

目 次

论 文

螺杆菌桩螺纹段承载力计算方法与直杆段作用的探讨..... 王晓哲 (3)

螺杆菌桩新技术及其运用.....张进,陈超鋈,谭燕姬(9)

静压预应力管桩极限承载力试验研究.....陈焕文 (17)

上海金山石油储备库 15 万 m³大型储罐基础采用预应力管桩.....
..... 徐至钧,黄左坚,何国富(42)

多种围护型式在杭州某软土基坑中的综合应用.....徐建斌,金小荣(53)

灰砂挤密桩在处理软弱地基中的应用.....任振甲 (58)

一题一议

薄壁取土器推广使用中遇到的问题.....龚晓南 (61)

译 文

泥石流中石块尺寸与其流速间的关系*

Adam B. Prochaska, Paul M. Santi, and Jerry D. Higgins Relationships between size and velocity for particles within debris flows.....
.....秦鹏飞 译;韩同春 校(63)

螺杆菌桩螺纹段承载力计算方法与直杆段作用的探讨*

王晓哲

(上海江欢成建筑设计有限公司 上海 200041)

[摘要] 螺杆菌桩是近些年出现的一种新桩型。本文介绍了目前国内学者提出的螺杆菌桩螺纹段竖向受压承载力的几种理论计算方法,并对这几种计算方法存在的问题进行了初步探讨。本文在分析螺杆菌桩螺纹段提高承载力原理的基础上,分析了直杆段在承载过程中的重要作用,阐述了螺杆菌桩桩身结构的合理性。

[关键词] 螺杆菌桩;承载力;桩身结构

螺杆菌桩简介

螺杆菌桩是一种带螺纹的异型灌注桩,其桩身结构为“上部直杆段,下部螺纹段”(见图1-1、1-2),其成桩原理是利用螺杆菌桩机特有的自动控制系统,将合金铸造的钻杆(钻杆下部有螺纹段,长度一般为4~8米)钻入土中,并在提钻的同时连续高压泵送混凝土,达到一次成桩的效果。其中桩身螺纹段的形成采用了同步控制技术,该技术是指用自动控制系统对钻杆的旋转速度和提升(下降)速度进行实时检测、校核、修正,使钻杆每旋转一周就刚好上升或下降一个螺距,从而在土体中形成并保持其螺纹形态。螺杆菌桩既有长螺旋灌注桩在成孔过程中无需清孔、护壁的优点,又具有预制桩无需取土无泥浆污染的优点,同时由于成桩过程中挤密土体以及螺纹与土体的机械咬合作用使得其具有较高的承载力,因此螺杆菌桩具有较高的综合利用价值,是一种有较大应用前景的新桩型。



图 1-1 直杆段



图 1-2 螺纹段

* 收稿日期: 2009年3月

目前国内学者提出的理论计算方法

螺杆桩上部的直杆段受力直接,计算简单;而螺杆桩下部的螺纹段受力复杂,其理论计算方法是目前国内学者比较感兴趣的研究课题。部分文献报道的估算螺杆桩螺纹段竖向受压承载力的研究成果,主要是在传统的单桩承载力方法上进行了一定的改进。螺杆桩螺纹段与传统直线型桩在桩身结构上的区别,使桩土作用原理也有质的不同。下面给出目前国内学者提出的几种理论计算方法,并对目前这几种理论计算方法存在的问题进行初步探讨。

1. 基于汤姆利逊 α 理论的计算方法

1971年汤姆利逊(M.J.Tomlinson)用78根桩的试验结果统计,提出了 α 法理论^[1],该理论指出:在相同条件下,桩的螺纹段在饱和粘性土中承载力是传统直线段承载力的1~5倍。根据该理论提出估算公式^[2]为:

$$Q_{uk}=Q_{sk}+Q_{pk}=u_D \sum q_{sik} l_i \beta_{si} + q_{pk} A_p \quad (1)$$

式中, u_D ——螺杆桩的外径周长

q_{sik} ——桩侧第*i*层土的极限侧阻力标准值(kPa)

q_{pk} ——桩端极限端阻力标准值(kPa)

β_{si} ——单桩第*i*层土极限侧摩阻力标准值的增强系数, $\beta_{si}=1/\alpha$ 。参数 α 为粘着力系数, $\alpha=0.2\sim 1.0$,取决于土的不排水抗剪强度和桩进入粘土层的深度与桩径之比 h_e/d ,文献[2]给出了 α 的具体取值方法。

2. 基于圆柱面剪切滑移的法向应力法

桩的螺牙与土的机械咬合作用力通过桩孔侧壁土的抗剪强度体现的^[1],达到极限状态时,会在螺牙外周产生圆柱形剪切滑移面,与直线段的受力机理截然不同,因此建议按下式计算:

$$Q_{uk}=Q_{sk}+Q_{pk}=u_D \sum \tau_{si} l_i + q_{pk} A_p \quad (2)$$

式中, τ_{si} 为螺纹段第*i*层土的极限抗剪强度标准值(KPa)。按照摩尔-库伦理论:

$$\tau_{si} = \sigma_{si} \tan \phi_i \text{ (砂类土);}$$

$$\tau_{si} = C_i + \sigma_{si} \tan \phi_i \text{ (粘性土);}$$

式中, C_i ——第*i*层土的粘聚力(kPa);

ϕ_i ——第*i*层土的内摩擦角;

σ_{si} ——第*i*层土的抗剪强度对应的法向应力(kPa)

该方法的核心问题在于如何确定法向应力的取值,文献[3]中给出了各种土体的计算取值。

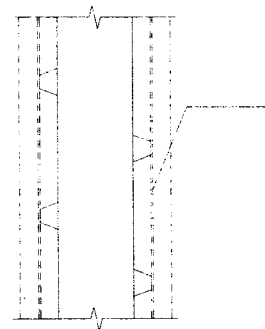


图 0-1 圆柱形剪切滑移面

3. 参考支盘桩提出的计算方法

考虑螺牙影响桩身截面,使得桩表现为变截面桩的特性,参考支盘桩等变截面桩的设计方法,可以按分节端阻力的概念来计算螺牙增强的承载力^[4]。

$$Q_{uk}=Q_{sk}+Q_{pk}=u_d \sum q_{sik}l_i + \sum \alpha_i q_{pi} A_{pi} + q_{pk} A_p \quad (3)$$

式中, u_d ——螺杆桩的内径周长 (m);

α_i ——第 i 个螺纹盘极限端阻力标准值的修正系数,对粘性土、粉土取 0.7~1.0,砂土取 0.6~0.9;

q_{pi} ——第 i 个螺纹盘处土层的极限端阻力标准值;

A_{pi} ——扣除桩身等截部分面积的第 i 个螺纹盘的水平投影面积 (m^2);

4. 目前几种理论计算方法存在问题的初步探讨

公式(1)基于试验结果,有一定的应用价值,但其主要基于饱和粘性土给出的结论,缺乏推广至非饱和粘性土、砂土等其它各种土层的理论依据,给该公式的应用带来了较大的局限性。

公式(2)是基于在螺牙外周产生圆柱形剪切滑移面给出的。有限元分析表明,在螺杆桩达到极限状态时桩端和螺牙下土体受压形成整体的塑性滑移面,而并非沿着螺牙外周的圆柱面^[5],因此该公式的理论基础和适用范围还有待进一步探讨。

公式(3)是基于支盘桩的理论给出的。螺杆桩的螺距和螺牙外伸宽度的比值与支盘桩的支盘间距和支盘外伸宽度的比值接近,因此在受力特性上有一定的相似性。但该公式把支盘处的端阻力进行了折减,应用于螺杆桩时有可能造成概念上的混淆。

5. 典型案例

现根据海口某工程地质报告进行试算,地质资料见表1:

表 1

地层名称及编号	f_{sk} (kpa) 承载力特征值	γ (KN/m ³) 重度	E_{s1-3} (MPa) 压缩模量	C_u (kpa) 粘聚力	Φ (°) 内摩擦角	深度 N
①层杂填土	80	18.0	-	10.0	8.0	2.0m
②层粘土质砾砂	180	18.5	8.0	25.0	30.0	3.0m
③层粗砂	200	19.0	8.5	15.0	25.0	2.4m
④层粘土	125	17.0	3.5	15.0	10.0	2.8m
⑤层粗砂	180	19.0	8.0	15.0	25.0	7.8m
⑥层粉砂	150	18.0	5.0	15.0	15.0	6.5m
⑦层粘土质粉砂	180	18.5	8.0	30.0	15.0	11.3m
⑧层粘土	220	19.0	8.0	35.0	20.0	4.2m
⑨层粘土	280	19.0	10.0	40.0	22.0	20.0m

持力层为第⑤层粗砂,设计桩长为15米,螺纹段设计长度为6米,桩径400mm。计算结果如表2所示:(土层侧阻力和端阻力值按规范规定经验值选取)

表2

	公式(2)	公式(3)	螺杆桩实测值	传统直线型桩计算值
承载力(kN)	2025.6	1975.2	2100	1197.0
误差(%)	-3.5%	-6.0%	\	\

上述几种方法,从不同的理论依据出发,对桩土结合情况进行近似和简化,得出形式不同的计算公式。无论哪种公式,计算结果均明显高于传统直线型桩。公式(2)和(3)误差均在工程误差范围内且偏安全,公式(2)误差相对较小。公式(1)由于局限性较大,未进行计算和比较。公式(2)和(3)在一般土体中具有实用价值,其中公式(2)已在国内海南、湖南、陕西、山东、河南等地上百项工程中得到验证。

螺杆桩直杆段的功能简析

1. 直杆段对螺纹段的功能

全螺纹灌注桩与螺杆桩在构造上的不同在于全螺纹灌注桩的整个桩身分布螺纹,而螺杆桩只有桩下部分布螺纹。 α 理论的核心内容表明,桩土形成螺纹形受力形态时,桩周土体由摩擦受力改变为剪切受力,土体承载力可以提高1~5倍,当桩是全螺纹桩时土体对桩提供的承载力达到最大,但在实际应用中往往受到以下条件的制约:

- (1) 混凝土强度和断面积
- (2) 桩的长细比
- (3) 桩的构造要求

其中,在普通混凝土条件下,断面积是桩身承载力的首要条件。因此,桩的断面积受到了应力分布规律的制约。(见图1)

海南省海口市阳光·经典工程中曾进行全螺纹灌注桩与直线型桩的比较。

试验中的两种桩均采用C20混凝土,设计桩径均为400mm(全螺纹灌注桩为外径),螺纹内径为273mm。试验结果显示,桩顶荷载加载至500kN时,全螺纹灌注桩的桩头即发生破坏。(见图2)

经过计算,虽然桩径均为400mm(见图3),但:全螺纹灌注桩的桩头截面积为 0.0585m^2 ,桩头承载力设计值为449.28kN;

直线型桩的桩头截面积为 0.1256m^2 ,桩头承载力设计值为964.61kN。

试验结果和计算结果验证了采用普通混凝土的全螺纹灌注桩承载力往往还不如同等条件下的直线型桩,说明桩的承载力首先是由桩身断面积

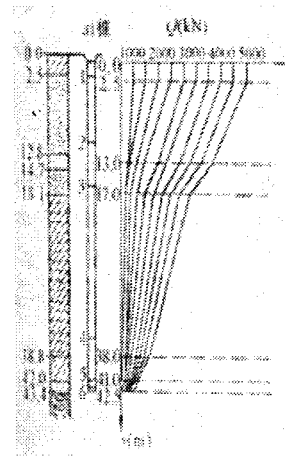


图1

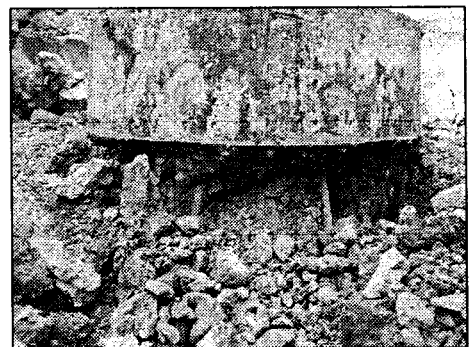
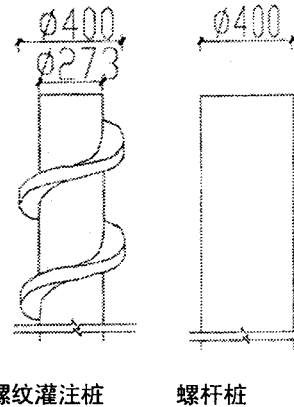


图2

决定的。

加大全螺纹灌注桩的桩径或提高混凝土强度的方法往往都受到经济或技术条件的限制。

对以桩侧阻力为主的桩来说，桩侧阻力沿桩身的分布规律为随深度而衰减，桩身轴力自桩头至桩端逐步衰减——即桩身轴力呈现上大下小的分布规律。(如图2)根据这一特性，螺杆桩的桩身结构设置为“上部直杆段，下部螺纹段”，且上部直杆段的直径大于下部螺纹段的内径，断面积较大的直杆段提供较大的桩身强度以承受上部的较大桩身轴力，起到承上启下的作用，使螺杆桩克服了全螺纹灌注桩在实际应用中的缺陷，既科学又经济。



全螺纹灌注桩 螺杆桩

图3

2. 直杆段对于防止桩周土体脱空的作用

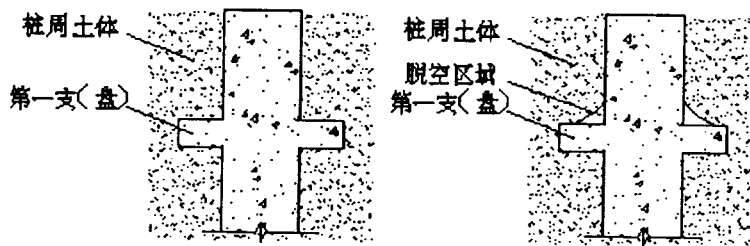


图4 DX支盘桩产生沉降后土体中出现脱空区域

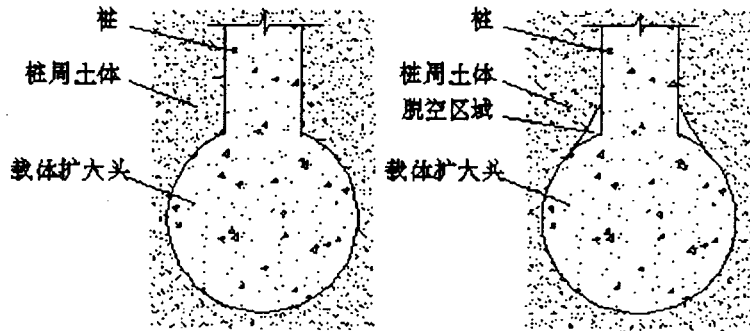


图5 复合载体桩产生沉降后土体中出现脱空区域

多种挤扩式灌注桩(如DX支盘桩、复合载体桩)在计算承载力时需要考虑脱空区的产生导致的桩侧阻力损失,采取的措施往往是不考虑桩侧阻力。而螺杆桩的螺纹也可视作异型扩大头,沉降过程中螺纹上部是否会产生脱空区?

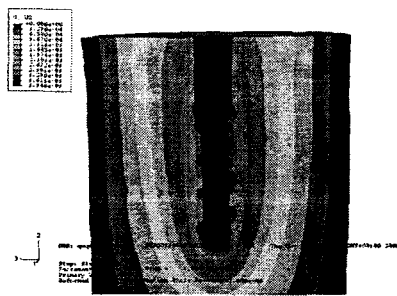


图6 螺杆桩整体沉降图

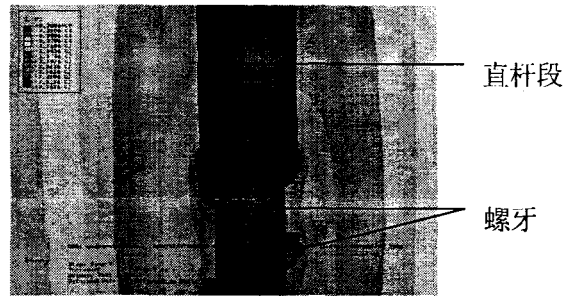


图7 螺杆桩变截面处沉降

DX 支盘桩、复合载体桩这一类桩身含有扩大头部分的桩型具有一个共性：扩底盘（扩大头）的外径明显大于桩径，这种桩身结构在竖向荷载作用下往往出现图4和图5中所示的脱空区域。^[6] 汤姆利逊提到^[1]：“在裂隙黏土中的钻孔桩端部设置扩大头时，如果容许扩大头产生显著的沉降，那么，在一部分桩身上会损失黏着力”。

螺杆桩在构造上采取了直杆段直径与螺纹段外径相等的形式，使桩在竖向荷载作用下，螺牙与螺牙之间不可能出现土体脱空区域，不会因此造成承载力的损失，呈现出桩土整体受力、协调变形的受力特征，表明了螺杆桩直杆段的存在对螺纹段功能的发挥的必要性，有限元仿真计算的结果也验证了螺杆桩直杆段的这一重要作用。^[7]（见图6、7）

总结

螺杆桩改变了传统直线型灌注桩竖向承载力机理。本文介绍了目前国内学者提出的几种理论计算方法，分析了直杆段在螺杆桩的桩身结构中的重要作用，用有限元的计算结果证明了螺纹段螺牙上部不存在脱空区域，阐明了螺杆桩桩身结构的合理性。

参考文献

- [1] Tomlinson M J. Pile Design and Construction Practice[M]. London: Viewpoint Publication, 1977
- [2] 李波扬, 吴敏. 一种新型的全螺旋灌注桩—螺纹桩[J]. 建筑结构. 2004年8月
- [3] 彭桂皎, 虞锋等. 螺杆桩新技术设计及其应用[D]. 2005-11-10
- [4] 常冬冬. DX 桩承载力机理有限元分析[D]. [硕士学位论文]. 北京: 清华大学, 2001
- [5] 刘复孝. 滚压成型螺纹灌注桩竖向承载力性能研究[D]. [工学硕士学位论文]. 哈尔滨工业大学. 2006年6月.
- [6] 徐至钧, 张国栋. 新型桩——挤扩支盘灌注桩设计与工程应用[M], P14; 机械工业出版社, 2003
- [7] 中国基础网, www.luoganzhuang.com

Abstract: Half-screw pile is a new pile type in recent years. Several calculating methods of vertical bearing capacity has been introduced and discussed in this issue. It also expounds the principle why screw can increase bearing capacity, analyzes the importance of cylindrical part, and demonstrates the consistency of the structure of half-screw pile.

螺杆桩新技术及其运用*

张进¹, 陈超鋈², 谭燕姬³

(1 河南六建集团 洛阳 471009; 2 华中科技大学 武汉 430074;

3 南昌工程学院 南昌 310000)

【摘要】螺杆灌注桩是一种新型的变截面异形桩,是在日本的高强度钢纤维混凝土预制螺纹桩的基础上创新而成的。它的全称为半螺旋钻孔管内泵压混凝土灌注桩,其形状是上部为圆柱型,下部为螺丝型的组合式新型桩。螺杆桩是国内目前唯一的一种无噪音、无污染、不取土、对周边建筑物无影响、承载力高、沉降小、造价低且施工快捷的桩型,其工法经过不断的积累和总结正日趋完善。

【关键词】螺杆桩; 螺杆桩工法

概述

螺杆桩及其施工工法已先后在海口名门广场三栋29层超高层连体建筑复合地基、长沙湘樟小区19层钢筋混凝土独立柱基、海南雅居乐房地产开发的陵水清水湾旅游度假区首期共111栋独立柱基、西安丽景佳苑28层商住楼复合地基等一百多项工程中应用并取得成功,在广东省湛江市、湖南省长沙市、陕西省西安市、河南省郑州市、洛阳市、山东济南、辽宁沈阳、丹东、黑龙江等省市已经形成技术市场,正以星火燎原之势席卷全国。

从土层性质来说,螺杆桩适用于粉土,粘土,粉质粘土,中细沙,粒径小于20cm沙砾石层,强风化层,橡皮土等地层。不受地下水的限制。淤泥质土中需慎用。

从工程应用来说,螺杆桩适用于复合地基的刚性桩、钢筋混凝土基础的钢筋混凝土桩和复合桩基的基桩,桩径300mm~800mm,桩径视长细比调整。

螺杆灌注桩在下部形成了螺纹段,使桩的受力性能发生了变化,由于螺纹段的存在,使得土体的抗剪强度大幅提高,从而提高了桩的侧摩阻力。在相同条件下,螺杆桩与普通直杆灌注桩相比单桩的极限承载力有显著提高。

螺杆灌注桩属于部分挤土灌注桩,在成桩时通过特制的螺纹钻杆对桩周围的土体螺旋挤压,改善了桩间土性能、减小了地基土的沉降,提高了地基土的承载力和桩侧摩阻力。对大多数土层螺杆桩的挤土效应都体现为一种正效应。

螺杆桩施工工艺简单,在正确操作的前提下不存在清底、取土、泥浆护壁、塌孔、断桩、缩径等问题,桩身质量可靠,具有无取土、无噪音、无泥浆污染等绿色桩型特色。

* 收稿日期: 2009年3月

通过螺杆桩处理的复合地基可以有效降低地震力对结构的影响,同时,即使在建筑物过大水平位移情况下,仍可以有效的传递垂直荷载,并由于加固后消除了可液化土层,从而可以广泛应用于地震区。

与传统的直杆灌注桩相比,减少了混凝土用量,降低了工程成本。

螺杆桩机设备性能先进,自动化程度高,劳动强度低,施工进度快。

成桩工法

螺杆桩独特的成桩工法,只有满足性能指标的专业机械设备才能实现。其成桩的过程大致可分为下钻、提钻两个过程,并且在提钻的同时进行混凝土泵压灌注。

1. 下钻:

(1) 采用正向非同步技术挤压土体形成圆柱状至直杆段设计标高;

(2) 随后钻杆采用正向同步技术下钻,使土体形成螺旋状直至设计深度。

2. 提钻:

(1) 顺着已形成的土体螺旋轨迹钻杆反向同步技术提升至螺旋段顶标高;

(2) 在直杆段土体内采用直提钻杆或正向非同步技术提钻;

(3) 提钻阶段中,在提钻同时泵机利用钻杆作为通道,保持额定泵压和泵速在高压状态下使混凝土形成螺旋状桩体或圆柱状桩体。

同步技术是指将下钻速度与旋转速度进行同步匹配的一种技术,钻头每提升或下落一个螺距,钻杆刚好旋转一圈并挤压土体,从而形成螺旋形的孔或桩。

非同步技术中的下钻速度与旋转速度则不同步匹配,钻头每提升或下落一个螺距,钻杆旋转多圈并挤压土体,从而形成圆柱形的孔或桩。

根据工程的需求,只需要在提钻时使用非同步技术或正向旋转提钻,就可以扫去下钻时形成的螺旋形孔,从而形成直线型或带扩大头的直线型桩。

成桩过程中的控制因素

成桩工法中存在多个控制因素,直接影响最终的成桩效果。

1. 成桩前检测:

(1) 检测成孔深度

检测设备成孔能力,保证成桩时钻头能打至设计标高。

(2) 检测成孔直径与回弹率

成孔后一小时测量孔的直径,与设计值进行比较得出差值并计算出回弹率(差值与设计值的比值),当回弹率较大时应酌情加大成孔直径,建议可在钻杆螺牙上加焊铁皮。

(3) 检测相邻孔之间的影响

观察和检测相邻两个设计桩孔之间的影响,如影响程度较大,则需考虑跳打施工。

2. 打桩过程中的检测:

(1) 检测成孔终孔控制电流。

- ①制定每米钻进电流变化表;
- ②根据电流变化表, 核对三个孔的地质柱状图。

(2) 检测实际混凝土用量, 与理论值比较并计算充盈系数。

(3) 检测直流控制施工参数的设定。

①连续泵送成桩的提升速度:

桩径 400mm 的桩: 钻杆提升速度为 2.6~3.2 米/分钟;

桩径 500mm 的桩: 钻杆提升速度为 1.6~1.8 米/分钟。

②螺杆菌施工要求进行混凝土连续泵送, 钻杆提升 50cm 时开始进行泵送, 泵机采用 60B 泵或 80 泵, 12~14 泵/分钟, 泵送管内混凝土额定流速: 4~5s, 压力以流速为标准;

③控制最后一次灌注量, 桩顶超灌量不得少于 500mm。

3. 成桩后检测:

(1) 终桩合格判定准则

钻孔深度	动力头设定电流	处理措施
合格	合格	合格
不合格	合格	有效桩长不得小于设计桩长的 90%
合格	不合格	继续钻进动力头至电流达标或桩长大于设计桩长两米以上

