



水下挤密砂桩技术加固洋山深水港区 软土地基数值模拟

林珈伊

(上海市交通建设工程安全质量监督站, 上海 200030)

摘要: 针对目前水下挤密砂桩复合地基设计计算成果与工程实际存在偏差的问题, 进行了力学特性分析研究。对洋山深水港区挤密砂桩加固软土地基试验进行模拟分析, 得出复合地基沉降特性、承载能力、荷载沿深度的传递和变化规律以及砂桩及桩间土对荷载的分担作用等方面的结论。对复合地基模型相关参数的不同设置进行计算比较, 分析各因素的变化对复合地基变形和受力特性的影响。该研究为离岸深水港口水下软土地基加固设计提供参考。

关键词: 挤密砂桩; 数值模拟; 地基承载能力; 桩土应力比

中图分类号: U 656

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2021)09-0167-07

Numerical simulation of underwater compaction sand pile technology for soft soil foundation reinforcement in the Yangshan deepwater port area

LIN Jia-yi

(Shanghai Traffic Construction Engineering Safety Supervision Station, Shanghai 200030, China)

Abstract: In view of the deviation between the design and calculation results of underwater compacted sand pile composite foundation and the engineering practice, the mechanical characteristics are analyzed and studied. The test of soft soil foundation reinforced by compaction sand pile in the Yangshan deepwater port area is simulated and analyzed. Research conclusions of settlement characteristics, bearing capacity, transmission and variation law of load along the depth of the composite foundation as well as the load-sharing effect of sandpile and soil between piles are obtained. Several different related parameter settings of the composite foundation model are calculated and compared, and the influence of the changes of parameters on deformation and force characteristics of the composite foundation is analyzed. This study provides a reference for the design of underwater soft soil foundation reinforcement of offshore deep-water ports.

Keywords: compaction sand pile; numerical simulation; foundation bearing capacity; pile-soil stress ratio

随着海港码头向离岸、开敞、深水海域发展, 水下软土地基加固技术在工程建设中的应用越来越广泛。挤密砂桩用于软土地基加固时, 因同时具有置换、挤密和加快固结作用, 可以直接、快速、显著地提高地基承载力、减少地基沉降, 在离岸深水港建设中发挥较大的优势。

经过长期技术攻关和多次科研试点, 我国水下挤密砂桩加固软土地基技术在施工工艺和设备研发上取得了明显进步, 但在设计计算上多采用半理论半经验的方法^[1]。赵明华等^[2]基于弹性理论解析, 导出线弹性状态下桩体及桩周土的应力-应变关系, 进而得出两种典型布桩方式

下桩土应力比的计算公式。孙林娜等^[3]将复合地基分为膨胀段、非膨胀段和下卧层 3 段, 利用弹性力学空间问题理论推导沉降计算公式。刘杰^[4]系统研究了复合地基褥垫层作用机理、桩土相互作用等, 为垫层厚度和材料选择提供了理论依据。崔莹^[5]利用有限元软件, 分析总结了不同条件下复合地基的工程特性及变化规律。但砂桩复合地基仍有许多方面有待进一步研究, 地基承载力和沉降计算值往往与工程实际情况存在较大差异。本文结合洋山深水港区软土地基加固试验数据, 用数值模拟的方法得到与实际试验结果较吻合的地基沉降值, 并进一步探讨水下挤密砂桩复合地基的受力变形特性, 为离岸深水港口水下软土地基加固设计计算及相关参数的选取提供参考。

1 数值模型的建立

1.1 工程概况

洋山深水港区软土地基加固试验^[6]在西港区大乌龟山南侧区域进行, 对置换率为 60% 的挤密砂桩试验区进行复合地基承载力试验, 加固区砂桩采用间距 $2.1\text{ m} \times 2.1\text{ m}$ 正方形布置, 打设 10×10 根砂桩。根据地质勘察资料, 试验场地软土层厚度约 20 m, 砂桩桩底打入④₄ 粉细砂层, 桩径 1.85 m。复合地基承载力测试采用锚桩法进行加载, 锚桩作为反力系统, 通过千斤顶和传力杆将荷载传到荷载板, 荷载板尺寸为 $4.2\text{ m} \times 4.2\text{ m}$, 试验过程分级且慢速维持加载, 荷载板沉降通过位移传感器测得, 记录每级荷载作用下荷载板的沉降量。试验区桩位平面布置见图 1。

