海洋高桩基础水平单调及循环加载现场试验

朱　斌[1,2]，杨永垚[1,2]，余振刚[3]，郭杰锋[1,2]，陈云敏[1,2]

（1. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点试验室，浙江 杭州 310058；2. 浙江大学岩土工程研究所，浙江 杭州 310058；
3. 中交第三航务工程局有限公司宁波分公司，浙江 宁波 315200）

摘　要：开展了海洋软黏土中 2 根大直径高桩基础的现场水平单调和循环加载试验，实测获得了桩顶荷载－位移关系、桩身变形和桩身弯矩及桩侧土压力和孔隙水压力，揭示了水平单调和循环荷载作用下桩土相互作用规律及桩基水平位移和桩身弯矩发展规律。利用实测桩身水平位移推算了桩周土反力，在此基础上提出了相应的双曲线型 $p-y$ 曲线，通过引进 Poulos 循环弱化模型建立了水平循环荷载作用下的桩基双曲线型 $p-y$ 曲线分析模型，水平单调及循环荷载作用下桩顶荷载－位移关系、桩身变形和桩身弯矩及桩侧土压力等计算结果与实测值均吻合良好。通过现场试验发现规范 $p-y$ 曲线法计算结果偏保守的主要原因是所采用的 $p-y$ 曲线的刚度偏小；不同时段的循环荷载对桩基循环累积变形有叠加效应。建议设计中应考虑桩基全寿命服役期内所承受的所有循环荷载的影响，对于重要工程应开展相应的现场水平加载试验，实测桩身水平位移或桩身弯矩，进而利用所推算的桩周土反力来分析桩基受力变形及承载力。

关键词：海洋高桩；单调荷载；循环荷载；现场试验

中图分类号：TU43　　**文献标识码**：A　　**文章编号**：1000－4548(2012)06－1028－10

作者简介：朱　斌(1977－　)，男，湖南岳阳人，副教授，主要从事近海与海洋岩土工程及环境土工等方面的教学和科研工作。E-mail: binzhu@zju.edu.cn。

Field tests on lateral monotonic and cyclic loadings of offshore elevated piles

ZHU Bin[1, 2], YANG Yong-yao[1, 2], YU Zhen-gang[3], GUO Jie-feng[1, 2], CHEN Yun-min[1, 2]

(1. MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. Ningbo Branch of CCCC Third Harbor Engineering Co., Ltd., Ningbo 315200, China)

Abstract: A series of field tests on lateral monotonic and cyclic loading are carried out for two offshore large-diameter elevated piles in soft marine clay. Force-displacement relationships of the pile heads, deformation and bending moment of the pile shaft as well as soil pressures and pore water pressures at the sides of the piles are measured. Based on the measured results, the soil-pile interaction and both of the deformation and the bending moment of the pile shaft under the lateral monotonic and cyclic loadings are studied. By calculating the soil reaction force based on the measured lateral displacement of the pile shaft, hyperbolic $p-y$ curves for the test elevated piles are presented, and then a Poulos reduction coefficient is introduced to give the hyperbolic $p-y$ curves under the lateral cyclic loading. Good agreement is found between the test results and the computed ones by the proposed hyperbolic $p-y$ curves method. The main reason why the results of API $p-y$ curves are underestimated is that the stiffness of the used $p-y$ curves is too small. It is also found that the cyclic loadings at different stages have superposition effect on the accumulative deformation of the pile shaft, and their influence on the pile foundation should include all cyclic loads during the whole life of service. It is recommended to carry out field tests on lateral loading to measure the lateral displacement or bending moment of the pile shaft to deduce more accurate soil reaction force or $p-y$ curves on the piles for an important project.

Key words: offshore elevated pile; monotonic loading; cyclic loading; field test

0　引　　言

桩基础是近海钻井平台、港口码头、输电塔、风

基金项目：国家自然科学基金项目（50979097，51179169）；中央高校基本科研业务费专项资金项目（2012FZA4019，2010KYJD006）；浙江省重点创新团队支持计划项目（2009R50050）

收稿日期：2011－06－14

电机组等结构物最常见的基础型式之一，其水平静载下的受力变形和风、浪循环荷载作用下的循环累积变形分析是其设计的重要内容之一，因而国内外大量学者开展了相关研究。Poulos 等[1-2]基于弹性理论推导出了桩顶位移和转角的计算公式。弹性地基反力法中的 m 法假定水平地基反力系数随深度呈线性增加[3]，分析过程简单，在国内外应用广泛，也是中国相关规范推荐的主要分析设计方法[4]。m 法在桩顶水平位移较小的情况下能较好地反映出桩的受力变形特性，在桩身水平位移较大、桩侧土体进入非线性状态时，其计算结果与实测结果有一定的差异，且该差异随着荷载的增大而逐渐增大[5]。目前 p－y 曲线法是发达国家最常用的桩基水平受力变形分析方法，它考虑了桩土间的非线性相互作用，适合于桩基水平大变形分析。

软黏土海床地基广泛分布于中国近海区域。Matlock[6]最早提出了软黏土的 p－y 曲线计算方法，被美国 API 规范采用，Reese 等[7]又提出了硬黏土中的 p－y 曲线计算方法。国内学者也对 p－y 曲线法进行了改进。王惠初等[8]提出了一种适合软黏土的统一 p－y 曲线法。章连洋等[9]通过室内模型试验，对 Matlock、Reese 等的黏性土 p－y 曲线计算方法以及统一法进行了改进。

海洋高桩基础还要承受波浪、风暴潮、船舶停靠等产生的水平循环荷载。大量试验表明，循环荷载对桩土相互作用有较大的影响。Andersen 等[10]通过室内三轴试验研究发现海洋软黏土存在显著的循环弱化现象。Vucetic 等[11]认为，循环荷载将弱化黏土结构，改变孔隙水压力并且降低土的刚度和强度，同时研究了超固结比（OCR）对黏性土循环剪切模量（cyclic shear modulus）降低的影响。Poulos[12]提出考虑桩周土体刚度和强度随循环次数衰减并采用 p－y 曲线法分析桩基水平循环累积变形的分析方法，同时根据已有研究成果建议了循环条件下桩周土体刚度和强度弱化因子的计算曲线。Basack 等[13]开展了桩基小比例模型试验，并建议了循环弱化因子。

虽然国内外大量学者针对水平单调和循环荷载作用下桩基的受力变形分析开展了相应的研究，然而由于开展海上现场桩基试验的困难，迄今关于水平荷载作用下海洋高桩基础的现场实测数据仍非常有限。鉴于国内目前海洋工程建设高潮的到来，亟待开展现场高桩基础水平加载试验，以检验现有国内外桩基水平受力变形分析方法，进一步揭示水平单调和循环荷载作用下桩土相互作用机理，并在此基础上提出更合理的桩基水平受力变形分析方法或有效途径，为国内海洋工程建设提供科学和技术支撑。

1　基本理论和分析方法

国内外学者提出了多种桩基 p－y 曲线分析模型，其中双曲线型 p－y 曲线模型形式较为简单，已逐渐受到重视[14-16]，其表达式如下：

$$p=\frac{y}{\dfrac{1}{k_{\mathrm{ini}}}+\dfrac{y}{p_{\mathrm{u}}}}\quad 。\tag{1}$$

