



张家港盛泰码头吹填粉细砂地基处理试验研究

刘潜兵¹, 刘瑜²

(1. 中交第二航务工程勘察设计院有限公司, 湖北 武汉 430071;

2. 上海港湾基础建设(集团)有限公司, 上海 200092)

摘要: 某工程采用高真空击密法加固地基, 为找到经济合理的施工参数, 分别在散货堆场(A区)和件杂堆场(B区)设一个试验区。试验区检测结果表明, A区容许地基承载力达到225 kPa以上, 0~8 m内砂层平均标贯击数约20.6击, 平均端阻 P_s 值约7.48 MPa; B区容许地基承载力达到196 kPa以上, 0~7 m内砂层平均标贯击数约17.0击, 平均端阻 P_s 值约6.21 MPa。本工程是一个典型的长江中下游地区吹填长江粉细砂形成陆域的地基处理案例, 对长江中下游类似工程具有参考价值。

关键词: 长江中下游; 吹填; 粉细砂; 地基处理; 高真空击密法

中图分类号: TU 473

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2013)12-0171-06

Ground improvement test on Zhangjiagang Shengtai port reclamation area

LIU Qian-bing¹, LIU Yu²

(1. CCCC Second Harbor Consultants Co., Ltd, Wuhan 430071, China;

2. Shanghai Geoharbour Construction Group Co., Ltd., Shanghai 200092, China)

Abstract: High vacuum densification method (HVDM) is recommended for ground improvement. To obtain the most economic and reasonable construction parameters, two test-areas, zone A and zone B, are performed in steel stock yard and goods yard respectively. Post testing results indicate that, in zone A, the allowable bearing capacity reaches at least 225 kPa, average *SPT* value of sand layer in 0~8m reaches 20.6 blows and average *CPT* P_s value of sand layer reaches 7.48 MPa. In zone B, the allowable bearing capacity reaches at least 196 kPa, average *SPT* value of sand layer in 0~7m reaches 17.0 blows and average *CPT* P_s value of sand layer reaches 6.21 MPa. This project, which is a typical ground improvement case for projects using Changjiang fine sand for reclamation, offers a valuable reference for similar projects.

Key words: the middle and lower reaches of the Yangtze River; reclamation; fine sand; ground improvement; high vacuum densification method (HVDM)

1 工程概况

张家港盛泰码头位于张家港市长江右岸七干河下游, 陆域占地面积约25万 m^2 , 其平面布置如图1所示。该码头陆域主要布置散货堆场和件杂堆场, 散货堆场最大使用荷载约350 kN/ m^2 , 件杂堆场最大使用荷载约120 kN/ m^2 。

2 工程地质概况

拟建场地为紧邻长江的耕地, 地势较低, 设

计高程比原始地面高程高约2.0 m。为满足设计高程要求, 吹填2.0~3.0 m厚长江粉细砂。吹填完成后, 现场踏勘情况表明: 吹填材料主要为粉细砂, 颗粒较均一, 呈灰黄色, 局部含有红黏土颗粒, 含水率高, 呈松散状态, 易液化。

吹填层以下为原有岩土层, 浅层土层自上而下分述如下:

①耕植土(Q_4^{ml}): 黄褐色, 灰褐色, 软塑-可塑状, 含植物根系, 混砂不均, 夹薄层粉

收稿日期: 2013-03-19

作者简介: 刘潜兵(1970—), 男, 高级工程师, 注册岩土工程师, 主要从事港口及航道工程设计、项目管理。

3 地基处理试验方案

本工程表层吹填粉细砂为新近吹填, 含水率高, 承载力低, 而且工期紧张, 要求吹填完成后立刻进行地基处理施工。针对本工程特点, 本工程地基处理方法进行了表1的综合比选。

表1 吹填粉细砂地基处理方法综合比选^[1]

方法	分析比选
强夯	1. 强夯机械无法立即进场施工 2. 粉细砂渗透性不高, 在含水率很高的情况下, 强夯达不到处理效果
无填料振冲	1. 振冲机械无法立即进场施工 2. 无填料振冲法对粉质黏土和粉土层达不到加固效果
高真空击密	1. 吹填结束可立即进行真空降水施工, 缩短整体工期 2. 加速排水, 有效地保证或增强了强夯击密的效果 3. 该方法适用于粉细砂、粉土、粉煤灰等等地基, 已在多个工程中成功应用 ^[2-3]

