



软土地基上排水固结法处理围堰数值分析

季家俊^{1,2}

(1. 同济大学岩土工程重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要: 在淤泥上填筑围堰, 可应用砂被塑排法固结增强软土, 而堤身的大变形与填筑过程中的稳定性是其地基处理的关键。结合工程实例, 利用PLAXIS有限元软件对围堰的填筑过程进行模拟, 分析了地基土的固结变形、超孔压消散与稳定性, 并通过方案对比得出了不同边界范围、加载方案、是否考虑砂被加筋作用对数值计算的影响。

关键词: 围堰; 排水固结; PLAXIS

中图分类号: TU 473

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2014)01-0173-05

Numerical simulation of cofferdam treated by consolidation drainage on soft ground

Ji Jia-jun^{1,2}

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. College of Civil Engineering, Underground Construction and Engineering Faculty, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Consolidation settlement and slope stabilization are major concerns during construction of cofferdam on soft soil with plastic drainage plate and sand bedding. PLAXIS is used to simulate the layered buried progress of some cofferdam to analyze deformation, excess pore pressure dissipation and stabilization. Then the effects of bounds, loading scheme and reinforcement on results are concluded by contrasting.

Key words: cofferdam; drainage consolidation; PLAXIS

滨海滩涂区淤泥具有高水位与典型高含水量、高孔隙比、高压缩性与低强度、低渗透性的“三高二低”特征。对于此类软土地基上的大规模建设, 目前常采用先填筑临时围堰进行场地分块、后真空联合堆载的处理方法。

围堰的改进排水固结法^[1]是指通过土工布包裹砂体、插打塑料排水板分别形成水平与竖向排水体系, 再利用堆载土体自重固结深厚层淤泥形成隔堤。

PLAXIS 软件由荷兰 Delft 研究所研制, 适用于分步施工下的变形与稳定性问题。本文利用该软件, 针对某疏导工程前期临时围堰部分砂被塑排法进行了填筑固结过程的模拟, 分析了其固结变形、孔压消散、稳定性与数值计算结果影响因素。

1 工程概述

1.1 工程地质条件

工程区域原始地貌为滨海滩涂, 场地内钻孔揭露地层依次为人工填土层 (Q_4^{ml})、海积层 (Q_4^m)、冲洪积层 (Q_4^{al+pl})、残积层 (Q_4^{el})、混合花岗岩风化带 (M_r^3)。其中海积层淤泥饱和、呈流塑、局部挤淤带顶部呈软-可塑状态, 层底高程为-11.2~-5 m, 平均层厚8.26 m, 部分标贯试验击数小于1。围堰涉及土层主要性能指标见表1。

1.2 围堰设计方案

临时围堰设计边坡比为1:2, 顶宽10 m, 场地后期要求高程为3.5 m, 考虑沉降预留实际填筑为3.8 m, 底宽为25.2 m。围堰设计与地质条件见

收稿日期: 2013-05-01

作者简介: 季家俊(1988—), 男, 硕士研究生, 主要研究方向为地基处理加固与测试技术。

表1 土层主要性能指标

土层	含水量/ %	天然密度/ (g·cm ⁻³)	土粒密度/ (g·cm ⁻³)	快剪		压缩模量/ MPa	渗透系数/(cm·s ⁻¹)	
				C/kPa	φ/(°)		K _v	K _h
②淤泥	75.4	1.57	2.72	6.70	0.8	0.95	1.3 × 10 ⁻⁷	1.4 × 10 ⁻⁷
③黏土	27.8	1.93	2.67	2.07	16.2	5.45	2.0 × 10 ⁻⁶	2.1 × 10 ⁻⁶
④砂质黏土	34.2	1.80	2.67	21.20	10.9	4.72	5.0 × 10 ⁻⁵	5.0 × 10 ⁻⁵
⑤花岗岩	28.6	1.75	2.67	23.20	22.1	5.00	2.5 × 10 ⁻⁵	

图1。施工顺序为先铺设3层砂被，每层厚0.7 m，施工时长35 d；再插打塑料排水板，采用正方形布置，间距0.9 m，长10~11 m，要求穿透淤泥层并打入黏土层1 m以上，施工时长15 d；最后分层填筑，每层厚度不得超过1 m，填土密度为1.65 t/m³。围堰于2010年11月填筑，其加载历程见图2。

