



立体车库的基坑变形与周围土体位移分析

潘静杰¹, 汪训兴¹, 李明广², 刘念武¹, 王 磊¹

(1. 浙江理工大学建筑工程学院, 杭州 310018; 2. 上海交通大学船舶海洋与建筑工程学院, 上海 200240)

摘 要: 为了解超深小尺寸基坑开挖过程中围护结构和周围土体的变形规律, 对杭州地区某个超深小尺寸立体车库基坑进行变形监测, 并借助 Plaxis 有限元软件模拟, 分析基坑开挖过程中围护结构变形和周围土体位移的变化规律。研究表明: 基坑开挖引起地连墙侧向位移呈现“弓”型变形; 测斜管 1 方向和测斜管 2 方向位移最大值分别为 44 mm 和 43 mm, 这表明内隔墙的空间效应造成基坑长边中心与短边中心位移相当, 且对基坑变形有抑制作用; 地表沉降最大值点所在位置与深大基坑相比, 地表沉降最大值点位于距离围护结构约 0.2 倍的开挖深度, 这表明地表沉降最大值点更靠近围护结构; 对于在复合型模式下的围护结构, 坑外土体位移场可以由位移值进行分区。与其他基坑工程数据的对比结果发现, 小尺寸基坑抵抗变形效果更好, 这表明超深小尺寸立体车库的基坑变形小, 在城市中心区域具有潜在的应用前景。

关键词: 超深小尺寸基坑; 现场实测; 数值模拟; 地表沉降; 土体位移场

中图分类号: TU473.1

文献标志码: A

文章编号: 1673-3851 (2021) 11-0817-10

Analysis of pit deformation and displacement of surrounding soil in stereo garages

PAN Jingjie¹, WANG Xunxing¹, LI Mingguang², LIU Nianwu¹, WANG Lei¹

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang Sci-Tech University, Hangzhou 310018, China;

2. School of Naval Architecture, Ocean and Civil Engineering, Shanghai Jiaotong

University, Shanghai 200240, China)

Abstract: In order to understand the deformation law of retaining structure and surrounding soil during the excavation of ultra-deep and small-sized foundation pits, our study monitored the deformation of a given ultra-deep and small-sized stereo garage in Hangzhou, simulated with the help of Plaxis finite element software and analyzed the variation law of the deformation of retaining structure and displacement of surrounding soil during the excavation of foundation pit. The results show that the lateral displacement of diaphragm wall induced by the excavation of foundation pit presents a “bow-shaped” deformation. The maximum displacements along inclinometer 1 and inclinometer 2 are 44 mm and 43 mm respectively. This indicates that the spatial effect of the diaphragm wall makes the center of the long side of the pit equivalent to that of the short side, and plays an inhibiting role in the deformation of the pit; The location of the point with maximum surface settlement is compared with that of the deep and large pit, and the point with maximum surface settlement is located at about 0.2 times the excavation depth away from the retaining structure. This indicates that the point with maximum surface settlement is closer to the retaining structure. For the retaining structure under the compound mode, the soil displacement field outside the pit can be zoned by displacement value; compared with the engineering data of other pits, small-sized

收稿日期: 2021-04-14 网络出版日期: 2021-05-26

基金项目: 国家自然科学基金项目 (52078466)

作者简介: 潘静杰 (1995—), 男, 浙江丽水人, 硕士研究生, 主要从事基坑工程方面的研究。

通信作者: 刘念武, E-mail: zjulnw@163.com

foundation pits can better resist deformation, which shows that the deformation of the foundation pit of the ultra-deep and small-sized stereo garage is small, and it has a potential application prospect in downtown areas in the city.

Key words: ultra-deep small-sized pit; field measurement; numerical simulation; surface settlement; soil displacement field

0 引 言

随着我国经济的迅速发展,人口向大城市聚集,停车难问题日益加剧,尤其是在城市市中心区域。为缓解该问题,近年来国内立井车库兴起,其特点为停车密度高、环保美观,可有效利用地下空间向地下深层发展。随着基坑的规模越来越大,开挖深度越来越深,且城市区域往往建筑物密集,管线繁多,地铁车站密布,在这种复杂城市环境条件下建设深基坑工程,除了需关注基坑本身安全以外,还需关注对其周边环境的影响。浙江省杭州市的地质条件以深厚的软黏土为主^[1],对控制基坑变形及周围建筑物存在更多不利影响。

许多研究人员对软黏土中的基坑进行了工程现场分析和数值模拟研究,这些研究从基坑二维研究开始转向三维研究,并考虑了基坑空间效应。郑刚等^[2]研究坑角效应与建筑物产生相互作用的影响。李明广等^[3]采用快速拉格朗日法对近铁路基坑,研究了深基坑变形特点。应宏伟等^[1]分析了杭州深厚软黏土的深大基坑性状,表明大型基坑变形大于狭窄基坑变形。Zhou 等^[4]分析了多参数对多台阶开挖产生的影响,并通过多元自适应回归样条函数,讨论了影响参数的敏感性和最优布置对支护结构位移的影响。王志杰等^[5]结合板壳理论,研究了大型基坑单侧开挖卸荷既有车站变形。目前的研究重点主要集中在深大基坑开挖引起的地表沉降与基坑变形方面,已有研究学者提出了地表沉降预测曲线^[6-8],但缺少对基坑周围深层土体位移的研究,如李大鹏等^[9]也只总结了前人深基坑对地表沉降模式。土体基坑开挖时围护结构底部位移等原因,往往会造成深层土体变形。深层土体变形反映到地表有一个滞后的过程,如能及时掌握深层土体的运动,可以防患于未然,因此研究超深基坑的变形、深层土体位移具有重要意义。

本文以杭州某超深小尺寸立体车库基坑为研究对象,开展了基坑开挖过程中围护结构变形和周围土体位移的变化规律的研究。本文利用有限元分析和现场实测数据,研究了跨越多层复杂土质条件下小尺寸基坑施工引起的围护结构变形和周围土体位移,分析其变形特点与常规基坑变形特点的差别,以

期为类似工程施工提供参考。

1 工程概况

杭州市某超深立体车库项目位于杭州市城区景芳园,基坑周边环境较为复杂,基坑项目场地平面图及监测点布置示意如图 1 所示。基坑长宽为 22.40 m×10.80 m,基坑围护结构最外边为地下水泥土连续墙(Trench cutting re-mixing deep wall method, TRD),基坑围护结构为地下连续墙,基坑紧接着地下连续墙为内砌墙,其中内隔墙和内砌墙为该基坑的支撑结构。地连墙测斜管(CX)布置于地连墙的中心位置处,地表沉降监测点(DB)沿地连墙中心位置处布置为保障开挖安全,为更好地了解基坑变形特性,本文对地连墙测斜、坑外地表沉降进行监测。

