

厚填土平台下近邻既有线双连拱地铁 隧道关键施工技术研究

莫坤¹, 代家宝², 罗丽娟¹, 党楠², 马甲宽¹, 朱君会²

(1. 长安大学 建工学院, 陕西 西安 710061; 2 中铁四局集团有限公司 西安分公司, 陕西 西安 710077)

摘要:该文以西安地铁五号线雁鸣湖停车场出入线双连拱隧道浅埋暗挖工程为依托,基于场地厚填土地层和超近邻既有区间工程条件,提出黄土地区小断面双连拱地铁隧道的若干关键施工技术。通过数值分析的手段验证中导洞+上下台阶法施工的可行性,同时根据不同施工区段地质条件采用不同形式超前支护手段,并适当增大中导洞开挖断面占比,有效降低了左右洞施工的相互影响;此外,工程采用自行设计非对称衬砌台车进行二衬施工,解决了二衬偏压跑模问题。在现场监测数据的反馈中,地表沉降、新建隧道拱顶下沉以及既有隧道拱腰收敛最大值分别为14.1、8.2、3.9 mm,均小于施工控制值,验证了该文所阐述的关键施工技术的合理性和安全性。

关键词:黄土地区;双连拱隧道;数值分析;施工技术;非对称台车;现场监测

中图分类号: U455

文献标志码: A

以西安为代表的西北区域城市地下交通工程中存在大量的黄土隧道工程,这些黄土隧道工程从小跨度、小空间向大跨度、大空间方向发展,结构类型也变得更加复杂,加之受到地形条件等限制,连拱隧道这种特殊隧道形式凭借其自身优势开始逐渐应用于隧道工程中^[1]。连拱隧道最初较多应用于公路隧道领域,具有空间利用率高、避免洞口分幅、与洞外线路连接方便等特点,随着城市地下空间的不断发展,地下建筑设施趋于密集化,其逐渐应用于城市地铁领域。与单洞隧道相比,除结构形式有着明显的区别之外,连拱隧道一般跨度更大,施工工艺及力学行为更加复杂,同时其对邻

近既有建筑的影响也更加明显,施工质量及安全控制难度大,这些都是连拱隧道施工过程中不可避免的难题。

近年来,相关领域研究人员针对以上问题开展了大量的研究,在施工方案优化、隧道受力变形规律、对邻近建筑物影响的控制等方面取得了丰硕的研究成果。陈智强^[2]、刘新荣^[3]、许崇帮^[4]、丁文其^[5]等提出了连拱隧道施工优化方案,在保证施工安全的前提下,简化了施工工序,加快了施工进度;秦臻^[6]、段家澍^[7]、唐峰^[8]、潘龙针^[9]等针对连拱隧道的偏压性以及所处围岩的软弱性,研究了连拱隧道的中隔墙和衬砌的受

- *****
- [2] 方诗圣,方正东,黄志福. 车辆荷载作用下多孔钢波纹管板的稳定性分析[J]. 中外公路,2016,36(6):159-162.
- [3] 朱旭阳,何欢,高文学,等. 大直径钢波纹管管顶土压力分析[J]. 中外公路,2015,35(4):39-43.
- [4] 胡滨,梁养辉,刘百来,等. 公路钢波纹管拱桥受力特征分析[J]. 中外公路,2020,40(4):120-123.
- [5] 李祝龙,孙秀凯,胡滨,等. 高填方路基钢波纹管涵洞分层土压力分析[J]. 中外公路,2014,34(1):40-44.
- [6] 李祝龙,姜涛,谢晓如,等. 高填方路基钢波纹管涵洞土拱效应分析[J]. 公路工程,2016,41(1):193-197.

- [7] 刘百来,李祝龙,汪双杰. 钢波纹管涵洞力学性能的有限元分析[J]. 西安工业学院学报,2006,26(1):83-86,94.
- [8] 狄瑾,周绪红,张茜. 预应力混凝土波纹钢腹板组合梁受力性能研究[J]. 中外公路,2007,27(3):79-83.
- [9] 胡小兵,李祝龙,梁养辉,等. 高路堤钢波纹管涵与钢筋混凝土拱涵土压力对比分析[J]. 筑路机械与施工机械化,2015,32(9):41-45.
- [10] 张力,赵倡,胡滨. 不同地基钢波纹管涵洞受力特征及施工工艺分析[J]. 山东交通科技,2020(3):25-28.

