

文章编号: 1674-9057(2021)02-0311-07

doi:10.3969/j.issn.1674-9057.2021.02.009

基于触变效应的湛江组结构性黏土单桩模型试验

汤斌¹, 覃明兰^{1,2}, 周标和¹

(1. 桂林理工大学 土木与建筑工程学院, 广西 桂林 541004; 2. 广西华锐钢铁工程设计咨询有限责任公司, 广西 柳州 545000)

摘要: 基于湛江某桩基工程的实际, 利用自制的模型箱装置对湛江组结构性黏土中不同桩长、桩径的9组模型桩在不同休止龄期的承载性状进行研究, 分别测定模型桩应变、沉降, 同时对模型桩的桩周土进行十字板剪切试验以便测定其抗剪强度, 探寻湛江组结构性黏土触变性与单桩时效性的量化关系。结果表明: 不同桩长、桩径的模型桩极限承载力及桩周土的抗剪强度和触变强度比率随着休止龄期的增加均表现出增长的趋势, 且前期增长快, 后期增长慢; 模型桩极限承载力增长幅度与桩周土强度恢复幅度呈正相关, 土体的触变性越强, 单桩的时效性越明显。

关键词: 模型桩; 触变性; 时效性; 结构性黏土; 湛江组

中图分类号: TU473.11

文献标志码: A

0 引言

湛江组结构性黏土广泛分布于北部湾沿岸地区, 呈强触变性, 导致该地区地基失稳、桩基下沉、地面沉降等工程地质灾害发生。开展黏土的触变性研究对于深入认识土体性质、合理指导工程实践具有重要意义。

Boswell^[1]为了研究各种材料的触变性, 以大量沉积堆积物作为研究对象, 对不同材料进行触变性检查, 结果显示, 在众多材料中, 只有干净的砂没有表现出触变特征, 除此之外, 其他材料都被证实存在触变性。沈水龙等^[2]通过室内试验研究了软弱黏土的强度受触变性的影响, 发现由于触变性, 扰动土体的强度在70 d内得到了恢复。徐永福等^[3]通过现场静力触探和室内试验, 分析了饱和粉土在湿喷桩施工扰动下的触变性, 发现粉土强度随时间增长而增加。张先伟等^[4]研究500 d的龄期内, 湛江组结构性黏土扰动后在不同静置龄期下的触变强度恢复过程, 湛江组结构性黏土表现出了明显的触变特征。王亮等^[5]利用研制的微型十字板剪切仪对重塑后静置一定时间的太湖与白马湖

两种疏浚淤泥进行了强度测试, 并对两种疏浚淤泥的触变特性进行了研究与比较, 两种疏浚淤泥重塑后, 触变强度增长速度在初始时间内增长最快, 随时间推移逐渐变慢, 448 d时触变强度随时间的增长趋于稳定, 低于84 d时太湖淤泥与白马湖淤泥的触变强度比率接近, 高于84 d时白马湖淤泥的触变强度比率稍大于太湖淤泥。崔自治等^[6]针对重塑黄土存在触变性问题, 以含水率、干密度和氯化钙含量为因素, 研究了宁夏同心重塑黄土的触变性, 水率在8%~14%, 触变性参数随着龄期的增加而增加, 初期增加快、后期增加缓慢, 14 d基本趋于稳定。这些研究成果表明: 土体扰动后其强度均随时间增长而增加, 土体不同, 触变性强弱不同, 其强度随时间增长而增加的幅度与速率不同。

由于许多地区打桩时土体触变影响严重, Kul'chitskii^[7]针对俄罗斯西西伯利亚北岸鄂毕湾地区软黏土的触变性研究, 在桩沉入后, 软黏土的强度随时间的变化非常明显。打桩后的前10天桩周土体的强度增长特别明显, 桩打入后承载力的平均值在第8~10天就已经达到1个月后承载力的85%, 桩承载力的增加一般在打桩完成后的2.5~3个月

收稿日期: 2020-01-07

基金项目: 国家自然科学基金项目(41867035); 广西岩土力学与工程重点实验室项目(2016-A-01)

作者简介: 汤斌(1970—), 男, 博士, 教授, 研究方向: 地基与基础工程, tangbinruochen@163.com。

引文格式: 汤斌, 覃明兰, 周标和. 基于触变效应的湛江组结构性黏土单桩模型试验[J]. 桂林理工大学学报, 2021, 41(2): 311-317.

