

# 填海区地铁车站地连墙补强桩加固 与凿除施工影响性分析

李茂<sup>1</sup>, 黄胜<sup>1</sup>, 肖筱<sup>1</sup>, 刘赫<sup>2</sup>, 蒋望涛<sup>2</sup>, 王建望<sup>3</sup>

(1. 中电建南方建设投资有限公司, 广东 深圳 518055;

2. 长沙理工大学土木与环境工程学院, 湖南 长沙 410000; 3. 延安大学建筑工程学院, 陕西 延安 710006)

**摘要:** 针对填海区软土分布广、地质条件复杂的特点,以穗莞深城际铁路前海站三期深基坑为依托,采用Flac3D数值模拟方法,分析基坑开挖全过程中补强桩的加固效果及分阶段凿除对基坑稳定性的影响。结果表明:基坑下挖至30.4 m基底标高后,地表所产生的最大沉降量达到9.53 mm,约为基坑深度的0.03%;与此同时,既有地连墙(墙体埋深35 m)的水平最大变形值达到26.68 mm,约为基坑深度的0.09%;补强桩最大弯矩达1 010.20 kN·m,远低于其3 845.67 kN·m的弯矩设计值,基坑下挖期间受力状态稳定;全部补强桩剔除后,地表竖向位移与35 m埋深既有地下连续墙水平位移的最大增幅分别为12%和2%,40 m深地连墙位移影响可忽略不计,整体影响处于安全可控范围。

**关键词:** 填海区域, 地铁车站, 地连墙, 补强桩; 基坑加固; 基坑稳定性

中图分类号: TU93

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2026)03-0137-07

## Influence Analysis of Reinforcement Pile Construction and its Demolition for the Diaphragm Wall of the Metro Station in the Reclaimed Land Area

LI Mao<sup>1</sup>, HUANG Sheng<sup>1</sup>, XIAO Xiao<sup>1</sup>, LIU He<sup>2</sup>, JIANG Wangtao<sup>2</sup>, WANG Jianwang<sup>3</sup>

(1. China Power Construction Corporation South China Construction Investment Co., Ltd., Shenzhen, Guangdong 518055, China;

2. School of Civil and Environmental Engineering, Changsha University of Science and Technology, Changsha, Hunan 410000, China;

3. School of Civil Engineering, Yan'an University, Yan'an, Shaanxi 710006, China)

**Abstract:** The reinforcement effect of reinforcement pile during the entire process of foundation pit excavation and the impact of its phased chiseling on foundation pit stability were systematically analyzed by establishing a numerical simulation model using Flac3D, based on the deep foundation pit of Phase III of Qianhai Station on the Sui-Guan-Shen Intercity Railway and considering the characteristics of extensive distribution of soft soil and complex geological conditions in reclaimed land areas. The research results are as follows. When the foundation pit is excavated to the bottom (30.4 m), the maximum surface settlement is 9.53 mm (accounting for 0.03% of the excavation depth), the maximum horizontal displacement of the existing 35 m-deep diaphragm wall is 26.68 mm (accounting for 0.09% of the excavation depth), and the maximum bending moment of the reinforcement pile reaches 1 010.20 kN·m, which is much lower than their flexural bearing capacity of 3 845.67 kN·m, which means that the reinforcement of the foundation pit excavation stability has been effectively enhanced by the installation of reinforcing piles. The maximum surface settlement increases by 12% after all reinforcement piles are chiseled, the maximum horizontal displacement of the 35 m-deep diaphragm wall only increases by 2%, and the displacement impact on the 40 m-deep diaphragm wall is negligible, indicating that the overall impact is within a safe and controllable range.

**Keywords:** reclaimed land area; metro station; diaphragm wall; reinforcement pile; foundation pit reinforcement; foundation pit stability

随着城市地下空间开发和基坑工程的快速推进,基坑群工程在城市密集区愈发普遍<sup>[1,2]</sup>。出于节地与既有结构再利用的考量,紧邻基坑工程多依托既有地下连续墙,采用共用围护结构或于其基础上实施新基坑开挖的建设模式。邻近基坑的下挖作业将产生相互扰动,尤其在软土等不良地层中,相邻基坑开挖的相互影响更为显著,主要体现在基坑支护结构的受力变形耦合上,同时还会延伸至周边地下构筑物<sup>[3-5]</sup>。特别是填海地区,此类区域发育着厚度深、强度低、压缩性高的软土层,导致临近基坑开挖的相互影响更为明显<sup>[6-7]</sup>。因此,对填海区共墙深基坑共用地下连续墙的稳定性的研究提出了更高的要求。

