

深基坑围护结构横向位移监测和数值模拟分析

齐朋¹, 张宇奇², 王宁¹

(1. 中建八局第一建设有限公司, 山东 济南 250100; 2. 中国建筑股份有限公司技术中心, 北京市 101300)

摘要:为研究涉水深基坑围护结构横向位移的影响因素,结合工程实际,采用通用有限元软件 Abaqus 对基坑开挖过程进行模拟,并将模拟结果与监测结果进行对比。利用建立的计算模型,对地下连续墙的混凝土等级、厚度、深度等若干影响深基坑围护结构位移控制能力的因素进行分析,总结了各因素对控制深基坑围护结构变形的影响程度,可为深基坑工程的围护结构变形控制提供借鉴。

关键词:深基坑; 围护结构; 地下连续墙; 数值模拟; 监测; 变形

1 引言

深基坑开挖过程中,围护结构横向位移既会影响现有基坑的工程质量,也会影响未来主体结构施工和使用安全性、耐久性,还可能导致周边建(构)筑物倾斜、开裂。所以围护结构横向位移是反映基坑安全的重要指标,在设计和施工中均受到各方的重视^[1-3]。

许多学者针对深基坑围护结构及周边地面的内力、变形、位移等问题采取不同的方法从多种角度进行深入研究,取得了众多成果。以围护结构横向位移为例,Clough 等将内支撑和锚拉系统的开挖所导致的围护结构变形进行了分类,并给出了预估墙体位移图表^[4];王磊等通过将模拟结果与监测数据进行对比,分析了地下连续墙入土深度和地面堆载对逆作法地下连续墙墙体横向位移的影响^[5];许杰等使用 Abaqus 有限元平台对不同断面形式的地铁隧道基坑进行模拟,研究了基坑开挖对围护结构和周边环境的影响^[6];许昭依托天津体育中心地铁站,对地下连续墙的最大横向位移和所在位置进行了深入研究^[7];王绍君等使用数值模拟方法研究了在考虑冻胀条件下的深基坑支护体系变形及控制方法^[8];和孙文等采用有限元方法,研究了盖挖逆作法基坑变形规律及稳定性^[9];刘晓峰等利用监测与数值模拟相结合的方法研究了深基坑二次开挖支护结构的变形与控制措施^[10];金生吉采用有限元软件 Midas/GTS 研究了基坑支撑轴力与围护结构

变形的关系^[11];万志辉等研究了土层的弹性模量和内摩擦角与深基坑围护结构变形的关系^[12];张少文等通过对监测数据进行分析并与有限元软件的模拟结果进行对比,研究了地下连续墙竖向位移规律^[13];孙锴等结合深基坑工程实例,研究了泥炭土深基坑施工的基坑变形规律和对周边环境的影响^[14]。

该文依托北京通州广渠路东延道路工程某标段的工程实际,利用通用有限元软件 Abaqus,依据勘察和设计文件,对基坑开挖和围护结构修建过程建立三维动态模型,与施工过程中的监测数据进行对比。同时针对施工中易于实施的改变围护结构横向位移控制能力的措施进行模拟研究,并分别与实际施工方案进行对比分析,研究各项措施的可行性,并对实际工程提出建议。

2 工程概况

2.1 工程简介

广渠路东延工程作为广渠路的一部分,位于北京市通州区,起点为怡乐西路,终点与东六环路相交,沿通朝大街、运河西大街、运河东大街布置。该文研究标段全长 1.604 km,工程项目的 90% 为隧道和管廊,其横断面采用明挖双洞隧道形式,开挖最深处达 32 m,其中约 400 m 的隧道需下穿河道。该标段基坑深度较深,涉水,且位于中心城区,靠近道路、桥梁、生活区,部分管线毗邻或需要穿越基坑,施工难度和风险较大。

收稿日期:2021-03-19(修改稿)

基金项目:中国建筑股份有限公司研发项目(编号:CSCEC-2016-Z-21,CSCEC-2018-Z-7)

作者简介:齐朋,男,大学本科,高级工程师。E-mail:13910503380@139.com

2.2 地质条件

根据勘察报告的描述以及钻探资料和室内土工试验结果,工程场区地面以下70 m深度范围内地层按其沉积年代及工程性质可分为人工堆积层、新近沉积层及第四纪沉积层3大类。

2.3 基坑及围护结构设计介绍

全标段的基坑采取明挖法施工,下穿河道部分采用围堰明挖法施工。隧道主体结构宽30.5 m,高13.8 m,顶板厚1.0 m,底板厚1.4 m,侧墙厚1.0 m,采用C35P10钢筋混凝土结构。围护结构采用地下连续墙增加支撑的形式,地下连续墙采用C40P8钢筋混凝土结构。在支撑方面,首排撑为1 m×0.8 m的C35钢筋混凝土结构,横向间距9 m。其余支撑均为Q235钢管撑,钢管支撑的外径为0.8 m,壁厚为20 mm,横向间距为3 m。所有支撑中部均使用埋深为700 mm的钢板格构柱对其进行支撑。

