

软土弯剪作用下大直径刚性桩水平承载性能试验

张明熠¹, 吕兆华², 杨建波³

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司, 上海 200092;

3. 河北昭远钢结构有限公司, 河北 衡水 053000)

摘要: 对软土中2根直径为0.90~1.09 m、埋深6.47 m的钢管单桩进行弯剪作用下的单向单循环快速维持荷载试验, 获得桩身弯矩和桩顶位移随荷载的变化情况, 探讨了桩周土地基加固对桩的水平承载能力的影响及刚性短柱法的适用性。试验结果表明: 桩身弯矩沿埋深呈现先增大后减小的趋势, 弯矩最大值出现在0.06~0.15倍埋深处; 荷载水平小于0.23时, 桩顶水平位移较未加固前减少20%~30%, 地基加固提高了桩的水平承载性能, 而荷载水平大于0.6以后, 地基加固的影响消失; 采用刚性短柱法的设计用钢量较实际需求多37%, 存在较大安全余量。

关键词: 大直径刚性桩; 水平承载性能; 原型试验; 高耸结构基础; 地基加固

中图分类号: TU473.1

文献标志码: A

Experiment on Lateral Load Capacities of Large-Diameter Rigid Pile Against Toppling Moment and Shear Forces Under Soft Soil Site Conditions

ZHANG Mingyi¹, LÜ Zhaohua², YANG Jianbo³

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Tongji Architectural Design (Group) Co. Ltd., Shanghai 200092, China; 3. Hebei Zhaoyuan Steel Structure Co. Ltd., Hengshui 053000, China)

Abstract: Two steel piles with an embedded depth of 6.47 m and diameters ranging from 0.9 m to 1.09 m were constructed under soft soil site conditions against toppling moment and shear forces by using the one-way single-cycle quick-maintain load method. The pile bending moments and the horizontal displacements of pile top were recorded for different load levels. The lateral bearing capacities with and without the soil stabilization were then compared and the accuracy of the rigid-short-column (RSC) method was evaluated. The test results show that the recorded bending moment quickly increases to the maximum at 0.06 to 0.15 times of the embedded depth, and then decreases along the

pile depth. When the load is less than 0.23, the displacements decrease by 20% to 30%, which are lower than those before soil stabilization, indicating that the soil stabilization improves the lateral load-bearing capacities of the piles. However, the positive influence of soil stabilization is not present when the load level is larger than 0.6. The steel consumption of piles designed by using the RSC method is 37% more than what is practically needed, indicating that this design method could be improved.

Key words: large-diameter rigid pile; lateral load capacity; prototype test; high-rise structure foundation; foundation reinforcement

近年来, 钢管单桩、筒式基础以其高效的传力方式、良好的抗弯剪性能以及便捷的施工条件逐渐成为单管通信塔、风力发电塔等高耸结构基础的选型趋势。由于此类基础直径大、结构刚度大、埋入深度相对较浅, 因此可将其看作刚性桩进行受力分析。应用于高耸结构领域的刚性桩与传统刚性桩受力有所不同, 除受水平剪力外, 巨大的弯矩荷载不可忽视。然而, 目前指导工程设计的刚性短柱法^[1]所采用的Petrashovits^[2]极限平衡受力模型, 仍然是基于传统小直径刚性桩仅受水平剪力的试验得到的, 此方法用于计算受弯矩、剪力共同作用的大直径刚性单桩的水平承载性能是否合理尚未有试验研究进行验证。

目前国内外研究刚性桩水平承载性能试验主要以受水平力为主。大直径刚性桩场地试验数据主要由液压千斤顶和位移计获得, Bhushan^[3]及Bierschwale^[4]分别对超固结砂质黏土和硬砂质黏土中直径为0.90~1.22 m、埋深为3.8~6.1 m的5根钻孔灌注桩进行水平加载, 以获得位移与荷载的关系; 为进一步获得桩侧土抗力沿深度方向的分布, 则需要借助于室内模型试验, Prasad^[5]对不同密实度的砂土中直径为0.1 m、埋深为1.1 m的钢管桩模

型进行了水平加载,通过桩侧布置的压力传感器获得了不同埋深对应的极限土抗力,推进了极限平衡法的发展;杨永焄^[6]采用压力传感器获得粉土中直径为 0.165 m、桩长为 2 m 的刚性桩模型桩侧土抗力试验值,并通过调整水平力加载高度,考虑了较小弯矩和剪力的共同作用,改进了 Prasad 的计算模型,但弯矩剪力比例远小于高耸结构的实际受力情况。

对于大直径刚性桩的水平承载力的原型试验研究,目前仅限于水平力加载作用下的柔性长桩,但获取桩身和桩侧受力情况的试验手段值得借鉴。朱照清^[7]在对淤泥质软土中直径为 1.7 m、埋深为 64 m 的钢管桩水平承载力进行试验研究时,采用钢结构应变计获得桩身应力,进而通过理论推导获得桩侧土抗力,一定程度上反映了桩侧受力沿深度分布的规律。朱斌^[8]对淤泥质软土中直径为 1.42 m、埋深为 32.2 m 的钢管混凝土桩进行水平单调和循环加载试验研究,利用混凝土应变计和少量土压力盒获得桩身弯矩和桩侧土抗力与位移和荷载的关系。