针对邻近深基坑开挖的影响分析已取得大量的研究成果,主要是利用数值计算方法探讨基坑开挖对临近结构的影响<sup>[8-9]</sup>。代表性成果包括黄开勇等<sup>[10]</sup>建立了两个紧邻基坑同步开挖的数值计算模型,分析了相邻基坑开挖的相互影响;Fan 等<sup>[11]</sup>利用 Midas GTS NX 数值模拟软件对隧道基坑开挖进行模拟,归纳了基坑开挖过程隧道结构变形与力学响应变化规律;范凡等<sup>[12]</sup>通过现场监测及数值模拟手段对软土地区分隔型基坑群开挖进行研究,获得了随开挖深度增加隔离墙的变形规律;Zhou 等<sup>[13]</sup>利用物理模型试验和离散元法 (DEM) 分析了基坑开挖对邻侧既有地铁车站的影响,获得了基坑开挖使地铁车站破坏的演变过程,为基坑开挖提供风险预测;杨海滨<sup>[14]</sup>采用 PLAXIS 3D 进行三维有限元建模并基于 HSS 小应变本构模型对深基坑开挖过程进行数值模拟,获得了基坑开挖引起的地表沉降规律和墙后土体位移分布规律;吕亚东等<sup>[15]</sup>使用 ABAQUS 有限元软件并运用软化模量法与收敛约束法模拟基坑开挖过程中的应力释放,获得了基坑的地表沉降和隆起变形规律。可以看出,相邻基坑开挖影响分析主要集中研究基坑结构变形与对周边环境的影响规律,实际邻近基坑开挖时常采用隔离桩、补衬法、注浆加固等方式对既有地连墙进行补强加固<sup>[16-17]</sup>,而现有研究对补强方式的加固过程与拆除过程的影响研究较少。

鉴于此,本文选取穗莞深城际前海站三期基坑工程作为研究对象,运用 Flac3D 数值计算平台,针对该基坑全开挖工况开展仿真模拟。重点探讨既有地下连续墙及钻孔灌注桩补强体的受力机制与变形特征,评估补强桩对既有围护结构的加固效能,以及桩体分阶段剔除对基坑整体稳定性的作用规律,分析

结果可为同类工程实践提供技术参考与决策依据。

## 1 工程概况

前海站三期深基坑工程长约 312 m、宽约 28 m、开挖深度约 30 m,采用“地下连续墙+内支撑”的基坑围护体系。由于该工程与前海站三期城际铁路工程共用同一地下连续墙围护体系,现有部分地下连续墙的嵌固深度难以完全满足深基坑开挖过程中对稳定性的要求。为保证基坑施工安全并提升整体稳定性能,在地下连续墙嵌入深度不足的区域设置钻孔灌注桩进行加固补强,共设 62 根  $\phi 1200$  mm 补强桩,按跳桩形式施工,桩长 17.0 m 左右。嵌入深度不足部分既有地连墙深度约为 35 m 左右,其余地连墙深度约为 40 m 左右,补强桩设置于基坑内,与地连墙之间的净间距约 0.3 m,补强桩进入强风化和中风化花岗岩。因补强桩高出基底的部分将阻碍车站主体结构施工,故后续仍需进行凿除作业。其空间立面关系如图 1 所示。

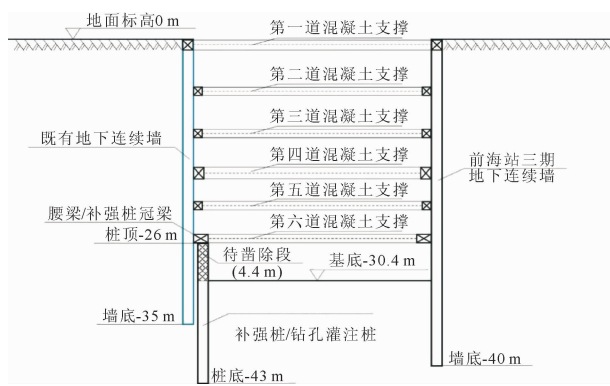


图 1 前海站三期深基坑剖面图

补强桩是作为地层缺失应力的补偿措施,抵抗主动土压力,凿除后将减少补强桩的受力段,增加地连墙失稳风险,补强桩为排桩形式,桩间距较短,采用跳桩凿除方案,降低补强桩的凿除影响。

## 2 数值模型建立

### 2.1 计算模型

已有研究表明<sup>[18-19]</sup>,基坑开挖影响范围主要是其开挖深度的 3~5 倍区域,城际铁路前海站三期深基坑尺寸约为 314 m × 30 m × 30.4 m。因此,利用 Flac3D 软件建立尺寸为 574 m × 300 m × 60 m 的数值计算模型,模型节点 1 047 600 个、单元 1 013 443 个,地连墙采用四面体实体单元划分,设置墙-土接触界面。在地应力模拟分析过程中,依据工程地质

勘察资料,对基坑所在地层予以简化,概化为 8 个岩土分层,分别为人工填块石、淤泥质黏土、粉质黏土 1、粉质黏土 2、中粗砂、全风化花岗岩、强风化花岗岩和中风化花岗岩,土体本构模型选用 Mohr-Coulomb 模型,数值模型见图 2。

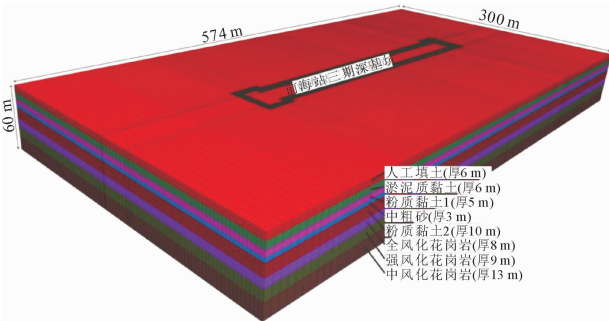


图 2 前海站三期深基坑地层模型

本次计算所用岩土体物理力学参数详见表 1,涵盖人工填土、淤泥质黏土及不同风化程度花岗岩的弹性模量、内摩擦角、黏聚力等指标。为模拟实际工程边界条件,认为模型顶部为自由边界,四周与水平边界处为固定边界,故模型四周设水平约束,底部同时施加水平与竖向约束。

