

文章编号:1673-9469(2023)03-0024-10

DOI:10.3969/j.issn.1673-9469.2023.03.004

地铁车站明挖深基坑围护结构变形规律分析

赵鑫¹,杨美霞^{1*},杨昊²,宋立伟³

(1. 河北工程大学 土木工程学院,河北 邯郸 056038;2. 北京城建轨道交通建设工程有限公司,北京 100000;
3. 中建建筑第六工程局有限公司,天津 300000)

摘要:以绍兴地铁2号线车站基坑工程为实例,通过对地连墙水平位移、支撑轴力、地表沉降现场监测数据的分析,得到绍兴地区基坑工程围护结构的相关变形规律并给出相应的控制措施。结果表明:墙体水平位移基本呈内凸型模式,最大侧移在40~60 mm之间,基坑地表沉降呈凹槽形模式,其地表沉降主要集中在50~80 mm左右。地连墙最大侧移 δ_{hm} 在(0.05%,0.37%) H 范围内,平均值为0.21% H ;地下连续墙最大侧移点埋深 δ_{hm} 主要落于(0.69%,0.94%) H 范围内;墙后最大地表沉降 δ_{hm} 范围在(0.01%,0.5%) H 内,平均值为0.26% H 。

关键词:围护结构;变形规律;水平位移;地表沉降;支撑轴力

中图分类号:TU447

文献标识码:A

Analysis on Deformation Law of Retaining Structure of Open Excavation Deep Foundation Pit in Metro Station

ZHAO Xin¹, YANG Meixia^{1*}, YANG Hao², SONG Liwei³

(1. School of Civil Engineering, Hebei University of Engineering, Handan, Hebei 056038, China;
2. Beijing Urban Construction Rail Transit Construction Engineering Co., Ltd., Beijing 100000, China;
3. China Construction Sixth Engineering Bureau Co., Ltd., Tianjin 300000, China)

Abstract: Taking the foundation pit project of Shaoxing Metro Line 2 station as an example, by analyzing the on-site monitoring data of the horizontal displacement, support axial force, and surface settlement of the diaphragm wall, the relevant deformation laws of the foundation pit engineering enclosure structures in Shaoxing area are obtained, and the corresponding control measures are provided. The results show that the horizontal displacement of the wall basically follows an inward convex pattern, with the maximum lateral displacement ranging from 40 to 60 mm. The surface settlement of the foundation pit follows a groove shaped pattern, with the surface settlement mainly concentrated around 50 to 80mm. For the maximum lateral displacement of the diaphragm wall δ_{hm} within the range of (0.05%, 0.37%) H , the average value is 0.21% H . The maximum lateral displacement point burial depth of the underground continuous wall δ_{hm} mainly falls within the range of (0.69%, 0.94%) H . For the maximum surface settlement behind the wall δ_{hm} within the range of (0.01%, 0.5%) H , the average value is 0.26% H .

Key words: enclosure structure; deformation law; horizontal displacement; surface subsidence; support axial force

随着我国城市化进程的不断加快,带来了人口剧增、交通拥堵等问题,极大地促进城市轨道交

通的发展^[1],轨道交通基坑工程也朝着规模更大、深度更深方向发展,基坑的开挖与支护问题已成

收稿日期:2022-04-13

基金项目:河北省自然科学基金资助项目(E2019402395)

作者简介:赵鑫(1987-),男,北京人,博士,讲师,从事施工管理、管理科学与工程方面的研究。

* 通讯作者:杨美霞(1995-),女,重庆人,硕士,从事岩土工程方面的研究。

为基坑工程的难点及重点^[2]。Peck^[3]总结分析了在不同土层条件下基坑开挖过程中围护结构侧向位移、地表沉降及土压力等的变化特点,提出了减小地表沉降和坑底隆起的措施。廖少明等^[4]选取11个采用钻孔灌注桩围护、顺作法施工的方形基坑,得出方形基坑连续墙最大水平位移值 δ_{im} 平均值为 $0.08\%H$ 。杨小莉^[5]从多个深厚残积土深基坑工程实例中统计各基坑的实际监测数据。王海超等^[6]研究得出地下连续墙在侧向预警部位临时加装钢支撑是可行有效的措施。丁智等^[7]对软土地区基坑分析得出基坑最大水平位移和最大沉降量都与开挖深度密切相关。王杰光等^[8]通过建立支撑轴力自动补偿的连续墙受力平衡方程,对比分析伺服系统与普通钢支撑这两种支撑体系。张秀川等^[9]以全自动应力补偿钢支撑为研究对象,对地铁附近深基坑内钢支撑的使用作出探讨及分析。

目前针对绍兴地区地铁基坑围护结构变形规律的研究较少,其工程实践主要借鉴了杭州、上海等类似软土地层基坑工程的施工经验。因此,对绍兴地区基坑工程变形进行专门研究十分必要。本文通过对地连墙水平位移、支撑轴力、地表沉降现场监测数据的分析,揭示了绍兴地区基坑工程围护结构水平位移变化规律、支撑轴力变形规律以及坑外地表沉降变形规律,得出基坑开挖的时空效应、轴力变

化规律以及周边变形规律。

1 工程概况

1.1 工程水文地质条件

绍兴地铁2号线车站基坑采用明挖顺作法施工,车站总长198.1 m,净宽19.7~24.5 m,标准段基坑深约16.5 m,东、西端头井基坑深分别约18.5、18.1 m,共设4个出入口(包含2个预留物业出入口),2组风亭,1部无障碍电梯,1个安全出入口。

车站沿洋江西路东西向布置,现有地坪标高约6.03~6.17 m,地貌类型为湖沼相沉积平原,地形起伏。根据地质勘察报告,主要土层分布如下:①1层杂色碎石填土、①2层素填土、②2-4层黏质粉土、③1-2层淤泥质粉质黏土、④1层粉质黏土、④2层粉质黏土。分布如表1:

1.2 基坑围护结构支护方案

车站围护结构采用地下连续墙+内支撑型式,主体标准段及盾构井段采用800 mm厚的地下连续墙。竖向设置5道支撑,第一道支撑采用800 mm×800 mm钢筋混凝土支撑,支撑间距约9 m;第二、四、五道为 $\Phi 609$ ($t=16$ mm)钢支撑,第三道为 $\Phi 800$ ($t=20$ mm)钢支撑,钢管支撑体系对撑,水平间距约3 m,具体参数值见表2、表3。

