

# 柱洞法施工地铁车站邻近管线变形控制技术<sup>\*</sup>

田鲁鲁 周锦强 郭永发 刘正初

(中铁二院昆明勘察设计院有限责任公司, 650200, 昆明//第一作者, 工程师)

**摘要** 结合长城桥车站隧道施工对管线的影响, 建立隧道支护结构-土体-地下管线耦合作用的三维有限元分析模型, 并对施工过程进行了仿真分析。根据数值模拟结果, 提出针对不同材质管线制定的变形控制标准。经现场管线沉降监测数据验证, 制定的管线沉降控制标准对现场施工有指导作用。

**关键词** 地铁车站; 柱洞法; 地下管线; 变形控制

**中图分类号** U455.48; U456.3

**DOI**: 10.16037/j.1007-869x.2020.07.014

## Deformation Control Technology for Pipelines Adjacent to Metro Station with Tunnel-column Construction

TIAN Lulu, ZHOU Jinqiang, GUO Yongfa, LIU Zhengchu

**Abstract** Considering the influence of the Changchengqiao Station tunnel construction on pipelines, a three-dimensional finite element analysis model is established for the tunnel support structure-soil-underground pipeline coupling effect. The whole construction process is simulated and analyzed. Based on the numerical simulation results, deformation control standards for different pipeline materials are formulated accordingly, which are verified by on-site pipeline settlement monitoring data. The established pipeline subsidence control standards play a guiding role for the on-site construction.

**Key words** metro station; tunnel-column method; underground pipeline; deformation control

**Author's address** Kunming Survey Design and Research Institute Co., Ltd. of CREEC, 650200, Kunming, China

暗挖车站往往穿越管线密集区, 隧道开挖将导致地应力重分布, 使邻近管线产生附加内力和变形。如何合理地评价和控制暗挖隧道施工对邻近管线工作状态的影响一直是岩土工程师研究的热点问题之一。文献[1-9]对隧道下穿地下管线进行

了模型试验和理论分析, 总结了管材弹性模量、管线埋深、地层损失率等相关因素对地下管线位移的影响规律。文献[10-11]采用三维有限元法研究了基坑开挖对邻近管线的影响规律, 并对管线加固措施效果进行了分析评价。文献[12-14]利用三维有限元法分析了地铁区间隧道施工对邻近管线的影响, 对地下管线的安全性进行了评价。但从目前研究成果可知, 国内学者还未有探讨柱洞法施工地铁车站对管线响应的先例。柱洞法施工地铁车站具有埋深浅、断面大、施工工序繁多以及对围岩扰动大等特点, 对车站上部管线的影响较大, 因此能否控制好管线变形关系到整个工程的成败。

本文结合长城桥车站, 根据管线和车站不同的空间位置, 提出了系统的控制技术。针对未侵限管线, 通过辅助工法加固地层和控制开挖, 减小地层变形。由数值分析提出各个阶段的控制值, 并通过现场实际监测进行验证和控制。

## 1 工程概况

长城桥车站柱洞法施工暗挖段为单层三跨结构, 结构顶覆土约 9.1 m, 从上至下地层依次素填土、黄土状粉土、黄土状粉质黏土、粉细砂及粉质黏土, 主体结构位于粉质黏土和粉细砂中。暗挖段垂直下穿多条市政管线(见图1)。其中, DN 1 800 mm 电力管, 管顶埋深约 4.5 m, 与暗挖车站初期支护顶部净距约 0.6~0.3 m; DN 600 mm 雨水管, 管顶埋深约 5 m(抬升标高后), 与暗挖车站初期支护顶板净距约 3 m; DN 2 000 mm 污水管, 管顶埋深约 5 m(抬升标高后), 与暗挖车站净距约 3 m; DN 1 000 mm 上水管, 管顶埋深约 3.13 m, 与暗挖车站初期支护顶板净距约 4.8 m; DN 500 mm 煤气管与设计不相符, 该管道为侵限管道。侵限管线采用架设临时支撑体系的方案, 本文不对侵限管线进行研究。

<sup>\*</sup> 云南省科技厅科技计划项目(2018BC008)

