

深厚淤泥质软土深基坑围护结构变形数据分析

苟学登

中国水利水电第四工程局有限公司

摘要: 本文以绍兴2号线某地铁工程深厚淤泥质软土深基坑工程为例,采用基坑工程施工全过程跟踪监测方法,通过深基坑围护结构监测数据分析,总结了深厚淤泥质软土深基坑围护结构变形规律。分析结果表明:深厚淤泥质软土地层基坑围护结构变形主要发生在基坑最后两层土方开挖期间;坑边荷载对基坑围护结构变形有较大影响,基坑周围地表沉降与围护结构变形密切相关且受坑边荷载、施工措施影响较大。

关键词: 深基坑; 淤泥质软土; 围护结构; 变形规律

【DOI】 10.12254/j.issn.2096-6539.2023.14.025

引言

随着我国城市化进程的高速发展,深大基坑工程数量与日俱增,因城市发展的需要,城市地铁轨道基坑不可避免地会在城市主城区或交通量巨大的城市主干道周边进行施工,加剧了深基坑施工的风险。在上海、天津等软土地层分布广泛的城市中,大规模地下空间开发带来的基坑开挖扰动环境影响越来越引起社会各界关注。绍兴地区广泛分布有深厚、连续的淤泥质软土地层,绍

兴地铁所路经的城区北部镜湖地段淤泥质土最大厚度达30m,含水率最高达60%以上,同时绍兴地区水网密布,水头压力大,车站及附属临近河道情况众多。

在城市区域的施工环境下,能否认清软弱地层基坑开挖变形规律及其风险并加以有效控制,对基坑工程安全及其周边环境保护至关重要。本文以绍兴市某深厚淤泥质软土地层深基坑工程为例,分析、总结了基坑围护结构及其对应地表沉降变形规律,同时探讨了本工程基坑开挖过程中采取的若干施工措施对控制变形的积极效应,以期对同类型深基坑工程变形控制提供有益参考。

一、工程概况

(一) 基坑围护形式概述

绍兴2号线某地铁换乘车站为地下两层钢筋混凝土箱型结构,车站基坑净宽21.7m~27.8m,基坑标准段开挖深度约17.5m,两个端头井开挖深约19.0m,换乘段开挖深约26.4m。基坑采用明挖顺作法施工,围护体系采用地下连续墙+五道内支撑(局部7道)+坑内土搅拌加固的形式。基坑相关参数统计见表1。

(二) 工程地质条件

表1 本工程基坑围护体系相关参数

位置	围护形式	基坑挖深	基坑宽度	原设计内支撑体系
小里程端头井	800mm厚地下连续墙	18.3m	24.9m	1道800mm*900mm砼支撑+4道钢支撑
标准段基坑		16.7~17.1m	19.7 m	1道800mm*800mm砼支撑+4道钢支撑
大里程端头井		约18.7m	24.9m	1道800mm*900mm砼支撑+4道钢支撑

本工程场地处于浙北平原湖沼相沉积平原地貌区,场地地势平坦,原地坪标高4.13~5.71m。详细勘察资料显示,本项目深基坑地下连续墙围护结构范围地层从

上到下主要有碎石填土和素填土层、③₁₋₂淤泥质黏土和⑤₁淤泥质粉质黏土层、粉质黏土、粉砂及圆砾层。场内各土层类型和部分参数见如表2。

表2 部分地层的类型及其物理力学参数

层序	名称	土的类型	含水率 (%)	天然重度 (kN/m ³)	固结快剪 (峰值标准值)	
					凝聚力 (kPa)	内摩擦角 (°)
① ₂	素填土	软弱土	33.4	18.4	(8)	(10)
③ ₁₋₂	淤泥质黏土	软弱土	50.9	16.8	11	9
⑤ ₁	淤泥质粉质黏土	软弱土	45.0	17.1	12	9.5
⑤ ₂	黏土	中软土	45.3	17.1	13	10
⑥ ₂	粉质黏土	中硬土	26.4	19.1	35	15
⑧ ₁₋₂	粉砂土	中硬土	23.3	19.6	3	28
⑧ ₃₋₂	圆砾	中硬土	-	20.5	5	37

基坑底板主要处于③₁₋₂淤泥质黏土层,下卧⑤₁淤泥质粉质黏土层。开挖范围内除上部约2m厚的填土外,均为③₁₋₂淤泥质黏土层,层厚16.90~19.90m,该层淤泥土呈流塑状,含少量有机质、腐殖质,局部相变为淤泥,具有高压缩性、高灵敏度、低天然强度等特性,工程性质差。

