

1 : 1 站立式大断面异形盾构管片力学试验系统的研发与应用

张子新¹, 朱叶艇^{1,2}, 朱雁飞², 黄昕¹, 庄欠伟²

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 上海隧道工程股份有限公司, 上海 200233)

摘要: 异形盾构管片由于特殊的断面型式, 在实际工程应用前须对其承载能力、力学特征和破坏模式进行研究。提出一种 1 : 1 站立式原型异形盾构管片力学加载方法, 构建可重构式的钢结构加载和数据采集平台以及基于 PLC 闭环控制理论的千斤顶液压控制系统。基于该试验系统, 研究自重状态和覆土状态下异形管片结构内力和形变特征, 揭示浅埋条件下管片结构自重对异形管片内力和形变的影响规律, 获得所研究的异形盾构管片极限埋深为 18.5 m, 并通过对管片结构内外弧面裂缝分布规律的分析, 发现了异形管片明显的弯矩传递现象。

关键词: 隧道工程; 异形盾构; 原型试验; 三维激光扫描仪; 裂缝; 弯矩传递

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2017)12 - 2895 - 11

Development and application of a 1 : 1 mechanical test system for special-shaped shield lining with a large cross-section

ZHANG Zixin¹, ZHU Yeting^{1,2}, ZHU Yanfei², HUANG Xin¹, ZHUANG Qianwei²

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Shanghai Tunnel Engineering Co., Ltd., Shanghai 200233, China)

Abstract: The bearing capacity, mechanical characteristics and damage mode of the special-shaped shield lining should be explored before application because of its special cross section. A 1 : 1 'standing' prototype loading method for special-shaped segmental lining was suggested, and a 'standing' reconfigurable loading and data acquisition platform was developed with a hydraulic control system based on the closed-loop control theory of PLC. The internal force and deformation characteristics of the special-shaped shield lining structure under dead weight and overburden condition were analyzed respectively. The substantial influence of the structural self-weight on the internal force and deformation of the segmental lining under shallow overburden conditions was discovered. The limit burying depth of the lining structure was determined to be 18.5 m, and the analysis of the distribution of the cracks on the inner and outer surfaces of the segmental lining revealed the phenomenon of bending moment transfer.

Key words: tunneling engineering; special-shaped shield; prototype test; 3D laser scanner; crack; bending moment transfer

收稿日期: 2017 - 04 - 11; **修回日期:** 2017 - 06 - 20

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(41372276); 上海市国资委企业技术创新和能级提升项目(2013017)

Supported by the National Science Foundation of China(Grant No. 41372276) and Upgrading and Technology Innovation Program of Shanghai SASAC (Grant No. 2013017)

作者简介: 张子新(1966 -), 男, 博士, 1989年毕业于中国矿业大学结构工程专业, 现任教授、博士生导师, 主要从事隧道工程、地下结构工程专业领域方面的教学与研究工作。E-mail: zxzhang@tongji.edu.cn

DOI: 10.13722/j.cnki.jrme.2017.0379

1 引言

衬砌结构的安全和稳定不但关乎隧道的结构安全和耐久性,同样也关系到施工的难易程度和风险。因此,针对特殊水文地质条件或者新型管片结构,在实际工程开工前,通常须对衬砌结构的力学性能和破坏特征进行试验研究,从而验证结构的安全性、设计的合理性以及对管片结构设计进行进一步的优化。

目前,国内外研究盾构隧道衬砌结构力学特征的试验方法中,室内模型试验^[1]的缩尺效应以及相似模拟方法的局限性使得研究成果并不能直接应用于工程实际;单块盾构管片或接头力学试验^[2]不能全面考虑在特定拼装条件下整环盾构管片结构的力学整体性、边界条件以及管片结构与土体之间的相互作用等;盾构管片现场原位试验^[3]监测难度大,可重复操作性不强,无法获得管片力学破坏模式,试验成果只针对特定水文地质条件和特定管片形式。而原型整环盾构管片力学加载试验克服了室内模型试验的缩尺效应,实现了单块管片和接头力学加载试验无法达到的结构整体性,可多工况模拟管片结构在不同拼装方式、不同受力模式下的受力状态,相比于现场测试更具多面性、可重复操作性和灵活性。

国外, Y. Kashima 等^[4]对 DPLEX 盾构法隧道三环错缝拼装管片进行力学加载试验,采用 2 组垂直对拉杆的形式施加外荷载。H. Nakamura 等^[5]进行了三环双圆矩形盾构衬砌原型试验研究,考虑了不带立柱和带立柱的两种衬砌结构。代尔夫特理工大学 A. Luttkholt^[6]对 Botlek 铁路隧道管片进行了三环原型力学加载试验,采用每环 28 个径向千斤顶对管片进行环向加载模拟水土压力,其反力施加在钢框架上。国内,何川等^[7]研发了多功能盾构隧道结构加载试验系统,可将水压与土压分离,完成了南京长江隧道和狮子洋水下盾构隧道的错缝和通缝拼装原型管片力学试验。王彪等^[8]采用 44 个对拉力对上海崇明越江隧道盾构管片进行加载,并将这些对拉力分成 4 组以调整大小模拟不同的荷载工况。毕湘利等^[9]采用 24 点千斤顶加载方案对上海地铁中埋通缝拼装盾构管片进行极限承载力试验,对结构的承载性能和破坏机制进行研究。X. Liu 等^[10-11]同样采用 24 点加载方案分别对 2 种上海地铁圆形管片结构进行原型加载试验研究。

但由于客观条件和试验费用所限,国内外盾构管片原型试验基本采用忽略或弱化管片结构自重的“平躺式”加载方法,尚无“站立式”的盾构管片

力学试验先例。异形盾构隧道断面型式类矩形也类椭圆,综合了矩形隧道的高空间利用率和圆形隧道的高结构承载能力,主要应用于地铁车站和出入场线、城市下立交、公铁隧道等。当管片结构处于浅覆土地层时,管片自身重力对其结构力学行为影响重大,自重不可忽略。创新一种站立式三环异形盾构管片力学试验加载测试系统,对真实地再现异形盾构衬砌结构实际受力状态下的力学行为特征和探索结构自重对管片内力和形变的影响程度尤为重要,亦可为未来的异形盾构设计和施工技术升级提供有力保障。

2 管片设计

异形盾构管片基于上海④号淤泥质黏土地层运营阶段设计,隧道设计埋深 10 m,地下水位 -0.5 m,土体重度 18.0 kN/m^3 ,静止侧压力系数 0.6,基床系数 6000 kN/m^3 ,地面超载 20 kPa。