该文选择下穿运河段基坑中24 m长的一段基坑,该段基坑典型断面设计图见图1,基坑深约20 m,地下连续墙厚0.8 m,墙深36 m,共使用5排支撑(1排混凝土支撑,4排钢支撑),每道钢支撑均施加1 000 kN的预应力。每排支撑的中心到地下连续墙墙顶的距离分别为:0.5、3.9、7.7、11.4、15.8 m。土体分层开挖,

前5层土体的开挖底面位于该土层对应支撑底面标高下0.3~0.5 m,第6层土体直接开挖至基坑底面。

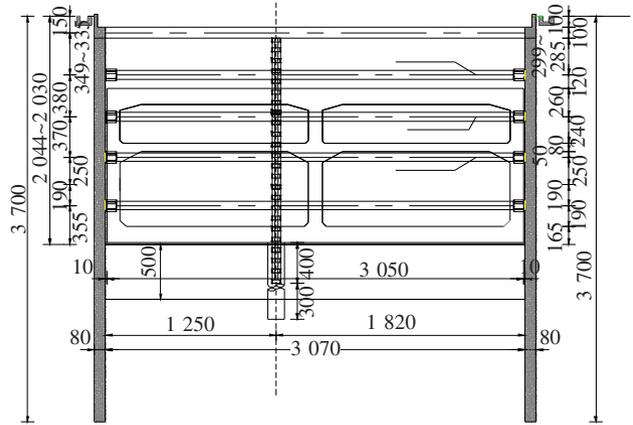


图1 广渠路北运河节点隧道典型断面设计图(单位:cm)

2.4 基坑监测方案

在施工中对基坑、地面、道路、地面以下设施的沉降、位移、倾斜、裂缝等均进行了监测。文中所涉及到的围护结构位移监测点位布置见图2。其中,地下连续墙顶部水平位移使用徕卡TSO9全站仪、钢卷尺和棱镜进行检测;地下连续墙的深层位移使用SINCO测斜仪和测斜管进行监测。

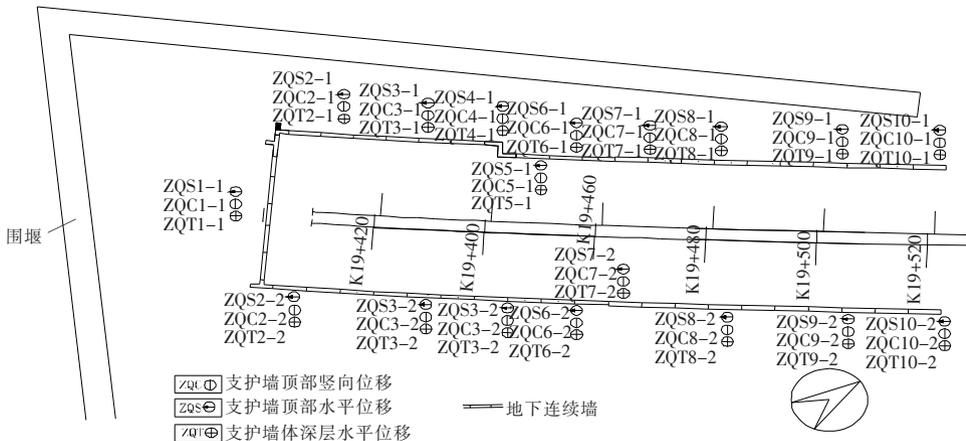


图2 地下连续墙位移测点布置图(单位:m)

3 基坑影响因素分析

3.1 监测结果分析

监测工作从地下连续墙浇筑完成后开始,一直到主体结构施工完成后结束,根据研究关注对象,节选从基坑开始开挖至完成开挖的时间段。测点ZQT7-2各工况下地下连续墙水平位移与其埋深的关系曲线见

图3,曲线中横向位移的正方向为基坑内部方向(与后文图中一致,不再赘述)。

由图3可见:基坑开挖首层土体时,因破坏了原有土体间的受力平衡,使基坑内、外侧土压力不平衡,导致围护结构向基坑内侧变形,最大水平位移在墙顶处,为1.8 mm。继续开挖,由于首排混凝土支撑刚度较大,再加上不平衡土压力逐渐增大且合力点逐渐下移,围护结构的位移曲线逐渐形成“C”形曲线。随着开挖

