

盾构隧道近接下穿地下大型结构施工影响研究

李 围, 何 川

(西南交通大学地下工程系, 四川 成都 610031)

摘 要: 建立了盾构掘进三维有限元模型, 针对不同的盾构推进力和同步注浆未及时起到支撑作用的施工工况, 采用数值模拟和室内相似模型试验方法进行了盾构隧道近接下穿地下大型结构施工的影响研究。研究表明, 盾构掘进对地下结构周围土体扰动有限, 不会产生隧道整体漂移。抗拔桩对地下结构的支撑作用明显, 使得地下结构底板的拉应力和压应力交替出现, 从而减小了应力量值。新建隧道和既有隧道衬砌结构受力是安全的, 不需进行特殊设计。建议在近接地下结构之前 10 m 处, 调整盾构机姿态, 放慢掘进速度, 并将推进力控制在 10000 kN 以内, 以确保施工的安全进行。

关键词: 盾构隧道; 地下大型结构; 近接施工; 三维模型试验; 盾构掘进模型; 有限元法

中图分类号: U455.43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2006)10-1277-06

作者简介: 李 围(1979-), 男, 博士研究生, 主要从事现代盾构隧道设计理论和方法以及工程应用方面的研究工作。

Study on construction influence of shield tunnels traversing adjacently under underground large-scale structure

LI Wei, HE Chuan

(Dept. of Tunnel and Underground Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: A 3D FEM model of the shield driving was established. Under the construction conditions of different shield driving forces and without in-phase grouting, mutual influences of construction of shield tunnels traversing adjacently under existing underground large-scale structures were studied with the numerical simulation and 3D model tests. It was shown that the shield driving exerted a limited effect on the underground structures, the “excursion” of existing tunnel did not occur. The effects of uplift resistant piles on the underground structure were obvious. Tension stress and compression stress of the bottom board in the underground structure occurred alternately, thus the maximum absolute value of stress decreased. Linings of newly-built tunnel and exiting tunnel were safe during the construction and operation, and the special design for linings was not needed. To ensure the safety of construction, it was necessary to use the measurements to adjust the pose of the shield to slow down the driving speed and to control the driving force within 10000 kN, when the shield machine was walking at a distance less than 10 m from the edge of upper underground structures.

Key words: shield tunnel; underground large-scale structure; adjacent construction; 3D model test; shield driving model; FEM

0 引 言

随着世界各国城市地下空间的不断开发与利用, 在新建地下结构时遇到了许多“近接施工”问题^[1], 包括隧道水平、竖直和倾斜平行, 上下正交和斜交, 以及一条隧道近接桩基和地下管网等, 近接施工产生的主要问题是新建隧道的施工对既有隧道的影响。国外对此做了专题研究, 并提出了相应的施工对策^[1-3]。近年来, 随着我国城市的发展, 在修建大量地铁工程时, 也遇到了“近接施工”问题。如上海明珠线在靠近南浦大桥站端头井处隧道上下重叠在一起, 两条隧道的最小净间距仅为 2.0 m, 广州地铁 2 号线越秀公园站 3 条平行隧道间净距为 2.7 m, 深圳地铁一期工

程罗湖至大剧院区间重叠隧道和天虹—岗厦区间隧道与民房桩基近接距离仅为 0.31 m 等。我国对该类工程进行了研究, 并提出了一些处理措施^[4-5]。

南京地铁 1 号线在下穿玄武湖公路隧道时, 与玄武湖公路隧道底板的最小净距仅为 1.004 m, 是有资料记载以来两条隧道上下重叠的最小距离, 属于“超近接施工”问题, 相互间的影响大, 加大了盾构掘进施工的控制难度^[6]。为了将盾构掘进对玄武湖隧道的影响减小到最低限度, 进行了盾构掘进三维数值模拟分析和相似模型试验研究, 探明了两隧道间的相互影

响关系。同时,提出了在盾构近接和下穿玄武湖隧道施工时的一些建议,保证了施工的安全进行。

1 工程概况

南京地铁1号线为线网规划中的南北线,全长16.92 km,共设车站13座。区间隧道主要在淤泥质粉质黏土、粉质黏土和粉细砂中通过,工程地质条件较为复杂,具体表现为覆土层次多、分布不均匀及土质差异大。地铁沿线地下水主要为孔隙潜水或弱承压水,埋藏较浅,为地面下1.0~2.0 m,最大渗透系数可达 5×10^{-3} cm/s。

