

DOI: 10.3785/j.issn.2096-7195.2024.01.007

【第十二届全国基坑工程研讨会暨第四届全国可回收锚杆技术研讨会 论文精选】

注浆控制土体变形原位试验与隧道 竖向变形数值模拟研究

王均山¹, 赵林嵩², 张宗俊³, 郑刚², 程雪松^{2*}

(1. 中铁建华北投资发展有限公司, 河北 石家庄 050011; 2. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072;

3. 中铁第六勘察设计院集团有限公司, 天津 300308)

摘要: 基坑开挖过程会在一定程度上引起邻近隧道竖向变形, 然而目前针对注浆控制隧道变形的理论研究较为缺乏。为了深入研究注浆引起的土体与隧道变形规律, 探究更合理的变形控制措施, 本文通过现场试验进行了注浆引起土体变形的研究, 并对注浆对土体与隧道的影响进行了数值模拟和参数分析。原位试验结果表明, 在刚结束注浆时, 注浆产生的土体水平变形及超静孔隙水压力均是最大的, 初期变形及超静孔隙水压力减小较快。分段注浆时, 下方注浆完成之后, 浆液更容易向上流动, 使上方土体产生较大变形。距离注浆体位置较近的土体竖向位移衰减得较快。数值模拟结果表明, 在相同的位置注等量浆液, 由于隧道的刚度相较于土体更大, 土体变形远大于隧道变形。注浆后浆液大部分向上流动, 难以对下方的土体/隧道产生变形影响。

关键词: 注浆; 隧道变形; 土体变形; 原位试验; 数值模拟

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2024)01-0047-13

In-situ test of grouting control soil deformation and numerical simulation of tunnel vertical deformation

WANG Jun-shan¹, ZHAO Lin-song², ZHANG Zong-jun³, ZHENG Gang², CHENG Xue-song^{2*}

(1. China Railway Construction North China Investment & Development Co., Ltd., Shijiazhuang 050011, Hebei, China;

2. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China;

3. China Railway Liuyuan Group Co., Ltd., Tianjin 300308, China)

Abstract: The foundation pit excavation may cause vertical deformation of adjacent tunnels to some extent. However, there is a lack of theoretical research on grouting to control tunnel deformation. To gain a comprehensive understanding of the deformation behavior of soil and tunnels caused by grouting and to explore more effective deformation control measures, a field test was conducted to investigate the soil deformation induced by grouting and the influence of soil and tunnels resulting from grouting was simulated. The test results show that, the largest horizontal deformation and excess pore water pressure of soil caused by grouting achieved at the end of grouting; while the deformation and excess pore water pressure decrease rapidly in the beginning. During segmented grouting, after the grouting at the lower part is completed, the slurry tends to flow upward, resulting in large soil deformation at the upper part. The vertical displacement of soil close to the grouting body attenuates faster. Furthermore, numerical simulation results demonstrate that when the same amount of slurry is injected at the same position, the soil experiences significantly greater deformation compared to the tunnel. After grouting, a substantial portion of the slurry flows upward, which leads to the reduction of potential impact on the deformation of the soil/tunnel below.

Key words: grouting; tunnel deformation; soil deformation; in-situ test; numerical simulation

收稿日期: 2022-09-16

基金项目: 中国铁建股份有限公司科技研究开发计划 (2020-C63; 2020-C64)。

作者简介: 王均山 (1975—), 男, 山东郓城人, 博士, 高级工程师, 主要从事土木工程、项目管理、投资管理等方面的研究。E-mail: ztzywjs@sohu.com。

*通信作者: 程雪松 (1985—), 男, 河北邢台人, 博士, 教授, 主要从事岩土力学与工程的教学与科研工作。E-mail: cheng_xuesong@163.com。

0 引言

基坑开挖所产生的卸荷效应会导致周边土体产生较大的位移,对旁边一定范围内的地铁隧道和车站的安全形成威胁,引发地铁结构变形,严重的还会导致结构开裂破坏^[1]。随着邻近地铁的深基坑工程数量不断增多,规模不断增大,如何减小基坑施工的影响并保证地铁的安全运营成为国内外学者和工程人员非常关注的重大难题。

注浆是一种主动控制建(构)筑物变形的办法。对于土体注浆机理,国内外专家学者进行了大量的研究^[2-8],涉及的内容也较为全面。SCHWEIGER等^[2]和 KOMIYA等^[3]认为,注浆共由两个阶段组成。第一阶段是压密注浆,浆液在注入土体以后,会在土中形成凝固体,形成的注浆体会使周围的土体受到挤压而变得密实,并且产生位移。第二阶段是劈裂注浆,注浆压力超过土体的劈裂压力后,会在土体中形成间隙,浆液在间隙中流动,在土中形成了硬化的浆液脉络。对于压密注浆,EL-KELESH等^[4]根据空腔膨胀理论以及注浆包上方的锥形剪切破坏理论提出了相应的理论模型,该模型描述了压密注浆过程的机理,并且在理论中合理地考虑了土体参数和注浆参数。注浆压力对土体变形会产生重要影响。吴顺川等^[5]运用颗粒流软件对袖阀管注浆进行了模拟,认为当注浆压力变大时,土体压密效应变得显著,并且会产生劈裂注浆。郑刚等^[6]在不同注浆压力下对劈裂注浆进行了模拟,发现扩散半径并非随着注浆压力增大而一直增大,在超过一定注浆压力后,扩散半径反而会减小。

针对基坑施工过程中引起的隧道变形,ZHANG等^[9]介绍了利用注浆法对上海软土地基隧道沉降进行控制的工程案例,注浆使隧道最大差异沉降从20 mm减小到10 mm,验证了注浆控制隧道沉降的有效性。CHENG等^[10]对郑州高铁西站基坑开挖引起地铁1号线产生较大的水平变形工程进行了报道,通过在隧道两侧进行注浆以恢复隧道变形,使隧道水平位移由18.6 mm减小至16.9 mm。张冬梅等^[11]提出了用体应变模拟注浆对隧道影响的方法,通过研究发现,在注浆量较小时,注浆引起的隧道横向变形主要是以管片转动为主;当注浆量增加到一定程度时,注浆产生了以刚体平动位移为主的管片变形。夏曾银等^[12]利用有限元分析软件研究了注浆和隔离墙联合使用的控制效果,认为隔离墙对注浆具有反力效应和遮挡效应,可以增大注

浆控制隧道变形的效果。王如路等^[13]对隧道进行微扰动注浆,使得注浆区域内的隧道得到了抬升,注浆区域以外的隧道沉降也与预测值吻合较好,并且使隧道纵向上的线性得到了调整,有效减小了隧道的不均匀沉降。赵帅等^[14]采用线性模型对注浆进行了模拟,结果表明注浆使隧道的横向收敛累计值平均降低了约24%,可为注浆治理软土盾构隧道的横向收敛提供借鉴。郑刚等^[15]和 ZHENG等^[16]分析了基坑施工中地铁结构的变形规律,进行了注浆对土体及隧道水平变形主动控制的试验及应用实践,认为在注浆策略上,多排孔注浆时“近距离、多孔位、小方量、由远及近”的注浆方案优于“远距离、少孔位、大方量、由近及远”的方案。

目前针对控制隧道变形的研究多为数值分析与工程案例,尚缺乏注浆控制土体与隧道水平和竖向变形的现场试验及系统理论研究,注浆同时控制水平与竖向隧道变形尚无法实现精细化设计,限制了此方法的应用与推广。本文针对此问题,首先通过大型现场试验进行了注浆引起的土体水平变形规律研究,对注浆引起的土体水平变形及超静孔隙水压力变化进行监测,分析注浆引起周围土体变形及超静孔隙水压力变化的规律。在此基础上,针对缺乏注浆控制土体与隧道变形的系统理论研究的问题,对原位试验开展了数值模拟,进一步对注浆引发的土体竖向变形进行了数值模拟和参数分析,更进一步地分析了注浆距离和注浆量对隧道竖向变形的影响。本文结果可为提出更合理更精细化的隧道变形主动控制措施提供参考。

1 注浆控制土体位移的原位试验介绍

1.1 试验场地概况

试验场地位于天津地铁某车站工地附近。工程范围内地貌主要为海积-冲积平原,工程场地地形平坦开阔,地基土层主要为黏土、粉质黏土、粉土、粉砂等,稳定地下水埋深1.70~4.30 m(大沽高程-1.37~1.61 m)。各土体参数见表1,表中HSS硬化模型参数是结合勘察报告中室内试验数据和BRINKGREVE等^[17]给出的计算方法获得的。

1.2 试验方案

注浆试验平面布置如图1所示,注浆试验剖面布置如图2所示。本次试验共进行3个孔的注浆,注浆孔编号为1、2和3;布设3根测斜管对土体产生的深层水平变形进行监测,测斜管深度为35 m,编号为C1、C2、C3;布设6个孔压计对周围超静

孔隙水压力进行监测, 编号为 CH1~CH6。具体注浆方案如下:

(1) 1号注浆孔为竖向普通注浆, 注浆深度为 15 m, 注浆量为 0.6 m³。对 1号孔进行注浆时, 对距其 3 m 处的测斜管 C1 进行土体水平位移的监测,

并对距其 1.5 m 竖向剖面的孔压计 CH1、CH2、CH3、和 CH4 进行超静孔隙水压力监测。

(2) 2号注浆孔为竖向普通注浆, 注浆深度为 10 m, 注浆量为 0.6 m³。对 2号孔进行注浆时, 对距其 3 m 处的测斜管 C2 进行土体水平位移的监测。

表 1 土体参数
Table 1 Soil parameters

土层性质	D/m	γ /(kN/m ³)	c /kPa	ϕ '/(°)	E_{50}^{ref} /MPa	E_{oed}^{ref} /MPa	E_{ur}^{ref} /MPa	G_0^{ref} /MPa	e	w /%	ω_L /%	I_p	I_L
① ₂ 素填土	1.5	18.2	12.4	16.1	4.38	4.38	26.28	70.96	0.89	—	—	—	—
④ ₁ 黏土	2.4	18.6	6.0	22.1	3.55	3.55	24.85	67.10	1.00	32.5	34.0	14.9	0.90
⑥ ₂ 淤泥质土	7.9	18.1	1.0	17.0	3.23	3.23	22.61	61.05	1.12	38.2	38.2	17.3	1.17
⑥ ₄ 粉质黏土	3.7	19.5	9.5	28.6	5.31	5.76	53.39	144.15	0.78	30.1	30.1	12.6	0.90
⑦粉质黏土	5.4	20.3	12.9	27.3	5.35	5.35	37.45	101.12	0.64	29.4	29.4	12.1	0.59
⑧ ₂₁ 砂质粉土	1.9	20.4	7.8	30.7	13.68	13.68	68.40	184.68	0.62	24.8	24.8	9.0	0.61
⑨ ₁ 粉质黏土	0.6	19.8	21.5	21.6	3.10	5.98	38.01	102.63	0.68	30.6	30.6	12.9	0.53
⑨ ₂ 粉砂	12.0	19.8	5.3	32.4	13.35	13.35	66.75	180.23	0.64	20.7	—	—	—

单位: m

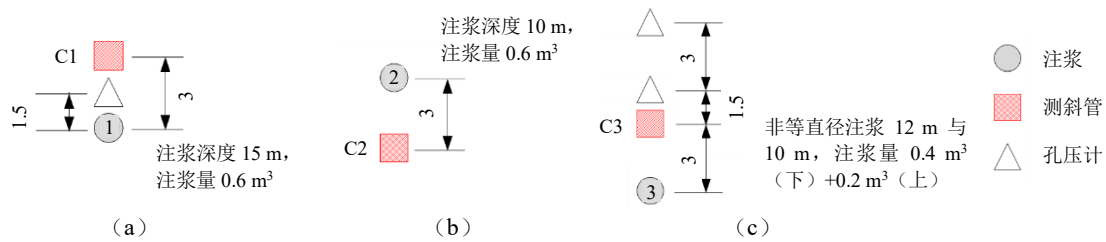


图 1 注浆试验平面布置图
Fig. 1 Layout of grouting test

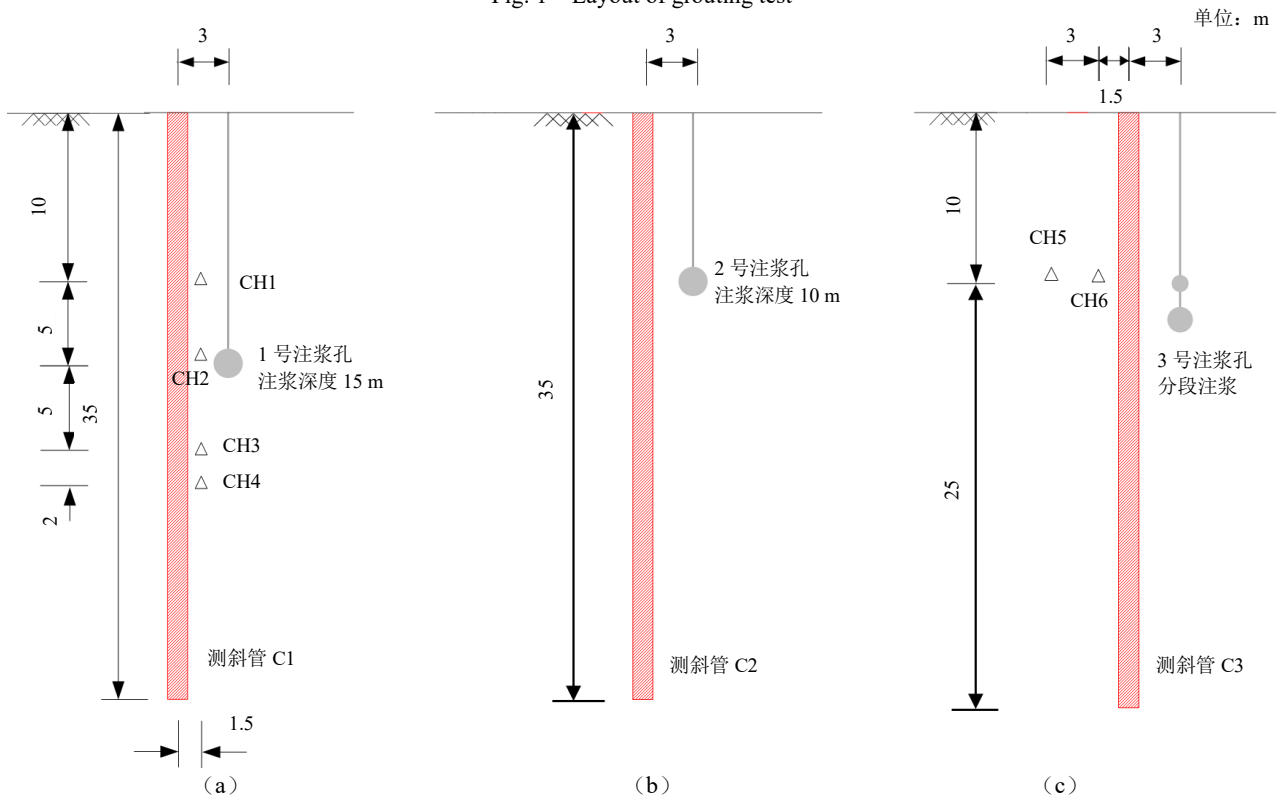


图 2 注浆试验剖面布置图
Fig. 2 Profile of grouting test

(3) 3号注浆孔为分段注浆, 第一段注浆深度为12 m, 注浆量为 0.4 m^3 , 第二段注浆深度为10 m, 注浆量为 0.2 m^3 。对3号孔进行注浆时, 对距其3 m处的测斜管C3进行土体水平位移的监测, 并对距其4.5 m、7.5 m处竖向剖面的孔压计CH5、CH6进行超静孔隙水压力监测。安装测斜管与注浆示意图见图3~4。



图3 安装测斜管示意图

Fig. 3 Diagram for installation of inclinometer pipe



图4 注浆示意图

Fig. 4 Diagram of grouting

本次试验采用在土中埋设测斜管监测深层土体产生的水平位移, 采用孔压计监测注浆引起的周边土体内的超静孔隙水压力变化, 超静孔隙水压力由自动采集仪进行采集, 注浆压力由KBY-1A型压力表进行监测。

试验采用同时注水泥-水玻璃双液浆的注浆方式, 水泥浆配制的水灰比保持在 $0.6 \sim 0.7$ (PO 42.5水泥), 水玻璃波美度在 $35 \sim 42^\circ \text{Bé}$, 模数在 $2.85 \sim 3.20$, 水泥浆在与水玻璃混合时, 体积保持比例是 $3:1$, 双液浆在混合后初凝时间大约是20 s。双液浆注入速度约是 40 L/min , 其中水泥浆注入速度约是 30 L/min , 水玻璃注入速度约是 10 L/min , 保持注浆压力稳定在 0.5 MPa 。

根据试验方案的设计, 在地面进行放线定位后, 在预定位置打设钻孔, 待钻孔达到设计标高后, 提钻并安装注浆管。注浆管安装两根, 一根封孔管用来封孔, 防止注浆浆液沿钻孔窜到地面, 另一根

用来注浆。待注浆管安装完成后, 利用封孔管在钻孔内注入双液浆封闭注浆管与钻孔壁之间的孔隙。在封孔双液浆达到一定强度后, 开始试验, 利用注浆管注入水泥-水玻璃双液浆。

2 原位试验数据分析

2.1 1号孔注浆

1号注浆孔注浆量为 0.6 m^3 , 注浆深度为15 m。1号孔注浆引起的C1测斜管处深层土体水平位移如图5所示。从图5中可以看出: 注浆结束时测斜管最大变形为 4.99 mm , 最大变形发生在深度12.5 m处。注浆结束1 h后, 测斜管最大变形为 4.48 mm , 变形减小了10.2%。注浆结束15 h后, 测斜管最大变形为 3.43 mm , 变形减小了31.3%。注浆结束19 h后, 测斜管最大变形减小为 3.22 mm 并趋于稳定, 最大变形仍然在深度12.5 m处, 可知本次注浆效率为64.5% ($3.22 \text{ mm}/4.99 \text{ mm}$)。