※动力头设定电流合格的标准为:

直径 400mm 桩, 转数约 3 转/分、持续电流 100A 超过 4 米和满足设计深度的基本要求。

直径 500mm 桩, 转数约 3 转/分、持续电流 140A 超过 4 米和满足设计深度的基本要求。

螺杆菌工艺流程及操作要点

1. 施工准备

螺杆菌灌注桩施工前应具备以下文件资料

- (1) 岩土工程详细勘察资料
- (2) 建筑物平面布置图及高程
- (3) 建筑场地和邻近区域内的地下管线(管道、电缆)、地下构筑物等的调查资料。
- (4) 螺杆菌灌注桩桩位平面布置图及技术要求
- (5) 试桩资料或工艺实验资料
- (6) 施工组织设计和施工方案

施工前应清除地上和地下障碍物并平整场地, 探明和清除桩位处的地下障碍物, 按平面图布置图的要求做好施工现场的施工道路、供水供电、施工设施布置、材料堆放等有关布设。

施工前应逐级进行图纸和施工方案交底,并做好原材料质量检验工作。

桩位放线定位前应设置测量定位点和水准基点,并采取妥善措施加以保护。根据设计桩位图在施工现场布置桩位,桩位确定后应填写放线记录,桩位点应设有不易破坏的标记,并应经常复核桩位位置以减少偏差、避免漏桩,经有关部门验线后方可施工。

施工前应做成孔实验,其目的是核对地质资料,检验所选设备、机具、施工工艺及技术要求是否合适。如成孔实验满足要求,试桩成孔的施工工艺参数即为施工时选择工艺参数的依据。

2. 施工工艺流程

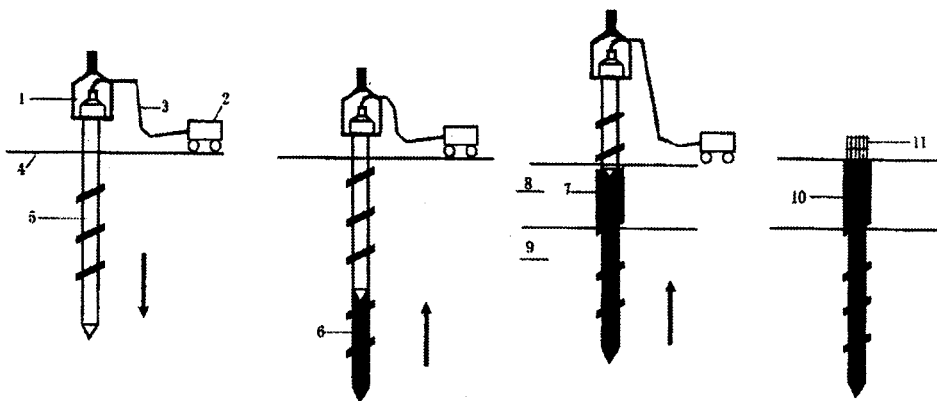


图 4.2-1 螺杆桩工艺流程示意图

注:1-动力头,2-混凝土输送泵,3-高压管,4-自然地面,5-钻杆,6-成桩后螺纹段,7-成桩后直线段,8-上部软土层,9-下部硬土层,10-螺杆桩全断面,11-后置钢筋笼。

3. 施工要点与步骤

(1) 螺杆桩的施工顺序应先外排后里排,按编号顺序进行,根据桩间距和地层的渗透情况,确定是否采用跳桩施工方法,以免因振动挤压造成相邻孔缩径或串浆。

(2) 桩机定位需准确。

(3) 螺杆桩位定好后,按设计要求在桩中心点上插一标杆,放好桩位后,移动螺杆桩机到达指定桩位对中。

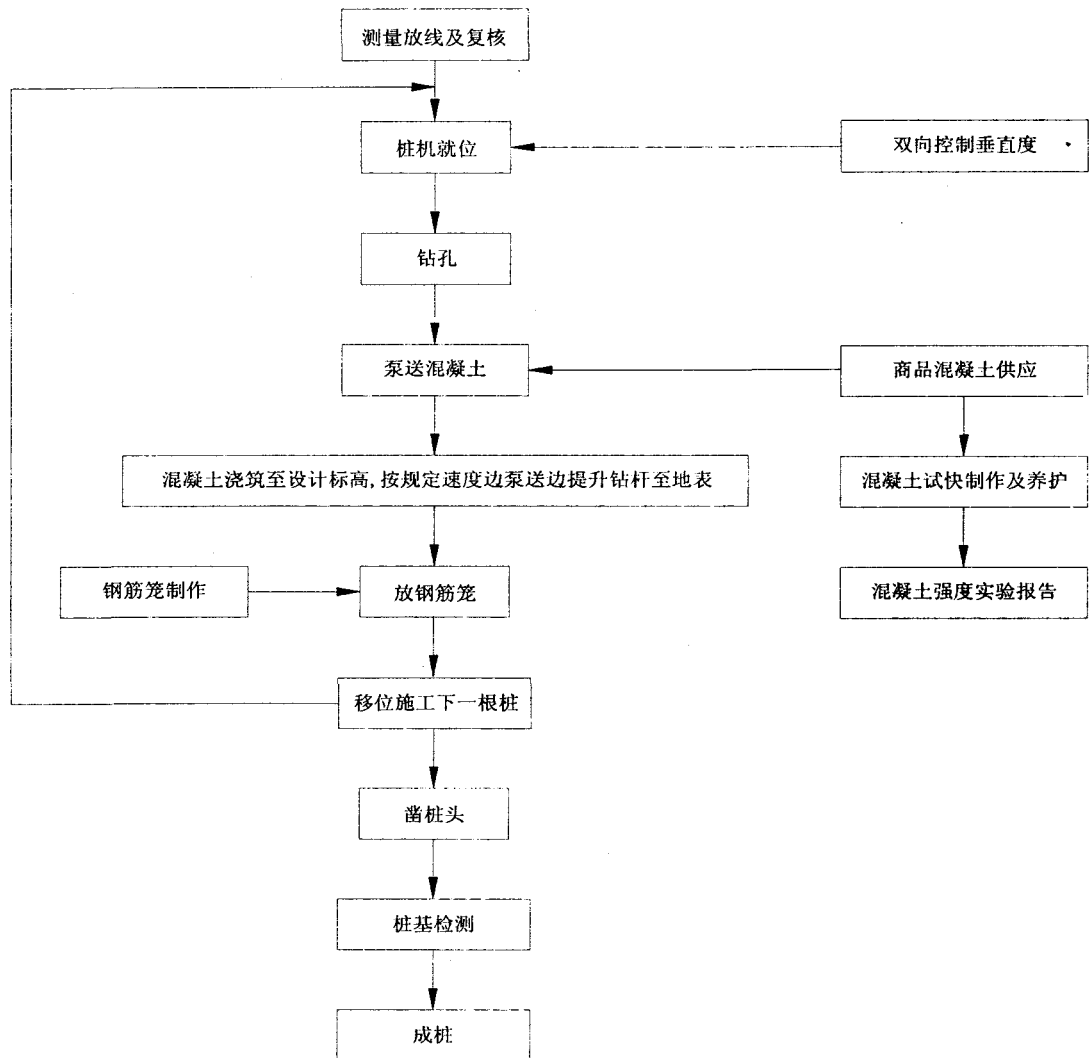


图 4.2-2 螺杆菌施工工艺流程框图

(4) 调整钻杆垂直度

桩机就位后, 应用桩机塔身的前后和左右的垂直标杆检查塔身导杆, 校正位置, 使钻杆垂直对准桩位中心, 确保垂直度小于 1.0% 桩长。

(5) 速度匹配

下钻过程中桩机自控系统严格控制钻杆下降速度和旋转速度, 使二者匹配, 要求钻杆旋转两周以上, 螺旋钻杆下降一个螺距, 钻至螺杆菌直线段设计深度, 在土体中形成圆柱状。钻杆旋转一周, 螺杆菌钻杆下降一个螺距, 钻至螺杆菌螺纹段设计深度, 在土体中形成螺纹状。

(6) 反向旋转提升钻杆及泵送混凝土

螺杆菌成孔到达设计标高后, 停止钻进, 与此同时开始泵送混凝土, 当钻杆芯管充满混

凝土后钻杆反向旋转提升钻杆,提钻过程中自控系统应严格控制钻杆提升速度和旋转速度,与下降时一样,保持同步和匹配。按规定控制提钻速度,成桩过程应连续进行,避免因后台供料慢而出现停机待料。提钻时钻头到达一定位置可停止泵压混凝土,由钻杆内的混凝土充填至桩顶标高。

(7) 钢筋笼采用后置式安装。制作的钢筋笼其接头采用焊接,可采用人工置入,钢筋笼较大时可采用振动器将其拉入桩体。相关操作应遵守《混凝土结构工程施工及验收规范》

(1)至(7)就是一根螺杆菌桩的成桩全过程。当上一根桩施工完成后,重复以上步骤进行下一根桩的施工。

(8) 凿桩

所有螺杆菌桩达到一定强度后,用风镐凿除桩头浮渣,直到凿除到新鲜混凝土为止。

(9) 桩基检测

当螺杆菌桩应用于复合地基时,螺杆菌桩除了要行动测检验外,复合地基还要进行静载实验检测。当螺杆菌桩用于独立承台,螺杆菌桩不仅要进行单桩动测检验还要进行单桩静载实验检测。

材料与设备

1. 材料

螺杆菌桩固化剂宜选用强度等级不低于 32.5 级的普通硅酸盐水泥或矿渣水泥,所选用的水泥应有出厂合格证,不得受潮、过期。

混凝土应符合泵送混凝土的要求,粉煤灰的掺量宜控制在 $70 \sim 90 \text{kg/m}^3$ 。其他外加剂(如增强剂、缓凝剂、细磨粉煤灰等)可根据不同的使用要求适量掺入。外加剂的用量根据施工需要通过实验确定。

粗骨料可选用卵石或碎石,其最大粒径 $5 \sim 25 \text{mm}$ 。混凝土强度等级不应低于 C25,施工过程中严格按照配合比下料,严格控制粉煤灰的掺入量,塌落度控制在 $18 \sim 20 \text{cm}$ 。混凝土宜采用早强混凝土,确保一周内混凝土强度达到设计值的 100%。

采用商品混凝土,混凝土罐车送时,应根据运距、温度等条件预留混凝土塌落度损失量。

钢筋的级别、直径必须符合设计要求,有出厂证明书及复试报告,表面应无老锈和油污。

2. 主要机具设备

主要施工机械设备配置一览表

序号	机械设备名称	规格型号	单位	数量	作业项目
1	螺杆菌桩机	BL-1 步履式直流动力桩机	台	1	钻孔施工
		LD-1 履带式直流动力桩机			
2	泵送混凝土机	60B 泵或 80 泵	台	1	泵送混凝土
3	混凝土运输车	6m^3	台		运送混凝土
3	电焊机		台		钢筋焊接
4	气割设备		台		钢筋加工
5	吊车		台		起重配合、钢筋笼吊装
6	全站仪		台	1	测量放线
7	经纬仪		台	1	测量放线
8	水准仪		台	1	测量放线

需根据不同的土层选择适用的钻头。螺杆桩机使用的主要有上开门和下开门钻头两种。

上开门钻头：适用于一般土层、强风化岩层、卵石层，不适用于砂层。

顾名思义，上开门钻头的灌注阀门是由上而下打开的，下钻时阀门被土体挡住，提钻时阀门便可自动打开，对于一般的土层上开门钻头均适用。但在处理砂层时，当钻杆提升时，被钻杆挤开的砂层土迅速填充提升空间，将堵住阀门影响灌注。

下开门钻头：适用于一般土层和砂层

下开门钻头的阀门打开方向与上开门钻头相反，可以阻止砂层土对提钻空间的填充，一般专用于处理砂层的灌注施工。

质量控制

本工法质量标准除按《建筑地基基础工程施工质量验收规范》(GB50202-2002)、《钢筋焊接及验收规程》(JGJ18-2003)、《混凝土结构工程施工质量验收规范》(GB50204-2002)执行外，还需按以下条文执行。

1. 成桩质量标准：

- (1) 桩体倾斜偏差不超过 1.0%，用线锤和经纬仪测量钻杆。
- (2) 桩长允许偏差不超过 300mm，进入持力层按设计要求。
- (3) 桩径偏差不超过 50mm，且不允许出现负偏差。

2. 为达到以上质量标准，成桩过程中需按下列条款进行质量控制：

- (1) 成桩质量检查主要包括成孔、钢筋笼制作、泵压灌注混凝土等三个工序过程的质量检查。
- (2) 桩使用的水泥品种、标号、砂、石料，掺入外加剂的品种掺量，必须符合设计要求。
- (3) 对分供方原材料质量与计量、混凝土配合比、坍落度、混凝土等级等进行检查。
- (4) 在灌注混凝土前，应严格按照有关的质量要求对已成孔的中心位置、孔深、孔径、垂直度、提升时的泵注压力、泵注管、钢筋笼安放的实际位置等进行认真检查，并填写相应质量检查记录。
- (5) 泵料时，钻杆提升速度严格按规定控制，可以采取先提钻后泵料，提钻高度不得超过 50cm；
- (6) 若施工中因其它原因不能连续灌注，须根据勘察报告和掌握的地质情况，避开饱和砂性土、粉土层，不得在这些土层内停机。施工中每根桩的投入量不得少于灌入量。
- (7) 桩施工完成后，保护桩长不得小于 50cm。

环保措施

本工法严格遵守国家和地方政府下发的有关环境保护的法律、法规，将环境管理融入企

业全面管理之中,加强对施工噪声、粉尘(扬尘)、废气、振动等的控制,减少固体废弃物对环境的污染及危害。

建立环境保护管理机构,设立专职环境检测及管理人员,全过程指导、布置和监控。

必须采取相应措施以使施工噪声符合国家环保局颁发的《建筑施工场界噪声限值》(GB12523)要求:昼间75Db,夜间55Db。

施工机械操作人员按要求对机械进行维护和保养,确保其性能良好,严禁使用国家已命令禁止使用或已报废的施工机械。

实行环保责任制,保持施工区域和生活区域的环境卫生,及时收集各种生活、生产垃圾,按要求进行处理,生活污水经处理后方可排入市政污水系统。

效益分析

螺杆灌注桩的实验和生产实践证明,该技术具有较好的社会效益和经济效益。该施工方法在钻孔过程中无噪音、无振动,成孔和浇筑混凝土的过程一次完成,排除了大量的泥浆处理和运输的工作,从根本上避免了由此对施工现场和周边环境的污染,是一种环境保护型的绿色施工方法,具有明显的社会效益。

由于螺杆桩下部螺纹段的存在,使桩的摩擦阻力大大增加,从而使得螺杆桩的承载力比普通灌注桩的承载力明显提高。同时,由于螺纹段混凝土的用量小于普通直型灌注桩的用量,从而显著地降低了工程的成本,节省了工程造价,经济效益非常明显。

总的来说,螺杆桩是一种高性能、低造价、短周期的新型桩,其工法则具有无噪音、无污染、无取土、对周边建筑无影响的绿色工法,可以说螺杆桩及其工法无论是工程实用性、经济性还是环保性上都具有显而易见的优点和不可限量的前景。

The constructing method of half-screw pile

Zhang Jin¹, Chen Chaojun², Tan Yanji³

(1- Henan Six Construction Group CO.LTD, Luoyang, 471009;

(2- Huazhong University of Science & Technology, Wuhan, 430074;

3-Nanchang Engineering Institute, Nanchang, 310000)

Abstract: Half-screw pile is a new type of cross-section shaped pile, which is innovating from the high-strength steel fiber reinforced concrete prefabricated pile invented in Japan. Its whole name is half-screwed inside-pumping concrete pile. It has a cylinder for the higher part and a screwed one for the bottom. Presently, it is the only pile type without noise, pollution, extra soil and effect on the surrounding buildings, also has high-performance, low-price and short constructing time at the same time. Through continuous accumulation and perfection, the method is even better.

静压预应力管桩极限承载力试验研究*

陈焕文

(湖南省建工集团 长沙 410004)

[摘要] 针对城市锤击送桩噪音控制,使静压桩得到广泛的应用。为此对静压预应力混凝土管桩的应用情况进行研究,采用静载试验+PDA高应变检测,对常用的 $\Phi 400$ 、 $\Phi 500$ 静压预应力管桩,在不同地质条件、不同歇后恢复时间、不同施工控制参数下的极限承载力进行试验研究。经统计分析后提出主要土(岩)层桩的极限端阻力和极限侧阻力指标,并根据工程实际情况,提出静压预应力混凝土管桩施工控制参数、质量检测等要求。

研究项目主要内容

针对城市锤击送桩噪音控制,使静压桩得到广泛的应用,静压预应力混凝土管桩的应用情况进行研究,本课题采用静载试验+PDA高应变检测+应力应变检测相结合的方法,对目前使用最多的 $\Phi 400$ 、 $\Phi 500$ 静压预应力(高强)混凝土管桩,在不同地质条件、不同歇后恢复时间、不同施工控制参数下的极限承载力进行试验研究,深入研究预应力混凝土管桩的工作状况,经统计分析后提出主要土(岩)层采用静压桩的极限端阻力和极限侧阻力指标,并根据工程实际情况,提出静压预应力混凝土管桩施工控制参数、质量控制要点及质量验收检测方案。

由于该研究项目内容多、涉及面广,包括静压预应力混凝土管桩承载力歇后恢复性能、桩挤土效应、桩尖土遇水软化、桩上浮等问题,研究工作量较大,因此该课题分两个试验小组进行试验研究。

第一小组负责应力应变试验研究。在我站质检大楼建筑用地上开辟课题试验区,静压施工9根试验桩,采用静载试验、PDA高应变检测与应力应变检测相结合的研究方法。

第二小组负责静压预应力混凝土管桩在工程运用中的研究。在我区范围内选择有代表性的地质情况下静压施工的预应力混凝土管桩进行静载检测与PDA高应变检测的对比试验。

预应力混凝土管桩的应力应变试验研究

1. 试验方案

* 收稿日期:2009年3月

静压预应力混凝土管桩应力应变的试验研究,是在预应力管桩做竖向抗压静载检测时,同时对预埋预应力混凝土管桩管内的电子应变计进行监测的试验研究。应力应变的试验研究是为了深入了解桩的承载机理,了解各土层的承载能力及歇后恢复性能,进而了解预制桩的挤土效应、桩端土浸水软化问题对桩承载力的影响,找出桩承载力下降的根本原因。

该试验研究在我站质检大楼建筑用地上选取的一块空置区域开展,共施工了9根桩作为试验研究对象。具体的试验研究计划如下:

(1) 地质勘察

每根桩的桩位均先进行地质钻探,并分别进行各项试验。试验桩桩位及地质勘察孔布置见图1:

1号孔于2003年6月15日开始地质勘察,勘察深度30米,以确定桩长及相关试验参数。10号孔于试验桩施工1个月后进行地质勘察,孔深25米。每次勘察同时取土样做物理性能实验,用于对施工挤土效应的试验。

(2) 确定研究内容与桩分配见表1。

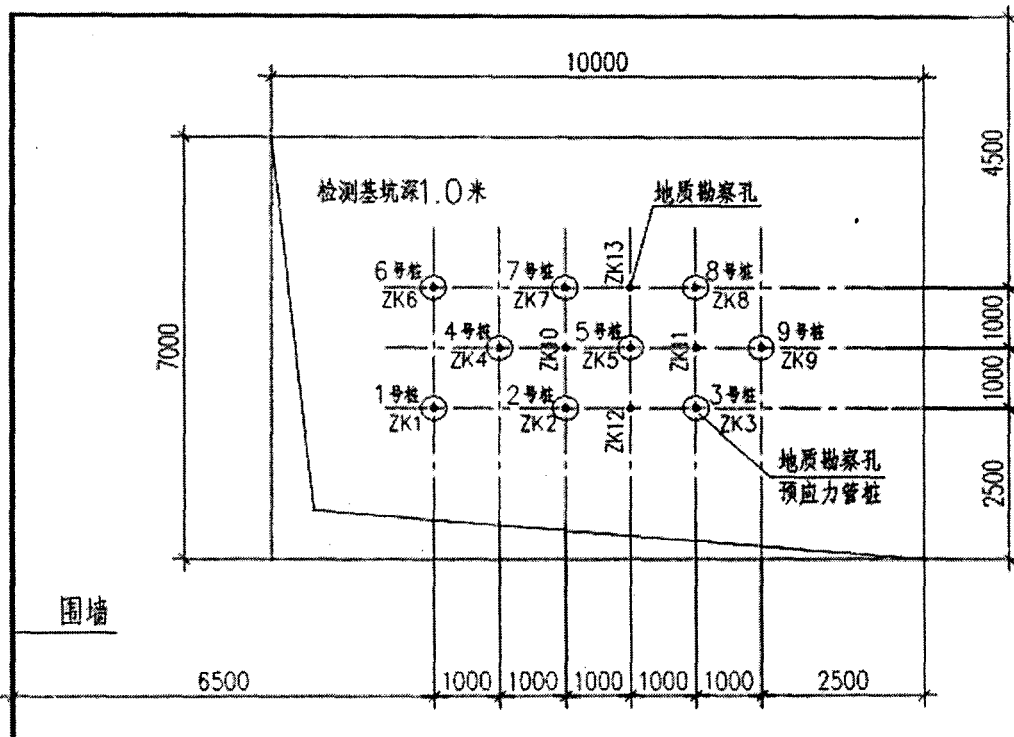


图1 试验桩及地质勘察孔布置图

管桩研究项目及分配一览表

表1

试验桩编号	①号	②号	③号	④号	⑤号	⑥号	⑦号	⑧号	⑨号
研究项目	快慢速加载	●			●				●
	抗拔检测			●	●				
	抗水平检测	●	●						
	桩尖软化			●		●			
	恢复性能	●		●		●	●	●	
埋应变计桩		●		●	●				●
持力层	强风化	粘性土	强风化	强风化	全风化	全风化	全风化	粘性土	粘性土
计划桩长(m)	24	16	24	22	18	20	20	16	16

(3) 应力应变测试

经综合分析比较,应力应变测试采用在桩身混凝土内埋置钢筋应变计的方法进行,每桩在土层交接处和桩底埋设应变计。为保证检测精度,在桩每一检测部位对称埋置应变计2个,4#、5#桩每桩8个部位共埋置16个应变计。2#、9#桩每桩7个部位共埋置14个应变计。

为避免应变计受损,在桩身的高速离心制作过程中对电子应变计的引线做了特殊保护。成型后,对桩身不进行高温蒸养,只进行低温蒸养(60℃)。试验桩的制作编号见表2。

管桩制作编号表

表2

试验桩编号	①号	②号	③号	④号	⑤号	⑥号	⑦号	⑧号	⑨号
上段编号/长度	ZH1-1/12	ZH2-1/9	ZH3-1/12	ZH4-1/11	ZH5-1/9	ZH6-1/9	ZH7-1/9	ZH8-1/9	ZH9-1/9
下段编号/长度	ZH1-2/12	ZH2-2/7	ZH3-2/12	ZH4-2/11	ZH5-2/9	ZH6-2/11	ZH7-2/11	ZH8-2/7	ZH9-2/7

试验桩应变计设置见表3

应变计设置一览表

表3

序号	埋制深度	应变计间距	埋制导线	导线长度	桩节编号	埋置位置	应变计编号	原厂编号	备注
1	1.0		1.0	11.0	ZH2-1 节长9m	1.0	1a、1b	1、2	“埋置深度”为应变计距地面深度,“埋置位置”为应变计在本节桩的位置,单位均为米。
2	3.5	2.5	4.0	14.0		3.5	2a、2b	9、10	
3	6.5	3.0	7.0	17.0		6.5	3a、3b	17、18	
4	8.0	1.5	8.0	18.0		8.0	4a、4b	25、26	
5	11.5	3.5	12.0	22.0	ZH2-2 节长7m	2.5	5a、5b	33、34	
6	13.8	2.3	14.0	24.0		4.8	6a、6b	41、42	
7	15.5	1.7	16.0	26.0		6.5	7a、7b	49、50	
8	1.0		1.0	11.0	ZH4-1 节长11m	1.0	8a、8b	3、4	
9	3.5	2.5	4.0	14.0		3.5	9a、9b	11、12	
10	6.5	3.0	7.0	17.0		6.5	10a、10b	19、20	