许府巷-玄武门区间隧道左右线中心距13.0 m,采用盾构法施工,管片设计为内径5.5 m、厚35 cm和幅宽1.2 m。每环管片分6块:1块封顶块(22.5°)、3块标准块(67.5°)和2块邻接块(67.5°)。采用错缝拼装,封顶块安装时先在纵向搭接3/5环宽,并径向推上,再纵向插入到拼装位置。玄武湖公路隧道全长约2.66 km,其中暗埋段2.23 km,采用明挖法施工。隧道采用混凝土折板拱加抗拔桩的结构形式,其标准横断面宽24.0 m,双向4车道,净空高度4.5 m;区间盾构隧道与玄武湖公路隧道底板的间距分别为1.004 m和1.711 m,两隧道间的空间关系如图1所示。

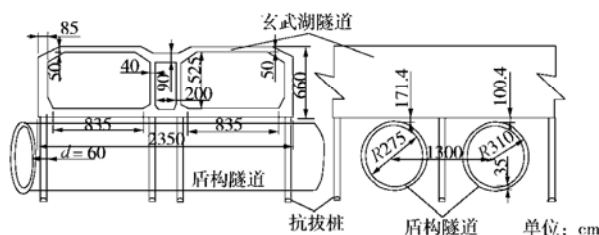


图1 隧道空间关系

Fig. 1 Space relation between two tunnels

2 盾构掘进数值模拟

2.1 盾构掘进三维模型的建立

盾构掘进过程数值模拟的关键是刀盘、盾壳和盾尾这三部分与土体间的相互作用关系的模拟,从而对土体产生的应力变化以及沉降与隆起等,这也是盾构法隧道施工力学不同于新奥法隧道的难点。

盾构掘进三维模型的建立考虑:①采用在盾构作业开挖面上施加大小不等的表面压力(P_1)来模拟刀盘对土体的压力;②采用面内摩擦力(T_1)来模拟因刀盘的转动对土体的扰动;③盾构机的推进对壳体周围土体的扰动也采用在扰动面上施加摩擦力(T_2)来模拟;④盾尾空隙和回填注浆采用弱化土体力学参数的方法模拟,当浆液凝固后,采用提高材料的力学参数进行模拟;⑤采用地层应力释放来模拟盾尾脱环在

管片衬砌上产生的变形和内力;⑥由于管片衬砌是拼装式结构、在环向和纵向的刚度不同,故采用环向和纵向不同“等效刚度”的圆筒来模拟;⑦盾构靠作用在管片上的顶进力(P_2)向前推进,其纵向长度恰好为一环管片衬砌幅宽,用“单元生死”的方法来模拟盾构的掘进,被开挖的土体单元赋予“死属性”,而对盾构壳体、管片及注浆材料单元赋予“生属性”。盾构掘进三维模型如图2所示。

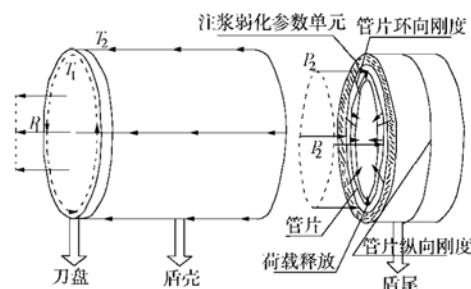


图2 盾构掘进三维模型

Fig. 2 3D model of the shield construction

2.2 三维有限元建模情况

建模边界范围:沿盾构隧道掘进方向(纵向)边界宽72.0 m(共计60环管片,每环1.2 m),3倍玄武湖隧道宽度;横向边界宽80.0 m,为4倍双线单洞盾构隧道的总宽度(20.0 m);竖向则根据覆土厚度及抗拔桩的长度、并保留了桩底地层厚5.0 m,最终确定为45.6 m;对模型左右、前后侧面和底面边界的表面节点径向位移施加约束。