结合已有文献的试验手段,考虑到目前尚缺乏较大弯矩、剪力共同作用下大直径刚性桩水平承载性能的足尺原型试验,本文对软土中 2 根直径为 0.90~1.09 m、埋深为 6.47 m 的钢管单桩进行弯剪作用下的单向单循环快速维持荷载试验,获得桩身弯矩和桩顶位移随荷载的变化情况;同时探讨桩周土地基加固对桩的水平承载能力的影响,以及刚性短柱法对此类结构的适用性。为近年来单管通信塔、风力发电塔等高耸结构领域所应用的刚性桩基础的设计提供一定的参考依据。

1 原型试验

1.1 试验目的

对两根单管塔钢管单桩基础分别进行单调加、

表 1 地基土主要物理力学性质指标

Tab.1 Main physical and mechanical properties of soil

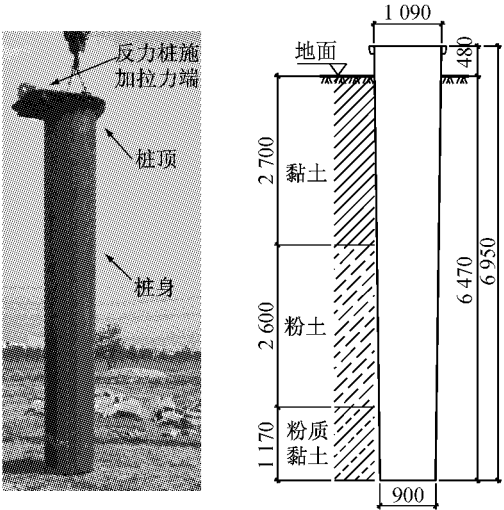
地层	深度/m	厚度/m	重度 γ / ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	液性指数 I_L	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	标贯击数 N
①黏土	2.7	2.7	18.4	0.53	40.0	5.4	4.2
②粉土	5.3	2.6	17.9	-0.03	23.4	8.6	8.3
③粉质黏土	15.2	9.9	19.1	0.66	29.1	9.2	6.5

为反映单管塔所受荷载中弯矩和剪力的真实情况,2 根桩上部均安装 5 节塔筒。根据表 2 提供的单管塔荷载数据,理论加载点应设在距离地面 24.5 m (即弯矩 M 与剪力 V 的比值)高度处。考虑拉锁固定点可操作性,用于施加拉力的钢丝绳顶端设置在试

卸载试验,测试桩周土地基加固前后其水平承载性能。通过测量钢桩沿深度方向的应变情况,得到典型单管塔弯剪荷载作用下的桩身弯矩,用以衡量现有地基水平承载力验算方法的适用性;通过测量桩顶水平位移,得到典型单管塔弯剪荷载作用下桩的荷载-位移曲线,用以衡量现有地基变形计算方法的适用性以及地基加固改良效果。

1.2 试件设计和安装

试验采用 2 根相同尺寸的钢管单桩,总桩长 6.95 m;埋入地面以下桩深 6.47 m;桩身带有一定锥度,桩顶直径 1.09 m;桩底直径 0.90 m;采用 Q345B 钢材,壁厚 10 mm;当其中 1 根桩作为试验桩时,另 1 根桩作为反力桩;钢管单桩如图 1 所示。



a 试件组成部分 b 尺寸及埋深范围土层情况

图 1 钢管单桩示意图(单位:mm)

Fig.1 Single steel pile screw(unit: mm)

试验桩位于黏土层、粉土及粉质黏土组成的软土地基中,试验场地范围内地层情况稳定,桩基埋深范围内无地下水,地基土主要参数如表 1 所示。

表 2 某单管塔基础设计荷载

Tab.2 Foundation design load of a certain communication monopole

荷载	弯矩 $M/(\text{kN} \cdot \text{m})$	剪力 V/kN	轴力 F/kN
标准值	1 087	44.3	108
设计值	1 522	62.0	151

验桩上部塔筒顶(标高+25.48 m),钢丝绳底端设置在反力桩顶端(标高+0.48 m);为了避免两桩之间土体相互影响(两桩中心间距 L 大于14倍桩径),以及钢丝绳竖向分力不得大于轴力设计值($L > 17.8$ m),同时考虑计算方便,建议 L 与加载高度相同,但由于实际施工误差, L 最终精确值为25.24 m.试验分两个工况,工况一中1#作为试验桩,2#作为反力桩;工况二中试验桩和反力桩功能对调.试件加载布置如图2所示.

