

砂质地层盾构下穿建筑注浆加固体参数优化*

黄 兴¹ 姚超凡² 周 洋³ 马杲宇² 刘 昊³ 何 川² 王士民²

(1. 中国铁路设计集团有限公司, 300308, 天津; 2. 西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室, 610031, 成都;

3. 南宁轨道交通集团有限责任公司, 530029, 南宁)

摘 要 [目的] 注浆加固是降低隧道施工对既有建筑物扰动的常用处置措施, 工程中应重点关注注浆加固体的参数设计。合理的注浆加固体参数是保障加固效果、降低工程造价的前提, 为此有必要结合工程实际对其进行优化分析。[方法] 以南宁轨道交通5号线五一立交站—新秀公园站区间隧道工程为例, 根据既有建筑与隧道的位置关系对下穿施工进行分类, 采用数值计算对注浆加固体横断面参数进行分类优化, 并对加固体受力机理进行分析。在施工现场, 根据参数优化结果进行注浆加固, 以验证加固体参数优化的有效性。[结果及结论] 下穿施工可分为3类: 隧道正穿建筑; 隧道侧穿I型建筑; 隧道侧穿II型建筑。隧道正穿建筑时, 加固体宜伸入微扰动区约1 m, 加固厚度宜为6 m。隧道侧穿建筑时, 加固体近隧道侧宜超出建筑4 m, 远隧道侧宜伸入微扰动区4 m, 加固厚度宜为6 m。加固体受力机理在隧道正穿建筑时可简化为两端锚固梁, 侧穿建筑时可简化为悬臂梁。监测结果表明, 优化加固体参数能够有效控制建筑变形。

关键词 地铁隧道; 盾构下穿建筑; 注浆加固体

中图分类号 U455.43

DOI:10.16037/j.1007-869x.2024.07.023

Optimization of Grouting Reinforcement Mass Parameters for Shield Under-passing Buildings in Sandy Stratum

HUANG Xing¹, YAO Chaofan², ZHOU Yang³, MA Gaoyu², LIU Hao³, HE Chuan², WANG Shimin²

(1. China Railway Design Corporation, 300308, Tianjin, China; 2. Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering of Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, 610031, Chengdu, China; 3. Nanning Rail Transit Co., Ltd., 530029, Nanning, China)

Abstract [Objective] Grouting reinforcement is a common measure to reduce disturbance on existing buildings during tunnel construction. It is essential to focus on the design of GRM (grouting reinforcement mass) parameters in the engineering. Appropriate GRM parameters are crucial to ensure reinforcement effectiveness and reduce project costs. Therefore, it is

necessary to optimize and analyze these parameters based on practical engineering conditions. [Method] Taking the tunneling project of Wuyi Overpass Station to Xinxiu Park Station interval on Nanning Rail Transit Line 5 as example, the under-passing construction is classified by the position relation between existing buildings and tunnel. Numerical calculations are used to optimize the GRM cross-sectional parameters, and the stress mechanism of the GRM is analyzed. On-site grouting reinforcement is carried out according to the parameter optimization results to validate the effectiveness of GRM parameter optimization. [Result & Conclusion] Under-passing construction is divided into three categories: under-passing directly beneath buildings, side-passing Type I buildings, and side-passing Type II buildings. For the first one, the GRM should extend into the micro-disturbance area by approximately 1 m, with a grouting thickness of 6 m. For the second and third, the GRM should extend approximately 4 m beyond the close tunnel side and penetrate 4 m into the micro-disturbance area on the far tunnel side, with a thickness of 6 m. The stress mechanism of the GRM can be simplified to anchor beams at both ends when under-passing directly beneath buildings and to cantilever beams when side-passing buildings. Monitoring results demonstrate that optimizing the GRM parameters can effectively control building deformation.

Key words metro tunnel; shield under-passing building; grouting reinforcement mass

盾构施工常采用注浆加固、优化掘进参数等措施来减小施工扰动对建(构)筑物的安全威胁^[1]。文献[2]建议粉细砂地层采用全断面注浆加固, 并给出了最佳浆液配比。文献[3]结合数值模拟与监测数据, 验证盾构下穿某纪念塔排桩加固的合理性。文献[4]从建筑地基加固、设备适应性、碴土改良等方面讨论上软下硬浅覆土地层盾构穿越密集建筑群的施工技术。已有文献大多研究了具体盾

* 国家自然科学基金重大项目(51991394); 中国博士后科学基金会项目(2019M663901XB)

构下穿施工的加固方案及其效果,普适性不强。鉴于隧道地质环境千差万别,已有地层加固方案可参考但不能套用。

本文以南宁轨道交通 5 号线(以下简称“5 号线”)下穿密集建筑群工程为例,根据隧道与既有建筑的位置关系将下穿施工分为 3 类。考虑砂质地层应变软化效应,采用数值计算对注浆加固体参数进行优化,并分析其受力机理。本文研究能为类似工程提供参考与借鉴。

1 工程概况

5 号线五一立交站—新秀公园站区间(以下简称“五新区间”)采用泥水和土压双模盾构施工,隧道全长约 2 101.09 m,外径为 6.0 m,内径为 5.3 m,采用 C50 钢筋混凝土管片衬砌。邕江南岸地质剖面示意如图 1 所示。隧道从上至下依次穿越素填土、粉质黏土、粉土、粉细砂、粉砂质泥岩地层,地层