收稿日期:2020-07-16

基金项目:中铁四局科研项目(编号:2018-97);国家自然科学基金资助项目(编号:41877285);中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(编号:300102289201)

作者简介:莫坤,男,硕士研究生. E-mail:350345076@qq.com

力变形规律,研究结果指导了现场施工,为同类工程提供了参考;刘尚芳^[10]、李亚勇^[11]、邹新宽^[12]等对连拱隧道施工过程中的邻近建筑物或隧道的变形进行了研究,制定了控制邻近建筑物变形的应对措施,有效地控制了邻近建筑物的变形;皮亮^[13]、王道远^[14]、汪振伟^[15]等利用有限元软件对连拱隧道进行模拟,对地表沉降进行了回归分析,在理论上获得了地表沉降的规律。然而,现有的研究大多集中在公路隧道领域,少有研究针对城市地铁隧道展开,而近邻既有隧道且在大厚度人工填土平台下的城市地铁双连拱隧道方面的研究更是鲜见报道,既有研究成果在地铁连拱隧道领域是否依然适用有待验证,针对性研究亟需开展。

该文结合西安地铁五号线停车场入场线双连拱隧道建设工程,详细阐述了黄土地区连拱隧道施工方案以及关键施工技术,并结合数值分析结果及现场监测数据验证该文所述施工方案的合理性、安全性,可为类似隧道工程提供有效借鉴。

1 工程概况

1.1 工程环境

雁鸣湖停车场入场线是西安地铁五号线的重要组成部分,位于长鸣路以东,入场线起始于长鸣路站后区间,线路起始段与正线并行,左右线间距较小,入场线线路行进至 MDK0+067.640 处与正线区间结构具备脱开条件,区间设计起点里程为 MDK0+067.640,设计终点里程为 MDK0+605.240,其中 MDK0+067.640~MDK0+178.169 为暗挖段,共计 110.529 m。暗挖隧道结构形式为双连拱隧道,宽度为 11.6 m,高度为 6.8 m,线路最大纵坡 24.48%,最小曲线半径 $R=220$ m。暗挖隧道上部建有钢结构安测车间,左右两侧近接既有隧道,代表性断面(MDK0+127.015)隧道位置示意图如图 1 所示。

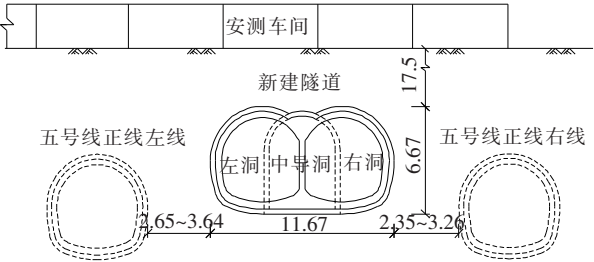


图1 隧道横断面示意图(单位:m)

1.2 工程地质条件

根据地质勘探资料,暗挖段地质情况如图 2 所示。

暗挖段上部存在大厚度人工填土,最大厚度达 15.7 m,距离结构顶最近为 5.4 m,开挖断面土体以土层②新黄土及土层③古土壤为主,土质结构松散且垂直节理发育;场地地下潜水稳定,水位埋深 37.6~39.4 m,位于结构底板以下 24.83~29.20 m,故不考虑地下水对该工程的影响。

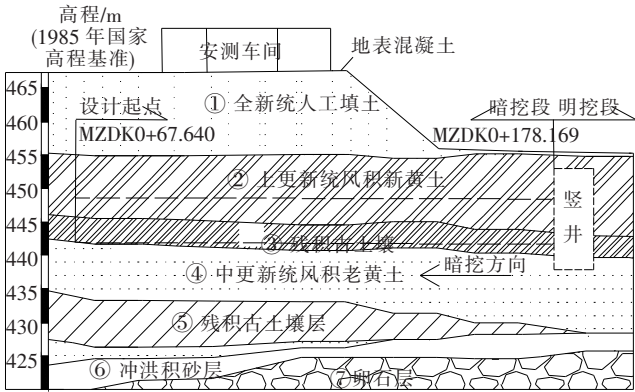


图2 纵向地质断面图(单位:m)

