

内河港口大直径嵌岩灌注桩横向承载性能室内模型试验研究

王多垠^{1, 2}, 兰超³, 何光春^{1, 2}, 汪承志^{1, 2}

(1. 重庆交通大学河海学院, 重庆 400074; 2. 重庆市航运工程技术中心, 重庆 400074; 3. 重庆市智翔铺道技术工程有限公司, 重庆 400074)

摘要: 内河大直径嵌岩灌注桩需承受横向载荷, 为了研究桩和岩体在此工况下的工作特性, 进行了室内大比尺模型试验。试验通过对现场原型岩体和桩的综合分析, 选取模型比为1:20, 用重量配比为砂:石膏:水=5.6:0.8:1来模拟基岩, 有机玻璃来模拟钢筋混凝土桩。测试不同横向载荷和岩体襟边宽度时桩及基岩的力学特性。试验得出结论对软质基岩横向承载力桩的研究和设计具有重要参考价值。

关键词: 嵌岩灌注桩; 模型试验; 试验研究; 承载性能

中图分类号: X705, TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2007)09-1307-07

作者简介: 王多垠(1965-), 男, 教授, 主要从事港口码头水工建筑物的科研和教学工作。E-mail: wdy@cquc.edu.cn。

Researches on lateral support behavior of large diameter rock-socketed cast-in-place piles at river port by laboratory model test

WANG Duo-yin^{1,2}, LAN Chao³, HE Guang-chun^{1,2}, WANG Cheng-zhi^{1,2}

(1. School of River and Ocean Engineering, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China; 2. Waterway Shipping Research Center of Chongqing, Chongqing 400074, China; 3. Chongqing Zhixiang Paving Technology Engineering Co., Ltd, Chongqing 400074, China)

Abstract: To investigate large diameter rock-socketed cast-in-place piles and the behaviour of rock under lateral load, large model tests were conducted. Considering the prototype characteristics of rock and piles, the scale of model was selected as 1:20. The mixture ratio of sand: gypsum: water by weight was 5.6:0.8:1 to simulate bedrock, and the organic glass was used to simulate concrete piles. The mechanical behaviour of piles and bedrock was studied under different horizontal loads. The test results would be helpful to the large diameter rock-socketed cast-in-place piles in the soft bedrock under lateral loads.

Key words: rock-socketed cast-in-place pile; model test; test study; bearing property

0 引言

在内河港口的高架直立式高桩码头结构中, 大直径嵌岩桩因其具有单桩承载力大、横向刚度大, 能抵御因较大船舶撞击、风、以及地震引起的横向荷载的作用等特点, 正越来越受到工程界的关注^[1]。然而目前对大直径嵌岩灌注桩的研究成果主要集中在对桩的竖向承载性能上, 而且这些研究带有与地区岩土质情况、水文地质条件相联系的地区局限性^[2-4]。对于用于内河港口的大直径桩, 它具有自身的很多特点^[5]: ①岸坡坡度较大, 岩体襟边宽度有限; ②岩体互层现象多见, 且可能存在软弱夹层; ③存在因船舶停靠、系缆、风、波浪和地震引起的横向荷载和弯矩。

目前, 随着西部大开发战略的实施, 西部地区内

河港口发展迅速, 集装箱运量迅猛增长, 内河大水位差架空直立式全直桩码头日益受到工程界的重视。进行嵌岩桩承载性状的研究正是针对内河港口大直径桩的复杂受力情况、岩石构造、工程地质条件和水文条件进行的; 试验重点研究临河地面倾斜较大时, 且岩体互层并存在软弱下卧层时桩体的工作特性。试验以重庆寸滩内河港口架空直立式码头大直径嵌岩灌注桩的桩体设计及其地质资料为背景, 进行横向荷载作用下大直径嵌岩灌注桩水平承载性能研究。

基金项目: 交通部西部交通科技项目(50425825); 重庆市自然科学基金计划重点资助项目(CSTC, 2007BA6020)

