

引用格式:陈斌,邱明明,赵海峰,等.富水土岩复合地层基坑开挖变形规律及其影响因素[J].延安大学学报(自然科学版),2026,45(1):57-63.[CHEN B, QIU M M, ZHAO H F, et al. Deformation characteristics and influencing factors of deep foundation pit excavation in water rich soil-rock composite stratum[J]. Journal of Yan'an University(Natural Science Edition), 2026, 45(1): 57-63.] DOI:10.13876/J.cnki.ydnse.250069

## 富水土岩复合地层基坑开挖变形规律及其影响因素

陈斌<sup>1</sup>,邱明明<sup>2\*</sup>,赵海峰<sup>2</sup>,王法帝<sup>2</sup>,王建望<sup>2</sup>

(1. 中铁一局集团第五工程有限公司,陕西宝鸡 721000;2. 延安大学 建筑工程学院,陕西延安 716000)

**摘要:**为研究富水土岩复合地层中深基坑施工变形响应特征,以某城市明挖隧道11.6 m深基坑工程为对象,采用数值方法模拟咬合桩与内支撑联合支护下的富水土岩复合地层基坑降水开挖过程,结合现场实测数据对比分析基坑受力与变形规律,并探明围护结构参数对基坑变形特性的影响。结果表明,基坑变形呈现初始(0~0.2H, H为开挖深度)缓慢发展、中期(0.2H~0.7H)快速扩展、后期(>0.7H)渐变稳定的三阶段演变特征;挡墙水平位移由“斜线形”向“鼓肚形”转变,最大水平位移为0.07%H,其位置为0.5H~0.6H;墙后地表沉降由窄而浅的“单峰形”发展为“勺形”,0~1.0H为显著影响区、1.0H~2.0H为过渡区、大于2.0H为轻微影响区;围护桩内力与开挖深度呈正相关关系,剪力峰值出现在支撑点和坑底附近,桩身最大弯矩出现在第3道支撑点附近;围护桩布置形式、桩长和桩径对基坑变形产生显著影响,优化支护结构设计参数可有效控制基坑变形。研究成果可为类似工程提供理论依据与设计参考。

**关键词:**富水土岩复合层;明挖隧道;咬合桩围护结构;变形规律;数值模拟

**中图分类号:**TU473 **文献标志码:**A **文章编号:**1004-602X(2026)01-0057-07

随着城市公共交通的快速发展,复杂地质条件下的深、大、长基坑工程屡见不鲜,富水土岩复合地层基坑就是其一。由于地下深开挖卸荷会打破原有地层的应力平衡状态,不可避免地对周围地层与邻近建筑造成大变形、沉降和开裂等危害<sup>[1-3]</sup>。如何有效降低富水土岩复合地层基坑开挖变形及其对周围环境的影响,保证基坑施工过程安全稳定,成为当前亟须解决的地下工程难题。因此,对复杂地质条件下的基坑围护结构受力变形与周围环境影响进行研究十分必要。

近年来,针对深层软土<sup>[4-6]</sup>或砂土<sup>[7-8]</sup>基坑变形规律,学者们综合运用现场实测、模型试验与数值

模拟等方法,系统研究了不同砂性地层<sup>[9-10]</sup>、支护结构类型<sup>[11-12]</sup>及平面形状<sup>[13-14]</sup>下的深基坑,而对于富水土岩复合地层深基坑变形特性研究报道则较少。例如,张楠<sup>[15]</sup>以城际铁路深基坑为例,结合实测数据研究了土岩组合地层深基坑挡墙侧移与地表沉降规律。焦宁等<sup>[16]</sup>以地铁车站基坑工程为研究对象,采用现场监测和数值模拟方法分析了土岩复合地层中深基坑开挖对地下管线沉降变形的影响。黄莺等<sup>[17-18]</sup>基于实测数据分析了上软下硬地层深基坑变形规律,并指出上软下硬地层深基坑也具有显著的空间效应。由此可知,现有研究成果极大地促进了深基坑工程理论和实践的发展,但岩土体具

收稿日期:2025-07-10

基金项目:陕西省自然科学基金重点研发计划项目(2020ZDLSF06-03);陕西省教育厅科研计划资助项目(21JC035);延安大学十四五中长期重大科研项目(2023KKJ-010, 2021ZCQ011);国家级大学生创新创业训练计划项目(202410719004)

作者简介:陈斌(1982—),男,高级工程师,主要从事道路桥梁与隧道工程研究。

\*通信作者 E-mail: sxdfqiuming@163.com

有显著的区域性和差异性,是影响深基坑挡墙结构和周围地层变形的重要因素。土岩复合地层基坑开挖上部为软土或砂土,下部为风化岩层,开挖深度范围呈现上软下硬的特点,其变形规律明显有别于一般土质基坑。然而针对富水土岩复合地层条件下基坑变形尚未开展系统研究,尤其是实测数据十分匮乏。鉴于此,本文以某城市富水土岩复合地层明挖隧道基坑工程为依托,运用现场实测数据和有限元软件系统分析不同施工阶段基坑挡墙水平位移、墙后地表沉降和围护桩内力演变规律,并揭示围护桩参数变化对基坑变形的影响,以期为类似工程提供理论依据与设计参考。