内完成,相比打桩7 d后的桩承载力,在这段时间内承载力会增加1.7倍多。叶为民等^[8]发现,饱和软土中的打入式预制桩,在沉桩后一定时间内,复压单桩极限承载力平均提高了单桩设计最大加载值的近30%。马海龙^[9]对36组模型桩进行单桩原位静载试验,开口桩与闭口桩各18组,试验持续时间长达72 d,发现闭口桩与开口桩的承载力最小时效系数分别为2.4和3.6。张明义等^[10]利用桩基隔时隔压试验,提出了静压桩优化设计方法,通过较短时间内的隔时隔压结果,确定长期承载力增长规律。符秋生^[11]通过对静压PHC桩进行沉桩过程压力记录试验、隔时隔压试验和静载试验,分析了PHC桩的单桩承载力及其变化,结果证明PHC桩的竖向承载力存在时效性。赵广顺等^[12]分析PHC管桩承载力时效性特征,探讨考虑时效性的管桩单桩承载力计算方法,建立了考虑时效性的单桩承载力计算公式。这些研究表明,桩的时效性与土体的触变性有关,土体的触变性越强,单桩的时效性越明显。

汤斌等^[13]利用自制的群桩模型装置,在湛江组结构性黏土中进行原位试验,获得不同桩间距、不同桩长情况下群桩效应系数实测值;对比分析了不同理论群桩效应系数公式计算值与实测值的误差;讨论了不同理论群桩效应系数公式的适用性。李俊伟^[14]设计了3.0 m×3.0 m×4.0 m的超长直径群桩模型试验,研究超长灌注单桩和群桩在竖向荷载作用下的荷载传递机理。邹至锋等^[15]利用自制200 cm×100 cm×120 cm的试验箱研究了砂土中单桩的承载力性状,结果表明模型桩承载曲线表现出明显的边界效应和深度效应,贯桩速度的增大引起模型桩极限承载值的相应增加。张明远等^[16]利用尺寸为0.8 m×0.8 m×1.2 m的模型箱,桩长540 mm,桩径40 mm的铝合金材料模型桩研究了膨胀土中桩基在最优含水率和饱和含水率条件下的下压和上拔荷载桩基的承载特性。郑晨等^[17]通过对青岛某商业住宅楼的3根PHC管桩进行竖向抗压静载荷破坏性试验,验证了修正后的双曲线模型对桩体塑性变形阶段预测效果更为准确。这些研究表明,模型试验能较好地模拟现场原型单桩承载性状。

本文基于湛江某单桩工程的实际,利用自制的透明模型箱装置对湛江组结构性黏土中模型单桩在不同休止龄期承载性状进行研究,同时对模型桩

的桩周土进行十字板剪切试验,探寻湛江组结构性黏土触变性与单桩时效性的量化关系。

1 室内模型试验

1.1 模型试验装置

1.1.1 模型箱 基于湛江组结构性黏土中单桩工程实际,根据相似理论原理,模型箱的几何尺寸相似比例为1:40,尺寸为0.7 m×0.5 m×1.7 m,底板及框架采用不锈钢,侧壁采用10 mm厚的钢化玻璃。考虑到填土的方便,其中一个侧面设置成活动门,如图1所示。

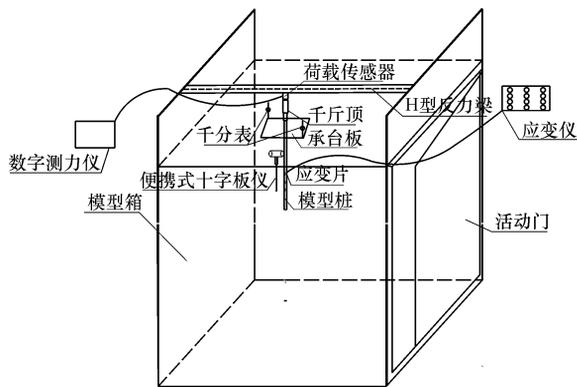


图1 模型试验装置示意图

Fig. 1 Schematic diagram of model test device

1.1.2 模型桩 依据工程实际情况,模拟实际桩长为30 m,桩径为800 mm,变径比为1的PHC管桩。根据相似理论原理,参考模型箱的几何相似比,选取入土深度 $L=450、750、1\ 100$ mm,桩径20~32 mm,壁厚为2 mm的空心PVC-U管作为模型桩,其弹性模量为2.7 GPa,模型桩其他参数见表1。考虑到试验信号线引出以及测读数据的需要,实际桩长比入土深度长100 mm。按表1所需的桩长尺寸截断,在PVC-U管距桩顶50 mm处对称地

表1 模型桩参数

Table 1 Parameters of model piles

| 桩号 | 实际桩长 | 桩径 | 桩入土深度 |
|----------------|-------|----|-------|
| 1 [#] | 550 | 20 | 450 |
| 2 [#] | 850 | 20 | 750 |
| 3 [#] | 1 200 | 20 | 1 100 |
| 4 [#] | 550 | 25 | 450 |
| 5 [#] | 850 | 25 | 750 |
| 6 [#] | 1 200 | 25 | 1 100 |
| 7 [#] | 550 | 32 | 450 |
| 8 [#] | 850 | 32 | 750 |
| 9 [#] | 1 200 | 32 | 1 100 |