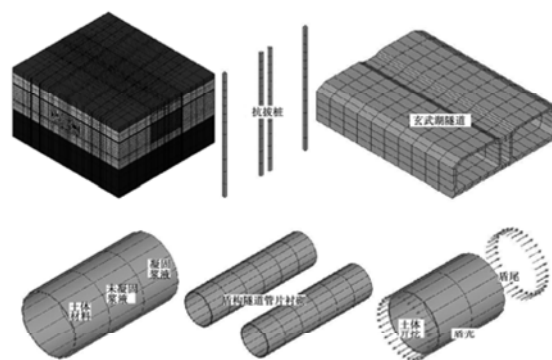


图3 有限元模型

Fig. 3 Finite element models

采用大型通用有限元软件ANSYS进行数值模拟分析,其有限元模型如图3所示。在建模中坐标系选取为:玄武湖隧道轴向向右为X轴,竖直向上为Y轴,盾构隧道轴向为Z轴,整个坐标系符合右手法则。在计算中,围岩体采用等参20节点的三维实体单元Solid95

表 1 围岩及隧道结构力学参数

Table 1 Mechanical parameters of surrounding rock and tunnel lining

地层及结构材料	弹性模量 <i>E</i> /MPa	泊松比 <i>ν</i>	粘聚力 <i>c</i> /kPa	内摩擦角 <i>φ</i> /(°)	容重 <i>γ</i> /(kN·m ⁻³)	注 释
地表浅层和玄武湖隧道所 在地层	4.54	0.38	41.2	6.9	19.35	杂填土、粉细砂土
盾构隧道所在地层及其底 部地层	6.35	0.36	87.6	23.5	19.62	粉质粘土
搅拌桩改良后土体	8.23	0.32	250	36.87	20.45	<i>P_s</i> >0.5 MPa, <i>E</i> 提高 30%
武湖隧道下设的抗拔桩	29.0×10 ³	0.2	2.4×10 ³	59.3	25.0	Φ600、C25 钢筋混 凝土
玄武湖隧道衬砌	31.0×10 ³	0.2	2.75×10 ³	60.5	25.0	C30 钢筋混凝土
盾构隧道衬砌	34.5×10 ³	0.2	4.24×10 ³	62.7	25.0	C50 混凝土、 <i>η</i> =0.8
注浆材料	1.27	0.4	8.24	18.4	16.5	取该地层的 1/5 ^[9]
注浆材料凝固后	12.7	0.28	300	40	22	取注浆材料的 10 倍
盾构机	210.0×10 ³	0.3	—	—	78.0	取盾构壳厚度 7 cm

进行模拟；同时，为保证计算的可靠性，对混凝土管片衬砌结构选用了等参8节点空间板壳单元Shell93，而盾构机、抗拔桩和玄武湖隧道衬砌结构采用等参20节点的三维实体单元Solid95进行模拟；其本构模型采用弹塑性增量本构关系，屈服准则采用德鲁克—普拉格（Drucker-Prager）屈服准则。

2.3 计算参数

根据《南京地铁 1 号线盾构 TA15 标段—补充工程地质勘察报告》的地质钻孔资料选取地层物理力学参数，为了节约计算资源，且又不对模拟带来失真，将其按层厚加权平均简化成两层。在修建玄武湖隧道时，对玄武湖隧道下部 12.0 m 范围内的地层，用搅拌桩进行改良加固。同时，沿玄武湖隧道纵向 55.0 m 范围内设置了 7 排抗拔桩，每排 4 根、共 28 根。围岩及隧道结构力学参数见表 1。

在施工中，盾构隧道下穿玄武湖隧道(卸载结构)，故管片衬砌结构主要发生纵向弯曲变形。为了简化计算，将其纵向抗弯刚度进行折减，用均一刚度材料进行模拟。根据等效抗弯刚度折减系数的计算公式，结合本次管片参数，得出纵向等效抗弯刚度折减系数为 0.01 左右^[7]。在管片衬砌错缝拼装的条件下，环向等效抗弯刚度折减系数取为 0.75，对应的弯矩增大系数取为 0.3^[8]。本标段工程采用德国海瑞克土压平衡式盾构，其相关技术参数为：盾构重量 385 t，刀盘直径 6.4 m，总推进力 31650 kN，盾构机的长度 7.945 m，刀盘扭矩 620 kN.m（I 档）和 4377 kN.m（II 档）在实际土层中施工采用 I 档刀盘扭矩，通过积分计算得出刀盘与土体的旋转摩擦剪切应力为 9.03 kPa、在计算中取 6.0 kPa，盾构机与土体的摩擦力取为 1/10 推进力。

