

## 湿陷性黄土深基坑支护结构变形特性及控制措施分析

苏衍渠

(中铁十八局集团第三工程有限公司, 河北 涿州 072750)

**摘要:** 为探究湿陷性黄土地区地铁深基坑支护结构变形特性, 本文依托太原地铁1号线迎泽东大街站深基坑工程, 监测地表沉降、围护桩变形及钢支撑轴力, 结合有限元模拟分析桩间净距与桩径比 ( $d/D$ )、钢支撑预加轴力及架设位置对桩体变形的影响, 提出控制措施。结果表明: 1500 mm 钻孔灌注桩 + 800 mm 钢支撑适用于该类基坑; 最大地表沉降距基坑边缘约 12 m, 长边、短边桩体最大水平位移分别位于 9~15 m、6~13 m 深度范围, 三道钢支撑轴力均未超设计值的 60%; 随着  $d/D$  的增大, 桩体水平位移整体增大, 宜控制在 3/15~4/15; 基坑长边中下部弯矩较大, 70% 设计值预加轴力在 17 m 以上区域水平位移降低 5.8%~17.3%, 宜将第二道支撑预加轴力增至 70% 设计轴力, 第一、第三道钢支撑保持原工况 60% 的设计轴力; 钢支撑下移 0.5 m 内可有效减小桩体水平位移及支撑轴力。

**关键词:** 地铁深基坑; 湿陷性黄土; 支护体系; 变形监测; 控制措施

中图分类号: U231.3 TU433

文献标识码: A

## Analysis of Deformation Characteristics and Control Measures of Deep Foundation Pit Support Structure in Collapsible Loess

SU Yanqu

(China Railway 18th Bureau Group Third Engineering Co., Ltd., Zhuozhou 072750, Hebei, China)

**Abstract:** To explore the deformation characteristics of supporting structures for metro deep foundation pits in collapsible loess areas, this paper takes the deep foundation pit project of YingZe East Street Station on Taiyuan Metro Line 1 as the basis, monitors ground settlement, retaining pile deformation and steel strut axial force, analyzes the influences of pile net spacing-pile diameter ratio ( $d/D$ ), steel strut preloading axial force and erection position on pile deformation via finite element simulation, and proposes control measures. The results show that 1500 mm bored cast-in-place piles plus 800 mm steel struts are suitable for such pits; the maximum ground settlement is about 12 m from the pit edge, the maximum horizontal displacements of long and short-side piles lie in 9~15 m and 6~13 m depth ranges respectively, and the axial forces of three steel struts all do not exceed 60% of design values; pile horizontal displacement increases with the rise of  $d/D$ , which should be controlled within 3/15~4/15; the middle and lower parts of the pit's long side have relatively large bending moments; 70% design preloading axial force reduces horizontal displacement above 17 m by 5.8%~17.3%, so it is advisable to increase the second strut's preloading axial force to 70% of design value while keeping the first and third at the original 60%; lowering steel struts within 0.5 m can effectively reduce pile horizontal displacement and strut axial force.

**Key words:** subway deep foundation pit; collapsible loess; support system; deformation monitoring; control measures

收稿日期: 2025-05-28

作者简介: 苏衍渠, 工程师, 本科, 研究方向为轨道交通项目施工

## 引言

随着城市化进程的加速, 地铁建设已成为缓解交通压力、优化城市空间布局的核心手段<sup>[1]</sup>。然而, 湿陷性黄土地基深基坑工程因其复杂的地质条件、密集的周边建筑环境及施工荷载, 面临着支护结构变形、地层扰动等风险, 严重威胁工程安全<sup>[2-3]</sup>。近年来, 湿陷性黄土分布区频繁出现因支护结构变形失稳导致基坑垮塌、邻近建筑开裂等工程事故, 造成了重大经济损失和社会影响<sup>[4]</sup>, 因此研究湿陷性黄土地区地铁车站深基坑开挖稳定性具有重要意义。

近年来, 国内外许多学者通过融合现场监测、数值模拟与理论分析方法对深基坑支护变形特性展开系统性探索<sup>[5]</sup>。侯亚彬等<sup>[6]</sup>以重庆兰桂大道地铁深基坑工程为依托, 通过对桩撑、桩锚及板肋支护体系的三维位移监测及变形特性综合分析, 验证了复合支护结构在复杂地层中的协同作用效应。针对软土地基的狭长基坑, 乔世范等<sup>[7]</sup>通过数据统计方法揭示了基坑支护结构变形随开挖进程的发展规律, 并指出不同地区因工程地质与水文地质条件的显著差异, 基坑变形特征呈现明显区域性分异规律。倪小东等<sup>[8]</sup>考虑坑边堆载、围护桩刚度退化、土基模量衰变等诱发因素, 采用参数反演与 ABC-BP 神经网络相结合的方法, 实现了基坑变形演化规律的高精度预测与控制效果评估。许四法等<sup>[9]</sup>探究了基坑开挖对既有隧道变形的影响规律, 基坑开挖引发隧道产生水平收缩-竖向拉伸的变形趋势, 隧道会向基坑方向发生位移, 道床沉降量最大值出现在围护桩与基坑开挖施工间隙处。程康<sup>[10]</sup>、魏仕锋等<sup>[11]</sup>总结并对比了杭州市 16 个软土地基深基坑案例, 通过统计分析基坑开挖面积与地连墙最大侧移的相关性, 构建了二者之间的关系式, 并认为围护结构的形变在很大程度上取决于所采用的施工方式和开挖面积。孙武斌<sup>[12]</sup>针对偏压基坑围护结构非对称变形问题进行了研究, 结果表明基坑与建筑物距离是最不利的影响因素。张戈等<sup>[13]</sup>从维护结构刚度角度预测了地铁深基坑结构变形特性, 提出了 MVSS 综合刚度模型, 融合围护结构参数、支撑体系及加固措施, 通过数值模拟与实测验证建立变形-刚度递减关系模型。

太原市作为典型的黄土高原城市, 地质条件以湿陷性黄土为主, 地下水位波动显著, 加之城市核心区建筑密集、交通网络交错, 其地铁车站

深基坑施工面临独特挑战<sup>[14-15]</sup>。以太原地铁 1 号线上的迎泽东大街站为例, 其深基坑开挖深度大、支护结构受力复杂, 如何有效控制变形成为决定工程质量的关键。本文通过现场监测与数值模拟相结合, 总结基坑变形规律, 并探究影响基坑变形的主要因素, 旨在为湿陷性黄土地基深基坑工程维护结构设计提供一定参考。

## 1 工程概况

### 1.1 太原地铁 1 号线 SGTJ-105 标段车站概况

车站位于迎泽东大街与黑土巷路交叉口西侧, 以车站为原点, 其西北象限为五十二中; 西南象限为太铁双塔小区; 东南象限为太铁双塔小区; 东北象限为二马路小区; 北侧为太铁宿舍和太铁建筑二段汽车队仓库; 南侧为太铁双塔小区。车站范围建筑物密集, 均为一至六层砖房, 共设 4 个出入口、1 个安全出入口、2 组风亭, 除 C 出入口采用暗挖法施工, 其余均采用明挖法施工, 图 1、图 2 为车站平面图与现场施工图。

