

# 河北唐山曹妃甸地区混凝土管桩承载力试验研究

任攀攀<sup>1</sup>, 吴文利<sup>2</sup>, 肖天鹏<sup>2</sup>, 葛亚杰<sup>2</sup>

(1. 中国地质大学(北京), 北京 100083; 2. 派力工程有限公司, 北京 100093)

摘要: 文章通过在预应力高强混凝土管桩(PHC)桩周各土层界面处埋设应变式钢筋计的静载荷试验, 研究软土地基 PHC 管桩的单桩竖向极限承载力, 分析了桩侧阻力、桩端阻力的分布规律。认为: (1) 当第一层土为尚未完成自重固结的土层时, 其土层范围内桩侧阻力值非常小; (2) 桩身轴力自上而下传递, 土层提供的桩侧阻力存在深度效应; (3) 试桩表现为典型的端承摩擦桩性状, 桩端阻力占荷载比重不超过 5%, 考虑桩顶相对位移对桩端阻力的发挥作用, 引入桩顶位移修正系数后, 利用规范公式计算结果与试验结果较接近。

关键词: PHC 管桩; 单桩竖向极限承载力; 桩侧阻力; 桩端阻力

中图分类号: TU473. 1

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2010)05-0088-04

近年来, 因 PHC 管桩具有施工速度快、价格低、桩身质量稳定等优点而在软土地基基础工程中广泛应用<sup>[1-2]</sup>。在实际工程中, 设计者一般按照《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008)<sup>[3]</sup>中规定预制桩的单桩竖向极限承载力计算方法进行设计计算, 然后通过静载荷试验验证。而如果单桩承载力设计值太低, 就会对整个工程造成极大浪费。本文通过曹妃甸某产业基地的 3 根试桩的单桩竖向静载荷试验, 研究 PHC 管桩在竖向荷载作用下, 桩侧阻力与桩端阻力的分布规律。

## 1 试验概况

该曹妃甸产业园地处曹妃甸高新技术开发区内, 场地经吹填后基本平坦。试桩采用 500mm PHC 管桩, 桩长 32m。场地内土层自上而下为: ①吹填土: 湿-饱和, 松散, 厚 2.2~4.7m; ②淤泥质粉质粘土: 软塑-流塑, 厚 1.3~3.9m; ③粉砂: 饱和, 稍密-中密, 厚 3.9~6.6m; ④淤泥质粉质粘土, 软塑-流塑, 厚 8.1~10.0m; ⑤粉质粘土: 可塑-软塑, 局部流塑,  $I_L = 0.86$ , 厚 2.6~6.7m; ⑥粉质粘土: 可塑-软塑,  $I_L = 0.93$ , 厚 3.7~9.1m; ⑦粉土: 湿  $\rho = 0.803$ , 厚 1.8~3.9m; ⑧粘土: 厚 0.5~2.8m。桩端持力层为第⑦层粉土, 设计极限承载力为 1400kN。试验中, 在各土层的界面位置均埋设了应变式钢筋计, 并将桩芯内用 C40 高强混凝土

填筑<sup>[4-5]</sup>, 试桩的现场平面及布置典型剖面图如图 1 所示。静载荷试验按《建筑基桩检测技术规范》(JGJ106-2003)<sup>[6]</sup>中相关规定进行, 试验结果如表 1 所示。