开直径 3~8 mm 的小孔, 以方便将信号线引出, 将其从中间锯开, 自桩顶 50 mm 处每隔一定距离对称粘贴应变片, 并做好防水处理, 模型桩桩身应变片粘贴位置见图 2, 最后用 PVC 胶粘剂将剖开的模型管桩合上并加固好。

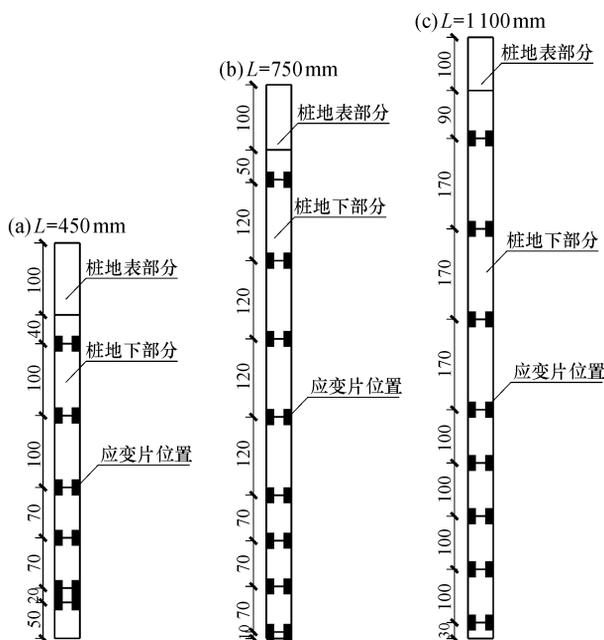


图 2 模型桩桩身应变片位置

Fig. 2 Location of strain gauge of model pile bodies

1.1.3 加载装置 加载装置由模型箱上端的 H 型钢反力架、千斤顶、压力传感器及数字测力仪和承台板组成。为了使单桩加载过程中千斤顶及千分表能够安装稳固, 在单桩顶部设置一个尺寸为 160 mm×160 mm×2 mm (长×宽×厚) 的承台。工作时, H 型钢反力架利用装土的模型箱框架来提供反力, 通过千斤顶经承台板传递到模型桩。

1.1.4 量测系统 模型试验需要采集的数据为桩身各截面的应变值、桩顶位移值、试验加载荷载值和桩周土的抗剪强度值。其中, 桩身应变数据采用 BZ2205C 静态电阻应变仪采集, 桩顶位移的数据通过对称布置在桩承台钢板上的两个千分表测读(取平均值)而得, 每级加载的荷载值用 GGD~330 型数字测力仪读取, 桩周土抗剪强度使用 SZB-1.0 型便携式十字板剪切仪进行十字板剪切试验得到。

1.2 模型试验

1.2.1 原状土选取 试验中所需的湛江组结构性黏土原状土取自湛江钢铁三号高炉系统项目炼铁及炼煤厂房单桩工程场地地层下, 其物理力学性质参数见表 2。

表 2 原状土参数

| 含水率 /% | 干密度/ (g·cm ⁻³) | 塑性指数 W _p | 液性指数 I _p | 黏聚力 c/kPa | 内摩擦角 φ/(°) | 灵敏度 S _i |
|--------|-------------------------------|---------------------|---------------------|-----------|------------|--------------------|
| 40 | 1.43 | 29.4 | 61.8 | 42 | 15.2 | 5.53 |

1.2.2 重塑土制备 依据土工试验的结果, 采取控制土样的含水率和干密度来重塑土体。将从现场开挖运至试验场地的扰动土晒干、过筛, 按照含水率为 40%、干密度为 1.43 g/cm³ 重塑后, 装入模型箱中, 每 50 mm 一层, 分层填筑夯实。

1.2.3 室内模型试验 在模型桩压入前先按照试验方案的具体位置将模型桩定位, 然后利用自制木板保证垂直地将模型桩压入表 1 预定的沉桩深度, 分别在沉桩 1、15、35、65、100 d 对各组模型桩进行静载试验。

当每个休止龄期下模型桩的静载试验结束后, 横向距离为模型桩 1 倍桩径、竖向距离的不同深度根据桩长尺寸合理安排, 选用 B 型十字板头的便携式十字板仪对桩周土进行十字板剪切试验, 获取模型桩周土的抗剪强度。

1.2.4 试验数据处理 计算桩身截面应变 ε_i 为

$$\varepsilon_i = (\varepsilon_{i1} + \varepsilon_{i2})/2, \quad (1)$$

式中, ε_{i1} 、 ε_{i2} 分别为 i 截面 2 个应变片所测得值。

桩身截面轴力 N_i

$$N_i = E_m A_m \varepsilon_i, \quad (2)$$

式中: E_m —模型桩桩身弹性模量(GPa); A_m —模型桩桩身截面面积(mm²); ε_i —模型桩桩身截面应变($\mu\varepsilon$)。

桩侧摩阻力 q_{si}

$$q_{si} = (N_{i+1} - N_i)/F, \quad (3)$$

式中: N_i —第 i 截面轴力(N); F —桩身量测截面之间桩段的侧表面积(mm²), $F = \pi D l$ (其中 D 为模型桩的外径, l 为两个截面间的长度)。