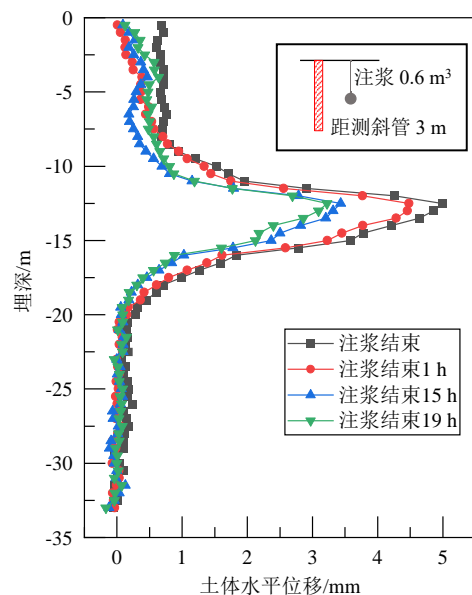


图5 1号孔注浆引起的土体水平位移

Fig. 5 Horizontal displacement of soil caused by grouting in hole 1

1号孔注浆引起的超静孔隙水压力与土体最大水平位移变化如图6所示。在开始注浆时引起超静孔隙水压力升高, 最后注浆结束时CH1处的超静孔隙水压力由 71 kPa 上升到 109.9 kPa , 升高了 38.9 kPa ; CH2处的超静孔隙水压力由 137.3 kPa 上升到 252.2 kPa , 升高了 114.9 kPa ; CH3处的超静孔隙水压力由 157.6 kPa 上升到 236.1 kPa , 升高了 78.5 kPa ; CH4处的超静孔隙水压力基本无变化。CH2处的超静孔隙水压力变化最大, 是因为该孔压

计的埋深为 15 m, 而 1 号孔的注浆深度也在 15 m 处。CH4 孔压计埋深为 22 m, 该处的超静孔隙水压力基本无变化说明了在地下 15 m 处注浆基本不会影响到地下 22 m 处。刚结束注浆时, 超静孔隙水压力消散较快, 随着距离注浆完成的时间越来越久, 超静孔隙水压力消散变得越来越慢且逐渐地趋于稳定。以 CH2 处为例, 注浆结束 1 h, 超静孔隙水压力由注浆结束时的 252.2 kPa 快速减小为 188.5 kPa, 衰减了 55.4%, 在注浆结束后 1~13 h, 由 188.5 kPa 减小为 143.2 kPa, 12 h 之间减小了 39.4%。

由图 6 所示, 在不同时刻, 土体水平位移最大

值有所不同。未注浆时, 土体无水平变形。随着注浆的结束, 土体水平位移达到最大值。注浆结束后水平位移慢慢减小, 逐渐稳定。总体来讲, 注浆结束后随着土体中超静孔隙水压力的消散, 注浆引起的土体水平位移和超静孔隙水压力逐渐减小, 注浆结束时, 土体变形减小较快, 后来逐渐变慢并趋于稳定。结合图 5 与图 6, 注浆引起的土体水平位移和超静孔隙水压力随时间的发展规律基本一致, 可以认为超静孔隙水压力消散导致的注浆后土体水平位移出现恢复。注浆结束后超静孔隙水压力会完全消散, 而土体水平位移不会完全恢复。

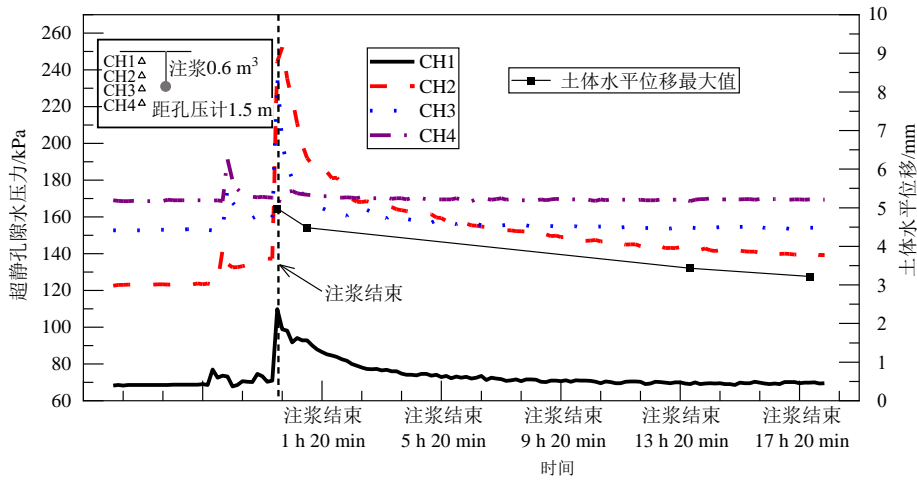


图 6 1 号孔注浆引起的超静孔隙水压力与土体最大水平位移变化

Fig. 6 Change of excess pore water pressure and the maximum horizontal deformation of soil mass caused by grouting in hole 1

2.2 2 号孔注浆

2 号注浆孔为竖向普通注浆, 注浆深度为 10 m, 注浆量为 0.6 m³。2 号孔进行注浆时, 对距其 3 m 处的测斜管 C2 进行土体水平位移的监测, 监测数据如图 7 所示。可以看出: 注浆结束时, 测斜管最大变形出现在 6 m 深度处, 为 4.21 mm。注浆结束 6 d 后, 测斜管最大变形仍然在 6 m 深度处, 为 2.72 mm, 注浆效率为 64.6%。注浆深度由 15 m 变为 10 m, 最大变形位置由 12.5 m 处变为 6 m 处, 最大变形位置由注浆深度以上 2.5 m 变为了注浆深度以上 4 m, 是因为注浆深度变浅以后, 土压力变小, 浆液可以向上影响到更高的位置。注浆深度变浅, 土体水平变形本应该增大, 但是注浆深度为 10 m 时浆液窜流到地面, 实际注浆量减小, 所以变形反而减小。

2.3 3 号孔注浆

3 号注浆孔为分段注浆, 第一段注浆深度为 12 m, 注浆量为 0.4 m³, 第二段注浆深度为 10 m, 注浆量为 0.2 m³。3 号孔进行注浆时, 对距其 3 m 处的测斜管 C3 进行土体水平位移的监测, 监测数据

如图 8 所示。从图 8 中可以看出: 注浆结束时, 上方测斜管最大变形出现在 6 m 深度处, 为 3.36 mm; 下方测斜管最大变形出现在 11.5 m 深度处, 为 2.63 mm。注浆结束 2 h 后, 上方测斜管最大变形为 2.93 mm, 下方测斜管最大变形为 2.1 mm。注浆结束 6 d 后, 上方测斜管最大变形为 2.19 mm, 注浆效率为 65.2%; 下方测斜管最大变形在 11.5 m 深度处, 为 1.59 mm, 注浆效率为 60.5%。上方注浆量小, 变形反而大。可能是由于下方注浆完成之后, 对下方土体产生了一定的加固作用, 为上方注浆时的浆液提供了较大反力, 使浆液更容易向上流动, 再加上上方土压力较小, 所以上方产生的土体变形较大。故为了更好地控制隧道竖向位移, 可以在隧道下方较深的位置先注浆, 然后在这个注浆点上方的位置注浆。

3 号孔注浆引起的超静孔隙水压力变化如图 9 所示。3 号孔注浆时, CH5 处的超静孔隙水压力由 95.3 kPa 上升到 100.1 kPa, 升高了 4.8 kPa; CH6 处的超静孔隙水压力由 96.7 kPa 上升到 103.9 kPa, 升高了 7.2 kPa。

