

# 盾构隧道下穿交叉市政管线地表沉降分析与控制<sup>\*</sup>

周绍宾<sup>1,2</sup> 郭佳奇<sup>1,2</sup> 徐 冲<sup>3</sup>

(1. 河南理工大学土木工程学院, 454002, 焦作; 2. 地下工程与灾变防控河南省重点实验室, 454002, 焦作;

3. 中铁第一勘察设计院集团有限公司一院桥隧处, 710043, 西安//第一作者, 硕士研究生)

**摘 要** 依托厦门地铁3号线翔安行政中心站—浦边站区间隧道下穿箱涵和管线共同沟的工程实例, 运用 Midas-GTS 有限元软件模拟盾构隧道施工过程中排水箱涵及管线共同沟的结构变形与地表沉降响应特征, 提出了既有构筑物变形与地表沉降控制的有效技术措施。研究结果表明, 先平行后斜穿于隧道上方的管线共同沟最大变形出现在隧道左右线偏左线位置, 对称左右线横跨于隧道上方的箱涵最大变形出现在左右线中间位置; 盾构接近和离开构筑物一定范围内, 地表差异沉降率突变; 地表突变变形发生时间点  $T_1$  可以作为沉降控制关键时间节点。

**关键词** 盾构隧道; 交叉管线; 差异沉降率; 结构变形; 掘进参数

**中图分类号** TU433

DOI:10.16037/j.1007-869x.2021.08.009

## Analysis and Control of Ground Surface Settlement of Shield Tunnel Under-passing Cross Municipal Pipeline

ZHOU Shaobin, GUO Jiaqi, XU Chong

**Abstract** Taking the engineering example of the interval tunnel of Xiang'an Administrative Center Station and Pubian Station of Xiamen Metro Line 3 under-passing utility tunnel of drainage culvert and pipeline trench, the Midas-GTS finite element software is adopted to simulate the structure deformation and ground surface settlement response characteristics of the utility tunnel during shield tunnel construction. Effective technical measures for controlling existing structure deformation and ground surface settlement are proposed. Research results show that for the pipeline trench going first parallel to then above the tunnel, maximum deformation occurs on left side of the left and right lines of the tunnel; while for the culvert straddling symmetrically above the tunnel, maximum deformation occurs in the middle of the left and right lines. Within certain range of shield arriving and departing from the structure, ground surface differential settlement rate demonstrates sudden change; the

time point  $T_1$  when surface sudden increase deformation occurs can be used as the key time node for settlement control.

**Key words** shield tunnel; cross pipeline; differential settlement rate; structure deformation; excavation parameter

**First-author's address** School of Civil Engineering, Henan Polytechnic University, 454002, Jiaozuo, China

城市轨道交通路线不可避免地要下穿中心商业街、市政管线、既有建构筑物等。盾构法以速度快、精度高、不影响道路航道通行等诸多优点成为城市土质地层地铁隧道施工的主要方法<sup>[1]</sup>。文献[2-8]的研究成果有力地证明了盾构下穿施工质量同土层损失及移动模型、掘进参数、管线响应特征、应力释放率<sup>[9]</sup>等密切相关。文献[10-13]研究了盾构下穿有压敏感管线、高铁路基、既有地铁隧道及市政桥梁等构筑物的情况。地下市政管线是城市的生命线, 一旦受盾构施工影响而停用, 其后果非常严重。目前, 关于盾构下穿多线交叉地下市政管线的研究较少。本文从数值计算和现场监测两方面, 对盾构下穿施工的沉降控制和管线结构安全展开研究。

## 1 工程概况

### 1.1 工程区间及地质情况

厦门地铁3号线翔安行政中心站—浦边站区间(以下简称“翔—浦区间”)采用土压平衡式盾构施工。区间呈“V”字坡, 最大坡度为28‰。区间隧道覆土厚度为9.5~12.3 m, 左右隧道中线距离为25.38 m。原始地貌位于溪沟谷地松散土区段。洞室以上主要为素填土层、粉质黏土层、砂层及残积砂质黏性土层, 局部为全风化花岗岩层, 洞身大部分地段处于粉质黏土层、残积砾质黏性土层、层全-强风化花岗岩层, 局部为中风化花岗岩层, 洞室以

<sup>\*</sup> 国家自然科学基金项目(51778215); 河南理工大学青年骨干教师资助计划项目(2017XQG-08)

