

# 某PHC桩基施工与设计问题分析

畅君文

贾辉 姜丽霞

(华东建筑设计研究院有限公司, 上海 200002)

(上海现代华盖建筑设计有限公司, 上海 200041)

**【摘要】** 着重从设计方面分析某工程PHC桩的沉桩困难原因, 通过与试桩结果的比较, 阐述了处理沉桩未达到设计规定标高的原则和方法。

**【关键词】** 沉桩; 单桩承载力; 试桩

**【中图分类号】** TU 472

## Analysis on the Problem of the PHC-pile Construction and Design

**【Abstract】** Mainly from designing, analyzing the cause of sinking the PHC-pile difficultly, through comparing with the test data of PHC-pile, expounding the principle and method of treatment when the pile can't be sunk to the design elevation.

**【Key words】** sink pile; bearing capacity of single pile; test pile

### 1 工程设计及施工情况简述

工程位于上海市浦东陆家嘴地区, 由3座超高层住宅和会所、地下车库等组成。原设计高层住宅下为28 m长的预制预应力混凝土管桩, 管桩壁厚及桩端开口钢靴等均按照上海市建筑标准图集进行设计, 设计单桩承载力为2 800 kN, 沉桩方式为锤击式<sup>[1]</sup>。工程桩施工前首先进行了7根静力载荷试桩, 试桩为锤击式沉桩, 沉桩较为顺利, 试桩极限承载力超过5 300 kN, 满足设计要求。

由于周边环境等原因, 业主要求将锤击式

沉桩改为静压式。经试压, 由于第⑦<sub>1</sub>层土层 $p_s$ 值很高, 压桩难以完全到达设计标高而需修改设计桩长。据此, 结合上述静载试桩结果, 经设计复算, 改原设计桩长28 m为27 m, 且单桩设计承载力也同时由2 800 kN提高到3 050 kN。工程正式以静力压桩方式开始沉桩施工。但在随后的压桩过程中, 由于不能被压到设计标高的桩数量不断增加(压桩结果统计见表1), 经专家会研究确定沉桩方式仍改为锤击式。

由于在静力压桩过程中出现了较多的工程

表1 工程桩施工(压桩)结果统计

楼号	工程桩总量/根	高出设计标高 <1.0 m 的桩		高出设计标高 1~2 m 的桩		高出设计标高 >2.0 m 的桩		高出设计标高 总桩数	
		数量/根	比例/%	数量/根	比例/%	数量/根	比例/%	数量/根	比例/%
1#	376	8	2.13	13	3.45	4	1.06	25	6.65
2#	432	18	4.17	11	2.55	3	0.69	32	7.41
3#	334	16	4.79	22	6.59	9	2.70	47	14.07

**作者简介:** 畅君文, 1960年生, 男, 汉族, 河南新乡人, 毕业于湖南大学, 高级工程师, 国家一级注册结构师, 现从事建筑工程设计及科研工作。

桩不能被压到位的情况,甚至有部分桩顶标高距设计要求相差达2 m以上。在这种情况下,业主提出在桩型和桩截面及静压桩方式不变的前提下将桩长再改为25 m(即27 m桩长又减短2 m),并进行了单桩承载力试验,试桩结

果见表2。

### 2 沉桩困难分析

本工程所在场地各土层分布及其特性见表3,3幢高层住宅楼下桩的入土及桩端持力层土层起伏情况见图1~图3。

表2 单桩承载力

取值	极限值/kN				设计值/kN			
	1#楼		3#楼		1#楼		3#楼	
	试桩1	试桩2	试桩1	试桩2	试桩1	试桩2	试桩1	试桩2
试桩单桩承载力	6 800	6 900	5 940	6 950	4 250	4 313	3 713	4 344
计算单桩承载力1	4 223	4 157	4 282	4 295	2 651	2 614	2 684	2 691
试桩值/计算值1	1.610	1.660	1.387	1.618	1.603	1.650	1.383	1.614
计算单桩承载力2	7 257	7 137	7 273	7 296	4 600	4 529	4 610	4 623
试桩值/计算值2	0.937	0.967	0.817	0.953	0.924	0.952	0.805	0.940

