

# 大直径超长冲孔灌注桩竖向抗压承载特性原位测试研究

闫楠<sup>1,2</sup>, 白晓宇<sup>3</sup>, 水伟厚<sup>4</sup>, 张明义<sup>3</sup>, 廖天辉<sup>5</sup>

- (1. 中国海洋大学 海洋环境与生态教育部重点实验室, 山东 青岛, 266100;
2. 中国海洋大学 环境科学与工程学院, 山东 青岛, 266100;
3. 青岛理工大学 土木工程学院, 山东 青岛, 266033;
4. 现代建筑设计集团上海申元岩土工程有限公司, 上海, 200040;
5. 青岛鼎林置业有限公司, 山东 青岛, 266555)

**摘要:** 以广东某石油仓储工程为依托, 通过 8 MN·m 能级强夯处理陆域回填区和海域回填区, 对陆域试夯区和海域试夯区分别进行 3 根超长冲孔灌注桩单桩竖向抗压大吨位载荷试验及桩身力学测试。根据超长冲孔灌注桩实测数据探讨超长灌注桩的荷载传递机理和竖向承载特性。研究表明: 试桩荷载-沉降( $Q-s$ )曲线为缓变型, 桩顶残余沉降量均在 49% 以上, 桩顶回弹率介于 20.4%~50.6% 之间; 极限荷载作用下, 6 根试桩表现出摩擦桩或端承摩擦桩的特性, 桩端承载力只占总荷载很小一部分, 陆域 3 根试桩为 6%~34%, 海域 3 根试桩为 16%~35%; 桩侧摩阻力和桩端阻力的发挥具有异步性, 荷载主要由桩侧摩阻力承担。经过强夯处理浅层地基, 桩侧摩阻力峰值发生在桩体中上部或浅部土层, 即距桩顶(0.14~0.47)倍桩长的位置; 部分土层的极限侧摩阻力较现行规范提供的设计侧阻力偏大; 海域试桩比陆域试桩桩端阻力发挥更充分。

**关键词:** 超长冲孔灌注桩; 静荷载试验; 桩身轴力; 桩侧摩阻力; 桩端阻力

中图分类号: TU437.1

文献标志码: A

文章编号: 1672-7207(2015)07-2571-10

## In-situ test study on vertical compressive bearing capacity characteristic of large diameter super-long impact-cone concrete pile

YAN Nan<sup>1,2</sup>, BAI Xiaoyu<sup>3</sup>, SHUI Weihou<sup>4</sup>, ZHANG Mingyi<sup>3</sup>, LIAO Tianhui<sup>5</sup>

- (1. Key Laboratory of Marine Environment and Ecology, Ministry of Education, Ocean University of China, Qingdao 266100, China;
2. College of Environmental Science and Engineering, Ocean University of China, Qingdao 266100, China;
3. School of Civil Engineering, Qingdao Technological University, Qingdao 266033, China;
4. Shenyuan Geotechnical Engineering Co. Ltd., Shanghai Modern Architectural Design Group, Shanghai 200040, China;
5. Qingdao Dinglin Real Estate Co. Ltd., Qingdao 266555, China)

**Abstract:** Based on the vertical static load test and mechanical test of three single piles of the land trial ramming area and three single piles of the sea trial ramming area of a petroleum storage project in Guangdong Province, through dynamic compaction of 8 MN·m was carried out for the land backfill area and sea backfill area. The load transfer mechanism and

收稿日期: 2014-07-10; 修回日期: 2014-10-28

基金项目(Foundation item): 国家自然科学基金资助项目(51078196); 教育部高等学校博士学科点专项科研基金资助项目(20093721110002) (Project(51078196) supported by the National Natural Science Foundation of China; Project(20093721110002) supported by Research Fund for the Doctoral Program of Higher Education of China)

通信作者: 闫楠, 博士研究生, 从事环境岩土工程及地基基础研究; E-mail: yannan0527@163.com

vertical load bearing behavior of the pile are discussed according to measured data of super-long impact-cone concrete pile. The results show that the  $Q-s$  curves of the testing piles are of slow change type, pile top residual settlement is over 49%, and pile top resilience rate between 20.4%–50.6%. Under the limit loads, the proportions of end resistance in total resistance are between 6%–34% of the land area, and the proportions of end resistance in total resistance are between 16%–35% of the sea area respectively, which proves that the six piles are of friction pile or end-support friction pile. Pile side friction and pile end resistance play with the asynchronous nature, loads mainly borne by the pile side friction. The pile shaft resistance peak occurs at the top of piles or shallow soil layer, namely from the top of the pile 0.14–0.47 times the length of the location after dynamic consolidation treatment of shallow foundation; part of ultimate side friction of soil layer are higher than the side friction value provided by the existing norms; testing piles of the sea area give fuller play to pile tip resistance than the land area.

**Key words:** super-long impact-cone concrete pile; static load test; pile shaft force; pile side friction; pile tip resistance

近年来,随着高层建筑、大型构筑物的不断兴建,上部结构荷载逐渐增大,同时对沉降的控制更加严格,钻(冲)孔灌注桩得到了广泛的应用。钻(冲)孔灌注桩由于其施工简便、承载性能良好,施工机械的不断改进,桩的长度也越来越大,特别是深长桩的应用越来越广泛<sup>[1-2]</sup>,工程中一般把桩长  $l > 50 \text{ m}$  或长径比  $l/d > 100$  的灌注桩定义为超长灌注桩<sup>[3-6]</sup>,一般认为,超长桩的桩侧摩阻力承担着绝大部分的荷载,桩端阻力很小,这样,超长桩的承载能力就非常高,变形量主要集中在桩身。大直径灌注桩( $d = 800 \text{ mm}$ <sup>[7]</sup>)因其具有诸多技术优势<sup>[8]</sup>更加受到工程界的青睐。大直径灌注桩增大了桩身与土体的接触面积,增强了摩擦效应,而且桩端截面的增大使端阻力在持力层得到充分的发挥。关于大直径超长钻(冲)孔灌注桩的相关研究引起了人们越来越多的关注。但是,目前对大直径超长钻(冲)孔灌注桩的承载性能、荷载传递性状的理论研究远落后于工程实际应用,多采用一般的桩基理论进行分析。一般的桩基理论并没有考虑长径比对竖向承载力的影响,通常认为桩径越大、桩长越长,承载力越高,但大量试验研究表明,桩身长径比对超长灌注桩桩端阻力的发挥及桩基破坏模式影响较大。此外,侧摩阻力在大直径超长钻(冲)孔灌注桩中的研究是个难点,大直径超长桩的侧摩阻力远先于桩端阻力的发挥,且端阻力往往难以达到极限。一般桩基理论对于极限承载力的计算往往是假定桩侧摩阻力和桩端阻力同时达到极限状态,并没有将二者分离出来研究<sup>[4-6, 9-11]</sup>。因此,迫切需要对大直径超长钻(冲)孔灌注桩进行专门的试验和理论研究,掌握其承载特性及荷载传递规律,以满足工程实践的需要。为进一步了解大直径超长冲孔灌注桩的承载机理,探讨较为合理的设计计算方法,本文作者结合广东某石油仓储工程,通过大吨位堆载对

