

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2014.03.009

盾构隧道已开裂管片的受力变形特性

张洪彬^{1,2}, 张国祥¹, 安关峰², 刘添俊²

(1. 中南大学 土木工程学院, 长沙 410075; 2. 广州市市政集团有限公司, 广州 510060)

摘要:结合广州地铁某已运营的盾构区间隧道现状,通过采用三维 Goodman 单元来模拟管片已存在的裂缝,对盾构区间隧道已开裂管片的裂缝深度变化对管片结构造成的影响进行了分析,同时也对侧向土压力、地基弹簧系数以及地下水位等几种重要因素对管片受力变形特性的影响进行了评估。研究表明,随着裂缝深度的增加,管片砼的拉应力、压应力虽然达到最大值,但变化幅度并不大。但当裂缝接近径向贯通的时候,钢筋的拉应力值会大大增加,有可能超过允许值。同时,在盾构管片存在既有裂缝的情况下,盾构管片的最大拉应力值、水平和竖向收敛值、竖向沉降值均随侧向土压力系数、地基弹簧系数的减少而增大,同时随地下水位埋深的增大而增大。根据研究结果,对该区间隧道盾构隧道的裂缝等病害采取了针对性修复措施,目前无新的裂缝出现,总体处于稳定及安全的状态。

关键词:盾构隧道;管片;裂缝;Goodman 单元;拉应力

中图分类号:U451 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2014)03-0052-07

Mechanical and Deformation Characteristics on Shield Tunnel Segment with Cracks

Zhang Hongbin^{1,2}, Zhang Guoxiang¹, An Guanfeng², Liu Tianjun²

(1. College of Civil Engineering, Central South University, Changsha 410075, P. R. China;

2. Guangzhou Municipal Engineering Group, Guangzhou 510060, P. R. China)

Abstract: The 3D Goodman element is used to simulate segments' cracks in one section of shield tunnel in Guangzhou. Mechanical and deformation characteristics of segment structure responded to varied depth of cracks is analyzed in this paper. Meanwhile, research on coefficient of lateral earth pressure, soil coefficient and ground water level on mechanical and deformation characteristics is carried out. The research result shows that along with the increase of cracks' depth, the tensile stress, pressure stress reach the maximum value while the increment is not too much. However, when the depth equals to the thickness of segment, the reinforcements' tensile stress has increase sharply, even exceeded the allowable value. Moreover, the maximum number of tensile stress, horizontal and vertical convergent value of shield tunnel segment with cracks increase with the reduction of the coefficient of lateral earth pressure and soil coefficient, and increase with the increase of ground water level as well. Specific repair measure has been taken to segments' cracks in this section of shield tunnel based on the conclusions. In general, this section of shield tunnel is stable and safe now, and there is no longer new cracks appeared.

Key words: shield tunnel; segment; crack; Goodman element; tensile stress

收稿日期:2013-08-25

基金项目:广东省国际合作项目(2012B050300005);广州市建筑集团有限公司科技计划项目(2010KJ007)

作者简介:张洪彬(1982-),男,博士生,主要从事岩土及市政工程的数值分析、设计及研究,(E-mail)binbin131421@qq.com。

随着中国地铁建设规模的不断扩大,地铁盾构隧道所在的地质环境越来越复杂,也出现越来越多的工程难题。地铁盾构管片在施工及运营期间管片开裂的问题也越来越多地出现在已建的地铁工程中。以广州为例,广州地铁一号线黄沙站—长寿路站区间、二号线海珠广场站—市二宫区间及三号线北延段某区间均出现过部分管片开裂的情况^[1-3]。

目前,中国盾构隧道主要采用钢筋混凝土管片。根据研究,部分管片在施工阶段就出现了开裂和破损现象,盾构管片局部开裂问题直接影响到盾构隧道的耐久性^[4],这就使对已出现开裂的盾构管片在后期运营过程中的受力特性分析和研究显得尤为重要。

现有对盾构衬砌管片的结构分析方法中,结构荷载法和修正惯用法是两种使用最广泛的计算方法^[5]。目前已有大量文献采用这两种方法对盾构隧道进行力学分析的案例^[6-12]。而对于已开裂管片的计算方法方面,季倩倩^[13]提出基于带裂缝的盾构隧道衬砌梁—弹簧力学模型,通过在裂缝位置处添加弹簧单元来建立带裂缝的盾构隧道衬砌力学模型,同时也在计算模型中考虑了盾构管片材料参数的降低。这种方法主要基于结构荷载法模型进行改进,可以粗略地对裂缝对管片结构内力分布的影响进行评估,但是无法较精确地得到裂缝本身深度对衬砌管片受力特性的影响,以及已开裂管片的应力分布变化情况。