收稿日期: 2006-08-10

表 1 原型岩体的物理力学参数
Table 1 Mechanical parameters of rock

岩石类型	天然重度 ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力/ kPa	内摩擦角/($^{\circ}$)	天然抗压强度标准值/ MPa	饱和抗压强度标准值/ MPa
中等风化泥岩	25.4	316	32	7.5	4.2
中等风化砂岩	24.5	690	34	23.6	16.9

表 2 模型桩选材方案对比
Table 2 Selection of suitable materials for model piles

模型桩		模型岩		模型集中力加载量/ kN
材料	弹性模量/ GPa	材料编号	需模拟的弹性模量/ GPa	
钢	200	1	1.3~46	16.67
合金铝	72	2	0.5~16.8	6
有机玻璃	3	3	0.02~0.7	0.6

1 试样的配制和试验仪器的介绍

1.1 原型桩嵌固岩体的基本情况

寸滩码头大直径嵌岩灌注桩嵌固在中侏罗统沙溪庙组 (J_{2S}) 的泥岩、砂岩互层的地层结构中。由黏土矿物组成, 局部砂质含量较高, 泥质结构, 巨厚层状构造。强风化层岩石破碎, 裂隙发育, 岩芯呈土状或碎块状, 层厚为 0.60~3.8 m; 中等风化岩石较完整, 岩芯呈完整长短柱状, 岩质较硬。场地内中等风化泥岩、砂岩的饱和抗压强度标准值分别为 4.2 MPa、16.9 MPa, 按文献[6]划分, 泥岩属极软岩, 砂岩属较软岩。中等风化泥岩、砂岩体完整程度根据物探声波并测资料完整性指数如下: 泥岩 0.51~0.84, 砂岩 0.56~0.79, 砂岩属较完整, 泥岩属较完整。中等风化泥岩、砂岩的基本质量等级分别为 V 类、IV 类。

中等风化泥岩和砂岩被勘察单位建议为嵌岩桩的嵌固岩体^[1], 其物理力学参数试验结果见表 1。

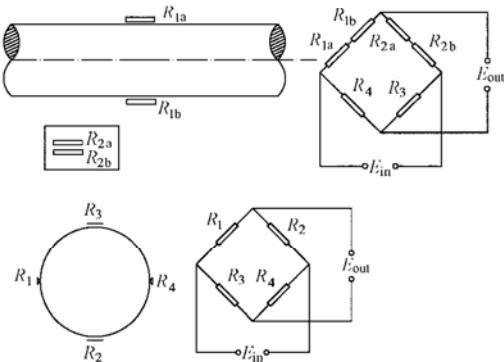


图 1 模型桩电桥布置图

Fig. 1 The arrangement of electric bridge

1.2 原型桩体的基本情况

原型桩用于直立式高桩码头排架的桩基, 在结构中除承受竖向荷载外, 还将承受最大 1000 kN 左右的船舶撞击力。前排桩基桩径 2200 mm, 其余桩基桩径

1800 mm。模型试验取原型桩径 $D=1800\text{ mm}$, 桩体混凝土 C30, 混凝土抗压弹性模量 $E_c=30\text{ GPa}$ 。

1.3 选材分析

(1) 模型桩材的选择

依据模型桩材的参数和模量相似关系 (式 (1)~(6)), 综合考虑试验场地、加载设备和加载模量等因素, 选择模型的几何比例为 $\lambda_L=20$ 。

a) 几何相似

$$\lambda_L = L_P / L_M \quad (1)$$

b) 模量相似关系

$$\lambda_E = \left(\frac{E_{pile,P}}{E_{pile,M}} \right) = \left(\frac{E_{rock,P}}{E_{rock,M}} \right) \quad (2)$$

c) 外加荷载相似

$$\lambda_F = \lambda_E \cdot \lambda_L \cdot \lambda_L^2 (\text{集中力}) \quad (3)$$

$$\lambda_M = \lambda_E \cdot \lambda_L \cdot \lambda_L^3 (\text{力矩}) \quad (4)$$