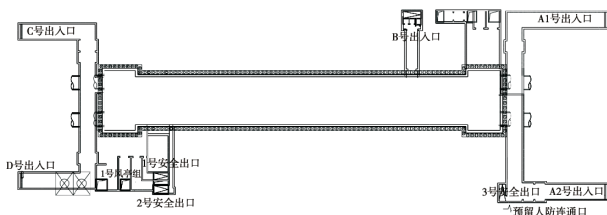


图 1 车站平面图



图 2 车站深基坑现场施工图

### 1.2 工程地质概况

该场地地貌单元为东山黄土台塬, 区内地形起伏明显, 总体趋势为东北高西南低, 海拔标高在 834.231 ~ 841.608 m 之间, 相对高差 7 m 左右。《岩土工程勘察报告》显示, 场地地层为第四系全新统人工填土、第四系全新统地层、第四系上更新统地层、第四系中更新统地层, 按地层岩性及物理力学性质, 将地层分为 4 个大层和分属于各大层的若干个亚层, 不同地层物理力学指

标见表1。

根据《湿陷性黄土地区建筑规范》(GB 50025—2018),结合取样试验结果综合判定,场地范围内,湿陷性土下限深度为自然地面下17.15~18.15 m,场地湿陷等级为Ⅱ~Ⅲ级,湿陷程度为中等至严重。东山地下水以大气降水补给为主,无区外地表水流入,补给条件单一,地下水总体流向自东北向西南,汇入太原盆地,埋深在60 m以下。

表1 地层物理力学特性

地层名称	地层岩性描述	平均厚度/m	承载力/kPa
人工填土层 1-1	黄褐色,近年来东中环道路建设填筑,堆积约8年,成分主要以粉土为主,夹杂有少量砖块、碎石等,均匀性较差	3.61	80
黄土状粉土 2-3-31	褐黄色,手搓具有砂质感,呈稍湿、稍密状态,具中等压缩性	6.35	120
黏质粉土 3-3-22	粉土为主,含有黏性及少量白色菌丝,手捻有砂质感,中密	4.94	160
粉质黏土 3-1-12	黄褐色,以黏粒为主,粉粒次之,含云母、少量钙质菌丝,呈硬塑状态,具中等压缩性,干强度低,土质均匀	9.92	170
中砂 4-5-3	场地范围内局部分布,矿物成分以石英、长石为主,局部含有砾石,呈稍湿、稍密状态	1.92	260

### 1.3 支护结构方案

地铁车站基坑主体开挖长139.1 m、宽22.5 m,两端开挖长27.9 m、宽15.2 m。基坑围护结构采用钻孔灌注桩,基坑内设C30混凝土灌注桩+钢管支撑,灌注桩桩径为1500 mm,三道钢管支撑直径为800 mm,基坑深度21.3 m,图3为迎泽

东大街站桩基平面图。钻孔桩采取隔桩施工,为防止冲击振动使相邻孔坍塌或影响邻孔中已灌注混凝土的凝固,需在相邻混凝土达到70%的设计强度后成孔施工。钻孔桩施工时采取分批跳孔的方法,按四序成孔,成孔顺序为1→5→9,2→6→10,依次循环,如图4所示。



图3 迎泽东大街站桩基平面图



图4 钻孔桩跳桩施工示意图

## 2 监测方案

### 2.1 监测内容

地铁基坑施工过程中的监测是保障工程安全质量的核心环节,通过实时监测基坑支护结构变形、土体位移及基坑钢支撑轴力变化,能够及时发现潜在风险隐患,为优化施工工艺、调整支护参数提供科学依据。在迎泽东大街站深基坑开挖过程中,对地表沉降、桩顶竖向位移、桩顶水平位移、桩体深层水平位移以及钢支撑轴力等参数进行监测。

### 2.2 监测仪器及点位

根据《建筑基坑工程监测技术规范》(GB 50497—2019)及工程实际要求,主要的监测仪器包括电子水准仪、全站仪、固定式测斜仪、应变计,详细的监测频率及监测控制值见表2,图5为不同监测项目的监测点位布置情况。

表2 监测要求

监测项目	监测位置	监测仪器	监测频率	监测控制值
地表沉降	基坑边缘	水准仪	开挖阶段:1次/d; 结构施工阶段:1次/2 d	累计值≤30 mm
桩顶竖向位移	基坑桩顶	全站仪	开挖阶段:1次/d; 支撑安装后:1次/2 d	累计值≤25 mm
桩顶水平位移	基坑桩顶	全站仪	开挖阶段:1次/d; 支撑安装后:1次/2 d	30 mm 与累计值≤0.1% H 的最小值 (H 为基坑深度)
桩体水平位移	基坑地下围护桩内	测斜仪	开挖阶段:1次/d; 结构施工阶段:1次/2 d	30 mm 与累计值≤0.1% H 的最小值 (H 为基坑深度)
钢支撑轴力	钢支撑端部,每道支撑选3个代表性截面	频率读数仪	安装后前3天:2次/d;稳定后:1次/d; 拆除前加密至2次/d	≤设计值的80%;单日变化≤设计值的10%

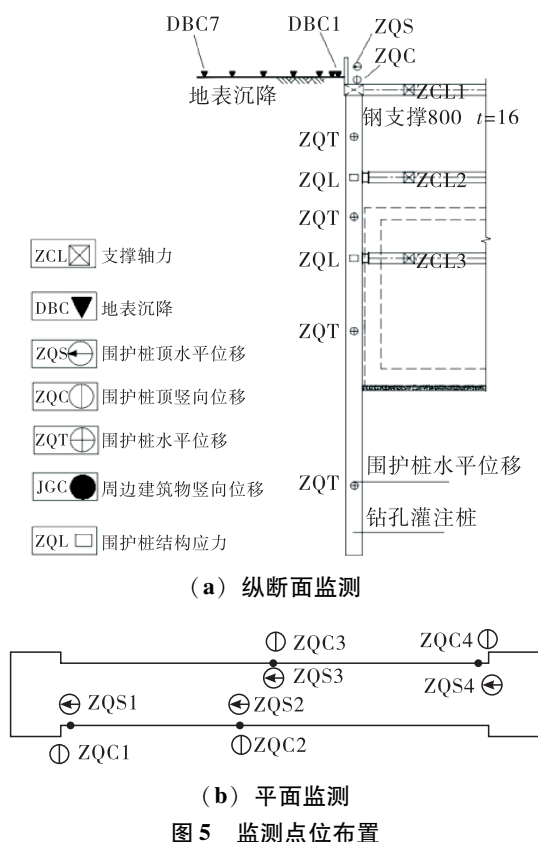


图 5 监测点位布置

### 3 有限元模型建立

#### 3.1 模型参数

基坑工程手册中规定，根据等效刚度原则，钻孔灌注桩可被等效为具有一定厚度的维护墙，以简化计算模型，等效简图如图 6 所示，钻孔灌注桩等效为维护墙的厚度按照公式 (1) 和公式 (2) 计算。

