

DOI: 10.11779/CJGE201502018

高抛填钢管桩负摩阻力现场试验研究

刘兹胜

(中交上海三航科学研究院有限公司, 上海 200032)

摘 要: 大面积高填土软土地基在抛石作用下, 周边填土的沉降易使桩基产生负摩阻力, 为掌握负摩阻力作用规律, 在上海洋山深水港工程钢管桩进行了现场试验, 取得了试验桩负摩阻力分布、数值大小、随时间变化情况、中性点位置、下拉荷载等关键参数的认识。结果表明: ①桩身负摩阻力的发展存在明显的时间效应, 软土层负摩阻力达到峰值的时间较短, 而土质好、埋深大的土层, 负摩阻力达到峰值的时间较长。②现场试验得到的抛石棱体的负摩阻力系数达 0.8, 淤泥质黏土的负摩阻力系数仅为 0.04, 其它土层的负摩阻力系数与规范吻合良好。③在抛填完成后近九个月时间内, 基桩下拉荷载在持续增大, 最大下拉荷载达 7740.4 kN, 中性点深度在 $0.62L \sim 0.68L$ 之间, 由抛石产生的负摩阻力达 184.4 kPa, 这在今后的类似工程设计中应该引起重视, 适当采取减小负摩阻力的措施。

关键词: 高填土; 抛石; 钢管桩; 负摩阻力; 中性点; 下拉荷载

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000 - 4548(2015)02 - 0337 - 06

作者简介: 刘兹胜(1981 -), 男, 工程师, 主要从事港口工程结构与岩土工程等方面的科研。E-mail: liuzisheng@gmail.com。

Field tests on negative skin friction of steel pipe piles in high backfilling soils

LIU Zi-sheng

(Shanghai Third Harbour Engineering Science & Technology Research Institute Co., Ltd., Shanghai 200032, China)

Abstract: For the piles in large-area high fill soft soils, rubble mound may cause negative skin friction on piles because of the settlement of backfilling soils. To grasp the influence of the negative skin friction, field tests are carried out on a steel pipe pile of Yangshan Port of Shanghai. The knowledge on key parameters such as distribution, magnitude and temporal variation of the negative skin friction of the pile, location of neutral point and downdrag force is acquired. The results indicate that: (1) the time effect of the negative skin friction on the pile is obvious. The time for the negative skin friction of soft soils to reach its peak is shorter, while that for the good soils with large embedded depth is longer; (2) the measured negative skin friction coefficient of rubble mound is up to 0.8, while the coefficient of silty soft clay is only 0.04, the coefficients of other soils are in good agreement with the technical code of China; (3) in nearly nine months after rubble mound construction is completed, the downdrag force of the pile continues to increase. The maximum downdrag force is up to 7740.4 kN, depth of the neutral point is between $0.62L \sim 0.68L$, and the negative skin friction generated by the rubble mound is up to 184.4 kPa. Attention should be paid to the design of similar projects in the future, and appropriate measures should be taken to reduce the negative skin friction.

Key words: high backfilling soil; rubble mound; steel pipe pile; negative skin friction; neutral point; downdrag force

0 引 言

通常, 桩受轴向荷载作用后, 桩相对于桩侧土体向下位移对桩产生的摩阻力, 称正摩阻力。但是, 当桩周土体因某种原因发生下沉, 其沉降速率大于桩的下沉时, 则土层相对于桩侧向下位移, 产生于桩侧的向下的摩阻力称为负摩阻力。

关于桩基负摩擦的应用研究主要是考虑如何确定负摩阻力沿桩身的分布及中性点位置。Johannessen 等^[1]对钢管桩进行了负摩阻力试验, 发现负摩阻力与桩周

土体的有效应力成正比。Bjerrum 等^[2]、Bozozuk^[3]进一步证实了有效应力法计算负摩阻力的正确性。Endo 等^[4]、Wakler 等^[5]、Clemente^[6]、Bozozuk^[7]、Leung 等^[8]分别在现场试验中测量了负摩阻力分布和中性点位置。Fellenius 等^[9-11]针对基桩负摩阻力沿着桩身的分布, 中性点位置等问题做了试验研究。