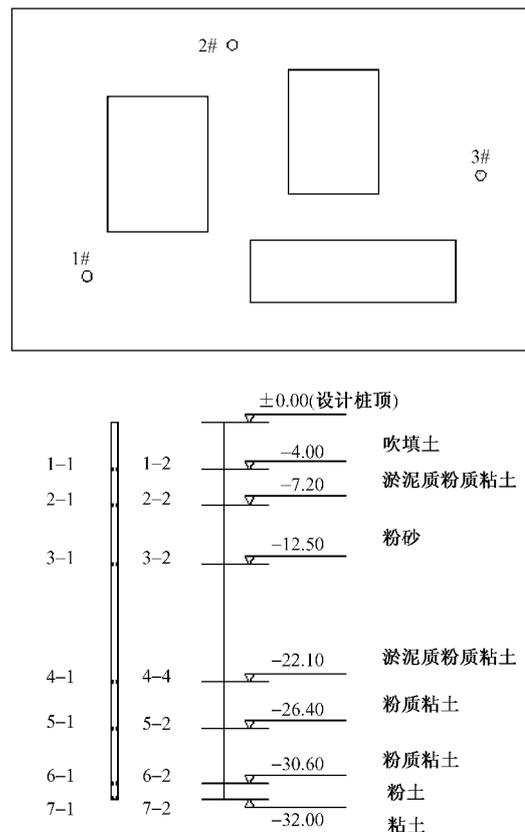


图 1 试桩平面布置及典型剖面图

Fig. 1 Situation plan and typical sectional drawing for test pile

收稿日期: 2010-03-12; 修订日期: 2010-07-24

作者简介: 任攀攀(1983-), 博士研究生, 从事地热钻井、地基基础工程方面的研究。

E-mail: renpan1983@sina.com

## 2 试验结果分析

### (1) Q - S 曲线分析

本次试验的 Q - S 曲线如图 2 所示。图中可以看出 3 根桩的 Q - S 曲线线型相似,均呈缓变形,加载至 2100kN 时,没有出现明显的向下转折段,也没有出现第二拐点,没有达到极限状态<sup>[7]</sup>。而在卸载后残余变形仅不大于 3mm。这表明单桩极限承载力不小于 2 100kN。

表 1 试桩参数及试验结果

Table 1 Results and parameters of test piles

桩号	有效桩长 (m)	桩径 (mm)	设计单桩极限承载力 (kN)	终止试验荷载 (kN)	对应沉降量 (mm)	残余沉降量 (mm)
1#	32	500	1 400	2 100	6.21	2.51
2#	32	500	1 400	2 100	6.39	2.24
3#	32	500	1 400	2 100	5.7	2.81

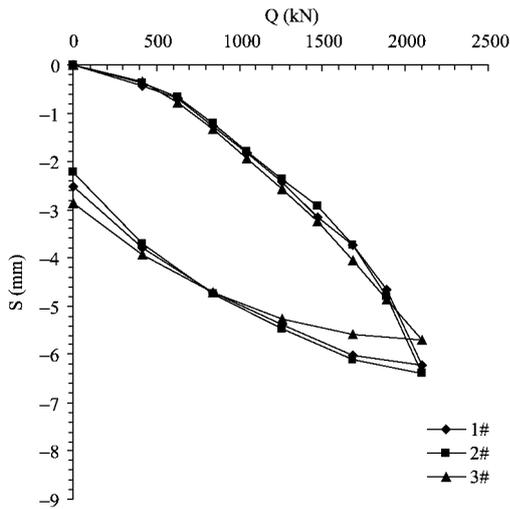


图 2 Q - S 曲线图  
Fig. 2 Q - S curves

### (2) 桩身轴力分布规律

上部竖向荷载 2 100kN 时, 3 根试桩实测的轴力分布如图 3 所示。从图中可以看出:

1) 桩身轴力是自上而下传递的。

2) 吹填土①范围内桩身轴力变化极小; 淤泥质粉质粘土层②、④范围内, 桩身轴力的变化也较小, 淤泥质粉质粘土层④范围内的轴力变化较②大; 粉砂层③及粉质粘土⑥范围内, 桩身轴力变化较大。

3) 3 根试桩总的桩侧阻力占桩顶荷载的比重分别为: 96.9%、95.0% 和 95.5%, 而桩端阻力占桩顶荷载的比重分别是: 3.1%、5%、4.5%。这说明 3 根试桩是