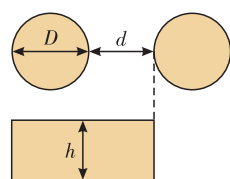


图 6 围护桩刚度等效图

$$\frac{1}{12} \times (D + d) \times h^3 = \frac{1}{64} \pi D^4 \quad (1)$$

$$h = 0.838D \times \sqrt[3]{\frac{1}{1 + \frac{d}{D}}} \quad (2)$$

式中： $D$  为桩孔灌注桩直径，mm； $d$  为钻孔灌注桩桩间净距，mm； $h$  为等效围护墙厚度，mm。

将桩径以及桩间净距代入公式，可得等效围护墙厚度约为 1 160 mm。然而基于等效刚度原则的钻孔灌注桩等效维护墙厚度计算公式主要适用于一般土质条件，未特别考虑湿陷性黄土遇水软

化的特殊工况。湿陷性黄土在浸水后会发显著的结构软化，导致土体模量和强度急剧下降，这将直接影响桩 - 土相互作用体系的等效刚度。湿陷性黄土遇水软化的力学机制主要表现为压缩模量的衰减和抗剪强度的损失，考虑到湿陷性黄土对围护桩的影响处于 17.15 ~ 18.15 m (约 1 m)，因此对该范围土体压缩强度和抗剪强度进行修正，按公式 (3) 至公式 (5) 计算，不同土层的模型参数见表 3。

$$E_{\text{soft}} = 0.6E_s \quad (3)$$

$$c_{\text{soft}} = 0.5c \quad (4)$$

$$\tan\Phi_{\text{soft}} = 0.7\tan\Phi \quad (5)$$

式中： $E_{\text{soft}}$ 、 $c_{\text{soft}}$ 、 $\Phi_{\text{soft}}$  分别为黄土软化后的弹性模量、粘聚力、内摩擦角； $E_s$ 、 $c$ 、 $\Phi$  分别为黄土初始的弹性模量、粘聚力、内摩擦角。

表 3 模型土体参数

土质	密度/ (kg/m <sup>3</sup> )	弹性模 量/MPa	泊松比	粘聚力 /kPa	内摩擦 角/(°)
杂填土	1 850	4.1	0.3	8.3	15
黄土状粉土	1 810	12.8	0.32	17	26
中砂	1 950	22.5	0.28	2.6	35
黏质粉土	1 900	15	0.30	20	25
粉质黏土	1 920	15	0.32	32.6	20.5

#### 3.2 开挖步骤及模型建立

车站采用明挖法施工，基坑采用钻孔灌注桩 + 钢管支撑的联合支护体系。分层开挖时，第一层开挖 3 m，在 2 m 处立即架设横向钢管支撑并施加预应力；第二层开挖至 8 m 深度，在 7 m 处同步安装第二道钢管支撑并施加预应力；第三层开挖至 15 m，在 14 m 处安装第三道钢管支撑并施加预应力，直至开挖至 17 m，基底预留 30 cm 人工清底。

在模型中应根据开挖顺序严格匹配分层开挖与支护时序。初始阶段通过 Abaqus 的“model change remove”功能将拟开挖的全部土体单元“杀死”，仅保留基坑围护结构及周边土体施加重力荷载，形成初始地应力场；第一层开挖 3 m 至首道支撑标高后，利用“model change remove”激活该层土体和单元横向钢管支撑单元；第二层开挖至 8 m 深度时，同步激活第二层土体单元并激活第二道钢管支撑；第三层开挖至 15 m，激活第三层土体单元并激活第三道钢管支撑，全程通过“生死”单元动态耦合土体卸载与钢支撑激活过程，监测围护结构变形及支撑轴力变化。

基于太原地铁 1 号线上的迎泽东大街站工程实例的几何尺寸及材料参数，运用 Abaqus 有限元软件构建地铁车站深基坑开挖模型，模型尺寸 60 m ( $x$  轴) × 50 m ( $z$  轴) × 40 m ( $y$  轴)，等

等效围护墙尺寸 30 m × 12 m × 25 m，等效维护墙宽 1 160 mm，单元数为 48 650，模型底部设置为固定约束，约束 4 个侧面的法向位移，基坑开挖有限元模型及表格划分见图 7。