二、基坑施工监测方案

本工程重点监测对象有基坑围护结构、周围地表及

其2.5倍基坑开挖深度范围内的建(构)筑物、地下管线等。

针对基坑围护地下连续墙结构,现场按一定间距在地连墙内预先埋设了32个与地下连续墙等深的测斜孔,以监测墙体自上而下的水平位移;在每个测斜孔旁设置墙体顶部竖向/水平位移监测点,对应支撑设置1组支撑轴力监测点,同时在对应部位自基坑由内而外以先密后疏的形式设置3~5个地表沉降监测点,形成由墙体测

表3 基坑开挖深度范围内土层对开挖施工的影响风险评估

层号	土层名称	对基坑开挖的影响	对围护结构的影响
①1	碎石填土	对基坑开挖有不利影响	(1) 影响地下连续墙成槽； (2) 地下连续墙施工时易发生槽壁坍塌现象； (3) 所夹碎块石严重影响附属结构水泥搅拌桩或高压旋喷桩施工。
①2	素填土	对基坑开挖较有利	
③1-2	淤泥质黏土	(1) 产生蠕变，对围护结构稳定不利； (2) 土体强度易突降 (3) 产生较大回弹量及蠕变	(1) 地下连续墙施工时易产生侧向蠕变，缩颈现象，影响成槽； (2) 在动力作用下土体强度极易降低，对围护结构变形和稳定性极为不利。
⑤1	淤泥质粉质黏土		
⑤2	粉质黏土		

斜、墙顶位移、支撑轴力和地表沉降构成的监测断面，测点平面示意图见图1。

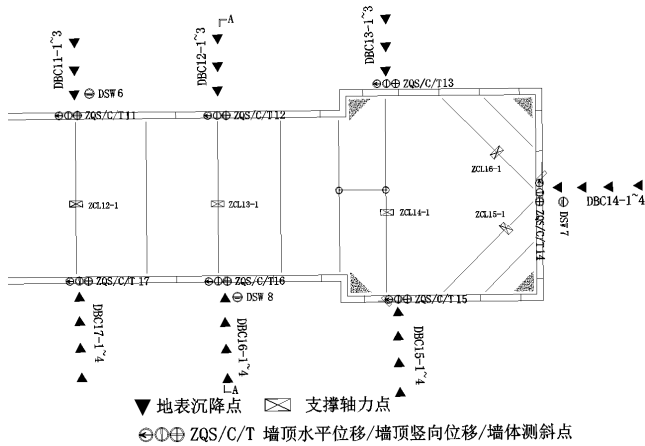


图1 基坑监测点平面布设示意图

为确保工程监测数据连续有效，为基坑各阶段施工提供实时参考，本工程施工监测工作自基坑地下连续墙和桩施工时开始展开。

三、基坑围护结构监测数据分析

(一) 典型断面墙体变形数据分析

本工程基坑采用分段施工方法，各段墙体测斜监测时间、支撑架设和结构板施工等关键时间节点不尽相同，选取图1中A-A监测断面做分析，绘制墙体测斜曲线及最终最大值深度处水平位移历时曲线如图2、图3所示。

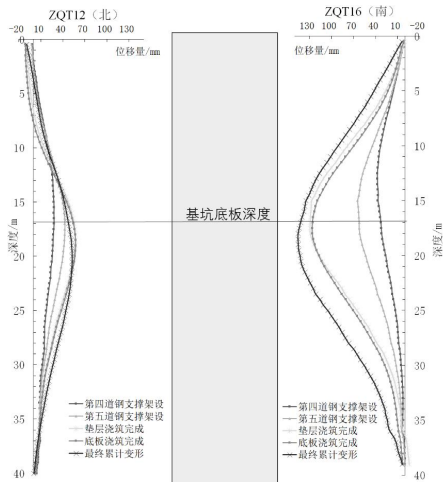


图2 基坑A-A断面南、北两侧墙体测斜数据曲线

由图2可见，横向上，该处墙体测斜均向坑内发生较大位移，基坑南侧墙体测斜ZQT16最大水平位移量约145mm，远大于围护墙设计控制值±50mm，且明显较对侧墙体测斜ZQT12最大水平位移大；纵向上，随着基坑