续表3

序号	埋置深度	应变计间距	埋置导线	导线长度	桩节编号	埋置位置	应变计编号	原厂编号	备注
11	8.0	1.5	8.0	18.0	ZH4-2 节长 11m	8.0	11a、11b	27、28	“埋置深度”为应变计距地面深度，“埋置位置”为应变计在本节桩的位置，单位均为米。
12	11.5	3.5	12.0	22.0		0.5	12a、12b	35、36	
13	13.3	1.8	14.0	24.0		2.3	13a、13b	43、44	
14	18.7	5.4	19.0	29.0		7.7	14a、14b	57、58	
15	21.5	2.8	22.0	32.0		10.5	15a、15b	59、60	
16	1.0		1.0	11.0	ZH5-1 节长 9m	1.0	16a、16b	5、6	
17	3.5	2.5	4.0	14.0		3.5	17a、17b	13、14	
18	6.5	3.0	7.0	17.0		6.5	18a、18b	21、22	
19	8.0	1.5	8.0	18.0		8.0	19a、19b	29、30	
20	11.5	3.5	12.0	22.0	ZH5-2 节长 9m	2.5	20a、20b	37、38	
21	13.5	2.0	14.0	24.0		4.5	21a、21b	45、46	
22	16.0	2.5	16.0	26.0		7.0	22a、22b	51、52	
23	17.5	1.5	18.0	28.0		8.5	23a、23b	55、56	
24	1.0		1.0	11.0	ZH9-1 节长 9m	1.0	24a、24b	7、8	
25	3.5	2.5	4.0	14.0		3.5	25a、25b	15、16	
26	6.5	3.0	7.0	17.0	ZH9-1 节长 9m	6.5	26a、26b	23、24	
27	7.5	1.0	8.0	18.0		7.5	27a、27b	31、32	
28	11.5	4.0	12.0	22.0	ZH9-2 节长 7m	2.5	28a、28b	39、40	
29	13.5	2.0	14.0	24.0		4.5	29a、29b	47、48	
30	15.5	2.0	16.0	26.0		6.5	30a、30b	53、54	

(4) 管桩施工

试验桩制作完毕，对留置试块做抗压试验，强度达到 C80 后，进行压桩施工，压桩机型为 YZY660。

压桩施工时,记录每米的施工压力值。压至离设计桩底标高 0.5m~1.0m 处(16、18 米桩在 1.0m,其余 0.5m)复压 3 次,记录复压压力与沉降量。压至距设计桩底标高 0.05m~0.1m 处再复压 3 次。

试验桩配桩一览表

表 4

试验桩编号	1号	2号	3号	4号	5号	6号	7号	8号	9号	合计
施工顺序	1	3	6	2	4	9	8	7	5	
计划桩长(m)	24	16	24	22	18	20	20	16	16	176
预估施工压力	3800	1800	3800	3800	2800	2800	2800	1800	1800	
上段长度	12	9	12	11	9	9	9	9	9	
下段长度	12	7	12	11	9	11	11	7	7	
节长 13m	ZH1-1		ZH3-1							2 节
节长 11m	ZH1-2		ZH3-2	ZH4-1* ZH4-2*	ZH5-1* ZH5-2*	ZH6-2	ZH7-2			8 节
节长 9m		ZH2-1*				ZH6-1	ZH7-1	ZH8-1	ZH9-1*	5 节
节长 7m		ZH2-2*						ZH8-2	ZH9-2*	3 节

注:所有带 * 号的为埋置应力应变仪的桩身。

试验桩土层分布和承载力估算一览表

表 5

	试验桩编号			试验桩编号			试验桩编号		
	桩长		1#	桩长		2#	桩长		3#
			24			16			24
土层名称	层厚	侧阻	承载力	层厚	侧阻	承载力	层厚	侧阻	承载力
人工填土	3.8	20	95.46	3.6	20	90.43	3.6	20	90.43
淤泥质土	2.6	10	32.66	2.7	10	33.91	2.9	10	36.42
中粗砂	1.7	70	149.46	1.7	70	149.46	1.2	70	105.50
粘性土	1.4	50	87.92	1.8	50	113.04	1.6	50	100.48
中砂	1.8	70	158.26	1.7	70	149.46	2.2	70	193.42
砾砂	2.4	120	361.73	2.3	120	346.66	2.3	120	346.66
砾质粘性土	5.7	80	572.74	2.2	80	221.06	6.3	80	633.02
全风化	4.4	150	828.96	0	150	0.00	3.7	150	697.08
强风化	0.2	200	50.24	0	200	0.00	0.2	200	50.24
	端阻	12000	1507.20	端阻	6000	753.60	端阻	12000	1507.20
	极限承载力		3844.62	极限承载力		1857.62	极限承载力		3760.46

试验桩土层分布和承载力估算一览表

续表5

	试验桩编号		4#	试验桩编号		5#	试验桩编号		6#
	桩长		22	桩长		18	桩长		20
土层名称	层厚	侧阻	承载力	层厚	侧阻	承载力	层厚	侧阻	承载力
人工填土	3.6	20	90.43	3.5	20	87.92	3.5	20	87.92
淤泥质土	3	10	37.68	3	10	37.68	3.1	10	38.94
中粗砂	1.3	70	114.30	1.5	70	131.88	1.8	70	158.26
粘性土	1.6	50	100.48	1.5	50	94.20	1.2	50	75.36
中砂	2.1	70	184.63	1.9	70	167.05	2	70	175.84
砾砂	1.7	120	256.22	2	120	301.44	1.8	120	271.30
砾质粘性土	5.4	80	542.59	2.6	80	261.25	5.3	80	532.54
全风化	2.9	150	546.36	2	150	376.80	1.3	150	244.92
强风化	0.4	200	100.48	0	200	0.00	0	200	0.00
	端阻	12000	1507.20	端阻	9000	1130.40	端阻	10000	1256.00
	极限承载力		3480.38	极限承载力		2588.62	极限承载力		2841.07
	试验桩编号		7#	试验桩编号		8#	试验桩编号		9#
	桩长		20	桩长		16	桩长		16
土层名称	层厚	侧阻	承载力	层厚	侧阻	承载力	层厚	侧阻	承载力
人工填土	3.5	20	87.92	3.6	20	90.43	3.5	20	87.92
淤泥质土	3.5	10	43.96	2.6	10	32.66	3	10	37.68
中粗砂	1.4	70	123.09	1.2	70	105.50	1.1	70	96.71
粘性土	1.3	50	81.64	2.4	50	150.72	2.2	50	138.16
中砂	2	70	175.84	1.7	70	149.46	1.8	70	158.26
砾砂	1.9	120	286.37	2.1	120	316.51	1.8	120	271.30
砾质粘性土	4.9	80	492.35	2.4	80	241.15	2.6	80	261.25
全风化	1.5	150	282.60	0	150	0.00	0	150	0.00
强风化	0	200	0.00	0	200	0.00	0	200	0.00
	端阻	10000	1256.00	端阻	6000	753.60	端阻	6000	753.60
	极限承载力		2829.77	极限承载力		1840.04	极限承载力		1804.87

(5) 管桩检测

管桩检测包括 PDA 高应变检测、静载检测、抗拔检测、抗水平力检测及应力应变检测等。检测方案如下:

承载力恢复性能检测对①、③、⑥、⑦、⑧号共 5 根桩采用高应变 (PDA) 检测, 检测时间为 1 天→7 天→14 天→28 天→3 月→6 月→1 年等, 并在完成后进行一次静载校核, 提出主要土 (岩) 层的承载力恢复曲线。

快慢速加载检测选用②、④、⑨号 3 根管桩进行快慢速静载对比试验研究, 每根桩快速、慢速加载检测。检测时间为成桩后 45、90 和 135 天。

抗拔检测选用④、⑤号 2 根管桩进行桩基抗拔性能的试验研究。基桩配筋、端头板设置和接桩等均考虑抗拔要求。

抗水平力检测选用②、③号 2 根管桩进行桩基抗水平力性能的试验研究。检测时间为成桩后 1 年。②号管桩应变计在施工时有方向性。

桩端土浸水软化试验选用①、⑥号 2 根管桩, 桩头模拟施工缺陷, 结合承载力恢复性能进行桩端土浸水软化的监控研究, 了解桩端土浸水软化对承载力的影响。

试验结果分析

应力应变计设置于各层土的交接面处, 在桩的每一断面对称设置两个应力应变计, 以便更加准确的检测各层土的交接面处桩身应力。其中第一组应力应变计设置于距离桩顶 0.5 米的土层顶面处, 做为标定断面以对应力应变计进行标定和校准。

桩身应力应变计设置见图 2。

最后一个应变计装在离桩底 0.5 米的位置, 因此, 计算桩端阻力时应减掉这 0.5 米的桩侧阻力。计算时, 该段侧阻力按紧邻的上一段的侧阻力取值。

当桩达到极限承载力时, 由桩身各断面的轴力值计算出的各层土的侧阻力 q_{si} 和端阻力 q_p , 分别为桩的极限侧阻力和极限端阻力。个别情况下, 桩达到极限承载力时桩的侧阻力不一定是最大值, 所以, 桩的极限侧阻力和极限端阻力取各级加载的最大值。

由于粘性土与中砂层间未安置应变计, 计算时, 中砂层的侧阻力用中粗砂层和砾砂层的侧阻力平均值代替, 进而计算出粘性土的侧阻力。

各桩的承载力分析结果见表 6。

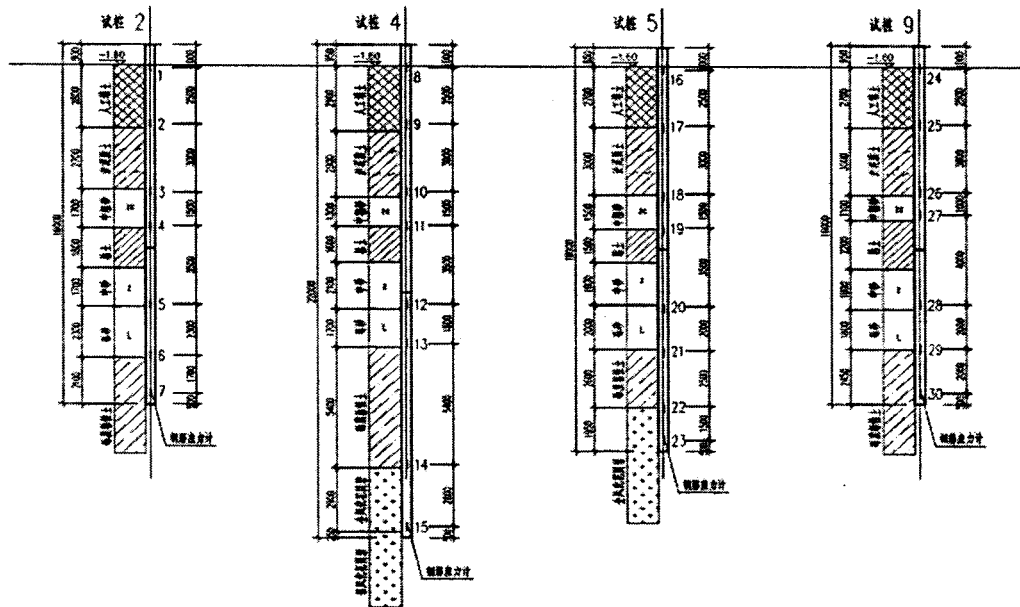


图2 试验桩应力应变计设置及土层分布图

应力应变检测各土层承载力最大值汇总表

表6

桩号	2#	4#	5#	9#	2#NO:1	2#NO:2	2#NO:3	9#NO:1	9#NO:2	9#NO:3	4#NO:1	5#NO:1	5#NO:2	5#NO:3
土层名称	土厚度				最大值									
人工填土	2.5	2.5	2.5	2.5	49.8	52.5	53.5	45.9	51.3		48.8	49.6	54.1	
淤泥质土	3	3	3	3	32.4	41.8	39.9	30.4	36.4		30.0	33.8	39.4	
中粗砂	1.5	1.5	1.5	1	96.4	84.1	79.0	96.3	72.7	75.3	97.8	94.9	76.7	80.2
粘性土中砂	3.5	3.5	3.5	4	151.8	152.9	147.5	147.3	121.6	126.2	143.3	150.6	115.9	143.5
砾砂	2.3	1.8	2	2	189.3	93.0	78.3	175.1	78.4	73.3	181.8	186.3	71.0	72.3
砾质粘性土	1.7	5.4	2.5	2	191.1	198.3	195.3	178.5	160.2	157.5	183.5	188.6	125.2	155.8
全风化		2.8	1.5								219.1	210.3	111.9	145.1
强风化														
				端承力	3166	2965	1596.0	1756	991.0	891.0	10793	2645.0	599.0	1215.0
粘性土					161.4	221.1	231.5	163.0	159.3	168.7	148.0	164.0	172.0	233.2
中砂砾砂均值					142.9	88.6	78.7	135.6	75.5	74.3	139.8	140.6	73.8	76.2

静压预应力混凝土管桩在工程运用中的研究

1. 试验内容

- (1) 记录静压预应力混凝土管桩施工时每米的施工压力值；
- (2) 记录施工压力值达到计划终压值 80%时的桩长及三次复压桩的沉降量；
- (3) 记录施工压力值达到计划终压值时的桩长及三次复压桩的沉降量；
- (4) 静载检测
- (5) PDA 高应变检测

前 3 步数据是为找出“施工压力值”、“复压沉降量”、“承载力”三者之间的关系。“复压沉降量”是桩在按预定施工压力值复压时，对绑在桩上卷尺段采用水准仪测量计算所得。

2. 试验数据

2003 年至 2005 年按照试验方案，共取得 45 根桩的有效数据。其中 $\Phi 400$ 桩 21 根、 $\Phi 500$ 桩 20 根， $\Phi 600$ 桩 4 根，基桩检测基本情况见表 7。

工地选取预应力管桩的承载力 (KN)

表 7

项目名称	序号	桩号	桩径 (mm)	壁厚 (mm)	桩长 (m)	持力层	PDA 承载力检测		静载承载力检测	
							歇后时间	承载力	歇后时间	承载力
吉田拉链二期厂房	1	55	500	125	34.5	全风化	25 天 3940	5600	28	5600
	2	317	500	125	23.7		16 天	6100	22	6300
	3	200	500	125	32.0		16 天	5790	10	5600
	4	182	500	125	27.4		21 天	6190	10	6300
桃源居	5	177	400	95	15.8	砂质粘性土	70 天	3600	18	4160
	6	1078	500	125	17.5		71 天	4200	14	4200
	7	759	500	125	15.2		71 天	2900	45	2940
	8	678	400	95	16.6		42 天	3200	6	3380
	9	219	400	95	15.6		73 天	2800	5	2800
	10	1041	400	95	15.2		49 天	2600	20	2600
	11	895	500	125	14.9		/	/	30	3360

续表7

项目名称	序号	桩号	桩径 (mm)	壁厚 (mm)	桩长 (m)	持力层	PDA承载力检测		静载承载力检测	
							歇后时间	承载力	歇后时间	承载力
桃源居	12	140	400	95	13.6		40天	2600	29	2600
	13	888	500	125	15.5		/	/	11	3500
	14	171	400	95	13.0		/	/	35	1820
	15	757	500	125	15.2		/	/	13	3780
	16	898	500	125	13.5		/	/	8	3500
	17	679	400	95	15.4		/	/	7	2400
	18	958	400	95	16.3		22天	2800	8	2860
	19	120	500	125	14.3		47天	4400	24	4420
	20	395	400	95	18.2		砂质粘性土	73天	2800	15
聚友网络	21	3#-163	400	95	23.0	全风化	/	/	14	3780
	22	2#-4	400	95	9.6		/	/	17	3780
	23	1#-201	400	95	9.7		/	/	17	3402
	24	1#-116	400	95	10		/	/	14	3024
碧海名园	25	902	400	95	18.1	砂质粘性土	61天	2970	22	2816
	26	233	400	95	23.2	粉质粘土	95天	3500	82	3520
	27	633	400	95	17.6	砂质粘性土	120天	3100	102	3168
	28	650	400	95	18.8		119天	3500	97	3520
	29	844	400	95	17.8		64天	2900	37	2992
	30	855	400	95	18.5		63天	3300	32	3344
	31	866	400	95	16.7		60天	3400	25	3520
	32	1222	400	95	12.3		59天	2600	39	2640
	33	1168	500	100	19.5		66天	6000	36	6080
	34	1205	500	100	21.7		66天	5700	31	5760
	35	1210	500	100	20.4		64天	6130	25	6400
	36	1261	500	100	13.0		60天	3200	39	3200
	37	1378	500	100	20.9		59天	6100	38	6400

续表 7

项目名称	序号	桩号	桩径 (mm)	壁厚 (mm)	桩长 (m)	持力层	PDA 承载力检测		静载承载力检测	
							歇后时间	承载力	歇后时间	承载力
碧海名园	38	1433	500	100	19.4		63 天	5900	23	6400
	39	1560	500	100	16.8		53 天	5120	24	5120
	40	1589	500	100	16.8		26 天	4500	11	4480
	41	1633	500	100	17.3		38 天	4400	25	5120
	42	1810	500	100	15.8		32 天	3840	22	3840
鸿隆国际广场	43	a144	600	130	12.2	粉质粘土	/	/	37	5220
	44	a337	600	130	8.2		/	/	34	5800
	45	a257	600	130	11.0		/	/	39	5800

4. 静压管桩工作机理

静压桩承载力是由桩侧阻力和桩端土阻力组成的,与桩周土的物理力学性能有着密切的关系。桩正常使用时或静载检测时的承载力一般以桩侧阻力为主。静压桩的入土过程,是在施工压力作用下克服桩侧阻力,在桩尖土形成冲剪破坏的过程。静压桩施工时,桩侧阻力占施工压力的比例较低,施工压力主要作用于对桩尖土的压密与冲剪破坏,静压桩施工对桩周土物理力学性能产生了很大的影响。

可见,在桩施工时施加的力与桩正常使用可提供的承载力之间的关系非常复杂。因此,对静压桩从施工到正常使用的工作机理进行对比研究,是充分合理利用静压预应力混凝土管桩承载力,避免质量隐患的根本。

(1) 侧阻力的歇后恢复性能

静压桩施工过程中,前面大部分桩长的施工,施工压力较低,且压力增加也很缓慢,但到了最后几米时,施工压力迅速升高。通过对施工压力记录统计可以看出,最后几米施工增长的施工压力占总施工压力的比例是较大的。桩施工时桩侧阻力占施工压力的比例是较低的。主要原因是:

1) 在压桩过程中,桩尖将土体侧向挤压,使桩侧土体形成重塑区,特别是粘性土,土体在挤压重塑时产生超孔隙水压力,扰动了土体结构,降低了土体抗剪强度,减少了摩擦力;

2) 成桩时间较短,桩土间内聚力未恢复;

3) 施工时桩土相对运动速度较快,桩侧土给桩施加的阻力是动摩擦力。

而在静压桩正常使用时,桩侧阻力与施工时的侧阻力相比有了很大变化:

1) 随着时间的推移,超孔隙水压力逐渐消散,土体重新固结,土体抗剪强度逐渐恢复并提高,提高了桩的侧阻力;

2) 桩土间内聚力基本恢复;

3) 桩正常使用时桩土相对运动速度很慢,桩土近似相对静止,桩侧土提供的是静摩擦力。

因此桩施工时遇到的土侧阻力于大大低于静载检测时土侧阻力。

由此可见,静压桩侧阻力的歇后恢复性能主要源自于超孔隙水压力逐渐消散,土体重新固结,土体抗剪强度逐渐的恢复和提高、桩土间内聚力的提高。

静压桩侧阻力的歇后恢复性能影响因素较多,粘性土与砂土的歇后恢复性能差别也很大。一方面是:砂土不产生超孔隙水压力,而粘性土透水性差,超孔隙水压力消散较慢;另一方面是:砂土与桩之间没有内聚力。

a. 对于粘性土

由于超孔隙水压力逐渐消散,土体重新固结,土体抗剪强度逐渐恢复、提高,桩土间内聚力也不断提高。桩土间内聚力一般为10~100kPa,桩土间内聚力的提高时间较长,但其主要部分在1小时内就完成了恢复。土体抗剪强度的恢复和提高所需时间较长,一般需要20-30天,透水性差的需要的时间更长。以上就是为什么有的桩承载力长时间不断提高的原因,也是有的桩停一停就压不下的原因。

采用应力应变研究中的数据,用歇后90天左右、歇后135天左右的粘性土侧阻力与歇后45天左右的粘性土侧阻力相比,得到桩侧粘性土侧阻力的歇后恢复系数见下表8:

桩侧粘性土侧阻力的歇后恢复系数

表8

桩号	第一次 静载检测 歇后时间	第二次 静载检测 歇后时间	恢复系数			第三次 静载检测 歇后时间	恢复系数		
			淤泥质土	粘性土	砾质粘性 土		淤泥质 土	粘性土	砾质粘 性土
2	50天	86天	1.29	1.37	1.04	132天	1.23	1.43	1.02
5	45天	93天	1.17	1.05	0.66	146天		1.42	0.83
9	46天	86天	1.2	0.98	0.9	137天		1.03	0.88
平均值			1.22	1.13	0.87		1.23	1.29	0.91

b. 对于砂土

由于颗粒较大,孔隙比较大、透水性较强,在桩施工时桩侧土不会形成重塑区,也不产生超孔隙水压力,砂土的挤密,提高了砂土的抗剪强度,也提高挤压应力 σ_r ,根据式(4-1-5)可知桩侧阻力也提高了。

施工完成后,桩侧挤密的砂土层颗粒结构重组,颗粒孔隙比增大,逐渐恢复到施工前状态,砂土的抗剪强度降低,土的泊松比减小,使土层自重应力产生的侧压力 σ_c 和施工挤土产生的挤压应力 σ_r 均减小,减小了桩土间有效压力也就减小桩侧阻力。

由于颗粒较大,孔隙比较大,使砂土侧摩阻力歇后减小较多且较快。

同样采用应力应变研究中的数据,用歇后90天左右、歇后135天左右的砂性土侧阻力与歇后45天左右的砂性土侧阻力相对比,得到桩侧砂性土侧阻力的歇后恢复系数见下表9:

桩侧砂性土侧阻力的歇后恢复系数

表 9

桩号	第一次 静载检测 歇后时间	第二次 静载检测 歇后时间	恢复系数		第三次 静载检测 歇后时间	恢复系数	
			中粗砂	砾砂		中粗砂	砾砂
2	50天	86天	0.87	0.49	132天	0.82	0.41
5	45天	93	0.81	0.38	146天	0.85	0.39
9	46天	86	0.75	0.45	137天	0.78	0.42
平均值			0.81	0.44		0.82	0.41

综合表 8、表 9 中的数据，各土层歇后恢复系数平均值如下表 4-29。

各土层歇后恢复系数

表 10

时间	恢复系数				
	淤泥质土	粘性土	砾质粘性土	中粗砂	砾砂
第二次 (以第一次检测为参照)	1.22	1.13	0.87	0.81	0.44
第三次 (以第一次检测为参照)	1.16	1.29	0.91	0.82	0.41

综合以上数据可以得出以下结论:

①砂性土层土侧阻力歇后恢复呈减小趋势，90天左右已基本稳定，砂颗粒越大，孔隙比越大，减小的比例越大，中粗砂土侧阻力减小至歇后恢复45天时的80%左右，砾砂土侧阻力减小至歇后恢复45天时的40%左右；

②粘性土层土侧阻力歇后恢复呈增大趋势，相对于歇后恢复45天时的承载力有15-30%左右的增加，但该过程时间较长；

③介于以上两种之间的土，土侧阻力歇后恢复性能是这两种土歇后恢复性能的综合。如砾质粘性土，土侧阻力的变化90天左右已基本稳定，该时的土侧阻力较歇后恢复45天时的略有减小。

(2) 桩端土阻力

静压桩的施工，施工压力主要作用于桩尖，使桩尖土体不断压密，并产生冲剪破坏，将桩压入土中。静压桩由于入土性能较差，一般承载力以摩擦力为主，桩端阻力相对较小。

在静压桩的应力应变研究中可以看出，桩端阻力在桩破坏前及破坏的那一级加载中是不稳定的，变化也很大，不同桩、不同的加载分级、不同的加载速度对桩端阻力的影响也很大，因此，对桩端阻力的准确研究较为困难。