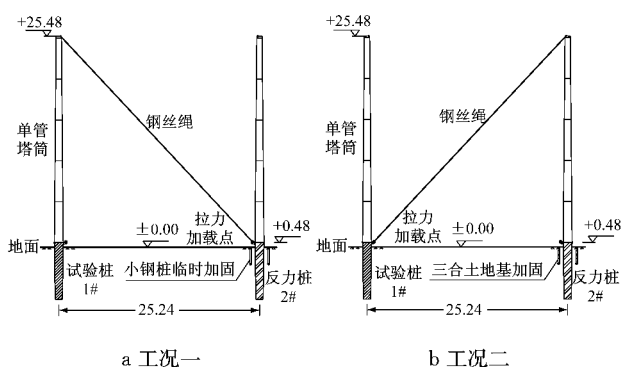


图2 试件加载示意图(单位:m)

Fig.2 Loading diagram of test specimens(unit: m)

考虑到在工况一试验时提供反力的2#桩周地基加固土体可能受到一定程度的破坏,为降低工况一试验对工况二试验所反映桩土关系真实性的影响,采用刚度相对土体较大的小钢桩(直径299 mm,埋深3 m,桩端有尖锥头)对工况一中的2#桩周进行临时加固,加固方式如图3所示.工况二试验中,采用正式地基加固方式,在拔出小钢桩所形成的空间(直径约0.3 m,埋深3 m)内分层填充、夯实三合土,砂、灰、土质量比为1:2:7.该措施可有效控制两工况实施顺序对试验结果的影响,详见2.3节.

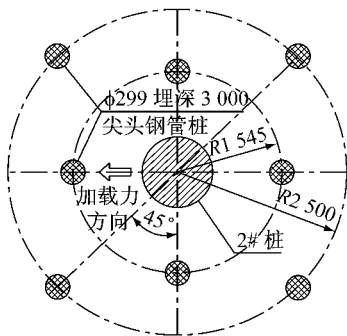


图3 工况一中2#桩周地基加固示意图(尺寸单位:mm)

Fig.3 Foundation reinforcement of 2# in Case 1(unit: mm)

1.3 测点布置

桩身应变测量仪器采用电阻式应变片,在加载

方向所在立面,沿深度方向布置10个测断面,每个测断面对称布置2个单向应变片在筒壁内侧,共20个应变片中,受压侧编号为a0~a9,受拉侧编号为b0~b9,测点布置如图4a所示.应变片采用1/4桥接线法,每10个通道布置一个温度补偿片位于地面遮阳处.所有应变测量仪器调试完毕后,采用石棉包裹后点焊薄壁型钢进行保护^[7],薄壁型钢间隔点焊以避免其对结构起到额外加固作用,应变片及其导线均排布在型钢与筒壁之间形成的保护区内部,电缆缠绕于钢筋短柱做固定,保护措施如图4b,c所示.1#和2#两桩测点布置情况完全相同.

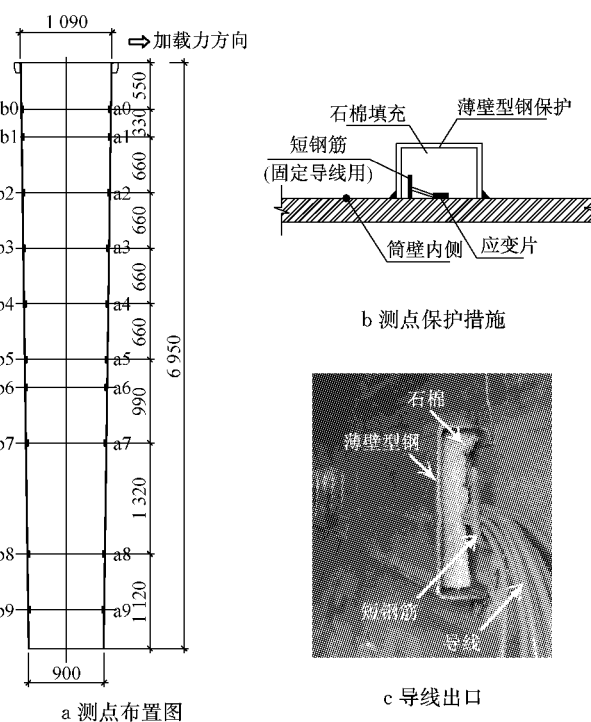


图4 应变测点布置及保护(单位:mm)

Fig.4 Location and protection of strain gauges(unit: mm)

水平位移测量仪器采用4只位移计对称安装在加载方向的两个标高处,分别编号为La, Lb, Ra, Rb,采用小直径钢管作为基准桩,其上设置工字钢作为基准梁,位移计布置于基准梁上,由于条件限制,1#和2#桩位移计布置标高有所不同,见图5.