围护结构 P-P 剖面如图 2 所示。该工程为基坑超深开挖,开挖深度达 46.20 m,共计 144 个停车位。基坑主体围护结构采用 800 mm 厚的地下连续墙(两墙合一),地连墙深度达到地下 60.37 m。基坑内隔墙采用逆作法施工 2 道 600 mm 厚钢筋混凝土内隔墙作为支撑结构,且两道内隔墙分别位于沿地连墙长度 1/3 和 2/3 位置处。地连墙内边采用内砌墙将每幅地连墙连接,用于提高地连墙的整体稳定性,坑内采用施工降水井。止水帷幕采用 850 mm 厚的水泥土连续墙。

根据试验场地勘探孔揭露的地层结构、岩性特征、埋藏条件及物理力学等性质,同时结合周边建筑物详勘地质资料,将场地勘探深度总体划为 8 个土层,细分为 11 个亚层,从上至下依次开挖深度为-5.00、-9.00、-13.00、-17.00、-21.00、-25.00、-29.00、-33.00、-37.00、-41.00、-46.20 m。该场地属于杭州地区正常地层分布区,主要由砂质粉土、淤泥质黏土和深层的粉砂岩组成,成层分布。基坑上层主要由较厚的粉土与淤泥质粉质黏土组成,其性质主要表现为高含水率、高压缩性、土质软弱的物理力学性质。基坑深部为物理力学性质较好的圆砾,再深处则为较为坚硬的粉砂岩。基坑深度属于超深,跨越的土层较多。土层依

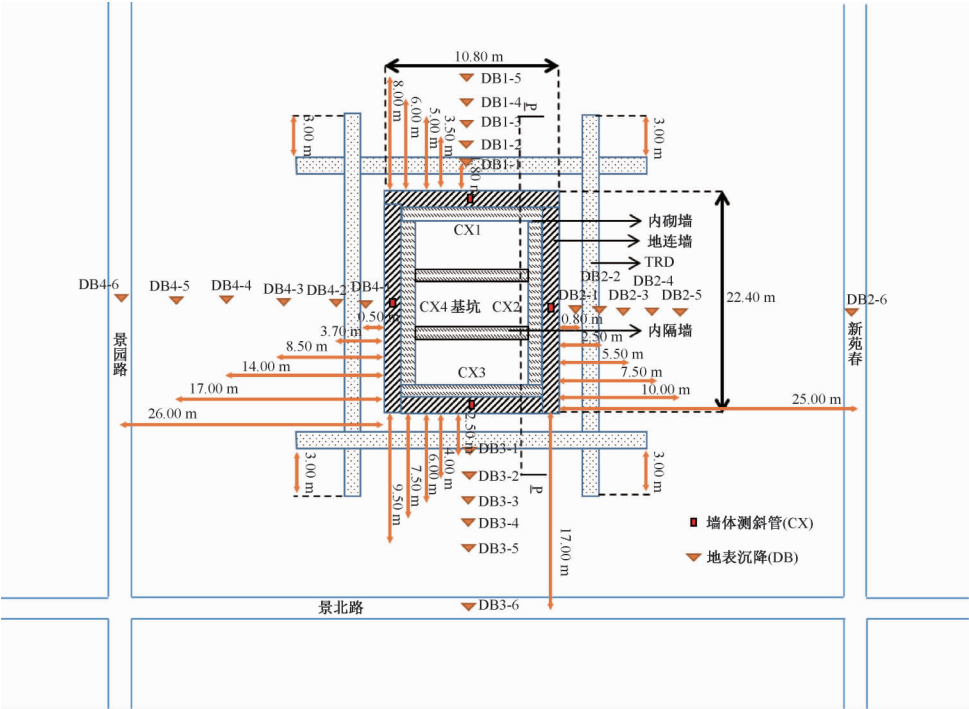


图 1 基坑平面图及监测点布置示意

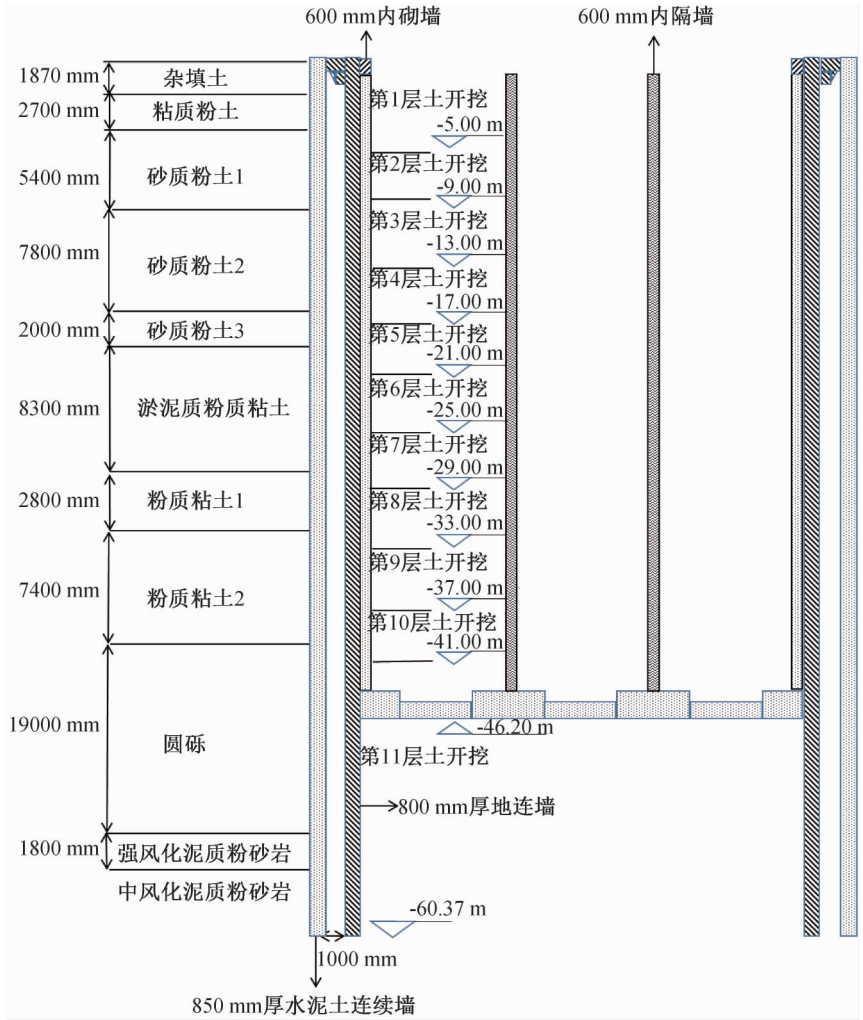


图 2 围护结构 P-P 剖面图

次向下可分为:1.87 m 的杂填土层,2.70 m 粉质黏土层,5.40 m 砂质粉土层 1,7.80 m 砂质粉土层 2,2.00 m 砂质粉土层 3,8.30 m 淤泥质粉质黏土层,2.80 m 粉质黏土层 1,7.40 m 粉质黏土层 2,19.00 m 圆砾层,1.80 m 强风化泥质粉砂岩层,中风化泥质粉砂岩层,基坑坑底处于圆砾中。