本课题对桩端阻力的研究以定性为主，主要研究静压桩的施工控制。

桩端阻力的歇后恢复性能 静压桩施工时的桩端阻力与正常使用时的桩端阻力主要影响因素大不相同。

1) 对于粘性土

由于桩下沉速度较快，土体压密过程来不及排水，产生超孔隙水压力，尽管孔隙水压力减少了桩底的有效压力，但超孔隙水压力破坏了土体结构，降低了土体抗剪强度，在桩端形

成塑性区,因此,静压桩在粘性土中施工时的桩端阻力较小,施工贯入度较大。

粘性土抗剪强度较砂性土低,破坏后恢复时间较长,且恢复后的抗剪强度仍会较破坏前低。

2) 对于砂土

桩底压密过程中,由于颗粒较大,孔隙比较大、透水性较强,在桩施工时不会形成重塑区,也不产生超孔隙水压力,砂土的压密,大大提高砂土的抗剪强度,使桩端部底面压力骤升。

在有砂土层的地质情况下施工的静压桩可以看出,静压桩施工进入砂土层和穿过砂土层时,施工压力都可以看到明显的变化。穿过砂土层进入粘性土层后,施工压力又骤降,基本回到进入砂土层前时的施工压力。

而在正常使用时,桩端挤密的砂土层颗粒结构重组,该重组速度较快,特别是颗粒孔隙比较大的,重组速度更快,一般 1 个小时左右就有明显变化。所以静压桩施工进入砂土层时施工压力骤升,当砂土层较厚、较密时甚至无法压入、穿过。但是,停一停后又可继续压入,和继续难以压入,如此反复。

当遇到硬夹层时、或砂土层虽不厚,但桩径较大,施工压力较小时也会发生类似情况,不同的是:反复几次施压穿过后,一般会有较大的压入量。

砾质粘性土、全风化土(标贯击数大于 30 击的砾质粘性土)可看成是粘性土、砂性土的混合体来分析。综合粘性土、砂性土的情况可知,砾质粘性土、全风化土的桩端阻力歇后性能是一个减弱的过程。

采用应力应变研究中的数据,用歇后 90 天左右、歇后 135 天左右的砾质粘性土、全风化土的桩端阻力与歇后 45 天左右的桩端阻力相对比,得到砾质粘性土、全风化土桩端阻力的歇后恢复系数见下表 11。

桩端阻力的歇后恢复

表 11

桩号	第一次 静载检测 歇后时间	第二次 静载检测 歇后时间	恢复系数		第三次 静载检测 歇后时间	恢复系数	
			砾质粘性土	全风化		砾质粘性土	全风化
2	50 天	86 天	0.94		132 天	0.5	
5	45 天	93 天		0.23	146 天		0.46
9	46 天	86 天	0.56		137 天	0.51	
平均值			0.75	0.23		0.51	0.46

表中数据 5#桩歇后 93 天的桩端阻力只有歇后 45 天桩端阻力的 23%,分析可能是第一次静载检测桩沉降较大,对桩端持力层的扰动较大造成的。剔除此数据可以看出:

1. 砾质粘性土、全风化土的桩端阻力随时间的推移存在下降趋势;

2. 歇后 135 天左右的桩端阻力是歇后 45 天左右的桩端阻力的 50%左右;

(3) 桩施工挤土问题对桩桩端阻力的影响

预应力管桩的施工产生挤土作用,使桩周土体挤压、密实度提高。当桩布置较密、桩径

较大时,在预应力管桩的施工现场,我们可以看到后施工的桩一般比先施工的桩难以压入土体;施工后的地面明显隆起等现象。在个别工程基桩检测不合格时,由于这些现象的存在,往往把检测不合格的原因归咎于桩施工的挤土作用,使桩上浮,从而降低了桩承载力。

为了确保工程质量,本课题对于桩上浮问题、桩端土遇水软化问题,做了一些研究。

1) 桩上浮量问题

在四个桩施工完后地面有明显隆起现象的工地,对工程桩的桩顶标高进行监测,得到以下桩上浮量数据(见表12)。

管桩施工上浮监测一览表

表 12

序号	工程名称	地面及地质构造	植桩方法	监测情况			
				桩数量 (根)	地面隆起 (cm)	桩上浮 (cm)	
						最大	最小
1	沙井富通工业园	开挖 3m 至粉粘性土, 挤压换填 0.5m 厚砖渣	锤击	24	30~50	3.2	0.8
2	龙华劲力电子工业园	在自然地面施工	静压	14	30~50	0.1	0
3	新安幸福海岸商住楼	开挖 2m, 挤压换填 1m 厚砖渣, 其下地质为 3~5m 厚淤泥, 然后是粉质、砾质粘性	锤击	16	70~100	0.3	0
4	观澜政府办公大楼	山坡地开挖整平含砾粉质粘土	锤击	7	5~10	3.0	0.1
5	课题组试验区	为 2-3m 人工填土层、淤泥质土	静压	2	10	0.1	0

从监测的情况看:

- ①不论地面是否有隆起,静压法施工的桩上浮量极小或未见上浮;
- ②锤击法施工,桩存在上浮现象,桩周土为全风化土、粉质砾质粘性土时较淤泥、淤泥质土时桩的上浮量大。已监测得的最大值桩上浮量为 3.2cm。

2) 实例分析

以监测四,观澜镇政府办公大楼为例做实例分析,该数据为锤击法施工是第一课题组《预应力高强混凝土管桩极限承载力的试验研究课题》中的一组。在锤击法施工时,选取 7 根桩采用 PDA 对桩进行打桩监控,完工后对桩顶位移进行监测,并选其中 4 根桩做静载检测。具体数据见下表 13 和图 4-3 ~ 图 4-6。

观澜镇政府办公大楼试验桩数据表

表 13

项目名称	桩号	桩径 (mm)	壁厚 (mm)	锤型	贯入度	桩长 (m)	持力层	承载力检测值(kN)		桩上浮量
								监控	静载	
观澜镇 政府办 公大楼	78	400	95	6.2	2	7.3	强风化	3800	3750	1mm
	209	500	125	6.2	2	7.0	强风化	6011	6435	4mm
	95	400	95	6.2	2	17.2	强风化	4120	1875	24mm
	214	500	125	6.2	2	17.0	强风化	5800	4200	18mm

静载检测时的 Q-s 曲线如下:

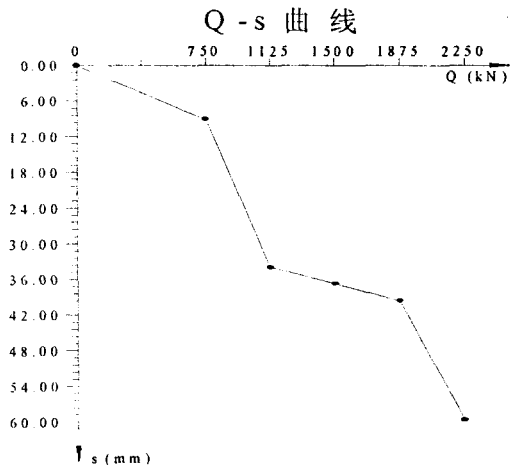


图 4-3 95#桩静载检测时的 Q-s 曲线

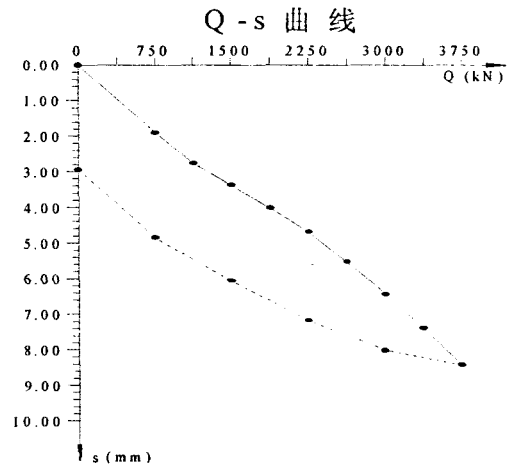


图 4-4 78#桩静载检测时的 Q-s 曲线

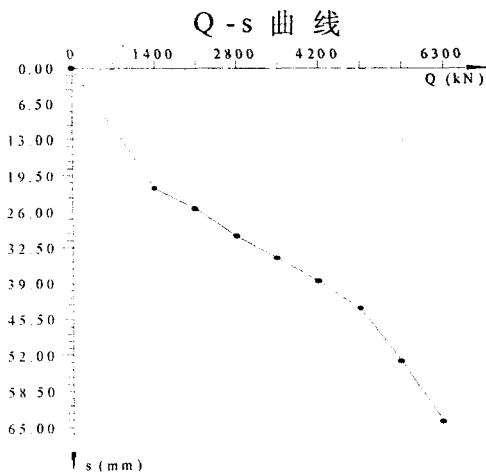


图 4-5 214#桩静载检测时的 Q-s 曲线

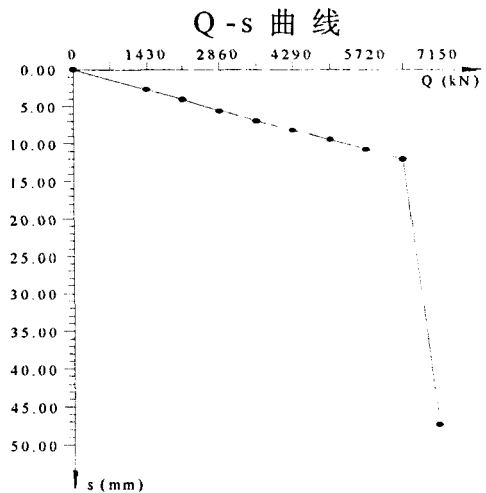


图 4-6 209#桩静载检测时的 Q-s 曲线

曲线中 s 是由两部分组成：桩端沉降和桩本身压缩变形。桩本身的压缩变形基本是弹性变形。根据胡克定律：

$$\Delta L = \int \frac{N(x)dx}{EA}$$

$$N(x) = N - \int F(x)$$

式中： ΔL ——管桩的压缩变形；

E ——预应力混凝土管桩的弹性模量，一般取 $3.8 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ ；

A ——管桩的横截面积；

$N(x)$ ——管桩的压力随桩长变化的函数；

$\int F(x)$ ——管桩从桩顶到任一处的侧摩阻力之和。

侧阻力数据按下表 14、表 15。

观澜镇政府办公大楼试验桩侧阻力数据汇总表

表 14

78#桩计算土层厚度	0.7	2.2	2.2	2.2
78#桩侧阻力	0.0	10.2	171.2	243.7
209#桩计算土层厚度	0.6	2.1	2.1	2.2
209#桩侧阻力	0.0	18.0	58.4	282.5

观澜镇政府办公大楼试验桩侧阻力数据汇总表

表 15

95#桩计算土层厚度	1.2	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
95#桩侧阻力	0.0	0.3	15.1	25.0	71.7	88.0	90.4	160.5	206.1
214#桩计算土层厚度	1.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
214#桩侧阻力	0.0	1.0	2.2	5.8	107.6	108.4	172.5	176.5	255.3

说明：侧阻力单位为：kPa；计算土层厚度单位为：(m)

则可算出这 4 根桩（95#桩、78#桩按 $N=1875\text{kN}$ ，214#桩、209#桩按 $N=4200\text{kN}$ ）的桩本身的压缩变形，进而求出对应的桩端沉降量见表 16。

桩端沉降量与监测得的桩上浮量汇总表

表 16

桩号	桩径	计算承载力取值	静载检测对应的沉降量	桩本身的压缩变形	桩端沉降量	监测得的桩上浮量
78	400mm	1875kN	4mm	2.7mm	1.3mm	1mm
209	500mm	4200kN	8mm	3.5mm	4.5mm	4mm
95	400mm	1875kN	39mm	13.5mm	25.5mm	24mm
214	500mm	4200kN	38mm	17.3mm	20.7mm	18mm

从上表 16 可以看出：桩端沉降量 80%~90%是桩上浮造成的。

桩上浮量对桩承载力存在较大的影响，如果桩上浮量大、桩较长使桩本身的压缩变形较大，则静载检测时桩承载力因桩顶位移过大而大为减小。因此，控制桩上浮量是提高桩承载力的重要环节之一。

3) 桩上浮的原因分析

桩上浮的原因主要有两种：桩施工过程中的挤土作用和打桩震动。

对于第一个原因，存在可能的机理是：

桩施工时对土产生挤压，受挤压土无法完全水平压密扩散而向上运动，从而带动周边桩也向上运动。

在试验区施工静压桩前，在每根桩的桩位上做了地质勘察，对每种土都做了物理性能实验，在压完桩后，又立即在桩边 20cm 左右钻孔取土样做物理性能实验。从前后土的物理性能实验结果来看，土的含水量、孔隙比、密实度均无明显变化。

受挤压土向上运动一般发生在饱和软粘土或淤泥、淤泥质土中。土对桩的向上带动是通过摩擦力来实现的。而饱和软粘土或淤泥、淤泥质土的摩擦力是较低的，如果桩施工有进入一定深度的好土，这种土是无法克服桩的自重和土对桩产生的向下摩擦力而使桩上浮的。除非整个桩均在饱和软粘土或淤泥、淤泥质土中，且桩布置较密时才有可能使桩上浮。可以说，在我区试验范围内的桩基工程中上浮可能性不大。

对于第二个原因，存在可能的机理是：

锤击桩施工是用重锤将桩打入土体的过程，重锤能量作用于克服桩周土阻力将桩打入土中，同时，锤击能量也通过桩周土向四周扩散。锤击能量克服桩周土阻力的运动是竖向的，锤击能量的扩散主要也是竖向震动波。竖向震动波遇到其它桩，也通过桩周土摩擦力，对桩施加竖向作用力。根据打桩震动波产生的原理，该波是先向下，后向上的震动的，是打桩点为震中以圆形向四周扩散的。震动能量的衰减与土质有关，与距桩的距离有关。根据震动理论，震动能量在松散的砂土中传播时能量衰减最快，而较密实的粘性土中传播时能量衰减较慢。

震动对桩的影响与桩侧土有关，与桩端土也有关。桩端为砂土时桩端土容易震动产生液化使桩下沉，在较密实的粘性土中，由于桩端阻力的作用，使桩向上运动较向下运动容易，因此，多次的震动便产生了桩的上浮。

通过对多个工地的打桩监测发现：桩上半部分桩侧土是粘性土时桩的上浮量较大，是淤泥或砂性土时上浮量很小，监测到的最大上浮量为 3cm。

在观澜镇政府办公大楼工地，由于桩的布置较稀，多为双桩承台，承台间距也很大，不存在挤土问题。因此，该工地桩上浮问题只可能是打桩震动引起的。

(4) 桩端土遇水软化问题对桩桩端阻力的影响

对于挤土作用不明显的，常把桩端土遇水软化从而降低了桩承载力作为检测不合格的原因。

桩端土遇水软化对预应力管桩的承载力存在影响，但究竟是否存在桩端土遇水软化问题，影响究竟有多大，一直是争议较多。

1) 课题试验区情况

为此，在课题试验区，我们选取 3#桩和 6#桩在桩尖焊接时只做少量固定点焊，让水可以从桩端头板与桩尖之间的缝隙渗出，施工完后，在桩管里注满水。并定期对 3#桩和 6#桩采用 PDA 高应变进行承载力检测。检测结果如下见表 17。

3#、6#桩端承载力检测值汇总表

表 17

检测时间	03/8/17	03/8/23	03/8/30	03/9/13	04/4/08	05/1/08	持力层
3#桩端承载力检测值	14100kPa	10500kPa	9200kPa	12000kPa	12300kPa	12300kPa	强风化
6#桩端承载力检测值	9600kPa	9900kPa	15000kPa	8000kPa	9600kPa		全风化

根据表中的数据,未发现桩端承载力有明显降低。

3#桩与1#桩地质情况、施工情况基本相同,施工完一年半后的静载检测承载力也十分接近,3#桩:3384 kN;1#桩:3460 kN,(1#桩桩尖焊接为满焊)。

因此,尽管3#桩桩端有意预留了渗水缝隙,根据课题试验区的情况,仍可以得出:桩端土未发生遇水软化的结论。

2) 原因分析

①桩端持力层为砾质粘性土、全风化或强风化时,由于挤压作用,桩端头板与桩尖之间的缝隙会被粘粒塞满,粘粒层就是止水层,在自重压力下的水是很难从缝隙里渗出的。

②桩端持力层为砂土时,由于砂土已挤压密实,从桩端头板与桩尖之间的缝隙渗出的水对桩端承载力也不会有太大影响。至于深层土的影响,由于本文建议桩端持力层不要选择在砂土层,故不再做进一步分析。

③桩歇后又可压入问题,桩端在砂土层或硬夹层时均可能产生这一现象。有时歇后1~2小时,又可压入1米甚至更多时,是因为砂土层或硬夹层较薄,桩正好穿过所致。在这么短的时间里,桩尖渗水对土体的软化是不可能的。

综合上述情况,加上一般静压桩桩端承载力占桩总承载力的比例较低,试验认为:桩端土遇水软化问题对砾质粘性土可以不予考虑。

(3) 静压管桩承载力的设计取值

通过应力应变检测数据分析得到的主要土层最终的极限承载力如下表 18。

应力应变检测分析结果汇总

表 18

桩号	2#-1	2#-2	2#-3	4#-1	5#-1	5#-2	5#-3	9#-1	9#-2	9#-3
人工填土	49.8	52.5	53.5	48.8	49.6	54.1		45.9	51.3	
淤泥质土	32.4	41.8	39.9	30.0	33.8	39.4		30.4	36.4	
中粗砂	96.4	84.1	79.0	97.8	94.9	76.7	80.2	96.3	72.7	75.3
粘性土	161.4	221.1	231.5	148.0	164.0	172.0	233.2	163.0	159.3	168.7
粘性土中砂	151.8	152.9	147.5	143.3	150.6	115.9	143.5	147.3	121.6	126.2
砾砂	189.3	93.0	78.3	181.8	186.3	71.0	72.3	175.1	78.4	73.3
砾质粘性土	191.1	198.3	195.3	183.5	188.6	125.2	155.8	178.5	160.2	157.5
全风化				219.1	210.3	111.9	145.1			
强风化										
桩端持力层	砾质粘性土			强风化	全风化			砾质粘性土		
端承力	3166	2965	1596.0	10793	2645.0	599.0	1215.0	1756	991.0	891.0

表中,“2#-1”为 2#桩第一次应力应变检测时的数据,时间为压桩完成 45 天后左右;“2#-2”为压桩完成 90 天后左右的数据,“2#-3”为压桩完成 135 天后左右的数据,其它桩类推;除“端承力”栏中的数据为极限端承力,其它数据均为极限侧阻力;承载力单位均为 kPa。

a. 应力应变检测获得的主要土层极限承载力的分析

在前面已分析了土层承载力的歇后恢复性能,因此,这里主要分析土层承载力的数值。分析时取最后一组的检测数据,主要结论如表 19:

各土层极限承载力

表 19

土层名称	极限侧阻力 KPa	极限端阻力 KPa
人工填土层	50	
淤泥质土	40	
中粗砂	75 ~ 80	
粘性土	168 ~ 233	
粘性土中砂	126 ~ 147	
砾砂	71 ~ 78	
砾质粘性土		891 ~ 1596
全风化		1215
强风化		10793

b. 工程现场检测获取的主要土层极限承载力的统计分析

主要分析的土层极限承载力的数据,是在我区有代表性的工地做 PDA 高应变检测时获得的。PDA 高应变检测是以 2 米为一个采样区段得到桩周各土(岩)层的极限侧阻力数据和桩端土极限端阻力数据。

A. 极限端阻力的分析

1) 砂质粘性土极限端阻力

统计表 20 中的数据,砂质粘性土极限端阻力的范围为 8814 ~ 19020 kPa,平均值为 13146kPa。

砂质粘性土的极限端阻力数据一览表 (KPa)

表 20

统计序号	1a	1b	2a	2b	3a	3b	4a	4b
端阻力值	12293	15717	8814	15302	9613	9252	15372	12564
统计序号	5a	5b	6a	6b	8a	8b	9a	9b
端阻力值	16275	15868	19020	9667	18380	16704	13255	9011
统计序号	14b	15a	15b	16a	16b	17b	18a	18b
端阻力值	12345	11461	12181	11009	14987	13519	12860	10037

2) 取得的全风化片麻岩极限端阻力有: 14355kPa (10b)、10753kPa (11a)、14350kPa (11b), 共 3 组。

3) 取得的强风化片麻岩极限端阻力有 20630kPa (14a)、17158kPa (17b), 共 2 组。

从取得的三种土层的极限端阻力与同类土在应力应变检测取得的数值和《建筑地基基础设计规范》(DJBJ5-31-2003)中的极限端阻力取值相比,要高出很多。主要是因为PDA高应变检测数据分析时,对桩端阻力的分配偏高,对桩侧摩阻力的分配偏低。

应力应变检测强风化极限端阻力10793kPa是4#桩在4500kN的检测压力下测得的,该数据的可靠度是较高的。该数值与《建筑地基基础设计规范》DJBJ5-31-2003中预应力管桩强风化硬质岩的端阻力特征值取值(3500-5500kPa)是相吻合的。另外,从施工情况来看,4#桩进入强风化层为0.5米,如果采用锤击法施工,桩入强风化层的深度应有较大增加,桩端持力层应更密实,桩端阻力也会增加。

总之:采用静压法施工时,桩侧阻力可按《建筑地基基础设计规范》DJBJ5-31-2003中的端阻力特征值表取高值;采用锤击法施工时应取值更高。

由于取得桩端阻力数据有限,对静压桩土层极限承载力的分析以侧摩阻力分析为主。

B、极限侧阻力的分析

土给桩提供的侧摩阻力是随该土层的埋深的增加而增加的。因此,极限侧阻力的统计分析时,以桩长作为主要变量来考虑。

1) 砂质粘性土的极限侧阻力统计分析

在选取检测达到极限荷载桩的数据作为分析对象,从PDA高应变检测报告中获取砂质粘性土的极限侧阻力数据54组。数据如下表21和图7。

砂质粘性土的极限侧阻力数据一览表(kPa)

表 21

统计序号	1a					2a					2b
侧阻力值	69	71	78	130	170	53	127	159	199	213	92
平均深度	9.1	11.1	13.1	15.1	17.1	8.6	10.6	12.6	14.6	16.6	11.8
统计序号	2b			3a		3b				5a	
侧阻力值	104	108	211	120	136	111	111	147	167	203	78
平均深度	13.8	15.8	17.8	14.8	16.8	9.5	11.5	13.5	15.5	17.5	11.5
统计序号	5a				5b				6a		
侧阻力值	155	158	171	191	111	113	154	228	85	94	176
平均深度	13.5	15.5	17.5	19.5	14.7	16.7	18.7	20.7	13.4	15.4	17.4
统计序号	6a	14a	14b				15a	16a			
侧阻力值	252	132	41	57	79	118	173	115	68	127	129
平均深度	19.4	12.8	8.5	10.5	12.5	14.5	16.5	14.2	8.6	10.6	12.6
统计序号	16a	16b	17b		20b				21b		
侧阻力值	156	117	38	42	45	73	95	157	116	130	
平均深度	14.6	14.2	8.6	10.6	9.3	11.3	13.3	15.3	15.2	17.2	

说明:统计序号为“检测试验结果统计分析汇总表”的编号,“a”代表该编号的第一根桩,“b”代第二根;极限侧阻力单位为“kPa”,桩长单位为“米”。

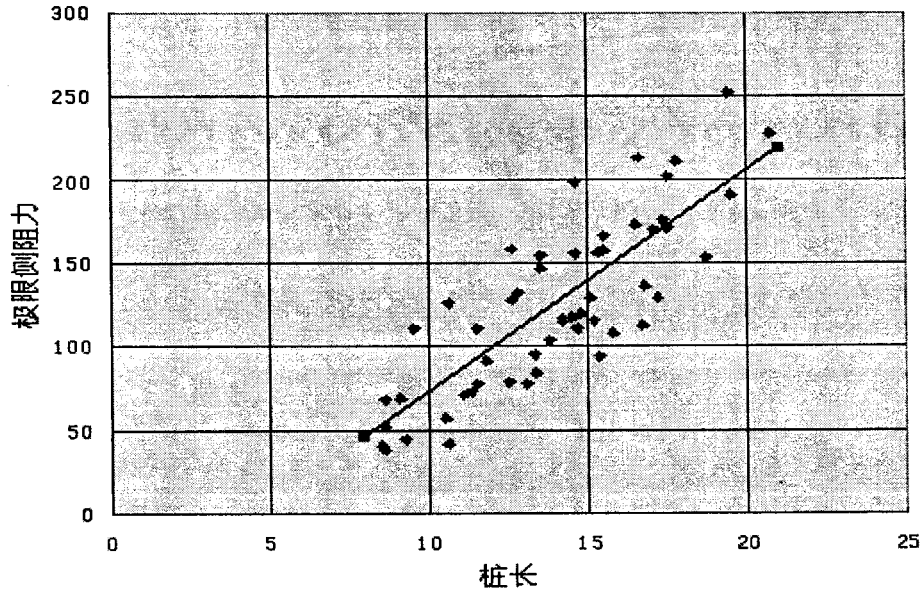


图7 砂质粘性土的极限侧阻力回归直线方程图

用最小二乘法拟合回归直线方程， $y \rightarrow$ 极限侧阻力； $x \rightarrow$ 桩长，用行列式法求回归直线方程。

$$a = \frac{\bar{y} \sum x^2 - \bar{x} \sum xy}{\sum x^2 - n\bar{x}^2} = -60.8 \quad b = \frac{\sum xy - n\bar{x}\bar{y}}{\sum x^2 - n\bar{x}^2} = 13.36$$