深度的加深,地下连续墙最大水平位移逐渐增大,出现最大水平位移的位置逐渐下移,开挖第3层土时,地下连续墙的最大水平位移大致出现在开挖深度的60%处。在每种工况下地下连续墙与土体的接触处尚存在横向位移值,但在埋置深度内,地下连续墙的横向位移逐渐趋近于0以保证围护结构的整体稳定性。

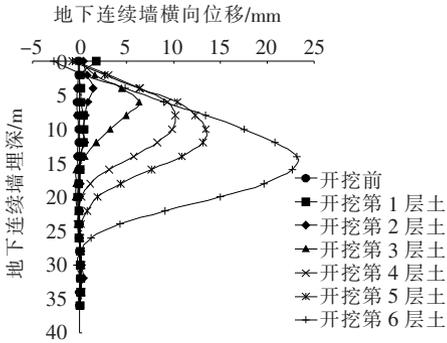


图3 测点 ZQ17-2 各工况下地下连续墙横向位移曲线

3.2 模型建立

使用通用有限元软件 Abaqus 建立基坑动态模型。模型参数依据勘察文件和设计图纸,模拟从地下连续墙浇筑完成开始到基坑开挖完毕结束,一共包括6层土体的开挖和5道支撑的施加。根据地质勘查报告,土体使用 Mohr-Coulomb 本构模型进行模拟,材料参数见表1。由于地下连续墙及支撑的变形量远小于其几何参数,故采用线弹性本构模型进行模拟,材料参数见表2。选用禁止穿透的面-面接触模型对地下连续墙-土体间的接触特性进行模拟,接触面采用有限滑动的库仑摩擦模型。

表1 土体材料参数

土体	厚度/ m	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	压缩模 量/MPa	泊松 比	黏聚 力/kPa	内摩擦 角/($^{\circ}$)
粉土	2.0	1 750	5.7	0.20	8	12.0
细砂	5.5	2 000	35.0	0.25	5	30.0
细砂	6.5	2 050	45.0	0.20	5	34.0
细砂	9.2	2 060	50.0	0.25	4	34.0
粉质黏土	9.0	1 920	20.0	0.15	40	18.8
粉质黏土	48.1	1 980	19.1	0.20	53	15.8

表2 地下连续墙及支撑材料参数

材料	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模 量/GPa	泊松比	
地连墙	C40 混凝土	2 400	32.5	0.2
混凝土支撑	C35 混凝土	2 400	31.5	0.2
钢支撑	Q235 钢材	7 900	200.0	0.2

在土体最下侧施加固定约束,前后左右4个方向施加对称约束,在土体的上表面施加20 kPa的地面荷载。所有构件均施加重力,重力加速度为 9.8 m/s^2 ,方向向下,土体和围护结构均使用C3D8R单元。

通过利用单元生死的方法,分步在各施工步骤中移除相应的土体单元和激活相应的支撑单元以模拟各工况下土体和支撑几何模型的变化,工况(时间步)设置见表3。在工况0-1和0-2通过施加地应力和重力保证初始地应力平衡,在工况1-1到6-1实现基坑的逐层开挖和各排支撑的设置。

表3 工况(时间步)设置情况

工况序号	时间步类型	完成工作	步长
0-1	初始状态	施加地应力	N/A
0-2	静地压力	施加重力	0
1-1	静力	开挖第1层土体	2
1-2	静力	设置第1排支撑	2
2-1	静力	开挖第2层土体	2
2-2	静力	设置第2排支撑	2
3-1	静力	开挖第3层土体	2
3-2	静力	设置第3排支撑	2
4-1	静力	开挖第4层土体	2
4-2	静力	设置第4排支撑	2
5-1	静力	开挖第5层土体	2
5-2	静力	设置第5排支撑	2
6-1	静力	开挖第6层土体	2

由于围护结构的深层横向位移控制是设计和施工中的重点之一,该节将考察3种施工中易于实施的改变围护结构横向位移控制能力的措施——改变地下连续墙的混凝土等级、厚度和长度,分别对基坑开挖的过程进行模拟,以研究上述3种方法的可行性。

3.3 设计、监测与模拟结果对比

通过对施工过程进行模拟计算,可得出各工况的分析结果,在工况6-1下围护结构横向位移最为严重,与监测结果(测点 ZQT7-2)和设计计算书中的结果一致。上述3种方法所得的地下连续墙横向位移-地下连续墙埋深曲线见图4。由图4可见:3条曲线中围护结构横向位移随深度变化趋势除顶端外基本一致,顶端的数值和趋势均有较大差异是因为模拟与设计所采用的预估地面堆载数值难以完全符合实际。围护结构模拟横向位移最大值为20 mm,监测横向位移

