

深古河道区地铁车站基坑坑底隆起机理研究

刘朝明¹, 高彦斌²

¹上海申通地铁建设集团有限公司, 上海

²同济大学, 上海

收稿日期: 2022年11月27日; 录用日期: 2022年12月17日; 发布日期: 2022年12月28日

摘要

近年来的上海地铁建设中的案例表明, 深古河道区的地铁车站基坑坑底隆起与常规地层条件下存在显著差异。本文采用水土耦合有限元研究了两种情况下深古河道区地铁车站坑底隆起特征, 一种情况是土体无卸载回弹、只有塑性剪切变形; 另外一种情况是考虑卸载造成的弹性回弹。根据计算结果, 给出了土体塑性变形和弹性回弹对坑底隆起的贡献, 指出基坑开挖过程中深古河道区土体向坑内的塑性流动是导致坑底隆起量较大的主要因素。

关键词

深古河道, 地铁车站, 基坑工程, 坑底隆起

Study on the Mechanism of the Base Heave during the Metro Station Excavation in Deep Paleochannel Area

Chaoming Liu¹, Yanbin Gao²

¹Shanghai Shentong Metro Construction Group Co., Ltd., Shanghai

²Tongji University, Shanghai

Received: Nov. 27th, 2022; accepted: Dec. 17th, 2022; published: Dec. 28th, 2022

Abstract

Cases in the construction of subway Shanghai in recent years show that there is a significant difference between the base heave of metro station constructed in paleochannel area and that in conventional geological conditions. In this paper, the soil-water coupling finite element method is used to analyze the characteristics of base heave in the excavation of the subway station in paleo-

channel area under two conditions. One is no elastic swelling and only plastic shear deformation occurs in the soil; the other considers the elastic swelling due to the unloading. Based on the analysis results, the contribution of plastic deformation and elastic rebound to the base heave is given. It is pointed out that the plastic flow of soil toward the pit during the pit excavation in the paleo-channel area is the dominant factor resulting in large base heave.

Keywords

Deep Paleochannel, Metro Station, Deep Excavation, Base Heave

Copyright © 2022 by author(s) and Hans Publishers Inc.

This work is licensed under the Creative Commons Attribution International License (CC BY 4.0).

<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



Open Access

1. 引言

有工程案例表明, 上海深古河道区地铁车站基坑的侧向变形和坑底隆起极为显著, 甚至影响到工程的安全[1] [2]。然而目前针对深古河道地区深厚软土层隆起机理的研究尚不充分。

在基坑坑底隆起规律研究方面, 侯学渊等[3]得出基坑底以下一倍开挖深度内的地基回弹量最为显著、基坑周边 3 倍范围内地表影响明显的结论, 并给出了预估隆起量的经验公式。贾坚和谢小林[4]认为回弹的主要范围为坑底以下 5 m 深度范围内, 且具有时间效应。曹力桥[5]采用水土耦合有限元法分析了降水和桩基对坑底隆起的影响, 并指出土体塑性变形对基坑隆起有影响。不少学者对基坑隆起变形的计算方法进行了研究, 例如刘国彬和侯学渊[6]提出的残余应力法。这些方法大多基于土体卸载回弹的理论, 主要考虑的是基坑开挖卸载导致的有效应力的减小而产生的回弹变形。然而 Terzaghi [7]认为软土基坑坑底隆起主要是由于土的塑性剪切变形, 因为软土的渗透系数较小, 在短时间内不能产生显著的回弹。Terzaghi 提出了一个计算坑底隆起稳定性安全系数的方法, 认为软土基坑变形与坑底隆起稳定性有关。深古河道区域的地层含水量大、灵敏度高、强度低, 水平和垂直渗透系数通常有数量级差异, 对于深古河道区域的基坑坑底隆起问题, 还需要深入分析其具体的机理, 这是实际工程中有效预估和控制坑底隆起变形的前提。本文通过水土耦合有限元分析法来研究上海古河道地层地铁车站基坑坑底土体隆起的产生机理, 详细分析卸载导致的弹性回弹变形以及侧向塑性变形对坑底隆起的影响, 希望能够对上海地区的地下工程建设有所帮助。

