

基坑施工影响下地铁隧道现状分析及安全评价

齐 伟¹, 宋 冉²

(1. 中铁投资集团有限公司,天津 300251;2. 中国铁路设计集团有限公司,天津 300251)

摘要:为解决邻近地铁隧道的建(构)筑物施工对既有隧道现状的影响和隧道安全评价问题,以某地铁区间隧道在周边配套基坑工程施工期间发生的破坏现状为例,综合隧道现状检测结果、隧道变形形态分析和安全余度计算结果,评价分析区间隧道结构的现状安全性。结果表明:隧道变形基本稳定,管片受力未超过极限弯矩,隧道结构安全;隧道结构裂缝及渗漏水情况可控,耐久性能满足短期使用要求;隧道变形未超过建筑限界,满足功能要求;为确保邻近基坑的施工安全及地铁区间隧道的运营安全,建议加强隧道内结构变形监测,并对隧道内渗漏水、裂缝、裂损等病害进行修复。本文结果可为近接地铁隧道施工情况下的隧道结构安全状态分析和评价提供一点参考。

关键词:基坑施工; 地铁隧道; 隧道现状; 安全评价

中图分类号:TU753;U231+.3

文献标志码:A

文章编号:1673-8993(2025)01-0073-07

doi:10.13402/j.gcjs.2025.01.012

Status analysis and safety evaluation on the subway tunnel under the influence of foundation pit construction

QI Wei¹, SONG Ran²

(1. China Railway Investment Group Corporation Limited, Tianjin 300251, China;

2. China Railway Design Corporation, Tianjin 300251, China)

Abstract: In order to solve the problem of the influence on the existing tunnel and the safety evaluation under the construction of adjacent construction works, the destroying situation of a running tunnel occurred during the construction of the surrounding supporting foundation pit project is studied. The current safety of the running tunnel is evaluated and analyzed based on the status detecting results, deformation morphology analysis and safety margin calculation results of the tunnel. The results show that the tunnel deformation is basically stable, the force of the segment does not exceed the ultimate bending moment, and the tunnel structure is safe. The cracks and water leakage of the tunnel structure are controllable, and the durability meets the requirements of short-term use. The tunnel deformation does not exceed the construction clearance and meets the functional requirements. It is recommended to strengthen the monitoring of the tunnel deformation and repair the leakage, cracks, and other diseases in the tunnel for ensuring the construction safety of the adjacent foundation pit and the operation safety of the existing tunnel. The results can provide some references for the analysis and evaluation of the safe state of the tunnel under the close construction.

Key words: foundation pit construction; subway tunnel; current status of the tunnel; safety evaluation

随着我国城镇化进程的加快,城市轨道交通进入高速发展阶段。轨道交通的兴建有助于带动周边地下空间项目的开发,而周边项目的开发建

设会影响已建或在建地铁工程的安全性^[1]。地铁周边邻近建(构)筑物的施工直接影响城市生活的正常安全运行,城市地下工程的安全性控制一直

收稿日期:2023-09-01

作者简介:齐 伟(1970—),男,高级工程师,从事轨道交通结构施工及设计工作。

通信作者:宋 冉(1991—),女,高级工程师,从事地下结构设计、装配式地下结构及隧道运营维修研究工作。

以来都是地下空间开发中不可忽视的难题^[2-3]。经过多年来大量建设经验的积累和理论研究的深入,目前针对地铁近接施工的影响,已形成较为完善可靠的分析方法和配套工艺。金生吉等^[4]采用数值模拟结合监测数据分析的方法,研究了新建桩基近接施工对毗邻地铁区间隧道的影响,对比了不同布桩方案下的隧道拱顶沉降,推荐采用骑跨式承台,并指出在已有建(构)筑物近接范围内进行新建结构施工,必须保证足够的安全距离和采取有效的安全施工措施以降低影响;王军^[5]基于北京 14 号线高家园车站附属设施修建工程,在基坑与隧道共同近接既有车站工程的情况下,分析了既有车站(水平、竖向和变形缝)、轨道和周围建筑的变形规律,研究既有车站响应规律及控制对策,建立了一套施工评价控制体系;彭小丹等^[6]采用小应变土体硬化模型模拟基坑施工,结合实时监测结果,开展了基坑支护优化设计,提出了城市类似基坑近接施工及保障地铁行车安全的措施;吴柳霖^[7]对地铁车站的两种施工方法进行了数值模拟,从地表沉降、地铁车站和运营隧道衬砌位移、受力等方面综合评价了新建和既有隧道的衬砌结构安全性,提出了对既有隧道安全影响最小的施工方法;包宸豪^[8]对某双侧深大基坑邻近既有地铁车站的安全影响进行了基坑施工方案数值模拟和风险控制措施研究,从新建基坑的风险和既有地铁车站结构的安全两个角度提出了相应的控制措施。

