平面上回填处搅拌土的性质变化不大。

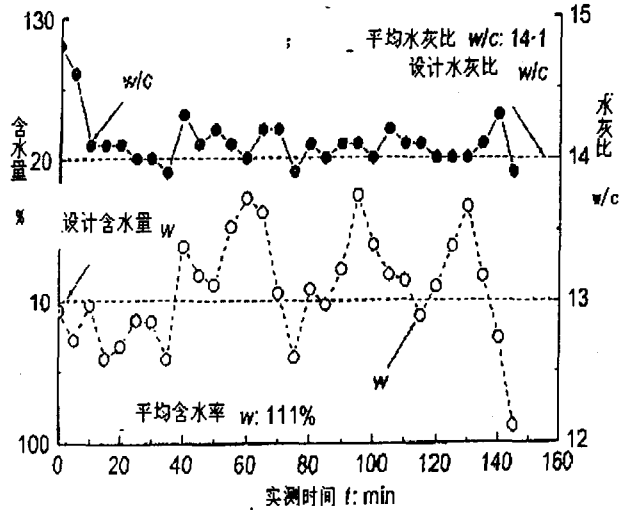


图 5 含水量 w 及水灰比随时间变化曲线

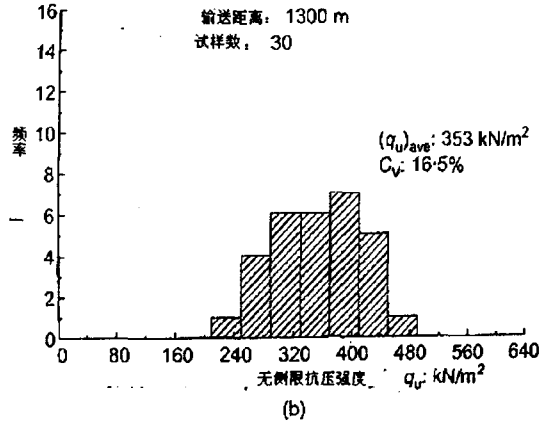
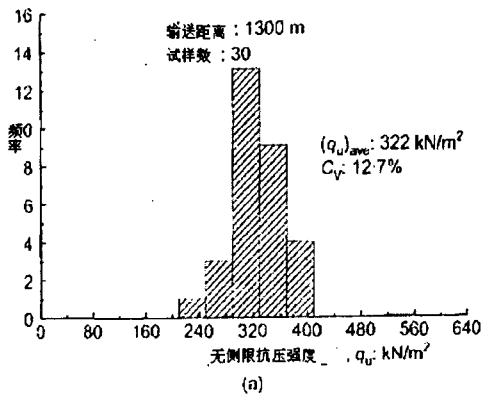


图 6 试样 q_u 的频率分布，其中 (a) 试样取自储存处 (b) 取自填海处

3、输送距离的影响

为评估输送过程中搅拌的充足程度，进行了下列测试。首先，在不同输送距离，即 43、93、136、645m 处分别对同一搅拌土取样研究，为达到此目的，在输送管道中分别在这些距离处安装阀门。将每个取样点处的土体，制成 25~30 个圆柱试样。同时，在实验室中制备同样水灰比的试样，都 28 天养护后进行无侧限抗压试验。上述测试共进行了两次。

图 7 为第一次测试得到的含水量 w 与无侧限抗压强度 q_u 关系图，图中两条直线表示实验室制样的无侧限抗压强度 q_u^{lab} 和含水量 w^{lab} ，在 43m 处气动法搅拌试样的无侧限抗压强度 q_u 明显小于实验室制样值 q_u^{lab} ；而 93m 处，136m 处则明显大于实验室制样值 q_u^{lab} ，645m 处非常接近 q_u^{lab} 。除 645m 的数据外，其他各处的含水量都比较离散。