根据上述综合比选, 推荐采用高真空击密法进行加固。高真空击密法 (HVDM) 是一种新型快速真空动力排水固结法, 它是真空降水和强夯击密的有机动态结合。它通过数遍相互交叉或同步进行的真空降水和强夯击密在土体中制造“压差”排水, 并结合数遍合适的变能量击密, 达到分步降低含水率、提高密实度和承载力, 减少工后沉降和差异沉降的目的。其真空度通过优化管路布置, 减小管路系统漏气量, 增加真空系统的排气量, 利用夯击对土体的密实和水位上升等措施可以从0.3~0.4提高至0.5~0.6。其加固原理如图3所示, 工艺流程如图4所示。高真空击密法不需采取地表密封或周边密封措施, 而是在加固区边界上设置比加固区内部强度更高的降水措施, 起到维持加固区在一个较低水位的效果。

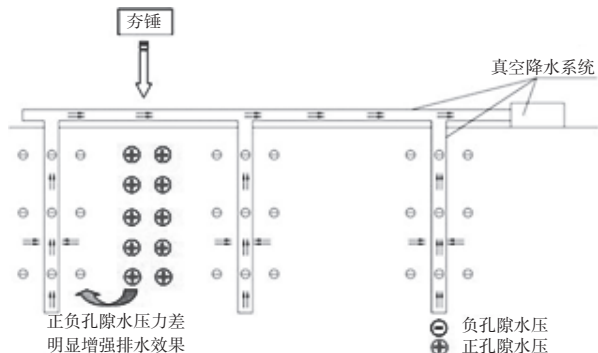


图3 高真空击密法加固原理

为找到经济合理的施工参数, 先进行试验区施工, 试验区分为A区和B区2个小区, 其中A区位于散货堆场, 要求容许地基承载力不小于200 kPa, 有效加固深度不小于8.0 m; B区位于件杂堆场, 要求容许地基承载力特征值不小于150 kPa, 有效加固深度不小于7.0 m。两个实验区的施工参数见表2。

表2 试验区施工参数

分区	高真空降水参数	强夯能级/(kN·m)
A区	深管长7 m, 布管间距3.5 m × 3.5 m 浅管长4 m, 布管间距3.5 m × 7.0 m	4 000
B区	深管长6 m, 布管间距3.5 m × 3.5 m 浅管长3 m, 布管间距3.5 m × 7.0 m	2 500

此外, 为了消除施工区域外围补给水的影响, 在试验区外围设置双排真空降水系统, 真空管点距1.75 m, 深管和浅管交替布置, 外围双排真空降水系统在整个施工过程中一直保持不间断运行。

开始试验区强夯击密前先进行单点试夯, 通过单点试夯的每击夯沉量和地面隆起量曲线确定最合理的强夯击数。

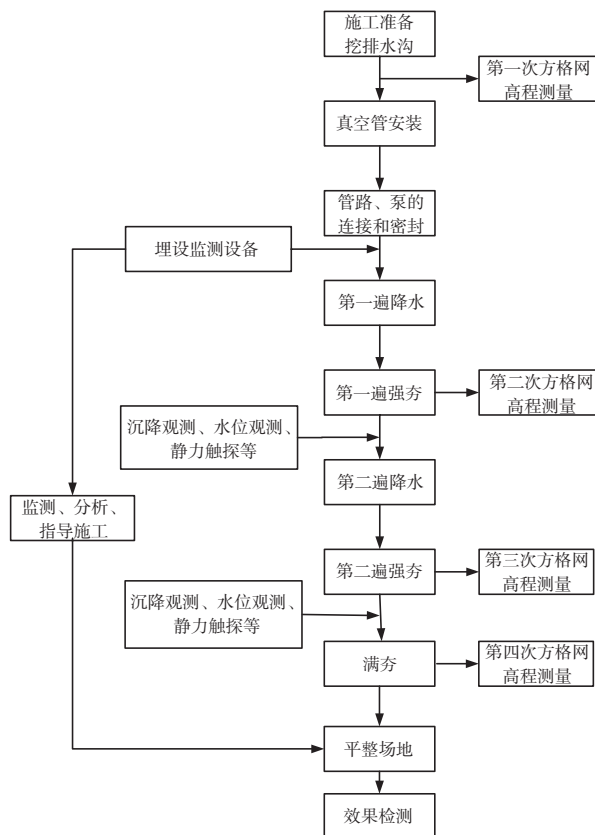


图4 高真空击密法工艺流程

4 试验区监测数据分析

水位观测数据显示, 经过第一阶段持续7 d的高真空降水, A区水位从地表降低至地表以下3.5 m, B区水位从地表降低至地表以下3.1 m, 接着进行单点试夯。单点试夯过程中由于强夯动能作用, 水位出现上升趋势, 之后经过第二次真空降水使水位始终保持在3.0 m以下。