如图 1 所示,单环异形盾构管片共 6 分块:1 块封顶块(F),2 块邻接块(L1),(L2)和 3 块标准块(B1),(B2),(B3)。管片实际中心尺寸 $10.2 \text{ m} \times 7.7 \text{ m}$,幅宽 1.2 m,厚 0.5 m,采用 CF50 钢纤维混凝土浇筑而成。管片采用错缝拼装方式,块之间采用 4 根 M30 直螺栓连接,环之间采用 26 根 M33 弯螺栓连接。6 个环向接头编号见图 1。

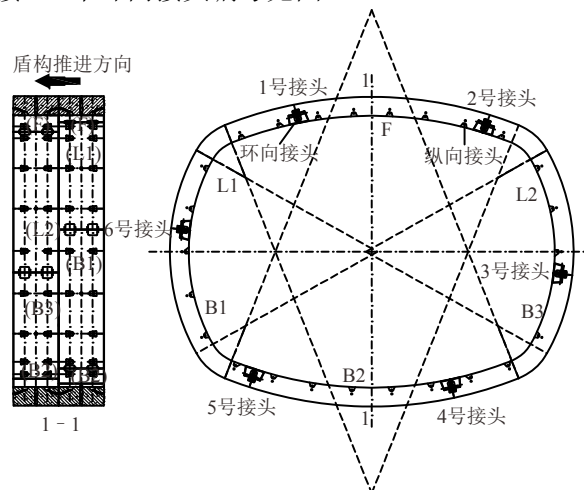


图 1 异形盾构隧道管片布置图

Fig.1 Segment layout of shield tunnel with a special-shaped cross-section

3 管片分段荷载简化计算和施加方法

3.1 管片分段原则

异形盾构管片分段基于三大原则:(1)千斤顶设置位置应避开纵向接缝,并尽量将纵向接缝和变

弧度点定为分段端点；(2) 各分段应两两关于竖轴对称，以满足力的加载平衡；(3) 分段应均匀，各分段换算水土压力值之间差异不宜过大且在千斤顶量程范围内。最终异形盾构管片分段如图 2 所示，各分段弧长为 1 m 左右，管片顶板和两侧共 22 分段。

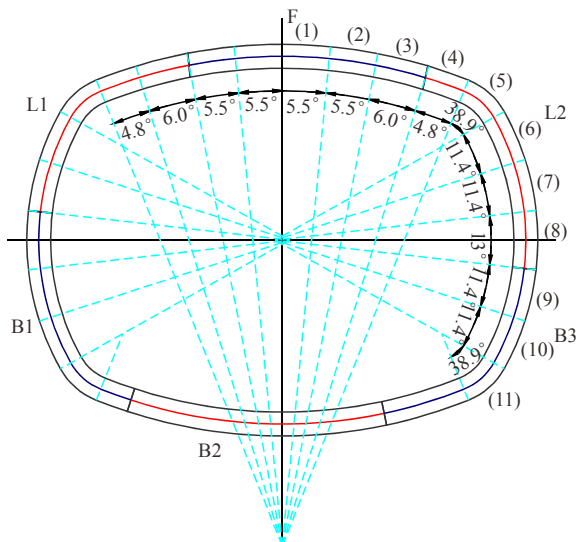


图 2 管片分段示意图

Fig.2 Sketch of the partition of cross-section of segmental ring

3.2 荷载简化思路和方法

3.2.1 环向水土压力

管片实际受力是均布的，而分段管片的实际受力模式如图 3 所示。水压力分布沿管片弧度径向，水平向土压力为梯形分布，竖向土压力随管片弧度呈弧状分布。求解水土压力需要对该弧段进行积分，但计算过程复杂繁琐，本文对分段管片的受力进行简化求解。

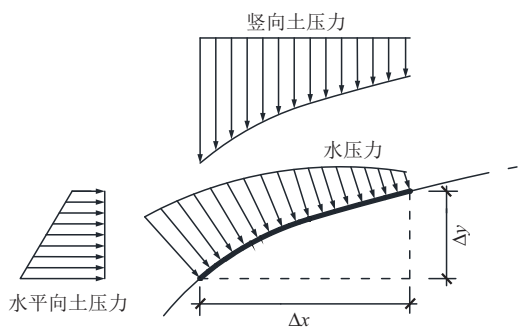


图 3 分段管片实际受力模式

Fig.3 Actual loading mode at a representative subsection

水土分算和水土合算时分段管片简化受力模式分别如图 4, 5 所示，将各分段考虑成直线段进行求解，依照常规思路，水压力和土压力随计算点深度增加在水平和竖直向均呈梯形分布。

经计算，直观上简化误差最大的 5 号和 11 号(见图 2)两个计算段在设计状态下不同埋深条件(20 m

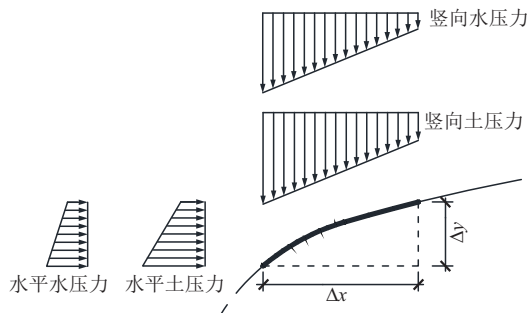


图 4 水土分算分段管片简化受力模式

Fig.4 A simplified loading mode considering water and earth pressures separately

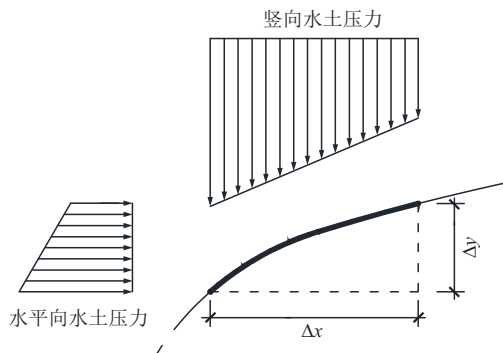


图 5 水土合算分段管片简化受力模式

Fig.5 A simplified loading mode with combined water and earth pressures

覆土范围内)对应的简化误差控制在 1.09%以内，误差处于可控范围，证明简化方法有效。

3.2.2 简化地层抗力

图 6 为通过 MIDAS 软件考虑管片周围全周仅受压土弹簧得到的在实际地应力条件下土弹簧受力分布图。其中，管片顶板和底部的一部分范围内管片结构因收敛变形而与土体脱离，土弹簧显示为红色，即在该范围内不存在地层抗力的作用。地层抗力实际存在于异形管片两侧与水平对称轴呈向上 26.5°、向下 44.8° 范围。

