

新建箱涵小净距上跨既有地铁设计

傅家鲲, 邓雪峰

(成都市市政工程设计研究院有限公司, 四川 成都 610023)

摘要:以成都市牟珠堰河道改造工程上跨既有地铁5号线区间为实例,研究新建河道近距离上跨既有地铁结构的设计方案和控制标准,并采用数值模拟方法对设计方案进行验证。同时对既有地铁区间结构进行监测,并对监测结果进行分析,以期今后类似工程设计提供借鉴及参考。

关键词:新建箱涵;既有地铁;保护方案;小净距

中图分类号: U442.5

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)08-0072-03

0 引言

随着城市地铁的大规模建设和营运线路的增加,新建其他市政工程近距离穿(跨)越既有地铁线路的情况日益增多^[1-3]。新建市政工程施工时,不可避免要引起邻近既有地铁结构内力变化和轨道变形。当结构内力和轨道变形的变化值超过允许范围时,就可能造成结构破坏,影响地铁营运的安全性。

本文以成都市牟珠堰河道上跨已营运的地铁5号线工程为背景,介绍跨越地铁段的设计和保护方案。

1 工程概况

1.1 现状及规划河道情况

现状牟珠堰河道为宽10~15 m左右的天然河道,流向为由北向南,以明渠形式从地铁5号线九道堰站的东侧区间通过。规划牟珠堰河道为宽20 m的人工河道,规划位置将其调整至地铁5号线九道堰站的西侧区间通过,同时穿越市政道路,如图1所示。

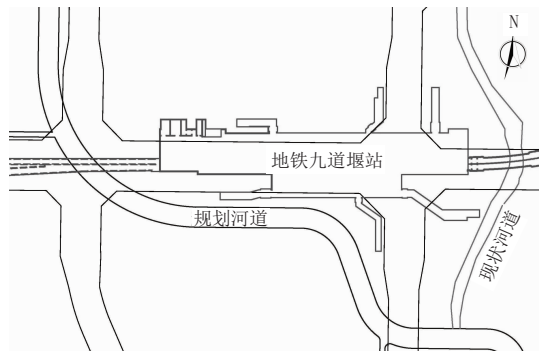


图1 牟珠堰河道现状及规划调整位置

收稿日期: 2021-11-09

作者简介: 傅家鲲(1987—),男,硕士,高级工程师,从事桥梁隧道设计工作。

1.2 运营地铁情况

成都地铁5号线为已运营线路,九道堰站为地下侧式车站,标准段宽64 m,总长约306 m,覆土约3.5~3.7 m。车站两侧均有一段框架结构区间,其中东侧框架结构段长约149 m,西侧框架结构段长约278 m。

重新规划位置的牟珠堰河道从西侧地铁框架结构区间段上方通过。该处地铁结构为单箱双室框架结构(见图2),覆土约6.5 m,依靠自重抗浮,抗浮安全系数不低于1.05^[4]。地铁区间施工时采用明挖现浇施工,基坑采用围护桩支护,围护桩紧贴框架结构外侧。

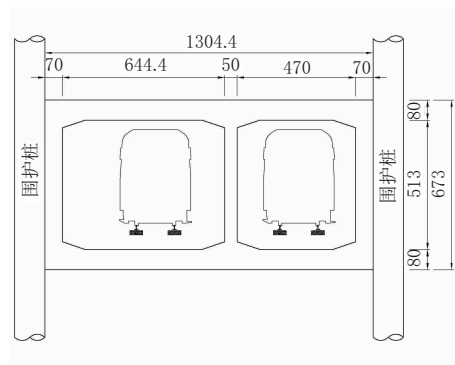


图2 地铁明挖框架结构(单位:cm)

1.3 地质情况

本工程地质情况较为复杂且变化较大,在地铁北侧为砂卵石地层,地铁上方为回填土,地铁南侧为13 m厚杂填土,如图3所示。砂卵石地层可直接作为箱涵地基使用,回填土和杂填土均需进行地基处理后方可使用。