2. 有限元分析模型

2.1. 模型基本参数

计算分析采用 Zsoil 有限元分析软件。该软件能够进行岩土工程中的岩土体、结构、流体相互作用的分析。与其他岩土工程有限元软件相比, 该软件的优点是能够考虑结构的非线性, 也能够方便地处理饱和或非饱和渗流分析中的边界设置, 通过采用该软件提供的 deformation + flow 的分析模式, 能够实现岩土体变形、应力与渗流的耦合分析。按照上海地区典型地铁车站基坑建立了一个有限元分析模型, 基坑开挖深度 $H = 17.6$ m, 基坑宽度 $B = 20$ m, 地下连续墙的深度 $L = 31$ m。有限元模型见图 1 所示。这个模型的宽度为 70 m, 深度为 60 m, 取整个基坑的一半进行分析。第一道支撑为混凝土支撑, 其余四道为钢支撑。

土层取上海地区深古河道区典型的地层。各土层的本构模型和计算参数见表 1, 这些参数主要来自

上海轨道交通 18 号线深古河道区的几个地铁车站的工程勘察报告, 并结合了一些经验公式。软黏土采用修正剑桥模型(MCC 模型)模拟。MCC 模型中可以通过回弹指数 k 来计算回弹变形, 回弹指数 $k = 0.434C_s$ 。深古河道地层的回弹指数 C_s 介于 0.04~0.05 之间, 模型中取深古河道地层的回弹指数 $k = 0.434C_s = 0.434 \times 0.045 = 0.02$ 。考虑到古河道地层中多夹有透水性较大的薄层粉砂, 根据勘察结果将水平向渗透系数 k_h 提高为竖向渗透系数 k_v 的 10 倍。