式中　k_{ini} 为地基反力初始模量，$k_{\mathrm{ini}}=n_{\mathrm{h}}bz$，$n_{\mathrm{h}}$ 为地基土反力系数，可通过现场实测获得，初步计算时可根据规范 m 法中地基土水平抗力比例系数 m 值进行选取[17]；b 为桩径或边长；z 为距泥面深度；p_{u} 为桩周土的极限水平土反力，对于软黏土可按 API 规范中 Matlock 法计算，其值为以下两式计算结果的较小值：

$$\left.\begin{aligned}&p_{\mathrm{u}}=(3+\frac{\gamma'}{c_{\mathrm{u}}}z+\frac{Jz}{b})c_{\mathrm{u}}b\ ,\\&p_{\mathrm{u}}=9c_{\mathrm{u}}b\ 。\end{aligned}\right\}\tag{2}$$

其中，γ' 为深度 z 处地基土的平均有效重度；c_{u} 为地基土的不排水抗剪强度；J 为试验系数，一般取 0.5。

Poulos[12]认为考虑桩基水平加载速率影响，桩周土体刚度和极限桩周土反力应同时乘以如下放大系数：

$$D_{\mathrm{R}}=1-F_{\rho}\lg\frac{\lambda_{\mathrm{r}}}{\lambda}\quad 。\tag{3}$$

其中，F_{ρ} 是加载速率因子，在 0.05～0.3 之间变化，一般可取 0.1；λ_{r} 为静力加载参考加载速率；λ 为试验中的加载速率。

循环荷载作用下软黏土产生超静孔隙水压力的同时，土体模量和不排水抗剪强度均有所降低，桩－土相互作用应力极限值也因此有所降低。Poulos[12]认为，表达循环荷载对土参数影响的最方便方法是引入降低系数，这些系数表示承受循环荷载后的土参数与单次作用的静荷载下相应参数的比值。对土体模量和桩周土反力来说，其降低系数 D_{E} 和 D_{P} 可分别表示为

$$\left.\begin{aligned}&D_{\mathrm{E}}=E_{\mathrm{c}}/E_{\mathrm{s}}\ ,\\&D_{\mathrm{p}}=p_{\mathrm{yc}}/p_{\mathrm{ys}}\ 。\end{aligned}\right\}\tag{4}$$

式中，E_{c} 和 E_{s} 分别为循环荷载和单调荷载作用下的土体模量，p_{yc} 和 p_{ys} 分别为循环荷载和单调荷载作用下的桩周土反力。从目前研究来看，不排水条件下饱和黏土的降低系数和循环应变有关，表达式可写为[12]

$$D_{\mathrm{E}}=D_{\mathrm{p}}=N^{-t}\quad 。\tag{5}$$

其中，t 为与循环应变有关降低系数，受循环荷载水平、临界循环应变及土体模量的影响。Poulos[12]给出了旧金山湾淤泥的 t 值与循环应变比关系（如图 1），同时也建议了不同类型黏性土 $\varepsilon_{\mathrm{cr}}$ 的参考值，对于正常固结黏土为 0.01～0.02，对于极硬塑黏土，可能低于

0.002～0.001。ε_c 则按下式进行估算：

$$\varepsilon_c = 0.17\frac{\rho_c}{b} \quad , \tag{6}$$

其中，ρ_c 为循环位移幅值。

上述理论可通过自主开发的桩基水平变形分析程序 PY-program 实现[15]。

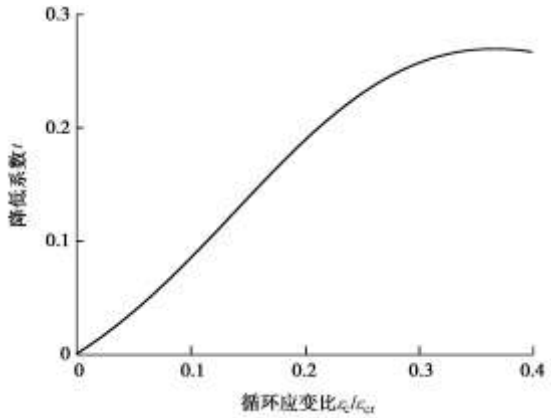


图 1 降低参数 t 值[12]

Fig. 1 Values of degradation parameter t

2 现场试验简介

本试验对象为舟山与大陆联网大跨越输电线路工程海上输电塔基础柔性护墩桩式防撞系统中的 2 根防撞桩(见图 2(a))。试验前预先搭设了表面标高为+2.90 m 的简易海上平台。试验桩剖面图如图 2（b）所示，桩顶标高为+4.00 m，试验时经现场测试 2 根试验桩的悬臂自由长度分别为 7.8，9.4 m。试验桩位于淤泥质粉质黏土层①及粉质黏土层②海床地基中，这两层地基土的主要物理力学性质指标如表 1 所示。

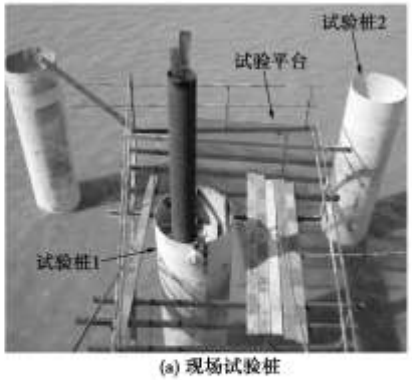
如图 3 所示，钢管混凝土试验桩桩长 40 m，桩径 1.42 m，钢管壁厚 16 mm，内部填充 C30 混凝土，由于施工需要，顶部 0.9 m 未浇注混凝土，至加载试验前混凝土已养护超过 28 d。水平力作用点标高为+3.10 m。试验桩 1 北侧，即在加载方向一侧埋设了 2 支土压力盒 N1 和 N2 以及 2 支孔压计，其中位于泥面上的孔压计 1 用于测试不同时刻的潮位，以修正潮位对孔压计 2 和各土压力盒测试结果的影响。试验桩 1 南侧，即背离加载方向一侧，在与土压力盒 N2 相同深度处埋设了 1 支土压力盒 S。钢管混凝土桩桩侧传感器（土压力盒及孔压计）安装及标定（水标法）预先在实验室完成。土压力盒和孔压计预先安装在 2 根内充混凝土的槽钢内，于试验前两天将槽钢分别紧贴桩侧静压至桩身两侧预定标高。各土压力盒和孔压计的具体位置如图 3（a）所示。试验桩 2 未埋设传感器。试验桩 1 在浇注内部混凝土时埋设了 12 对混凝土应变计和 2 只测斜管，分别用于测试水平加载试验过程中的桩身弯矩和桩身水平位移。混凝土应变计和测斜管布置图如图 4 所示。同一深度处一对混凝土应变计之间距离为 1.36 m。桩身弯矩可按下式计算：