d) 应力相似关系

$$\lambda_\sigma = \lambda_E \cdot \lambda_L \quad (5)$$

e) 应变相似关系

$$\lambda_\epsilon = \epsilon_P / \epsilon_M = 1 \quad (6)$$

式中, L_P , L_M 分别是原型和模型的几何尺度, 如直径、高度、厚度、宽度以及位移等。(下标 P, M 分别代表原型和模型, 以下同)。

原型桩 (C30 混凝土) 的模量 $E_{pile,P}=30\text{ GPa}$, 原型岩 (泥岩) 的模量 $E_{rock,P}=0.2\sim7\text{ GPa}$, 原型集中力加载量 $F=1000\text{ kN}$, 参照文献[7]的一些结论, 同时对钢、铝合金以及有机玻璃作为模型桩材进行了试验对比 (表 2)。发现当采用钢作模型桩体材料时, 不仅模型加载量明显的偏大, 而且模拟的岩石模量已超出了软岩的范围 (采用铜会有类似的结论)。采用铝合金, 虽然加载量可以接受, 需模拟的岩体模量的上限却较高 (超过了泥岩的上限)。因此, 综合而言, 选用有机玻璃做模型桩体材料是比较理想的。

(2) 模型岩体材料的选择

依据原型岩体的质量等级, 可以得知原型泥岩的弹性模量在 0.6 GPa (饱和状态) 和 1.2 GPa (天然状态) 左右。另一方面, 为了使后面的模型试验和数值分析具有一定代表性, 选取泥岩模量模拟范围为 0.2~7 GPa。

寸滩原型桩体混凝土标号为 C30 时, 取其抗压弹性模量为 31.5 GPa; 而有机玻璃作模型桩桩体材料时, 其可能的弹性模量范围是 2.6~3.2 GPa。按桩岩相互作用模型试验的要求, 须满足模量相似关系的模量比要求。因此, 模拟岩石材料的弹性模量宜在 0.02~0.7 GPa。

满足这种模量要求的材料需要用适当的材料掺配获得。本试验考虑到原型岩体 (软岩) 的特点, 选用细砂与一定剂量的石膏掺配作为模型岩体材料。

(3) 有机玻璃模型桩体材料弹性模量和泊松比测试

选择拟用厂家的有机玻璃棒材 (其直径接近模型桩体的直径) 作试验材料, 在其表面黏贴电阻应变片并分别组成图 1 所示的两种电路进行测试。试验时采用油压千斤顶施加轴向荷载, ZSY-16 智能应变仪测量应变。实测得到的有机玻璃桩体材料的计算参数为: 泊松比 A 桩: 0.36; B 桩 0.39; 抗压弹性模量 A 桩:

3.12 GPa; B 桩 3.02 GPa (其中的差异来源于桩体坯料加工的变异性)。试验结果表明桩岩体在相似分析中采用的数据是一致的。测试数据还表明, 试验的最大荷载 $54 \times 9.8 \text{ N}$ 时桩处于弹性阶段。

基于以上分析, 本次模型试验的模量比尺 $\lambda_E = 10$, 由模型试验桩岩结构体系的力学性质相似, $(\frac{E_{pile,P}}{E_{rock,P}} = \frac{E_{pile,M}}{E_{rock,M}})$, 桩体的应变比尺 $\lambda_\epsilon = 1$ 和集中荷载相似关系 (公式 (3)), 可以求出对应的原型桩岩结构体系的临界荷载 H_{cr} 是和极限荷载 H_u , 见表 3。

(4) 石膏砂模型岩体材料弹性模量和泊松比测试
经过多次掺配试验, 最终选定模型岩体用细砂与 12.5% 剂量的石膏经掺配得到的。(重量) 配比是砂: 石膏: 水=5.6: 0.8: 1 其中, 砂采用重庆的细河砂。石膏采用重庆利华材料厂生产的产品, 细度 ≥ 160 目, C_aSO_4 含量 $\geq 96\%$ 。

按上述材料配比进行掺配并制成圆柱体试件: 直径 100 mm, 高 125 mm, 自然养生两个星期后测其泊松比和变形模量。测得的材料参数见表 4。从表 4 中可以看出, 石膏砂试件的弹性模量在 0.2~7 GPa 范围的中部偏下的范围, 满足模型试验对模型岩体的要求。

表 3 试验的临界荷载和极限荷载
Table 3 The critical load and bearing capacity of the test piles

