DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2026.05.003 文章编号:1671-2579(2026)05-0021-11

富水砂层深基坑变形性状实测研究

贺振昭[1,2],叶超[3],刘律[4],梁荣柱[2*],黄栋[4],蔡兵华[4],吴文兵[2]

(1.中国电建集团青海省电力设计院有限公司,青海 西宁 810000;2.中国地质大学(武汉)工程学院,湖北 武汉 430074;
3.上海交通大学 船舶海洋与建筑工程学院,上海市 200000;4.武汉市市政建设集团有限公司,湖北 武汉 430023)

摘要:武汉市地铁12号线某深基坑坐落于长江Ⅰ级阶地富水砂层中。该深基坑长176.8 m,宽29.0 m,标准段开挖深度26.5 m,采用地下连续墙加5道内支撑支护,基坑周边两侧存在大面积堆土,施工风险较高。为研究该深基坑开挖变形特征,依托现场监测手段,对开挖过程中基坑周边地表变形、地下连续墙侧向变形和支撑轴力进行现场监测和数据分析。结果表明:基坑周边地表竖向变形最大值达到开挖深度的0.15%~0.17%,受基坑降水影响,开挖进入承压富水细砂层后,地表竖向变形显著增大;地下连续墙侧向变形随开挖深度增加而增大,墙体变形曲线呈"弓"形分布,最大水平位移随开挖深度增加逐步下移。开挖至承压性富水细砂层后墙体变形明显增大,最大增幅达到161%。基坑围护结构变形存在空间效应,长边和短边变形最大差值达到55 mm。地表堆土进一步加剧了基坑墙体的侧向位移;基坑支护结构标准段的侧向水土压力主要由第2道钢管支撑承担,坑角部分水土压力主要由第3道和第4道钢筋混凝土支撑承担。

关键词:基坑变形;富水砂层;深基坑;支护结构;实测分析

中图分类号:U416 **文献标志码:**A

Field measurement analysis on deformation characteristics of deep foundation pit in water-rich sand layer

He Zhenzhao[1,2], Ye Chao[3], Liu Lyu[4], Liang Rongzhu[2*], Huang Dong[4], Cai Binghua[4], Wu Wenbing[2]

(1. POWERCHINA Qinghai Electric Power Engineering Co., Ltd., Xining, Qinghai 810000, China; 2. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan, Hubei 430074, China; 3. School of Ocean and Civil Engineering, Shanghai Jiao Tong University, Shanghai 200000, China; 4. Wuhan Municipal Construction Group Co., Ltd., Wuhan, Hubei 430023, China)

Abstract: A deep foundation pit of Wuhan Metro Line 12 is located in the water-rich sand layer on the first terrace of the Yangtze River. The deep foundation pit is 176.8 m long and 29.0 m wide, with an excavation depth of 26.5 m in the standard section. It is supported by a diaphragm wall and five levels of internal bracing. Large areas of surcharge exist on both sides around the foundation pit, resulting in a high construction risk. To investigate the excavation deformation characteristics of the deep foundation pit, relying on field monitoring techniques, field monitoring and data analysis were conducted on the surface deformation around the foundation pit, the lateral deformation of the diaphragm wall, and the axial force of bracing during excavation. The results show that the maximum vertical deformation of surface around the foundation pit reaches 0.15%–0.17% of the excavation depth. Under the influence of foundation pit dewatering, the vertical surface deformation increases significantly after excavation enters the confined water-rich fine sand layer. The lateral deformation of the diaphragm wall increases with increasing excavation depth, and the wall deformation curve shows an "arch" profile. The maximum horizontal displacement gradually moves downward as the excavation depth increases. After excavation reaches the confined water-rich fine sand layer, the wall deformation increases significantly, with a maximum increase of 161%. The deformation of the retaining structure of the foundation pit exhibits a spatial effect, and the maximum difference in deformation between the long side and the short side

收稿日期:2025-07-29 **修回日期:**2026-01-12

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:41807262);武汉市市政建设集团有限公司科研计划项目(编号:wszky201819)

作者简介:贺振昭,女,硕士,工程师. E-mail: 574236587@qq.com

***通信作者:**梁荣柱,男,博士,副研究员. E-mail: liangcug@163.com

reaches 55 mm. Surface surcharge further aggravates the lateral displacement of the foundation pit wall. The lateral water and earth pressure in the standard section of the supporting structure of the foundation pit is mainly borne by the second steel pipe brace, while that at the pit corners is mainly borne by the third and fourth reinforced concrete braces.

Keywords: foundation pit deformation; water-rich sand layer; deep foundation pit; supporting structure; field measurement analysis

0 引言

根据武汉市未来五年轨道交通建设规划，将建成轨道交通397.6 km，共建成12条线路，总计300余个车站。长江两岸是武汉经济发展与人口密集的中心，其地貌为长江Ⅰ级阶地，约有1/3车站坐落于长江Ⅰ级阶地上。长江Ⅰ级阶地属于典型二元结构地层，地下10 m深度范围内为渗透性较弱的粉质黏土层，下部为具备承压性的富水粉细砂层、细砂层，与附近长江具有一定水力联系。在该类富水砂层开展地铁基坑开挖存在较大施工风险，因此，基坑开挖过程中围护结构稳定性控制，以及降低对周边建(构)筑物的影响，是长江Ⅰ级阶地地铁施工的关键。

