

文章编号:1005-0523(2016)01-0009-07

类矩形土压平衡盾构掘进引起的地层变形三维数值分析

汤继新¹,王柳善²,季昌²,寇晓勇³

(1. 宁波市轨道交通集团有限公司,浙江宁波 315101;2. 同济大学道路与交通工程教育部重点实验室,上海 201804;
3. 上海隧道工程有限公司,上海 200232)

摘要:以国内首例类矩形地铁盾构工程为背景,采用三维有限元软件 ABAQUS 建立了包含盾构机、管片和注浆层的三维模型,模拟计算类矩形盾构逐步掘进的全过程,分析了隧道埋深为中埋条件下类矩形盾构掘进引起的地层变形,并对开挖面支撑压力及注浆材料性质对地表变形的影响进行了参数分析。研究结果表明:类矩形盾构地表沉降曲线类似 Peck 曲线,沉降槽宽度约 30 m,但深层土体沉降呈“W”型;盾构掘进引起距隧道边缘约 3.5 m 处土体发生最大水平位移 6.1 mm;施工中适当提高土舱压力,并采用凝结时间短、凝结后模量高的同步注浆材料,有利于控制地层变形。

关键词:类矩形盾构;数值模拟;地层变形;参数分析

中图分类号:U455.44

文献标志码:A

DOI:10.16749/j.cnki.jecjtu.2016.01.002

近年来,我国地铁建设大规模开展,据统计,截至 2014 年底,地铁总运营里程达 2 361 km^[1]。在软土地区,盾构法施工作为一种对周边环境影响较小的方法,被广泛应用于地铁工程建设。然而,随着城市地下空间开发强度的不断提高和各类隧道工程总量的增加,可被开发的地下空间日益减少,拥有较高空间利用率的类矩形盾构隧道应运而生。2002 年,日本在京都修建了世界上首条双线类矩形盾构地铁隧道线^[2]。2015 年,我国宁波市轨道交通 3 号线一期出入段线类矩形盾构工程正式开始,标志着我国类矩形盾构隧道迈向了一个新阶段。然而,作为一种新引进的工法,类矩形盾构施工引起的地层变形尚无先例,尤其是在宁波这种灵敏度极高的软弱土层中,盾构掘进对地层变形的影响大小关系工法的成败,所以,有必要对类矩形盾构推进的施工力学行为进行三维数值仿真模拟,以指导实际施工。

对于盾构施工引起的地层变形研究,在单圆盾构隧道中许多学者已经展开了不少有益探索。Kasper T 和 Meschke G^[3]建立了详细的三维有限元模型,分析了掌子面压力,注浆压力,盾构机设计对软土中盾构施工的影响。张社荣,等^[4]采用三维有限元方法,考虑软土的固结作用和隧道开挖与周边建筑物变形的相互作用,对隧道施工的全过程进行数值模拟,分析盾构法隧道施工对周边建筑物的影响。宋卫东,等^[5]运用有限差分软件 FLAC3D 对盾构掘进过程进行动态模拟,计算得出了隧道周围土体垂直和水平方向位移及相应的应力变化规律。而对于同样为异型盾构的双圆盾构,孙统立,等^[6]采用数值模拟方法,分析了双圆盾构隧道施工力学行为,揭示了双圆盾构掘进环境土工影响特征。在前人研究的基础上,为了探索类矩形盾构推进过程土体变形规律,本文采用三维有限元软件 ABAQUS 建立了考虑类矩形盾构掘进过程的三维数值计算模型,分析类矩形盾构施工引起隧道周围土体的变形规律,可为今后国内类矩形盾构施工引起的地层变形预测提供一定参考。

收稿日期:2016-07-23

作者简介:汤继新(1973—),男,高级工程师,从事基坑及隧道方向研究。

1 工程概况

宁波市轨道交通3号线一期出入段线采用类矩形盾构施工,盾构主要穿越土层为②_{2b}淤泥质黏土层和②_{2a}淤泥层,地质纵断面图如图1所示,隧道埋深约5.1~9.3 m。各土层的物理力学参数如表1所示。