1.3 施工重难点分析

- (1) 暗挖段双连拱隧道上部存在大厚度的全新统人工填土和薄厚度上覆原状土,工程性质差异大且湿陷性强,当支护控制措施不力时容易造成较大地表沉降甚至坍塌。
- (2) 隧道上方有城南安测车间,车间基础距隧道拱顶约 17.5 m,施工过程中安测车间沉降控制难度大,且隧道与正线既有隧道间距较小,最小净距仅有 2.35 m,施工易使近邻既有隧道衬砌产生过大附加变形,进而影响安全性。
- (3) 新建暗挖隧道正洞二次衬砌结构为非对称分布结构,在施工时二次衬砌模板承受偏压作用,易产生偏移导致二次衬砌错位。

2 施工关键技术研究

对于黄土地区上覆厚填土与近邻既有隧道的特殊环境下的双连拱地铁隧道,涉及的施工关键技术主要包括:隧道开挖方案、超前支护体系转换、中导洞洞室面积调整、中导洞侧壁拆除风险控制、非对称衬砌台车二衬施工等。

2.1 隧道开挖方案

双连拱隧道从设计终点竖井反向开挖至设计起点,采用中导洞+上下台阶法进行开挖,正洞开挖采用错距 15 m 的施工方案的以减少相邻洞室开挖之间的相




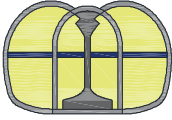
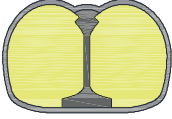
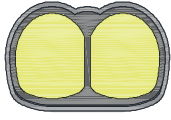
互影响。初期支护初步采用 30 cm 厚的 C25 喷射混凝土与格栅钢架,二衬采用 40 cm 厚的 C35 防水钢筋混凝土。具体施工步序如表 1 所示。

为了验证开挖方案的可行性,该文首先采用 Abaqus 有限元分析软件对重点开挖工序正洞开挖过程进行数值模拟,并着重对地表沉降、新建隧道拱顶下沉以及既有隧道应力变化进行分析。

2.1.1 模型建立

选取双连拱隧道厚填土段(MDK0+067.640~MDK0+127.015)建立计算模型。考虑到地表安测车间分布情况,新建隧道与左右两侧边界净距各取 4.5 倍洞径(双连拱隧道整体跨径),模型尺寸为 120 m×43.5 m×60 m(宽×高×长),如图 3 所示。四周边界设置法向约束,下边界为三向约束,上边界为自由边界。土体选用摩尔—库仑弹塑性本构模型,隧道衬砌设置为线弹性本构模型。鉴于安测车间为轻钢结构,荷载较小,将其简化为集中荷载,且不考虑安测车间的

表 1 双连拱地铁隧道开挖步序

图例	说明
	开挖中导洞上、下台阶,并施作初期支护与临时横撑
	中导洞贯通后,拆除临时横撑并施作中隔墙,中隔墙浇筑完毕后重新安装临时横撑
	开挖左洞上下台阶、并施作初期支护与临时横撑
	待左洞开挖 15 m 时,开挖右洞,具体开挖方案与左洞相同
	正线左右洞贯通后,拆除临时横撑与中导洞临时侧壁
	运用非对称衬砌台车按先仰拱后拱墙的顺序进行二衬施工

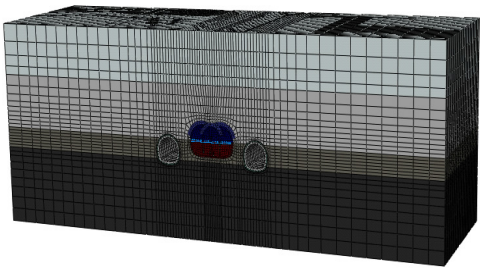


图 3 整体模型

刚度对地表沉降的影响。将性质相近的土层进行合并,土体从上至下共分为 4 层,具体计算参数见表 2。

表 2 计算参数

土层	密度/ (kg·m ⁻³)	弹性模 量/MPa	泊松比	内摩擦 角/(°)	黏聚力/ kPa
杂填土	1 600	6.00	0.35	15.00	15.00
粉质黏土	1 890	10.24	0.28	24.00	33.00
新黄土	1 620	8.15	0.29	21.30	20.00
古土壤	1 770	13.68	0.28	21.50	26.00
初衬	2 500	31 000	0.15	—	—
二衬	2 500	33 700	0.15	—	—