国内外学者针对不同地层条件下深基坑开挖变形规律及其对周边环境的影响开展了大量研究，相关成果对优化基坑工程设计和施工具有重要参考价值。部分学者分析了地下连续墙以及地表沉降的变形特征，发现基坑周边地表沉降分布呈抛物线形态，沉降影响区可达约2.5倍基坑深度；在开挖施工过程中，第2层的支撑轴力也大于其他层，基坑降水实测表明，孔隙水压力降低，且随着开挖卸荷，坑内出现超孔隙水压力[1-2]。部分学者还研究了传统支撑系统对降水诱发变形的控制效果，发现随着孔隙水压力消散，地面持续沉降，并通过太沙基一维固结理论分析得出，沉降主要由主固结而非蠕变效应引起。支撑的位置及数量对挡墙变形存在一定抑制作用，但支撑布设数量过多时效果不明显，对降水诱发的挡墙变形控制效果甚微[3-5]。本文依托的工程项目基坑附近存在既有结构，而关于既有结构对基坑变形的影响目前已有部分研究[6-11]，结果表明：基坑施工对围护墙体及周边环境的影响具有明显的空间效应和深度效应；基坑开挖深度越大，周边地下管线沉降速率越快，容易引起不可逆的墙体变形，坑角效应显著。而现有研究大多针对黏土地区基坑开挖展开分析，针对富水砂砾地区的研究较少。李镜培等[7]通过分析软土地层深基坑开挖实测数据，指出基坑变形形状同时受开挖空间与开挖深度的影响；Long等[8]通过搜集大量的监测数据，指出基坑开挖深度、支撑刚度等因素对基坑变形产生较大影响；Finno等[9]研究芝加哥软黏土地区基坑开挖对周边建筑物的影响，结果表明：随着开挖的进行，周边建筑物逐渐出现大量裂缝；Likilersuang等[10]研究了曼谷黏土地区地铁基坑开挖情况，发现基坑围护墙体变形存在较明显的空间效应；Simpson等[11]通过分析伦敦大英图书馆地下室开挖监测数据，发现在该地区硬黏土基坑开挖条件下，挡土墙最大变形可达32 mm；Wang等[12]通过分析上海多个软黏土地区地铁基坑的变形情况，发现地下连续墙侧向变形与开挖深度存在一定关系，地连墙侧向变形约为基坑开挖深度的0.7%；吴意谦等[13]基于兰州市湿陷性黄土地区地铁基坑开挖实测数据，指出支护结构最大水平位移发生在开挖深度2/3处(地表以下)；彭斌等[14]结合南宁地铁2号线地铁车站基坑监测数据，研究圆砾地层深基坑地连墙变形特性，指出圆砾地层地下连续墙最大水平位移位于开挖深度的7/10处；高洪赟等[15]通过研究南京地铁5号线基坑开挖对邻近隧道的影响，发现地连墙水平位移随开挖深度的增加呈先增后减趋势，基坑最大变形发生在深度15～16 m处，数值模拟的受力及变形结果虽与实测趋势基本相同，但实测值整体大于模拟值；陈登伟[16]依托深圳黄木岗综合交通枢纽工程，开展超大异形基坑开挖引起围护结构和土体变形特征研究，分析紧邻既有车站变形和钢便桥的结构响应，指出在负一层加设临时混凝土支撑和坑内钢便桥桥墩上增设钢套筒，可保证整体施工安全；徐立武等[17]依托某大型深基坑工程，通过自动化监测和数值模拟的方法，研究钢换撑对狭长形深基坑的围护体系变形特性、受力特点及周边地表沉降变化的影响，指出钢支撑施加预应力后可有效控制基坑围护桩体及周边地表变形，且底板浇筑完成后钢换撑对基坑变形无明显控制；Zeng等[18]和Yang等[19]基于实际基坑案例，分别通过室内模拟试验和三维模型的方式，研究分析了基坑降水及补水对基坑围护结构变形的影响程度。结果表明：基坑内降水会使围护结构以悬臂构件的形式产生位

移，而在基坑围护结构内外水力连接的含水层中补水时，可显著提高各含水层的地下水位，有效控制基坑周围地面沉降，且对控制围护结构的挠度有明显效果。

前人主要针对软黏土地层、硬黏土地层、湿陷性黄土地层和圆砾地层的深基坑开挖变形特征展开了研究。武汉市轨道交通建设起步较晚[20]，针对富水砂层深基坑开挖性状的相关研究尚不充分，相关施工与设计经验推广应用性不强。本文结合武汉市12号线某地铁站基坑工程实测结果，分析位于长江Ⅰ级阶地富水砂层深基坑开挖变形特征，为类似工程设计和施工提供借鉴。

1　工程概况和地质条件

1.1　工程概况

图1为拟建设12号线某地铁车站基坑平面示意图。该地铁车站采用地下3层岛式结构，车站北端为盾构始发井，南端为盾构接收井。南侧紧邻地铁4号线，基坑东侧和西侧各有1个堆土区。堆土成分主要为粉质黏土、砂土及建筑废弃的渣土。西侧土堆距基坑围护结构约15 m，东侧土堆距基坑围护结构约20 m，土堆平面上为不规则形状，高度可达10 m。地铁站基坑长176.8 m，基坑开挖总面积达4 288.2 m^2。标准段外包宽度23.5 m，盾构端外包宽29.0 m，基坑开挖标准段开挖深度约26.5 m，盾构工作井开挖深度为27.9 m，基坑底部位于富有承压水的细砂层中。建设区域内埋设有燃气、电力、通信、给排水等重要管线，基坑开挖会对既有市政管线产生较大的影响。由于基坑开挖深度大、地质条件及周边环境复杂、地下承压水头高，为一级超深基坑，开挖过程中环境效应明显。因此，基坑开挖会对支护结构、邻近管线、房屋建筑和既有地铁车站结构产生不利影响。

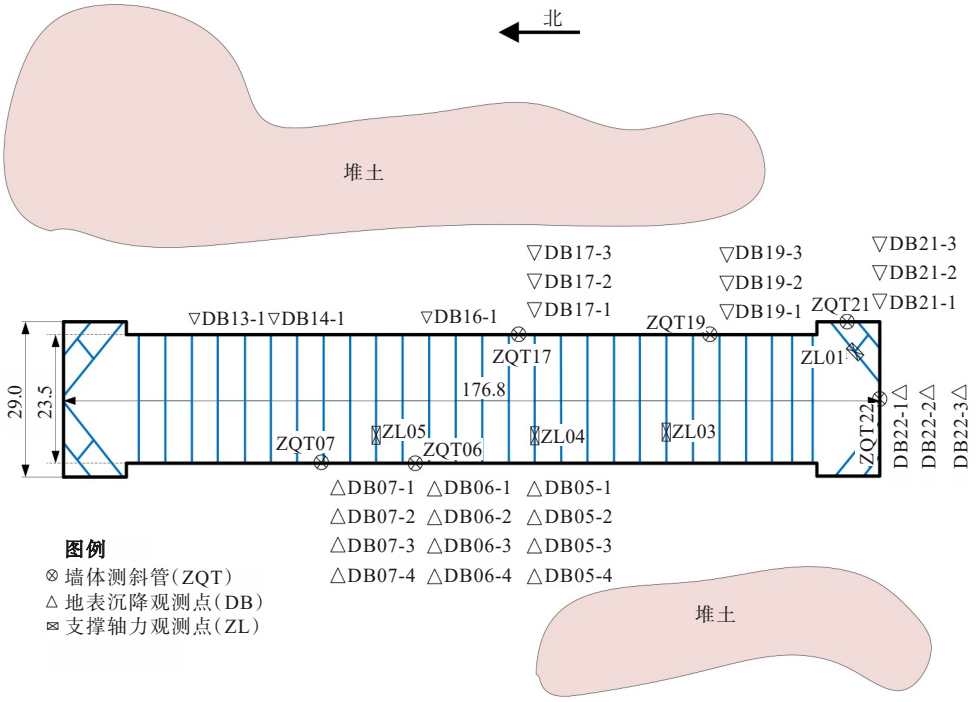


图1　地铁车站平面及监测点布置平面图(单位：m)

Figure 1　Plane sketch of subway station and monitoring point layout(unit: m)