## 1 工程背景

某城市道路工程,全线采用“地下主干路+地面主干路”相结合的建设形式,主线隧道为双向4车道,设计速度为60 km/h。其中,明挖隧道段起止里程桩号为K8+045~K8+555,全长510 m。基坑开挖宽度20.4~30.8 m,深度1.8~11.6 m。拟建隧道基坑开挖范围内穿越地层由上至下依次为填筑土、粉质黏土、圆砾、卵石、强风化泥岩、中风化泥岩。场地地下水为孔隙潜水,地下水位位于地表下1.0~6.2 m,浅层地下水水位年变幅为2.0 m。

拟建明挖隧道基坑支护系统采用咬合桩+内支撑的型式(图1A)。其中,咬合桩采用钢筋砼钻孔灌注桩,桩长13.5 m,桩径1.0 m,间距0.75 m;沿深度方向设置3道内支撑,第1道为梁式钢筋砼支撑(0.8 m×0.8 m,间距9 m),第2、3道采用钢管支撑(直径609 mm,壁厚16 mm,间距3 m)。

## 2 数值模拟

### 2.1 计算模型及材料参数

根据明挖隧道工程实际,取基坑最大开挖深度11.6 m、宽度20.0 m断面进行计算分析,开挖深度范围主要为填筑土、粉质黏土、圆砾和强风化泥岩。考虑地层的无限性及施工扰动影响范围,以基坑横断面方向为 $x$ 轴,左右边界距基坑边沿50.0 m,侧面位移边界限制水平移动;以基坑开挖深度方向为 $z$ 轴,上边界为地表,下边界取30.0 m,地表为自由边界,底部固定边界限制水平移动和垂直移动。考虑基坑模型的对称性,采用有限元软件Plaixs2D建立1/2模型进行计算分析(图1B),模型尺寸为宽60.0 m、高30.0 m,共划分为1 828个单元、14 841个节点。

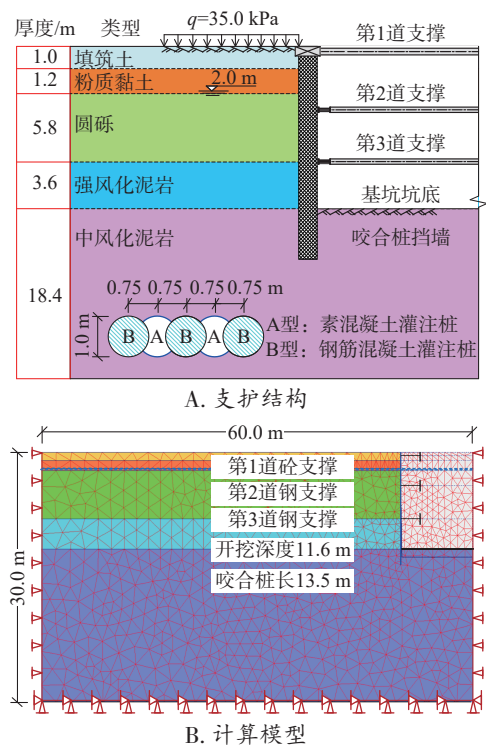


图1 有限元模型

在数值模拟计算中,岩土体材料按均质弹塑性考虑,服从莫尔-库仑(Mohr-Coulomb)屈服准则,各土层主要物理力学参数详见表1。基坑支护结构采用弹性本构关系,咬合桩挡墙重度为 $25.0 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ ,弹性模量为30.0 GPa,泊松比为0.2;混凝土支撑重度为 $25.0 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ ,弹性模量为28.0 GPa,泊松比为0.2;钢管支撑重度为 $78.0 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ ,弹性模量为210.0 GPa,泊松比为0.3。基坑开挖采用分层降水分步开挖方式模拟,各工况坑内地下水位降至开挖深度下1.0 m,且先施作支护结构再进行坑内土体开挖。地下水位取地表以下2.0 m,考虑地面施工荷载作用,地面超载取35.0 kPa。

### 2.2 降水开挖过程模拟

基坑施工严格按照“时空效应”理论分层、分段开挖。坑内采用管井疏干降水,坑内水位降至坑底下1.0 m,坑外不设置降水井点,施工阶段严格控制坑外水位变化幅度。为有效模拟分层降水过程中渗流作用对基坑施工变形的影响,基坑采用分层降水分步开挖方式模拟。具体施工步骤:1)施作咬合桩围护挡墙,初始地应力平衡;2)基坑开挖至-0.4 m,并施作第1道砼支撑;3)降水至-5.0 m,基坑开挖至-4.0 m,并施作第2道钢管支撑;4)降水至-9.0 m,基坑开挖至-8.0 m,并施作第3道钢管支撑;5)降水至-12.6 m,基坑开挖至坑底-11.6 m。