本文结合广州地铁某已运营的盾构区间隧道现状,通过采用三维 Goodman 单元来模拟管片裂缝,对盾构区间隧道已开裂管片的裂缝深度变化对管片结构造成的影响进行了分析,同时也分析了环境因素变化时已开裂管片的变形及受力情况。

1 工程概况

广州地铁某已运营的区间隧道为双线盾构隧道,已正常运行多年。该工程场地地层从上往下依次为杂填土、砂土和强风化粉砂岩,地下水主要为赋存于砂层中的孔隙水,属潜水性质,地下水位埋深约为 2 m,区间隧道顶部离地表为 6.37 m,属浅埋隧道。该区间盾构管片环外径为 6 m,厚度为 0.3 m,管片宽度为 1.2 m,材料为 C50,管片内配有 8 根 $\varnothing 16$ mm 的 HRB335 钢筋,共两排,保护层厚度 50 mm。该区间隧道上方已建成有大型商住楼项目,其与商住楼项目的位置关系如图 1 所示,该工程所在场地的地层力学参数如表 1 所示。



图 1 盾构区间隧道及上方商住楼项目平面图

表 1 地层力学计算参数

土层	厚度/ m	重度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	粘聚力 c / kPa	内摩擦角 φ / ($^{\circ}$)
杂填土	4	18.0	10	10
砂土	10	18.5	0	24
强风化砂岩	18	19.0	100	28

目前该区间隧道双线盾构区间的管片均出现了开裂、掉块的现象。特别是下行线区间段,于下行线里程 K5+404.8 处的 11 点位出现了掉块现象,具体位置为环向管片接缝螺栓孔部位。而在下行线区间 K5+400~K5+483 范围内隧道顶部 10 点~12 点位处管片纵向裂纹较多,几乎每环管片均有裂纹,个别管片上裂纹达到 10 条左右,大多数裂纹纵向贯穿整块管片,裂纹宽度最大约 0.5 mm。该区间隧道掉块及裂缝的现场情况如图 2、图 3 所示。

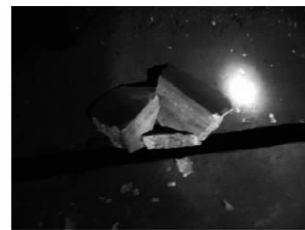


图 2 现场掉块



图 3 管片裂缝

2 裂缝深度对已开裂管片的影响

2.1 分析模型的建立

为了评价已开裂管片的裂缝深度对管片安全性

的评价,建立了考虑裂缝存在情况下的盾构管片模型。通过比较,认为下行线第 22 环管片环的整体性能受裂缝的削弱程度最大(该环虽然只有 2 条裂缝,但是检测范围内最宽的 0.53 mm 的裂缝位于该环管片上,而该环另一条裂缝的宽度也较大,达 0.45 mm),因此选择该环管片作为分析对象,建立起考虑裂缝存在的实体管片环模型。

通过采用三维 Goodman 单元进行裂缝模拟,通过设定不同的 Goodman 单元法向、切向刚度值来模拟裂缝的性能参数。管片之间的接头也采用 Goodman 单元进行模拟。Goodman 单元是一种无厚度单元^[14]。两种材料接触面的相互作用采用无数切向和法向的微小弹簧来模拟。在线性弹性假定下,应力与相对位移(变形)的关系成正比,其关系式为

$$\{\sigma\} = [K]\{\omega\} \quad (1)$$

其中:

$$[K] = \begin{Bmatrix} k_n & 0 & 0 \\ 0 & k_{s1} & 0 \\ 0 & 0 & k_{s2} \end{Bmatrix} \quad (2)$$

式中, k_n 、 k_{s1} 、 k_{s2} 分别为接触面的法向刚度系数及 2 个方向的切向刚度系数。根据经验取 $k_n = 1.2 \times 10^4 \text{ MN/m}^3$, $k_{s1} = k_{s2} = 0.6 \times 10^4 \text{ MN/m}^3$ 。