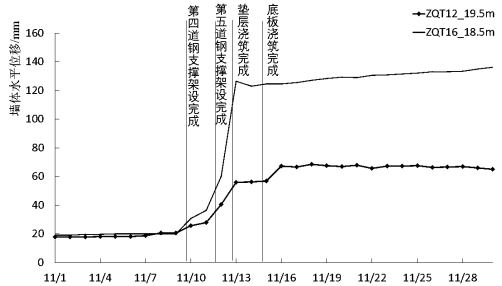


图3 A-A断面墙体测斜最大变形深度处水平位移历时曲线

开挖深度的不断增加，墙体测斜最大水平位移逐渐下移，且最大位移量基本出现在开挖面以下2m~5m深度处。由开挖面以下墙体水平位移的变形可以看出，底板施工完成后较长时间后，基坑底板深度以下的墙体仍产生了较大变形，出现这一现象的原因可能为：1) 淤泥质土灵敏度大、流塑性好，大刚度底板施工完成后，下部淤泥质土受扰动后应力重分布的自稳过程中向坑内发展受阻，水平向分力增大，致使围护墙在长期作用下发生较大变形；2) 相邻基坑施工段开挖施工及基坑坑边动荷载对抗外土体产生多次扰动，使坑底部墙体变形进一步发展。

由图3可以看出，在第四道钢支撑架完成前，墙体水平位移较小，且变化速率平稳；而随着第四、五层土方开挖，墙体水平位移快速发展，变形速率最高达45mm/d，这一突变趋势随着该处垫层浇筑完成后一段时间才得以控制，并逐渐趋于收敛。本工程其余监测断面地下连续墙规律一致：墙体水平位移主要发生在第四道支撑架完成~底板垫层浇筑完成期间，即最后两层土方开挖期间围护结构变形风险大。

(二) 基坑围护结构变形因素分析

基坑的侧向变形是个多元问题，影响基坑围护结构水平位移的因素有很多。本文主要从坑边荷载、周围地表沉降两个方面进行分析。

(1) 坑边荷载

前文所列A-A断面南、北两侧墙体水平位移量存在较大差异，最大值较差92.7mm，即基坑南侧墙体水平位移远较北侧大，由表4、表5所列本工程南、北两侧部分墙体水平位移最大值数据可知，这一现象并非偶然，而是普遍规律。

基坑的侧向变形是个多元问题，影响基坑围护结构水平位移的因素有很多。根据本工程地勘报告可知，基坑各施工段监测断面南北两侧土层性质差异性较小，而开挖施工方法造成的围护结构变形具有随机性，显然都不是产生南侧墙体变形显著大于北侧这一规律的主要原因。

结合本工程基坑现场得知，基坑北侧邻近场地围

表4 基坑第一~第五施工段南、北两侧监测断面数据汇总

		第一施工段	第二施工段	第三施工段	第四施工段	第五施工段
北侧	点号(最大值深度/m)	ZQT2(20.5)	ZQT4(18.5)	ZQT5(19.5)	ZQT6(18)	ZQT7(19.5)
	最大水平位移 δ_{hm}/mm	55.5	65.5	83.4	95.9	80.0
	地表最大沉降 δ_{vm}/mm	22.2	42.0	50.3	61	69.8
南侧	点号(最大值深度/m)	ZQT26(20.5)	ZQT24(19)	ZQT23(19)	ZQT22(18.5)	ZQT21(18.5)
	最大水平位移 δ_{hm}/mm	108.9	109.8	127.4	132.9	124.6
	地表最大沉降 δ_{vm}/mm	123.2	133.2	125.3	/	99.8

表5 基坑第六~第十施工段南、北两侧监测断面数据汇总

		第六施工段	第七施工段	第八施工段	第九施工段	第十施工段
北侧	点号(最大值深度/m)	ZQT8(19)	ZQT10(20.5)	ZQT11(21.5)	ZQT12(20.5)	ZQT13(22)
	最大水平位移 δ_{hm}/mm	81.6	67.5	53.6	52.5	60.8
	地表最大沉降 δ_{vm}/mm	47.2	30.8	42.1	45.4	/
南侧	点号(最大值深度/m)	ZQT20(18.5)	ZQT18(18.5)	ZQT17(20)	ZQT16(18.5)	ZQT15(21.5)
	最大水平位移 δ_{hm}/mm	107.0	103.1	134.8	145.2	110.1
	地表最大沉降 δ_{vm}/mm	91.1	/	156.0	173.7	/

挡, 围挡外侧为社会机动车干道; 基坑南侧为出土侧, 挖机、渣土车、吊车等大型工程车辆均在南侧作业或停放, 同时在稍远处长期堆放大量钢管支撑、钢筋等施工材料, 其施工动荷载和总荷载量远大于北侧。因此, 可判断坑边荷载是造成南侧墙体变形显著大于北侧这一规律的主要原因, 即淤泥质软土地层深基坑坑边荷载对基坑围护结构变形有较大影响。