表 1 土层主要物理力学参数

类别	土层名称	开挖深度/m	岩土体重度/ (kN·m <sup>-3</sup> )	岩土体饱和 重度/(kN·m <sup>-3</sup> )	黏聚力/ kPa	内摩擦角/ °	水平方向渗透 系数/(cm·s <sup>-1</sup> )	竖直方向渗透 系数/(cm·s <sup>-1</sup> )	弹性模量/ MPa	泊松比
	填筑土	1.0	22.5	23.0	5.0	12.0	5.0×10 <sup>-3</sup>	4.5×10 <sup>-3</sup>	3.5	0.28
	粉质黏土	1.2	19.2	19.5	32.0	13.6	5.0×10 <sup>-6</sup>	4.5×10 <sup>-6</sup>	5	0.34
岩土	圆砾	5.8	22.5	22.5	5.0	30.0	2.0×10 <sup>-2</sup>	1.5×10 <sup>-2</sup>	12	0.30
	强风化泥岩	3.6	22.5	22.5	21.0	24.0	2.0×10 <sup>-4</sup>	1.5×10 <sup>-4</sup>	15	0.32
	中风化泥岩	18.4	24.6	24.6	140.0	32.0	2.0×10 <sup>-6</sup>	1.5×10 <sup>-6</sup>	450	0.30

2.3 结果分析

2.3.1 挡墙水平位移分布

图 2 为不同施工阶段基坑周围地层水平位移云图。由图可得,在浅表层开挖阶段(0~0.4 m),基坑周围地层水平位移较小,主要发生在基坑周边约 1 倍开挖深度范围内,近似呈线性增长,地层最大水平位移值为 2.27 mm,主要原因是开挖深度小,坑壁周围土体侧向土压力尚未显著释放,挡墙支护起主导作用;在中间层开挖阶段(>0.4~8.0 m),基坑周围地层水平位移呈非线性增长趋势,影响范围扩大至 1.5~2.0 倍开挖深度,墙后地层最大水平位移点逐渐下

移,形成“鼓肚形”现象,主要原因是较大开挖深度导致基坑被动区土体卸荷,主动区土压力增大,支护结构侧向变形明显(图 3);在深层开挖阶段(>8.0~11.6 m),基坑周围地层水平位移进一步向坑外和深层传递,但增速有所减缓,影响范围可达 2.0~3.0 倍开挖深度,最大水平位移点稳定在挡墙中下部,其值达到 8.05 mm,主要原因是开挖深度 8.0 m 以下土体为风化泥岩,土体性质相对较好,加上多道内支撑与咬合桩的联合支护作用限制了基坑变形进一步发展,故此施工阶段地层水平位移增幅减缓,且逐渐趋于稳定。