表1 土层分布表

Tab. 1 Distribution of soil layers

层号	土层名称	层厚/m	层顶埋深/m	层顶高程/m	层底埋深/m	层底高程/m
①1	碎石填土	0.50~7.80	0.00~0.00	5.32~5.99	0.50~7.80	-2.29~5.22
①2	素填土	0.80~4.10	0.00~3.10	2.54~5.42	2.70~5.80	-0.11~3.29
②2-4	黏质粉土	0.80~2.20	2.70~5.80	0.10~3.29	4.00~6.70	-1.00~1.99
③1-2	淤泥质粉质黏土	8.90~19.40	3.70~7.80	-2.29~1.99	14.50~24.70	-19.01~-8.61
④1	粉质黏土	0.90~4.50	15.20~24.70	-19.01~-9.48	17.30~25.60	-19.91~-11.58
④2	粉质黏土	1.70~6.30	14.50~25.60	-19.91~-8.61	19.20~31.90	-26.21~-13.31

表2 车站基坑围护结构设计资料

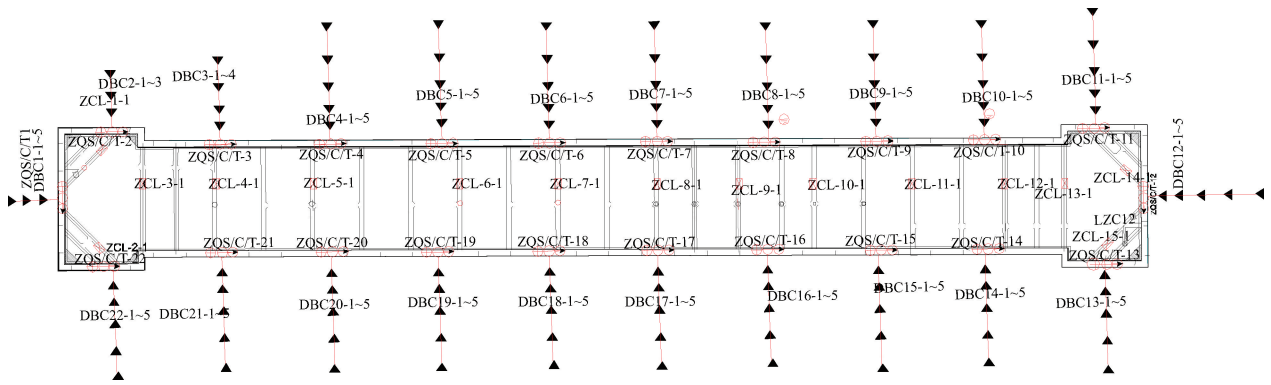
Tab. 2 Design data of station foundation pit retaining structures

结构名称	基坑开挖深度/m	围护结构				支撑体系	地连墙接头方式
		形式	深度/m	厚度/m	插入比		
端头井	18.09	地连墙	42	0.8	1.3	1道混凝土撑+4道钢支撑	H型钢接头
标准段	16.49		38	0.8	1.33	1道混凝土撑+4道钢支撑	

表3 支撑材料特性表

Tab. 3 Characteristics of support materials

名称	材料类型	厚度/m	重度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量/MPa	泊松比
混凝土支撑	弹性	0.8×0.8	25	3×10^4	0.2
钢支撑	弹性	$\Phi 609$ ($t=16$ mm)	78.5	2.06×10^4	0.3
钢支撑	弹性	$\Phi 800$ ($t=20$ mm)	78.5	2.06×10^4	0.3



注:DBC1-DBC22 为周边地表沉降监测点;ZQ1-T1-ZQ1-T22 为围护结构水平位移监测点;ZCL1-ZCL22 为支撑轴力监测点。

图 1 基坑监测布点图

Fig. 1 Monitoring points of foundation pit

1.3 监测方案及点位布置

本工程开挖深度小于 20 m,故工程自身风险等级为二级车站,车站基坑监测等级为二级。为了实施对车站施工过程的动态控制,掌握围护结构和支撑体系的状态,对围护墙体水平位移、支撑轴力、地表沉降等进行现场监控,如图 1 所示。

1.4 施工监测频率与报警值

监测频率见表 4,监测预警见表 5,本项目监测预警标准依据【2018】55 号绍兴市轨道交通集团有限公司监测细则执行(表 4)。

表 4 基坑监测频率表

施工状况	监测频率
开挖深度 0~10 m	1 次/1 天
开挖深度 10~15 m	1 次/1 天
开挖深度>15 m	2 次/1 天
底板浇筑后>3 d	1 次/1 天
拆撑完成后≤3 d	1 次/1 天
一般情况	1 次/3 天

表 5 基坑监测预警表

监测内容	变化速率控制值	
	$\text{/(mm} \cdot \text{d}^{-1})$	累计控制值
墙顶水平位移和地表沉降	东端头井	37
	西端头井	36
墙体水平位移	东端头井	44
	西端头井	42
支撑轴力	主体标准段	36
	—	第一道混凝土支撑 6 000 kN;第二、四道钢支撑 2 550 kN;第三道钢支撑 3 500 kN

2 监测数据分析

2.1 地连墙水平位移变化规律分析

围护结构的侧向水平位移是反映围护结构变形的重要指标,根据绍兴地铁某车站基坑的监测日报,利用 Origin 等数据分析软件整理得出相应的变化曲线图,得出基坑位移变形规律。