在类似本工程条件的基坑工程中, 合理规划施工场地, 有效分摊坑边荷载对控制基坑围护结构变形有利。

(2) 周围地表沉降与墙体水平位移关系

基坑开挖导致坑内外土压力不平衡, 在指向基坑方向的压应力场作用下, 基坑围护结构与坑外土体一起产生变形, 过程中地表发生沉降, 故基坑围护结构水平位移和地表沉降密切相关, 为探究两者的关系, 根据表4、表5数据绘制本基坑墙体最大水平位移 δ_{hm} 与对应地表最大沉降值 δ_{vm} 关系曲线, 详见图4。

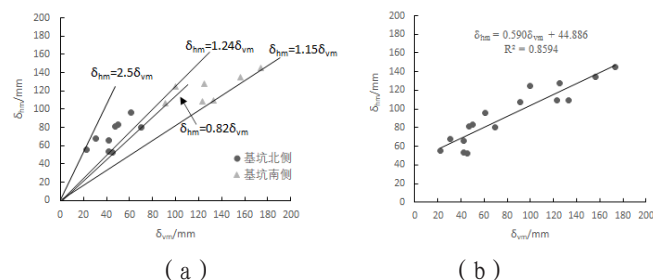


图4 最大墙体水平位移与对应最大地表沉降关系

由图4(a)可见, 整体上 δ_{hm} 取值范围在 $0.82\delta_{vm} \sim 2.5\delta_{vm}$ 之间, 均值为 $1.35\delta_{vm}$; 受坑边荷载影响相对较小的基坑北侧 δ_{hm} 取值范围在 $1.15\delta_{vm} \sim 2.5\delta_{vm}$ 之间, 均值为 $1.64\delta_{vm}$, 上下限而受荷载影响较大的南侧 δ_{hm} 取值范围在 $0.82\delta_{vm} \sim 1.24\delta_{vm}$ 之间, 均值为 $0.98\delta_{vm}$ 。杨敏等^[1]对上海地区软弱土地区基坑的统计结论中 δ_{hm} 取值范围为 $0.53\delta_{vm} \sim 2.5\delta_{vm}$, 均值为 δ_{vm} 。欧章煜^[2]对台湾地区的统计分析结果为 δ_{hm} 在 $1\delta_{vm} \sim 2\delta_{vm}$ 之间, 均值为 $1.43\delta_{vm}$ 。对比上述两地, 本工程基坑的 δ_{hm} 取值范围、均值与上海地区、台湾地区

较为接近, 且与上海地区软黏土基坑差异更小。

图4(b)为 δ_{hm} 与 δ_{vm} 的相关拟合曲线, 其拟合决定系数 $R^2=0.8594$, 接近1, 说明该拟合曲线可靠性较高, 即说明本工程围护地下连续墙最大水平位移与对应地表最大沉降值近似呈正相关。

四、结语

通过对绍兴轨道交通2号线某深厚淤泥质软土地层深基坑工程围护结构实测数据分析, 得出以下规律和结论。

(1) 深厚淤泥质软土地层深基坑开挖过程中围护结构变形普遍较大, 且变形主要发生在最后两层土方开挖过程中。

(2) 基坑坑边荷载对淤泥质软土基坑围护结构变形有较大影响, 这一影响可导致基坑两侧围护结构发生较大差异变形, 不利于基坑围护结构整体稳定。

(3) 本工程基坑周围地表沉降 δ_{vm} 与墙体水平位移 δ_{hm} 存在较明显的线性相关性, 其线性拟合方程为 $\delta_{hm}=0.590\delta_{vm}+44.886$ 。同时, 本工程 δ_{hm} 取值范围为 $0.82\delta_{vm} \sim 2.5\delta_{vm}$, 均值为 $1.35\delta_{vm}$, 与上海软土区域基坑统计结果相当接近。

参考文献

[1] 杨敏, 卢俊义. 上海地区深基坑周围地面沉降特点及其预测[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2010, 38(2): 194-199.
 [2] OU C Y, HSIEH P G, CHIOU D C. Characteristics of ground surface settlement during excavation[J]. Canadian Geotechnical Engineering Division, 1993, 30(5): 798-808.
 [3] 丁智慧, 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(增1): 506-512.
 [4] 李琳, 杨敏, 熊巨华. 软土地区深基坑变形特性分析[J]. 土木工程学报, 2007, 40(4): 66-72.
 [5] 杨敏, 熊巨华. 软土地区深基坑变形特性分析[J]. 土木工程学报, 2007, 40(4): 66-72.
 作者简介: 苟学登(1985.6-), 男, 中国水利水电第四工程局有限公司, 高级工程师。