超长灌注桩进行破坏性试验。根据试桩测试结果,进一步研究广东软土地区大直径超长冲孔灌注桩的竖向承载性状,以期获取必要的设计参数,为同类地区超长灌注桩的理论分析和工程应用提供参考。

## 1 场地概况

场地分为陆域与海域 2 个部分。陆域回填料主要由中风化花岗岩碎石、块石堆积而成,结构松散,钻进非常困难;海域回填料主要为全风化—强风化花岗岩块石、碎石、砾石、粗砂堆积而成。整个地势较平坦,场地相对标高 5.22~5.88 m,平均标高 5.59 m,地表相对高差 0.66 m。根据勘察报告,本场地主要由新近人工填土( $Q_4^{ml}$ )层、第四系海陆交互相沉积( $Q_4^{mc}$ )层和燕山期花岗岩( $\gamma_3^3$ )构成。土层厚度及标高如表 1 所示。

由于碎石土是新近填筑的,如果直接采用桩基,而不经强夯处理,负摩阻力将占单桩承载力的 60%~70%,很不经济。场地经过 8 MN·m 能级强夯处理后,地基承载力有一定程度提高,试夯后陆域 3 个平板载荷试验点和海域 3 个平板载荷试验点加载至 500 kPa 未出现破坏,荷载—沉降( $P-s$ )曲线呈缓变形, $s-lgt$  曲线未出现明显弯折( $t$  为加载时间),地基承载力特征值均为 250 kPa,压缩模量超过 24 MPa(除陆域 1 个检验点压缩模量为 17 MPa 外),且地基土的均一性较好。经超重型动力触探试验,陆域试夯区和海域试夯区有效加固深度在 8.5 m。经瑞雷波试验判定,陆域试夯区强夯有效加固深度为 8.0~11.0 m,海域试夯区强夯有效加固深度为 8.0 m 左右,与超重型动力触探试验获得的有效加固深度结果相对应。但是 8 MN·m 能级强夯的影响深度有限,且在地基压缩层范围内存

表 1 土层厚度及标高

Table 1 Thickness and elevation of soil layers

编号	土层名称	土层厚度/m	平均厚度/m	底层标高/m
	素填土	7.00~19.00	14.50	-13.88~-0.16
	淤泥质粉质土	0.50~10.00	3.03	-20.44~-5.42
	粉砂	1.00~16.60	5.50	-26.96~-6.62
	淤泥质粉质黏土	0.60~16.80	4.51	-34.44~-9.72
	粉质黏土	0.50~13.10	4.69	-40.58~-11.27
-1	粉砂	0.70~18.30	6.60	-37.58~-14.29
	淤泥质粉质黏土	1.00~19.70	5.90	-46.28~-22.54
-1	粉砂	0.60~6.70	2.70	-42.22~-20.79
	粉质黏土	0.80~20.70	6.54	-53.49~-24.79
-1	粉砂	0.50~6.70	2.42	-55.40~-27.22
-2	淤泥质粉质黏土	0.60~13.10	4.97	-52.51~-29.65
	粉质黏土	0.60~25.10	7.73	-62.79~-30.40
-1	粗砂	0.45~11.60	3.47	-64.95~-29.01
-1	全风化花岗岩	0.50~16.00	5.12	-75.52~-17.66
-2	强风化花岗岩	0.40~18.00	3.99	-87.49~-14.90
-3	中风化花岗岩	该层分布于整个场地, 最大揭露深度为 4.50 m		

在软弱土夹层。只进行强夯处理后的地基承载力无法满足油罐对地基的要求<sup>[12]</sup>。为了满足油罐对地基的要求, 采用 8 MN·m 能级强夯处理浅层地基, 使浅层回填土层的密实度提高, 在此基础上采用冲孔灌注桩, 降低负摩阻力, 提高冲孔灌注桩的侧摩阻力, 解决不均匀沉降问题。

## 2 试桩概况及桩身完整性检测

### 2.1 试桩概况

本次试桩分为 2 组, 在陆域和海域各 1 组<sup>[12]</sup>, 冲孔灌注桩为摩擦端承桩, 直径为 1 200 mm, 每组 3 根, 共 6 根(TP1~TP6), 呈三角形布置, 每组试桩桩间距 4.5 m。混凝土强度等级为 C35, 水灰比不宜大于 0.45, 抗渗等级不应低于 S8, 钢筋混凝土保护层厚度不应小于 55 mm。单桩竖向承载力特征值估算为 9 MN。桩体全截面进入中风化花岗岩的条件为 1.5D (D 为桩径), 表 2 所示为整个试桩参数统计表。本次灌注桩平

均施工周期为 12 d/根, 试验时在试桩中埋设钢弦式钢筋应力计。

表 2 试桩参数

Table 2 Parameters of testing piles

位置	桩号	桩径/m	桩顶标高/m	实际桩长/m	长径比	充盈系数
	TP1	1.20	5.880	64.5	53.75	1.32
陆域	TP2	1.20	5.880	64.5	53.75	1.32
	TP3	1.20	5.880	64.5	53.75	1.32
	TP4	1.20	5.880	68.5	57.08	1.24
海域	TP5	1.20	5.880	70.1	58.42	1.21
	TP6	1.20	5.880	69.0	57.50	1.23

### 2.2 试桩超声波、低应变、钻孔取芯检测结果

本次大直径超长灌注桩竖向抗压承载性能研究采用超声波、低应变、钻孔取芯方法得到实际桩长、桩径、桩身完整性、桩底沉渣及桩身强度等信息。

根据超声波、低应变检测结果, 6 根试桩除 TP3 为 II 类桩外, 其余试桩均为 I 类桩, 桩身无明显缺陷。

根据钻芯取芯结果来看, 桩身总体完整性较好。TP3 桩头浅部 2.24~2.80 m 夹砂夹泥, TP6 桩头部分有沟槽, 局部有小蜂窝和流槽。根据钻芯芯样可以看出: 桩身混凝土与桩端基岩胶结较好, 未发现有沉渣。对桩头、桩端、基岩和蜂窝等部位混凝土共取样 6 组进行抗压强度试验, 完整性岩芯和基岩抗压强度均不小于 30 MPa; 饱和岩石试样抗压强度不小于 60 MPa; 含蜂窝混凝土岩芯抗压强度不小于 22 MPa, 按蜂窝最小抗压强度计算, 桩身强度控制的单桩抗压承载力不小于 25.56 MN。