国内对于桩基的负摩阻力问题也进行了持续不断

的研究,李光煜等^[12]利用滑动位移计成功地量测了钢管桩的负摩阻力分布,并运用有效应力法进行了一些探讨。马时冬^[13]在某软土地基高速公路中桥台桩基础的钢筋混凝土灌注桩进行了负摩阻力现场测试及研究,测出了中性点深度和桩侧负摩阻力。赵锡宏等^[14]提出了计算中性点位置的逐次逼近法,这比按照经验法估计中性点位置合理许多。范正明等^[15]应用黄金分割原理建立了 Gan-Chen 模式,认为桩的中和点在 0.382L 处,中性点在 0.618L 处。李玲玲等^[16]对大面积堆载情况下大直径钻孔灌注桩负摩阻力进行了试验研究,分析了中性点位置及桩侧负摩阻力系数。

但是,关于抛石引起的基桩负摩阻力大小试验研究,国内外鲜有报道。20 世纪 70 年代末,宫泽康生等^[17]曾对日本横浜港大黑码头进行过类似试验,但大黑码头抛石高度、天然地质条件等与本工程有较大差异,其它报道,未见对抛石引起的负摩阻力大小进行量化分析。本次现场试验对于研究高抛填对软土地基中钢管桩产生的负摩阻力具有非常重要的意义。

1 试验概况

本试验是世界最大的海岛型深水人工港——上海洋山深水港工程的一部分,港口高桩码头的接岸结构由近海侧的斜顶桩、中部的挡土板墙桩以及近岸侧的支撑桩组成。抛石的范围在板桩墙后方近岸处,抛石宽度约为 30 m。为了便于分析抛填对基桩产生的负摩阻力,在近岸侧接岸结构 4 号承台的后方 3 m 处设一根自由单桩,桩基穿过约 15 m 的软土层,上部大量的抛石回填使桩周土产生相对桩的向下位移,极易导致桩产生负摩擦力。其形成原因主要由以下两方面:①由于承台结构后方抛填块石的厚度较高,块石由于自重作用产生沉降变形;②大量抛填引起附加荷载,导致桩周可压缩土层的固结变形。

试验桩为一根桩顶自由钢管桩,直径 1200 mm,壁厚 20 mm,桩长 66 m,桩端开口,桩上设置 24 个测试断面,每个测试断面布置连个应变计,测试断面布置如图 1 所示。

桩身轴力测试采用洛克泰司特公司生产的 SM-2W 型弦式应变计,采用点焊接方式将传感器固定在桩身指定位置。SM-2W 型应变计的量程为 3000×10^6 ,通过 MB-6TL 型振弦式数据记录仪读取各应变计的数据,通过定期测试和计算可得出桩身各阶段的应力分布。若传感器 i 断面受力前读数为 R_0 ,受力后读数为 R_i ,则通过下式可得出实测应变值:

$$\varepsilon = K \times 10^9 \times \left(\frac{1}{R_i^2 - R_0^2} \right) \times 10^{-6}, \quad (1)$$

式中, ε 为微应变 (10^{-6}), K 为常数,对 SM-2W 型传感器 K 值取 0.3911。

基桩 i 断面的平均轴力为

$$N_i = EA \left(\frac{\varepsilon_a + \varepsilon_b}{2} \right), \quad (2)$$

式中, N_i 为 i 断面轴力值, E 为钢材弹性模量, A 为桩计算断面面积, ε_a , ε_b 为 i 断面两侧的实测应变值。

施工过程中,按照设计规定,每级加载前后和抛填结束时进行测试,特殊情况下增加测试次数,抛填结束后继续观测。本次试验观测延续时间近 20 个月。

为了配合桩基负摩阻力试验分析,试验中布置了分层沉降测孔,以测试基桩附近不同抛填阶段分层土体沉降、桩端沉降,推算试验桩的负摩擦中性点位置。但是,分层沉降标在施工过程中失效,现有的沉降数据仅有 2005 年 2 月 3 日—2005 年 4 月 13 日的部分数据,无法在负摩阻力试验分析中形成有效支撑。