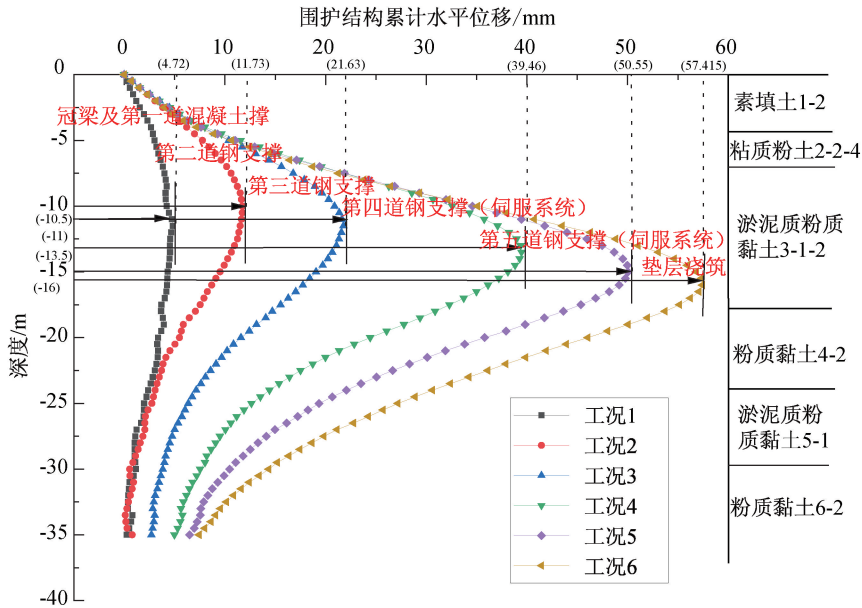
2.1.1 地连墙水平位移实测分析

基坑共布设 22 个测斜监测点,本文选取监测点 ZQT6 和 ZQT16(表 6)作为研究对象进行分析,并绘制出地连墙水平位移与开挖深度间的关系曲线,图 2 为监测点 ZQT6、ZQT16 在不同开挖深度下地连墙水平位移变化曲线。

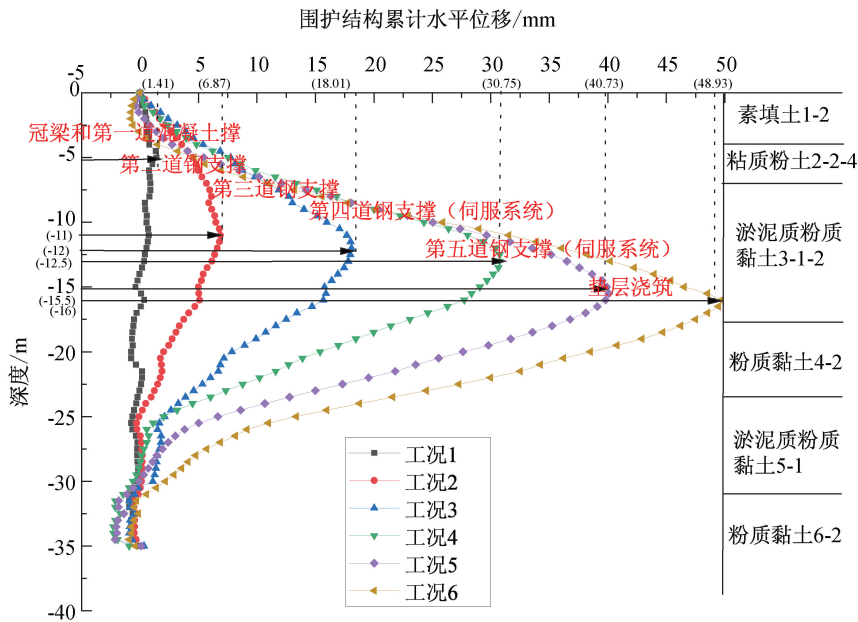
表 6 ZQT6、ZQT16 关键作业点

开挖工况	基坑开挖作业	开挖深度/m
工况 1	地表至第一道混凝土支撑底部	1.30
工况 2	架设第二道支撑	4.40
工况 3	架设第三道支撑	7.45
工况 4	架设第四道支撑	11.45
工况 5	架设第五道支撑	14.85
工况 6	基坑底	16.45

由图 2 可知,地连墙在不同工况下具有以下特点:在基坑开挖初期,地连墙墙体位移变化小,呈悬臂型变形模式;由于墙身受力小,且第一道混凝土支撑发挥了重要作用,深度方向变形不明显。随着开挖深度的增加,最大位移逐渐下移,位移曲线逐渐变成两端小,中部位移大的内凸型模式。以测点 ZQT6 为例,墙体最大水平位移位置由开始的 -10.5 m 下移至 -16 m,最大水平位移值为 57.415 mm,测点 ZQT16 与 ZQT6 相似,最大水平位移的位置也



(a) ZQT6 累计水平位移曲线



(b) ZQT16 累计水平位移曲线

图 2 不同深度的地连墙水平位移

Fig. 2 Horizontal displacement of diaphragm wall at different depths

在-16 m 左右,最大水平位移值为 59.72 mm,都超过地连墙监测预警值,且地连墙墙体的最大变形位置都位于基坑底部。因此,基坑底部加固强度不够,建议加固深度增加至底板下 5 m,以避免出现踢脚型破坏。其中工况 4、5 在架撑的过程中的变形增量占整个基坑总体变形的 50% 以上,主要原因是工况 4、工况 5 处分布着较厚的淤泥质粉质黏土。因此针对绍兴地区基坑变形情况,应在施工过程重点关注工况 4、5 以及深厚软弱土层开挖阶段的变形,建议着重改进变形最大处的施工质

量并提高相应位置支撑的刚度,抑制地连墙的过度变形。

2.1.2 地连墙最大水平位移与开挖深度的关系

通过对基坑地连墙的最大水平位移量与开挖深度的统计,得到图 3。墙体最大水平位移值的范围为 $0.05% H \sim 0.37% H$,平均值为 $0.21% H$ 。且最大水平位移随着开挖深度的增加呈线性增长的趋势,这与其他学者对苏州^[10]、上海^[11]等地的研究结果一致,但略小于苏州上海等软土地区(顺作)地连墙最大水平位移的位置范围,说明最大水平

位移与基坑场地的具体地质条件与施工工艺等因素密切相关。

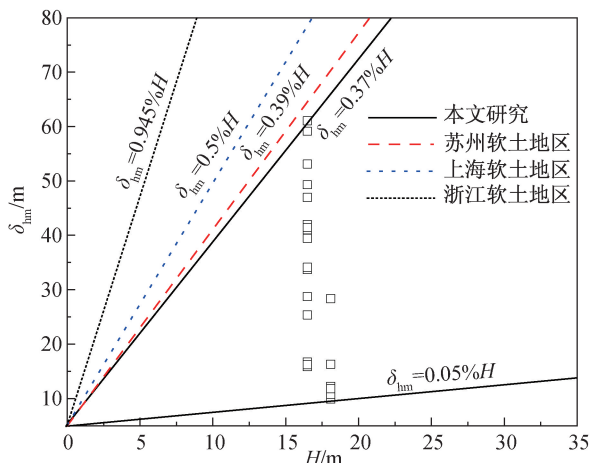


图3 地连墙最大水平位移与深度的关系
Fig. 3 Relationship between maximum horizontal displacement and depth of diaphragm wall