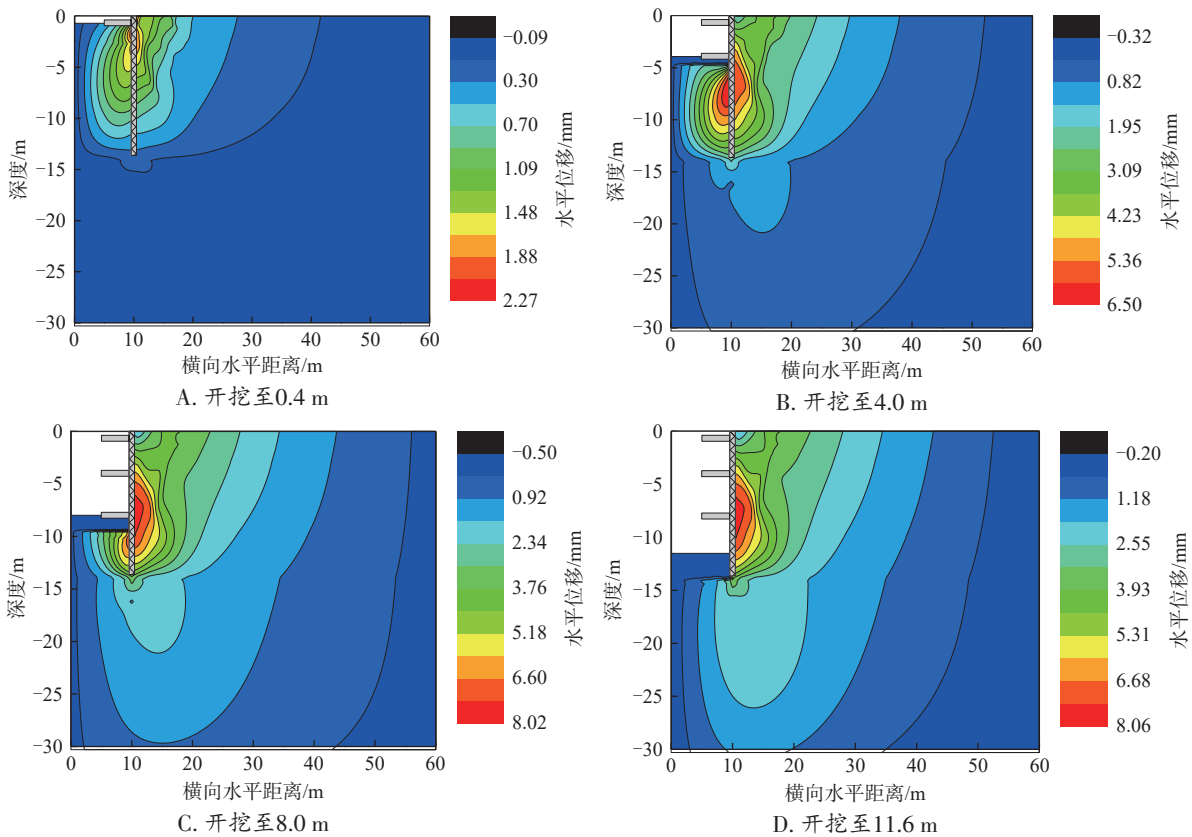


图 2 不同施工阶段基坑周围地层水平位移云图

图 3 为基坑开挖诱发的挡墙水平位移曲线对比。由图可得,挡墙水平位移随开挖深度增加而增大,挡墙水平位移曲线分布由开挖初期的“斜线形”

发展为“鼓肚形”,开挖至坑底后挡墙水平位移逐渐趋于稳定,且“鼓肚”现象最为显著,现场实测结果变化趋势与计算结果一致;各施工阶段挡墙最大水

平位移计算值依次为 2.27、5.97、8.01、8.05 mm,其位置分别为 0、5.5、6.5、7.0 m;开挖完成后的最大水平位移约为 0.07% $H$ ( $H$ 为开挖深度),其对应的位置为 0.5 $H$ ~0.6 $H$ 。同时,计算值与实测值相比,挡墙水平位移计算值偏大,且最大水平位移位置有所下移,主要原因可能是数值模拟与实际施工过程中施工工序、内支撑预加力施加大小、地层分布等因素有所差异所导致。

### 2.3.2 墙后地表沉降分布

图 4 为不同施工阶段基坑周围地层竖向位移云图。由图可得,不同施工阶段下基坑周围地层竖向位移随开挖深度动态变化,其演变过程与开挖顺序、支护结构施作时机、地下水控制等密切相关。在浅表层开挖阶段(0~0.4 m),坑外地层产生较小的沉降变形,坑底因卸荷而产生 5.52 mm 的隆起变形,由于该阶段开挖深度较小,坑外沉降影响区集中在坑边 0.5 $H$  范围;在中间层开挖阶段(>0.4~8.0 m),坑外地层竖向位移量增加,其影响范围扩大至 1.5 $H$ ~2.0 $H$

范围,坑外最大竖向位移增加至 -4.25 mm,在坑底产生了明显的隆起变形,开挖至 4.0 m 和 8.0 m 时坑底隆起变形量分别为 18.71、5.86 mm,坑底地层土体性质差异引起坑底隆起变形量产生显著差异;在深层开挖阶段(>8.0~11.6 m),坑外沉降和坑底隆起同步发展,地层竖向位移增幅减缓,并逐渐趋于稳定,最终地层竖向位移影响区扩大至 2.0 $H$ ~3.0 $H$  范围。

