DOI：10.16285/j.rsm.2022.00245

砂土地层圆形深基坑三维分析与测斜仪测量

HANIFAH Hermil Rizki，RAHARDJO Paulus Pramono，LIM Aswin

（万隆天主教大学 土木工程系，万隆 40141，印度尼西亚）

摘 要：介绍了铁皮坑开挖中测斜仪监测和三维有限元反分析的结果。所研究的铁皮坑为深度 27 m、总直径 26 m 的圆形深基坑，最终开挖面以上土层以砂土为主。每个开挖阶段采用腰梁加固的咬合桩作为挡土墙对基坑进行支护。采用硬化土模型作为土体本构模型，反分析结果表明，桩墙位移的趋势与测斜仪测量的结果接近，最大位移为 5.1 mm。案例中胶结土的有效黏聚力 c'取决于胶结砂层的厚度，约为 50～200 kPa。N_{SPT} 为标准贯入试验中分离式取样器打入土体 30 cm 的锤击数。模拟结果表明，砂土模量约为 1 400N_{SPT}～2 000N_{SPT}（单位：kPa），而对于胶结砂，其模量为 7 000N_{SPT}。还研究了腰梁和外部荷载对咬合桩变形和受力的影响。结果表明，外部荷载对桩墙位移具有主导作用；同时，腰梁对减少桩墙位移没有明显作用。

关 键 词：圆形深基坑；测斜仪；反分析；胶结砂；三维有限元

中图分类号：TU473 **文献标识码**：A **文章编号**：1000－7598 (2023) 04－1142－11

Three-dimensional analysis and inclinometer measurements in deep circular excavation in sand soil

HANIFAH Hermil Rizki, RAHARDJO Paulus Pramono, LIM Aswin

(Department of Civil Engineering, Parahyangan Catholic University, Bandung 40141, Indonesia)

Abstract: This paper presents the results of the inclinometer monitoring and back analysis using three-dimensional finite elements in the scale pit deep excavations. Scale pit is a deep circular excavation construction with a depth of −27 m and a total diameter of 26 m. The soil layer above from the final excavation is dominated by a sandy soil layer. The retaining wall construction is a secant pile reinforced with waler beams at each excavation stage. The hardening soil model was used as soil constitutive model. The results of the back analysis show that the trend of wall deflection is close to the results of the inclinometer measurements. The maximum deflection that occurs in the wall is 5.1 mm. The effective cohesion c' of cemented soil in the case is about 50 to 200 kPa, depend on the depth of cemented sand layer. N_{SPT} is a number of blows for a split-barrel sampler to penetrate 30 cm into the soil during Standard Penetration Test. The soil modulus in sand soil as a result of the modeling is equivalent to 1 400 N_{SPT} to 2 000 N_{SPT} (unit: kPa), while for cemented sand, it is equivalent to 7 000 N_{SPT}. This study also investigated the effect of waler beam installation and external loads on the deformations and forces that acting in the secant pile. In this case, the external load has a dominant effect in the result of wall deflections. Meanwhile, the waler beam has no significant effect for reduce the wall deflection.

Keywords: deep circular excavation; inclinometer; back analysis; cemented sand; 3D finite element

1 引 言

深基坑是工程施工建设的关键内容之一，开挖施工前需要进行开挖分析，即分析土与结构之间的相互作用。土与结构相互作用的其中一个问题是土体对挡土墙结构产生侧向压力，致使挡土墙结构发生变形。为了预测和分析现场情况，需要建立模型模拟土与结构之间的相互作用。

圆形基坑的设计与施工此前已有报道，如英国运输研究实验室的希思罗机场快线试验隧道竖井[1]，以及都柏林巨石黏土竖井[2]。在法国，Marten 等[3]研究了一个直径为 46.3 m、深近 15 m 的基坑，其由 0.8 m 厚的地下连续墙支护。尽管结构和地面条件是对称的，但三维有限元模拟结果表明，墙顶运

收稿日期：2022-09-02 录用日期：2022-11-29

第一作者简介：HANIFAH Hermil Rizki，男，1992 年生，硕士研究生，主要从事岩土工程方面的研究。E-mail: hrmilrzki@gmail.com

通讯作者：LIM Aswin，男，1986 年生，博士，副教授，主要从事深基坑开挖方面的工作。E-mail: aswinlim@unpar.ac.id

动和位移出现了不对称的变形模式。不对称的施工顺序极大地影响了变形的形状。此外，Schwamb 等[4]回顾了深度 71 m、外径 30 m 圆形基坑（Abbey Mills 竖井）的数值分析过程。该基坑使用的地下连续墙为 1.2 m 厚、84 m 长，地下连续墙上安装了测斜仪和光纤仪器用以测量位移的大小。根据数值分析结果可知，位移幅值小于 4 mm。该结果与现场测斜仪的测量结果几乎相同。另一方面，根据经验公式，预计最大位移为 40～105 mm[4]。

由于需要保护附近的结构物，有限元分析的准确性仍然是基坑设计中的一个重要因素。在数值分析中，选择合适的土体性质（如强度和刚度参数）至为关键，尤其是在处理砂土时，土体参数的选取变得更加困难。由于未受扰动的原位砂土难以取样，分析深基坑开挖的一个普遍问题是土体测试数据往往较少或质量较差[5]。此外，Lim 等[6]研究了深度为 9.2 m、面积为 195.7 m×88.6 m 的汐止基坑，并将三维模拟结果与地下连续墙测斜仪监测结果进行对比。整体来看，墙体变形的模拟结果与测量结果吻合较好，表明有限元模型可以很好地模拟墙体的变形。

本文对砂土地层中圆形基坑的开挖响应进行了研究。然而，印度尼西亚芝勒贡市或附近城市（如雅加达）的砂质和胶结砂土层尚缺乏开挖案例的报道。由于未获得土样，故土体模量和抗剪强度参数也是未知的。因此，在设计阶段，工程师会尝试选择一组保守的设计参数，从而导致项目的过度设计。在本工程中，如果土体参数选取得当，则在支护中无需安装腰梁，咬合桩直径也可以小于设计值。此外，不对称的外部荷载对铁皮坑开挖中桩墙位移的影响也值得研究。

本文的研究内容为：（1）由于缺乏土体数据，故采用三维有限元方法进行反分析，以估计土体模量和抗剪强度，获得的土体参数可为附近地区今后的设计提供参考。（2）在本案例中，基坑附近有一台履带式起重机，影响了桩墙的变形曲线。（3）评估咬合桩挡土墙的性能，了解外部荷载和腰梁尺寸对开挖变形的影响。

2　工程概述

2.1　基坑开挖尺寸

本文研究的案例是位于印度尼西亚芝勒贡市喀拉喀托钢铁公司 2 号热轧带钢厂（HSM-2）的铁皮坑开挖项目，如图 1 所示。该工厂是一家采用先进技术的钢铁厂，在水处理系统的建设中，进行了深度为 27 m、外径为 26 m 的深基坑施工。