表 1 土层物理力学参数

土层	弹性模量 $E/\text{MPa}$	泊松比 $\mu$	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	黏聚力 $c/\text{kPa}$	密度 $\rho/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3})$
人工填土	3.00	0.34	25.00	5.00	1900
淤泥质黏土	6.63	0.36	10.69	11.35	1720
粉质黏土 1	11.25	0.34	14.37	15.00	1870
中粗砂	16.00	0.25	28.00	0.00	2000
粉质黏土 2	15.60	0.22	19.51	27.91	1930
全风化花岗岩	16.23	0.28	27.73	40.50	1950
强风化花岗岩	240.00	0.23	35.00	50.00	2200
中风化花岗岩	1200.00	0.23	40.50	300.00	2610

## 2.2 支护结构模拟

补强桩的桩顶及桩底高程分别设定为  $-26\text{ m}$  与  $-43\text{ m}$ 。数值建模时,地下连续墙以实体单元表征,赋予 Mohr-Coulomb 本构关系,并建立墙-土接触

界面(参数列于表 2);内部支撑系统采用 beam 单元模拟;补强桩则通过 pile 单元实现;为反映冠梁对补强桩顶部的横向约束作用,于桩顶与地连墙之间设置 beam 单元连接;基坑底板亦采用实体单元,同样基于 Mohr-Coulomb 模型进行分析。所有支护构件混凝土强度等级均为 C35。为考虑结构服役期微裂缝发育及现场养护条件对混凝土力学性能的弱化效应,且忽略施工缝的影响,对支护体系弹性模量进行 0.75 倍折减。

表 2 接触面参数

墙体接触土层	法向刚度 $/( \text{MN} \cdot \text{m}^{-1} )$	切向刚度 $/( \text{MN} \cdot \text{m}^{-1} )$
人工填土	514	514
淤泥质黏土	1120	1120
粉质黏土 1	1356	1356
中粗砂	2133	2133
粉质黏土 2	2283	2283
全风化花岗岩	21306	21306
强风化花岗岩	30914	30914

## 2.3 施工过程模拟

根据实际临近基坑施工过程,将全过程离散为 12 个计算工况。①首先激活地下连续墙及补强桩单元,待数值计算收敛至平衡状态后,清零位移场与速度场,以消除初始条件对后续卸荷响应的干扰;②分层下挖至  $-2.7\text{ m}$  高程,激活第一道内支撑;③继续下挖至  $-8.45\text{ m}$ ,架设第二道内支撑;④下挖至  $-13.6\text{ m}$ ,施加第三道内支撑;⑤下挖至  $-18.7\text{ m}$ ,施加第四道内支撑;⑥下挖至  $-22.55\text{ m}$ ,施加第五道内支撑;⑦继续下挖至  $-26\text{ m}$ ,同步激活第六道内支撑;⑧第六道支撑生效后,于补强桩顶部施作冠梁,使补强桩与地连墙形成协同受力整体;⑨下挖至设计坑底  $-30.4\text{ m}$ ;⑩按照底板跳桩凿除方案,先浇筑部分区段底板结构;⑪凿除第一批补强桩,随即浇筑对应区域底板;⑫最终剔除剩余桩体,并完成剩余底板混凝土浇筑。底板跳桩凿除的施工顺序详见图 3。

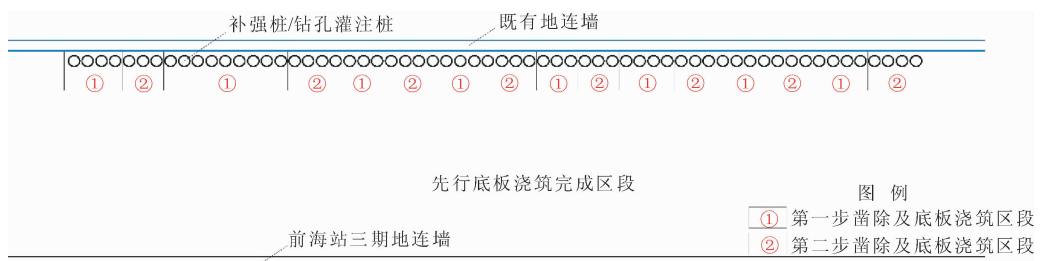


图 3 前海站三期深基坑底板跳桩凿除工序

### 3 基坑开挖变形分析

#### 3.1 变形数据位置

通过 Flac3D 对前海站三期深基坑开挖全过程开展模拟,获取了施工中地表、既有地连墙(含 40 m、35 m 深监测点)、补强桩的变形与内力变化规律。数据分析所选取的位置如图 4 所示,涵盖地表沉降测点、地连墙变形监测位及补强桩。

