

开挖方式对下卧隧道变形影响的模型试验研究

张浩^{1,2}, 范建军³, 黄醒春⁴

(1. 中建海峡建设发展有限公司, 福建 福州 350015; 2. 福州大学 土木工程学院; 3. 常州市审计局;

4. 上海交通大学 船舶海洋与建筑工程学院)

摘要: 基坑开挖过程中, 开挖卸荷会引起坑底隆起, 同时基坑围护结构在内外压力差的作用下会引起侧向变形。坑底隆起和侧向变形两种作用会引起基坑周边地层出现下沉, 同时导致坑底下部结构物的上浮, 从而影响结构物的安全使用。为了将开挖对下卧隧道的影响降到最低, 需要采取合理的开挖方式。该文以上海四平路隧道工程为依托, 采用相似理论设计了试验方案, 进行了模型试验。通过对试验结果进行收集分析, 探讨了分层开挖和台阶开挖两种施工方式对基坑周边土体沉降以及下卧隧道隆起的影响。试验结果显示: 台阶开挖带来的影响要明显小于分层开挖。

关键词: 开挖方式; 分层开挖; 台阶开挖; 模型试验; 隆起

1 前言

随着地铁在中国大规模的建设, 邻近下方既有地铁隧道的基坑开挖工程日益增多, 其基坑开挖导致的土体卸荷必然引起周围地层移动, 致使隧道隆起并严重威胁地铁安全。因此, 研究基坑开挖卸载对下方既有隧道的影响非常重要。

20 世纪 80 年代以来, 国内外研究者对隧道上部开挖卸载对周围土体及隧道的扰动影响等进行了大量的现场实测、数值模拟、室内试验等有工程实用价值和理论意义的研究。张玉成等采用数值方法分析了广州海珠广场基坑开挖卸荷对下方既有地铁隧道变形和应力的影响; 徐凌等对地铁盾构隧道上方进行基坑开挖的工程实例进行了三维有限元数值分析并与现场实测数据比较; 郑永来等采用数值模型对上海市轨道交通杨浦线淮海路车站北风井基坑工程考虑空间和时间效应的三维有限元分析, 并通过与实际监测数据的对比分析, 得出对具体施工的优化建议; 陈晓燕利用三维数值计算方法, 研究基坑开挖过程中下方盾构隧道的变形规律, 并提出可采取的加固措施; 魏少伟等采用三维有限元方法, 对软土地区基坑开挖对坑底已建隧道的影响进行分析; 李围等采用三维相似模型试验研究了在南京玄武湖公路隧道下新建地铁盾构隧道时两重叠

隧道间的相互影响; 方林等以西藏某复杂隧道工程为背景, 开展了穿越断层隧道振动台模型试验研究; 马险峰等利用离心模型试验对盾构隧道的地层损失进行了模拟, 研究了地层损失与施工期及工后地表沉降的关系。还有很多学者也对这方面的工作进行了研究。

关于盾构隧道上部开挖卸载的工程实践日益增多, 但相关位移特性及风险控制等研究相对较少, 有关隧道上部基坑开挖卸载模型试验的研究更少。目前的研究局限于在某种具体开挖方式作用下, 得到下卧隧道的变形特性, 然后与数值模拟结果进行对比, 得到基坑开挖对下卧隧道的影响, 而如何通过优化开挖方式来减小对下卧隧道的影响方面的研究则较少。

实际上, 由于土体卸载特性的复杂性, 对上部开挖卸载引起的土体位移及既有盾构隧道变形的预测比较困难, 而通过模型试验除了直接取得开挖方案的试验结果外, 还可以获得采用不同开挖方式时, 卸载位移随时间的变化关系。因此, 基坑工程施工时其对下方既有地铁隧道的影响是施工过程中需要密切关注的问题。随着城市轨道交通以及地下空间的大规模建设开发, 类似工程问题越来越多会遇到, 而且亟需解决。该文依托上海四平路隧道项目, 进行相似模型试验, 试验方案主要包括分层开挖施工方案及台阶开挖施工方案, 对上部土体的开挖扰动位移及下卧隧道的上浮特性进行监测和分析。

2 工程概况

上海轨道交通 10 号线国权路站~同济大学站上部叠交开挖工程,开挖区间里程为 SK26+111.500~SK25+421.132 m,长 690.4 m。整个区间线路基本为直线、线路平面曲线最小半径 3 000 m。区间纵坡

为 V 形坡,最大坡度为 28‰,位于区间中间最低点设旁通道及泵站,采用冻结法加固,类矿山法施工。区间覆土最大 17.62 m,最小 10.144 m。隧道上方为下穿式立交,隧道与下立交叠交开挖长度约 630 m,隧道与下立交最小净距约 3.68 m。地铁与下穿立交相对位置及构筑物几何尺寸如图 1 所示。