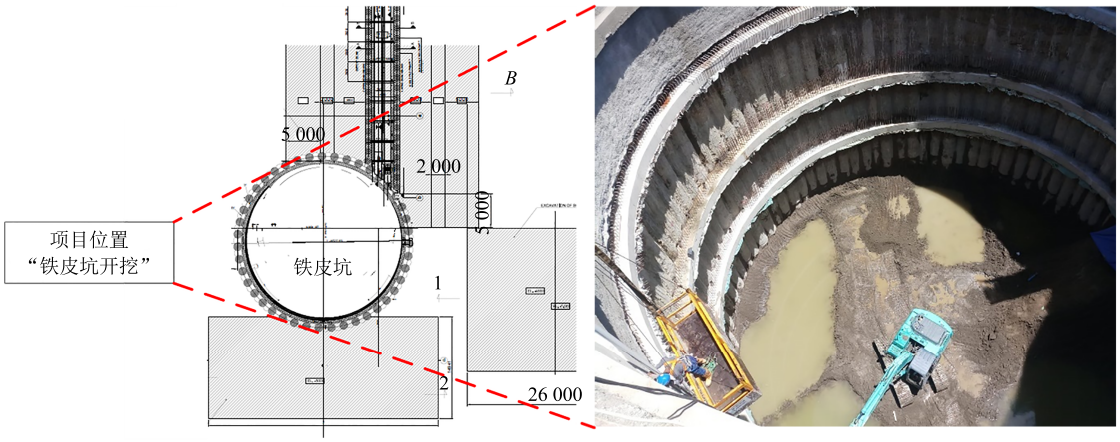


图 1　铁皮坑开挖照片（单位：mm）

Fig.1　Photo of the scale pit excavation(unit: mm)

在工程的初始阶段，现场安装了直径为 1.08 m（ϕ1 080 mm）、长度为 33 m 的咬合桩。在咬合桩 30 m 深度处安装了 2 个测斜仪，然后在上部安装冠梁 （0.5 m×0.5 m）。地下水位估计在地面以下 8 m 深度处。开挖过程中进行降水处理，以保持开挖面干燥，直至开挖结束未见渗漏。如表 1 和图 2 所示，铁皮坑分 6 个阶段开挖，腰梁分 5 个阶段安装。

2.2　地质条件

根据地质条件，项目所在地属于 Q_a 和 Q_{pvb} 地层。Q_a 为冲积层，是由砾石、砂土、黏土、淤泥和浮石组成的海岸和河流沉积物。Q_{pvb} 为万丹凝灰岩，这是一种细粒材料，从 Dano Muda 山中喷发而出，分布非常广泛，覆盖了塞兰岛和芝勒贡市的大部分地区。研究地点的地质情况如图 3 所示。

表 1 铁皮坑开挖的施工阶段

Table 1 Construction stage of the scale pit excavation

序号	施工活动	高程/m
1	安装咬合桩和测斜仪	地表
2	安装冠梁	−0.50
3	第 1 步开挖	−4.50
4	安装第 1 道腰梁	−4.00
5	第 2 步开挖	−7.65
6	安装第 2 道腰梁	−7.15
7	第 3 步开挖	−12.80
8	安装第 3 道腰梁	−12.30
9	第 4 步开挖	−15.87
10	安装第 4 道腰梁	−15.37
11	第 5 步开挖	−20.75
12	安装第 5 道腰梁	−20.25
13	第 6 步开挖（最终开挖）	−27.00

2.3 地基土体条件

开挖地点位于喀拉喀托钢铁公司工业区，距离海边较近，土体以砂土为主。现场共有 5 个钻孔（BH-10、BH-12、BH-25、BH-26 和 BH-SP）用来确定铁皮坑开挖的土体剖面，铁皮坑区域的钻孔位置如图 4 所示，原位测试和室内试验结果如图 5 所示。N_{SPT} 为标准贯入试验中分离式取样器打入土体 30 cm 所需的锤击次数[7]。根据印度尼西亚的工程实践，为了避免损坏分离式取样器，N_{SPT} 达到 50 次之后试验就会停止。

2.4 现场监测

本研究中，在深度为 30 m 的咬合桩上安装了 2 个测斜仪，即 HSM-06 和 HSM-07。开挖过程中，一

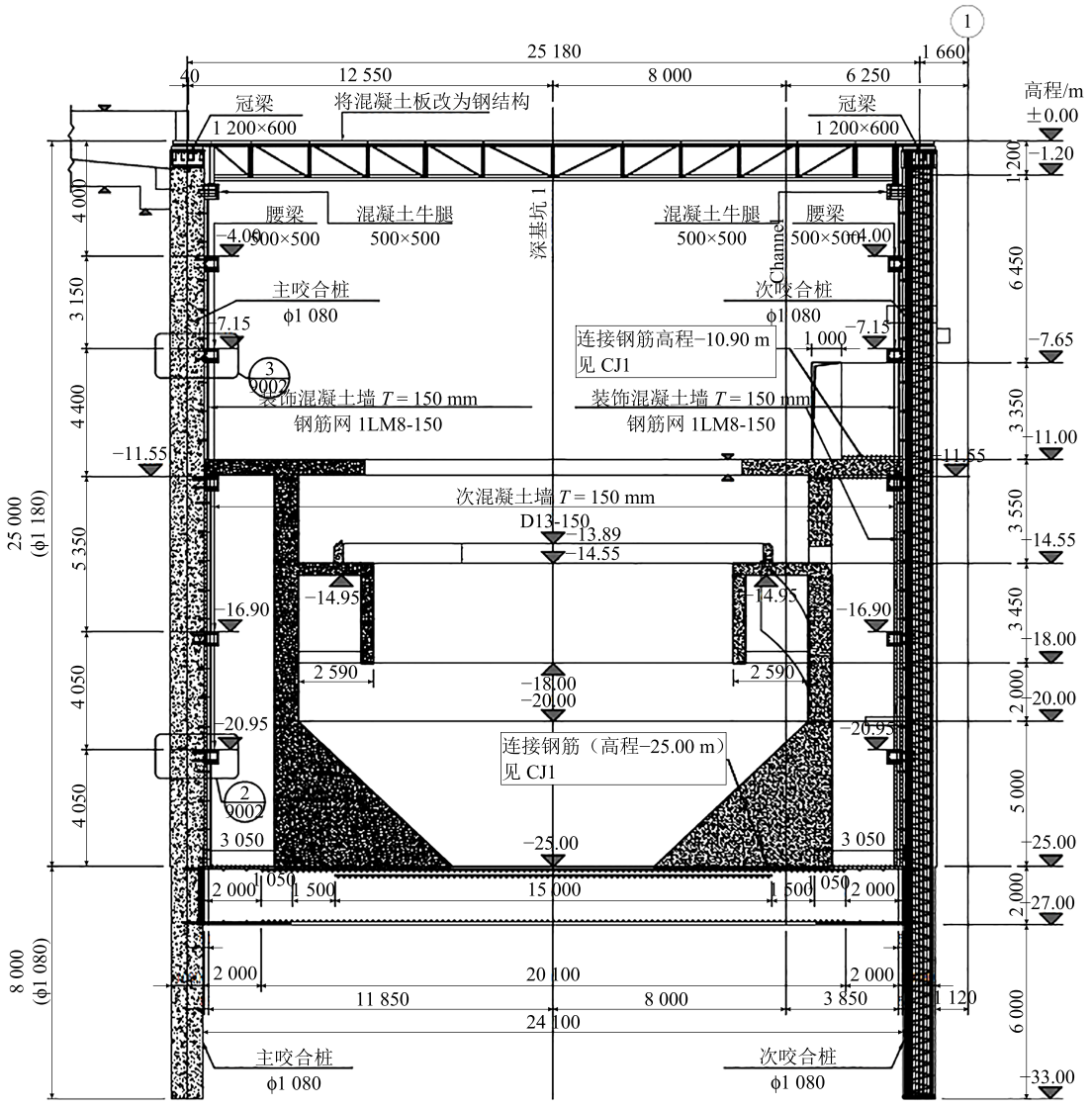


图 2 铁皮坑开挖施工方案（单位：mm）

Fig.2 Construction plan of the scale pit excavation (unit: mm)