下主要为残积土层、全-强风化花岗岩层及中风化花岗岩。具体的土层参数见表 1。

表 1 土层参数

土层	厚度/ m	重度/ (kN/m <sup>3</sup> )	黏聚力/ kPa	内摩擦角/ (°)	泊松比	弹性模量/ MPa	天然含 水量/%	孔隙比	塑限 指数	液限 指数	压缩模量/ MPa	渗透系数/ (m/d)
素填土层	9.95	18.7	26.7	12.5	0.33	2.0	27.2	0.842	13.5	0.46	4.904	0.05
粉质黏土层	3.20	18.6	23.4	11.5	0.31	1.8	25.1	0.798	13.1	0.36	4.461	0.10
残积砂质黏性土层	2.30	18.9	21.2	26.2	0.29	1.9	34.1	0.788	20.9	0.62	5.379	0.10
全风化花岗岩层	1.90	18.8	21.6	26.8	0.26	1.6	34.0	0.780	20.9	0.62	5.418	0.10
强风化花岗岩层	14.40	18.9	21.0	25.0	0.24	1.6	34.0	0.780	20.8	0.62	5.400	0.15

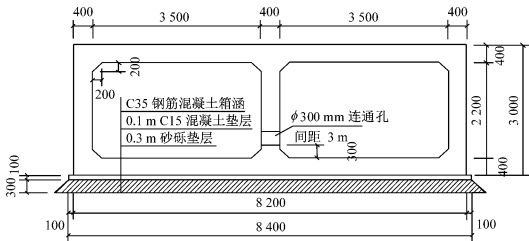
1.2 下穿建(构)筑物

区间穿越的构筑物主要包括钢筋加工棚、1 道 2 跨 3 500 mm×2 200 mm 箱涵、管线共同沟、2 根直径为 1 800 mm 的水管,如图 1 所示。



图 1 隧道与管沟(及箱涵)平面位置

排水箱涵位于隧道 141—168 环正上方。当前箱涵的排水量较小。隧顶埋深约为 11.35 m,隧顶与箱涵最小间距约为 1.87 m。箱涵为新建钢筋混凝土结构全长 77.85 m,其断面为有中隔墙的双跨框架(见图 2),每跨尺寸为 3 000 mm×2 200 mm。箱涵主结构采用抗渗等级为 P6 的 C35 混凝土,下设 10 cm 厚的 C15 素混凝土垫层及 30 cm 厚的砂砾垫层。每隔 20 m 设 1 道缝宽 3 cm 的变形缝,并在缝内设止水带。该箱涵属于二级风险源。

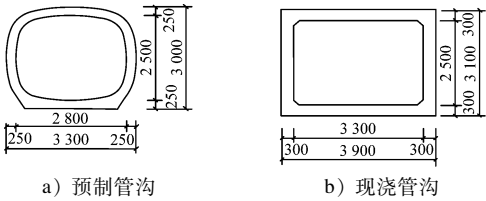


尺寸单位:mm

图 2 箱涵结构断面

管线共同沟(以下简为“管沟”)于隧道 212 ~ 227 环的斜上方,是将电力、通信、燃气及给排水等管线集于一体的无压管。管沟在与隧道并行的直

线段采用钢筋混凝土预制管结构,在隧道下穿的圆曲线段采用现浇钢筋混凝土结构。具体断面如图 3 所示。左线隧道侧穿及下穿管沟,右线隧道下穿管沟。隧道埋深约 12.3 m。隧道顶距管沟最小间距约为 5.1 m。管沟属于二级风险源。



单位:mm

图 3 管沟断面

2 地表沉降的数值模拟分析

2.1 模型建立

本文使用 Midas-GTS 软件来建立三维模型,并模拟计算盾构隧道下穿对箱涵和管沟的扰动程度。地层分布模型如图 4 所示。

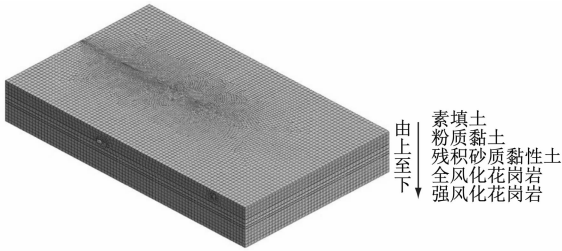


图 4 地层分布模型

计算土层采用 Mohr-Coulomb 弹塑性模型,衬砌管片、箱涵、管沟采用弹性结构模型,相关结构参数取值见表 2。依照盾构隧道、箱涵、管沟实际尺寸及空间位置关系,建立长 200 m、宽 120 m、高 31.8 m 的模型,如图 5 所示。该模型网格数为 331 279 个,节点数为 235 716 个。模型侧面和底面采用固定位移边界条件,模型上面采用自由边界条件。