1.2　工程地质概况

基坑施工场地地形平坦，地势起伏较小，坡降较缓，地面高程一般为21.61～22.41 m，地貌属于堆积平原区，地处长江冲积Ⅰ级阶地，具备典型二元地层结构特征。该车站基坑自上而下地层分布主要为：素填土、粉质黏土、淤泥质粉质黏土、粉质黏土夹粉土、粉砂、粉细砂、中粗砂夹砾卵石、强风化泥质粉砂岩、中风化泥质粉砂岩以及砾岩。各地层物理力学参数如图2所示。其中，细砂、粉砂岩、中粗砂夹砾卵石及砾岩现场取样，但试样较为破碎，在运输途中极易破坏，因此造成部分地层试验数据缺失，但并不影响本次研究。由图2可知：粉质黏土与粉土互层透水性弱，具有隔水性，而下部的粉细砂、细砂层渗透性高，与3 km外长江水位有水力联系，具有承压性，承压水位标高18.0～18.8 m，并呈现出季节性变化。粉土、粉砂在基坑开挖时易受地下水动力作用产生流

砂现象。本车站基坑底位于砂层，基坑开挖过程中可能会产生基坑突涌现象。如果地下连续墙出现连续性渗水现象，极易造成基坑工程安全隐患，并波及邻近既有车站结构和地下管线。可见在此类二元结构地层开挖地铁车站风险性高，影响范围广。为保证基坑内无水作业，主体车站基坑围护结构采用落底式止水帷幕，同时采用“深井降水”的方式对承压水进行处理，即基坑内外设置深井降水管井进行减压降水。

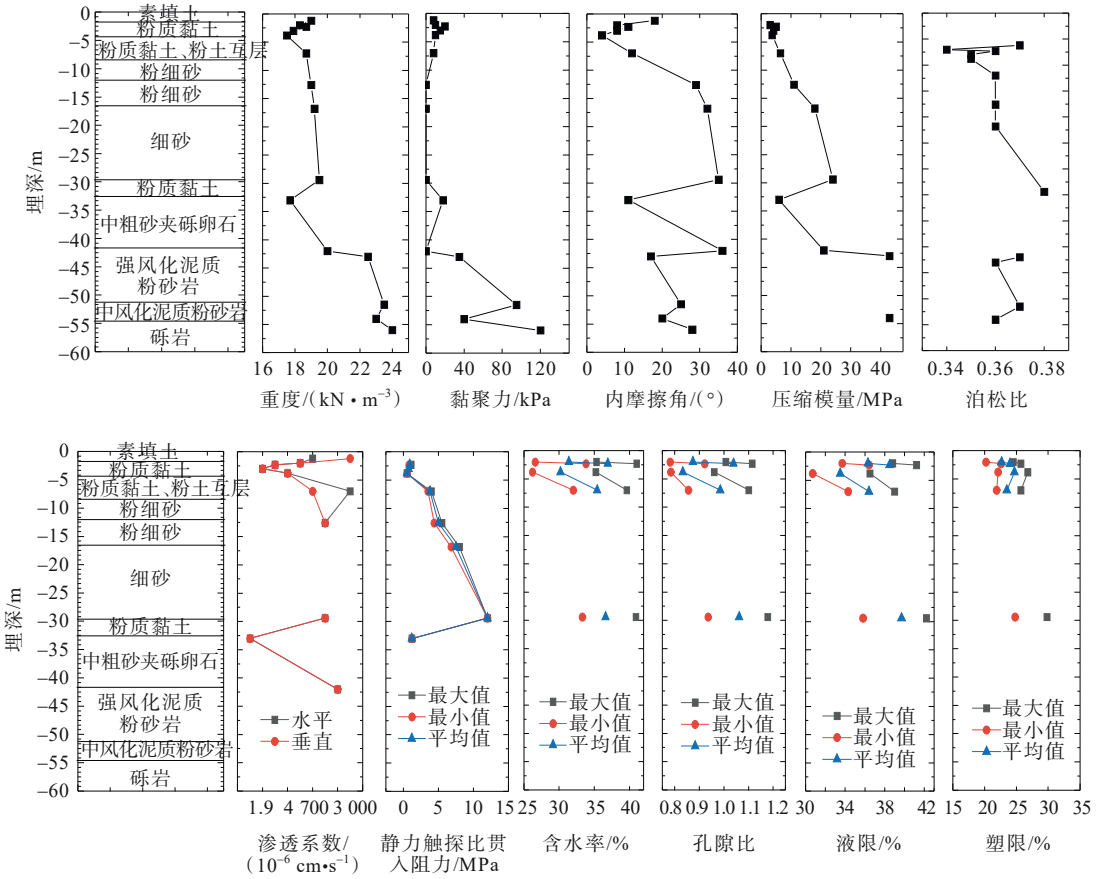


图 2 土层剖面和土体物理力学参数

Figure 2 Soil profiles and soil physical and mechanical properties

2 基坑支护和监测方案

2.1 基坑支护结构方案

为减少富水砂层对基坑开挖的影响，本工程采用落底式止水帷幕，围护结构形式主要为地下连续墙＋3道钢筋混凝土支撑＋2道钢管支撑系统，典型支护结构断面如图3所示。地下连续墙厚度为1 200 mm，墙深45 m，接头采用工字钢刚性接头，地下连续墙嵌入中风化泥质粉砂岩1 m；地连墙顶设冠梁，第1道、第3道和第4道支撑采用钢筋混凝土支撑，第1道钢筋混凝土支撑截面尺寸为1 000 mm×800 mm，第3道和第4道支撑截面尺寸为1 200 mm×1 000 mm，钢筋混凝土支撑的水平间距均为6 m。第2道和第5道支撑采用直径800 mm、壁厚20 mm的钢管作为内支撑体系，钢管采用Q235钢材，钢管之间的水平间距均为3 m。

在地铁车站基坑的两端分别设立两个工作面，按主体结构施工节段分段开挖，两端头井相向施工，最终在基坑中部实现对接。基坑开挖采取纵向分段、分块，竖向分层放坡开挖，纵向放坡综合坡比控制在1∶3。本基坑开挖工程采用明挖顺作法施工，主要开挖工况如下：① 开挖至－2.1 m处浇筑第1道钢筋混凝土支撑；② 开挖至－8.9 m处安装第2道钢管支撑，并施加预应力；③ 开挖至－13.7 m处浇筑第3道钢筋混凝土支撑；④ 开挖至－18.7 m处浇筑第4道钢筋混凝土支撑；⑤ 开挖至－23.9 m处安装第5道钢管支撑；⑥ 开挖至－26.9 m处到达设计基坑深度。

2.2 基坑监测方案

为掌握富水砂层条件下深基坑开挖的变形规律，优化深基坑的工程设计和施工，为类似工程提供

借鉴。本项目设置了大量的观测点和观测断面，如周边地表沉降观测点、地下连续墙测斜管、支撑轴力计等。考虑到文章篇幅有限，本文主要对典型位置的观测结果进行分析研究。测点平面布置图见图 1，其中支撑轴力计沿不同深度进行布设。