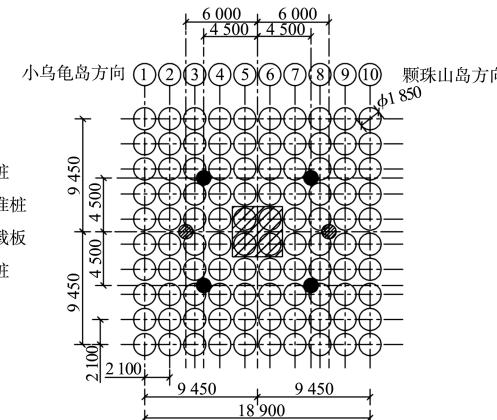


图 1 试验区桩位平面布置 (单位: mm)

1.2 计算模型

采用岩土计算常用有限差分数值模拟软件 FLAC 3D^[7]对上述复合地基承载力试验进行模拟计算。FLAC 3D 采用了显式拉格朗日算法和混合-离散分区技术, 能够非常准确地模拟材料的塑性破坏和流动, 便于对地基在极限荷载作用下的破坏情况进行模拟。

计算时作以下基本假设: 1) 采用总应力法进行分析计算; 2) 桩体采用线弹性本构模型, 桩间土采用摩尔-库伦弹塑性模型; 3) 考虑散体材料桩在荷载作用下表现为桩土一同沉降, 桩周和土体接触面不发生相对位移, 接触面不设置接触单元; 4) 计算水位取平均潮位 2.5 m, 不考虑加载引起的超静孔隙水压力及其消散过程, 孔压维持静水压力不变; 5) 考虑土体在重力作用下产生的初始地应力, 不考虑打桩过程对初始地应力场的扰动。

计算模型尺度为: 砂桩长度 22.3 m, 地基土计算范围为长 36 m、宽 36 m、深 30.5 m, 复合地基模型表面设 50 mm 厚砂垫层, 与试验情况相同。

选取试验场地 L19 号地质钻孔土体勘察设计参数计算, 各层土体厚度及物理力学性能见表 1。

表 1 计算土体物理力学参数

土体	厚度/m	天然密度/ ($\text{t} \cdot \text{m}^{-3}$)	压缩模量/ MPa	直剪固快	
				内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa
淤泥质粉质黏土① ₁	2.7	1.77	2.8	15.0	11.0
粉砂夹粉质黏土② ₂	4.8	1.89	8.4	33.5	1.5
淤泥质粉质黏土③ ₂₋₁	2.5	1.79	2.5	17.5	11.0
淤泥质粉质黏土③ ₂₋₂	3.5	1.79	2.8	22.5	10.5
淤泥质黏土③ ₁₋₂₂	6.8	1.72	1.9	14.0	12.0
粉细砂④ ₄	10.2	1.89	11.3	34.5	1.0

由于本次试验只有土体压缩模量参数, FLAC3D 软件中线弹性和摩尔-库伦本构模型计算需要输入土体体积模量和剪切模量, 这两个模量可根据土体弹性模量由公式计算得出, 弹性模量参考文献[8]并经过试算取压缩模量的 2 倍, 砂桩和垫层的弹性模量分别取 25 MPa 和 15 MPa。各层土体及砂桩的体积模量和剪切模量值见表 2。

表 2 模型体积模量及剪切模量

土层	体积模量/MPa	剪切模量/MPa
砂垫层	10.0	6.0
① ₁	6.2	2.1
② ₂	8.4	5.0
③ ₂₋₁	5.6	1.9
③ ₂₋₂	6.2	2.1
③ ₁₋₂₂	4.2	1.4
④ ₄	11.3	6.8
砂桩	16.7	10.0

