

DOI: 10.11779/CJGE2018S1032

黄土填方地基中微型钢管桩承载性状试验研究

朱彦鹏^{1, 2}, 王海明^{*1, 2}, 杨奎斌^{1, 2}, 杨校辉^{1, 2}

(1. 兰州理工大学甘肃省土木工程防灾减灾重点实验室, 甘肃 兰州 730050; 2. 兰州理工大学西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心,
甘肃 兰州 730050)

摘要: 目前对于黄土填方场地微型钢管桩桩基性能的研究非常匮乏。依托某实际加固纠偏工程, 在黄土填方场地制作三根微型钢管桩试桩, 在试桩桩身混凝土中布置混凝土应变计, 进行现场单桩静载试验。实测结果研究表明: ①在一些特定场合, 尤其是在施工场地狭小, 工程条件复杂的情况下, 微型钢管桩可用于黄土填方场地较大荷载的建筑物基础纠偏加固中, 并且在黄土填方场地具有较高的承载力。②黄土填方地基中微型钢管桩的 $Q-s$ 曲线呈缓变型, 当加载至最大荷载时, 都没有出现明显向下的弯折段。③微型钢管桩在黄土填方场地其承载力介于材料破坏和失稳破坏之间, 约为材料破坏的 62%, 是失稳破坏的 1.76 倍, 桩身挠曲而产生过大沉降是导致试桩破坏的主要原因。④在黄土填方地基中确定 30~40 m 长的微型钢管桩单桩竖向极限承载力时, 建议将 $Q-s$ 曲线和 $s-lgt$ 曲线相结合, 同时考虑桩顶沉降值, 这样才较为合理。

关键词: 黄土填方地基; 微型钢管桩; 承载性状; 纠偏加固; 静载试验

中图分类号: TU444 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)S1-0198-07

作者简介: 朱彦鹏(1960-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事支挡结构、地基处理和工程事故分析与处理等方面的研究与教学工作。E-mail: zhuypl@163.com。

Experimental study on bearing characteristics of micro steel tube piles in loess fill foundation

ZHU Yan-peng^{1, 2}, WANG Hai-ming^{1, 2}, YANG Kui-bin^{1, 2}, YANG Xiao-hui^{1, 2}

(1. Key Laboratory of Disaster Prevention and Mitigation in Civil Engineering of Gansu Province, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050 China; 2. Western Engineering Research Center of Disaster Mitigation in Civil Engineering of Ministry of Education, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China)

Abstract: The researches on the performance of micro steel tube piles for the loess fill foundation are very scarce. Based on a practical reinforcement and slant rectification project, three micro steel tube piles are used as the test piles in the loess fill site. The single-pile static load tests with concrete strain gauges arranged on concrete of test piles are performed. The results show that: (1) In some cases, especially in the narrow construction site under complicated engineering conditions, the micro steel tube pile can be used for reinforcement and slant rectification of foundation of high load-support and has higher bearing capacity. (2) The $Q-s$ curve of the micro steel tube piles slowly changes in loess fill site. Under the maximum load, there is no obvious downward bending section. (3) The bearing capacity of micro steel pipe piles in the loess fill foundation is between the material damage and the unstable failure, about 62% of the material damage and 1.76 times the unstable failure. The settlement caused by pile deflection is the uppermost reason for the failure of the test piles. (4) When defining the vertical ultimate bearing capacity of single pile of the micro steel tube piles 30~40 meters in length in loess fill foundation, it is recommended to combine the $Q-s$ curve and the $s-lgt$ curve, and to consider the settlement value of pile top, and it is more reasonable.

Key words: loess fill foundation; micro steel tube pile; bearing characteristic; reinforcement and slant rectification; static load test

0 引言

中国黄土主要分布在陕西、山西、甘肃大部分地区以及河南西部, 总面积达 $64 \times 10^4 \text{ km}^2$, 占国土总面积的 6.6%, 占世界黄土面积的 4.9%^[1]。其中湿陷性黄土约占黄土总面积的 60%, 黄土湿陷变形的本质是原

状黄土微结构在水和外力作用下失稳, 结构强度降低至剩余强度再稳定的过程^[2-3]。

近年来, “十三五”计划的实施以及国家经济科技

收稿日期: 2017-06-11

*通讯作者 (E-mail: 179712151@qq.com)