	模型试验桩	原型桩	说明
临界荷载 H_{cr}	180 N	720 kN	
临界荷载时嵌固岩体地面处的水平位移/mm	a	a 乘以 20	模型桩体直径 90 mm, 原型桩体直径
极限荷载 H_u	420 N	1680 kN	为 1800 mm, 几何比尺 $\lambda_L = 20$ 。
极限荷载时嵌固岩体地面处的水平位移/mm	b	b 乘以 20	

表 4 石膏砂试件试验结果
Table 4 The test results for the specimen of sand with gypsum stains

试件编号	割线弹性模量/GPa	泊松比	单轴抗压强度/MPa	极限应变 μ_ϵ
B	0.99	0.21	0.26	502
C	0.78	0.15	0.32	511
D	0.98	0.12	0.39	622
E	0.98	0.14	0.35	654
H	0.61	0.09	0.35	728
I	0.95	0.16	0.41	632
J	0.62	0.11	0.3	592
K	0.97	0.06	0.35	717
L	1.09	0.18	0.35	498
平均值	0.886	0.14	0.342	606.22
标准偏差	0.143	0.036	0.033	71.53

注: 试件 A, F, G 的试验结果偏差较大, 这里没有列出。

表 5 模拟工况
Table 5 The working conditions for tests

水平荷载	9 级加载, $\leq 54 \times 9.8 \text{ kN}$			
模拟工况	工况一	工况二	工况三	工况四
嵌固岩体顶面	水平	倾斜, 与竖直线之间的夹角为 40°		
嵌固深度/cm	45	45	45	45
襟边宽度/cm	—	15	12	9
试验根数/根	1	1	1	1

注: 襟边宽度为地面处桩外侧至岩坡顶的距离(如图 3(b)所示)。

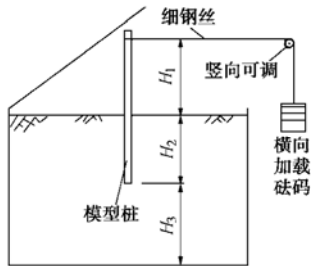
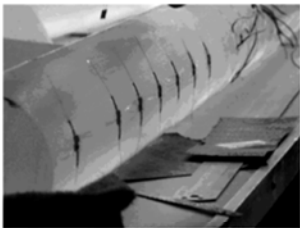
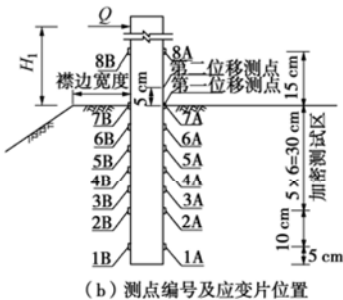


图 2 模型试验加载方案
Fig. 2 Loading program for model tests



(a) 贴过应变片后的模型桩



(b) 测点编号及应变片位置

图 3 模型试验测点布置

Fig. 3 The arrangement of measuring points in model tests

1.4 加载方案

水平加载通过定滑轮、细钢丝和砝码进行(图 2)。

(1) 加载量的最大值

根据模型试验相似规律,按公式(3)可计算出原型加载 1000 kN 时的最大水平加载值为: $H_{\max} = 25 \times 9.8 \text{ N}$ (式中模量比尺 $\lambda_E = 10$, 几何比尺 $\lambda_L = 20$)。为了研究模型桩的真实承载力和观察桩岩的破坏现象,拟以 $54 \times 9.8 \text{ N}$ 作为最大横向加载量。

(2) 加卸载控制方案

试验拟在测量桩体位移的同时测量桩体应变,故

采用慢速维持荷载法加载,具体参照文献[8~10]。

2 试验结果分析

2.1 模拟试验工况

根据原型桩岩的基本情况,拟模原型桩岩条件为:桩径 $D=1.8 \text{ m}$, 桩身混凝土 C30, 抗压弹性模量 30 GPa; 地面以上桩(柱)长度: 20.0 m; 埋置(嵌固)深度: 9.0 m; 桩周岩体: 泥岩、弹性模量 0.2~7 GPa; 水平荷载大小: $\leq 1000 \text{ kN}$ 。