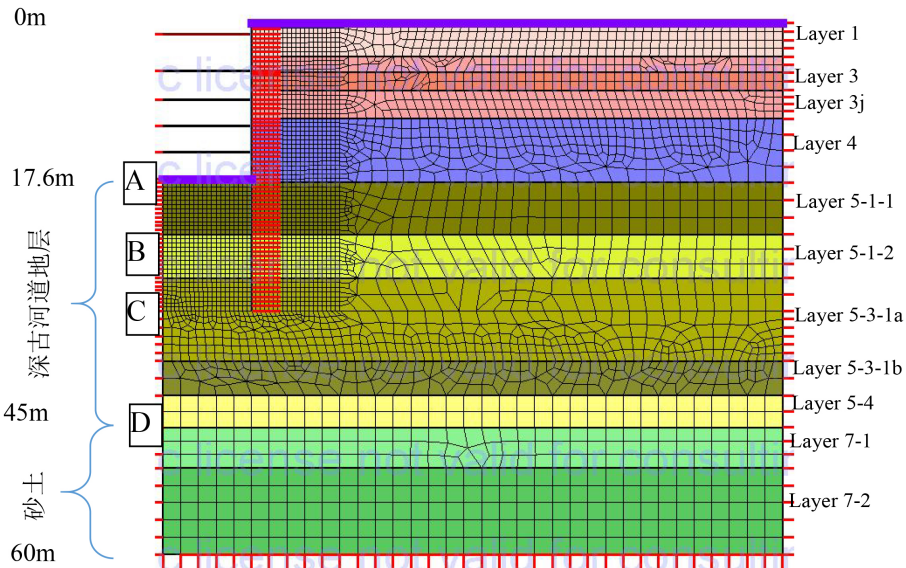


Figure 1. FEM analysis model
图 1. 有限元分析模型

Table 1. FEM analysis of soil parameters
表 1. 有限元分析地层参数

| 地层名称 | 本构模型 | 泊松比 | 参数 | 水平向渗透系数 | 竖向渗透系数 | K_0 |
|----------------|------|------|-------------------------------------|---------|--------|-------|
| ② 粉质黏土 | 弹性 | 0.3 | $E = 10 \text{ Mpa}$ | $2e-7$ | $2e-7$ | 0.55 |
| ③ 淤泥质粉质黏土 | MCC | 0.3 | $M = 1.0, \lambda = 0.2, k = 0.05$ | $2e-7$ | $2e-7$ | 0.60 |
| ④ 淤泥质黏土 | MCC | 0.3 | $M = 1.0, \lambda = 0.2, k = 0.035$ | $2e-7$ | $2e-7$ | 0.62 |
| ⑤ 1-1 黏土 | MCC | 0.3 | $M = 1.0, \lambda = 0.15, k = 0.02$ | $2e-7$ | $2e-7$ | 0.55 |
| ⑤ 1-2 粉质黏土 | MCC | 0.3 | $M = 1.0, \lambda = 0.15, k = 0.02$ | $2e-6$ | $2e-7$ | 0.52 |
| ⑤ 3-1a 粉质黏土夹粉砂 | MCC | 0.3 | $M = 1.0, \lambda = 0.15, k = 0.02$ | $5e-6$ | $5e-7$ | 0.55 |