$$M = EI\varepsilon / y \quad 。 \tag{7}$$

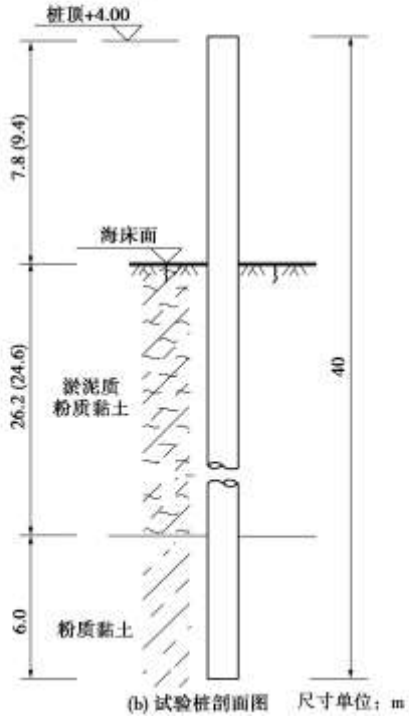
其中 ε 是实测桩身应变；y 取 0.68 m；桩身抗弯刚度 EI 根据“福建省工程建设地方标准”《钢管混凝土结构技术规程》(DBJ 13—51—2003)按下式计算：

$$EI = E_S I_S + \alpha E_C I_C \quad 。 \tag{8}$$

式中 E_S 及 E_C 分别为钢管和混凝土的弹性模量，本文取 E_S =210 GPa，E_C =30 GPa；I_S 及 I_C 分别为钢管和内部混凝土的截面惯性矩，圆形截面混凝土的系数 α 取 0.8。



(a) 现场试验桩



(b) 试验桩剖面图

图 2 现场试验桩及剖面图

Fig. 2 Test piles and pile section

如图 5 所示，2 根试验桩的水平加载试验依靠输电塔本体基础提供反力。本体基础由 53 根直径 2.5 m 的钢管混凝土桩组成，水平刚度很大，可以认为加载过程中无水平变形。试验桩水平位移由试验桩和反力

桩之间的钢尺收敛计进行测试。加载系统则由 2 根ϕ26 mm 钢丝绳、特制 40 t 手拉葫芦、连接板和轴力计等组成。通过手拉葫芦对试验桩施加水平荷载。轴力计、

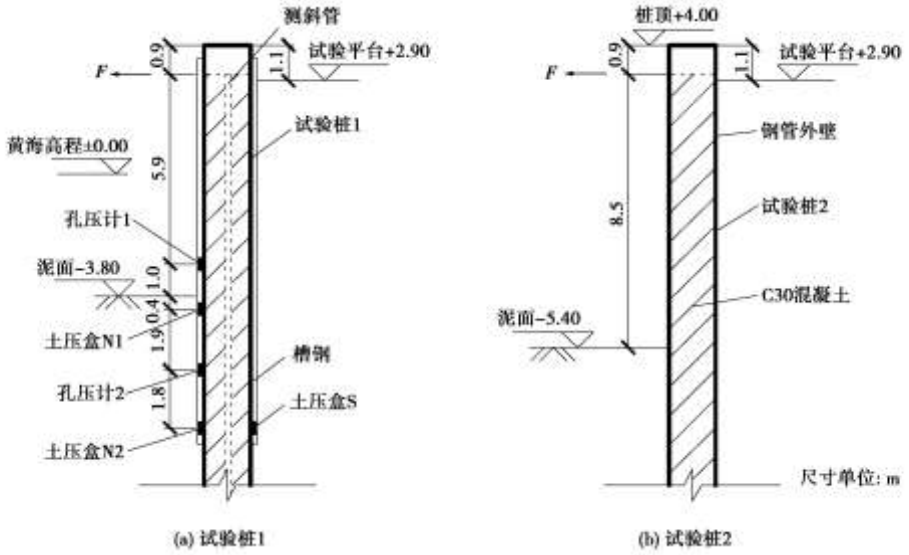


图 3　2 根试验桩剖面图

Fig. 3 Section of two test piles

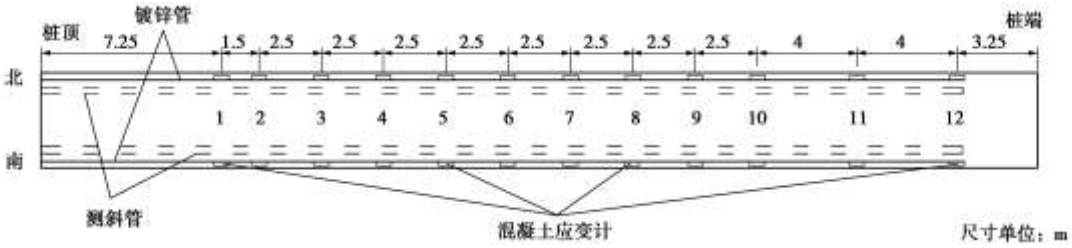


图 4　混凝土应变计布置图及测斜管埋设示意图

Fig. 4 Deposition of strain gauges and inclinometer tubes

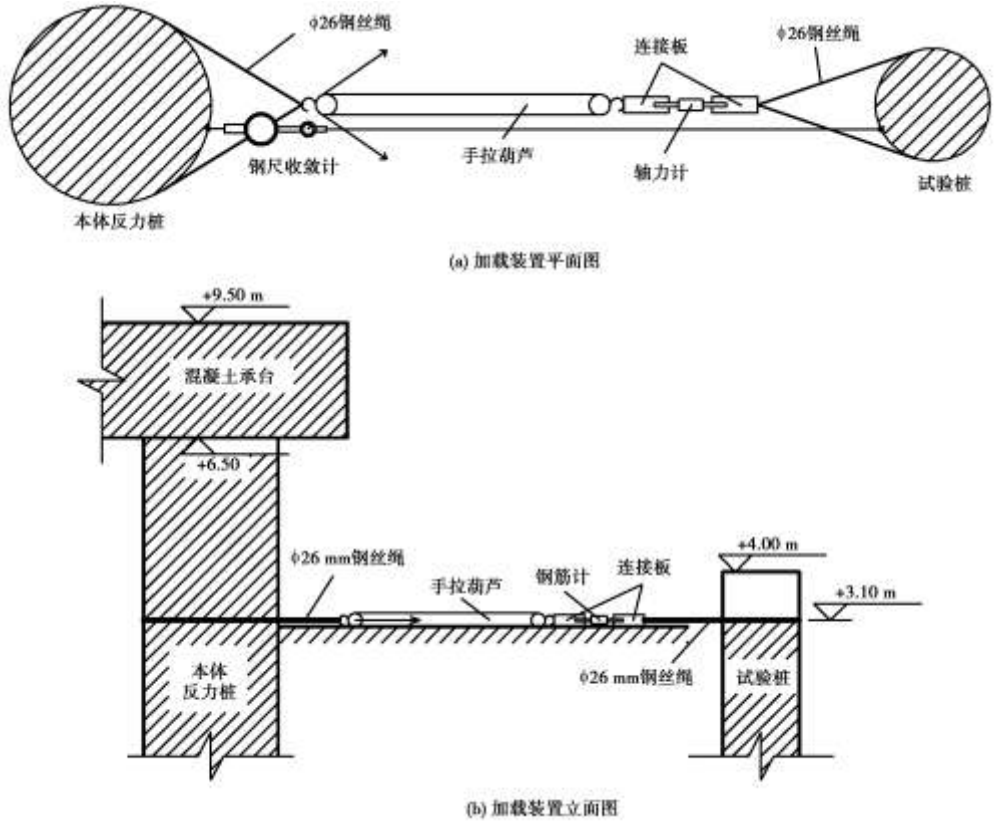


图 5 加载装置示意图

Fig. 5 Diagrammatic sketch of loading devices

表 1 防撞桩所在土层主要物理力学性质指标

Table 1 Main physical and mechanical properties of soils

土层编号	土层名称	饱和重度 γ/(kN m^{-3})	不固结不排水剪黏聚力 c_u/kPa	地基土水平抗力比例系数 m/(kN m^{-4})
1	淤泥质粉质黏土	17.4	15	2000
2	粉质黏土	18.9	60	8000