首先利用前处理功能较强的 Ansys 有限元软件建立 1/4 复合地基模型并划分网格, 桩体和桩间土网格划分均采用 8 节点六面体 SOLID 45 单元, 先对地基表面砂桩和桩间土区域分别进行四边形映射网格划分, 再对各土层进行体扫掠网格划分。将土层分区域的网格模型导入 FLAC 3D 软件中, 利用镜像功能形成整体模型, 对各区域土体赋予不同材料参数进行计算。模型边界约束条件为 4 个侧面固定水平位移、底面固定竖向位移。Ansys 建立并划分的挤密砂桩及复合地基 1/4 网格模型见图 2。

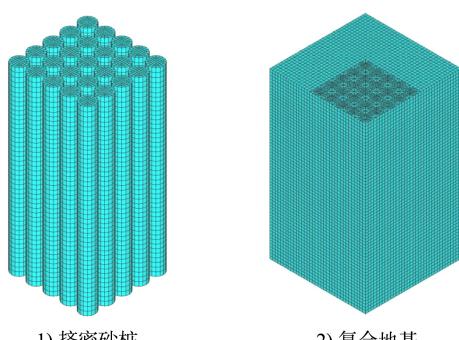


图 2 挤密砂桩及复合地基 1/4 网格模型

先对土体施加初始地应力, 沉降稳定后初始位移和速度归零, 再对荷载板下区域逐级加载模

拟试验过程。荷载板加载初始荷载为 2 MN, 每级荷载增加 1 MN, 试验时由于加载设备最大加载量的限制, 最终加载至 13 MN, 土体未发生破坏。本次数值模拟分析逐级加载直至地基土破坏, 对挤密砂桩复合地基极限承载能力进行预测。

2 模拟结果分析

2.1 结果读取与比较

2.1.1 沉降

根据上述模型计算结果, 绘出各级荷载作用下复合地基的最大沉降量曲线, 并与实际试验结果进行比较, 见图 3。

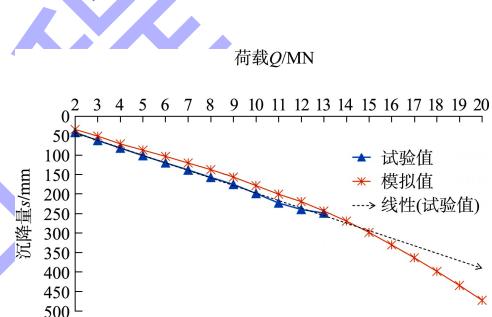


图 3 挤密砂桩复合地基荷载-沉降曲线

由图 3 可见, 加载至 13 MN 之前, 在各级荷载作用下, 数值模拟沉降值与试验值较为接近, 两曲线的变化趋势也基本一致, 说明本次数值模拟分析一定程度上可以反映实际情况。加载至 13 MN 时, 试验地基沉降值为 248 mm, 土体未发生明显破坏; 数值模型沉降值为 243 mm, Q - s 曲线未发生明显趋势变化, 沉降位移云图见图 4。为预测复合地基极限承载能力, 对模型继续以 100 kN 为一级逐级加载, 判断土体发生破坏的依据为地基中形成贯穿连通的塑性区域, 并结合 Q - s 曲线的趋势变化分析。当模型加载至 13.4 MN 时, 地基土中的塑性区域贯通, 见图 5, 并且 Q - s 曲线开始呈明显的非线性变化趋势, 沉降值增量逐级增加, 说明土体开始破坏, 本次数值模拟分析预测洋山港挤密砂桩试验区加载的极限荷载为 13.4 MN, 换算成砂垫层下复合地基极限承载力为 575 kPa。