表 2 结构计算参数				
部位	抗压强度/ MPa	重度/ (kN/m <sup>3</sup> )	杨氏模量/ GPa	泊松比
隧道管片	32	26	34.5	0.18
箱涵	28	25	26.3	0.2
管沟	26	25	23.4	0.2



图 5 隧道、箱涵、管沟仿真模型

2.2 施工过程模拟

假定各土层呈均质水平层状分布,不考虑构造应力的影响。根据文献[14]的结论,地层损失率取 3.01%,施工过程中,开挖土体-管片-注浆层-隧道外土体无相对滑动。

模拟施工步骤设置为:激活土层→隔离加固→钢套管→下穿注浆加固。

根据实际施工计划,先左线施工,后右线施工。模拟计算中,每 1 施工步钝化 1 个管片长度(1.2m)的隧道土体(模拟开挖土体、管片及等效注浆层),并施加掘进推力。管片和注浆层的激活滞后于钝化 1 个施工步。

2.3 地表沉降及建(构)筑物变形控制要求

GB50157—2013《地铁设计规范》<sup>[15]</sup>及地区轨道交通监测管理相关规定:构筑物及无压管线设计的累计沉降值控制值为 20 mm,沉降变化速率控制值为 2 mm/d,建筑物倾斜控制值为 2°/d。

GB 50911—2013《城市轨道交通工程监测技术规范》<sup>[16]</sup>规定:风险等级较低、且无特殊要求的管道,累计沉降控制值为 25 mm,变化速率控制值为 2 mm/d,差异沉降控制值为 0.3L<sub>g</sub>(L<sub>g</sub>为管节长度)。

管沟将电力、通信、燃气及给排水集于一体,已与产权单位对接,其沉降及结构变形控制应满足上述规范要求。

2.4 模拟计算结果及验证

2.4.1 地表沉降分析

如图 6 所示,在未激活等效注浆层、钢套管、旋喷桩等加固措施的情况下,盾构施工时的地表沉降基本符合基于 Peck 公式修正的双线 W 非对称模型特点<sup>[1]</sup>,其沉降横向分布近似于正态分布曲线,局

部最大沉降为 15 mm,接近警戒值。

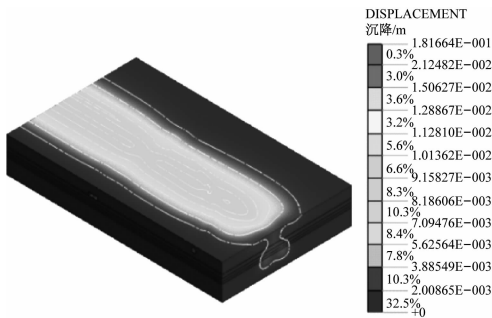


图 6 未加固情况的地表沉降模拟计算结果

按照先左线后右线的盾构施工顺序,将全部管片,以及等效注浆层、钢套管及旋喷桩等加固措施激活后,地表沉降模拟计算结果如图 7 所示。

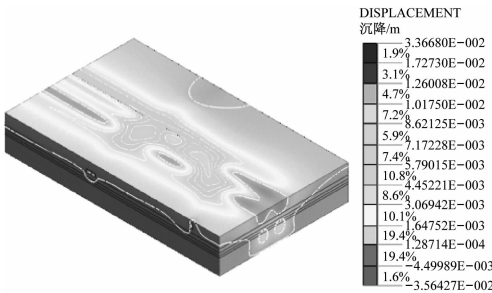


图 7 加固后的地表沉降模拟计算结果

地表沉降最大值为 10 mm,出现在箱涵横跨隧道左右线的中间位置。

由于在管沟与平行的隧道左线间设置了隔离加固措施,故地表沉降在隧道左右侧呈突变状况:左侧沉降基本维持为 7 mm;斜穿段沉降最大值为 12 mm,出现在隧道左右线中间上部偏左线处;沉降值由最大处向四周渐次减小,且均小于警戒值 30 mm。