混凝土应变计、土压力盒、孔压计等数据通过自制数据采集箱和频率仪进行采集测试。

本文现场试验主要包括单桩水平单调加载试验和水平循环加载试验。其中#2 试验桩仅进行水平单调加载试验，试验过程中仅测量加载点的水平力和位移；而#1 试验桩则先进行较低荷载幅值的水平循环加载试验，然后进行较大荷载幅值的水平单调加载试验。

3 试验结果与分析

3.1 水平单调加载试验结果与分析

（1）水平单调加载试验结果

先对#1 试验桩进行水平循环加载试验，再进行单调加载试验，加载方案如图 6 所示，图中给出了加载过程中的潮位变化，潮位对桩侧土压力和孔压有影响。由于循环荷载幅值较之后的单调加载试验荷载值小，循环荷载试验不会对单调加载试验结果造成较大的影响[7]。海上试验环境恶劣，中国桩基测试规范中桩基水平加载试验方法历时较长、具体操作较为困难，因而现场试验采用了较快的加载方案。图 6 中的黑点表示该荷载步下测量了桩身应变、桩身曲率、桩身变形、桩侧土压力和孔隙水压力，在这些荷载步中维持加载点水平位移不变 15 min 后施加下一级荷载，而其它荷载步则仅维持加载点水平位移不变 4 min 后施加下一级荷载。对于每个荷载步，由于采用加载点水平位移控制，所作用荷载会缓慢减小，这里每级荷载值为该级荷载的初测值。每级荷载施加时间约 2 min，则单调加载时平均加载速率约 15 kN/min。

#1 试验桩实测加载点水平荷载－位移关系曲线如图 7 所示，93，154 kN 两个荷载步实测值为第一次循环加载时的实测值。#1 试验桩水平单调加载过程中，由测斜仪实测桩身曲率并根据测斜仪自带软件一次积分获得的每级荷载下的桩身水平位移如图 8 所示，加载点最大水平位移达 60 mm，泥面处最大水平位移约 25 mm。同时，桩身弯矩由混凝土应变计实测桩身应变按式（7）计算，计算结果如图 9 所示。当桩顶水平荷载大于 183 kN 时，10.35 m 深度的混凝土应变计失

效，所以图 9 中实测曲线出现断开。最大桩身弯矩约在泥面以下 3.4 m 左右，即位于泥面以下 2.5 倍桩径左右深度。

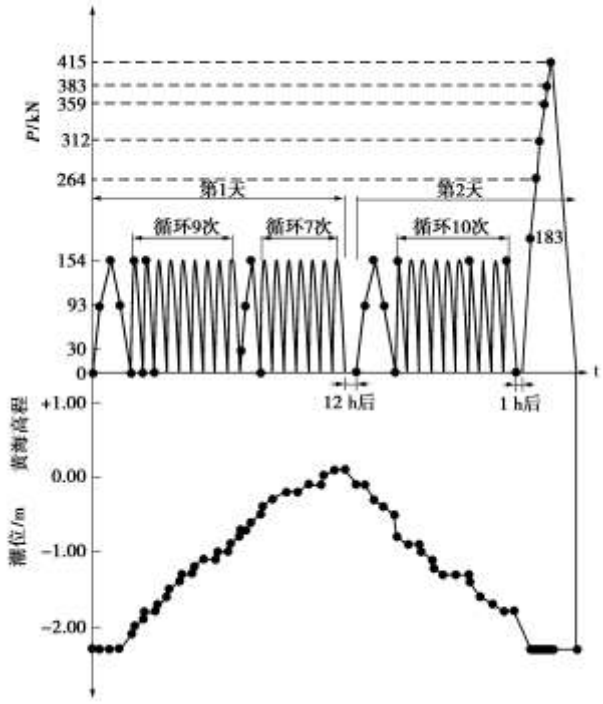


图 6 #1 试验桩加载步骤及相应潮位变化示意图

Fig. 6 Load steps of test pile No. 1 and the corresponding tidal changes

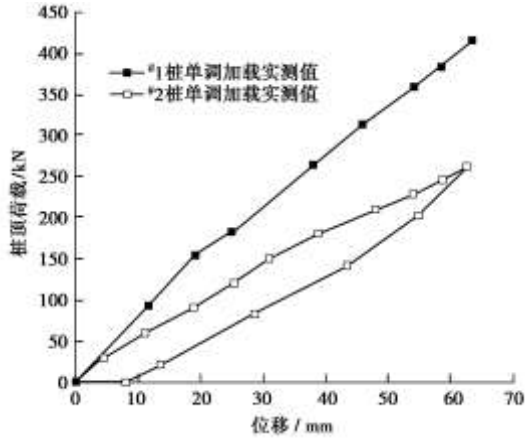


图 7 试验桩加载点荷载－位移曲线

Fig. 7 Load-displacement curves of test piles at loading point

#2 试验桩共分 10 级荷载进行水平单调加载试验，每级 30 kN。每级加载后维持荷载稳定并每间隔 5 min 测读一次，维持 15 min 后继续施加下一级荷载。加载至 270 kN 后卸载，卸载过程中每级荷载 60 kN 并维持 15 min，直到卸载至 0。因而加载过程中平均加载速率为 2 kN/min。测得#2 试验桩在加载和卸载过程中加载作用点的荷载－位移曲线如图 7 所示。