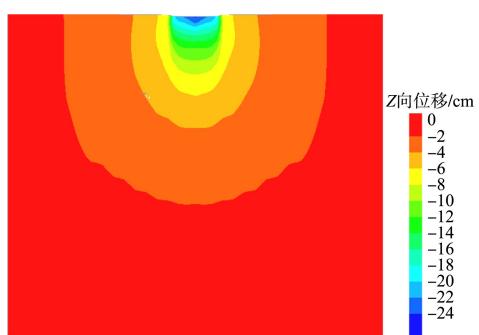


图 4 13 MN 荷载作用下 Z 方向沉降位移云图 (中间剖面)

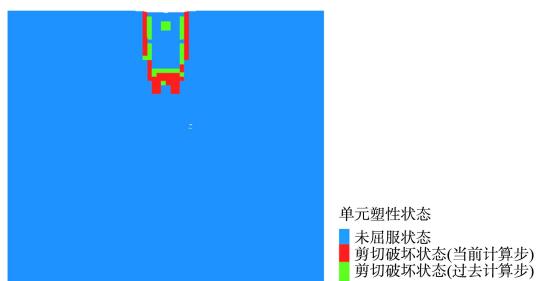
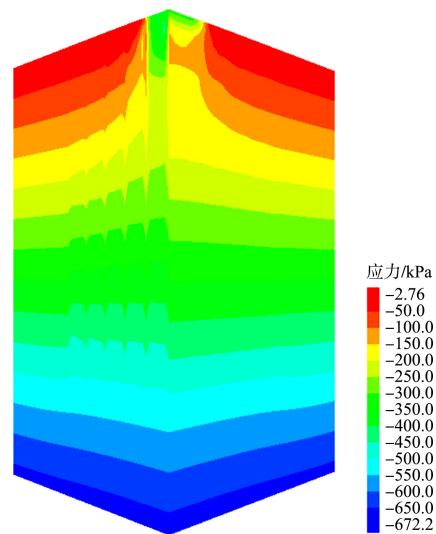


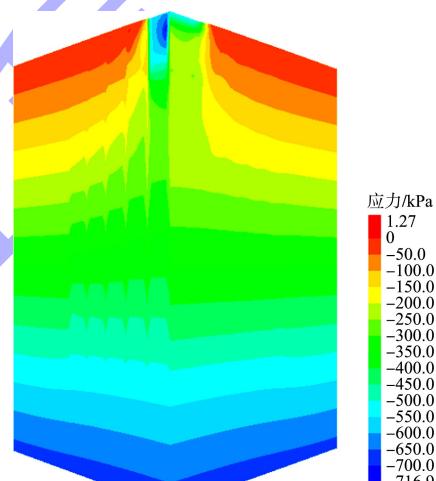
图 5 13.4 MN 荷载作用下单元塑性区分布 (中间剖面)

2.1.2 Z 向正应力

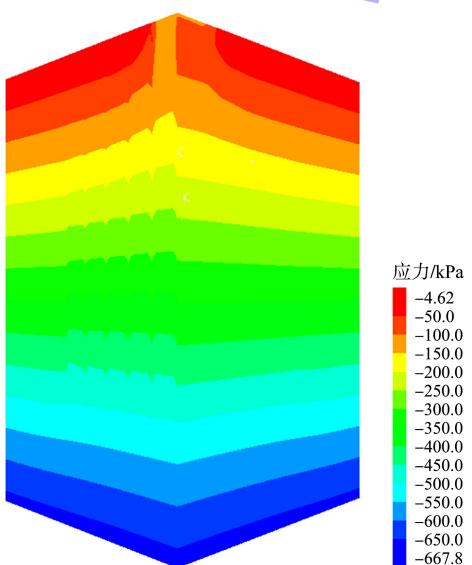
挤密砂桩复合地基在荷载 2、6、10、13 MN 作用下, 模型中部砂桩剖面和桩间土剖面 Z 向正应力云图见图 6(以下各图中左侧面为砂桩剖面, 距离模型侧边界 16.95 m, 右侧面为桩间土剖面, 距离模型侧边界 18 m)。各级荷载作用下, 砂桩和桩间土 Z 向附加应力沿深度方向的传递变化见图 7。