现有研究多集中在地铁隧道近接施工或城市新建基坑类工程对邻近地铁隧道的结构变形、受力等方面的影响,针对新建工程对已有地铁隧道产生不利影响的隧道安全状态评价研究较少。本文以某地铁区间隧道在周边配套基坑工程施工期

间发生的破坏现状为例,评价分析区间隧道结构的现状安全性,为后续施工中的隧道变形控制提供依据,保证已建隧道结构安全,研究结果可供类似项目参考。

1 工程概况

某地铁线路附近基坑围护施工期间,地铁 A 站~B 站区间隧道发生沉降,需对隧道结构进行现状安全性评估。评估对象为地铁 A 站~B 站区间隧道 DK40+858~DK41+158 段(300 m)盾构区间隧道。拟根据评估结果制定相应的隧道修复措施,以保障后续基坑开挖等过程中盾构隧道的安全性。

基坑项目分为地上部分和地下部分,总建筑面积为 325 818 m²,其中配套区建筑面积为 280 460 m²,地下车库建筑面积为 45 358 m²。围护结构为 A800 mm 的钻孔灌注桩,采用一道封闭式水帷幕,坑内降排水的方案,沿基坑一周布设降水井和观测井。图 1 为基坑布置及观测井(共 19 座,编号为 ZYG1~ZYG19)测点布置。地铁 A 站~B 站区间向东南方向敷设,沿线穿越田地、鱼塘、芦苇荡。区间左、右线长度均为 508.821 m。隧道纵坡为单坡,埋深为 10.7~12.9 m,最大纵坡为 4.879‰。地铁 A、B 站均于 2019 年 12 月 28 日开通运营。地铁盾构隧道附近布设水位观测井。基坑边与地铁区间隧道边距约为 72 m,与 B 站相距约 123 m。

2 隧道现状检测结果

受基坑项目施工影响,对地铁 DK40+858~DK41+158 盾构区间段结构进行外观现状普查、混凝土无损检测、混凝土强度、碳化深度检测和隧道结构断面测量。

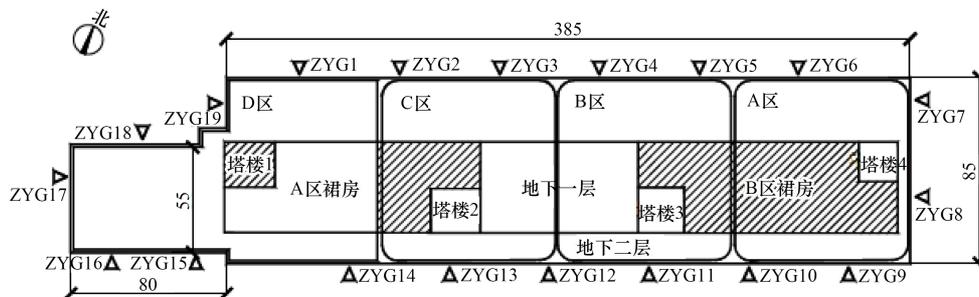


图 1 基坑工程示意

2.1 外观普查

通过隧道结构等外观现状普查工作, 主要发现 6 类、111 处、141 个病害。其中渗水类病害合计有 100 个, 病害合计占比为 70.9%, 为主要结构病害; 混凝土类病害(结构混凝土开裂、破损、碱集化, 计三类)合计有 20 个, 病害合计占比为 14.2%; 金属构、部件病害有 21 个, 病害合计占比为 14.9%。

2.2 混凝土无损检测

隧道盾构管片、无砟道床混凝土无损检测采用地质雷达法, 共设置 6 条测线(单侧无平台侧边墙设 1 根测线、有平台侧边墙设 1 根测线、无砟道床顶面设置 1 根测线), 未发现有结构混凝土厚度不足、背后脱空等明显缺陷异常。