根据地下水的含水介质、赋存条件、水理性质和水力特征,勘探揭露范围内场地地下水类型主要是第四纪松散岩类孔隙潜水、孔隙承压水、基岩裂隙水。孔隙潜水测得的水位一般为-1.20~2.10 m,补给来源主要为大气降水及地表水,地下水位随季节性变化而变化。基坑开挖过程中坑外水位属于不降水处理,只进行坑内降水。孔隙承压水水位埋深在地表下 7.30 m。该场区基岩裂隙水水量较小,径流缓慢。

该基坑共分为三个区块(分区 A、分区 B、分区 C),遵循“分层开挖,严禁超挖”的原则。基坑采用逆作法施工,主要施工顺序为:基坑开挖前进行 TRD 和降水井的施工,待完成后进行地连墙施工;基坑开挖至-5.00 m,施工压顶梁,地连墙内埋筋水平弯折与内砌墙钢筋焊接,内砌墙内埋钢筋与内隔墙焊接,逆作法施工内砌墙及内隔墙;待内砌墙及

内隔墙养护达到设计强度要求后,开始挖土至下一分段标高开挖至分段标高-9.00 m,逆作施工-5.00~-9.00 m 标高范围内的内砌墙及内隔墙,重复挖土,每段 4.00 m,最后一段-41.00 m 以下内砌墙及内隔墙与底板一起浇筑。基坑开挖步骤如表 1 所示,实际工程照片如图 3 所示。

表 1 基坑开挖步骤

施工工序	施工内容
步骤 0	施工 TRD 及降水井,地连墙施工
步骤 1	开挖至-5.00 m,施工压顶梁、逆作法施工内砌墙及内隔墙
步骤 2	开挖至-9.00 m,逆作法施工内隔墙
步骤 3	开挖至-13.00 m,逆作法施工内隔墙
步骤 4	开挖至-17.00 m,逆作法施工内隔墙
步骤 5	开挖至-21.00 m,逆作法施工内隔墙
步骤 6	开挖至-25.00 m,逆作法施工内隔墙
步骤 7	开挖至-29.00 m,逆作法施工内隔墙
步骤 8	开挖至-33.00 m,逆作法施工内隔墙
步骤 9	开挖至-37.00 m,逆作法施工内隔墙
步骤 10	开挖至-41.00 m,逆作法施工内隔墙
步骤 11	开挖至-46.20 m,逆作法施工内隔墙
步骤 12	浇筑底板

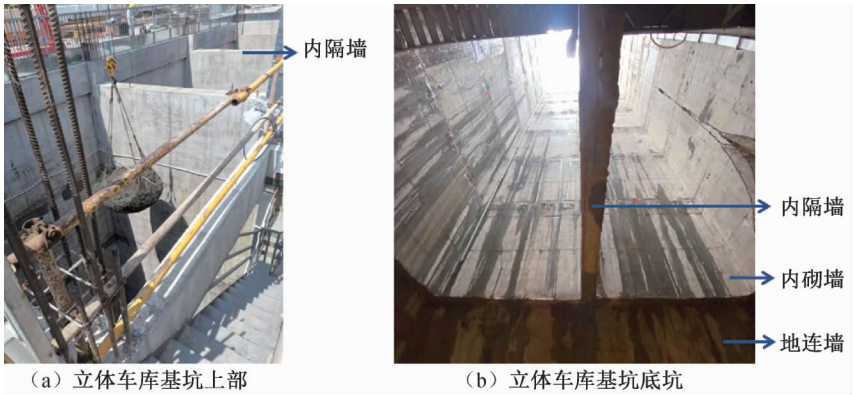


图 3 超深立体车库基坑工程照片

2 数值模拟模型及验证

2.1 数值模拟模型及参数

为研究实际工程中没有测全的变形项目,该文采用专业三维岩土有限元软件 Plaxis 3D 进行模拟。Burland^[10]认为,在实际工程案例中,考虑土体小应变特性的高级本构模型更能符合实际变形,而忽略土壤的小应变刚度可能会导致高估围护结构变形和地面沉降。故本文采用小应变土体硬化模型(HSS 模型)。该模型能够考虑土体刚度随应力状态的变化,从土体硬化模型(HS 模型)的基础上改进的基本土体参数,对小应变的岩土体刚度更加精

确描述。土体参数的取值主要根据杭州地区土体实验室测试物理参数取值,同时小部分参数参考上海地区^[11]的参数取值。HHS 模型具体参数含义如表 2 所示,具体取值方式如表 3 所示。

2.2 模型建立

基坑开挖取 46.20 m 超深深度,基坑尺寸 22.40 m×10.80 m。根据 Peck^[13]早期统计的数据,将坑外土体影响最大范围为 4 倍的开挖深度。Ou 等^[14]在中国台北的软土地区测得的数据也表明 2 倍的开挖深度是主影响区,2~4 倍为次影响区,因此模型边界条件为 4 倍的基坑开挖深度。对于墙底方向的边界,当墙底建在坚硬地层上或墙底深处存