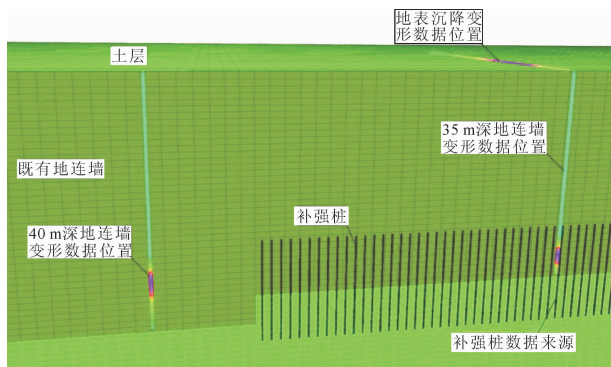


图 4 前海站三期深基坑模型剖面图

#### 3.2 地表变形

不同开挖深度下基坑周边沉降呈勺形分布如图 5 所示。由图 5 可以看出,随基坑开挖从 2.70 m 推进至 30.40 m,地表沉降呈现相似变化规律,地表沉降曲线下探幅度渐增,最大沉降值同步增大。峰值沉降点位于距坑壁约 12 m 的位置,量值为 -9.53 mm,约为开挖深度的 0.03%。此外,坑壁附近因卸荷回弹效应,土体出现轻微隆起,导致紧邻地连墙边缘处地表呈现小幅抬升。

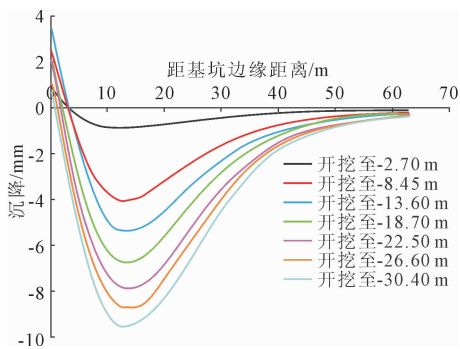


图 5 地表沉降规律

#### 3.3 地连墙变形

35 m 深既有地连墙变形规律如图 6 所示。由图 6 可知,布设补强桩后,深度 35 m 的既有地连墙呈鼓胀状变形模式;伴随基坑逐层下挖,围护结构最大侧向位移的发生位置持续下移,其峰值为 26.68

mm,与开挖深度之比仅 0.09%。但由于该段墙体底部嵌固深度欠缺,墙趾部位产生了可观的侧向位移,量值达 21.99 mm,占该段墙体最大侧向变形的 82.42%。上述结果表明,补强桩的布设对维持该段既有地连墙的稳定性的关键意义;若缺失该加固措施,35 m 深的既有围护结构在后续下挖过程中极有可能发生踢脚式失稳。

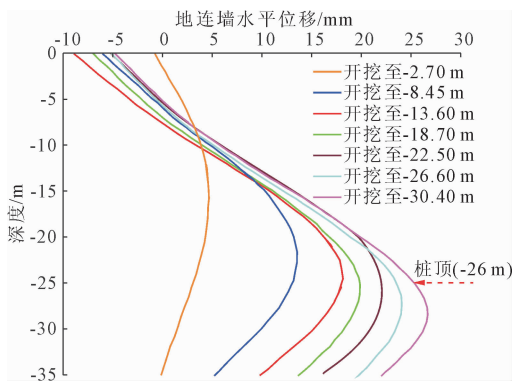


图 6 35 m 深既有地连墙变形规律

40 m 深地连墙变形规律如图 7 所示。由图 7 可知,40 m 深地连墙的变形模式与 35 m 深墙体大体一致,其最大水平位移为 32.00 mm,约为开挖深度的 0.11%。该段墙趾处侧向位移极值仅 6.12 mm,占墙体最大变形的 19.13%,说明当墙体嵌固深度达到 40 m 时,墙底约束充分,嵌固条件已能满足深基坑安全开挖的技术标准。值得注意的是,35 m 深既有墙体的最大侧向位移反而小于 40 m 深墙体,这一对比恰恰印证了补强桩对 35 m 深既有围护结构的加固效果十分突出,显著提升了该段墙体在整个施工过程中的稳定性。

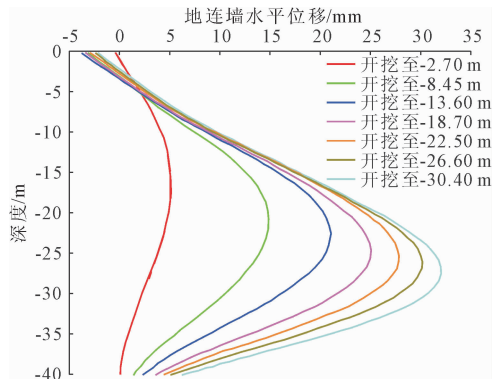


图 7 40 m 深地连墙变形规律

#### 3.4 补强桩变形

补强桩水平位移如图 8 所示。由图 8 可以看出,随着基坑开挖深度的不断增大,补强桩逐渐向基

坑内侧产生偏移。当开挖施工进行到 -2.70 m 位置时,补强桩呈现出典型的悬臂梁变形特性;随着继续开挖至基底设计标高 -30.40 m 位置时,桩体的整体变形形式转变为“反 S”形态。计算结果表明,桩顶的水平位移最大数值可达到 31.84 mm,处于地下连续墙底部标高处的桩身位移为 21.28 mm,相同位置处地下连续墙的位移实测值 21.99 mm,二者非常接近。除此以外,布置在桩体与地连墙之间、厚度为 0.3 m 的风化花岗岩层也产生了水平变形,约为 0.71 mm,这意味着两种结构之间的荷载传递过程较好,也证实了桩体与地下连续墙优异的传力性能。