2.3 混凝土强度及碳化深度

隧道盾构管片混凝土强度、碳化深度检测采用回弹法、酚酞溶液滴定法。隧道盾构管片混凝土碳化深度为 1.5 ~ 2.5 mm; 混凝土强度推定值均 ≥ 54.0 MPa(> 50.0 MPa), 均满足设计要求。

2.4 隧道结构断面

(1) 盾构隧道最大水平直径检测。左线检测 202 环, 最大水平直径超限的盾构环合计 190 环, 占 94.1%。最大超限值为 66.9 mm, 平均超限值为 46.7 mm。右线检测 200 环, 最大水平直径超限的盾构环合计 182 环, 占 91%, 最大超限值为 64.9 mm, 平均超限值为 49 mm。检测区域的盾构环存在较为严重的变形。

(2) 纵向错台检测。左线检测 202 环, 包含纵向错台 1 010 个, 无超限值。右线检测 200 环, 包含纵向错台 1 000 个, 其中超限的纵向错台为 1 个, 占 0.1%。检测区域的盾构纵向错台变形很小。

(3) 环向错台检测。左线检测 202 环, 包含环向错台 201 个, 其中超限的环向错台为 15 个, 占 7.5%。右线检测 200 环, 包含环向错台 199 个, 其中超限的环向错台为 23 个, 占 11.6%。检测区域的盾构环环向错台变形较小。

3 隧道现状安全评估

3.1 隧道现状变形形态分析

(1) 隧道现状检测及监测范围。隧道现状检测及变形监测范围为两侧车站区间 DK40 + 858 ~ DK41 + 158 段(300 m), 隧道沉降变形测点间距为 25 m, 其余检查项目测点间距为 1 ~ 2 m。隧道现状检测及监测范围如图 2 所示。

(2) 隧道竖向位移。图 3 为隧道区间左线与右线的竖向沉降分布情况。由图 3 可知: 最大竖向沉降发生在右线 DK41 + 125 处, 为 -4.9 mm, 靠近 B 站。

(3) 隧道水平收敛变形。图 4 为隧道现状检测中水平收敛变形曲线。由图 4 可知: 隧道左、右线水平收敛变形主要分布范围为 40 ~ 60 mm, 左线在里程 K41 + 081.5 处收敛变形最大, 为 66.9 mm。

(4) 隧道环间错台。图 5 为隧道各环错台值曲线。由图 5 可知: 左、右线管片环间错台值分布范围为 7 ~ 33 mm, 靠近基坑的右线隧道环间错台量更大, 且越靠近地铁 B 站, 管片环间错台值越大。

(5) 隧道限界。图 6 为盾构区间隧道轨面到隧道拱顶高差曲线。由图 6 可知: 隧道设计建筑限界顶部到轨面的距离为 4.36 m, 左线轨面到隧道拱顶高差最大处位于 DK41 + 083 处, 拱顶到建筑限界顶部最小距离为 39 mm, 右线轨面到隧道拱顶高差最大处位于 DK40 + 843 处, 拱顶到建筑