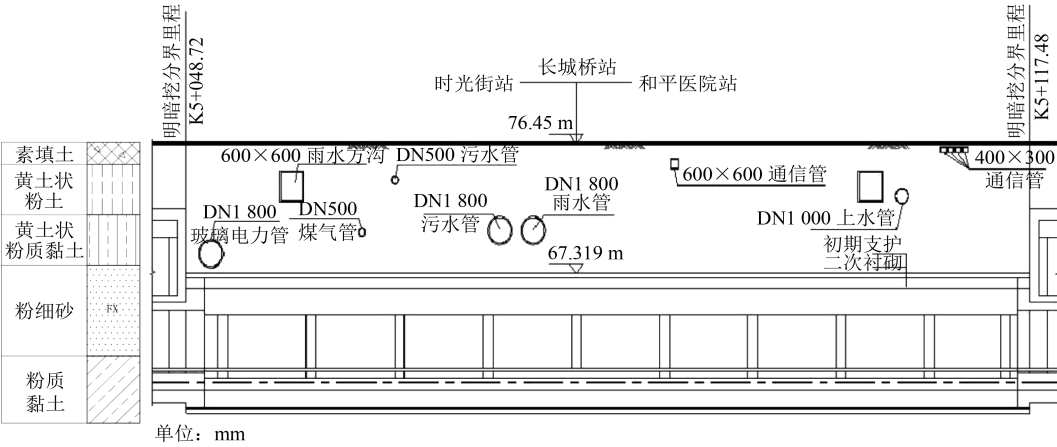


图 1 长城桥车站暗挖段与管线关系断面图

2 针对未侵限管道沉降的控制措施

针对不同类型的未侵限管线,控制其变形主要是从如下三个方面进行:①辅助工法加固地层;②正洞开挖控制;③加强监控量测。通过辅助工法改善粉细砂地层,使地层力学参数得到提高,进而起到减小施工过程中地层的变形,最后达到控制管线变形的效果。正洞开挖过程中遵循“小分块、短台阶、早成环、环套环”的原则,避免施工中出现超挖和洞内塌方,确保施工过程中管线和暗挖车站的安全。数值分析根据不同类型的管线制定相应的预警和控制值,并由现场监测数据来反馈和指导施工,从而达到控制管线的效果。

2.1 采用辅助工法对粉细砂地层进行加固

在洞口段 10 m 范围内采用大管棚+深孔注浆+超前小导管补偿注浆的方式加固拱部地层,其余地段采用深孔注浆+超前小导管补偿注浆的方式加固拱部地层,具体布置如图 2~3 所示。拱部施以  $\phi 108\text{ mm}$  管棚(壁厚 8 mm),管棚仰角控制在  $1^\circ$  左右。现场深孔注浆孔外插角近似水平,每次纵向加固范围为 10 m,搭接长度为 3 m,注浆孔第一排沿开挖轮廓线布置,环距 0.3 m;第二排环距 0.6 m,并与第一排间距 0.35 m;第三排环距 0.6 m,与第二排保持在 0.7 m。注浆材料为超细水泥-水玻璃双液浆:水玻璃模数为 2.2~2.8,波美度为  $40^\circ\text{Bé}$ ;水泥水灰比为 0.8:1.0~1.5:1.0,双液浆配比为 1:1。现场实际注浆压力为 1~2 MPa。