的突飞猛进使得西部地区的建设项目越来越多, 规模也越来越大, 土地资源的日益紧张与建设用地大规模需求之间的矛盾日益突出, “削山填沟, 上山建城”成为解决用地不足问题的有效解决途径, 大量的黄土高填方工程随之而来。高层建筑和大荷载建筑在黄土填方地基中的比例不断增长, 其中桩基础具有承载力高, 沉降小等许多优良性能而被广泛采用, 但目前对这种特殊场地条件下桩基础的受力和承载特性的研究很少, 对非饱和土高填方工程没有系统深入的认识, 导致黄土高填方地基因沉降过大以致失稳的现象屡屡发生, 给社会带来巨大的经济损失。目前众多的专家学者和其他工程人员主要从黄土的湿陷性入手进行研究, 分析桩侧负摩阻力以及地基处理方法, 并取得了一些成果。如黄雪峰^[4]等在厚度大于 35 m 的自重湿陷性黄土地场进行大型现场载荷浸水试验, 得出负摩阻力的数值与场地的湿陷类型、湿陷量的大小无明确对应关系的结论; 朱彦鹏等^[5]通过桩基浸水试验, 对不同深度下、不同范围内的桩侧负摩阻力的变化特征以及土体的沉降过程进行了分析; 康景文等^[6]对厚填土场地的桩基负侧摩阻力的分布规律进行分析, 提出了简化的负侧摩阻力沿轴向线性分布理论计算图及负侧摩阻力系数计算方法; 楼晓明^[7]等对填土荷载作用下环形群桩基础的负摩阻力及桩间土沉降特性进行了研究; 杨校辉等^[8]结合不同深度的挤密桩处理地基深层浸水载荷试验, 对大厚度自重湿陷性黄土地基处理深度和湿陷性评价进行了研究。

微型钢管桩, 在一些特定场合, 尤其是在施工场地狭小, 工程条件复杂的情况下, 以其独特的优势, 逐渐受到工程人员的重视。目前, 国内外对黄土填方场地微型钢管桩桩基性能的研究非常匮乏, 现场量测资料也非常有限, 因此, 开展现场量测, 并深入分析研究量测数据, 对掌握黄土填方场地微型钢管桩桩基承载性状具有重要的实际意义。

1 试验内容

兰州某小区两栋住宅楼由于发生地基不均匀沉降, 需要进行纠偏加固, 两住宅楼采用同一设计图纸, 结构尺寸完全相同, 长度 49.0 m, 宽度 13.0 m, 建筑总高度 35.5 m, 重约 160000 kN。由于场地施工条件(施工场地狭小, 工程条件复杂等)限制, 经专家论证确定使用微型钢管桩在原桩基础底部进行补强加固。为了研究该场地微型钢管桩的单桩承载性状, 并判断能否为上部结构提供足够的承载力, 于 2016 年 7 月 31 日至 2016 年 8 月 14 日在兰州某小区进行了现场单桩竖向静载试验。

1.1 场地条件

场地位于甘肃省兰州市某小区, 黄河北岸高阶地。场地南侧为山坡, 北侧为深沟谷, 沟谷发育, 切割较深, 后经人工挖填整平作为建筑场地。根据地质勘查报告, 该试验场地主要特性如下: ①试验场地所用填土为 Q_4^{ml} , 主要由粉土及泥质砂岩组成, 局部含有卵砾及极少量的生活及建筑垃圾; ②本层素填土的湿陷系数 0.015~0.062 之间, 自重湿陷系数在 0.015~0.083 之间, 从湿陷量计算结果判定, 该场地为 IV 级自重湿陷性场地; ③土体液限含水率为 25.5%; ④土体平均压缩模量为 $E_S=4.94 \text{ MPa}$ 。试验场地土层分布与特征如表 1 所示。

表 1 试验场地土层分布与特征

Table 1 Distribution of soil layers and properties of test site

土层编号	土层特性	土层埋深/m
素填土 1	三七灰土, 夹杂建筑泥石	0~3.2
素填土 2	饱和粉土, 土质均匀, 可塑	3.2~18.8
素填土 3	粉土, 土质均匀, 软塑 强风化岩, 岩芯呈松散状或	18.8~29.0
砂岩	短柱状, 遇水或暴露地表极 易软化崩解或风化	29.0~35.6

1.2 试验方案

在试验场地定位试验桩布置位置, 进行跟管钻进成孔, 现场采用高压循环注浆方法制作三根试桩, 桩直径为 198 mm, 钢管桩直径 168 mm, 试桩桩长为 33 m。为测得整个试验过程中桩身混凝土的应力变化, 在桩心混凝土中沿竖向布置混凝土应变计, 绑扎于辅助钢筋上, 辅助钢筋选用 $\phi 12 \times 9 \text{ m}$, 辅助钢筋焊接连接, 共计 4 根, 在辅助钢筋上按一定的间距焊接斜支撑, 以确保辅助钢筋位于桩心位置。混凝土应变计沿竖向全长间隔 4 m 一个, 单桩计 9 个混凝土计, 在导线末端按混凝土应变计编号进行编号。混凝土计布置图和现场施工图如图 1, 2 所示。