在掌子面接近箱涵左侧和离开箱涵右侧的 9.26 m 范围内,地表沉降差异率增大。在隧道斜穿管沟部分,在掌子面接近左线左侧和离开右线右侧的 12.90 m 范围内,地表沉降差异率也增大。

2.4.2 管沟及箱涵的变形

箱涵和管沟的变形模拟结果如图 8 所示。当盾构脱出掌子面 7 环后,瞬时变形完成;后续土层固结产生的变形增量将在瞬时变形量基础上累加。

箱涵的最大变形量为 9.6 mm,出现在左、右线隧道的中间位置。此处箱涵的受力特征与简支梁类似:顶部受压,底部受拉,最大弯矩和最大剪力均出现在左、右线隧道中间上部箱涵位置。因此,将

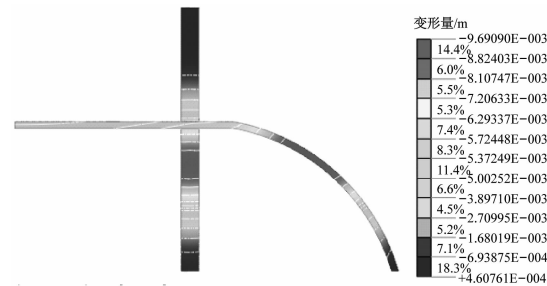


图8 管沟和箱涵的变形模拟结果

钢套管设置在箱涵上部比较合理。

管沟的最大变形量为 8.8 mm,出现在左、右线隧道中间偏左位置。此处管沟的受力特征和箱涵相似。管沟不能采用钢套管,无法从内部改变其结构刚度,只能通过注浆来降低地层损失。

2.4.3 模拟结果的实测验证

由于管沟与左线平行段的地表沉降过小,故本文只对穿越管沟段和穿越箱涵段进行分析。在实际施工过程中,管沟和箱涵的实际地表监测点布置如图 9 所示。按先左线后右线的盾构施工顺序,在监测点位置布置静力水准仪,对盾构穿越过程中的地表沉降进行动态监测并实时反馈。

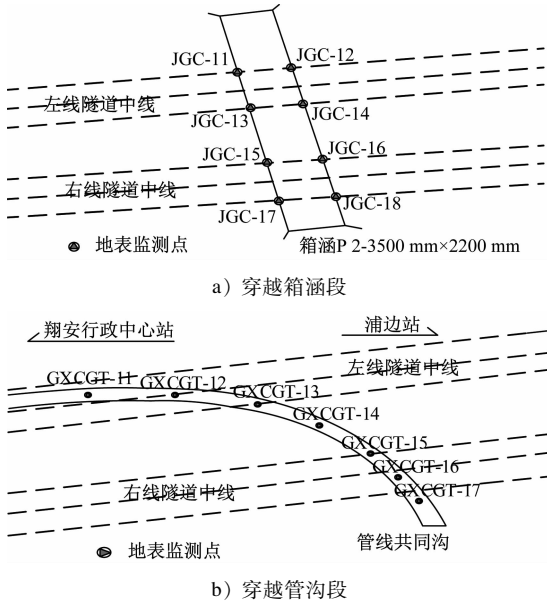


图9 地表监测点布置

由于篇幅有限,本文仅选择 JGC-11、JGC-14、GXCGT-12、GXCGT-13 等 4 个沉降最大的监测点进行分析。

由模拟结果发现:地表沉降量突增均出现在掌子面脱出的第 3 d 或第 4 d;之后,沉降量以 1 mm/d 速率趋于 10 mm 直至平稳。结合文献[17]分析可

知,地表变形包括:刀盘到达地表监测点前 15 m 的地面沉降  $\delta_1$ 、刀盘到达时的地面沉降  $\delta_2$ 、掌子面通过构筑物时的地面沉降  $\delta_3$ 、盾尾脱出后的瞬时沉降  $\delta_4$  以及后期固结沉降  $\delta_5$ 。盾构通过箱涵及管沟 15 d(2018 年 9 月 12 日至 27 日)内的地表沉降累计量模拟及实测结果如图 10 所示。