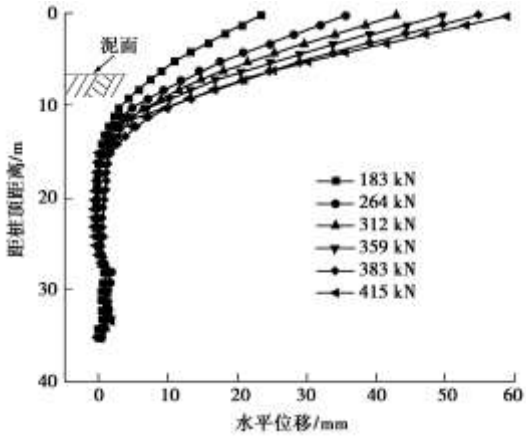


图 8 #1 桩实测桩身位移

Fig. 8 Measured displacement of pile No. 1

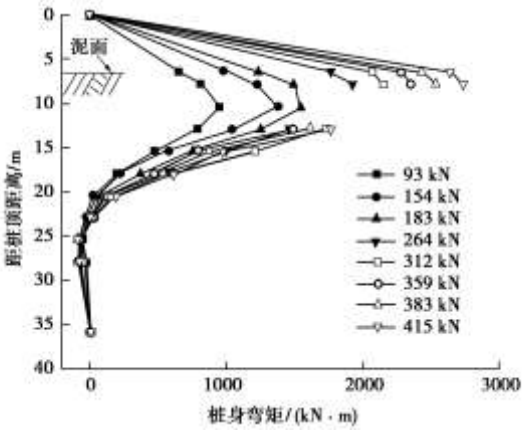


图 9 #1 桩实测桩身弯矩

Fig. 9 Measured bending moment of pile No. 1

（2）双曲线型 $p-y$ 曲线分析

考虑桩基水平加载速率影响，桩周土体刚度和极限桩周土反力应乘以式（3）的计算系数，其中 F_ρ 取 0.10；单调加载参考加载速率 λ_r 按桩基规范慢速维持加载法每级荷载至少维持 2 h 计算得 0.25 kN/min，由此计算得到#1 桩与#2 桩的加载速率修正系数分别为 1.1778 和 1.1084。

$p-y$ 曲线是反映桩周土对桩身抗力的一个综合指标，它受桩径、桩基刚度、截面形状、尺寸效应、桩头约束条件等多种因素的影响[18]。桩身位移、桩身弯矩及桩周土反力之间存在互推关系[15]，试验过程中可实测获得桩身位移和桩身弯矩，而桩周土反力仅能通过桩身位移和桩身弯矩进行推算，由桩身弯矩进行推算时结果更为理想，但本文桩身弯矩实测结果存在缺陷，因而由桩身变位推导了不同深度的桩周土反力随位移变化曲线（见图 10）。由于 $k_{ini}=p/y$，通过对小变形情况下不同深度土体的 k_{ini}/d（d 为桩径）进行拟合，得到 k_{ini}/d=5492 kN/m^3。这个综合参数包含了桩径、刚度、深度、荷载水平、加载高度、加载速率、

土类等因素的影响。土压盒 N2 位置处推算获得的桩周土极限反力 p_u =164.1 kN/m。采用 Matlock $p-y$ 曲线法计算值为 p_u =141.3 kN/m，考虑加载速率修正系数 1.1778，得到修正后的 p_u =166.5 kN/m，与推算结果较为接近，因而桩周土极限反力简单按 Matlock $p-y$ 曲线法取值，同时考虑加载速率的影响。基于上述 k_{ini} 和 p_u 值采用 PY-program 程序计算桩身变形、桩身弯矩以及桩周土反力。

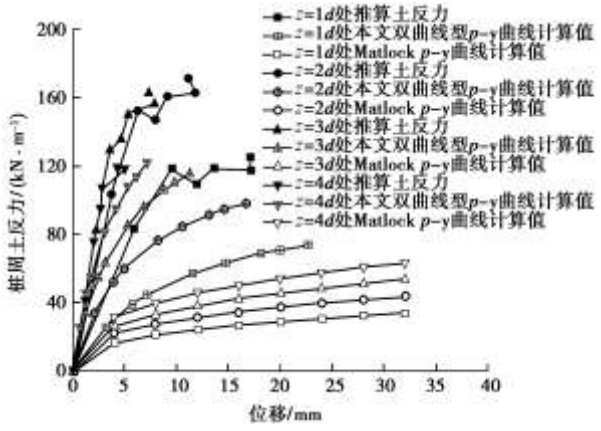


图 10 桩周土反力随位移变化

Fig. 10 Soil reaction against displacement of pile shaft

对于桩周土反力，图 10 给出了根据实测桩身水平位移的推算结果、本文双曲线型 $p-y$ 曲线结果和 API 规范建议的 Matlock $p-y$ 曲线计算结果。可以看出，规范 $p-y$ 曲线刚度远小于推算结果，本文双曲线型 $p-y$ 曲线计算结果在一定深度以下与推算结果较为吻合。图 11 为加载点的荷载－位移曲线，从图 11 中可以看出双曲线型 $p-y$ 曲线模型计算结果与实测结果吻合良好，而规范 $p-y$ 曲线法计算位移值偏大，尤其是当桩顶水平位移较大时。实测和计算的桩身弯矩和桩身水平位移对比分别如图 12，13 所示，可以发现，双曲线型 $p-y$ 曲线法和规范 m 法计算结果与实测结果较为一致。然而，规范 Matlock $p-y$ 曲线法计算的桩身最大弯矩和水平位移偏大，所计算的加载点水平位移甚至与实测值相差 1 倍，原因可能有以下 3 方面：①作为一种工程设计方法，规范 $p-y$ 曲线在一定程度上偏保守，也就是说其计算桩身水平位移和弯矩在一定程度上偏大；②海上地基土取样、运输和试验对软黏土会造成较大的扰动，从而使测定的 c_u 值远低于土体实际强度值，采用现场原位十字板试验获得软黏土的不排水剪强度可一定程度上避免这种情况[19]；③式（8）更适合于桩基发生较大水平变形的情况，所计算的桩身抗弯刚度一定程度上偏小。

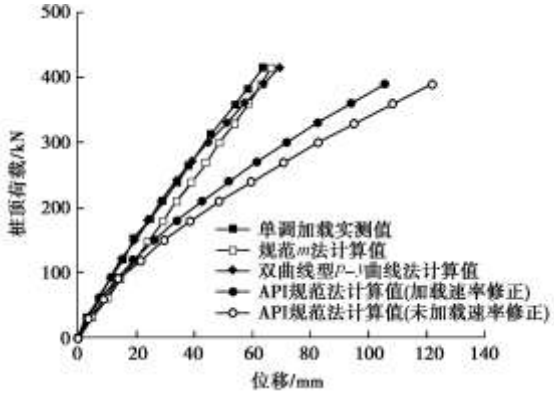


图 11 试验桩#1 桩顶荷载－位移曲线(加载速率 15 kN/min)