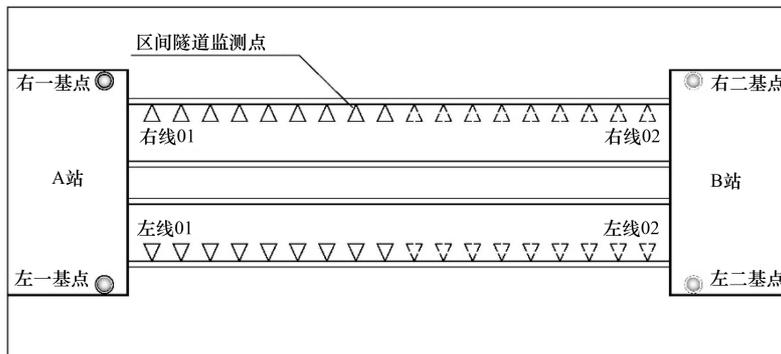
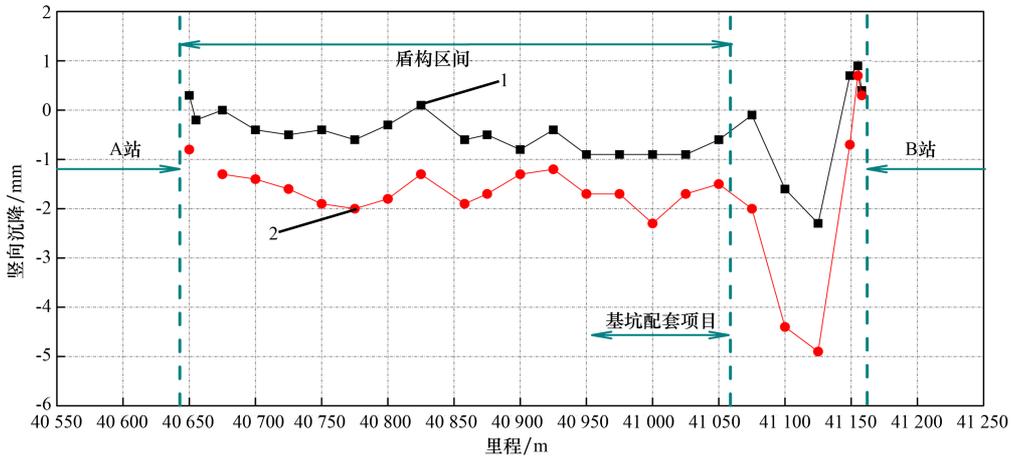
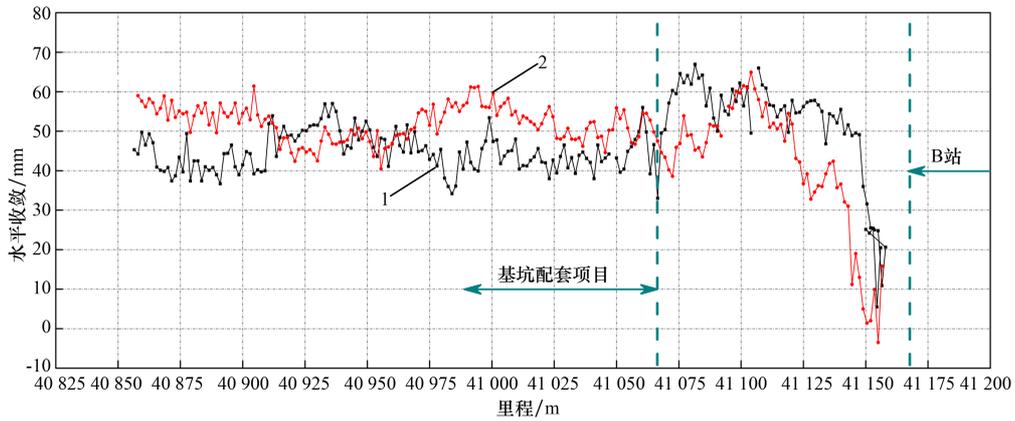