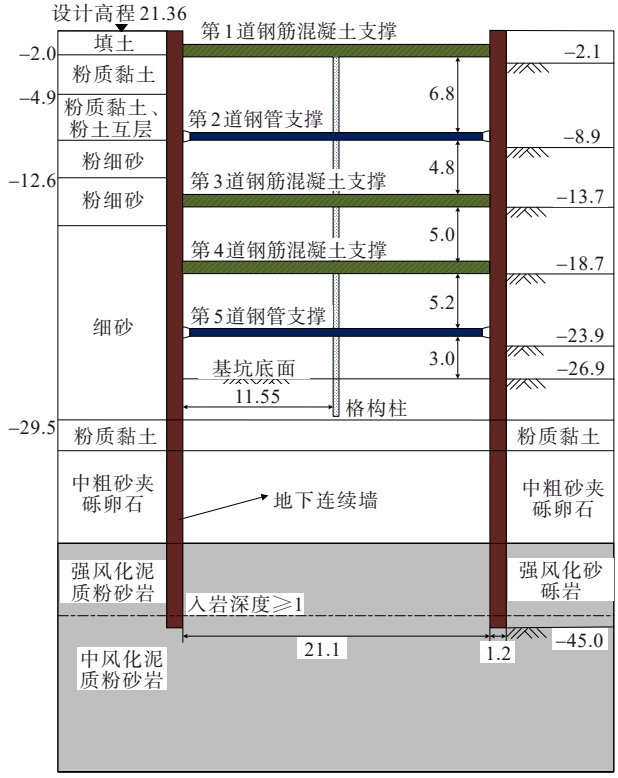


图 3　基坑标准断面围护结构剖面图（单位：m）

Figure 3　Retaining structure profile at standard section of foundation pit（unit: m）

3　监测数据分析

3.1　基坑开挖引起地表变形

图 4 为监测断面 DB21、DB22、DB05 和 DB17 地表沉降随着开挖工况的发展曲线。

由图 4 可知：基坑开挖至不同阶段时，沉降量基本随测点与基坑距离的增加而增大，DB22 地表沉降量则随测点到基坑距离的增加呈现先增大后减少趋势，表明基坑开挖会对基坑周边一定范围内的地表沉降产生正影响。基坑开挖所造成的地表沉降，与基坑开挖深度、基坑形状、周边荷载及降水等因素有关，测点最远处距基坑距离仅为基坑开挖深度的 0.46～0.65。除 DB22 地表沉降呈现出不完整的“弓形”变形特征外，其余测点均未出现典型且完整的“弓形”（先增后减分布），其原因可能为测点距基坑较近，未能记录完整的“弓形”变形。

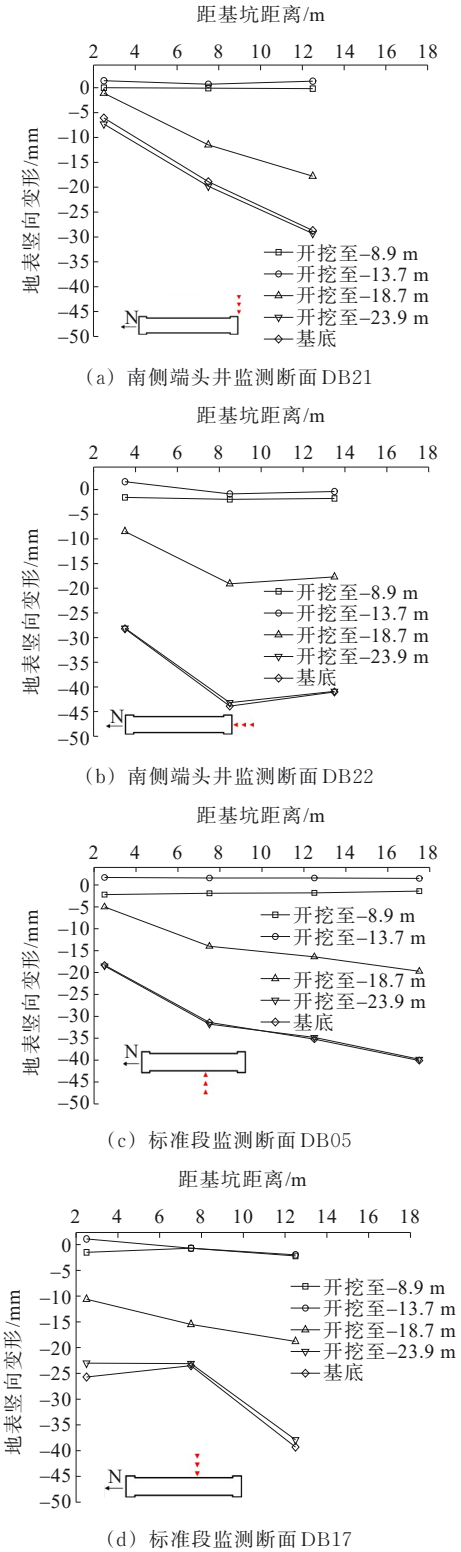


图 4　基坑不同位置处地表沉降曲线

Figure 4　Surface settlement curves at different locations of foundation pit

由图 4 可知：① 监测断面 DB21 位于端头井附近，地表沉降随着开挖深度的增加持续增大，开挖至 −23.9 m 时，最大沉降为 30 mm；② 对于监测断面

DB22(基坑南侧端头井处),由图4(b)可知,地表沉降先增大后趋于稳定,开挖至基底时达到最大沉降值45 mm,该沉降值为开挖深度的0.17%;③ 监测断面DB05和DB17位于基坑两侧同一断面,该断面地表沉降持续增大,最大沉降量为40 mm,约为开挖深度的0.15%;④ 当开挖深度较小时,地表沉降不明显,整体趋于稳定。当开挖到−18.7 m时,地表沉降急剧增加,这是因为开挖至含承压水地层,基坑降水诱发地表沉降。随着开挖深度的增加,地表沉降的影响范围逐渐增大。

图5为现场监测沉降数据与经验预测曲线对比,纵坐标为各开挖工况下测点沉降值与最大沉降值的比值,横坐标为测点距基坑距离与开挖深度的比值。

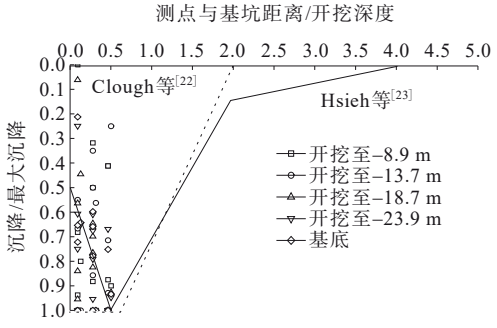


图5 现场监测沉降数据与经验预测曲线对比

Figure 5 Comparison of settlement data from field monitoring and empirical prediction curve