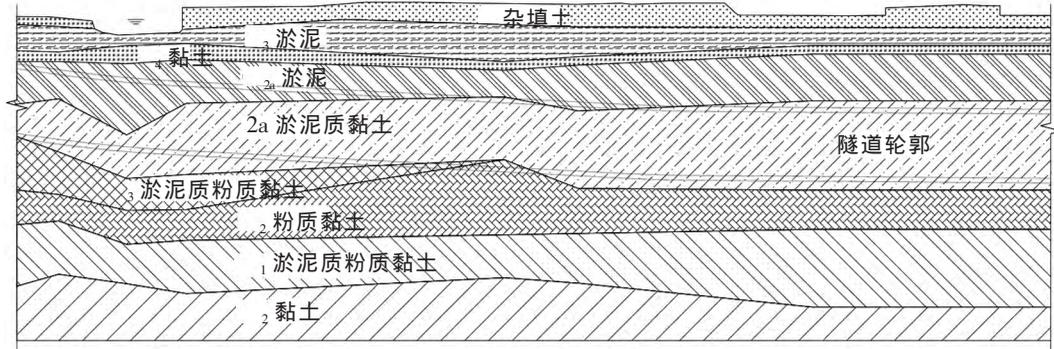


图1 类矩形盾构区间地质纵断面图

Fig.1 Interval geology longitudinal profile of quasi rectangle shield

表1 岩土体物理力学参数

Tab.1 Parameters of soil

岩土编号	岩土名称	层厚 /m	重度 γ /($\text{kN}\cdot\text{m}^3$)	压缩模量 E_s /MPa	内摩擦角 φ /($^\circ$)	粘聚力 C /kPa	回弹模量 E_{sr} /MPa	静止侧压力系数 K_0
① ₁	杂填土	1.5	18	3.41	17.7	25.0	13.56	0.6
① ₃	淤泥	1.7	16.4	1.65	19.7	9.3	10.2	0.72
② ₁	黏土	0.8	18.3	3.15	16.1	14.5	12.5	0.63
② _{2a}	淤泥	4.4	16.5	1.63	13.6	8.5	9.2	0.72
② _{2b}	淤泥质黏土	8.4	17.2	2.02	15.3	10.5	11.6	0.67
③ ₂	粉质黏土	3.7	18.3	3.03	21.4	12.0	17.7	0.47
④ ₁	淤泥质粉质黏土	7.3	18	2.84	16.8	9.8	13.8	0.54
④ ₂	黏土	5.7	17.4	2.87	14	18.3	14.2	0.55

隧道选用2个大刀盘+1个偏心刀盘形式的类矩形盾构机掘进,开挖尺寸为11 830 mm×7 267 mm(宽度×高度)。衬砌采用预制钢筋混凝土管片,错缝拼装。每环由10块标准块管片和1块中间立柱构成,管片外包尺寸为11 500 mm×6 937 mm(宽度×高度),管片厚度为450 mm,环宽1 200 mm,如图2所示。

2 三维数值模拟方法

2.1 网格和材料

采用三维有限元软件 ABAQUS 进行计算,其强大的非线性问题处理能力和丰富的接触模

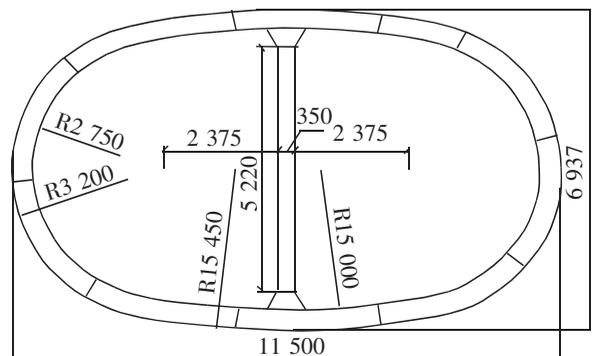


图2 管片尺寸图(单位:mm)

Fig.2 Segment size (unit: mm)

型能较好得实现本工程的数值模拟需求。建立的三维有限元模型网格如图 3 所示,模型纵向长度(Z 方向)为 60 m,横向长度(X 方向)为 100 m,模型深度(Y 方向)根据地层情况取为 50 m,模型尺寸能够满足消除边界影响要求。在模型的水平方向施加法向约束,模型底部完全固定。