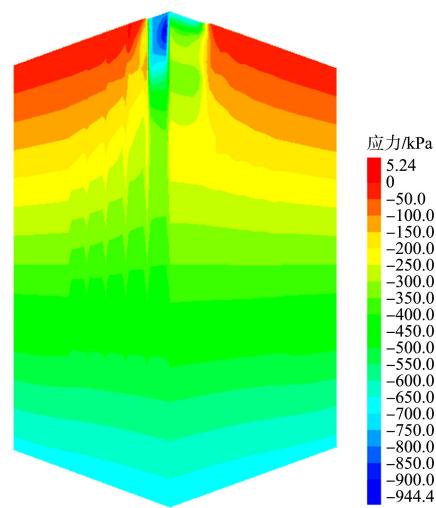
b) 荷载6 MN



c) 荷载10 MN

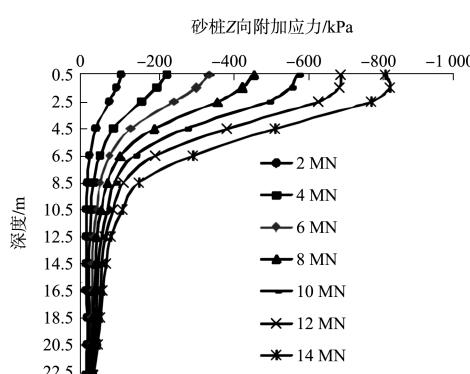


a) 荷载2 MN

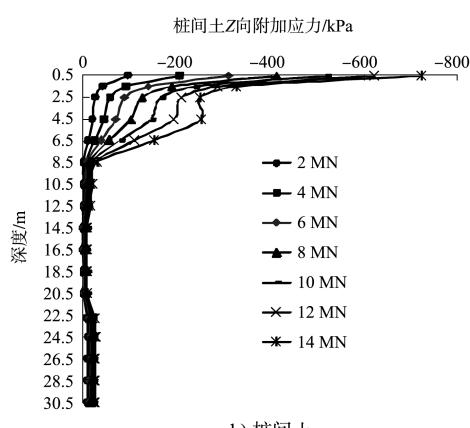


d) 荷载13 MN

图 6 各级荷载作用下 Z 方向正应力云图



a) 砂柱



b) 桩间土

图7 各级荷载作用下Z向附加应力沿深度方向的变化曲线

从以上各图可见,挤密砂桩复合地基在逐级加载下, Z 向最大正应力由初始地应力作用下的地基底部逐渐转变到荷载板下的砂桩顶面,最后下移至桩顶以下约 1.0 m 深度处。在各级荷载作用下,砂桩 Z 向附加应力主要集中在桩顶以下约 $1/2$ 桩长范围内,且附加应力的增量在该深度范围内变化较大,超过一定深度则增幅较小,桩顶 1.0 m 以下附加应力值及其增量随深度的增加减小。桩间土 Z 向附加应力也主要集中在桩顶以下一定深度范围内,深度 8.5 m 以下附加荷载对桩间土的影响很小,应力值和应力增幅很小,附加应力最大值均位于荷载板下土体表面,且加载到一定值后,附加应力在土体浅表层迅速衰减。