则有回归直线方程：

$$y = 13.36x - 60.8 \quad (x \geq 8 \text{ 米})$$

采用测定系数法检验回归效果：

$$\gamma^2 = \frac{\sum (y_{ci} - \bar{y})^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2} = 0.67$$

说明回归关系较密切。

取 $x=10$ 米计算， $y = 13.36x - 60.8 = 72.8$ (kPa)

所以建议：砂质粘性土的极限侧阻力按 70 kPa 取值，从 10 米开始计，埋深增加 1 米，极限侧阻力增加 13 kPa。

2) 砾质粘性土的极限侧阻力统计分析 (见表 21)。

砾质粘性土的极限侧阻力数据一览表 (kPa)

表 22

统计序号	22		24			27		28		29	30
侧阻力值	114	139	104	115	126	105	111	100	145	87	80
平均深度	14.9	16.9	15	17	19	15	17	15	17	15	15

统计表 22 中的数据, 砾质粘性土的极限侧阻力的范围为 80 ~ 145 kPa, 平均值为 114kPa。平均深度为 16.1 米。

所以建议: 砾质粘性土的极限侧阻力取值范围为 80 ~ 140kPa, 深度 15 米时按 100 kPa 取值。

小结

本课题组获得的主要成果

1. 歇后恢复性能

a. 对于侧摩阻力的歇后恢复性能, 得出了以下结论:

(1) 砂性土侧摩阻力歇后恢复呈减小趋势, 90 天左右已基本稳定, 颗粒越较大, 孔隙比越大, 减小的比例越大, 中粗砂土侧摩阻力减小至歇后恢复 45 天时的 80%左右, 砾砂土侧摩阻力减小至歇后恢复 45 天时的 40%左右;

(2) 粘性土侧摩阻力歇后恢复呈增大趋势, 相对于歇后恢复 45 天时的承载力有 15-30%左右的增加, 但该过程时间较长;

(3) 介入以上两种之间的土, 土侧摩阻力歇后恢复性能是上述两种土歇后恢复性能的综合。如砾质粘性土, 土侧摩阻力的变化 90 天左右已基本稳定, 该时的土侧摩阻力较歇后恢复 45 天时的略有减小。

b. 对于桩端土阻力的歇后恢复性能, 得出了以下结论:

(1) 砾质粘性土、全风化土的桩端阻力随时间的推移存在下降趋势;

(2) 歇后 135 天左右的桩端阻力是歇后 45 天左右的桩端阻力的 50%左右;

2. 设计土层极限承载力的选取

(1) 提出了砂质粘性土的极限侧阻力计算公式 $y = 13.36x - 60.8$ ($x \geq 8$ 米), 建议砂质粘性土的极限侧阻力按 70 kPa 取值, 从 10 米开始计, 埋深增加 1 米, 极限侧阻力增加 13 kPa。

(2) 提出了砾质粘性土的极限侧阻力取值范围为 80 ~ 140kPa, 建议深度 15 米时按 100 kPa 取值。

我区的地质情况, 砾质粘性土、砂质粘性土较多普遍, 桩侧阻力主要是这两种土提供的。这两种土极限侧摩阻力取值规范中未提供。通过应力应变检测, 还获得了下列数据:

(1) 人工填土的极限侧阻力为 50kPa;

(2) 淤泥质土的极限侧阻力为 40kPa;

(3) 中粗砂的极限侧阻力为 72 ~ 75kPa;

(4) 粘性土中砂的极限侧阻力为 126 ~ 147kPa;

- (5) 砾砂的极限侧阻力为 71 ~ 78kPa;
- (6) 砾质粘性土的极限侧阻力为 156 ~ 195kPa;
- (7) 砾质粘性土的极限端阻力为 891 ~ 1596kPa;
- (8) 全风化的极限端阻力为 1251kPa;
- (9) 强风化极限端阻力为 10739kPa。

3. 提出了桩的设计、施工控制中应注意的问题

(1) 采用静压法施工时,如遇到对承载力不利因素时应提高施工终止压力,同时,必须根据施工情况、地质情况及有关规范(或经验)计算得的桩承载力基本达到设计承载力要求;

- (2) 避免采用短桩;
- (3) 避免用砂层或硬夹层作桩端持力层;
- (4) 当砂层或硬夹层的下卧层较弱,穿透时应避免大压力施工;
- (5) 注意砂层侧摩阻力减弱问题。

4. 提出了预应力混凝土管桩的质量验收检测的建议要求

(1) 地基基础设计等级为甲级的桩基工程和地质情况复杂的乙级桩基工程,应采取施工前试桩检测——施工过程监测——验收检测三个环节对质量进行综合检测。施工前试桩采用高应变(PDA)监控+静载的方法进行,试桩数量:高应变(PDA)监控不少于总桩数的1%,静载试验根据高应变(PDA)监控情况选不少于3根。施工过程中应选取一定数量桩进行桩顶位移监测。验收检测可采用PDA高应变检测(检测比例5%)与PIT低应变检测(检测比例20%)相结合也可根据工程施工情况选取一定数量的桩做静载试验。

(2) 一般场地的乙级桩基工程和丙级桩基工程,桩身完整性检测可不做。承载力检测,锤击法施工的可采用高应变法检测,静压法施工的桩若承载力存在疑问的(如桩短、持力层不稳定等)应做静载试验。

(3) 对所有桩身质量有怀疑的桩及周边可能影响到的桩均应做PIT低应变检测。

5. 指出了质量问题处理方面存在的问题,并提出了建议

验证检测与扩大检测的目的就是为了找准桩产生质量问题的原因。在找准桩产生质量问题的原因,确保有质量问题的桩无遗漏的情况下,验证检测与扩大检测的数量应尽可能减少。

(1) 应先分析产生质量问题的可能原因,用验证检测与扩大检测来进行证明,并确定有质量问题桩的范围。

(2) 应引入区域批量检测概念,局部的问题局部评判、局部扩大检测。

(3) 扩大检测的检测方法应根据产生质量问题的原因有针对性地选取。

并对桩身完整性三类桩问题的处理提出了建议,建议一定要验证。验证采用PDA高应变检测或开挖检查,PDA高应变检测可采用小锤,用挖土机就可以完成重锤冲击桩顶工作,可不提供承载力,但可以确认是否存在缺陷。如果无法确认,应从严处理。

6. 其它成果

(1) 桩端土遇水软化问题, 通过有的放矢的试验, 得出了未发现明显影响的结论。

(2) 桩施工挤土问题对桩桩端阻力的影响、桩上浮问题, 通过施工过程中对桩顶标高的监测、完工后对桩的静载试验、PIT 低应变检测, 得出的结论有: 在我区地质情况下桩上浮是打桩震动引起的; 桩上浮对桩承载力有明显影响; 施工中桩挤土问题对承载力未发现明显影响。

参考文献

- [1] 国家行业标准《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008) [S]. 中国建筑工业出版社 北京 2008年
- [2] 徐至钧、李智宇《预应力混凝土管桩基础设计与施工》[M]. 机械工业出版社 2005年
- [3] 徐至钧、李智宇《预应力高强度混凝土管桩设计、试验与应用》[J]. 建筑结构 2005年第10期
- [4] 徐至钧、李智宇《预应力混凝土管桩基础设计与工程应用》[M]. 中国建筑工业出版社 北京 2008年

第四届全国加筋土工程技术研讨会

(一号通知)

(2009年9月12~14日, 山东·青岛)

主办单位: 中国土工合成材料工程协会; 国际土工合成材料学会中国委员会; 中国土木工程学会土力学及岩土工程分会。

承办单位: 中国土工合成材料工程协会加筋专业委员会; 青岛旭域土工材料股份有限公司。

协办单位: 石家庄铁道学院; 清华大学; 上海大学。

会议简介: 会议将为全国从事加筋土技术研究和工程实践的学者和工程人员提供一个切磋交流的机会, 展示加筋土技术方面的新材料、新理论、新方法与新技术, 推动我国加筋土技术在理论、试验与实践方面取得更快的发展。我们热忱欢迎全国从事加筋土技术及相关研究和实践的专家、学者、工程技术人员及研究生踊跃投稿并积极参加会议。会议期间将进行中国土工合成材料工程协会加筋专业委员会第一届委员会的选举工作。

征文内容: ①新材料、新工艺及加筋土材料特性与测试技术; ②筋-土界面特性; ③加筋土室内试验; ④加筋土模型试验与足尺试验; ⑤加筋土结构作用机理; ⑥加筋土结构设计计算方法; ⑦加筋土结构工程实录; ⑧土钉支护技术。

投稿要求: ①应征论文要求内容具体、明确、严谨、未公开发表过、文责自负且不涉及保密内容; ②每篇文章字数原则上不超过5000字; ③请注明作者通讯地址、邮编、电话及Email地址; ④论文通过电子邮件发到rein2009@163.com; ⑤会议正式出版学术论文集, 并选择部分优秀论文在EI源或核心期刊上发表。

重要日期: ①2009年4月30日前: 提交论文全文 (Email或纸质论文一式两份); ②2009年5月30日前: 返回评阅结果和修改意见; ③2009年6月30日前: 提交修改后论文 (通过Email附送Word文档电子版)。

注册费: 会议收取会议注册费800元/人 (包括资料费), 在校学生代表注册费400元/人。会议期间住宿统一安排, 费用自理。

大会秘书处: 联系人: 杨广庆 (13931120930), 吕鹏 (13131104957), 戴征杰 (13356858635); 联系地址: 河北省石家庄市北二环东路17号石家庄铁道学院土木工程学院; 邮政编码: 050043; 联系电话: 0311-87936468; 传真: 0311-87935085; E-mail: rein2009@163.com。

(石家庄铁道学院杨广庆 供稿)

上海金山石油储备库 15 万 m³ 大型储罐基础采用预应力管桩*

徐至钧 黄左坚 何国富

(深圳市华根建设工程有限公司 深圳 518052)

工程概况

上海金山石油储备库新建白沙湾油库共 200 万立方米,场地位于金山石化卫九路西海滩滩地,由中国石化工程建设公司设计,江苏徐州中石化华东管道公司负责管理,该油库构筑物一览表见表 1,本文仅对 15 万 m³ 储罐基础的设计进行总结,其平面布置见图 1。

建(构)筑物建设一览表

表 1

序号	建(构)筑物名称	结构类型	高度或层数	基础设计		基础底面荷载(KPa)
				基础形式	基础尺寸(m)	
1	8座/15万 m ³ 油罐	钢结构	21m	预应力管桩	D=101.2	260~280
2	6座/10万 m ³ 油罐	钢结构	21m	预应力管桩	D=81.2	250~270
3	4座/5万 m ³ 油罐	钢结构	21m	预应力管桩	D=61.2	250~270
4	办公楼、泵房	钢筋混凝土	2	桩基		120

本工程的主要难点和特点是:

(1) 储罐基础直径大(D=101.2m),对地基的影响深度也大,在国内外这类储罐均属大型储罐;

(2) 储罐地基承受的荷载很大,达 280KPa,而上海地区当地的地基承载力仅 60KPa,两者相差悬殊;

(3) 因上海地区的土层构造在地面下约 60m,都是软弱土层,储罐基础如采用天然地基,其基础沉降要达 2m 多;

(4) 储罐基础的沉降大,而基础的不均匀沉降也大,储罐的倾斜会影响浮顶储罐的上下升降;

如果地基处理采用灌注桩方案,在软土地基上施工桩长达 50m,桩的施工质量很难保证,工程造价高。为此,经过方案的比选,最后采用了预应力预制管桩,施工方便,桩的质量容易保证,且工程造价又低。

* 收稿日期:2009年4月

场地工程地质条件

拟建场地属长江三角洲堆积平原东部陆域前缘，表层大部分地段生长茂密的芦苇，浅部积淤较厚，厚度达2.2~3.7m，为新近沉积土，土质稀软，富含有机质，场地土质较差。工程地质剖面图见图2，钻孔柱状图见表2，各土层物理力学性质指标见表3、表4。

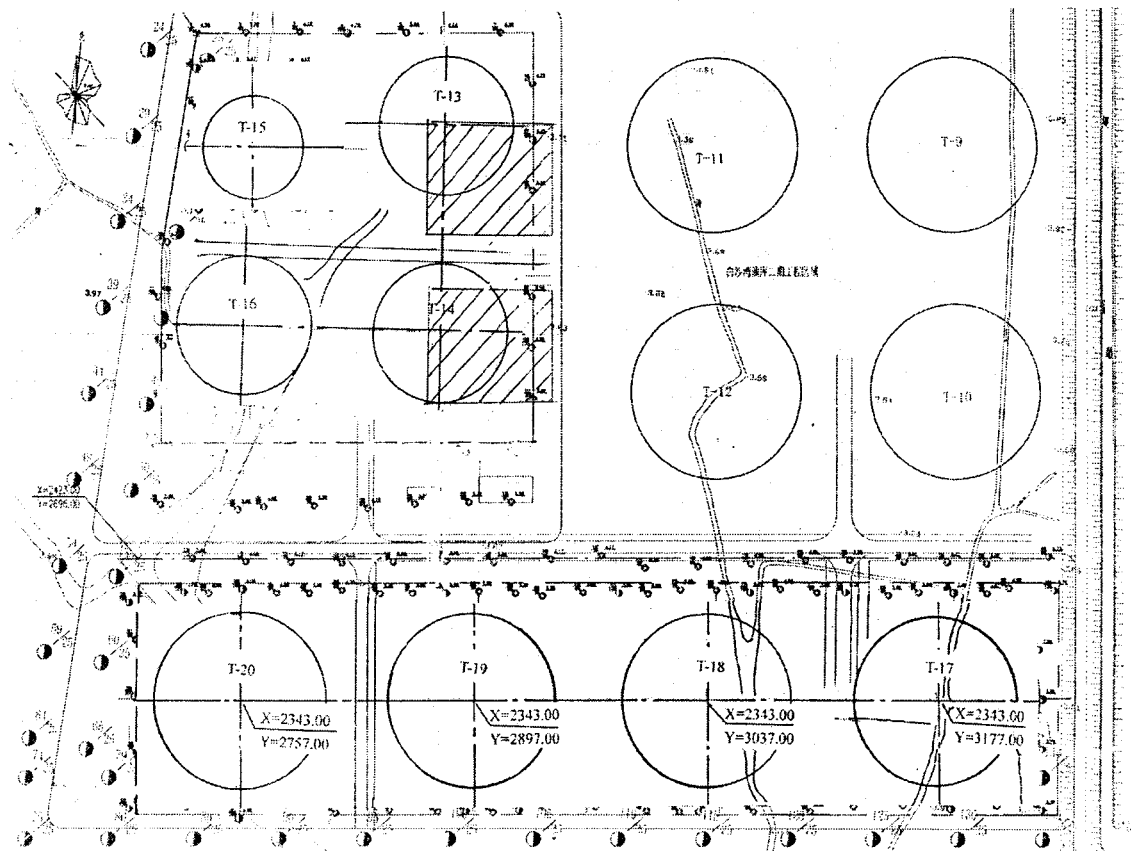


图1 8座15万m3油罐平面布置图

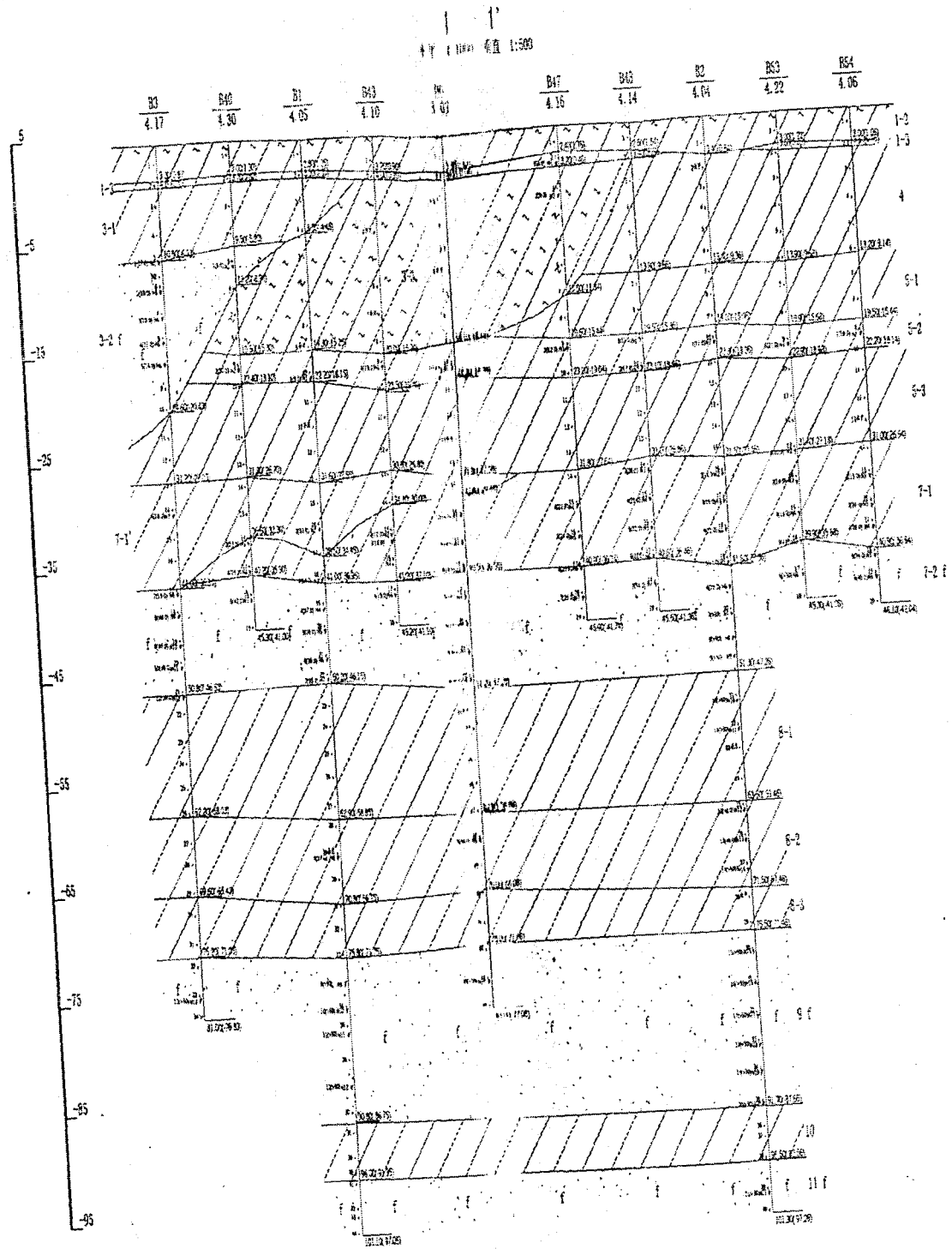


图2 工程地质剖面图

表2

B1号孔钻孔柱状图

工程编号: ZJ091

编号: 4-1

钻孔深度		101.10m		孔口标高		4.05m		稳定水位		施工日期		2002年2月18日				
土层编号	土层名称	层底深度 (m)	层顶深度 (m)	层厚 (m)	柱状图	土层描述	土质		标准贯入试验							
							层底深度 (m)	层顶深度 (m)	层底深度 (m)	层顶深度 (m)	层底深度 (m)	层顶深度 (m)	层底深度 (m)	层顶深度 (m)		
1-2	淤泥质粘土	3.25	0.35	2.90	柱状图	灰黄-灰色, 流塑, 土质疏松, 含少量有机质。	1	1.10	1.40							
1-3	粉质粘土	3.30	0.35	0.70		灰色, 粉质, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	2	3.10	3.40							
2-1	砂质粉土夹粉质粘土	8.50	-4.45	5.00		灰色, 粉质, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	3	5.60	5.90							
3-1	淤泥质粉质粘土	19.30	-15.25	19.80		灰色, 粉质, 流塑, 土质不均, 含少量有机质。	4	8.10	8.40							
							5	10.60	10.90							
3-2	砂质粉土	22.20	-18.15	2.90		灰色, 粉质, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	6	12.90	13.20							
							7	14.60	14.90							
3-3	粘土	31.60	-27.55	9.40		灰色, 粉质, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	8	16.90	17.20							
							9	18.90	19.20							
3-4	砂质粉土夹粉质粘土	38.30	-34.45	5.90		灰色, 粉质, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	10	21.30	21.60							
							11	24.00	24.30							
3-5	粉质粘土	41.00	-36.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	12	26.40	26.70								
						13	28.70	29.00								
3-6	粉质粘土	44.00	-39.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	14	31.20	31.50								
						15	33.40	33.70								
3-7	粉质粘土	49.00	-44.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	16	35.40	35.70								
						17	38.10	38.40								
3-8	粉质粘土	55.00	-50.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	18	40.10	40.40								
						19	42.80	43.10								
3-9	粉质粘土	61.00	-56.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	20	44.80	45.10								
						21	47.50	47.80								
3-10	粉质粘土	67.00	-62.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	22	49.50	49.80								
						23	52.20	52.50								
3-11	粉质粘土	73.00	-68.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	24	54.20	54.50								
						25	56.70	57.00								
3-12	粉质粘土	79.00	-74.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	26	58.90	59.20								
						27	61.60	61.90								
3-13	粉质粘土	85.00	-80.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	28	63.40	63.70								
						29	65.90	66.20								
3-14	粉质粘土	91.00	-86.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	30	68.70	69.00								
						31	70.90	71.20								
3-15	粉质粘土	97.00	-92.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	32	73.00	73.30								
						33	75.40	75.70								
3-16	粉质粘土	103.00	-98.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	34	80.20	80.50								
						35	81.90	82.20								
3-17	粉质粘土	109.00	-104.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	36	85.10	85.40								
						37	87.50	87.80								
3-18	粉质粘土	115.00	-110.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	38	91.70	92.00								
						39	93.90	94.20								
3-19	粉质粘土	121.00	-116.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	40	95.25	95.55								
						41	96.50	96.80								
3-20	粉质粘土	127.00	-122.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	42	98.50	98.80								
						43	99.55	99.85								
3-21	粉质粘土	133.00	-128.95	2.50	灰黄色, 中密, 硬塑, 土质不均, 含少量有机质。	44	100.80	101.10								
						45	101.10	101.40								

浙江省工程勘察院

审核人: [Signature]

工程负责人: [Signature]

日期: 2002年03月29日

各土层物理力学性质指标

表3

层序	土层名称	含水量 W (%)	重度 γ_0 KN/m ³	比重 G	孔隙比 e_0	液限 W _L %	塑性指数 I _p	液性指数 I _L	压缩系数 $a_{0.1-0.2}$ MPa ⁻¹	压缩模量 $E_{0.01-0.2}$ MPa	直剪固结快(剪)		渗透系数	
											粘聚力 C(KPa)	内摩擦角 ϕ (°)	K _v (cm/s)	K _h (cm/s)
① ₂	淤泥质粘土	57.4	16.4	2.75	1.59	47.5	21.0	1.43	1.20	2.22	10	9.5	8.48 E - 07	1.12 E - 06
① ₃	粘质粉土	28.9	18.8	2.71	0.81				0.19	9.54	6	27.0		
③ ₁	砂质粉土夹粉质粘土	33.9	18.3	2.72	0.96	36.1	15.4	1.10	0.43	5.04	8	25.0	4.4 E - 06	8.86 E - 06
③ ₂	粉砂	28.1	18.7	2.70	0.81				0.19	10.40	3	31.0		
③ ₃	淤泥质粉质粘土	37.8	18.0	2.73	1.04	37.4	16.5	1.02	0.61	3.43	13	17.5	2.61 E - 06	4.46 E - 06
④	粘土	38.3	18.4	2.74	1.05	38.7	17.6	0.95	0.66	3.13	14	16.5	6.58 E - 07	2.83 E - 06
⑤ ₁	粘土	45.5	17.6	2.74	1.22	42.7	19.0	1.09	0.77	2.90	16	15.0	1.63 E - 06	1.43 E - 05
⑤ ₂	砂质粉土	31.2	18.5	2.71	0.88				0.30	6.70	6	27.5	6.01 E - 05	1.53 E - 04
⑤ ₃	粘土	40.4	18.0	2.74	1.12	38.6	17.1	1.10	0.66	3.20	14	16.0	4.18 E - 06	7.03 E - 06