图 2 隧道现状检测及变形监测范围



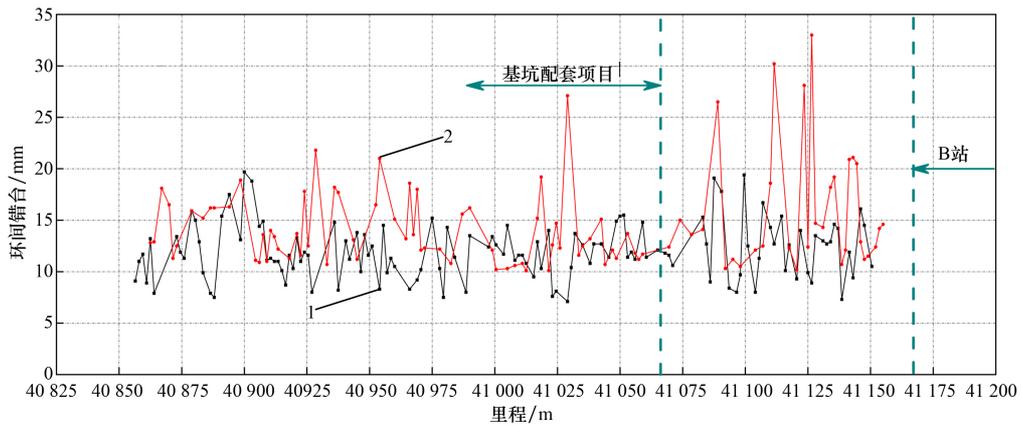
1—左线；2—右线。

图 3 隧道沉降变形监测结果



1—左线；2—右线。

图 4 隧道水平收敛变形曲线



1—左线；2—右线。

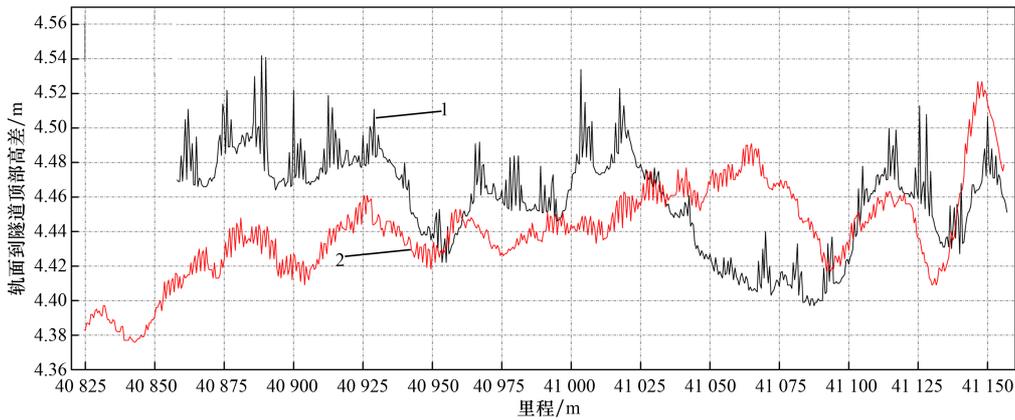
图 5 隧道管片环间错台

限界顶部最小距离为 16.5 mm。隧道拱顶与建筑限界位置关系如图 7 所示，其中：KP、BP 为封顶块管片区域；KP 和 CP、BP 和 A1P 为邻接块管片区域；A1P 和 A2P、A2P 和 A3P、A3P 和 CP 为标

准块管片区域。由图 7 可知：隧道变形未超过建筑限界。

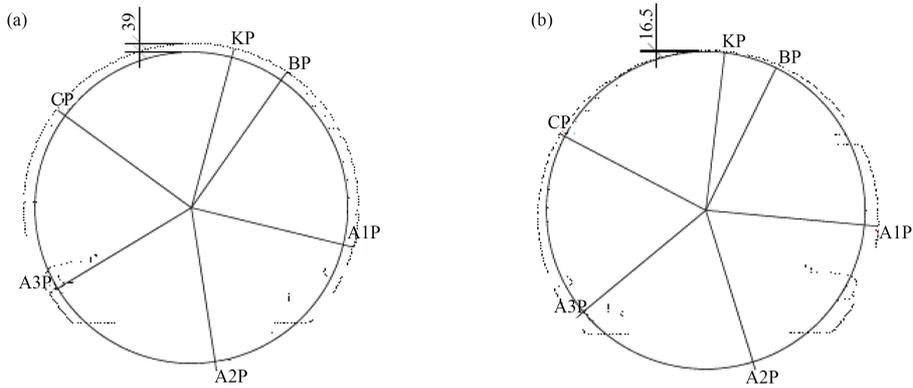
3.2 隧道安全余度综合评价

对管片结构进行承载能力极限状态验算，从



1—左线; 2—右线。

图 6 隧道轨面到隧道顶部高差曲线



(a) 左线隧道里程 41 083 m 处; (b) 右线隧道里程 40 843 m 处

图 7 隧道拱顶与建筑限界位置关系

mm

强度方面判定盾构管片是否能够承受当前所受的内力。以检测和监测数据为依据, 根据混凝土结构计算和力学计算的相关理论, 按压弯构件对既有管片结构进行极限承载能力检算。

(1) 管片环设计内力。隧道盾构区间覆土约为 10.0 m, 根据均质圆环法(图 8)计算管片拱顶的最大弯矩和相应轴力。管片拱顶弯矩设计值为 151.2 kN·m/m, 轴力为 752.9 kN/m。由设计荷载引起的管片环收敛变形为 3‰。