2.1.3 桩土应力比

读取砂桩顶面、桩顶以下 2.5、8.5、14.5、20.5 m 以及桩底的桩土应力,绘制桩土应力比随荷载变化的曲线,见图 8。

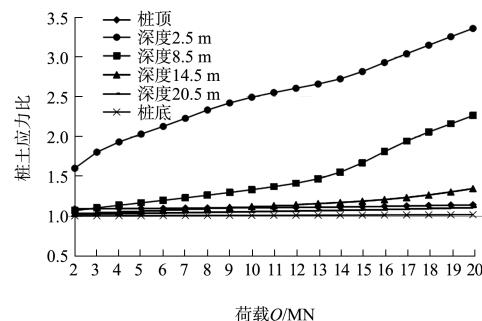


图8 各级荷载作用下桩土应力比

由图 8 可见,各深度处桩土应力比随着荷载的增加逐渐增大,说明桩体承担的作用力逐渐增加,除桩顶面外,上部土层桩土应力比及其增量较大,下部土层桩土应力比及其增量较小。桩顶以下 2.5、8.5、14.5 m 桩土应力比在大于 13 MN 荷载作用下发生突变,原因主要是此时土体上部桩间土发生塑性屈服,而线弹性的桩体材料仍未发生屈服,桩体将承担更多的作用力。在土体未发生屈服破坏之前,各深度处桩土应力比在 1~3 范围内。根据国内外相关试验研究资料,桩土应力比值 n 与置换率 m 的对应关系一般为: $m \leq 0.4$ 时, $n = 3 \sim 4$; $0.4 < m < 0.7$ 时, $n = 1 \sim 3$; $m \geq 0.7$ 时, $n = 1$ 。该试验区砂桩置换率为 60%,本次模拟分析的桩土应力比值在上述合理范围内。

2.2 影响因素对比分析

2.2.1 桩体模量

为便于比较分析,土体不分层,全部采用① 淤泥质粉质黏土层参数进行计算,砂桩弹性模量分别设置为 10、20、30、40、50 MPa,对应的桩土模量比分别为 1.8、3.6、5.4、7.2、9.0,分析桩土模量比变化对复合地基沉降及应力分布的影响。在 13 MN 荷载作用下,复合地基沉降变化曲线见图 9,深度 2.5 m 处桩土应力比变化曲线见图 10。

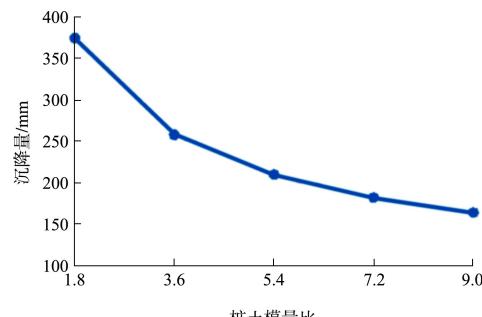


图9 桩土模量比影响下的沉降量

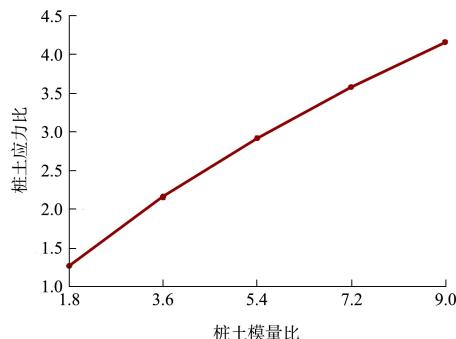


图 10 桩土模量比影响下的桩土应力比

由图 9 可见, 桩土模量比越大, 最大沉降量越小, 桩土模量比值从 1.8 提高至 3.6 时, 沉降量明显减小, 但随着桩土模量比值增大, 沉降量变化趋势趋缓。说明在一定程度提高砂桩的弹性模量, 可以显著减小复合地基受力区域沉降, 这可以通过选用级配良好的砂粒材料或者施工中提高桩体压实度来实现。从计算结果还可知, 复合地基任一深度处砂桩的 Z 向附加应力随着桩土模量比的增加而增加, 但增加量逐渐变小; 桩间土 Z 向附加应力随着桩土模量比的增加而减小, 但减小量逐渐变小, 结合图 10 桩土应力比曲线, 说明桩土模量对地基中桩和土的应力分配起到了很大的作用, 桩土模量比对桩土应力比的影响十分显著, 变化范围从 1.3 到 4.2, 并且随着桩土模量比的增大图中曲线未出现明显的变缓趋势。