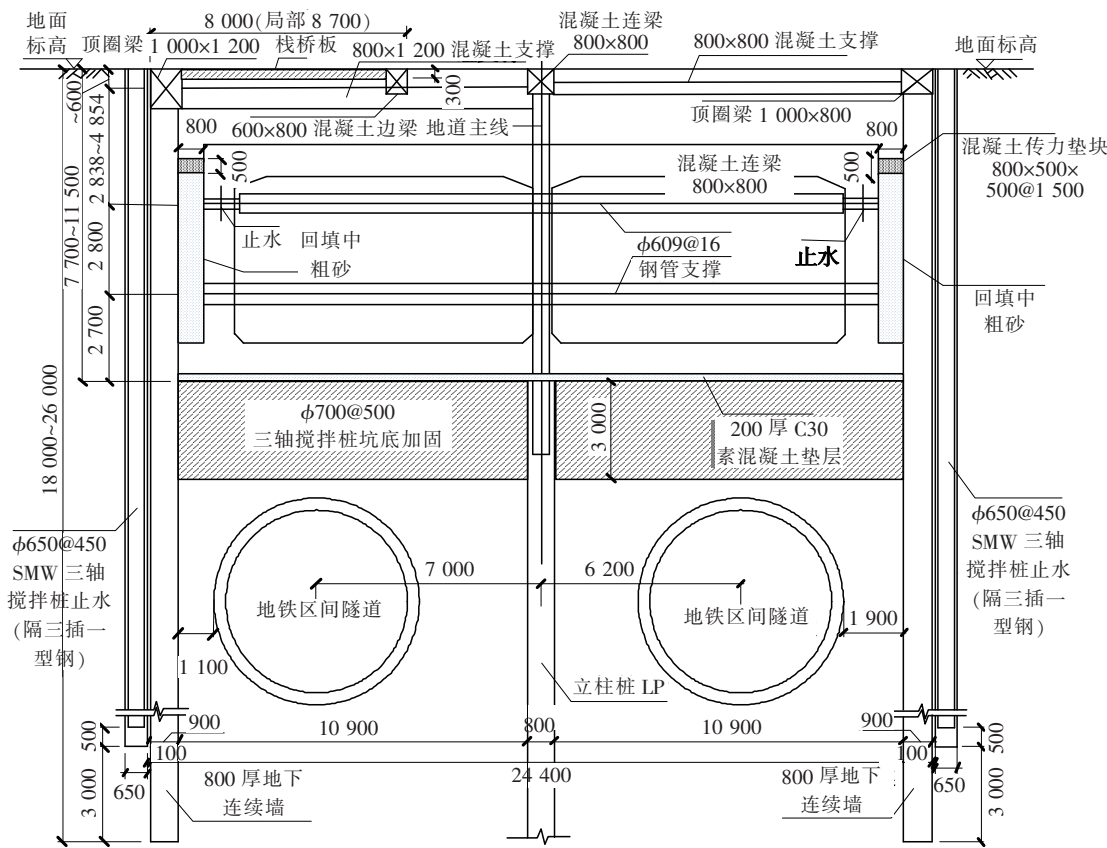


图 1 区间隧道与立交相对位置(单位:mm)

衬砌构造采用预制钢筋混凝土管片,通缝拼装;每环由 6 块管片组成,环宽 1 200 mm,厚度 350 mm;管片环向、纵向均采用 M30 直螺栓连接;管片设计强度为 C55,隧道内径和外径分别为 5 500、6 200 mm。盾构底部埋深为-13.11~-20.04 m,穿越地层以软黏土为主,穿越土层为灰色淤泥质黏土、灰色黏土以及灰色粉质黏土,主要土层的物理力学性质如表 1 所示。

3 模型试验

相似参数是原型与模型间相同物理量之比,模型试验所涉及到的基本相似参数如表 2 所示。

通过推导得到其余相似参数结果见表 3。

3.1 试验装置及材料

将实际工程实例简化为如图 2 所示的模型,隧道横断面直径 6.5 m,隧道间隔 6 m。考虑隧道开挖横向影响距离为 2 倍隧道直径,模拟宽度取 6.5+6.5+6+13×2=45 m。隧道实际埋深为 25 m,考虑影响深度为 2 倍隧道直径,模拟深度取 25+6.5×2=38 m,模拟轴向长度取 80 m。结构原型尺寸确定为:45 m×80 m×38 m。

模型比例定为 20:1 计算,模型箱几何尺寸为:4 m×2.25 m×1.9 m,连续墙几何尺寸为:4 m×0.04 m×1.2 m,基坑尺寸为:4 m×1 m×0.6 m,具体尺寸如图 3 所示。

模型箱采用角钢框架+钢化玻璃结构。

表 1 土层的物理力学参数

土层	层厚/ m	c / kPa	φ / ($^{\circ}$)	压缩模量 E /MPa	重度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)
褐黄色粉质黏土	3.19	6	29.5	7.09	18.5
灰色淤泥质粉质黏土	4.70	16	18.3	3.28	18.3
灰色淤泥质黏土	1.56	10	24.5	2.16	17.9
灰色黏土	10.15	13	12.5	3.11	17.1
灰色砂质粉土	10.93	39	25.8	3.39	18.1
暗绿色粉质黏土	8.13	40	30.5	5.41	18.2
草黄色砂质黏土	8.38	11	23.5	9.92	17.8
灰黄色粉砂	7.85	5	18.0	12.44	19.6
灰黄色~灰色粉细砂	30.76	2	34.0	12.30	18.9

表 2 基本相似参数

项目名称	项目分类	表示方程	取值
几何相似	几何	$C_l = l_p / l_m$	20
	密度(土、地下连续墙、管片等)	$C_\rho = \rho_p / \rho_m$	1
运动相似	弹性模量(土、地下连续墙、管片等)	$C_E = E_p / E_m$	5
	泊松比	$C_v = \nu_p / \nu_m$	1