土体采用三维实体单元(C3D8)模拟,本构模型选用摩尔库伦模型,各层土的物理力学参数如表 1 所示。管片采用三维实体单元(C3D8)模拟,简化考虑为各向同性的匀质材料,通过折减管片刚度的方法来模拟接头对衬砌结构刚度的影响,刚度折减系数取 0.2。实际管片弹性模量为 3.45×10^4 MPa,有限元模型中,衬砌结构的弹性模量 E 取为 2.76×10^4 MPa,泊松比取 0.2。盾构机简化考虑为厚度 0.15 m 的匀质钢壳体,采用壳单元(S4)模拟。由于盾构的中体内部焊接有加强环和 H 架,具有很高的强度和刚度,在实际掘进过程中盾壳的变形相对管片变形而言可忽略不计,因此给盾构机单元赋予 10 倍钢材的弹性模量(2 100 GPa),泊松比取 0.2。盾构机自重约 750 t,数值模拟中简化考虑,把自重荷载作为垂直向下的均布荷载分布作用在盾壳上。

在 ABAQUS 中,结构间的相互作用通过在两个接触面间设置接触对来实现^[8]。接触可以

分为两个方面,一个是法向的相互作用,一个是切向相互作用。法向采用“硬接触”,认为两物体只有在压紧状态时才能传递法向压力,切向采用的是 Coulomb 摩擦模型,当接触面处于闭合状态时,接触面可以传递切向应力(摩擦力)。当摩擦力小于某一极限值时,认为接触面处于粘结状态,而当摩擦力大于极限值之后,接触面开始出现相对滑动变形,称为滑移状态。土和盾壳间的摩擦系数采用 Hasanpour et al.^[9] 的建议值 0.25;衬砌和注浆层间的摩擦系数采用文献^[10]的建议值 0.4。

2.2 同步注浆模拟

在衬砌外围建立厚度等于建筑间隙(165 mm)的同步注浆层,采用三维实体单元(C3D8)模拟。注浆材料的强度会随着时间的增加而增加,为了模拟注浆材料不同阶段的力学性质,模拟中浆液材料分为两种:液体注浆材料,将其视为有内压的低刚度材料,弹性模量取 0.5 MPa;短期固化注浆材料,其弹性模量取为经过 24 h 固化后的模量,取 4.0 MPa^[11]。数值模拟中根据掘进速度,设置盾构机后面注浆材料的性质,假定一天掘进 6 环,即把盾构机后 6 环注浆材料考虑为液体注浆材料,而 6 环以后的为短期固化注浆材料。

同步注浆压力通过垂直作用在注浆环衬砌及对应位置土体上的分布面荷载来模拟,没有考虑注浆压力延隧道纵向的衰减。

2.3 掘进过程模拟

盾构施工中盾构机渐进向前,周围土体则是相对静止的。有限元法难以做到完全模拟盾构的连续推进过程,必须作一定的简化。通常将盾构推进作为一个非连续的过程来研究,假设盾构一步一步跳跃式向前推进,每次向前推进的长度纵向恰好为一个衬砌单元宽度,用改变单元材料的方法刚度迁移法来反映盾构的掘进。

为了去除边界约束的影响,计算时盾构机并不是从端部开始推进,而是离端部有两环管片的距离。首先

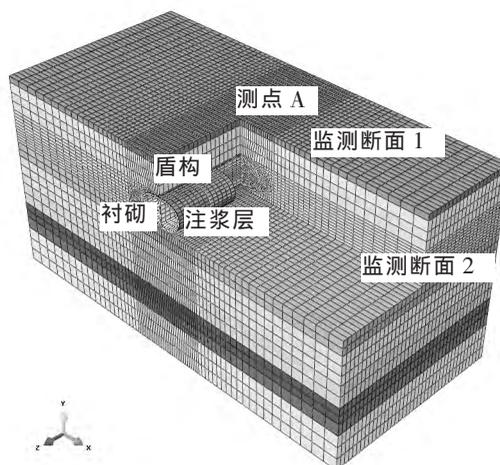


图 3 有限元模型网格
Fig.3 The mesh of finite element model

将盾构后部隧道内土体单元去除,衬砌对应位置用混凝土材料代替,注浆层对应位置用短期固化注浆材料代替,盾构机所在位置单元材料用盾壳单元材料代替。然后对整个模型施加重力场,形成初始应力场,并把所有节点位移清零。类矩形盾构施工有限元数值模拟计算流程如图4所示。