管棚在浆液作用下形成一个壳体结构,既起支撑上部土体的作用,又能隔离下部土体,减少土体的变形,进而起到控制管线变形作用。深孔注浆的

浆脉为水平状分布,分三层,能防止土体坍塌,减少地层变形,最终使管线受力和变形更加均匀。

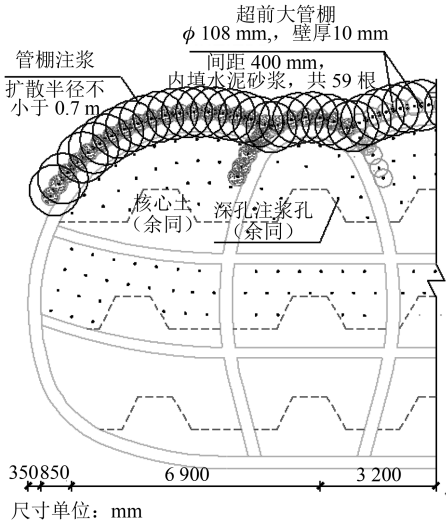


图 2 管棚和深孔注浆布置图

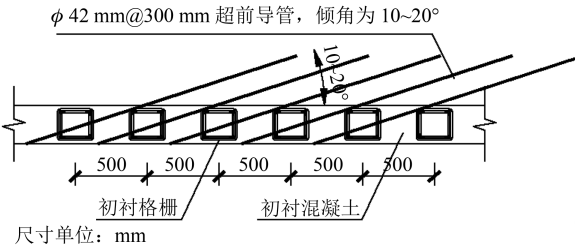


图 3 超前小导管布置图

2.2 正洞控制技术

整个洞室化分为 15 个小导洞,每 0.5 m 安装一榀格栅钢架,上下导洞之间步距控制在 3~5 m。柱洞法梁-柱结构施工时,选择合适的浇筑长度,分多段浇筑,保证了混凝土浇筑质量。中洞扣拱处的受力相对较大,利用横向钢管来提高结构的整体刚

度,起到了避免顶梁和柱子偏移的效果。边跨则采取对称开挖,使既有支护结构左右侧受力平衡,达到减小施工过程中整个支护结构体系偏移的效果。边跨二衬施工过程中临时支撑结构拆除采用左、右边跨错开施工,长度控制在9~10 m,保证施工和结构安全的前提下,有效地缩短工期。

### 2.3 加强管线变形监测

为能及时地反馈施工过程中管线的变形情况,避免管线出现漏水甚至断裂,对整个施工过程中管线沉降进行跟踪记录。

## 3 管线沉降变形分析

### 3.1 计算模型

运用 ANSYS 有限元分析软件,基于有限变形弹塑性理论,建立隧道支护结构-土体-地下管线耦合作用的三维模型。考虑边界效应和计算时效性,计算模型取100.0 m(长度)×68.7 m(宽度)×44.0 m(高度),其中高度向上取至地面。由于暗挖车站穿越的管线数量较多,考虑到地层和管线材质,数值计算过程中只考虑车站施工对电力管线、DN 1 800 mm 雨水管和污水管及 DN 1 000 mm 上水管的影响。模型边界条件则是左右侧限定横向位移,前后侧约束隧道走向位移,下部约束竖向位移,上部为自由面,而由于该区域为无水地层,无需考虑渗水边界。计算模型如图4所示。

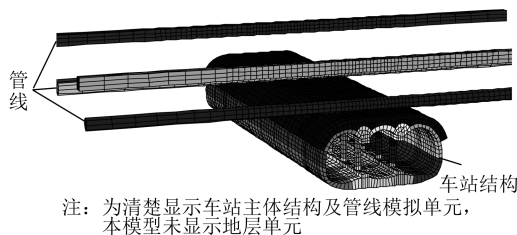


图4 计算模型

计算模型建立时需做以下假定:

1) 围岩及支护结构的模拟: 主体结构和围岩采用遵循理想弹塑性本构关系和 Drucker-Prager 屈服准则的空间实体单元进行模拟; 初期支护及临时结构采用能承受轴弯性能的空间壳体单元进行模拟; 地下管线视为薄壁管, 采用线弹性本构的板壳单元进行模拟。

2) 支护结构-土体-地下管线耦合: 把支护结构及地下管线与土体接触面上的节点耦合, 使两者接触面上的节点共同变形, 以考虑管线与土体的相互

作用, 管线与周围土体始终紧密接触, 管线与土体不产生相对滑动或脱离。即壳单元与实体单元间自由度的协调性通过自由度的耦合来实现。

3) 物理力学参数的选取: 对土体及支护单元分别赋予不同的泊松比、弹性模量、黏聚力、内摩擦角及容重等参数, 地下管线为等直径圆管或等壁厚的方管, 按管线材质的不同选取不同的参数。

4) 管棚及注浆的模拟: 将管棚及注浆加固的力学作用分别等效为相应处理范围内围岩力学参数的提高。

使用单元的生死功能来模拟车站的开挖和支护, 围岩的初始应力主要由重力引起。通过如下步骤模拟柱洞法施工整个车站暗挖段过程: ①地层管棚及注浆加固后开挖左右导洞; ②左右导洞贯通后施作梁柱结构; ③开挖中洞; ④施作中洞二衬; ⑤拆除临时结构, 开挖左右洞; ⑥施作左右洞二衬结构。