2 设计方案

2.1 总体设计

规划牟珠堰河道呈“弧形”曲线穿越市政道路,长约134 m,其中河道与地铁重叠段长约35 m。

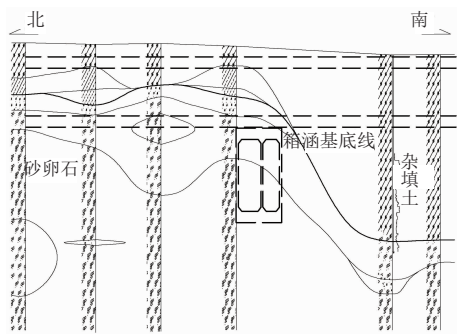


图3 地质剖面图

为保证市政道路的贯通,同时减小对地铁的影响,穿越段河道采用箱涵结构。箱涵位于地铁5号线区间的上方、市政道路的下方。跨越地铁段采用整节段浇筑,沉降缝设置于地铁结构范围外。

箱涵底板与地铁结构顶板最小净距为0.4 m,箱涵顶板覆土厚度约1.16 m,如图4所示。

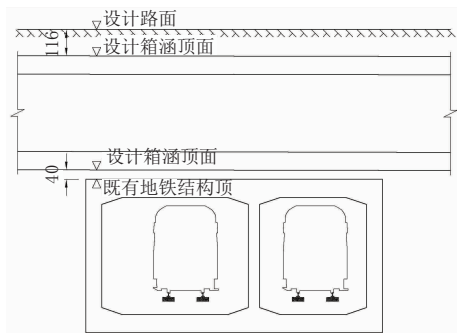


图4 箱涵与地铁及路面高程关系图(单位:cm)

2.2 结构设计

根据过水流量计算,箱涵结构采用单箱双室截面。每个洞室净宽10 m,净高3.4 m。箱涵侧墙厚度为70 cm,中墙厚度为60 cm,顶板、底板厚度均为80 cm。同时,为了满足地铁结构的抗浮要求,在跨越地铁段时,箱涵结构增加了抗浮脚趾,如图5所示。根据计算,箱涵修筑完成后,地铁结构的抗浮安全系数不低于1.05,满足营运安全的要求。

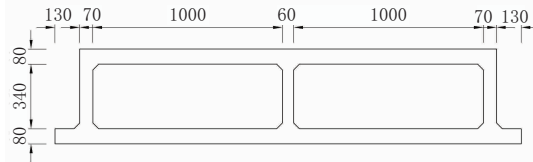


图5 箱涵结构断面图(单位:cm)

2.3 地基处理

由于地铁上方的回填土和地铁南侧的杂填土均无法满足箱涵地基承载力要求,因此对该部分地基需进行处理。

地铁上方的回填土厚度较小,采用清除换填方式处理。因地铁处于营运阶段,禁止振动碾压,故换填材料选用低标号混凝土。

地铁南侧的杂填土厚度达8 m左右,选用素混凝土桩复合地基处理,桩底进入卵石层,桩顶设置褥垫层。素混凝土桩采用旋挖成孔,减小施工振动对地铁的影响。

3 地铁保护方案

3.1 控制标准

箱涵基坑的开挖和箱涵结构的修筑会引起基坑底部下的土体回弹变形和再压缩变形。土体的变形必然会引起埋置于土体中的地铁结构变形。当变形超过允许值时,地铁结构会发生开裂,轨道会发生变形,影响地铁结构的耐久性和营运的安全性。

根据地铁保护要求,箱涵与地铁5号线区间的相对净距小于0.5 H(H为基坑开挖深度),接近程度判定为非常接近。箱涵位于地铁结构正上方,外部作业的工程影响分区判定为强烈影响区(A)。综合评定外部作业影响等级为特级。