根据以上检测结果可知: 6 根试桩桩身完整、桩身强度、桩长、桩径符合规范及设计要求, 其研究结果可代表正常工程桩承载性能。

## 3 堆载法单桩竖向抗压静载荷试验

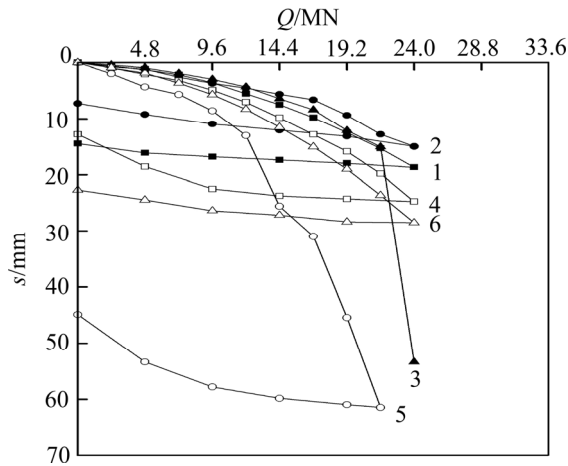
### 3.1 试验方法

本次最大试验荷载很大, 试验采用堆载-反力梁体系加载。试验采用慢速维持荷载法进行加载, 试验最大加荷量为 24.0 MN, 桩顶沉降量通过对称设置的 4 个百分表量测。测读时间、终止试验条件以及试桩极限承载力的确定均按照规范<sup>[7, 13]</sup>执行。

### 3.2 抗压静载试验结果

荷载-沉降(Q-s)曲线从宏观上反映了桩受荷后的

荷载传递性状、桩-土相互作用规律及桩受荷破坏模式,因此对  $Q-s$  曲线的分析有助于对桩承载性状的总体把握,试验区陆域和海域 6 根试桩  $Q-s$  曲线如图 1 所示。



1—TP1; 2—TP2; 3—TP3; 4—TP4; 5—TP5; 6—TP6

图 1 试桩  $Q-s$  曲线

Fig. 1  $Q-s$  curves of testing piles

陆域与海域各试桩静载试验最大加载量、桩顶沉降量、回弹量、卸载后的残余沉降、回弹率及残余沉降占沉降总量比例的统计值见表 3。陆域试桩 TP1 和 TP2 的长径比均为 53.75, 海域试桩 TP4, TP5 和 TP6 的长径比分别为 57.08, 58.42 和 57.50, 各试桩的长径比相当, 桩径相同。由表 3 可见: 桩顶残余沉降量均在 49% 以上, 最大的桩顶残余沉降达 79.6%, 桩顶回弹率介于 20.4%~50.6% 之间, 超长桩的弹性工作特性不明显, 并且桩身具有明显的可压缩性。徐先坤等<sup>[6]</sup>对上海软土地区超长灌注桩竖向承载性能实测研究发现, 在竖向压力作用下, 超长灌注桩桩身压缩量占总沉降量的 94%, 桩端沉降量占总沉降量的 6%。

由图 1 和表 3 可以看出: 当荷载较小时,  $Q$  与  $s$  为线性关系, 随着荷载的增大, 沉降速率也逐渐增大,  $Q-s$  曲线逐渐变为非线性。其中, TP3 在加载到第 10 级(24.00 MN)后沉降迅速增大, 其单级沉降量大于前一级沉降量的 5 倍, 且  $Q-s$  曲线出现陡降,  $s-lgt$  曲线尾部明显向下弯曲, 其总沉降超过 40 mm, 按规范<sup>[7]</sup>确定 TP3 单桩竖向抗压极限承载力为 21.60 MN, 单桩竖向抗压承载力特征值为 10.80 MN; TP5 加载到最后 9 级(21.60 MN)时, 由于总沉降量过大(可能为桩底沉渣较厚引起)而终止试验, 总沉降量超过 60 mm,  $Q-s$  曲线未出现陡降, 但  $s-lgt$  曲线尾部明显向下弯曲, 根据规范<sup>[7]</sup>, 按  $s=60$  mm 对应的荷载确定极限承载力为

表 3 抗压静载试验结果

Table 3 Results of compressive static load tests

桩号	最大加载量/ MN	桩顶沉降/ mm	回弹量/ mm	残余沉降/ mm	回弹率/ %	残余沉降 占沉降总 量的比例/ %
TP1	24.00	18.68	4.26	14.42	22.8	77.2
TP2	24.00	14.93	7.55	7.38	50.6	49.4
TP3	24.00	53.34				
TP4	24.00	24.76	12.00	12.76	48.5	51.5
TP5	21.60	61.47	16.46	45.01	26.8	73.2
TP6	24.00	28.54	5.82	22.72	20.4	79.6

21.38 MN; 其余 4 根试桩在最大荷载作用下均未破坏,  $Q-s$  曲线呈缓变型, 无陡降段, 总沉降量较小, 且小于 40 mm, 为典型的抗压静载试验曲线, 按规范<sup>[7]</sup>确定单桩竖向抗压承载力极限值为 24.00 MN, 单桩竖向抗压承载力特征值为 12.00 MN。

陆域 3 根试桩(TP1, TP2 和 TP3)与海域 3 根试桩(TP4, TP5 和 TP6)单桩竖向抗压极限承载力特征值极差分别不超过平均值的 30%, 故陆域试桩单桩竖向抗压承载力特征值为 3 根试桩单桩竖向抗压承载力特征值的平均值, 即为 11.60 MN; 同样海域试桩单桩竖向抗压承载力特征值为 11.56 MN。单桩竖向抗压承载力特征值满足设计(9 MN)要求。

## 4 大直径超长桩承载特性分析

### 4.1 钢筋计布置

为了寻求桩身荷载传递特性, 测定加载过程中桩身轴力、桩侧摩阻力和桩端阻力的变化与分布情况, 探讨桩和土之间相互作用关系, 在静载荷试验过程中, 对 TP1~TP6 进行了桩端及桩身内力测试, 即分别在每根试桩的桩侧主要土层交界面处埋设钢筋应力计, 以便计算不同土层的桩侧摩阻力。对于同一土层厚度超过 10.0 m 时, 在土层中间增设测试断面。每个断面采用 2 只钢筋计, 对称布置, 以有效补偿, 并提高测试精度。加载前经试验验证, 应变计的成活率约为 75%。