### 3.2 数值计算分析

通过调取计算结果中管线节点的竖向位移, 可得各工序下管线的变形情况(见图5~7)。

#### 3.2.1 DN 1 000 mm 上水管变形计算

图5为DN 1 000 mm 上水管沉降变化曲线。由图5可知, 该上水管随着施工工序的推进竖向变形不断增大, 管线变形主要发生在土方开挖阶段, 其中变化最大的工序是左右导洞开挖和左右洞开挖。上水管最终的累计变形为26.95 mm, 大于控制值20 mm。左右导洞贯通后引起的沉降达到了10.01 mm, 占总沉降的37.14%, 而左右洞开挖引起的沉降为7.85 mm, 占总沉降的29.13%。

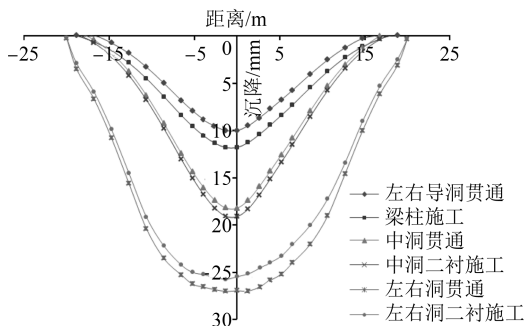


图5 DN 1 000 mm 上水管沉降变化曲线

#### 3.2.2 DN 1 800 mm 雨水管变形计算

图6为DN 1 800 mm 雨水管道沉降变化曲线。由图6可知, 该雨水管随着施工工序的推进竖向变形不断增大, 管线变形主要发生在土方开挖阶段, 其中变化最大的工序是左右导洞开挖和左右洞开

挖。雨水管最终的累计变形为 21.28 mm, 稍大于控制值 20 mm。左右导洞贯通后引起的沉降达到了 9.89 mm, 占总沉降的 46.47%。而左右洞开挖引起的沉降为 5.3 mm, 占总沉降的 24.91%。

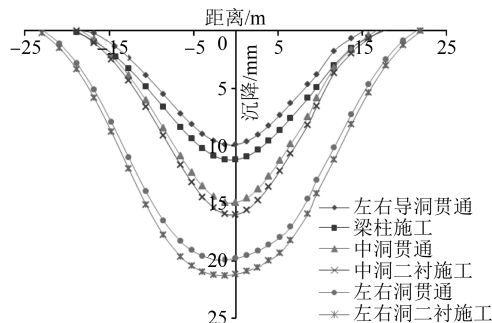


图6 DN 1800 mm 雨水管沉降变化曲线

### 3.2.3 DN 1800 mm 电力管变形计算

图7为DN 1800 mm 电力管沉降变化曲线。由图7可知,该电力管随着施工工序的推进竖向变形不断增大,管线变形主要发生在土方开挖阶段,其中变化最大的工序是左右导洞开挖和左右洞开挖。电力管最终累计变形为 28.89 mm, 小于控制值 30 mm。左右导洞贯通后引起的沉降达到 11.21 mm, 占总沉降的 38.80%。而左右洞开挖引起的沉降为 11.31 mm, 占总沉降的 39.14%。

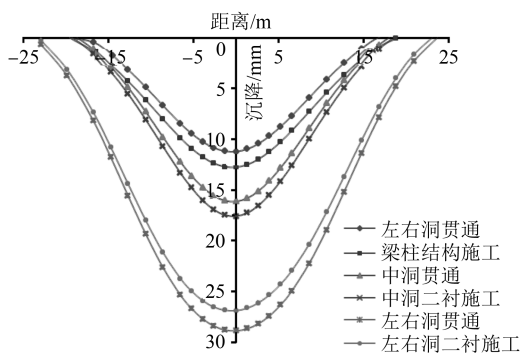


图7 DN 1800 mm 电力管沉降变化曲线

### 3.3 管线沉降控制标准

隧道近邻施工的大前提是避免对已有的重要管线造成不利影响。结合上述数值模拟结果,根据管线材质的不同制定相应的控制标准,拟定 DN 1800 mm 玻璃钢电力管在开挖柱洞时的沉降占总控制值的 25% (预警值: -6 mm; 控制值: 7.5 mm), 在开挖中洞时管线沉降占总控制值的 23% (预警值: -12 mm; 控制值: -14.5 mm), 开挖侧洞时管线沉降占总控制值的 44% (预警值: -23 mm; 控制值: -27.5 mm), 管线后期沉降占总控制值的 8% (预警