2.1.2 计算分析

(1) 地表沉降

地表沉降着重选取距离初始开挖面 6 m 处断面(S1 断面)来研究整个开挖过程地表沉降变化情况,S1 断面地表沉降曲线如图 4 所示,图中括号内数字表示右洞开挖距离。

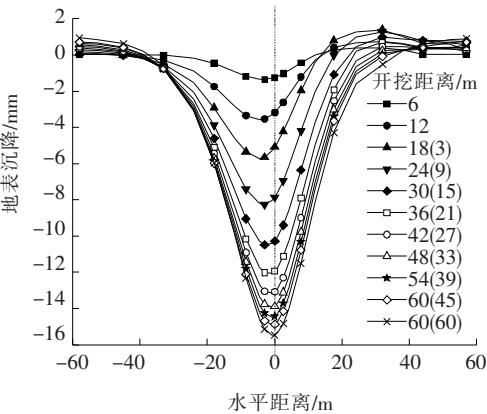


图 4 地表沉降曲线

由图 4 可知:开挖前 21 m 时,地表沉降曲线之间间隔较大,地表变形处于变形加剧阶段。当后行洞(右洞)掌子面超过监测断面 15 m(即开挖 21 m)后,地表沉降曲线之间间隔相对较小,后续开挖对该断面地表

沉降影响逐渐减弱,变形进入稳定阶段;同时发现,地表沉降曲线基本呈高斯分布,左右正洞开挖结束后,地表沉降对称轴基本回归至隧道中心位置。当测点与隧道轴线水平距离超过 33 m 以后,地表沉降基本为 0,可以认为,该工程隧道开挖水平影响距离为 33 m,约 3 倍隧道跨径。此外,安测车间相邻支柱(即集中力作用点)之间最大差异沉降为 4.1 mm,小于施工控制值 6 mm($<1\%$),即隧道开挖过程引起的安测车间不均匀沉降处于允许范围内。

(2) 新建隧道拱顶下沉

选取距离初始开挖面 6、21、36、51 m 4 个断面分别命名为 S1~S4,各断面左右洞拱顶下沉曲线如图 5 所示,图中 GL-S1~GR-S4 为各断面拱顶下沉监测点编号(如:GL-S1 表示 S1 断面左洞拱顶监测点,GR-S1 表示 S1 断面右洞拱顶监测点)。

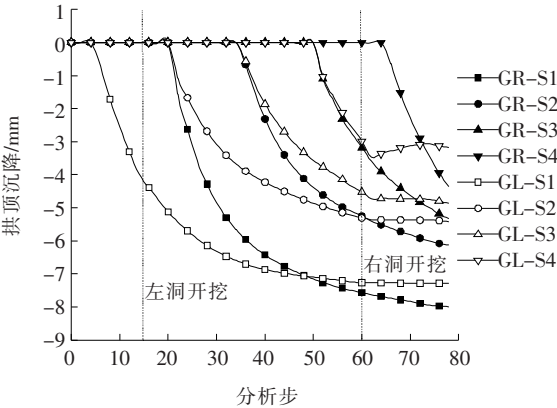


图5 拱顶下沉曲线

由图 5 可知:对于 S1 断面,在正洞初衬浇筑完毕后,该断面拱顶下沉量急剧增加,当掌子面超过该断面 20 m 左右时,拱顶沉降进入缓慢增长的状态,此时左右正洞拱顶沉降已分别增至 6.4、6.0 mm,之后逐渐趋于稳定;而其余 3 个断面拱顶下沉量曲线相对 S1 断面较为缓和,S2 及 S3 断面最终拱顶沉降比 S1 断面小 2 mm 左右,这主要因为 S1 断面距离初始开挖面较近,开挖边界效应对其影响大于其他断面;S4 断面受模型尺寸影响,在开挖结束时尚未进入稳定阶段,左右洞最终拱顶沉降分别为 3.3、4.5 mm。综合分析发现,在隧道开挖完成后各断面左右正洞拱顶下沉量基本相同,各断面最终拱顶沉降最大值为 8.1 mm,小于施工控制值 15 mm,保证了隧道施工的安全性。