相应模型试验的工况方案见表 5。其中襟边宽度设有 4 种工况。

2.2 模型桩标定

试验前,标定得到了对应各级水平荷载时的桩体综合应变的结果。试验数据表明:当适当控制加载的限度和速率,可以将机玻璃桩体的荷载变形限定在线弹性范围内,同时可以用加载过程的参数作为计算依据;对有机玻璃棒材,可以施加的荷载(换算成嵌固岩体顶面处)限度为:剪切应力 $> 0.10 \text{ MPa}$; 弯曲应力 $\leq 6.30 \text{ MPa}$ 。

2.3 各种工况下的试验数据分析

模型试验获得了桩体应变位移以及岩体特定点的应变数据。以下对 4 种模拟工况试验结果进行分析。

(1) 工况一

试验测试出各位移测点随载荷的位移变化曲线如图 4,按 $E_{\text{Pile}} \cdot \varepsilon_z$ 可以计算出的实测桩身弯拉应力绘成受拉侧桩身应力分布如图 5, 6。

从图 4 中可以看出,测点 1 处的位移在水平荷载达到 120 N 以前增长很缓慢(近乎为零),当水平荷载超过 120 N 以后桩身位移增速加快;测点 2 处的位移明显地要比测点 1 处的位移增加得快,但增速变化平缓。且测点 1 的荷载-水平位移曲线在整个加载范围内都呈现出不断上升的趋势,曲线平滑,这与有机玻璃模型桩体标定时得出的具有较宽的弹性工作范围的性状是吻合的,随着水平荷载的增加,位移曲线切线的斜率逐渐增加,可以合理地解释为桩体的弯曲和嵌固岩体的弹性和塑性变形共同作用的结果;桩岩结构

体系的工作范围应该满足桩体不破坏的基本要求,因此,第1测点的水平位移特征即反映了嵌岩桩的水平承载性状。

从第一测点的荷载-水平位移曲线特征可以看出,当加载水平低于180 N时,水平位移随荷载呈低斜率直线缓慢增加,这表明荷载低于180 N时,桩岩结构体系均处于弹性工作范围;而当加载水平大于180 N时,水平位移明显增加,并且此后的位移呈现台阶式增长的态势。因此,可以界定180 N是模型桩体的临界水平荷载。

图4还表明,当水平荷载超过180 N以后,第一测点的荷载-水平位移曲线出现了两个陡上段和两个缓上段,并且第二个陡上段的位移量接近是第一个陡上段位移的两倍,这一现象既反映了桩周岩体由上至下逐渐进入塑性受力状态的规律,也反映出在第二个陡上段岩体加速步入塑性区的事实。因此,可以认为第二个陡上段与第二个缓上段的转折点为模型桩的极限水平荷载,超出这一范围桩岩体系继续承载将是危险的。从图中第一测点的荷载-水平位移曲线的趋势可以估计模型桩的极限水平荷载在420 N略大的位置,安全起见,即取极限荷载为420 N。

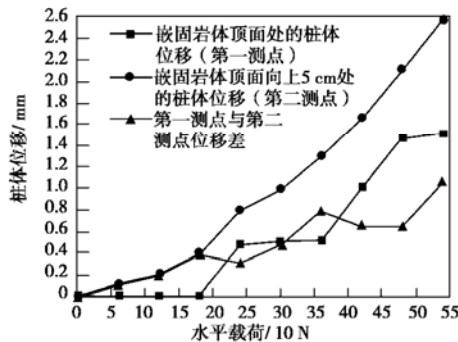


图4 荷载-位移曲线

Fig. 4 The load-displacement curves

从图5、6的桩身应力分布图中也可以看出,在水平荷载 ≤ 180 N以下时,桩体在桩底向上24 cm的嵌固深度内弯拉应力较小,并明显的区别于24 cm以上桩段的弯拉应力分布;而当水平荷载达到240 N时,桩体嵌固段下部的弯拉应力陡增,其分布几乎与上部嵌固段的应力分布形成一斜直线。结合荷载-位移曲线,可以知道: $z=24$ cm处可以作为对应水平荷载180 N以下时的嵌固点;但水平荷载达到240 N以后,桩体出现整体位移的趋势。由图5、6可以判断岩体的渐进性破坏特征,即在荷载等于180 N时,岩体的塑性发展区域应离嵌固深度 $z=24$ cm处还有一段距离,正是这段距离保证了桩体的整体稳定。故而嵌固于软质岩中的水平承载桩的临界荷载与极限荷载的区分点并不很明显,确定桩的水平承载力宜从结构位移、桩体应