根据计算环管片的参数情况,建立起如图 5 所示的整体计算模型,管片接头、裂缝及钢筋位置如图 6 所示。其中管片混凝土采用映射划分的八节点六面体单元。钢筋采用 MIDAS-GTS 独有的植入式桁架单元进行模拟。而周围土层与盾构隧道之间的相互作用则通过建立曲面弹簧的方式建立,土层地基弹簧系数为 $K = 1.5 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ 。计算时取模型的地下水位深度为 -2 m,地面超载根据经验取为 20 kN/m^2 。管片所受荷载考虑了竖向土压力、水平侧压力、水压力及结构本身的自重,分别计算如下(轴向一延米宽度情况下的荷载值)。

1) 拱顶竖向土压力

$$P_v = 20 + 2 \times 18 + 2 \times 8 + 2.37 \times 8.5 = 92.15 \text{ kN/m}^2$$

2) 拱顶水平主动侧压力

$$k_0 = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = 0.422 \text{ (盾构隧道所在土层为砂土)}$$

$$P_{h1} = 0.422 \times 92.15 = 38.89 \text{ kN/m}^2$$

3) 拱底静止水平侧压力

$$P_{h2} = 0.422 \times (92.15 + 8.5 \times 6) = 60.41 \text{ kN/m}^2$$

4) 拱顶水压力

$$P_{w1} = 4.37 \times 10 = 43.7 \text{ kN/m}^2$$

5) 拱底水压力

$$P_{w2} = 10.37 \times 10 = 103.7 \text{ kN/m}^2$$

计算时,永久荷载分项系数取 1.35。



图 5 整体模型图

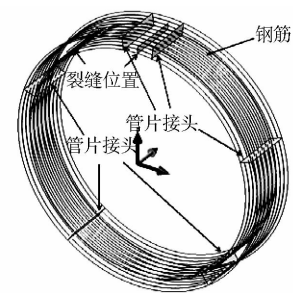


图 6 裂缝、管片接头及钢筋位置示意

计算模型中根据该环管片开裂现状,分别在模型 10 点~12 点位的封顶块及左侧 T1 块上分别布置一条裂缝。针对裂缝深度对盾构管片的影响,其中左侧 T1 块裂缝宽度为 0.45 mm,深度为 120 mm;封顶块裂缝宽度为 0.53 mm,深度为则设置了 60、150、240、300 mm(此时裂缝沿径向贯通)共 4 组不同的深度值。

2.2 不同裂缝深度对应的分析结果

4 组不同的裂缝深度情况下计算所得的管片砼应力情况汇总在表 2 中。根据《混凝土结构设计规范》^[15](以下简称规范)可知,管片混凝土 C50 的轴向抗压强度设计值 f_c 为 23.1 MPa,轴向抗拉强度设计值 f_t 为 1.89 MPa。HRB335 钢筋的抗拉及抗压强度设计值均为 300 MPa。

由表 2 可知,在其他计算参数不变的情况下,随着拱顶处裂缝深度的增加,管片砼的最大拉应力、最大压应力变化不大,变化趋势无明显规律,且均在规范允许的范围。这说明只要外荷载条件不发生大的变化,管片砼的受力状态与已存在的裂缝深度关系不大。值得注意的是,当裂缝径向贯通的时候,钢筋的拉应力值超过了规范允许值。此外通过计算发现,随着裂缝深度的增加,盾构管片的水平及竖向收敛略有增加,但变化幅度不大(见表 3 所示)。

表 2 封顶块不同裂缝深度下管片应力情况汇总表

裂缝深度值/mm	管片砼最大拉应力		管片砼最大压应力		管片砼最大剪应力		钢筋最大应力	
	大小/MPa	位置	大小/MPa	位置	大小/MPa	位置	大小/MPa	位置
60	1.314	拱顶内侧	5.307	2点半处内侧	2.097	2点半处内侧	90.776	T1 裂缝处
150	1.251	拱顶内侧	5.316	2点半处内侧	2.104	2点半处内侧	91.560	T1 裂缝处
240	1.287	拱顶内侧	5.304	2点半处内侧	2.094	2点半处内侧	90.453	T1 裂缝处
300	1.391	2点半处外侧	5.534	2点半处内侧	2.265	2点半处内侧	561.804	拱顶裂缝处

