

基于监测与计算的海底风化槽地铁盾构 隧道结构受力性能分析

许黎明

(厦门轨道交通集团有限公司,福建 厦门 361000)

摘要:为探明海底风化槽段结构外部荷载及内力分布特征,依托厦门地铁2号线跨海区间盾构隧道,开展结构受力现场监测试验,结合水土压力计算理论,明确结构外部荷载分布特征,通过数值计算分析结构受力变形分布特征及变形继续发展时结构承载性能发展规律。得到如下结论:①管片拼装完约2个月,水土压力趋于稳定,稳定期水土压力为300~350 kPa,沿管片环向非对称分布,呈右大左小、下大上小形态;水土合算时理论值与监测值比值为1.04~1.15,分算时为1.04~1.28;②施工期稳定荷载下,管片呈“横鸭蛋”变形模式,管片最大压应力为-11.5 MPa,钢筋、螺栓最大拉应力为51.4、310 MPa;钢筋最大压应力监测值为-40 MPa,为计算值的70%;③变形继续发展时,结构呈混凝土受压破坏模式,在多轴受压条件下抗压强度为42.6 MPa时,最大接缝张开2.1 mm,裂缝宽度为0.62 mm,钢筋、螺栓最大拉应力为395.5、631.9 MPa;④提炼管片横向变形椭圆度为结构安全控制指标,考虑结构安全承载性能,控制标准为17.2‰。研究成果可为海底风化槽段盾构隧道结构荷载计算及安全评价提供数据支撑,也可类似工程地质条件盾构隧道结构受力分析提供借鉴。

关键词:海底风化槽;盾构隧道;现场监测;水土压力;结构受力;控制指标

1 引言

近年来,中国城市轨道交通进入快速发展阶段,隧道穿越的地质环境越来越复杂,尤其是水下隧道,逐渐由常规岩土向特殊岩土和不良地质发展,如海底风化槽、断层破碎带等。海底风化槽以全、强风化变质岩为主,大多为Ⅳ/V级围岩,软弱破碎,裂隙水发育,围岩具有非线性和流变性,对隧道结构长期受力不利;上覆一般为深厚淤泥层,渗透性较差,考虑到为海底隧道,长期受海水补给、地下水侵蚀、潮汐等周边环境作用,实际地层中水的状态很难把握,海水、地下水、裂隙水的连通关系亦不清楚。针对海底风化槽围岩不良力学特性和复杂荷载环境,探明结构外荷载分布模式是进行结构力学分析的前提。

为反映隧道结构实际外荷载分布情况,大量学者通过现场监测方法,得到了围岩压力随时间的变化规律,进而结合理论分析、数值计算等修正荷载计算方

法,为隧道结构设计和施工提供指导。以上研究已在工程中得到了大量的实践,得到了一些对隧道结构设计、施工有益的结论。针对厦门地铁2号线跨海区间盾构隧道,穿越风化槽、断层破碎带等不良地质,从工程设计、施工、长期运维安全上都具有代表性和研究价值,因此有必要研究隧道结构外荷载分布模式,为结构力学计算提供基础数据。

隧道结构安全评价方面,已有学者、专家针对不同工程地质条件、荷载环境及结构形式等开展了众多基础和应用研究,提出了结构安全评价指标和控制标准,理论体系和技术手段已相当成熟,此处不再赘述。

该文依托厦门地铁2号线跨海区间盾构隧道穿越海底风化槽段,开展现场监测试验,探明结构荷载分布状况,结合水土压力计算理论,探讨海底风化槽地层水土压力应采用分算还是合算计算模式,采用数值计算,分析结构应力分布特征。基于此,研究“横鸭蛋”(隧道变形后的形态)变形发展时结构承载状态演化规律,提炼结构安全评价指标,以指导结构安全评价。

2 工程概况

厦门轨道交通 2 号线为跨海地铁隧道,跨海段为海沧大道站~东渡路站,起讫里程为右 DK18+531.484~DK21+267.569,全长 2 736.085 m。采用泥水平衡盾构施工,错缝拼装形式。管片外径为 6.7 m,内径为 6.0 m,厚度为 0.35 m,环宽为 1.5 m,由 6 块管片组成(1+2+3)。管片采用 C55 混凝土,主筋

为 HRB400 级钢筋。管片通过机械性能为 8.8 级的 M30 弯螺栓连接,包括 16 个纵向螺栓和 12 个环向螺栓,螺栓长度为 545 mm,环缝设置 16 个分布式凹凸榫。

针对海底风化槽段围岩整体性差、裂隙水发育、水土压力复杂等问题,结合隧道勘查、设计资料,在左线海底风化槽段选取研究断面,开展结构力学监测与计算分析,里程桩号为 DK19+310,穿越全/强风化变质砂岩,围岩承载力一般,风化厚度差异大,土层分布情况如图 1 所示。