注: C_x 表示常数; p 表示原型; m 表示模型。

表 3 其余相似参数

项目名称	项目分类	表示方程	取值
	面积	$C_A = A_p / A_m$	400
	体积	$C_V = V_p / V_m$	8 000
运动相似	质量	$C_m = C_\rho \times C_V$	8 000
	应变	$C_\epsilon = \frac{\Delta l_p / l_p}{\Delta l_m / l_m} = \frac{\Delta l_p}{\Delta l_m} \times \frac{l_m}{l_p}$	1
力学相似	重力	$C_G = C_\rho \times C_V \times C_g$	8 000
	荷载	$C_P = C_\rho \times C_g \times C_l$	20

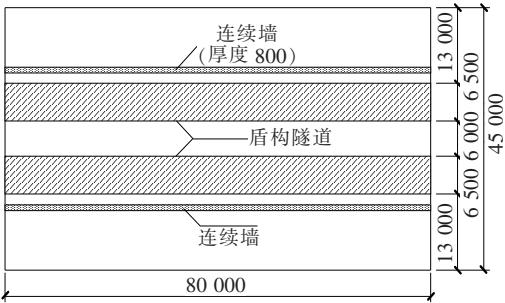
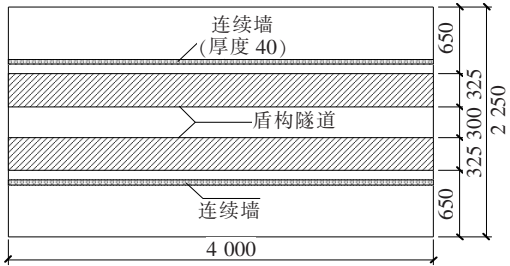
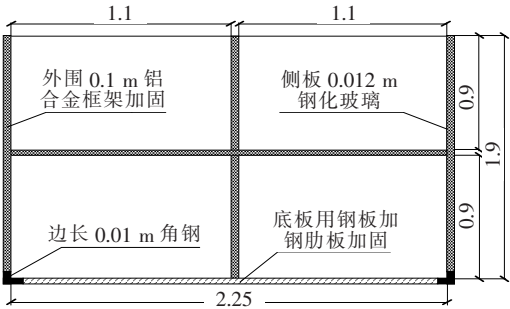


图 2 试验原型模型俯视图(单位:mm)

连续墙、底板模拟材料为木板,连续墙模型的几何尺寸为 $4\text{ m} \times 1.2\text{ m} \times 0.04\text{ m}$,分层开挖中底板模型的几何尺寸为 $4\text{ m} \times 1\text{ m} \times 0.02\text{ m}$,分段开挖中底板



(a) 俯视图(单位:mm)



(b) 立面图(单位:m)

图 3 试验模型

模型的几何尺寸为 $0.4\text{ m} \times 1\text{ m} \times 0.02\text{ m}$ 。木材重度为 14 kN/m^3 ,厚度为 0.02 m ,泊松比为 0.25 ,弹性模量为 4.0 GPa ,满足试验要求。

钢支架用于模拟混凝土支撑横梁,采用可伸缩不

锈钢管,支护间距为沿开挖方向每隔 0.2 m,深度方向上每隔 0.2 m 设置一个支护点,共设立 3 道支撑,支撑直径 3 cm。

盾构隧道模型采用高强度型号的 PVC 管模拟,外观尺寸 30 cm,壁厚 1.5 cm,弹性模量 4 GPa。

监测系统主要包括位移传感器、位移测量杆和数据采集仪等。其中位移传感器采用 YWC 型应变式位移传感器,测量土体内部沉降及隧道表面变形,位移测量杆主要用于土体沉降位移的测量,数据采集仪采用 DH3816 静态应变测试系统,主要由数据采集箱、微型计算机及支持软件组成。

试验方案的传感器布置如图 4 所示。测量杆上滑板高度根据要求分为 1.0(距离底板)、1.4 和 1.9 m(土体表面)3 类,测量杆平面位置按照 4 行 4 列安装,另在其间根据剩余空间大小适当增加 1~2 根。位移传感器用于盾构隧道变形监测,安装于 G1~G6 位置。

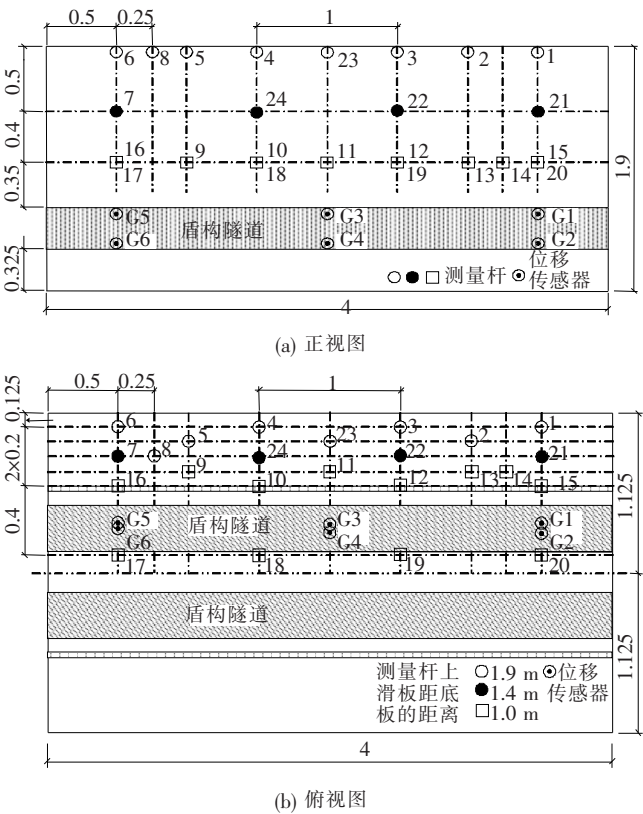


图 4 传感器的布置(单位:m)