2.2.2 垫层厚度

保持土体其他参数不变, 分别设置垫层厚度为 100、200、300、400、500 mm 进行对比分析, 在 13 MN 荷载作用下, 复合地基的沉降变化曲线见图 11, 桩顶桩土应力比变化曲线见图 12。

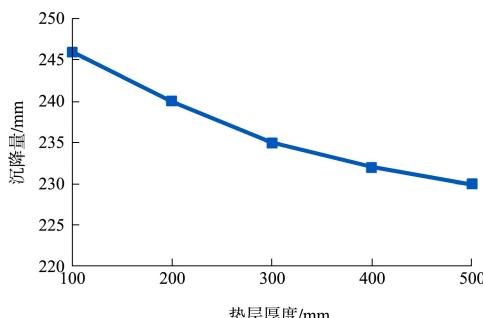


图 11 垫层厚度影响下的沉降量

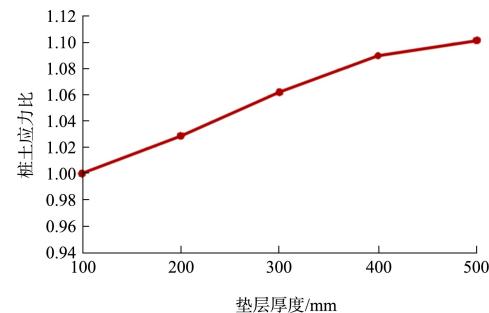


图 12 垫层厚度影响下的桩土应力比

由图 11 和 12 可见, 砂垫层越厚, 复合地基的最大沉降量越小、桩土应力比越大, 说明随着垫层厚度的增加上部荷载向桩体的分配量增加, 桩体发挥的作用也越大。沉降量曲线在垫层厚度 300 mm 之前基本呈直线变化, 300 mm 之后沉降量变化趋缓, 桩顶、桩土应力比曲线在垫层厚度 400 mm 之前基本呈直线变化, 400 mm 之后变化趋缓, 说明开始垫层厚度变化对复合地基承载性能影响较大, 达到一定厚度以后影响减小。

2.2.3 桩长

设置相同的土体参数, 选取桩长分别为 8、12、16、20、24 m 进行计算模拟, 在 13 MN 荷载作用下, 复合地基的沉降变化曲线见图 13, 深度 2.5 m 处桩土应力比变化曲线见图 14。

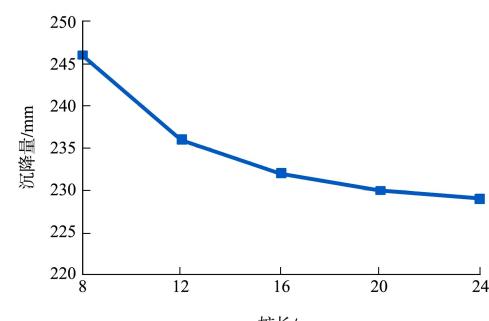


图 13 桩长影响下的沉降量

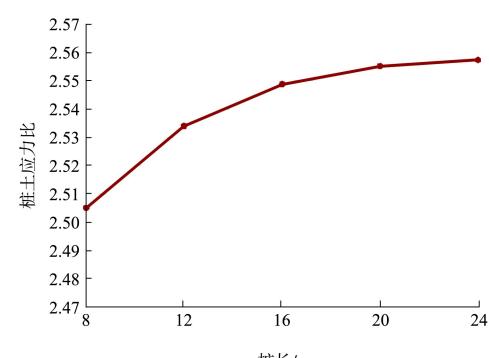


图 14 桩长影响下的桩土应力比

由图13、14可见,桩长越长,复合地基的最大沉降量越小、桩土应力比越大,说明随着桩长的增加,桩体发挥的作用越大,地基承载能力也增大。但随着桩长的增加,两曲线的变化趋势均逐渐趋缓,说明桩长对复合地基的承载能力的影响存在限制,不会随着桩长的增加而无限增长,过分增加桩长不仅起不到加固地基的作用,反而使经济效益减少、施工难度增加,因此,合理选择桩长是复合地基设计的关键,应结合计算分析以及地质情况综合考虑。