根据试桩地层情况, 2 个试桩区钢筋应力计埋设截面以 TP1 为例, 如图 2 所示。埋设时, 在指定位置断开主筋, 用钢筋计替换。导线随钢筋笼主筋引至地面。应力计连接杆直径与钢筋主筋相同, 在埋设位置截断主筋用钢筋应力计置换。应力计导线在钢筋笼内用钢丝或束线统一固定在主筋侧面上, 引出地面, 在顶部用软包扎进行保护, 避免施工破坏。

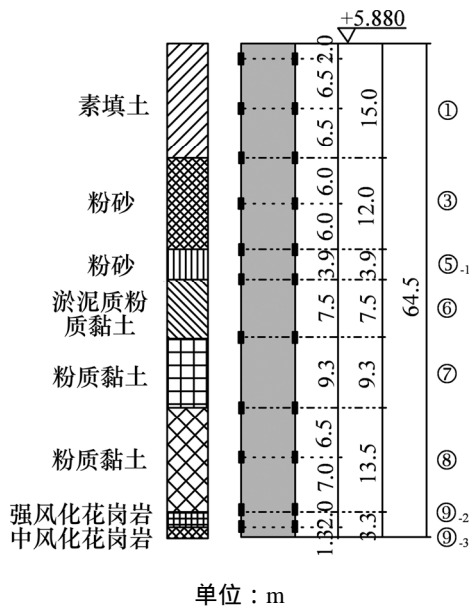


图 2 试桩钢筋计布置剖面图

Fig. 2 Profile of steel gauges layout of testing piles

4.2 桩身轴力随荷载变化分布特性

在加载过程中, 使 DP-YT-DSY-406A 频率读数仪在桩顶位移测试时刻记录钢筋计的读数, 可根据每次测得的频率数值计算出量测点的应力<sup>[14]</sup>。

静载试验加载过程中 6 根试桩在分级荷载作用下桩身轴力分布曲线如图 3 所示。

从图 3 可以看出: 6 根试桩均属于摩擦桩或端承摩擦桩, 试桩桩身轴力随深度增加而减小, 随荷载增加而增大, 其承载力大部分由桩侧摩阻力提供, 证实了  $Q-s$  曲线的判定结果。同时随着荷载增大, 桩身轴力分布的曲线形态逐渐趋同, 主要由于桩侧摩阻力随荷载增加逐步趋于稳定, 桩端中风化岩层压缩变形开始增加, 桩身整体沉降逐渐增大。在各级荷载作用下, 位于桩端处的桩身轴力均衰减很多, 说明在软土地区大直径超长灌注桩的端阻力作用较小, 桩顶荷载绝大部分由桩侧摩阻力承担, 同时也说明桩侧摩阻力一般先于桩端阻力发挥作用, 即对于超长桩, 桩端的阻力发挥具有明显的滞后性。

在最大荷载作用下, 陆域 3 根试桩 TP1, TP2 和 TP3 的桩端反力分别为 1.376, 8.203 和 1.387 MN, 分别占各自极限承载力(24.00, 24.00 和 21.60 MN)的 5.7%, 34.2%和 6.4%。试验结果表明: 陆域 3 根试桩桩身轴力随着荷载增加逐渐发挥, 但每根试桩分布规律非常一致, 从总趋势来看, 试桩上部的桩身轴力衰减较慢, 中部的衰减较快, 下部的衰减趋于平缓。TP1 在 0~48.0 m 范围内桩身轴力变化较明显, 48.0 m 以下

轴力较小, 端阻发挥很小; TP2 随着深度的增加而桩身轴力逐渐变小, 端阻也逐渐发挥出来; TP3 在 0~21.0 m 范围内桩身轴力变化较明显, 而在 21.0~63.2 m 范围内随着深度的增加轴力基本维持不变, 端阻远未发挥。

在最大荷载作用下, 海域 3 根试桩 TP4, TP5 和 TP6 的桩端反力分别为 3.770, 7.582 和 6.290 MN, 分别占各自极限承载力(24.00, 21.38 和 24.00 MN)的 15.7%, 35.5%和 26.2%。试验结果表明: 海域 3 根试桩桩身轴力随着荷载增加, 桩身轴力不断增大。由于桩侧摩阻力的作用, 桩身轴力从桩顶到桩端逐渐衰减, 从总趋势看, 与陆域试桩相同, 即上部的桩身轴力衰减较慢, 中部的衰减较快, 下部的衰减趋于平缓, 其衰减快慢反映了桩侧摩阻力作用的大小。同时在各级荷载条件下, 桩身轴力到桩端处均衰减很多, 即 TP4 在 0~35.5 m 范围内桩身轴力变化较明显, 而在 35.5 m 以下范围内随着深度的增加变化较小, 端阻力也逐渐发挥出来; TP5 在前几级荷载下端阻力发挥不明显, 最后一级荷载(21.60 MN)作用下, 端阻力突然增大, 这与  $Q-s$  曲线变化一致, 即最后一级荷载作用下 TP5 沉降较大; TP6 的变化趋势和曲线形态和 TP2 相同。

4.3 桩身侧摩阻力随荷载变化分布特性

钢筋计在埋设前先进行标定, 在静态逐级加载过程中, 荷载通过桩身向下逐层传递到桩周土体, 桩侧摩阻力的发挥使得桩身轴力随深度逐渐减小。通过两相邻断面的桩身轴力差就可以求得两断面间平均侧摩阻力, 即

$$q_i = (N_i - N_{i-1}) / (h_i U_p) \tag{1}$$

式中:  $q_i$  为第  $i$  层土的平均侧摩阻力;  $N_i$  和  $N_{i-1}$  分别为第  $i$  层土上、下面桩身轴力;  $h_i$  为第  $i$  层土的厚度;  $U_p$  为桩身截面周长。本文试桩 TP1~TP6 桩周土平均侧摩阻力分布如图 4 所示。