(2) 拼装误差引起的附加弯矩。管片环出盾尾前并非真圆, 当模具精度误差较大时, 管片环椭圆度更大, 一般按 2‰~3‰考虑, 计算几何模型如图 9 所示。其中: β 为管片分块角度, ($^{\circ}$); λ 为管片变形前后内径交点和管片侧壁顶点与水平方向的夹角, ($^{\circ}$); ψ 为变形前后管片壁厚中心处和管片侧壁顶点(变形后)与水平方向的夹角, ($^{\circ}$); θ 为管片相邻块之间(纵向接缝)的夹角, ($^{\circ}$); δ 为接缝转角引起的角度张开量, mm; R 为内径, m, $AC = R$; ΔR 为内径拼装误差值, mm; t 为管片厚度, m; B_L 为拼装前的纵缝实际受力厚度, m; A 为圆心; B 、 C 为管片分块点; E 、 B 为变形后的位置; D 、 G 分别为 B 、 E 到水平位置的垂足; F 为变形后的管片侧壁顶点; H 为变形后的管片顶点。

对于标准管片环, $\beta = 57.5^{\circ}$, $R = 2.75$ m, $t = 0.35$ m, 管片最大允许拼装误差为 0.2‰。经计算, $\Delta R = 0.2\text{‰} \times 2.75 = 5.5$ mm, 根据几何关系, 计算

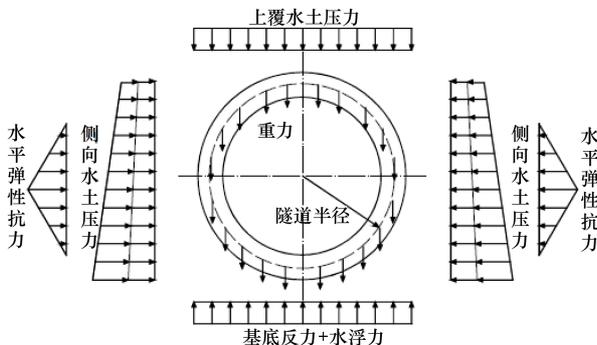


图 8 均质圆环法计算荷载示意

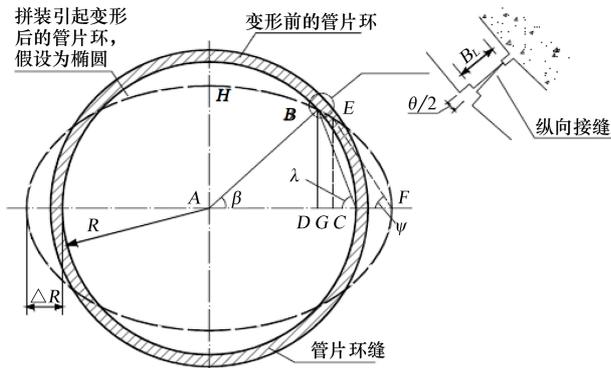


图 9 管片拼装引起的附加弯矩计算模型示意

得到 $AG = 1.460 \text{ m}$, $\lambda = 61.3^\circ$, $\psi = 61.9^\circ$, $\theta/2 = 0.568^\circ$; $B_L = 251 \text{ mm}$ 。

根据《盾构法隧道施工与验收规范》(GB 50446—2017), 允许纵缝错台误差取 10 mm ; 则拼装后的实际受压宽度为 241 mm 。对于管片混凝土, 设计抗压强度为 23.1 N/mm^2 , 弹性模量为 $34\,500 \text{ N/mm}^2$, 因此接缝转角引起的角度张开量为 1.19 mm ; 变形后管片厚度中心处对应的弦长为 $2\,813.8 \text{ mm}$ 。使纵缝闭合所需要的最大轴向应力为 29 N/mm^2 ; 需要闭合纵缝的最小轴力为 $3\,795 \text{ kN/m}$; 根据土水压力, 计算得到拱顶轴力标准值为 507 kN/m^2 ; 纵缝因拼装产生误差后的剩余张开量为 1.03 mm ; 纵缝张开后的承载宽度为 209 mm ; 拱顶轴力偏心距为 50.8 mm ; 由轴力引起的弯矩为 $25.8 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ 。

