

盾构下穿河道地层沉降分析与支护力优化确定方法

——以济南地铁 4 号线下穿刘公河为例

赵虎¹, 张合鑫², 孔令威¹, 王瑞¹, 任相利¹, 孙尚渠², 李辉³

(1. 山东省路桥集团有限公司, 济南 250014; 2. 山东科技大学土木工程与建筑学院, 山东 青岛 266590;
3. 山东大学土建与水利学院, 济南 250100)

摘要: 随着我国地铁的大力建设, 施工中难免会面临下穿建筑物、桩基、管线、河流等情况的出现, 因此对盾构施工的参数要求越来越高, 施工难度逐渐增加。以济南轨道交通 4 号线邢村站至唐冶南站区间盾构施工为工程背景, 利用 ABAQUS 有限元软件构建三维数值计算模型, 对下穿河道高差过程中的不同开挖面支护力设定以及沉降位移变化进行研究。研究表明: 全覆土理论下计算所得开挖面支护力对地表及河道的沉降控制效果最好; 在不同支护力下, 地层水平位移最大值均出现在隧道开挖面附近; 隧道中心线上方的地层分层沉降量随着埋深的增加而增大。研究结论在盾构下穿高差地层的工程实际中具有指导意义。

关键词: 盾构隧道; 下穿河道; 数值模拟; 地铁隧道; 开挖面支护力

中图分类号: U451 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-1807(2024)11-0261-08

随着城市化的发展, 城市人口和规模不断增大。地面交通压力也随之增大。为了缓解交通拥堵, 许多城市大力发展地下轨道交通^[1]。盾构法施工具有对环境影响小、掘进速度快等优点, 被广泛应用在城市地铁隧道施工中。现今许多城市建筑物密集、设施众多, 盾构施工中难免会面临下穿建筑物、桩基、管线、河流等情况出现, 因此对盾构施工的参数要求越来越高, 施工难度逐渐增加。

张云等^[2]在现有盾构引起地表位移研究的基础上, 着重分析了地表沉降与等代层各参数之间的敏感性, 发现等代层厚度对地表变形具有显著影响, 而等代层的弹性模量对地表变形的影响较小; 王俊等^[3]针对盾构穿越上软下硬土层沉降规律进行研究, 通过室内试验与有限元模拟相结合, 定量分析了超挖对地层扰动的影响, 发现上软下硬地层地表位移小于均质软土地层, 而地中沉降显著大于后者; 鞠鑫^[4]以厦门某盾构区间为例, 采用理论计算、

数值模拟、现场实测 3 种方式揭示了双线盾构地表沉降规律, 验证了地表沉降计算公式的正确性, 同时分析了各施工参数对沉降的控制, 建议增加同步注浆量作为控制地表沉降的首选措施; 张洋等^[5]通过有限元模拟, 分析了掘进中各地层参数对地表沉降的敏感性, 得到黏聚力对地表沉降的敏感性最低、地层的压缩模量对地表沉降的敏感性最高的结论; 王洪新^[6]基于实验结果, 推导出土压平衡盾构的 3 个基本方程式与两个总平衡方程式, 建立了土压平衡盾构数学模型, 使定量分析开口率对盾构推进的影响成为可能, 对土压平衡盾构的土舱压力管理及开口率选型有重要意义; 高鹏兴等^[7]以成都地铁 18 号线为研究背景, 针对太沙基松动理论存在的埋深与透水性界限模糊等问题, 提出了适用于盾构隧道穿越弱透水地层的土仓压力计算模型; 胡新朋等^[8]利用 ANSYS 对盾构开挖过程进行三维有限元模拟, 对不同土层土仓压力与地表沉降的关系作出

收稿日期: 2024-03-07

基金项目: 山东省高等学校青年创新团队计划基金(2022KJ214)

作者简介: 赵虎(1986—), 男, 山东济南人, 高级工程师, 研究方向为道路机场和桥隧工程; 通信作者张合鑫(2000—), 男, 山东济南人, 硕士研究生, 研究方向为隧道工程; 孔令威(1990—), 男, 山东菏泽人, 工程师, 研究方向为市政工程盾构技术; 王瑞(1994—), 男, 山东济南人, 硕士, 助理工程师, 研究方向为岩石力学及盾构工程; 任相利(1994—), 男, 山东淄博人, 工程师, 研究方向为市政工程; 孙尚渠(1990—), 男, 山东枣庄人, 博士, 副教授, 研究方向为复杂地层盾构破岩机理与高效掘进理论、方法和技术; 李辉(1982—), 男, 山东阳谷人, 硕士, 副研究员, 研究方向为土木工程新材料研发。

了定性分析,提出了在富水软土地层土仓压力设置的原则;Hrubesova 和 Duris^[9]等探究了在盾构机施工过程中,支护压力是否能作为开挖面稳定判定的依据,通过有限元软件进行数值模拟计算,并将模拟结果与隧道实际开挖对应的工作面压力结果进行了比较;李兴杰等^[10]结合工程采用的注浆压力等参数,运用数值模拟手段对盾构下穿潮汐河流的地层变形规律进行研究,发现河底地层变形与河道水位深度呈正相关,涨潮和退潮时的地层横向沉降曲线形状存在差异且最大沉降量相差达 50%;杨振兴等^[11]依托郑州地铁 10 号线下穿南水北调干渠工程,开展盾构隧道下穿输水干渠设计参数优化室内相似模型试验,研究结果表明:①隧道轴线与渠坡底部相交的局部区域地层沉降量大于周围地层沉降量;②当采用朗肯土压力计算值作为盾构仓压值,盾构隧道埋深不宜小于隧道直径的 1.5 倍夹角不得小于 30°。