最大值为 23 mm,均小于设计文件中的横向位移最大值 28 mm,模拟结果与监测结果相比其误差约为 11%。模拟中,围护结构最大横向位移值出现的深度为 13.9 m,约为基坑开挖深度(22 m)的 63.2%,监测中最大横向位移值出现的深度为 14.8 m,约为基坑开挖深度的 67.3%,模拟结果与监测结果相比的误差约为 6%。墙体变形均呈现出“C”形的趋势,说明混凝土支撑和钢支撑有效阻止了墙体上部的变形。上述结果说明该模拟结果比较准确,可基本反映该围护结构施工时的变形情况。

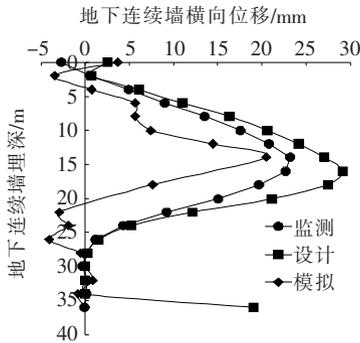


图4 工况5-2地下连续墙横向位移对比曲线

3.4 地连墙混凝土等级对围护结构深层横向位移的影响

地下连续墙的混凝土等级是基坑设计的重要参数,该节将通过修改模型中地下连续墙的材料属性,分别使用 C30、C35、C45 混凝土,与实际情况下的 C40 混凝土共同进行模拟和对比,所得的围护结构横向位移与其埋深的关系曲线见图 5。

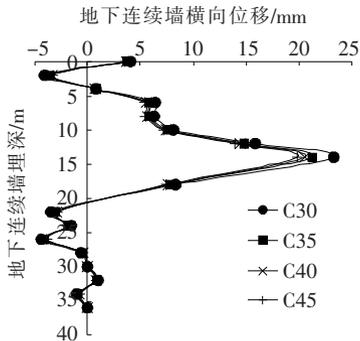


图5 不同混凝土等级的地下连续墙对围护结构深层横向位移的影响曲线

由图 5 可见:随着地下连续墙混凝土等级的提升,围护结构的横向位移值不断减小,但减小值比较有限,如采用 C45 混凝土构筑地下连续墙,相对实际情况(采用 C40 混凝土),围护结构的最大横向位移仅减少 1.73 mm,约为 3.5%。围护结构最大横向位移所在

的深度几乎不变。因此,当地下连续墙的混凝土等级满足基坑变形稳定性要求后,继续提升混凝土等级对控制围护结构横向位移的作用较小。

3.5 地连墙深度对围护结构深层横向位移的影响

地下连续墙的深度是基坑设计的重要参数,该节将地下连续墙深度分别修改为 30、33、39 和 42 m,与实际情况的 36 m 进行模拟和对比分析,所得围护结构横向位移与地下连续墙深度的关系曲线见图 6。

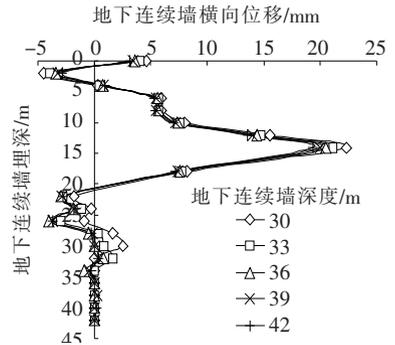


图6 不同深度的地下连续墙对围护结构深层横向位移的影响曲线

由图 6 可见:随着地下连续墙深度的提升,围护结构的横向位移值不断减小,但减小值比较有限,如采用 42 m 深的地下连续墙相对 30 m 深的地下连续墙,埋深提升了 40%,但其最大横向位移仅减少 3.75 mm,约为 15%。但是所有超过实际深度(36 m)的地下连续墙的最下方的横向位移基本接近于 0,而小于实际深度的地下连续墙的人土深度内的横向位移会随着深度的减小而增长迅速,会影响到围护结构的稳定性。此外,地下连续墙最大横向位移所在的深度几乎不变。因此,提升地下连续墙深度对控制横向位移的作用有限,但可有效提升围护结构的稳定性。

3.6 地连墙厚度对围护结构深层横向位移的影响

地下连续墙的厚度是基坑设计的重要参数,该节将地下连续墙厚度分别修改为 400、600、1 000 和 1 200 mm,与实际情况的 800 mm 进行模拟和对比分析,所得围护结构横向位移与地下连续墙厚度的关系曲线见图 7。