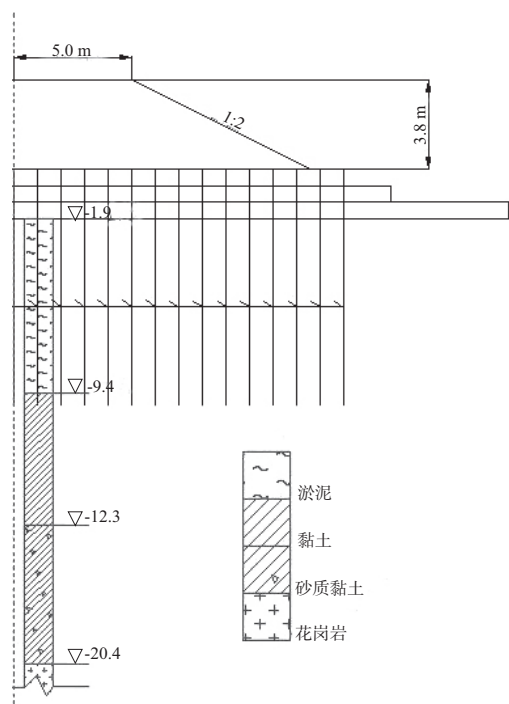


图1 围堰设计示意图

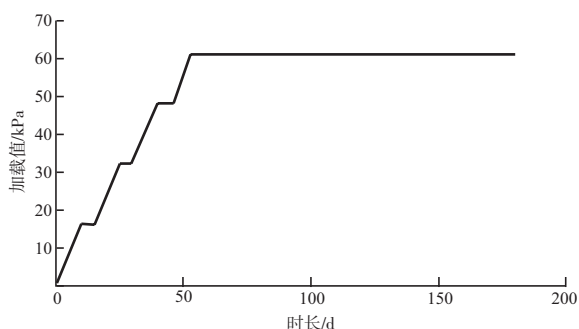


图2 围堰加载历程

2 模型的建立与分析

2.1 几何模型的建立与边界设置

本文选择平面应变模型与15节点三角形单元，鉴于对称性取围堰右半部分分析。

模型水平影响范围单侧取3倍围堰底部半宽^[2]，计算深度取至高程末-20.9 m，不考虑花岗岩层的影响。为便于计算，几何模型以等宽砂被代替阶梯状砂被、表层淤泥假定高程为0.0 m，并设置土工格栅单元模拟土工布；地下水位及各土层假定水平，零水位位于地表；以drain单元排水线模拟塑料排水板，并统一长度为11 m，间距为1.0 m（考虑排水板宽度为0.1 m）；模型设为标准固定边界（侧向限制X向位移，底部限制X与Y向位移），并设右边界与左侧塑排板以外部分为封闭固结边界。围堰的几何模型见图3。

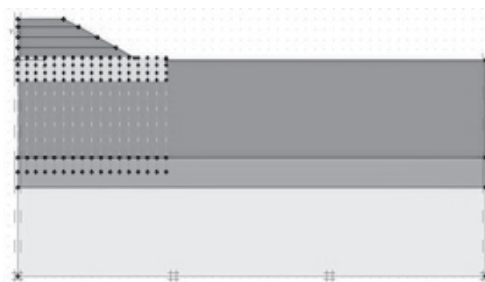


图3 围堰几何模型

2.2 模型的选择与参数的选取

在PLAXIS中，岩土体分为排水与不排水两种性状。前者适用于干土以及由于高渗透性（砂土）或缓慢加载产生的完全排水条件、不产生超静水压，后者用于研究超静水压的完全发展过程、且输入的材料参数均为有效参数。因围堰的填筑过程将引起地基土的超孔压，此处材料性状均设为不排水。

摩尔-库伦模型具有参数少、适用性广的特点，但其土体刚度E为常量。而HS模型模量依赖

于应力、土体刚度，随着压力的增加而增加，通过输入三轴加载刚度 E_{50} 、三轴卸载刚度 E_{ur} 、固结仪加载刚度 E_{oed} 、刚度应力水平幂指数 m 使土体性状更符合实际状态。鉴于本工程主要处理对象为淤泥层，此处除淤泥层采用HS模型外其余土层均采用摩尔-库伦模型。