3.2 试验土样制作

相似土体采用石膏、铁矿粉、原状土等材料按不同比例配制,经试验室内物理力学性质试验,选取与相似比最接近的材料配比制作试验用重塑土。经 3 组不同配比重塑土体试验结果比较分析,取石膏:铁矿粉:灰色砂质粉土=20:10:70 的材料配比及含水量,含

水量 12%作为试验材料参数。模型试验用土由桩基开挖置换土(18 m³)+石膏(1 t)+铁矿砂(1 t)配制而成。得到的试验土重度为 18 kN/m³,泊松比为 0.20,弹性模量为原状土的 1/20,约为 5.2 MPa,黏聚力 c 为 15.7 kPa,内摩擦角 φ 为 24°。

3.3 模型试验方案

模型试验方案主要包括分层开挖及台阶开挖两种。两种开挖方式的试验方案如图 5 所示,分 3 层开挖,每层 0.2 m。

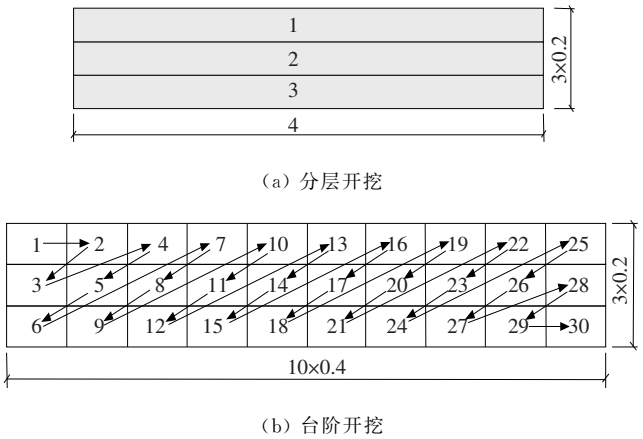


图 5 开挖方式及顺序(单位:m)

开挖模拟的主要试验步骤及注意事项如表 4 所示。

表 4 模型试验步骤

序号	试验步骤	序号	试验步骤
1	测量杆的安装	5	预埋盾构隧道
2	连续墙板材定位	6	预埋底板
3	分层填筑	7	盾构隧道上部土体铺设
4	位移传感器的安装及数据采集调试	8	土方的开挖及数据测量

4 模型试验结果

4.1 测点沉降

沉降观测共设置了 24 个观测点,限于篇幅,该文选择监测点 3、12、22 所在的截面进行分析,这 3 个点距底板的距离分别为 1.9、1.0 和 1.4 m。

图 6 为分层开挖条件下测点 3、12、22 的监测结果。从图 6 可以看出:① 基坑开挖结束后,沉降依次为 4.13、0.64、2.94 mm,说明沉降值随着深度的增加而减小;② 开挖过程中及开挖结束后,点 3 和点 22 处土体位移随时间增大,而点 12 监测到的数据则有些波