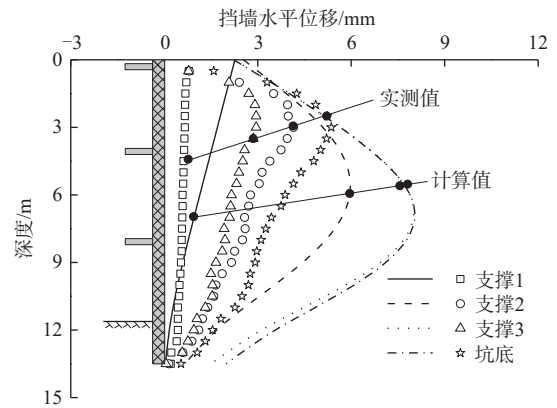


图 3 基坑开挖诱发的挡墙水平位移曲线对比

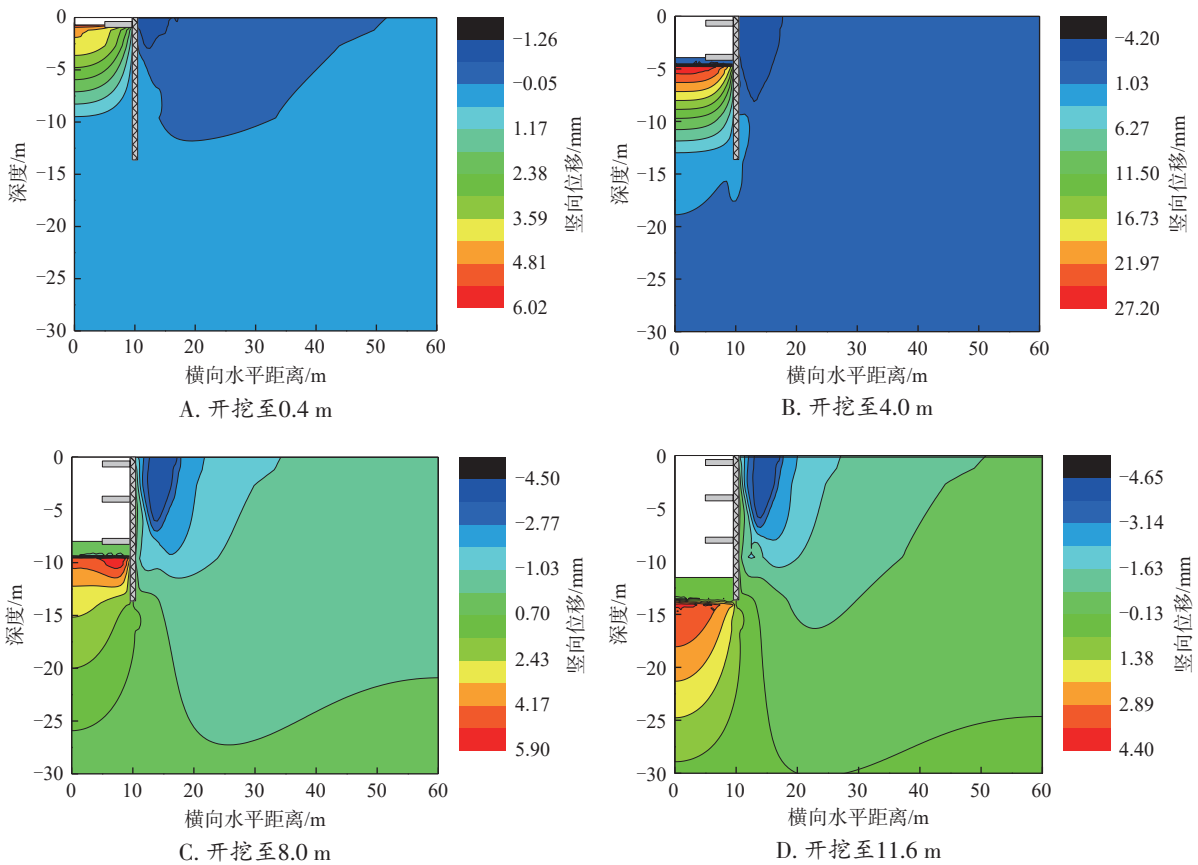


图 4 不同施工阶段基坑周围地层竖向位移云图

图 5 为基坑开挖诱发的墙后地表沉降曲线对比图。由图可得,随着开挖深度增加,墙后地表沉降

曲线分布总体呈加深变宽的发展趋势;在浅表层开挖阶段(0~0.4 m),墙后地表沉降曲线呈窄而浅的

“单峰”特征,近似三角形分布,该阶段浅层卸荷导致支护结构微小位移,地层变形以弹性变形为主;在中间层开挖阶段( $>0.4\sim 8.0$  m),墙后地表沉降曲线发展为宽而深的“勺形”分布,地表沉降槽显著扩展;在深层开挖阶段( $>8.0\sim 11.6$  m),墙后地表沉降曲线“勺形”分布继续加深加宽,但增速减缓,最大地表沉降量约为 $0.04\%H$ ,位于距坑边 $0.5H\sim 1.0H$ 处;各施工阶段墙后地表沉降计算值分别为 $-1.25$ 、 $-3.35$ 、 $-4.25$ 、 $-4.35$  mm,实测值分别为 $-1.02$ 、 $-3.24$ 、 $-4.40$ 、 $-5.22$  mm,墙后地表沉降计算结果与实测结果基本一致。根据墙后地表沉降槽分布特征,地表沉降敏感区域可分为距坑边 $0\sim 1.0H$ 范围为显著影响区, $1.0H\sim 2.0H$ 范围为过渡影响区和大于 $2.0H$ 范围为轻微影响区,且在显著影响区内地表沉降量最大。