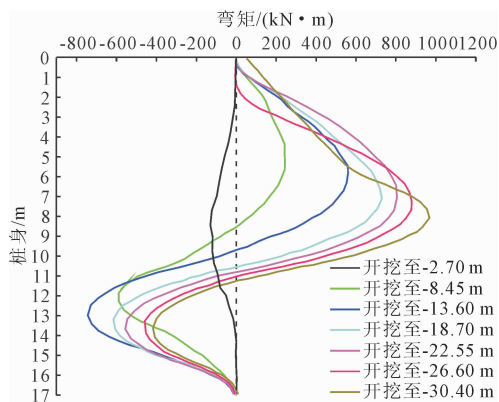


图 9 补强桩弯矩图

依据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010),结合补强桩的几何规格与配筋设置开展受弯承载力校核工作。表 3 详细列出了该类补强桩的核心设计参数:桩身截面直径取 1 200 mm,纵向主筋共布置 36 根  $\Phi 22$  钢筋,加劲箍筋选用  $\Phi 20$  钢筋,布设间距为 2 000 mm,螺旋箍筋采用  $\Phi 20$  钢筋,设置间距控制为 200 mm。

表 3 补强桩配筋表

桩尺寸		桩配筋	
直径/mm	主筋	加劲箍	螺旋箍筋
1200	36 $\Phi 22$	$\Phi 20@2000$	$\Phi 12@200$

图 10 为补强桩的配筋构造图,由 36 根  $\Phi 22$  主筋沿桩身环形均匀布置(对应布置圆半径约 600 mm),主筋外侧环绕  $\Phi 12@200$  的螺旋箍筋,同时增设  $\Phi 20@2000$  的加劲箍以强化配筋骨架的整体稳定性。经计算,该补强桩的受弯承载力约为 3 845.67 kN·m,远大于基坑开挖至基底时桩体承受的最大弯矩。

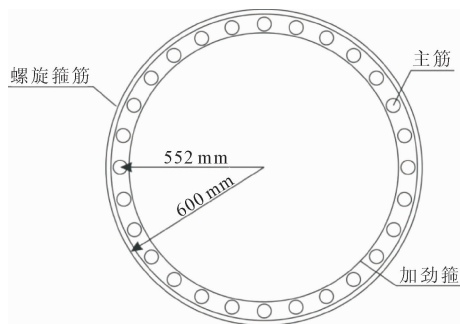


图 10 补强桩配筋图

## 4 补强桩凿除影响分析

### 4.1 对地表沉降影响

凿除前后地表沉降如图 11 所示。由图 11 可

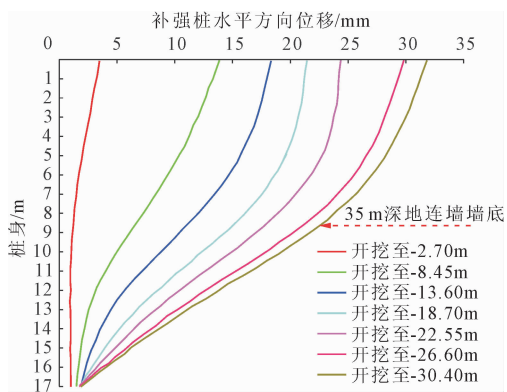


图 8 补强桩水平位移

补强桩上部与地连墙存在约 9 m 的重合区段,其变形特性因而受围护墙位移模式制约。基坑浅层开挖期间,围护结构最大侧向位移点显著高于补强桩顶,致使重合区上部桩身曲率趋近于零,弯矩值亦近似为零;伴随基坑持续下挖,围护墙最大侧向位移点逐步下移并逼近桩顶,桩身曲率随之递增,弯矩不断累积。

图 9 展示了不同开挖工况下补强桩的弯矩变化规律。开挖面到达 -2.70 m 时,由于该阶段的开挖深度较小,侧向土压力作用尚不明显,桩顶区域弯矩接近为零,弯矩曲线整体走势平缓,未出现明显起伏。伴随基坑开挖深度的持续增加,主动土压力不断增大,导致地下连续墙的最大水平位移位置逐步向深层移动。同时,桩身曲率随之上升,弯矩数值不断提高,其反弯点的高程也相应下降。此外,受到坑内土体侧向约束的补强桩下段,主要承受被动土压力作用,弯矩整体呈现“反 S”型分布特征。当开挖作业进行至基底标高 -30.4 m 时,桩身弯矩达到 1 010.20 kN·m,该数值明显高于其余开挖阶段的弯矩值。