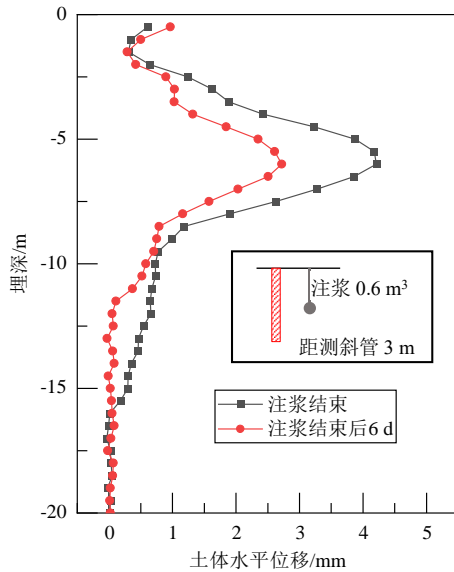


图7 2号孔注浆引起的土体水平位移

Fig. 7 Horizontal displacement of soil caused by grouting in hole 2

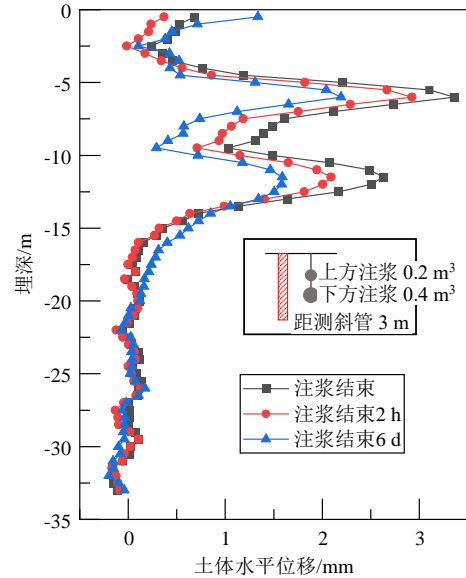


图8 3号孔注浆引起的土体水平位移

Fig. 8 Horizontal displacement of soil caused by grouting in hole 3

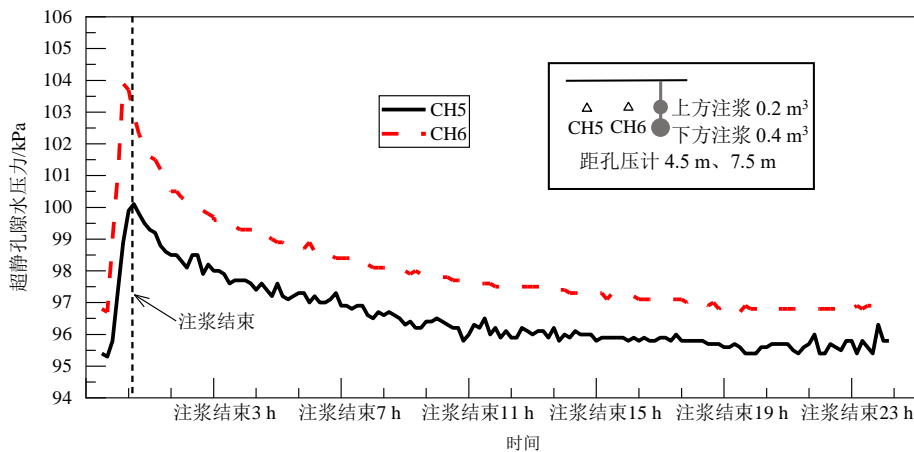


图9 3号孔注浆引起的超静孔隙水压力变化

Fig. 9 Change of excess pore water pressure caused by grouting in hole 3

3 注浆控制土体及隧道变形的数值模型建立与验证

3.1 注浆模拟方法

研究表明^[2-3], 注浆共有两个阶段组成。第一阶段是压密注浆, 浆液在注入土体以后, 会在土中形成凝固体, 形成的注浆体会使周围的土体受到挤压而变得密实, 并且产生位移。接下来发生的为第二阶段劈裂注浆, 注浆压力超过土体的劈裂压力后, 会在土体中形成间隙, 浆液在间隙中流动, 在土中形成了硬化的浆液脉络。在松散的砂土中或者黏土地基在排水条件适宜时更易发生压密注浆。而浆液如果具有高流动性, 并同时具有低黏度, 则更容易发生劈裂注浆。往往实际工程中, 压密注浆发生的

同时劈裂注浆也同步发生。

运用有限元软件进行注浆的数值模拟时主要有应力法和应变法两种方式^[2]。通常认为, 劈裂注浆用应力法^[18]能够较好地模拟, 而应变法经常用于模拟压密注浆, 而且能够达到较好的效果。应变法^[2]是在有限元模型中选定一个特定区域作为注浆加固区域, 通过给该区域设置一个体积应变来模拟注浆体对周围土体的压密过程。应变法最早由NICOLINI等^[19]提出, 这种方法基于全局的观点, 在选定的注浆区域施加均匀或者非均匀的体应变, 并改善注浆区域的土体性质, 以模拟注浆的过程。之后SCHWEIGER等^[2], WISSER等^[18], NI等^[20], MASINI等^[21]同样采用体应变法模拟了注浆。

体应变可通过注入浆液的体积与选定的注浆体区域比值来计算。因为本文进行的注浆试验是

用钢管将双液浆注入到设计的埋深,所以认为浆液是在这个注浆点位进行膨胀,又因为实际注浆过程中浆液很难往注浆点以下流动,再根据电阻率法测得注浆体形状,假设注浆体为注浆点位置以上的一个高 2 m、半径 1 m 的圆柱。在圆柱体上施加水平应变可以反映浆液在水平方向的作用,而注浆体水平截面是一个半径 1 m 的圆,竖向的浆液膨胀很难发生在这么大的面积上,所以将竖向的应变折减为水平向应变的一半,即 $\epsilon_x = \epsilon_y = 2\epsilon_z$ 。以 1 号孔注浆 0.6 m^3 为例,介绍本文所用的模拟方法中的体应变的计算方法。计算 0.6 m^3 与半径 1 m、高度 2 m 圆柱体体积的比例,可得 $\epsilon_v = 9.55\%$,再根据 $\epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$ 及 $\epsilon_x = \epsilon_y = 2\epsilon_z$ 可以得出, $\epsilon_x = \epsilon_y = 3.82\%$, $\epsilon_z = 1.91\%$ 。

3.2 有限元模型建立

运用 PLAXIS 3D 软件建立如图 10 所示的有限元模型。为消除模型计算的边界效应,有限元模型在长度方向和宽度方向上都选为 40 m,在深度方向上选为 35 m。根据 1 号注浆孔为 15 m 注浆深度,和 3.1 节中对于注浆体的假设,注浆体顶面在 -13 m 处,底面在 -15 m 处,注浆体中心的平面位置在 $X=Y=20 \text{ m}$ 处,即整个模型平面的中心。体应变的施加如 3.1 节中所述,在此不再赘述。注浆体在注浆后设置为线弹性体,根据研究^[22],注浆体的弹性模量设置为 20 MPa,泊松比设置为 0.32。计算模型中的土体本构选用 HSS 模型,具体参数详见表 1。

3.3 有限元模型验证

有限元模型计算的距注浆体位置 3 m 处土体的水平变形,和试验中所监测得到的 3 m 处水平变形,以及变形云图如图 11 所示。

该注浆孔为 1 号注浆孔,注浆深度为 15 m。从图中两条曲线来看,3.2 节中所建立的有限元模型能够较好地模拟出第 2 章(原位试验数据分析)所做的注浆试验。模拟计算所得到的土体水平变形最大值为 4.69 mm,实测土体水平变形的最大值为 4.99 mm,模拟比实测值小了 0.3 mm,模拟计算所得到的土体水平变形最大值出现在 -13.2 m 深度处,实测土体水平变形的最大值出现在 -12.5 m 深度处,相差 0.7 m。对于模拟与实测之间的误差,可能是由于土的复杂性,还有模拟方法的近似性共同造成的。并且从云图可以看出,以注浆位置为中心,土体变形向四周逐渐减小。与注浆体下方土体相比,注浆体上方土体变形更大,浆液更倾向于向上方扩展。

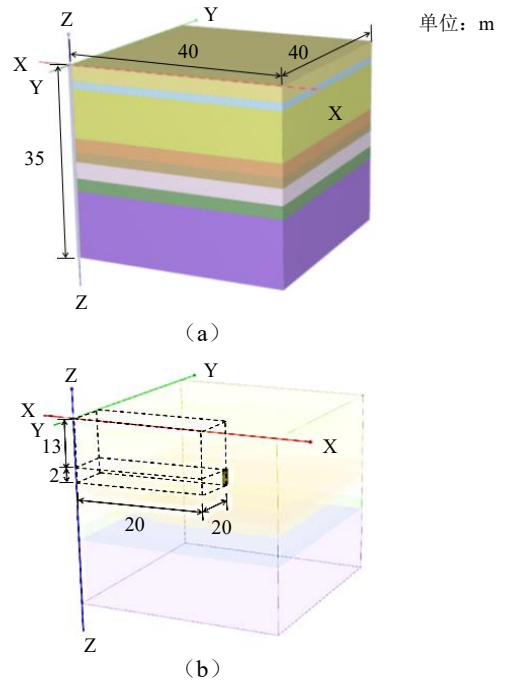
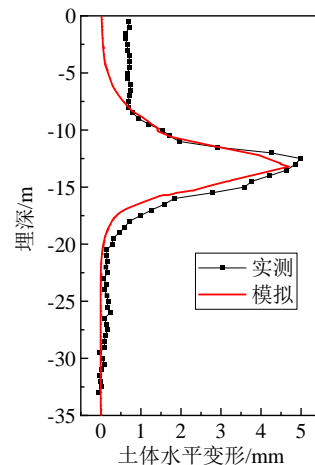
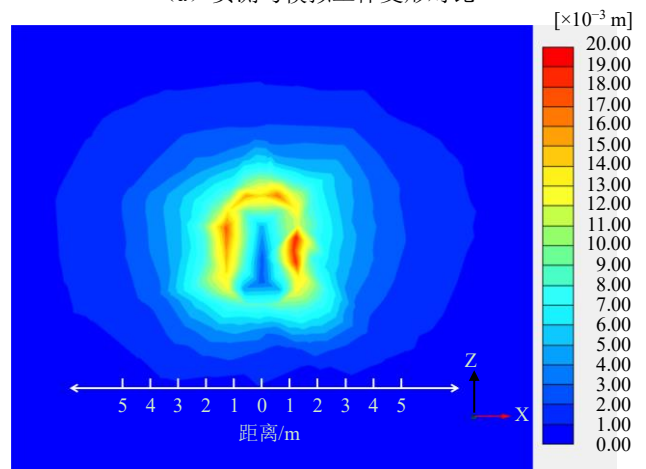