A区单点试夯的每击夯沉量和地面隆起量曲线如图5所示。当夯击数达到8击时已满足收锤标准, 此时的夯坑深度约1.67 m, 当夯击数达到12击时, 夯坑深度为1.75 m。

B区单点试夯的每击夯沉量和地面隆起量曲线如图6所示。当夯击数达到8击时已满足收锤标准, 此时的夯坑深度约1.25 m, 当夯击数达到10击时, 夯坑深度为1.31 m。

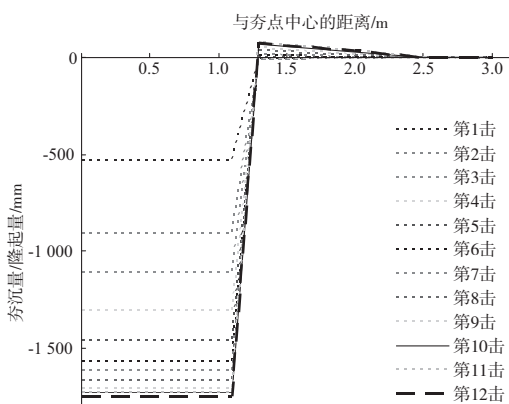


图5 A区A-3点试夯的每击夯沉量和地面隆起量曲线

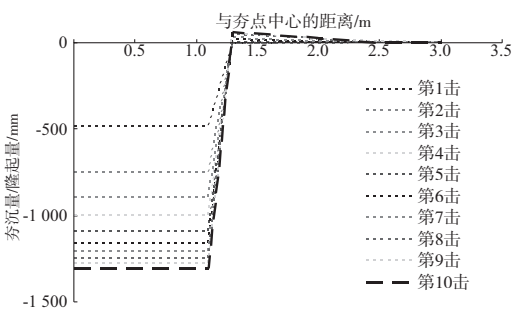


图6 B区B-2点试夯的每击夯沉量和地面隆起量曲线

单点试夯结束后采用静力触探测试夯坑位置处前后数据对比, A区试夯点静力触探对比曲线如图7所示, B区试夯点静力触探对比曲线如图8所示。

单点试夯结果显示, 4 000 kN·m能量强夯后, 8 m砂层平均 P_s 达到8 MPa以上, 有效加固深

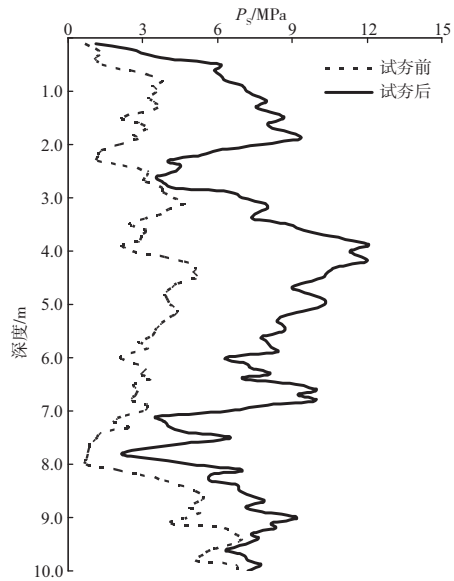


图7 A区A-3试夯点静力触探对比曲线

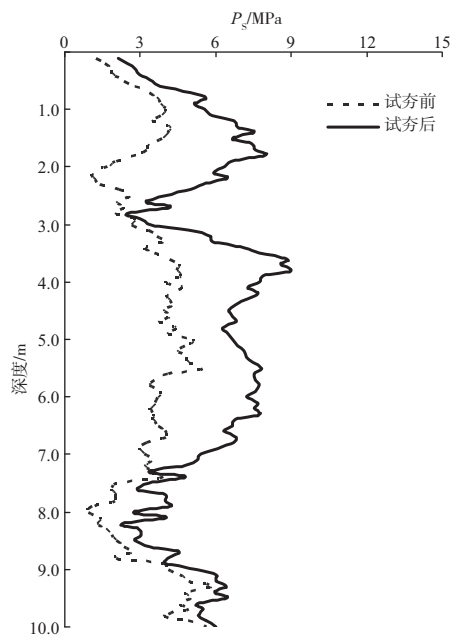


图8 B区B-2试夯点静力触探对比曲线

度达到8 m以上, 影响深度超过10 m; 2 500 kN·m能量强夯后, 7 m砂层平均 P_s 达到6.5 MPa以上, 有效加固深度达到7 m以上, 影响深度超过8 m, 该效果满足本工程堆场的设计使用要求, 故试验区参照此施工参数执行。