Fig. 11 Load-displacement curves of test pile No. 1

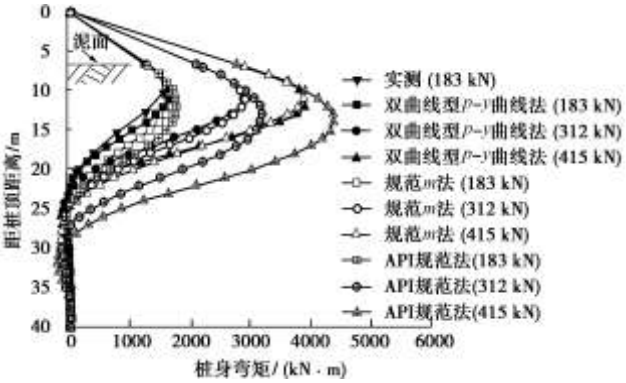


图 12 桩#1 桩身弯矩实测值与计算值比较

Fig. 12 Comparison of bending moment of pile shaft

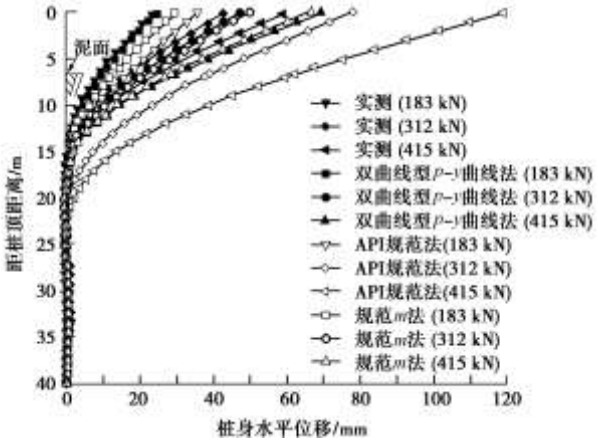


图 13 桩#1 桩身位移实值与计算值比较

Fig. 13 Comparison of lateral displacement of pile shaft

采用同样的双曲线型 $p-y$ 曲线计算桩 2 加载点荷载－位移曲线，并与规范 m 法和 API 规范中 Matlock $p-y$ 曲线法计算结果进行了比较，如图 14 所示。同样，双曲线型 $p-y$ 曲线法的计算结果与实测结果吻合较好。当桩基水平变形较小时，实测值与规范 $p-y$ 曲线法计算值吻合较好；但桩基水平变形较大时，规范 $p-y$ 曲线法计算结果偏保守。规范 m 法由于考虑桩周土为线弹性，当桩身水平变形较大时其计算加载点水

平位移值偏小。

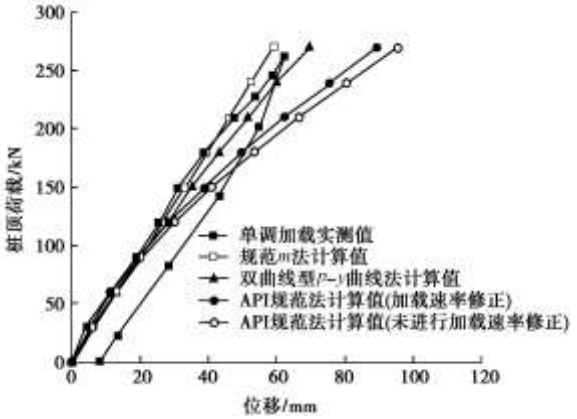


图 14 试验桩#2 单调加载加载点荷载－位移曲线

Fig. 14 Load-displacement curves of test pile No. 2

（3）桩周土压力和孔压试验结果分析

安装土压力盒和孔压计的槽钢在水平加载试验前两天沿加载方向紧贴试验桩两侧静压至指定标高。孔压计 1 位于泥面以上，从其实测结果可以看出试验过程中潮位的变化，为便于研究，将孔压计 2 及 3 只土压力盒实测值减去孔压计 1 实测值，即消除了潮位的影响，获得的潮位修正后的土压力和孔隙水压力随水平荷载变化曲线如图 15 所示。根据测斜仪实测不同桩顶水平荷载作用下的桩身水平位移，通过插值可得到土压力盒和孔压计所在位置的桩身水平位移，以孔压计 1 孔压值为参照进行潮位修正后的土压力和孔压随所在位置桩身水平位移变化曲线如图 16 所示。由于土压力盒 N1 和 N2 以及孔压计 2 位于加载方向一侧，因而其实测值随水平荷载的增加而增加，加载一侧桩周土中存在明显的孔压上升；土压力盒 S 所在深度与 N2 相同但位于加载方向另一侧，因而其实测值随水平荷载的增加而减小。桩顶水平荷载最大时土压力盒 S 的实测值较其所在位置水压力值（51 kPa）大，说明其所在位置桩土间并没有脱开，但土压力值已大为降低。土压力盒 N2 与 S 实测值的差值与所在位置的桩周土反力值密切相关，桩周土整体土反力应考虑桩基应力扩散范围的影响，即应考虑桩基的计算宽度。将该差值同规范 Matlock $p-y$ 曲线法计算桩周土反力/d 以及由实测桩身位移推算的桩周土反力/d 进行了比较，如图 17 所示。可以发现，实测土压力差值曲线的规律与推算桩周土反力/d 曲线的规律基本一致，只是相差约 1.5 倍，说明桩身计算宽度大于桩径，这与相关规范中的桩基计算宽度结果值是一致的。同时也可以发现，在实测桩身位移范围内，API 规范法计算的桩周土压力明显小于实测值。

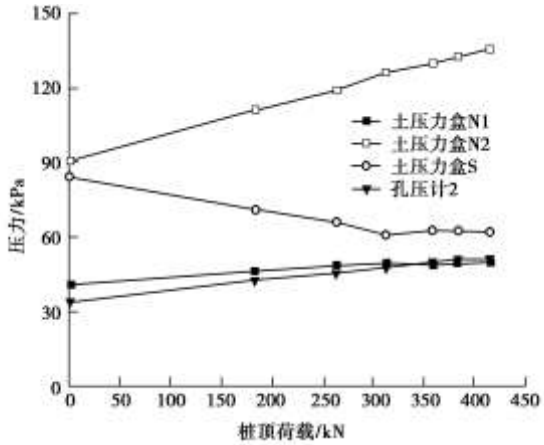


图 15 潮位修正后的土压力和孔压变化曲线

Fig. 15 Corrected soil pressures and pore water pressures

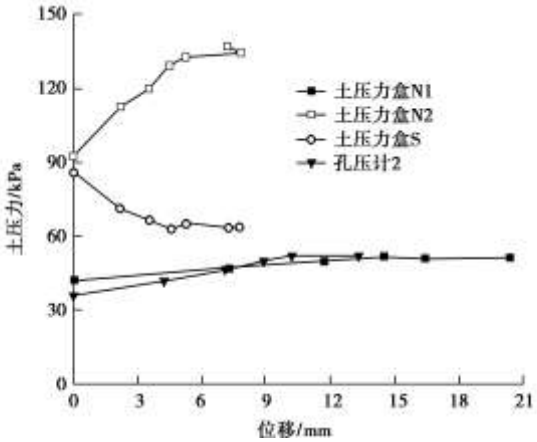


图 16 土压力和孔压随相应位置桩身水平位移变化

Fig. 16 Soil pressure and pore water pressure against displacement

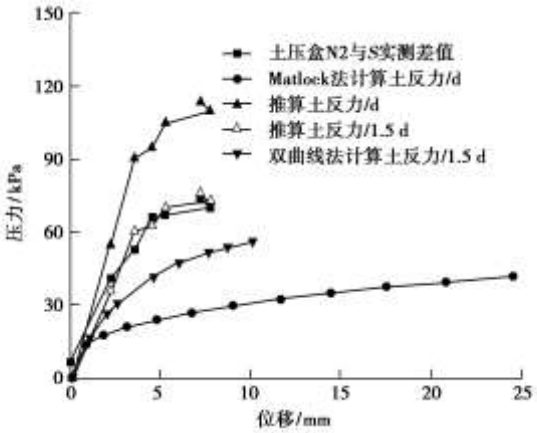


图 17 土压盒 N2 处土压力与位移关系

Fig. 17 Soil pressure against displacement at N2 for soil pressure transducer N2

3.2　水平循环加载试验结果与分析

试验桩#1 的水平循环加载试验分 2 d 进行，加载步骤如图 6 所示。最大荷载下加载点水平位移及卸载后加载点残余水平位移随循环次数的变化分别如图 18，19 所示。相对于防撞桩桩顶极限水平荷载（按桩身抗弯承载力计算约为 1300 kN），循环荷载幅值（154 kN）较小。第 1 天试验过程中桩顶水平循环累积变形