地基的固结沉降实际为三维过程，为简化计算，可将沿纵向每行一个个独立分布的塑料排水

板等效为排水墙，即把轴对称问题转换为平面应变问题，常用的方法有Hansbo、Hird、赵维炳等。此处采用赵维炳法^[3]，它基于排水固结机理并且考虑了侧向变形对地基土渗透性的影响。据此计算得淤泥层竖向渗透修正系数 $D_z=0.9$ ，横向渗透修正系数 $D_x=0.2$ 。

模型中土工布抗拉强度取为65 kN/m， $m=1$ 。模型调整后力学计算参数见表2。

表2 地基土层有限元计算参数

土层	泊松比	界面因子 R_{inter}	有效指标		土体刚度/MPa	渗透系数/($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)	
			C/kPa	$\varphi/(\text{°})$		K_v	K_h
②淤泥		0.5	16.2	10.2	$E_{50}=2.0, E_{ur}=6.0, E_{oed}=3.3$	1.2×10^{-7}	2.7×10^{-8}
③黏土	0.30	1.0	4.0	26.1	$E=4.05$	2.0×10^{-6}	2.1×10^{-6}
④砂质黏土	0.25	1.0	18.0	26.0	$E=4.23$	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}

2.3 分步施工模拟与结果分析

此处按照图2围堰的加载历程设置分析步，考虑包括砂垫层铺设、塑排板插打、填土分层填筑与固结的施工全过程。

因围堰在淤泥地基上填筑将产生较大沉降，此处选择PLAXIS中网格与孔压更新选项。该选项适用于软土地基的大位移、加筋土结构分析、近海工程基础的破坏等情形，对于本工程则可考虑填土因沉降降至水位以下产生浮力造成的有效载质量的减小。

2.3.1 数值计算结果校核

由数值计算得，临时围堰在填筑结束3个月后的围堰中心表层竖向沉降量为463 mm，插打塑排板后沉降值为84 mm，故堆载固结期沉降值为356 mm，与实测平均值（塑排板打设后）370 mm的偏差为6%，说明模型的计算结果是可信的。实测值的具体分布见表3。

表3 围堰中心表层沉降实测值（233 d交工点）

测点	1	2	3	4	5	6	7
沉降/mm	422	358	353	360	351	347	399

2.3.2 变形分析

图3为临时围堰填筑结束3个月后的整体变形云图。

对于竖向沉降，围堰沉降整体呈凹陷形、中

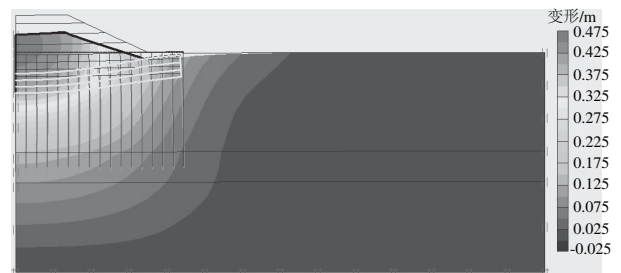


图3 围堰沉降校核点整体变形云图

心处最大，影响深度至-18.4 mm。围堰中心沿深度范围的沉降分布见图4。由图4可见，围堰沉降最大值位于第3层填土范围内，此后随着深度的增加，沉降值逐渐变小。

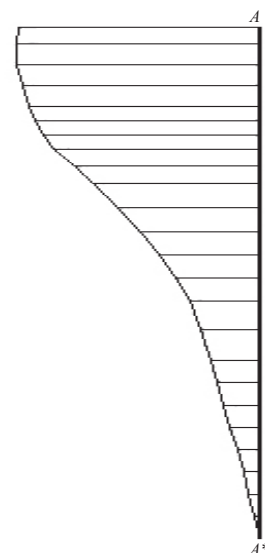


图4 围堰中心处沉降分布剖面图

对于水平位移，因围堰挖除表层淤泥后换填的垫层较厚（2.1 m），使得围堰的侧向变形以围堰沉降下切引发牵引位移为主，且坡脚处值最大，最大值为85.81 mm，水平影响范围为-31.6 mm。

为进一步研究沉降变化规律，分别取围堰中心淤泥层中部、黏土层中部、砂质黏土层中部3个参考点计算分层沉降，其结果见图5。由图5可见，随着填土的不断增高，淤泥层与黏土层的沉降值以近似线性的关系增长，且因各加载间隙较短、沉降变化的阶梯现象不明显，而砂质黏土层的沉降值可忽略。