抗剪强度由便携式十字板直接测读出来的刻度经换算得到。

2 试验结果及分析

2.1 桩周土的触变性

图 3 为不同桩径的模型桩桩周土的抗剪强度与不同休止龄期的关系。不同桩长桩径的模型桩桩周土的抗剪强度随着休止时间的增加都表现出

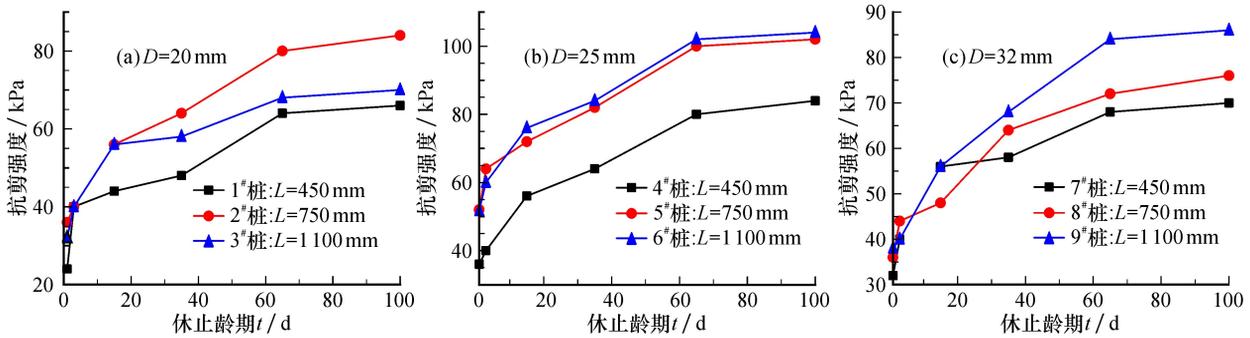


图3 不同桩径模型桩周土不同休止龄期的抗剪强度

Fig. 3 Shear strength of soil around model pile at different resting period

增长的趋势,在1~35 d增长速率最快,35~65 d增长稍慢,65~100 d增长速率最慢。究其原因,湛江组结构性黏土具有强触变性,模型桩在沉桩过程中,桩周土由于受到打桩带来的扰动,土体的抗剪强度显著下降。当沉桩结束后,随着时间的推移,桩周土的内部结构逐渐得以恢复,桩周土受损伤的抗剪强度逐渐恢复。

根据张先伟等的研究,定义触变强度比率为土样扰动后 t 时刻与扰动后0时刻的强度之比^[4]。触变强度比率指标反映了土样扰动后任意时刻强度的变化情况,利用触变强度比率可以判别触变性的强弱。

表3为不同桩长、不同桩径的模型桩的桩周土在不同深度下不同休止龄期的触变强度比率。随着休止龄期的增加,触变强度比率都表现出增长的趋势,且前期增长快,后期增长慢。相同深度相同桩长的情况下,桩径越小,模型桩桩周土的触变强度比率增加的幅度和速率越大;相同深度相同桩径的情况下,随着入土桩长的增加,触变强度比率增长的速率与幅度没有明显的规律;而不同深度下,入土桩长越长,桩周土的触变强度比率相差越小。可以得出,入土桩长对桩周土的影响不如桩径对桩周土的影响大。分析其原因,桩径越小,桩周土受到的扰动程度也就越小,随着重塑土体静置时间的增长,被破坏的结构恢复得越快,土体的强度会随土体结构的恢复而增长得越快。

2.2 极限承载力的确定

图4分别是1#、5#和8#模型桩在不同休止龄期的 $Q-S$ 曲线。随着每级荷载的增加,沉降也不断的增加,并且曲线都有明显拐点,均属于陡降型曲线。 $Q-S$ 曲线可分为3个阶段:第1阶段以桩身压缩量的发展为主,对应于 $Q-S$ 曲线上的直线或近

表3 不同休止龄期桩周土的触变强度比率

Table 3 Thixotropic strength ratio of soil around piles at different resting period