表 2 HHS 模型参数设置

参数	土体的经验取值方法或实测试验数据
固结试验 100~200 kPa 对应的压缩模量 E_{s1-2} (可供确定 HSS 模型参数)	黏性土, $E_{s1-2} = -5.15\ln(e) + 3.53$;砂性土, $E_{s1-2} = 111 \exp^{(-2.89e)}$
侧限压缩试验切线刚度 $E_{\text{ocd}}^{\text{ref}}$	$E_{\text{ocd}}^{\text{ref}} = 0.9E_{s1-2}$
土体的黏聚力 C'	来源试验数据
土体的有效内摩擦角 φ'	来源试验数据
土的剪胀角 Ψ	Ψ 的取值与 φ' 有关。砂性土,当 $\varphi' < 30^\circ$ 时, $\Psi = 0^\circ$;黏性土, $\Psi = 0^\circ$ (根据 Bolton ^[12] 推荐取值)
三轴排水剪切测定的破坏比 R_f	R_f 的取值取决于孔隙比 e 。当 $e \leq 1.0$ 时, $R_f = 0.9$;当 $1.0 < e \leq 1.5$ 时, $R_f = -0.9(e - 1.5) + 0.5$
标准三轴排水试验割线刚度 E_{50}^{ref}	$E_{50}^{\text{ref}} = 1.2E_{\text{ocd}}^{\text{ref}}$
卸载/重加载刚度 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 4.2E_{s1-2} + 7.2$, 或 $6.0E_{\text{ocd}}^{\text{ref}} \sim 8.0E_{\text{ocd}}^{\text{ref}}$
加卸载泊松比 ν_{ur}	$\nu_{\text{ur}} = 0.2$ (Plaxis 手册推荐值)
初始静止侧压力系数 K_0	黏性土, $K_0 = 0.95 - \sin\varphi'$;砂性、粉性土, $K_0 = 1.00 - \sin\varphi'$
参考应力 p^{ref}	100 kPa
小应变参考剪切模量 G_0^{ref}	黏土, $G_0^{\text{ref}} = 67.5e^{-1.57}$;砂性土, $G_0^{\text{ref}} = 98.9e^{-0.45}$
模量应力水平相关幂指数 m	0.8
剪切应变水平 $\gamma_{0.7}$	黏性土平均值 3.2×10^{-4} ;砂性土 3.9×10^{-4} (基于室内试验数据)

注: e 为孔隙比。

表 3 HHS 模型参数取值

土层	土类	e	$\gamma /$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	$C' /$ kPa	$\varphi' /$ ($^\circ$)	$E_{s1-2} /$ MPa	$E_{50}^{\text{ref}} /$ MPa	$E_{\text{ocd}}^{\text{ref}} /$ MPa	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}} /$ MPa	$G_0^{\text{ref}} /$ MPa	$\gamma_{0.7}$	R_f	K_0
1	杂填土	0.95	17.0	1.0	8.0	3.4	3.6	3.0	21.4	72.7	3.2×10^{-8}	0.90	0.93
2	黏质粉土	0.75	19.1	5.0	20.0	5.0	5.4	4.5	28.2	105.8	3.2×10^{-8}	0.90	0.66
3	砂质粉土 1	0.73	19.1	3.0	26.0	13.5	14.5	12.1	63.8	114.0	3.2×10^{-8}	0.90	0.56
4	砂质粉土 2	0.69	19.3	2.0	29.0	15.0	16.2	13.5	70.2	116.7	3.2×10^{-8}	0.90	0.52
5	砂质粉土 3	0.76	19.0	3.0	27.0	12.0	13.0	10.8	57.7	111.3	3.2×10^{-8}	0.90	0.55
6	淤泥质粉质黏土	1.10	17.4	13.0	7.9	3.0	3.3	2.7	19.9	57.8	3.2×10^{-8}	0.86	0.81
7	粉质黏土 1	0.78	18.4	31.0	14.0	4.8	5.2	4.3	27.4	99.5	3.2×10^{-8}	0.90	0.71
8	粉质黏土 2	0.67	19.6	42.0	18.0	5.5	6.0	5.0	30.5	124.5	3.2×10^{-8}	0.90	0.64
9	圆砾	—	20.5	0.0	35.0	—	36.0	30.0	180.0	170.0	2.0×10^{-7}	0.90	0.38
10	强风化泥质粉砂岩	—	20.0	25.0	26.0	—	43.2	36.0	216.0	200.0	2.0×10^{-7}	0.90	0.51
11	中风化泥质粉砂岩	—	24.0	200.0	35.0	—	60.0	50.0	300.0	330.0	2.0×10^{-7}	0.90	0.38

注:所有计算中 $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kPa}$, $\nu_{\text{ur}} = 0.2$, $m = 0.8$, $R_{\text{inter}} = 0.67$ (墙-土界面参数), γ 为土体重度。

在坚硬地层时,则坚硬地层面即作为不动的边界,只要模型底部离墙底距离不要过小即可。本模型取到 85.00 m 的深度,可以作为墙底方向的边界。故边界为 360.00 m×360.00 m×85.00 m。整个模型的三维有限元网格和围护结构系统如图 4 所示。围护结构厚度为 0.80 m,围护结构深度 60.40 m,内隔墙厚度为 0.60 m,内砌墙厚度为 0.60 m。土壤体积由一个 10 节点四面体单元表示,采用 6 节点各向同性弹性板单元模拟地下连续墙、内隔墙,内砌墙采用实体单元模拟,界面采用 12 节点界面单元模拟土-板单元相互作用行为。地下连续墙的杨氏模量为 30 GPa,泊松比为 0.2。

模型的横向边界在水平方向固定,底部边界在垂直和水平方向都固定。

3 数值模拟及实测结果分析

地下连续墙的变形云图如图 5 所示,从图中可以看出:地连墙变形模式“两端小,中间大”,长边和短边处中心点的位移最大。而长边因为内隔墙的隔断效果,导致长边中心与短边中心的位移最大值几乎一致。同时还可以发现,基坑的支撑方式不同于普通基坑的内支撑,而采取了内隔墙的施工方式,因此产生了明显的空间效应。在长边内隔墙位置处,沿长边方向的位移出现较为明显的折减点,改变了