值: -25.5 mm; 控制值: -30 mm)。雨(污)水管、上水管在开挖柱洞施工时地表沉降控制值约占总控制值的 25% (预警值: -4 mm; 控制值: -5 mm), 在开挖中洞时管线沉降占总控制值的 23% (预警值: -8.5 mm; 控制值: -10.0 mm), 开挖侧洞时管线沉降占总控制值的 44% (预警值: -16 mm; 控制值: -19 mm), 后期沉降占总控制值的 8% (预警值: -17 mm; 控制值: -20 mm)。

### 3.4 现场变形监测分析

#### 3.4.1 DN 1800 mm 上水管变形监测

DN 1800 mm 上水管为钢筋混凝土管道,与车站走向垂直相交。为分析各工序对管线沉降的影响权重,对 3~7 号测点的沉降变化进行了整理。管线在施工全过程中的变形情况如图 8 所示。

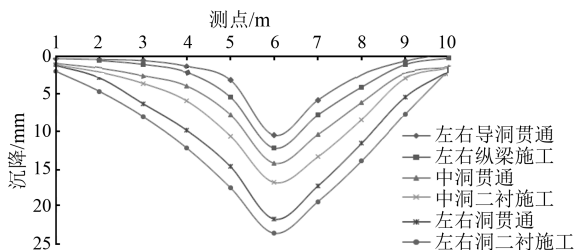


图8 各工序下 DN 1800 mm 上水管沉降变形

由图8可知,上水管随着施工工序的不断推进累计变形亦不断地发展,管线在各工序下的最大沉降均发生在 6 号测点(车站中线)。待所有施工工序均完工后,管线最终的最大沉降值为 23.7 mm, 稍大于控制值(20 mm)。在整个施工过程中对管线沉降影响最大的是左右导洞贯通和左右洞贯通。其中左右导洞开挖引起管线最大沉降为 10.6 mm, 占沉降总值的 44.7%; 左右洞开挖引起的最大沉降值为 4.9 mm, 占总沉降值的 20.7%。其主要原因是左右导洞开挖对原状土造成的扰动较大,使得地层应力释放,加之左右导洞断面大,造成地层损失变大,从而导致管线产生的变形增大。梁-柱结构是在初支变形稳定后施工,且是在结构内部进行的,而中洞施工时断面较小,临时结构拆除量不大,所以管线的变形相对较小。

#### 3.4.2 DN 1800 mm 雨水管变形监测

DN 1800 mm 雨水管为钢筋混凝土管道,与车站走向垂直相交。为分析各工序对管线沉降的影响权重,对 4~8 号测点的沉降变化进行了整理。管线在施工全过程中的变形情况如图 9 所示。

由图9可知,雨水管沉降随着施工工序的推进

不断地发展,在柱洞法施工的整个过程中管线5号测点的沉降变形最大。待所有施工工序均完工后,管线最终的最大沉降值为19.6 mm,小于控制值(20 mm)。在整个施工过程中对管线沉降影响最大是左右导洞贯通和左右洞贯通。其中左右导洞开挖引起管线最大沉降为7.95 mm,占沉降总值的40.8%;左右洞开挖引起的最大沉降值为5.6 mm,占总沉降值28.7%。梁-柱结构施工和中洞施工引起地层的响应相对还是较小。

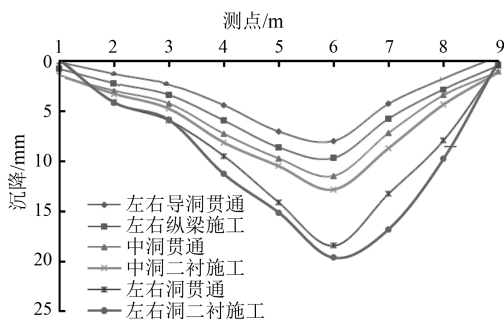


图9 各工序下DN 1800 mm雨水管沉降变形

### 3.4.3 DN 1800 mm 电力管变形监测

DN 1800 mm 电力管为玻璃钢管道,与车站走向大致呈垂直相交。为分析各工序对管线沉降的影响权重,对2~6号测点的沉降变化进行了整理。管线在施工全过程中的变形情况如图10所示。