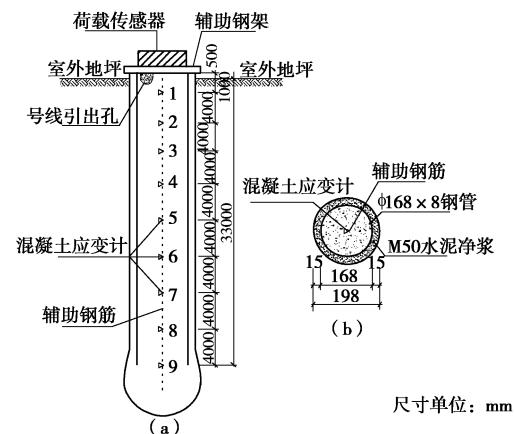


图 1 混凝土计布置图

Fig. 1 Arrangement of concrete strain gauges



图 2 混凝土计现场施工图

Fig. 2 Arrangement of concrete strain gauges in test site

本次静载荷试验采用堆载反力装置, 加载方式采用慢速维持荷载法加载。位移观测采用在对称直径安装 2 个百分表, 百分表安置于基准梁上, 基准梁置于专门的基准桩上, 基准桩与试桩的中心间距为 2 m。按照现行规范^[9], ①每级加载后, 每第 5 分钟, 15 分钟, 30 分钟, 45 分钟, 60 分钟测读桩顶沉降量, 以后每隔 30 min 读一次桩顶沉降量; ②试桩沉降相对稳定标准: 每一小时内的桩顶沉降量不得超过 0.1 mm, 并连续出现两次 (从分级荷载施加后的第 30 min 开始, 按 1.5 h 连续 3 次每 30 min 的沉降观测值计算); ③当桩顶沉降速率达到相对稳定标准时, 可施加下一级荷载。单桩竖向静载荷试验现场装置如图 3 所示。



图 3 试验现场单桩静载试验

Fig. 3 Single-pile static load tests in test site

在试验过程中采用自动化测试系统 (JMZX-32A 型采集模块) 进行全程同步数据采集, 对桩身内力进行观测, 以便清楚地检测桩身各位置在荷载作用下内力的变化。

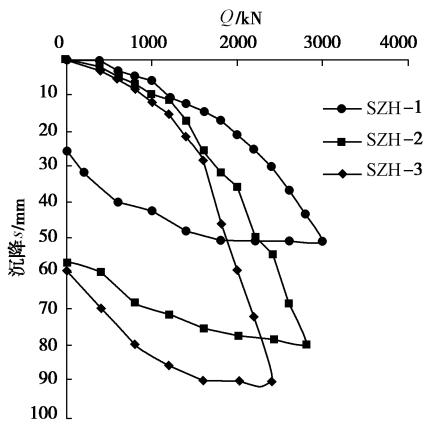
2 试验结果分析

2.1 单桩的荷载 - 沉降 ($Q-s$) 特性

本次试验对三根试桩进行单桩竖向抗压承载力试验, 得到单桩竖向静载试验的 $Q-s$ 曲线如图 4 所示。

由图 4 所示, 3 根试桩均呈现出典型摩擦桩特性, 但 3 根试桩的 $Q-s$ 曲线在一定程度上存在较大的差异。SZH-1 最大加载值为 3000 kN, 最终沉降量为 50.76

mm, 卸载后其残余沉降量为 31.86 mm, 最大回弹量 18.6 mm, 回弹率 36.6%, 若此时按桩顶沉降控制其承载力, 该桩还具备一定承载潜力, 则其极限承载力不小于 3000 kN。SZH-2 和 SZH-3 分别加至 2800 kN 和 2400 kN, 桩顶沉降分别达到 79.38, 90.19 mm, 卸载后 2 根试桩的回弹量分别为 22.64, 30.43 mm, 回弹率为 28.5%, 33.7%。由 $Q-s$ 曲线可知, SZH-2 和 SZH-3 桩体竖向刚度 k_0 ($k_0=Q/s$) 随桩顶位移的增大而减小, 上部荷载达到 1800 kN 之后 k_0 基本趋于某一值。SZH-2 和 SZH-3 曲线均呈缓变型, 其极限承载力的确定没有陡降型的明确, 本试验综合考虑 $s-lgt$ 曲线来确定极限承载力, 根据规范^[10]: 应取 $s-lgt$ 尾部曲线出现明显向下弯曲的前一级荷载值。因此 SZH-2 和 SZH-3 的极限承载力分别为 2200, 2400 kN, 平均求得极限承载力为 2533 kN, 故单桩承载力特征值为 1266 kN。

图 4 单桩竖向静载试验的 $Q-s$ 曲线Fig. 4 $Q-s$ curves of single pile in vertical static loading tests

