

考虑流固耦合作用的深基坑开挖支护体系 变形分析

王泳海¹,李伟¹,卢善超¹,王日升^{2*},张永壮²,吴鸿芮²,许茂林³,张韬⁴

1. 山东泰山路桥工程集团有限公司,山东 泰安 271000;2. 山东交通学院交通土建工程学院,山东 济南 250357;
3. 山东东泰工程咨询有限公司,山东 淄博 255000;4. 山东泰山交通规划设计咨询有限公司,山东 泰安 271000

摘要:为精准获得耦合场作用下基坑支护变形规律,以实际高水头工程为依托,采用有限元软件 PLAXIS 对多场耦合作用下的基坑开挖支护体系进行有限元模拟,工程开挖中对支护结构薄弱环节的水平位移、地表沉降及坑底隆起等关键变形指标实时监测,并将实测结果与模拟分析结果对比分析。结果表明:1)考虑高水头耦合作用的基坑开挖支护最大水平位移出现在距桩顶约 7.5 m 处,最大水平位移为 41.771 mm,地表最大沉降位于距基坑约 5.0 m 处,最大沉降为 32.682 mm,坑底最大隆起位于对称中心与桩体间的区域,最大隆起为 19.600 mm;模拟变形规律与现场实测数据基本一致。2)实测数据介于考虑流固耦合作用的数值模拟计算结果与未考虑流固耦合作用的数值模拟结果间,且整体上更接近前者。3)支护桩水平位移、桩周土体沉降和坑底隆起的最大模拟结果可作为现场监测预警阈值,高水头区域基坑开挖深度增大后变形增大,应及时进行支护。

关键词:基坑支护;渗流;耦合场;数值模拟

中图分类号:U655.54⁺1;TV551.4⁺2;TU94⁺2 **文献标志码:**A **文章编号:**1672-0032(2025)04-0076-08

引用格式:王泳海,李伟,卢善超,等.考虑流固耦合作用的深基坑开挖支护体系变形分析[J].山东交通学院学报,2025,33(4):76-83.

WANG Yonghai, LI Wei, LU Shanchao, et al. Analysis of deformation in deep excavation support systems considering fluid-structure interaction[J]. Journal of Shandong Jiaotong University, 2025, 33(4): 76-83.

0 引言

深基坑支护工程不仅涉及土体的物理力学性质,还需考虑地下水渗流、土体与支护结构的相互作用等问题^[1-3]。深基坑支护设计及稳定性计算是确保建筑结构安全的核心因素之一^[4-5]。为保障基坑施工安全,对深基坑支护变形进行数值分析,并优化选取计算参数,明确基坑支护变形的规律,是深基坑支护工程亟需系统研究的问题^[6-9]。而濒水区域深基坑工程常受周边水体影响,地下水渗流水头较高。受长期冲淤作用影响,地层多为富水软黏土,渗流作用对土体稳定性的影响尤为显著。在渗流场影响下,基坑开挖过程中支护体系变形规律更复杂^[10-12]。

通常采用数值模拟方法分析深基坑支护变形^[13]。黄明辉^[14]以南昌某桩锚支护的深基坑工程为算例,建立基坑开挖支护的三维有限元模型,但未完全考虑地层的起伏特性。徐忠涛^[15]基于 FLAC 3D 数值模拟,并结合实测数据分析,认为降水对基坑及围护结构变形影响显著,但模型中仅建立渗流与应力的单

收稿日期:2025-05-16

基金项目:山东省住房城乡建设科技计划项目(2024KYKFJZGYH100)

第一作者简介:王泳海(1978—),男,山东潍坊人,高级工程师,工程硕士,主要研究方向为路基路面工程,E-mail:wyongh7801@sina.com。

*通信作者信简介:王日升(1979—),男,山东招远人,副教授,硕士研究生导师,工学博士,主要研究方向为水工建筑物健康诊断,E-mail:42149817@qq.com。

向耦合,未考虑软土的蠕变效应。冯春蕾^[16]结合北京地铁6号线与天津地铁5、6号线各站基坑地质勘探资料,总结京津地区地层与地下水分布的标准化模式,据此分别建立适用于两地典型地层的地下水渗流稳定分析形式,但主要依据杭州软土试验结果进行基坑整体变形分析,所得规律存在适用局限性。