台履带式起重机将挖掘出的土从开挖区运出，还有一台履带式起重机位于测斜仪 HSM-06 和 HSM-07 的旁边。在第 2 阶段的开挖过程中，在测斜仪 HSM-06 的后面建造了水处理厂房。测斜仪 HSM-6 和 HSM-07

的位置以及开挖区周围的荷载情况如图 6 所示。



图 3　西爪哇地区安耶尔地质图
（来源：印度尼西亚地质调查中心）
Fig.3　Geological map of Anyer, West Java
(Source: Center of Geological Survey)

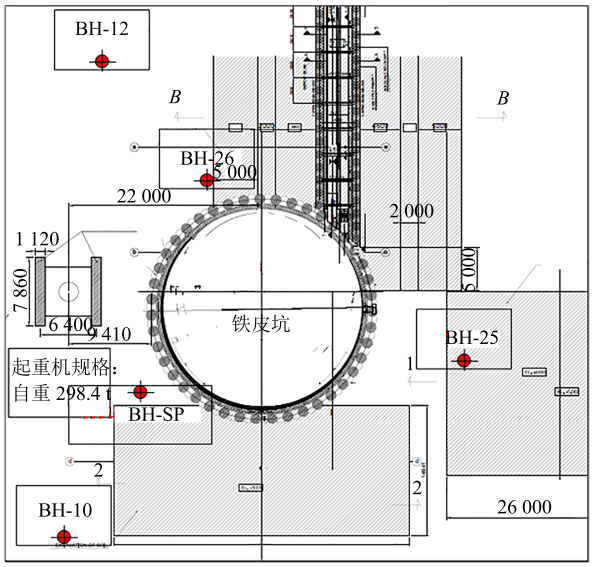


图 4　钻孔位置（单位：mm）
Fig.4　Location of boreholes(unit: mm)

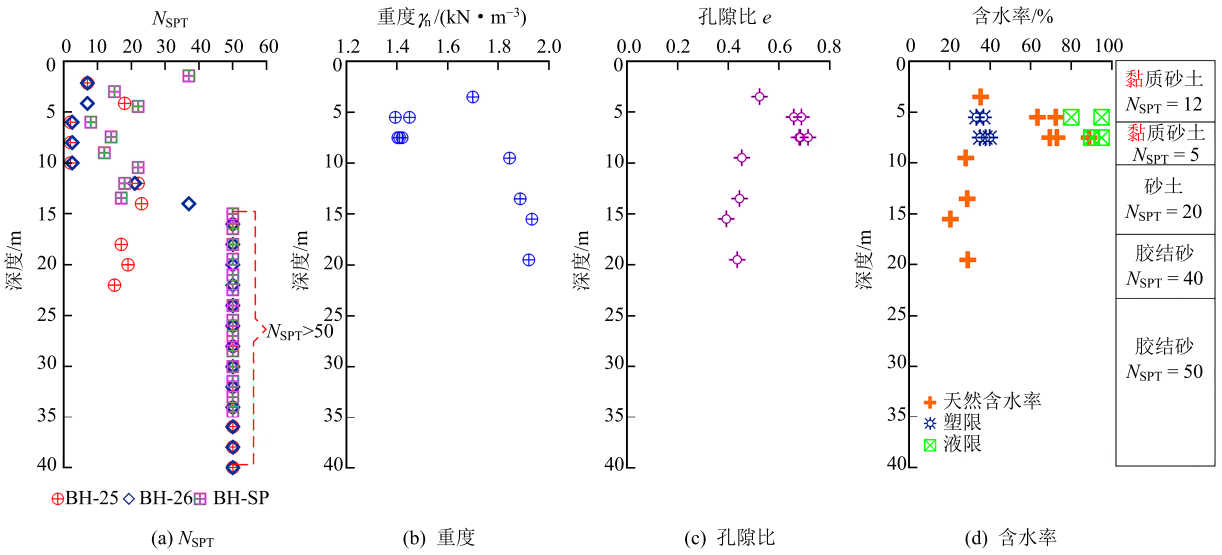


图 5　N_{SPT}、重度、孔隙比和含水率的变化
Fig.5　Variation of N_{SPT}, unit weight, void ratio, and water content

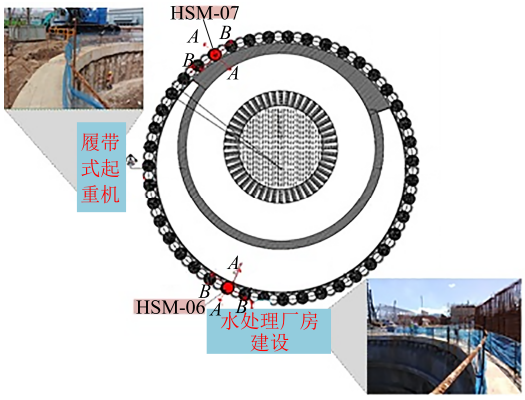


图 6　测斜仪 HSM-06 和 HSM-07 的位置
Fig.6　Location of inclinometer HSM-06 and HSM-07

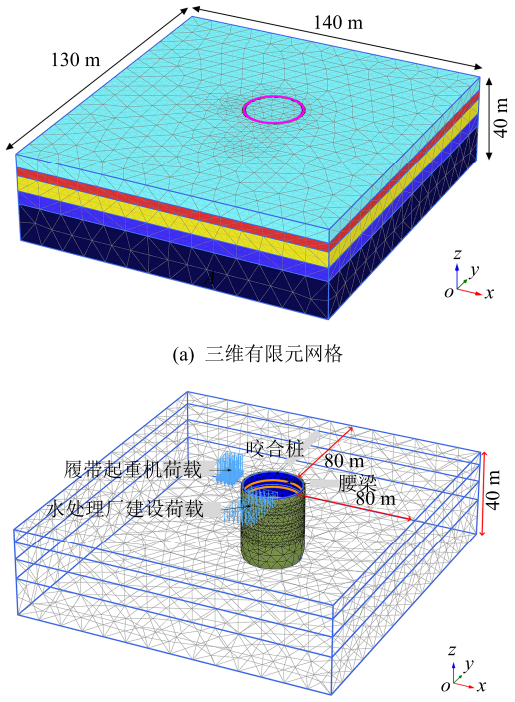
2017 年 11 月 20 日进行测斜仪第 1 次读数，2018 年 4 月 6 日完成 27 m 深基坑的开挖。在开挖过程中，每周定期进行测斜仪读数，为期 4 个月。测斜仪监测结果显示，HSM-06 点在开挖过程中沿 *A*-*A* 方向发生的位移为−3 mm，沿 *B*-*B* 方向发生的位移为−1.7 mm。而在 HSM-07 点，开挖过程中沿 *A*-*A* 方向发生的位移为−4.2 mm，沿 *B*-*B* 方向发生的位移为−2.0 mm。