图8为无侧限抗压强度平均值 q_u^{ave} 随输送距离的变化情况, q_u^{ave} 用 q_u^{lab} 标准化, 图6(a)中的 q_u^{ave} 也在1300m处显示出。可以看到, 43m处 q_u^{ave} 明显小于 q_u^{lab} , 136m处 q_u^{ave} 明显大于 q_u^{lab} 。因此, 可以认为在43m处, 水泥含量很少, 而在136m处则很多, 这也就是说, 当输送距离小于136m时, 土体没有充分搅拌均匀, 而645m和1300m处土样的 q_u^{ave} 很接近 q_u^{lab} , 说明这两处的土已经搅拌均匀。

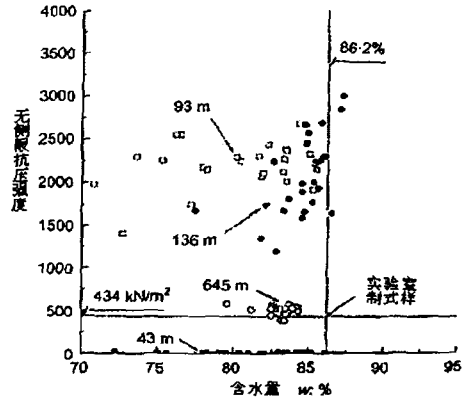


图7 由无侧限抗压试验测得含水率 w 与无侧限抗压强度 q_u 关系图

4、疏浚土不均匀性影响

修建人工岛屿过程中, 即使所有的疏浚土都取自同一地区, 也常发现水泥搅拌土的性质会有差异 (特别是在强度方面)。为了避免有的土强度过低, 应在回填过程中对搅拌方案进行修改。在储存处对每 $25000m^3$ 土体取样, 制样并养护3天或者28天后进行无侧限抗压试验。图9为养护3天与养护28天的无侧限抗压强度 q_u 情况, 它们之间关系可用下式表示

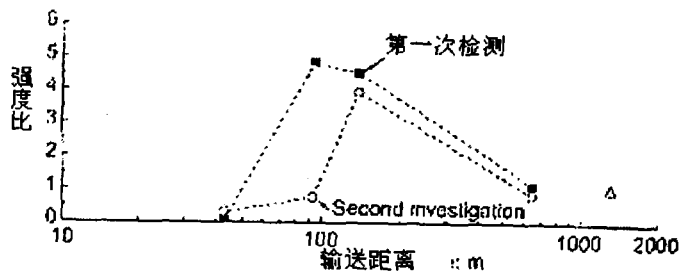


图8 不同距离处试样无侧限抗压强度平均值变化情况

$$(q_u)_{28\text{-day}} = 2.06 [(q_u)_{3\text{-day}} - 69] \quad (3)$$

图9看出, 当 $(q_u)_{3\text{-day}}$ 很小时, $(q_u)_{28\text{-day}}$ 也会小于 q_u 设计值。因此填筑过程中, 当储存处中取样的 $(q_u)_{3\text{-day}}$ 小于 $50kN/m^2$ 时, 需适量降低水灰比, 从而达到 q_u 设计值。

为了研究疏浚土的不均匀性对强度的影响, 填筑中在储存处对每 $25000m^3$ 土体进行定期取样, 制样后养护28天进行无侧限抗压试验。图10为强度的频率分布图, 10(a)、10(b)分别对应A地区和B地区的试样。变异系数 C_v 由正态分布拟合得到。可以看到 q_u^{ave} 在两图中很接近, 而 C_v 则都大于图6(a)中的数值。这主要是因为即使土体取自同一地区, 土体的性质也会随深度变化。因此, 疏浚土的不均匀性对搅拌土的强度有较大影响。