李振兰^[17]采用软件 ABAQUS 对西安火车站站改深基坑工程进行数值模拟研究,结果表明各项位移指标均未超限,结构变形整体受控,所选支护方案的稳定性良好,但未进一步考虑地下水动力效应及地层非均质性等复杂因素对结构响应的综合影响。张丽娟等^[18]采用 ABAQUS 对广州地铁车站深基坑进行渗流作用下的大变形固结分析,结果显示模拟变形与实测数据吻合良好,验证该方法在软土基坑模拟中的适用性,但在不同土质条件下的适用范围仍存在一定局限性。Lu 等^[19]以温州某基坑为例,基于软件 PLAXIS 对比小应变土体硬化(hardenig soil model with small-strain stiffness, HSS)模型与软黏土蠕变(soft soil creep, SSC)模型模拟结果发现,SSC 模型能更真实反映软土基坑开挖的时间效应,预测变形更大且呈持续发展特征,但未深入探讨蠕变参数与长期渗流影响,模型仍有优化空间。朱彦鹏等^[20]采用数值模拟软件 MIDAS GTS 分析红砂岩深基坑,获得红砂岩地质下桩的水平位移随桩体嵌入深度变化的规律,但未考虑空间非均质性。刘畅等^[21]分析降水对软土基坑支护结构变形的影响机理,认为降水量对基坑支护变形影响较大,但土体材料参数来源于室内试验,存在一定误差。上述学者研究流固耦合作用及支护变形规律时未考虑渗水环境高水头渗流场作用。

本文以济荷高速改扩建工程大清河特大桥深基坑开挖项目为依托,采用有限元软件 PLAXIS 研究考虑高水头渗流场作用的支护体系变形规律,重点分析降水前后基坑开挖过程中支护桩水平位移变化、桩周土体沉降及坑底隆起规律,并将其与基坑开挖过程中的实测结果对比,以期为后续类似工程项目提供借鉴依据。

1 工程背景

1.1 工程概况

济荷高速改扩建工程大清河特大桥 14#桥墩承台长 18.9 m、宽 10.9 m、高 4.0 m,各边外扩 1.5 m,在两侧插打钢板桩形成围堰,平面长 21.6 m、宽 13.6 m。为优化结构受力,采用钢板桩结合内支撑进行支护,围堰内支撑设置由围檩、斜撑、横撑组成内支撑体系;根据受力不同,围檩采用双拼型钢 600×200H 型钢(截面高 600 mm,翼缘宽 200 mm),斜撑采用型钢 400×400H 型钢(截面高 400 mm,翼缘宽 400 mm),横撑采用 630×10 螺旋管(外径 630 mm,壁厚 10 mm)。14#桥墩承台锁扣桩围堰拟采用拉森Ⅳ型钢板桩,长 15.0 m。采用二层围圈,围圈距桩顶分别为 1.0、4.6 m,第一层和第二层围圈截面形式均为双拼窄翼缘型钢 2HN600×200(截面高 600 mm,翼缘宽 200 mm)。对撑采用 630×10 直缝钢管(外径 630 mm,壁厚 10 mm)支撑,斜撑采用 400×400H 型钢支撑,封底/垫层混凝土厚 0.5 m。现场支护体系如图 1 所示,图中绿点为传感器埋设安放位置。



图1 现场支护体系

1.2 水文及地质条件

大清河为穿越泰安市的重要季节性河流,汇入东平湖,常年水流较少,雨季水势迅猛但持续时间较短,受季节及降水变化影响显著,场地地下水类型主要包括上层滞水及承压水。上层滞水主要赋存杂填土、淤泥质粉质黏土中,粉质黏土主要为微透水或弱透水,富水性较弱,起到相对隔水层作用,全风化泥质砂岩和强风化泥质砂岩的渗透特征主要由裂隙的规模、连通性与发育程度决定,因构造差异,地下水主要赋存于风化裂隙与构造裂隙中,空间分布不均,水量主要集中在断裂带和破碎带,其他区域相对贫水。

2 有限元模拟

2.1 模型建立

14# 基坑宽 33 m, 长 34 m, 开挖深度为 11 m, 分层开挖, 根据工程实践经验及圣维南原理, 基坑开挖影响范围为开挖深度的 3~5 倍, 模型兼顾模拟精度与计算时长的平衡, 合理控制模拟范围, 最终确定模型 x 方向长 110 m, y 方向长 100 m, z 方向长 35 m。构建土层模型如图 2 所示。各土层物理力学性质如表 1 所示。剪切应变模量 $\gamma_{0.7}$ 均为 0.000 1, 剪胀角 ψ 均为 0。