3　数值分析

3.1　圆形开挖结构模拟

为研究开挖响应，本文采用三维有限元软件 PLAXIS 3D 对土体进行建模，模型尺寸为 140 m×

130 m×40 m，由 20 986 个单元和 38 748 个节点组成。根据 Vermeer 等[8]的研究，模型的最小宽度为开挖深度的 2 倍。本文模型的水平宽度为开挖深度的 3 倍，在建模中采用了合适的网格密度。中等和精细网格密度造成的差异不大，开挖完成后产生的位移差异小于 1 mm。因此，为节省计算时间，本文采用中等网格。铁皮坑开挖的三维模型如图 7 所示。



(a) 三维有限元网格

(b) 铁皮坑开挖的几何模型

Fig.7 三维有限元网格和铁皮坑开挖的几何模型
Fig.7 Three-dimensional finite element mesh and geometry of the scale pit excavation

首先，根据现场试验的解译结果对土层进行建模，绘制开挖几何模型。咬合桩采用板单元模拟，腰梁采用梁单元模拟，激活界面单元以模拟结构单元和土体间的摩擦作用。Dong 等[9]研究表明，结构−土界面在深开挖响应中起着至关重要的作用。假设界面值是砂土和混凝土之间的相互作用，其值为 $R_{\text{inter}}=0.8$[10]。根据美国混凝土协会[11]标准，咬合桩和腰梁中的混凝土刚度模量采用公式 $E_{\text{c}}=4\,700\sqrt{f_{\text{c}}'}$ 估算，其中，E_{c} 为混凝土的弹性模量，设计值为 2.345×10^7 kN/m^2；f_{c}' 为混凝土的抗压强度，设计值为 30 MPa。外部荷载为履带式起重机和水处理厂区域的均布式荷载，履带式起重机的荷载假定为 100 kN/m^2，水处理厂的荷载假定为 50 kN/m^2，二者均位于开挖区域附近。基坑进行分层开挖，土体剖面如图 8 所示。

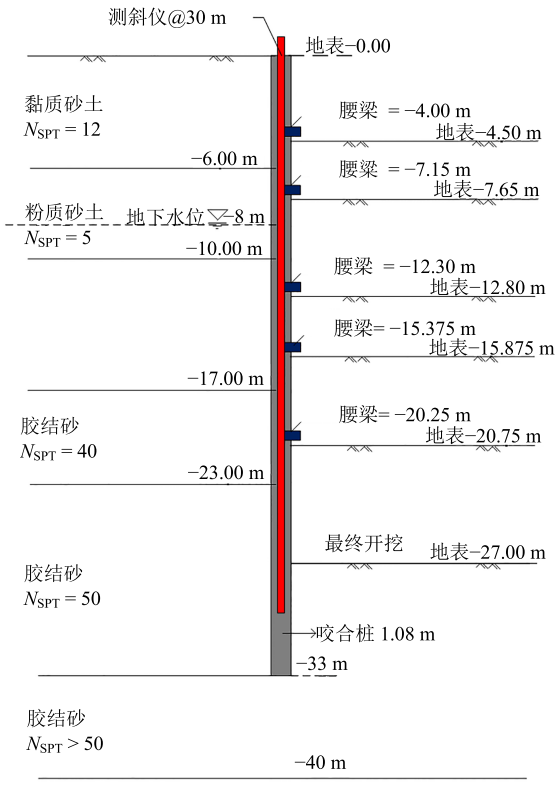


图 8 开挖分析中的土体剖面
Fig.8 Soil profiles for excavation analysis

3.2 土体参数

本文采用硬化土（hardening soil，HS）模型[12]描述所有土层的土体特性，包括黏土、粉土、砂土和胶结砂土。

砂土的割线刚度根据 Khoiri 等[13]进行确定，假设其为（2 000～4 000）N_{SPT} kPa。在黏土中，土体模量采用 Duncan 等[14]的 $E_{\text{u}}/S_{\text{u}}$ 模量比方法进行假设。从图中可得经验相关性关系 $E_{\text{u}}=300S_{\text{u}}$。压缩模量为 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}=E_{50}^{\text{ref}}$，卸载/再加载模量为 $E_{\text{ut}}^{\text{ref}}=2.5\,E_{50}^{\text{ref}}$ [15]。硬土刚度的应力水平依赖性指数 m 取为 0.5，软土为 1.0。本项目中，第 1、2 层土 m 值为 0.8，第 3～5 层土 m 值为 0.5。

第 1、2 层土的黏聚力根据 Sorensen 等[16]估算；第 3 层土为干净砂土，黏聚力等于 1；第 4、5 层土为胶结砂层，其黏聚力分别为 50 kPa 和 200 kPa。Asghari 等[17]也对德黑兰胶结土得出了类似的胶结砂黏聚力。

对于内摩擦角 φ，其值遵循 Bjerrum 等[18]的结论，第 1、2 层的 φ 值为 24°～26°；同样，对于第 3～5 层土，其值可根据反分析进行调整。

由于数据有限，假设土体为正常固结（normally consolidated，NC）土，OCR 值为 1。因此，根据 Jaky[5] 的公式确定静止土压力系数为 $K_{0\text{-NC}}=1-\sin\varphi'$。

所有的黏土层均采用不排水条件的 HS 模型，砂土层则采用排水条件的 HS 模型[19]。在本文分析中，由于土体以砂土为主，故未进行固结分析。

4　结果分析

比较测斜仪记录的位移，对模型进行反分析，结果如图 9 所示。HSM-06 点沿 *A*-*A* 方向发生的最大位移为−2 mm，沿 *B*-*B* 方向的最大位移为 1.8 mm；HSM-07 点沿 *A*-*A* 方向发生的最大位移为−3.95 mm，沿 *B*-*B* 方向的最大位移为−1.2 mm。

从这些结果可以看出，计算结果与实测数据比较接近。根据反分析，对于第 1、2 层土，土体模量分别为 1 050 N_{SPT} 和 1 260 N_{SPT}（单位：kPa）。而对于第 3～5 层土，即胶结砂土层，反分析得到的土体模量分别为 1 400 N_{SPT}、2 000 N_{SPT} 和 7 000 N_{SPT}。对于未胶结土体，$E_{ut}^{ref} = 3\,E_{50}^{ref}$（第 1、2 层）；对于胶结土体，$E_{ut}^{ref} = 2.5$（第 3～5 层）。此外，此前在第 3.2 节中用以估算土体模量的相关关系在本案例中并不适用。