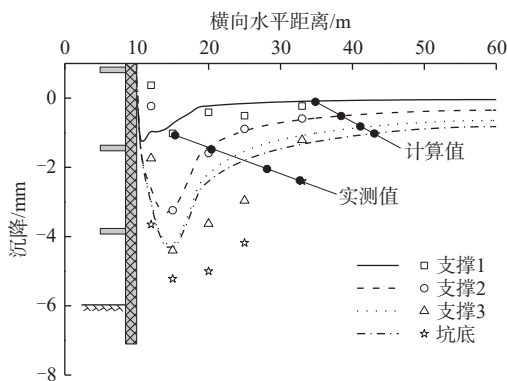


图5 基坑开挖诱发的墙后地表沉降曲线对比

结合图3和图5可知,当开挖深度 $0\sim 0.2H$ (浅表层)时,基坑变形呈缓慢的线性增长特征;当开挖深度 $0.2H\sim 0.7H$ (中间层开挖)时,基坑变形呈非线性加速增长特征,周围地层塑性区扩展;当开挖深度大于 $0.7H$ (深层开挖)时,基坑变形逐渐趋向稳定。由此可见,基坑变形随开挖深度和支护结构施加呈现“初始缓慢发展—中期快速扩展—后期渐变稳定”的动态发展趋势,尤其中间层开挖阶段 $0.2H\sim 0.7H$ 是基坑变形控制的关键时期,建议在基坑施工过程中,通过分阶段优化支护结构参数、动态调整施工时序和联合监控量测反馈作用,可有效降低基坑大变形风险。

### 2.3.3 围护桩墙内力分布

图6为不同施工阶段围护桩墙剪力与弯矩分布规律。由图可得,围护桩桩身内力随开挖深度增加呈增大趋势,基坑开挖至支撑1、支撑2、支撑3、和坑底时桩身剪力范围分别为 $-96.95\sim 37.67$ 、 $-279.60\sim$

$250.91$ 、 $-361.07\sim 438.93$ 、 $-339.74\sim 441.72$  kN,弯矩范围分别为 $0\sim 135.70$ 、 $-402.06\sim 351.32$ 、 $-634.83\sim 393.77$ 、 $-601.46\sim 351.31$  kN/m。基坑开挖初始阶段( $0\sim 0.4$  m),围护桩表现为悬臂梁状态,桩身剪力和弯矩值均较小,桩身剪力沿深度逐渐增大,最大剪力位置在桩体底部,桩身弯矩沿深度呈三角形分布,最大弯矩出现在坑底,此阶段桩体在主动土压力主导作用下,桩体侧移以顶部前倾为主;随着开挖加深并逐道施加内支撑( $0.4\sim 11.6$  m),围护桩逐渐转为多跨连续梁受力模式,剪力峰值出现在支撑点和坑底附近,坑底以下桩体出现负弯矩,支撑之间出现正弯矩,桩身最大弯矩位置在第3道支撑点附近。

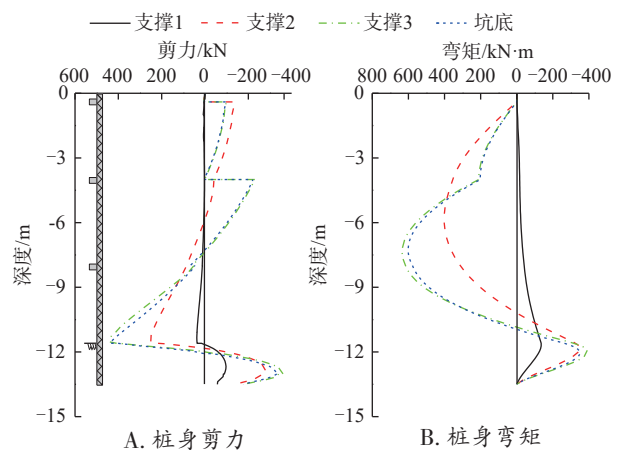


图6 不同施工阶段围护桩墙剪力与弯矩分布规律

## 3 影响因素

### 3.1 围护桩形式

不同的围护桩布置形式(如桩径、桩间距、排列形式、平面形状等)会显著影响基坑的变形特征,分别设置3种桩径和桩间距不同的围护桩型:分离桩A( $0.8$  m+ $1.2$  m)、分离桩B( $1.0$  m+ $1.2$  m)和咬合桩( $1.0$  m+ $0.75$  m)进行对比分析,围护结构型式对基坑变形的影响如图7所示。由图可得,分离桩A、分离桩B和咬合桩的最大水平位移分别为 $11.22$ 、 $8.60$ 、 $8.05$  mm,分离桩B和咬合桩分别约为分离桩A的 $76.65\%$ 和 $71.75\%$ ;分离桩A、分离桩B和咬合桩的墙后地表沉降分别为 $-6.59$ 、 $-4.73$ 、 $-4.35$  mm,分离桩B和咬合桩分别约为分离桩A的 $71.78\%$ 和 $66.01\%$ 。可见,在相同条件下采用增加桩径和减小桩间距可明显降低挡墙水平位移和墙后地表沉降,但对于富水砂性地层,因分离桩桩间隙可能存在渗漏隐患,建议优先考虑具有整体性和隔水性较好的咬合桩挡墙或者采用分离桩+止水帷幕联合挡墙。