1.4 加载设备与加载制度

拉力加载设备采用30 t手拉葫芦,拉力测量设备采用20 t无线数传式吊钩秤,吊钩秤数据可远程实时测读.手拉葫芦、吊钩秤与钢丝绳串联,连接于反力桩顶加载端,同时设置钢丝绳防崩断体系,采用放松状态的细钢丝绳连接塔筒顶与桩顶并分段固定于主要受拉钢丝绳上,加载设备如图6所示.

鉴于目前尚缺乏针对高耸结构桩基础的规范试

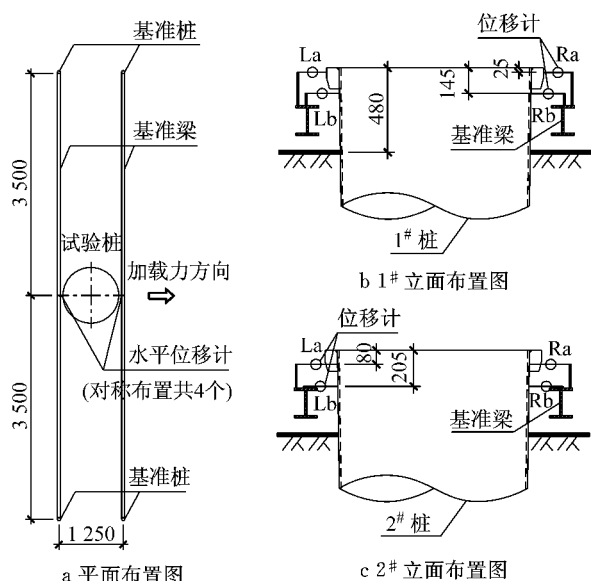


图 5 位移测点布置图(单位:mm)

Fig.5 Location of displacement gauges(unit: mm)

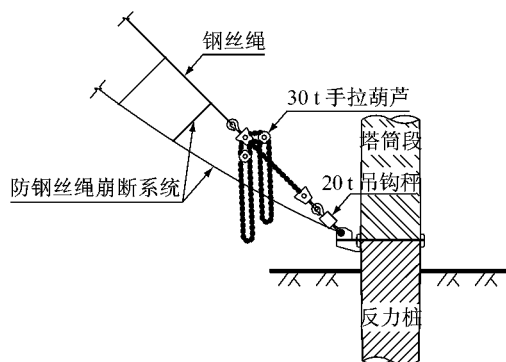


图 6 加载设备图

Fig.6 Arrangement of loading equipment

验方法,根据《建筑基桩检测技术规范(JGJ 106—2014)》^[9]中 6.3 节条文说明有关现场检测的规定,由于单向多循环荷载的施加会给桩身内力测试带来不稳定因素,为保证测试质量,建议采用维持荷载法,考虑到现场加载时间的限制,可参照港口工程桩基的水平承载力试验方法,采用更短时间的快速维持荷载法.本试验参考《港口工程桩基静荷载试验规范(JTJ 255—2002)》^[10]和《港口工程桩基规范(JTS 167-4—2012)》^[11]的相关加载机制,提出单向单循环快速维持荷载法.根据 1.2 节可计算加载达到设计荷载标准值时所对应的索拉力 $T \approx 62.7$ kN,达到荷载设计值时对应索拉力 $T \approx 87.2$ kN,预估最大加载量 $T_{\max} = 98$ kN,分级加载 $T_1 = T_{\max}/10 = 9.8$ kN,分级卸载量 $T_s = 19.6$ kN.加载时每级荷载维持时间为 30~60 min,荷载施加后的 0,5,15,30 min(45, 60 min)测读数据,当每级加载的最后 15 min 时间间隔的桩顶水平位移增量小于前 15 min 时间间隔的

水平位移增量时,再施加下一级荷载.卸载时每级荷载维持 15 min,第 0,5,10,15 min 测读数据,卸载完毕后第 0,5,10,15,30,45 min 测读数据.通过 DH3816 数据采集仪收集应变片和位移计数据,同步记录桩身应变、桩顶水平位移.

1.5 塔顶加载点水平位移

由于本试验采用钢丝绳在塔顶产生的斜向拉力给试验桩顶施加弯矩、剪力和轴力,考虑到钢结构单管塔筒属于柔性结构,且加载点高度达 24.48 m,其因轴力二阶效应产生的桩顶弯矩会对试验荷载存在一定影响;因此在垂直于钢丝绳拉力方向的安全距离处布置 1 台经纬仪对试验桩上部塔顶偏转角进行量测,以获得塔顶加载点水平位移随外荷载的变化情况.工况一和工况二时经纬仪与单管塔测量距离分别为 45.0 m 和 52.3 m.

2 试验结果及分析

2.1 二阶效应对弯矩荷载的影响

二阶效应对弯矩荷载的影响包括塔顶竖向分力引起的轴力二阶效应和塔筒的重力二阶效应.