自稳能力差、敏感性强、沉降控制困难。盾构在邕江南岸采用泥水模式下穿自行车总厂居民楼、新福鞋料市场、丽江花园小区等 80 年代或 90 年代建筑群,隧道沿线建筑多为砖混结构,基础埋深为 1~3 m。因不具备洞内注浆加固条件,施工采用地面注浆进行地层加固,加固区为矩形体。隧道沿线建筑物分布示意图如图 2 所示。

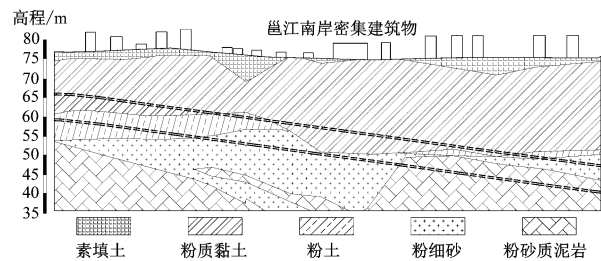


图 1 邕江南岸地质剖面示意图

Fig. 1 Stratigraphical profile diagram of Yongjiang River south bank

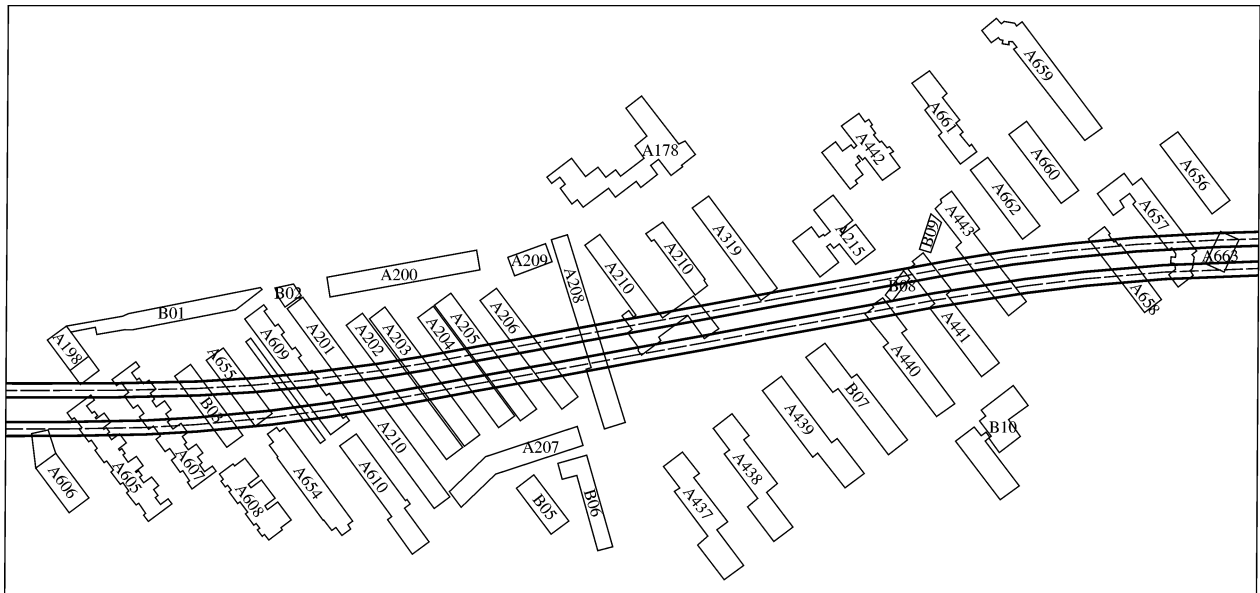


图 2 隧道沿线建筑物分布示意图

Fig. 2 Distribution diagram of buildings along the tunnel

2 数值计算模型

2.1 应变软化本构模型

砂质地层具有明显的应变软化特性,应变软化本构模型预测的地层变形与实际监测数据更吻合。本文采用考虑应变软化的摩尔-库伦本构模型^[5],土体受扰动后,内摩擦角和膨胀角为剪切应变的分段函数,可以表示为:

$$\phi_{\text{mob}} = \begin{cases} \phi_p - \frac{\phi_p - \phi_{\text{res}}}{\gamma_{f,p}} \gamma_{\text{oct},p}, & 0 \leq \gamma_{\text{oct},p} < \gamma_{f,p} \\ \phi_{\text{res}}, & \gamma_{\text{oct},p} \geq \gamma_{f,p} \end{cases} \quad (1)$$

$$\psi_{\text{mob}} = \begin{cases} \psi_p \left(1 - \frac{\gamma_{\text{oct},p}}{\gamma_{f,p}} \right), & 0 \leq \gamma_{\text{oct},p} < \gamma_{f,p} \\ \psi_{\text{res}}, & \gamma_{\text{oct},p} \geq \gamma_{f,p} \end{cases} \quad (2)$$

式中:

$\phi_{\text{mob}}、\phi_{\text{res}}、\phi_{\text{p}}$ ——摩擦角的实测值、残余值、峰值;

$\psi_{\text{mob}}、\psi_{\text{res}}、\psi_{\text{p}}$ ——剪胀角的实测值、残余值、峰值;

$\gamma_{\text{oct,P}}$ ——塑性八面体剪切应变;

$\gamma_{\text{f,P}}$ ——软化结束时的剪切应变。

在模拟计算时,基础本构模型仍为摩尔-库伦本构模型,利用 ABAQUS 软件内置的 VUMAT 接口,编写自定义程序并修改场变量,动态调整砂质土的残余强度,以模拟砂质土的应变软化特性。