综合考虑规范^[5]及成都市轨道管理体系要求,并结合实际工程经验,制定本工程中对轨道交通既有结构安全的控制指标(见表1)。

表1 城市轨道交通结构安全控制指标值

项目	控制值	变化速率
结构沉降	≤10 mm	1 mm/d
结构上浮	≤10 mm	1 mm/d
结构水平位移	≤10 mm	1 mm/d
轨道横向高差	4 mm	
轨道纵向高差	4 mm	
轨距	+4 mm, -2 mm	
轨道三角坑(扭曲)	≤6 mm	
结构变形缝差异沉降	≤4 mm	
结构裂缝宽度	迎水面<0.2 mm 盾构隧道管片:背水面<0.2 mm 其他结构:背水面<0.3 mm	
隧道结构变形曲率半径	>15 000 m	
隧道结构变形相对曲率	<2 500	

3.2 保护措施

由于箱涵施工期间不能中断地铁的营运,因此控制箱涵施工对地铁结构及轨道的影响极为重要。本工程采用以下施工措施:

(1)设置降水井,基坑开挖前对地下水进行管井降水,控制地铁附近的地下水位于地铁结构底板以下,避免基坑开挖后造成地铁结构上浮。

(2)尽量减小基坑开挖面积,减小对地铁结构的影响范围,采用陡坡率网喷护面放坡开挖。坑底开挖

至距离地铁结构 1 m 时,采用人工挖除剩余土体,避免对地铁防水结构层造成破坏。

(3)地铁围护桩破除采用绳锯,减小施工振动对地铁结构的影响。

(4)箱涵结构施工完成后,地铁范围内采用低标号混凝土回填,避免振动碾压。

3.3 对地铁结构的影响分析

箱涵修建对地铁区间结构变形预测评估,采用岩土数值模拟分析软件 Midas GTS NX 进行计算分析,如图 6 所示。

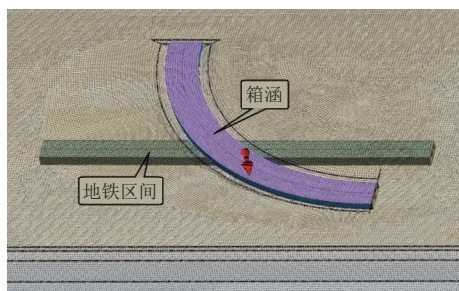


图 6 计算模型

箱涵修建分为施工阶段和使用阶段。施工阶段对地层进行降水和对地铁区间结构上方的土体进行卸载为最不利工况。使用阶段箱涵结构自重、覆土重及箱涵内部河水自重为有利荷载。取最不利工况分析,即施工阶段降水和基坑开挖阶段进行验算。

计算主要关注由于降水和基坑开挖导致地铁区间结构覆土减少,从而引起的地铁结构位移及变形情况。将预测结果与规范要求的控制值进行对比分析,从而对区间的结构安全性进行评估。

计算结果表明,施工降水方案引起区间结构沉降约 1.0 mm,小于 10 mm(见图 7);开挖引起地铁区间结构最大隆起位移为 5.1 mm,小于 10 mm(见图 8),引起地铁区间结构最大水平位移为 0.5 mm,小于 10 mm(见图 9);管片整体曲率半径约为 160 000 m,大于 15 000 m。各项指标都满足要求。

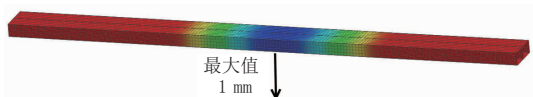


图 7 降水引起的地铁结构沉降位移图(单位:mm)

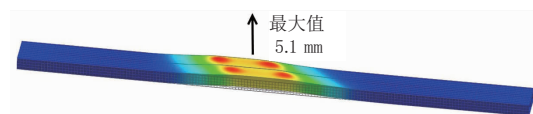


图 8 基坑开挖引起的地铁结构隆起图(单位:mm)