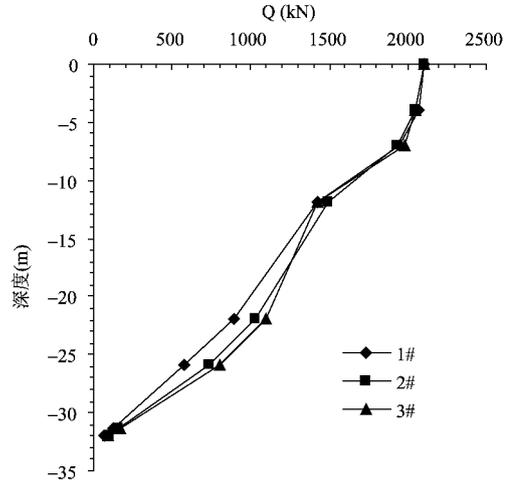


图 3 桩身轴力分布图 (Q = 2 100kN)  
Fig. 3 Axial force distribution curves of piles

典型的端承摩擦桩且以摩擦力为主。

## 3 PHC 管桩单桩极限承载力分析

### (1) 桩侧阻力分析

各土层范围内桩侧阻力平均值可根据实测的轴力除以面积得到, 具体的计算式为:

$$q_{si} = \frac{Q_i - Q_{i+1}}{u \cdot l_i}$$

式中:  $q_{si}$  —— 桩第  $i$  断面与  $i + 1$  断面间侧摩阻力 (kPa);

$i$  —— 桩检测断面序号;

$u$  —— 桩身周长 (m);

$l_i$  —— 第  $i$  断面与  $i + 1$  断面之间的桩长 (m);

$Q_i$  —— 桩身第  $i$  断面处轴力 (kN);

3 根试桩各土层的桩侧阻力平均值及与勘查报告给定值和规范值的比较, 如表 2 所示。

表 2 实测各土层的桩侧阻力平均值

Table 2 Real average values of pile shaft resistance

桩号	各土层桩侧阻力平均值 (kPa)						
	吹填土	淤泥质粉质粘土	粉砂	淤泥质粉质粘土	粉质粘土	粉质粘土	粉土
1#	4.8	20.5	68	34.2	49.2	54	53.7
2#	9.1	21.8	57.3	29.3	47.8	67.9	45.5
3#	7.6	16.3	71.5	20.7	48.1	73.6	72.8
平均值	7.2	19.5	65.6	28.1	48.4	65.2	57.3
勘查报告值	0	21	46	20	40	38	62
规范值	0	22 ~ 30	24 ~ 48	22 ~ 30	40 ~ 55	40 ~ 55	46 ~ 66

从表中可以看出:

1) 吹填土①范围内桩侧阻力很小, 3 根试桩的侧

阻力均小于 10KPa。这应该是由于吹填土在成桩过程中尚未完成自重固结造成的。吹填土范围内的侧摩阻力值占整个桩侧阻力值约 2% ,因此在该土层范围内可以不计其侧阻力 ,试验结果与勘察报告与规范的处理基本一致。

2) 淤泥质粉质粘土层②、④提供的桩侧阻力较小,  $q_{s4} > q_{s2}$ 。粉质粘土⑤及粉质粘土⑥范围内的桩侧阻力值相对较大,并且  $q_{s6} > q_{s5}$ 。试验结果表明桩侧阻力大小与土的类别有关系,这与现有的认识是一致的<sup>[8-10]</sup>。然而,根据勘察报告,粉质粘土⑤、⑥,淤泥质粉质粘土②、④的桩侧阻力值相近,并且  $q_{s2} > q_{s4}$ 、 $q_{s5} > q_{s6}$ 。这是本次试验与勘察报告及规范间存在矛盾之处。

淤泥质粉质粘土层②、④的状态较为接近,粉质粘土⑤、⑥的  $I_L$  分别为:0.86、0.93,试验得出的结果与理论结果恰恰相反,也就是说应该还存在其他因素对桩的侧摩阻力产生影响。作者认为土层埋深是影响桩的极限侧摩阻力标准值的重要因素。这样就可以解释试验中产生的偏差。因为粉质粘土⑥和淤泥质粉质粘土④的埋深较大。因此,作者认为在利用经验公式计算预应力高强混凝土管桩单桩竖向极限承载力标准值时,总极限侧摩阻力标准值在规范公式的基础上,引入土层埋深系数  $\beta$  进行修正,即:

$$Q_{sk} = u \sum \beta_i q_{sik} l_i$$

式中: $\beta_i$  ——桩侧第  $i$  层土的埋深修正系数,需通过大量统计样本取得。

(2) 桩端阻力分析

试桩的桩端持力层为粉土⑦,整个试验加载过程中,桩端阻力随荷载变化如图 4 所示。

试桩的长径比为 64,加载过程中,桩端阻力占荷载的比重最大也不超过 5%。从图中可以看出桩端阻力虽然占整个荷载的比重非常小,但是随着荷载的增大,桩端阻力的比重和绝对值均呈增大趋势。由于本试验中的试桩进入持力层仅 0.7m,约 1.4 倍桩径,因此,桩端进入粉土层的挤密效应并不明显<sup>[11-12]</sup>。在本实验中,桩顶位移最大为 6.39mm,大量的测试结果表明<sup>[13-14]</sup>,极限桩端阻力在相对位移 10~20mm 才发挥出来,同时,侧摩阻力先于桩端阻力发挥作用。桩端阻力与桩顶相对位移的关系如图 5 所示。

因此,就本试验而言,桩顶位移过小而导致桩端阻力尚未完全发挥,试验荷载尚未达到试桩的极限承载<sup>[15-16]</sup>。这也导致试桩的实测桩端阻力与规范经验公式计算结果差异较大。考虑桩顶相对位移对桩端阻

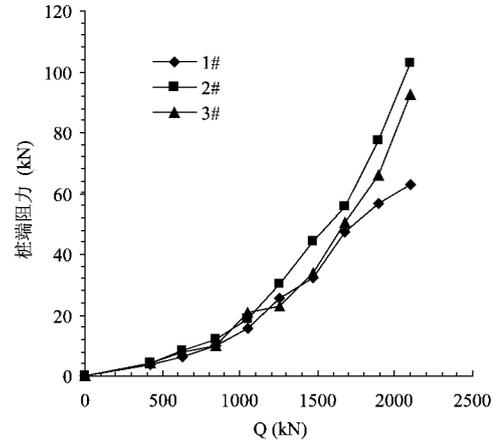


图 4 桩端阻力随荷载变化图

Fig. 4 Curves of tip resistance changed with loads

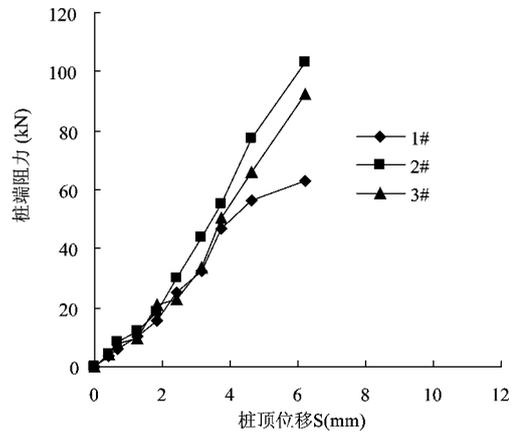


图 5 桩端阻力与桩顶位移关系曲线

Fig. 5 Curves of tip resistance related to tip displacements

力的发挥作用,在极限端阻力标准值的经验公式的基础上,引入桩顶位移修正系数  $\mu$ :

$$Q_{pk} = \mu q_{pk} A_p$$

$$\mu = \frac{S}{S_{max}}$$

式中: $S$  ——在当前荷载作用下的桩顶相对位移;

$S_{max}$  ——发挥极限桩端阻力的最大相对位移。

以本试验为例,勘察报告给定桩端持力层粉土⑦的极限端阻力标准值  $q_{pk} = 2800\text{kPa}$ ,取极限桩端阻力的最大相对位移为 20mm,在荷载 2100kN 作用下,3 根桩顶相对位移平均值为 6.1mm,引入桩顶位移修正系数后,计算得到在该荷载作用下,桩端阻力为 115kN,而实测桩端阻力平均值为 86.1kN,其中 2# 试桩的桩端阻力最大,为 102.9kN,因此,引入桩顶位移修正系数后利用公式计算得到的桩端阻力与试验结果较为接近。