采用 1.5 节测量措施,获得塔顶加载点实测水平位移 Δ_{test} ,并计算考虑轴力二阶效应后弯矩增加的比例 Δ_F ;采用 Sap 2000 模拟试验进行加载,分析得塔顶位移达到 Δ_{test} 时,计算考虑塔筒重力二阶效应后弯矩的增加比例 Δ_G .最终获得考虑两种二阶效应的弯矩增加比例 $\Delta_F + \Delta_G$,并采用公式(1)计算实际弯矩值 M_Δ ,计算结果如表 3 和表 4 所示.

$$M_\Delta = M_d(1 + \Delta_F + \Delta_G) \quad (1)$$

式中: M_d 为理论弯矩值, $M_d = (T/\sqrt{2}) \times 25.48$ m.

表 3 工况一实际弯矩荷载

荷载等级	$\Delta_{\text{test}}/\text{mm}$	$M_d/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$\Delta_F/\%$	$\Delta_G/\%$	$(\Delta_F + \Delta_G)/\%$	$M_\Delta/(\text{kN} \cdot \text{m})$
1	107	127.1	0.4	2.4	2.8	130.6
2	205	303.7	0.8	1.9	2.7	311.8
3	306	480.3	1.2	1.8	3.0	494.5
4	401	656.8	1.6	1.7	3.3	678.3
5	503	833.4	2.0	1.7	3.7	864.3
6	604	1 010.0	2.4	1.7	4.1	1 051.4
7	712	1 186.5	2.8	1.7	4.5	1 240.2

从表 3、表 4 可以看出,轴力二阶效应对弯矩荷载的增加比例从 0.4% 增长到 3.2%;随着荷载等级的增加,重力二阶效应对弯矩的影响逐渐小于轴力二阶效应的影响.总体而言,二阶效应对弯矩荷载有一定影响,在 2%~5% 范围以内,本文各加载等级对

应的实际弯矩按表 3、表 4 中的 M_{Δ} 取值。

表 4 工况二实际弯矩荷载

Tab. 4 Actual value of bending moment in Case 2

荷载等级	$\Delta_{\text{rest}}/\text{mm}$	$M_{\Delta}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$\Delta_F/\%$	$\Delta_G/\%$	$(\Delta_F + \Delta_G)/\%$	$M_{\Delta}/(\text{kN} \cdot \text{m})$
1	101	178.3	0.4	1.6	2.0	181.8
2	164	304.6	0.6	1.5	2.1	311.1
3	269	482.9	1.1	1.5	2.6	495.4
4	373	654.2	1.5	1.6	3.0	674.0
5	482	831.6	1.9	1.6	3.5	861.0
6	589	1 006.4	2.3	1.7	4.0	1 046.4
7	701	1 180.4	2.7	1.7	4.4	1 232.9
8	824	1 354.3	3.2	1.7	5.0	1 421.7

2.2 桩身弯矩

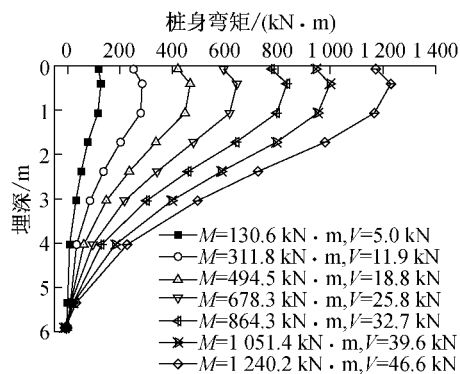
为消除温度、轴力引起拉、压应变的影响,试验采集测断面处的拉应变 ϵ_1 和压应变 ϵ_2 ,得到该测断面弯曲应变 $\Delta\epsilon = \epsilon_1 - \epsilon_2$,则该截面弯矩为

$$M = EI \Delta\epsilon / D_h \quad (2)$$

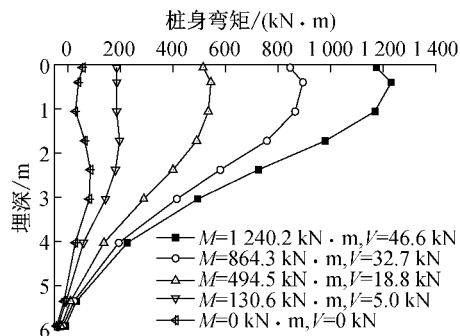
式中: E 为钢材弹性模量; I 为全截面对中性轴惯性矩; D_h 为拉压测点间距,即该测断面处钢桩内径,桩身锥度约 0.01 对应变大小的影响忽略不计。采用公式(2)对测点数据进行处理。