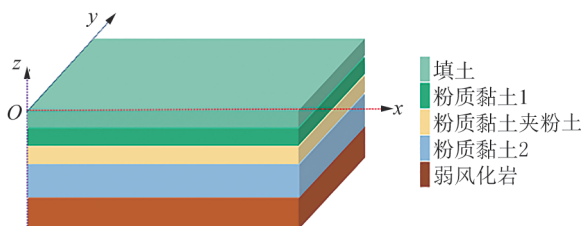


图 2 土层模型

表 1 各土层物理力学性质

土层	厚度/ m	密度/ ($10^3 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	$c'/$ kPa	$\varphi'/$ ($^\circ$)	$E_{50}^{\text{ref}}/$ MPa	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}/$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}/$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)	$E_0^{\text{ref}}/$ MPa	ν'_{ur}	$P_{\text{ref}}/$ kPa	$k/$ ($\text{cm} \cdot \text{d}^{-1}$)
填土	5.5	1.75	5.0	8.0	4.5	4.5	13.5	40	5.5	5.0	8.0
粉质黏土 1	3.8	1.95	51.7	14.5	8.3	8.3	24.9	60	3.8	51.7	14.5
粉质黏土夹粉土	5.8	1.85	24.6	14.8	5.4	5.4	16.2	50	5.8	24.6	14.8
粉质黏土 2	10.0	1.96	51.0	14.3	8.1	8.1	24.3	60	10.0	51.0	14.3

注: c' 为有效黏聚力, φ' 为有效内摩擦角, E_{50}^{ref} 为主加载参考割线模量, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 为主固结仪加载模量, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 为卸载重加载参考模量, E_0^{ref} 为小应变阶段参考剪切模量, ν'_{ur} 为卸载重加载泊松比, P_{ref} 为参考围压, k 为每天变形量。

2.2 本构模型选取

选取基于土体硬化模型的 HSS 模型作为本构模型^[22], 引入初始阶段剪切模量 G_0 和剪切应变模量 $\gamma_{0.7}$ 两个关键参数, 精确表征土体小应变阶段力学行为及刚度非线性变化。HSS 模型的割线模量方程为:

$$\tau = G_s \gamma = G_0 \gamma / (1 + 0.385 \gamma / \gamma_{0.7}),$$

式中: G_s 为割线模量, γ 为剪切应变。

$G_s = 0.722 G_0$ 时, 对应初始阶段剪切模量

$$G_0 = G_0^{\text{ref}} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_1 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p_{\text{ref}} \sin \varphi} \right)^m,$$

式中: G_0^{ref} 为小应变阶段的参考剪切模量, σ'_1 为有效竖向应力, c 为土体的黏聚力, φ 为内摩擦角, m 为指数。

本次模拟确定 $\gamma_{0.7}$ 取值的公式为:

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9 G_0} \{ 2c' [1 + \cos(2\varphi')] - \sigma'_1 (1 + K_0) \sin(2\varphi') \},$$

式中 K_0 为静止侧压力系数。

2.3 工况设置

模拟的工况与实际施工步骤一致, 分析结果能更好地贴合工程实际。具体步骤为: 通过平衡初始地应力, 同步自动生成初始孔压, 模拟施工工序, 激活板桩墙与横撑构件, 开展基坑降水、开挖与支护循环工序模拟, 首次降水后, 坑内水位降至距地表 ± 0 标高 -5.0 m 后开挖土方, 模拟开挖至 -4.5 m 后激活第一道钢支撑及围檩; 再模拟进行第二次降水至 -11.5 m, 进行二次土方开挖至 -11.0 m 后在 -4.5 m 处激活第二道钢支撑及围檩。

为研究渗流作用对基坑支护结构的变形影响, 建模过程中建立两种模型对照分析。一种为不考虑流固耦合的模型, 将地下水位设置在坑底以下; 另一种为考虑流固耦合的模型, 将地下水位设置在相对地表

0 m 处,每次开挖前对坑内采取降水措施,将坑内水位降到开挖面下 0.5 m 处。

为更好地契合现场实际情况,模拟分析中对产生渗流区域均采用流固耦合计算,不考虑渗流作用的区域采取塑性计算,且不考虑该区域的降水类型。

2.4 模拟结果分析

2.4.1 支护桩水平位移变化规律分析

首次开挖深度为 4.5 m,因开挖深度较浅,基坑开挖仅影响支护桩上部,最大水平位移位于支护桩顶部,且越向下水平位移越小。二次开挖深度为 11.0 m,基坑开挖对支护桩造成的影响进一步增大,对支护桩上部、开挖面上部和下部均有影响。支护桩最终水平位移云图如图 3 所示。由图 3 可知:开挖后支护桩自上而下均出现水平位移,变形大多集中在深度为 15~40 m 区域。

不同工况下支护体系的水平位移曲线如图 4 所示。由图 4 可知:初始阶段第一次降水和首次开挖工况下支护体系的最大水平位移均出现在桩顶,首次开挖后最大水平位移为 18.235 mm,第二次降水后最大水平位移为 18.410 mm;二次开挖后最大水平位移与前几次工况明显不同,最大水平位移出现在桩顶下 7.623 m 处,最大水平位移为 41.771 mm。