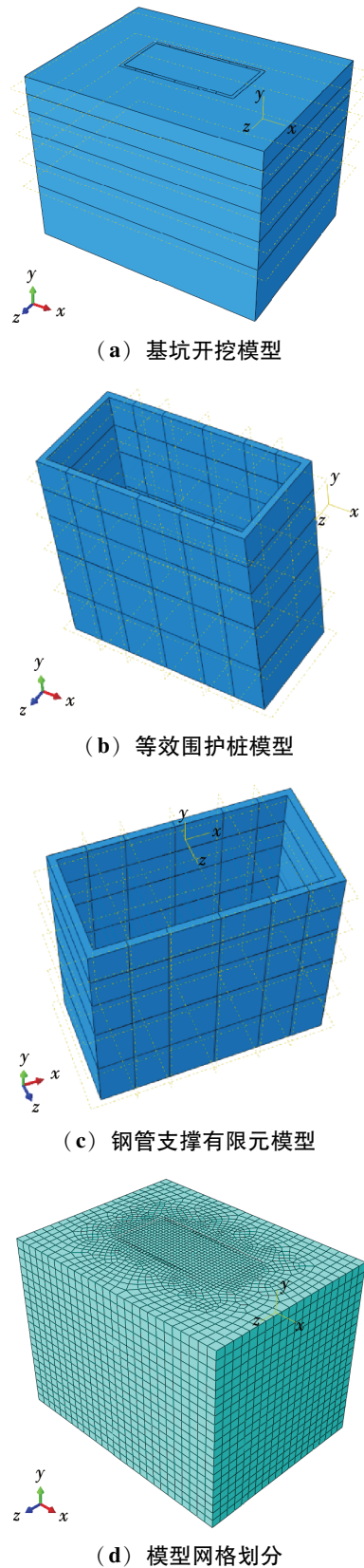


图7 开挖基坑有限元模型及网格划分

## 4 结果与讨论

### 4.1 基坑变形监测结果与分析

#### 4.1.1 基坑周围地表沉降分析

在距基坑边缘 1 m、2 m、4 m、8 m、12 m、16 m、20 m 处取 7 个监测点数据进行分析，监测结果如图 8 所示，图 9 为地表沉降云图。

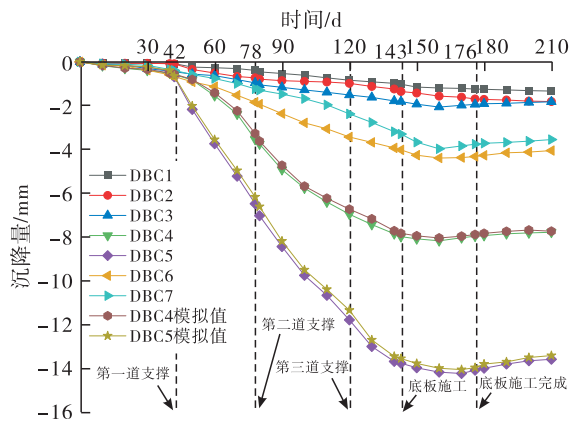


图8 基坑周围地表沉降量

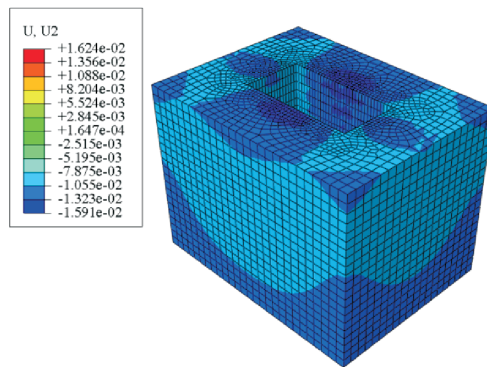


图9 地表沉降云图

由图可知，距离基坑边缘越远，地表沉降趋势越明显，但最大沉降出现在中远距离区域，DBC5 沉降量达到近基坑边缘测点的十倍以上，中远距离区域受基坑开挖的深层扰动更为显著。钢支撑对地表沉降的发展起到调控作用，第一道钢支撑安装后近端测点沉降速度不明显，但中远距离区域出现短暂加速沉降，随着钢支撑安装及底板结构闭合，各测点沉降逐步趋于稳定。进一步分析发现，第二道钢支撑施工时大沉降集中于中距离区域，DBC5 在 50 ~ 60 天开挖深度增加时沉降量增大 72%，同期 DBC6 沉降量增大 24%。

观察图 9 地表沉降云图模拟沉降数据，实测沉降值比模拟沉降值略大，这主要是由实际土体参数的非均质性、施工扰动等复杂因素导致的。最大沉降发生在距基坑边缘 8.4 ~ 13.6 m 区域，

与实测位置 DBC4、DBC5 的沉降数据相吻合，特别是在中远距离敏感区误差控制在 8.4% 以内。最远测点 DBC7 在施工后期仍保持少量沉降，基于上述分析，后续仍应重点对距基坑边缘中远距离的敏感区域实施动态监测。

#### 4.1.2 桩顶水平位移分析

图 10 为不同基坑开挖阶段桩顶水平位移，基坑边缘监测点 ZQS1 和 ZQS4 最终位移分别达 20.70 mm 和 20.57 mm，比中部测点 ZQS2、ZQS3 高约 18%。在第一道钢支撑支护之前，各测点随开挖深度增加快速增大，随着三道钢支撑依次架设，水平位移增长速度明显放缓，钢支撑体系通过轴向刚度有效约束了围护桩结构变形。底板施工时各测点逐渐趋于稳定，位移增量小于 0.2 mm，此时底板结构闭合形成整体刚度，与钢支撑体系协同作用平衡了土压力。

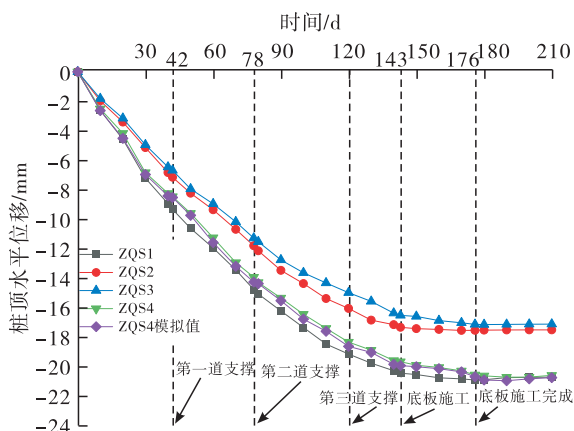


图 10 桩顶水平位移

图 11 为在不同开挖阶段，桩顶水平位移变化云图。随着第一道钢支撑的施工，位移开始出现但幅度较小，该位移主要受浅层土体卸荷影响，在位移云图上表现为局部浅层分布。随着开挖深度增加，位移显著增大，且最大位移区域逐渐下移。第三道钢支撑的施工进一步约束了深层土体变形，此时位移增速放缓，但累计位移持续增加，位移场向基坑底部延伸。ZQS4 处实测值与模拟值均呈现“急速增长—增速放缓—渐趋稳定”三个阶段，二者高度吻合，最大偏差仅 0.3 mm，验证了有限元模型对基坑开挖不同工况的模拟精度。

#### 4.1.3 桩顶竖向位移分析

图 12 为在不同基坑开挖阶段，桩顶竖向位移的曲线。在基坑开挖过程中，桩顶竖向位移具有明显的时空差异性，ZQC4 竖向位移量最大，稳定时达到 8.30 mm。随着开挖与钢支撑施工的

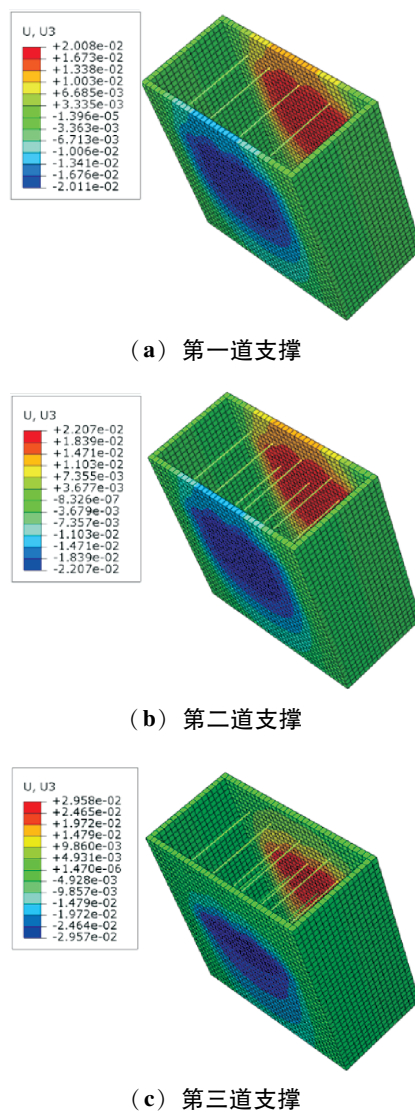


图 11 ZQS4 桩顶水平位移云图

进行，位移曲线呈现不同特征。由图 12 可知，在第一道钢支撑之前，受土体开挖卸荷影响，桩快速下沉，随后因第一道钢支撑施工出现短暂回弹。随着开挖—钢支撑的施工进程的推进，围护桩在深层土体流变效应影响下持续下沉。ZQC1 竖向位移量比 ZQC4 略小，在钢支撑施工节点均出现 1.0 mm 左右的竖向位移减小量，ZQC3 与 ZQC2 竖向位移较小，在每次钢支撑施工后均出现 0.2 ~ 0.4 mm 的竖向位移减缓现象。

对比 ZQC3、ZQC4 实测值与模拟值，在第二道钢支撑之前，实测位移与模拟值较为接近，并且略大于模拟值，这主要是受现场土质不均匀性和施工扰动的影响。但在第三道钢支撑施工的中后期，模拟值的位移增长速率明显低于实测值，特别是在 ZQC4 桩位置，于第 143 天实测值 7.26 mm 明显大于模拟值 6.46 mm。随着第三道钢支撑施工完毕，模拟值因采用理想化土体参数