表3 土层分布及参数

层序	土层名称	层底绝对标高/m	比贯入阻力 $p_s$ /MPa	端摩阻力/kPa		土层厚度/m			
				$f_s$	$f_p$	B2孔	C1孔	B4孔	B5孔
① <sub>1</sub>	杂填土	3.57~2.07				1.8	0.6	0.8	1.2
① <sub>2</sub>	浜填土	1.85~0.40		15		2.7		2.4	2.6
① <sub>3</sub>	素填土	3.07~1.61		15			1.2		
② <sub>1</sub>	褐黄色粉质粘土	2.21~1.11	0.67	15			0.7		
② <sub>2</sub>	灰黄色粉质粘土	1.55~0.43	0.84	15			0.5		
③	灰色淤泥质粉质粘土	-2.86~-5.95	0.57	15~25		2.2	4.1	3.6	3.3
③夹	灰色粘质粉土	-0.95~-3.14	1.50	15~35		2.5	2.0	2.1	2.1
④	灰色淤泥质粘土	-11.03~-13.86	0.52	25		7.3	7.1	7.3	6.7
⑤ <sub>1a</sub>	灰色粘土	-15.77~-17.97	0.82	35		5.2	4.3	3.8	3.8
⑤ <sub>1b</sub>	灰色粉质粘土	-19.45~-20.31	1.20	50		2.3	3.7	4.0	4.3
⑥	暗绿-草黄色粉质粘土	-23.96~-25.50	3.20	80	2 300	5.6	4.7	4.5	4.7
⑦ <sub>1</sub>	草黄色砂质粉土	-33.06~-34.10	12.92	90	5 500	8.6	9.1	9.5	9.0
⑦ <sub>2</sub>	草黄色-灰色粉砂	-66.90~-67.57	22.78	110	7 000	32.8	33.3	33.2	33.8
⑨	灰色粉细砂	未揭穿							

应该说,每幢楼所在的主要土层分布与起伏是较为均匀的。1#楼⑦<sub>1</sub>层土顶面平均深度29.3 m,2#楼⑦<sub>1</sub>层土平均深度28.9 m,3#楼⑦<sub>1</sub>层土顶面平均深度28.6 m。桩端进入第⑦<sub>1</sub>

层的比贯入阻力  $p_s$  均在12~16 MPa以上。

据表1的统计,1#和2#楼未能达到设计标高的桩数量相对较少。从图1~图3可以看出,1#楼上部土层(①~⑥层)总厚度约

28.9~29.6 m,较2<sup>#</sup>、3<sup>#</sup>楼位置的上部土层厚度都大,尤其3<sup>#</sup>楼上部土层厚度与1<sup>#</sup>楼最大相差约1 m左右,加之桩端所进入的持力层(第⑦<sub>1</sub>层) $p_s$ 值相对都很高。可以认为,进入第⑦<sub>1</sub>层土的深度越深,沉桩就越困难。