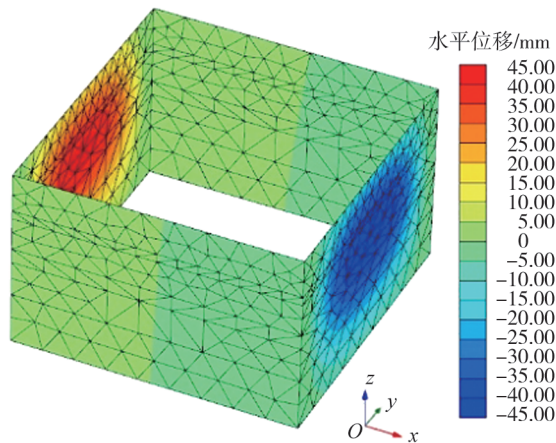


图3 支护桩最终水平位移云图

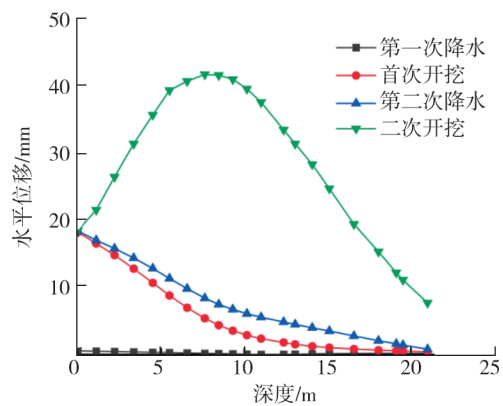


图4 不同工况下支护体系的水平位移曲线

第一次降水对支护桩本身影响较小,降水后坑内水头逐渐低于坑外高水头,土体在渗流作用下产生向坑内倾斜的土压力。首次开挖后基坑内外的土体产生扰动,打破土体间原有平衡,由于支护桩未架设钢支撑,坑外土体进一步向坑内倾斜,支护桩处于悬臂受力状态,桩顶水平位移急剧增大。第二次降水后,由于钢支撑及围檩作用,桩顶处水平位移得到有效控制,与首次开挖相比基本持平,坑内水位进一步降低,支护桩中间位置的水平位移略增。二次开挖后,桩顶处的水平位移不再继续扩大,基坑上部土体达到稳定状态。随着开挖深度持续增大,水平位移峰值沿桩顶下移,原因是随着基坑向下开挖,原本约束支护体系变形的坑内土体消失,坑外高水头水压持续作用,在第二道横撑和围檩未起作用前,钢板桩中间位置产生较大的水平位移。

2.4.2 桩周土体沉降规律分析

为进一步明确基坑降水、开挖过程中下泥面线桩周土体的扰动特征,获得桩周土体沉降变形规律,对不同工况下桩周土体沉降进行数值模拟,结果如图 5 所示。由图 5 可知:地表沉降随距支护桩距离的增大而先增大后减小,最大沉降出现在桩顶下 5.723 m,最大沉降为 32.682 mm,距支护桩最远处为 38.500 m,该处为最小沉降 6.838 mm。在基坑降水与开挖过程中,对周边地表的影响范围约为开挖深度的 3 倍,沉降峰值出现在 1/2 开挖深度附近。

绘制不同降水、开挖工况下桩周土体沉降曲线,如图 6 所示。由图 6 可知:第一次降水时,沉降曲线呈反抛物线形,沉降整体较小,紧邻支护桩处出现最大沉降,为 2.831 mm;第一次降水及首次开挖后土体最大沉降均出现在桩顶下 1.732 m,最大沉降分别为 10.029、10.570 mm;二次开挖后,土体沉降趋势明显不同,最大沉降向基坑外偏移,出现在距桩顶 5.723 m,最大沉降为 32.682 mm。