往往收敛得更快，而实测值受土体蠕变和周边环境扰动影响持续缓慢发展。

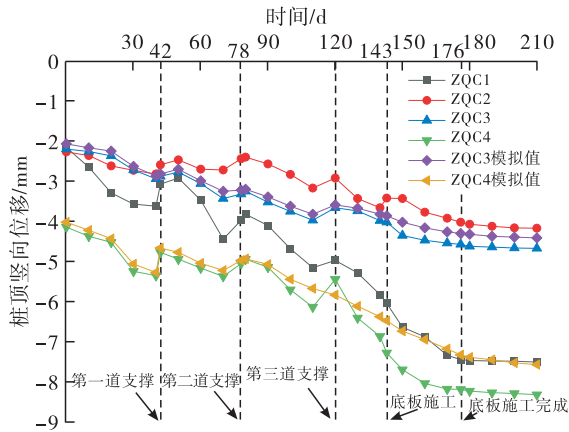


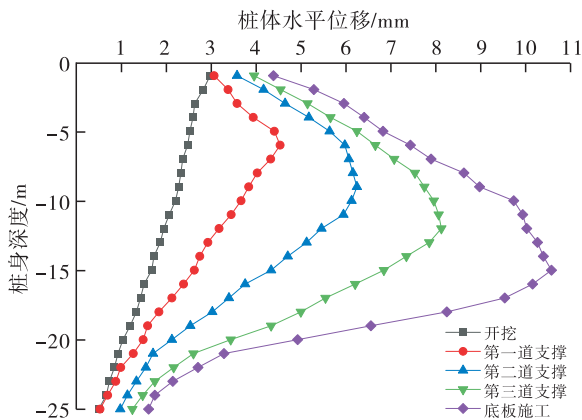
图12 桩顶竖向位移

#### 4.1.4 桩内水平位移分析

图13为基坑长边维护桩桩体水平位移和基坑短边维护桩桩体水平位移曲线。长边桩体水平位移随开挖深度增加呈现“中间大、两端小”的分布形式，最大水平位移出现在桩身9~15m深度范围，底板施工阶段最大水平位移达到10.56mm，这是因为开挖过程中土体卸荷产生的主动土压力呈非线性分布，并且受桩土相互作用影响，桩体中下部处于弯矩最大状态。随着三道钢支撑逐级架设，水平位移增长速率呈现“加速—减速—加速”的特征。短边桩体位移为长边的41.5%~76.8%，最大位移集中于6~13m深度区域，其平缓的变形曲线反映短边受基坑角部空间约束的影响。

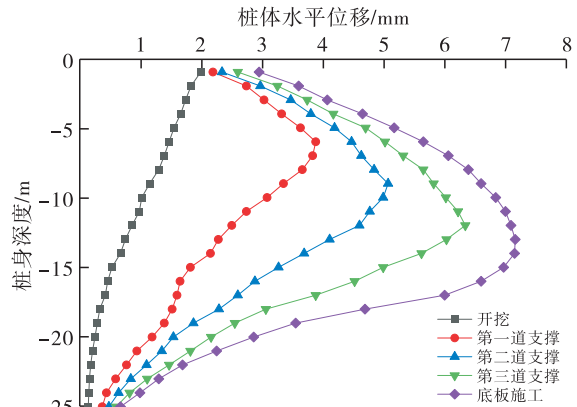
#### 4.1.5 钢管支撑轴力变化分析

图14为随着基坑开挖过程中三道钢支撑轴力变化曲线，从曲线变化看，第二道钢支撑轴力最大，其次是第三道，第一道轴力最小。基坑开挖后，主动土压力在基坑中间深度处达到最大值，



(a) 长边水平位移

图13 桩内水平位移



(b) 短边水平位移

图13 桩内水平位移 (续)

使得第二道钢支撑处于土压力最显著的“中性点”位置，承受的荷载最大。第三道钢支撑靠近基坑底部，部分土压力通过坑底土体传递至底板，其轴力虽逐渐增加但始终低于第二道钢支撑。第一道支撑位于浅层，受地表土体自重应力小且受后续支撑“卸荷效应”的影响，轴力最低。整个基坑开挖过程中，三道钢支撑轴力均未超过设计轴力的60%。对比钢支撑轴力实测值与模拟值，第一道钢支撑安装后，模拟值因未能精确模拟开挖扰动而高于实测值，随着第二、第三道钢支撑的施工、底板施工完成以及土体的逐步卸荷，实测值因土体流变、温度变化、施工间隙的影响而高于模拟值，且实测值波动幅度更大。

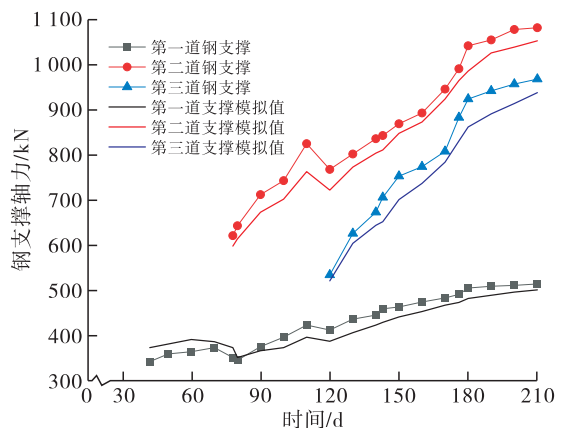


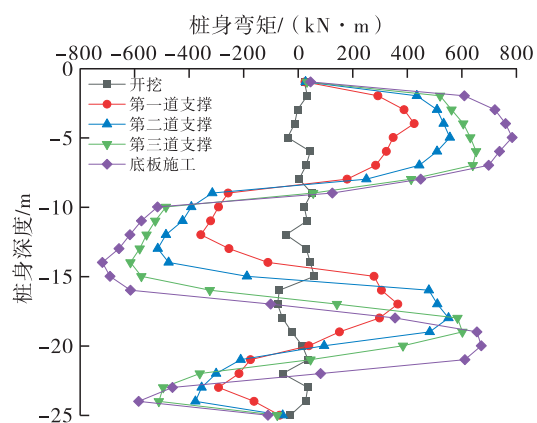
图14 钢支撑轴力变化

## 4.2 基坑钻孔灌注桩变形因素分析

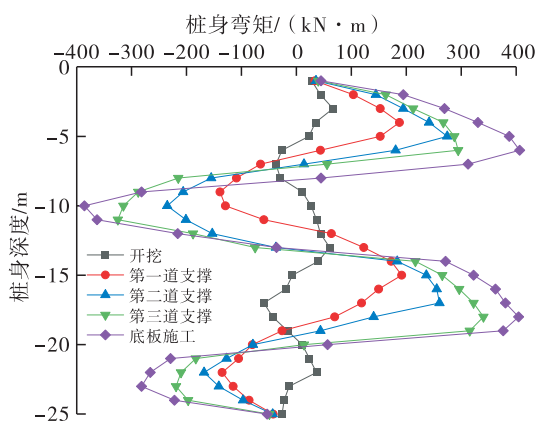
### 4.2.1 初始应力分析

围护桩沿长边和短边方向的弯矩随桩身深度变化情况见图15，在基坑分阶段开挖过程中，围护桩长边与短边方向的受力特征存在明显差异。设定向基坑内侧为弯矩正方向，沿基坑长边方向桩体受力曲线呈现“浅层正弯—中深部正负弯交