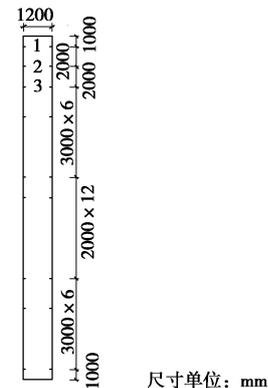


图 1 钢管桩测试断面布置图

Fig. 1 Layout of test sections in steel pipe pile

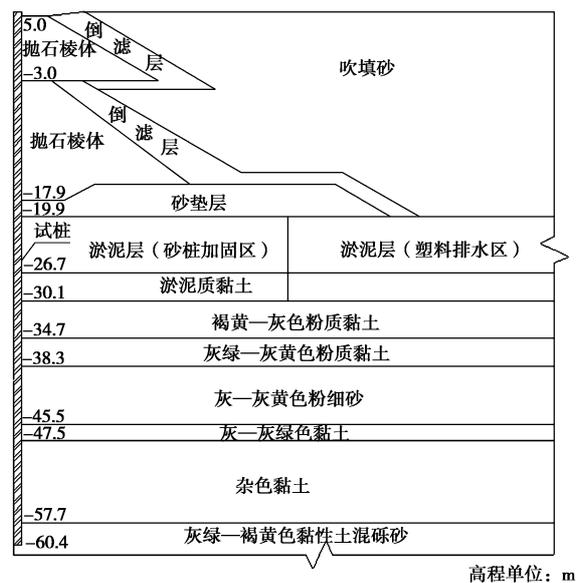


图 2 试验桩地质剖面图

Fig. 2 Geological profile of pile

2 工程地质条件

根据工程地质报告, 由于受长江三角洲河口区的冲击和海相沉积作用, 在港区范围内覆盖 Q4 和 Q3 不同成因的土层, 其土层分类主要有淤泥、淤泥质黏土、粉质黏土、粉细砂、中粗砂、砾砂、强风化岩和基岩等组成, 且局部区域的淤泥层很厚。试验桩位于工程 4 号接岸承台后方回填的抛石棱体中, 天然地基表层淤泥质土采用大直径砂桩加固, 置换率 25%, 试桩位置钻孔柱状图见图 2, 土物理力学指标见表 1。

表 1 土的物理力学指标汇总表

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

土层名称	天然重度 ($kN \cdot m^{-3}$)	压缩模量 (MPa)	泊松比	内摩擦角 ($^{\circ}$)	黏聚力 (kPa)
灰黄—灰色淤泥	16.5	1.6	0.40	14.0	12.0
砂桩加固层	18.0	2.8	0.30	13.0	18.0
褐黄—灰色粉质黏土	19.3	6.7	0.35	24.0	19.0
灰绿—灰黄色粉质黏土	19.7	7.7	0.35	22.0	39.0
灰—灰黄色粉细砂	19.2	12.6	0.30	35.0	2.5
灰—灰绿色黏土	18.7	8.0	0.35	15.0	32.5
杂色黏土	19.7	11.7	0.35	20.0	58.0
灰绿—褐黄色黏性土混砂砾	20.1	7.5	0.3	23.0	42.0
基岩	26.5	6.7×10^4	0.22		