2.2 支撑轴力变化规律分析

车站基坑2~3道钢支撑为普通钢支撑,轴力按设计轴力的1.5倍施加,轴力施加后的24h,再次复加轴力至1.5倍;土方开挖前对相邻钢支撑附加轴力至1.5倍,减少开挖卸载对钢支撑轴力的影响。4~5道伺服系统按设计轴力的1.25倍施加,并及时关注轴力报警情况。

2.2.1 首道混凝土支撑轴力监测分析

绍兴地区车站建设大多效仿杭州基坑支护模式,首道采用混凝土支撑+多道钢支撑的支护方式。主要原因是在开挖初期呈现悬臂式变形,基坑顶部向坑外发生侧向位移,此时如果首道撑架设钢支撑,可能会发生应力松弛的现象,不能抵抗

变形,导致钢支撑脱落,造成人员伤亡等安全事故;而首道支撑采用混凝土支撑能同围护结构浇筑形成整体共同作用,更好地抑制基坑变形。

由图4可发现曲线整体呈下滑趋势,且基坑首道支撑总体为正值(受压),对应的墙顶处于向基坑内移动的状态。而ZCL7-1在开挖加深的同时轴力出现负值,原因可能是随着基坑开挖深度的增加,坑外土压力不断增大,在开挖面处的土压力差增大,推动墙体向坑内变形,加上墙顶与墙底的水平约束,使墙体弯曲变形,导致墙顶向坑外倾倒,这也是墙体最大水平位移位置一般在开挖面处的主要原因,但总体而言车站基坑主要受压力影响。

2.2.2 钢支撑轴力监测分析

本文选取了基坑标准段处具有代表性的两个轴力监测点ZCL8、ZCL9以及端头处轴力监测点ZCL1,每个监测点共四层钢支撑监测轴力数据,其中第二、三道为普通钢支撑,第四、五道为伺服系统。ZCL-8、ZCL-9的轴力时程变化曲线图见图5,图中包含支撑架设的位置以及土层分布情况。

由图5(a)可以发现,轴力呈波动上升的趋势,在下一道支撑架设前上一道支撑轴力出现最大值,下一道支撑架设后上一道支撑的轴力减小。第二道钢支撑整体趋势平稳波动较小,第三道钢支撑施加初始预应力后轴力消散较快,这与图5(b)中这一阶段工况4开挖变形速率增大相互对应。因此,发现支撑预加轴力衰减较多时,应及时补加,使轴力达到预加轴力要求,以防因轴力大幅度减少而导致变形的增大。第三、四道钢支撑采用的伺服系统,自动补偿轴力,轴力相对平稳。使