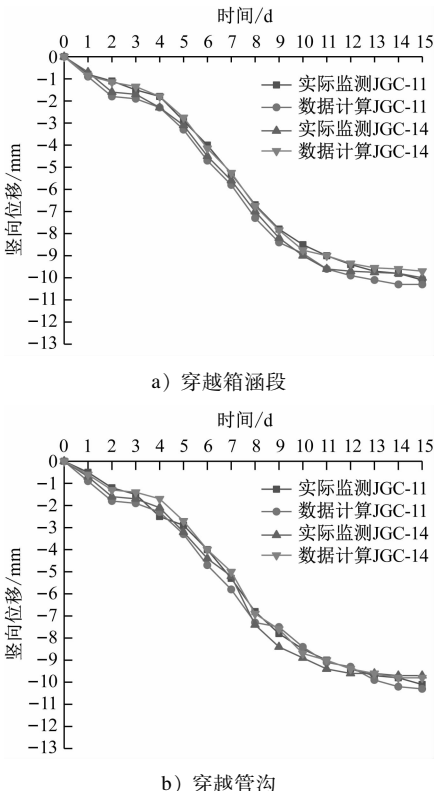


图10 地表沉降的模拟及实测结果

由图 10 可见,模拟结果与实测结果基本吻合,均存在地表变形突增时间点  $T_1$ 。这也验证了模拟结果的有效性。

通过图 10 及文献[17]得出: $T_1$  之前,沉降值主要由  $\delta_1$ 、 $\delta_2$  组成; $T_1$  之后,沉降值主要由  $\delta_3$ 、 $\delta_4$ 、 $\delta_5$  组成。可见, $T_1$  可作为沉降控制关键点。在盾构施工过程中: $T_1$  之前可通过上半环径向预注浆来降低地层损失; $T_1$  之后可跟进管片的拼装,及时通过注浆填充管片与盾壳之间空隙来降低  $\delta_4$ 。

3 加固措施

3.1 预加固措施

3.1.1 箱涵钢套管加固

在盾构下穿箱涵前,在左、右线隧道外壁 45°角区域范围内、长度为 45 m 的箱涵段,于箱涵内壁设置钢套管,如图 11 所示。钢套管能有效提高构筑物

的刚度,增加箱涵的抗弯抗剪强度。当箱涵沉降值大于警戒值 50% 时,需增大同步及二次注浆压力和注浆量<sup>[18]</sup>。

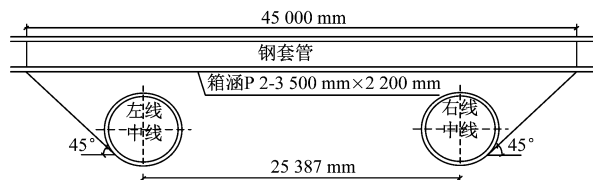


图 11 箱涵的钢套管加固示意图

根据模拟结果:在未激活钢套管时,地表局部最大沉降量为 15 mm,箱涵顶部变形量为 14 mm;在激活钢套管后,地表最大沉降量减至 10 mm,变形量减至 9.6 mm,远小于沉降警戒值(30 mm)及变形警戒值(20 mm)。

实际施工中,还应根据实时变形速率、倾斜角度及裂缝宽度来调整盾构掘进参数。

### 3.1.2 管沟的旋喷桩隔离加固

在管沟与左线并行段,当管沟与隧道外侧距离大于 2.5 m 时,在管沟与隧道之间采用双排  $\phi 800$  mm@600 mm 旋喷桩加固,加固深度至隧道下方 1.0 m,具体如图 12 所示。

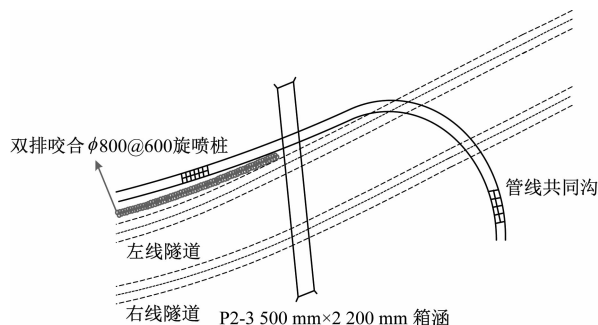


图 12 旋喷桩与隧道位置

在管沟与隧道外侧距离小于 2.5 m 处,以及左、右线隧道下穿管沟段,采用 WSS(无收缩双液)注浆加固措施。注浆扩散半径为 800 mm,注浆点间距为 1 400 mm,注浆区域为管沟两侧各 3 m 范围内,注浆深度至隧道顶。