知,当开挖至  $-30.40\text{ m}$  时,地表沉降呈勺形分布,最大沉降值为  $9.53\text{ mm}$ ,对应位置距基坑边缘约  $12\text{ m}$  处。补强桩凿除第一部分桩后,沉降曲线整体小幅下探,地表最大沉降值增至  $9.67\text{ mm}$ ,较开挖完成时增幅约  $1.5\%$ 。随着第二部分桩的凿除,地表沉降曲线进一步下探,最大沉降值进一步增加至  $10.67\text{ mm}$ 。对比开挖完成时的初始沉降,补强桩全部凿除完成后,地表最大沉降量增加了  $12\%$ ,且各阶段最大沉降的集中位置始终稳定在距基坑边缘约  $12\text{ m}$  处,仅沉降幅值随凿除进程逐步累积。

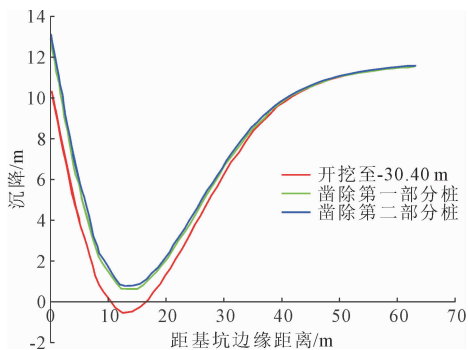


图 11 凿除前后地表沉降

#### 4.2 对地连墙影响

凿除前后  $35\text{ m}$  既有地连墙水平位移如图 12 所示。由图 12 可知,当开挖至  $-30.40\text{ m}$  时,地连墙水平位移随深度增加而逐步增大,最大水平位移达  $26.68\text{ mm}$ ,首段桩体凿除后,位移曲线整体呈小幅外扩态势,  $35\text{ m}$  深既有地连墙最大侧向位移由  $26.68\text{ mm}$  增至  $26.86\text{ mm}$ ,该阶段增幅约  $0.67\%$ 。继而开展第二段桩体凿除,变形曲线外扩程度进一步加剧,围护墙最大侧向位移继续增至  $27.20\text{ mm}$ ,该演化趋势与地表沉降变化规律相吻合。待全部补强桩剔除完毕后,  $35\text{ m}$  深既有围护结构最大侧向位移总体增幅达  $2\%$ 。

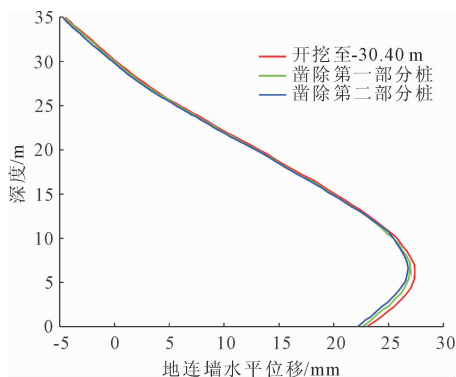


图 12 凿除前后  $35\text{ m}$  既有地连墙水平位移

凿除前后  $40\text{ m}$  深地连墙水平位移如图 13 所示。由图 13 可知,首段桩体凿除后,  $40\text{ m}$  深围护结构侧向位移峰值略有增大,由  $32.00\text{ mm}$  增至  $32.36\text{ mm}$ ,相较于初始工况增幅约为  $1.13\%$ 。第二阶段桩体剔除后,围护墙侧向位移极值继续小幅攀升至  $32.44\text{ mm}$ ,相对首阶段凿除后增量不足  $0.25\%$ 。待全部补强桩剔除完毕后,  $40\text{ m}$  深围护结构侧向位移总增幅仅约  $1.38\%$ 。曲线与开挖完成时的初始曲线贴合度较高,表明对补强桩对其最大水平位移的影响可忽略不计。

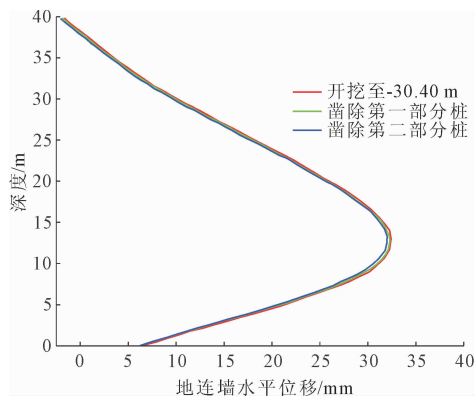


图 13 凿除前后  $40\text{ m}$  深地连墙水平位移

#### 4.3 对补强桩影响

补强桩的侧向约束主要依托于基底土体、底板及冠梁三方面。伴随桩体逐段剔除,桩顶冠梁所提供的约束效应逐步解除,致使桩身上部产生一定侧向变形。凿除前后补强桩水平方向位移如图 14 所示。