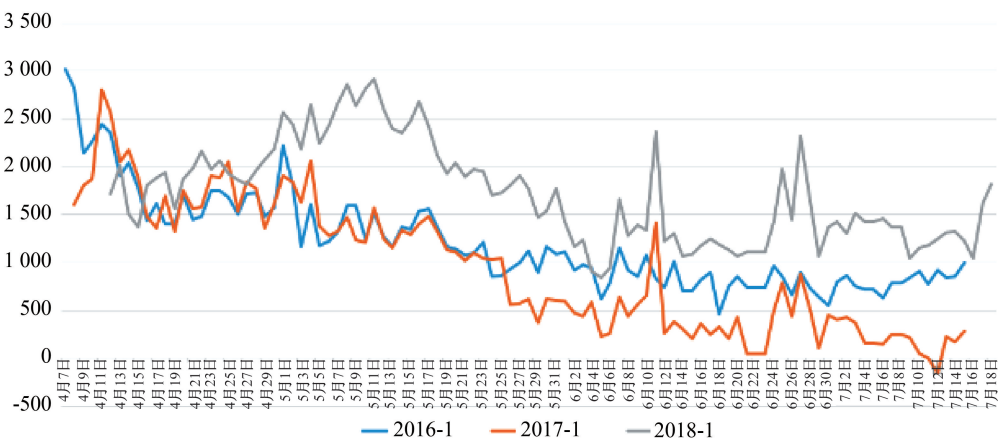


图4 首道混凝土撑轴力时程曲线图

Fig. 4 Time history curve of axial force of the first concrete brace

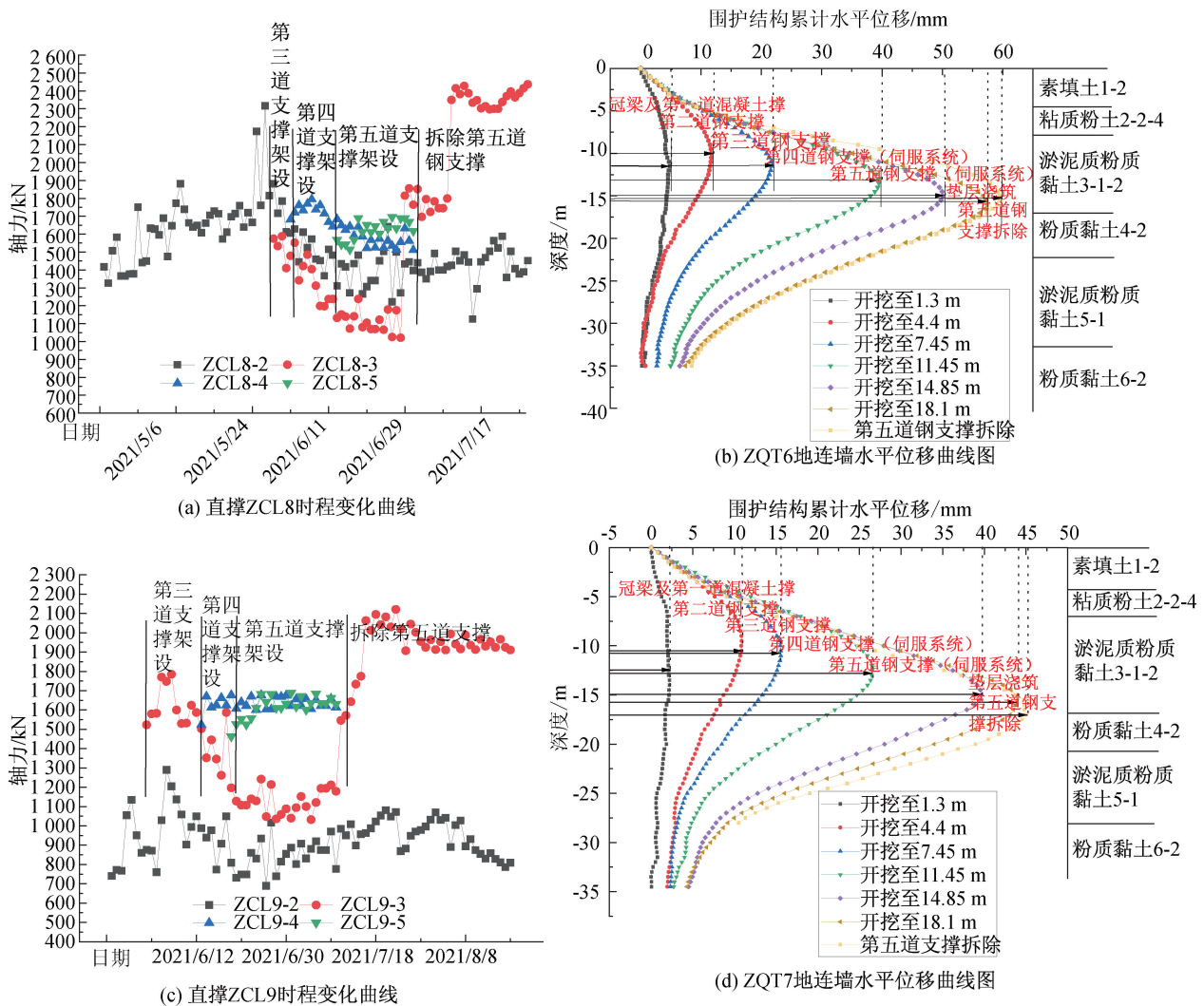


图 5 标准段处各点支撑轴力变化与地连墙水平位移变化关系图

Fig. 5 Relationship between the change of support axial force at each point of standard section and the change of horizontal displacement of diaphragm wall

得基坑开挖至垫层底时虽然墙体位移仍处于增长趋势,但是墙体的变形速度减小,最大的变形速率不到 12%,由此可见伺服系统在淤泥质黏土中对抑制墙体变形起到关键作用。当底板浇筑完成以后,围护结构的变形速度减小,底板达到强度需要 10~20 d 左右的时间后,在此期间变形速度仍缓慢上升。在底板达到强度并拆第五道钢支撑时,墙体水平位移值趋于稳定状态。因此在拆撑时必须先在底板达到一定的强度后再拆撑。

图 6(a)中端头处各层轴力总体趋势呈现波动上升趋势,第二道与第四道钢支撑初始应力较低,与图 6(b)对应的工况 3、工况 5 的开挖使得墙体变化速率增大,导致墙体变形较大。虽然基坑端头处变形较小,为了保证车站基坑的稳定性,后期端头处也要注重支撑轴力的监测并及时进行轴力

的补充。

选取测斜点 ZQT6 为研究对象,由图 7 可以看出工况 1 到工况 3 变形呈现小幅度增长,到了工况 4、5 形成小范围突变。现假设工况 4、5 不架设伺服系统,而是与工况 1、2、3 架设相同钢支撑的情况下,将工况 1 到工况 3 进行数据拟合形成一个二次函数,见图 7,可以得出在未架设伺服系统情况下工况 4、5 变形情况,最终变形达到 80.69 mm。由图 8 可以看出在施加伺服系统之前的变形量占总变形的 82%,而施加伺服系统后变形控制在 18%左右,有效地抑制墙体水平位移。

2.3 地表沉降变化规律分析

2.3.1 地表沉降实测分析

为了更好地分析基坑开挖时地表沉降的变化,图 9 选取端头处 DBC1-3、DBC2-3、BDC11-3、

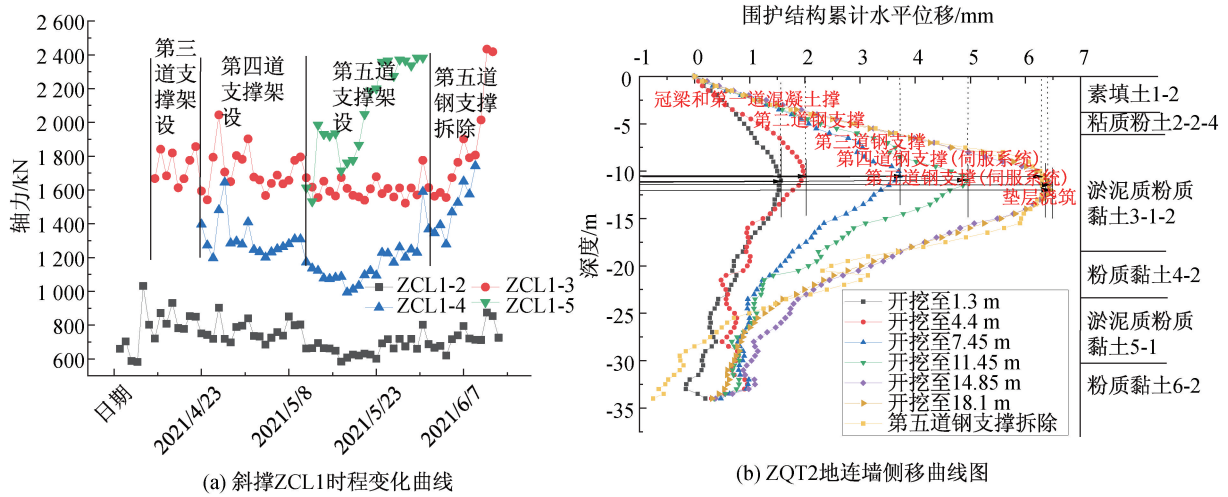


图6 端头处支撑轴力变化与地连墙侧移变化关系图

Fig. 6 Relationship between the change of support axial force at the end and the change of diaphragm wall lateral displacement