由图 4 可以看出, 在 0~1600 kN 加载段, 3 根试桩的沉降随荷载变化基本一致; 在荷载加至 1600 kN 以后, 3 根试桩沉降位移陡降比依次增大。对于后加载的 SZH-2 和 SZH-3, 在加载至 1600 kN 时两试桩的桩顶沉降随上部荷载量的增加突然增大, 分析原因, 一方面由于成孔时间较长导致桩侧土易产生松弛效应和较厚的泥皮导致侧阻力发挥不足; 另一方面, 受到桩端持力层性质的影响, 试桩清渣不干净, 导致桩底沉渣厚度大, 另外, 在制作 SZH-1 的过程中, 可能由于施工扰动或跑浆对 SZH-2 和 SZH-3 周围土层产生一定的影响。

2.2 桩身轴力的分布规律

试验中可直接测得相应深度下的混凝土应变, 假设同一深度钢管和混凝土都属于弹性应变, 且应变相等, 由胡克定律式(1)可间接计算得到某一截面混凝土的应力和钢管的应力, 将得到的应力值分别乘以各自的截面面积, 就得到该截面混凝土和钢管所受的内力。通过式(2)直接将两者相加, 即为该截面的桩身轴力。同理得到每级荷载下桩身轴力沿深度的分布曲

线, 如图 5 所示。

$$\sigma = E\varepsilon \quad , \quad (1)$$

式中, σ 为混凝土和钢管所对应的应力, E 为混凝土和钢管的弹性模量, ε 为混凝土和钢管所对应的应变。

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad , \quad (2)$$

式中, Q 为桩身不同深度的轴力, Q_1 为桩身混凝土所承受的压力, Q_2 为桩身钢管所承受的压力。

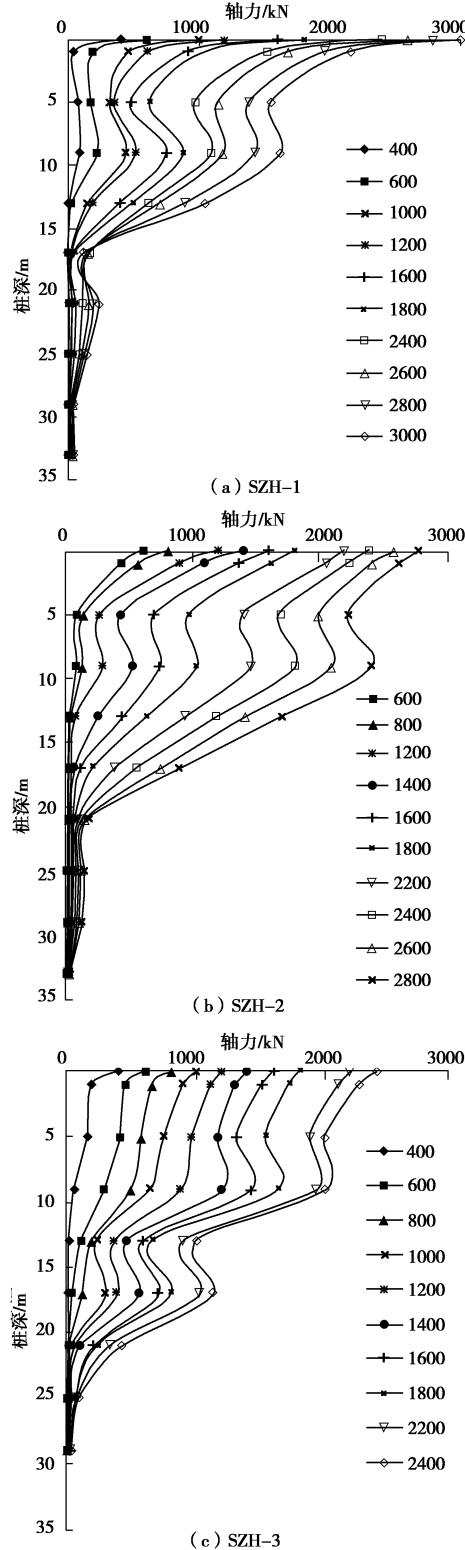


图 5 桩身轴力沿深度的分布曲线

Fig. 5 Curves of axial force of pile with depths

当竖向荷载施加于桩顶的时候, 桩顶的荷载通过桩周的土体逐渐传递至沿桩轴分布的呈圆柱形的土层中, 因此桩身轴力与桩身压缩变形量随深度的递减而递减^[11]。

由图 5 可知, 3 根试桩的桩身轴力局部分别出现随深度而增加的现象, 但从总体看来 3 根试桩的桩身轴力均表现出随深度增加而减小并在不同土层以不同速率递减的规律, 曲线斜率的大小反映了轴力衰减程度的大小; 桩端附近侧摩阻力和端阻几乎未发挥作用, 体现了超长桩桩身侧阻和端阻的异步发挥形状; 在极限荷载作用下, 3 根试桩桩端轴力趋近于 0, 试桩反映出摩擦桩特性, 此结论与大厚度黄土地(原状土)桩基研究成果一致^[12]。