图 10 注浆模拟有限元模型

Fig. 10 Finite element model of grouting simulation



(a) 实测与模拟土体变形对比



(b) 注浆变形云图

图 11 实测与模拟土体变形对比及注浆变形云图

Fig. 11 Comparison of measured and simulated soil deformation and nephogram of grouting deformation

4 注浆对土体竖向变形影响的参数分析

本模型与 3.2 节所建立的模型相同, 只是为了消除不同土层的影响, 选用单一土层进行计算, 土层选取天津地区常见土层⑨₁ 粉质黏土层, 具体土层参数如表 1 所示。本节选取了 0.6 m^3 、 1.2 m^3 、 1.8 m^3 的不同注浆量, 对注浆引起的土体竖向变形进行了分析。

4.1 注浆量对土体竖向变形的影响

图 12 是在注浆体上方 3 m、5 m、7 m 的不同位置处, 分别注 0.6 m^3 、 1.2 m^3 、 1.8 m^3 的不同注浆量时, 土体在横剖面上的竖向变形大小。图 13 为注浆体上方相同位置处不同注浆量土体最大竖向变形, 如图 12~13 所示, 在注浆体上方水平方向上, 土体竖向变形最大值出现在注浆体位置的正上方, 并且在距离注浆体相同位置处, 随着注浆量由小变大表现出近似线性的增加。

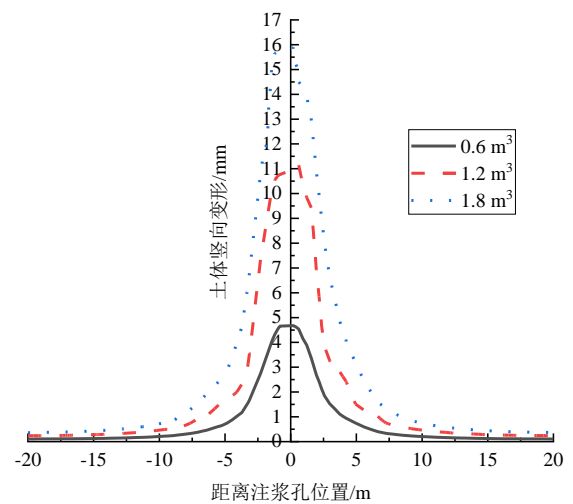
图 14 为注浆体下方相同位置处不同注浆量土体最大竖向变形, 如图 14 所示, 负值表示土体发生变形是向下的。在注浆体下方 1 m 位置处, 注浆量为 0.6 m^3 、 1.2 m^3 、 1.8 m^3 时, 土体最大竖向变形分别为 -3.22 mm 、 -5.86 mm 、 -7.45 mm ; 在注浆体下方 3 m 位置处, 注浆量为 0.6 m^3 、 1.2 m^3 、 1.8 m^3 时, 土体最大竖向变形分别为 -0.6 mm 、 -1.93 mm 、 -2.83 mm , 在距离注浆体相同位置处, 土体最大竖向变形随着注浆量的增大而近似线性地增大。

4.2 注浆距离对土体竖向变形的影响

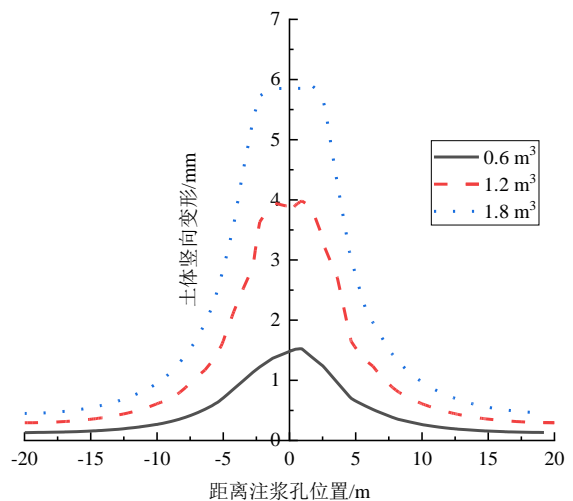
图 15 为注浆体上方相同注浆量不同位置处土体最大竖向变形, 由图 15 可知, 当注浆量为 0.6 m^3 时, 在注浆体上方 3 m、5 m、7 m 处, 土体最大竖向变形分别为 4.67 mm 、 1.52 mm 、 0.74 mm ; 当注浆量为 1.2 m^3 时, 在注浆体上方 3 m、5 m、7 m 处, 土体最大竖向变形分别为 11.14 mm 、 3.98 mm 、 2.33 mm ; 当注浆量为 1.8 m^3 时, 在注浆体上方 3 m、5 m、7 m 处, 土体最大竖向变形分别为 15.90 mm 、 5.91 mm 、 3.82 mm 。注浆量相同时, 在注浆体上方水平方向上, 土体竖向最大变形随着距离注浆体距离的增大而减小。

图 16 为注浆体下方相同注浆量不同位置处土体最大竖向变形, 由图 16 可知, 当注浆量为 0.6 m^3 时, 在注浆体下方 1 m、3 m 处, 土体最大竖向变形分别为 -3.22 mm 、 -0.6 mm ; 当注浆量为 1.2 m^3 时, 在注浆体下方 1 m、3 m 处, 土体最大竖向变形分别为 -5.86 mm 、

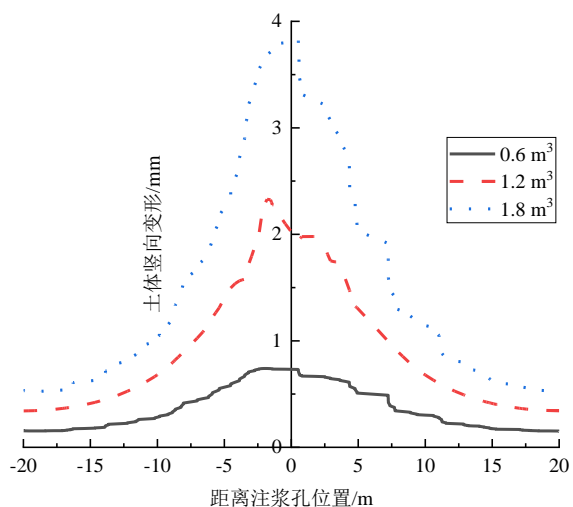
-1.93 mm ; 当注浆量为 1.8 m^3 时, 在注浆体下方 1 m、3 m 处, 土体最大竖向变形分别为 -7.45 mm 、 -2.83 mm 。在注浆量相同时, 注浆体下方土体竖向最大变形随着距离注浆体距离的增大而减小。



(a) 注浆体上方 3 m 处



(b) 注浆体上方 5 m 处



(c) 注浆体上方 7 m 处

图 12 注浆体上方不同位置横剖面上土体竖向变形

Fig. 12 Vertical deformation of soil mass on cross sections at different positions above the grouting body

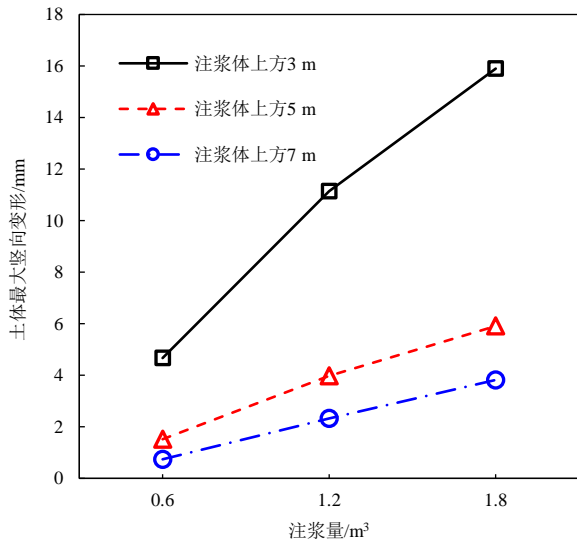


图 13 注浆体上方相同位置处不同注浆量土体最大竖向变形

Fig. 13 Maximum vertical deformation of soil mass with different grouting amount at the same position above the grouting body