| 入土桩长 L/mm | 桩径 D/mm | 桩周土受 剪深度/ mm | 不同休止龄期下的触变强度比率 | | | |
|----------------|--------------|-------------------|----------------|------|------|-------|
| | | | 15 d | 35 d | 65 d | 100 d |
| 450 | 20 | 20 | 1.9 | 2.2 | 2.6 | 2.8 |
| | | 40 | 1.58 | 1.67 | 2.5 | 2.67 |
| | | 60 | 1.33 | 1.44 | 1.78 | 1.89 |
| | 25 | 20 | 1.57 | 2.0 | 2.28 | 2.42 |
| | | 40 | 1.37 | 1.50 | 2.06 | 2.12 |
| | | 60 | 1.36 | 1.54 | 1.82 | 1.86 |
| 750 | 20 | 20 | 1.67 | 1.83 | 2.75 | 2.91 |
| | | 40 | 1.78 | 2.22 | 2.33 | 2.44 |
| | | 60 | 1.67 | 1.78 | 2.17 | 2.27 |
| | 25 | 20 | 1.9 | 2.1 | 3.00 | 3.20 |
| | | 40 | 1.56 | 1.78 | 2.22 | 2.33 |
| | | 60 | 1.44 | 1.67 | 2.05 | 2.17 |
| 1100 | 20 | 20 | 1.25 | 1.42 | 1.67 | 1.75 |
| | | 40 | 1.31 | 1.57 | 1.92 | 2.00 |
| | | 60 | 1.20 | 1.46 | 1.70 | 1.73 |
| | 25 | 20 | 1.25 | 1.5 | 1.62 | 1.68 |
| | | 40 | 1.46 | 1.61 | 1.96 | 2.00 |
| | | 60 | 1.50 | 1.70 | 1.95 | 2.10 |
| 32 | 20 | 20 | 1.69 | 2.61 | 2.77 | 2.85 |
| | | 40 | 1.75 | 1.87 | 2.12 | 2.25 |
| | | 60 | 1.45 | 1.91 | 2.00 | 2.09 |
| | 25 | 20 | 1.25 | 1.50 | 2.00 | 2.04 |
| | | 40 | 1.50 | 1.8 | 2.10 | 2.20 |
| | | 60 | 1.33 | 1.78 | 2.00 | 2.11 |
| 100 | 25 | 40 | 1.42 | 1.57 | 1.89 | 1.93 |
| | | 60 | 1.44 | 1.55 | 1.86 | 1.89 |
| | | 100 | 1.37 | 1.62 | 2.50 | 2.62 |
| | 32 | 40 | 1.47 | 1.79 | 2.21 | 2.31 |
| | | 60 | 1.28 | 1.44 | 1.72 | 1.76 |
| | | 100 | 1.31 | 1.42 | 1.77 | 1.85 |

于直线段;第2阶段为桩身压缩及整体位移共同发展,对应于 $Q-S$ 曲线上的曲率逐渐变大;第3阶段以整体位移发展为主,呈陡降状态。静载试验规定,取其发生明显陡降的起始点所对应的荷载值为

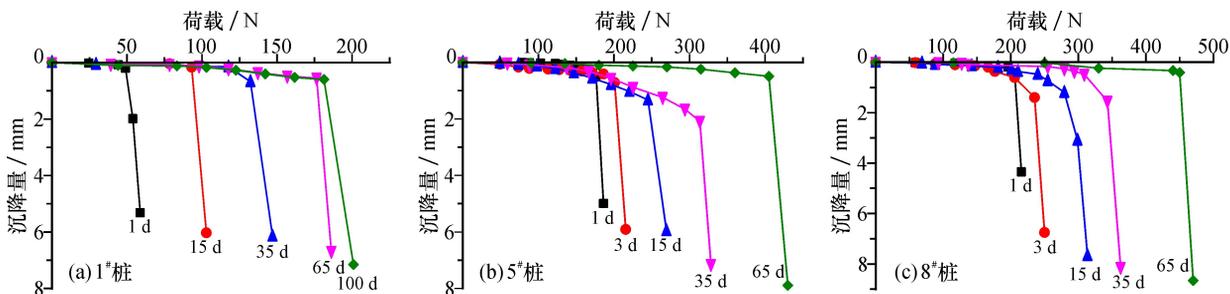
图4 模型桩的 $Q-S$ 曲线

Fig. 4 Load-settlement curves of model piles

极限承载力。此外，在入土桩径相同的情况下，随着休止龄期的增加，模型桩达到极限承载力时，其对应的荷载和沉降也越来越大；在桩长相同的情况下，随着桩径的增大，模型桩达到极限承载力时，其对应的荷载和沉降也越来越小。

通过整理 1[#]~9[#]模型桩在不同休止龄期的 $Q-S$ 曲线，根据其曲线特征，得到各模型桩在不同休止龄期的极限承载力及增长幅度(65 d 时单桩竖向极限承载力相较于 1 d 时单桩竖向极限承载力值)，见表 4。

表 4 不同休止龄期下桩的极限承载力
Table 4 Ultimate bearing capacity of piles under different resting period

| 桩号 | 不同休止龄期下极限承载力/N | | | | | 增长幅度/% |
|----------------|----------------|------|------|------|-------|--------|
| | 1 d | 15 d | 35 d | 65 d | 100 d | |
| 1 [#] | 55 | 95 | 135 | 180 | 190 | 245 |
| 2 [#] | 120 | 215 | 245 | 305 | 310 | 158 |
| 3 [#] | 130 | 215 | 325 | 380 | 390 | 200 |
| 4 [#] | 90 | 170 | 185 | 240 | 245 | 172 |
| 5 [#] | 180 | 250 | 320 | 405 | 410 | 127 |
| 6 [#] | 310 | 360 | 500 | 830 | 840 | 170 |
| 7 [#] | 120 | 205 | 260 | 350 | 365 | 204 |
| 8 [#] | 210 | 305 | 350 | 450 | 455 | 117 |
| 9 [#] | 280 | 450 | 600 | 640 | 650 | 132 |