替”的特征，第一道钢支撑阶段浅层正弯矩快速增大至 428 kN·m，形成正向弯曲峰值。随着第一、第二道钢支撑施加，弯矩峰值逐步向 6~8 m 的中深部转移并逐渐衰减。第三道支撑阶段 10~14 m 的中下部负弯矩急剧增大至 612 kN·m，形成反向弯曲主峰，桩身呈现“S”型挠曲变形，这反映了钢支撑轴力释放引发桩-土体系应力重分布。底板施工后，负弯矩区向 10 m 深部以下延伸，最大负弯矩达到 715 kN·m。沿基坑短边方向的弯矩曲线表现为“浅层正弯均匀分布-中深部正负弯交替”的平缓形态，各阶段正弯矩峰值始终低于沿基坑长边弯矩；钢支撑施加作用后，负弯矩集中出现在 9~12 m 范围内，曲线过渡平滑并且无突变。底板施工阶段，正弯矩在 14~19 m 范围内呈现阶梯式增长，从 273 kN·m 增大至 406 kN·m，整体呈“悬臂-多支点”复合受力形态。



(a) 沿长边方向弯矩



(b) 沿短边方向弯矩

图 15 围护桩弯矩

4.2.2 钻孔灌注桩桩间净距与桩径比值的影响

图 16 为不同围护桩桩间净距与桩径比值 ( $d/D$ ) 对围护桩水平位移的影响，随着  $d/D$  的

增大，桩体水平位移整体呈增大的趋势。与原工况 ( $d/D=4/15$ ) 相比， $d/D=6/15$  时，最大位移增至 8.93 mm，增幅达 24.89%； $d/D=3/15$  时，最大位移为 7.15 mm，较原工况水平位移减少 4.19%，反映了较小桩间距通过增强桩-土协同作用可有效限制变形。而  $d/D=2/15$  时，虽然水平位移仅为 6.63 mm，但存在 9~14 m 桩身中部水平位移突变的应力集中现象。从深度分布看，所有工况围护桩水平位移均表现为“中间大、两端小”的抛物线形态，最大位移集中在 12~13 m 的中部区域，此处对应基坑开挖卸荷的主影响区。这是由于桩间距增大，桩间土拱效应减弱，桩前被动区土体约束力随之降低；与此同时，桩身弯矩分布改变，加剧了桩体挠曲变形。

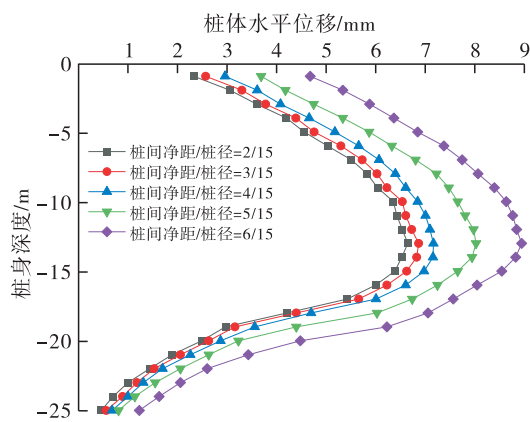


图 16 桩间净距与桩径比值对围护桩水平位移影响

4.2.3 钢支撑预加轴力的影响

表 4 为钢支撑预加轴力值，0.6 N 为原工况，图 17 为不同钢支撑预加轴力作用下桩体的水平位移。在 1~8 m 的浅层土体内，当预加轴力从 40% 设计值提升至 60% 时，桩顶区域水平位移整体降低 8.3%~17.9%，钢支撑通过轴向刚度约束了浅层土体的侧向变形；但当预加轴力达到 80% 时，浅层位移较原工况增加了 2.2%~8.2%，过高的预加力导致支撑-桩体体系刚度失衡，引发弯矩重分布，局部弯矩增大。在 9~16 m 的中深部区域，水平位移随预加轴力增加呈持续下降趋势，预加轴力提升至 70% 设计值时，位移较原工况减少 3.4%~5.8%。在 17~25 m 的深层土体内，轴力提升至 70% 设计值时，深层位移骤降 13.0%~33.3%。

进一步发现，第二道支撑因其主要位于 7~8 m 附近的被动区，预加轴力调整对中深层位移控制尤为关键，70% 设计值工况下 17 m 处水平位移显著改善，该预加轴力可增强对下部土体的约束

作用；而第一、第三道支撑轴力过大则易引起支撑间协同作用失衡，导致浅层位移增大。

表4 钢支撑预加轴力值

支撑位置	设计轴力	0.4N/	0.5N/	0.6N/	0.7N/	0.8N/
	N/kN	kN	kN	kN	kN	kN
第一道	1 200	480	600	720	840	960
第二道	2 000	800	1 000	1 200	1 400	1 600
第三道	1 800	720	900	1 080	1 260	1 440

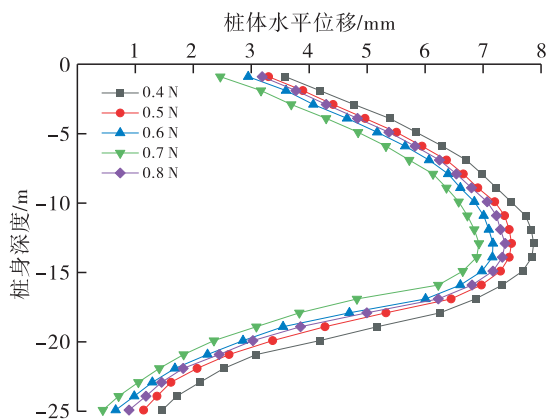


图17 钢支撑预加轴力对围护桩水平位移的影响

#### 4.2.4 钢支撑架设位置的影响

观察图18不同钢支撑位置变化对桩体水平位移的影响，钢支撑上移加剧桩体水平变形，钢支撑上移1.0 m，桩顶水平位移从原工况的2.94 mm增至3.62 mm，深层（25 m）水平位移由0.66 mm增至1.14 mm，这说明钢支撑上移削弱了浅层土体约束，导致应力向深层延伸。当钢支撑下移时，桩体位移减小，尤其是中深部（8~18 m）水平位移减小幅度达到5.8%~17.3%，说明钢支撑下移通过增强对深层湿陷性黄土的侧向约束，改善了桩-土协同变形，但深层土体刚度的非线性特性使得20 m以下桩体水平位移改善幅度变小。

进一步观察图19钢支撑位置对钢支撑轴力的影响发现，钢支撑下移0.5 m时，第三道钢支撑轴力下降7.4%，但第二道轴力仅下降1.2%，说明在钢支撑下移过程中存在最优下移量，可使轴力分配趋于平衡，这是因为钢支撑下移增强了桩体嵌固段被动区约束，有效降低桩体变形积累，这也很好地解释了适当下降钢支撑位置桩体水平位移减小，钢支撑下移0.5 m时的土压力分布云图如图20所示。

#### 4.3 不同土质基坑支护结构变形特性分析

湿陷性黄土地基与均质黏土基坑开挖的主要区别在于土体特性，湿陷性黄土具有大孔隙结构和湿陷性，遇水后强度骤降，易引发突发性沉降和边坡失稳，需采取严格的防水措施；而均质黏