3 试验结果

现场施工抛填分两个阶段, 下级抛石棱体从天然泥面-19.9 m 抛至-3.0 m 标高, 2005 年 4 月 24 日完成; 上级抛石棱体抛至+5.0 m 标高, 2005 年 8 月初填筑完成。由于现场施工环境恶劣, 且随着抛石棱体的不断填筑桩身轴力的持续增大, 导致部分测点在填筑过程和填筑完成后损坏, 实测桩身轴力分部曲线见图 3。现场测试时间为 2004 年 11 月 18 日—2006 年 7 月 30 日。

3.1 桩身轴力

由图 3 可见, 桩身最大轴力在抛填施工过程中, 随着抛石棱体的不断填筑逐渐增大, 在抛填施工完成后近 9 个月的时间内 (从抛填完成至 2006 年 4 月 24 日), 桩身最大轴力仍在持续增大, 之后逐渐变小。

3.2 中性点

中性点是桩、土位移沉降量相等的点, 中性点以

上, 桩承受周围土体向下的拉力, 即负摩阻力, 中性点以下, 桩承受正摩阻力。中性点是负摩阻力和正摩阻力的转换点, 也是桩身轴力沿桩长变化的特征点。中性点以上轴力随深度递增, 中性点以下轴力随深度递减。

确定中性点一般有两种方式: ①按照桩与土的相对位移来确定, ②通过直接测量桩身各断面的应力, 根据桩身最大轴力所在断面来确定。本次试验按照 SM-2W 型弦式应变计实测桩身最大轴力点位置确定中性点位置。虽然桩身轴力分布测试中部分测点损坏, 但桩顶以下 17, 20, 35, 39, 41 m 处数据测试完整 (桩顶以下 23m 处数据异常, 详细原因不清楚), 且数据一直非常稳定, 从实测轴力曲线看, 这些测点对分析桩身负摩阻力非常有意义。

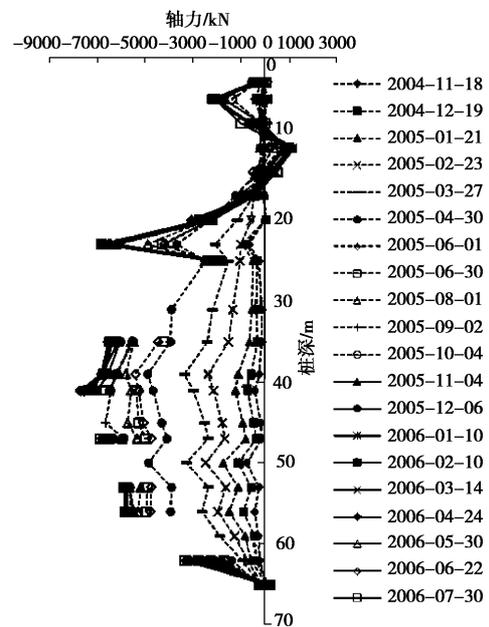


图 3 试验桩桩身轴力分布图

Fig. 3 Variation of axial forces of pile

从图 3 看出, 桩身轴力较小的情况下, 最大轴力点并不明显, 但是随着桩身轴力的增大, 最大轴力点的位置逐渐明确, 发展趋势稳定。中性点位置基本在桩顶以下 39~45 m 处变动, 到 2005 年 9 月 2 日, 实测中性点位置位于桩顶以下 45 m ($0.68L$, L 为试验桩桩长) 处, 2005 年 9 月 2 日以后桩顶以下 45 m 处测点损坏, 从已有数据来看, 中性点位置稳定在桩顶以下 41 m ($0.62L$) 处。因此, 本例试验桩中性点最终位置可取为 $0.62L \sim 0.68L$ 。