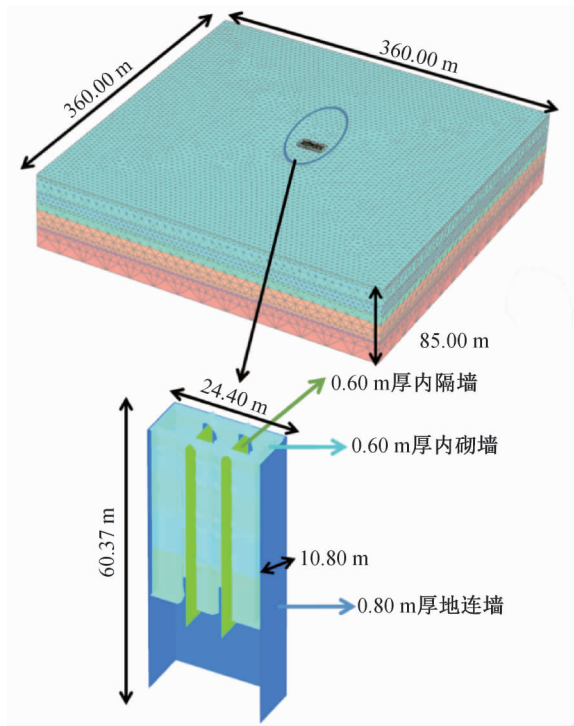


图4 三维有限元基坑模型

基坑空间效应变形的趋势。

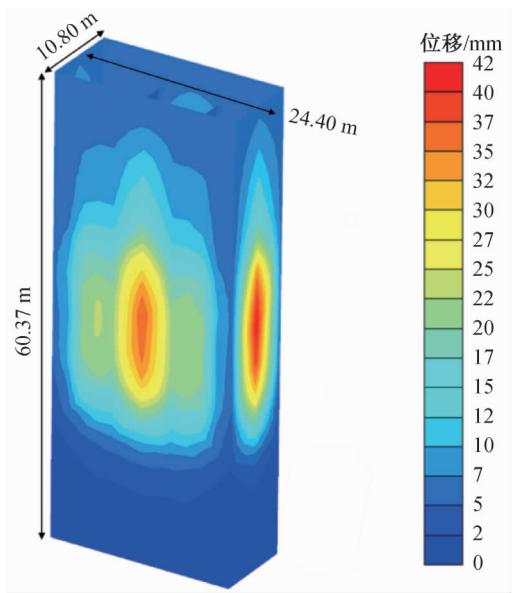


图5 围护结构有限元变形云图

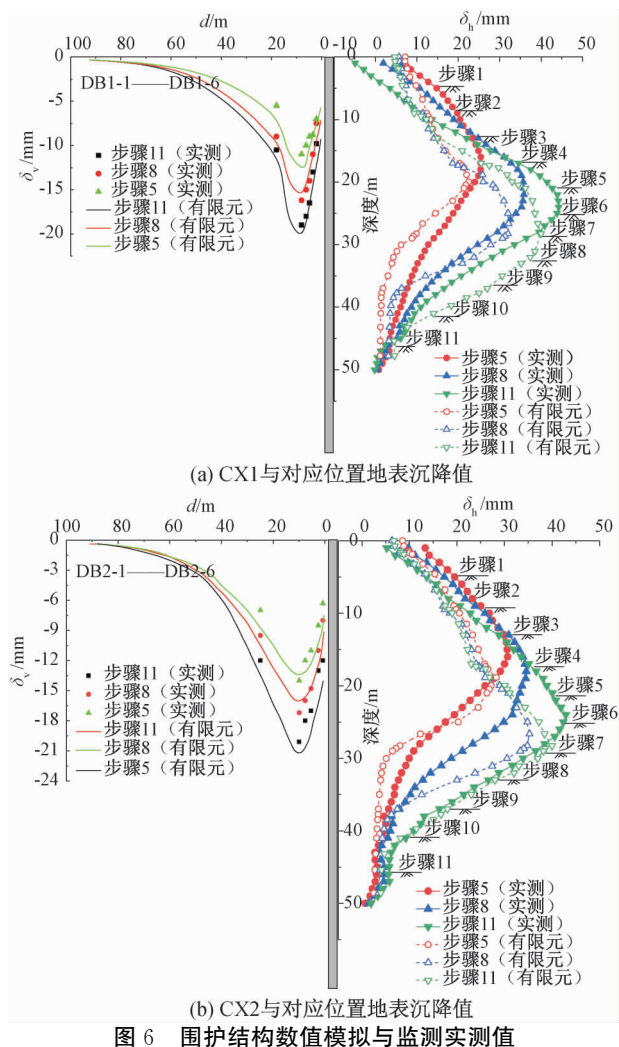
基坑地连墙监测点 CX1、CX2 和地表沉降点与有限元模拟结果的对比如图 6 所示。其监测值和数值模拟趋势大致相同，总体上数值上也相差不大，且在最大位移处的值十分接近，故验证了有限元模拟的正确性，很好的预测工程中监测不到的数据，可以将其运用于基坑设计的优化分析之中。地连墙位移向基坑内变形为正，反之为负；土体沉降为正，反之为负， δ_h 为地连墙水平位移值， δ_v 为地表沉降值， d 为距离围护结构的距离。从图 6 中变形特点可以看

出：a)传统基坑长边中心处变形大于短边中心处变形，而该基坑长短边围护结构侧向位移最大值较为接近，其可能的原因为内隔墙的作用，“减短”了基坑长边的长度，增强了空间效应。b)在地连墙深处侧向位移值较小，在中部处位移较大，且在底部处变形迅速减小，呈现中间大，两边小的“弓”型，其原因可能为在地连墙底部，地质条件好，已处于圆砾和粉砂岩中，属于嵌岩地连墙，可有效抑制地连墙的变形。c)围护结构最大位移值随着开挖深度的增加而逐渐增大，挡土结构的最大水平位移为 44 mm，该值为挖掘深度的 0.096%，其中内隔墙和内砌墙结构有效地限制了挡土结构的位移。d)基坑最大变形位置一般位于开挖面附近即 $H_m = H$ (H 为基坑开挖深度， H_m 为基坑最大变形位置处)，而对于上海地区 20.00 m^[15] 以上的基坑统计，最大位置一般位于开挖面以上，平均值为 $H_m = 0.89H$ ，该工程地连墙的最终最大位移值并不在开挖面附近，而在 25.00 m 深度位置处(约 0.54 H)。究其原因可能为对于超深基坑坑底一般处于性质较好的土层中，该基坑深度在 25.00 m 附近处为软弱淤泥质粉质黏土，已经发生了较大的变形，而开挖面附近产生的变形较小。因此软弱土层的位置对于围护结构水平位移最大值的位置有重要的影响，对于超深基坑遇到软弱土层时，需要对围护结构变形引起注意。

最大地表沉降值为 20 mm，地表沉降无论是在基坑长边还是短边上，地表沉降都是凹槽型沉降^[16]，且地表沉降最大值也比较接近，与传统的长边中心地表沉降比短边中心地表沉降大有所区别，这说明内隔墙不仅仅改变了基坑的变形，也改变了坑外土体变形。

4 围护结构位移与其他基坑的对比

δ_{hmax} 为地连墙水平位移最大值，该工程与其他软土地区基坑工程的围护结构变形进行对比如图 7 所示，可以发现该工程地连墙侧移值小于其他基坑变形的实测值，且该基坑的上下限小于前人的上下限。此外由于圆筒形基坑其几何特点，拥有更好的抵抗变形能力，与该基坑类似。该基坑变形值较小的原因主要为：a)地连墙属于嵌岩结构，其端部位于中风化泥质粉砂岩层，该土层土质条件极好，可以有效减小变形。b)虽然该基坑开挖深度很深，但是该基坑开挖面积尺寸较小，只有 250 m² 左右的大小，开挖宽度只有 10.80 m，增强了坑角效应。c)在该基坑的长边方向上，该基坑采用了内隔墙支撑的方