续表

层序	土层名称	含水量 W (%)	重度 γ_0 KN/m ³	比重 G	孔隙比 e_0	液限 W _L %	塑性 指数 I _p	液性 指数 I _L	压缩系 数 $a_{0.1-0.2}$ MPa ⁻¹	压缩模 量 $E_{0.1-0.2}$ MPa	直剪固结快(剪)		渗透系数	
											粘聚力 C(KPa)	内摩擦 角 ϕ ($^{\circ}$)	K _v (cm/s)	K _h (cm/s)
⑦ ₁	砂质粉土夹粉质粘土	30.1	18.6	2.71	0.85	36.4	16.0	0.83	0.29	3.78	6	28.0	4.57 E - 05	1.02 E - 04
⑦ ₁	砂质粉土	27.4	19.0	2.70	0.78				0.15	12.05	3	31.5	2.14 E - 06	2.41 E - 06
⑦ ₂	粉砂	24.8	19.3	2.69	0.71				0.12	14.46	3	32.0	1.49 E - 05	5.06 E - 06
⑧ ₁	粉质粘土夹粉质粘土	27.8	19.0	2.73	0.80	36.6	16.5	0.53	0.27	7.18	11	25.5	1.56 E - 06	2.52 E - 06
⑧ ₂	砂质粉土夹粉质粘土	29.0	18.8	2.70	0.82	35.0	15.2	0.67	0.21	9.26	3	30.5		
⑧ ₃	粉质粘土	28.8	18.9	2.74	0.83	36.8	16.8	0.53	0.30	6.52	26	22.0		
⑨	粉砂	26.0	19.0	2.69	0.75				0.14	13.13	2	32.0		
⑩	粉质粘土	24.6	19.4	2.73	0.73	36.2	16.6	0.30	0.23	7.65	35	22.0		
⑪	粉砂	25.1	19.3	2.69	0.71				0.14	13.56	2	31.5		

各土层物理力学性质指标

表4

层序	土层名称	无侧限抗压强度			三轴不固结不排水		高压固结				
		原状土 qu KPa	重塑土 qu' KPa	灵敏度 St	粘聚力 Cu KPa	内摩擦角 $\phi_u(^{\circ})$	先期固结压力 Pc(KPa)	压缩指数 Cc			
① ₂	淤泥质粘土				6	1					
③ ₁	淤泥质粉质粘土粘土	59	41	1.5	35	1.2	133	0.287			
④	粘土	63	47	1.3	35	1.0	96	0.282			
⑤ ₁	粘土	57	42	1.4	35	1.4	158	0.396			
⑤ ₂	粘土	66	43	1.6	34	1.0	249	0.401			
⑧ ₁	粉质粘土夹粘质粉土	136	89	1.5	88	1.0	496	0.219			
⑧ ₂	砂质粉土夹粘质粘土				94	1.0	634	0.295			
⑧ ₃	粉质粘土				94	1.0	634	0.295			
固结系数 $C_v(10^{-3} \text{cm}^2/\text{s})$						固结系数 $C_u(10^{-3} \text{cm}^2/\text{s})$					
25 ~ 50 KPa	50 ~ 100 KPa	100 ~ 200 KPa	200 ~ 400 KPa	400 ~ 800 KPa	800 ~ 1600 KPa	25 ~ 50 KPa	50 ~ 100 KPa	100 ~ 200 KPa	200 ~ 400 KPa	400 ~ 800 KPa	800 ~ 1600 KPa
1.20	1.15	1.20	1.04	1.81	2.95	3.28	3.55	3.34	3.57	3.61	4.42
1.34	3.02	3.36	3.12	3.25	3.07	3.87	3.91	3.63	3.45	3.19	4.02
		7.02	9.11	7.63	7.06	9.65	9.30	9.21	7.29	8.65	6.51
4.93	4.40	2.97	4.01	1.99	3.12	4.81	3.27	6.43	6.71	5.68	5.63
3.58	4.24	2.79	3.35	4.39	4.39	6.31	5.97	7.77	7.37	7.91	7.64
4.36	1.23	1.21	1.31	1.67	1.84	2.37	1.45	1.07	0.97	0.99	1.27
0.71	0.70	0.68	0.81	0.84	1.21	1.22	1.33	0.73	0.65	0.82	0.71

基础设计

基础采用钢筋混凝土环墙,厚度为60cm,而环墙基础下面为筏板桩基,筏板厚度为90cm,全部用C30混凝土,桩采用预应力管桩,选用PHCAB D=600壁厚110mm,桩间距2.5~2.8m,每台储罐基础布置了1085根预应力管桩,桩长为40~45m,其基础设计见图3。

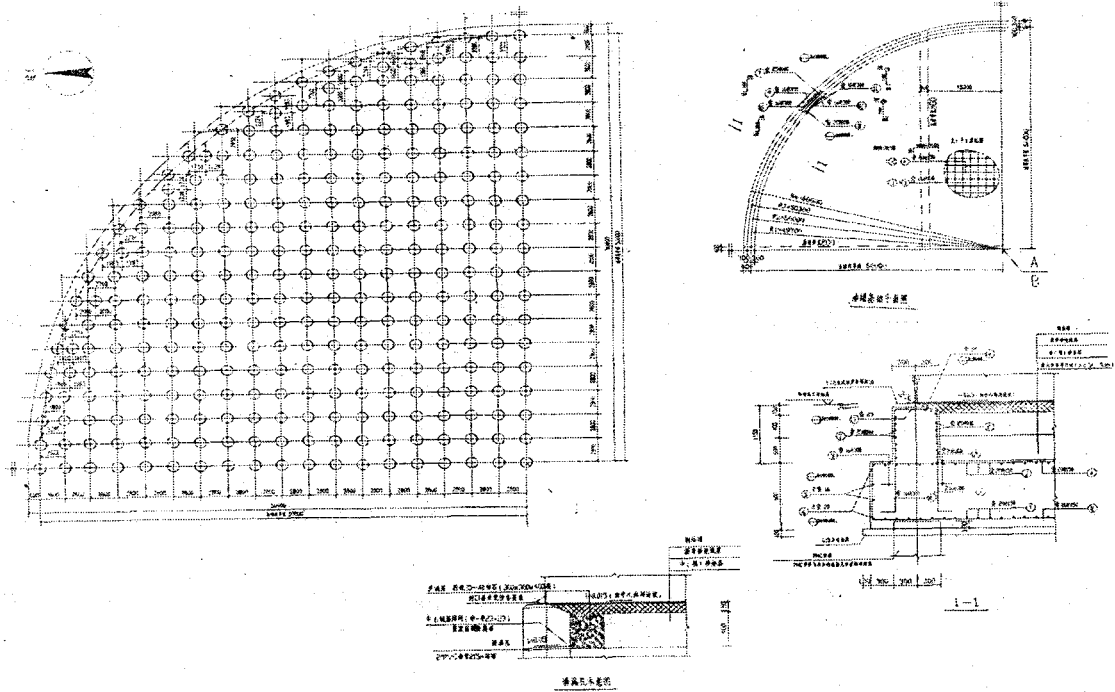


图3 15万³储罐基础图

预应力管桩单桩竖向抗压极限承载力和水平向极限承载力试验

根据测试结果并依据上海市工程建设规范《建筑基桩检测技术规程》(DGJ08-218-2003)及中华人民共和国行业标准《建筑基桩检测技术规范》(JGJ106-2003), 确定各组试桩的单桩竖向抗压极限承载力和水平向极限承载力见表5和表6。

试验确定单桩竖向抗压极限承载力汇总

表5

桩号	试桩日期	最大加载量 (KN)	最大沉降量 (mm)	残余沉降量 (mm)	回弹率 (%)	试验确定单桩极限承载力 (KN)	备注
T12-04	07.3.20	4840	23.03	12.49	45.77	不小于4840	慢速法
T12-08	07.3.16	4840	24.49	11.77	51.94	不小于4840	慢速法
T12-10	07.3.17	4840	23.33	12.67	45.69	不小于4840	慢速法
T12-20	07.3.18	4840	22.91	12.01	47.58	不小于4840	慢速法
T12-24	07.3.20	4840	22.90	11.26	50.83	不小于4840	慢速法
T12-26	07.3.16	4840	23.94	11.73	21.00	不小于4840	慢速法
T12-36	07.3.13	4840	20.65	9.45	54.24	不小于4840	慢速法
T12-40	07.3.14	4840	24.07	12.30	48.90	不小于4840	慢速法
T12-42	07.3.15	4840	24.69	12.45	49.57	不小于4840	慢速法

试验确定单桩水平向极限承载力汇总

表6

桩号	试桩日期	最大加载量 (KN)	最大水平位移量 (mm)	残余水平位移量 (mm)	回弹率 (%)	试验确定单桩极限承载力 (KN)	备注
T12-12	07.3.18	100	15.16	4.77	68.54	不小于100	单循环
T12-22	07.3.20	100	13.32	3.08	76.88	不小于100	单循环
T12-44	07.3.17	100	14.33	3.91	72.71	不小于100	单循环

从表5和表6可见,本次单桩竖向抗压静载荷试验所获得的白沙湾油库工程T12罐36#试桩的单桩竖向抗压极限承载力不小于4400KN;T12罐4#、8#、10#、20#、24#、26#、40#、42#试桩的单桩竖向抗压极限承载力均不小于4840KN;单桩水平向静载荷试验所获得的白沙湾油库工程T12罐12#、22#和44#试桩的单桩水平向极限承载力均不小于100KN。

储罐基础沉降实测

建设期间对15万m³储罐基础进行实测,T-9罐、T-10罐、T-11罐的实测沉降见表7。

T-9、T-10、T-11 储罐基础沉降实测 (mm)

表7

工程名称		T-9罐				工程名称		T-10罐				工程名称		T-11罐			
	第1次	第90次				第1次	第88次				第1次	第58次					
日期	08.04.02	8.07.15			日期	08.04.01	08.07.15			日期	08.04.02	08.07.16					
点号	初测	本次高程	本次	累计	点号	初测	本次高程	本次	累计	点号	初测	本次高程	本次	累计			
1	4.78444	4.77790	1.6	-6.5	1	4.80210	4.79479	0.9	-7.3	1	4.79767	4.77552	-0.6	-22.1			
2	4.78532	4.77899	1.3	-6.3	2	4.79042	4.78362	1.4	-6.8	2	4.80040	4.77733	-0.9	-23.1			
3	4.78472	4.77756	0.8	-7.2	3	4.80088	4.79348	0.8	-7.4	3	4.79720	4.77340	-0.6	-23.8			
4	4.78524	4.77791	1.4	-7.3	4	4.79743	4.79136	1.2	-6.1	4	4.79971	4.77482	-0.3	-24.9			
5	4.78813	4.78111	1.1	-7.0	5	4.80229	4.79727	0.7	-5.0	5	4.80334	4.77726	-0.2	-26.1			
6	4.78727	4.77973	1.1	-7.5	6	4.79975	4.79408	0.9	-5.7	6	4.79594	4.77052	-0.7	-25.4			
7	4.77935	4.77259	0.9	-6.8	7	4.79103	4.78500	0.7	-6.0	7	4.79270	4.76685	-0.7	-25.9			
8	4.78278	4.77585	0.8	-6.9	8	4.79773	4.79205	0.9	-5.7	8	4.79741	4.77380	-0.5	-23.6			
9	4.79283	4.78812	1.1	-4.7	9	4.80007	4.79454	0.8	-5.5	9	4.80007	4.77651	-0.6	-23.6			
10	4.77765	4.77240	0.6	-5.3	10	4.78628	4.78172	1.7	-4.6	10	4.79369	4.77002	-1.0	-23.7			
11	4.78094	4.77591	1.4	-5.0	11	4.79813	4.79191	1.3	-6.2	11	4.79035	4.76706	-0.9	-23.3			
12	4.78017	4.77326	1.2	-6.9	12	4.79903	4.79360	1.5	-5.4	12	4.79034	4.76608	-0.3	-24.3			
13	4.78245	4.77471	1.0	-7.7	13	4.78764	4.78112	0.2	-6.5	13	4.79542	4.77223	-0.8	-23.2			
14	4.77723	4.76920	1.1	-8.0	14	4.79770	4.79252	1.4	-5.2	14	4.79652	4.77265	-0.9	-23.9			
15	4.78314	4.77648	1.6	-6.7	15	4.80240	4.79730	1.3	-5.1	15	4.80192	4.77718	-0.7	-24.7			
16	4.78827	4.77999	1.3	-8.3	16	4.80801	4.80322	1.1	-4.8	16	4.79352						

续表 7

17	4.78731	4.77925	1.2	-8.1	17	4.80584	4.80000	0.4	-5.8	17	4.79946	4.77462	-0.4	-24.8
18	4.78188	4.77140	0.8	-10.5	18	4.80925	4.80427	1.1	-5.0	18	4.79712	4.77214	-0.9	-25.0
19	4.79388	4.78262	1.2	-11.3	19	4.80041	4.79578	1.3	-4.6	19	4.79869	4.77700	-0.6	-21.7
20	4.79261	4.78192	1.3	-10.7	20	4.79993	4.79465	1.0	-5.3	20	4.79962			
21	4.78811	4.77709	0.7	-11.0	21	4.79947	4.79382	1.3	-5.7	21	4.80175	4.77896	-0.2	-22.8
22	4.79349	4.78250	1.2	-11.0	22	4.79133	4.78405	0.8	-7.3	22	4.79951			
23	4.79217	4.78281	1.4	-9.4	23	4.80217	4.79505	1.0	-7.1	23	4.79817	4.77411	-0.7	-24.1
24	4.79125	4.78097	0.4	-10.3	24	4.80311	4.79647	0.9	-6.6	24	4.80508	4.78247	-0.2	-22.6
25	4.78827	4.78123	1.2	-7.0	25	4.78986	4.78329	1.3	-6.6	25	4.79817	4.77572	-0.8	-22.5
26	4.79241	4.78313	0.6	-9.3	26	4.80205	4.79516	1.2	-6.9	26	4.80359	4.78005	-1.0	-23.5
27	4.79647	4.78769	1.1	-8.8	27	4.79953	4.79329	1.2	-6.2	27	4.79067	4.76919	-0.2	-21.5
28	4.79123	4.78272	1.4	-8.5	28	4.79904	4.79228	1.1	-6.8	28	4.79142	4.76727	-0.8	-24.1
29	4.78909	4.78125	1.0	-7.8	29	4.79806	4.79100	1.0	-7.1	29	4.79279	4.76998	0.0	-22.8
30	4.78920	4.78281	1.3	-6.4	30	4.79932	4.79084	1.6	-8.5	30	4.80250	4.77900	-0.6	-23.5
本次平均沉降量 (mm)			1.11			1.07			-0.60					
累计平均沉降量 (mm)			-7.94			-6.09			-22.08					
本次速度沉降 (mm/d)			0.22			0.21			-0.60					
对径点最大累计沉降差 (mm)			5.60			3.40			3.20					
测量日期			2008.7.15			2008.7.15			2008.7.16					

从表 7 中可见试水预压后储罐实测最大沉降 22.08 mm(T-11 罐), 罐基础的最大沉降差 5.6 mm(T-9 罐)说明储罐基础实测沉降和沉降差均很小, 都满足规范的要求。

小结

1. 依据国家行业标准“石油化工钢储罐地基与基础设计规范”(SH/T3068—2007)规定大型储罐地基变形的允许变形为 $0.003D_1$ (D_1 为储罐底圈内直径), 15 万 m^3 储罐 $D_1=100m$ 即沉降差允许值为 300 mm, 而实测结果仅为 5.6 mm(T-9 罐)为允许值的 1/53.6, 基础沉降量最大为 22.08 mm(T-11 罐)说明 15 万 m^3 储罐基础的沉降量和倾斜均很小。说明地基处理采用预应力管桩是成功的。

2. 但储罐基础采用桩筏基础钢筋混凝土工程量达 $7000m^3$, 桩约 45570m, 每台基础工程造价约 2000 万, 接近钢储罐本身的造价, 相当于地上建一台储罐, 地下埋进一台储罐, 从经济分析, 工程造价较高, 有待进一步优化。

3. 对于荷载分布较均匀的大型储罐基础可按“建筑桩基技术规范”(JGJ94—2008)的要求, 桩筏基础可按变桩距、变桩长布桩(见图 4), 以抵消因相互作用对中心区支承刚度的削弱效应, 可使筏板减薄到 50 cm, 桩长减短, 可减预应力管桩 16 多米, 节省桩筏基础的工程费用可观, 而储罐基础沉降和地基允许变形, 还可以符合规范的基础变形和沉降差要求, 建议在今后设计中有所改进。

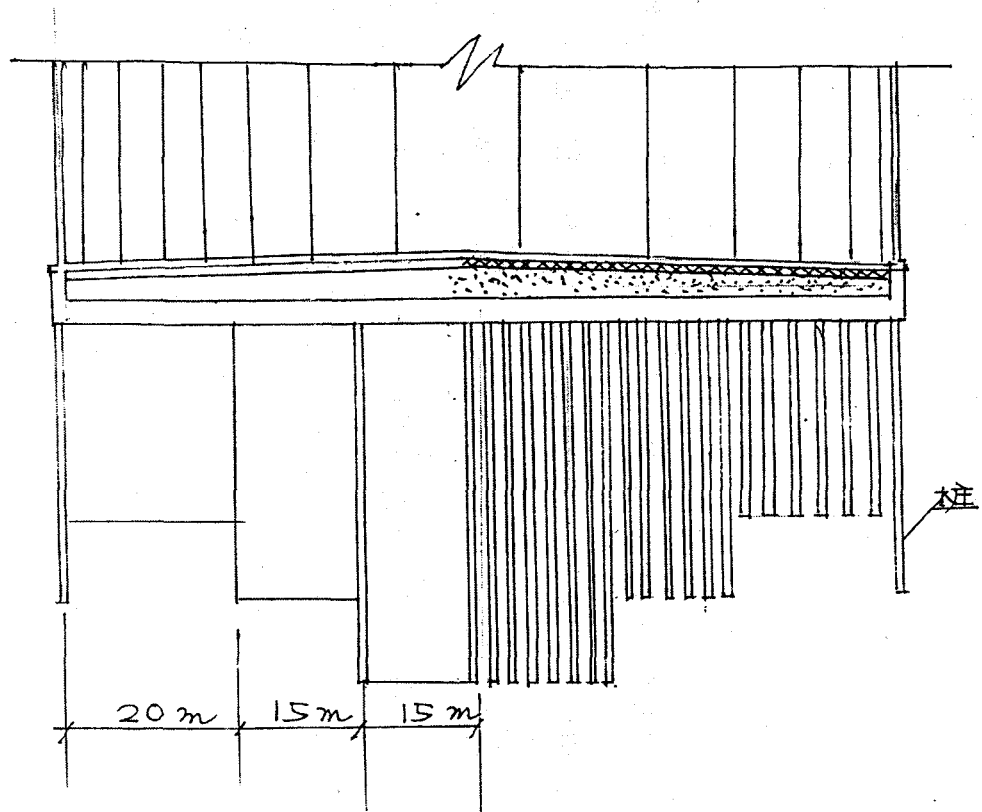


图4 均布荷载下变刚度布桩模式

(本文资料提供是中国石化工程建设公司黄左坚总工程师和上海石化工程建设公司何国富总工程师)

参考文献

- [1] 中华人民共和国行业标准“建筑桩基技术规范”(JGJ94-2008)[S];北京 中国建筑工业出版社 2008年8月
- [2] 中华人民共和国石油化工业标准“石油化工钢储罐地基与基础设计规范”(SH/T3068-2007)[S].北京 中国石化出版社 2008年5月
- [3] 徐至钧、许朝铨、黄左坚编著 大型储罐基础设计与地基处理——为建设国家石油储备库而作 北京 中国标准出版社 2008年

多种围护型式在杭州某软土基坑中的综合应用*

徐建斌¹ 金小荣²

(1 嘉兴市信达建设房地产开发有限公司 2 浙江大学建筑设计研究院岩土工程分院)

[摘要] 本文介绍了杭州某软土基坑工程设计、施工和监测情况,主要内容涉及围护体系设计、施工及监测要求等。

工程概况

拟建的工程场地总用地面积约41414m²,总建筑面积约16211m²。拟建建筑物主要由12幢车间及车间裙房组成,均采用框架结构;基础采用预应力管桩基础。本次围护涉及到祥符路沈家村地块开发建设项目的11#车间和12#车间地下室围护。

本工程±0.000相当于绝对标高4.900,即相对标高-0.900,基坑周边地下室底板的面标高为-5.000m、-5.500m和-5.900m,地下室底板底标高为-5.600m(包括100mm垫层,下同)、-6.100m和-6.500m,地下室地梁底标高为-6.100m、-6.600m和-6.900m,地下室承台底标高为-6.300m、-6.700m、-7.100m和-7.200m,基坑东侧坡道承台底标高为-4.200m,其中电梯井承台底较四周底板底分别加深1.500m、2.300m和2.500m,综合考虑承台、地梁的平面位置和间距,取设计基坑底标高为-5.500m、-6.000m、-6.900m和-7.100m。因此基坑设计开挖深度为4.600m、5.100m、6.000m和6.200m;坑中坑最大高差为2.500m。

周围环境及工程地质情况

该场地位于杭州市祥符镇拱墅区工业功能区内,东面祥茂路,南临祥盛路,西靠祥兴路,北挨祥园路,并和莫干山路主干道相连。基坑西侧距本工程6#(待建)和10#车间(待建)12.5m(与基坑下坎线,余同),基坑西北角距本工程2#车间(已建,桩基础)28.4m,基坑北面距用地红线在6.4~17.2m之间,红线外为祥园中路,其外为已建标准厂房;基坑东面和用地红线最近距离约为2.5m,红线外为一宽20.0m的祥园东路,其外为浙江广育爱多科技有限公司;基坑南面和用地红线相距约为5.1m,红线外为宽12.0m祥盛路,其外为一已建的绿化带。祥园中路埋有电信管(埋深1.3m)、燃气管(埋深1.1m)和污水管(埋深1.5m)等地下管线,与本工程最小距离在13.7m~25.2m之间;祥园东路埋有雨水管(埋深1.2m)、污水管(埋深1.5m)、有

* 收稿日期:2009年3月

线管线(埋深1.2m)和电信管(埋深1.3m)等地下管线,与本工程最小距离在12.5m~20.5m之间;祥盛路埋有雨水管(埋深1.2m)、污水管(埋深1.5m)和电信管(埋深1.3m)等地下管线,与本工程最小距离在10.3m~13.8m之间;

根据勘察报告,本基坑工程场地地势比较平坦。基坑开挖深度影响范围内各土层主要物理力学性质指标见表1所示。

场区地下水类型为孔隙潜水,主要受大气降水补给。潜水地下水变化幅度受季节变化影响,勘察时稳定水位在0.13~0.9m,地下水年变化幅度1.0~1.5m。根据勘察期间实地调查,场地附近无污染源存在,根据区域水文地质资料及附近工程地质报告,场地地下水对混凝土结构无腐蚀性。

各土层主要物理力学性质指标

表1

层号	岩土名称	含水量 (%)	孔隙比	压缩系数 (MPa ⁻¹)	天然重度 (kN/m ³)	粘聚力 (kPa)	内摩擦角 (度)	渗透系数 (cm/s)	
								水平	垂直
1	杂填土				(18.5)	(10.0)	(10.0)		
2	粉质粘土	32.2	0.923	0.51	18.8	14.0	8.7	3.5E-5	4.3E-6
3-1	淤泥质粉质粘土	41.3	1.148	0.81	17.9	11.4	5.6	2.3E-5	2.1E-6
3-2	粉质粘土	27.9	0.789	0.30	19.5	30.9	14.8	5.7E-7	6.2E-8
3-3	粘质粉土	32.8	0.913	0.35	18.8	17.0	22.6		
3-4	淤泥质粉质粘土	40.1	1.131	0.67	18.0	16.3	7.2		
4-1	粉质粘土	26.9	0.764	0.27	19.6	40.3	17.6		
4-2	粉质粘土	27.0	0.775	0.25	19.6	31.7	16.0		