约在第 3 次循环后很快趋于稳定，加载点循环累积位移值约 2.4 mm。卸载后由于桩周土发生了塑性变形，加载点残余水平位移为 4～5 mm，在循环过程中基本未发生变化。第 1 天循环试验完成后，加载点残余水平位移有所恢复，然而在第 2 天循环荷载作用下加载点在第 1 天循环效应基础上继续发生循环累积变形及卸载后的残余水平位移，说明相邻两次风暴潮等阶段性水平循环荷载对桩基的循环累积变形有叠加效应。

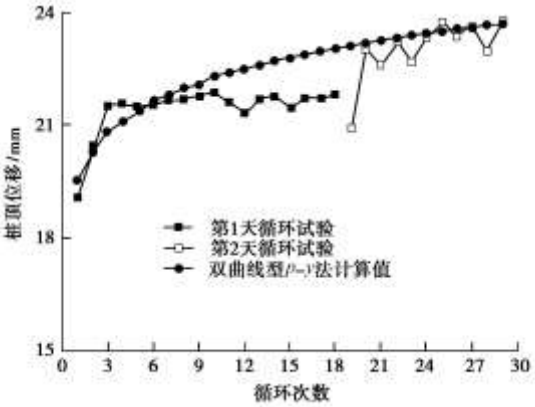


图 18 加载到 154 kN 后位移随循环次数变化

Fig. 18 Displacement of pile top against number of cycles

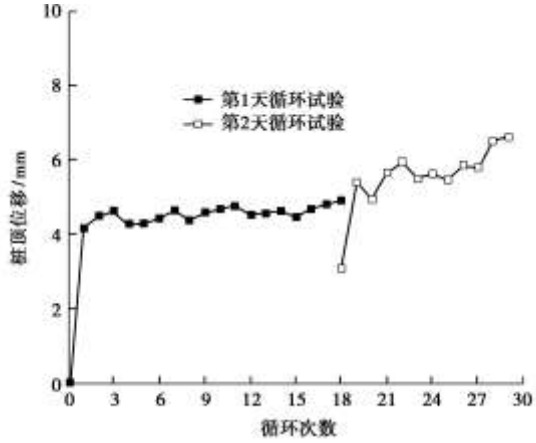


图 19 卸载到 0 后残余位移随循环次数变化

Fig. 19 Residual displacement against number of cycles

各次循环中，水平荷载幅值下的桩身弯矩及卸载后的桩身残余弯矩分别如图 20，21 所示。在同一天循环加载过程中，桩身最大弯矩及最大残余弯矩随着循环次数的增大而增大，说明桩周土发生了弱化。对于第 2 天的第一次循环，其桩身最大弯矩及最大残余弯矩均大于第一天的第一次循环的测试结果，却小于第 1 天的最后一次循环的测试结果，说明第 1 天循环试验完成后，桩身弯矩有所恢复，但随后随总循环次数增加而继续累积，这一规律与桩顶水平位移情况相似。

根据相关参数由图 1 中获得降低系数 t=0.14。从图 18 可以看出，对于这 29 次循环双曲线型 $p-y$ 曲线考虑循环效应的计算结果能基本反映实测曲线变化趋势。图 20 给出了双曲线型 $p-y$ 曲线、API 规范法对桩身弯矩计算结果与实测结果之间的比较，相对而言，引入 Poulos 循环弱化模型的双曲线型 $p-y$ 曲线法能较好地反映实测结果。

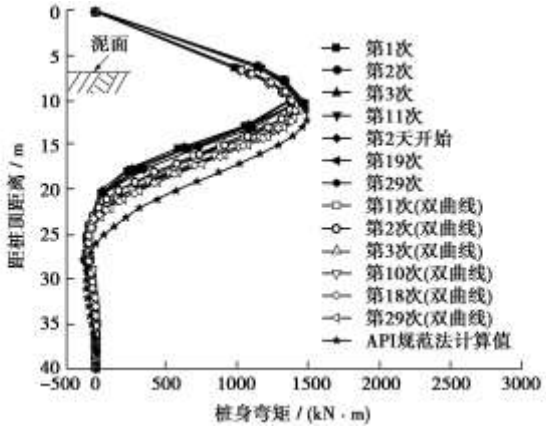


图 20 不同循环次数下加载到 154 kN 的桩身弯矩

Fig. 20 Bending moment against number of cycles

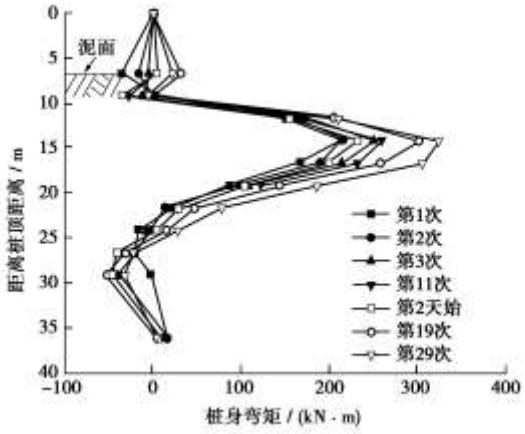


图 21 不同循环次数下卸载到 0 的桩身弯矩

Fig. 21 Residual bending moment when unloading to zero against number of cycles

2 d 的循环加载过程中，循环幅值下土压力盒 N2 和 S 实测差值随循环次数的变化如图 22 所示，可以看出对于连续的循环，桩周土压力在前几个循环中存在较大的弱化；而经过 12 h 停载后再次循环加载，桩周土压力几乎恢复至第 1 天的第 1 次循环中的桩周土压力值，之后随循环次数迅速弱化，并与总循环次数相关。说明对于连续的循环荷载，如一次风暴潮，桩周土压力将不断弱化；而下次风暴潮来临之前虽然桩周土初始压力有所恢复，但会很快弱化，并随总循环次数的增加而累积，存在循环叠加效应。因而海洋高桩基础的水平循环荷载应考虑整个服役期间内所承受的所有循环荷载，并进行叠加累积，仅考虑一次风暴潮或某段时间循环荷载较为保守。图 22 还将实测差值随循环次数变化同本文双曲线型 $p-y$ 曲线法计算桩周土压力、API 规范法及由各循环次数下实测桩身弯矩推算的桩周土压力值进行了比较。可以发现，几条曲线的变化规律基本一致，但 API 规范法的计算结果较小。另外，由于循环荷载幅值较小，计算宽度仅为