表 3 不同裂缝深度时的盾构管片收敛及整体位移值

T1 裂缝深度/mm	拱顶裂缝深度/mm	类型	大小/mm
120	60	左右端水平收敛	3.80
		顶底部竖向收敛	5.13
		整体水平位移	0.01
		整体竖向沉降	9.96
	150	左右端水平收敛	3.82
		顶底部竖向收敛	5.16
		整体水平位移	0.01
		整体竖向沉降	9.97
	240	左右端水平收敛	3.80
		顶底部竖向收敛	5.13
		整体水平位移	0.01
		整体竖向沉降	9.95
300	左右端水平收敛	4.03	
	顶底部竖向收敛	5.87	
	整体水平位移	0.01	
	整体竖向沉降	10.30	
300	300	左右端水平收敛	4.03
		顶底部竖向收敛	6.02
		整体水平位移	0.03
		整体竖向沉降	10.39

3 环境因素变化时已开裂管片的特性

为了对管片是否处于安全状况以及裂缝是否会继续发展等问题进行评价,本文结合实际工程经验,在第 3 节中的计算模型基础上(管片左侧 T1 块裂缝宽度为 0.45 mm,深度为 120 mm;封顶块裂缝宽度为 0.53 mm,深度为 150 mm),分别对侧向土压力、地基弹簧系数以及地下水位等几种重要因素对管片受力特性的影响进行分析评估。各因素均设置四组不同的参数值,每组均对应不同的荷载值或地基弹簧系数。各组模型的荷载分布示意图见图 7。各组模型下对应荷载具体数值及地基弹簧系数值见表 4 所示。

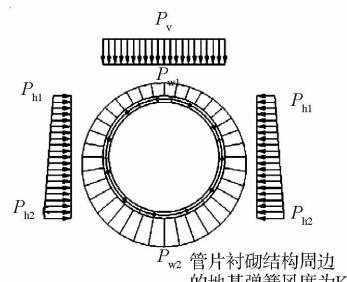


图 7 荷载分布示意图

表 4 各分析工况对应的荷载情况及地基弹簧系数

分析因素	对应变化值	拱顶竖向	拱顶侧向	拱底侧向	拱顶	拱底	基床系数 $K / (kN \cdot m^{-3})$
		土压力 $P_v / (kN \cdot m^{-2})$	土压力 $P_{h1} / (kN \cdot m^{-2})$	土压力 $P_{h2} / (kN \cdot m^{-2})$	水压力 $P_{w1} / (kN \cdot m^{-2})$	水压力 $P_{w2} / (kN \cdot m^{-2})$	
侧向土压力	$k = 0.593$ (静止)	92.15	54.64	84.89	43.70	103.70	15 000.00
	$k = 0.536$	92.15	49.39	76.10	43.70	103.70	15 000.00
	$k = 0.479$	92.15	44.14	67.91	43.70	103.70	15 000.00
	$k = 0.422$ (主动)	92.15	38.89	60.41	43.70	103.70	15 000.00
地基弹簧	K	92.15	38.89	60.41	43.70	103.70	15 000.00
	$0.7 K$	92.15	38.89	60.41	43.70	103.70	10 500.00
	$0.4 K$	92.15	38.89	60.41	43.70	103.70	6 000.00
	$0.1 K$	92.15	38.89	60.41	43.70	103.70	1 500.00
水位	0	72.15	30.45	51.97	63.70	123.70	15 000.00
	-2 m	92.15	38.89	60.41	43.70	103.70	15 000.00
	-4 m	112.15	47.33	68.85	23.70	83.70	15 000.00
	-6 m	132.15	55.77	77.29	3.70	63.70	15 000.00

3.1 侧向土压力系数对盾构管片的影响

针对侧向土压力系数对盾构管片的影响,共设置了 4 组不同的侧向土压力系数值,分别为 $k = 0.593$ (静止土压力)、 0.536 、 0.479 、 0.422 (主动土压力)。通过计算可知,在其他计算参数不变的情况下,随着侧向土压力系数的增加,管片砦的最大压应力、最大剪应力以及钢筋的应力变化幅度较小,且均小于规范规定的强度设计值。而管片砦的最大拉应力则随着侧向土压力系数的增加而加速增加(见图 8)。侧向土压力系数 k 达到主动土压力状态时,管片砦的最大拉应力值为 1.251 MPa,为静止土压力状态时的 3.3 倍,但并未超过混凝土的拉应力强度设计值。需要指出的是计算时假定地基地基弹簧系数在 $K = 1.5 \times 10^4$ kN/m³ 且计算水位不下降(即为水位为 -2 m)的情况下。而现实情况下随着侧向土压力系数的减少,地基弹簧系数及地下水位也有可能变化,因此也有可能出现管片砦的最大拉应力值超过规范允许值的情况。