3 数值模拟结果

根据上述数值模拟方法,对类矩形盾构施工引起的地层变形进行了分析。计算断面隧道埋深为9.0 m,数值模拟中假定:盾构掘进为土压平衡掘进,施加在开挖面上的支撑压力等于前方土体的静止土压力,即开挖面最上方的掌子面支撑压力为102 kPa;掘进过程中没有发生超挖;同步注浆压力设定为与隧道上方的静止土压力相等,为152 kPa。不考虑土体固结引起的隧道长期沉降。

3.1 地表变形

图5(图中虚线框为盾构机示意图)显示了监测断面1在盾构机处于不同位置时地表变形的发展情况,图中“到达前”表示盾构距监测断面还有7.2 m距离,“到达时”为开挖面到达监测断面正下方,“脱出盾尾”表示盾构已经通过监测断面并生成了监测断面处的第一环管片,“盾尾后10环”表示盾尾到达超过监测断面10环处,“最终”表示掘进完成。从图中可以看出,随着盾构机不断向前掘进,地表沉降不断增大,最终沉降达到14.8 mm,地表沉降主要发生在脱出盾尾后。类矩形盾构施工引起的地表沉降槽宽度约30 m(约3B,B为隧道宽度),沉降曲线与Peck曲线形态相似。

图6为监测断面1上隧道轴线处测点A的变形发展曲线,从图中可以看出测点A的沉降主要经历了缓慢发展阶段、快速发展阶段和逐步稳定3个阶段。

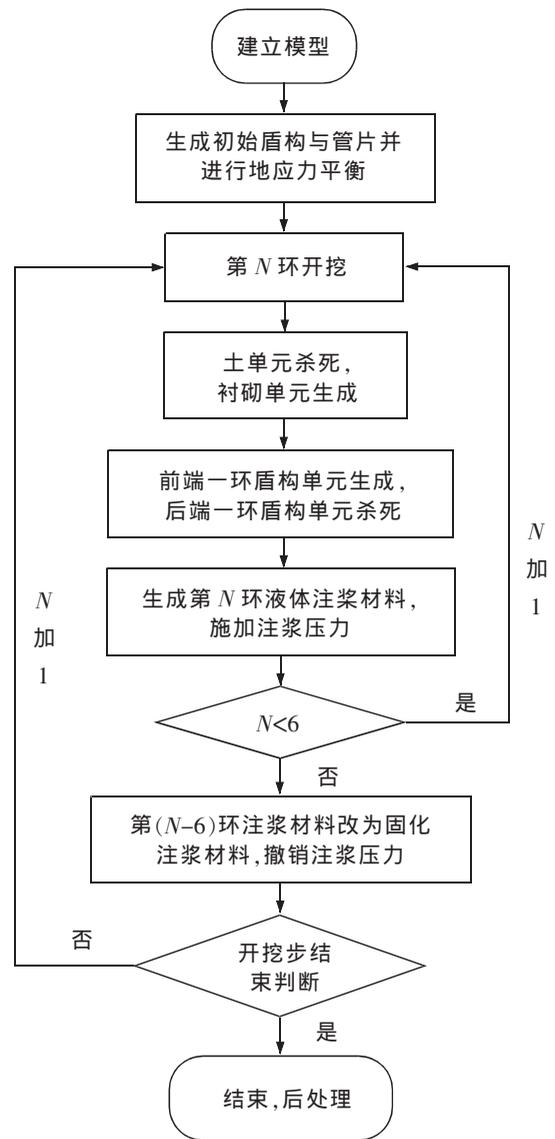


图4 数值模拟流程图

Fig.4 The flow chart of numerical simulation

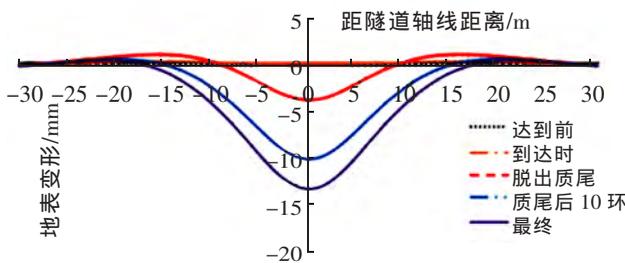


图5 监测断面1地表变形

Fig.5 The surface deformation of monitoring section 1

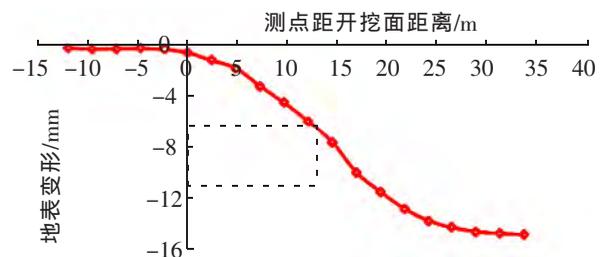


图6 测点A变形发展曲线

Fig.6 The deformation curve of monitoring point A

3.2 深层土体沉降

隧道上方深度为 0,1.5,4,6 和 8 m 处的土层沉降如图 7 所示,从图中可以看出随着深度的增加,土层的沉降量增大,并且最大沉降位置由隧道轴线向两侧转移,沉降槽宽度也逐步变小,沉降曲线呈“W”型。