| ⑤ 3-1b 粉质黏土 | MCC | 0.3 | $M = 1.0, \lambda = 0.15, k = 0.02$ | $2e-6$ | $2e-7$ | 0.55 |
| ⑤ 4 粉质黏土 | MCC | 0.3 | $M = 1.0, \lambda = 0.15, k = 0.02$ | $2e-6$ | $2e-7$ | 0.55 |
| ⑦ 1 砂质粉土 | 弹性 | 0.25 | $E = 100 \text{ Mpa}$ | $1e-3$ | $1e-3$ | 0.5 |
| ⑦ 2 砂土 | 弹性 | 0.25 | $E = 100 \text{ Mpa}$ | $1e-3$ | $1e-3$ | 0.5 |

2.2. 有限元分析步骤

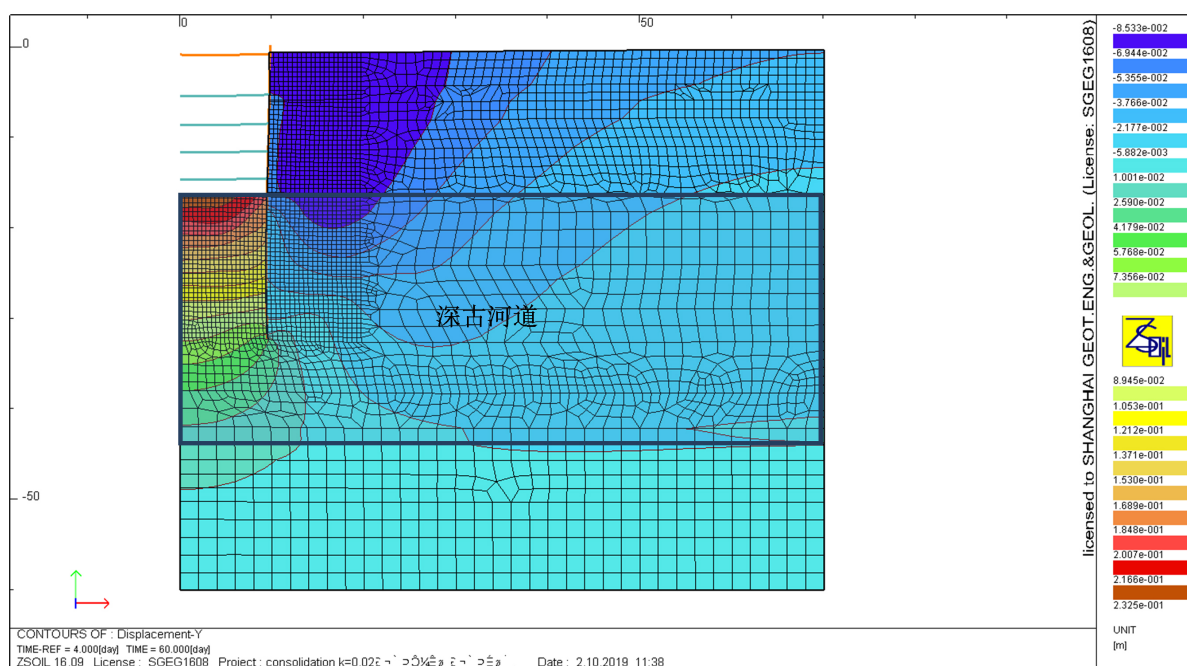
- 1) 按照所设的静止土压力系数 K_0 值, 进行初始地应力恢复;
- 2) 生成地下连续墙, 地下连续墙采用弹性板单元模拟, 弹性模量 $E = 30,000 \text{ Mpa}$, 泊松比 $\nu = 0.2$, 宽度为 800 mm ;
- 3) 逐次进行开挖土层, 设置支撑。钢支撑采用弹性杆单元模拟, 有效面积为 0.032 m^2 , 间距为 3 m , 弹性 $E = 2 \times 10^8 \text{ kPa}$, 泊松比 $\nu = 0.2$ 。混凝土支撑采用梁单元模拟, 截面宽度为 700 mm , 高度为 900 mm , 间距为 8 m , 弹性模量为 $E = 3.15 \times 10^7 \text{ kPa}$ 。