Clough等[21-22]发现传统基坑支护体系虽能够满足基础安全要求,但位移控制不到位,会造成支护墙体和地表沉降变形过大,进而影响邻近建筑与设施的安全。还指出,当基坑地表沉降测点距基坑距离与开挖深度的比值为0～0.75时,地表沉降会出现最大值,当比值为0.75～2.0时,地表沉降逐渐减小;Hsieh等[23]对中国台湾台北地区软土基坑地表沉降数据进行整理,提出分区概念:当测点距基坑距离与开挖深度比值为0～2.0时,为基坑开挖对地表沉降的主要影响区;比值为2.0～4.0时为次影响区。将现场监测数据与Clough等[22]和Hsieh等[23]提出的沉降预测曲线对比可以发现,武汉富水砂层基坑开挖时,测点距基坑的距离与开挖深度的比值为0～0.5时,为地表沉降值与最大沉降值的主要部分;比值为0.5～1.0时,沉降表现出明显的下降趋势。受现场监测点的限制,当测点距基坑距离与开挖深度的比值大于0.5时,难以充分探究地表沉降与最大沉降值之间的变化关系。对比分析表明,武汉长江Ⅰ级阶地富水砂层基坑开挖对周边地表沉降的影响规律与软土地区存在差异,这是因为富水砂层及软土的土水相互作用,岩土层降水速率差异性较大。

图6为地表沉降随基坑开挖时间变化曲线。由图6可知:随着基坑开挖深度及时间的增加,地表沉降持续增大。这可能是基坑结构卸载变形和持续基坑降水的共同作用,二者叠加造成地表持续沉降。

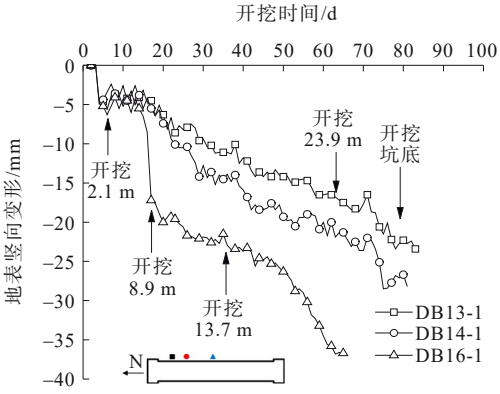


图6 地表沉降随基坑开挖时间发展曲线

Figure 6 Development curves of surface settlement with excavation time of foundation pit

3.2 地下连续墙侧向变形分析

图7为基坑地下连续墙不同位置测斜管水平位移随开挖深度的变化曲线。图中正值表示墙体朝向坑内变形,而负值为朝向坑外变形。其中,ZQT22和ZQT17测点处的测斜管在开挖至−23.9 m时发生破坏,无法继续观测,因此缺失开挖至坑底时的变形数据。

由图7可知:总体上除了数值大小,各测点变化规律基本一致。随着开挖深度增加,墙体水平位移不断增大,水平位移曲线呈“弓形”变形,最大水平位移位置随开挖深度增加逐步下移。

考虑到各个测点变形规律较为相似,选取基坑西侧测斜管ZQT07作为典型,分析基坑开挖过程墙体水平位移变形规律。由图7(a)可知:当开挖深度至−2.1 m时,地下连续墙的侧向变形很小,基本无明显变化。开挖至−8.9 m时,墙体水平位移朝向坑内迅速发展,测斜曲线呈现“弓形”变形,地下连续墙侧向变形最大位置位于开挖面下4 m。此后,随着每个阶段基坑开挖深度的增大,最大水平位移量逐步增加,最大水平位移处逐步下移,基本出现在每阶段基坑开挖面附近。当开挖至−23.9 m时,发生了较大墙体水平位移,高达35 mm,墙体最大水平位移增加约

59%。除了测斜管ZQT22（其原因可能是受坑角效应的影响），其他测斜管如ZQT06、ZQT21、ZQT17、ZQT19均发现在开挖至－23.9 m后，墙体发生较大水平的侧向位移，其中测斜管ZQT17最大水平位移达60 mm，其增幅超过161%。本次开挖导致墙体水平位移大幅增加，其原因可能是开挖至承压性的富水细砂层，较大的水压力导致墙体外表面经受较大的水平压力；此外，第5层支撑采用的钢管水平刚度相对较弱，难以有效约束墙体的水平位移，因此引发墙体产生较大的侧向位移。可见，在含承压水土层中开展深基坑设计和施工，应充分考虑含水层的承压特性，适当提高水平支撑刚度，避免墙体产生过大位移。尽管基坑部分位置的水平位移达到50～60 mm，但是基坑围护结构并没有出现破损或地下水渗漏等现象。因此，采用1.2 m厚的地下连续墙支挡地下水土压力具有一定的结构韧性，可以抵御较大结构变形。随着基坑开挖至设计标高，测斜管ZQT07水平位移略有增加。然而，随着底板的施作，最大水平位移值稳定在37 mm。由图7(f)可知：在相同开挖工况下，测斜管ZQT22监测得到的水平位移值远远小于其他测斜管水平位移值。