2.2 下穿施工分类

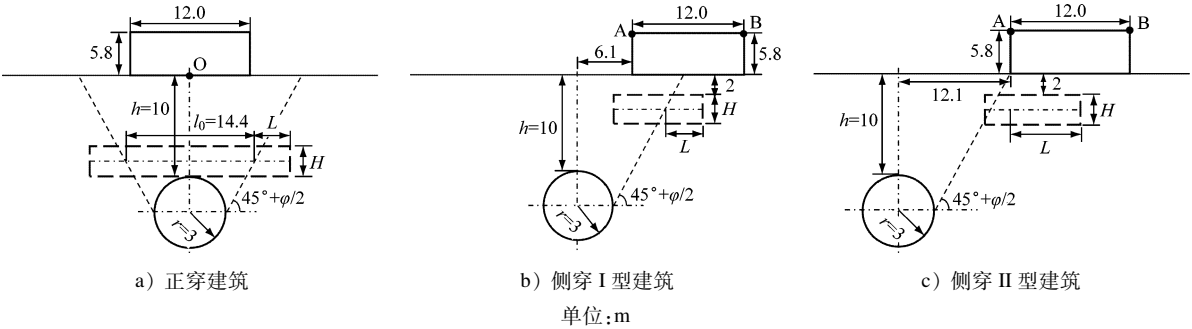
工程地质勘探报告显示,隧址区砂质土内摩擦

角约为 20° 。由盾构开挖引起土体强扰动边界线的水平仰角在数值上约等于主动土内摩擦角^[6],根据建筑与土体强扰动区的位置关系,将下穿施工分为 3 类:

1) 正穿建筑(见图 3 a))。隧道正穿既有建筑时,建筑整体位于强扰动区,优化加固体的加固长度 L 及加固厚度 H 。拱顶上方土体强扰动区宽度 $l_0 = 14.4 \text{ m}$ 。

2) 侧穿 I 型建筑(见图 3 b))。建筑一侧位于强扰动区,另一侧位于微扰动区,优化 L 及 H 。

3) 侧穿 II 型建筑(见图 3 c))。建筑整体位于微扰动区,优化 L 及 H 。



注: h 为隧道埋深; r 为隧道半径; φ 为内摩擦角。

图 3 下穿施工分类及加固体示意图

Fig. 3 Schematic diagram of under-passing construction categories and grouting reinforcement mass

2.3 数值计算模型

建筑在隧道浅埋段对地层的变形更为敏感。本文选取隧道埋深为 10 m 处的断面建立数值计算模型,如图 4 所示。模型各部分主要参数如表 1 所示。管片外径为 6.00 m、厚为 0.35 m;建筑尺寸为 12.0 m × 5.6 m (普通 2 层平房尺寸),每层的建筑自重等效为 15 kPa 均布荷载。整体模型尺寸为 120 m × 30 m,侧边施加水平约束,底边施加水平及竖向约束。模型单元为 CPE4 平面应变单元,加密加固体附近网格,加固体附近网格尺寸约为 1.0 m × 1.0 m,其余网格约为 1.5 m × 1.5 m。管片与地层、建筑与地面的相互作用为摩擦接触,摩擦因数为 0.9

倍地层残余摩擦角正切值。计算采用应力释放法,先将开挖区边界固定,再移除开挖区单元,提取与地应力平衡的节点力,随后放松开挖边界约束并施加节点力,当节点力衰减 20% 时激活管片,并衰减余下 80% 节点力。

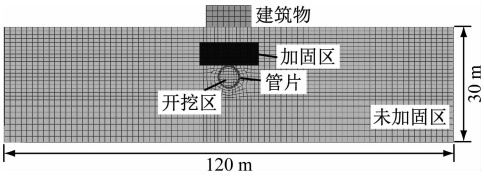


图 4 数值计算模型

Fig. 4 Numerical calculation model

表 1 模型各部分主要参数

Tab. 1 Main parameters of each model part

类型	密度/(g/cm ³)	弹性模量/MPa	泊松比	黏聚力/kPa	峰值内摩擦角/(°)	残余内摩擦角/(°)
衬砌	2.500	33 500	0.2	—	—	—
建筑物	0.536	25 500	0.2	—	—	—
土体	1.960	30	0.3	1.0	20	15
加固区	2.100	60	0.3	5.0	40	35

3 加固体参数优化

3.1 正穿建筑类型

3.1.1 加固厚度优化

假设 $L = 16 \text{ m}$ (超出建筑两侧各 2 m), 取 $H = 0, 1, \dots, 8 \text{ m}$ 进行分析。模拟计算时, 分析地面监测点 O 的沉降情况。正穿加固效果 E 可以表示为:

$$E = \frac{\Delta_0 - \Delta}{\Delta_0} \times 100\% \quad (3)$$

式中:

Δ_0 ——当 $H = 0$ 时, 地面监测点 O 的沉降值;

Δ ——当 H 不等于 0 时, 地面监测点 O 的沉

降值。

隧道正穿建筑时, 加固厚度的优化效果如图 5 所示。由图 5 a) 和图 5 b) 可知: 加固前后, 地层最大沉降由 27.2 mm 减小至 11.92 mm , 加固效果明显。由图 5 c) 可知: 保持 $L = 16 \text{ m}$ 不变, 随着 H 的增大, 监测点 O 的沉降值逐渐减小, E 逐渐提升; 当 $H = 6 \text{ m}$ 时, 监测点 O 的沉降值为 8.98 mm , E 为 59.66% ; 当 $H = 8 \text{ m}$ 时, 监测点 O 的沉降值为 8.85 mm , E 为 60.21% , 加固效果提升不明显。由此可见, 加固厚度引起的加固效果提升存在递减效应, 若仅一味提升加固厚度会引起材料的浪费。结合加固效果的变化趋势, 隧道正穿既有建筑的 H 宜取为 6 m 。