开挖过程为 1 个月(30 天), 共五层土, 每层土开挖时间约 6 天, 分别用 S1~S5 表示。这个过程中开挖面不设置排水界面, 土体由于孔压平衡, 也会产生固结回弹; 开挖至坑底停歇一个月(第 30 天至第 60 天), 坑底土的孔隙水压力设置为 0, 代表排水界面, 坑底土体产生的负的超孔压逐渐消散, 产生固结回弹变形。为了研究坑底隆起量的机理, 分以下 2 种工况进行分析:

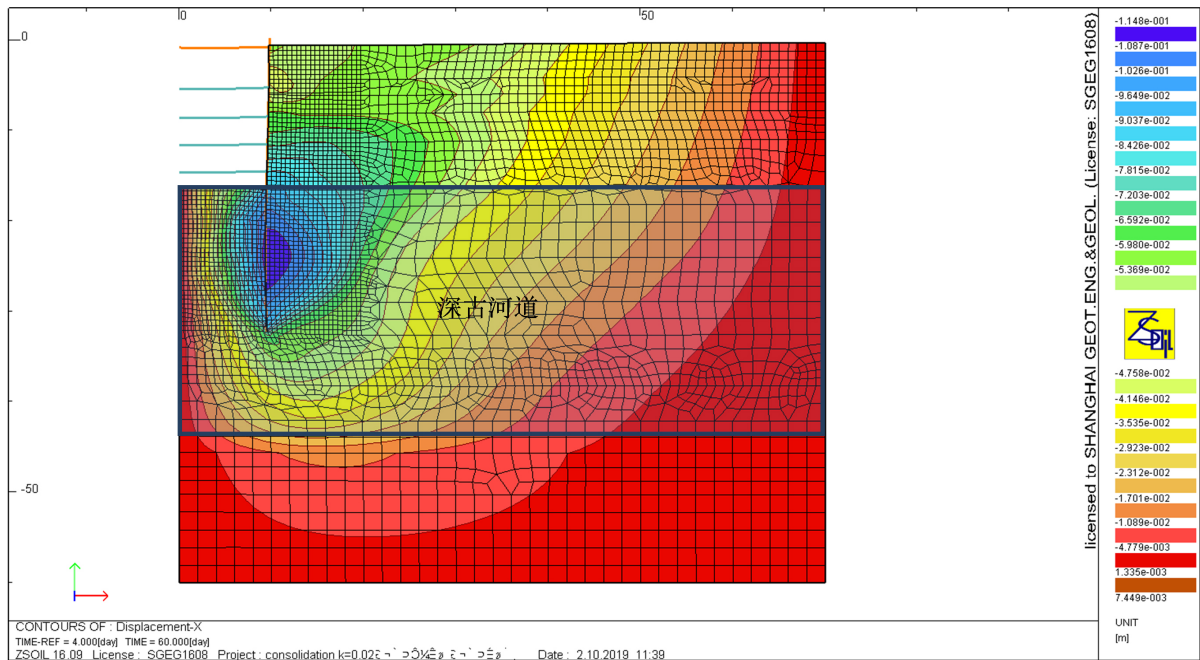
- 1) 工况 1: 土体渗透系数取一较低的值($2 \times 10^{-9} \text{ cm/s}$), 这种情况下由于渗透系数较低, 土体不能产生渗流, 因此也不能产生固结导致的弹性回弹, 这种情况下产生的隆起全部为坑外土体坑内的塑性流动(不排水状态下的塑性剪切变形)所造成。
- 2) 工况 2: 土体渗透系数取表中给出的数值, 这种情况下土体产生一定的卸载回弹, 可以模拟固结回弹以及塑性变形两种作用下导致的坑底隆起。