式,使一个基坑被分割成多个区块,出现了多个“小基坑”,进一步增强了空间效应,且内砌墙使每幅地连墙的整体稳定性得到提高,承受住剪力。d)围护结构外侧采用了 TRD 工法,有效的阻挡了水压力和小部分的土压力。

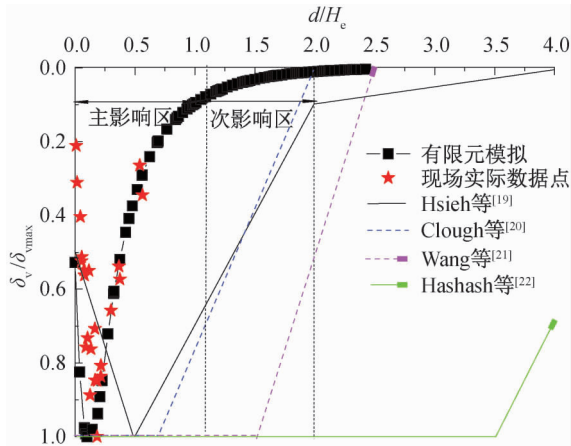
5 坑外土体位移场

5.1 坑外土地地表沉降

为了了解基坑周边土地地表沉降变形特性,选取了位于基坑周围四边中心,既离坑侧距离地表沉降 DB1-1 至 DB1-5;地表沉降 DB2-1 至 DB2-6;地表沉降 DB3-1 至 DB3-6;地表沉降 DB4-1 至 DB4-6 的土体地表沉降位移测量数据,其方向土体沉降为正,反之则为负。

地表沉降影响范围如图 8 所示,并结合前人的经验规律对比, δ_v/δ_{vmax} 为地表沉降值/地表沉降最大值。Heish 等^[19]提出了凹槽型沉降和三角形沉降;对于凹槽型沉降,Hsieh 等定义 $0\sim 2.00H_e$ 为主影响区, $2.00H_e\sim 4.00H_e$ 为次影响区,地表沉降

最大值位于 $0.50H_e$ 的距离处。对于三角形沉降,地表沉降最大值位于墙背处。Clough 等^[20]针对不同土层的基坑提出了墙后地表沉降包络线, $0\sim 0.75H_e$ 为最大沉降值, $0.75H_e\sim 2.00H_e$ 为递减区,直到减为 0,包络线为 $2.00H_e$ 。Wang 等^[21]则将 Clough 的最大沉降值包络线延伸至 $1.50H_e$,Hashash 等^[22]则延伸至 $3.50H_e$ 。根据本文实测和有限元分析结果,得到了地表沉降分布曲线。从图 8 中可以看出,相比前人的地表沉降包络线,本文中的地表沉降则表现出一些不同的特点。该工程地表沉降主要影响范围在 $0\sim 1.20H_e$ 之间,在 $1.20H_e$ 时 $\delta_v/\delta_{vmax}=0.1$,故 $1.20H_e\sim 2.00H_e$ 为次要影响区。地表沉降最大值点更往地连墙位置处靠近,在 $0.20H_e$ 附近处达到最大值。这表明,在超深小尺寸基坑开挖时,地表沉降影响区相比开挖深度小许多,在靠近基坑处的地表沉降需要值得关注。



墙后地表沉降最大值与基坑开挖深度的比值如图 9 所示。本文的地表沉降最大值与最小值上下限为 $0.033\%H_e\sim 0.044\%H_e$,与其他软土地区基坑工程地表沉降值相比,本文的地表沉降属于偏小,且均小于其他学者的上下限,表明该工程的小尺寸基坑具有更强的抵抗变形能力。

5.2 基坑邻近深层土体沉降位移

基坑围护结构施工产生的挤土效应或土体损失导致地面沉降或者地面隆起,基坑开挖过程中,坑内坑外的土体失去原有土体平衡,产生土体高度差,导致坑外的土体向坑内移动,产生坑内隆起,围护结构变形。土体基坑开挖时围护结构底部位移等原因,往往会造成深层土体变形。对于基坑周围建筑物或者管线,土体的变形影响是通过基础深度处或埋深处的土体变形来体现的,而非地表处的土体位移。而土体水平位移会导致尤其是对于砌体等整体