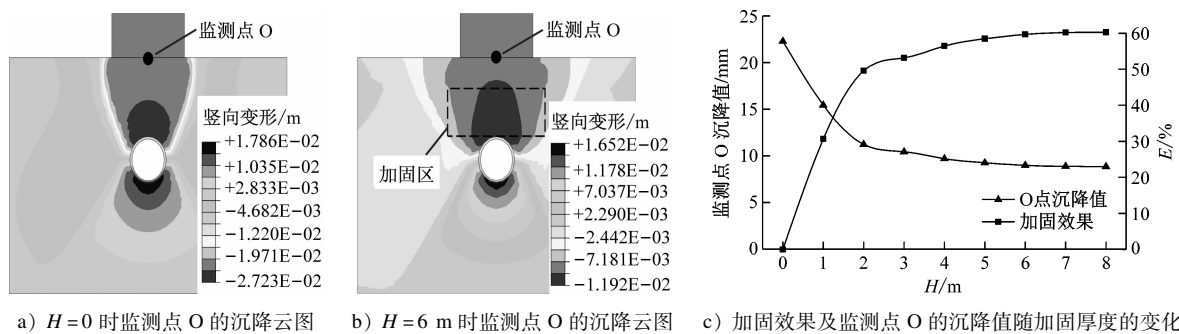


图 5 隧道正穿建筑时加固厚度的优化效果

Fig. 5 Optimization effectiveness of reinforcement thickness when tunnel under-passing directly beneath buildings

3.1.2 加固长度优化

设 $H = 6 \text{ m}$, 取 $L = 0.5l_0, 0.8l_0, 0.9l_0, 1.0l_0, 1.1l_0, 1.2l_0, 1.3l_0$ ($l_0 = 14.4 \text{ m}$) 进行分析。隧道正穿建筑时, 加固长度的优化效果如图 6 所示。由图 6 a) 和图 6 b) 可知: 当 $L = 0.5l_0$ 时, 由于加固体长度过短且整体位于强扰动区内, 加固体随地层的变形而变形, 加固效果甚微; 当 $L = 1.1l_0$ 时, 加固体两端伸入微扰动区, 较稳定的地层能将加固体两端锚固起来, 提升加固体抵抗地层变形的能力。由图 6 c) 可知: 随着 L 的增加, 监测点 O 的沉降值逐渐减小, E 逐渐提升。值得注意的是: 当 $L = 1.1l_0$ 时, 监测点 O 的沉降值为 10.24 mm , E 为 53.98% ; 当 $L = 1.3l_0$ 时, 监测点 O 的沉降值为 9.68 mm , E 较 $L = 1.1l_0$ 时仅提升了 2.49% 。当 $L = 1.1l_0, 1.2l_0$ 时, 加固效果已趋于平稳, 此时加固体伸入微扰动区约 $0.7 \sim 1.4 \text{ m}$ 。由此可见, 隧道正穿既有建筑时, 加固体伸入微扰动区长度宜取为 1 m 。

3.2 侧穿 I 型建筑类型

3.2.1 加固厚度优化

沿线建筑基础埋深为 $1 \sim 3 \text{ m}$, 将加固体设置在

平均地基深度处 (即地面下方 2 m), 近隧道侧超出建筑 4 m 。设 $L = 4 \text{ m}$, 取 $H = 0, 3, 4, 5, 6, 7, 8 \text{ m}$ 进行分析。模拟计算时, 分析监测建筑角点 A、B 的沉降情况。

隧道侧穿 I 型建筑时加固厚度的优化效果如图 7 所示。由图 7 可知: 加固前后, 地层最大沉降由 18.97 mm 减小为 16.97 mm , 加固作用较为明显; 相较于角点 B, 角点 A 的沉降对 H 的变化更敏感。鉴于此, 定义不均匀沉降 δ 为:

$$\delta = \Delta_A - \Delta_B \quad (4)$$

式中:

Δ_A, Δ_B ——角点 A、B 的沉降值。

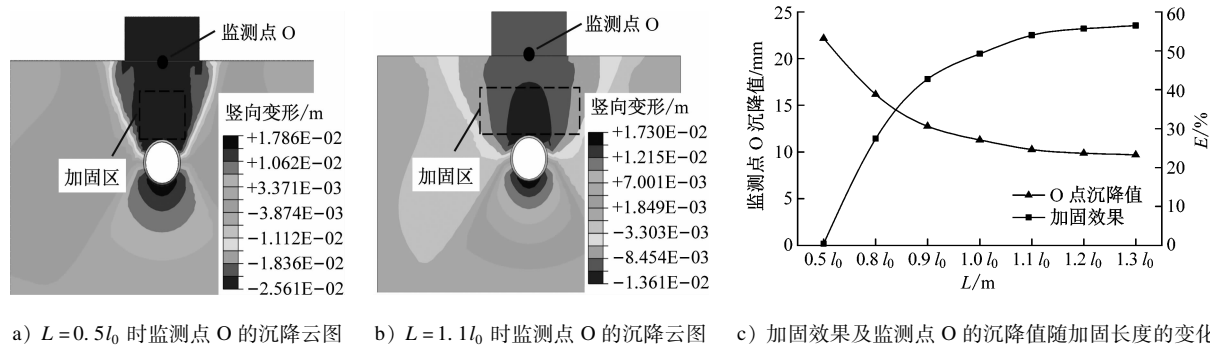
侧穿加固效果 E_c 可以表示为:

$$E_c = \frac{\Delta_{A0} - \Delta_A}{\Delta_{A0}} \times 100\% \quad (5)$$

式中:

Δ_{A0} ——当 $H = 0$ 时, 角点 A 的沉降值。

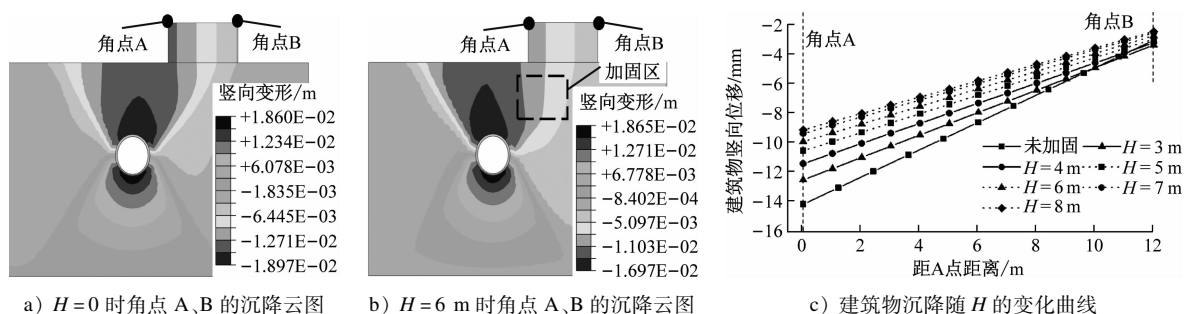
隧道侧穿 I 型建筑时, δ 及 E_c 随 H 的变化曲线如图 8 所示。随着 H 的增加, δ 逐渐减小, E_c 逐渐提升。在一定范围内, 加固体越厚, 对建筑物的保



a) $L=0.5l_0$ 时监测点 O 的沉降云图 b) $L=1.1l_0$ 时监测点 O 的沉降云图 c) 加固效果及监测点 O 的沉降值随加固长度的变化

图6 隧道正穿建筑时加固长度的优化效果

Fig. 6 Optimization effectiveness of reinforcement length when tunnel under-passing directly beneath buildings

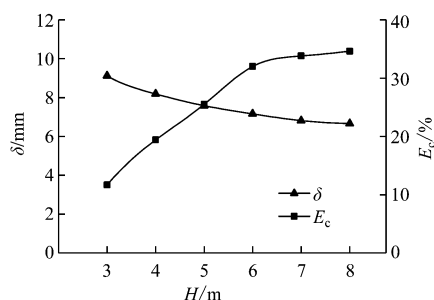


a) $H=0$ 时角点 A、B 的沉降云图 b) $H=6m$ 时角点 A、B 的沉降云图 c) 建筑物沉降随 H 的变化曲线

图7 隧道侧穿 I 型建筑时加固厚度的优化效果

Fig. 7 Optimization effectiveness of reinforcement thickness when tunnel side-passing Type I building

护作用越强。当 $H=6, 7m$ 时, E_c 为 31.98%、33.81%。此后, 继续增加 H , E_c 的提升效果不明显。综合考虑经济性, 隧道侧穿 I 型建筑时, 注浆加固厚度宜取为 6~7 m。



注: 未加固时, 不均匀沉降为 11.09 mm, 加固效果为 0%。

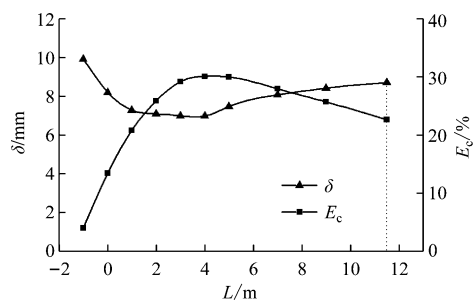
图8 隧道侧穿 I 型建筑时 δ 及 E_c 随 H 的变化曲线

Fig. 8 Curves of δ and E_c changing with H when tunnel side-passing Type I buildings

3.2.2 加固长度优化

设 $H=6m$, 近隧道侧超出建筑物 4 m 为基准, 取 $L=-1.0$ (L 为负表示加固体远离强扰动区), 0, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0, 9.0, 11.5 m 进行分析。隧道侧穿 I 型建筑时, δ 及 E_c 随

L 的变化曲线如图 9 所示。由图 9 可知: 当 $-1.0m \leq L \leq 4.0m$ 时, δ 随着 L 的增加而减小, E_c 由 4.02% 逐渐提升至 29.98%; 当 $L \geq 4.0m$ 时, 增加 L 反而导致 δ 有所增大, E_c 由 29.98% 下降至 22.57%。由此可见, 当 $L=4.0m$ 时, 微扰动区地层对加固体的锚固作用已能保证加固体悬挑起地层沉降而不失稳, 加固效果最佳。继续增加 L , 因加固区密度大、沉降变形的作用长度增加, 导致锚固效果不增反降, 加固效果变差。建议隧道侧穿 I 型建筑时, 加固体近隧道侧超出建筑物 4 m, 远隧道侧 L 取为 4 m。