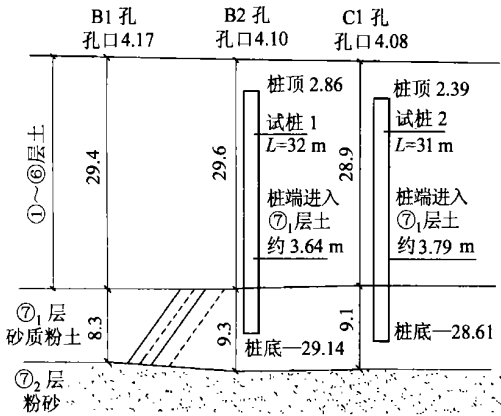


图1 1<sup>#</sup>楼土层剖面图

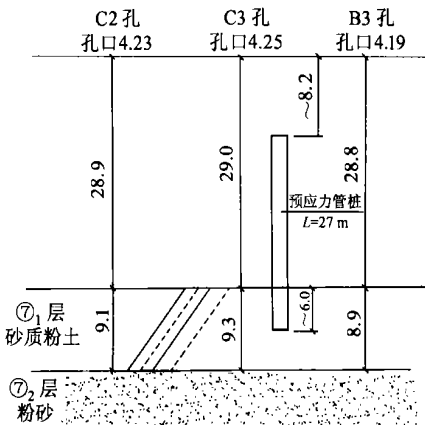


图2 2<sup>#</sup>楼土层剖面图

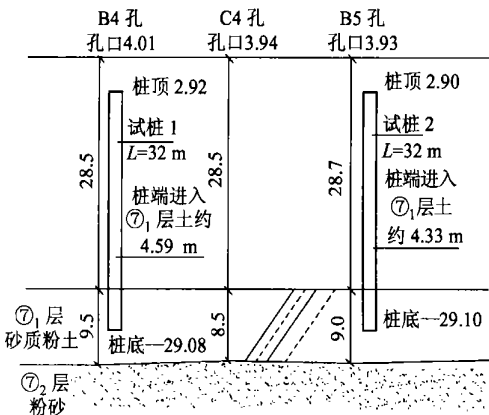


图3 3<sup>#</sup>楼土层剖面图

另一方面,表3所列比贯入阻力 $p_s$ 值仅是所在土层的平均值,即每层土沿深度方向的 $p_s$ 值并不一致,有时相差很大(见表4)。比较3幢主楼位置的⑦<sub>1</sub>层 $p_s$ 值沿水平方向变化也有所不同。例如2<sup>#</sup>楼地下深度32 m时, $p_s=11.6$  MPa,而1<sup>#</sup>和3<sup>#</sup>楼地下深度32~33 m时, $p_s \geq 14$  MPa。从实际情况来看,2<sup>#</sup>楼沉桩不能达到设计标高超过2 m的桩仅有3根,所占比例仅为0.7%,2<sup>#</sup>楼沉桩不能达到设计标高超过1 m的桩仅有14根(静力压桩),比1<sup>#</sup>、3<sup>#</sup>楼都少。

表4 ⑦<sub>1</sub>层沿深度变化的 $p_s$ 值

深度/m	$p_s$ /MPa		
	1 <sup>#</sup> 楼	2 <sup>#</sup> 楼	3 <sup>#</sup> 楼
30	12	14	14
32	15	11.6	16
35	16	15	16

沉桩速率过快与桩间挤土效应是后续沉桩出现困难的另一原因。根据现场检测,在静压桩施工一段时间后出现路边煤气管道报警,地下孔隙水明显上升现象。随之陆续出现预制桩不能被压到位的问题,并越来越多。这就意味着沉桩后的地下挤土效应已经出现。根据现场施工记录,施工单位为加快施工进度,平均每天沉桩12~16根。由于3幢高层建筑物下所布PHC桩均为满堂式,过密的桩距本就会在沉桩过程中造成地下土体的拥挤使沉桩困难,如果沉桩速率过快使挤压产生的超静孔隙水压力来不及上涌和消散致使压力迅速增大也就必然造成沉桩的更加困难。

### 3 静力试桩介绍

#### 3.1 土层分布与管桩资料

如前所述,在静力压桩陆续出现较多桩端不能被压到设计标高的情况下,业主决定,在桩型和桩截面及静压桩方式不变的前提下将桩长改为25 m进行单桩承载力静载试验。需要说明的是最初所进行的7根锤击桩试桩(桩