2.4 计算系列

一般在施工中将盾构机的推进力设置为总推力的

1/3，故计算中考虑5000 kN（工况A）、10000 kN（工况B）和15000 kN（工况C）3种情况。文献[9]讨论了盾构掘进步长对计算结果的影响，不同计算步长对地面最大沉降量的影响并不十分显著，盾构掘进步长取为6.0 m的简化计算是可行的。为了节余计算资源，本次分析将盾构掘进的步长取为4.8 m，相当于4环管片幅宽。最后，还模拟计算了在同步注浆没有及时起到承载效果的情况(工况D)，即考虑盾尾脱环后为毛洞，这种施工情况对玄武湖隧道的影响最大，此种工况对于玄武湖隧道衬砌结构的受力是最不利的。在具体计算中毛洞状态地层应力释放30%，施放管片衬砌后释放70%^[10]。

3 数值模拟结果分析

3.1 盾构掘进对地下结构周围土体的扰动

区间隧道盾构掘进对玄武湖隧道周围土体的扰动不大，工况 B 条件下最大水平位移为 11 mm、最大沉降量为 23 mm、最大隆起量为 2.6 mm，其中因盾尾脱环形成的空隙和壁后注浆还未凝固所产生的沉降占总沉降的 50%左右。而工况 D 条件下最大水平位移为 15 mm、竖向位移（下沉）为 40.4 mm，隧道处于无支护时的“毛洞”状态产生的沉降占总沉降的 65%左右。故应采用同步注浆方式并保证注浆效果，避免盾构隧道出现无支护时的“毛洞”状态，从而将最大下沉量控制在 30 mm 以内。

3.2 盾构掘进引起的地下结构体变形

随着盾构推进力的增加，玄武湖隧道底板的隆起量增大，如图4（a）所示；当推进力为15000 kN时，其最大隆起量为1.25 mm，发生在玄武湖隧道左右线底板的中心位置，超前盾构机刀盘6 m左右。说明，盾构在近接下穿玄武湖隧道时，其推进力不能过大，应控制在10000 kN以内。在相同的推进力情况下，当

盾构机刚接近玄武湖隧道边缘时,所产生的玄武湖隧道底板的隆起量为0.4 mm(工况A),很接近最大隆起量,这是由于此时的推进力可以很好地作用到玄武湖隧道底板最大跨度的中心位置(1/2跨为5 m左右)。因此,在实际施工中应提前减小推进力,调整盾构机的姿态,以便控制玄武湖隧道结构衬砌的隆起变形。

在工况D条件下,玄武湖隧道衬砌结构的最大下沉量为18.6 mm(见图4(c)),其中“毛洞”状态为14.6 mm,占总变形量的80%,说明变形的最大增量主要是由盾构隧道施工时盾尾空隙和壁后注浆还未凝固时所产生的。因此,为了保证盾构施工中玄武湖隧道结构的安全,应采用同步注浆技术,以便将玄武湖隧道的变形控制在10 mm以内。

3.3 盾构掘进产生的地下结构体附加应力

随着盾构推进力的增加,玄武湖隧道底板的纵向和横向附加应力也增加,如图4(b)所示;当推进力为15000 kN时,其最大横向附加拉应力达到0.6 MPa。说明,在实际施工中盾构机推进力不宜过大。

在工况D条件下,盾构隧道的施工对玄武湖隧道底板的受力最不利,受抗拔桩的支撑作用,底板在纵向和横向都出现了交错的拉压应力(见图4(d)和(e)),附加的拉应力在量值上比压应力要大,而顶板主要为压应力。底板纵向最大拉应力为2.14 MPa、压应力2.11 MPa,底板横向最大拉应力为2.73 MPa、压应力2.25 MPa,顶板纵向最大压应力2.02 MPa。由于玄武湖隧道衬砌结构本身配有受力钢筋,故隧道衬砌结构在盾构掘进过程中是安全的。