3.3 土体水平位移

图 8 为监测断面 2 在盾构掘进完成后的土体水平位移(图中正值表示发生背离隧道的位移,下同),从图中可以看出随着与隧道边缘距离的增加,土体水平位移先增加后减少,最大值发生在距隧道边缘约 3.5 m (约 0.5 H,H 为隧道高度)处,并且对 2 倍隧道宽度范围内土体的水平位移均有一定影响。

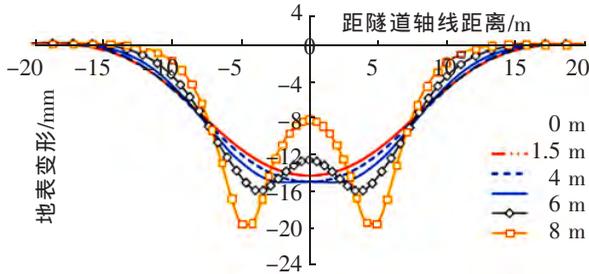


图 7 深层土体沉降
Fig.7 Deep soil settlement

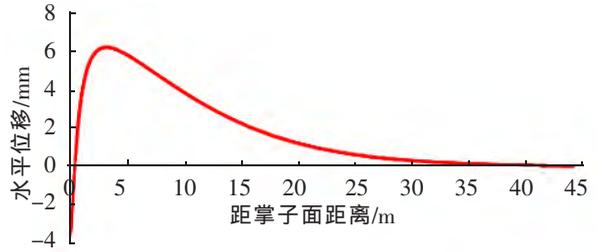


图 8 隧道外地层水平位移
Fig.8 Horizontal displacement of soil outside the tunnel

隧道边缘外 0.5H,1H,2H,3H 处的土体水平位移如图 9 所示,盾构隧道范围在-9 ~ -16 m 之间,由图可知在盾构掘进范围内的土体水平位移最大,从隧道顶部到地表土体水平位移逐渐减小。

4 参数分析

4.1 开挖面支撑压力

分析了盈压 10%、欠压 10%、土压平衡 3 种不同开挖面支撑压力下的地表变形情况。其中盈压 10%和欠压 10%分别表示开挖面支撑压力比开挖面上的理论静止土压力大 10%和小 10%。不同支撑压力下的地表横向和纵向变形如图 10 和图 11 所示。从图中可以看出支撑面压力增大能减少地表的最终沉降量,并且地表沉降槽宽度也有所减小。盈压 10%时开挖面前方地表有约 1 mm 的隆起,而欠压 10%会引起开挖面前方 10 m 左右土体产生最大 3.2 mm 的沉降。不同开挖面压力下类矩形盾构掘进引起的地表变形纵向影响范围均约为开挖面前方 15 m,后方 30 m 内。

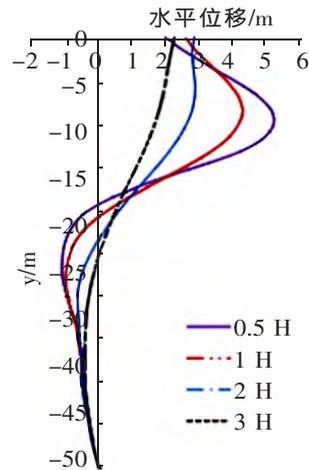


图 9 隧道外不同位置处土体水平位移
Fig.9 Horizontal displacement of soil with different distance from tunnel