长 28 m)因按设计要求最终加载量至 5 300 kN 以满足设计要求而告结束,其极限承载力是有待挖潜的。此次试桩在 1<sup>#</sup>、3<sup>#</sup> 楼下各布置 2 根,合计 4 根(见图 1、图 2)。试桩同工程桩均选自上海市建筑标准图集<sup>[1]</sup>,因系试桩,桩顶面距自然地面约在 1.0~1.25 m,桩长分别为 31.0 m、32.0 m 两种。

### 3.2 试桩条件

本次试桩采用快速荷载维持法,每级荷载维持 1 h。终止加载条件为:1<sup>#</sup> 楼的两根桩和 3<sup>#</sup> 楼的试桩 2 均加载至 7 000 kN 维持 1 h 后卸载,3<sup>#</sup> 楼下的试桩 1 加载至 6 400 kN 维持 15 min 时总沉降量超过 100 mm,终止加载并转为卸载。

试验采用堆载法,荷载试验反力由压桩机的自重与配重提供,满足最大加载量 1.2 倍的荷重要求。

### 3.3 试桩结果

本次 4 根试桩的  $Q-s$  曲线见图 4,以最大沉降量 60 mm 所对应的荷载作为单桩极限承载力标准值(见表 2)。

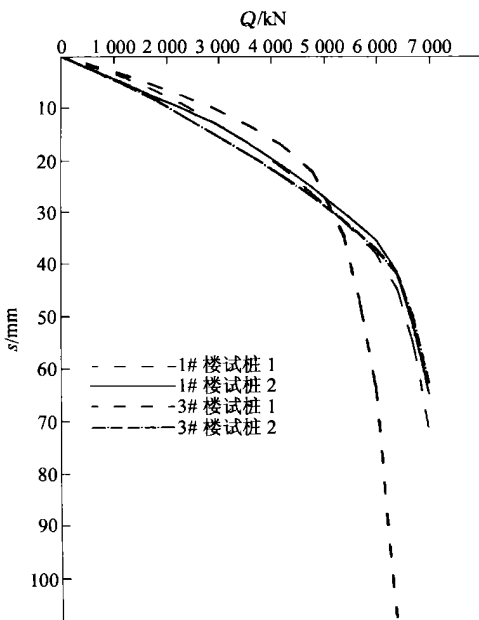


图 4  $Q-s$  曲线

## 4 承载力计算与试桩分析

### 4.1 单桩承载力计算

依据上海市《地基基础设计规范》进行单桩竖向承载力设计值计算<sup>[2]</sup>:

$$R_d = R_s + R_p = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} + \frac{R_{pk}}{\gamma_p} = \frac{U_p \sum f_{si} l_i}{\gamma_s} + \frac{f_{pA_p}}{\gamma_p} \quad (1)$$

式中:  $R_s$ 、 $R_p$  分别为单桩侧摩阻力和端阻力的设计值;  $R_{sk}$ 、 $R_{pk}$  分别为桩侧总极限摩阻力标准值和桩端极限阻力标准值。

单桩承载力计算结果见表 4。

依据上海市《地基基础设计规范》,进行单桩竖向承载力设计值计算<sup>[2]</sup>:

$$R_d = R_s + R_p = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} + \frac{R_{pk}}{\gamma_p} = \frac{U_p \sum f_{si} l_i}{\gamma_s} + \frac{a_b p_{sb} A_p}{\gamma_p} \quad (2)$$

须注意,此处的  $f_{si}$  系根据不同土层的比贯入阻力  $p_s$  值计算得出的,不同于表 2 中的  $f_{si}$ 。按  $p_s$  值计算出的单桩承载力见表 4。

### 4.2 计算值与试桩值的比较

从表 2 可以看出,根据侧阻和端阻数据按地基土对桩的支承能力计算得出的单桩竖向承载力设计值与试桩所得单桩竖向承载力设计值相差约 30% 以上。而根据静力触探数据按地基土对桩的支承能力计算得出的单桩竖向承载力设计值与实际试桩所得单桩竖向承载力设计值相比较为接近,误差约 5%~8% 左右,何况试桩极限值是取沉降量为 60 mm 所对应的荷载作为单桩极限承载力标准值的。因此可以认为,式(1)、式(2)均只能是在未得到试桩结果之前所进行的单桩承载力估算,并以根据静力触探数据计算得出的单桩竖向承载力与试桩结果较为接近。