(3) 隧道收敛变形引起的附加弯矩。对隧道水平收敛变形监测数据进行分析可知, 左、右线隧道现状的水平收敛变形主要分布范围为 $40 \sim 60 \text{ mm}$, 在左线里程 $K41 + 081.5$ 处收敛变形最大, 为 66.9 mm 。分别取 50.0 、 66.9 mm 为现状收敛变形值, 验算变形引起的附加弯矩。

对于附加荷载不明确且不利于理论公式计算的情况, 可假定该荷载在结构上可能产生的附加变形值, 如图 10 所示。其中: r_0 为管片厚度中心处半径, m ; U_0 为附加变形, m ; δ 为预估荷载作用下的变形, m 。

采用摩根法由公式(1)计算出由于变形产生的弯矩^[9-10]:

$$M = (3\eta EI/r_0^2) \cdot U_0 \quad (1)$$

式中: M 为由变形产生的附加弯矩, $\text{kN}\cdot\text{m/m}$; η 为刚度折减系数; E 为隧道混凝土的弹性模量, kN/m^2 ; I 为混凝土截面惯性矩, m^4 。

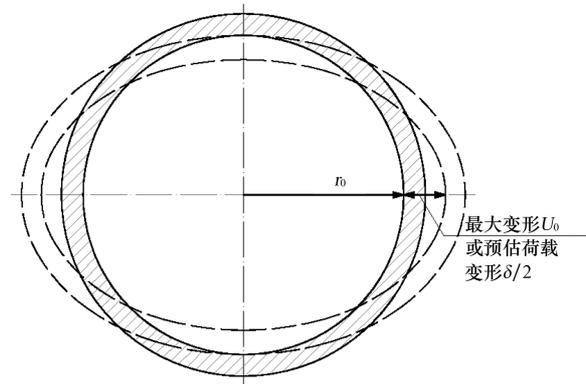


图 10 Morgan 法计算附加弯矩示意

隧道允许的最大附加变形 U_0 可取 $5\%oD$, $D = 2r_0$ 。隧道现状水平收敛变形减去 $5\%oD$ 得到 U_0 , 分别为 19.0 、 36.1 mm , 代入各参数, 得到左、右线隧道最大收敛变形引起的附加弯矩分别为 182.7 、 $347.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ 。

(4) 内力计算。管片计算内力值 = (管片计算内力 + 管片拼装引起的附加内力 + 位移引起的附加内力), 计算结果如表 1 所示。由表 1 可知: 管片弯矩标准值较大, 管片变形由 50.0 mm 增加至 66.9 mm 后, 相应的弯矩值显著增加。

表 1 管片检算内力值结果

变形/ mm	标准值		设计值	
	轴力/ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$)	弯矩/ ($\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$)	轴力/ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$)	弯矩/ ($\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{m}^{-1}$)
50.0	507	461.1	753.9	310.5
66.9	507	711.3	753.9	479.0

(5) 计算结果。将 L 型块作为最不利构件进行管片承载力极限状态强度计算, 其中 L 型管片内侧配筋为 $2\text{C}25 + 8\text{C}20$ 。

对区间隧道管片的极限承载能力进行分析, 绘制计算设计配筋下管片截面的承载能力极限 $M \sim N$ 的关系^[11], 如图 11 所示。由图 11 可知: 在轴力标准值为 507.0 kN/m 的情况下, 极限弯矩可达 $492.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; 考虑分项系数后, 轴力设计值为 753.9 kN/m 的情况下, 极限弯矩可达 $533.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ 。

按内力设计值进行计算: 当水平收敛变形为 50 mm 时, 总弯矩为 $461.1 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$, 小于极限弯矩 $533.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; 当水平收敛变形为 66.9 mm 时, 总弯矩为 $711.3 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$, 超过极限弯矩 $533.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ 。