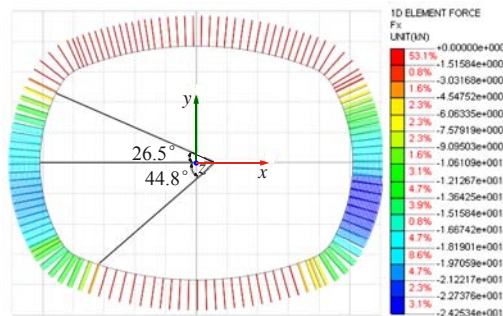


图 6 异形盾构管片地层抗力分布

Fig.6 Distribution of the reaction stress in the special-shaped segmental ring

量值上, 管片两侧弹簧力呈近似等腰三角形分布, 与圆形隧道地层抗力简化形式相似。由于暂无异形盾构管片地层抗力模型试验或现场试验研究成果, 为既考虑地层抗力对管片结构内力的影响, 又起到简化的效果, 本文最终将异形管片地层抗力范围定为与水平对称轴呈上、下 30° 范围, 即 6 号~10 号五段管片所在范围, 如图 7 所示。

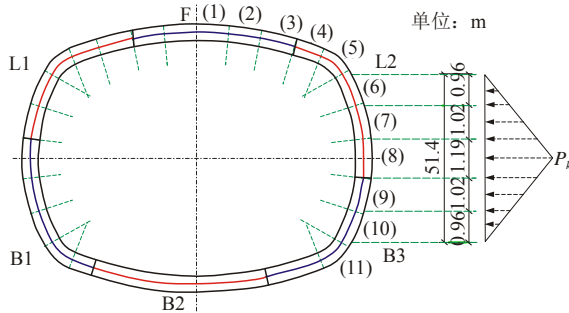


图 7 地层抗力计算方法

Fig.7 Illustration of the calculation model of reaction stress

借鉴圆形盾构隧道结构地层抗力分布简化计算公式:

$$P_k = ky \quad (\text{kN/m}^2) \quad (1)$$

$$y = \frac{(2q - P_c + \pi g)R^4}{24(\eta EI + 0.045kR^4)} \quad (2)$$

式中: k 为地层抗力系数(kN/m^3); y 为水平直径处变形量(m); q 为竖向地层土压力(Pa); P_c 为侧向水平地层压力(Pa); g 为管片自重(kN/m^3); η 为考虑接头的影响系数, $\eta = 0.25 \sim 0.8$; EI 为衬砌圆环抗弯刚度; R 为隧道衬砌管环计算半径(m)。

本试验管片中心有效面积为 66.85 m^2 , 根据公式 $S = \pi R_H^2$, 换算得到异形断面有效半径 R_H 为 4.6 m 。式中, 基床系数 k 本文取值为 6000 kN/m^3 , 混凝土弹性模量 E 为 $3.70 \times 10^7 \text{ kPa}$, 衬砌横向刚度有效率 η 为 0.7 。求解各分段管片范围对应的地层抗力值, 进而通过换算加载角度最终得到作用于各对应分段的地层抗力值。

3.2.3 管片底部边界条件

文克勒弹性地基梁模型^[12]假设地基上任一点所受的压力强度与该点的地基沉降量成正比, 该比例系数就是基床系数, 其实质是把地基视为无数不相联系的弹簧组成的体系。管片底部采用弹性橡胶支垫模拟土弹簧, 作为管片底部边界条件, 其设计源于桥梁工程中梁与桥墩之间起缓冲和减摩作用的普通板式橡胶支座。如图 8 所示, 管片底部共铺设八组(每组 4 块)橡胶支垫。每块弹性橡胶支垫平面尺寸为 $400 \text{ mm} \times 580 \text{ mm}$, 由 38 mm 厚的板式橡胶



图 8 弹性橡胶支垫

Fig.8 Elastic cushion of rubber bearing

和 27 颗橡胶颗粒柱组成。颗粒柱直径 80 mm , 高度 25 mm , 采用硬度为 68° 的橡胶材料。

单颗橡胶颗粒柱在万能试验机上的荷载 - 压缩曲线如图 9 所示, 可以看出橡胶颗粒柱弹簧刚度具备分段线性特征: 当压缩量小于 7 mm 时为 2046 kN/m , 大于 7 mm 时为 6604 kN/m 。数值试验和管片原型试验结果显示管片底部位移量在 7 mm 范围内, 故单颗橡胶颗粒柱弹簧刚度取值 2046 kN/m 。综上, 弹性支垫的线性特征符合弹性地基梁模型中地基弹簧的理念。

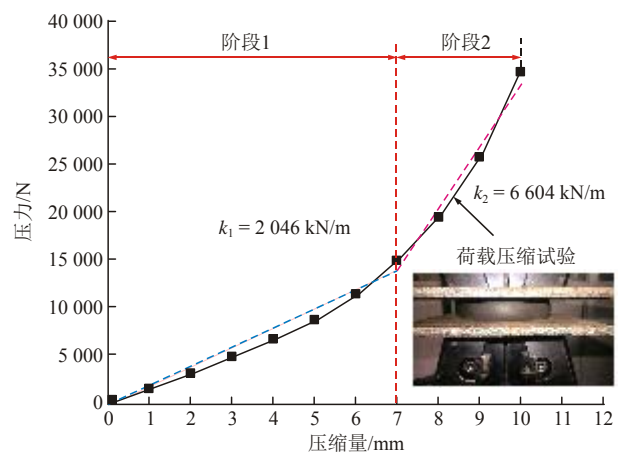


图 9 橡胶颗粒柱荷载 - 压缩曲线

Fig.9 Compression curves of deformation of a rubber column

由于一组弹性支垫共含 108 颗橡胶颗粒柱, 管片底部共 8 组支垫, 故 8 组支垫整体弹簧刚度近似 $8 \times 108 \times 2046 = 1.768 \times 10^6 \text{ kN/m}$ 。三环管片总幅宽 2.4 m , 管片底板与支垫接触部分横向宽度 7.8 m , 通过弹性支垫整体弹簧刚度反算对应土体基床系数 k :

$$2.4 \times 7.8k = 1.768 \times 10^6 \quad (3)$$

故求得 $k = 9.45 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ 。对照 J. E. Bowles^[12]给出的基床系数参考值, 基床系数 $9.45 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ 大于异形管片设计地层基床系数, 属于硬塑的黏土