工况一时,吊钩秤初始拉力值 $T = 2.7 \text{ kN}$,第一级加载至 $T = 9.8 \text{ kN}$,之后每级增加 9.8 kN ,由于加载设备条件限制,实际加载最大值 $T_{\text{max}} = 68.6 \text{ kN}$,为设计荷载标准值的 1.1 倍。加载时,每级荷载作用下,随着维持时间的增加,弯矩呈缓慢减小趋势,原因是随着桩顶位移的发展,钢丝绳出现一定程度的放松,使得加载力缓慢减小。同理,卸载的每一级荷载维持过程中,由于土体的回弹,弯矩呈缓慢增长趋势。因此,取每级加、卸载后的首批采集测点值,以反映荷载与桩身弯矩真实关系。1# 桩作为试验桩,在较大弯矩和剪力作用下,桩身弯矩沿深度方向呈现先增大后减小的趋势,弯矩极值点出现在 0.4~1.0 m 埋深范围,3.37 m 埋深处测点损坏,未列入弯矩图;各级加、卸荷载作用下桩身弯矩变化趋势相近,卸载后有一定残余弯曲应力,桩身弯矩曲线如图 7a,b 所示;测点埋深位置比(指测点埋深与基础埋深的比值)为 0.06 时,桩身弯矩增长幅度最大,其相邻两测点埋深位置比为 0.01 和 0.16 的弯矩增长幅度相近,其余测点的弯矩增长幅度随着埋深的增加而降低,如图 7c 所示。

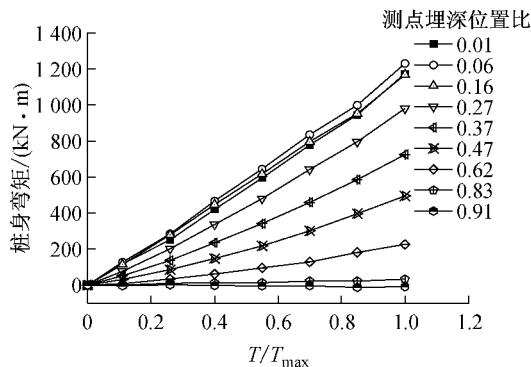
工况二时,吊钩秤初始拉力值 $T = 3.1 \text{ kN}$,第一级加载至 12.9 kN ,第二级加载至 19.6 kN ,之后每级增加 9.8 kN ,实际加载最大值 $T_{\text{max}} = 78.4 \text{ kN}$,为设计荷载标准值的 1.25 倍。2# 桩作为试验桩,在施



a 1# 桩身弯矩(加载)



b 1# 桩身弯矩(卸载)



c 1# 桩身弯矩-荷载关系

图 7 工况一试验桩桩身弯矩

Fig. 7 Test pile moment in Case 1

加荷载水平较低时(第 1,2 级),桩身弯矩沿深度方向呈现先增大后减小的趋势,弯矩极值点出现在 0.4~1.0 m 埋深范围;加载后期(第 3 级以后),桩身弯矩沿深度方向逐渐减小,无极大值点,最值点出现在桩顶泥面处;卸载时,1.72 m 埋深处弯矩恢复较其他深度放缓,有残余弯曲应力,如图 8a,b 所示;测点埋深位置比为 0.06 处的桩身弯矩在荷载水平 (T/T_{max}) 0.36 以后的增长幅度有所降低,小于埋深位置比 0.01 处弯矩,与工况一有所不同,是由于加固土强度随着荷载水平增加发生变化所致,如图 8c 所示。

工况一与工况二的试验桩主要区别在于后者进行了地基处理。图 9 为各加载级作用下工况一(C1)