2.3 桩身侧摩阻力分布规律

桩侧摩阻力是指桩基在竖向荷载作用下, 桩身混凝土产生压缩, 桩侧土抵抗向下位移而在桩土界面产生向上的摩阻力。桩侧摩阻力按混凝土计的埋设位置进行了分段计算, 假定桩体深度范围内每层土的侧摩阻力相同, 取平均侧摩阻力作为该层的侧摩阻值, 则推算第 i 层土(第 i 层土的上下的边界分别记为截面 i 和 j)的桩侧平均摩阻力 q_i 为

$$q_i = \frac{Q_{i+1} - Q_i}{A_i} \quad . \quad (3)$$

式中 Q_i , Q_{i+1} 分别为截面 i , $i+1$ 的轴力; A_i 为截面 i 与 $i+1$ 间的桩身侧表面积。

通过式(3)计算得出的桩侧摩阻力沿桩深的变化如图 6 所示, 可以看出同一深度下, SZH-1, SZH-2, SZH-3 的侧摩阻力表现为随桩顶荷载的增加而增加, 局部出现侧摩阻力随桩顶荷载增加而减少的情况, 3 根试桩均出现负摩阻力, 上部土层的摩阻力并非完全先于下部土层摩阻力的发挥, 3 根试桩的侧摩阻力均存在同步发挥。

由于桩周土体分布错综复杂及土体性质差异, 3 根试桩的侧摩阻力在不同的土质中的发挥程度存在很大差异。从图 6 可以看出 SZH-1, SZH-2, SZH-3 桩侧摩阻力沿深度的分布曲线呈现出分段式的变化。SZH-1 在深度 1, 9, 17, 21, 29 m 附近出现多个峰值, 其中正的最大峰值出现在 1 m 附近, 为 377.8 kPa, 负的最大峰值出现在 9 m 附近, 为 -103.7 kPa; SZH-2 在深度 5, 9, 13 m 附近出现多个峰值, 其中正的最大峰值出现在 13 m 附近, 为 289.0 kPa, 负的最大峰值同样出现在 9 m 附近, 为 -75.9 kPa; SZH-3 在深度为 9 m 和 17 m 均出现负摩阻力, 正的最大峰值出现在 13 m 附近, 为 428.6 kPa, 负的最大峰值出现在 17 m 附近, 为 -69.5 kPa。