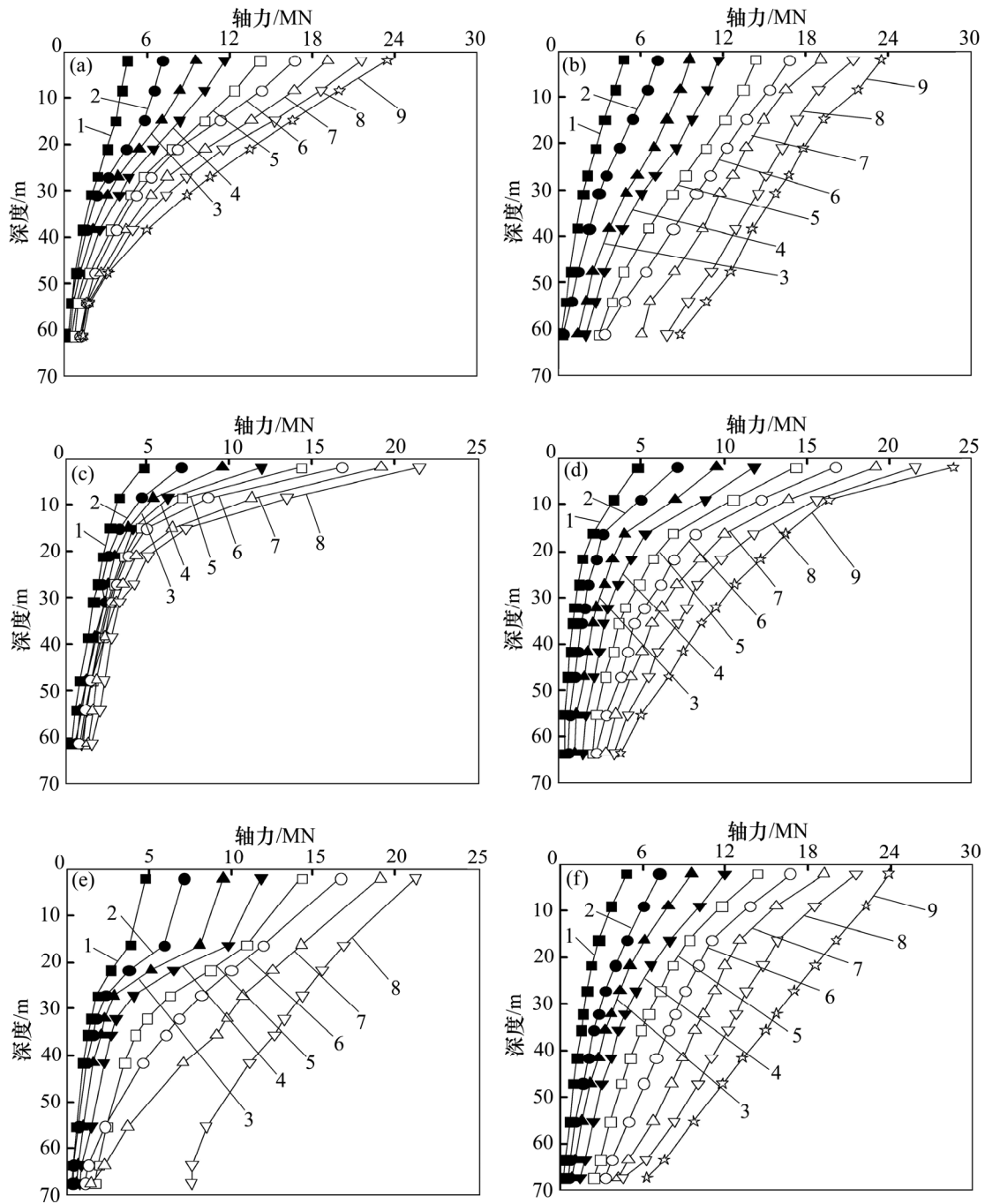
桩侧摩阻力与桩土间的相对位移、作用在桩侧表面的水平应力、刚度比、土的性质及桩的几何参数(长度、直径和刚度)等有关<sup>[15-16]</sup>。当桩顶荷载较小时, 桩土相对位移较小, 桩侧摩阻力也较小; 但随着桩顶荷载增大, 桩侧摩阻力增幅逐渐减小, 当桩土相对位移达到一定值后, 桩侧摩阻力趋于稳定, 有时反而会减小<sup>[17]</sup>。

从图 4 可以看出: 在荷载逐渐增加的过程中, 桩身上部的侧摩阻力先于桩身下部发挥, 即上层土体侧摩阻力首先发挥并逐渐向下发展。在第一级荷载(4.80 MN)施加后, 上部土层主要发挥作用, 素填土层以下各土层侧摩阻力从下向上依次递增, 桩端处土层侧阻

接近 0。在桩顶荷载较低时, 桩顶荷载主要由上部土层的侧摩阻力承担, 但随着荷载逐渐增大, 中下部土层的侧摩阻力开始逐渐发挥, 各土层的侧摩阻力随荷载增加而递增且具有异步性, 上部土层增加的速度较下部土层快。加载后期, 桩身上部土层侧摩阻力增加速度变慢, 直到侧摩阻力已充分发挥并趋于稳定, 而桩身中下部土层的侧阻力逐渐发挥。6 根试桩桩侧第

层素填土层没出现侧摩阻力下降的情况, 这一现象与文献[14]所得的结论相反, 这主要是由于采用 8 MN·m 能级强夯处理浅层地基后, 使浅层回填土层的密实度提高, 降低负摩阻力, 提高冲孔灌注桩的桩侧摩阻力, 同时地基承载力和变形模量也有一定程度的提高。