### 4.3 工程桩单桩承载力的取用

上述各单桩承载力均是在桩长接近地面情况下试桩或计算获得的,实际工程中,桩顶都有一定的基础埋深。本工程为两层地下室,桩顶

距地面约有 8.2 m 深。因此,试桩结果不能直接作为工程桩的单桩承载力使用,要将工程桩桩顶至试桩桩顶这一段的侧摩阻力减掉。这部分的侧阻力通常是按式(1)计算的。由前述分析可以知道,按式(1)计算出的单桩承载力较实际的单桩承载力小很多,如果用试桩得到的单桩

承载力减去按式(1)计算的这段桩的侧阻力,就必然会高于实际的单桩承载力,如将此计算结果作为工程桩单桩承载力是偏于不安全的。因此,合理而偏于安全的方法应是用实际试桩得到的单桩承载力减去按照式(2)计算得到的工程桩桩顶到试桩桩顶这段桩的侧阻力(见表 5)。

表 5 工程桩单桩承载力

取 值	极 限 值/kN				设 计 值/kN			
	1 <sup>#</sup> 楼		3 <sup>#</sup> 楼		1 <sup>#</sup> 楼		3 <sup>#</sup> 楼	
	试桩 1	试桩 2	试桩 1	试桩 2	试桩 1	试桩 2	试桩 1	试桩 2
试桩单桩承载力	6 800	6 900	5 940	6 950	4 250	4 313	3 713	4 344
截桩部分侧阻力	394	334	252	323	233	198	149	191
实有单桩承载力	6 406	6 566	5 688	6 627	4 017	4 115	3 564	4 153

## 5 问题处理

从表 1 可知,3 幢楼下均各有数十根桩未能达到设计规定的标高,是必须要进行处理的。处理的依据首先应是这些桩的质量;其次是这些未到位的桩在基坑开挖后被截至设计所规定的标高后其承载能力能否满足设计要求。关于桩的质量问题可以通过低应变法动测检验,此不赘述。至于截桩后桩的承载能力问题必须依据静载试验结果进行计算后综合考虑确定。

据表 5,1<sup>#</sup>、3<sup>#</sup>楼下的 4 根桩最终可用作工程桩的单桩承载力设计值为 3 564~4 153 kN。由于本工程设计规定工程桩的单桩承载力必须达到 3 050 kN。据此,在保证桩身质量前提下可以考虑凡是桩顶标高与设计规定标高相差不足 2 m 的均视为满足承载力要求。

但从表 1 及实际工程来看,3 幢楼下均尚有少量沉桩桩顶标高高出设计规定标高超过 2 m 的,最高的一根是 3<sup>#</sup>楼下第 281<sup>#</sup>桩高出设计规定达 3.10 m。因此应参照附近的试桩结果对这些比试桩还短的桩承载力进行推算,甚至进行现场承载力测试,以确定这些桩的实用价值。

本工程在推算这些桩的单桩承载力时考虑桩端附近的强化效应,对桩端第⑦<sub>1</sub>层土极限侧阻力按地质报告所提供的数据再放大 1.3 倍。以 3<sup>#</sup>楼下第 281<sup>#</sup>桩为例,该桩与 3<sup>#</sup>楼下的试桩 1 较近,且比试桩 1 少进入第⑦<sub>1</sub>层土 1.58 m,参照试桩 1 的承载力计算第 281<sup>#</sup>桩单桩承载力设计值如下:

$$R_d = 3\ 564 - (0.6\pi \times 1.58 \times 90 \times 1.3) / 1.8 = 3\ 370, \text{ kN}$$