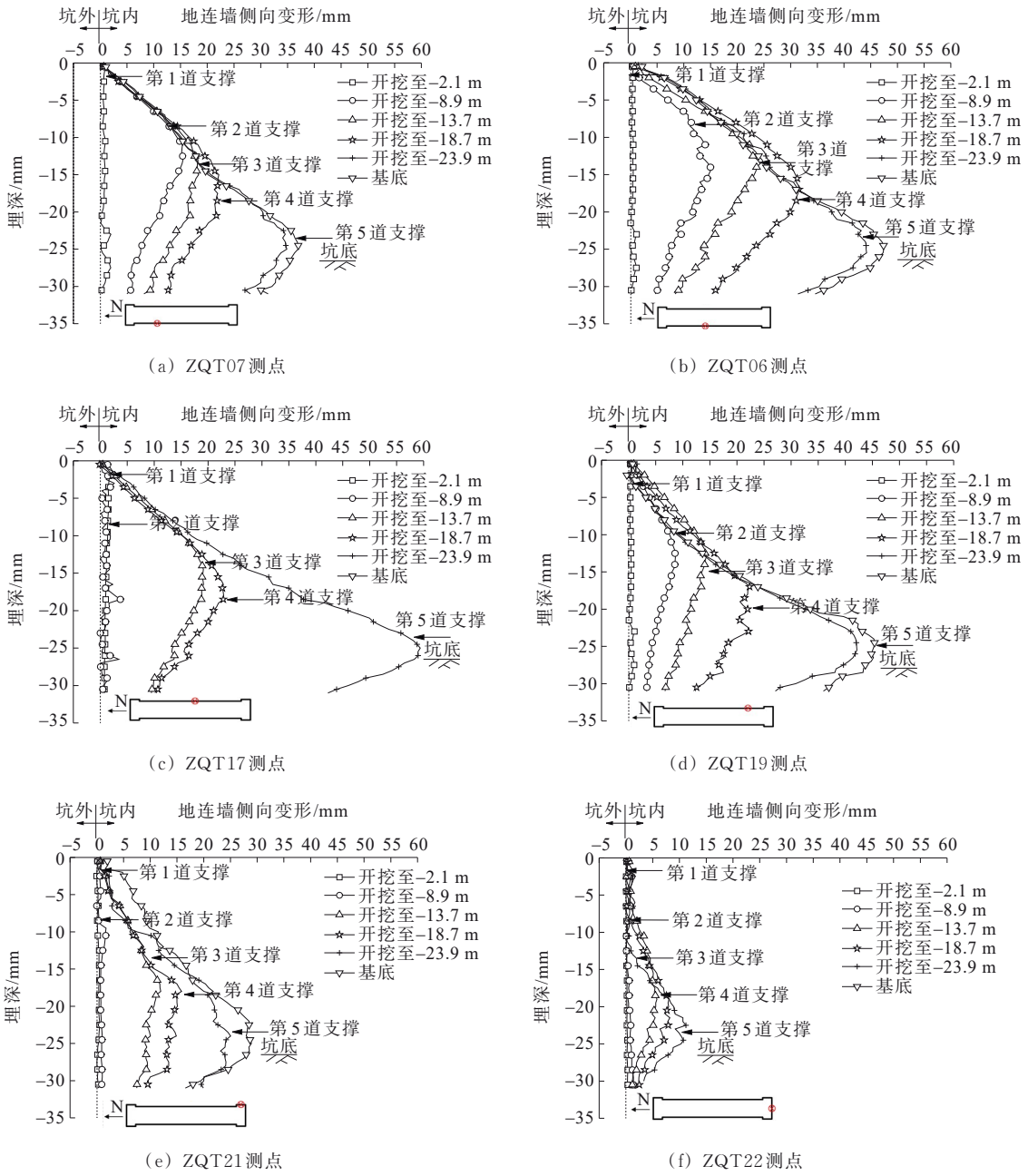
为分析不同围护结构位置墙体水平变形差异，给出了开挖至－23.9 m时各测斜管水平位移的变化规律如图8所示。

由图8可知：① 当基坑开挖至－23.9 m时，ZQT22最大墙体位移仅为8.6 mm，ZQT21最大墙体水平位移为29 mm。两个测点水平位移均小于其他部位的墙体水平位移。特别是标准段测斜管ZQT17与基坑短边ZQT22的最大水平墙体位移差值达55 mm。这是因为测点ZQT22位于基坑围护结构的短边处，ZQT21位于坑角处。本项目基坑长边与短边的比值为6.1∶1，属于狭长形基坑，坑角部位存在明显的空间效应。同时，基坑端头部位5层支撑均采用钢筋混凝土支撑，支护刚度大，对深层土体的水平位移具有极大的限制作用。因此，在富水地层开挖深基坑，依然存在开挖的空间效应；② 对于标准围护结构的测斜管，在基坑开挖至－23.9 m，发现测斜管最大水平位移满足以下大小关系：ZQT17＞ZQT19＞ZQT06＞ZQT07，其原因可能是与地表堆土荷载有较大的关系。由图1各测点与地表堆载的相对位置关系可知：测斜管ZQT17位于基坑东侧大面积堆土影响范围的中部，受堆载作用的影响最大。当开挖至－23.9 m时，该处地下连续墙侧向变形最大，达到60 mm。墙体在堆载引起的附加水平荷载作用下发生附加水平位移。而ZQT19位于东侧堆土边缘，受大面积堆载的影响小于ZQT17，墙体水平位移小于ZQT17，二者最大差值达15 mm。由此可知，在同一基坑内，测点越靠近堆载中部，地连墙侧向变形越大。对于ZQT07与ZQT06测点，ZQT06更靠近西侧的大面积堆土，因此ZQT06位置处的墙体位移大于ZQT07测点。测点ZQT07和ZQT17关于基坑中心对称，且ZQT17靠近东侧堆载中部，ZQT07远离西部堆载，对比两测点处地连墙侧向变形可以发现，受堆载作用影响，两者最大差值达到25 mm，反映基坑周边堆载对地连墙变形有较大影响，越靠近堆载变形越大。在基坑施工时，施工及监理单位应加强对基坑周边堆土的管控，以减少其对围护结构变形的影响。

3.3　基坑支撑轴力分析

图9为基坑支撑轴力随开挖时间变化曲线。由图1可知，轴力测点ZL03、ZL04和ZL05位于基坑标准段，测点ZL01位于基坑端头部位。

由图9可知：标准段3个轴力监测点不同支撑的轴力变化规律基本一致。以轴力监测点ZL03为例，① 当基坑开挖至－2.1 m处时，浇筑第1道截面尺寸为1 000 mm×800 mm的钢筋混凝土支撑；随着第2层土体的开挖，支撑轴力逐步增大，最大轴力达到327 kN；② 第2道钢管支撑架设后，第1道混凝土支撑轴力明显下降至35 kN。第2道钢管支撑随着开挖深度增加，支撑轴力急剧上升，最大轴力达到3 766 kN，为钢管支撑设计轴力的89%（轴力设计值为4 244 kN）。由此可见，第2道支撑架设后，分担了第1道支撑承担的侧向水土压力。值得注意的是，开挖接近－13.7 m附近，第2道钢管支撑与第1道混凝土支撑轴力出现交替升降现象。进一步说明第1和第2道支撑共同承担侧墙的水土压力，当其中一方轴力下降时，而另一方轴力会增加。监测点ZL04和ZL05同样出现该规律；③ 当开挖至－13.7 m，完成第3道钢筋混凝土支撑浇筑时，测点ZL03第1道支撑轴力由1 159 kN下降为311 kN；第2道钢管支撑轴力也出现下降，由3 766 kN下降至2 405 kN。这可能与第3道钢筋混凝土支撑的设置有关。且随着第4层土的开挖，前3道支撑的轴力均有所增大，第2道钢管支撑轴力再次上升，最大值达到了4 650 kN，超过了设计轴力的10%，随后逐渐下降为2 788 kN。第1道支撑轴力随开挖深度增加逐步增大，开挖完成第4层土体后，



(a) ZQT07测点 (b) ZQT06测点

(c) ZQT17测点 (d) ZQT19测点

(e) ZQT21测点 (f) ZQT22测点

图7 地下连续墙侧向变形曲线

Figure 7 Lateral deformation curves of diaphragm wall

最大支撑轴力达到了1 422 kN。而第3道钢筋混凝土支撑轴力在开挖过程中缓慢增加,开挖至-18.7 m时,轴力为185 kN。由此可见,开挖过程中主要侧向水土压力由第2道钢管支撑和第1道钢筋混凝土支撑承担;④ 随着第4道钢筋混凝土的浇筑和混凝土强度的增长,第1道混凝土支撑轴力逐步下降至521 kN附近,而第2道钢管支撑在开挖过程中经历了一段稳定值后上升至3 713 kN,在开挖至-23.9 m时降至1 235 kN。在第4层土开挖过程中,第3和第4道钢筋混凝土支撑轴力基本保持不变,分别维持在150 kN和250 kN之间。由此可见,依然是由第2道钢管支撑承担大部分的侧向水土压力;⑤ 随着第5层土体的开挖和第5道钢管支撑的施作,第2道钢管支撑轴力发生波动式增长,第5道钢管支撑轴力随着开挖进行缓慢增加到378 kN,而第1、3和4道钢筋混凝土支撑轴力稳定在380 kN附近。