及粉质黏土范畴。

本次站立式原型管片加载试验尚属国际首例, 没有可借鉴的站立式管片试验先例。由于管片外弧面采用千斤顶加载, 受荷条件下管片整体向下位移, 而管片两侧千斤顶切向位移限值为 mm 级, 一旦位移量过大就会造成千斤顶剪坏, 试验安全风险极大。故作者既考虑了安全因素, 又希望管片底部边界条件在合理的土层范围内, 故最终选择了弹性橡胶支垫作为管片底部边界条件。

3.3 荷载施加方式的确定

千斤顶加载方向可沿各分段管片实际合力方向或结构径向, 力的作用点可分为分段管片实际合力作用点和分段管片 midpoint。综合考虑两种力的施加方向和两种力的作用点位置, 提出 4 种荷载施加方式(见表 1)。

表 1 施加方式一览

Table 1 List of the loading methods

施加方式	力的施加方向	
	合力方向	管片径向
力的作用点	合力实际作用点	施加方式一 施加方式三
	分段管片 midpoint	施加方式二 施加方式四

需要说明的是, 施加方式三和四所对应的荷载的施加方向与竖直方向所成角度与施加方式一和二差值控制在 5° 范围内, 处于正常操作误差范围, 进而说明径向加载在角度方面并不会对结构受力产生控制性影响。

本文基于修正惯用法, 分别通过能考虑管片结构全周受压弹簧的有限元软件 MIDAS 模拟管片结构实际地应力条件下受力状态, 以及通过有限元软件 ABAQUS 模拟原型试验条件下管片结构受力状态, 并将设计地层条件下异形盾构管片在 5, 10 和 15 m 覆土管片结构内力和位移分布进行计算。

由于不同埋深、不同荷载施加方式下管片结构内力和位移分布规律相似, 本文选取 10 m 覆土、荷载施加方式四条件下计算结果进行分析, 如图 10 所示。从图 10 中可以看出地应力条件下管片内力最大值分布特征: (1) 最大正弯矩位于管片拱顶; (2) 最大剪力位于管片拱肩向内侧; (3) 最大负弯矩位于管片左右两侧拱肩拐角略偏下位置; (4) 最大轴力位于管片左右两侧拱脚拐角偏上位置。管片形变方面, 管片顶板竖直向下位移, 中间位移大, 两侧位移小, 管片底板竖直向下位移, 中间位移小, 两侧位移大, 管片竖向上表现闭合的特征; 管片两侧表

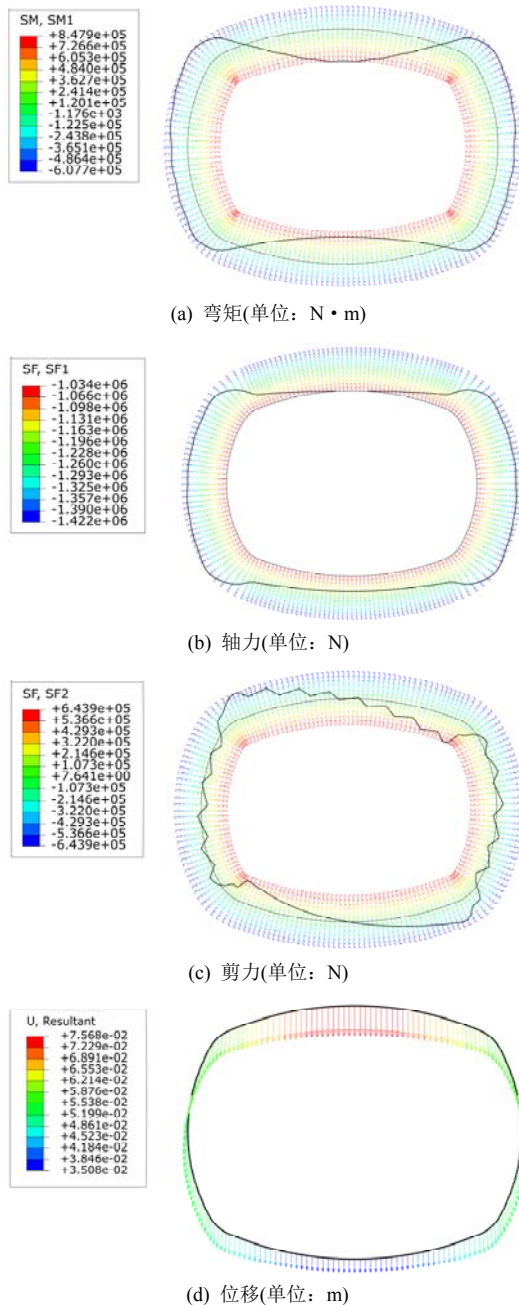


图 10 管片内力和位移矢量图

Fig.10 Vectorial graphs of the internal forces and displacements in the segmental lining

现一致, 分别向各自斜下方位移, 管片水平向表现为张开的特征。总体上, 异形管片呈“横鸭蛋”形变, 结构最大位移发生在顶板中点。

为比选出一种与实际管片内力接近的荷载施加方式, 本文提取了 4 种荷载施加方式下异形盾构管片在设计地层 5, 10, 15 m 三种埋深条件下的内力和位移最值, 并将所得结果与实际地应力条件进行对比(见表 2)。

从表 2 中可以看出, 不同埋深下, 施加方式三对应的计算结果相较于其他 3 种施加方式偏离管片

表2 管片关键部位内力和位移值对比一览
Table 2 Comparison of the internal forces and displacements at the critical positions

施加方式	5 m 覆土						
	最大正弯矩/(kN·m)	对应轴力/kN	最大负弯矩/(kN·m)	对应轴力/kN	最大剪力/kN	最大轴力/kN	拱顶位移/mm
地应力条件	469.8	605.1	361.1	826.6	358.3	994.1	21.58
施加方式一	383.6	592.7	327.3	822.6	355.8	923.4	19.18
施加方式二	417.4	632.3	347.6	843.8	349.8	899.8	19.53
施加方式三	339.6	657.0	312.8	808.2	337.5	880.3	18.55
施加方式四	458.6	646.3	355.6	831.8	368.4	997.0	20.81
施加方式	10 m 覆土						
	最大正弯矩/(kN·m)	对应轴力/kN	最大负弯矩/(kN·m)	对应轴力/kN	最大剪力/kN	最大轴力/kN	拱顶位移/mm
地应力条件	837.7	998.5	620.2	1 377.4	616.0	1 565.7	38.90
施加方式一	718.2	968.9	563.6	1 367.4	627.4	1 487.4	30.45
施加方式二	785.8	1 031.8	595.8	1 400.8	619.7	1 451.1	31.30
施加方式三	638.6	1 079.8	536.7	1 346.4	595.6	1 412.2	37.28
施加方式四	847.9	1 033.8	607.7	1 370.6	643.9	1 422.2	40.59
施加方式	15 m 覆土						
	最大正弯矩/(kN·m)	对应轴力/kN	最大负弯矩/(kN·m)	对应轴力/kN	最大剪力/kN	最大轴力/kN	拱顶位移/mm
地应力条件	1 205.6	1 391.9	880.1	1 928.2	883.2	2 137.4	56.22
施加方式一	1 052.7	1 345.2	800.4	1 912.2	899.0	2 051.9	50.71
施加方式二	1 154.2	1 431.1	844.4	1 957.8	889.5	2 002.4	52.04
施加方式三	937.6	1 502.3	762.1	1 884.7	853.8	1 946.2	46.06
施加方式四	1 240.6	1 418.9	860.5	1 904.4	920.2	1 951.6	49.58