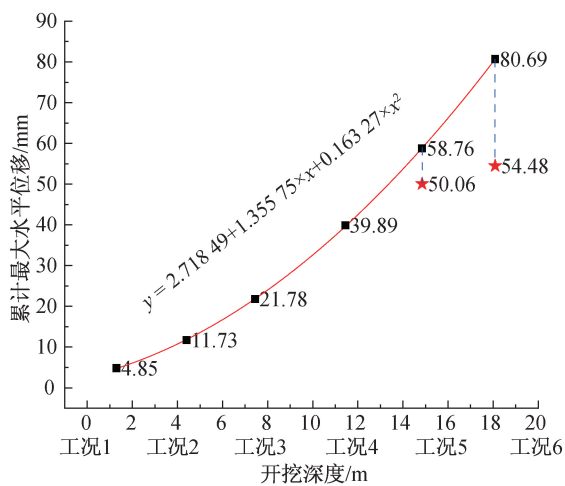


图7 增加伺服系统各工况数据对比分析

Fig. 7 Comparison and analysis of data under various working conditions of added servo system

BDC12-3、DBC22-3 以及标准段处 DBC6-3、DBC8-3、DBC16-3、DBC18-3 测点断面进行分析,横坐标为基坑开挖的起始日期至最后一个流水段架撑完成的日期,纵坐标为坑外地表累计沉降量。由图9可得:地表沉降具有很强的时空效应,随着基坑开挖深度的增加整体呈增加趋势,最大沉降量约为60~80 mm,标准段处沉降曲线的下降趋势与端头处相比更剧烈。其原因是端头处受空间效应机制的影响,在坑角附近处,受土拱效应影响导致土压力的减小,进而导致围护结构及邻近土体沉降变形较小,标准段中部受长边效应影响导致沉降变形较大,此变化规律与地连墙水平位移变化规律呈正相关。

由图10可得,DBC8与DBC16分别是基坑南

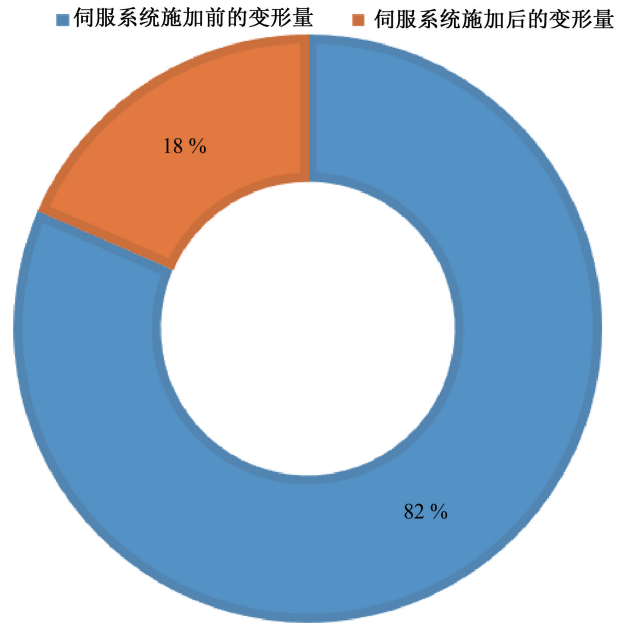


图8 施加自动伺服系统前后变形量比重

Fig. 8 Specific gravity of deformation before and after applying automatic servo system