以上各种研究手段繁多,成果也较丰富,但关于盾构下穿河道等高差地层的开挖面支护力计算以及地表沉降控制方面的研究并不充分。本文以济南轨道交通 4 号线邢村站至唐冶南站区间盾构隧道为依托,概化工程边界条件与地质条件,采用有限元数值模拟,通过分析不同开挖面支护力设计条件下对河道两侧以及河底地层扰动影响,归纳总结出不同支护力条件下盾构下穿高差地层扰动沉降变形规律,为现场施工提供一定的参考作用。

针对济南市下穿河道特殊盾构区间,盾构机土仓压力设置主要受施工参数、开挖面上覆土厚度以及河道内水位高度的影响。下穿河道过程中上覆土厚度变化较大,土仓压力设置有较大变化。土仓压力设置过大会导致地表隆起,土仓压力设置过小会造成开挖面失稳,导致隧道突涌水等情况的发生。对施工安全与附近环境产生极大的威胁。因此,设定合理的土仓压力参数,对降低土体扰动、维持开挖面稳定、保证地下施工安全和减小地表及周围构筑物变形等具有重要意义。

1 工程概况

工程施工范围为邢村站—唐冶南站区间,邢村站—唐冶南站区间以唐冶南站为起点,由北向南沿唐冶中路敷设,侧穿港西立交西北角匝道、下穿港西立交桥,侧穿凤凰广场二期、侧穿邢村桥、下穿刘公河后,沿经十东路到达,采用盾构法施工。盾构隧道下穿刘公河地质剖面图如图 1 所示。

邢村站—唐冶南站区间属山前残丘、丘陵地貌

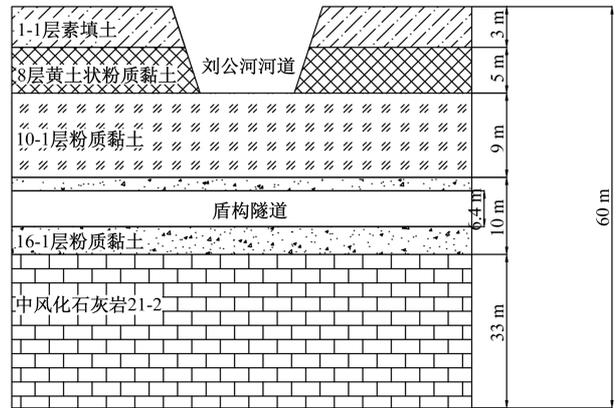


图 1 盾构隧道穿越刘公河地质剖面图

单元,地形起伏较大,地势西高东低。区间沿经十路两侧自西向东分布。本标段主要穿越区间土层为第 1-1 层素填土、第 8 层黄土状粉质黏土、10-1 粉质黏土、16-1 粉质黏土以及 21-2 层中风化石灰岩。

盾构穿越河道时,对河道的变形控制尤为重要,确保下穿高差地层的情况下,不会造成开挖面的失稳以及地层的较大沉降变形。

2 开挖面支护压力计算

开挖面支护力的计算需要先进行上覆土层压力计算,将计算结果代入三维楔形体模型计算公式得出最终结果。

2.1 上覆土压力计算理论

在开挖面支护压力计算过程中,选择不同的上覆土压力计算理论,对支护压力的确定影响较大,所以明确合适的上覆土压力理论是计算支护压力的关键。本文分别采用全覆土理论、太沙基松动土压力理论、考虑渗透性的土压力理论以及引入给水度的土压力理论进行计算。

2.1.1 全覆土理论^[12]

全覆土理论基于土力学原理,认为任意深度处垂直土压力等于上覆土自重与地表荷载之和。其计算公式为

$$P_v = \sum \gamma_i h_i + P_0 \quad (1)$$

式中: P_v 为垂直土压力; P_0 为地表均布荷载; γ_i 为第 i 层土体重度; h_i 为第 i 层土体重度。

2.1.2 太沙基理论^[13]

太沙基松动土压力理论是从应力传递概念出发考虑了隧洞尺寸、埋深、土层的黏聚力 c 和内摩擦角 φ 对土体稳定性的影响,认为隧洞在开挖以后,顶部的土体由重力作用而向下移动,在隧洞两侧至地面出现了两个剪切面。由于盾构下穿多层土,采用

分层叠加的计算方法计算土压力,即

$$P_v = \frac{B(\gamma - c/B)}{K_0 \tan\varphi} \left(1 - e^{-\frac{K_0 \cdot \tan\varphi}{B} Z}\right) \quad (2)$$

$$B = R + R \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3)$$

式中: K_0 为侧压力系数; B 为土条宽度; γ 为土条容重; Z 为土条埋深; R 为隧道半径。

2.1.3 考虑渗透性的土压力理论^[14]