按内力标准值进行计算: 当水平收敛变形为

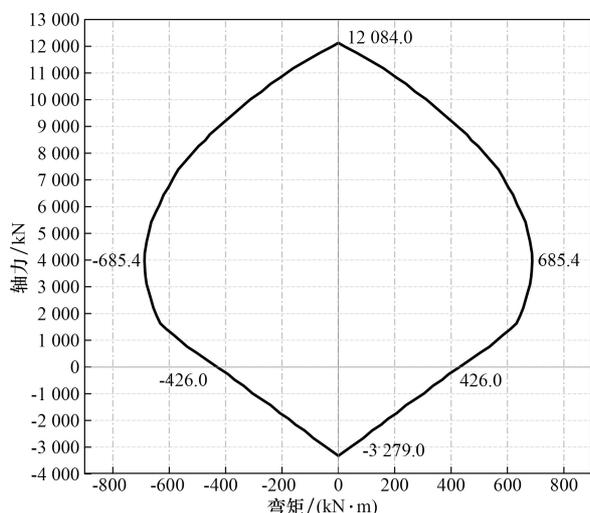


图11 管片截面极限承载内力包络曲线

50 mm 时,总弯矩为 310.5 kN·m/m,小于极限弯矩 492.0 kN·m/m;当水平收敛变形为 66.9 mm 时,总弯矩为 479.0 kN·m/m,小于极限弯矩 492.0 kN·m/m。

(6) 隧道管片现有裂缝情况调查结果。根据隧道检测报告结果可知,个别部位管片有开裂情况,如:右线 K40+914 拱顶处混凝土纵向开裂、渗水;K41+112 处结构缝小里程侧混凝土斜向开裂、皴裂,如图 12 所示,均为盾构隧道管片既有裂缝。



(a) 右线 K40+914; (b) 右线 K41+112

图12 混凝土非结构性裂缝检测结果照片

4 结论

(1) 隧道结构现有收敛变形基本稳定,管片和道床完整,对管片内力进行计算得到的总弯矩小于极限弯矩。可综合判断隧道结构现状仍具有一定的安全余度,隧道结构基本安全。

(2) 现场检测出隧道内有多处螺栓等金属构件锈蚀情况和结构缝渗漏水情况,如长期使用会造成管片混凝土性能退化,但短时间内不会影响隧道结构的正常功能。

(3) 从功能性方面分析,隧道设计建筑限界顶

部到轨面的距离为 4.36 m,左线轨面到隧道拱顶高差最大处位于 DK41+083 处,拱顶到建筑限界顶部最小距离为 39 mm,右线轨面到隧道拱顶高差最大处位于 DK40+843 处,拱顶到建筑限界顶部最小距离为 16.5 mm,隧道变形未超过建筑限界。

(4) 为确保邻近基坑的施工安全及地铁区间隧道结构与运营安全,建议加强隧道内结构变形监测,如出现水平收敛值超过 50 mm 的情况,应采取审慎的基坑施工措施。对隧道内渗漏水、裂缝、裂损等病害进行修复,修复部分应满足结构设计的要求,堵漏措施不得影响结构安全和承载能力。

参考文献:

- [1] 孙海明,汤友生,鲜少华,等. 基坑开挖对邻近多管隧道结构变形的影响[J]. 工程建设,2023,55(4):13-18.
- [2] 张鹤年,伍进进,席培胜,等. 城市轨道交通地下工程风险分析[J]. 安徽建筑大学学报,2016,24(2):30-35.
- [3] 马丽. 暗挖地铁车站下穿对既有结构安全性影响分析[D]. 北京:北京交通大学,2012.
- [4] 金生吉,慕安鑫,毕博,等. 某新建桩基近接施工对毗邻地铁区间隧道的影响[J]. 中外公路,2023,43(3):191-197.
- [5] 王军. 基坑与隧道施工诱发临近既有车站响应及控制对策研究[D]. 北京:北京交通大学,2022.
- [6] 彭小丹,徐杨青,杨龙伟. 两侧基坑近接施工对紧邻地铁隧道的变形影响分析和支护优化设计:以武汉市新长江香榭东沙基坑为例[J]. 资源环境与工程,2023,37(3):334-343.
- [7] 吴柳霖. 地铁车站与下伏既有隧道的衬砌结构安全性研究[D]. 重庆:重庆大学,2009.
- [8] 包宸豪. 双侧深大基坑邻近既有地铁车站安全影响研究[D]. 北京:北京交通大学,2016.
- [9] 赵勇. 隧道设计理论与方法[M]. 北京:人民交通出版社,2019.
- [10] 戴志仁,王俊,胡瑞青. 城市轨道交通大直径盾构隧道若干关键技术[J]. 铁道工程学报,2021,38(6):75-81.
- [11] 刘晓红,李鸿芳,雷光宇. M-N 相关曲线用于轻骨料混凝土圆形截面偏压构件截面的计算[J]. 四川建筑科学研究,2009,35(6):237-240.