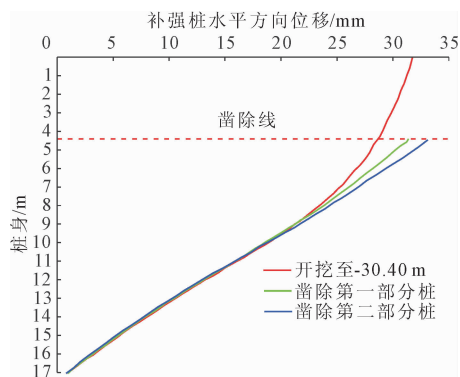


图 14 凿除前后补强桩水平方向位移

当开挖面抵达  $-30.40\text{ m}$  时,冠梁约束尚处有效状态,桩顶相应位置的侧向位移维持在  $28.59\text{ mm}$ ;首段桩体凿除后,余留桩段顶部位移增至  $31.19\text{ mm}$ ,位移曲线在凿除界面以上区域的增幅开始显现。待第二阶段桩体剔除完毕,冠梁约束彻底丧失,余留桩段顶部位移进一步攀升至  $33.13\text{ mm}$ ,桩身上

部曲线的外扩趋势更为显著。全部补强桩剔除完毕后,对应位置水平位移总体增幅达16%。

伴随桩体逐段剔除,桩身内力发生相应重分布。凿除前后补强桩弯矩如图15所示。由图15可知,首段桩体凿除后,桩身上部区段长度缩减,与周边土体的相互作用范围随之收窄,所受侧向土压力相应减小,上部区段的抗弯承载力逐步降低,弯矩峰值由初始状态的1 010.20 kN·m降至567.67 kN·m。待第二段桩体剔除后,桩身上部有效受力区段进一步缩短,侧向荷载更多向桩身下部转移,弯矩极值点下移至桩身下部,数值为474.97 kN·m,且弯矩曲线的反弯点位置逐步抬升。

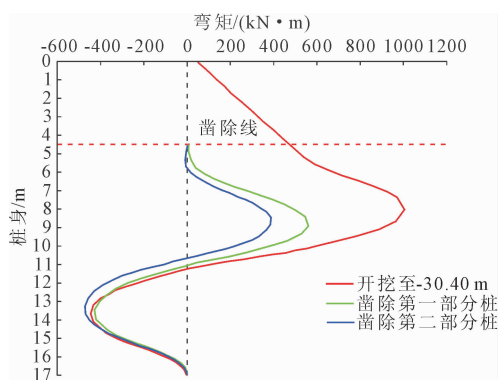


图15 凿除前后补强桩弯矩

由上述分析可知,伴随补强桩的逐段凿除,桩顶冠梁侧向约束逐步解除,桩身遂向基坑内侧产生更大侧向变形;该部分缺失的约束反力转由底板与坑内土体共同承担,进而为围护墙位移扩展创造了条件,致使其侧向位移极值随之增大。此外,围护墙变形导致墙后土体侧向支撑作用削弱,坑外土体沉降相应加剧。

## 5 结论

以穗莞深城际铁路前海站三期填海区深基坑为工程背景,建立三维数值仿真模型,重点探究了增设补强桩对既有地下连续墙支护效果的提升作用,并分析了该桩体分阶段剔除对基坑整体稳定性的作用规律。主要结论如下:

(1) 当开挖至基坑底部时,地表最大沉降量为9.53 mm,呈典型勺形分布;35 m深既有地连墙最大水平位移为26.68 mm,小于40 m深地连墙最大水平位移为32.00 mm,然而该墙体底部侧向位移高达21.99 mm,达其侧向位移峰值的82.42%。有限元分析揭示,倘若缺失该加固措施,35 m深既有围护结构极易产生踢脚式破坏。

(2) 基坑开挖期间,补强桩侧向变形形态随下挖深度逐步呈现“反S”特征;待开挖面抵达坑底标高时,桩身弯矩极值达1 010.20 kN·m,该数值远低于桩体抗弯承载力设计值3 845.67 kN·m,说明整个开挖阶段内,补强桩受力始终处于安全储备范围。

(3) 待全部补强桩剔除完毕后,坑外地表沉降较开挖终态增幅达12%;35 m深既有围护结构侧向位移极值增大2%,40 m深地连墙侧向变形峰值仅上升1.38%;补强桩相应位置处侧向变形增幅为16%,桩身弯矩极值由1 010.20 kN·m降至474.97 kN·m。

(4) 有限元计算结果表明,补强桩凿除虽引起地表沉降与围护墙侧向位移小幅增长,然对基坑整体稳定性影响甚微。此外,桩体剔除对地表沉降之影响程度显著大于对围护墙侧向变形之影响;且随着桩身弯矩极值降低,桩体安全裕度进一步提升。