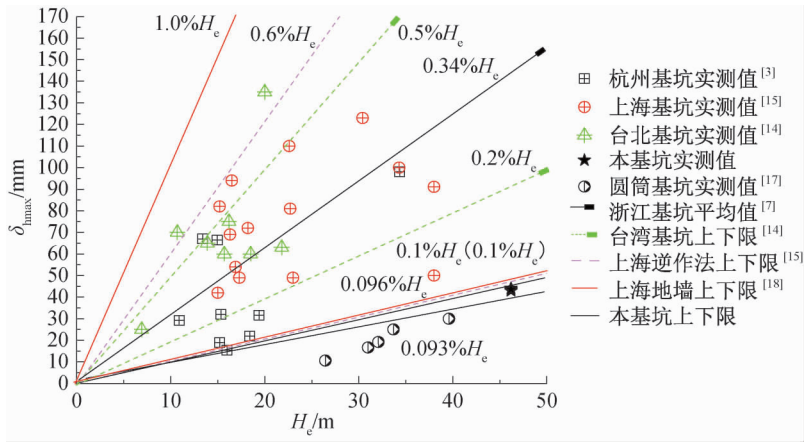


图7 基坑开挖深度与地连墙侧移和其他工程之间的对比

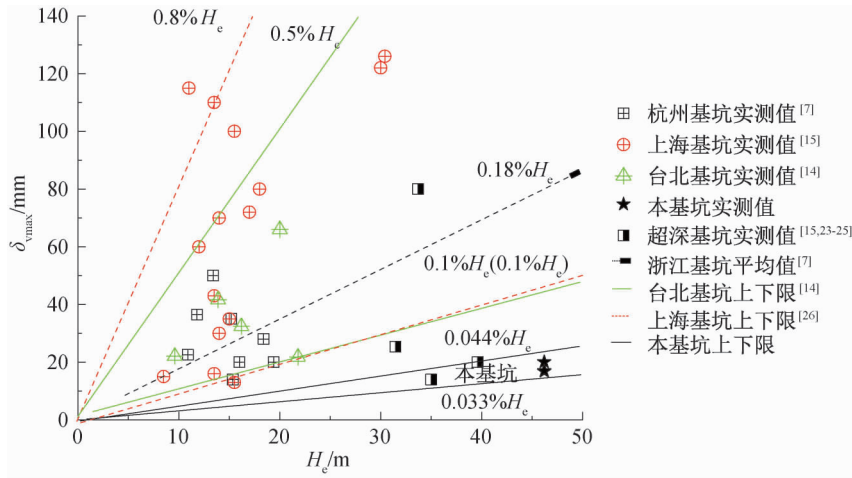


图9 基坑开挖深度和地表沉降与其他工程之间的对比

性较差的结构产生拉应变而导致结构开裂,坑外的桩基产生弯曲变形,建筑物产生横向应变,可能造成过大的水平位移和倾斜。因此研究深层土体沉降及侧移有重要的意义。

土体沉降及坑内隆起云图如图10所示。从图10可以看出,地表沉降出现了明显的沉降槽,地表沉降与实际工程中所测类似,距离围护结构地表沉降先增大后减小的趋势,地表沉降主要发生在距离围护结构较近处,且在距离远处地表沉降可以忽略。坑底隆起值比地表沉降值还大许多,这表明超深基坑的隆起较大,在底板浇筑方面需重视。

长边中心位置处的坑外土体竖向位移场如图11所示,在特殊点位置标注变形值,土体位移单位为mm。可根据距离地连墙的距离和深度,分为主影响区和次影响区。随着距离和深度的增加,土体沉降值总体呈逐渐减小的趋势。由于该基坑的尺寸小,变形控制好,故主影响区在 $1.20H_e$ 范围内,影

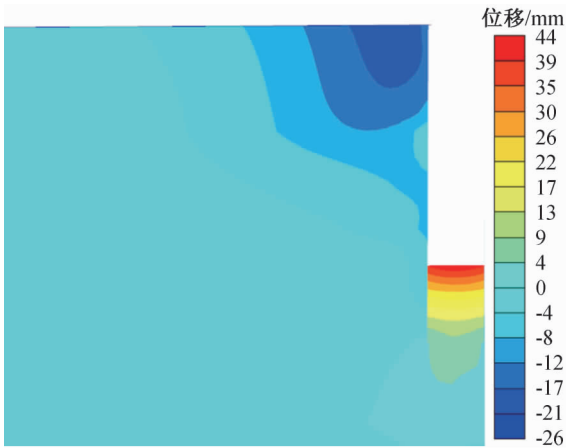


图10 基坑周围土体沉降位移

响的范围相对较小。在主影响区中,又可分为凹槽形沉降区,变形转型区和隆起区。在深度 $0\sim 25.00\text{ m}$ 的深度范围内,其为凹槽型沉降区,与地表的变形趋势相似,距地连墙一定距离处,土体沉降值最大,也可以看出,土体分层沉降的最大值并非在地表,而是位于地表以下几米的深度位置处。随

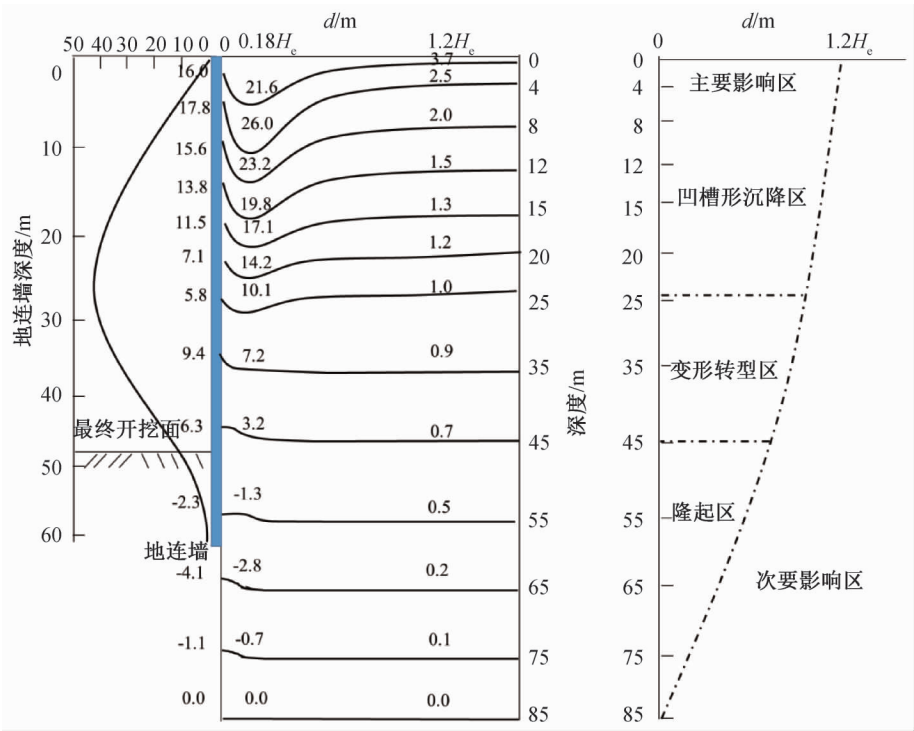


图 11 基坑开挖对应的竖向位移及位移类型分区

着深度的增加和距离的增加,沉降值逐渐变小。在深度 25.00~45.00 m 范围内,为变形转型区过渡过程。随着深度的增加,隆起区由土体发生沉降转化为土体隆起,发生在土体深度较深的位置,其隆起的原因可能为坑内发生坑底隆起,带动墙底及附近的土层发生隆起,并隆起的最大值逐渐向基坑围护结构靠近,呈现三角形隆起,在远处影响很小。

5.3 基坑邻近深层土体水平位移

土体水平位移云图如图 12 所示,根据有限元的结果,其为长边中心位置处的坑外土体水平向位移场,其中土体向坑内移动为正,反之为负,并在特殊点位置标注变形值。根据距离围护结构的距离和土体深度如图 13 所示,可将土体水平向位移分为主影响区和次影响区。其中主影响区分为内凸型变形,变形转化型和悬臂式变形。在距离围护结构 0~0.35H_e 附近处的范围内,内凸型变形与地连墙的变形趋势一致,其变形最大值于地连墙变形最大值。随着距离的增加,土体侧移最大值逐渐减小。在 0.35H_e~0.70H_e 范围内,变形转型区从内凸型转化为悬臂式水平位移的过渡过程。在 0.70H_e~1.20H_e 悬臂水平变形区内,土体水平位移呈现出上部大,下部小的趋势,且随着深度的增加,位移逐渐变小。