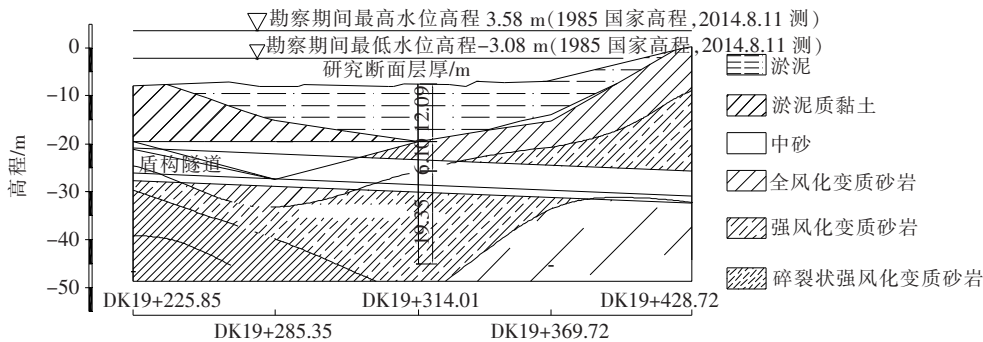


图 1 海底风化槽处土层分布特征(单位:m)

针对管片荷载状况和结构内力开展监测,测点布置如图 2 所示。

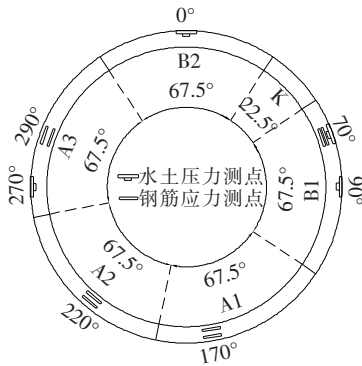


图 2 管片结构及测点布置图

(1) 水土压力监测

管片预制过程中在管片外侧埋设振弦式柔压计,用于测量管片外壁承受的总压力(水压力、土压力)。在拱顶、边墙位置共布设 4 个测点,每测点管片外侧埋设 1 支柔压计。

(2) 结构内力监测

管片内、外侧各布设 1 支振弦式钢筋计,测量混凝土内部的钢筋应力。结合管片内部钢筋焊接方法,沿管片环向共布设 4 个测点,每测点内、外侧钢筋各布置 1 支钢筋计。

3 水土压力分布特征与计算方法

3.1 监测数据

泥水平衡盾构机通过土仓压力(一般为地层压力的 1.0~1.3 倍)平衡前方开挖面应力,千斤顶推动刀盘稳定切割土体,盾构机壳体内由千斤顶伸缩完成管片拼装,当盾尾脱离管片时,同步壁后注浆进行围岩与管片孔隙初次填充加固(注浆压力一般为 0.2~0.4 MPa),当盾尾距管片 3~5 环时,进行二次注浆密实加固。因此,管片拼装初期,受土仓压力、同步注浆及二次注浆压力等施工荷载影响,短期内作用于管片的荷载明显增大,随盾构推进,施工荷载影响减弱,管片水土压力趋于稳定。

水土压力监测时程曲线(图 3)较好地反映了施工扰动对管片荷载作用规律。由图 3 可得:拼装初期(2017 年 1—3 月)为扰动剧烈阶段,荷载波动范围大,为 100~150 kPa;2017 年 3—8 月,随着盾构推进,荷载扰动减弱,为 20~50 kPa 小幅波动;2017 年 8 月至今,施工扰动基本消失,荷载趋于稳定。基于已知测点监测数据通过轨线插值得到受力稳定阶段管片环向水土压力分布,如图 4 所示。由图 4 可知:各测点水土压力分布范围为 300~350 kPa,受海底风化槽地层差异