随着休止龄期的增加，各模型桩的极限承载力均有不同幅度的恢复。恢复幅度最大的 1[#] 桩，为 245%，恢复最小的 8[#] 桩，为 117%，且单桩竖向极限承载力恢复的速率表现为前期(1~65 d)增长快，后期(65~100 d)增长慢。主要是因为：湛江组结构性黏土具有强的结构性，模型桩在沉桩瞬间，桩周黏土的结构性被强烈破坏；同时，在沉桩开始之后，由于桩对土的挤压扰动，土中产生超孔隙水压力，土的有效应力减小，此时土体的强度降低，故模型桩在沉桩初始时刻最低；随着休止时间的增长，湛江组结构性黏土的触变性发生作用，使得土

体的强度呈现出非线性增长的状态，桩的极限承载力表现为前期增长快，后期增长慢。

2.3 各休止龄期的轴力分布规律

以 8[#] 模型桩为例，分析各休止龄期的轴力分布规律。图 5 是 $L=750$ mm, $D=32$ mm 的 8[#] 模型桩在不同休止龄期时桩身的轴力图。各休止龄期时的桩身轴力图具有相似的特征，轴力在每级荷载下沿桩长呈现出非线性减小，其中桩身上部和靠近桩端部分的桩身轴力衰减速度大于桩身中部。同时在小于极限荷载作用时，桩身下部靠近桩端处轴力作用很小，说明模型桩在工作荷载作用下，其上覆荷载大部分由桩身摩阻力提供，桩端阻力基本不发生作用。

2.4 桩侧摩阻力分析

以 8[#] 模型桩为例，分析各休止龄期的桩侧摩阻力分布规律。图 6 为 8[#] 桩的各休止龄期下的摩阻力分布图。可以看出：1) 各休止龄期下模型桩的摩阻力沿桩身近似成“R”形分布，桩身中部的摩阻力值较大，桩顶和桩端周围的摩阻力值较小，桩端摩阻力衰减明显。由此可见，模型桩侧摩阻力发挥不同步，其值的大小与桩身位置有关；2) 随着休止时间的增加，桩极限侧摩阻力增长较大，0~100 d 内，8[#] 模型桩，极限侧摩阻力由 4.19 kPa 增加到 9.11 kPa，增长 117.4%；3) 随着上覆荷载的增加，桩顶荷载向下传递是逐步实现的，即上部土层的摩阻力先于下部发挥作用，随着荷载继续往桩端传递，下部土层的摩阻力才逐渐发挥作用，其发挥呈现出异步的规律。

3 桩周土触变效应与模型桩时效性的关系

以 8[#] 模型桩为例，分析各休止龄期的桩周土触变效应与模型桩时效性的量化关系，建立 8[#] 模型桩在不同休止龄期的极限承载力与桩周土的十字板剪切强度的关系，如图 7 所示。