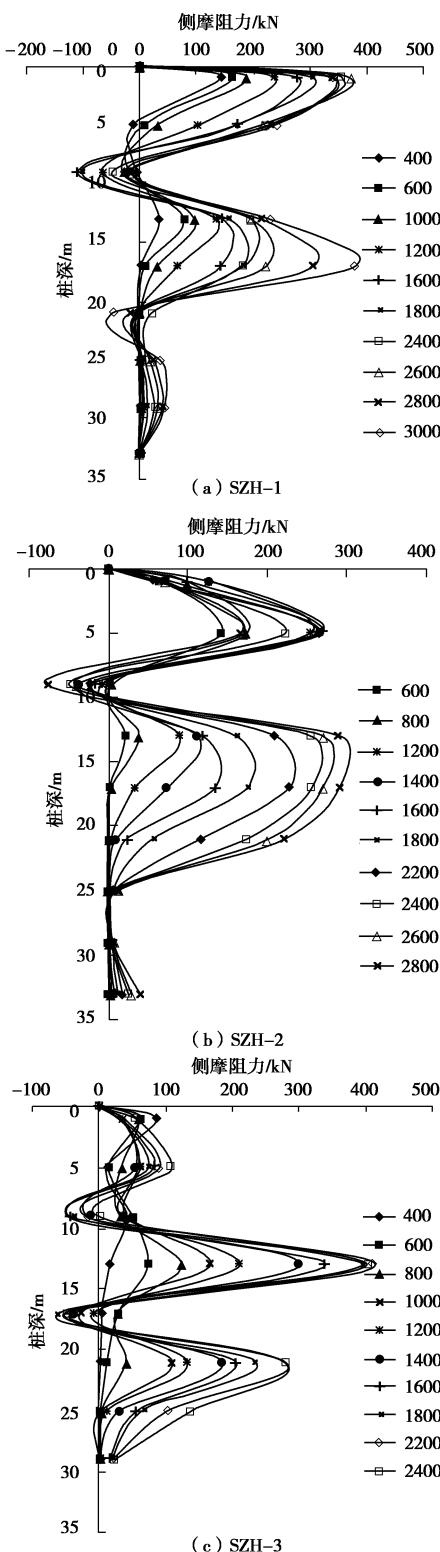


图 6 桩侧摩阻力沿深度的分布曲线

Fig. 6 Curves of frictional resistance of pile with depths

通过对比 3 根试桩的侧摩阻力发现, 深度为 9 m 时 3 根试桩均存在负摩阻力。对于桩基而言, 张雁等^[13-14]认为, 在一般情况下, 桩侧摩阻力沿桩身分布无负摩阻力。对于本试验, 分析认为主要有以下两个方面: 一是在试验过程中地面大面积堆载造成桩周土体下沉, 产生较大的桩—土相对位移, 结合地质勘查报告

中土层特性, 此深度内土层中夹杂建筑泥石和炉渣; 二是在施工过程中受施工环境的影响, 比如动力振动, 注浆时跑浆等因素。同样在深度为 17 (SZH-3), 21 (SZH-1) m 处也出现负摩阻力, 结合地质勘查报告中土层特性, 分析认为, 此土层为软塑状的粉质粘土, 含水率较大, 因而导致黄土发生湿陷, 产生负摩阻力。

桩顶荷载较小时, 3 根试桩在某一深度均产生了较大的负摩阻力, 因此建议在打桩过程中采取一定的措施以有效减轻负摩阻力对微型钢管桩承载性能的不利影响。

3 微型钢管桩承载力理论计算

要计算微型钢管单桩承载力, 就必须深入分析微型钢管桩破坏形态, 是材料破坏亦或是失稳破坏? 对于周围无约束状态下的钢管混凝土构件, 根据钢管混凝土“统一理论”^[15-16], 微型钢管桩随着 L/D (L 为桩长, D 为钢管桩直径) 增大, 试件将分别在强化阶段 ($L/D \approx 4 \sim 5$)、弹塑性阶段 ($L/D \approx 6 \sim 30$) 和弹性阶段失稳破坏 ($L/D > 30$)。但是由于微型钢管桩在土体中受力非常复杂, 桩周土体对桩身提供约束作用, 很难确定微型钢管桩在周围土体在约束的情况下其承载力的变化情况以及破坏模式, 鉴于此, 笔者分别计算微型钢管桩在无约束情况下材料破坏、失稳破坏的单桩承载力以及考虑桩周土体存在情况下的桩身稳定计算长度和桩顶屈曲临界荷载, 并通过计算微型钢管桩挠曲沉降来对比分析桩周土体约束对微型钢管桩承载力的影响以及破坏模式。

3.1 按材料破坏计算承载力

对于轴心受压钢管混凝土构件强度承载力标准值按下式计算:

$$N_0 = A_{sc} f_{sc}^y \quad (4)$$

式中 N_0 为钢管混凝土强度承载力标准值; A_{sc} 为钢管混凝土截面面积; f_{sc}^y 为钢管混凝土组合抗压强度标准值。

由式 (4) 要求得微型钢管桩承载力 $N_0 = 2036$ kN。

3.2 按失稳破坏计算承载力

圆钢管混凝土构件截面属于双轴对称截面, 在轴心压力的作用下, 只可能产生弯曲破坏, 失稳破坏。但是由于理想的受压构件是不存在的, 因此, 仿照钢结构的处理方法, 按照具有初始偏心距 $e_0 = L/1000$ 的微小偏心受压构件来确定构件的临界应力 σ_{cr}^0 , 得到其承载力计算公式:

$$\sigma = N/A_{sc} \leq \sigma_{cr}^0 f_{sc}^y / f_{sc}^y = \varphi f_{sc}^y \quad (5)$$

得

$$N \leq \varphi A_{sc} f_{sc}^y , \quad (6)$$

稳定系数 $\varphi = \sigma_{cr}^0 / f_{sc}^y$ 。

式(6)写成设计承载力:

$$N \leq \varphi A_{sc} f_{sc}^y . \quad (7)$$

此处稳定系数采用文献^[17]提出的算法:

$$\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{sc}}{E_{sc}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y A_s + f_{ck} A_c + f_{ck} A_c \cdot \sqrt{\xi}}{E_s A_s + E_c A_c}} , \quad (8)$$

$$\varphi = \begin{cases} 0.658^{\lambda_n^2} & (\lambda_n \leq 1.5) \\ \frac{0.877}{\lambda_n^2} & (\lambda_n > 1.5) \end{cases} . \quad (9)$$

式中 φ 为稳定系数; λ_n 为相对长细比; E_s 为钢的弹性模量; E_c 为混凝土的弹性模量; A_c 为混凝土面积; f_y 为钢材的屈服强度; f_{ck} 为混凝土立方体的抗压强度标准值; ξ 为钢管混凝土的套箍系数。