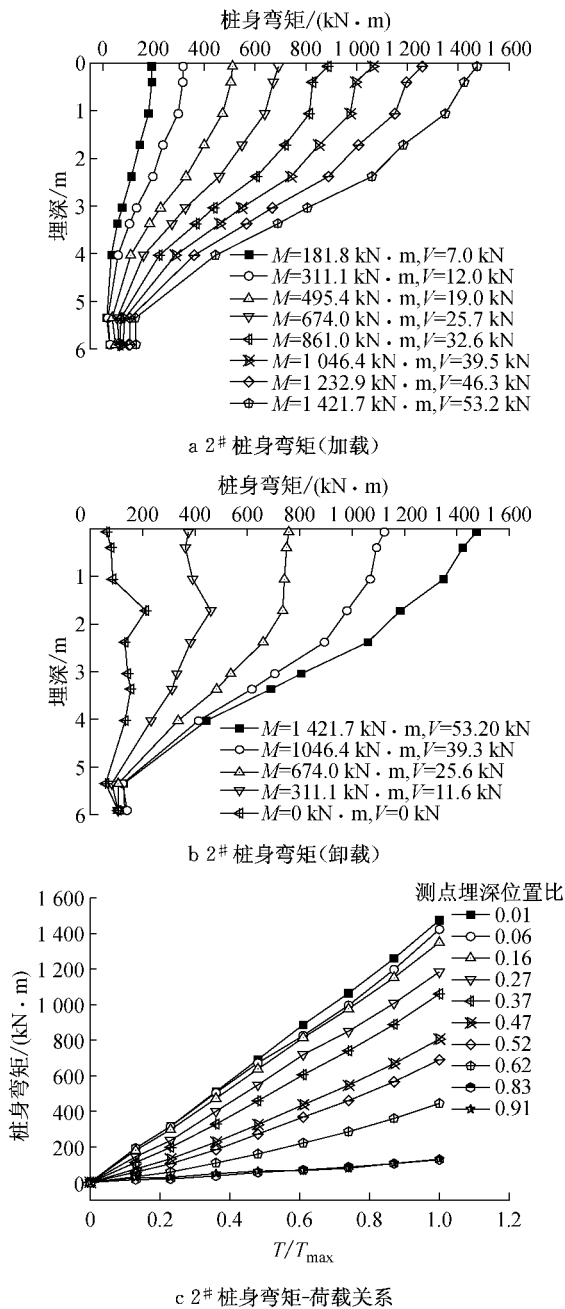


图8 工况二试验桩桩身弯矩

Fig.8 Test pile moment in Case 2

与工况二(C2)试验桩的桩身弯矩对比图.从图9发现:相同荷载等级下,0.07 m埋深处弯矩值有较大差别;随着埋深的增加,工况一出现弯矩极值而工况二却无极值点;1.06 m埋深以下工况一弯矩减少的幅度较工况二大;工况二桩底弯矩较浅处出现小幅回升,而工况一无此现象.加载中后期,工况二桩顶表层土体退出工作,导致相同荷载等级下0~0.4 m埋深处弯矩较工况一大.

2.3 桩顶水平位移

将两工况试验桩的桩顶位移 y 与钢丝绳拉力 T 的关系进行对比,以衡量地基加固对地基刚度的影

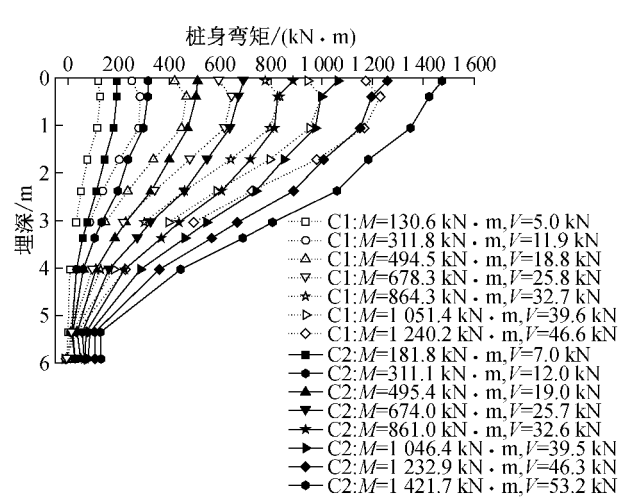


图9 试验桩加载弯矩对比

Fig.9 Comparison of test pile moment in Case 1 and Case 2

响.其中,工况一测试过程中部分位移计信号出现损坏,仅留存Ra位移计数据;工况二两标高数据完好,以泥面为 ± 0.00 标高,各桩顶标高处位移与荷载的关系如图10所示.根据规范^[9]绘制位移梯度 $\Delta y / \Delta T$ 与荷载水平之间的关系曲线,如图11所示.图10所示的荷载位移关系未见明显的拐点,卸载后残余变形仅为总变形的22%,说明两工况中地基土并没有出现明显塑性变形等地基破坏的特征.对比两工况的荷载-位移曲线和荷载-位移梯度曲线发现:在加载初期,即荷载水平小于0.23时,图10所示工况二桩顶位移较工况一约小20%~30%,图11所示工况二0.275 m标高处的位移梯度呈现下降趋势,说明加固土体对桩顶位移存在一定约束作用,改善上部土体力学性质,有提高桩水平承载性能的效果;但在荷载水平为0.23~0.48之间时,图11所示工况二位移梯度陡增,斜率增至工况一的4~5倍,说明此阶段地基处理加固土体失效,水平承载性能降低;随着荷载水平的继续增大,工况二位移变化与工况

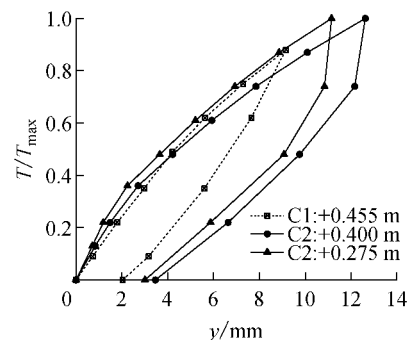


图10 试验桩荷载-桩顶位移曲线

Fig.10 Load-displacement of test pile top

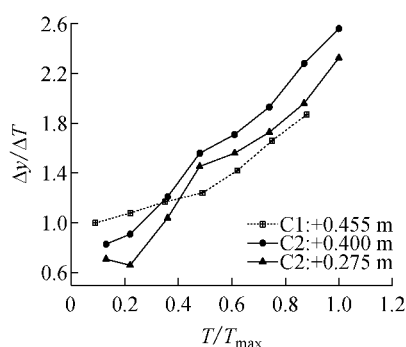


图 11 试验桩荷载-桩顶位移梯度曲线

Fig. 11 Load-displacement gradient of test pile top

一趋同,说明荷载水平大于 0.6 以后,加固土的失效对桩的水平承载性能不产生影响。

2.4 关于工况一对工况二试验结果影响的探讨

在工况一中,2# 桩作为反力桩主要受水平力的作用,弯矩作用较小,而作为单纯抵抗水平力的大直径钢桩,试验水平力远小于其理论水平承载力,况且试验中采用 1.2 节的地基处理方法,将桩周土抗力进一步加强,可确保工况一对工况二的试验结果影响控制在较小范围。