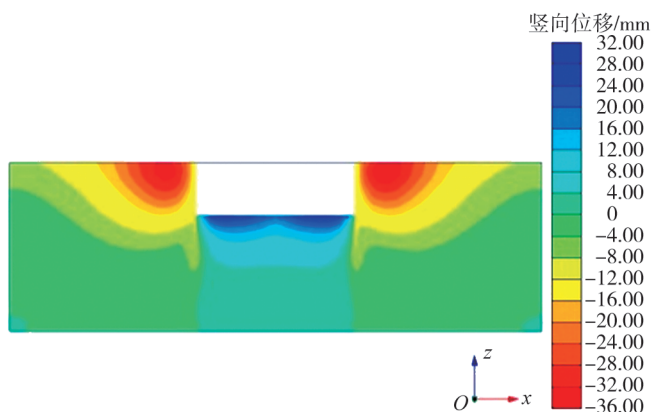


图5 桩周土体沉降模拟剖面图

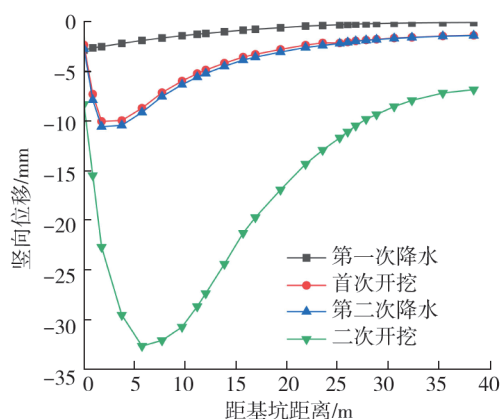


图6 不同工况下桩周土体沉降曲线

基坑第一次降水后,内外水压差导致土体压缩沉降;首次开挖基坑时,坑内上层土体约束解除,坑外土体产生向内土压力,距支护桩越近,边界收缩越明显,土体孔隙率减少越大,沉降越大;第二次降水时,受支护桩约束作用,水头差引起的土体压缩量不大,土体沉降曲线与第一次开挖基本持平;二次开挖时,随开挖深度增大,桩周土体沉降影响范围扩大,沉降增大,继续开挖土体后,原有渗流路径缩短,基坑内外水头差更显著,逐渐形成地下水漏斗,在漏斗以上的土体受水压作用逐渐固结,该部分土体的有效应力增大,最终造成沉降增大。

对比分别由降水和开挖引起的土体沉降可知,由降水引起的土体沉降均比开挖引起的土体沉降小。

2.4.3 坑底隆起分析

坑底隆起是基坑监测的一项重要指标,对保障基坑开挖安全有重要作用,模拟结果如图7所示。由图7可知:基坑底部隆起的整体状态为中间大,两边小,坑底最大隆起未发生在坑底中心位置,而是发生在格构柱与支护桩中间的位置,距坑底对称中心约8.510 m,最大隆起约为29.670 mm。坑底中间位置因钻孔灌注桩嵌入,可较好地抑制坑底隆起,该处隆起为21.097 mm。受支护桩与土体间摩擦作用,靠近支护桩位置的土体隆起最小,约为19.572 mm。

不同工况下坑底隆起如图8所示。由图8可知:各施工阶段后坑底的隆起曲线均较相似,整体呈M形,降水后基坑坑底隆起总体放缓。第一次降水后,基坑底部略有下沉,整体为一条平缓直线;首次开挖后,坑底隆起整体增大,距坑底对称中心约13.721 m处出现最大隆起,为5.712 mm,而坑底对称中心位置的隆起为4.806 mm;第二次降水后,坑底整体隆起趋势比首次开挖后减弱,最大隆起为4.079 mm,出现在距坑底对称中心约13.721 m处,坑底对称中心位置的隆起为1.658 mm;二次开挖后,整体曲线产生较大变化,坑底隆起剧增,在距坑底对称中心约9.773 m处出现最大隆起,为29.757 mm,而紧邻支护桩位置处出现最小隆起,为19.572 mm,坑底对称中心处的隆起为21.097 mm。