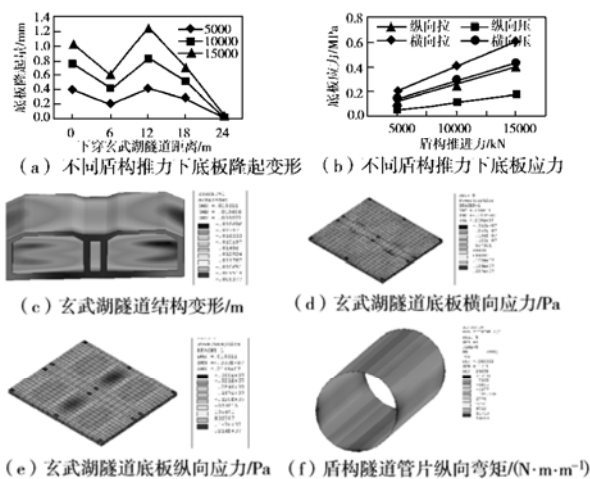


图4 计算结果

Fig. 4 Results of numerical simulation

3.4 盾构掘进引起的抗拔桩轴力

在工况D条件下,盾构掘进过程中,抗拔桩的最大压应力为0.18 MPa(对应轴力为151.4 kN)。说明,抗拔桩在盾构掘进时,起到了支撑玄武湖隧道下沉和加固下方土体的作用。同时,抗拔桩沿玄武湖隧道纵

向支撑底板,使得玄武湖隧道结构体的附加应力出现交错,从而减小了拉压应力量值。

3.5 盾构隧道管片衬砌结构应力

在工况D条件下,盾构掘进过程中,盾构隧道管片衬砌纵向最大弯矩20.8 kN·m/m(见图4(f))、相应轴力172.8 kN/m,对应的最大压应力为0.1 MPa、无拉应力;最大横向弯矩110.85 kN·m/m、相应轴力402.76 kN/m,对应的最大压应力为6.54 MPa、拉应力为4.26 MPa,C50混凝土加上所配的钢筋能满足强度要求。说明,针对玄武湖隧道这种地下“卸载”结构,盾构下穿时,其管片衬砌结构的内力主要还是横向的,而且管片在设计中不需特殊设计。

4 三维相似模型试验

4.1 相似材料

试验中取几何相似比为1:50,以几何相似比和容重相似比为基础相似比,实现在弹性范围内控制各物理力学参数的完全相似性。模型相似材料主要考虑的力学参数:岩土体为粘聚力、内摩擦角、容重;隧道衬砌为轴心抗压强度和弹性模量;受拉压主筋为等效抗拉压刚度,受弯主筋为等效抗弯刚度;抗拔桩为等效抗拉压刚度;区间盾构隧道衬砌结构为纵向等效抗弯刚度。

地表浅层和玄武湖隧道所在地层相似材料的重量比为重晶石粉:机油:粉煤灰=1.0:0.64:1.5;盾构隧道所在地层及其底部地层为重晶石粉:机油:粉煤灰:河砂=1.0:0.34:0.67:0.17;搅拌桩改良后土体为重晶石粉:机油:河砂:硅灰=1.0:0.315:1.25:0.25。抗拔桩选用冷水型PPR-20管,外径20 mm、内径15 mm来模拟;玄武湖隧道衬砌为水:石膏:重钙=1:1:0.43;在试验中,区间盾构隧道采用天然橡胶进行模拟,管外径为124 mm、内径为111 mm。

4.2 试验装置与测点布置

在同步注浆没有及时起到承载效果的情况下进行盾构掘进(对应计算中的工况D),对玄武湖隧道的影响最大,对此进行了相似模型试验研究。根据试验原型范围80 m×72 m×45.6 m,按照几何相似比换算有模型三维尺寸为1.6 m×1.44 m×0.912 m。整个试验在专门制作的台架式试验槽内进行,模型槽由角钢和槽钢连接而成,模型槽的大小为2 m×2 m×1.2 m,模型试验照片如图5所示。

在地表和地中以及玄武湖隧道顶板和底板上布置位移传感器(共46个),以便测量盾构隧道施工中的竖向位移。在玄武湖隧道衬砌上布置应变计来测量因

盾构掘进所产生的横向和纵向附加应力,测点布置见图 6,共 60 个测点。在最中间的 3 排抗拔桩上沿轴向布置应变计,每根布置上、中、下 3 个位置,共 36 个测点。沿盾构隧道管片衬砌纵向的外侧布置应变计来测量纵向应力(见图 6),共 32 个测点。