## 4 结论

(1) 软弱土地基中的 PHC 管桩, 如果地表土是未固结或者软弱土层, 则其土层范围内桩侧阻力值非常小, 甚至可以忽略不计。

(2) 桩身轴力是自上而下传递的, 各土层的桩侧阻力值不仅与土层有关还存在着深度效应, 引入土层埋深修正系数可以解释试验结果与桩基规范及勘察报告之间的矛盾。

(3) 桩端阻力值随荷载的增大呈增大趋势, 但是 3 根试桩表现为典型的端承摩擦桩性状, 桩端阻力占荷载比重不超过 5%, 远低于规范经验公式的计算值。可以引入桩顶位移修正系数来解决这一问题。利用桩顶位移修正系数计算的结果与试验结果较为接近。

### 参考文献:

- [1] 阮起楠. 预应力混凝土管桩 [M]. 北京: 中国建材工业出版社, 2000: 3-7.
- [2] 金舜. 我国预应力混凝土管桩的发展现状和发展方向探讨 [C] // 中国硅酸盐学会编. 预制混凝土木桩学术论文集. 北京: 中国硅酸盐学会, 2004: 4-10.
- [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ94-2008. 建筑桩基技术规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [4] 程晔, 龚维明, 赵福民. 自平衡试桩法在管桩承载力测试中的应用 [J]. 建筑施工, 2003(2): 14-16.
- [5] 叶建伟, 郑惠平, 唐建华. 深圳机场航站楼扩建

Φ500 预应力高强混凝土管桩承载力分析 [J]. 工业建筑, 2000(1): 75-77.

- [6] 中华人民共和国建设部. JGJ106-2003 建筑基桩检测技术规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [7] 毛水木. 钱塘江南岸管桩承载力分析 [J]. 岩土工程界, 2002(8): 54-56.
- [8] 杨进, 徐之云. PHC 管桩在填海地区建筑工程中的应用 [J]. 中外建筑, 2002(6): 69-71.
- [9] 徐祖阳. PHC 管桩沉桩引起的超孔隙水压力研究 [D]. 南京: 河海大学, 2006.
- [10] 赵俭斌, 阮翔, 孙传胤, 等. 辽沈地区静压管桩终压力与单桩极限承载力的关系研究 [J]. 沈阳建筑大学学报: 自然科学版, 2005(4): 20-23.
- [11] 戴洪军, 任治军, 陈念军, 等. 基于土塞松弛效应的 PHC 管桩承载力修正公式 [J]. 电力勘测设计, 2008(1): 23-27.
- [12] 李嵩. 扬州地区预应力混凝土管桩竖向承载力研究 [D]. 扬州: 扬州大学, 2009.
- [13] 施峰. PHC 管桩荷载传递的试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2004(1): 99-103.
- [14] 李连营, 路清. 预应力管桩单桩竖向极限承载力分析 [J]. 岩土工程技术, 2003(4): 35-38.
- [15] 王晓伟. PHC 桩单桩竖向承载力可靠度研究 [D]. 南京: 南京航空航天大学, 2007.
- [16] 孙文怀, 魏厚峰, 郝小红, 等. 郑州地区静压管桩单桩极限承载力与终压力关系 [J]. 水文地质工程地质, 2009, 36(4): 105-106.

## Experimental research on bearing capacity of PHC pile in Caofeidian area TangShan city HeBei province

REN Pan-pan<sup>1,2</sup>, WU Wen-li<sup>2</sup>, XIAO Tian-peng<sup>2</sup>, GE Ya-jie<sup>2</sup>  
 (1. China University of Geosciences (Beijing), Beijing, 100083, China;  
 2. Piling Engineering Ltd. Co., Beijing 100093, China)

**Abstract:** The article studied the bearing capacity of PHC pile in soft foundation, distribution rules of shaft and tip resistance by static loads test with strain gauges mounted at the interface of soil layer. It is concluded: 1) The values of shaft resistance are very small within the cover depth of the first soil layer because of unconsolidated. 2) Axial force transmitted from top to bottom. The values of shaft resistance have some connected with depth. 3) Test piles with end-resistance no more than 5% of total loads are obviously friction piles. When tip displacements were considered, the results by calculation are acceptable according to experiments.

**Key words:** PHC piles; Ultimate vertical bearing capacity of a single pile; shaft resistance of pile; tip resistance of pile

责任编辑: 张若琳