另外, 大直径超长灌注桩的单位侧摩阻力沿桩身

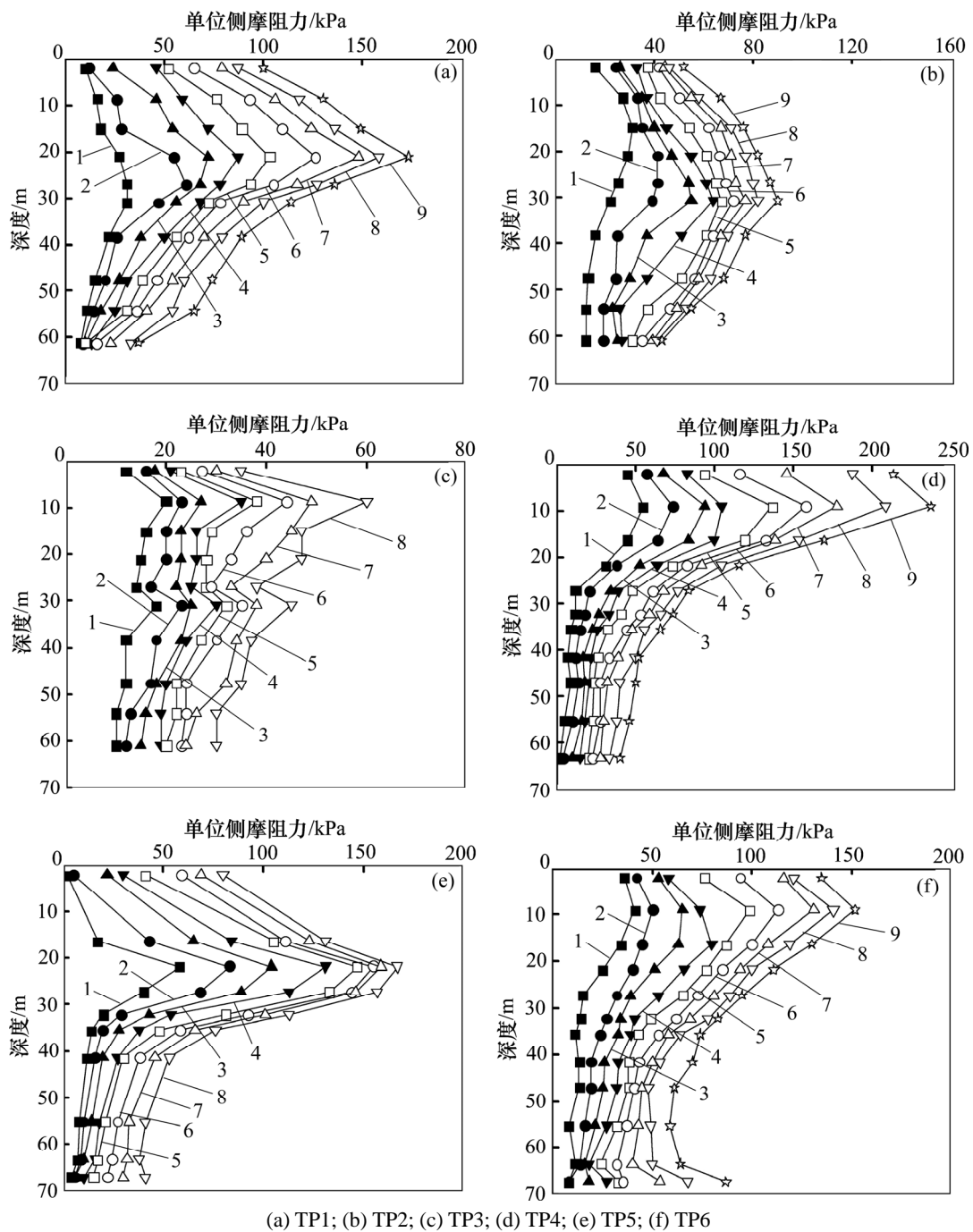


(a) TP1; (b) TP2; (c) TP3; (d) TP4; (e) TP5; (f) TP6

荷载/MN: 1—4.80; 2—7.20; 3—9.60; 4—12.00; 5—14.40; 6—16.80; 7—19.20; 8—21.60; 9—24.00

图 3 试桩桩身轴力分布曲线

Fig. 3 Axial force distribution curves of testing piles



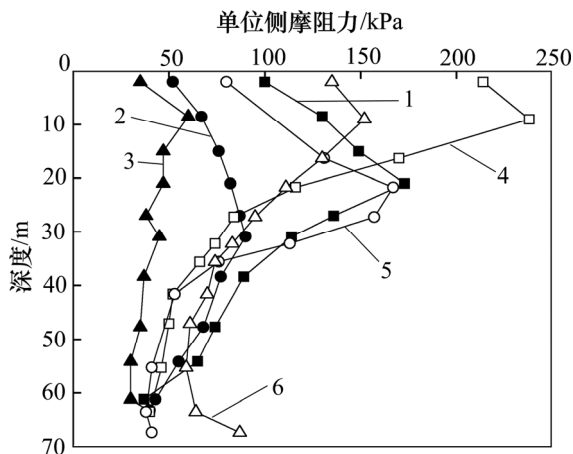
(a) TP1; (b) TP2; (c) TP3; (d) TP4; (e) TP5; (f) TP6  
 荷载/MN: 1—4.80; 2—7.20; 3—9.60; 4—12.00; 5—14.40; 6—16.80; 7—19.20; 8—21.60; 9—24.00

图 4 试桩侧摩阻力分布图

Fig. 4 Curves of lateral friction resistance of testing piles

的分布图呈单驼峰型<sup>[18]</sup>,即在桩的上部和下部,单位侧摩阻力较小,在桩的中偏上部或浅部土层,单位摩阻力达到峰值,峰值侧摩阻力的位置随桩顶荷载的增加而上移或基本不变。这主要是因为浅部土层采用强夯处理后,桩侧摩阻力有所提高,而桩身中上部为粉砂,侧摩阻力较高。试桩 TP1~TP6 在最大荷载作用下各点单位侧摩阻力-深度变化曲线如图 5 所示。

由图 5 可以看出: TP1, TP2, TP4 和 TP6 的最大加载量相同,桩径和长细比也基本相同,但各试桩浅层土侧摩阻力差异较大,深层土侧摩阻力差异较小。这一现象与文献[6]对上海某软土地区的超长灌注桩实测研究结果相反,主要由于试桩施工前对浅部土层进行 8 MN·m 能级强夯,导致浅层地基土物理力学性质和地基承载力有所提高,使得本文试桩中侧摩阻



1—TP1(24.00 MN); 2—TP2(24.00 MN); 3—TP3(21.60 MN); 4—TP4(24.00 MN); 5—TP5(21.60 MN); 6—TP6(24.00 MN)

图 5 试桩侧摩阻力-深度曲线

Fig. 5 Side friction-depth curves of test piles

力的发挥特性不同于一般软土地基中超长灌注桩。

对于陆域 3 根试桩,在最大荷载作用下,TP1 最大单位摩阻力为 173 kPa,分布在 15.0~21.0 m 深度范围内;TP2 最大单位摩阻力为 90 kPa,分布在 27.0~30.9 m 深度范围内,在 8.5~61.2 m 深度范围内,单位摩阻力变化幅度较大,而在 0~8.0 m 及 61.2~63.2 m 深度范围内,单位摩阻力变化相对稳定;TP3 最大单位摩阻力为 60 kPa,分布在 2.0~8.5 m 深度范围内,试桩上部承担的侧摩阻力较大。陆域 3 根试桩桩侧摩阻力标准值如表 4 所示。

表 4 陆域试桩桩侧摩阻力标准值

Table 4 Standand values of pile side friction for land area

地层	深度/ m	桩侧摩阻力实测值/kPa				规范值/ kPa
		TP1	TP2	TP3	平均值	
素填土	0~2.0	100	52	35	62	21~102
	2.0~8.5	130	67	60	86	
	8.5~15.0	149	76	47	91	
粉砂	15.0~21.0	173	82	47	101	22~86
	21.0~27.0	136	87	38	87	
Ⅰ粉砂	27.0~30.9	114	90	45	83	
淤泥质粉质黏土	30.9~38.4	89	77	37	68	
粉质黏土	38.4~47.7	74	68	35	59	21~102
粉质黏土	47.7~54.2	65	55	30	50	
	54.2~61.2	37	43	30	37	
Ⅱ强风化花岗岩		40	39	40	40	160~240