管片位移方面,随着土压力系数由静止土压力系数减少主动土压力系数,管片的水平、竖向收敛值及竖向沉降值均增加,其中整体竖向沉降的增幅相对收敛值而言更小(见图 9)。

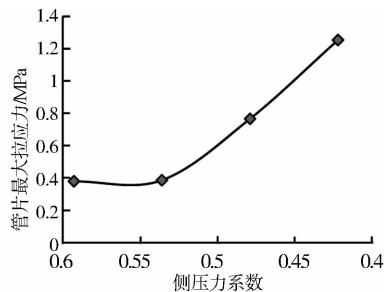
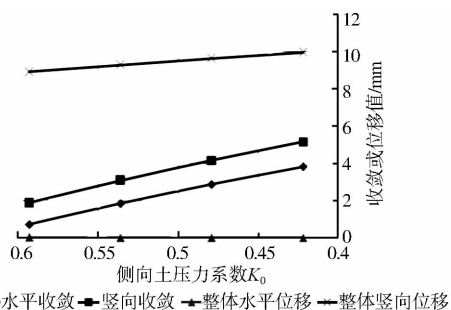


图 8 管片砦最大拉应力随侧向土压力系数变化的曲线



注: \blacktriangle 水平收敛 \blacksquare 竖向收敛 \blacktriangleright 整体水平位移 \blacktriangleleft 整体竖向位移

图 9 管片收敛及整体位移随侧向土压力系数变化的曲线

3.2 地基弹簧系数对盾构管片的影响

针对地基弹簧系数对盾构管片的影响,本文共设置了四组不同的地基弹簧系数值,分别为 K 、 $0.7K$ 、 $0.4K$ 、 $0.1K$ ($K = 1.5 \times 10^4$ kN/m³)。在其

他计算参数不变的情况下,随着地基弹簧系数的减少,管片砦的最大拉应力(见图 10)、最大压应力均在增加。其中当地基弹簧系数达到最初 K 值的 $1/10$ 时,管片砦的最大拉应力值为 2.302 MPa,为地基弹簧系数取 K 时的 1.8 倍,超过混凝土的拉应力强度设计值。位移方面,随着地基弹簧系数 K 逐渐减少,管片的水平及竖向收敛值均增加。整体水平位移基本可忽略不计(见图 11)。但随着地基弹簧系数的减少,管片砦的整体竖向沉降在加速增大,呈抛物线型增加趋势(见图 12)。

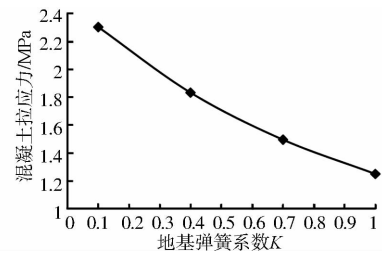
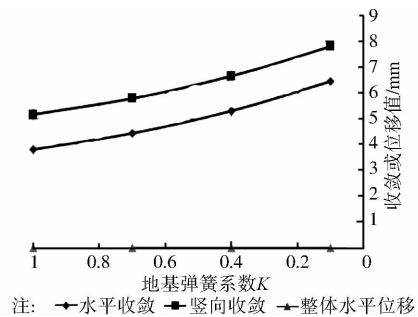


图 10 管片砦最大拉应力随地基弹簧系数变化的曲线



注: \blacktriangleleft 水平收敛 \blacksquare 竖向收敛 \blacktriangleright 整体水平位移

图 11 管片收敛及整体水平位移随地基弹簧系数变化的曲线

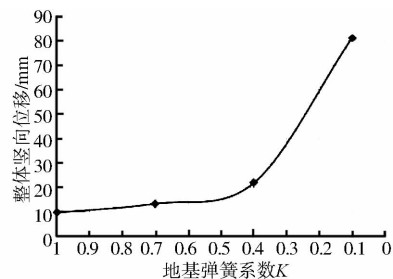


图 12 管片最大整体竖向沉降随地基弹簧系数变化的曲线

3.3 地下水位对盾构管片的影响

针对地下水位对盾构管片的影响,共设置了 4 组不同的地下水位深度值,分别为 0 、 -2 、 -4 、 -6 m。在其他计算参数不变的情况下,随着地下水位埋深的增加,管片砦的最大拉应力、最大压应力均随着地下水位埋深的增加而增加。其中最大压应力在计算范围内均小于规范规定的强度设计值,而地下水位为 -4 、 -6 m 两个工况中管片砦的最大拉应力超过了