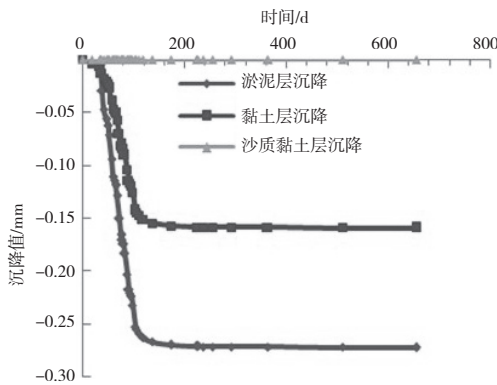


图5 围堰中心处分层沉降变化

2.3.3 超孔压消散分析

图6为填筑第4层时的围堰超孔压分布。需要说明的是，在PLAXIS软件中，压力默认为负值。由图6可见，因围堰施加荷载呈梯形分布，故地基土体中部的超孔压最大，最大值为20.28 kPa。残余超孔压主要集中在淤泥层与堆载体坡脚附近下方，而堆载体正下方由于排水板的作用超孔压迅速消散。堆载土体下方淤泥层孔压残留主要因其渗透系数小，而坡脚下方的超孔压值主要因该处附加应力较大并且在塑排板影响范围之外，故超孔压难以消散。

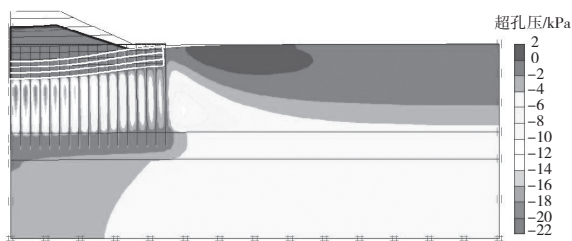


图6 填筑第4层时围堰超孔压分布云图

图7为围堰中心塑排板附近淤泥层与黏土层中部点超孔压随时间变化历程。由图7可见，淤泥层与黏土层最大超孔压发生于3层砂垫层填筑后，且值大致均为21.48 kPa；在塑排板搭设后，孔压迅速下降，其后随着上覆荷载的变化呈波动态，填土则超孔压上升，间歇则超孔压下降。此外，因淤泥层渗透系数为黏土层的1/10，故淤泥层超孔压消散较慢，淤泥层于173 d时超孔压小于1、完全消散需510 d，而黏土层超孔压小于1只需138 d。

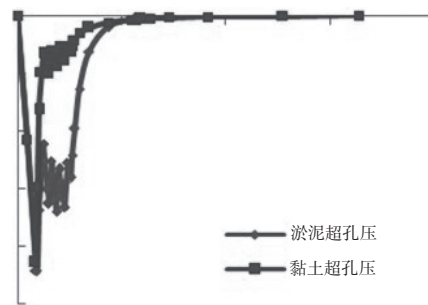


图7 围堰中心处超孔压消散历程

2.3.4 稳定性分析

Plaxis边坡安全系数的计算采用Phi-c折减法，即强度折减法^[4]。在Phi-c折减方法中，土的强度参数和界面强度逐步减小，直到结构破坏为止。土的强度参数的取值用总乘子 ΣMsf 定义：

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{C_{input}}{C_{reduced}} \quad (1)$$

式中：带下标“input”的强度参数是指在材料组输入的值；带下标“reduced”的强度参数是指在分析里采用的折减值。

$$\text{安全系数 } F_s = \text{可用强度} / \text{破坏强度} = \Sigma Msf \text{ (破坏)} \quad (2)$$

随着填土高度的增加， F_s 从填筑第1层时的2.995不断减小至填筑第4层时的2.074，但因围堰边坡较缓且填土总高低，安全性较高。图8为填筑第4层填土下边坡计算结果。由图8可见，边坡潜在滑面的下切深度在第1层砂被内，故表层土工布对稳定性的贡献最大，所受最大轴力为100.78 N/m。