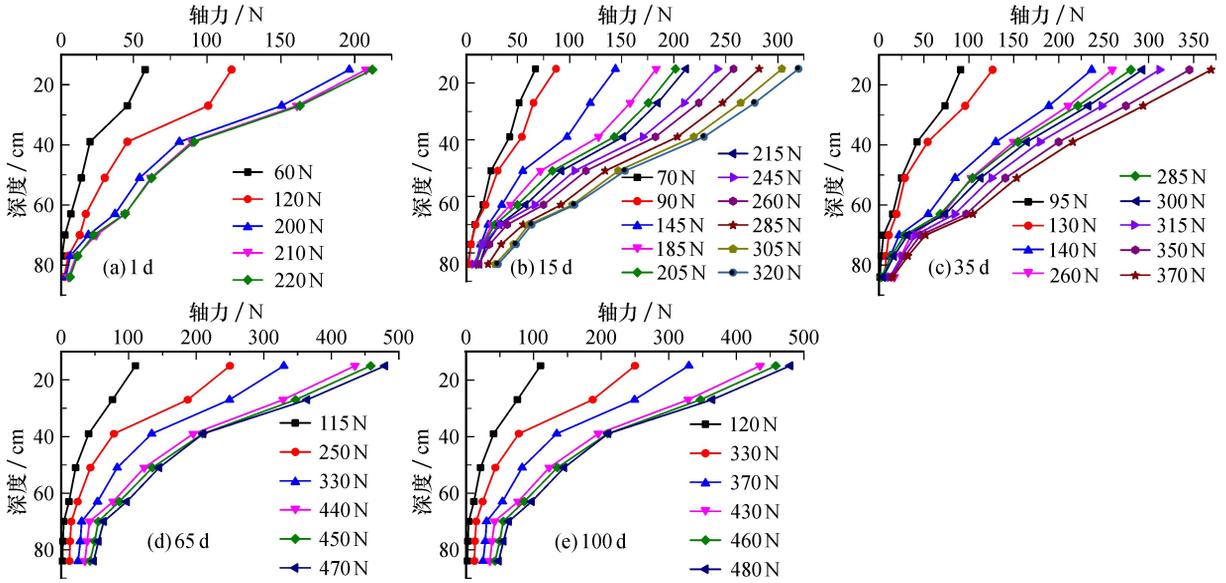


图5 8#模型桩在不同休止龄期下的轴力图

Fig. 5 Axial diagram of Model Pile 8# at different resting period

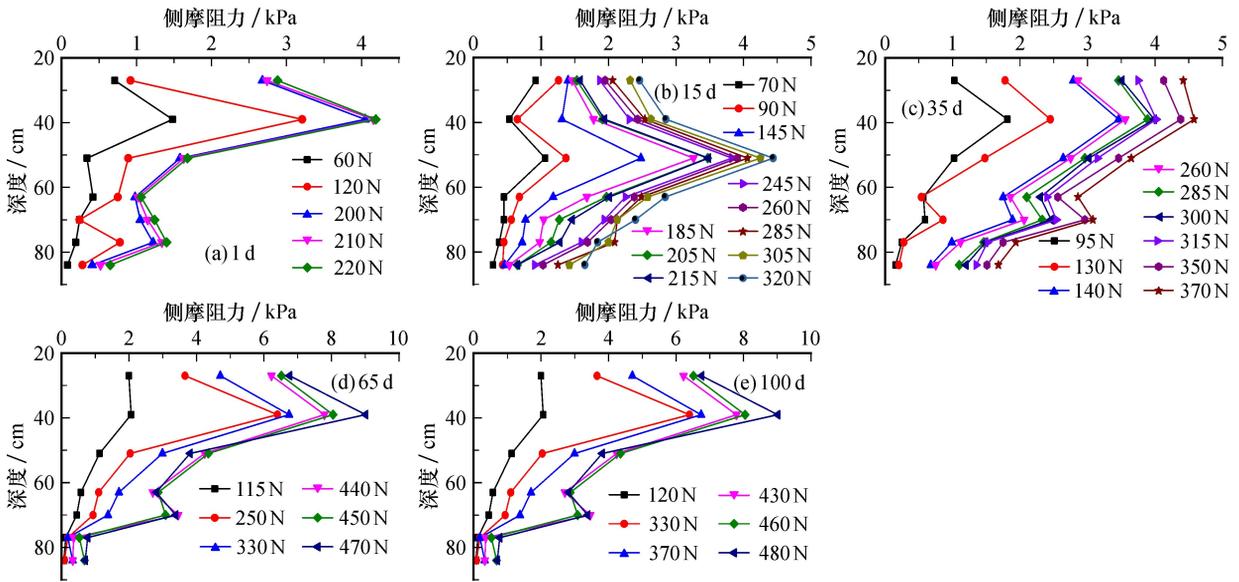


图6 8#模型桩在不同休止龄期下的侧摩阻力

Fig. 6 Lateral friction resistance Model Pile 8# at different resting period

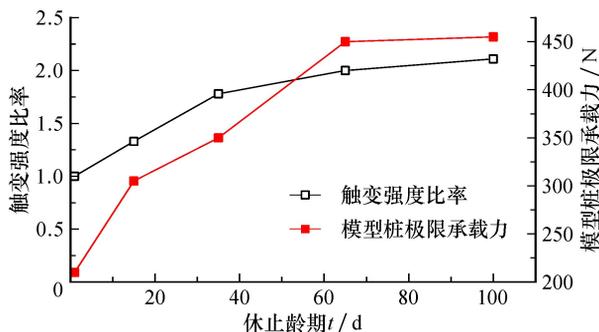


图7 8#模型桩桩周土强度与桩极限承载力关系

Fig. 7 Soil strength and ultimate bearing capacity of Model Pile 8#

模型桩在不同休止龄期的极限承载力与桩周土的十字板剪切强度呈正相关性。对8#模型桩(桩长 $L=750\text{ mm}$, 桩径 $D=32\text{ mm}$), 在0~65 d, 触变强度比率由1增长到2, 增长了1, 模型桩的极限承载力由210 N增长到了450 N, 增长了240 N; 65~100 d, 触变强度比率由2增长到2.11, 增长了0.11, 极限承载力由450 N增长到455 N, 增长了5 N。桩周土强度的恢复与模型桩的极限承载力增长正相关土体的触变性越强, 单桩的时效性越明显。

4 结 论

(1) 湛江组结构性黏土具有很强的触变性,不同桩长、桩径的模型桩周土的抗剪强度和触变强度比率随着休止时间的增加均表现出增长的趋势,且前期增长快,后期增长慢。在入土桩长相同的情况下,桩径越小模型桩周土的触变强度比率增加的幅度和速率越大;在桩径相同情况下,随着入土桩长的增加,触变强度比率增长的速率与幅度没有显著的规律,入土桩长对桩周土的影响不如桩径对桩周土的影响大。