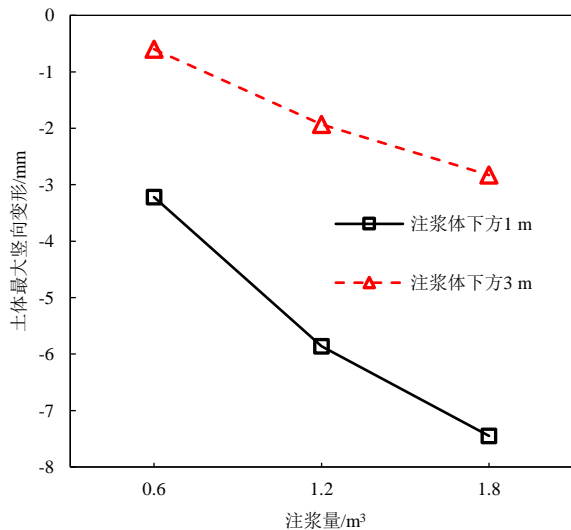


图 14 注浆体下方相同位置处不同注浆量土体最大竖向变形

Fig. 14 Maximum vertical deformation of soil mass with different grouting amount at the same position below the grouting body

图 17 是在 0.6 m³、1.2 m³、1.8 m³ 这 3 个不同的注浆量中,注浆体上方和下方,与注浆体竖向距离对土体竖向变形的影响。由图 17 可知:在注浆体上方,以注浆量为 0.6 m³ 曲线为例,在距离注浆体竖向距离由 3 m 到 5 m 时,土体最大竖向变形由 4.67 mm 变为 1.52 mm,减小了 3.15 mm;而在距离注浆体竖向距离由 5 m 到 7 m 时,同样是增加 2 m 的距离,土体最大竖向变形由 1.52 mm 变为 0.74 mm,减小了 0.78 mm。在注浆体的上方,随着与注浆体距离的增加,土体的竖向位移逐渐减小,而且在距离注浆体位置较近时,土体竖向位移衰减地较快,在距离注浆体较远时,土体位移衰减变慢。

在注浆体下方,以注浆量为 1.2 m³ 曲线为例,在距离注浆体竖向距离由 1 m 到 3 m 时,土体最大竖向变形由 -5.86 mm 变为 -1.93 mm,减小了 3.93 mm;而在距离注浆体竖向距离由 3 m 到 5 m 时,同样是增加 2 m 的距离,土体最大竖向变形由 -1.93 mm 变为 -0.36 mm,减小了 1.57 mm。在注浆体的下方,同样地,随着与注浆体距离的增加,土体的竖向位移逐渐减小,而且在距离注浆体位置较近时,土体竖向位移衰减地较快,在距离注浆体较远时,土体位移衰减变慢。注浆在下部土体中产生的竖向变形要小于在上方土体中产生的竖向变形,主要是由于下方土压力较大,浆液大部分向上流动导致的。

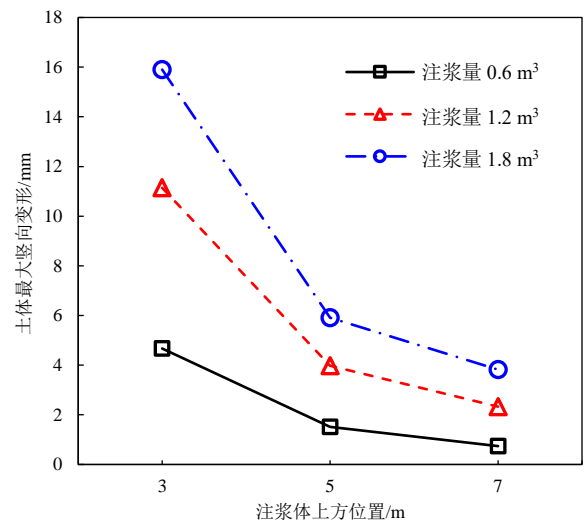


图 15 注浆体上方相同注浆量不同位置处土体最大竖向变形

Fig. 15 Maximum vertical deformation of soil mass at different positions with the same grouting amount above the grouting body

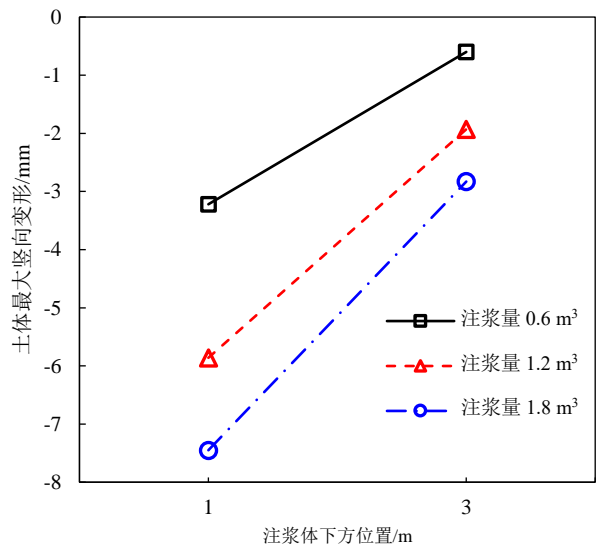


图 16 注浆体下方相同注浆量不同位置处土体最大竖向变形

Fig. 16 Maximum vertical deformation of soil mass at different positions with the same grouting amount below the grouting body

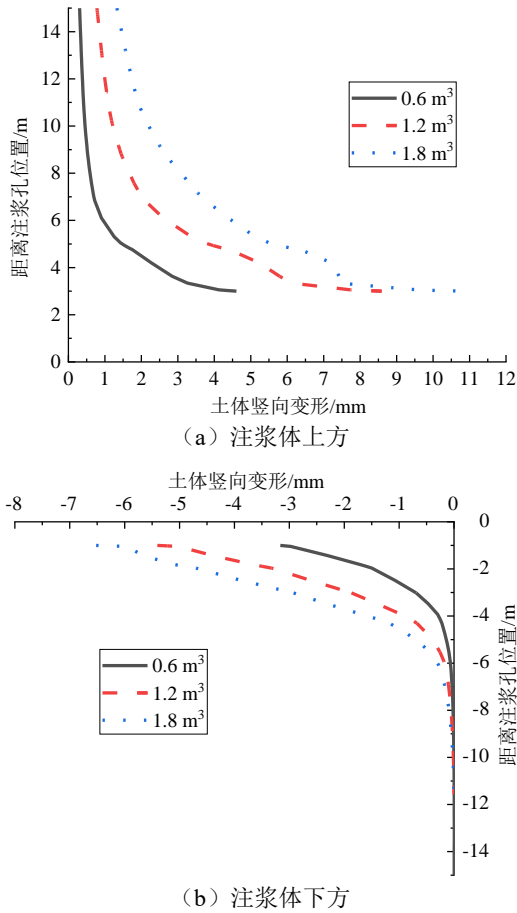


图 17 与注浆体竖向距离对土体竖向变形的影响
Fig. 17 Influence of vertical distance from grouting body on soil vertical deformation

5 注浆对隧道竖向变形影响的参数分析

5.1 有限元模型的简介

本节通过有限元软件建模，对于注浆对隧道变形的影响进行参数分析。注浆体与隧道变形测定位置 Y-Z 面如图 18 所示。隧道长度方向为 X 轴，取 100 m，垂直于隧道方向为 Y 轴，取为 40 m，土体深度方向是 Z 轴，取 50 m。注浆的模拟方式与 3.1 节相同。隧道长度为 100 m，隧道顶部埋深 10 m，隧道直径 6.2 m，隧道底部埋深 16.2 m。注浆体在隧道下方时，隧道变形测定位置为隧道正下方；当注浆体在隧道上方时，隧道变形测定位置为隧道正上方。隧道用板单元进行模拟，厚度为 0.35 m，在横向上隧道刚度取实际刚度的 75%^[23]，在纵向上隧道刚度取实际刚度的 20%^[24]。为了避免土层不同造成的影响，采用天津地区具有代表性的③₁粉质黏土单一土层进行建模计算，土层参数见表 1。

本节主要对注浆时注浆量和注浆距离这两个因素对隧道竖向变形的影响进行参数分析。注浆量

取 0.6 m³、1.2 m³、1.8 m³，3 个不同的数值。注浆距离取隧道下方 3 m、4.5 m、6 m 及隧道上方 1 m、2 m 的 5 个不同的数值。排列组合后，建立 15 个有限元模型。

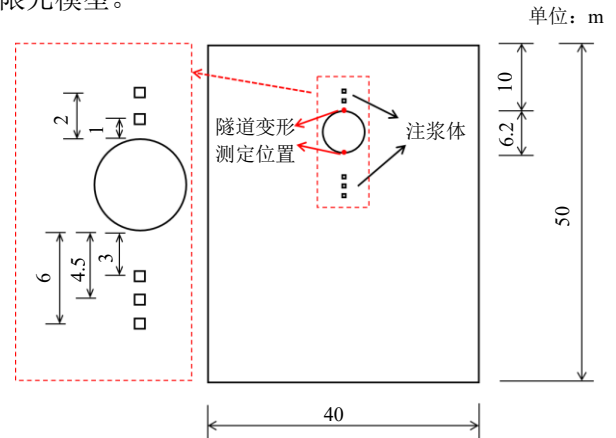


图 18 注浆体与隧道变形测定位置示意图

Fig. 18 Schematic diagram of grouting body and tunnel deformation measurement location