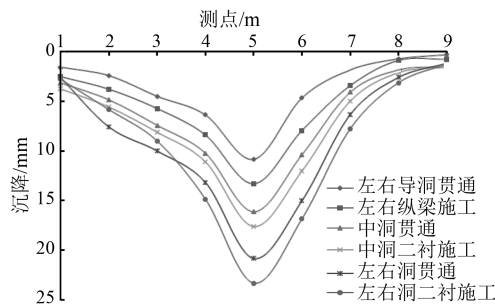


图10 各工序下DN 1800 mm电力管沉降变形

由图10可知,电力管沉降随着施工工序的推进不断发展,在柱洞法施工的整个过程中管线6号测点的沉降变形最大。待所有施工工序均完工后,管线最终最大沉降为23.3 mm,小于控制值(30 mm)。在左右导洞贯通后,管线最大沉降为10.9 mm,占总沉降的46.8%。梁-柱施工及中洞施工引起管线的最大沉降为6.7 mm,占总沉降的28.7%。

### 3.5 数值计算与监测分析结论

1) 通过数值分析可知,管线变形主要是发生在土方开挖阶段,其中变形最大的工序是左右导洞开

挖和左右洞开挖,上水管最终的累计变形为26.95 mm,大于控制值20 mm;雨水管最终的累计变形为21.28 mm,稍大于控制值20 mm;电力管最终的累计变形为28.89 mm,小于控制值30 mm。

2) 由管线的监测数据可知,整个施工过程中对管线沉降影响最大的是左右导洞贯通和左右洞贯通。上水管线最终的最大沉降值为23.7 mm,稍大于控制值(20 mm);雨水管线最终的最大沉降值为19.6 mm,小于控制值(20 mm);电力管线最终的最大沉降值为23.3 mm,小于控制值(30 mm)。

## 4 结论

1) 通过数值计算结果和现场监测数据可知,管线变形主要是发生在土方开挖阶段,其中变化最大的工序是左右导洞开挖。

2) 通过采用辅助工法加固地层、正洞开挖控制,以及加强监控量测进行管线沉降控制等措施,可以控制暗挖地铁车站管线沉降变形。

3) 有限元数值计算结果和现场监测数据的对比分析表明,两者隧道施工过程对管线沉降影响规律一致。监测数据证实根据数值分析结果制定的沉降控制标准对现场施工有重要的指导作用。

## 参考文献

- [1] 王正兴,缪林昌,王冉冉,等.砂土中隧道施工对相邻垂直连续管线位移影响的模型试验研究[J].岩土力学,2013(增刊2): 143.
- [2] 刘晓强,梁发云,张浩,等.隧道穿越引起地下管线竖向位移的能量变分分析方法[J].岩土力学,2014(增刊2): 217.
- [3] 张恒,张子新.盾构隧道开挖引起既有管线的竖向变形[J].同济大学学报(自然科学版),2013(8): 1172.
- [4] 张陈蓉,俞剑,黄茂松.隧道开挖对邻近非连续接口埋管的影响分析[J].岩土工程学报,2013(6): 1018.
- [5] 王春梅,何越磊,汪磊,等.隧道下穿引起地下管线竖向位移的计算方法研究[J].隧道建设,2016(2): 186.
- [6] 胡愈,王作虎.地铁隧道开挖中地下管线的内力和变形分析[J].兰州理工大学学报,2015(4): 126.
- [7] 谷拴成,贺恒炜,茹国锋.地铁隧道工程开挖过程中地下管线的受力情况分析[J].城市轨道交通研究,2015(5): 14.
- [8] 魏纲,黄文,姜鑫.地面出入式盾构开挖对邻近地下管线的影响分析[J].铁道科学与工程学报,2017(9): 1934.
- [9] 张治国,黄茂松,王卫东.隧道开挖对层状地基中邻近管道影响的DCBEM-FEM耦合方法[J].岩土工程学报,2011(10): 1554.

(下转第78页)

改造后对控制逻辑进行如下优化:智能导通柜工作可分为正常供电运行(即正线和车辆段均正常供电)、正线支援车辆段及导通柜退出三种情况。

1) 正常供电运行:①超声波检测到列车通过信号,且绝缘结两端电压大于有车阈值(暂设 5 V,可调);②超声波检测无列车通过信号,且绝缘结两端电压大于无车阈值(暂设 120 V,可调);③超声波模块自检故障,且绝缘结两端电压大于故障阈值(暂设 70 V,可调)。以上情况下导通两个方向晶闸管,其它时候关断两个方向的晶闸管。