实际内力较多，而施加方式四的结算结果与管片的实际内力最为契合，误差控制在 5%左右，同时也证明了异形管片结构地层抗力设定的合理性。

在整个试验实际操作方面，由于加载千斤顶位置一旦固定，采用荷载施加方式一和施加方式二都无法实现合力真实施加角度，即动态角度变化。再者，存在千斤顶非径向加载可能导致的千斤顶偏出破坏而造成试验失败的极高风险。鉴于这 2 个问题，本试验不推荐施加方式一和二。

综合各方面因素，荷载施加方式四被确定为本次大断面异形盾构管片加载试验的荷载施加方式。

4 钢结构反力架设计

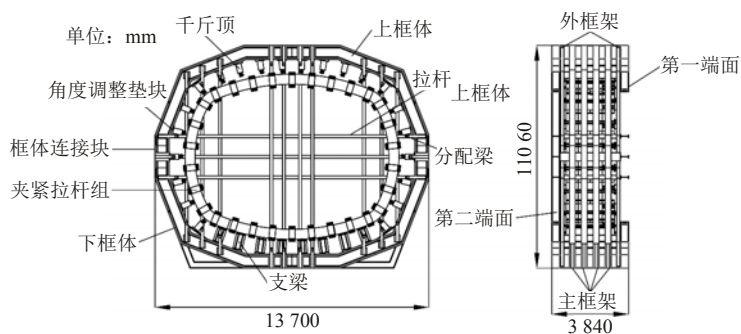
如图 11(a)所示，由上框体、下框体、框体连接块、拉杆以及角度调整垫块等组成的钢结构加载框架沿盾构管片的外壁轮廓封闭围合。下框体的底部形成平面，以供框体竖向放置。该装置长 13.7 m，高 11 m，宽 3 m，总用钢量 150 t。不同构件采用了不同的型钢。其中，主框架及主要连杆采用了 H700×300 H 型钢，外框架采用了工 50 b 工字钢，拉杆采用工 40 a 工字钢。

在 88 个千斤顶伸缩端安装可微动的加载分配梁，使之紧贴管片外弧面以提供线性荷载，并在分

配梁面上黏贴 5 mm 厚橡胶垫，防止钢与混凝土之间过度的刚性接触。30 组夹紧拉杆组均匀分布于管片环面，用以模拟管片纵向受荷以及提高管片的整体稳定性，并在 8 组底部支梁面上设置卡槽用于安装弹性橡胶支垫。最终，异形盾构管片实际加载钢结构反力架如图 11(b)所示。

5 液压控制系统设计

千斤顶压力采用闭环控制的形式，以可编程控制器(PLC)为核心组成一个闭环控制系统，主要通过控制电磁换向阀的通断和比例减压阀的开度来控制液压系统的流量和压力，完成千斤顶行程的动作和需要的压力。另一方面，闭环控制依靠对输出量进行检测与反馈，从而构成反馈闭环控制，在很大程度上依靠消除或抑制不利因素的影响获得高精度的同步驱动。根据试验需求，PLC 闭环控制千斤顶压力系统的控制方式分为连动和单动 2 种。其中，连动方式可人为设定千斤顶行程或压力以实现系统的自动运转，单动方式则用于单独控制泵组和阀组进行系统调试和维护。如图 12 所示，在中央控制台上配备了人机操作界面，能够全面显示设备状态、设定参数、运转参数和故障信息，便于工作人员掌控管片的加载情况。



(a) 钢框架设计图

(b) 实际框架图

图 11 钢结构加载框架

Fig.11 A photo showing the steel loading frame on site



(a) 中央控制台



(b) 人机操作界面

图 12 液压控制系统

Fig.12 Hydraulic control system

6 试验数据测试系统设计

大尺度结构力学加载试验观测项目的确定重在能对反映结构整体力学特征和变形的测量数据进行实时、有效的监测，从而掌握整个结构的工作状态和物理性能变化。本次异形盾构管片力学加载试验观测项目主要包括：管片结构整体形变、环向接缝

径向错台量、纵向接缝张开量和块间径向错台量、环向和纵向螺栓应变、管片混凝土应变、主筋和锚筋应变、混凝土裂缝等。

如图 13 所示，纵缝张开量采用 DT40 位移传感器和振弦式表面测缝计采集，螺栓应变采用箔式应变片采集，管片环间和块间错台量采用 DT40 位移传感器采集，管片混凝土应变采用振弦式表面应变计和箔式应变片采集，钢筋应变采用钢筋计和箔式应变片采集。



图 13 常规测试手法

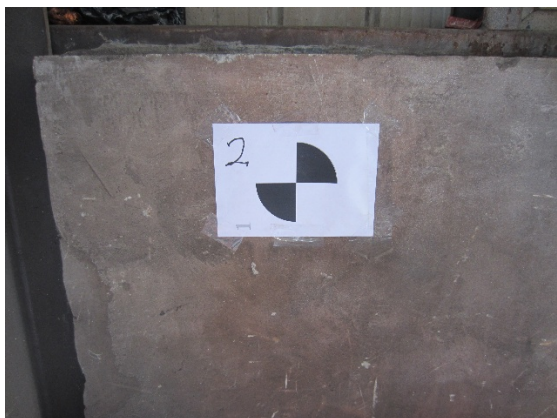
Fig.13 Conventional testing techniques

以上测试内容采用常规方法，个别较关键测试内容采用双测试手段，确保采集数据的可靠性。管

片结构变形和裂缝开展可视化监测是原型管片试验的重点和难点。本次试验首次将三维激光扫描设备(徕卡 P40, 见图 14)应用于大型盾构管片结构力学加载试验, 可从左至右、从上到下对管片结构内弧面进行完整的三维坐标距测量, 依次获得全面连续的全景坐标点数据最终形成点云, 实现管片结构变形的精确获取。