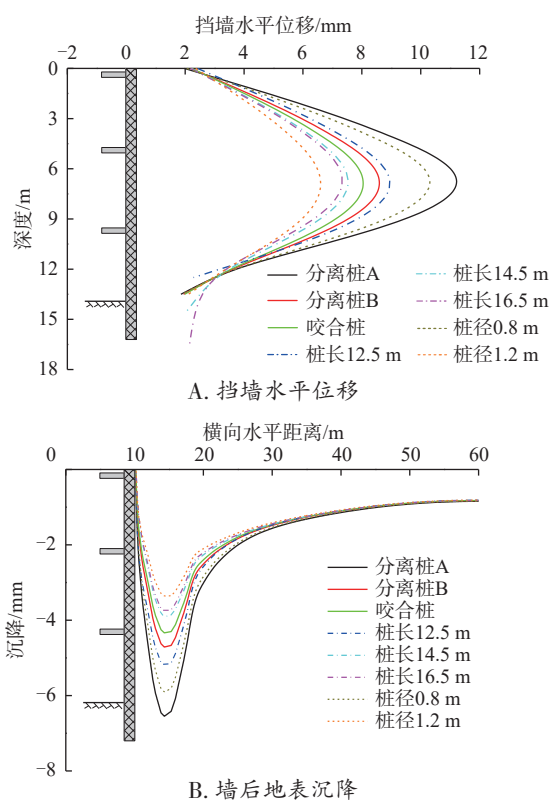


图7 围护桩形式、桩长与桩径对基坑变形的影响

### 3.2 围护桩桩长

围护桩的长度(嵌固深度)是影响基坑变形特性的关键参数之一,其变化会直接改变挡墙的受力机制、土压力分布及整体稳定性,进而影响基坑的侧向位移、坑底隆起和周边地表沉降。取围护桩桩长分别为12.5、13.5、14.5、16.5 m,获得的围护桩桩长对基坑变形的影响如图7所示。由图可得,桩长12.5、13.5、14.5、16.5 m的挡墙水平位移分别为8.95、8.05、7.53、7.34 mm,墙后地表沉降为-5.53、-4.35、-3.92、-3.78 mm;以桩长13.5 m作为参照,桩长12.5、14.5、16.5 m的挡墙水平位移分别变化了11.18%、-6.46%、-8.82%(正值表示增加,负值表示减少),墙后地表沉降分别变化了27.13%、-9.89%、-13.10%。可见,围护桩桩长过短,则引起基坑变形增大,反之基坑变形越小,当桩长增加到一定长度时,延长桩长对控制变形的效果有限。对比发现,从基坑变形控制和经济性角度来看,挡墙存在一个合理桩长(临界嵌固深度),在该条件下围护桩的支挡作用将会被充分发挥。

### 3.3 围护桩桩径

取围护桩桩径分别为0.8、1.0、1.2 m,获得的围护桩桩长对基坑变形的影响如图7所示。由图可得,围护桩桩径0.8、1.0、1.2 m的挡墙水平位移分别

为10.31、8.05、6.60 mm,墙后地表沉降分别为-5.94、-4.35、-3.37 mm;以桩径1.0 m作为参照,桩径0.8、1.2 m的挡墙水平位移分别变化了28.07%、-18.01%,墙后地表沉降分别变化了36.55%、-22.53%。可见,在相同条件下,桩径越小,桩体刚度减弱,基坑变形显著增加,而桩径增大,桩体刚度也随之增强,基坑变形明显减小。因此,适当增加桩径对基坑变形控制具有积极作用。

## 4 结论

1) 基坑变形随开挖深度动态调整,中间层 $0.2H\sim 0.7H$ 开挖阶段是变形控制的关键期;挡墙水平位移曲线由“斜线形”向“鼓肚形”演变,最大水平位移为 $0.07\%H$ ,其位置为 $0.5H\sim 0.6H$ ;墙后地表沉降由窄而浅的“单峰形”向深而宽的“勺形”转变,沉降槽影响范围为 $2.0H\sim 3.0H$ ,且显著影响区( $0\sim 1.0H$ )是变形控制的核心区域。

2) 围护桩内力与开挖深度呈正相关关系,浅层开挖阶段桩体剪力和弯矩最大值出现在桩体底部,深层开挖阶段围护桩转为连续梁受力模式,剪力峰值出现在支撑点和坑底附近,桩身最大弯矩出现在第3道支撑点附近。

3) 咬合桩挡墙的抗变形性能优于分离桩,富水砂层中应优先考虑咬合桩或分离桩+止水帷幕围护结构;围护桩桩长存在临界嵌固深度,桩长过小或过大均不利于抗变形性能的发挥;增加桩径可有效控制基坑变形,但需权衡桩体刚度提升与成本控制。

### 参考文献:

- [1] 郑刚,程雪松,周海祚,等. 岩土与地下工程结构韧性评价与控制[J]. 土木工程学报,2022,55(7):1-38.
- [2] LIU J C, TAN Y. Review of through-wall leaking incidents during excavation of the subway stations of Nantong metro line 1 in thick water-rich sandy strata [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2023, 135: 105056.
- [3] 邱明明,杨果林,张沛然,等. 破碎岩质斜坡下浅埋连拱隧道施工力学效应研究[J]. 延安大学学报(自然科学版),2020,39(3):46-51.
- [4] TAN Y, WEI B. Observed behaviors of a long and deep excavation constructed by cut-and-cover technique in Shanghai soft clay [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, 138(1): 69-88.
- [5] WANG J H, XU Z H, WANG W D. Wall and ground movements due to deep excavations in Shanghai soft soils [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 136(7): 985-994.