规范允许值(见图13)。当地下水位埋深达到-6 m时,管片砼的最大拉应力值为3.183 MPa,为即地下水位-2 m时的2.5倍。同时,随着地下水位的降低,管片的水平、竖向收敛值及竖向沉降值均增加,且竖向沉降的增速略大于收敛值增速(见图14)。

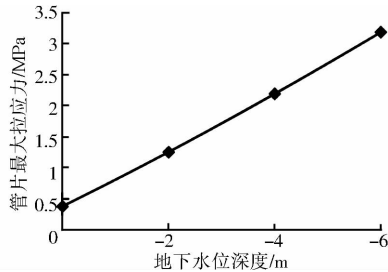
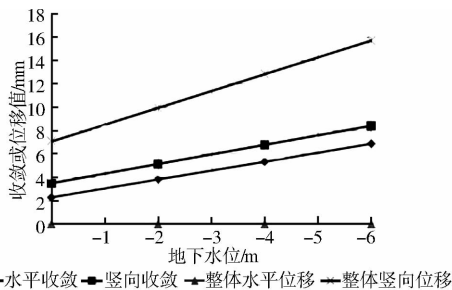


图13 管片砼最大拉应力随地下水位变化的曲线



注: ←水平收敛 →竖向收敛 →整体水平位移 →整体竖向位移

图14 管片收敛及整体位移值随地下水位变化的曲线

4 处理措施及效果

根据前述的计算分析可知,盾构隧道周边土体与盾构管片之间的相互作用情况以及地下水位的分布情况是影响盾构管片受力性能、影响其稳定性及安全性的重要因素。为了保证目前已存在裂缝的盾构隧道结构在使用期间的稳定及安全,本区间盾构隧道最终采用了以下的措施进行处理:

1) 对于变形较大的盾构隧道区段,采取注浆处理或者其他加固措施对周边土体进行加固,尽量使盾构结构与周边土体之间能够从主动土压力状态恢复到接近静止土压力状态,并提高基床系数,从而保证盾构隧道的受力性能,增强隧道自身的稳定性。

2) 该区段所在场地的地下水位情况进行密切监测,防止地下水位出现较大的下降。足够水压的存在对于使盾构隧道保持受压状态、防止受拉区应力及管片弯矩超过允许值起着重要的作用。

3) 对于管片开裂,选用环氧树脂浆液进行化学注浆,封闭裂缝,避免致使受拉侧钢筋外露。同时密切关注隧道正上方和正下方的裂缝情况。

4) 对于管片渗水,采取“堵排结合、多道防线、

因地制宜、刚柔相济、综合治理”的原则进行治理。针对管片环向、纵向接头缝渗漏水,漏水量较大的空洞,采取灌浆堵漏措施,并做好相应的引排水措施;针对管片结构表面有轻度或微量渗水,采用聚合物水泥砂浆抹面或刚性防水多层抹面方法对点渗漏部位进行封堵处理;针对管片结构表面存在大面积严重渗漏,或有众多明显裂缝时,则采取注浆补强措施进行处理。

5) 对于管片掉块部位,采取局部补强措施进行处理。

通过采取以上修复措施,该区段盾构隧道的裂缝等病害已得到有效的处理。通过日常的监测及观察,该区段盾构隧道目前无新的裂缝出现,总体处于稳定及安全状态。

5 结语

结合广州地铁某已运营的盾构区间隧道现状,利用数值分析软件,采用三维 Goodman 单元来模拟管片已存在的裂缝并进行分析研究,研究表明:

1) 随着管片裂缝深度的增加,管片砼的最大拉应力、最大压应力变化不大。但当裂缝接近径向贯通的时候,钢筋的拉应力值会大大增加,有可能超过规范允许值。同时而随着裂缝深度的增加,盾构管片的水平及竖向收敛略有增加,但变化幅度不大。

2) 在盾构管片存在既有裂缝的情况下,盾构管片的最大拉应力值、水平和竖向收敛值、竖向沉降值均随侧向土压力系数、地基弹簧系数的减少而增大,同时随地下水位埋深的增大而增大。其中地下水位以及地基弹簧系数的变化对管片最大拉应力的影响相对更大。