总体而言,除了部分开挖阶段轴力变化略有不同,标准断面轴力监测点显示的轴力变化规律较为类似,限于篇幅,不再赘述。坑角部位的斜撑轴力与标准段支撑有明显区别,其主要原因是基坑坑角存

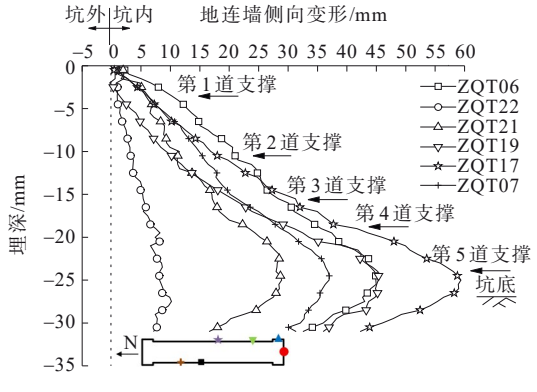


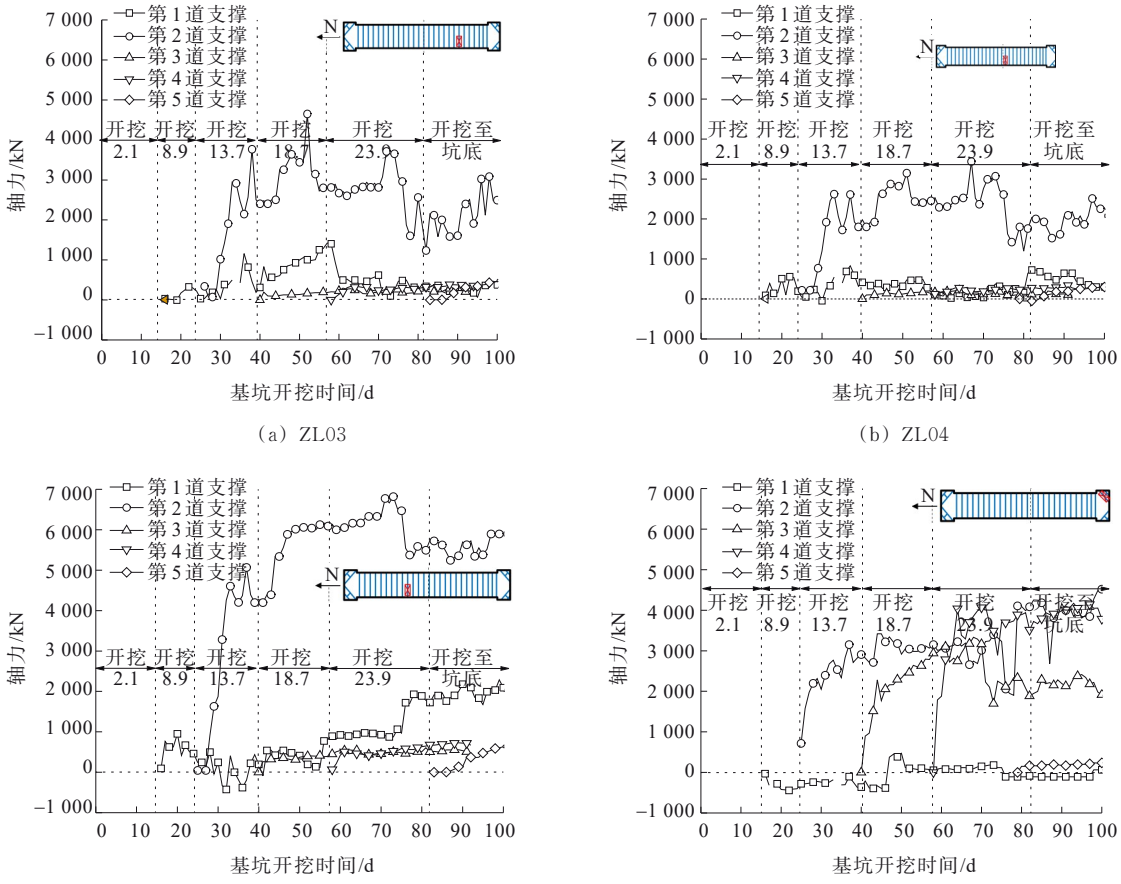
图 8　开挖至地表下 23. 9 m 处各测点地连墙侧向变形

Figure 8　Lateral deformation of diaphragm wall at each monitoring point when excavation depth reaches 23. 9 m below surface

在明显的空间效应，造成各支撑对侧向压力的分担作用有所不同。

由图 9 和上述分析发现，在整个开挖过程中，相比其他支撑，各监测点的第 2 道支撑轴力值最大。以观测点 ZL05 的第 2 道钢管支撑最为突出，其轴力在开挖第 5 层土体期间，达到 6 818 kN，为设计轴力的 1.6 倍。这可能与基坑周边的堆土荷载有关；根据弹性力学布辛内斯克经典解，地表堆土荷载主要对地表以下 10 m 深度范围产生影响，堆土荷载增加了约 10 m 厚墙体的附加侧向荷载，导致第 2 道支撑的轴力明显上升；堆土主要集中在基坑东侧，大面积堆土附近测点 ZL05 的第 2 道支撑轴力最大，进一步印证了堆土对支撑轴力的影响作用。

为进一步分析基坑内支撑体系的实际受力状态，可通过计算每道支撑的实际内应力与支撑材料的抗压



(a) ZL03　　(b) ZL04

(c) ZL05　　(d) ZL01

图 9　轴力随基坑开挖时间变化曲线

Figure 9　Variation curves of axial force with excavation time of foundation pit

强度进行对比。以测点ZL05为例,计算结果见表1。

表1 测点ZL05各支撑内力计算结果

Table 1 Calculation results of internal forces of each support at monitoring point ZL05

支撑	最大轴力/kN	截面面积/m^2	实际内应力/MPa	材料抗压强度/MPa
第1道钢筋混凝土支撑	2 277	0.80	2.9	30
第2道钢管支撑	6 818	0.05	136.4	235
第3道钢筋混凝土支撑	609	1.20	0.5	30
第4道钢筋混凝土支撑	730	1.20	0.6	30
第5道钢管支撑	828	0.05	16.6	235