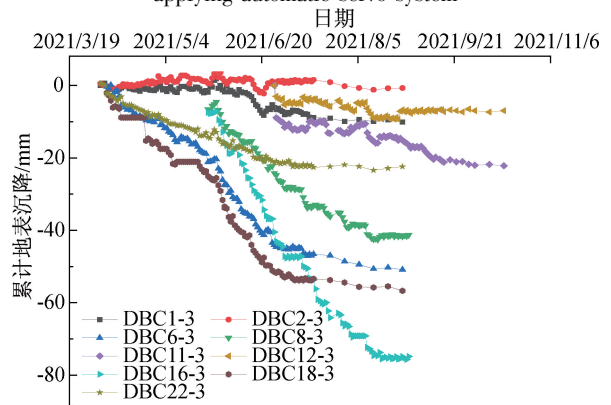


图9 地表沉降随时间变化曲线

Fig. 9 Time varying curve of surface subsidence

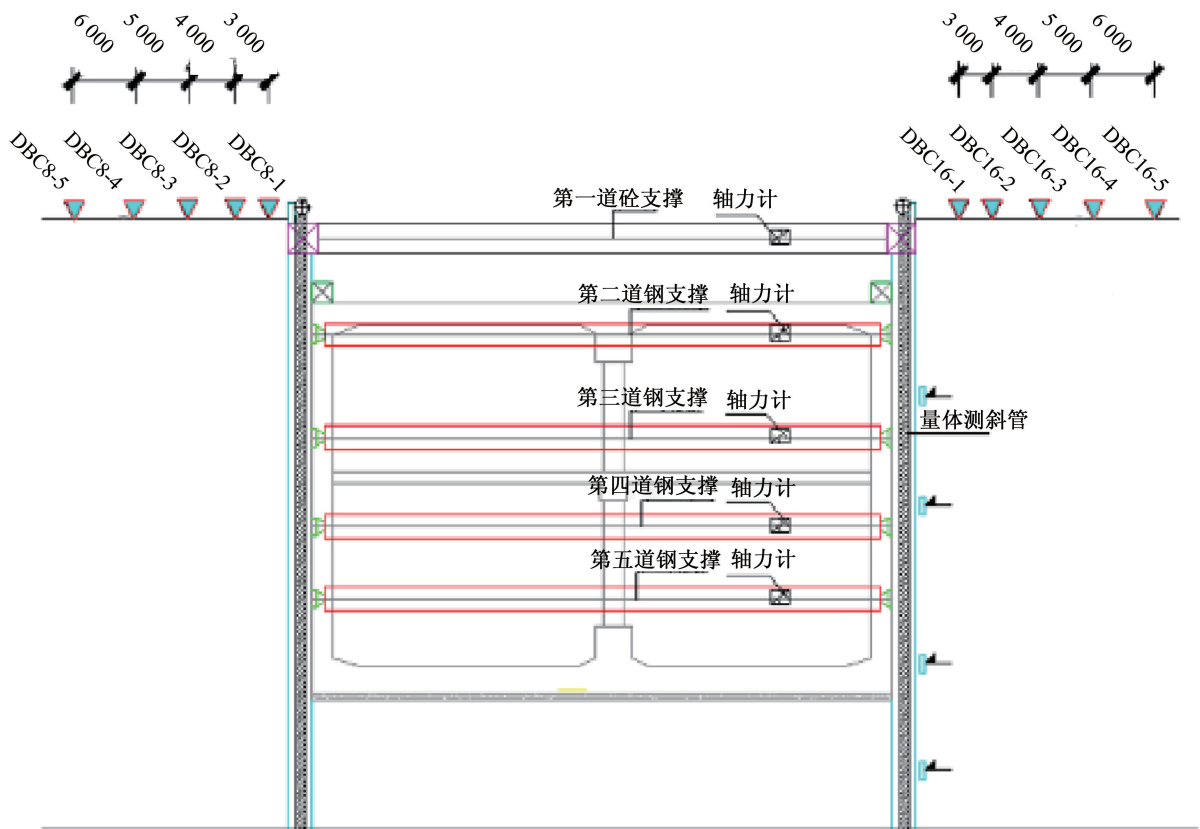


图 10 DBC8-DBC16 基坑沉降断面图(单位:mm)

Fig. 10 Section of DBC8-DBC16 foundation pit settlement

北两侧对称的地表沉降断面,在同一时间测得的监测点 DBC8-1—DBC8-5、DBC16-1—DBC16-5 地表沉降时程变化曲线图。由图 11 可知:在基坑开挖初期地表沉降并不大,最大值约为 8 mm,距离地连墙 4 m,此时沉降状态呈三角形模式。随着基坑的开挖,逐渐由三角形模式最终转化为凹槽型模式,地表沉降监测点 DBC8、DBC16 最大沉降约 50、80 mm 且都距墙体 14 m 处,基坑开挖对两侧影响范围为(0.12~1.22)H。

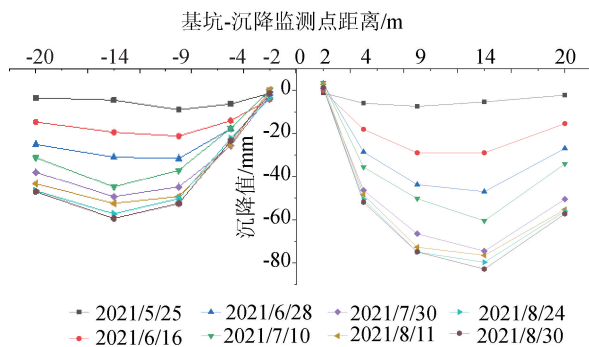


图 11 DBC8-DBC16 地表沉降变化对比

Fig. 11 Comparison of surface settlement change of DBC8-DBC16

随着开挖的进行,土体沉降不断增加,地表沉降-距离曲线呈凹槽型变化,最大值点距离基坑边缘为 14 mm。其中 DBC16 监测断面地表沉降最大值约 80 mm,DBC8 监测断面的地表沉降最大值为 50 mm 左右,随着基坑开挖,土体扰动程度的不同,监测断面沉降最大值在开挖过程有所变动,但最终最大值均距离基坑大约 14 m。基坑南侧的沉降大于基坑北侧是由于南侧处于车载路上,挖土机等大型机械设备的长期堆载,导致南侧的沉降大于北侧,因此排水沟应避免该地段设置。

2.3.2 地表沉降与开挖深度的关系

由图 12 可知,本基坑工程地表最大沉降介于 0.01% H ~0.5% H 范围之间,地表沉降最大值与基坑开挖深度呈线性增长,与其他地区所总结的沉降-开挖深度的规律相符。本文所研究的地铁车站基坑工程的开挖深度对抗外最大沉降值的影响(除徐中华等^[12]统计上海软土地区外)明显大于乔亚飞等^[13]统计无锡、张尚根^[14]统计南京、葛明^[15]统计天津等地。

2.3.3 地表沉降范围规律分析

图 13 中横坐标 d/H 是沉降监测点到地连墙的距离与开挖深度的比值,现对横、纵坐标进行无

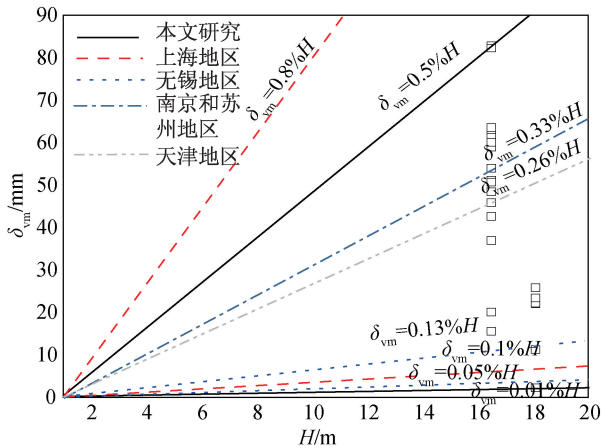


图 12 坑外最大地表沉降与开挖深度关系图

Fig. 12 Relationship between maximum surface settlement outside the pit and excavation depth

量纲处理。Peck^[3]等人将土体分为三区,由图可知本基坑的沉降统计值大多都在 Peck 所划分的 I 范围内,只有个别点在 II 区域内,绍兴地区对应的地质条件为区域 I 的地质条件,说明地连墙围护结构对基坑变形抑制效果明显,使得基坑坑外沉降较小。对于 Hashash 所提出的沉降曲线能够较为准确地预测上海地区基坑地表沉降曲线,但该曲线预测绍兴地区的地表沉降时,在(0~1.5)H 范围处预测较低,在(1.5~3.5)H 范围处预测较高。墙后地表最大沉降值为 0.5%H,基坑沉降范围延伸至墙后约 1.2H 处,绍兴地区某地铁站开挖引起的地表沉降范围主要影响区为(0~1.2)H。