根据研究结果,对该区间隧道盾构隧道的裂缝等病害采取针对性修复措施,总体效果良好。目前该区段盾构隧道目前无新的裂缝出现,总体处于稳定及安全状态。

参考文献:

- [1] 竺维彬,鞠世健. 盾构隧道管片开裂的原因及相应对策[J]. 现代隧道技术, 2003, 40(1): 21-25.
Zhu W B, Ju S J. Causes and countermeasures for segment cracking in shield-driven tunnel [J]. Modern Tunnelling Technology, 2003, 40(1): 21-25.
- [2] 梁仲元,陈俊生,莫海鸿,等. 广州地铁盾构施工阶段管片开裂原因初探[J]. 广东土木与建筑, 2004(3): 23-25.

- Liang Z Y, Chen J S, Mo H H, et al. Causes for segment cracking in shield-driven tunnel during construction of Guangzhou metro [J]. Guangdong Architecture Civil Engineering, 2004(3): 23-25.
- [3] 钟长平. 广州地铁盾构隧道管片开裂原因分析[J]. 广东土木与建筑, 2000(4): 93-95.
- Zhong C P. The analysis of causes for segment cracking in shield-driven tunnel of Guangzhou metro [J]. Guangdong Architecture Civil Engineering, 2000(4): 93-95.
- [4] 陈俊生, 莫海鸿, 梁仲元. 盾构隧道施工阶段管片局部开裂原因初探[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(5): 906-910.
- Chen J S, Mo H H, Liang Z Y. Study on local cracking of segments in shield tunnel during construction [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(5): 906-910.
- [5] 刘庭金. 基坑施工对盾构隧道的影晌分析[J]. 铁道建筑, 2008(2): 41-44.
- Liu T J. Studay on influence of shield tunnel during foundation pit construction [J]. Railway Engineering, 2008(2): 41-44.
- [6] 黄钟晖, 廖少明, 侯学渊. 错缝拼装衬砌纵向螺栓剪切模型的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(6): 952-958.
- Huang Z H, Liao S M, Hou X Y. Research on shear model of ring joint bolts in stagger-jointed segmental linings [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(6): 952-958.
- [7] 李鹏, 向勇, 张家元. 大断面过江隧道盾构管片内力计算对比分析[J]. 公路工程, 2010, 35(4): 71-74, 96.
- Li P, Xiang Y, Zhang G Y. Comparison and analysis research of internal force calculation in the lining segment of large-section river-crossing shield tunnel [J]. East China Highway, 2010, 35(4): 71-74, 96.
- [8] 黄昌富. 盾构隧道通用装配式管片衬砌结构计算分析[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(3): 322-325.
- Huang C F. Analysis and computation on universal assembling segment lining for shield tunnel [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(3): 322-325.
- [9] 刘琼, 吴雄志, 姚捷, 等. 盾构隧道管片衬砌内力计算方法对比分析[J]. 河北工程大学学报: 自然科学版, 2008, 25(3): 26-29.
- Liu Q, Wu X Z, Yao J, et al. Comparison and analysis of methods of internal force calculations for shield tunnel lining [J]. Journal of Hebei University of Engineering: Natural Science Edition, 2008, 25(3): 26-29.
- [10] Toshi N, Shinichiro I, Toshiyuki H, et al. Shield tunnel construction in centrifuge [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(4): 289-300.
- [11] Kasper T, Meschke G. A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2004, 28(14): 1441-1460.
- [12] Blom C M, van der Horst E J, Jovanovic P S. three-dimensional structural analyses of the shield-driven "green heart" tunnel of the high-speed line south [J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1999, 14(2): 217-224.
- [13] 季倩倩. 带裂缝的盾构隧道衬砌力学模型研究[J]. 地下空间与工程学报, 2009, 5(Sup2): 1480-1483.
- Ji Q Q. Study on mechanical Model of shield tunnel lining structure with cracks [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2009, 5(Sup2): 1480-1483.
- [14] Goodman R E, Taylor R L, Brekke T L. A model for the mechanics of jointed rock [J]. Journal of the Soil Mechanics Foundations Engineering Division, ASCE, 1968, 99(5): 637-660.
- [15] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国标准出版社, 2010.

(编辑 王秀玲)