为了统一水土分算与水土合算,该计算公式考虑了土的渗透性,土的渗透性是土的成分、颗粒级配和结构等因素的综合体现。由于不同土体的渗透性相差很大,引入了考虑渗透性的因子 α , 计算公式为

$$\sigma_a = (\gamma_{sat} - \alpha\gamma_w)Z_a K_{ak} - 2c_k \sqrt{K_{ak}} + \alpha\gamma_w Z_a \quad (4)$$

$$\sigma_p = (\gamma_{sat} - \alpha\gamma_w)Z_p K_{pk} - 2c_k \sqrt{K_{pk}} + \alpha\gamma_w Z_p \quad (5)$$

$$\alpha = \frac{2}{\pi} \arctan(k/k_0)^{1/2} \quad (6)$$

式中: k_0 为卡萨格兰德所建议的排水良好与排水不良的界限值,取 1×10^{-4} cm/s; γ_{sat} 为饱和重度; K_{ak} 为主动土压力系数; K_{pk} 为被动土压力系数; Z_a , Z_p 为计算深度; σ_a 为主动土压力; σ_p 为被动土压力; γ_w 为水的重度; c_k 为黏聚力; k 为渗透系数。

2.2 开挖面支护力计算理论

滑动土三维楔形模型^[15]是在 Horn 筒仓模型理论基础上进行改进得出的。模型由开挖面前方的楔形体与上部的立方体两部分组成。随着楔形体在开挖过程中产生位移,上部的立方体发生松动,在抗剪力与黏聚力的作用下形成压力拱,使得上部土压力降低。

水平方向支护压力计算公式为

$$2T_1 \cos\alpha + P + T_2 \cos\alpha = N \sin\alpha \quad (7)$$

竖直方向支护压力计算式为

$$P_v + W = T_2 \sin\alpha + N \cos\alpha + 2T_1 \sin\alpha \quad (8)$$

联立上述两式得

$$P = \varepsilon(P_v + W) - (T_2 + 2T_1)(\varepsilon \sin\alpha + \cos\alpha) \quad (9)$$

式(7)~式(9)中: $\varepsilon = \frac{\sin\alpha - \cos\alpha \tan\varphi}{\sin\alpha \tan\varphi + \cos\alpha}$; P 为支

护压力; P_v 为上覆土压力; T_1 为滑动体侧面摩擦力; T_2 为滑动体底部摩擦力; W 为楔形体重力; γ 为土条容重; α 为滑动块倾角; N 为滑动体侧面支撑力; ε 为计算参数。

2.3 代入工程参数计算

根据工程现场勘测所得土体参数见表 1。盾构机下穿河道过程中水土压力计算将分为正常掘进

阶段和下穿河道阶段两个部分,对两个阶段分别进行计算,所得开挖面支护力参数见表 2。

表 1 土体主要物理参数

| 类别 | 层厚 /m | 重度 / ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$) | 弹性模量 / MPa | 泊松比 | 黏聚力 c /kPa | 内摩擦角 φ / $^\circ$ |
|------------------------|-------|---|---------------|------|--------------|---------------------------|
| 素填土 1 ₁ | 3 | 18.4 | 18.0 | 0.32 | 11.2 | 19.1 |
| 黄土状粉质黏土 8 | 5 | 18.7 | 17.0 | 0.3 | 37.7 | 17.7 |
| 粉质黏土 10 ₁ | 9 | 18.7 | 19.2 | 0.3 | 36.9 | 16.9 |
| 粉质黏土 16 ₁ | 10 | 18.9 | 20.2 | 0.3 | 35.0 | 16.2 |
| 中风化石灰岩 21 ₂ | 33 | 26.3 | 27 400 | 0.17 | 1 500 | 40.0 |

表 2 3 种理论开挖面支护力参数

| 施工阶段 | 开挖面支护力 /kPa | | |
|--------|-------------|---------|-----------|
| | 全覆土理论 | 太沙基理论 | 考虑渗透性压力理论 |
| 正常掘进阶段 | 525.080 | 321.920 | 175.180 |
| 下穿河道阶段 | 147.060 | 100.200 | 70.683 |

3 ABAQUS 有限元数值模拟

3.1 有限元模型的建立

利用数值模拟软件 ABAQUS 对盾构隧道开挖引起的地层响应进行三维弹塑性有限元分析,模型尺寸需满足圣维南原理的要求,即隧道与整体模型的边界距离大于 3~5 倍的隧道直径。依据尺寸效应,取地层几何模型的尺寸在 X、Y、Z 方向均为 60 m,开挖面在 YZ 面,开挖方向沿 X 轴正方向开挖,在对 6 个截面进行建模时,将模型顶面设为自由面,而其他表面均进行对应的位移约束。开挖模型的网格划分如图 2 所示。

采用摩尔-库仑本构模型对土壤进行仿真,不考虑地下水的影响,盾壳、衬砌管片和注浆层均采用线弹性模型分析。

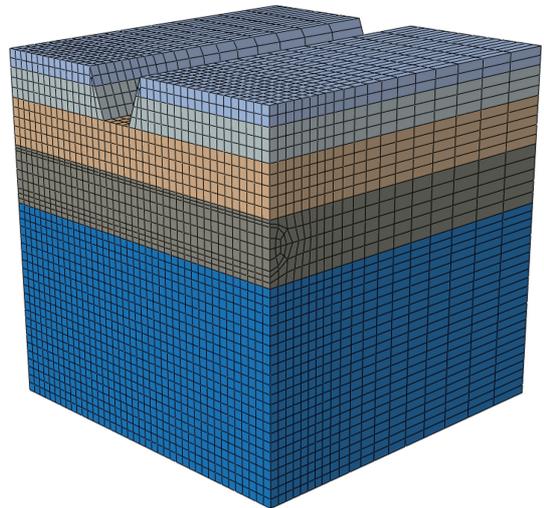


图 2 有限元模型网格划分

在有限元模型中,土体采用考虑孔压的 C3D8P 实体单元进行模拟,并假设土体完全饱和且渗透系数在相同土层中各向同性,根据地质勘察资料确定各土层渗透系数。

注浆层厚度取 0.2 m,衬砌管片外径取 6.2 m,厚度为 0.3 m,均采用 C3D8R 单元进行模拟,盾构机盾壳长度简化为 9 m(6 个管片环宽度),采用 S4R 壳单元模拟,衬砌管片、注浆层、盾构机均采用弹性材料,材料参数取值见表 3。