1 倍桩径左右，小于前文所述单调加载时荷载幅值较大情况下的 1.5 倍桩径。单调加载试验中，水平荷载较大，桩侧应力扩散范围也较大。

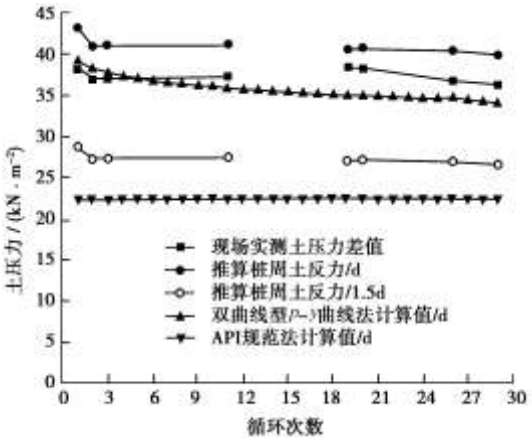


图 22 加载到 154 kN 时土压力随循环次数变化

Fig. 22 Soil pressure against number of cycles

4 讨　　论

桩身较大变形情况下钢管混凝土桩中混凝土开裂对桩基的受力变形性能有一定的影响。试验中观察到，随着水平荷载的增加距离加载点 10.35 m 处的桩身水平位移出现了突变，且 383，415 kN 荷载级的桩身水平位移曲线出现了交叉。可能是因为距离加载点 10.35 m 处的桩身弯矩较大导致桩身混凝土出现了开裂，从而造成桩身抗弯刚度降低、桩身水平位移急剧增大。试验过程中桩身混凝土应变计失效也可能是由于混凝土开裂所致。国内相关规范在计算桩身抗弯刚度时采用一定的折减系数来考虑这一情况，但不能针对不同荷载幅值予以分别考虑，因而可能一定程度上影响本文分析结果。进一步研究可采用混凝土应变相关的桩身抗弯刚度进行分析。

5 结论与建议

本文通过开展现场桩基础的水平单调和循环加载试验及相应的理论分析，获得了以下 6 点结论。

（1）规范建议的 Matlock $p-y$ 曲线法计算桩身最大弯矩幅值和所处深度及桩身最大水平位移偏大，主要原因是所采用的 $p-y$ 曲线模型的刚度偏小。

（2）对于本文试验桩，单调加载试验中桩周土反力约为桩侧正面土压力差与 1.5 倍桩径的乘积，这一系数与相关规范中桩基计算宽度所考虑的系数较为一致。

（3）不同时段的循环荷载对桩基循环累积变形有叠加效应，设计中应考虑桩基全寿命服役期内所承受的所有循环荷载的影响。

（4）单向循环加载后桩基存在较大的残余桩身弯矩和水平位移。

（5）本文采用根据桩身水平位移推算的桩周土反力来计算桩基受力变形，并引入 Poulos 循环弱化模型分析水平循环荷载作用下的桩身水平位移和桩身弯矩，均与实测值吻合良好。

（6）建议对于重要工程需开展监测桩身水平位移或桩身弯矩的现场桩基水平加载试验，推算获得较为真实的桩周土反力，并以此作为桩基水平受力变形和承载力分析设计的依据。

参考文献：

[1] POULOS H G. Behavior of laterally loaded piles: Isingle piles[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1971, **97**(5): 711－731.

[2] POULOS H G, DAVIS E H. Pile foundation analysis and design[M]. New York: Wiley, 1980: 166－177.

[3] ROWE P W. The single pile subject to horizontal force[J]. Géotechnique, 1956, **6**(2): 70－85.

[4] JTJ254—98 港口工程桩基规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2004. (JTJ254—98 Codes for pile foundation of harbor engineering[S]. Beijing: China Communications Press, 2004. (in Chinese))

[5] 刘俊生. 基于水平和倾斜载的桩基 *m* 法研究[D]. 天津: 天津大学, 2009. (LIU Jun-sheng. Study on pile *m* method based on the lateral load and inclined load[D]. Tianjin: Tianjin University, 2009. (in Chinese))

[6] MATLOCK H. Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay[C]// Proc 2nd Annu Offshore Tecnol Conf, 1970: 577－594.

[7] REESE L C, WELCH R C. Lateral loading of deep foundation in stiff clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, 1975, **101**(6): 633－649.

[8] 王惠初, 武冬青, 田　平. 黏土中横向静载桩 $p-y$ 曲线的一种新的统一法[J]. 河海大学学报, 1991, **19**(1): 9－17. (WANG Hui-chu, WU Dong-qing, TIAN Ping. A new united method of $p-y$ curves of laterally statically loaded piles in clay[J]. Journal of Hohai University, 1991, **19**(1): 9－17. (in Chinese))

[9] 章连洋, 陈竹昌. 计算黏性土 $p-y$ 曲线的方法[J]. 海洋工程, 1992, **10**(4): 50－58. (ZHANG Lian-yang, CHEN Zhu-chang. A new $p-y$ curve construction method in cohesive soil[J]. The Ocean Engineering, 1992, **10**(4): 50－58. (in Chinese))

[10] ANDERSEN K H, ROSENBRAND W F, BROWN S F, et al. Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE,

1980, **106**(5): 499－529.

[11] VUCETIC M, DOBRY R. Degradation of marine clays under cyclic loading[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. 1988, **114**(2): 133－149.

[12] POULOS H G. Single pile response to cyclic lateral load[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1982, **108**(3): 355－375.

[13] BASACK S, PURKAYASTHA R D. Behavior of single pile under lateral cyclic load in marine clay[J]. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), 2007, **8**(4): 443－458.

[14] KIM B T, KIM N, LEE W J, et al. Experimental load-transfer curves of laterally loaded piles in Nak-Dong River sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2004, **130**(4): 416－425.

[15] 朱 斌, 朱瑞燕, 罗 军, 等. 海洋高桩基础水平大变位性状模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010 **32**(4): 521－530. (ZHU Bin, ZHU Rui-yan, LUO Jun, et al. Model tests on characteristics of ocean and offshore elevated piles with large lateral deflection[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(4): 321－530. (in Chinese))

[16] 朱 斌, 孔令刚, 郭杰锋, 等. 高桩基础水平静载和撞击模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(10). (ZHU Bin, KONG Ling-gang, GUO Jie-feng, et al. Model test on elevated pile subjected to lateral static and impact loading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(10). (in Chinese))

[17] 朱 斌, 姜英伟, 陈仁朋, 等. 海上风电机组群桩基础关键问题的初步研究[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(增刊 1): 91－96. (ZHU Bin, JIANG Ying-wei, CHEN Ren-peng, et al. Investigation on pile group foundations for offshore wind turbines[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(S1): 91－96. (in Chinese))

[18] MOHAMED A M, NORRIS G. Modeling lateral soil-pile response based on soil-pile interaction[J]. Géotechnique, 2000, **126**(5): 420－427.

[19] 闫澍旺, 封晓伟, 侯晋芳, 等. 用十字板强度推算软黏土抗剪强度指标的方法及运用[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(12): 1805－1810. (YAN Shu-wang, FENG Xiao-wei, HOU Jin-fang, et al. Deduction and application of strength parameters of soft clay by use of vane strength[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(12): 1805－1810. (in Chinese))