(3) 既有隧道应力变化

对 S1 断面处既有隧道的拱顶、左拱腰、右拱腰、拱底 4 个测点的应力变化规律进行分析,各测点布置如

图 6 所示。由于左右既有隧道衬砌应力变化规律相似,此处以右线为研究对象展开分析,变化曲线如图 7 所示。

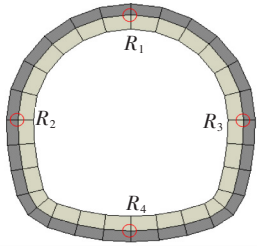


图6 既有隧道应力测点

由图 7 可知:在整个隧道施工过程中,各测点应力并未出现明显的变化,R1~R4 测点的最大应力变化值分别为 0.50、0.22、0.37、0.12 MPa,最大值仅 0.50 MPa,说明在当前施工方案下,双连拱隧道开挖并未对既有隧道产生明显的影响。

由以上对隧道开挖过程中的地表沉降曲线、拱顶下沉曲线以及既有隧道应力变化曲线的分析可知,地表沉降变化与隧道结构的变形均在允许范围内,且对既有隧道的影响较小,初步证实了该工程所采用的中导洞+上下台阶法施工的可行性及安全性。

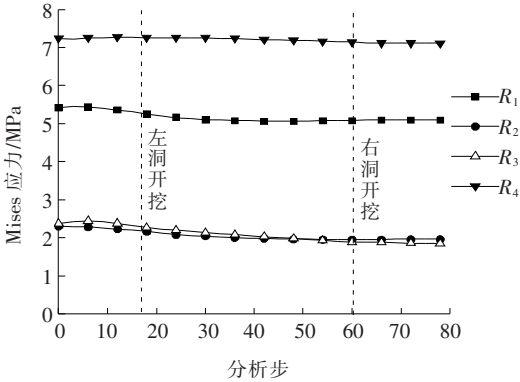


图7 既有隧道应力变化曲线

2.2 超前支护体系转换

超前支护在隧道拱部 150°范围内布设,环向间距为 400 mm,在开挖轮廓线外形成保护层,有效地扩散和传递了围岩压力,减少了隧道开挖释放应力的作用,从而大大增加了进洞施工的安全性,并降低了对既有隧道的影响。根据围岩情况和暗挖隧道与既有结构的位置关系,超前支护按其结构及布置形式总体分为 3 个区段:洞口段(MDK0+165.754~MDK0+178.169)、过渡段(MDK0+127.015~MDK0+165.754)以及厚填土段(MDK0+067.640~MDK0+127.015)。

洞口段为雁鸣湖出入场线明暗挖分界处,工程环境特殊,开挖前需要破除马头门支护桩,采用大管棚和超前小导管联合支护体系,进而有效控制洞口围岩的变形;过渡段覆土厚度较小,设置单排小导管,以起到承接作用;在厚填土段,控制地表沉降及对既有隧道的影 响是该区段施工的重点,超前支护采用双排小导管支护形式。通过在不同区段采用不同的支护形式,在确保施工安全性的前提下,节约施工成本的同时也缩短了施工工期,具体超前支护设计参数见表 3。

表 3 超前支护设计参数

结构	直径/ mm	厚度/ mm	长度/ m	外插角/ (°)	成孔孔 径/mm
大管棚	108	8	12	1~2	120
小导管	42	3.5	3	15	6~8

2.3 中导洞洞室面积调整

在高速公路隧道中,中导洞开挖面积一般为隧道总开挖面积的 20% 左右。由于该工程双连拱地铁隧道断面面积远小于公路隧道,为了防止隧道侵限导致二衬厚度不足,需要放大中导洞开挖断面的面积以减小正洞开挖时拱顶的沉降量。因此中导洞面积调整的多少是该道工序的重点,若面积调整过大会增大中导洞施工洞室变形超出限值的风险。根据施工设计,将中导洞开挖面积调整至与正洞单洞开挖面积之比为 1.4 : 1。

中导洞洞室面积采用该调整方案有如下两个优点:

(1) 中导洞的开挖量占据了整个隧道工程开挖量的 41%,使得中导洞兼具超前探测及较大比例开挖工作的功能,有效地提高了施工效率,缩短了施工工期。

(2) 中导洞洞室面积调整增加了中导洞的整体刚度及左右正洞间的净距,同时在正洞施工时由于中导洞的阻隔效应,大大降低了左右单洞之间的相互影响。

2.4 中导洞侧壁拆除风险控制

根据既有工程经验,黄土隧道浅埋暗挖施工中,临时侧壁拆除工序使得初衬的受力特点发生明显转换,存在一定的施工风险,而一次性拆除长度的确定以及拆除顺序需要根据现场监测数据等综合判定,该工程中导洞侧壁拆除采取如下具体措施:

(1) 拆除临时侧壁采用分步拆除方案:首先拆除上台阶联拱部位,之后拆除 I20a 临时横撑,最后拆除侧壁剩余部分。

(2) 上台阶连拱部位拆除完后对该部位进行补喷,并用土工布将中隔墙拱顶预留防水层及对钢筋进行包裹,底板两侧采用 5 cm 厚木板进行遮挡。

(3) 通过现场监测数据及数值模拟结果最终确定侧壁一次性拆除的长度为 110.529 m,即隧道全长,且拆除过程中高频率监测拱顶沉降及地表沉降两项关键性指标,以确保施工的安全性。

相比分段拆除临时侧壁方案(一次拆除一段临时侧壁),该方案有效利用了现场监测数据,大大简化了侧壁拆除工序,为后续二衬施工提供了便利条件,在保证安全性的前提下提高了施工效率。

2.5 非对称台车二衬施工

由于二衬为非对称结构,该工程采用中铁四局自行设计发明专利整体式液压非对称衬砌台车进行施工。二衬台车全长 9 m,主要由外模板、拱圈、门架系统、上下纵梁、侧向丝杆、基础丝杆、行走系统 8 部分组成,其中门架包括门架立柱、门架横撑、门架斜撑,非对称衬砌台车示意图如图 8 所示。

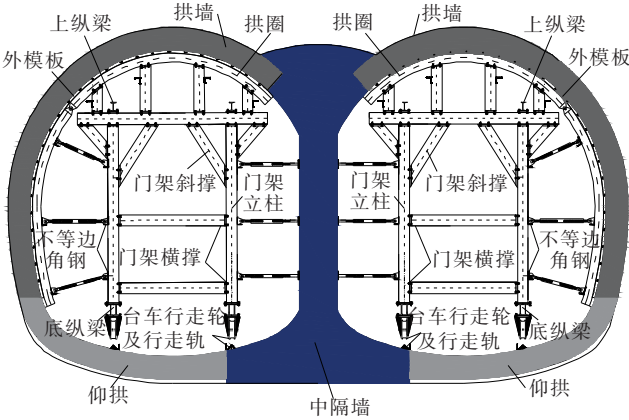


图 8 非对称衬砌台车示意图

二衬施工主要步骤如下:

(1) 剔除正洞初支表面杂物并用水泥砂浆修填补平,采用无纺土工布+EVA 防水板作为防水层与初支混凝土紧密贴合,在确保起到防水作用的同时能有效减少两者间的空隙。

(2) 铺设 7 cm 厚细石混凝土作为仰拱保护层,仰拱弧形模板为 55 mm 定型钢模,后设弧形筋板及背楞并利用钢管固定于中隔墙上,以防止混凝土在浇筑过程中模板上浮。

(3) 非对称衬砌台车在竖井内完成拼装,同时在仰拱处布设角钢临时行走轨道,通过底部千斤顶将台车抬升至设计标高并固定,左右洞台车保持对称施工从洞尾反向施工至洞口。

通过施工现场监测数据发现,采用非对称衬砌台车施工,有效地解决了小断面隧道施工拆卸模板困难及偏压跑模的问题。

3 现场监控量测数据验证

为进一步验证该工程关键技术的可行性与安全性,在施工过程中对地表沉降、拱顶下沉以及既有隧道拱腰收敛等进行高频率监测。该工程施工从2018年12月1日正式开始,到2019年10月14日截止,历时318 d,主要施工工序时间段如表4所示。以开始日期为第1天,结束时间为第318天。

表4 主要工序时间表

编号	工序	日期	时间跨度/d
T1	中导洞开挖	2018.12.05—2019.03.22	5~112
T2	中隔墙浇筑	2019.03.23—2019.07.03	113~215
T3	正洞开挖	2019.05.02—2019.08.07	153~250
T4	拆除中导洞侧壁	2019.07.27—2019.09.04	239~278
T5	二衬施工	2019.09.05—2019.10.14	279~318

3.1 地表沉降

地表沉降选取距离初始开挖面后51.5 m处断面为研究对象,该断面位于隧道厚填土段,且与数值分析中的S1断面重合,具有代表性,监测结果如图9所示,图中 P_1 、 P_2 、 P_3 分别位于左洞、中导洞、右洞拱顶正上方。