高程测量数据显示, A区施工沉降为72 cm, B区施工沉降为58 cm。

5 试验区检测数据分析

本工程采用如下检测方案^[4-7]:

1) 荷载板试验, 每个试验区随机选取3个位置进行地表荷载板试验, 试验方法依据JTS 133-1—2010《港口岩土工程勘察规范》和GB50007—2002《建筑地基基础设计规范》;

2) 标准贯入试验, 每个试验区随机选取3个位置进行标贯试验, 竖向每1.5 m测试一次, 测试深度至-15 m;

3) 静力触探试验, 每个试验区随机选取3个位置进行静力触探试验, 测试深度至-15 m。

A区荷载板试验结果:

YB-A-01试验点采用边长为1 m正方形荷载板, 当加载至450 kPa时, 压板沉降能稳定, 荷载-沉降曲线为缓变形, 最大沉降32.72 mm, 按相对沉降控制法确定地基容许承载力, $s/b=0.01$ 对应荷载值为225 kPa, $s/b=0.015$ 对应荷载值为295 kPa, 变形模量 $E_0=24.1$ MPa。YB-A-02试验点采用边长为1 m正方形荷载板, 当加载至450 kPa时, 压板沉降能稳定, 荷载-沉降曲线为缓变形, 最大沉降30.12 mm, 按相对沉降控制法确定地基容许承载力, $s/b=0.01$ 对应荷载值为244 kPa, $s/b=0.015$ 对应荷载值为309 kPa, 变形模量 $E_0=25.8$ MPa。YB-A-03试验点采用长为0.707 m正方形荷载板, 当加载至600 kPa时, 压板沉降能稳定, 荷载-沉降曲线为缓变形, 最大沉降33.00 mm, 按相对沉降控制法确定地基容许承载力, $s/b=0.01$ 对应荷载值为249 kPa, $s/b=0.015$ 对应荷载值为312 kPa, 变形模量 $E_0=23.5$ MPa。

B区荷载板试验结果:

B区3个测试点均采用边长为0.707 m正方形荷载板。YB-B-01试验点, 当加载至600 kPa时, 压板沉降能稳定, 荷载-沉降曲线为缓变形, 最大沉降34.67 mm, 按相对沉降控制法确定地基容许承载力, $s/b=0.01$ 对应荷载值为196 kPa, $s/b=0.015$ 对应荷载值为264 kPa, 变形模量 $E_0=24.5$ MPa。YB-B-02试验点, 当加载至600 kPa时, 压板沉降能稳定, 荷载-沉降曲线为缓变形, 最大沉降47.74 mm, 按相对沉降控制法确定地基容许承载力, $s/b=0.01$ 对应荷载值为233 kPa, $s/b=0.015$ 对应荷载值为274 kPa, 变形模量 $E_0=18.5$ MPa。YB-B-03试验点, 当加载至600 kPa时, 压板沉降能稳定, 荷载-沉降

曲线为缓变形, 最大沉降35.24 mm, 按相对沉降控制法确定地基容许承载力, $s/b=0.01$ 对应荷载值为208 kPa, $s/b=0.015$ 对应荷载值为280 kPa, 变形模量 $E_0=18.9$ MPa。

标准贯入试验结果显示, A区0~8 m内砂层平均标贯击数约20.6击, 提高幅度约243%; B区0~7 m内砂层平均标贯击数约17.0击, 提高幅度约143%。处理前和处理后各土层标准贯入击数平均值对比如表2所示。

表2 处理前和处理后各土层标贯击数对比 击

土层及深度	A区		B区	
	夯前	夯后	夯前	夯后
0层冲填土1层粉质黏土 2 ₁ 层粉细砂0 m~6.0~7.5 m	6.0	20.6	7.0	17.0
2 ₂ 层粉质黏土夹粉砂	2.0	11.5	5.0	12.0

静力触探试验结果显示, A区0~8 m内砂层平均端阻 P_s 值约7.48 MPa, 提高幅度约145%; B区0~7 m内砂层平均端阻 P_s 值约6.21 MPa, 提高幅度约79%。处理前和处理后各土层平均端阻 P_s 值对比如表3所示。

表3 处理前和处理后各土层静力触探 P_s 值对比 MPa

土层及深度	A区		B区	
	夯前	夯后	夯前	夯后
0层冲填土1层粉质黏土 2 ₁ 层粉细砂	3.05	7.48	3.47	6.21
1层粉质黏土	2.30	3.63	1.55	3.30
2 ₁ 层粉质黏土夹粉砂	1.10	2.69	1.62	3.41
2 ₂ 层粉细砂	5.07	6.57	5.05	5.51