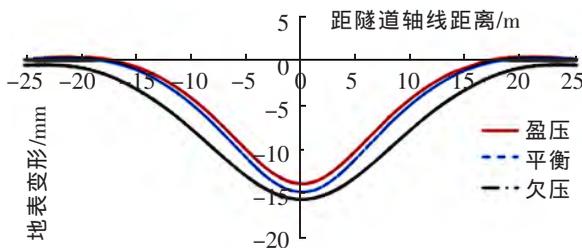


图 10 不同支撑压力下的地表横向变形
Fig.10 The lateral surface deformation under different face pressure

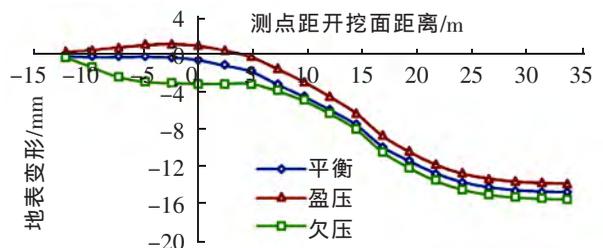


图 11 不同支撑压力下的地表纵向变形
Fig.11 The longitudinal surface deformation under different face pressure

4.2 开挖面左右压力差

类矩形盾构采用双刀盘掘进,双螺旋输送机出土,因此,掘进过程中可能由于出土不一致引起左右土舱内压力不相同。为了分析土舱左右压力分布不均匀情况,计算了开挖面左右压力差分别为10%,20%,30%工况下的地层变形。其中压力差为10%表示左侧土舱压力比理论土舱压力小5%,而右侧土舱压力比理论土舱压力大5%,

以此类推。开挖面左右压力差分别为0%,10%,20%,30%时,地表的横断面沉降曲线如图10所示,从图中可以看出随着开挖面左右压力差的增加,沉降曲线逐渐向开挖面压力小一侧旋转,但变化的量值并不大。

4.3 注浆材料性质

图13显示了注浆材料24小时固化后的压缩模量分别为2,4,6和8 MPa时地表最终横向沉降曲线,从图中可以看出,随着模量的提高,地表沉降值不断减小,沉降槽宽度也逐渐变窄。因此,在类矩形盾构施工过程强度增长快的同步注浆材料有利于减少地表沉降。

图14为注浆材料凝结长度对地表沉降的影响。凝结长度是指盾尾后注浆层材料为液体注浆材料的环数,用以反映浆液的初凝时间,按24 h掘进6环考虑,则初凝时间为8 h时,浆液凝结长度为2环。从图中可以看出浆液凝结长度减少,即浆液初凝时间降低,地表沉降量变小。

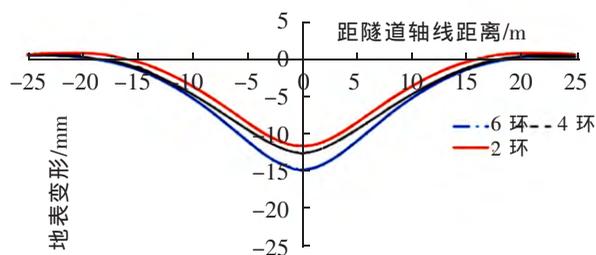


图13 不同浆液凝结模量下的地表横向变形

Fig.13 The lateral surface deformation under different modulus of grouting material

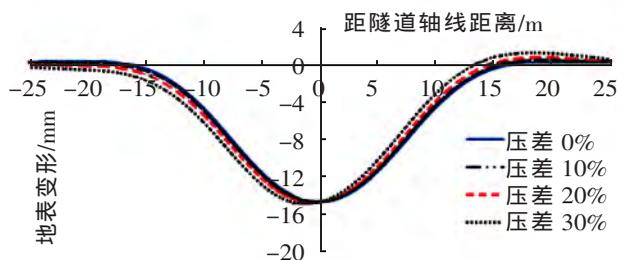


图12 不同左右开挖面压力差下的地表变形

Fig.12 Surface deformation under different face pressure between left and right excavation surface

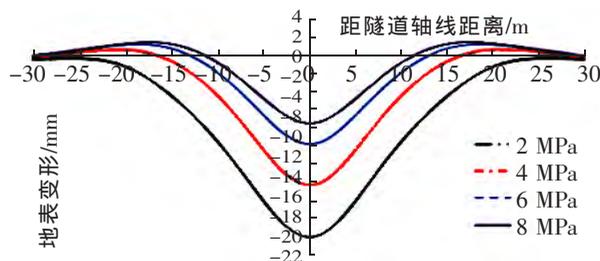


图14 不同浆液凝结长度下的地表横向变形

Fig.14 The lateral surface deformation under different condensation length of grouting material