旋喷隔离桩可有效减小隧道左上方土体竖向位移,并能减小沉降值在隔离桩附近发生的突变幅度<sup>[11]</sup>。

根据模拟结果,隔离桩激活后的两侧地表沉降分别为 12 mm 和 7 mm。可见,隔离桩能有效减小地层损失引起的土体变形向管线方向发展,将土体的竖向沉降限制在隧道一侧。

## 3.2 同步注浆

隧道洞室周围受扰动或剪切破坏重塑土的再固结都是造成地表沉降的原因。再固结引起的地表沉降在砂性土中呈现较快,在黏性土中呈现较慢<sup>[17]</sup>。隧道洞室大部分处于黏性土中,故注浆可有效减小地层损失。

根据模拟计算结果,如果注浆压力控制在 1.3 ~ 1.9 MPa 范围内,且注浆量控制在 5.4 ~ 6.1 m<sup>3</sup>/环范围内,则地表沉降为 12 ~ 17 mm。地表最终沉降在一定范围内随着注浆量的增加呈减小的趋势<sup>[10]</sup>。根据经验,注浆压力控制为 1.5 ~ 2.1 MPa,注浆量控制为 5.8 ~ 6.5 m<sup>3</sup>/环,可有效控制土层再固结后的最终沉降。

## 3.3 土仓压力控制

当土仓压力设置过大时,刀盘推进前方地表常出现破坏性隆起,使土层再固结之后的最终沉降偏大;土仓压力设置过小,直接会导致刀盘前方沉降过大<sup>[13]</sup>。

翔一浦区间的覆土厚度为 9.5 ~ 12.3 m。根据工程地质状况及理论公式(土仓压力 = 静止土压力 + 水压 + 预压):当预备土压设置为 0.020 MPa 时,地表瞬时隆起值为 5 ~ 7 mm;当预备土压增大至 0.035 MPa 时,地表隆起减小,且最终沉降得到有效抑制;盾构下穿时的土仓压力设置为 0.18 ~ 0.22 MPa,可有效减小盾构掘进对隧道上方土体的扰动<sup>[19]</sup>。

## 3.4 掘进参数的控制

参考前 100 环的掘进参数,在盾构下穿过程中,只要控制刀盘推力为 12 000 ~ 13 000 kN,就能稳住土压。此时,刀盘扭矩应控制为 2 000 ~ 3 500 kN·m。通过控制刀盘扭矩及油缸推力,将掘进速度控制为 25 ~ 40 mm/min<sup>[20]</sup>,并根据地表沉降监测的反馈进行调整。

## 4 结语

管沟集各种管线于一体,一旦发生事故暂停运营,就会造成社会影响重大事故<sup>[17]</sup>。本文采用 Midas-GTS 有限元软件模拟与现场监测,针对管沟和排水箱涵研究地表沉降规律和结构变形规律,得到的主要结论如下:

1) 先平行后斜穿于隧道上方的管沟最大变形出现在左、右隧道中线并偏向平行段位置。箱涵最大变形出现在左、右隧道中线上部。在盾构接近和

离开处,箱涵两侧 9.26 m 范围内和管沟两侧 12.9 m 范围内,地表差异沉降率增大。

2) 双排咬合旋喷桩可有效限制地层变形向管线方向发展。箱涵内钢套管提高了构筑物的整体刚度。在盾构掘进过程中,地基弹簧的逐步失效使箱涵承受了更大的剪力,钢套管作为箱涵内部的刚性支撑能有效增加其抗弯抗剪能力。

3) 地表变形突增时间节点  $T_1$  可作为沉降控制关键节点: $T_1$  之前,通过上半环径向预注浆降低地层损失; $T_1$  之后,及时跟进管片的拼装,通过注浆填充管片与盾壳之间空隙来降低盾尾脱出后的瞬时沉降。