由公式(8)、(9)求得稳定系数 $\varphi = 0.353$, 承载力 $N = 718.7$ kN。

由以上计算可知, 微型钢管桩在黄土填方场地承载力介于材料破坏和失稳破坏之间, 约为材料破坏的 62%, 是失稳破坏的 1.76 倍。这是由于桩周土体对桩体提供了约束作用, 使桩承载力得到一定程度的提高。

3.3 桩身稳定计算长度和桩顶屈曲临界荷载的计算

考虑桩周土体存在情况下, 由于微型钢管桩端嵌岩, 且桩的换算埋入深度远大于 4, 故桩身稳定计算长度可按下式计算^[18]:

$$l_p = 0.7 \left(l_0 + \frac{4}{\alpha} \right) , \quad (10)$$

式中, l_p 为桩身稳定计算长度, α 为桩土变形系数, l_0 为桩露出地面长度。

通过 m 法计算出相应的桩土变形系数 α 等于 $\alpha = 0.918 m^{-1}$, 相应得出 $l_p = 3.05$ m。

然后, 由下式计算桩身屈曲荷载:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_p^2} . \quad (11)$$

求得微型钢管桩桩身屈曲荷载为 $P_{cr} = 4600$ kN。由计算可以看出, 在桩周有土体约束的情况下, 其桩身屈曲临界荷载较桩周无约束情况下得到显著的提高, 约为材料破坏的 2.26 倍。

3.4 微型钢管桩挠曲沉降计算

虽然微型钢管桩在周围存在土体的约束, 但当上部荷载较大时, 微型钢管桩会发生挠曲变形, 假定微型钢管桩底部固定, 则顶端会随着挠曲变形产生下降, 该部分变形包括在总沉降中; 参照不同杆端约束下细长压杆临界力的欧拉公式和文克勒地基梁上的计算^[19], 求出最大侧向挠度变形对应的侧压力后, 根据虚功原理可计算出最大挠曲变形对应的杆端沉降量。求得

SZH-1, SZH-2, SZH-3 的杆端沉降量分别为 29.7, 19.8, 21.6 mm。由计算可以看出, 由挠曲产生的桩端沉降可达到总沉降的 19.8%~58.5%。由此可以判断桩身挠曲而产生过大沉降是导致试桩破坏的主要原因。建议进行长细比较大的微型钢管桩承载力设计时, 应综合考虑挠曲变形产生的桩端沉降对其承载力的影响。

4 结 论

(1) 试验结果表明, 在一些特定场合, 尤其是在施工场地狭小, 工程条件复杂的情况下, 微型钢管桩可用于黄土填方场地较大荷载的建筑物基础纠偏加固中, 并且在黄土填方场地具有较高的承载力。

(2) 黄土填方地基中微型钢管桩桩侧阻力和端阻力并非同时发生, 在设计荷载时桩端几乎不发挥作用, 即使在极限荷载时, 端阻力也非常小, 为摩擦型桩; 试验结果表明, 桩身轴力和桩身侧摩阻力随桩身深度的分布规律不仅与桩顶荷载有关, 而且与桩周土的性质有密切的关系。

(3) 黄土填方地基中微型钢管桩的 $Q-s$ 曲线呈缓变型, 当加载至最大荷载时, 都没有出现明显向下的弯折段。

(4) 微型钢管桩在黄土填方场地承载力介于材料破坏和失稳破坏之间, 约为材料破坏的 62%, 是失稳破坏的 1.76 倍, 桩身挠曲而产生过大沉降是导致试桩破坏的主要原因。

(5) 在黄土填方地基中确定 30~40 m 长的微型钢管桩单桩竖向极限承载力时, 建议将 $Q-s$ 曲线和 $s-lgt$ 曲线相结合, 同时考虑桩顶沉降值, 这样才较为合理。

参考文献:

- [1] 刘祖典. 黄土力学与工程[M]. 西安: 陕西科学技术出版社, 1997. (LIU Zu-dian. Mechanics and engineering of loess[M]. Xi'an: Shaanxi Science and Technology Press, 1997. (in Chinese))
- [2] 陈正汉, 刘祖典. 黄土的湿陷变形机理[J]. 岩土工程学报, 1986, 8(2): 1~12. (CHEN Zheng-han, LIU Zu-dian. Mechanism of collapse deformation of loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1986, 8(2): 1~12. (in Chinese))
- [3] 高国瑞. 黄土湿陷变形的结构理论[J]. 岩土工程学报, 1990, 12(4): 1~10. (GAO Guo-rui. A structure collapsing deformation of loess soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1990, 12(4): 1~10. (in Chinese))
- [4] 黄雪峰, 陈正汉, 哈双, 等. 大厚度自重湿陷性黄土中灌