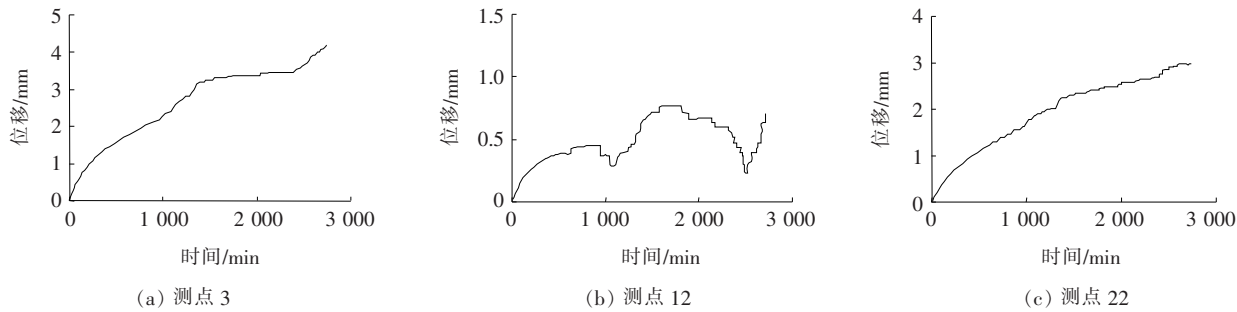


图 6 分层开挖条件土体位移监测结果

动,可能是由于该点紧贴木板,受到基坑开挖卸荷作用的影响要比其余两点明显。

图 7 为台阶开挖条件下测点 3、12、22 的监测结果,基坑开挖结束后,测得的沉降依次为 1.67、-0.08、1.35 mm。

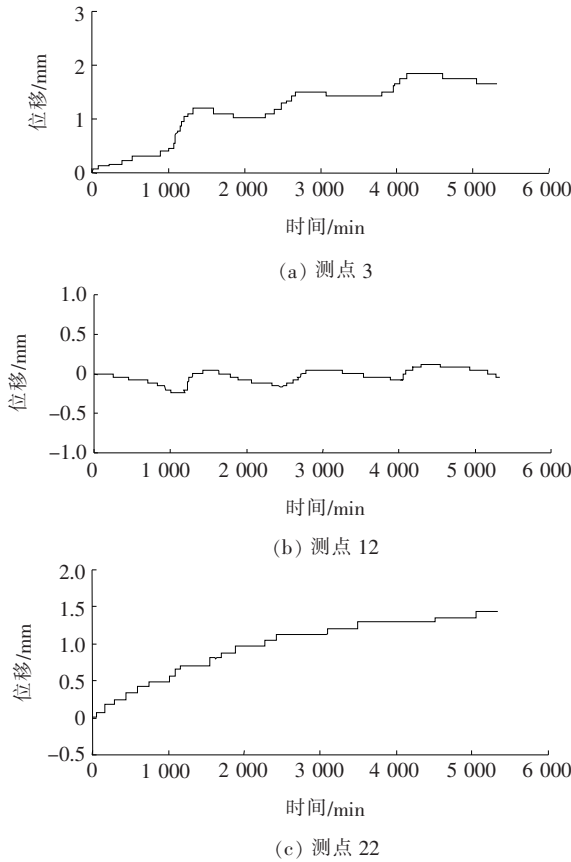


图 7 台阶开挖条件土体位移监测结果

从图 7 可以看出:监测点 3、22 在开挖过程中以及开挖结束后,土体位移都随着时间增加,而点 12 处土体位移则有所波动,说明该点受到卸载作用比较明显,这与分层开挖监测到的情况类似。

图 8~11 为分层开挖条件下测线 6-4-3-1、5-23-2、7-24-22-21 及测线 16-10-12-15 处

的沉降曲线。从图 8~10 可以看出:地表沉降变形随着盾构上部基坑开挖卸载的增大而增大。最大沉降出现在表面监测点 23 处,为 5.98 mm。距基坑轴线相同的土体沉降最大增量随埋深的增大而减小,同一埋深土体沉降最大增量随着距基坑轴线距离的增大而减小。同时测线 16-10-12-15 得到的数据显示,开挖结束后,沉降值大于开挖之前的现象,这可能是由于该处紧靠连续墙,受基坑开挖卸荷的作用比较明显。

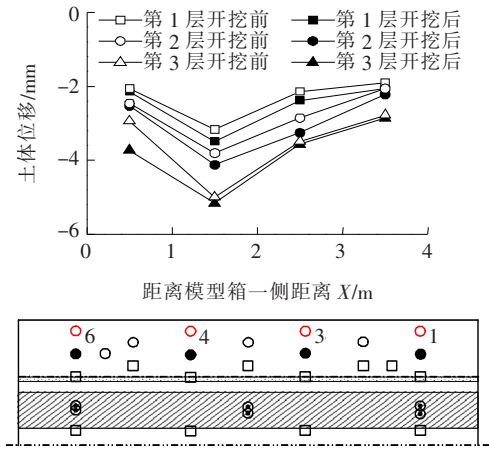


图 8 地表沉降(测线 6-4-3-1)

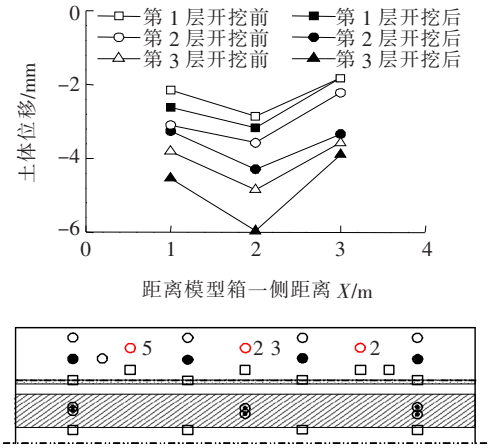


图 9 地表沉降(测线 5-23-2)

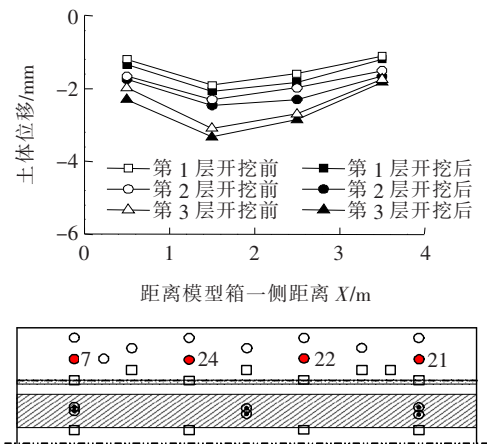


图 10 不同工况下土体内部沉降
(深 0.5 m,测线 7—24—22—21)