(a) P40 激光扫描仪



(b) 靶点

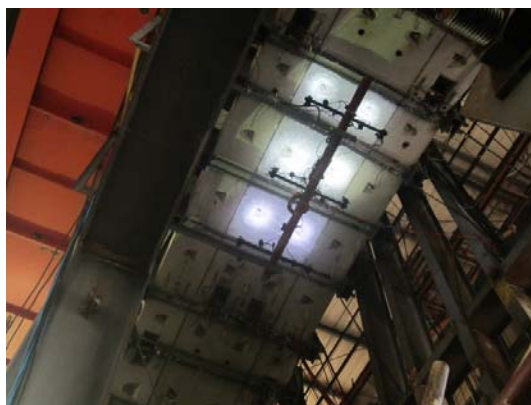
图 14 三维激光扫描仪

Fig.14 3D laser scanner

混凝土裂缝出现时机的判定和裂缝宽度的监测是判定管片工作性能、确定破坏标准的重要因素之一。本次大型管片结构力学加载试验在国际上率先引入主要运用于航空航天力学测试方面的 DIC - 3D 非接触式的光学三维变形测量系统, 可在工作人员不直接进入试验场地、确保安全的情况下远程观测持续加载过程中管片核心区域裂缝的发生、发展规律, 并进行裂缝宽度的精确计算。前期数值模拟发现管片拱顶为受力最不利位置(最大正弯矩和最小轴力所在位置), 裂缝应最早发生于此, 故在拱顶内弧面一定范围内设置三套光学测量系统(见图 15)。



(a) DIC - 3D 相机部分



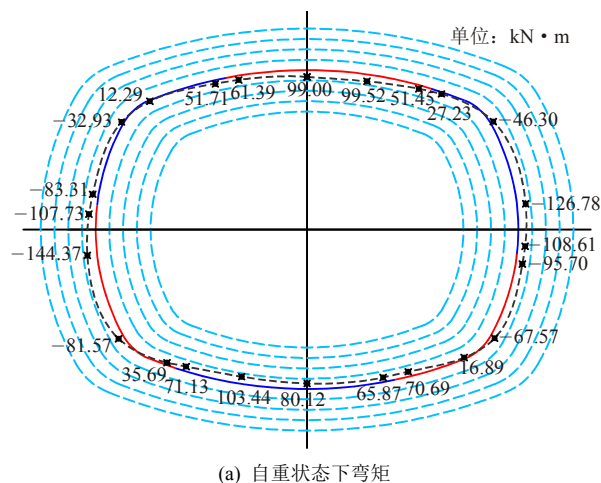
(b) 测试区域

图 15 非接触式的光学三维变形测量系统

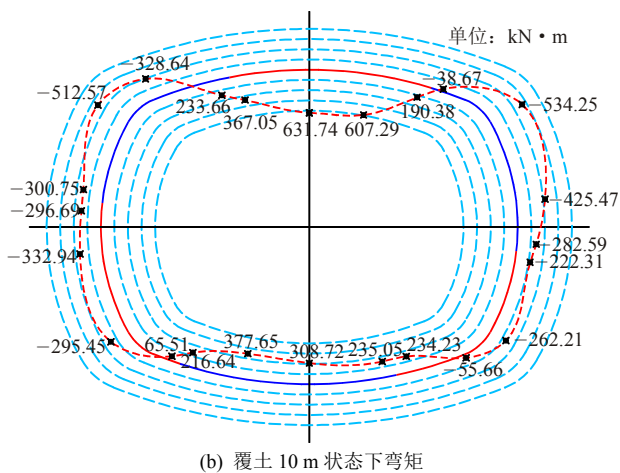
Fig.15 3D non-contacting optical system for strain measurement

7 异形盾构管片力学加载实例应用

设计地层条件下, 自重状态和覆土 10 m 时异形盾构管片弯矩分布如图 16 所示, 从图中可以看出, 管片结构由于环向接头的存在使弯矩分布非轴对称。自重状态下(见图 16(a)), 管片弯矩分布大致规律为: 管片顶板承受正弯矩, 正弯矩较大值位于顶板中间靠 2 号接头位置, 为 99.52 kN · m; 管片底板



(a) 自重状态下弯矩



(b) 覆土 10 m 状态下弯矩
图 16 自重状态和 10 m 覆土下弯矩分布
Fig.16 Distributions of the bending moments under selfweight and at the buried depth of 10 m

承受正弯矩，正弯矩较大值位于底板中间靠 5 号接头的位置，为 103.44 kN·m。管片两侧承受负弯矩，其值都随高度降低表现为先增后减的趋势，最大负弯矩位于 3 号接头关于竖向对称轴轴对称位置，为 -144.37 kN·m；管片右侧负弯矩较大值为 -126.78 kN·m，位于 6 号接头竖向轴对称位置。说明接头所在位置由于结构刚度削弱，承受荷载的能力相较于竖向对称轴对称位置减小 20%~30%。零弯矩位于管片结构拱肩和拱脚处。

10 m 覆土，管片结构弯矩分布形式与自重状态略有不同。具体地，管片顶板和底板承受正弯矩，最大正弯矩(631.73 kN·m)位于管片拱顶中间位置；管片两侧承受负弯矩，最大负弯矩(-534.23 kN·m)位于管片右拱肩靠下侧。最大正弯矩绝对值大于最大负弯矩绝对值。4 个零弯矩分布在拱肩和拱脚靠竖向对称轴位置。管片轴力整体分布较为均匀，管片左侧 3 号缝轴对称位置和管片右侧 6 号缝轴对称位置两者轴力较大且差别很小，最大轴力位于 6 号缝轴对称位置。当覆土降至 3 m 时，管片结构最大正弯矩为 232.21 kN·m，最大负弯矩为 -222.08 kN·m。

管片结构自重 45 t，占 10 m 覆土时管片上覆水土压力(202 t)的 22.28%，其自重状态下的最大正弯矩(99.52 kN·m)占覆土 10 m 时的 15.75%。当覆土降至 3 m 时，管片自重占上覆水土压力(96.88 t)的比例增至 46.45%，最大正弯矩占覆土 3m 的最大正弯矩的比例上升至 42.86%，比例之高充分说明了浅覆土条件下自重对管片结构内力的重要影响。

管片形变方面，降噪处理后的管片内弧面三维点云如图 17 所示。对经过断面选取并优化后的散点数据进行高阶多项式拟合后，可得到连续光滑的管片变形值曲线(见图 18)。