表 3 盾壳、衬砌管片及注浆层参数

| 材料名称 | 厚度/ m | 质量密度/ ($t \cdot m^{-3}$) | 泊松比 | 弹性模量/ kPa |
|------|----------|-------------------------------|-----|-------------------|
| 盾壳 | 0.2 | 50 | 0.3 | 2.1×10^8 |
| 衬砌管片 | 0.3 | 2.5 | 0.3 | 3.0×10^7 |
| 注浆层 | 0.2 | 2.1 | 0.2 | 2.0×10^6 |

3.2 盾构施工模拟

第 1 步杀死隧道前方岩土,施加支护力稳定开挖面,同时激活盾壳单元,模拟盾构机向前掘进过程;第 2 步激活衬砌单元,同时杀死盾尾处盾壳单元,模拟盾尾管片拼装过程;第 3 步激活注浆层单元,并在洞身单元面上均布 200 kPa 径向注浆压力,模拟盾尾注浆,依次推进重复上述步骤开挖下一环。

盾构施工模拟在其他条件不变,只改变开挖面支护力的情况下分为 4 个工况:工况 1 为开挖面支护力参数设置为 0,模拟未施加支护力的掘进情况;工况 2 开挖面支护力参数设置为全覆土理论计算后所得结果;工况 3 开挖面支护力参数设置为太沙基松动土压力理论计算后所得结果;工况 4 为考虑渗透性压力理论计算所得开挖面支护力。

3.3 计算监测点设置

在有限元模型中设置 3 个监测断面,编号分别是 X_1 、 X_2 和 X_3 ,分别对应盾构开挖的第 12、22 和 34 环(每环宽 1.5 m)位置。其中 X_2 断面位于河道底部,其余位于地表;测点 X_{11} 、 X_{21} 和 X_{31} 位于隧道中心线上方,测点 X_{12} 、 X_{22} 和 X_{32} 距离隧道中心线 4.5 m。测点布置如图 3 所示。

4 数据模拟结果与监测数据分析

4.1 横向地表沉降

为研究不同开挖面支护压力对地表沉降的影响,将 3 种计算方法得出开挖面支护力数值代入模型中,地表沉降随着开挖面支护力的增大而减小,最大位移沉降出现在隧道拱顶正上方。取隧道完全贯通后以及下穿河道过程中各开挖面支护力下的横向地表沉降量生成位移曲线,从而得出不同开

挖面支护力下盾构掘进对应的地表横向沉降曲线,如图 4 所示。

由图 4 可知,河道底部沉降峰值一般在隧道正上方,在其他施工参数不变的前提下,通过设置不同公式计算下的开挖面支护力数值可改变地表沉降数值,在未施加支护力时,数值模拟得出地表沉降峰值为 43.56 mm,峰值处于隧道中心点位置;当开挖面支护力设置为考虑渗透性土压力计算理论时,隧道中心河道沉降为 18.54 mm,当开挖面支护力设置为太沙基理论计算结果时,隧道中心河道沉降为 11.60 mm,当开挖面支护力设置为全覆土理论计算结果时,隧道中心河道沉降为 4.39 mm。结果表明,在一定范围内,开挖面支护力设置数值越大,盾构机掘进时对地表沉降的影响越小。但根据实际工程经验,并非开挖面支护力越大越有利于隧道的稳定,支护力过大会导致地表隆起,对土体产生较大的扰动。