对于海域 3 根试桩,在最大荷载作用下,TP4 最大单位摩阻力为 238 kPa,分布在浅部土层 2.0~9.0 m 深度范围内,在 0~27.2 m 深度范围内,单位摩阻力变化幅度较大,而在 27.2~63.5 m 深度范围内,单位摩阻力变化趋于平稳;TP5 最大单位摩阻力为 167 kPa,分布在 16.3~21.7 m 深度范围内,在 32.3~67.3 m 深度范围内,单位摩阻力变化幅度较小;TP6 最大单位摩阻力为 152 kPa,分布在 2.0~9.0 m 深度范围内,在 0~27.2 m 深度范围内,随着荷载增加,单位摩阻力变化幅度较大,而在 27.2~67.3 m 深度范围内,单位摩阻力变化幅度较平稳。海域 3 根试桩桩侧摩阻力标准值如表 5 所示。

表 5 海域试桩桩侧摩阻力标准值

Table 5 Standand values of pile side friction for sea area

地层	深度 范围/m	桩侧摩阻力实测值/kPa				规范值/ kPa
		TP4	TP5	TP6	平均值	
素填土	0~2.0	214	80	135	143	21~102
	2.0~9.0	238		152	195	
	9.0~16.3	170	131	130	144	
粉砂	16.3~21.7	116	167	111	131	22~86
淤泥质粉质黏土	21.7~27.2	84	157	95	112	
粉质黏土	27.2~32.2	74	113	83	90	
淤泥质粉质黏土	32.2~35.6	66	76	74	72	21~102
粉质黏土	35.6~41.6	52	53	70	59	
	41.6~47.1	50		61	56	
粉质黏土	47.1~55.3	46	41	59	48	
	55.3~63.5	40	38	64	47	
Ⅰ全风化花岗岩	63.5~67.3		41	87	67	120~140

从表 4 和表 5 可以看出:部分土层的极限侧阻力较现行规范<sup>[7]</sup>提供的经验参考值偏大,特别是 Ⅰ层和 Ⅰ层粉砂层更为明显。这主要是因成桩过程中桩身穿过粉砂层时出现塌孔后引起的扩径与粉砂土层处于不同深度及其密实状态的差异所致<sup>[19]</sup>。同时,部分土层的极限侧阻力较现行规范<sup>[7]</sup>提供的设计侧阻力偏小,特别是 Ⅰ全风化花岗岩和 Ⅱ强风化花岗岩层较为明显,主要是由于 Ⅰ层和 Ⅱ层位于近桩端处,可能由于泥皮较厚的原因所致。所以,采用冲孔法进行灌注桩施工时,应加强施工过程质量控制,尽量缩短成孔时间,以减少孔壁泥皮厚度;另外,需加强二次清孔,减少沉渣厚度,使得桩侧摩阻力和桩端阻力充

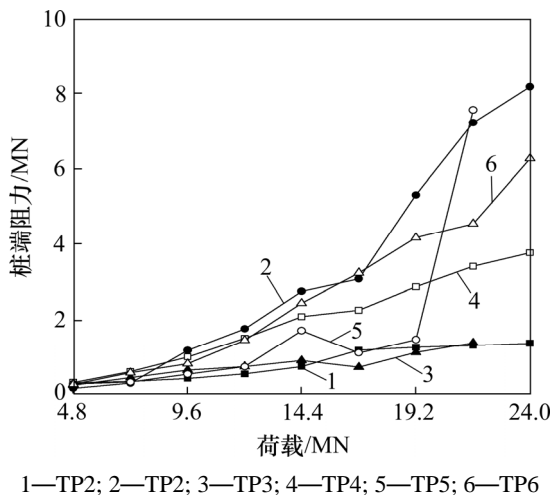


分发挥。

另外,对比表4和表5,海域试桩的桩侧摩阻力标准值比陆域要大得多,主要是由于强夯加固效果不同所致,一定程度上还取决于现场的地质条件和施工技术。陆域与海域地基土经过8 MN·m能级强夯后,虽然陆域和海域各3个检验点位的地基承载力均达到了250 kPa,但是强夯后陆域3个检验点的变形模量 $E_0$ 的平均值为25 MPa,海域3个检验点的变形模量 $E_0$ 的平均值为37 MPa<sup>[12]</sup>,与陆域相比,海域强夯后地基土的变形模量提高48%,桩侧土体的抗剪强度较高,桩侧摩阻力有了较大幅度提高。

#### 4.4 桩端阻力发挥特性

根据桩身及桩端内力测试结果,可得到6根试桩桩端阻力与桩顶荷载关系曲线,如图6所示。



1—TP2; 2—TP2; 3—TP3; 4—TP4; 5—TP5; 6—TP6

图6 试桩桩端阻力-桩顶荷载变化曲线

Fig. 6 Tip resistance-load curves of test piles

从图6可以看出:随着桩顶荷载的增加桩端阻力持续增大,但在加载初期,桩端阻力呈线性增长,增长速率较为平缓,说明此时主要为桩侧摩阻力发挥作用;随着桩顶荷载的不断增大,桩端阻力的增长速率逐渐增加,曲线渐渐变陡;在加载后期,桩端阻力迅速增大,桩端阻力开始发挥作用,TP2, TP5和TP6在端阻分布曲线上出现“台阶”状。

超长灌注桩的极限承载力通常是由桩顶沉降控制的。所以,超长灌注桩在达到极限荷载状态时,桩身下部的侧摩阻力和桩端阻力往往并没有充分发挥<sup>[17]</sup>。TP1和TP3的桩端阻力为各自极限承载力(24.0 MN和21.6 MN)的5.7%和6.4%。本文6根试桩的桩径、桩身材料相同,长径比、桩顶最大荷载及所处地层也基本相同,总体来说,海域试桩(TP4, TP5和TP6)比陆域试桩(TP1, TP2和TP3)桩端阻力发挥更充分,与

$Q-s$  曲线的判定结果一致,这主要由桩端持力层性质决定。通过对陆域和海域各选取1根试桩(陆域TP3、海域TP6)进行钻芯法检测,TP3和TP6桩端中风化花岗岩饱和单轴抗压强度平均值分别为63.4和91.1 MPa,可见桩端岩石饱和单轴抗压强度越高,桩端阻力发挥越充分。

## 5 结论

1) 针对广东软土地区修建的大型石油仓储工程,为了满足油罐对地基的要求,先采用强夯处理浅层土地基,然后采用超长冲孔灌注桩是可行的,承载力和沉降均能满足设计要求。

2) 在竖向荷载作用下,试桩荷载-沉降( $Q-s$ )曲线的变化较平缓,桩顶残余沉降量均在49%以上,最大的桩顶残余沉降达79.6%,桩顶回弹率介于20.4%~50.6%之间。