试验区检测结果显示A区容许地基承载力达到225 kPa以上, 0~8 m内砂层平均标贯击数约20.6击, 平均端阻 P_s 值约7.48 MPa, 满足设计指标要求; B区容许地基承载力达到196 kPa以上, 0~7 m内砂层平均标贯击数约17.0击, 平均端阻 P_s 值约6.21 MPa, 满足设计指标要求。

6 结语

本工程浅层(0~8 m范围内)主要以松散粉细

砂为主，局部夹粉质黏土或粉土，而表层为新近的吹填粉细砂，表层含水率高，承载力低，如何迅速排水是本工程地基处理的难点和关键。本工程采用高真空击密法加固地基，为找到经济合理的施工参数，分别在散货堆场和件杂堆场设一个试验区。经过持续7 d的高真空降水，A区水位从地表降低至地表以下3.5 m，B区水位从地表降低至地表以下3.1 m，为强夯施工创造了良好条件。A区强夯能级为4 000 kN·m，施工沉降为72 cm；B区强夯能级为2 500 kN·m，施工沉降为58 cm。试验区检测结果显示A区容许地基承载力达到225 kPa以上，0~8 m内砂层平均标贯击数约20.6击，平均端阻 P_s 值约7.48 MPa，满足设计指标要求；B区容许地基承载力达到196 kPa以上，0~7 m内砂层平均标贯击数约17.0击，平均端阻 P_s 值约6.21 MPa，满足设计指标要求。

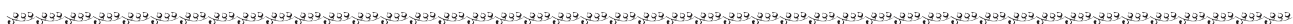
本工程是一个典型的长江中下游地区吹填长江粉细砂形成陆域的地基处理案例，其特点是吹

填粉细砂层含水量大，承载力低，而且其渗透速度比中粗砂慢，如何快速有效排水是这一类工程的关键。工程试验区结果表明高真空击密法是一个快速有效的方法，对今后长江中下游类似工程具有参考价值。

参考文献：

[1] JGJ 79—2002 建筑地基处理技术规范[M].
 [2] 滕圣康,王金璟,徐士龙,等.高真空击密法加固水利吹填粉煤灰地基的试验[J].水运工程,2004(7):9-12.
 [3] 虞剑英,陆渊.高真空击密法处理沿海软土地基的试验研究[J].水运工程,2007(4):75-79.
 [4] GB 50021—2001 岩土工程勘察规范[M].
 [5] JTS 133-1—2010 港口岩土工程勘察规范[M].
 [6] JTS 147-1—2010 港口工程地基规范[M].
 [7] 龚晓南.地基处理手册[M].3版.北京:中国建筑工业出版社,2008.

(本文编辑 郭雪珍)



(上接第154页)

5 结论

1) 阀门模态试验与有限元计算得到的自振频率吻合较好，阀门空气中基频在20 Hz左右。阀门增设下游面板后基频提高到60.79 Hz，已完全脱离了水流脉动的高能区(0~20 Hz)，不会出现共振。

2) 阀门流激振动响应竖向最大，面板法向次之，横向最小，在0.5~0.8开度时振动相对较大，最大振动加速度均方根值为2.81 m/s²，最大动应力均方根值为1.77 MPa，可见，结构优化后阀门振动不大，不至于产生危害。

因此，平板阀门设置下游面板在满足门楣通气要求的同时，增强了门体的整体刚度，对大尺寸平板阀门流激振动控制较为有利，类似工程设计可作参考。

参考文献：

[1] 阎诗武.葛洲坝二号船闸阀门振动原型观测报告[R].南京:

南京水利科学研究院,1990.

[2] 骆少泽.五强溪船闸输水阀门流激振动原型观测报告[R].南京:南京水利科学研究院,1997.
 [3] 骆少泽.水口船闸输水阀门流激振动原型观测报告[R].南京:南京水利科学研究院,1998.
 [4] 潘树军,王新.大型平面钢闸门流激振动模型试验与数值模拟[J].水电能源科学,2011,29(8):148-151.
 [5] 高峰虎,李长寿,王新,等.五道水库泄洪洞工作闸门流激振动研究[J].黑龙江大学学报,2012,3(1):17-21.
 [6] 刘亚坤,倪汉根,叶子青,等.水工弧形闸门流激振动分析[J].大连理工大学学报,2005,45(5):730-734.
 [7] 吴杰芳,张林让,余岭,等.闸门流激振动全水弹性模型试验的原型验证[J].长江科学院院报,2005,22(5):62-64.
 [8] 严根华,阎诗武,樊宝康,等.高水头大尺寸闸门流激振动原型观测研究[J].水力发电学报,2001(4):65-75.

(本文编辑 郭雪珍)