注: 未加固时, 不均匀沉降为 11.09 mm, 加固效果为 0%。

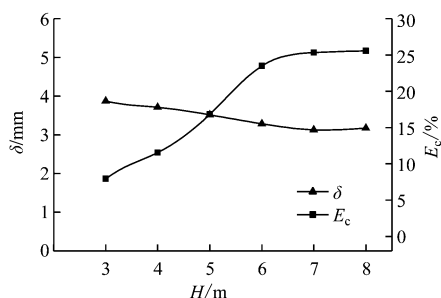
图9 隧道侧穿 I 型建筑时 δ 及 E_c 随 L 的变化曲线

Fig. 9 Curves of δ and E_c changing with L when tunnel side-passing Type I buildings

3.3 侧穿 II 型建筑类型

3.3.1 加固厚度优化

隧道侧穿 II 型建筑时,加固体仍位于平均基础深度下方,取 $H=0, 3, 4, 5, 6, 7, 8$ m 进行分析。隧道侧穿 II 型建筑时, δ 及 E_c 随 H 的变化曲线如图 10 所示。由图 10 可知:在 $H=0 \sim 6$ m 的变化过程中, δ 由 4.39 mm 下降为 3.12 mm,加固效果提升 25.32%;当 $H \geq 6$ m 时,继续增加 H 导致的加固效果提升不明显,不均匀沉降稳定在 3.10 mm 附近。综合考虑经济效益,隧道侧穿 II 型建筑时, H 宜取为 6 m。



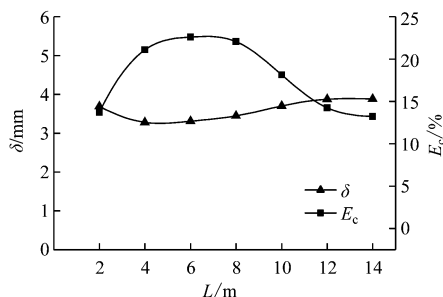
注:未加固时,不均匀沉降为 4.40 mm,加固效果为 0%。

图 10 隧道侧穿 II 型建筑时 δ 及 E_c 随 H 的变化曲线

Fig. 10 Curves of δ and E_c changing with H when tunnel side-passing Type II buildings

3.3.2 加固长度优化

以加固体近隧道侧超出建筑 4 m, $H=6$ m 为基准,取 $L=0, 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14$ m 进行分析。隧道侧穿 II 型建筑时, δ 及 E_c 随 L 的变化曲线如图 11 所示。由图 11 可知:当 $L \leq 6$ m 时, δ 随着 L 的增加而减小,加固效果逐渐提升,其中 $L=4, 6$ m 对应的加固效果分别为 21.11%、22.06%,二者差异已不明显;当 $L \geq 6$ m 时, δ 随着 L 的增加而有所增大,加固效果逐渐变差;当 $L=14$ m 时,加固效果为



注:未加固时,不均匀沉降为 4.40 mm,加固效果为 0%。

图 11 隧道侧穿 II 型建筑时 δ 及 E_c 随 L 的变化曲线

Fig. 11 Curves of δ and E_c changing with L when tunnel side-passing Type II buildings

13.20%,较 $L=4$ m 时下降了 7.91%。由此可见,隧道侧穿 II 型建筑时, L 宜取为 4 m。

4 注浆加固体受力机理

4.1 正穿既有建筑加固体受力机理

隧道正穿建筑时的加固体受力机理示意图如图 12 所示。盾构施工引起的地层变形分为两部分:① 开挖扰动引起的地层变形,表现为强扰动区沉降变形及扰动边界滑动变形;② 地面建筑超载引起的附加变形。一般认为,注浆浆液挤压软弱土体或与土体胶结成结石体可改善土体受力性质,类似于被土体包裹的地基梁。当隧道正穿建筑时,加固体可等效为两端锚固梁,梁身承受开挖及地面超载引起的地层变形,梁端位于微扰动区内,充当支座结构。若微扰动区内的加固体长度不足、支撑能力差,地层变位作用下的加固体将会失稳,随着地层的变形而变形,无法发挥加固作用。

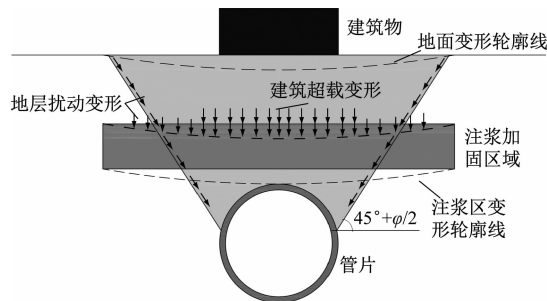


图 12 隧道正穿建筑时的加固体受力机理示意图

Fig. 12 Stress mechanism diagram of grouting reinforcement mass when tunnel under-passing directly beneath buildings

此外,注浆加固厚度也是影响加固效果的重要参数,相同的锚固长度,加固体越厚,加固体刚度越大,抵抗地层变形的能力越强。

4.2 侧穿既有建筑加固体受力机理

隧道侧穿建筑时的加固体受力机理示意图如图 13 所示。当隧道侧穿建筑物时,建筑物近隧道侧在土体卸荷作用下产生剧烈的沉降变形,而远隧道侧的沉降变形相对较小,致使建筑两侧存在不均匀沉降。侧穿建筑施工时,加固体一般位于建筑物基础之下,一端伸入微扰动区,一端位于强扰动区,可抽象为悬臂梁。强扰动区内的加固体依靠自身刚度抵抗土体变形及扰动边界的滑动变形。然而,强扰动区内的土体剧烈变形导致其自身丧失了稳定性,不能为加固体提供支撑,加固效果取决于微扰