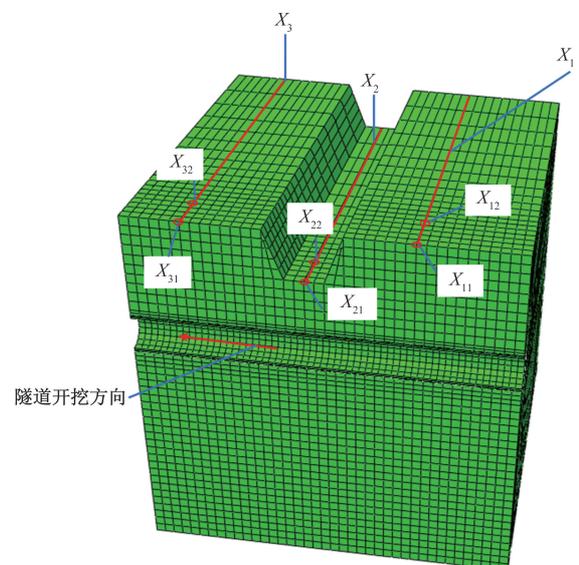


图 3 监测断面及测点布置

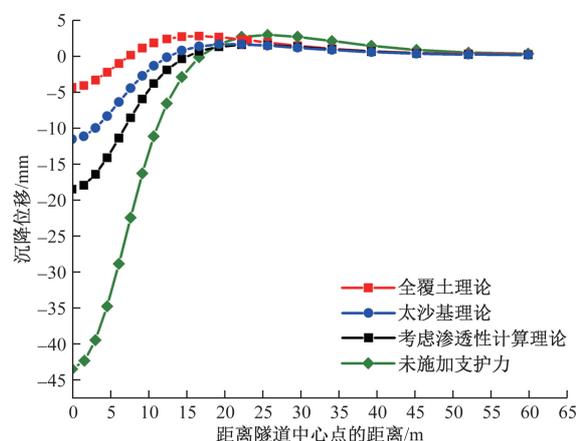


图 4 贯通后河道(X_2 监测点)沉降位移曲线

在不同工况中下穿河道时河道底部沉降云图如图 5 所示,由于工况 1 与其他 3 种工况相比地层沉降过大,在后续分析中不考虑工况 1。

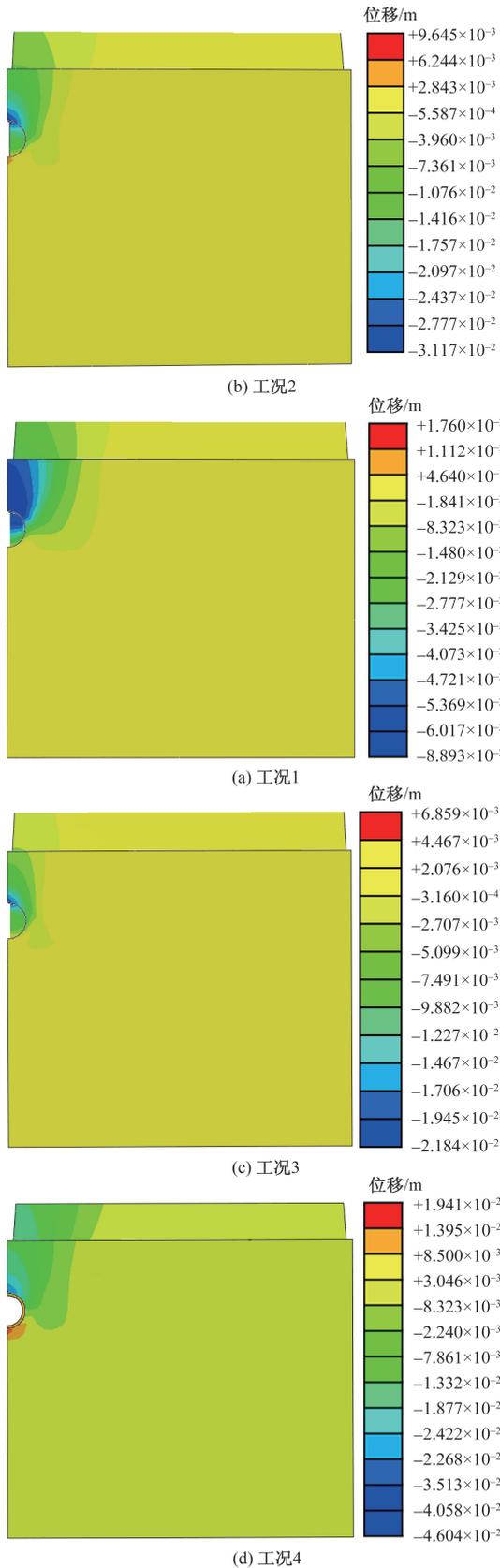


图 5 不同工况河道沉降位移云图(下穿河道阶段)

4.2 不同开挖阶段下河道沉降

施工过程中,诱发河道沉降的因素有很多,不同施工条件下,地表沉降也存在差异,如图 6 所示,为盾构在工况 2 施工中不同掘进距离下的测点 X_2 的沉降曲线,掘进距离分别取 18、24、33、39、48、60 m 进行分析。由图 6 可知,掘进距离为 18、24、33 m 对应的最大河道沉降为 0.31、2.61、18.54 mm,此过程河道沉降值变化较大;推进距离为 39、48、60 m 对应的河道最大沉降为 24.03、24.15、22.21 mm,河道沉降基本趋于稳定并在注浆作用下沉降有所减小,综上可知,在下穿河道前增大盾构掘进距离会较大幅度增大河道沉降值,在下穿河道后过程中沉降值增大幅度减小并趋于稳定。

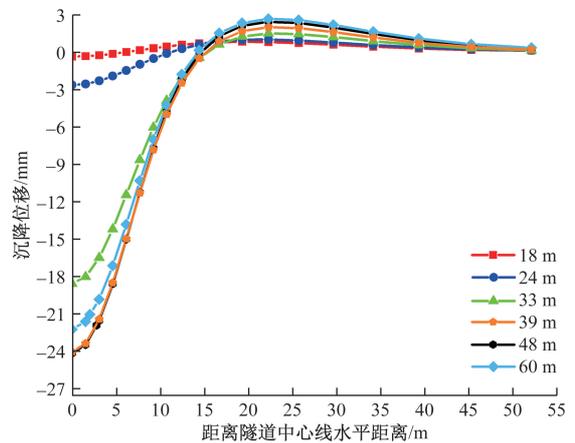


图 6 不同开挖阶段河道沉降位移曲线

4.3 地层水平位移

由于各监测点水平位移趋势一致,本文仅给出距离隧道最近(距离隧道中心线 4.5 m)且变化显著的测点 X_{12} 、 X_{22} 和 X_{32} 对应的隧道中心线上方不同地层埋深处的地层水平位移曲线,如图 7 所示。