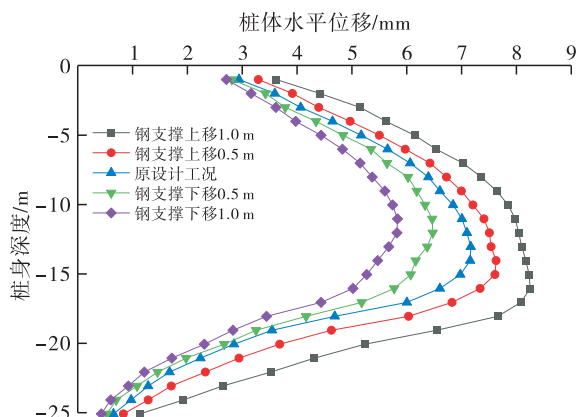


图18 钢支撑位置对围护桩水平位移的影响

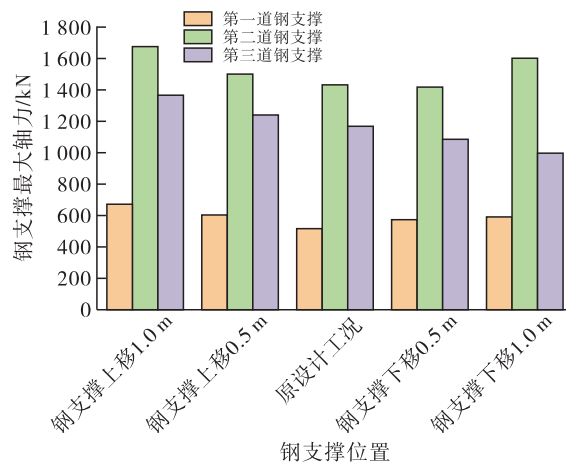


图19 钢支撑位置对钢支撑轴力的影响

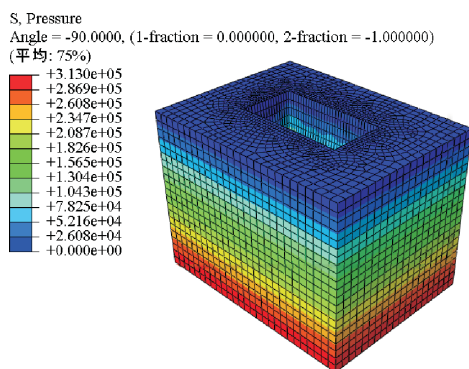


图20 钢支撑下移0.5 m时土压力分布图

土渗透性低、压缩性稳定，开挖时以控制塑流变形和长期蠕变为主，两者在支护设计、监测重点上均有显著差异。图21为两种土质地表沉降最大值，图22为不同土质桩顶竖向位移变化。相较于均质黏土，湿陷性黄土基坑周围地表沉降在距基坑边缘12 m处呈现剧烈突变，峰值达-14.19 m，为黏土的1.94倍，且沉降影响范围更广，在20 m处仍达-3.96 m；湿陷性黄土基坑围护桩桩顶竖向位移持续增长至210天，在底板施工完成后仍增长62%，而黏土仅增加23%，最终位移量

为黏土质基坑的 1.65 倍, 反映出黄土湿陷引发的渐进性破坏对支护体系施加的长期时变荷载。这种变形源于湿陷性黄土中水分迁移诱发土体强度持续衰减, 使围护桩侧向约束力下降、轴力重分布, 进而加剧桩身变形。工程实践中需采取刚性支护、多道预加轴力支撑以及立体防渗体系, 以抑制黄土湿陷性诱发的突发沉降与时效变形风险。

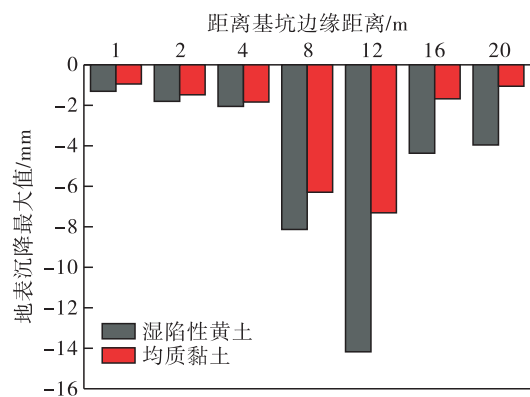


图 21 不同土质地表沉降最大值

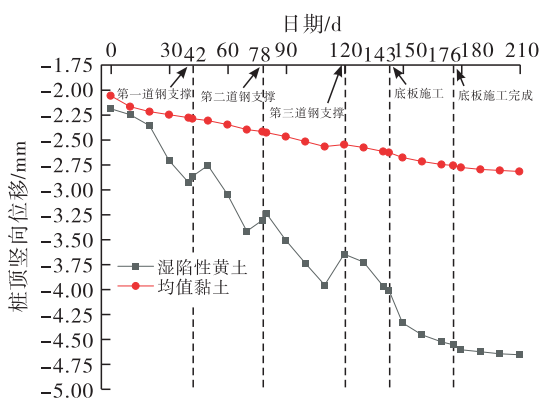


图 22 不同土质桩顶竖向位移变化

#### 4.4 基坑钻孔灌注桩变形控制措施

针对基坑钻孔灌注桩实测变形与变形因素分析, 本节在围护桩设计优化、钢支撑控制以及施工过程动态监控方面给出围护桩变形控制措施。严格控制桩间净距与桩径比值于 3/15 ~ 4/15 范围内, 间距过小易引发桩身应力集中, 过大则会削弱桩-土协同作用, 导致水平位移显著增大。优先将位于土压力“中性点”的第二道支撑预加轴力提高至设计值的 70%, 以增强中深层土体约束。第一、第三道支撑维持原设计预加轴力, 避免浅层位移反弹及体系刚度失衡。同时优化支撑空间位置, 将第二、第三道支撑垂直下移至 0.5 m 左右, 通过增强深层被动区约束平衡轴力分配。施工全程需实施精细化动态监控, 重点监测距基坑边缘 8 ~ 16 m 中远距离地表沉降敏感

区, 严格匹配开挖深度与支撑安装时序, 防范超挖引发突变沉降。对长边围护桩 9 ~ 15 m 深度水平位移与弯矩集中区、底板闭合后深层土体蠕变效应实施高频监测, 并实时对比实测数据与数值模型差异。

## 5 结论

本文通过对太原地铁 1 号线上的迎泽东大街站基坑开挖过程中地表沉降、钻孔灌注桩变形以及钢支撑轴力进行监测, 并结合模拟基坑开挖对钻孔灌注桩联合钢支撑支护下的基坑变形进行分析, 提出了相应的控制措施, 主要结论如下:

(1) 基坑内设桩径为 1 500 mm 的混凝土灌注桩 + 直径 800 mm 的钢支撑适合湿陷性黄土深基坑支护。基坑周边地表沉降, 最大沉降位置位于距基坑边缘约 12 m, 最大沉降量在允许范围内, 距基坑边缘 8 ~ 12 m 范围内的地表沉降较大。

(2) 基坑不同位置的桩顶水平位移和竖向位移具有显著差异, 基坑边缘受空间约束较弱, 桩顶位移较大, 而基坑中部区域因钢支撑体系协同作用桩顶位移发展相对平缓; 随着钢支撑的架设以及底板施工的完成, 各测点的桩顶水平位移均出现 0.1 ~ 0.3 mm 的微量回调, 桩-土达到了应力重分配的平衡状态; 桩顶竖向位移在每次钢支撑架设后均出现 0.2 ~ 0.4 mm 的竖向位移减缓现象。