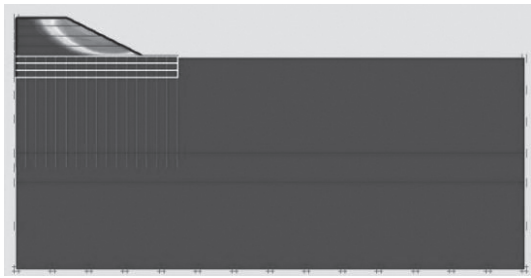


图8 填筑第4层填土下Phi-c计算结果

表4 不同边界范围结果对比

方案	校核点最大竖向沉降值/ mm	校核点最大侧向位移值/ mm	填筑第4层 安全系数	校核点变形影响深度/ m	校核点变形水平影响/ m
2倍半底宽	462.91	86.14	2.077	18.6	24.2
2.5倍半底宽	463.39	85.97	2.071	18.6	26.0
3倍半底宽(原设计)	463.66	85.81	2.074	18.6	26.1
3.5倍半底宽	466.93	84.85	2.076	18.6	26.2

3.2 不同加载方案的影响

为研究不同加载计划对围堰固结的影响，此处分别采用填土间歇为0 d（满足地基承载力）、5 d（原设计）、10 d，并统一按原设计的总固结时间，其淤泥层中部超孔压的消散见图9。由图9可见，各方案均随堆载与间歇的变化而波动，在满足稳定性要求的前提下，填土间歇越短，超孔压消散越快，完成固结所需时间越短。

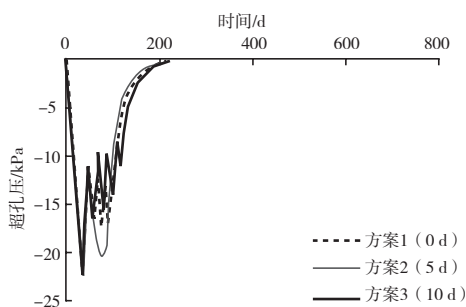


图9 不同加载计划超孔压消散历程

3.3 土工布的设置

此处针对原设计方案，分别采用考虑土工布与不考虑土工布两种方案。两种方案的主要计算结果见表6。由表6可见，土工布的加筋作用极大地提高了安全系数 k ，但对围堰整体沉降与侧向位移的改善作用不明显。

表6 是否考虑土工布加筋结果对比

方案	校核点最大竖向沉降值/mm	校核点最大侧向位移值/mm	填筑第4层安全系数
不考虑加筋	464.11	85.63	1.768
考虑加筋	463.66	85.81	2.074

3 影响因素探讨

3.1 影响范围的设置

对于围堰有限元分析的边界范围，目前尚无一致结论。此处依照原设计与加载方案，分别选取不同边界范围建模计算，并将其部分计算结果汇总于表4。由表4可见，当边界范围在2~3倍半底宽时，计算影响范围在模型边界内，且各计算结果相近。

4 结语

1) 围堰竖向最大值发生在填土层中而非填土表层，在换填垫层较厚的情况下，侧向位移主要为土体沉降所引发的牵连收缩。

2) 围堰填筑期内超孔压随堆载与间歇的更替呈锯齿状波动，围堰超孔压主要滞留于堆填土体及坡脚附近下方渗透性较差的淤泥层内。

3) 围堰的土工布主要影响边坡安全系数，且表层土工布贡献最大，对于围堰变形的约束作用不明显。

4) 滨海地区高水位条件下，网格更新选项更符合实际状况。此外，有限元单侧影响边界宜取2~3倍围堰半底宽内，变形范围均在模型内，稳定性及变形计算结果一致。

5) 在满足地基承载力与边坡稳定性的情况下，填土间歇越多，即越早地将所有荷载施加的情况下，完成固结所需时间越短。

参考文献:

- [1] 张波, 平扬. 改进排水固结法在某软土地基围堰填筑工程中的应用[J]. 中国农村水利水电, 2011(7): 104-106.
- [2] 刘振兴, 基于北京理IE岩土软件和PLAXIS的软土地基[D]. 成都: 西南交通大学, 2010.
- [3] 赵维炳, 陈永辉, 龚友平. 平面应变有限元分析中砂井的处理方法[J]. 水利学报, 1998(6): 53-57.
- [4] 谢洪斌, 王操, 戴永兴. 不排水情况下路基建造的有限元分析[J]. 交通标准化, 2008(4): 55-57.

(本文编辑 武亚庆)