图 5 模型试验照片
Fig. 5 Photos of model tests

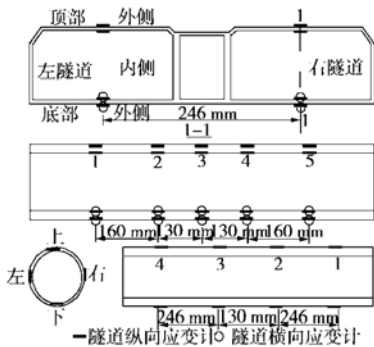


图 6 测点布置
Fig. 6 Arrangement of test points

4.3 试验结果分析

在试验过程中,每次进尺 96 mm (4 环管片),贯通后在毛洞中安装管片衬砌,再回填管片衬砌周围的空隙,试验结果如图 7 所示(图中“-”表示压力、压应力和向下的位移)。由试验结果与计算结果的分析可得出:

①地下结构变形和周围土体的扰动。在不计及管片的任何支护效应时(相当于实际施工中同步注浆未及时起到作用情况)进行盾构掘进,毛洞均能自稳,对玄武湖隧道周围土体的扰动有限,玄武湖隧道不会出现“漂移”现象。地表及地中最大沉降在 0.02~0.04 mm (对应原型 10~20 mm) 之间;玄武湖隧道衬砌最大下沉量值在 0.37 mm 左右,但是仅在掘进阶段发生的变形量在 0.24 mm (对应原型 12 mm) 以内;由于模型试验尺寸的减小产生了“刚度强化”效应,导

致试验结果比计算结果小;在安装管片时,隧道处于裸露状态,加上对土体的扰动,使得地层位移和玄武湖隧道衬砌变形出现了跳跃。因此,在现场盾构掘进时,应进行同步注浆,及时支护盾尾托空部分,从而控制围岩的变形。

②地下结构因盾构掘进产生的附加应力。底板横向最大附加拉应力为 44.88 kPa,压应力为 27.54 kPa;底板纵向最大附加拉应力为 68.34 kPa,压应力为 16.32 kPa;顶板纵向最大附加压应力为 36.21 kPa。最大的应力值为 68.34 kPa (为拉应力,对应原型 3.417 MPa),其应力值与计算结果一致。说明盾构掘进对玄武湖隧道底板和顶板产生一定的附加拉压应力,但其量值很小,在工程允许外围之内,不会影响隧道结构的安全性使用。

③抗拔桩的轴力。抗拔桩(在桩的中部)受到的最大压力为-16.792 N (对应原型 2.1×10^3 kN),比计算结果大,说明计算中考虑的荷载释放导致盾构隧道底部受向上的力作用,减少了抗拔桩所承受的重力。从模型试验结果看,总体上抗拔桩受到了较大的轴力作用,对上部玄武湖隧道结构的“支撑”作用明显。

④地铁盾构隧道管片衬砌结构的内力。在玄武湖隧道下方,管片衬砌结构纵向压应力为 0.22 kPa (对应原型 11 kPa) 和拉应力为 0.16 kPa;在进出玄武湖隧道下方,压应力为 0.21 kPa 和拉应力为 0.14 kPa。说明盾构隧道在玄武湖隧道和进出玄武湖隧道下方的附加应力相差不大,玄武湖隧道对地铁盾构隧道纵向内力的影响很小,管片衬砌结构是安全的。其试验值比计算结果要小,因在试验中安装盾构隧道管片衬砌不及时,导致隧道周围土体的变形已基本稳定,故作用到管片衬砌结构上的围岩压力小。

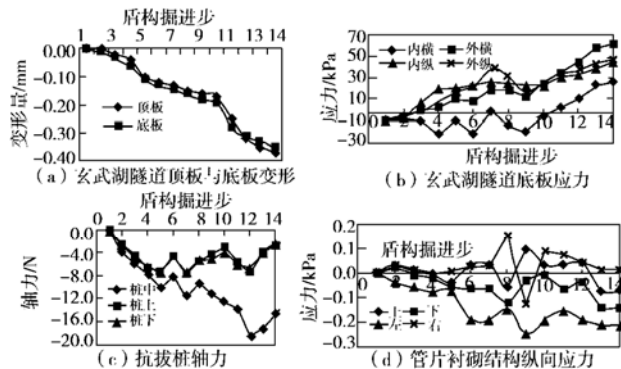


图 7 模型试验结果
Fig. 7 Results of model tests

5 结 论

本文通过地铁区间盾构隧道近接下穿地下大型结

构施工过程的三维数值模拟和室内三维相似模型试验研究,可得出如下结论和施工建议:

(1) 新建盾构隧道掘进施工对既有地下大型结构周围土体的扰动有限,不会产生既有隧道结构整体“漂移”。

(2) 地表沉降主要是由盾尾脱环形成的空隙和壁后注浆还未凝固所产生的,故施工中应进行同步注浆并保证注浆效果,从而保证路面结构的安全使用。

(3) 抗拔桩对地下结构的支撑作用明显,使得地下结构底板的拉应力和压应力交错出现,从而减小了应力量值。

(4) 新建隧道和既有隧道衬砌结构受力是安全的,不需进行特殊设计。

(5) 随着盾构推进力的增加,近接地下结构底板的隆起量增大,建议在近接地下结构之前 10 m 处,调整盾构机姿态,放慢掘进速度,并将推进力控制在 10000 kN 以内,同时对玄武湖隧道衬砌结构变形和周围土体位移进行监测,以便采取相应措施(如二次保压注浆等),以确保施工的安全进行。

参考文献:

- [1] 日本铁道综合技术研究所. 近接既有隧道施工对策指南[M]. 1996. (Japan Railway Research Institute on General Technology. The guide to construction countermeasures adjacent to existing the tunnel[M]. 1996.)
- [2] YAMAGUCHI I, YAMAZAKI I, KIRITANI Y. Study of groundtunnel interactions of four shield tunnels driven in close proximity, in relation to design and construction of parallel shield tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1998, 13(3): 289 - 304.
- [3] SOLIMAN E, DUDDECK H, AHRENS H. Two-and three-dimensional analysis of closely spaced double - tube tunnels[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1993, 8(1):13 - 18.
- [4] 白廷辉,尤旭东,李文勇. 盾构超近距离穿越地铁运营隧道的保护技术[J]. 地下工程与隧道, 2000(3):2 - 6. (BAI Ting-hui, YOU Xu-dong, LI Wen-yong. The protection techniques of the running subway caused by adjacent shield-driven[J]. Underground Work and Tunnel, 2000(3):2 - 6.)
- [5] 张志强,何 川. 地铁盾构隧道近接桩基的施工力学行为研究[J]. 铁道学报, 2003, 25(1):92 - 95. (ZHANG Zhi-qiang, HE Chuan. Research on mechanics behaviour of a shield tunnel construction in metro adjacent to existing pile foundation[J]. Journal of the China Railway Society, 2003, 25(1):92 - 95.)
- [6] 李 围,何 川,等. 南京地铁区间隧道盾构法施工关键技术研究—区间盾构隧道下穿玄武湖公路隧道施工研究报告[R]. 成都: 西南交通大学, 2002. (LI Wei, HE Chuan, et al. The research report on constructing the sectional shield tunnel traversing under Xuanwuhu highway tunnel-Study on key technology of sectional tunnel constructed with shield method in Nanjing Metro[R]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2002.)
- [7] 何 川. シールドトンネル縦断方向の地震時挙動に関する研究[D]. 东京:早稻田大学, 1999:61 - 65. (HE Chuan. A study on the seismic behavior in the longitudinal direction of shield tunnels[D]. Tokyo: Waseda University, 1999: 61 - 65.)
- [8] 铃木 章. シールドトンネルの新技术[M]. 日本:土木工学社, 1995:76 - 78. (SITSUKI Shou. The new technology of shield tunnels[M]. Japan: Civil Engineering Institute Press, 1995: 76 - 78.)
- [9] 孙 钧,刘洪洲. 交叠隧道盾构法施工土体变形的三维数值模拟[J]. 同济大学学报, 2002, 22(4):379 - 385. (SUN Jun, LIU Hong-zhou. 3-D numerical simulation of ground surface settlement under overlapped shield tunneling[J]. Chinese Journal of Tongji University, 2002, 22(4):379 - 385.)
- [10] 山崎 剛. 地盤変状の実態と評価解析手法(その 3) [J]. トンネルと地下, 2003, 34(4):366 - 372. (YAMASAKI Ko. The rule and evaluating solution methods on the stratum deformation[J]. Tunnel and Underground, 2003, 34(4):366 - 372.)