围护结构设计

1. 围护方案选择

综合场地地理位置、土质条件、基坑开挖深度和周围环境条件,本基坑围护具有如下特点:

(1) 基坑开挖范围内为填土、粘土和淤泥质土,坑底落在土性较差的淤泥质土中,其渗透系数小,力学指标较差,但对于抗管涌比较有利;

(2) 坑底淤泥质土分布不均匀,软土层变化范围在3.3~14.2m,基坑北侧和东侧软土层均较厚。

(3) 基坑大致呈长方形,基坑开挖面积较大,东西长约为90m,南北长约120m;

(4) 基坑开挖深度为4.600m、5.100m、6.000m和6.200m,大部分区域基坑开挖深度一般;

(5) 与杭州市市区基坑开挖项目的条件相比,本基坑周围环境条件尚可,但基坑南侧大部分及北侧局部距离用地红线较近。

放坡开挖可节约工程造价,经济性最好。但在软土层中使用其安全性相对要差一些,同时由于放坡坡度较缓,相应地土方开挖量大大增加。另外,在今后土方回填后,由于回填土不易密实,易导致该区域地面附加沉降,对厂区内的散水和地下管线等设施产生不利影响。

在软土地基中采用土钉墙围护结构,为防止在基坑开挖过程中出现坑底隆起破坏和整体滑移,可在坡脚打入水泥搅拌桩或松木桩以形成复合土钉墙,有利于提高坡脚土体的承载力和基坑的整体稳定性。

因此本基坑在条件许可的情况下,尽可能采用复合土钉墙围护结构。其中软土层厚小于5.0m的区域采用松木桩复合土钉墙,软土层厚大于5.0m的区域采用水泥搅拌桩复合土钉墙。

基坑的南侧(6-6剖面)开挖深度为5.10m,如采用土钉墙围护将造成土钉超出用地红线;因此采用水泥搅拌桩相互搭接形成格栅状水泥土重力式挡墙作为围护结构。

基坑的西南角(7-7剖面)开挖深度较大(6.10m),如采用土钉墙围护将造成土钉超出用地红线,如采用水泥土重力式挡墙变形较大,因此采用内撑式排桩墙围护结构。

基坑的东北角与用地红线的最小距离仅为3.0m且该处软土层最大厚度达14.0m,基坑东南角与用地红线的最小距离仅为2.5m,采用其它形式的围护结构在软土地基中往往变形较大,容易造成周围道路产生开裂现象,从而危及周围管线安全,因此采用内撑式排桩墙围护结构。内撑式排桩墙围护结构虽然造价略高一些,但具有可靠性好,围护结构受力合理,变形易控制等优点,尤其适合于在周围环境条件较差的基坑采用。

结合本工程上述特点,根据“安全、经济、方便施工”的原则,本基坑采用复合土钉墙、水泥土重力式挡墙与内撑式排桩墙的围护方案是比较合适的。

2. 围护结构计算

(1) 基坑围护体系计算分析内容

①土钉墙部分

- a) 土钉强度、长度验算;
- b) 各工况下基坑内部整体稳定验算;
- c) 基坑外部整体稳定性分析;
- d) 基坑整体抗倾覆稳定验算;
- e) 基坑整体抗滑移稳定验算。

②水泥土重力式挡墙

- a) 围护结构内力及位移分析;
- b) 围护结构强度验算;
- c) 基坑整体稳定性分析;
- d) 基坑抗隆起稳定验算;
- e) 基坑整体抗倾覆稳定验算;
- f) 基坑整体抗滑移稳定验算。

③排桩墙部分

- a) 各工况下围护结构的内力、变形分析;
- b) 基坑抗隆起稳定验算;
- c) 基坑抗管涌稳定验算;
- d) 基坑整体稳定验算;
- e) 支撑体系、压顶梁的受力、变形分析及配筋计算。

(2) 计算方法说明

- ① 围护体系侧压力计算根据朗金土压力理论,按土层分布进行分层计算。

② 围护结构设计根据国家有关规程(范),采用理正深基坑支护结构设计软件(建设部推荐使用软件)——F-SPW(5.3版)计算。同时采用同济启明星软件FRWS4.0进行相互验证。

③ 计算参数及土工指标

a)计算中考虑地表施工堆载15kPa;

b)土压力计算采用土体固快指标,各土层物理力学性质指标根勘察单位提供的本工程地质勘察报告取值。

施工要求及现场监测

1. 施工要求

土钉墙围护是随着基坑挖土的进行而逐步实施的,因此土钉墙施工与挖土作业交叉进行,二者的配合至关重要,直接关系到基坑的安全和施工工期,需合理安排,分层进行。

基坑土方开挖应结合土钉墙施工,分层分段进行,每层开挖深度不得超过1.5m,每层分段开挖长度不得超过30m,开挖面宽度不得小于同层土钉长度,严禁超挖或在上一层未加固完毕就开挖下一层。

在机械开挖出支护坡面后,要求人工及时修整边坡,并进行第一层喷射混凝土的施工作业,尽可能缩短边坡暴露时间。土钉成孔后完成钢筋网布设工作,土钉注浆后及时布设加强筋并喷射第二层面层。

基坑底最后30cm土方宜采用人工开挖,边挖土边施工基础垫层,并尽早施工地下室底板,缩短基坑暴露时间。在地下室底板达到80%设计强度,并采用毛石混凝土填实底板与围护桩之间的孔隙后,方可拆除支撑。

施工单位在土方开挖前应制定详细的土方作业计划,待甲方、设计、施工单位同意后方可实施。

2. 现场监测

本围护工程开挖深度、面积均较大,因此除进行安全可靠的围护体系设计、施工外,尚应进行现场监测,作到信息化施工。

本基坑监测内容如下:

(1) 基坑开挖过程中基坑周边深层土体的水平位移和支撑轴力监测;

(2) 基坑外(土钉墙顶)土体的沉降观测;

(3) 周围环境监测:主要包括纺工路及其管线的沉降观测、有无裂缝产生及其发展情况。排桩墙处水平位移:连续3天日位移3mm,或累计位移达40mm;支撑轴力:3500kN;其余各处水平位移:连续3天日位移5mm,或累计位移达50mm。

3. 应急措施

在基坑开挖过程中,如出现边坡水平位移超过警戒值,可采用基坑外卸土,坡顶超前锚杆注浆,加长、加密土钉以及放慢挖土速度的方法处理,必要时用土方或编织袋在坡脚采取

反压回填措施。如申花路或地下管线沉降较大可采用注浆加固地基等方法处理。在基坑开挖过程中,场地内应保证有一台挖土机可以随时调用,便于采取应急措施。

结语

通过本工程的工程实践表明:

1. 本工程因地制宜地采用放坡开挖、土钉墙围护结构、水泥土重力式挡墙、内支撑式排桩围护结构及基坑降水多种手段相结合的围护方案是比较经济合理的,大大节约了工程造价。

2. 放坡开挖可节约工程造价,但在软土层中放坡坡度较缓,由于回填土不易密实,应注意其产生的不利影响;

3. 松木桩复合土钉墙或水泥搅拌桩复合土钉墙,有利于提高坡脚土体的承载力,提高基坑的整体稳定性并减小围护结构的位移。在土钉长度相同的情况下,后者土钉的覆盖范围小于前者,可以避免土钉超红线。

4. 内撑式排桩墙围护结构可有效地控制围护结构的弯矩和变形,并具有较好的可靠性。基坑的西南角(7-7剖面)开挖深度较大(6.10m),如采用土钉墙围护将造成土钉超出用地红线,如采用水泥土重力式挡墙变形较大,因此采用内撑式排桩墙围护结构。基坑的东北角与用地红线的最小距离仅为3.0m且该处软土层最大厚度达14.0m,基坑东南角与用地红线的最小距离仅为2.5m,采用其它形式的围护结构在软土地基中往往变形较大,容易造成周围道路产生开裂现象,从而危及周围管线安全,因此采用内撑式排桩墙围护结构。

5. 本工程基坑开挖至坑底,除局部由于预应力管桩超送导致开挖深度增加使得累计位移超出警戒值外,其余围护结构的变形约3.00cm左右,且后期位于速率变化较小,支撑轴力变化也在正常范围内。说明围护结构设计是安全的。

欢迎投稿!

灰砂挤密桩在处理软弱地基中的应用*

任振甲

(河北邢台市建筑设计研究院 邢台 054000)

概述

某市是座古城,素填土、杂填土及其他软弱地基分布较广,新建房屋的地基约有一半需要处理。多年来我们使用灰砂挤密桩处理局部,成片乃至整个建筑物地基,应用灰砂挤密桩最多,它具有少开挖土方、施工速度快,造价低廉,机具简单的优点,特别是在提高地基承载力上,减少地基变形及控制沉降量方面,效果特别显著。

灰砂挤密桩,由于其施工方法简单,特别是采用人工成孔,不受机具限制。在广泛使用灰砂挤密桩的基础上,我们又逐渐发展,在桩体内增加了骨料或掺加料。组成了灰砂碎石挤密桩、石灰粉煤灰桩、灰砂粉煤灰桩、石灰桩、灰土桩、水泥土桩等,这些桩体组成的复合地基,其应用范围日益扩大,综合效益亦日益显著。

机理

纯生石灰桩容易形成桩芯软化及自身孔隙消耗能量,我们采用较少,而灰土挤密桩的挤密效果没有灰砂桩好,灰砂碎石挤密桩由于增加了骨料而提高了桩自身的承载能力,灰砂粉煤灰挤密桩作为灰砂桩的改进,我们应用也相当广泛,今以灰砂粉煤灰挤密桩为例,说明其机理。

灰砂粉煤灰挤密桩的机理是,生石灰块吸水分解、膨胀,桩间土被挤密、脱水、强度提高。生石灰块、中粗砂、粉煤灰级配适当,达到砂填充生石灰块孔隙,而粉煤灰又填充砂孔隙,使桩体达到一定的强度,从而桩体与被挤密的桩间土形成复合地基。

拌和材料夯填入孔后,孔周围水分被吸附到桩内,生石灰遇水分解热胀,周围土受到脱水挤密,生石灰吸水后消解, $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 进一步吸水与粉煤灰中的活性材料 SiO_2 、 Al_2O_3 发生水化反应而生成 $\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2\cdot(n+1)\text{H}_2\text{O}$ 、 $\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot(n+1)\text{H}_2\text{O}$ 等,使桩体结硬。灰砂粉煤灰桩中增加了粉煤灰,由于粉煤灰活性材料及游离的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 向桩周围土扩散,使桩周围土一部分变硬,实际等于扩大了桩径,从而提高了复合地基的承载能力。

* 收稿日期:2009年4月

应用

1. 一般民用建筑采用条基较多, 虽然上部结构荷载不是很大, 但是由于采用砖砌体结构较多, 地基处理不好, 易引起建筑物不均匀沉降。我们遇到软弱土层较浅时, 距地面 3m 左右, 一般采取挖除软土换素土或灰土的办法, 但如软弱土层距地面 4~5m 时, 则换土已不可取, 一般采用灰砂桩进行地基处理。如某住宅楼, 5 层砖混结构, 原地基承载力为 110kpa, 设计据此进行, 基坑开挖后, 遇连续降雨, 地基承载力降为 90kpa, 当时采取凉槽办法, 期待承载力上升, 时间不允许, 时值雨季, 必须及时抢工, 决定采取灰砂桩办法对地基进行处理, 因为软弱土层 5m 多, 基础适当下坐, 桩长 2m, 按梅花桩布置, 地基处理后检验, 承载力提高较多, 满足设计要求。

2. 工业建筑中, 一般基础为桩基或条基者较多, 不论单层或多层, 其上部荷载均较大, 遇地基软弱时, 则须进行处理。当持力层有软弱土层又不很厚, 软土层下为强度较高土层, 这时地基处理应作比较分析, 将软弱土层全部挖除, 费工费时, 且有时现场无法堆放挖出的大量土方, 如为杂填土, 则需从远处运土夯填, 或将基础加深, 这种方法不经济。如在基础底打桩, 又因软土层不深, 实属不经济, 技术上也不合理。采用灰砂桩在基底布桩, 桩一般为短桩, 使桩直接抵承载力较高的土层, 桩与桩间土组成的复合地基使地基承载力大为提高。如某制硅车间为 3 层框架结构, 基础为独立桩基, 埋深为 2.30m, 基底下有 2m 多软弱土层, 承载力较低, 软土层下土的强度较高。决定采用灰砂碎石桩对软弱土层进行处理, 全部基坑采用了灰砂碎石挤密桩处理, 其效果甚为理想。

3. 地基处理前, 认真分析工程地质资料, 开槽后进行标贯, 轻便触探, 地基处理后进行试验、检测。综合我市试验资料, 并参考有关资料, 地基处理 1~2 月内被加固的土层承载力一般提高 20%~50%, 即桩间土承载能力提高不太多, 但按面积加权平均法确定的复合地基承载力则提高较多, 一般的复合地基承载力提高 100%左右, 一般含水量降低 10~30%, 孔隙比减小 10~20%, 压缩模量提高 5~50%。

分析及改进意见

1. 灰砂桩中适量加入粉煤灰, 由于粉煤灰活性材料向桩体外土层扩散而使周围土结硬, 对提高桩身强度更为有利, 粉煤灰的加入, 改善了灰砂的级配, 从而提高了桩身的密实度和硬度。在灰砂桩中适量加入碎石粗骨料, 可提高桩身强度, 但同时减小桩身的膨胀量, 使桩间土挤密程度有所减弱。可采取调整桩距解决。

2. 灰砂桩对深度大于 1.5 倍桩距的土层加固效果较好, 小于该深度的则效果较差。桩深较小时, 桩体膨胀挤密周围土时, 土向上隆起, 解决的办法是用灰土在桩顶预留约 300mm

深夯填密实。灰土封顶应在桩体做完后立即进行。

灰砂桩处理地基效果与通常桩基的压密下沉及强度增长是不相同的,有它特殊的复杂机理,一定要考虑地基的隆起和下沉。

3. 用灰砂桩处理地基后,将表层松动的土层清除上复3:7灰土垫层300mm,形成桩间挤密土、灰砂桩的复合地基与灰土垫层的整体作用,灰土垫层将上部结构荷载均匀地传递到下部灰砂桩和桩间土中去,在增设的灰土垫层之上再按施工图纸做基础。

4. 遇有处理地基土层比较潮湿,含水量较高时,可以在成孔后不立即投料,先等待数日,让其过多的水分从孔壁扩散或滴入孔内,然后再投料,如孔底有积水可先投入少量砂做垫层,如有塌孔情况时,可用钢套管成孔,边拔管边投料。

5. 灰砂桩和碎石桩的联合应用。当建筑物地基遇软弱地基,且在软弱地基中有局部较深,又遇地下水时,此时可在整片地基中用灰砂桩处理。而局部可采用下部用碎石桩,上部仍用灰砂桩处理。这样可解决了灰砂桩不宜过深,且遇地下水又无法处理的弊端,让灰砂桩和碎石桩各自发挥特点,而且又联合处理地基,如我市有的工程,靠近护城河,局部地基下有淤泥,且又遇滞留水层,即用此法处理,效果十分理想。

6. 灰砂桩一般都是短桩,目前由于小型机具缺乏,一般用洛阳探铲或铁铣挖成,致使深度受限。建议研制各种小型钻机,用钻机成孔,一部分土被挤入孔周围,等于未成桩前即对孔周围土有一次挤密,同时桩长度可不受限制,其处理地基深度可更扩大。

有的工程用大型钻机成孔,由于钻机成孔直径较大,灰砂桩只好配合机械也放大直径。这在一些情况下造成浪费。大型机械成孔速度慢,钻机移位占了相当时间,拖延工程进度,因此研制开发各种小型钻机。势在必行,既可代替人工成孔的笨重劳动,又可适应各种深度要求,其处理效果可能更满意。

参考文献

- [1] 中国建筑学会地基基础学术委员会年会论文集[C]:复合地基,承德1990
- [2] 手册编委会:地基处理手册[M],北京:中国建筑工业出版社,2000
- [3] 建筑地基处理技术规范 JGJ79-2002[S].北京,中国建筑工业出版社 2002

一题一议

主持人: 龚晓南

薄壁取土器推广使用中遇到的问题*

龚晓南

(浙江大学岩土工程研究所 杭州 310027)

采用薄壁取土器取土样可以减少取土过程中对试验土样的扰动,使由室内试验得到的土的物理力学参数更符合地基中原状土的实际情况。采用薄壁取土器取土和一般取土器取土的对比三轴试验研究表明:对比较灵敏的饱和软粘土,由常规固结不排水剪切试验得到的抗剪强度指标,采用薄壁取土器取的土样比采用一般取土器取的土样一般要高,有的差别30%左右。也就是说采用一般取土器取土,由于在取土过程中对饱和软粘土试验土样的扰动,致使由常规固结不排水剪切试验得到的抗剪强度比原状土实际的抗剪强度小,有时小30%左右。研究还表明,对不同灵敏度的地基土体,采用的取土器的壁厚对取土过程中对试验土样的扰动程度是不同的。总之,采用薄壁取土器可以减少取土过程中对试验土样的扰动,可以使室内试验得到的土的物理力学指标更符合地基中实际土体的实际情况,在工程勘察中应该推广采用薄壁取土器取土样。近年制定或修订的有关规范均建议采用薄壁取土器取土样,如根据《岩土工程勘察规范》GB50021(2001)中6.3.4条,软土取样应采用薄壁取土器。

然而在实际工程应用中,据笔者向一些勘察单位同行了解,目前在饱和软粘土取土样过程中薄壁取土器和一般取土器两种取土器都在用。在岩土工程勘察报告中有的注明是采用薄壁取土器取土样的,还是采用一般薄壁取土器取土样的,多数并不注明,注明的也不明显。有的勘察工程师注意到采用两种取土器取的土样的区别,在勘察报告中对采用薄壁取土器取的土样由试验得到的抗剪强度指标根据经验进行适当折减。这样处理后避免了由于采用不同的取土器取土,在勘察报告中对抗剪强度指标评价的差異。但多数勘察工程师并未注意到这一点,由于采用不同的取土器取土,在岩土工程勘察报告中对抗剪强度指标评价产生了明显的差異。

上述现况存在下述问题:

1. 在岩土工程勘察报告中对采用薄壁取土器取的土样由试验得到的抗剪强度指标根据经验进行适当折减是否合理?这里的经验显然是以前采用一般取土器取土样形成的。让抗剪

* 收稿日期: 2009年5月

强度指标评价往以前采用一般取土器取土样形成的经验靠是否合理? 是否符合规范精神?

2. 由于采用不同的取土器取土, 在岩土工程勘察报告中对抗剪强度指标评价产生了明显的差异。设计人员如何根据勘察报告选用抗剪强度指标? 特别是在勘察报告中没有注明是采用薄壁取土器取土样, 还是采用一般薄壁取土器取土样。

3. 勘察单位没有严格根据《岩土工程勘察规范》中软土取样应采用薄壁取土器的规定。但对饱和软粘土采用薄壁取土器取的土样比采用一般取土器取的土样抗剪强度指标一般要高, 在设计中如何选用并没有指导意见。众所周知, 在岩土工程稳定分析中, 选用的分析方法、分析中选用的抗剪强度指标、抗剪强度指标的测定方法(包括所用取土器)、采用的安全系数应该配套。在推广使用薄壁取土器以前, 对在岩土工程稳定分析中, 如何使选用的分析方法、分析中选用的抗剪强度指标、抗剪强度指标的测定方法、采用的安全系数配套, 人们积累了很多经验。推广使用薄壁取土器以后, 如何利用这些经验, 如何使稳定分析中选用的分析方法、分析中选用的抗剪强度指标、抗剪强度指标的测定方法(包括所用取土器)、采用的安全系数配套是一个非常重要的问题。

对饱和软粘土, 推广使用薄壁取土器取土是方向。在勘察工作中, 应执行《岩土工程勘察规范》GB50021(2001)中有关规定, 软土取样应采用薄壁取土器。在推广软土取样应采用薄壁取土器的同时, 应重视采用薄壁取土器取的土样比采用一般取土器取的土样抗剪强度指标一般要高对稳定分析的影响。如不重视其影响则可能减小工程的安全储备, 对工程安全产生不良影响。

宏微观岩土力学与岩土技术国际研讨会(征文通知)

宏微观岩土力学与岩土技术国际研讨会将于2010年10月10日在上海举行。本会议旨在对宏微观土力学与岩土技术进行国际交流研讨, 反映土的宏微观特性、离散单元法数值模拟、岩土工程应用技术的最新国际研究成果与发展趋势, 会议将特邀国内外著名专家学者做专题学术报告, 出版正式论文集, 此外国际SCI源期刊Granular Matter将刊印Special Issue。

主办单位: 国际土力学与岩土工程学会TC35分会、中国土木工程学会土力学及岩土工程分会。

承办单位: 同济大学, 山口大学(日本)。

会议征文内容及要求: ①土体宏观力学特性的最新进展; ②描述岩土、岩石、黏结材料宏观发展的新试验新技术; ③利用离散单元法模拟土体特性的新发展、新技术; ④离散元、有限元在岩土工程中应用的最新发展趋势; ⑤离散元、有限元在岩土工程相关领域如隧道、水利、道路等的发展与应用。

本次会议拟采用语言为英语, 作者可就大会任一相关议题提交一篇300字左右的英文摘要, 并在摘要页首附上文章标题、作者姓名、详细通讯地址、Email、联系电话等信息。

重要日期: 提交摘要截至日期2009年5月1日, 摘要录用截至日期2009年7月1日, 提交全文截至日期2010年1月1日, 全文录用截至日期2010年4月1日, 会议时间2010年10月10日。

联系人: 蒋明镜教授(上海市四平路1239号同济大学地下建筑与工程系, 200902); 电话021-65980238, 13761404246; 传真021-65985210; E-mail: mingjing.jiang@mail.tongji.edu.cn, Is-shanghai2010@163.com.