(3) 基坑长边桩体水平位移随开挖呈现“中间大、两端小”的分布形式, 最大水平位移出现在桩身 9 ~ 15 m 深度范围内; 短边桩体位移仅为长边的 41.5% ~ 76.8%, 最大位移集中于 6 ~ 13 m 深度区域; 第二道钢支撑轴力最大, 第一道最小, 三道钢支撑轴力均未超过设计轴力的 60%。

(4) 沿基坑长边方向桩体受力曲线呈现“浅层正弯-中深部正负弯交替”的特征, 随着基坑开挖以及三道钢支撑的架设, 桩身呈现“S”型挠曲变形; 沿基坑短边方向弯矩曲线呈现“浅层正弯均匀分布-中深部正负弯交替”的平缓形态, 各阶段正弯矩峰值始终低于沿基坑长边弯矩。

(5) 随着  $d/D$  的增大, 桩体水平位移整体呈增大趋势, 且峰值位置随桩间距增大逐渐向桩顶方向偏移。 $d/D = 6/15$  时, 最大水平位移增至 8.93 mm, 最大位移集中在 12 ~ 13 m 的中下部区域, 宜将  $d/D$  比值控制在 3/15 ~ 4/15 范围内; 过大或过小的钢支撑预加轴力都会导致桩体的水平位移增大, 70% 设计值预加轴力在 17 m 以上

区域位移降低 13.0% ~ 33.3%，相较于原工况，建议第二道支撑预加轴力增至 70% 设计轴力，第一、第三道钢支撑保持原工况 60% 设计轴力。

(6) 钢支撑下移，桩体水平位移减小，尤其是 8 ~ 18 m 水平位移下降了 5.8% ~ 17.3%；钢支撑下移 0.5 m，第二、第三道钢支撑最大轴力减小，第一道钢支撑最大轴力增大，在原工况的基础上钢支撑下移 0.5 m 以内可以更好地降低桩体水平位移，减小钢支撑轴力。

#### 参考文献:

- [1] 吴龙恩, 林欣燕, 刘智勇, 等. 城市轨道交通对我国城市空间的影响研究[J]. 建设科技, 2019(21): 27-30.
- [2] 赵长伟. 基于映射关系与影响中心度的地铁深基坑施工风险识别[J]. 广东交通职业技术学院学报, 2024, 23(4): 31-35, 48.
- [3] 夏梦雷. 地铁车站施工中的深基坑工程管理与安全控制策略[J]. 工程技术研究, 2024, 6(1): 152-154.
- [4] 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(S2): 404-411.
- [5] 邵权, 徐学连, 徐松, 等. 深基坑桩锚撑组合支护结构变形影响因素的三维数值分析[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(S2): 87-91.
- [6] 侯亚彬, 陈玉, 王新胜, 等. 山地城市某地铁深基坑监测与特性分析[J]. 测绘通报, 2020(S1): 91-95.
- [7] 乔世范, 蔡子勇, 张震, 等. 南沙港区软土狭长深基坑围护体系性状[J]. 浙江大学学报(工学版), 2022, 56(8): 1473-1484.
- [8] 倪小东, 王琛, 唐栋华, 等. 软土地区深基坑超大变形预警及诱因分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2022, 53(6): 2245-2254.
- [9] 许四法, 周奇辉, 郑文豪, 等. 基坑施工对邻近运营隧道变形影响全过程实测分析[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(5): 804-812.
- [10] 程康, 徐日庆, 应宏伟, 等. 杭州软黏土地区某 30.2m 深大基坑开挖性状实测分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2021, 40(4): 851-863.
- [11] 魏仕锋, 谭勇, 廖少明, 等. 钱江隧道顺逆结合合法深基坑变形性状实测分析[J]. 土木工程学报, 2014, 47(8): 112-119.
- [12] 孙武斌. 地铁车站偏压基坑围护结构变形影响因素研究[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2020, 39(4): 86-91.
- [13] 张戈, 毛海和. 软土地区深基坑围护结构综合刚度研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(5): 1467-1474.
- [14] 贾霄, 张金柱, 夏瑞萌, 等. 太原地区地铁车站深基坑变形特性研究[J]. 水利与建筑工程学报, 2021, 19(6): 172-178.
- [15] 梅源, 张苗苗, 周东波, 等. 西安湿陷性黄土地区狭长深基坑变形分析[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2024, 43(7): 17-25.
- [11] 张鹏, 张文生, 韦江雄等. 养护温度对赤泥-矿渣碱激发胶凝材料强度和水化产物的影响[J]. 新型建筑材料, 2017, 44(10): 1-3, 11.
- [12] 徐翔波, 于泳, 金祖权, 等. 养护制度对超高性能混凝土微观结构和力学性能影响的研究综述[J]. 硅酸盐通报, 2021, 40(9): 2856-2870.
- [13] 蒋睿. 早期养护方式对超高性能混凝土性能的影响[J]. 硅酸盐学报, 2020, 48(10): 1659-1668.
- [14] ATSBHA T G, ZHUTOVSKY S. The effect of external curing methods on the development of mechanical and durability-related properties of normal-strength concrete [J]. Construction and Building Materials, 2022, 324: 126706.
- [15] 习近平. 习近平在第七十五届联合国大会一般性辩论上发表重要讲话[N]. 人民日报, 2020-09-23(1).
- [16] 邹鹏. 推动科技创新引领低碳发展: 低碳水泥和混凝土材料分论坛侧记[J]. 中国材料进展, 2021, 40(10): 840-841.
- [17] 中国国家标准化管理委员会. 水泥比表面积测定方法(勃氏法): GB/T 8074—2007[S]. 北京: 中国标准出版社, 2007: 3.
- [18] 中国国家标准化管理委员会. 水泥标准稠度用水量、凝结时间、安定性检验方法: GB/T 1346—2011[S]. 北京: 中国标准出版社, 2012: 3.
- [19] 国家市场监督管理总局, 国家标准化管理委员会. 建设用砂: GB/T 14684—2022[S]. 北京: 中国标准出版社, 2022.
- [20] 肖忠明, 颜碧兰, 刘晨, 等. 水泥胶砂强度检验方法(ISO法): GB/T 17671—2021[S]. 北京: 中国标准出版社, 2021: 13.
- [21] 姜玉丹, 金祖权, 陈永丰, 等. 高吸水树脂对混凝土水化及强度的影响[J]. 材料导报, 2018, 31(24): 40-44.
- [22] MONTANARI L, SURANENI P, WEISS W J. Accounting for water stored in superabsorbent polymers in increasing the degree of hydration and reducing the shrinkage of internally cured cementitious mixtures [J]. Advances in Civil Engineering Materials, 2017, 6(1): 583-599.
- [23] 高新文, 何锐. 高吸水树脂对混凝土强度与水化过程的影响[J]. 公路交通科技, 2018, 35(8): 34-39.
- [14] 张珈碧. 高吸水树脂对混凝土断裂性能影响的研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2018.
- [25] 赵瑞宇. 不同养护方式对混合砂砂浆性能影响研究[D]. 桂林: 桂林理工大学, 2023.

(上接第 21 页)