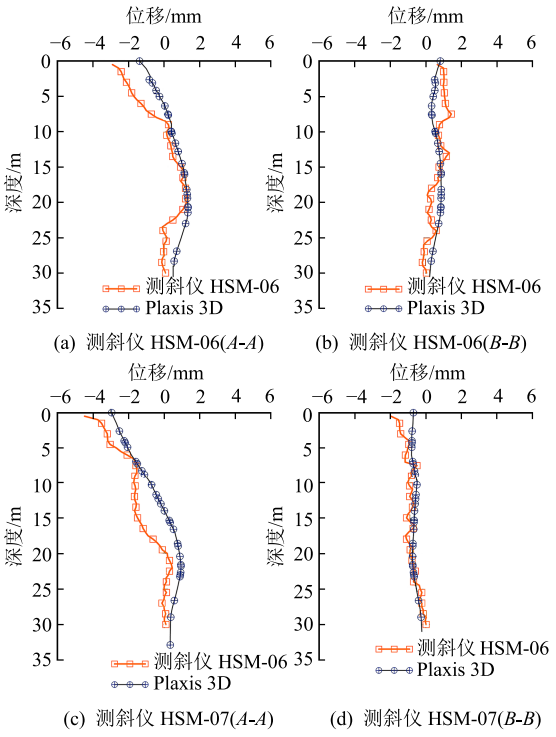
考虑到模型中的各向异性，以及由于咬合桩之间接头连接造成的刚度下降，本文模拟中咬合桩墙的混凝土弹性模量降低了 30%[20]。土体和结构的输入参数见表 2～4。

5　参数分析与讨论

本节进行参数分析以确定圆形基坑的开挖响应，土体和结构的参数见上一节中已经校准的参数。为了更深入地了解桩墙变形，增加 TA-01 和 TA-02 两个附加监测点，用于评估未被测斜仪监测的开挖响应，如图 10 所示。

5.1　开挖阶段对桩墙响应的影响

分别监测 TA-01、TA-02、HSM-06 和 HSM-07 点，研究开挖阶段对桩墙响应的影响。



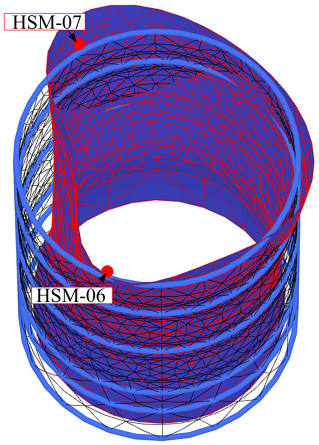


图 9　HSM-06 和 HSM-07 点处咬合桩墙实测与计算位移对比

Fig.9　Comparison of measured and computed displacement of the secant pile wall at HSM-06 & HSM-07

表 2　土体输入参数

Table 2　The soil input parameter for analysis

深度/m	土体类型	硬度	γ/(kN·m^{-3})	c'/kPa	φ'/(°)	E_{50}^{ref}/kPa	E_{oed}^{ref}/kPa	E_{ur}^{ref}/kPa	m	K_o	R_{inter}
1～6	黏质砂土	硬	16	7, 2	26	12 600	12 600	31 500	0.8	0.56	0.8
6～10	粉质砂土	软	16	3	24	6 300	6 300	15 750	0.8	0.59	0.8
10～17	砂土	中密	18	1	38	28 000	28 000	84 000	0.5	0.38	0.8
17～23	胶结砂	密实	19	50	40	200 000	200 000	600 000	0.5	0.36	0.8
23～40	胶结砂	非常密实	19	200	43	350 000	350 000	1 050 000	0.5	0.32	0.8

表 3　咬合桩输入参数

Table 3　The input parameter for secant pile

结构	E_c/kPa	G/kPa	v
咬合桩 D = 1.08 m	1.642×10^7	7.138×10^6	0.15

表 4　腰梁输入参数

Table 4　The input parameter for waller beam

结构	材料类型	E/kPa	γ/(kN·m^{-3})	梁类型	预制梁类型	高度/m	宽度/m
腰梁	弹性	1.642×10^7	24	预制	大型矩形梁	0.5	0.5

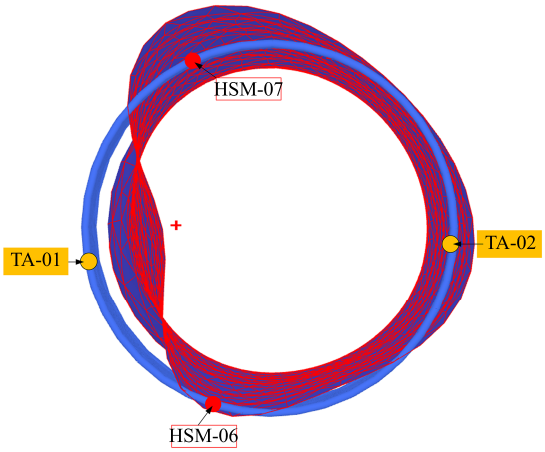
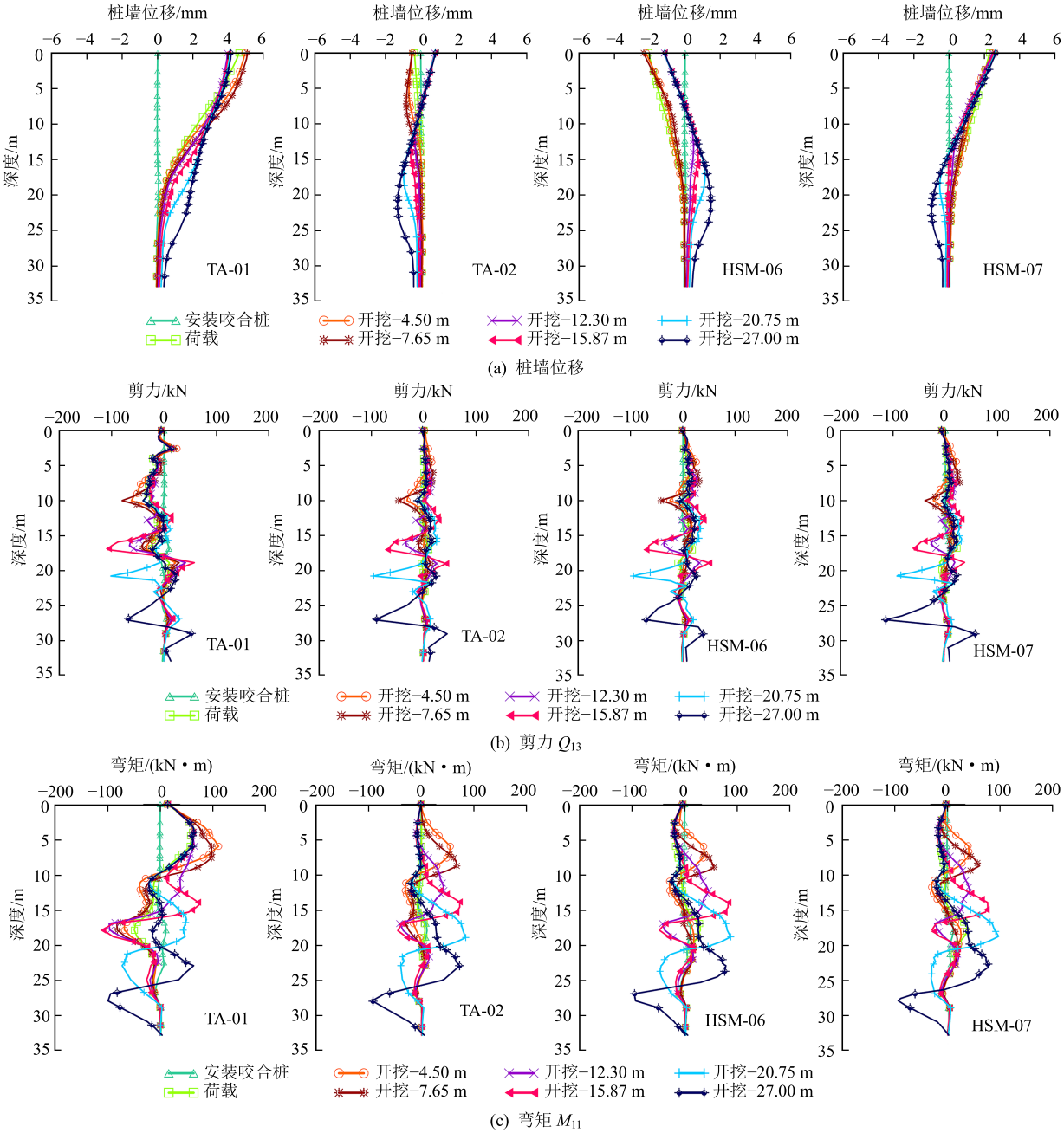