工况 2 计算所得的开挖面支护力施加后,各监测点对应的隧道中心线上方不同地层埋深处的地层水平位移曲线如图 7(a)所示。由图 7(a)可以看出,沿隧道开挖方向水平位移总体呈现一个拐点,距离隧道开挖面越近,受到隧道开挖扰动越大;测点 X_{12} 、 X_{32} 处的土体水平位移变化趋势相同,两测点在地表处先向后方(隧道开挖方向为正向,取值为正)分别移动至 -0.45 、 -1.65 mm,随着地层埋深的增加逐渐向前方移动,分别在地层埋深 18.03、20.20 m 处水平位移达到最大值 10.16 mm 和 6.76 mm,随后水平位移均逐渐减小至 0 并趋于稳定。河道段测点 X_{22} 处的土体水平位移始终为向前的方向,呈现为两个拐点,在地层埋深 8.0 m 处(即

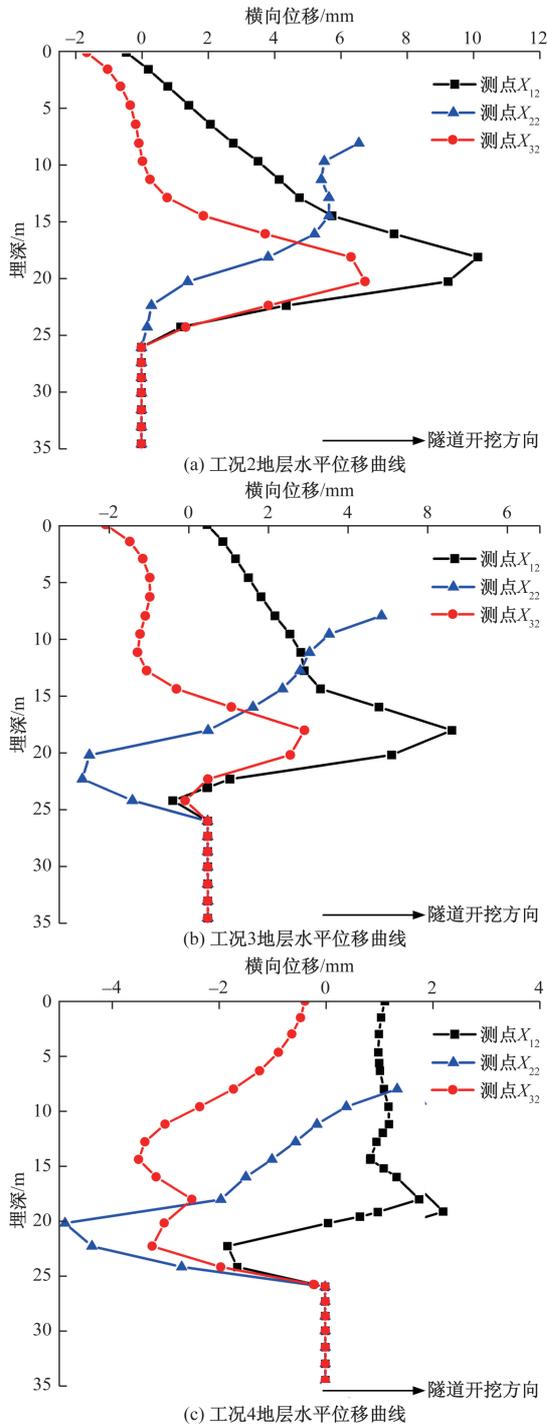


图7 不同开挖面支护力下地层水平位移曲线

河道底部)水平位移达到最大值 6.57 mm,随后水平位移逐渐减小至 0 并趋于稳定。

工况 3 计算所得的开挖面支护力施加后,各监测点对应的隧道中心线上方不同地层埋深处的地层水平位移曲线如图 7(b)所示。由图 7(b)可以看出,沿隧道开挖方向水平位移总体呈现一个拐点,测点 X_{12} 、 X_{32} 处的土体水平位移变化趋势相同,两测点在地表处先向后方分别移动至 -0.01 、

-2.04 mm,随着地层埋深的增加逐渐向前方移动,分别在地层埋深 18.03、18.04 m 处水平位移达到最大值 4.89 mm 和 1.94 mm,随后水平位移均逐渐减小至 0 并趋于稳定。河道处测点 X_{22} 处的土体首先向前方移动,在河道底部表面处达到水平位移最大值 3.48 mm,随后水平位移逐渐减小并随地层埋深增加逐渐向后方移动,在地层埋深 22.30 m 处达到最大值 -2.51 mm,在最后位移减小至 0 左右并趋于稳定。

工况 4 计算所得的开挖面支护力施加后,各监测点对应的隧道中心线上方不同地层埋深处的地层水平位移曲线如图 7(c)所示。由图 7(c)可以看出,测点 X_{12} 处的土体呈现出两个拐点,在地表处先向前方移动至 1.11 mm,随着地层埋深的增加位移变化较小,在地层埋深 18.04 m 处向前方移动水平位移达到最大值 1.75 mm,随后水平位移迅速减小并向后方移动,直至在埋深 22.30 m 处向后方移动水平位移达到最大值 -1.83 mm,随后位移减小至 0 并趋于稳定。河道处测点 X_{22} 处的土体呈现出一个拐点,土体首先向前方移动,在河道底部表面处达到水平位移最大值 1.34 mm,随后水平位移逐渐减小并随地层埋深增加逐渐向后方移动,在地层埋深 20.19 m 处达到最大值 -4.88 mm,在最后位移减小至 0 左右并趋于稳定。测点 X_{32} 处土体呈现 3 个拐点,在地表处向后方移动至 -0.38 mm,在埋深 14.4 m 处达到向后方移动最大值 -3.50 mm,随后水平位移逐渐减小,在埋深 18.03 m 处减小至 -2.50 mm,在埋深 22.29 m 处增大至 -3.24 mm,随后位移减小至 0 并趋于稳定。