动区地层对加固体支撑作用(锚固作用)的强弱。微扰动区地层内的加固体过短,在地层变形及建筑超载作用下难以维持加固体稳定;微扰动区地层内的加固体过长,因加固体重度大、沉降变形的作用长度有所增加,导致锚固效果不增反降,对加固效果存在不利影响。

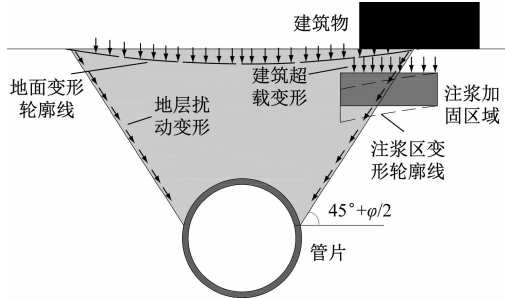


图 13 隧道侧穿建筑时的加固体受力机理示意图

Fig. 13 Stress mechanism diagram of grouting reinforcement mass when tunnel side-passing buildings

5 现场注浆加固方案

施工现场根据加固体参数优化结果对施工影响范围内的建筑进行袖阀管预注浆,注浆孔间距为 1.5 m×1.5 m,沿建筑外 2.0 m、3.5 m 梅花形布置两排注浆孔。注浆顺序按跳孔、先外后内、间隔方式进行。浆液为水泥浆,水灰质量比为 1:1,注浆压力为 0.5~0.8 MPa。隧道侧穿某 II 型建筑注浆加固示意图如图 14 所示。

表 2 统计了部分建筑的注浆加固方案。绝大部分建筑的注浆加固方案与优化参数一致,极少因注浆管打设困难而进行调整(如:A606)。监测结果表明,邕江南岸施工完成后,地面与建筑最大累计沉降约为 11.00 mm,平均沉降值约为 5.00 mm,实现

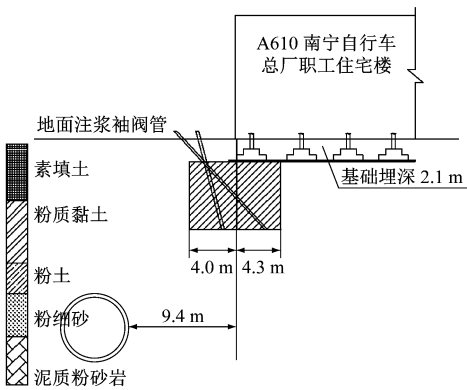


图 14 隧道侧穿某 II 型建筑注浆加固示意图

Fig. 14 Grouting reinforcement diagram of tunnel side-passing a Type II building

了沉降精准控制,验证了加固体参数优化结果的合理性。

6 结语

本文以 5 号线五新区间盾构隧道下穿密集建筑群工程为例,将下穿施工分为 3 类,考虑砂质地层应变软化效应对注浆加固体参数进行优化,并用于现场注浆加固方案的设计。主要获得以下结论:

- 1) 针对该工程,隧道正穿既有建筑的加固体宜伸入微扰动区约 1 m,加固厚度宜取为 6 m。
- 2) 针对该工程,隧道侧穿既有建筑时,加固体近隧道侧宜超出建筑 4 m,远隧道侧宜支出 4 m,加固厚度宜为 6 m。
- 3) 隧道正穿建筑时,加固体可抽象为两端锚固梁;侧穿建筑时,加固体可近似为悬臂梁。
- 4) 依照参数优化结果对施工影响范围内的建筑进行注浆加固,有效控制了建筑变形量,确保盾构安全穿越建筑群。

表 2 部分建筑注浆加固方案

Tab.2 Grouting reinforcement scheme of some buildings

类型	建筑物 编号	预测沉降值/ mm	监测沉降值/ mm	隧道埋深/ m	加固方案	备注
正穿 建筑	A605	8.9	10.89	10.18	紧邻拱顶, $L=17.1\text{ m}$, $H=6\text{ m}$	伸入微扰动区 1.35 m
	A198	9.3	10.56	10.30	紧邻拱顶, $L=14.5\text{ m}$, $H=6\text{ m}$	伸入微扰动区 1.10 m
	A606	13.2	11.03	10.64	紧邻拱顶, $L=14.9\text{ m}$, $H=6\text{ m}$	伸入微扰动区 0.25 m
侧穿 I 型 建筑	A662	3.7	3.23	20.36	加固体埋深为 2.1 m, $L=8.0\text{ m}$, $H=6\text{ m}$	左侧超出建筑 3.9 m, 右侧支出 4.0 m
	A656	3.3	3.13	22.53	加固体埋深为 2.1 m, $L=10.0\text{ m}$, $H=6\text{ m}$	左侧超出建筑 4.0 m, 右侧支出 4.1 m
	B07	4.6	4.24	16.49	加固体埋深为 2.0 m, $L=10.7\text{ m}$, $H=6\text{ m}$	左侧超出建筑 4.1 m, 右侧支出 3.9 m
侧穿 II 型 建筑	A610	1.1	1.32	13.70	加固体埋深为 2.1 m, $L=8.3\text{ m}$, $H=6\text{ m}$	左侧超出建筑 4.0 m, 右侧支出 4.3 m
	A439	0.6	0.53	16.94	加固体埋深为 2.1 m, $L=8.0\text{ m}$, $H=6\text{ m}$	左侧超出建筑 4.0 m, 右侧支出 3.8 m
	A660	0.2	0.34	20.48	加固体埋深为 1.7 m, $L=8.0\text{ m}$, $H=6\text{ m}$	左侧超出建筑 4.0 m, 右侧支出 4.0 m