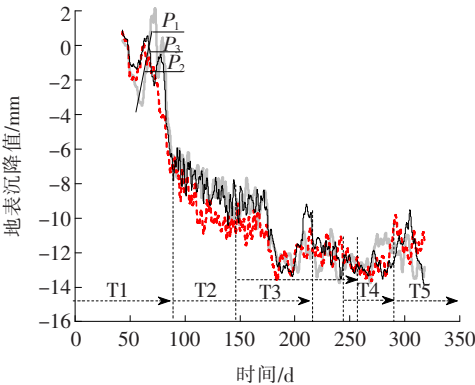


图9 地表沉降监测曲线

3.2 新建隧道拱顶下沉

受施工环境与监测条件的约束,拱顶下沉监测选取距离初始开挖面1.5、16.5 m处两个断面为代表性断面进行分析,分别命名为 B_1 和 B_2 ,这两个断面的监测贯

穿整个施工过程,监测数据更能反映拱顶下沉的变化规律。拱顶下沉监测结果如图10所示,两个断面均以GL、GM、GR表示左洞、中导洞、右洞拱顶下沉测点。

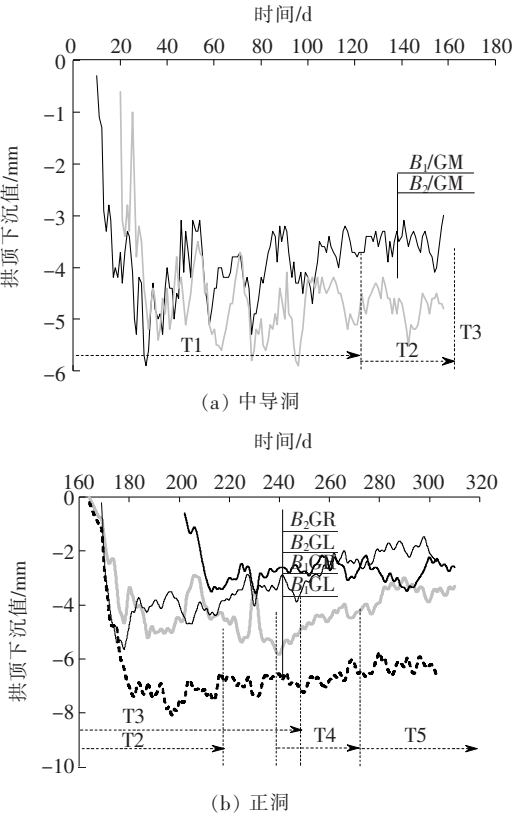


图10 拱顶下沉监测曲线

3.3 既有隧道拱腰收敛

在正洞开挖阶段(T3)对厚填土段的3个监测断面 $C_1\sim C_3$ 的既有隧道拱腰收敛变形进行了监测,分别位于距洞口66、81、96 m,即安测车间第2~4道条形基础位置处,各断面分别以CL、CR表示左线、右线的拱腰收敛测点。既有隧道拱腰收敛监测结果如图11所示。

3.4 监测结果分析

由图9~11监测结果分析可知:

- (1) 在整个施工过程中,地表沉降和拱顶下沉最大值分别为14.1、8.2 mm,既有隧道的最终拱腰收敛最大值为3.9 mm,各测点数据均在施工控制值以内。
- (2) 在中导洞开挖与正洞开挖前期拱顶下沉急剧增大,但最终达到稳定阶段时拱顶沉降最大值分别为5.9、8.2 mm,小于施工控制值15 mm,说明中导洞面积放大的比值符合安全施工的要求。
- (3) 中导洞侧壁拆除(T4阶段)对地表沉降与拱顶下沉影响不大,二者基本未发生明显改变,说明一次性拆除全部侧壁的方案安全可行。