(大会组委会 供稿)

译文

泥石流中石块尺寸与其流速间的关系*

Adam B. Prochaska, Paul M. Santi, and Jerry D. Higgins

Relationships between size and velocity for particles within debris flows

秦鹏飞 译; 韩同春 校

译自: Canadian Geotechnical Journal, December, 2008, Vol. 45, No. 12, P1778-1783

[摘要] 泥石流中砾石冲击力的估算对结构减灾设施的设计很重要。砾石冲击力公式对泥石流中的石块尺寸和速度非常敏感。目前的设计规范建议设计石块尺寸等于流深, 速度等于泥石流的流速。这篇论文运用录像分析软件考察了泥石流中不同尺寸石块的速度。泥石流的速度大体上随尺寸的增大而减小, 并发现其减小率取决于石块在泥石流中整合的能力。

[关键词] 泥石流; 砾石; 流速; 冲击力; 设计

前言

泥石流中砾石所含冲击力的估算对于结构减灾设施的设计很重要。砾石冲击力的估算公式 (Hung et al. 1984; VanDine 1996; Lo 2000) 对其中的石块尺寸和速度非常敏感。设计规范建议设计石块尺寸等于流深, 速度等于流速 (Hung et al. 1984; Lo 2000)。这篇论文运用 Vernier 软件和 Technology's Logger Pro 3.2 软件分析了 8 段录像片段中 200 多个不同尺寸石块的速度以检验规范的适用性。以前也有运用录像分析技术对泥石流速度进行的研究 (Inaba et al. 1997; Arattano 和 Grattoni 2000; Ikeda 和 Hara 2003; Inaba 和 Itakura 2003; Lavigne et al. 2003; Tecca et al. 2003; Zhang 和 Chen 2003), 但这些研究没有探讨不同尺寸的石块在泥石流中速度的分布情况。

数据资料

分析了 8 个泥石流的录像片段用以研究各种尺寸的石块与其各自速度之间的关系。这些录像片段称为 Video A 至 H, 其情况描述如下。

Video A: 德沃尔大山, 加利福尼亚。这次泥石流 2003 年 12 月 25 日源发自德沃尔大峡谷, 流经绿林大街时被一当地居民拍摄到。这段录像可从网址

* 收稿日期: 2009年4月

http://www.usgs.gov/homepage/science_features/debris_flow_ca.asp 上访问到。所考察的录像片段时间为 0:10 至 0:17(分:秒)。

Video B 至 Video F: 这些录像是从 Costa 和 Williams (1984) 及 J.Costa (无日期; 陆地上的泥石流. 录像, 美国地质调查所, 水利资源部, 温哥华, 华盛顿) 那儿获得的, 记载了发生在中国、日本、新西兰、加利福尼亚、华盛顿和尤他州等地的泥石流。Costa 和 Williams (1984) 的录像片段考察部分从 6:20 到 6:27 (Video B) 和 6:27 到 6:32 (Video C)。J.Costa 的录像片段从 1:19 到 1:22(Video D), 1:34 到 1:37 (Video E), 2:13 到 2:24 (Video F)。

Video G: 美国林务局 (USFS 1997) 记载的 1997 年 8 月份发生在加利福尼亚沙斯特山附近惠特尼峡谷的一次泥石流。所分析的录像片段时间从 1:12 到 1:13。

Video H: 美国地质调查所录像 (无日期, 长野县. 92 年 9 月份的泥石流/浦河的泥石流, 1980-1984, 录像, 美国地质调查所, 格尔登市, 科罗拉多) 记录了发生在日本浦河的泥石流。所分析的录像片段时间从 35:50 到 36:20。

所考察的录像片段 A 和 G 中代表性的照片分别如图 1a 和 1b。片断中所分析的泥石流主要成分是一种液态基质材料, 其间的大石块相互没有作用。录像 D 和 E 中典型图片分别如图 2a 和 2b。这些录像片段所考查的是泥石流表面较干燥些石块的运动, 其间填充的基质材料不是考察对象。录像 B、C 和 H 中的典型图片分别如图 3a、3b 和 3c, 这三条泥石流所含的定性成分介于图 1 和图 2 所示的中间。这些泥石流像图 2 所示的一样, 含有高浓度的砾石高液态的基质材料, 也正像图 1 所示的一样。录像 F 中的一幅典型图片如图 4, 这个部分是粘滞的、陡峭的、缓慢流动的泥石流的前缘。

图 1 录像 A 和 G 中的图片 (a) 和 (b)

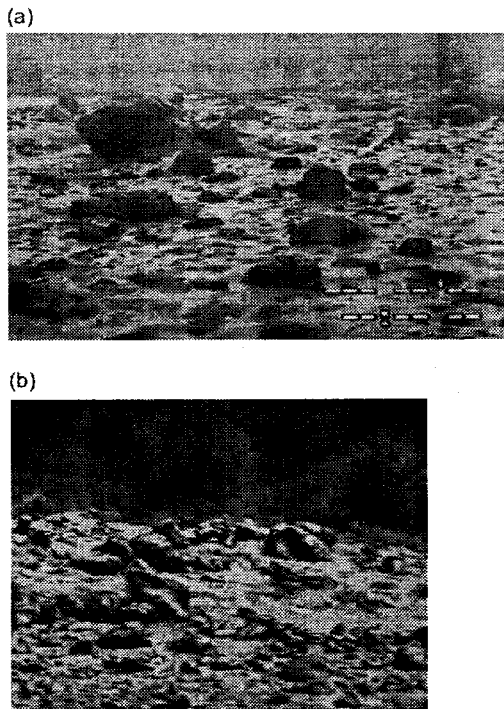
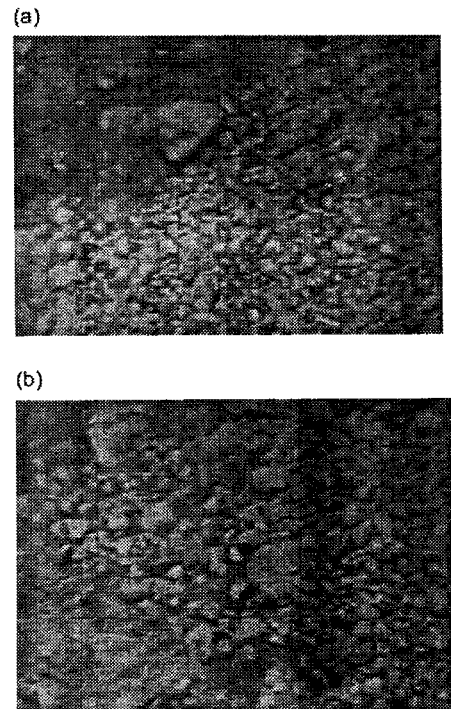


图 2 录像 D 和 E 中的图片 (a) 和 (b)



分析方法

获得了记录有泥石流中各种尺寸的石块运动的录像带（包括家庭影院系统和数码格式），运用品尼高视频软件（Ver.11）和新达乐电子设施等将家庭影院模式的录像带片段转换成数码格式。然后用 Logger Pro 软件中的录像分析工具研究数字影像中泥石流中各石块的流速。

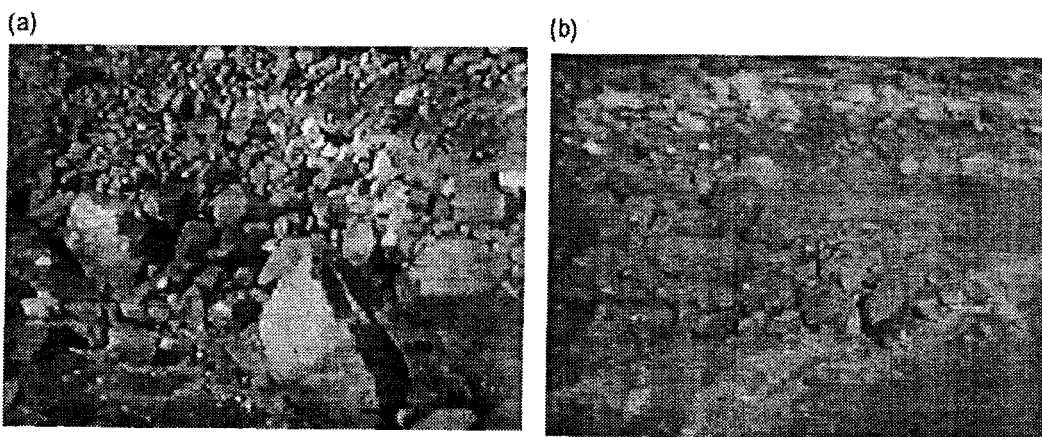
当数码录像带逐个画面推进时，Logger Pro 软件能够让其使用者手工记录石块的流动。对于一个自定义的尺度及坐标系统，每幅画面所经过的时间和所跟踪石块的 x, y 坐标可在坐标系中对应刻画出来。由于录像带中未含有可以从中参考幅度的已知尺寸的物体，所以选取每幅画面中一颗大些儿的砾石或其它容易辨别的标志作为参照物，其尺寸被设定为任意且又是合适的。录像中坐标系统的原点设定在考察开始时每一研究石块的前部边缘。录像向前推进，每一画面上石块移动向下游的位置就能被跟踪记录到。初始画面上的 x, y 坐标（即：石块上游边缘至下游边缘的距离）用来辨认石块的相对大小。石流速度的计算公式为

$$v = \frac{\sqrt{(x_f - x_i)^2 + (y_f - y_i)^2}}{t_f - t_i}$$

其中 v 是石块流速， x_f 是终了画面石块的 x 坐标， x_i 是初始画面的 x 坐标； y_f 是终了画面石块的 y 坐标， y_i 是初始画面的 y 坐标； t_f 是终了画面的录像时间， t_i 是初始画面的录像时间。

公式[1]仅提供了石块的近似流速，因为它忽略了运动的三维性和摄像机视角的影响。然而，对于几乎是平行流动的远方的石块，我们觉得这些影响在泥石流流速的调整过程中是足够小的（像下面讨论的一样）。

图3 录像 B、C 和 H 中的图片 (a)、(b) 和 (c)



(c)

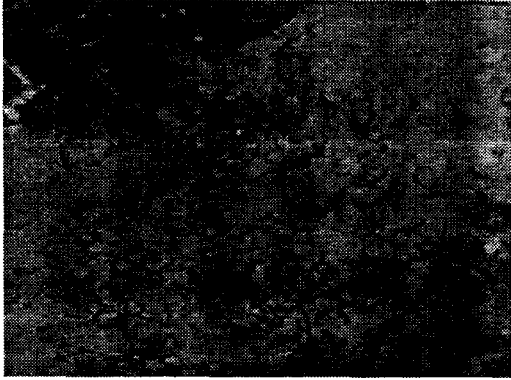


图4 录像F中的图片



只要每一块石子绵延的流动都有记录,就可以对它们进行考察计算。这些录像片段考察的是6到161个画面,0.3到10.7s时间段里泥石流的流动情况。所选择的考察片段还注意避免了录像中的晃动、变焦或不稳定等情形。

石块流速与其相应的石块尺寸被绘制成图。由于录像画面采取的是任意尺度,石块流速与尺寸的幅度是相对的。其速度和尺寸均被录像中各自最大的权重归一化,以保证最大的相对值在图表上显得和谐。

结果

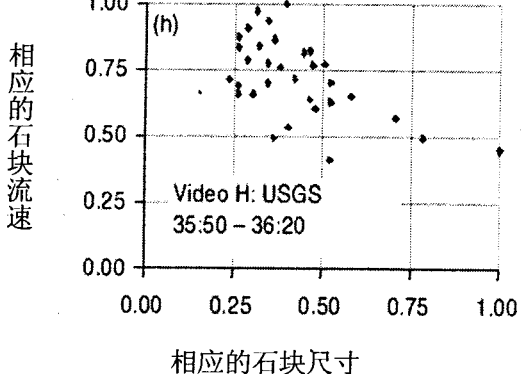
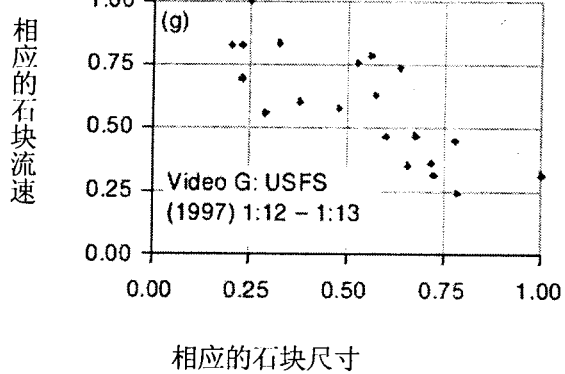
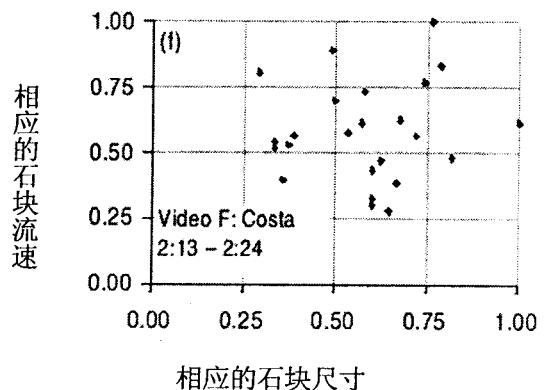
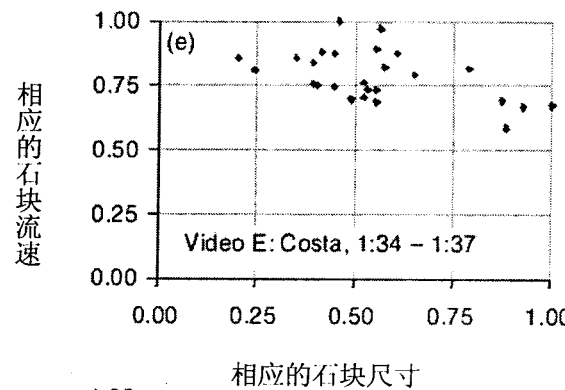
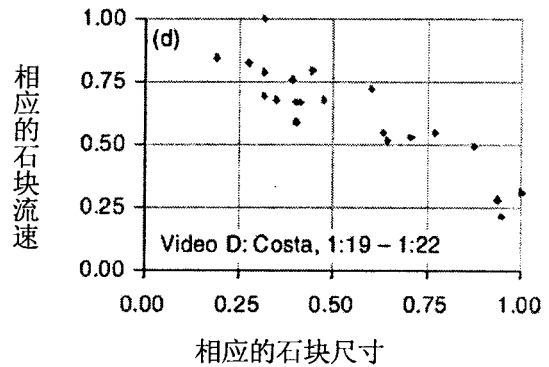
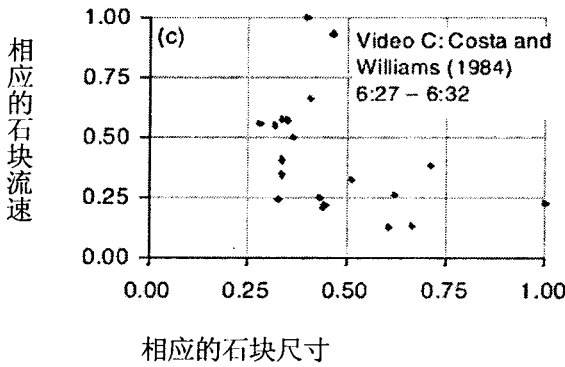
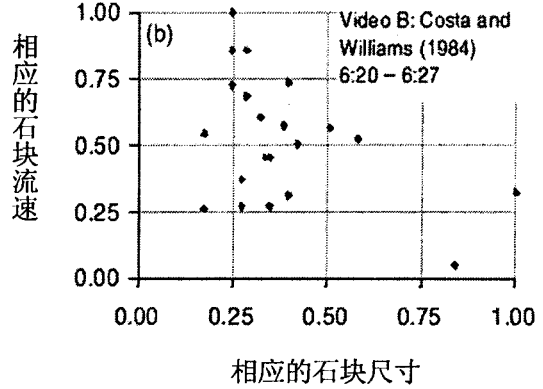
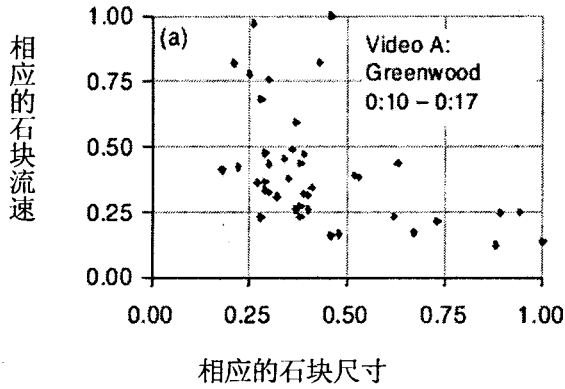
图5所示的是8个录像片段中石块流速与其相应尺寸的结果,图a至图h分别与“数据资料”部分所描述的录像A至H相对应。

对图5中的颗粒流速和大小间的关系进行了线性回归。表1所示的是这些数据的回归结果。

讨论

所考察的录像片段未含有从中可以确定石块尺寸的参照物。然而,参考录像中的植被等物体,我们估计最大石块的尺寸介于2至3米,大多数是介于0.5到1.5米。在所考察的大多数泥石流中,最大搬运石块的尺寸小于流深的三分之一。录像A和录像G显示了尺寸等于甚至大于流深的泥石的运动,这些尺寸最大的石块因在河底翻滚和滑移,其运动速度总体上比泥流要小。表1中5个录像片段(录像A、D、E、G和H)的泥石权重较低,石块流速相对于其尺寸的回归在0.05显著性水平认为是显著的。若是0.10的水平,泥石流速对其尺寸的回归在这8个录像片段(除录像F)中都被认为是显著的。在这8段录像片段所记录的泥石流中,泥石流速随其尺寸的增加在数值上有明显的减小。接下来将在泥流定性成分的前提下讨论这种趋势。

图5 8段录像中石块速度与其相对的尺寸,(a)至(h)分别与录像A至H对应。



石块流速对其尺寸线性回归的结果数据

表1

泥石流	图号	斜率	斜率 标准 差	截距	截距 标准 差	R ²	P 权重
录像 A: Greenwood 大街 0:10-0:17	5a	-0.50	0.15	0.63	0.07	0.21	0.002
录像 B: Costa 和 Williams (1984) 6:20-6:27	5b	-0.49	0.24	0.71	0.10	0.18	0.054
录像 C: Costa 和 Williams (1984) 6:27-6:32	5c	-0.56	0.29	0.68	0.14	0.16	0.069
录像 D: Costa (无日期) 1:19-1:22	5d	-0.71	0.08	1.01	0.05	0.80	0.000
录像 E: Costa (无日期) 1:34-1:37	5e	-0.25	0.09	0.92	0.05	0.25	0.008
录像 F: Costa (无日期) 2:13-2:24	5f	0.09	0.22	0.53	0.14	0.01	0.671
录像 G: USFS (1997) 1:12-1:13	5g	-0.74	0.14	0.98	0.08	0.61	0.000
录像 H: USGS (无日期) 35:50-36:20	5h	-0.55	0.13	0.96	0.06	0.34	0.000

所考察的录像 F 没有显示出泥石流速度与尺寸间明显的数值关系(表 1)。图 5 所示,在这条泥流中任一给定粒径颗粒基流速变化范围大。我们将这归因于泥流中基态材料的力度和砾石的浓度,它们有效减小了泥流中单个块石流动的能力。这样,泥流中的局部速度控制了各石块的流动速度。

录像 D 和 E(图 2)所考察的石块在 0.05 显著性水平随颗粒增大速度有明显的减小。这些石块的流动由库仑摩擦力控制,流表面的约束力较小因而这些石块易于调整位置。我们认为流表面小些的石块会因随时出现的流动口而快速蔓延前行,因而流速较高。这点在图 5d 和 5e 中得以证实。

录像 A 和 G(图 1)所考察的石块在 0.05 显著性水平随颗粒增大速度有明显的减小。因其基态材料呈液态且砾石浓度低,我们认为每一石块都能以不受其间相互作用或高粘滞液态材料而阻碍的速度流动。如图 5a 和 5g 所示。

录像 B、C 和 H(图 3)所考察的石块当其尺寸增加(在 0.10 显著性水平)时速度有明显的减小,但录像 B 和 C 这种减小的趋势没有图 1 和 2 的所示的明显。砾石的高浓度加上液态的基质材料在一定程度上就削减了泥石整合的能力。

所考察的尺寸最大的石块以小石块最高速度的 20%到 40%流动,这同图 5a、5b、5c、5d、5g 和 5h 所示是较好吻合的。图 5e 和 5f 中,录像 E 和 F 中最大尺寸石块的速度为最大速度的 60%至 70%。图 5e 和 5f(5b 和 5c 同样)含有所考察过的泥石流前锋部分的数据。这 4 幅图中石块尺寸对其速度的回归具有最高的权重,意味着这些泥流中泥石的速度随尺寸的增加其减小没有那么明显。这也表明泥流前面部分石块的速度对其尺寸的依赖性没有后面的强。

前人的研究发现泥流中的砾石倾向于向前翻滚并汇聚于泥流前部(例如: Takahashi 1980; Iverson 1997; Yamagishi et al.2003)。这篇论文所研究的结果发现大些的石块比小些的石块流动得慢,这与上述现象并不矛盾。所考察的所有石块都比泥流的基态材料大,这样就容易向泥流的前面部分翻滚。然而结果表明,流表面小点儿的石块比大点儿的石块向泥流前缘运动得快。结果应该是小石块以流(表)的最大速度流动,大石块以接近于泥流深部的平均速度

流动。大石块流动速度较慢这一结论是同前面的定性结果相吻合的。Kang (1997) 提出泥石流中的大石块比泥流的速度慢。Genevois et al. (2000) 发现泥石流前缘部分的石块因摩擦阻力其流速比流表面的瞬时速度小。Iverson (2003) 提出泥石流前面的大石块主要以滚动或滑动的方式而不是流动的方式运动。

结论

运用 Logger Pro 软件分析了泥石流中不同尺寸石块的速度,发现不同尺寸的石块其速度取决于各石块在泥流中的整合能力,这种能力是建立在流体成分和流变性的基础上的。砾石间没有基态材料的粒状泥流与大石块间没有相互作用的液态泥流其表面泥石流的速度随尺寸增加而减小。含高浓度砾石和粘滞基态材料的泥流,没有发现石块速度与尺寸间明显的数值趋势。含高浓度砾石和液态基质材料的泥流这种趋势介于上述的中间。

致谢

这项研究得到了美国教育部的资助,资助项目是“全美研究生需助领域的奖励”,项目编号#P200A060133.电脑软件通过哈里伯顿基金会的慷慨捐助而购买。感谢美国地质调查所 Lynn Highland 提供的泥石流录像。感谢佛罗里达矿业学校物理学部 Chris Kelso 提供的 Logger Pro 软件和佛罗里达矿业学校 Shauna Gilbert 的技术支持。

参考文献

- Arattano, M., and Grattoni, P. 2000. Using a fixed video camera to measure debris-flow surface velocity. In *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Proceedings of the 2nd International Conference. Edited by G.F. Wieczorek and N.D. Naeser. A.A. Balkema, Rotterdam. pp. 273–281.
- Costa, J.E., and Williams, G.P. 1984. *Debris-flow dynamics*. U.S. Geological Survey Open File Report 84/606 (Video), Reston, Va.
- Genevois, R., Tecca, P.R., Berti, M., and Simoni, A. 2000. Debris-flows in the Dolomites: Experimental data from a monitoring system. In *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Proceedings of the 2nd International Conference. Edited by G.F. Wieczorek and N.D. Naeser. A.A. Balkema, Rotterdam. pp. 283–291.
- Hungr, O., Morgan, G.C., and Kellerhals, R. 1984. Quantitative analysis of debris torrent hazards for design of remedial measures. *Canadian Geotechnical Journal*, 21(4): 663–677. doi:10.1139/t84-073.
- Ikeda, A., and Hara, Y. 2003. Flow properties of debris flows on the Kitamata Valley of the Name River, Japan. In *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Proceedings of the 3rd International Conference. Edited by D.Rickenmann and C.-L. Chen. Millpress, Rotterdam. pp. 851–862.

Inaba, H., and Itakura, Y. 2003. Notes on the modeling of debris-flow surface images. In *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Proceedings of the 3rd International Conference. Edited by D. Rickenmann and C.-L.Chen. Millpress, Rotterdam. pp. 755–765.

Inaba, H., Uddin, M.S., Itakura, Y., and Kasahara, M. 1997. Surface velocity vector field measurements of debris flow based on spatio temporal derivative space method. In *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Proceedings of the 1st International Conference. Edited by C.-L.Chen. American Society of Civil Engineers, New York. pp. 757–766.

Iverson, R.M. 1997. The physics of debris flows. *Reviews of Geophysics*, 35: 245–296. doi:10.1029/97RG00426.

Iverson, R.M. 2003. The debris-flow rheology myth. In *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Proceedings of the 3rd International Conference. Edited by D. Rickenmann and C.-L. Chen. Millpress, Rotterdam. pp. 303–314.

Kang, Z. 1997. Kinetic analysis on the deceleration and deposition processes of viscous debris flows. In *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Proceedings of the 1st International Conference. Edited by C.-L. Chen. American Society of Civil Engineers, New York. pp. 153–157.

Lavigne, F., Tirel, A., Le Floch, D., and Veyrat-Charvillion, S.2003. A real-time assessment of lahar dynamics and sediment load based on video-camera recording at Semeru volcano, Indonesia. In *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Proceedings of the 3rd International Conference. Edited by D. Rickenmann and C.-L. Chen. Millpress, Rotterdam. pp. 871–882.

Lo, D.O.K. 2000. Review of natural terrain landslide debris-resisting barrier design. GEO Report No. 104, Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, The Government of Hong Kong Special Administrative Region.

Takahashi, T. 1980. Debris flow on prismatic open channel. *Journal of the Hydraulics Division*, 106(3): 381–396.

Tecca, P.R., Deganutti, A.M., Genevois, R., and Galgaro, A. 2003. Velocity distributions in a coarse debris flow. In *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Proceedings of the 3rd International Conference. Edited by D.Rickenmann and C.-L. Chen. Millpress, Rotterdam. pp. 905–916.

USFS. 1997. 1997 Whitney Creek debris flow [video]. Edited by S.Bachmann. US Forest Service, Washington, D.C.

VanDine, D.F. 1996. Debris flow control structures for forest engineering. Working Paper 08/1996, British Columbia Ministry of Forests Research Program, Victoria.

Yamagishi, M., Mizuyama, T., Satofuka, Y., and Mizuno, H. 2003. Behavior of big boulders in debris flow containing sand and gravel. In *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Proceedings of the 3rd International Conference. Edited by D. Rickenmann and C.-L. Chen. Millpress, Rotterdam. pp. 411–420.

Zhang, S., and Chen, J. 2003. Measurement of debris-flow surface characteristics through close-range photogrammetry. In *Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment*, Proceedings of the 3rd International Conference. Edited by D. Rickenmann and C.-L. Chen. Millpress, Rotterdam. pp. 775–784.