参考文献

- [1] 谢雄耀, 王强, 齐勇, 等. 圆砾泥岩复合地层泥水盾构下穿房屋沉降控制技术研究[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(9): 1591.
XIE Xiong Yao, WANG Qiang, QI Yong, et al. Settlement control of slurry shield tunnelling crossing adjacent buildings in mixed ground of round gravel and mudstone[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(9): 1591.
- [2] 张哲. 超大直径盾构下穿棚户区沉降控制技术研究[J]. 地下空间与工程学报, 2019, 15(5): 1541.
ZHANG Zhe. Research on settlement control technology of oversized shield tunneling through sheds area[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2019, 15(5): 1541.
- [3] 王谦, 杨昌鸣, 陆继广, 等. 盾构近距离侧穿建筑遗产的施工技术分析及其加固效果[J]. 科学技术与工程, 2020, 20(27): 11339.
WANG Qian, YANG Changming, LU Jiguang, et al. Construction technology analysis and reinforcement measures effect of shield tunneling close side crossing architectural heritage[J]. Science Technology and Engineering, 2020, 20(27): 11339.
- [4] 刘辉, 李彦青. 上软下硬浅覆土条件下土压平衡盾构下穿密集建筑群施工技术[J]. 现代隧道技术, 2020, 57(6): 186.
LIU Hui, LI Yanqing. Study on the construction technology for EPB shield crossing under dense buildings in upper-soft and lower-hard stratum with shallow-buried depth[J]. Modern Tunnelling Technology, 2020, 57(6): 186.
- [5] YAO C, YAN Q, SUN M, et al. Rigid diaphragm wall with a relief shelf to mitigate the deformations of soil and shallow foundations subjected to normal faulting[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020, 137: 106264.
- [6] 李方明, 陈国兴. 南京江漫滩区间隧道盾构施工地表沉降变形特性研究[J]. 铁道学报, 2020, 42(7): 155.
LI Fangming, CHEN Guoxing. Study on deformation characteristics of ground surface settlement during shield tunnel construction of river floodplain in Nanjing[J]. Journal of the China Railway Society, 2020, 42(7): 155.
- 收稿日期:2022-02-22 修回日期:2022-03-29 出版日期:2024-07-10
Received:2022-02-22 Revised:2022-03-29 Published:2024-07-10
- 第一作者:黄兴,助理工程师,15303232659@163.com
通信作者:姚超凡,副研究员,313842540@qq.com
- ©《城市轨道交通研究》杂志社,开放获取 CC BY-NC-ND 协议
© Urban Mass Transit Magazine Press. This is an open access article under the CC BY-NC-ND license
-
- (上接第 132 页)
- [2] 徐中华, 王建华, 王卫东. 上海地区深基坑工程中地下连续墙的变形性状[J]. 土木工程学报, 2008, 41(8): 81.
XU Zhonghua, WANG Jianhua, WANG Weidong. Deformation behavior of diaphragm walls in deep excavations in Shanghai[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(8): 81.
- [3] 徐凌, 张顶锋, 张昊. 北京地铁明挖车站典型支护结构的变形规律研究[J]. 都市快轨交通, 2016, 29(1): 47.
XU Ling, ZHANG Dingfeng, ZHANG Hao. Deformation rule of typical supporting structures for Beijing Subway station with open-cut construction method[J]. Urban Rapid Rail Transit, 2016, 29(1): 47.
- [4] 李耀良, 袁芬. 大深度大厚度地下连续墙的应用与施工工艺[J]. 地下空间与工程学报, 2005, 1(4): 615.
LI Yaoliang, YUAN Fen. Application and construction techniques of great deep and thick diaphragm wall[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005, 1(4): 615.
- [5] 祝建勋, 杨春阳, 张豫湘, 等. 不同支护体系在同一基坑中分段应用的变形特征分析[J]. 工程勘察, 2022, 50(1): 1.
ZHU Jianxun, YANG Chunyang, ZHANG Yuxiang, et al. Analysis of deformation characteristics of different supporting systems applied in the same deep excavation project[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2022, 50(1): 1.
- [6] 李淑, 张顶立, 房倩, 等. 北京地铁车站深基坑地表变形特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(1): 189.
LI Shu, ZHANG Dingli, FANG Qian, et al. Research on characteristics of ground surface deformation during deep excavation in Beijing Subway[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(1): 189.
- [7] 刘兴旺, 施祖元, 益德清, 等. 软土地区基坑开挖变形性状研究[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(4): 456.
LIU Xingwang, SHI Zuyuan, YI Deqing, et al. Deformation characteristics analysis of braced excavation on soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1999, 21(4): 456.
- 收稿日期:2022-01-14 修回日期:2022-05-30 出版日期:2024-07-10
Received:2022-01-14 Revised:2022-05-30 Published:2024-07-10
- 第一作者:祝建勋,工程师,1033408392@qq.com
通信作者:杨春阳,工程师,553442352@qq.com
- ©《城市轨道交通研究》杂志社,开放获取 CC BY-NC-ND 协议
© Urban Mass Transit Magazine Press. This is an open access article under the CC BY-NC-ND license