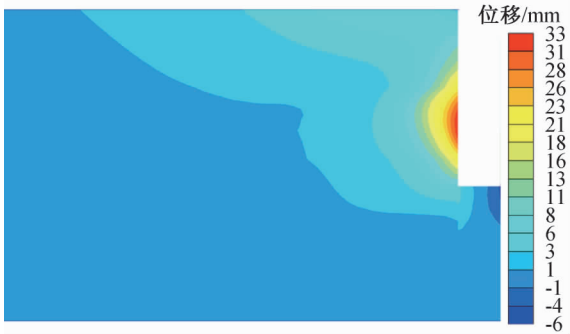


图 12 基坑周围土体水平位移

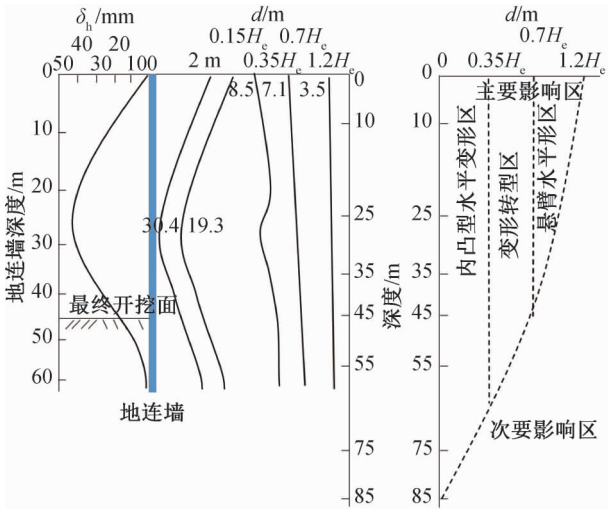


图 13 基坑开挖完成后对应的坑外土体水平向位移及位移类型分区

6 结 论

本文为了了解超深小尺寸基坑对周边环境的影响,利用有限元方法建立模型,通过长期的实际工程系统性监测,并对现场数据的分析,得到超深小尺寸基坑变形及周围土体位移规律,主要结论如下:

a) 围护结构变形呈现中间大,两边小的“弓”型,且最终最大值所在位置远在基坑开挖面之上。

b) 超深小尺寸基坑开挖引起周围土体位移场位移,地表沉降最大值点所在位置相比前人研究,更靠近围护结构。

c) 超深小尺寸车库基坑其特点为空间效应强且围护结构可靠,故 δ_{vmax}/H_e 和 δ_{hmax}/H_e 值小于前人的基坑数据及上下限。

d) 围护结构在复合型模式下,坑外深层土体水平变形可分为内凸型水平变形区,变形转型区,悬臂水平形区和次要影响区。坑外深层土体沉降变形则可分为凹槽形沉降区,变形转型区,隆起区和次要影响区。

参考文献:

- [1] 应宏伟,杨永文. 杭州深厚软黏土中某深大基坑的性状研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(12): 1838-1846.
- [2] 郑刚,李志伟. 坑角效应对基坑周边建筑物影响的有限元分析[J]. 天津大学学报, 2012, 45(8): 688-699.
- [3] 李明广,陈锦剑,徐安军,等. 深基坑开挖与紧邻运营铁路的相互影响分析[J]. 地下空间与工程学报, 2015, 11(2): 435-439.
- [4] Zhou H Z, Zheng G, He X P, et al. Numerical modelling of retaining structure displacements in multi-bench retained excavations[J]. Acta Geotechnica, 2020, 15(9): 2691-2703.
- [5] 王志杰,周飞聪,周平,等. 基于强近接大型基坑单侧开挖卸载既有车站变形理论研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2020, 39(10): 2131-2147.
- [6] 木林隆,黄茂松. 基坑开挖引起的周边土体三维位移场的简化分析[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(5): 820-827.
- [7] 丁智,王达,王金艳,等. 浙江地区软弱土深基坑变形特点及预测分析[J]. 岩土力学, 2015, 36(S1): 506-512.
- [8] 刘念武,俞济涛,龚晓南,等. 内支撑基坑变形空间效应特性研究[J]. 科技通报, 2019, 35(2): 166-172.
- [9] 李大鹏,阎长虹,张帅. 深基坑开挖对周围环境影响研究进展[J]. 武汉大学学报(工学版), 2018, 51(8): 659-668.
- [10] Burland J B. “Small is beautiful”: the stiffness of soils at small strains[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, 26(4): 499-516.

- [11] 顾晓强,吴瑞拓,梁发云,等. 上海土体小应变硬化模型整套参数取值方法及工程验证[J]. 岩土力学, 2021, 42(3): 833-845.
- [12] Bolton M D. Discussion: The strength and dilatancy of sands[J]. Géotechnique, 1987, 37(2): 219-226.
- [13] Peck R B. Deep excavation and tunneling in soft ground [C]//Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City: Oxford Press, 1969: 225-290.
- [14] Ou C Y, Hsieh P G, Chiou D C. Characteristics of ground surface settlement during excavation [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, 30(5): 758-767.
- [15] 王建华,徐中华,王卫东. 支护结构与主体地下结构相结合的深基坑变形特性分析[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(12): 1899-1903.
- [16] 刘念武,陈奕天,龚晓南,等. 软土深开挖致地铁车站基坑及邻近建筑变形特性研究[J]. 岩土力学, 2019, 40(4): 1515-1525.
- [17] 徐中华. 上海地区支护结构与主体地下结构相结合的深基坑变形性状研究[D]. 上海: 上海交通大学, 2007: 262-289.
- [18] 徐中华,王建华,王卫东. 上海地区深基坑工程中地下连续墙的变形性状[J]. 土木工程学报, 2008, 41(8): 81-86.
- [19] Hsieh P G, Ou C Y. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(6): 1004-1017.
- [20] Clough G W, O' Rourke T D. Construction induced movements of in situ wall [J]. Geotechnical Special Publication, 1990(25): 439-470.
- [21] Wang Z W, Ng C W W, Liu G B. Characteristics of wall deflections and ground surface settlements in Shanghai[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, 42(5): 1243-1254.
- [22] Hashash Y M A, Osooli A, Marulanda C. Central artery/tunnel project excavation induced ground deformations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2008, 134(9): 1399-1406.
- [23] 周仕永. 城市高架桥下超深单跨地铁车站基坑施工简述[J]. 建设机械技术与管理, 2020, 33(S1): 14-16.
- [24] 曹浪,高骏,孟小伟,等. 复杂环境下超深基坑变形控制技术[J]. 建筑结构, 2020, 50(S1): 1007-1013.
- [25] 段朝静,徐伟,何超然. 南京长江四桥南锚碇基础“∞”形超深基坑开挖施工技术[J]. 建筑技术, 2010, 41(3): 204-207.
- [26] Wang J H, Xu Z H, Wang W D. Wall and ground movements due to deep excavations in shanghai soft soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(7): 985-994.