3. 分析结果

图 2 给出了工况 1 情况下计算得到的无弹性回弹情况下的计算结果。从隆起量云图可以看出, 坑底隆起最大值出现在坑底中部, 约为 21 cm 。地下连续墙的最大侧向变形约为 10 cm 。开挖至坑底后, 坑底土体一定范围内的土体达到塑性状态, 因而产生向坑内的流动。可以看出, 坑底土体隆起的深度较大, 在厚度超过 25 m 的深古河道地层范围内均产生了显著的隆起。正是由于坑外土体向坑内的流动, 造成了连续墙产生了 10 cm 的侧向变形, 坑底土体产生了 21 cm 的隆起。



(a) 竖向位移



(b) 水平向位移

Figure 2. Calculation results under case #1 (without seepage and elastic swelling in soil)
图 2. 工况 1 情况下(土体无渗透, 无弹性回弹)的计算结果

图 3 给出了工况 2 情况下的地下连续墙以及土体的侧向变形云图。地下连续墙的最大侧向变形出现在坑底下的某一位置, 最大侧向变形约为 10 cm, 与工况 1 情况下的差别不大。说明坑底弹性回弹对地下连续墙的侧向变形影响不大。地下连续墙的侧向变形主要由于土体的塑性流动造成。

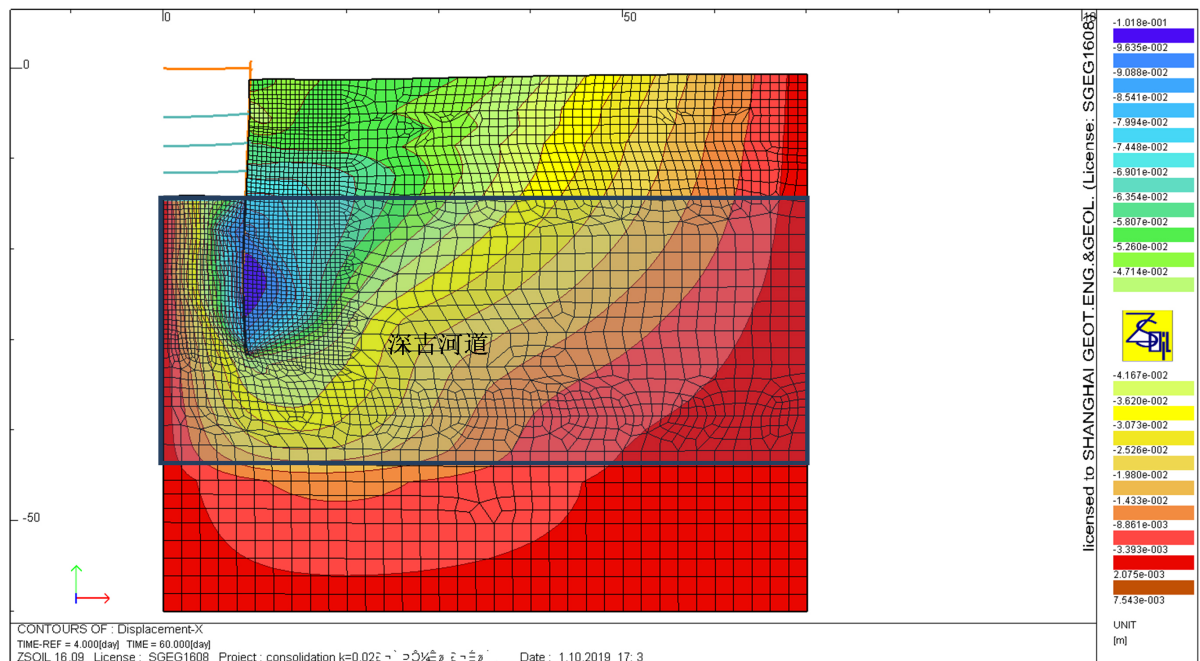


Figure 3. Lateral deformation of diaphragm wall and soil under case #2
图 3. 工况 2 情况下地下连续墙及土体侧向变形

图 4 给出了工况 2 情况下基坑底部土体的隆起变形。在这种情况下, 由于地下水的渗流土体将产生弹性回弹。可以看出, 坑底隆起最大值约为 27 cm, 比工况 1 给出的无回弹变形的最大隆起 21 cm 要大 6 cm, 因此可以认为排水固结造成的弹性回弹约为 6 cm。

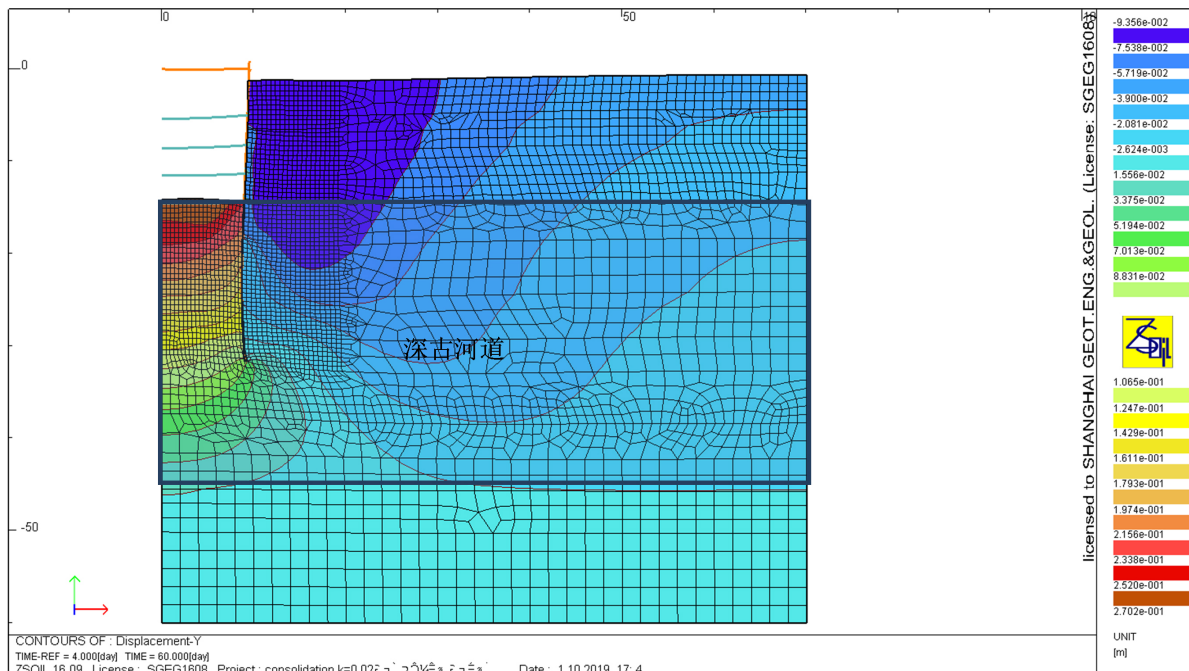


Figure 4. Base heave under case #2 (considering elastic swelling)