3.3 下拉荷载

下拉荷载即为桩身中性点以上的负摩阻力总和, 试验桩桩顶自由, 忽略桩身自重, 桩身最大轴力大小即为下拉荷载大小。

表2 实测负摩阻力计算汇总表

Table 2 Calculation of measured negative skin frictions

桩顶以下	主要土层分布	负摩阻力峰值/kPa	测试日期	备注
17~20 m	抛石棱体	184.4	2006-03-14	前期稳定增大至 184.4 kPa, 达到峰值后数据较稳定, 略有下降
25~31 m	淤泥层 (砂桩加固区)	63.7	2005-04-30	前期稳定增大至 63.7kPa, 砂桩加固效果良好, 之后测点损坏
31~35m	淤泥质黏土	14.7	2005-03-27	土质较差, 峰值负摩阻力仅为 14.7kPa, 2005.4.30 日后测点损坏
35~39 m	褐黄—灰色粉质黏土	63.9	2005.04-30	前期稳定增大至 63.9 kPa, 之后数据较为稳定, 略有下降
39~41 m	灰绿—灰黄色粉质黏土	115.8	2006-04-24	存在桩侧阻力正负变化, 负摩阻力稳定增大至 115.8 kPa, 之后测点损坏

试验桩最大轴力点位置主要变化范围在桩顶以下 39~45 m 处, 最终稳定在灰绿—灰黄色粉质黏土中。在分析下拉荷载中, 主要以桩顶以下 39, 41, 45 m 处实测轴力数据作为分析依据。

图 4 为试验桩下拉荷载随时间变化图, 由图中可见, 试验桩在 2006 年 4 月 24 日下拉荷载达到峰值, 为 7740.4 kN, 位于桩顶以下 41 m。试验桩在抛石棱体施工过程中和施工完成后近 9 个月的时间内, 下拉荷载一直在增大, 之后逐渐减小 (到 2006 年 7 月 30 日止)。

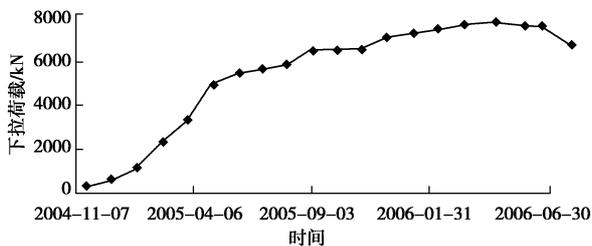


图4 试验桩下拉荷载随时间变化图

Fig. 4 Variation of downdrag forces of pile with time

3.4 负摩阻力

结合图 2, 3, 桩顶以下 17 m 范围内, 下拉荷载较小, 可能原因在于该范围内抛石棱体在抛填施工过程中已经充分沉降变形。因此, 关于负摩阻力分析主要考虑桩顶以下 17~41 m 之间。

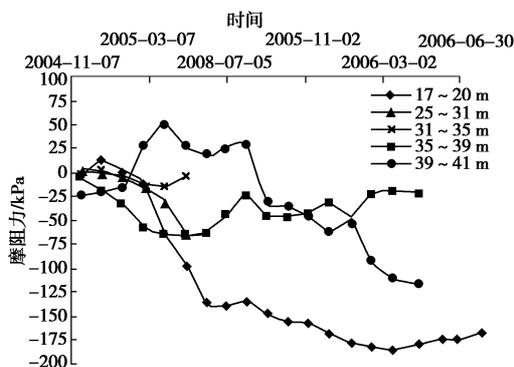


图5 实测负摩阻力计算图

Fig. 5 Calculation of measured negative skin frictions

图 5 为实测负摩阻力计算图, 结合图 2, 对各分段图层的负摩阻力分析汇总于表 2。

由表 2 可以看出, 抛石棱体产生的负摩阻力较大, 17~20 m 处在抛填完成后约 8 个月的时间达到峰值, 为 184.4 kPa, 之后测点数据较稳定, 略有下降。

对于淤泥层, 经过砂桩加固, 取得了较好的加固效果, 从现有数据分析, 同褐黄—灰色粉质黏土类似, 在 2005 年 4 月 30 日负摩阻力达到峰值, 分别为 63.7, 63.9 kPa。