图 12 表示的是工况一时,2# 桩的桩身受力情况,桩身最大弯矩不及弯、剪荷载作用下的 1# 桩第一级荷载时的桩身弯矩 30%,并且记录的最大桩顶水平位移为 0.52 mm,小于 1# 桩第一级荷载桩顶位移 0.72 mm,说明 2# 桩作为反力桩,桩身受力和桩侧受力即使是在最大加载等级时仍处于较小范围。

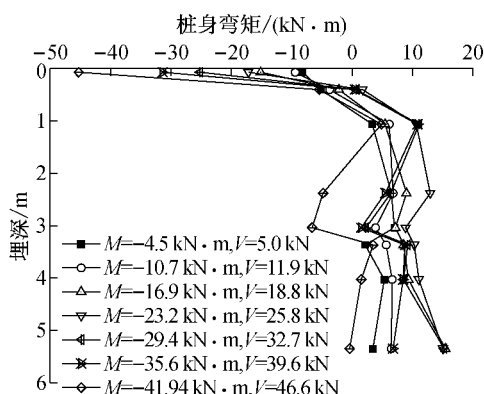


图 12 工况一 2# 桩桩身弯矩

Fig. 12 2# pile moment in Case 1

3 单管塔规程方法适用性探讨

根据第 2 节试验数据,荷载标准值对应拉力 62.7 kN 时,泥面处桩的水平位移小于 10 mm;估算荷载设计值对应 87.2 kN 时,钢桩受弯最大处桩身

应力比约为 0.6. 试验数据表明该试验桩的桩顶水平位移和桩身强度均已满足实际设计要求。

与此同时,根据《钢结构单管通信塔技术规程》(CEC236:2008)^[1](简称《规程》)中刚性短柱法规定的刚性短柱基础对验算地基承载力,设计采用 1.2 节对应的钢桩尺寸、地勘资料以及荷载数据. 计算得:抗倾覆力矩极限值 $M_u = 771.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$;倾覆弯矩值为 $M_k + V_k h_0 = 1087 + 44.3 \times 0.48 = 1108.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$. 式中: M_k 为作用在塔筒底部的弯矩荷载标准值; V_k 为作用在塔筒底部的剪力荷载标准值; h_0 为塔筒底部到泥面处的垂直距离. 由于 $M_k + V_k h_0 > M_u/2$, 计算 1# 泥面处水平位移为 12.3 mm, 大于 10 mm. 因此, 试验钢桩抗倾覆验算及桩顶水平位移验算均无法满足《规程》的设计要求。

若按照《规程》方法对本试验钢桩重新设计, 桩身设计埋深至少为 8.9 m, 这比满足实际设计需要的 6.47 m 多出 2.43 m 埋深, 多出约 37% 用钢量, 说明《规程》中刚性短柱法对于本试验中受较大弯矩、剪力作用的刚性桩的设计存在较大安全余量。

4 结论

(1) 软土中刚性桩在受较大弯矩和剪力组成的单向单循环荷载作用下, 桩身弯矩沿深度方向主要呈先增大后减小的变化趋势, 弯矩最大值出现在 0.06~0.15 倍埋深处, 加载至 1.1 倍设计荷载标准值后卸载, 桩顶荷载位移曲线无明显拐点, 残余变形占总变形 22%, 地基未出现明显塑性破坏。

(2) 采用三合土对刚性桩周浅部进行地基加固, 在荷载水平小于 0.23 时, 桩顶水平位移较未加固前减少 20%~30%, 说明改善桩周土体力学性质, 有提高桩水平承载性能效果, 桩身弯矩最大值在 0~0.06 倍埋深处; 荷载水平为 0.23~0.48 时, 加固土体失效, 位移梯度斜率是未加固前的 4~5 倍, 桩身弯矩最大值由浅部埋深转移到桩顶泥面处; 荷载水平大于 0.6 以后, 加固措施对桩水平承载性能的影响基本消失. 为有效提高桩水平承载性能, 建议适当增加加固桩密度、提高桩周复合土体的强度以改良加固方法。

(3) 试验数据表明, 试验桩桩身应力和桩顶位移在设计荷载作用下均处于安全范围, 满足实际设计要求; 采用刚性短柱法对于本试验中的刚性桩进行设计, 设计值较实际需要值多出约 37% 的用钢量, 说明刚性短柱法存在较大安全余量, 有改进空间。

(下转第 1189 页)