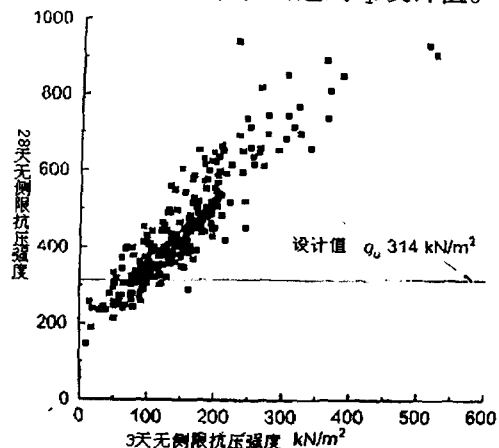


图9 养护3天与28天试样的无侧限抗压强度关系

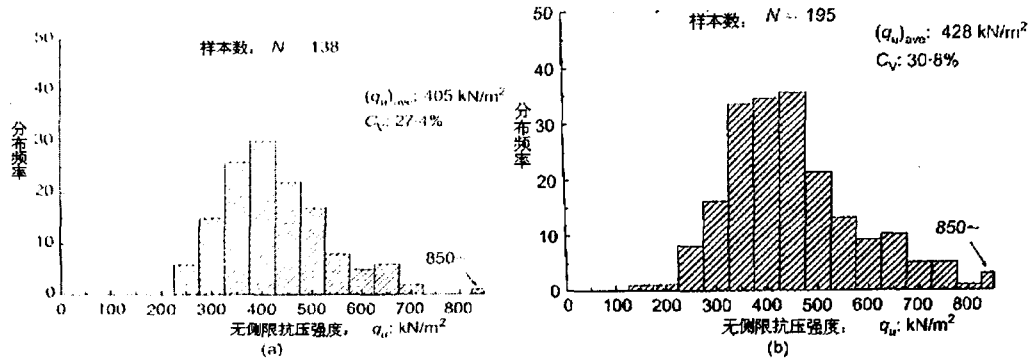


图10 疏浚土无侧限抗压强度 q_u 的频率分布图: (a) A地区 (b) B地区

图11为由五个填筑区A~E处土样的 q_u 频率分布图。图中 C_v 与图10(a)、(b)中很接近。这说明取土地区的多少不会对搅拌土的强度有影响。因此,基于图3水灰比 w/c 得到的现场搅拌方案适用于本工程。

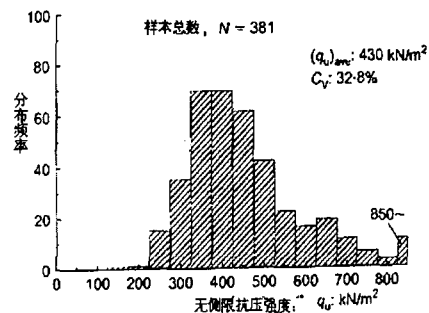


图11 A~E地区疏浚土所有是样 q_u 分布图

结论

本文研究得到如下结论:

- 在搅拌土制备过程中可以对水灰比进行准确控制,由于其变化不大,因此对强度的影响很小;
- 搅拌土在高于海平面的填筑处性质变化较小;
- 当输送距离小于100m时,土体搅拌不均匀,因此强度不一致,变化较大,而当输送距离大于600m时,搅拌较均匀;
- 疏浚土不均匀性对土体强度影响大。即便在同一地区取土,土体性质也会随深度变化。
- 当疏浚土性质变化较大时,根据水灰比得到的搅拌方案,对气动搅拌法很适用。

影响气动搅拌法制备的水泥搅拌土强度增加因素很多,包括固化剂性质,土体性质,搅拌情况及现场情况等。土中加入少量水泥时,强度较低,并且有较大离散性。许多文章提出了简单公式估算处理后土体的强度,但没有一个真正适用的公式可以考虑到所有的影响因素。因为土体强度会受现场搅拌情因素影响,而这些因素又随场地及设备不同而有差异。正因为如此,大多数处理后土体强度是通过室内试验,并结合以往经验计算得到。本工程中经过一系列的室内试验和现场测试,建立了基于水灰比 w/c 的搅拌方案,并在工程用得到了充分运用。可见每个工程都有必要进行室内试验以及现场测试,并对搅拌方案,施工过程,施工质量进行监控。

参考文献(略)

本文作者: M. Kitazume and K. Hayano 摘自 *Ground Improvement* (2007) 11, No.1, 21~26
Soil Stabilisation Division, Department of Geotechnical and Structural Engineering,
Port and Airport Research Institute, Japan