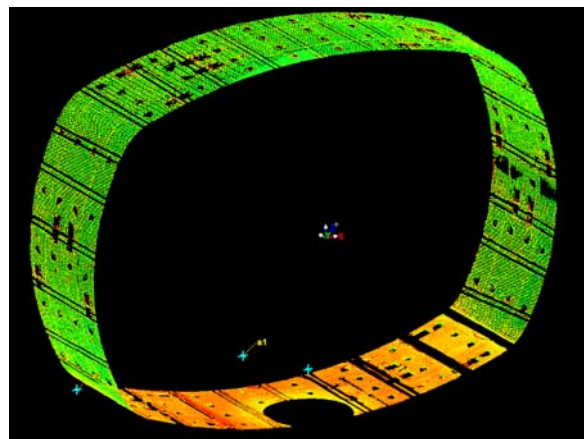


图 17 管片内弧面三维点云视图
Fig.17 3D Point Cloud View of the segmental inner surface

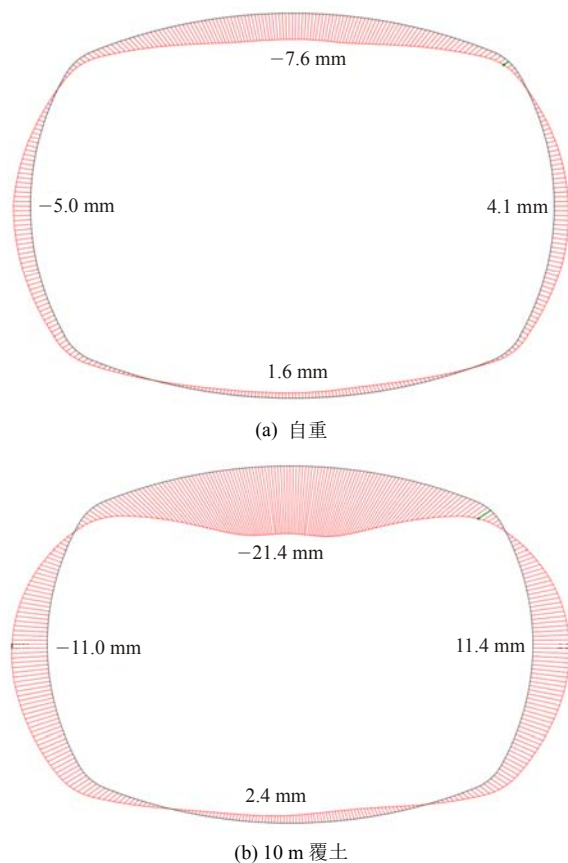


图 18 管片形变图

Fig.18 Plot of deformed segmental lining

如图 18 所示，管片整体呈竖向闭合、水平向张开的“横鸭蛋”型。本文选取拱顶、底之间管片相对位移量(即竖向对称轴位置)作为异形管片竖向闭

合量, 其值为 9.17 mm, 结构竖向外径 8.2 m, 因此自重条件下异形管片竖向椭圆度为 1.12‰。选取管片两侧拱腰之间管片相对位移量(即水平对称轴位置)作为异形管片水平向张开量, 其值为 9.10 mm, 结构横向外径 10.7 m, 因此自重条件下异形管片水平向椭圆度为 0.85‰。10 m 覆土时, 异形管片竖向闭合量为 23.80 mm, 计算获得竖向椭圆度为 2.91‰, 管片水平向张开量为 22.42 mm, 计算获得水平向椭圆度为 2.10‰。

自重状态下异形管片竖向闭合量占运营阶段覆土 10 m 的 38.53%, 水平向张开量占运营阶段覆土 10 m 的 40.59%, 自重所占比例之大进一步证明了异形盾构管片站立式试验方法的科学性和必要性。

此外, 覆土 10 m 时, 混凝土最大拉应变为 150.33 $\mu\epsilon$, 位于左拱肩外弧面靠 1 号接头处, 最大压应变为 -415.43 $\mu\epsilon$, 位于左拱肩内弧面靠 6 号接头位置; 主筋拉应变最大值为 291.80 $\mu\epsilon$, 位于拱顶内弧面稍靠右侧; 环向螺栓最大拉应变变为 247.82 $\mu\epsilon$, 位于 2 号接头处; 纵向螺栓拉应变最大值为 128.39 $\mu\epsilon$, 位于水平轴右侧位置; 管片块间错台量

为 1.48 mm, 位于 4 号接缝处; 环间错台最大值(0.50 mm)位于中间整环 2 号接缝与前环之间; 纵向接缝张开量最大值为 2.01 mm, 位于 3 号接缝外弧面, 最大闭合量为 0.60 mm, 位于 1 号接缝外弧面。

DIC - 3D 监测计算发现, 当异形管片覆土 18.5 m 时, 管片拱顶正中间位置一条裂缝最大宽度率先达到 0.2 mm(裂缝宽度 0.2 mm 为规范^[13]规定的管片破坏标准), 18.5 m 被确定为异形管片的极限埋深。极限破坏后异形管片内外弧面裂缝的分布如图 19 所示。从图中可以明显地看出裂缝的规律分布特征: (1) 在三环管片拱顶内弧面一定范围内(洋红色虚线区域)分布有较为密集的裂缝, 且多为贯通裂缝, 此处管片处于正弯矩较大和轴力较小的受力状态; (2) 在三环管片左拱肩靠下和右拱肩靠下的位置(粗虚线区域)分布若干贯通裂缝, 此处为管片结构负弯矩较大位置; (3) 在前、后环纵缝对应的整环管片位置和整环管片纵缝所对应的前、后半环位置都分布有裂缝, 说明纵缝所在位置附近发生了管片间明显的弯矩传递现象, 使得纵缝相邻实体管片处的结构内力大于纵缝所在位置。