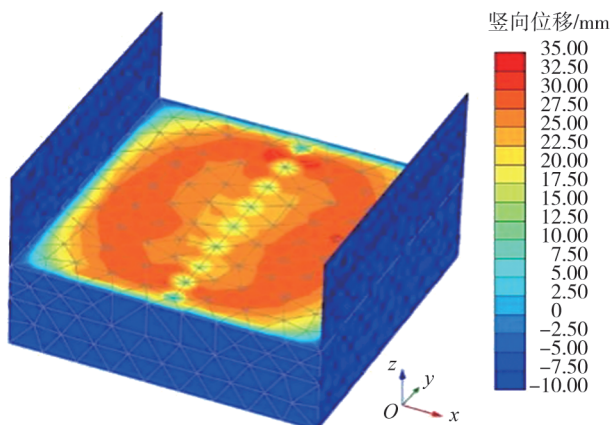


图7 坑底隆起云图

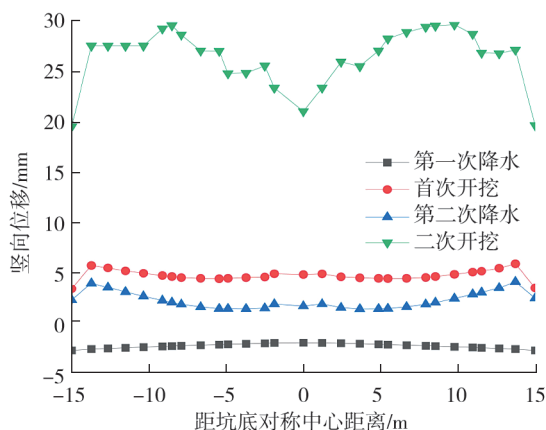


图8 不同工况下坑底隆起曲线

基坑降水对坑底隆起产生抑制效果,降水实际上是一个加载过程,水位下降导致土体内孔隙水压下降,在总应力恒定的前提下,土体的有效应力增大,因此,每次降水后坑底隆起降低,在一定程度上缓解了由开挖引起的坑底回弹,说明降水对抑制坑底隆起有利。

坑底土体隆起由两方面因素协同作用引起,一方面基坑开挖导致坑内土体上边界压力约束解除,坑底土体在解压后向上变形;另一方面基坑外土体压力通过支护桩与坑内土体接触,压力传导引发坑底土体抬升。坑底中间有桩孔灌注桩,两边有支护桩嵌入土体中,二者较好地抑制坑底土体向上隆起,因此导致坑底隆起呈M形曲线变化。

3 实测结果与模拟结果对比分析

为更好验证考虑流固耦合模拟降水开挖引起基坑支护体系的变形规律,将基坑开挖现场监测的支护桩水平位移、桩周地表沉降及坑底隆起数据与模拟结果进行对比分析。

3.1 支护桩水平位移

支护桩水平位移数值模拟结果及实测结果如图9所示。由图9可知:3条曲线的整体变化趋势相似,均为两端小、中间大,呈水平抛物线形。3条曲线的水平位移峰值均出现在支护桩中部区域。实测结果介于考虑流固耦合作用因素的支护桩水平位移模拟结果与未考虑流固耦合作用因素的支护桩水平位移模拟结果间,三者的最大水平位移分别为37.650、41.771、26.457 mm,考虑流固耦合作用的支护桩水平位移最大,未考虑流固耦合作用的支护桩水平位移最小,实测结果居中。考虑流固耦合作用的支护桩水平位移模拟曲线与实测曲线数据吻合度更高。考虑流固耦合作用的支护桩最大水平位移与实测结果之差为4.121 mm,相对差为10.9%,未考虑流固耦合作用的支护桩最大水平位移与实测结果之差为11.193 mm,相对差为29.7%。

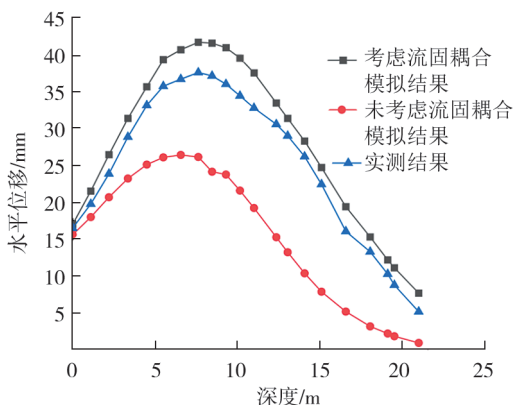


图9 支护桩水平位移对比

3.2 地表沉降

桩周土体地表沉降对比如图10所示。由图10可知:桩周土体地表沉降数值模拟曲线与实测曲线变化趋势基本相同,均为先增大后减小,呈反抛物线型。与支护桩水平位移变化规律一致,考虑流固耦合作用的桩周土体沉降最大,实测结果次之,未考虑流固耦合作用的桩周土体沉降最小,前二者结果更接近,三者沉降峰值出现位置相同,均在距基坑约5.0 m处,最大沉降分别为32.682、29.815、19.515 mm。考虑流固耦合作用的桩周土体地表沉降数值模拟结果与实测结果之差为2.867 mm,相对差为9.6%,未考虑流固耦合作用的桩周土体地表沉降数值模拟结果与实测结果之差为10.300 mm,相对差为34.5%。