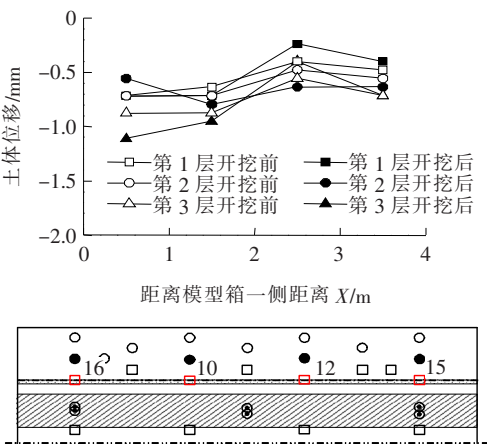


图 11 不同工况下土体内部沉降
(深 0.9 m,测线 16—10—12—15)

台阶开挖条件下测线 6—4—3—1,5—23—2,7—24—22—21 及测线 16—10—12—15 沉降曲线分别如图 12~15 所示,图中 ST 表示台阶土体开挖前,STF 表示台阶土体开挖后。

由图 12~15 可以看出:与分层开挖条件相似,开挖结束后,距基坑轴线相同的土体沉降最大增量随埋深的增大而减小,同一埋深土体沉降最大增量随着距基坑轴线距离的增大而减小。最大沉降值出现在点 4 处,为 2.73 mm,明显小于分层开挖条件下得到的最大沉降值,这说明采用台阶开挖时对表面沉降的影响要小于分层开挖时对沉降的影响。

4.2 盾构隧道位移

分层开挖条件隧道位移监测结果如图 16 所示,盾构隧道上部基坑开挖过程中盾构隧道变形较小,测点 G1~G6 最大隆起变形分别为 0.28、0.26、0.25、0.27、0.28 和 0.28 mm。

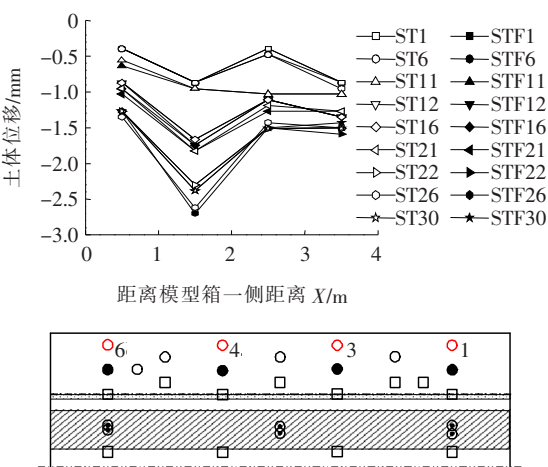


图 12 地表沉降(测线 6—4—3—1)

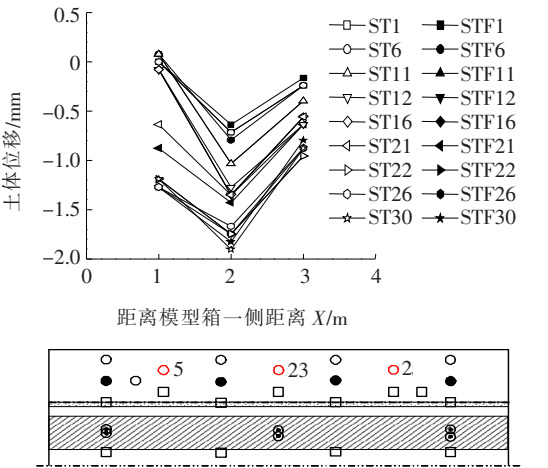


图 13 地表沉降(测线 5—23—2)

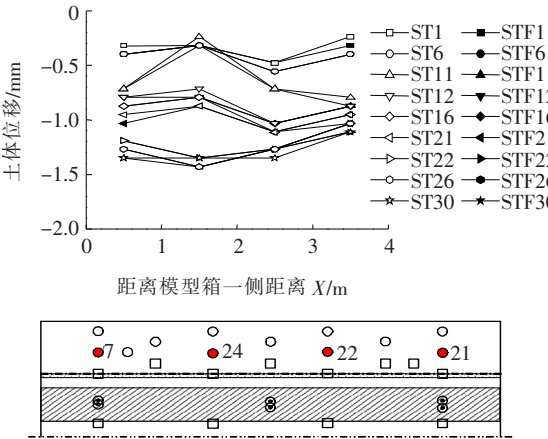


图 14 不同工况下土体内部沉降(深 0.5 m,
测线 7—24—22—21)

台阶开挖条件隧道位移监测结果如图 17 所示(为便于分析,取上浮位移为正),盾构隧道上部基坑开挖

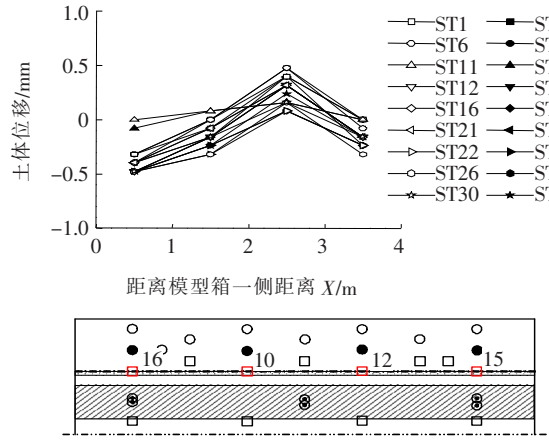


图 15 不同工况下土体内部沉降(深 0.9 m, 测线 16—10—12—15)