计算结果大于设计所要求的单桩承载力 3 050 kN,因此认为满足承载力要求。

## 6 结 论

根据以上工程分析和技术处理,可作如下小结:

1)因种种原因,预制桩沉桩难免有不能被压到设计标高的现象而需要处理。处理的依据应是在保证安全的前提下根据试桩结果和计算分析来确定哪些桩尚能或不能满足设计所需的承载力,不满足设计要求的就需要补桩或采取其他补救措施。

2)试桩结果是确定工程桩承载能力的重要依据。但在判定那些桩端未到设计标高的桩具有多大的承载力时,尤其是当一些桩尚浅

(下转封 3)

力只比第6排土钉大3%,这主要与土钉墙中部加了两排预应力土钉有关,土钉墙中部的侧土压力大部分由预应力土钉承担。

## 5 体会

通过现场测试和分析,有如下体会:

1)土钉墙最大位移在基坑中上部,越往下变形越小,土钉墙体内的水平位移随离开墙面距离增加而减小。

2)土钉沿长度方向受力是不均匀的,土钉两端的拉力较小,中部拉力较大,最大拉力发生在钉长中部。

3)在软弱土层(如软塑土)采用土钉支护技术,若基坑周边紧靠地下管线、建筑物等而要求严格控制基坑水平位移时,可考虑先开挖基坑,并在土钉墙施工完成且达到设计强度后,再施工工程桩(挖孔桩),这对控制基坑变形有好处。若在喷锚支护施工中期开挖挖孔桩,在挖孔桩紧靠基坑边施工的情况下,可能会因基坑内侧支护土体掏空、流失而产生较大侧移(尤其当地下水丰富时),再加上基坑开挖时增加的位移,使总位移可能超过允许值,危

及地下管线和建筑物的安全。

4)在软弱土层(如软塑土)及孔隙比较大的粉土层中采用土钉支护时,由于土的抗剪强度较低,对土钉只采用一次注浆工艺可能会使土钉界面粘结强度达不到设计要求,因此,宜采用二次压力注浆工艺,保证土钉孔充满水泥浆并使部分水泥浆充填土体的裂隙和孔隙,增加土钉的抗拔力。

5)在软弱土层(如软塑土)及孔隙比较大的土层中采用土钉支护时,基坑土体每段开挖的横向长度尽可能短,建议控制在5~10m,开挖后及时支护,尽可能减少坡面裸露时间,严禁雨水浸泡;土钉清孔时最好使用水泥浆,保证土钉定位架高度,并采取二次注浆工艺。

致谢:本文得到广东省水利水电科学研究院总工程师杨光华博士审阅,在此表示感谢!

## 参 考 文 献

- 1 GJB 02-98 广州地区建筑基坑支护技术规定
- 2 林宗元.国内外岩土工程实例和实录选编.沈阳:辽宁科学技术出版社,1992

收稿日期 2003-07-10

(上接第298页)

于试桩时,不仅要考虑减去试桩上端的承载力,而且要考虑减去桩下端的侧摩阻力。计算桩下端侧摩阻力时应考虑桩端土的强化效应,以尽可能的真实反映桩下端的侧摩阻力,确保浅桩的安全度。

3)从本文的分析处理可以看出另一方面的问题,即目前多数设计根据地质资料中的侧阻和端阻数据按地基土对桩的支承能力进行单桩竖向承载力设计值计算,其计算结果与实

际试桩承载力结果误差往往很大。采用怎样的计算方法更能贴近实际很需要研究,但在实际施工之前取得试桩结果并据此调整原桩基设计则是很必要的。同时要注意到满足强度的前提下,还必须满足沉降控制标准。

## 参 考 文 献

- 1 DBJT 08-92-2000 先张法预应力混凝土管桩
- 2 DGJ 08-11-1999 地基基础设计规范

收稿日期 2003-05-12