力两方面综合考虑。

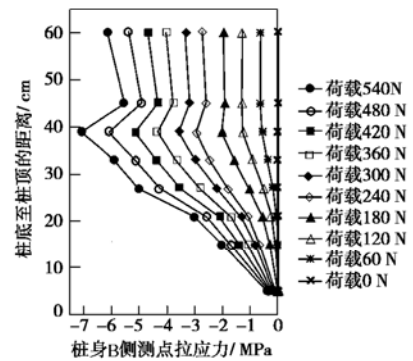


图5 桩身B侧拉应力分布图

Fig. 5 The stress distribution of piles at side B

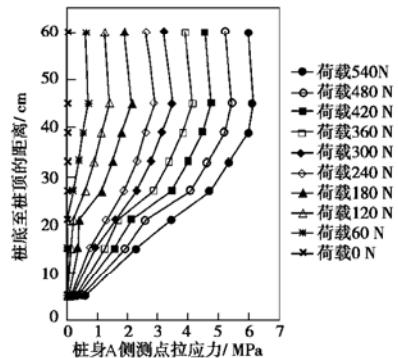


图6 桩身A侧拉应力分布图

Fig. 6 The stress distribution of piles at side A

(2) 工况二~工况四

工况二~工况四时桩的荷载-位移曲线见图7(图中包括工况一的荷载-位移曲线)。从图7可以看出,在水平荷载 ≤ 180 N的范围内,工况一的桩身位移增长很缓慢(与横坐标轴之间的夹角很小),而工况二、工况三和工况四的桩身位移增长都较快,呈明显的曲线上升型。工况一与工况二~工况四之间桩体位移变化趋势的差异说明,当襟边宽度 ≤ 15 cm(对应原型的3 m)时,桩的位移特性已出现明显的变化。尽管,在水平荷载 ≤ 240 N处,4种工况的桩体位移的绝对值大小均在0.26~0.48 mm(对应原型桩的5.2~9.6 mm)以内,但是襟边宽度的影响已不容忽视。

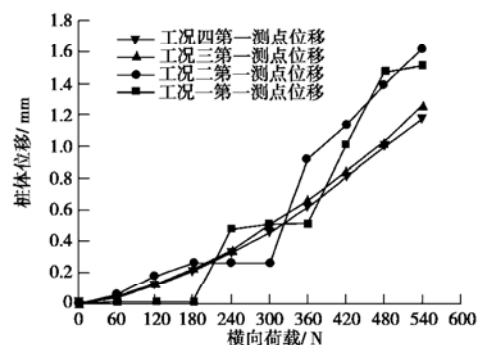


图7 各种工况下桩身位移

Fig. 7 The load-displacement curves under various conditions

分析工况二、三、四桩体的应力曲线(图 8~13)可以看出,在水平荷载 $\leq 180\text{ N}$ 以下时,桩体在嵌固深度 $z=24\text{ cm}$ 以下的桩段的弯拉应力较小,并明显的区别于 $z=24\text{ cm}$ 以上桩段的弯拉应力分布(工况二时这种现象不明显,分析认为是试验误差造成的);而当水平荷载达到 240 N 时,桩体嵌固段下部的弯拉应力陡增,其分布几乎与上部嵌固段的应力分布形成一斜直线。结合荷载-位移曲线,可以知道: $z=24\text{ cm}$ 处可以作为对应水平荷载 180 N 以下时的嵌固点;但水平荷载达到 240 N 以后,桩体出现整体位移的趋势。