由图 7 可见:随着地下连续墙厚度的提升,围护结构的横向位移值明显减小,如采用 1 200 mm 厚的地下连续墙相对实际情况(800 mm 厚的地下连续墙),厚度提升了 50%,其最大横向位移减少 5.78 mm,约为 24%;采用 400 mm 厚的地下连续墙相对实际情况(800 mm 厚的地下连续墙),厚度减少了 50%,其最大横向位移增大 11.09 mm,约为 55%,同时,地下连续

墙入土深度内的横向变形增长迅速,尤其在埋深2~3 m处,远大于实际情况。此外,地下连续墙最大横向位移所在的深度几乎不变。因此,提升地下连续墙厚度可有效控制围护结构横向位移,提升围护结构的稳定性。

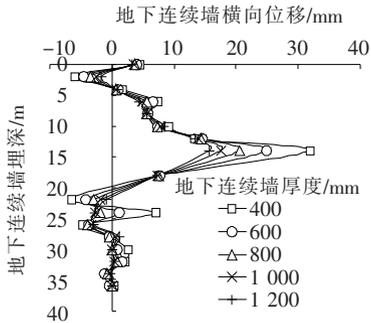


图7 不同厚度的地下连续墙的侧移—埋深曲线

4 结论

通过对某基坑工程的开挖和围护结构的修建过程进行模拟,采取单因素分析方法依次对地下连续墙混凝土等级、地下连续墙深度、地下连续墙厚度等影响围护结构横向位移的因素进行分析,得到以下结论:

(1) 数值模拟结果与监测值的误差较小,变化趋势基本一致,且均小于设计值,说明数值模型设置比较合理,模拟结果比较可信。

(2) 围护结构的最大横向位移出现在距墙顶约2/3的位置,且该位置基本不受地下连续墙混凝土等级、深度和厚度的影响,但位移受到上述因素的影响。

(3) 通过增大地下连续墙混凝土等级以试图减小围护结构横向位移的效果不明显。

(4) 增大地下连续墙深度对减小围护结构横向位移意义不大,但可有效减小地下连续墙埋藏深度内的水平位移,提升围护结构的稳定性。

(5) 提升地下连续墙厚度可有效控制围护结构的横向位移,并提升围护结构的稳定性。

参考文献:

- [1] 陈建平,吴立,闫天俊,等. 地下建筑结构[M]. 北京:人民交通出版社,2008.
- [2] 王卫东,徐中华. 基坑工程技术新进展与展望[J]. 施工技术,2018,47(6):53-65.
- [3] 洪开荣. 我国隧道及地下工程发展现状与展望[J]. 隧道建设,2015,35(2):95-107.
- [4] CLOUGH G W, ANDO'ROURKE T D. Construction Induced Movements of Insituwalls[C]. Proceedings, ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE, New York, 1990: 439-470.
- [5] 王磊,关群. 逆作法地下连续墙侧移的监测与数值模拟分析[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版),2018,41(7):962-967.
- [6] 许杰,顾国荣,杨石飞. 邻近地铁基坑开挖影响有限元参数化分析[J]. 地下空间与工程学报,2013,9(2):284-290.
- [7] 许昭. 天津体育中心地铁站深基坑施工对周边环境的影响研究[J]. 施工技术,2017,46(9):63-66.
- [8] 王绍君,刘江云,耿琳,等. 深基坑支护体系冻胀变形及控制三维数值分析[J]. 土木工程学报,2018,51(5):122-128.
- [9] 和孙文,宋冉,张社荣,等. 盖挖逆作法地铁车站围护结构变形及稳定性分析[J]. 中外公路,2016,36(5):180-185.
- [10] 刘晓峰,彭成,熊智彪,等. 复杂深基坑二次开挖支护结构设计及监测分析[J]. 施工技术,2019,48(1):31-35.
- [11] 金生吉,陈华,舒哲,等. 明挖公路隧道基坑钢支撑轴力监测与数值模拟分析[J]. 隧道建设(中英文),2018,38(5):740-746.
- [12] 万志辉,刘红艳,步艳洁. 深基坑围护结构变形监测与数值模拟分析[J]. 施工技术,2015,44(7):83-86.
- [13] 张少文,程康,郝郁清. 苏州软土地区地铁基坑墙顶竖向位移变形特性分析[J]. 中外公路,2018,38(6):1-6.
- [14] 孙锴,彭峰,杨果林,等. 泥炭土深基坑支护设计和位移监测[J]. 公路工程,2018,43(4):62-66,132.