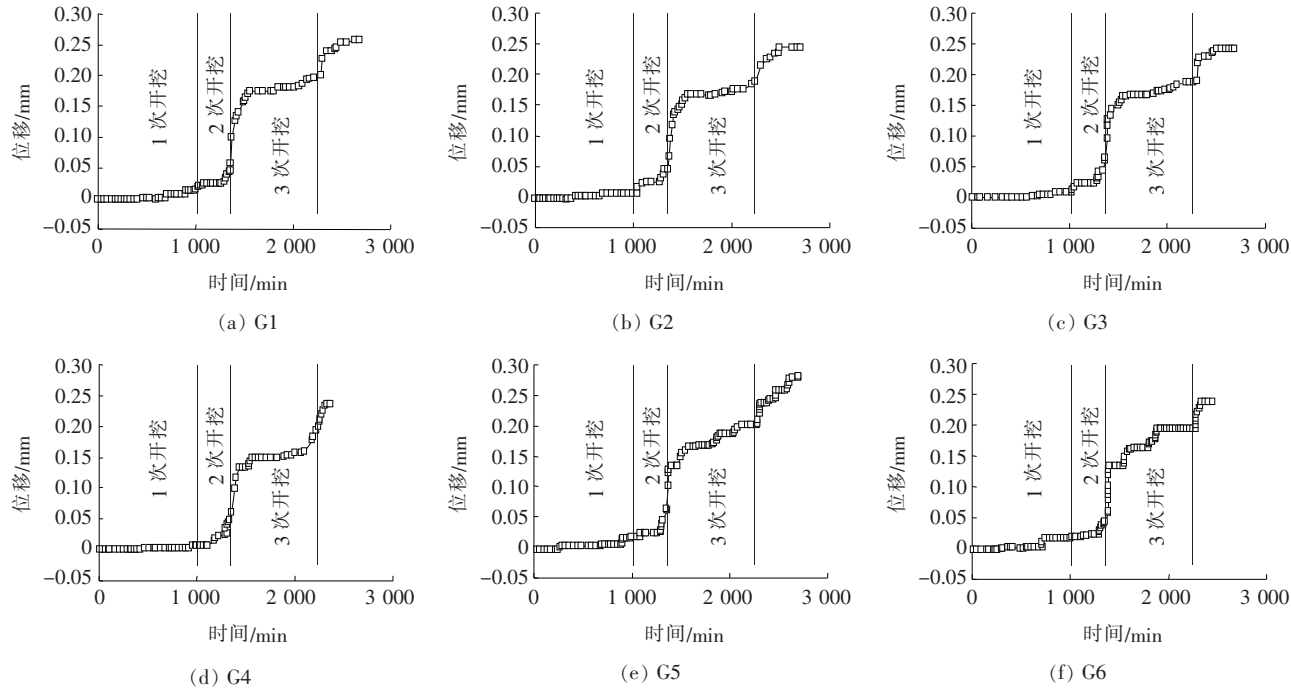


图 16 分层开挖条件隧道位移监测结果

应依据,土体位移的基本规律如下:

(1) 两种开挖条件下,地表沉降变形随着盾构上部基坑开挖卸载的增大而增大,开挖结束后,距基坑轴线相同的土体沉降最大增量随埋深的增大而减小,同一埋深土体沉降最大增量随着距基坑轴线距离的增大而减小。

(2) 相较于不同开挖方式对基坑周围土体位移的影响,采用分层开挖和台阶开挖时,会引起下卧隧道一定程度的上浮,但是两种开挖方式得到的上浮值之间差距不明显。不同开挖方式对基坑开挖的影响主要体

过程中盾构隧道变形较小,测点 G1~G6 最大隆起变形分别为 0.19、0.22、0.22、0.23、0.23 和 0.25 mm。

综合分层开挖和台阶开挖条件试验结果,采用分层开挖对基坑周围土体沉降的影响要大于采用台阶开挖对沉降的影响,但对于下卧隧道的隆起,采用分层开挖和台阶开挖之间差距不明显。

5 结 论

依据软土地层典型基坑开挖背景,通过三维相似模型试验,系统研究了基坑开挖过程周边土体扰动位移空间分布及其开挖步段的阶段性特征,研究结果可为软土地层基坑开挖土体位移的空间分布预测提供相

现在对周围土体位移的影响。

(3) 台阶法和分层法开挖得到的试验结果之间存在一定差异,原因一方面是由于不同开挖方式施工过程中土体卸载程度差异造成弹性恢复位移差异;另一方面是不同开挖方式引起的三维扰动应力状态分布差异,导致在相同时间条件下,产生的位移存在差异(相同蠕变模型条件下)。