- [6] 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.
- [7] 韩旭, 刘俊城, 张建辉, 等. 深厚富水砂土地层深基坑开挖降水变形研究[J]. 建筑结构, 2022, 52(S2): 2246-2255.
- [8] 刘俊城, 谭勇, 樊冬冬. 深厚富水砂土地层深基坑变形性状及频发地连墙渗漏灾害分析[J/OL]. 岩土工程学报, 1-12 [2025-7-4]. <https://link.cnki.net/urlid/32.1124.TU.20250513.1029.002>.
- [9] 冯春蕾, 张顶立. 砂卵石地区地铁车站基坑整体变形模式及其应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(S2): 4395-4405.
- [10] 邱明明, 李晓敏, 杨果林, 等. 挡墙渗漏对富水砂层基坑变形性状的影响[J]. 水文地质工程地质, 2025, 52(1): 85-96.
- [11] 欧孝夺, 吕政凡, 江杰, 等. 富水圆砾层深基坑双排桩变形特性[J]. 科学技术与工程, 2021, 21(13): 5484-5490.
- [12] 宋博文, 秦会来, 王蓉, 等. 南京地区基于地铁隧道保护要求的基坑变形控制指标[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2025, 53(4): 548-556.
- [13] 廖少明, 魏仕峰, 谭勇, 等. 苏州地区大尺度深基坑变形性状实测分析[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(3): 458-469.
- [14] 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.
- [15] 张楠. 土岩组合地层深基坑变形规律研究[J]. 铁道工程学报, 2021, 38(7): 1-5+59.
- [16] 焦宁, 丁建文, 吉锋, 等. 土岩复合地层中深基坑开挖对邻近管线变形影响分析[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2022, 52(2): 229-236.
- [17] 黄莺, 方中义, 李学聪, 等. 上软下硬地层深基坑结构变形监测及分析[J]. 中国安全生产科学技术, 2022, 18(9): 203-209.
- [18] 林之航. 上软下硬深基坑变形规律与空间效应分析[J]. 地下空间与工程学报, 2020, 16(6): 1792-1800.

[责任编辑 张 香]

## Deformation characteristics and influencing factors of deep foundation pit excavation in water rich soil-rock composite stratum

CHEN Bin<sup>1</sup>, QIU Mingming<sup>2\*</sup>, ZHAO Haifeng<sup>2</sup>, WANG Fadi<sup>2</sup>, WANG Jiangwang<sup>2</sup>

(1. China Railway First Group Fifth Engineering Co., Ltd., Baoji 721000;

2. School of Civil Engineering and Architectural, Yan'an University, Yan'an 716000, China)

**Abstract:** To study the deformation response characteristics of deep foundation pit construction in water-rich soil-rock composite strata, a 11.6 m deep foundation pit project of an open-cut tunnel in a certain city was taken as the research object. The process of dewatering and excavation of the foundation pit in water-rich soil-rock composite strata under the combined support of interlocking piles and internal bracing was simulated by numerical methods. The stress and deformation characteristics of the foundation pit were analyzed by comparing with the field measurement data, and the influence of the parameters of the retaining structure on the deformation characteristics of the foundation pit was investigated. The results show that the deformation of the foundation pit presents a three-stage evolution characteristic of slow development in the initial stage ( $0\sim 0.2H$ ,  $H$  is the excavation depth), rapid expansion in the middle stage ( $0.2H\sim 0.7H$ ), and gradual stabilization in the later stage ( $>0.7H$ ); the horizontal displacement of the retaining wall changes from a "linear shape" to a "bulging shape", with the maximum horizontal displacement being  $0.07\%H$ , and its location is at  $0.5H\sim 0.6H$ ; the ground surface settlement behind the wall develops from a narrow and shallow "single-peak shape" to a "spoon shape", with  $0\sim 1.0H$  being the significant influence zone,  $1.0H\sim 2.0H$  being the transition zone, and greater than  $2.0H$  being the slight influence zone; the internal force of the retaining piles is positively correlated with the excavation depth, and the peak shear force occurs near the bracing points and the bottom of the pit, while the maximum bending moment of the pile body occurs near the third bracing point. The layout form, pile length, and pile diameter of the retaining piles have a significant impact on the deformation of the foundation pit. Optimizing the design parameters of the support structure can effectively control the deformation of the foundation pit. The research results can provide theoretical basis and design reference for similar projects.

**Key words:** water-rich soil-rock composite layer; open-cut tunnel; interlocking pile retaining structure; deformation characteristics; numerical simulation