5.2 注浆量对隧道竖向变形的影响

隧道下方相同位置处不同注浆量引起的隧道最大竖向变形如图 19 所示。由图 19 可知：在隧道下方 3 m 位置处注浆，注浆量为 0.6 m³、1.2 m³、1.8 m³ 时，隧道产生的最大竖向变形分别为 2.48 mm、5.16 mm、7.32 mm；在隧道下方 4.5 m 位置处注浆，注浆量为 0.6 m³、1.2 m³、1.8 m³ 时，隧道产生的最大竖向变形分别为 1.72 mm、3.64 mm、5.32 mm；在隧道下方 6 m 位置处注浆，注浆量为 0.6 m³、1.2 m³、1.8 m³ 时，隧道产生的最大竖向变形分别为 0.89 mm、2.38 mm、3.71 mm。在隧道下方注浆时，在距离隧道的不同位置处，隧道的竖向变形都会随着注浆量由小变大表现出近似线性的增加。

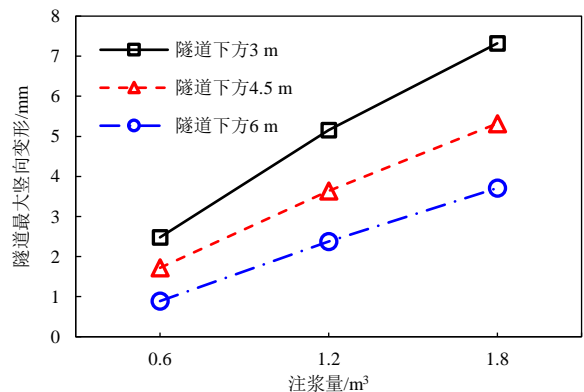


图 19 隧道下方相同位置处不同注浆量引起的隧道最大竖向变形

Fig. 19 Maximum vertical deformation of the tunnel caused by different grouting amount at the same position below the tunnel

隧道上方相同位置处不同注浆量引起的隧道最大竖向变形如图 20 所示。由图 20 可知：在隧道上方 1 m 位置处注浆，注浆量为 0.6 m³、1.2 m³、1.8 m³ 时，隧道最大竖向变形分别为-0.99 mm、-1.45 mm、-1.65 mm；在隧道上方 2 m 位置处注浆，注浆量为 0.6 m³、1.2 m³、1.8 m³ 时，隧道最大竖向变形分别为-0.48 mm、-0.72 mm、-0.86 mm。同隧道下方注浆一样，隧道上方注浆时，在距离隧道不同位置处，隧道的竖向变形也都会随着注浆量的增加而近似线性地增加。但是在隧道上方注浆引起的隧道位移比在隧道下方注浆引起的位移要小。

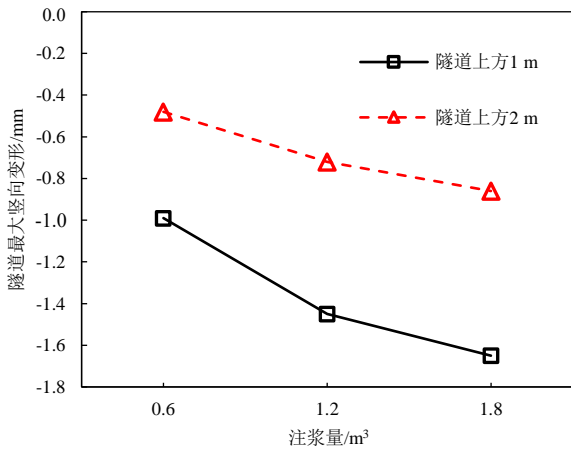


图 20 隧道上方相同位置处不同注浆量引起的隧道最大竖向变形

Fig. 20 Maximum vertical deformation of the tunnel caused by different grouting amount at the same position above the tunnel

5.3 注浆距离对隧道竖向变形的影响

隧道下方相同注浆量不同位置注浆引起的隧道最大竖向变形如图 21 所示。由图 21 可知：在注浆量为 0.6 m³ 时，隧道下方 3 m、4.5 m、6 m 位置处注浆时，隧道最大竖向变形分别为 2.48 mm、1.72 mm、0.89 mm；在注浆量为 1.2 m³ 时，隧道下方 3 m、4.5 m、6 m 位置处注浆时，隧道最大竖向变形分别为 5.16 mm、3.64 mm、2.38 mm；在注浆量为 1.8 m³ 时，隧道下方 3 m、4.5 m、6 m 位置处注浆时，隧道最大竖向变形分别为 7.32 mm、5.32 mm、3.70 mm。在隧道下方注浆，在注入不同方量的浆液时，隧道的竖向变形都会随着注浆体与隧道距离的增加而减小。但是没有出现像注浆对土体那样明显的先快速衰减再缓慢衰减的现象，可能与隧道本身有一定刚度有关。

隧道上方相同注浆量不同位置注浆引起的隧道最大竖向变形如图 22 所示。由图 22 可知：注浆量为 0.6 m³ 时，在隧道上方 1 m、2 m 位置处注浆，

隧道最大竖向变形分别为 0.99 mm、0.48 mm；注浆量为 1.2 m³ 时，在隧道上方 1 m、2 m 位置处注浆，隧道最大竖向变形分别为 1.45 mm、0.72 mm；注浆量为 1.8 m³ 时，在隧道上方 1 m、2 m 位置处注浆，隧道最大竖向变形分别为 1.65 mm、0.86 mm。同在隧道下方注浆一样，在隧道上方注浆，注入不同方量的浆液时，隧道的竖向变形也都会随着注浆体与隧道距离的增加而减小。

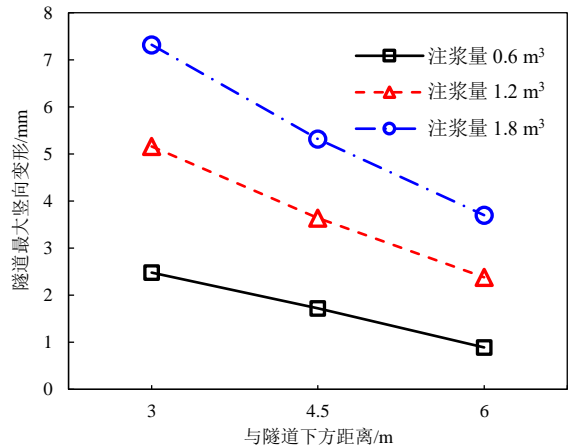


图 21 隧道下方相同注浆量不同位置注浆引起的隧道最大竖向变形

Fig. 21 Maximum vertical deformation of the tunnel caused by grouting at different positions with the same grouting amount below the tunnel

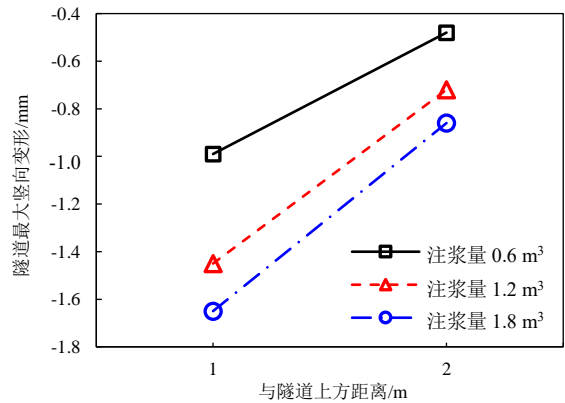


图 22 隧道上方相同注浆量不同位置注浆引起的隧道最大竖向变形

Fig. 22 Maximum vertical deformation of the tunnel caused by grouting at different positions with the same grouting amount above the tunnel

隧道与土体最大竖向变形绝对值对比见图 23。在相同的位置注等量浆液，土体变形远大于隧道变形。隧道下方 3 m 处注浆 0.6 m³、1.2 m³、1.8 m³ 时，隧道处土体是隧道变形的 1.88、2.16、2.17 倍。隧道上方 1 m 处注浆 0.6 m³、1.2 m³、1.8 m³ 时，隧道处土体是隧道变形的 3.25、4.04、4.52 倍。出现此现象的原因为隧道有一定刚度，能减小注浆带来的

影响。随着注浆量的增长,土体最大竖向变形与隧道最大竖向变形的比值在不断增长,但增长速度在放缓。

在隧道下方 3 m 注浆引起的隧道最大竖向变形比在隧道上方 1 m 处要大得多,说明虽然距离更远,但在隧道下方注浆的注浆效果仍要比在隧道上方注浆的注浆效果要好,更加说明注浆后浆液大部分向上流动,较难对下方的土体/隧道造成变形的影响。

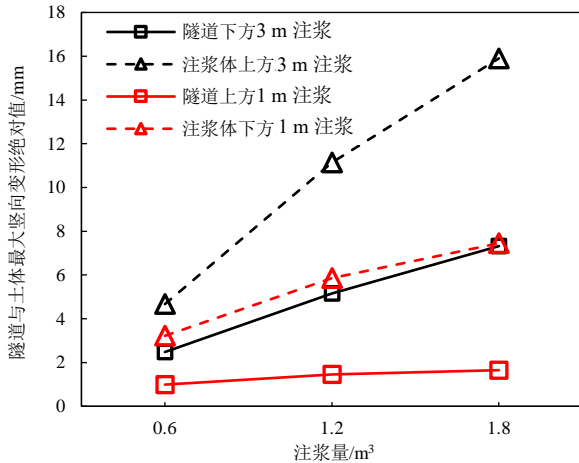


图 23 隧道与土体最大竖向变形绝对值对比

Fig. 23 Comparison of absolute value of maximum vertical deformation between tunnel and soil