(4) 相比较而言,从隧道结构的稳定性及行车安全性考虑,台阶下行开挖方式优于分层开挖施工方式。

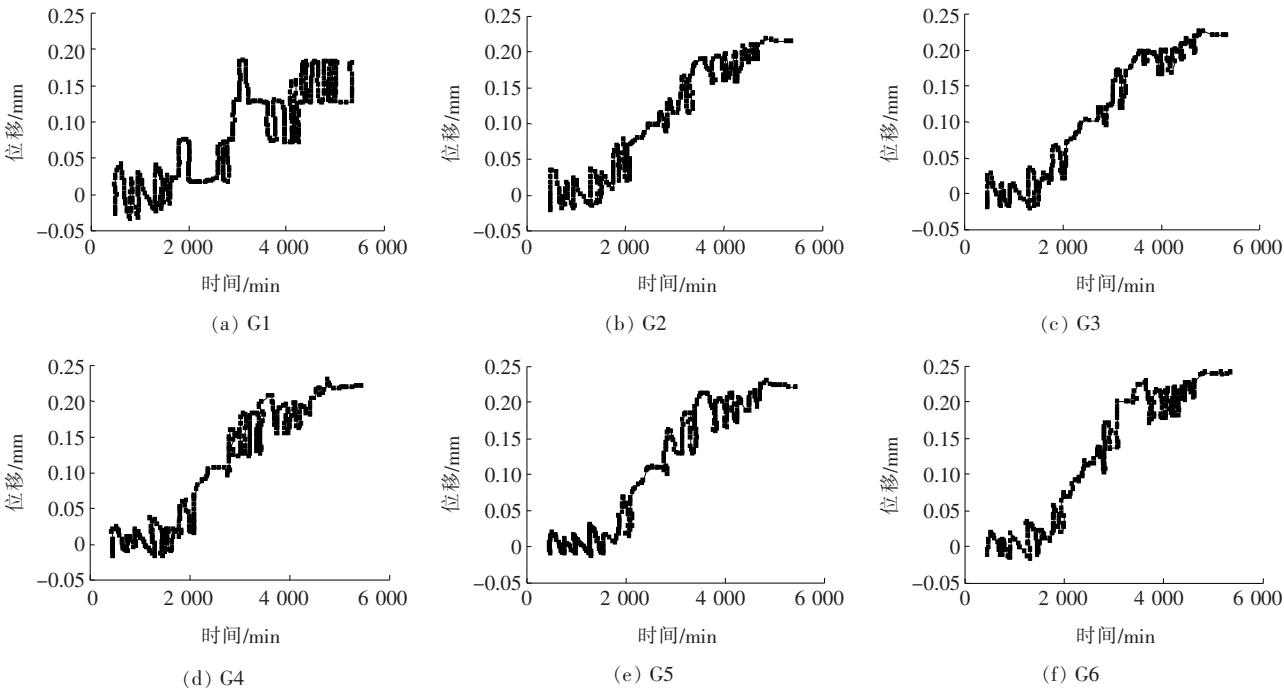


图 17 台阶开挖隧道位移监测结果

参考文献:

[1] 黄宏伟,黄栩,Schweiger F Helmu. 基坑开挖对下卧运营盾构隧道影响的数值模拟研究[J]. 土木工程学报,2012(3).

[2] 刘国彬,黄院雄. 基坑工程下已运行地铁区间隧道上抬变形的控制研究与实践[J]. 岩石力学与工程学报,2001(2).

[3] 魏纲. 基坑开挖对下方既有盾构隧道影响的实测与分析[J]. 岩土力学,2013(5).

[4] 郑刚,刘庆晨,邓旭,等. 基坑开挖对下卧运营地铁既有箱体影响的实测及分析[J]. 岩土力学,2012(4).

[5] 张玉成,杨光华,姚捷,等. 基坑开挖卸荷对下方既有地铁隧道影响的数值仿真分析[J]. 岩土工程学报,2010(S1).

[6] 徐凌,黄宏伟. 基坑开挖对下卧地铁隧道的影响研究[J]. 岩土工程学报,2008(S).

[7] 郑永来,王金龙. 轨道交通上方大面积基坑开挖三维问题分析[J]. 地下空间与工程学报,2009(2).

[8] 陈晓燕. 地铁盾构区间上方深基坑开挖对隧道的影响分析[J]. 都市快轨交通,2013(4).

[9] 魏少伟,张玉芳,郑刚. 基坑开挖对坑底已建隧道影响的三维数值分析[J]. 土木建筑与环境工程,2013(S).

[10] 李围,何川,张志强. 大型地下结构下修建盾构隧道模型试验[J]. 西南交通大学学报,2005(4).

[11] 方林,蒋树屏,林志,等. 穿越断层隧道振动台模型试验

研究[J]. 岩土力学,2011(9).

[12] 马险峰,王俊淞,李削云,等. 盾构隧道引起地层损失和地表沉降的离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报,2012(5).

[13] 高丙丽,任建喜. 地铁施工邻近管线安全风险评估研究[J]. 现代隧道技术,2016(3).

[14] 周敏,杜延军,王非. 地层沉陷中埋地 HDPE 管道力学状态及模型试验分析[J]. 岩土工程学报,2016(2).

[15] 周泽林,陈寿根,陈亮,等. 基坑施工对下卧地铁隧道上抬变形影响的简化理论分析[J]. 岩土工程学报,2015(12).

[16] 宗翔. 基坑开挖卸载引起下卧已建隧道的纵向变形研究[J]. 岩土力学,2016(S2).

[17] Shi J, Wang Y, Ng C W W. Three-Dimensional Centrifuge Modeling of Ground and Pipeline Response to Tunnel Excavation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,2016,142(11):1-11.

[18] Wham B P, Argyrou M C, O'Rourke T. Jointed Pipeline Response to Tunneling Induced Ground Deformation[J]. Canadian Geotechnical Journal,2016,53(11):1 794-1 806.

[19] Saiyar M, Moore I D, Take W A. Kinematics of Jointed Pipes and Design Estimates of Joint Rotation under Differential Ground Movements[J]. Canadian Geotechnical Journal,2015,52(11):1 714-1 724.