图 10 TA-01 和 TA-02 点的位置

Fig.10 Locations of points TA-01 and TA-02

本研究用以分析开挖过程中桩墙位移的大小。开挖阶段产生的侧向位移和力的大小如图 11、12 所示。

当开挖标高为−7.65 m 时，咬合桩在 TA-01 点处出现最大侧向位移，其值为 5.1 mm。当开挖标高为−12.3 m 时，最大弯矩 M_{22} 也出现在 TA-01 点处，其值为 271 kN·m。当开挖标高为−7.65 m 时，最大剪力 Q_{12} 出现在 TA-01 和 HSM-07 之间，其值为 253 kN。结果俯视图如图 13 所示，从图中可以看出，桩墙的位移是不规则的，即 HSM-07 和 HSM-06 点处桩墙倾向于向坑外移动，而 TA-01 点受外部荷载影响，明显向坑内移动。



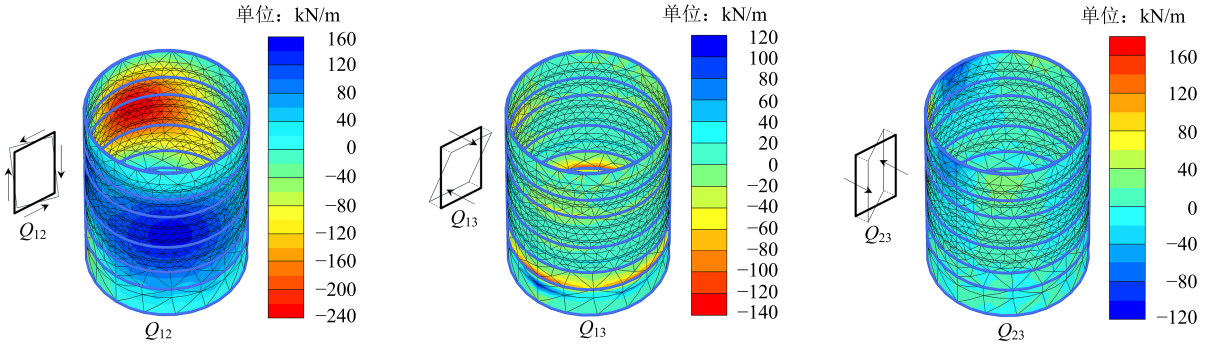
(a) 桩墙位移

(b) 剪力 Q_{13}

(c) 弯矩 M_{11}

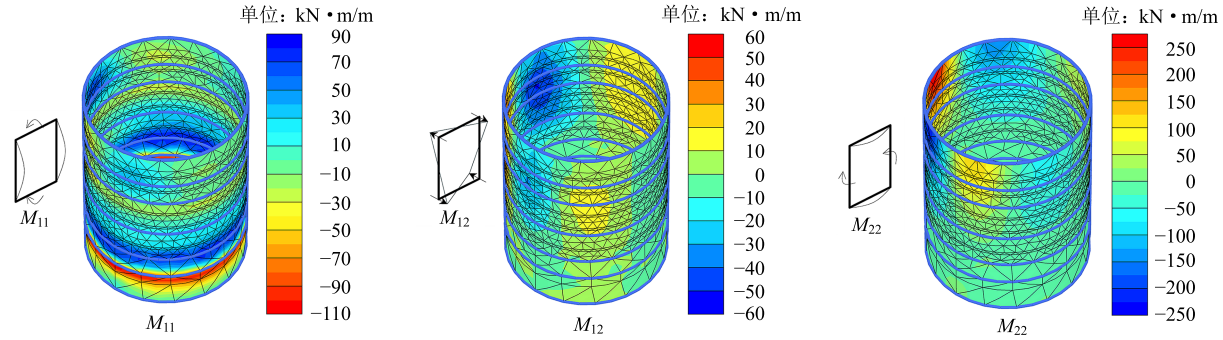
图 11 每个开挖阶段桩墙位移、剪力 Q_{13} 和弯矩 M_{11} 的计算结果

Fig.11 Computed results of wall deflection, shear force Q_{13} and bending moment M_{11} at each excavation stages



(a) 剪力

注：Q_{12} 为平面内剪力；Q_{13} 为垂直于第一方向平面的剪力；Q_{23} 为垂直于第二方向平面的剪力。

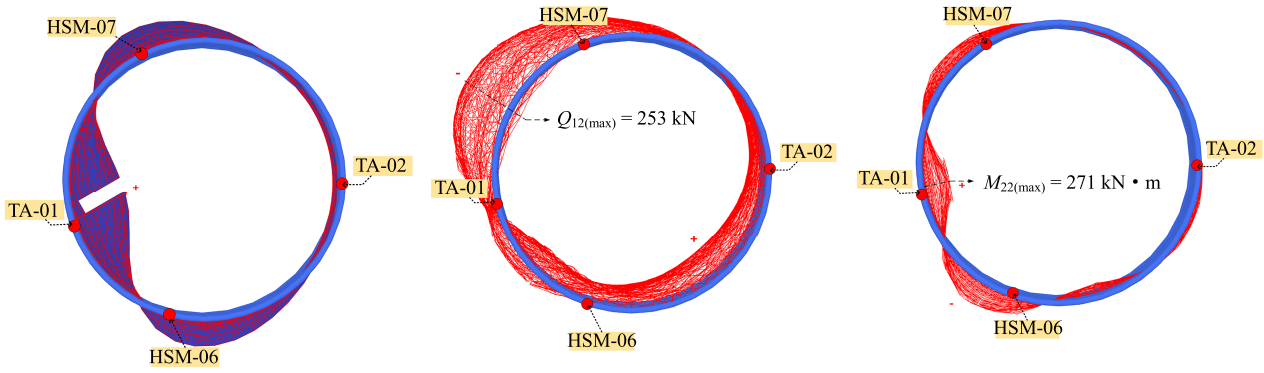


(b) 弯矩

注：M_{11} 为第二轴方向的弯矩；M_{22} 为第一轴方向的弯矩；M_{12} 为横向剪力引起的弯矩。

图 12　最终开挖阶段剪力和弯矩沿咬合桩的分布

Fig.12　Results of shear forces and bending moment along the secant pile at the final excavation