3) 根据荷载分担比例判断,本文试桩的荷载传递特性表现出一定的端承摩擦桩的特性,桩端反力只占总荷载很小一部分,陆域3根试桩为总荷载的6%~34%,海域3根试桩为16%~35%,海域试桩比陆域试桩桩端阻力发挥更充分,证实了 $Q-s$ 曲线的判定结果。

4) 在竖向荷载作用下,超长桩侧摩阻力和桩端阻力的发挥具有异步性,即荷载传递性状为侧阻力先于端阻力发挥,荷载主要由桩侧摩阻力提供反力承担,各层土桩侧摩阻力的发挥性状是不一致的,即先上层,后下层,而且,经过强夯处理浅层地基,桩侧摩阻力峰值发生在桩体中上部或浅部土层,即距桩顶(0.14~0.47)倍桩长的位置。

5) 实测桩侧部分土层极限侧摩阻力比JGJ 94—2008“建筑桩基技术规范”的推荐值要大,该类工程的桩基设计时可适当提高侧摩阻力取值。

6) 先对填土进行强夯后施工桩的方法,强夯应处理到填土层底部,这样既可以消除浅部填土层的负摩阻力,又可以提高其抗剪强度,进而提高桩的侧摩阻力,桩的作用才能充分发挥。

#### 参考文献:

- [1] 牛绍卿,魏建明,张金利,等. 超长桩承载性状特征分析[J]. 岩土工程界, 2006, 9(11): 25-26.  
NIU Shaoqin, WEI Jianming, ZHANG Jinli, et al. Characteristics of overlength pile bearing properties[J]. Geotechnical Engineering World, 2006, 9(11): 25-26.
- [2] 钟闻华,石名磊,刘松玉. 超长桩荷载传递性状研究[J]. 岩土

- 力学, 2005, 26(2): 307-318.  
ZHONG Wenhua, SHI Minglei, LIU Songyu. Load transfer performance of overlength pile[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(2): 307-318.
- [3] 张忠苗. 桩基工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007: 10-15.  
ZHANG Zhongmiao. Pile foundations engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2007: 10-15.
- [4] 赵明华, 邹新军, 刘齐建. 洞庭湖软土地区大直径超长灌注桩竖向承载力试验研究[J]. 土木工程学报, 2004, 10(37): 63-67.  
ZHAO Minghua, ZOU Xinjun, LIU Qijian. Experimental research on vertical bearing capacity of super-long bored piles in Dongting Lake soft area[J]. Chinese Journal of Civil Engineering, 2004, 10(37): 63-67.
- [5] 张帆, 龚维明, 戴国亮. 大直径超长灌注桩荷载传递机理的自平衡试验研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 4(28): 464-469.  
ZHANG Fan, GONG Weiming, DAI Guoliang. Experimental research on the load transfer mechanism of super-long large diameter bored pile with the self-balanced load test method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 4(8): 464-469.
- [6] 徐先坤, 水伟厚, 陈国栋. 软土地区超长灌注桩竖向承载性能实测研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(增刊 2): 502-507.  
XU Xiankun, SHUI Weihou, CHEN Guodong. Vertical bearing capacity of super-long bored piles in soft soil area [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(Supp.2): 502-507.
- [7] JGJ 94—2008, 建筑桩基技术规范[S].  
JGJ 94—2008, Technical code for building pile foundations[S].
- [8] 史佩栋, 梁晋渝. 大直径灌注桩的产生、发展与前景[J]. 工业建筑, 1993(12): 3-11.  
SHI Peidong, LIANG Jiyu. Emergence, development and prospect of large diameter cast-in-situ pile[J]. Industrial Construction, 1993(12): 3-11.
- [9] 唐胡乐. 超长灌注桩桩身压缩量对单桩抗压静载结果的影响[J]. 岩土工程界, 2005, 12(8): 29-30.  
TANG Hule. The effect of self-deformation of super-long bored piles to compressive static load test[J]. Geotechnical Engineering World, 2005, 12(8): 29-30.
- [10] 王建军, 彭振斌, 刘睦峰, 等. 大口径超深孔桩基轴向静荷载试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2011, 42(5): 1419-1424.  
WANG Jianjun, PENG Zhenbin, LIU Mufeng, et al. Diameter axial static loading test about large-diameter ultra-deep-hole pile foundation[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2011, 42(5): 1419-1424.
- [11] 裴捷, 水伟厚, 曹晖. 上海软土地基长桩荷载传递新模型[J]. 工业建筑, 2005, 35(7): 50-54.  
PEI Jie, SHUI Weihou, CAO Hui. New model of long pile load transfer for soft foundation in shanghai[J]. Industrial Construction, 2005, 35(7): 50-54.
- [12] 廖天辉. 18 000 kN·m 强夯处理深厚填土地基与超长灌注桩原位试验研究[D]. 青岛: 青岛理工大学土木工程学院, 2009: 23-48.  
LIAO Tianhui. Handle the deep back-filled foundation with 18 000 kN·m HELDC and the situ test research in super-long bored pile[D]. Qingdao: Qingdao Technological University. School of Civil Engineering, 2009: 23-48.
- [13] JGJ 106—2003, 建筑基桩检测技术规范[S].  
JGJ 106 — 2003, Technical code for testing of building foundation piles[S].
- [14] 刘福天, 赵春风, 吴杰, 等. 常州地区大直径钻孔灌注桩承载性状及尺寸效应试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(4): 858-864.  
LIU Futian, ZHAO Chunfeng, WU Jie, et al. Experimental research on bearing behavior and size effect of large diameter bored cast-in-situ-piles in Changzhou area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(4): 858-864.
- [15] 史佩栋. 桩基工程手册(桩和桩基础手册)[M]. 北京: 人民交通出版社, 2008: 66-76.  
SHI Peidong. Pile foundations handbook (Pile and pile foundation handbook)[M]. Beijing: China Communications Press, 2008: 66-76.
- [16] 孙树礼. 大直径超长钻孔灌注桩承载特性试验研究[J]. 铁道工程学报, 2011(10): 66-71.  
SUN Shuli. Research on bearing characteristics of large-diameter and overlength bored pile[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2011(10): 66-71.
- [17] Poulos H G. Pile behavior theory and application[J]. Geotechnique, 1989, 39(3): 365-415.
- [18] 周代表. 软土地基超长桩工程性状分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(增刊): 87-90.  
ZHOU Daibiao. Research on over-length pile behavior in soft soil foundations[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(Supp): 87-90.
- [19] 冯忠居, 谢永利, 李哲, 等. 大直径超长钻孔灌注桩承载性状[J]. 交通运输工程学报, 2005, 5(1): 24-27.  
FENG Zhongju, XIE Yongli, LI Zhe, et al. Bearing property of large-diameter over-length nonplacement pile[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2005, 5(1): 24-27.

(编辑 杨幼平)