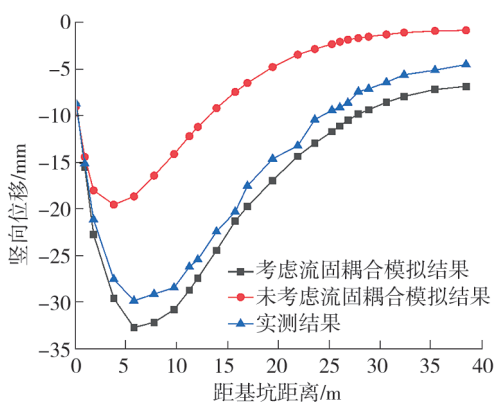


图10 桩周土体地表沉降对比

3.3 坑底隆起

坑底隆起对比结果如图11所示,LZC1~12为坑底各监测点位。由图11可知:各点位实测坑底隆起差异较小,最大隆起为19.600 mm,最小隆起为17.100 mm,且所有实测结果均小于考虑流固耦合作用的坑底隆起模拟计算结果。考虑流固耦合作用时,最大隆起与实测结果之差为1.497 mm,相对差为7.6%;未考虑流固耦合作用时,最大隆起与实测结果之差为6.292 mm,相对差为32.1%。

基坑开挖支护的实测数据基本介于考虑耦合和未考虑耦合影响的两种模拟数据间,但更接近于前者的模拟数据,考虑流固耦合作用的基坑开挖模拟数据更具参考性,且安全保障性更强。从作用机理上看,不考虑流固耦合作用时,基坑开挖主要围绕开挖土体的力学响应和支护结构的稳定性进行分析研究,即开挖过程仅考虑土骨架的力学特性,忽略渗流力、孔隙水压力变化对土体的作用;考虑流固耦合作用时需考虑渗流力、孔隙水压力等与开挖土体颗粒间双向作用,因此更符合工程实际。

4 结论

1) 将支护桩水平位移、桩周土体沉降和坑底隆起的现场实测数据与模拟结果对比显示,实测数据介于考虑流固耦合作用的数值模拟计算结果与未考虑流固耦合作用的数值模拟结果间,且整体上更接近前者,相对差更小。

2) 考虑流固耦合作用的支护桩水平位移变化规律为上下小,中间大,呈水平抛物线形;桩周土体沉降变化规律为先大后小,呈反抛物线形;坑底隆起曲线变化不明显,整体呈现 M 形,三者最大模拟结果可作为现场监测预警阈值。

3) 高水头区域基坑开挖过程中,降水后对支护桩水平位移、桩周土体沉降及坑底隆起的影响均不大,但开挖土体接触桩内约束,尤其开挖深度增大后支护桩水平位移、桩周土体沉降及坑底隆起变形均增大,且变形增幅显著加快,因此基坑开挖后应及时进行支护。

参考文献:

- [1] 王卫东. 软土深基坑变形及环境影响分析方法与控制技术[J]. 岩土工程学报, 2024, 46(1): 1-25.
- [2] 廖翔, 张杰青, 汪彪, 等. 临江高水位涉京广线基坑工程地下水控制设计[J]. 地下空间与工程学报, 2024, 20(增刊 1): 265-272.
- [3] 郭顶, 张明宇, 刘艳, 等. 非稳定渗流作用下非饱和土朗肯土压力问题研究[J/OL]. 哈尔滨工业大学学报. (2025-02-18) [2025-05-13]. <http://kns.cnki.net/kcms/detail/23.1235.T.20250218.1138.006.html>.
- [4] 李连祥, 郭龙德, 王鲲鹏, 等. 非饱和土空间分布与城市地铁基坑支护设计方法[J]. 山东大学学报(工学版), 2025, 55(4): 84-92.
- [5] 程峰, 黄志焯, 杨德欢, 等. 基于三维数字地质的深基坑排桩支护渗流耦合稳定性数值分析[J]. 建筑结构, 2023, 53(增刊 1): 2891-2897.
- [6] ALHAMA I, NAVARRO C S, JIMÉNEZ V J A, et al. A general solution for groundwater flow around deep excavations based on non-dimensionalization techniques[J]. Engineering Geology, 2025: 347107938.
- [7] 赵延林, 朱利华, 曹岩, 等. 渗流作用对预应力鱼腹梁深基坑受力与变形的影响[J]. 黑龙江科技大学学报, 2025, 35(1): 123-130.
- [8] 韩悦. 考虑渗流作用下深基坑围护结构变形及参数化分析[D]. 阜新: 辽宁工程技术大学, 2024.
- [9] 何少琼. 流固耦合下某软土深基坑开挖变形及支护结构优化研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2024.
- [10] 侯书学. 基于渗流应力耦合作用下基坑开挖的变形规律研究[D]. 合肥: 安徽建筑大学, 2024.
- [11] 邱明明, 杨果林, 申权, 等. 地下连续墙与止水帷幕共同作用下富水砂层深基坑变形性状[J]. 长江科学院院报, 2020, 37(11): 81-88.
- [12] 梁二雷, 王冰辉, 郑功博, 等. 临河倾斜互层下深基坑变形及渗流数值分析[J]. 工业建筑, 2023, 53(3): 188-196.
- [13] 汤小林, 董建华, 吴晓磊, 等. 基于位移反分析的深基坑渗流-应力耦合研究[J]. 兰州理工大学学报, 2024, 50(5): 139-146.