(a) 桩墙位移　　(b) 剪力 Q_{12}　　(c) 弯矩 M_{22}

注：Q_{12} 为平面内剪力；Q_{13} 为垂直于第一方向平面的剪力；Q_{23} 为垂直于第二方向平面的剪力。

图 13　桩墙位移、剪力 Q_{12} 和弯矩 M_{22} 的俯视图

Fig.13　Top view of wall deflection, shear force Q_{12} and bending moment M_{22}

5.2　外部荷载对开挖的影响

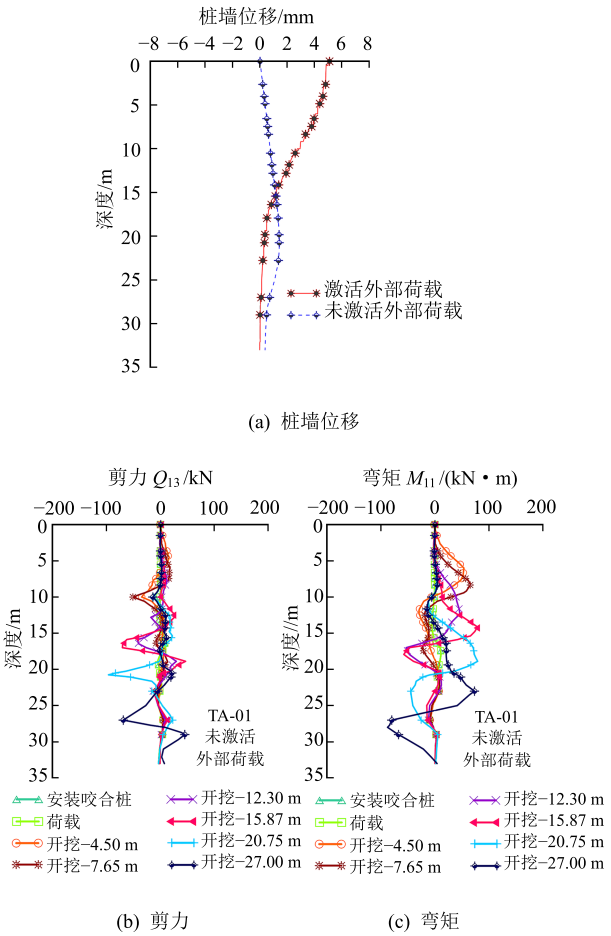
开挖区周围有 2 处外部荷载，即履带式起重机和水处理厂（WTP）的建筑物施工。当荷载因素未被激活时，桩墙的侧向位移结果如图 14 所示。可以清楚地看到，外部荷载导致咬合桩墙顶部移动了约 5 mm。

外部荷载主导着咬合桩墙的侧向位移，这点从 TA-01（开挖深度为−27 m）测得的桩墙位移差异可以看出。外部荷载未被激活时，桩墙侧向位移在空间上的变化如图 15 所示。从图中可见，桩墙向坑内移动。因此，外部荷载可能导致桩墙产生不规则位移。

5.3　腰梁安装的影响

在咬合桩上设置了 5 道腰梁，初始设计尺寸为

0.5 m×0.5 m。本文研究了腰梁尺寸分别为 0.5、1.0 m 和 2.0 m 的影响，腰梁尺寸变化时侧向位移和力的分析结果如图 16 所示。



(a) 桩墙位移

(b) 剪力 (c) 弯矩

图 14 无外部荷载时咬合桩侧向位移和力的变化

Fig.14 Results of lateral deflection and forces without existence of the external load

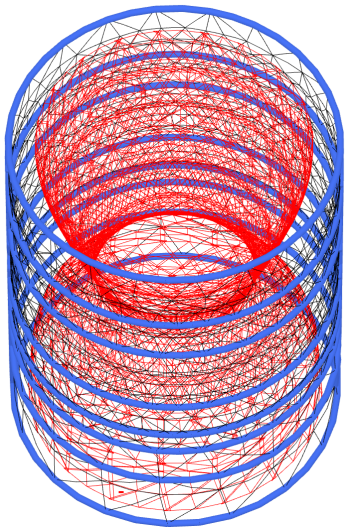
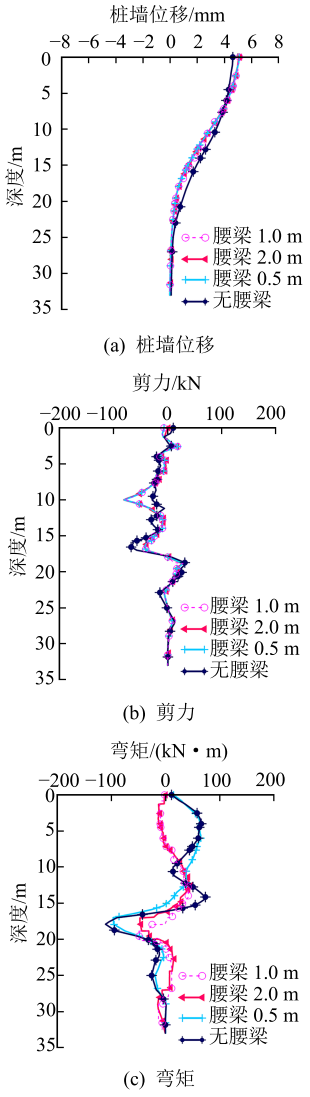


图 15 当外部荷载未被激活时桩墙侧向位移的空间变化

Fig.15 3D visualization of lateral deflection when the external load is inactive



(a) 桩墙位移

(b) 剪力

(c) 弯矩

图 16 不同尺寸腰梁作用下的侧向位移和力的变化

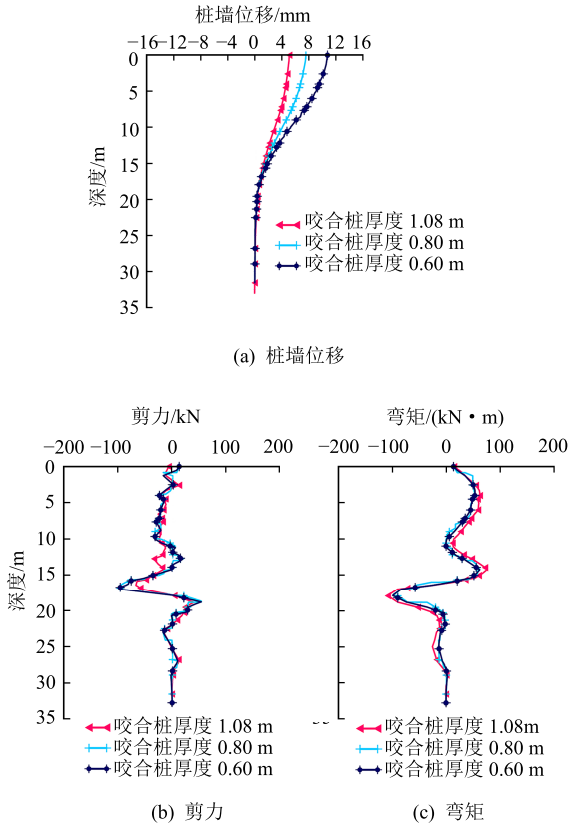
Fig.16 Results of lateral deflection and forces with different dimension of waler beam

由上述结果可以看出，虽然当桩墙处于软土深度时，弯矩略微减小，但腰梁对位移和力的变化没有影响。由于桩墙发生的位移和力的变化较小，本文中的腰梁并没有发挥出最佳加固效果。