2.2.4 桩径

桩径变化对应着复合地基置换率的变化,其他参数保持不变,分别设置桩径为1.200、1.525、1.850 m进行计算分析,复合地基沉降量、深度2.5 m处桩土应力比及复合地基Z向最大正应力值见表3。

表3 不同桩径下的计算结果

桩径/m	沉降量/mm	桩土应力比	Z向最大正应力/MPa
1.200	335	2.75	0.95
1.525	277	2.68	0.85
1.850	230	2.56	0.76

从表3可见,随着置换率的增加,复合地基的最大沉降量明显减小、桩土应力比也逐渐减小、土体承担的应力逐渐增加。计算结果还表明,复合地基置换率增加,砂桩及桩间土Z向正应力均有所减小,复合地基中的Z向最大正应力也逐渐减小,说明提高复合地基置换率可以有效改善地基承载性能,所以高置换率的挤密砂桩在地基加固中具有较好的应用效果。

3 结论

1)与相关复合地基理论及实际试验数据相比,本次数值模拟分析洋山港深水港区挤密砂桩加固软土地基所得数据是可靠的。对试验未得出的地基极限承载能力进行进一步加载模拟,预测该试验区复合地基极限承载能力为575 kPa。

2)随着荷载的增加,数值模型复合地基沉降量逐渐增大,开始呈线性增加;当地基土中出现塑性区后,沉降量增量逐级加大,呈明显的非线性变化。

3)复合地基Z向正应力随荷载的增加而不断增大,最大值从桩顶逐渐下移至桩顶以下的浅层

深度,且Z向正应力主要集中在地基表面下一定深度范围内。超过该深度,荷载增加对砂桩和桩间土的应力增量影响有限。

4)不同深度处桩土应力比值存在差异,地基表面下一定深度范围内,随着荷载的增加比值增加较大,在地基土发生塑性屈服前该比值在1~3范围内;当发生塑性屈服后增量加大,超过一定深度后,随荷载增加桩土应力比变化不大,且数值较为接近。

5)通过增加桩体模量、垫层厚度、桩长及桩径可以减少地基的沉降,从而提高地基极限承载能力,但这些参数的变化对承载性能的影响都有一定限度。其中增加桩体模量以及增加桩径对地基沉降量的影响相对较大,说明可以通过增加桩体密实度、提高复合地基置换率来有效增加复合地基承载能力。

6)桩体模量、垫层厚度、桩长的增加都引起桩土应力比的增加,说明这几个因素的变化都通过更大限度地发挥桩体的作用而减少沉降;而桩径增加桩土应力比减小,说明随着置换率的提高,桩间土发挥的作用增加,桩间土的性能也明显提高,复合地基的受力更加均匀。

参考文献:

- [1] 龚晓南.复合地基理论及工程应用[M].北京:中国建筑工业出版社,2008.
- [2] 赵明华,张玲,刘敦平.散体材料桩复合地基桩土应力比分析[J].中南大学学报(自然科学版),2007,38(3):555-560.
- [3] 孙林娜,龚晓南.散体材料桩复合地基沉降计算方法的研究[J].岩土力学,2008,29(3):846-848.
- [4] 刘杰.复合地基中垫层技术及桩土相互作用[D].长沙:中南大学,2003.
- [5] 崔莹.桩体复合地基的弹塑性有限元分析[D].西安:长安大学,2005.
- [6] 尹海卿.水下挤密砂桩加固软土地基技术[M].北京:人民交通出版社,2013.
- [7] 王涛,韩煊,苏凯,等.FLAC3D数值模拟方法及工程应用[M].北京:中国建筑工业出版社,2015.
- [8] 于丽鹏.基于FLAC3D模拟的土体弹性模量取值分析[J].水利与建筑工程学报,2014,12(2):162-166.