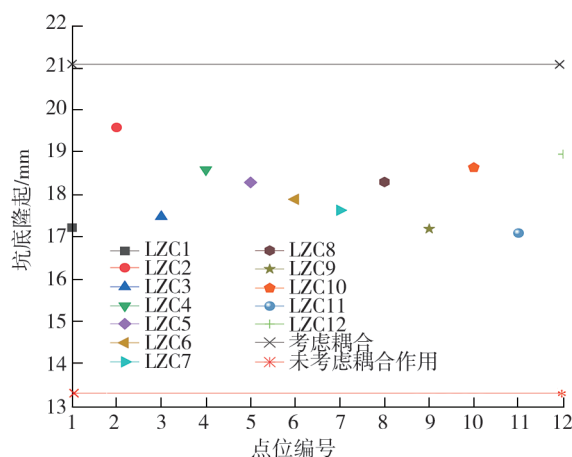


图 11 坑底隆起对比

- [14] 黄明辉. 南昌富水地层深基坑嵌岩支护性能分析[D]. 南昌:南昌航空大学,2019.
- [15] 徐忠涛. 富水软弱土层地铁车站深基坑降水开挖与数值模拟分析[D]. 南昌:南昌大学,2021.
- [16] 冯春蕾. 复杂地层条件下地铁车站深基坑工程安全性及其控制研究[D]. 北京:北京交通大学,2020.
- [17] 李振兰. 基坑开挖引起紧邻既有地铁隧道变形的规律研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2022.
- [18] 张丽娟,张伟. 桩撑支护软土深基坑大变形固结有限元分析[J]. 路基工程,2014,176(5):20-24.
- [19] LU Y, BIAN Y, LIU F, et al. Numerical analysis of deformation of deep foundation excavation in soft clay considering influences of time-effect[J]. IOP Conference Series Materials Science and Engineering,2020,780(2):022020.
- [20] 朱彦鹏,李凤岐,杨校辉,等. 兰州地铁红砂岩基坑开挖监测与数值模拟分析[J]. 兰州理工大学学报,2022,48(1):121-127.
- [21] 刘畅,季凡凡,郑刚,等. 降雨对软土基坑支护结构影响实测及机理研究[J]. 岩土工程学报,2020,42(3):447-456.
- [22] BENZ T. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences[M]. Stuttgart, Germany: University of Stuttgart,2007.

Analysis of deformation in deep excavation support systems considering fluid-structure interaction

WANG Yonghai¹, LI Wei¹, LU Shanchao¹, WANG Risheng^{2},
ZHANG Yongzhuang², WU Hongrui², XU Maolin³, ZHANG Tao⁴*

1. Shandong Taishan Road & Bridge Engineering Group Co., Ltd., Taian 271000, China;

2. School of Civil Transportation Engineering, Shandong Jiaotong University, Jinan 250357, China;

3. Shandong Dongtai Engineer Consulting Co., Ltd., Zibo 255000, China;

4. Shandong Taishan Transportation Planning and Design Consulting Co., Ltd., Taian 271000, China

Abstract: To precisely obtain the deformation patterns of retaining and protecting for foundation excavation under the coupling field effects, based on an actual high water head project, finite element software Plaxis is used to conduct finite element simulations of the foundation pit excavation support system under multi-field coupling effects. During the engineering excavation, key deformation indicators such as horizontal displacement of weak links in the support structure, surface settlement, and bottom uplift are monitored in real-time, and the measured results are compared and analyzed with the simulation analysis results. The results show that: 1) The maximum horizontal displacement during the foundation pit excavation considering high water head coupling effects occurs about 7.5 m from the top of the pile, with a maximum horizontal displacement of 41.771 mm; The maximum surface settlement is located approximately 5.0 m from the foundation pit, with a maximum settlement of 32.682 mm; The maximum uplift at the bottom of the pit is found in the area between the symmetric center and the pile body, with a maximum uplift of 19.600 mm; The simulated deformation patterns are generally consistent with the field measured data. 2) The measured data lie between the numerical simulation results that consider fluid-solid coupling effects and those that do not, and overall, they are closer to the former. 3) The maximum simulated results of horizontal displacement of support piles, settlement of surrounding soil, and uplift at the bottom of the pit can serve as warning thresholds for on-site monitoring. As the excavation depth increases in high water head areas, the deformation increases, and timely support should be implemented.

Keywords: retaining and protecting for foundation excavation; seepage flow; coupling field; numerical simulation

(责任编辑:王惠)