由表1可知:每道支撑的实际轴心受压构件内应力均小于材料的设计抗压强度值,具有足够的安全储备。但第2道钢管支撑实测轴心受压构件内应力较其他支撑更接近设计抗压强度值,虽然远没有达到钢管材料的抗压强度235 MPa,但是有引起钢管屈曲破坏的风险,需要重点关注。

4 结论

以长江Ⅰ级阶地富水砂层武汉某地铁车站深基坑工程为例,重点分析了基坑周边地表变形、地下连续墙的侧向变形和内支撑轴力变化规律,主要结论如下:

(1)基坑四周地表竖向变形量最大达到开挖深度的0.15%~0.17%,在开挖初期地表竖向变形较小,随着开挖深度增加,变形逐渐增大,开挖影响范围增大。当开挖至-18.7 m进入承压性的富水细砂层后,受基坑降水影响,地表竖向变形显著增加。当开挖完成后地表变形趋于稳定。

(2)随着基坑开挖深度增加,墙体位移不断增大,墙体侧向位移曲线呈“弓形”,最大水平位移位置随深度增加而下移。当开挖进入承压性的富水细砂层后,地下连续墙侧向变形明显增大,最大增幅达到161%。基坑标准段墙体变形远大于基坑端头部围护结构侧向变形,最大差值达到55 mm,基坑围护结构变形存在明显的空间效应。

(3)基坑标准段主要由第2道钢管支撑承担侧向墙体施加的水土压力和地表堆土引起的侧向附加荷载,导致轴力水平最大。在设计过程中,应根据围护结构变形和受力的特点,在变形较大和轴力较大区域增大钢管支撑的预应力值。

(4)在施工过程中,应严格控制基坑周边堆土荷载的面积、高度及堆土与基坑的距离,可结合基坑围护结构变形的空间效应灵活调整堆土位置,尽量避免放置于基坑长边中心处。

参考文献:

References:

[1] Liu G B, Jiang R J, Ng C W W, et al. Deformation characteristics of a 38 m deep excavation in soft clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2011, 48(12): 1817-1828.

[2] 胡安峰, 张光建, 王金昌, 等. 地铁换乘车站基坑围护结构变形监测与数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(增刊1): 77-81.
Hu Anfeng, Zhang Guangjian, Wang Jinchang, et al. Monitoring and numerical simulation of deformation of retaining structure excavation of a metro transfer station [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(S1): 77-81.

[3] Liu G B, Ng C W W, Wang Z W. Observed performance of a deep multistrutted excavation in Shanghai soft clays [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(8): 1004-1013.

[4] 宋建学, 郑仪, 王原嵩. 基坑变形监测及预警技术[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(增刊1): 1889-1891.
Song Jianxue, Zheng Yi, Wang Yuansong. Deformation monitoring and alerting technology of foundation pits[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28 (S1): 1889-1891.

[5] 贺振昭, 杨新, 叶超, 等. 地铁深基坑内支撑结构优化分析[J]. 安全与环境工程, 2021, 28(1): 68-78.
He Zhenzhao, Yang Xin, Ye Chao, et al. Optimization analysis of supporting structure in deep excavation of metro[J]. Safety and Environmental Engineering, 2021, 28 (1): 68-78.

[6] 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.

[7] 李镜培, 陈浩华, 李林, 等. 软土基坑开挖深度与空间效应实测研究[J]. 中国公路学报, 2018, 31(2): 208-217.
Li Jingpei, Chen Haohua, Li Lin, et al. Observation on depth and spatial effects of deep excavation in soft clay[J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, 31(2): 208-217.

[8] Long M. Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, 127(3): 203-224.

[9] Finno R J, Bryson L S. Response of building adjacent to stiff excavation support system in soft clay[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2002, 16(1): 10-20.

[10] Likitlersuang S, Surarak C, Wanatowski D, et al. Finite element analysis of a deep excavation: A case study from the Bangkok MRT[J]. Soils and Foundations, 2013, 53(5):

756-773.

[11] Simpson B, Vardanega P J. Results of monitoring at the British library excavation[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 2014, 167(2): 99-116.

[12] Wang Z W, Ng C W, Liu G B. Characteristics of wall deflections and ground surface settlements in Shanghai[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, 42(5): 1243-1254.

[13] 吴意谦, 朱彦鹏. 兰州市湿陷性黄土地区地铁车站深基坑变形规律监测与数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(增刊2): 404-411.
Wu Yiqian, Zhu Yanpeng. Monitoring and numerical simulation of deformation law of deep foundation pit of subway station in Lanzhou collapsible loess[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(S2): 404-411.

[14] 彭斌, 袁杰, 张小勇, 等. 圆砾地层深基坑地下连续墙变形特性分析[J]. 土木工程学报, 2017, 50(S1): 65-69.
Peng Bin, Yuan Jie, Zhang Xiaoyong, et al. Analysis on deformation of diaphragm wall in round gravel strata[J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(S1): 65-69.

[15] 高洪赟, 徐天涵, 王志华, 等. 深基坑开挖对自身围护结构及邻近隧道的影响研究[J]. 中外公路, 2025, 45(2): 29-37.
Gao Hongyun, Xu Tianhan, Wang Zhihua, et al. Influence of deep foundation pit excavation on retaining structure and adjacent tunnels[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2025, 45(2): 29-37.

[16] 陈登伟. 紧邻既有车站和钢便桥的超大异形基坑施工方案优化[J]. 中外公路, 2024, 44(6): 11-19.
Chen Dengwei. Optimization of construction scheme of ultra-large special-shaped foundation pit adjacent to existing station and temporary steel bridge[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2024, 44(6): 11-19.

[17] 徐立武, 陈卓异, 邱力杰. 钢换撑支撑体系下狭长形基坑围护结构受力及变形分析[J]. 中外公路, 2024, 44(3): 193-201.
Xu Liwu, Chen Zhuoyi, Qiu Lijie. Stress and deformation of retaining structure in narrow and long foundation pit based on steel braces[J]. Journal of China & Foreign Highway, 2024, 44(3): 193-201.

[18] Zeng C F, Powrie W, Xu C J, et al. Wall movement during dewatering inside a diaphragm wall before soil excavation [J]. Underground Space, 2025, 22: 355-368.

[19] Yang K L, Xu C J, Zeng C F, et al. Analysis of recharge efficiency under barrier effects incurred by adjacent underground structures[J]. Water, 2025, 17(2): 257.

[20] Ye C, Li Z C, He Z Z, et al. Numerical investigation of retaining structure response to surrounding surface surcharge during deep excavation[J]. Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2023, 60(3): 236-243.

[21] Clough G W, Smith E M. Movement control of excavation support system by iterative design[J]. American Society of Civil Engineer, 1989: 869-884.

[22] Clough G W, O'Rourke T D. Construction induced movements of in-situ walls[C]//Design and Performance of Earth Retaining Structures. Geotechnical Special Publication, 1990, 25: 439-470.

[23] Hsieh P G, Ou C Y. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(6): 1004-1017.