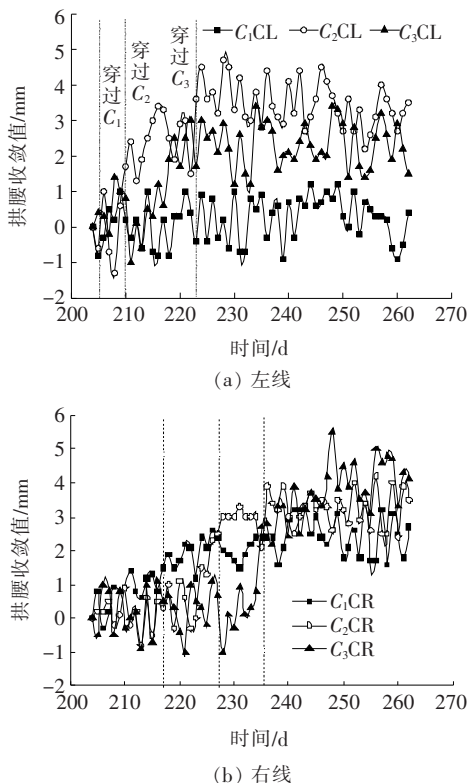


图 11 既有隧道拱腰收敛监测曲线

4 结 论

(1) 对黄土地区上覆厚填土平台且近邻既有线的的小断面双连拱地铁隧道,将中导洞与正洞单洞开挖面积之比调整为 1.4:1,不但防止了隧道侵限,且降低了左右正洞施工的相互影响,增加了施工安全性。

(2) 针对洞门段、过渡段、厚填土段不同施工条件采用不同超前支护形式,有效地控制了新建隧道的变形以及厚填土段的地表沉降,同时降低了对邻近既有隧道衬砌结构的影响。

(3) 中导洞临时侧壁拆除采用先拆除侧壁顶部与中隔墙连接部分后拆除其余侧墙的施工方式,一次性拆除的长度为 110.529 m,在保证施工安全要求的前提下有效提高了施工效率;采用自行设计非对称衬砌台车对特殊形式的二衬结构进行施工,解决了施工拆卸模板困难及偏压跑模问题。

(4) 该工程对整个施工过程进行高频率监控量

测,通过现场监控量测数据及数值模拟的反馈,验证了该文所阐述的关键施工技术的合理性和安全性。

参考文献:

- [1] 刘新荣,钟祖良.黄土公路连拱隧道[M].北京:科学出版社,2016.
- [2] 陈智强.城市连拱隧道下穿挡墙段出洞方案优化与监测分析[J].现代隧道技术,2016,53(3):157-163.
- [3] 刘新荣,钟祖良,黄金国,等.考虑古城墙保护的连拱隧道施工方案优化[J].中国地质灾害与防治学报,2009,20(2):133-137.
- [4] 许崇帮,夏才初,朱合华.双向八车道连拱隧道施工方案优化分析[J].岩石力学与工程学报,2009,28(1):66-73.
- [5] 丁文其,王晓彤,李志刚,等.龙山浅埋大跨度连拱隧道施工方案优化分析[J].岩石力学与工程学报,2005(22):4 042-4 047.
- [6] 秦泰.连拱隧道衬砌裂缝现场调查与数值模拟分析[J].中外公路,2016,36(6):199-203.
- [7] 段家澍,凌同华,张胜,等.分岔隧道连拱段施工数值模拟分析及其方案优化[J].中外公路,2016,36(5):186-190.
- [8] 唐峰,袁昕,袁航.青山冲双连拱隧道软弱围岩变形与稳定性研究[J].铁道科学与工程学报,2012,9(5):71-76.
- [9] 潘龙,王建国,陈陆望.连拱隧道浅埋偏压段的受力和变形机制研究[J].岩石力学与工程学报,2011,30(S2):3 557-3 566.
- [10] 刘尚芳.连拱隧道爆破开挖对既有下部隧道的的影响研究[J].中外公路,2014,34(3):213-216.
- [11] 李亚勇,王芳其,靳晓光,等.节理岩体中连拱隧道施工对周边建筑物的影响[J].重庆大学学报,2015,38(6):115-122.
- [12] 邹新宽,张继春,潘强,等.连拱隧道近接重叠既有隧道时的施工性态数值模拟[J].江苏大学学报(自然科学版),2016,37(2):225-230.
- [13] 皮亮,蒋树屏.穿越高层建筑大跨隧道施工力学与支护结构研究[J].地下空间与工程学报,2017,13(5):1 303-1 310.
- [14] 王道远,袁金秀,朱永全,等.铁路隧道下穿既有专线地表沉降控制基准研究[J].地下空间与工程学报,2013,9(S2):1 945-1 950.
- [15] 汪振伟,付钢.城市连拱隧道施工地表沉降分析及预测研究[J].岩土力学,2009,30(S2):418-421.