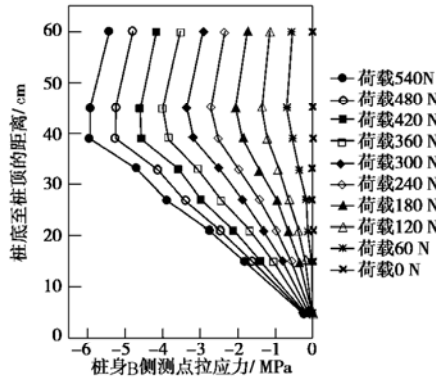


图 8 桩身 B 侧拉应力分布图(工况二)

Fig. 8 The stress distribution of piles at side B

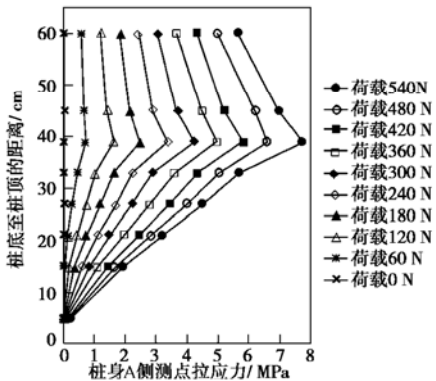


图 9 桩身 A 侧拉应力分布图(工况二)

Fig. 9 The stress distribution of piles at side A

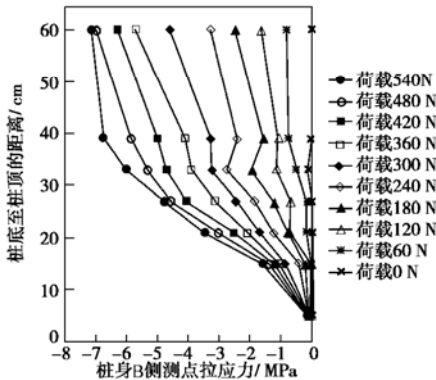


图 10 桩身 B 侧拉应力分布图(工况三)

Fig. 10 The stress envelope of piles at side B

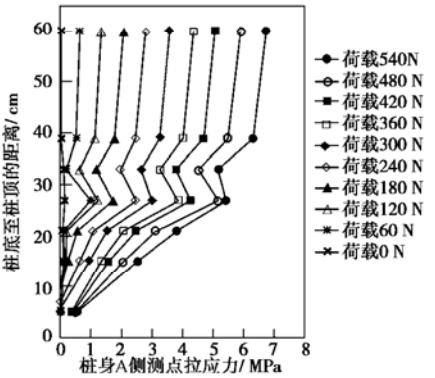


图 11 桩身 A 侧拉应力分布图(工况三)

Fig. 11 The stress distribution of piles at side A

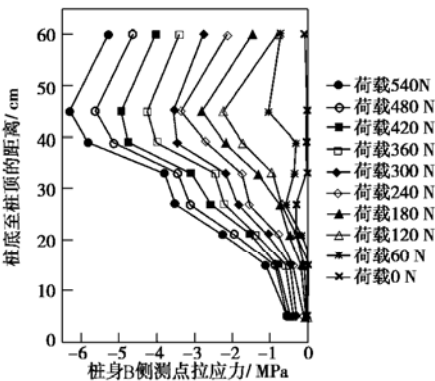


图 12 桩身 B 侧拉应力分布图(工况四)

Fig. 12 The stress distribution of piles at side B

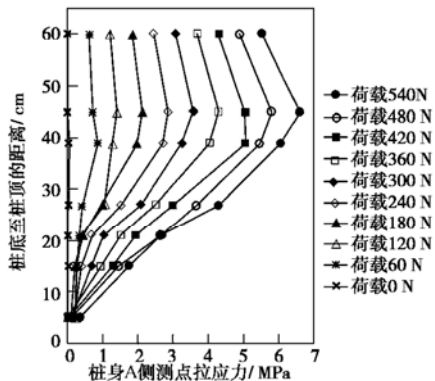


图 13 桩身 A 侧拉应力分布图(工况四)