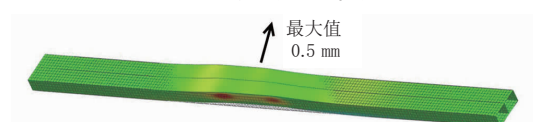


图 9 基坑开挖引起的地铁结构水平位移图(单位:mm)

4 既有地铁区间结构监测分析

4.1 监测方案

工程采用了远程自动化实时监测和人工监测相结合的方案。对地铁区间结构、轨道的竖向和水平位移采用了自动化监测,对变形缝差异沉降采用了人工测量。监测点断面布置如图 10 所示。

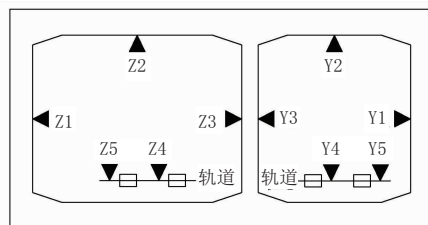


图 10 监测点位断面布置图

4.2 监测结果分析

选取基坑降水、基坑开挖完、箱涵结构施工完、回填并停止降水 4 个工况的监测数据进行分析。

基坑降水达到要求降深时,最大竖向位移监测值为 -0.9 mm(下沉)。基坑开挖完成时,最大竖向位移监测值为 4.1 mm(隆起),最大水平位移监测值为 1.1 mm。箱涵结构施工完成时,最大竖向位移监测值为 2.6 mm(隆起),最大水平位移监测值为 0.9 mm。回填完成并停止降水后,最大竖向位移监测值为 1.7 mm(隆起),最大水平位移监测值为 0.8 mm。

通过对监测数据的分析,各个工况下地铁区间结构监测点处的位移值均满足控制值要求。在最不利工况下,竖向位移监测值小于计算值,水平位移监测值大于计算值。经分析,水平位移值大于计算值是由于施工现场基坑不对称开挖、施工机械不对称摆放、混凝土不对称浇筑等原因引起的。

5 结 语

(1)新建箱涵上跨既有地铁线路时,应根据规范和管理部门实际要求制定相应的变形控制标准,并采取相应的施工措施控制地铁结构的变形,保障地铁营运的安全。

(2)基坑施工前应降低地下水位,避免基坑开挖卸载引起地铁结构上浮。基坑开挖时,应尽量缩小开挖面积,减小对地铁结构的影响。

(3)采用有限元计算软件对最不利工况进行预测分析,验证设计方案的可行性,并评估施工安全性。

(4)通过对现场监测值进行分析对比,数值模拟计算结果和监测结果的发展趋势基本一致。竖向位移监测值小于计算值,但水平位移监测值大于计算

(下转第 78 页)

3.3 应变测试结果分析

贝雷梁应变测试结果表明:各杆件实测应变介于 $-189\sim 255\ \mu\epsilon$ 之间,残余变形应变介于 $-13\sim 16\ \mu\epsilon$ 之间,理论计算应变介于 $-315\sim 302\ \mu\epsilon$ 之间,跨中截面校验系数在 $0.35\sim 0.91$ 之间。结构应变校验系数满足规范小于1.0的规定,表明贝雷梁结构强度达到设计荷载和使用的要求;相对残余应变绝对值最大为8.13%,均小于20%的规范值,说明结构卸载后有较好的弹性恢复能力。具体应变对比分析情况如图11至图12所示。