图 4. 工况 2 (考虑弹性回弹)下的坑底隆起

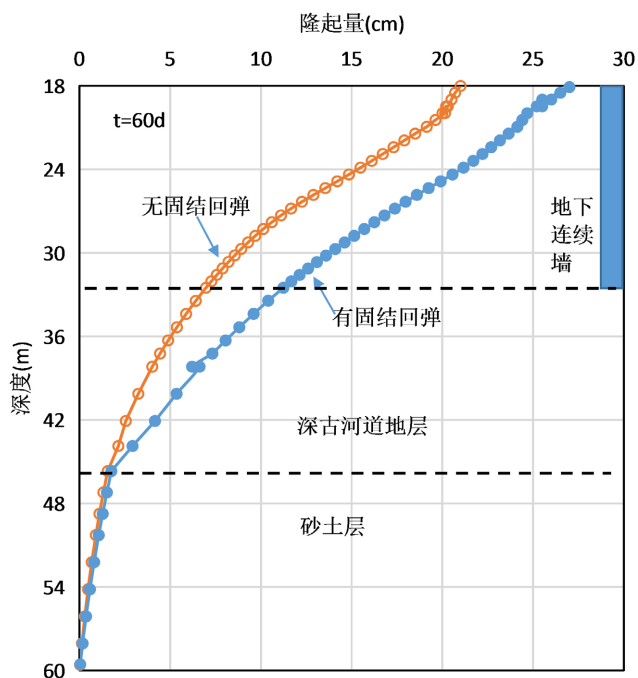


Figure 5. Comparison of the uplift profile at the center line under the two calculation cases

图 5. 两种计算工况下坑底中心隆起剖面对比

图 5 给出了两种工况下坑底中心下不同深度处的土体隆起对比。可以看出, 两种情况下的差别主要在深古河道地层内, 砂土层的隆起量较小, 在 2 cm 以内, 仅占总隆起量的 7%。这部分变形为砂层的弹性卸载回弹, 不是造成坑底隆起的主要因素。古河道地层固结回弹造成的坑底隆起增大约 6 cm 左右, 约占总隆起量 27 cm 的 22%, 因此渗流固结造成的弹性回弹是造成深古河道地层隆起的一个因素。在总的 21 cm 塑性隆起中, 地下连续墙以下的古河道地层和地下连续墙深度范围内的古河道地层分别隆起了约 5 cm 和 14 cm, 分别占总隆起量 27 cm 的 19% 和 52%。因此可以认为, 坑底隆起是土体塑性变形和弹性回弹综合作用的结果, 而土体塑性变形是主要因素, 其中地下连续墙深度范围内土体塑性变形尤为重要, 造成的坑底隆起占总隆起的一半以上。

为了了解 6 个开挖步下的坑底隆起情况, 图 6 给出了两种工况下计算得到坑底中心下的四个典型位置 A (坑底)、B (连续墙插入段中部)、C (连续墙底部深度)、D (深古河道底部) 隆起量随时间的变化情况。可以看出, 隆起量随深度的增大而减小, 并随开挖而逐渐增大。大部分隆起变形发生在开挖期内, 开挖后产生的隆起变形主要是渗透固结造成的弹性回弹。