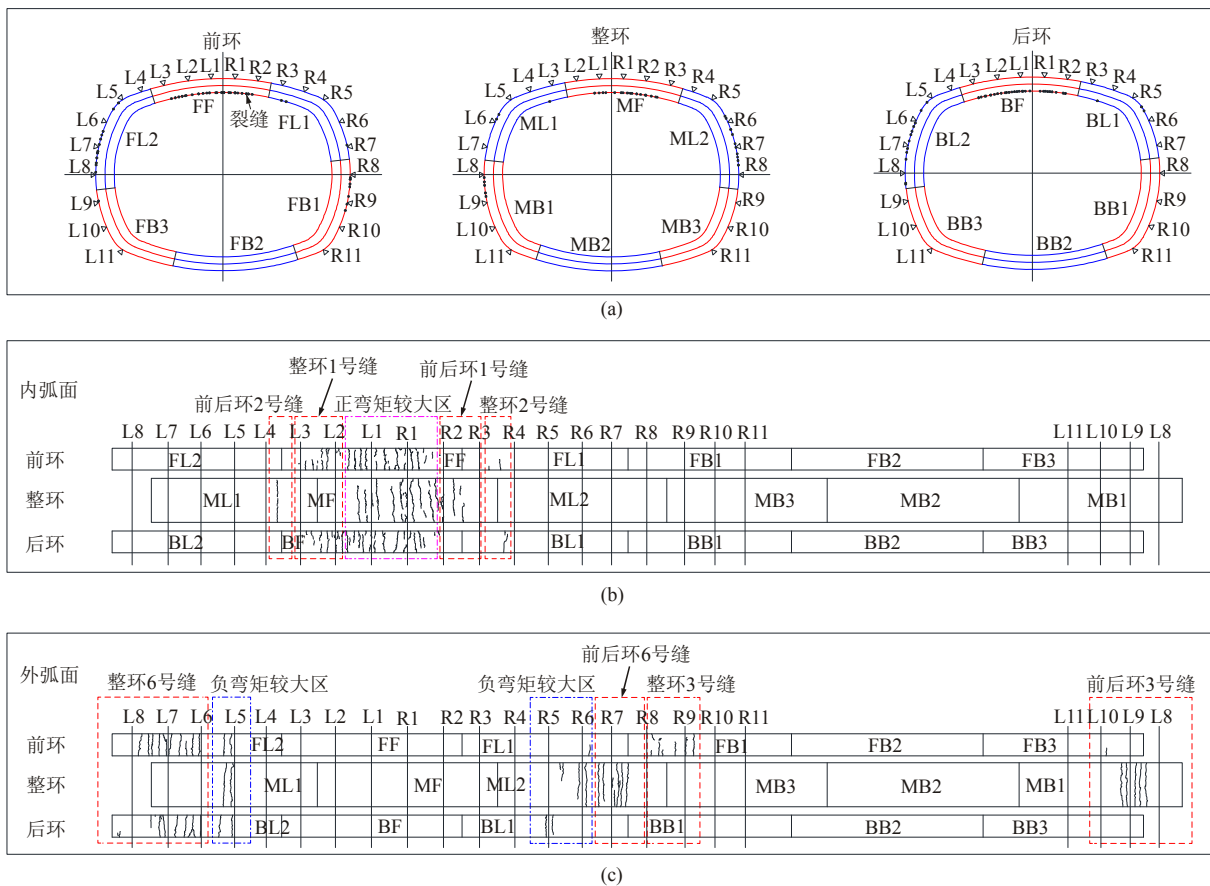


图 19 管片裂缝分布图

Fig.19 Distribution of the cracks

8 结 论

(1) 本文提出了一种 1:1 站立式原型异形盾构管片力学加载方法, 构建了一种可重构式的钢结构加载和数据采集平台以及基于 PLC 闭环控制理论的千斤顶液压控制系统, 并在原型管片试验领域引入三维激光扫描设备和 DIC-3D 非接触式三维应变光学测量系统, 实现了管片内弧面真三维形变数据获取和管片结构裂缝可视化。

(2) 通过对试验数据的处理分析, 研究了自重状态和覆土状态 2 种状态下异形管片结构内力和形变特征, 确定了管片结构自重对异形管片内力和形变的重要影响, 并测定了异形盾构管片的极限埋深。

(3) 通过对极限破坏后管片结构内外弧面裂缝分布规律的分析, 发现了明显的弯矩传递现象。

参考文献(References):

- [1] 唐志成, 何 川, 林 刚. 地铁盾构隧道管片结构力学行为模型试验研究[J]. 岩土学报, 2005, 27(1): 85 - 89.(TANG Zhicheng, HE Chuan, LIN Gang. Study on mechanical behavior of segment of shield tunnel of metro with model test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(1): 85 - 89.(in Chinese))
- [2] NISHIKAWA K. Development of a prestressed and precast concrete segmental lining[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(2): 243 - 251.
- [3] MOLINS C, ARNAU O. Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test: Part 1: Test configuration and execution[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2011, 26(6): 764 - 777.
- [4] KASHIMA Y, KONDO N, INOUE M. Development and application of the DPLEX shield method: results of experiments using shield and segment models and application of the method in tunnel construction[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1996, 11(1): 45 - 50.
- [5] NAKAMURA H, KUBOTA T, FURUKAWA M, et al. Unified construction of running track tunnel and crossover tunnel for subway by rectangular shape double track cross-section shield machine[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(2): 253 - 262.
- [6] LUTTIKHOLT A. Ultimate limit state analysis of a segmented tunnel lining[M. S. Thesis][D]. Delft: Delft University of Technology, 2007.
- [7] 何 川, 封 坤, 苏宗贤. 大断面水下盾构隧道原型结构加载试验系统的研发与应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(2): 254 - 266.(HE Chuan, FENG Kun, SU Zongxian. Development and application of loading test system of prototype structure for underwater shield tunnel with large cross-section[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(2): 254 - 266.(in Chinese))
- [8] 王 彪, 刘祖华, 鲁 亮. 上海崇明越江隧道衬砌整环试验加载方法研究[J]. 施工技术, 2006, 35(增): 52 - 54.(WANG Biao, LIU Zuhua, LU Liang. A loading method of the test for lining whole wreath of Shanghai Chongming tunnel[J]. Construction Technology, 2006, 35(Supp.): 52 - 54.(in Chinese))
- [9] 毕湘利, 柳 献, 王秀志, 等. 无缝拼装盾构隧道结构极限承载力的足尺试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, 47(10): 117 - 127.(BI Xiangli, LIU Xian, WANG Xiuzhi, et al. Experimental investigation on the ultimate bearing capacity of continuous-jointed segmental tunnel linings[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(10): 117 - 127.(in Chinese))
- [10] LIU X, DONG Z B, BAI Y, et al. Investigation of the structural effect induced by stagger joints in segmental tunnel linings: First results from full-scale ring tests[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2017, 66(1): 1 - 18.
- [11] LIU X, BAI Y, YUAN Y, et al. Experimental investigation of the ultimate bearing capacity of continuously jointed segmental tunnel linings[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2016, 12(10): 1 - 16.
- [12] BOWLES J E. Foundation analysis and design[M]. New York: McGraw-Hill, 1988: 855 - 868.
- [13] 中华人民共和国国家标准编写组. GB50157—2013 地铁设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.(The National Standards Compilation Group of People's Republic of China. GB50157—2013 Code for design of metro[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2013.(in Chinese))