## 参考文献

- [1] 方恩权. 基于 Peck 公式修正的盾构施工地表沉降预测研究[J]. 现代隧道技术,2015(1):143.
- [2] 张竹清. 地铁盾构隧道下穿高压 LNG(液化天然气)管线距离要求及沉降控制标准探讨[J]. 铁道标准设计,2016(5):531.
- [3] 刘恕全,关丽娟. 盾构超近距下穿大型污水管线施工技术[J]. 隧道建设,2011(6):722.
- [4] 魏纲. 盾构法隧道施工引起的土体变形预测[J]. 岩石力学与工程学报,2009(2):418.
- [5] 韦凯,雷震宇,周顺华. 盾构隧道下穿地下管线的变形控制因素分析[J]. 地下空间与工程学报,2008(2):325.
- [6] 周雪莲,王晓锋,魏林春,等. 超大直径盾构下穿高危管线施工数值模拟分析[J]. 铁道建筑,2014(2):47.
- [7] 万俊峰. 盾构在富水粉细砂层中长距离平行下穿有压敏感管线施工控制技术[J]. 隧道建设,2016(4):439.
- [8] 祝思然. 盾构近距离下穿既有地铁隧道沉降控制技术研究[J]. 隧道建设,2016(2):234.
- [9] 孔丹丹,赵颖华,王萍,等. 仿真计算中钢筋混凝土材料的等效模量[J]. 沈阳建筑工程学院学报(自然科学版),2003(3):165.
- [10] 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(8):1.
- [11] 章磊,韩爱民. 隔离桩对隧道侧穿邻近建筑物的沉降影响分析[J]. 城市轨道交通研究,2017(1):87.
- [12] 徐冲. 砂卵石地层泥水平衡盾构隧道掘进参数控制[J]. 铁道建筑,2019(2):94.
- [13] 陈学军,邹宝平,邝光霖,等. 盾构隧道下穿深圳滨海大道沉降控制技术[J]. 隧道/地下工程,2010(3):92.
- [14] 魏纲. 盾构隧道施工引起的土体损失率取值及分布研究[J]. 岩土工程学报,2010(9):1354.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 地铁设计规范:GB 50157—2013[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 城市轨道交通工程监测技术规范:GB 50911—2013[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2013.
- [17] 翟和明,李冬瑾. 盾构施工近距离下穿地铁线路沉降控制技术[J]. 铁道建筑,2013(5):90.
- [18] 钱新,黄雪梅. 盾构下穿建(构)筑物控制沉降注浆技术研究与应用[J]. 现代隧道技术,2010(16):85.
- [19] 张士强. 昆明地铁盾构下穿昆明火车站沉降控制施工参数研究[J]. 工程地质学报,2016(5):514.
- [20] 张碧文. 浅埋盾构下穿高速铁路基沉降分析及控制[J]. 现代隧道技术,2013(2):109.

(收稿日期:2019-08-25)

## (上接第 40 页)

- [2] 周芳,汪婧. 基于综合路网分析的长沙地铁 6 号线客流预测[J]. 公路与汽运,2019(1):22.
- [3] 朱小军,王九州,苗赛松. 城市轨道交通客流预测四阶段法及其在 TransCAD 中的应用[J]. 现代城市轨道交通,2018(7):66.
- [4] 佟达,刘晓溪,安迪. 重力模型在客运专线客流预测中的应用[J]. 物流技术,2016(4):47.
- [5] 凌同华,陈京兆. 长沙市地铁 1 号线开通初期客流预测研究[J]. 公路与汽运,2019(2):26.
- [6] MA X L, TAO Z M, WANG Y H, et al. Long short-term memory neural network for traffic speed prediction using remote microwave sensor data[J]. Transportation Research Part C: Emerging Technologies, 2015, 54: 187-197.
- [7] KUMAR K, PARIDA M, KATYAR V K. Short term traffic flow prediction for a non urban highway using artificial neural network[J]. Procedia-Social and Behavioral Sciences, 2013, 104: 755-764.
- [8] 赵野,朱志国. Logit 模型的改进及其在客流预测中的应用——以铁岭市现代有轨电车为例[J]. 交通运输工程与信息学报,2016(4):93.
- [9] 王立晓,曹建青,左志,等. 考虑出行者异质性的新线城市轨道交通客流转移预测模型[J]. 城市轨道交通研究,2018(9):75.
- [10] 徐威,郑长江,马庚华,等. 基于 K-Means 聚类的城市轨道交通站点分类研究[J]. 贵州大学学报(自然科学版),2018(6):106.
- [11] XU M L, LUO Q, MO Y H. Research on OD passenger flow forecasting method for urban rail transit network considering new line access type[C]// IEEE. The 4th International Conference on Intelligent Transportation Engineering. Singapore: IEEE, 2019: 121-125.

(收稿日期:2021-01-28)