5 结论

对类矩形盾构法隧道施工过程进行了三维数值仿真模拟,计算中考虑了盾构隧道逐步掘进的全过程,得到以下结论:

1) 数值计算结果表明,在宁波软土地层中,中埋类矩形盾构掘进引起的地表横向沉降主要发生在盾构隧道中轴线左右两侧15 m范围内,纵向影响范围约为前方15 m、后方30 m;深层土体的沉降随着深度的增加,最大沉降位置由隧道轴向向两侧转移。

2) 类矩形盾构掘进对隧道周围土体水平位移的影响主要集中在2倍隧道宽度范围内,最大水平位移发生在距隧道边缘约3.5 m(约0.5 H)处。

3) 增大开挖面支撑压力有利于减少地表沉降量值和沉降槽宽度;缩短同步注浆材料的初凝时间和提高其凝结模量可以减少类矩形盾构掘进引起的地层变形。

参考文献:

- [1] 中国城市轨道交通协会. 城市轨道交通 2014 年度统计分析报告[R]. 北京: 中国城市轨道交通协会, 2015.
- [2] NAKAMURA H, KUBOTA T, FURUKAWA M, et al. Unified construction of running track tunnel and crossover tunnel for subway by rectangular shape double track cross-section shield machine[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2003, 18(2-3): 253-262.
- [3] KASPER T, MESCHKE G. On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunnelling[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2006, 21(2): 160-171.
- [4] 张社荣, 田新星, 王刚, 等. 软土地区盾构法隧道施工三维数值模拟[J]. *地下空间与工程学报*, 2012(4): 807-814.
- [5] 宋卫东, 陈瑞宏, 杜建华, 等. 北京地铁 10 号线国贸—双井区间土压平衡盾构施工数值模拟研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2008(27): 3401-3407.
- [6] 孙统立, 张庆贺, 胡向东, 等. 双圆盾构施工土体沉降有限元数值模拟[J]. *同济大学学报: 自然科学版*, 2008, 36(4): 466-471.
- [7] 孙统立, 张海涛. 双圆盾构隧道施工力学行为三维数值模拟[J]. *城市轨道交通研究*, 2013, 16(5): 36-40.
- [8] 费康. ABAQUS 在岩土工程中的应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2010.
- [9] HASANPOUR R, ROSTAMI J, NVER B. 3D finite difference model for simulation of double shield TBM tunneling in squeezing grounds. *Tunnelling and Underground Space Technology*[J]. 2014(40): 109-26.
- [10] TALMON A M, BEZUIJEN A. Simulating the consolidation of TBM grout at Noordplaspolder [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2009, 24(5): 493 - 499.
- [11] 张海波. 地铁隧道盾构法施工对周围环境影响的数值模拟[D]. 南京: 河海大学, 2005.

Three-dimensional Numerical Analysis of Ground Deformation Induced by Quasi Rectangle EPB Shield Tunneling

Tang Jixin¹, Wang Liushan², Ji Chang², Kou Xiaoyong³

(1. Ningbo Rail Transit Group Co., Ltd., Ningbo 315101; 2. Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 201804; 3. Shanghai Tunnel Engineering Co., Ltd., Shanghai 200232, China)

Abstract: Taking the first project of quasi rectangle subway shield tunnel as the research background, this paper adopted three-dimensional finite element software ABAQUS to build 3D simulation model, which included the shield machine, segment and grouting layer. The step-by-step construction process of the quasi rectangle tunnel advance was simulated and calculated to analyze the ground deformation induced by the quasi rectangle shield tunneling under the condition of middle burial. The parameters of influence including face pressure and grouting material properties on ground surface deformation were studied. Results indicated that the curve of the surface subsidence induced by quasi rectangle shield tunneling was similar to Peck curve and the width of surface subsidence was about 30 m, while the layered settlement had the shape of the letter W. The maximum horizontal soil displacement induced by shield tunneling was 6.1mm at the point about 3.5 m away from the edge of tunnel. Increasing the face pressure and selecting synchronous grouting materials with short initial setting time and high initial setting modulus was helpful to control the ground deformation.

Key words: quasi rectangle shield; numerical simulation; ground deformation; parameter studies

(责任编辑 王建华)