- 注承载性状与负摩阻力的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(3): 338 - 346. (HUANG Xuefeng, CHEN Zheng-han, HA Shuang, et al. Research on bearing behaviors and negative friction force for filling piles in the site of collapsible loess with big thickness[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(3): 338 - 346. (in Chinese))
- [5] 朱彦鹏, 赵天时, 陈长流. 桩基负摩阻力沿桩长变化的实验研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(增刊 1): 265 - 272. (ZHU Yan-peng, ZHAO Tian-shi, CHEN Chang-liu. Field tests on changes of pile negative friction along its length[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(S1): 265 - 272. (in Chinese))
- [6] 康景文, 毛坚强, 许建, 等. 填土场地桩基负侧摩阻力设计计算方法试验研究[J]. 岩土力学, 2014, 35(增刊 2): 26 - 29. (KANG Jing-wen, MAO Jian-qiang, XU Jian, et al. Experiment study of calculation method for pile negative side friction in fill site[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, 35(S2): 26 - 29. (in Chinese))
- [7] 楼晓明, 林炳圣. 填土荷载作用下环形群桩基础的负摩阻力及桩间土沉降特性[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊 2): 1163 - 1166. (LOU Xiao-ming, LING Bing-sheng. Characteristics of negative skin resistance and settlements at center of annular pile groups under filling load[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(S2): 1163 - 1166. (in Chinese))
- [8] 杨校辉, 黄雪峰, 朱彦鹏, 等. 大厚度自重湿陷性黄土地基处理深度和湿陷性评价试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(5): 1063 - 1074. (YANG Xiao-hui, HUANG Xue-feng, ZHU Yan-peng, et al. Experimental study on site soaking and foundation treatment deepness of self-weight collapse with heavy section[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(5): 1063 - 1074. (in Chinese))
- [9] GB 50007—2011 建筑地基基础设计规范 [S]. 2011. (GB50007—2011 Code for design of building foundation[S]. 2011. (in Chinese))
- [10] JGJ106—2014 建筑桩基检测技术规范 [S]. 2014. (JGJ106—2014 Technical code for testing of building foundation piles[S]. 2014. (in Chinese))
- [11] 张忠苗. 桩基工程[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2007. (ZHANG Zhong-miao. Pile foundation project[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009. (in Chinese))
- [12] 朱彦鹏, 董芸秀, 包泽学, 等. 超大厚度 Q₂ 黄土地基单桩承载力试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(增 2): 4375 - 4383. (ZHU Yan-peng, DONG Yun-xiu, BAO Ze-xue, et al. Experimental study of bearing capacity of single pile in large thickness Q₂ loess ground[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33((S2): 4375 - 4383. (in Chinese))
- [13] 张雁, 刘金波. 桩基手册 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009: 54 - 59. (ZHANG Yan, LIU Jin-bo. Handbook for pile foundation[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009: 54 - 59. (in Chinese))
- [14] 林天健, 熊厚金, 王利群. 桩基础设计指南 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999: 410 - 418. (LIN Tian-jian, XIONG Hou-jin, WANG Li-qun. Pile foundation design manual[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999: 410 - 418. (in Chinese))
- [15] 钟善桐, 钢管混凝土统一理论——研究与应用 [M]. 北京: 清华大学出版社, 2006: 16 - 17. (ZHONG Tong-shan. Unified theory of concrete filled steel tube[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1999: 16 - 17. (in Chinese))
- [16] 蔡绍怀. 现代钢管混凝土结构 [M]. 北京: 人民交通出版社, 2006: 16 - 17. (CAI Shao-huai. Modern steel tube confined concrete structures[M]. Beijing: China Communication Press, 2003: 11 - 17. (in Chinese))
- [17] 欧智菁, 陈宝春. 钢管混凝土柱稳定系数的统一算法研究 [J]. 岩土工程学报, 2012, 45(4): 43 - 47. (OU Zhi-qing, CHEN Bao-chun. Study of unified calculation method for the stability factor of concrete filled steel tubular laced columns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 45(4): 43 - 47. (in Chinese))
- [18] 铁道部第三勘测设计院. 铁路工程设计技术手册 [M]. 北京: 人民铁道出版社, 1983: 1 - 48. (Third Survey and Design Institute. Railway engineering design technical manuals[M]. Beijing: People's Railway Press, 1983: 1 - 48. (in Chinese))
- [19] 高大钊. 土力学与基础工程 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998: 241 - 242. (GAO Da-zhao. Soil mechanics and foundation engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1998: 241 - 242. (in Chinese))

(本文责编 孙振远)