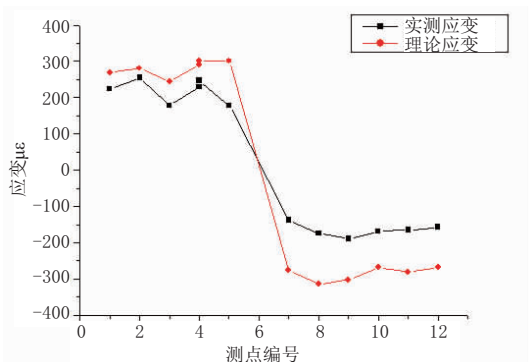


图 11 最大正弯矩(上下弦杆)理论应变和实测应变对比图

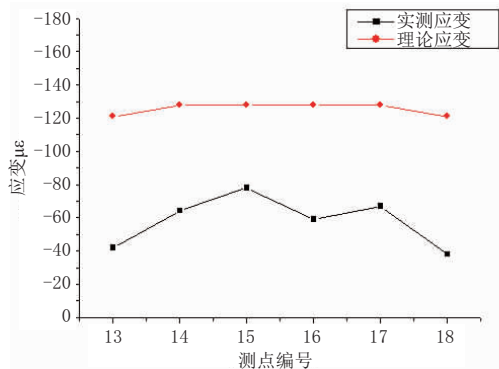


图 12 最大正弯矩墩顶竖杆理论应变和实测应变对比图

3.4 墩柱偏位测试结果

测试跨径两边墩柱位移结果最大偏位为4-1#墩2.8 mm 下游方向,各工况主测截面偏位介于

0.2~2.8 mm,墩柱位移相对较小,表明墩柱结构的实际状况要好于理论状况。

4 结 语

桥梁结构作为国省道跨越障碍物的重要组成部分,地质灾害引发的桥梁破坏对灾后重建和物资运输带给社会的影响巨大。本文通过对竹巴笼大桥抢修架设贝雷梁钢便桥的荷载试验,判定抢修桥梁在运营状态下的承载能力。

(1)该次检测各工况测试应力校验系数、相对残余变位绝对值满足《公路桥梁承载能力检测评定规程》(JTG/T J21—2011)的要求。

(2)各工况测试截面挠度校验系数在 $0.78\sim 0.80$ 之间,通过贝雷梁实桥加载试验结果验证了MIDAS有限元模型和错孔挠度理论计算确认挠度的可靠性。

(3)各工况的荷载试验效率在 $0.85\sim 1.05$ 之间,其试验结果表明表明贝雷梁结构刚度达到设计荷载和满足单车50 t运营要求。

参考文献:

- [1] 梁远森,王守君,张静芳.“321”贝雷梁钢便桥静力性能分析[J].华北水利水电学院学报,2012,3(5):39-42.
- [2] 唐浩斌,刘智君,沈育民.上承式贝雷梁钢便桥设计[J].湖南交通科技,32(3):111-114.
- [3] 刘亚运,王永红,仇天天.“321”型连续贝雷梁检测与承载能力评估[J].低温建筑技术,2017,39(12):77-80.
- [4] 谢小鹏,杨露,窦国涛.节点刚度对贝雷梁强度和刚度性能影响分析[J].水利水电技术,2020,51(4):10-19.
- [5] 谭学民,陈光强,钟晓林.西江某大桥结构性能的静载试验结果分析[J].广州建筑,2004(5):3-6.
- [6] 黄绍金,刘陌生.装配式公路钢桥多用途使用手册[M].北京:人民交通出版社,2000.
- [7] 黄海棠,蒙方成.ZB-200型钢桥挠度研究及实桥加载试验验证[J].中外公路,2018(12):38(6):119-122.
- [8] JTG/TJ21—2011,公路桥梁承载能力检测评定规程[S].

(上接第74页)

值,说明施工现场的不对称荷载控制是施工控制的重点。

参考文献:

- [1] 王占生,张顶立.浅埋暗挖隧道近距下穿既有地铁的关键技术[J].岩石力学与工程学报,2007,26(增2):4208-4214.

- [2] 陈孟乔,杨广武.新建地铁车站近距离穿越既有地铁隧道的变形控制[J].中国铁道科学,2011,32(4):53-59.
- [3] 梅勇文.城市隧道上跨既有地铁隧道影响分析及处理[J].北方交通,2017(3):138-142.
- [4] GB 50007—2011,建筑地基基础设计规范[S].
- [5] CJJ/T 202—2013,城市轨道交通结构安全保护技术规范[S].