4.4 地层分层沉降

由于测点 X_1 、 X_2 和 X_3 的沉降曲线变化趋势相近,本文仅给出在不同开挖面支护力下,测点 X_1 对应的隧道中心线上方不同埋深处的地层变化曲线,如图 8 所示。

在隧道完全贯通后,分析不同开挖面支护力下测点 X_1 对应的隧道中心线上方不同地层埋深处的土层变形曲线。

工况 2 所得开挖面支护力施加后,测点 X_1 对应的隧道中心线上方不同埋深处的地层变化曲线如图 8(a)所示,由图 8(a)可以看出,地层埋深分别为 0、3、8、17、33 m 时,分层沉降最大值分别为 10.22、10.96、12.19、16.27、0.04 mm。由此可知,在隧道中心线上方,分层沉降随着地层埋深的增加而增大,沉降槽宽度随着地层埋深的增加而减小,

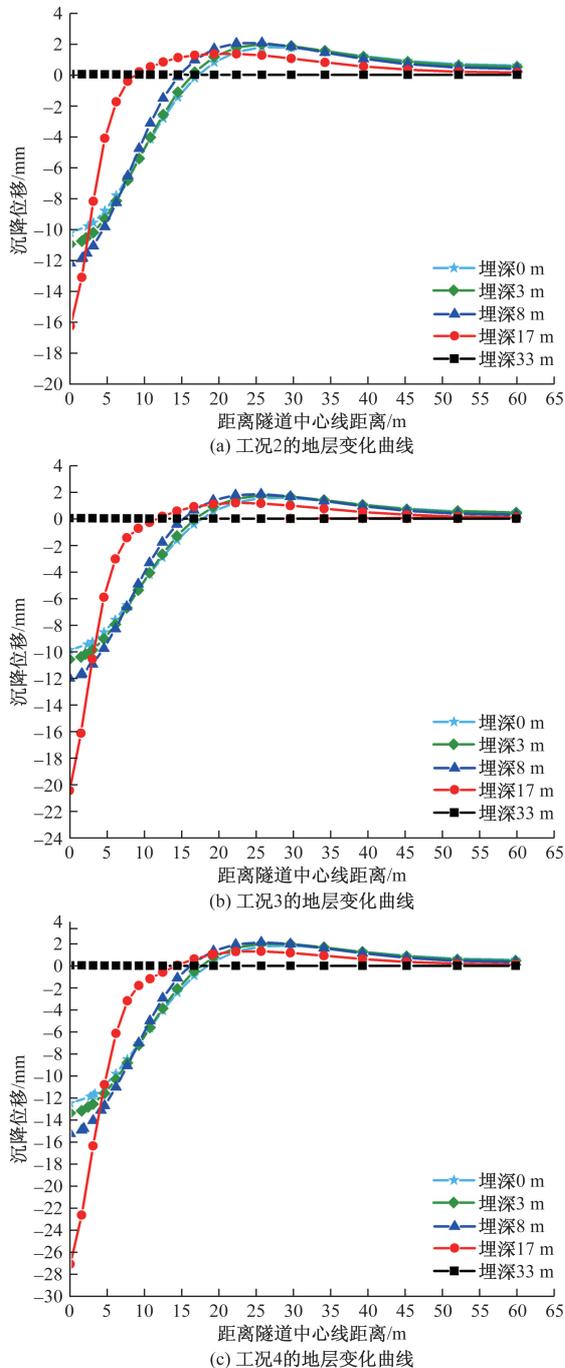


图8 测点 X_1 对应的隧道中心线上方不同埋深的地层变化曲线

沉降槽向隧道中心线位置处集中,在隧道中心线下方,隧道开挖对地层的扰动很小,可忽略不计。

工况3所得开挖面支护力施加后,测点 X_1 对应的隧道中心线上方不同埋深处的地层变化曲线如图8(b)所示,由图8(b)可以看出,地层埋深分别为0、3、8、17、33 m时,分层沉降最大值分别为9.86、10.57、11.99、20.41、0.03 mm。由此可知,在隧道中心线上方,分层沉降随着地层埋深的增加而

增大,在隧道中心线下方,隧道开挖对地层的扰动很小,可忽略不计,前3层地层的沉降值均小于全覆土理论下的地层沉降值但相差较小,第4层沉降值大于全覆土理论下的沉降值。

工况4所得开挖面支护力施加后,测点 X_1 对应的隧道中心线上方不同埋深处的地层变化曲线如图8(c)所示,由图8(c)可以看出,地层埋深分别为0、3、8、17、33 m时,分层沉降最大值分别为12.47、13.37、15.24、27.09、0.04 mm。由此可知,在隧道中心线上方,分层沉降随着地层埋深的增加而增大,在隧道中心线下方,隧道开挖对地层的扰动很小,可忽略不计,每一层地层沉降值均大于其他两种理论下的地层沉降值。

各地层的分层沉降先后经历了沉降-隆起-沉降3个阶段,并逐渐趋于稳定。太沙基理论下的开挖面支护力对上方地层土体扰动较小,但易造成开挖面的失稳,全覆土理论下的开挖面支护力对上方土层扰动较大,但开挖面附近的土体扰动较小

5 结论

依据济南轨道交通4号线为工程背景,考虑采用全覆土理论、太沙基理论、考虑渗透性的土压力理论3种上覆土压力计算方法,分别代入三维数值模型计算,讨论在不同的开挖面支护力下各计算理论对地表及河道沉降的控制效果,主要结论如下。