Fig. 13 The stress distribution of piles at side A

从图中还可以看出,大约在桩体地面线下 5 cm (对应原型桩 1 m)处,各桩的弯矩均达到了最大数值。这对于承受横向载荷的大直径嵌岩桩显然是不利的,因为此处的极大弯矩会导致岩体的破坏,随后桩体的有效嵌固点发生改变,极易导致桩体的失稳或是岩土体的渐进破坏。

3 结 论

通过试验和分析可以得出以下结论:

(1) 选用有机玻璃做模型桩、选择石膏砂做模型岩可以较好地模拟嵌固在软岩中的大直径嵌岩桩的横向承载性状;当控制加载大小时可以保证有机玻璃的荷载-变形在线弹性范围内;同时,桩体的实测位移曲线较好地反映了岩体由上而下发展的渐进性破坏特点。

(2) 当岩体襟边宽度 $\leq 15\text{ cm}$ (对应原型的 3 m)时,桩的位移特性已出现明显的变化,襟边宽度的影响已不容忽视。这一点在基桩的平面布置时应给予充分重视。

(3) 当襟边宽度越来越小以后,大约在桩体地面线下 5 cm (对应原型桩 1 m)处,各桩的弯矩均达到了最大数值。这对于承受横向载荷的大直径嵌岩桩显然是不利的,它将极易导致桩体的失稳或是岩土体的渐进破坏。

(4) 在水平荷载 $\leq 180\text{ N}$ 以下时,桩体在嵌固深度 $z=24\text{ cm}$ 以下的桩段的弯拉应力较小,并明显的区别于 $z=24\text{ cm}$ 以上桩段的弯拉应力分布;而当水平荷载达到 240 N 时,桩体嵌固段下部的弯拉应力陡增,其分布几乎与上部嵌固段的应力分布形成一斜直线。结合荷载-位移曲线可见: $z=24\text{ cm}$ 处可以作为对应水平荷载 180 N 以下时的嵌固点;但水平荷载达到 240 N 以后,桩体出现整体位移的趋势。

参考文献:

- [1] 内河直立式码头建设关键技术研究[R]. 重庆:重庆交通大学, 2005. (Study on the construction of vertical-faced wharf of inland waterway[R]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2005. (in Chinese))
- [2] 胡庆立, 张克绪. 大直径桩的竖向承载性能研究[J]. 岩土工程学报, 2002, **24**(4): 491 - 495. (HU Qing-li, ZHANG Ke-xu. Research on axial bearing behavior of large diameter piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(4): 491 - 495. (in Chinese))
- [3] 楼晓明, 俞有炜, 等. 钻孔灌注桩承载力异常现象分析[J]. 岩土工程学报, 2001, **23**(5): 547 - 551. (LOU xiao-ming, YU You-wei, et al. Study on the bearing properties of bored piles' abnormal behavior[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, **24**(4): 491 - 495. (in Chinese))
- [4] COYLE H M, REESE L C. Load transfer for axially loaded piles in clay[J]. JSMFD, ASCE, 1966, **92**(2): 1 - 261.
- [5] JTJ285—2000 港口工程嵌岩桩设计与施工规范 [S]. (JTJ285—2000 Design and construction code for rock-socketed piles for harbour engineering[S]. (in Chinese))
- [6] GB50021—2001 岩土工程勘察规范[S]. (GB50021—2001 Geotechnical engineering investigation norms[S]. (in Chinese))
- [7] 张耀年, 龚一鸣, 柳 春. 福州大直径灌注桩的荷载传递性能[J]. 岩土工程学报, 1994, **16**(4): 32 - 39. (ZHANG Yao-nian, GONG Yi-ming, LIU Chun. The Transfer Performance of large diameter pile in fuzhou area[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **16**(4): 32 - 39. (in Chinese))
- [8] JGJ94—94 建筑桩基技术规范[S]. (JGJ94—94 The technical specification of pile foundation[S]. (in Chinese))
- [9] 《桩基工程手册》编写委员会. 桩基工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. (Compile Committee of Pile Foundation Engineering Handbook. Pile foundation engineering hand book[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1997. (in Chinese))
- [10] 许攸在. 桩基检验手册[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999. (XU You-zai. Manual of the pile test[M]. Beijing: China Water Power Press. 1999. (in Chinese))