## 参考文献:

- [1] 顾正瑞,徐中华,王卫东,等. 基于小应变本构模型的复杂基坑群三维分析[J]. 地下空间与工程学报, 2025, 21(S1): 335-345, 354.
- [2] 王卫东,沈健,胡耘. 软土超大面积基坑群工程安全与环境控制设计与实践[J]. 建筑结构, 2024, 54(04): 30-40.
- [3] 王卫东,徐中华,顾正瑞,等. 软土地层地铁隧道受两侧基坑群开挖叠加影响研究[J]. 隧道建设(中英文), 2024, 44(S2): 52-61.
- [4] Zhang Zhongjie, Wu Hang, Feng Peng, et al. Performance evaluation for an adjacent metro line subjected to ultra-deep excavation in soft clay: Case study[J]. KSCE Journal of Civil Engineering, 2025, 30(05): 100477.
- [5] Yan Ninghao, Li Gang, Feng Qin, et al. Study on the deformation characteristics of diaphragm walls in deep excavations within the Ningbo soft soil region[J]. Scientific Reports, 2025, 15(01): 15036.
- [6] 林楠,刘发前. 填海区邻近基坑开挖施工相互影响研究[J]. 地下空间与工程学报, 2019, 15(S1): 278-285.
- [7] Zhou Yanguo, Li Muzhi, Yu Tian, et al. Excavation-induced soil disturbance assessment of soft clay behind the diaphragm wall[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2025, 166: 106988.
- [8] 任伟明,彭丽云,刘军. 邻近地铁车站的基坑开挖基于FLAC3D数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(S2): 276-280.
- [9] 胡凯华,张孟喜. 软土地区坑靠坑开挖耦合效应分析[J]. 结构工程师, 2018, 34(06): 126-134.

泄流能力的影响较大。

(4) 随糙率减小,洞身段呈明流流态,测压管水头沿程衰减幅度变化较小;洞身段呈有压流流态,测压管水头沿程衰减幅度大幅减小。同一流量级下,随糙率变化洞内如流态未发生改变,则上下弯段内外压力差基本一致。

#### 参考文献:

- [1] 清华大学水力学教研组. 水力学[M]. 北京:人民教育出版社,1980.
- [2] 李 炜. 水力计算手册[M]. 第2版. 北京:中国水利水电出版社,2006.
- [3] 马吉明. 弯道隧洞内的明满流现象及有关水力学问题[J]. 红水河,1997,16(01):23-24.
- [4] 李学海,李 蘅,石教豪. 陡坡隧洞明满交替流成因及改善措施[J]. 长江科学院院报,2013,30(08):40-45.
- [5] 李 蘅,李学海,杜泽金. 陡坡隧洞不同进口形式的水力特性分析[J]. 长江科学院院报,2014,31(01):38-41.
- [6] 王 威,吴时强,黄 标,等. 变坡长隧洞明满流水力

特性研究[J]. 人民黄河,2017,39(06):94-98.

- [7] 李兆鹏. 二滩导流水工模型试验研究[J]. 水电站设计,1994,10(01):62-69.
- [8] 裴惠年. 大朝山水电站枯水期施工导流模型试验研究[J]. 水利水电科技,1997,28(10):20-23.
- [9] 杨 庆,戴光清,白柏宇,等. 水工导流隧洞模型试验中糙率不相似问题的研究[J]. 四川大学学报(工程科学版),2002,34(04):42-45.
- [10] 岳丽霞. 水工模型试验中长导流洞的糙率修正问题[J]. 水电站设计,2009,28(01):34-35.
- [11] 李红英,罗永钦. 水工模型多条有压隧洞联合泄洪糙率矫正方法[J]. 水利水电科技进展,2011,31(06):14-15.
- [12] 何永胜,任坤杰,严 伟,等. 双洞双弯长陡坡导流隧洞明满交替流水力特性研究[J]. 水利与建筑工程学报,2024,22(01):62-68.
- [13] 刘火箭,徐唐锦,宛良朋,等. 乌东德5号导流隧洞改建体型水力特性研究[J]. 水利与建筑工程学报,2020,18(03):118-123.

(上接第143页)

- [10] 黄开勇. 软土地区相邻深大基坑同步施工设计实践[J]. 地下空间与工程学报,2019,15(S2):743-750.
- [11] Fan Shengyuan, Song Zhanping, Xu Tian, et al. Tunnel deformation and stress response under the bilateral foundation pit construction: a case study[J]. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2021,21(03):109.
- [12] 范 凡,章红兵,王建华,等. 软土地区分隔型基坑群变形特性实测分析[J]. 上海交通大学学报,2018,52(02):133-140.
- [13] Zhou Feicong, Zhou Ping, Li Jinyi, et al. Deformation characteristics and failure evolution process of the existing metro station under unilateral deep excavation[J]. Engineering Failure Analysis, 2022,131:105870.
- [14] 杨海滨. 基于小应变模型的软土地区超深基坑开挖模拟与变形特性分析[J]. 中国铁路,2025(07):65-74.

- [15] 吕亚东,林 淋,蒋 进. ABAQUS 软件在深基坑开挖模拟中的应用研究[J]. 天津建设科技,2020,30(04):62-64.
- [16] 刘景锦,谢文嘉,栗晴瀚,等. 软土地区超深超厚地连墙施工的实测与模拟研究[J]. 岩土工程学报,2025,47(S2):139-144.
- [17] 钟紫蓝,郭 栋,张 卜,等. 衬垫法加固地下连续墙接缝防水与力学性能试验[J]. 哈尔滨工业大学学报,2025,57(09):130-139.
- [18] 郑 刚,颜志雄,雷华阳,等. 基坑开挖对临近桩基影响的实测及有限元数值模拟分析[J]. 岩土工程学报,2007,29(05):638-643.
- [19] 郑 刚,邓 旭,刘 畅,等. 不同围护结构变形模式对坑外深层土体位移场影响的对比分析[J]. 岩土工程学报,2014,36(02):273-285.