5.4 咬合桩厚度的影响

在咬合桩厚度为 1.08、0.80 m 和 0.60 m 的情况下，对咬合桩厚度的影响进行了研究。在 TA-01（开挖深度为−7.65 m）处对位移和剪力进行研究，而在 TA-01（开挖深度为−12.3 m）处对弯矩进行研究。当桩身厚度发生变化时，侧向位移和力的分析结果如图 17 所示。

桩墙直径每减少 20 cm，桩墙位移只增加约 2.5～3 mm。此外，剪力和弯矩也没有明显变化。由此可知，咬合桩厚度变化对侧向位移、剪力和弯矩的影响相对较小。这与 Schwamb 等[4]的研究结果一致，即挡土墙的厚度对圆形基坑开挖的影响很小。



(a) 桩墙位移　(b) 剪力　(c) 弯矩

Fig.17　不同厚度咬合桩产生的侧向位移和力的变化
Fig.17　Results of lateral deflection and forces with different dimension of secant pile

6　结　论

为了研究砂土地层中圆形基坑的开挖响应，本文采用测斜仪对开挖过程中桩墙的变形进行监测；同时，进行三维建模以评价引起变形的若干因素。主要得到以下结论：

（1）咬合桩墙的侧向位移相对较小。现场土质条件较好，同时，圆形基坑开挖条件下桩墙能够产生拱效应，使墙体上产生的压力均匀分布在半壁，使得压力减小。

（2）三维有限元的模拟结果与测斜仪的监测结果接近。

（3）开挖区域外部荷载对深基坑开挖分析的结果影响较大，需要进行精细化建模。

（4）在研究深基坑开挖条件下的胶结砂土特性时，有效黏聚力 c'占主导地位。

（5）圆形基坑开挖条件下咬合桩厚度对侧向位移的影响较小。

（6）安装腰梁对侧向位移和内力的影响较小，这可能是由于土体条件导致的桩墙移动相对较小。

致谢：笔者感谢印度尼西亚万隆天主教大学提供的支持，感谢岩土工程顾问公司和喀拉喀托工程公司提供的详细案例研究数据。

参 考 文 献

[1] NEW B M, BOWERS K H. Ground movement model validation at the heathrow express trial tunnel[C]//Proceedings of the 7th International Symposium. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1994.

[2] CABARKAPA Z, MILLIGAN G W E, MENKITI C O, et al. Design and performance of a large diameter shaft in Dublin boulder clay[C]//Proceedings of the BGA International Conference on Foundations. London: Thomas Telford Ltd., 2003.

[3] MARTEN S, BOURGEOIS E. Three-dimensional behaviour of a circular excavation in Nantes[C]//Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Rotterdam: Balkema, 2005.

[4] SCHWAMB TINA, VERMEER P, BONNIER P. Performance monitoring and numerical modelling of a deep circular excavation[C]//Proceedings of the International Symposium. Amsterdam: [s. n.], 1999.

[5] JAKY J. The coefficient of earth pressure at rest[J]. **Journal of the Society of Hungarian Architects & Engineers**, 1944, 78(22): 355-358.

[6] LIM A, OU C Y. Performance and three-dimensional analyses of a wide excavation in soft soil with strut-free retaining system[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2018, 18(9): 5018007.

[7] American Society for Testing and Materials (ASTM). D1586 Standard test method for standard penetration test (SPT) and split-barrel sampling of soils[S]. West Conshohocken: The American Society for Testing and Materials, 2011.

[8] VERMEER P A, WEHNERT M. Beispiele von FE-Anwendungen-Man lernt nie aus[M]//FEM in der Geotechnik. Hamburg: [s. n.], 2005.

[9] DONG Y P, BURD H J, HOULSBY G T. Finite-element analysis of a deep excavation case history[J]. **Géotechnique**, 2016, 66(1): 1-15.

[10] BRINKGREVE R B J, BROERE W, WATERMAN D. PLAXIS 2D. reference manual version 9.0[M]. Delft: PLAXIS, 2009.

[11] American Concrete Institute (ACI). ACI 318R Building code requirements for structural concrete and commentary[S].

[S. l.]: Farmington Hills, 1995.

[12] SCHANZ T, VERMEER P A, DAN BONNIER P G. The hardening soil model: formulation and verification[C]// Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years PLAXIS. Balkema, Rotterdam: [s. n.], 1999.

[13] KHOIRI M, OU C Y. Evaluation of deformation parameter for deep excavation in sand through case history[J]. **Computers and Geotechnics**, 2013, 47: 57-67.

[14] DUNCAN J M, BUCHIGNANI A L. An engineering manual for settlement studies[R]. Berkeley: University of California, 1976.

[15] GOUW TJIE-LIONG. Common mistakes on the application of Plaxis 2D in analyzing excavation problems[J]. **International Journal of Applied Engineering Research**, 2014, 9(2): 8291-8311.

[16] SORENSEN K K, OKKELS N. Correlation between drained shear strength and plasticity index of undisturbed over-consolidated clays[C]//Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris: [s. n.], 2013.

[17] ASGHARI E, TOLL D G, HAERI S M. Effect of cementation on the shear strength of Tehran gravelly sand using triaxial test[J]. **Journal of Science: Islamic Republic of Iran**, 2004, 15(1): 65-71.

[18] BJERRUM L, SIMONS N E. Comparison of shear strength characteristics on normally consolidated clays[C]//Proceedings of research conference on shear strength of cohesive soils. [S. l.]: American Society of Civil Engineers, 1960.

[19] LIM A, OU C Y, DAN HSIEH P G. Evaluation of clay constitutive models for analysis of deep excavation under undrained conditions[J]. **Journal of GeoEngineering**, 2010, 5(1): 9-20.

[20] AMINI Y, HAMIDI A, ASGHARI E. Shear strength characteristics of an artificially cemented sand-gravel mixture[C]// Second International Conference on Geotechnical and Earthquake Engineering. [S. l.]: [s. n.], 2013.

上接第 **1129** 页

[24] SUN Y F, XIAO Y, HANIF K F. Compressibility dependence on grain size distribution and relative density in sands[J]. **Science China (Technological Sciences)**, 2015, 58(3): 443-448.

[25] LIU X, LI S, YIN J S, et al. The effect of drying and wetting cycles on the mechanical properties and particle breakage of carbonate sand[J]. **Acta Geotech**, 2022, 17(4): 4641-4654.

[26] TYLER S W, WHEATCRAFT S W. Fractal scaling of soil particle size distributions: analysis and limitations[J]. **Soil Science Society of America Journal**, 1992, 56(2): 362-369.

[27] HARDIN B O. Crushing of soil particles[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1985, 111(10): 1177-1192.

[28] MCDOWELL G R. On the yielding and plastic compression of sand[J]. **Soils and Foundations**, 2002, 42(1): 139-145.

[29] 孟敏强. 考虑颗粒级配和破碎演化的堆石料强度特性及本构模型研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2020.
MENG Min-qiang. Study on strength behavior and constitutive model of rockfill materials considering gradation and particle breakage[D]. Chongqing: Chongqing University, 2020.

[30] 刘鑫, 李飒, 尹福顺, 等. 基于动态图像技术的南海钙质土颗粒形态特征研究[J]. 岩土工程学报, 2023, 45(3): 590-598.
LIU Xin, LI Sa, YIN Fu-shun, et al. Study on the morphological characteristics of carbonate soil in South China Sea based on dynamic image technology[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2023, 45(3): 590-598.