(1)当开挖面支护力设定值采用考虑渗透性土压力计算理论时,隧道中心河道沉降为18.54 mm,采用太沙基理论计算结果时,隧道中心河道沉降为11.60 mm,采用全覆土理论计算结果时,隧道中心河道沉降为4.39 mm。全覆土理论计算所得开挖面支护力在隧道贯通后对河道的沉降控制效果最好。

(2)在下穿河道前盾构掘进距离增加会较大幅度增大河道沉降,在下穿河道后增加掘进距离,沉降增大幅度减小并趋于稳定,隧道贯通后河道沉降位移减小,是由于盾构掘进完成后管片与注浆层的施加,对隧道起到良好的加固效果,使土体沉降位移减小。

(3)3种开挖面支护力作用下呈现出不同的地层水平位移变化曲线,最大位移均出现在隧道开挖面附近。曲线共同拐点位于地层埋深20.2 m处,3种开挖面支护力设定下全覆土理论下开挖面支护力掘进各测点地层水平位移最小。

(4)在3种开挖面支护力作用下,隧道中心线上方的地层分层沉降量随着埋深的增加而增大,沉降

槽宽度随着地层埋深的增加而减小,并向隧道中心线位置处集中;地层埋深 17 m 处接近隧道开挖面,沉降位移最大,且受开挖面支护力扰动明显。

参考文献

- [1] 城市轨道交通 2022 年上半年数据统计和分析[J]. 现代城市轨道交通, 2022(7): 116.
- [2] 张云, 殷宗泽, 徐永福. 盾构法隧道引起的地表变形分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 22(3): 388-392.
- [3] 王俊, 何川, 胡瑞青, 等. 土压平衡盾构掘进对上软下硬地层扰动研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(4): 953-963.
- [4] 鞠鑫. 双线地铁盾构施工引起的地表沉降分析及施工控制[J]. 铁道标准设计, 2019, 63(8): 120-125.
- [5] 张洋, 刘陕南, 吴俊, 等. 盾构隧道掘进时地层参数变化对地表沉降的敏感性研究[J]. 现代隧道技术, 2019, 56(4): 127-134.
- [6] 王洪新. 土压平衡盾构刀盘开口率对土舱压力的影响[J]. 地下空间与工程学报, 2012, 8(1): 89-93.
- [7] 高鹏兴, 陈行, 吴政隆, 等. 土压平衡盾构土仓压力的计算方法研究[J]. 铁道标准设计, 2020, 64(8): 75-79.
- [8] 胡新朋, 孙谋, 李建华, 等. 地铁 EPB 盾构不同地层土仓压力设置问题研究[J]. 地下空间与工程学报, 2006, 2(S2): 1413-1417.
- [9] HRUBESOVA E E, DURIS L. Assessment of tunnel's face support pressure[J]. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 2017, 236(1): 012074.
- [10] 李兴杰, 路冬冬, 孙海宾, 等. 浅覆土盾构穿越潮汐河流地层变形规律[J]. 科学技术与工程, 2023, 23(3): 1270-1277.
- [11] 杨振兴, 杜家庆, 孙飞祥, 等. 盾构隧道下穿输水干渠设计参数优化模型试验[J]. 科学技术与工程, 2023, 23(31): 13573-13581.
- [12] 吴曙光. 土力学[M]. 重庆: 重庆大学出版社, 2016.
- [13] 秦建设. 盾构施工开挖面变形与破坏机理研究[D]. 南京: 河海大学, 2005.
- [14] 徐日庆, 张庆贺, 刘鑫, 等. 考虑渗透性的水-土压力计算方法[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(5): 961-964.
- [15] JANCSEK S, STEINER W. Face support for a large mix shield in heterogenous ground conditions[C]//Conference Proceeding Institute of Mining and Metallurgy and British Tunnelling Society. London: Mining and Metallurgy and British Tunnelling Society, 1994: 531-549.

Analysis of Ground Settlement and Optimization Method of Support Force for Shield Tunneling Undercrossing Rivers: Taking Jinan Metro Line 4 under the Liugong River as an Example

ZHAO Hu¹, ZHANG Hexin², KONG Lingwei¹, WANG Rui¹, REN Xiangli¹, SUN Shangqu², LI Hui³

(1. Shandong Road and Bridge Group Co., Ltd., Jinan 250014, China;

2. School of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Qingdao 266590, Shandong, China;

3. School of Civil Engineering, Shandong University, Jinan 250100, China)

Abstract: With the vigorous construction of subway, it is inevitable to encounter situations such as underpass buildings, pile foundations, pipelines, and rivers during construction. Therefore, the requirements for shield tunneling construction parameters are becoming increasingly high, and the construction difficulty is gradually increasing. Taking the shield tunneling construction between Xingcun Station and Tangye South Station on Jinan Metro Line 4 as the engineering background, a three-dimensional numerical calculation model is constructed using ABAQUS finite element software to study the different excavation face support force settings and river displacement changes during the process of crossing the river channel. The research results show that: The excavation support force calculated under the theory of full covering soil has the best effect on controlling the settlement of the surface and river channels. Under different support forces, the maximum horizontal displacement of the strata occurs near the excavation face of the tunnel. The settlement of the strata above the centerline of the tunnel increases with the increase of burial depth.

Keywords: shield tunnel; undercrossing the river channel; numerical simulation; subway tunnel; excavation face support force