淤泥质黏土土质较差, 负摩阻力达到峰值的时间最短, 产生的峰值负摩阻力也较小, 仅为 14.7 kPa。

灰绿—灰黄色粉质黏土土质相对较好, 从实测曲线可见桩侧阻力由正变负并稳定增长的情况, 负摩阻力达到峰值的时间最长, 抛填完成后约 9 个月, 在 2006 年 4 月 24 日, 负摩阻力达到峰值, 为 115.8 kPa。

4 讨论

4.1 关于中性点位置

工程设计中可通过理论方法和经验方法确定中性点位置。理论方法是根据负摩擦力的定义, 通过计算桩基沉降变形和桩周土的沉降, 找出桩、土沉降相等的断面位置, 认为该点即为中性点。但是因数学和力学上的困难, 尤其在本案中抛石棱体的参数复杂, 取值困难, 理论方法难于应用。因此, 在目前的工程设计中, 对桩基负摩擦的分析一般仍采用经验公式的估算方法。建筑桩基技术规范^[18] (JGJ94—2008) 给出了确定中性点位置的经验取值方法: 粉土、黏性土, 中密以上砂, 砾石、卵石和基岩的 l_n/l_0 分别为 0.5~0.6, 0.7~0.8, 0.9, 1.0。其中, l_n , l_0 为自桩顶算起的中性点深度和桩周软土层下限深度。

根据地质资料, 桩基持力层为黏性土混砾砂, 中性点深度比取值为 0.5~0.6, 与实测值 0.62~0.68 相比, 按规范估算的中性点深度略小; 如果按照文献^[15] 提出的黄金分割原理计算, 中性点深度比取值为 0.618, 较接近实测值。

从经验方法考虑的中性点深度比的计算结果与实测值对比来看, 在本例工程地质条件下, 采用经验方法计算数据偏小, 这足以引起重视, 因为中性点深度比对于基桩下拉荷载计算有非常大的影响, 中性点深度比偏小, 负摩阻力计算深度减小, 下拉荷载也会偏小, 这可能会给工程带来安全隐患。

4.2 关于时间效应

负摩阻力是由桩侧土层的固结沉降所引起的, 由于土体的固结(特别是黏性土)是一个时间过程, 因此负摩阻力的产生和发展要经历一时间过程, 中性点的位置也随时间变化, 最终趋向于稳定。当桩身沉降完成的时间先于桩侧土固结完成的时间时, 负摩阻力达到峰值后相对稳定; 反之, 当桩的沉降迟于桩侧土的沉降时, 则负摩阻力达到峰值后又会有所降低。固结土层越厚, 渗透性越低, 负摩阻力达到峰值所需时间越长。

从表2的实测负摩阻力数据表明, 淤泥质黏土土质较差, 在2005年3月27日负摩阻力达到峰值, 淤泥层(砂桩加固区)、褐黄—灰色粉质黏土则在2005年4月30日, 达到了峰值。可以认为, 淤泥层(砂桩加固区)、淤泥质黏土、褐黄—灰色粉质黏土大约都在下级抛石棱体抛石完成(2005年4月24日)后, 负摩阻力已经达到峰值。原因是这三层土, 土质相对较差, 而负摩阻力大小还与桩侧土体的剪切变形相关, 在下级抛石棱体抛填完成后, 桩侧土的剪切变形量已经使得负摩阻力达到峰值, 在桩土相对位移明显减小以前, 桩侧负摩阻力可能都会维持在较高水平。

抛石棱体在2006年3月14日负摩阻力达到峰值, 灰绿—灰黄色粉质黏土在2006年4月24日负摩阻力达到峰值。在上级抛石棱体抛填完成后约8个月的时间, 抛石棱体负摩阻力达到峰值, 抛填完成后约9个月的时间, 灰绿—灰黄色粉质黏土负摩阻力达到峰值。从图5可见, 从上级抛石棱体开始施工, 负摩阻力增速平缓, 直至达到峰值; 而灰绿—灰黄色粉质黏土在2006年1月10日后负摩阻力大幅增长, 直至达到峰值。原因在于, 抛石棱体在上覆荷载不断增大的情况下, 随着剪切变形的发展, 负摩阻力稳步增长, 而灰绿—灰黄色粉质黏土埋深大, 土质较好, 桩侧土的剪切变形相对滞后, 负摩阻力的发展相对滞后, 到达峰值的时间也最晚。