(2) 随着休止龄期的增加,各模型桩的极限承载力均有不同幅度的恢复:恢复幅度最大的1#桩,为245%;恢复最小的8#桩,为117%,且单桩竖向极限承载力恢复的速率表现为前期(1~65 d)增长快,后期(65~100 d)增长慢。

(3) 各休止龄期内模型桩的摩阻力沿桩身近似成“R”形分布,随着上覆荷载的增加,桩顶荷载向下传递是逐步实现的。随着休止时间的增加,桩极限侧摩阻力增长较大。

(4) 桩周土强度的恢复与模型桩的极限承载力增长呈正相关,土体的触变性越强,单桩的时效性越明显。

参考文献:

[1] Boswell P G H. A preliminary examination of the thixotropy of some sedimentary rocks [J]. Quarterly Journal of Geological

- Science, 1949, 104: 499-526.
- [2] 沈水龙,唐翠萍,庞晓明. 不同水泥土混合桩周围土体的扰动与强度恢复[J]. 岩土力学, 2006, 27(10): 1827-1830.
- [3] 徐永福,王驰,黄铭,等. 湿喷桩施工中饱和粉土的触变性研究[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(10): 1784-1789.
- [4] 张先伟,孔令伟,李峻,等. 黏土触变过程中强度恢复的微观机理[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(8): 1407-1413.
- [5] 王亮,曹玲珑,李磊,等. 太湖与白马湖疏浚淤泥的触变特性研究[J]. 工程地质学报, 2015, 23(3): 548-553.
- [6] 崔自治,周伟红,潘鹏,等. 宁夏同心重塑黄土的触变特性[J]. 水力发电学报, 2016, 35(6): 111-117.
- [7] Kul'chitskii G B. Thixotropy of soils of the Middle Ob region and its consideration when constructing pile foundations[J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1975, 12(3): 168-170.
- [8] 叶为民,黄雨,唐益群,等. 饱和软土中打入式预制桩单桩承载力的时效性[J]. 岩土力学, 2000, 21(4): 367-369.
- [9] 马海龙. 开口桩与闭口桩承载力时效的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(S2): 3349-3353.
- [10] 张明义,刘俊伟,张忠苗,等. 基于隔时隔压试验的静压桩优化设计方法[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(2): 320-324.
- [11] 符秋生. 静压预应力管桩单桩承载力试验研究[J]. 公路, 2012(8): 151-156.
- [12] 赵广顺,何洋. PHC管桩承载力时间效应研究[J]. 山西建筑, 2016, 42(20): 60-61.
- [13] 汤斌,王巍,程涛,等. 湛江组结构性黏土桩基群桩效应[J]. 桂林理工大学学报, 2017, 37(3): 525-530.
- [14] 李俊伟. 超长大大直径群桩基础室内模型试验研究[D]. 南京:东南大学, 2008.
- [15] 邹圣锋,张贵川,韩毅,等. 砂土中单桩承载特性室内试验分析[J]. 西南师范大学学报(自然科学版), 2015, 40(10): 160-166.
- [16] 张明远,王成,钱建固. 竖向荷载下膨胀土桩基承载室内模型试验[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(S2): 73-76.
- [17] 郑晨,白晓宇,张明义,等. 嵌岩PHC管桩承载特性的静载试验及其荷载—沉降曲线模型研究[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2019, 44(2): 516-523.

Model test of Zhanjiang Formation structural clay piles foundation based on thixotropic effect

TANG Bin¹, QIN Ming-lan^{1,2}, ZHOU Biao-he¹

(1. College of Civil and Architecture Engineering, Guilin University of Technology, Guilin 541004, China; 2. Guangxi Huarui Steel Engineering Design Consulting Co. Ltd, Liuzhou 545000, China)

Abstract: Based on the practice of a single pile project in Zhanjiang, the self-made model box device was used to study the bearing behavior of 9 groups of model piles with different pile length and pile diameters in different resting stages for Zhanjiang Formation structural clay. The strain and settlement of model pile were measured respectively. The shear strength of the soil around the model pile was measured by the vane shear test, to explore the quantitative relationship between the thixotropy of structural clay and the timeliness of single pile in Zhanjiang Formation structural clay. The results show that(1) the ultimate bearing capacity of model piles with different pile length and pile diameter, the shear strength and thixotropic strength ratio of the soil around the piles all show an increasing trend with the increase of the resting stage. The growth is fast at first stage, then slows later. (2) The increase range of ultimate bearing capacity of model pile is positively related to the recovery range of soil strength around the pile. The stronger the thixotropy of soil is, the more obvious the timeliness of single pile are.

Key words: model pile; pile thixotropy; timeliness; structural clay; Zhanjiang Formation

(编辑 李亚静)