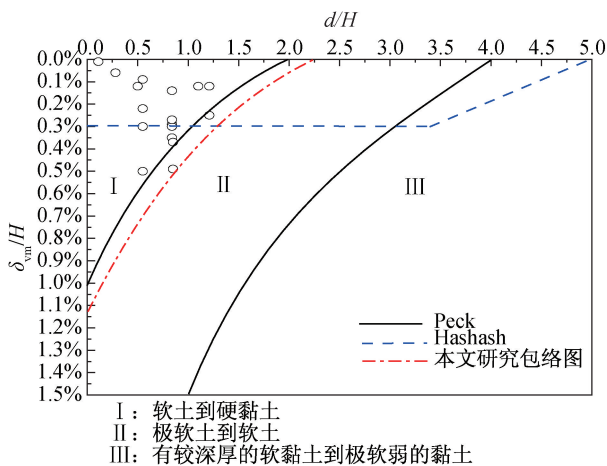


图 13 墙后地表沉降范围曲线图

Fig. 13 Curve of surface settlement range behind the wall

2.3.4 地连墙水平位移与地表沉降的关系

图 14 是通过无量纲化最大地表沉降与围护结构最大水平位移的关系图, δ_{vm} 在 $0.2\delta_{hm}$ 和 $2.3\delta_{hm}$ 范围之间,平均值为 $1.25\delta_{hm}$ 。由图可知:最大地表

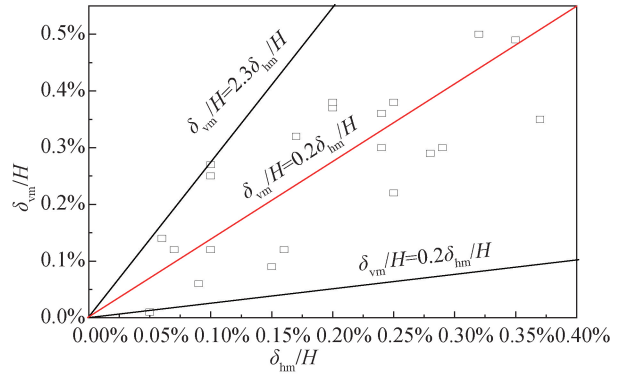


图 14 地连墙最大水平位移与墙后最大地表沉降之间的关系

Fig. 14 Relationship between the maximum horizontal displacement of diaphragm wall and the maximum ground settlement behind the wall

沉降与最大水平位移的比值普遍大于 1,表明坑外最大地表沉降普遍大于围护结构最大水平位移;说明基坑开挖对周边环境的影响较大,在今后绍兴地区基坑开挖中要更加注重周边环境的保护,减小基坑开挖的环境效应。

3 结论

本文主要介绍了绍兴某地铁站基坑开挖过程引起基坑开挖的监测实施情况。根据监测分析总结了绍兴地区基坑工程围护结构的水平位移、支撑轴力以及坑外地表沉降的变形规律,得出基坑开挖的时空效应、轴力变化规律以及周边效应影响等,主要结论如下:

- 1) 根据车站基坑实测数据分析得出墙体水平位移以及地表沉降各个阶段的变形模式以及变形范围。
- 2) 在今后建议绍兴地区软土地层基坑变形控制中,在施工成本允许的情况下,使用伺服系统。
- 3) 落实好“一撑一挖、挖前补压”的方案,是控制基坑变形的关键。建议基坑底部加固深度增加至底板下 5 m,增加被动抗力,防止出现“踢脚型”破坏。

参考文献:

[1] 谢乐,钱德玲,杨罡,等.合肥地区地铁车站深基坑稳定性分析[J].安徽工业大学学报,2019,42(11):1530-1535.
 [2] 陈小巍,刘杰,何杰,等.地铁车站深基坑围护结构变形监测与数据分析[J].湖南工业大学学报;自然科学版,2012,9:33-36.
 [3] 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, 1969:225-290.
- [4] 廖少明,魏仕锋,谭勇,等.苏州地区大尺度深基坑变形性状实测分析[J].岩土工程学报,2015,37(3):458-469.
- [5] 杨小莉.深基坑开挖过程中对基坑变形和周边环境的影响分析[J].建筑施工,2017,39(7):33-42.
- [6] 王海超,张恒,刘伟生,等.哈尔滨市某地铁车站深基坑工程监测与数值模拟[J].施工技术,2018,47(7):88-92.
- [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):507-512.
- [8] 王杰光,敬国均,徐婧,等.杭州地铁青年路站深基坑监测分析[J].土工基础,2019,33(2):116-120.
- [9] 张秀川,闫磊,赵宝,等.伺服系统钢支撑同步施工技术临近地铁狭长深基坑中的应用[J].施工技术,2016,45(19):23-26.
- [10] 张佳莉.苏州地区软土深基坑围护结构变形特性及稳定性研究[D].苏州:苏州大学,2020.
- [11] 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.
- [12] 徐中华,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.
- [13] 乔亚飞,王军,王春波.无锡地区地铁车站深基坑变形特性[J].岩土工程学报,2012,34(S1):761-766.
- [14] 张尚根.软土深基坑开挖地表沉降分析[J].地下空间与工程学报,2013,9(S1):1753-1757.
- [15] 葛明.天津软土地区地铁基坑开挖变形规律及影响因素研究[D].北京:北京交通大学,2016.

(责任编辑 王利君)

(上接第23页)

- [13] SHEN K J, WAN Shui, MO Y L, et al. Behavior of Single-Box Multi-Cell Box-Girders with Corrugated Steel Webs Under Pure Torsion. Part II: Theoretical Model and Analysis[J]. Thin-walled Structures, 2018, 12(9):558-572.
- [14] 包世华,周坚.薄壁杆件结构力学[M].北京:中国建筑工业出版社,2006.
- [15] KO H, MOON J, SHIN Y, et al. Non-Linear Analyses Model for Composite Box-Girders with Corrugated Steel Webs Under Torsion[J]. Steel and Composite Structures, 2013, 14(5):409-429.
- [16] 张彦玲,刘宇坤,李运生.波形钢腹板组合箱梁抗扭性能的试验及理论研究[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2021,34(2):1-9.

(责任编辑 王利君)