2) 正线支援车辆段:①根据接触网的分段开关的状态来正常控制正反向晶闸管的导通和关断;②直接将隔离开关合闸。

3) 导通柜退出:当导通柜因故障、维修或其它原因需要退出导通柜时,可将导通柜隔离开关合闸,将导通柜旁路。

### 3.2 改造后效果分析

车辆段单向导通装置改造升级为智能导通柜并投入运营。由 2016-03-21T16:30 至 2016-03-22T15:36 的监测数据(见图 10)可知:管道对地极化电位变化整体平稳,且相比导通装置改造前大幅减小。再由改造后燃气管道半小时极化电位正向偏移平均值(见图 11)可知:该值全部都在 70 mV 以

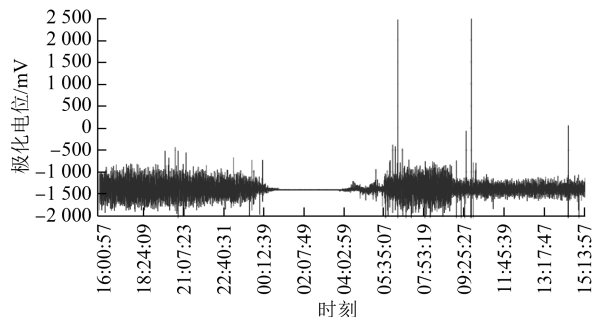


图 10 改造后燃气管道极化电位实时值

内,完全符合 SY/T 0017—2006 埋地钢质管道直流排流保护技术标准。

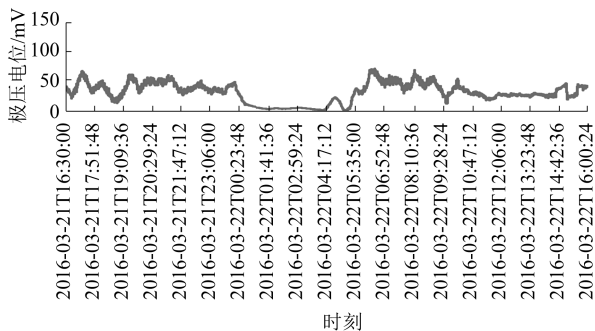


图 11 改造后燃气管道半小时极化电位正向偏移平均值

### 参考文献

- [1] 高玉珍.轨交杂散电流对天然气主干网的腐蚀影响及防护探究[J].上海煤气,2016(2): 6.
- [2] 夏慧芳,刘根胜.地铁直流杂散电流干扰埋地金属管道的防护与研究[J].石油库与加油站,2016(1): 9.
- [3] 石海平.杂散电流影响管道检测与维护探讨[J].科技与企业,2016(2): 247.
- [4] 于志永.地铁车辆段杂散电流的特征分析及防护[J].城市轨道交通研究,2017(10): 44.
- [5] 黄晓静.车辆段的杂散电流防护[J].电子测试,2015(2): 94.
- [6] 赵勤,王军平,张栋梁.城市轨道交通车辆段杂散电流分布规律测试分析[J].城市轨道交通研究,2016(10): 23.
- [7] 杨建兴.单导装置对杂散电流影响的仿真分析及优化[C]//中国铁道学会自动化委员会.中国铁道学会电气化委员会 2017 年年会及新技术研讨会论文集.保定:中国铁道学会自动化委员会,2017: 5.
- [8] 陈霞.地铁车辆基地杂散电流腐蚀防护工程设计[J].科技创新导报,2018(1): 68.
- [9] 中华人民共和国住房和城乡建设部.埋地钢质管道直流干扰防护技术标准: GB 50991—2014[S].北京:中国计划出版社,2014.

(收稿日期:2018-07-20)

(上接第 73 页)

- [10] 李大勇,吕爱钟,曾庆军.内撑式基坑工程周围地下管线的性状分析[J].岩石力学与工程学报,2004(4): 682.
- [11] 李大勇,龚晓南,张土乔.软土地基基坑周围地下管线保护措施数值模拟[J].岩土工程学报,2001(6): 736.
- [12] 蒋正华,吴波,高波.地铁区间隧道施工对管线影响的数值模拟[J].现代隧道技术,2003(1): 16.
- [13] 吴波,高波,索晓明,等.城市地铁隧道施工对管线的影响研究[J].岩土力学,2004(4): 657.
- [14] 吴波,高波.地铁区间隧道施工对近邻管线影响的三维数值模拟[J].岩石力学与工程学报,2002(增 2): 2451.

(收稿日期:2018-08-20)