6 结 论

本文开展了注浆对土体变形影响的原位试验,并进一步用 PLAXIS 3D 有限元软件对原位试验进行了数值模拟分析,对注浆引起的土体与隧道的竖向变形进行了参数分析。得到如下结论:

(1) 注浆引起的土体水平位移和超静孔隙水压力随时间的发展规律基本一致,可以认为超静孔隙水压力消散导致的注浆后土体水平位移出现恢复。注浆结束后超静孔隙水压力会完全消散,而土体水平位移不会完全恢复。

(2) 注浆深度变浅以后,土压力变小,浆液可以向上影响到更高的位置。分段注浆时下方土体的加固作用使浆液更容易向上流动,再加上上方土压力较小,使上方产生的土体变形较大。故为了更好地控制隧道竖向位移,可以在隧道下方较深的位置先注浆,然后在这个注浆体上方的位置注浆。

(3) 根据电阻率法测得的注浆体形状,将圆柱体竖向的应变折减为水平向应变的一半,即 $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 2\varepsilon_z$,能够较好地对本文中的注浆实验进行模拟,模拟出的土体水平位移曲线与实测土体水平位

移曲线,其变形形态、变形最大值与最大值的位置都较为接近。

(4) 土体和隧道竖向变形都随着注浆量的增大而近似线性地增大。土体和隧道竖向最大位移随着与注浆体距离的增大而减小,在距离注浆体位置较近时,土体竖向位移衰减地较快,在距离注浆体较远时,土体竖向位移衰减变慢。因为隧道具有一定刚度,相同的位置注等量浆液,土体变形远大于隧道变形。随着注浆量增长,土体最大竖向变形与隧道最大竖向变形的比值不断增长,但增长速度放缓。

(5) 注浆时在注浆深度处引起的超静孔隙水压力变化最大,注浆深度以上的超静孔隙水压力变化次之,在注浆深度以下的超静孔隙水压力变化最小。在隧道下方注浆的注浆效果仍要比在隧道上方注浆的注浆效果要好。注浆后浆液大部分向上流动,较难对下方的土体/隧道造成变形的影响。

参考文献

- [1] CHANG C T, SUN C W, DUANN S W, et al. Response of a Taipei rapid transit system (TRTS) tunnel to adjacent excavation[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2001, 16(3): 151-158.
- [2] SCHWEIGER H F, KUMMERER C, OTTERBEIN R, et al. Numerical modelling of settlement compensation by means of fracture grouting[J]. *Soils and Foundations*, 2004, 44(1): 71-86.
- [3] KOMIYA K, SOGA K, AKAGI H, et al. Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground[J]. *Géotechnique*, 2001, 51(10): 835-846.
- [4] EL-KELESH A M, MOSSAAD M E, BASHA I M. Model of compaction grouting[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2001, 127(11): 955-964.
- [5] 吴顺川, 金爱兵, 高永涛. 袖阀管注浆技术改性土体研究及效果评价[J]. *岩土力学*, 2007, 28(7): 1353-1358.
WU Shun-chuan, JIN Ai-bing, GAO Yong-tao. Studies of sleeve-valve-pipe grouting technique and its effect on soil reinforcement[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, 28(7): 1353-1358.
- [6] 郑刚, 张晓双. 劈裂注浆过程的二维颗粒流的模拟研究[J]. *厦门大学学报(自然科学版)*, 2015, 54(6): 905-912.
ZHENG Gang, ZHANG Xiao-shuang. Meso-mechanical simulation of fracture grouting using particle flow code in two dimensions[J]. *Journal of Xiamen University (Natural Science)*, 2015, 54(6): 905-912.
- [7] 郑刚, 王若展, 程雪松, 等. 注浆对邻近土体水平变形影响的原位试验研究[J]. *天津大学学报(自然科学与工*

- 程技术版), 2019, 52(9): 959-968.
- ZHENG Gang, WANG Ruo-zhan, CHENG Xue-song, et al. In situ test study of influence of grouting on horizontal deformation of adjacent soil[J]. *Journal of Tianjin University (Science and Technology)*, 2019, 52(9): 959-968.
- [8] 程雪松, 高洁, 潘军, 等. 注浆水平纠偏的作用规律与影响因素[J]. *土木与环境工程学报(中英文)*, 2022, 44(5): 136-147.
- CHENG Xue-song, GAO Jie, PAN Jun, et al. Effect and influencing factors of the grouting on the horizontal deformation control[J]. *Journal of Civil and Environmental Engineering*, 2022, 44(5): 136-147.
- [9] ZHANG D M, HUANG Z K, WANG R L, et al. Grouting-based treatment of tunnel settlement: practice in Shanghai[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2018, 80: 181-196.
- [10] CHENG W C, SONG Z P, TIAN W, et al. Shield tunnel uplift and deformation characterisation: a case study from Zhengzhou metro[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2018, 79: 83-95.
- [11] 张冬梅, 邹伟彪, 闫静雅. 软土盾构隧道横向大变形侧向注浆控制机理研究[J]. *岩土工程学报*, 2014, 36(12): 2203-2212.
- ZHANG Dong-mei, ZOU Wei-biao, YAN Jing-ya. Effective control of large transverse deformation of shield tunnels using grouting in soft deposits[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, 36(12): 2203-2212.
- [12] 夏曾银, 潘军, 盛鲁腾, 等. 注浆和隔离墙对基坑引发隧道变形的联合控制作用研究[J]. *水利水电技术(中英文)*, 2022, 53(9): 175-185.
- XIA Zeng-yin, PAN Jun, SHENG Lu-teng, et al. Study on joint control effect of grouting and separating wall on tunnel deformation induced by foundation pit[J]. *Water Resources and Hydropower Engineering*, 2022, 53(9): 175-185.
- [13] 王如路, 陈颖, 任洁, 等. 微扰动注浆技术在运营隧道病害治理及控制中的应用[C]//中国土木工程学会隧道及地下工程分会防水排水专业委员会第十六届学术交流会论文集. 浙江宁波, 2013: 64-69, 112.
- WANG Ru-lu, CHEN Ying, REN Jie, et al. Application of micro-disturbance grouting technique in hazards treatment and control during tunnel operation[C]//Proceedings of the 16th Academic Exchange Meeting of Waterproofing and Drainage Professional Committee of Tunnel and Underground Engineering Branch of China Civil Engineering Society. Ningbo, Zhejiang, 2013: 64-69, 112.
- [14] 赵帅, 张东明, 邵华, 等. 盾构隧道微扰动注浆对土体强度和衬砌横向收敛的影响[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2022, 50(8): 1145-1153.
- ZHAO Shuai, ZHANG Dong-ming, SHAO Hua, et al. Influence of perturbation grouting of shield tunnel on soil strength and transverse convergence of tunnel linings[J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2022, 50(8): 1145-1153.
- [15] 郑刚, 潘军, 程雪松, 等. 基坑开挖引起隧道水平变形的被动与注浆主动控制研究[J]. *岩土工程学报*, 2019, 41(7): 1181-1190.
- ZHENG Gang, PAN Jun, CHENG Xue-song, et al. Passive control and active grouting control of horizontal deformation of tunnels induced neighboring excavation[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2019, 41(7): 1181-1190.
- [16] ZHENG G, PAN J, CHENG X S, et al. Use of grouting to control horizontal tunnel deformation induced by adjacent excavation[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2020, 146(7): 05020004.
- [17] BRINKGREVE R B J, KUMARSWAMY S, SWOLFS W M. *Plaxis 3D Manual*[M]. Delft, the Netherlands: Plaxis BV, 2018.
- [18] WISSER C, AUGARDE C E, BURD H J. Numerical modelling of compensation grouting above shallow tunnels[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2005, 29(5): 443-471.
- [19] NICOLINI E, NOVA R. Modelling of a tunnel excavation in a non-cohesive soil improved with cement mix injections [J]. *Computers and Geotechnics*, 2000, 27(4): 249-272.
- [20] NI J C, CHENG W C. Monitoring and modeling grout efficiency of lifting structure in soft clay[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2010, 10(6): 223-229.
- [21] MASINI L, RAMPOLLO S, SOGA K. An approach to evaluate the efficiency of compensation grouting[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, 140(12): 04014073.
- [22] FALK E. *Soil improvement by injection of solid material with hydraulic energy*[D]. Vienna: Vienna University of Technology, 1998.
- [23] LEE K M, GE X W. The equivalence of a jointed shield-driven tunnel lining to a continuous ring structure[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2001, 38(3): 461-483.
- [24] MAIR R J, TAYLOR R N. *Bored tunnelling in the urban environment*[C]//Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Hamburg, 1997.