从图4来看, 下拉荷载从上级抛石棱体施工开始, 增幅主要与抛石棱体层与灰绿—灰黄色粉质黏土的负摩阻力发展相关。从2005年4月30日起, 下拉荷载稳步增长, 在2006年4月24日达到了峰值。

4.3 关于负摩阻力系数

负摩阻力的计算方法有静力触探试验法、钻孔取

土定值法、不排水抗剪强度试验法、有效应力法、标准贯入试验法等。其中有效应力法是最简单、最接近实际的方法, 也是规范中推荐的方法。对于有效应力法, 比较有名的是 Bjerrum 法, 它是将桩与黏土之间的抗剪强度用有效应力来表示, 即假定桩与土之间的附着力与作用于桩上的水平有效应力成正比, 而水平有效应力又正比于垂直有效应力。其表达通式为

$$f = \beta \sigma'_v \quad (3)$$

式中, σ'_v 为垂直有效应力, f 为负摩擦强度, β 为负摩阻力系数, 即《建筑桩基技术规范》(JGJ94—2008)中的 ξ_n 。只要计算出垂直有效应力, 就可以通过实测负摩阻力估算负摩阻力系数, 见表3。

表3 桩侧负摩阻力系数 β 值

Table 3 Values of β

土层名称	σ'_v /kPa	β
抛石棱体	229.7	0.80
淤泥层(砂桩加固区)	318.5	0.20
淤泥质黏土	356.6	0.04
褐黄—灰色粉质黏土	387.9	0.16
灰绿—灰黄色粉质黏土	415.9	0.28

注: 抛石棱体及砂垫层天然重度取 20 kN/m^3 , 按设计低水位 +0.53 m 计算垂直有效应力

淤泥层(砂桩加固区)、褐黄—灰色粉质黏土、灰绿—灰黄色粉质黏土的负摩阻力系数与《建筑桩基技术规范》(JGJ94—2008)中的推荐值较为一致。抛石棱体的负摩阻力系数达 0.8, 淤泥质黏土的负摩阻力系数仅为 0.04, 当对结构物进行设计计算时, 应用标准难以取得合理的桩侧负摩阻力系数取值。

5 结 语

通过持续近 20 个月的观测试验得知, 在抛填完成后近 9 个月的时间, 基桩总负摩阻力在持续增大, 最大下拉荷载达 7740.4 kN, 中性点深度在 0.62L~0.68L 之间, 由抛石产生的负摩阻力较大, 最大达 184.4 kPa, 这在今后的类似工程设计中应该引起重视, 酌情采取减小负摩阻力的措施。

桩身负摩阻力的发展存在时间效应, 从负摩阻力达到峰值的作用时间来看, 软土层负摩阻力达到峰值的时间较短, 土质好、埋深大的土层, 负摩阻力达到峰值的时间较长。

现场试验得到的抛石棱体的负摩阻力系数达 0.8, 淤泥质黏土的负摩阻力系数仅为 0.04, 当对结构物进行设计计算时, 应用规范难以取得合理的负摩阻力系数。其它土层的桩侧负摩阻力系数与规范吻合良好。

本次试验在分析方面还不能将负摩擦和沉降量、

沉降速度之间建立联系,且未能获得预期的完整数据,有点遗憾,但现有数据仍非常宝贵,可为类似工程设计提供参考。

参考文献:

- [1] JOHANNESSEN L J, BJERRUM L. Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay[C]// Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal, 1965: 261 - 264.
- [2] BJERRUM L, JOHANNESSEN I J, EIDE O. Reduction of negative skin friction on steel piles to rock[C]// Proc 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City, 1969: 27 - 34.
- [3] BOZOZUK M. Downdrag measurement on 160-ft floating pipe test pile in marine clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1972, **9**(2): 127 - 136.
- [4] ENDO M, MINOU A, KAWASAKI T, et al. Negative skin friction acting on steel piles in clay[C]// Proc 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City, 1969: 85 - 92.
- [5] WALKER L K, DARVALL P L. Downdrag on coated and uncoated piles[C]// Proc 8th ICSMFE. Moscow, 1973: 257 - 262.
- [6] CLEMENTE F M. Downdrag on bitumen coated piles in a warm climate[C]// Proc 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm, 1981: 673 - 676.
- [7] BOZOZUK M. Bearing capacity of a pile preloaded by download[C]// Proc 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm, 1981: 631 - 636.
- [8] LEUNG C F, RADHAKRISHNAN R, TAN S A. Performance of precast driven piles in marine clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, **117**(4): 637 - 657.
- [9] FELLENIUS B H, BROMS B B. Negative skin friction for long piles driven in clay[C]// Proc 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City, 1969: 93 - 98.
- [10] FELLENIUS B H. Downdrag on piles in clay due to negative skin friction[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1972, **9**(4): 323 - 337.
- [11] FELLENIUS B H. Negative skin friction and settlement of piles[C]// Proceedings of Second International Seminar on Pile Foundations. Singapore, 1984: 28 - 30.
- [12] 李光煜, 汪彬. 钢管桩负摩阻力及水平位移的测定[J]. 岩土力学, 1988, **9**(2): 90 - 97. (LI Guang-yu, WANG-Bin. Determination of negative friction and horizontal displacement for steel pipe piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 1988, **9**(2): 89 - 98. (in Chinese))
- [13] 马时冬. 桩身负摩阻力的现场测试与研究[J]. 岩土力学, 1997, **18**(1): 8 - 16. (MA Shi-dong. Study on the field measurement of negative friction of piles[J]. Rock and Soil Mechanics, 1997, **18**(1): 8 - 16. (in Chinese))
- [14] 赵锡宏, 张启辉, 张保良. 承受负摩擦力的桩基沉降计算的迭代法[J]. 岩土力学, 1999, **20**(2): 17 - 21. (ZHAO Xi-hong, ZHANG Qi-hui, ZHANG Bao-liang. Iterative method for calculating the settlement of pile foundation with negative friction[J]. Rock and Soil Mechanics, 1999, **20**(2): 17 - 21. (in Chinese))
- [15] 范正明, 甘德福, 陈孝培. 论桩的中和点和中性点的 Gan-Chen 模式求解法[J]. 水文地质工程地质, 2001, **28**(5): 58 - 61. (FAN Zheng-ming, GAN De-fu, CHEN Xiao-pei. Analysis of Gan-Chen model solution method for neutral point and mid-point of pile[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 2001, **28**(5): 58 - 61. (in Chinese))
- [16] 李玲玲, 王立忠, 邢月龙. 大直径钻孔灌注桩负摩阻力试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(3): 583 - 590. (LI Ling-ling, WANG Li-zhong, XING Yue-long. Experimental research on negative skin friction of large-diameter bored piles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(3): 583 - 590. (in Chinese))
- [17] 宫泽康生, 陶光华. 横滨市大黑码头桩基负摩擦的长期观测实验[J]. 港口工程, 1984, **1**(4): 14 - 19. (MIYAZAWA Kousei, TAO Guang-hua. Long-term tests on negative skin friction on piles of Yokohama Daikoku Pier[J]. Harbour Engineering, 1984, **1**(4): 14 - 19. (in Chinese))
- [18] JGJ94—2008 建筑桩基技术规范[S]. 2008. (JGJ94—2008 Technical code for building pile foundation[S]. 2008. (in Chinese))