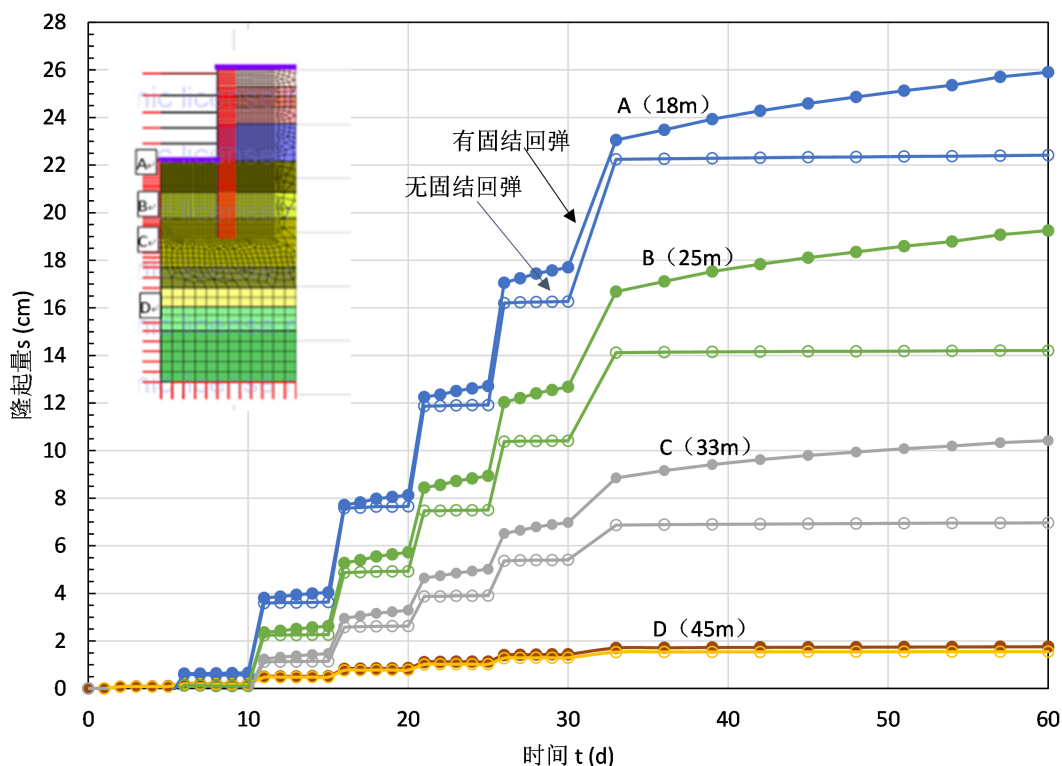


Figure 6. Change of the base heave at different depth with time

图 6. 不同深度坑底隆起随时间的变化

4. 结论

1) 深古河道区地铁基坑较大的坑底隆起是土体塑性剪切变形和卸载导致的土体回弹的综合反映, 但不排水状态下的塑性剪切变形为主, 总体上符合 Terzaghi 所提出的模式。坑底最大隆起出现在基坑中部, 隆起量随着深度的增大而减小。隆起范围为整个深古河道区的底部, 影响深度范围较大。

2) 计算结果表明, 60 天开挖期内, 渗透固结造成的弹性回弹占总隆起量的 22%, 是造成坑底隆起的一个因素。塑性剪切变形造成的坑外土体向坑内的流动是造成坑底隆起的主要因素, 占 78%; 其中 52%

为地下连续墙深度范围内土体侧向变形所造成, 26%为连续墙以下深层土体的侧向变形所造成。

本文仅对深古河道区典型的地铁车站基坑的坑底隆起的主要机理开展研究, 算例中并未考虑基坑坑底加固、地层变化和基坑宽度、开挖深度尺度效应的影响。对于这些复杂因素下的隆起变形的定量分析, 有待于后续深入研究。由于塑性剪切变形是造成坑底隆起的主要机理, 基于弹性回弹的坑底隆起预测方法从理论上讲并不适用于深厚软土地质条件下的坑底隆起分析, 这一点应该引起关注。

参考文献

- [1] 刘朝明, 杨正园, 高彦斌. 地铁车站基坑立柱隆起对混凝土支撑安全性的影响研究[J]. 土木工程, 2020, 9(5): 349-357. <https://doi.org/10.12677/HJCE.2020.95038>
- [2] 王超群, 高彦斌, 汤小明. 上海深厚软土层地铁车站基坑的侧向变形特征[J]. 土木工程, 2019, 8(3): 751-758. <https://doi.org/10.12677/HJCE.2019.83088>
- [3] 侯学渊, 夏明耀, 李桂华. 软土深基坑的稳定与隆起研究. 软土地基理论与实践[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992: 69-83.
- [4] 贾坚, 谢小林. 上海软土地区深大基坑的卸荷变形及控制[J]. 岩土工程学报, 2008(S1): 376-380.
- [5] 曹力桥. 软土地区深基坑开挖坑底隆起的有限元分析[J]. 岩土工程学报, 2013(S2): 819-824.
- [6] 刘国彬, 侯学渊. 软土基坑隆起变形的残余应力分析法[J]. 地下工程与隧道, 1996(2): 2-7
- [7] Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1997) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd Edition, Wiley-Interscience, New York.