大、围岩风化破碎、地下水等影响,荷载沿管片环向呈非对称分布,土压力整体呈右大左小、下大上小形态,

拱顶水土压力最小,为 303 kPa,右边墙水土压力最大,为 339 kPa。

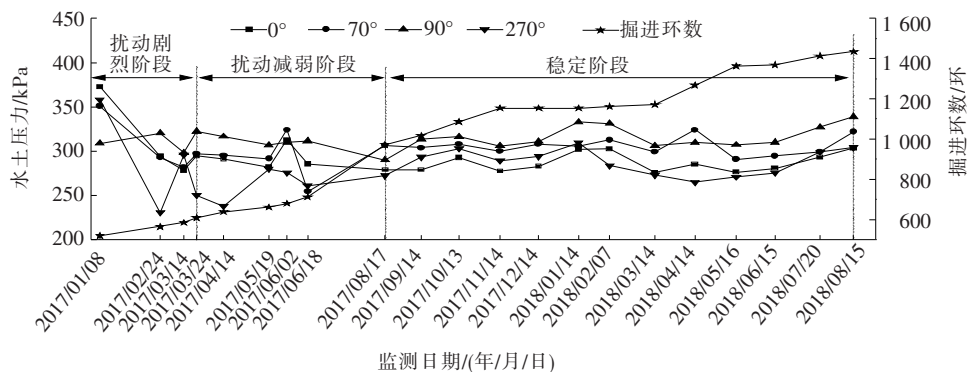


图3 水土压力时程曲线

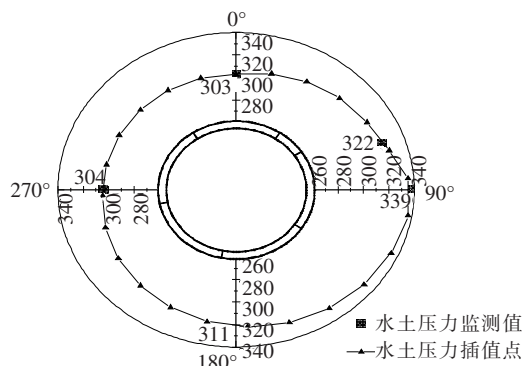


图4 稳定阶段水土压力分布(单位:kPa)

3.2 理论计算及对比

结合监测数据,针对海底风化槽水文地质条件,分别采用水土分算、合算方法分析水土压力分布特征,明确海底风化槽段水土压力计算方法。

荷载主要考虑永久荷载,包括竖向和水平向水土压力、管片自重和地层抗力。

(1) 管片顶部土压力 P_1

地表至隧道顶的距离 $h_s \geq 2D$ (D 为管片外径),但上覆土层以软弱—中等程度的黏性土和松散砂质土为主,根据《盾构隧道管片设计》规定,顶部竖向土压力 P_1 按土柱法计算:

$$P_1 = \sum \gamma_i h_i \quad (1)$$

式中: h_i 为第 i 层土的高度(m); γ_i 为第 i 层土的重度(kN/m^3),水土合算采用饱和重度,将上部海水层作用考虑为上部堆载, $P_1 = \sum \gamma_i h_i + \gamma_w (h_w - h_s)$, γ_w 为水的重度(kN/m^3), h_w 为水位线至隧道顶的距离(m),水土分算采用浮重度。

(2) 管片底部土压力 P_2

考虑管片重力,管片底部土压力为顶部土压力与

管片自重引起的地基反力之和。

$$P_2 = P_1 + 2G/A \quad (2)$$

式中: G 为管片自重(kN), $G = \gamma_h \cdot \delta$, 其中, γ_h 为钢筋混凝土重度(kN/m^2), δ 为管片厚度; A 为管片表面积(m^2)。

(3) 管片侧向土压力

管片侧向土压力按照梯形线性分布,计算式如下:

$$Q_1 = \lambda P_1 \quad (3)$$

$$Q_2 = \lambda (P_1 + \gamma D) \quad (4)$$

式中: Q_1 、 Q_2 分别为顶部、底部侧向压力(kPa); λ 为隧道穿越土层的侧压系数; γ 为隧道穿越土层的重度(kN/m^3)。

(4) 管片水压力

分算时考虑静水压力,即:

$$Q_w = \gamma_w h \quad (5)$$

式中: h 为计算点水头高度。

地层抗力按非线性地层弹簧考虑,法向受压弹簧刚度系数 K 。按隧道穿越地层(全风化变质砂岩、强风化变质砂岩)水平基床系数的加权平均进行计算,受拉弹簧系数为 0。

$$K_0 = \sum k_i h_i / D \quad (6)$$

采用同济曙光—盾构隧道管片结构计算软件,基于梁—弹簧力学模型,计算参数取值见表 1,荷载计算结果见图 5,计算荷载下管片变形情况如图 6 所示。

由图 6 可知:地层抗力作用下,管片横向扩张受到限制,较竖向位移稍小,呈“横鸭蛋”变形模式。相对水土合算,分算时管片变形整体偏小;合算时管片垂直位移最大为 4.2 mm,位于拱顶,分算时为 2.0 mm,位于拱底;合算时管片水平位移最大为 3.1 mm,分算为 2.0 mm,位于边墙。

表 1 土层物理力学参数

土层	厚度/ m	饱和重度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	内摩擦 角/($^{\circ}$)	黏聚 力/kPa	静止侧压 系数	水平基床系数/ ($\text{MPa} \cdot \text{m}^{-1}$)	泊松比	弹性模 量/MPa	标贯锤 击数/击
淤泥	12.1	16.2	4	10.0	0.72	5	0.40	3	4
全风化变质砂岩	6.1	20.6	24	26.0	0.33	60	0.25	25	31
强风化变质砂岩	29.8	19.6	25	28.0	0.33	90	0.25	35	45

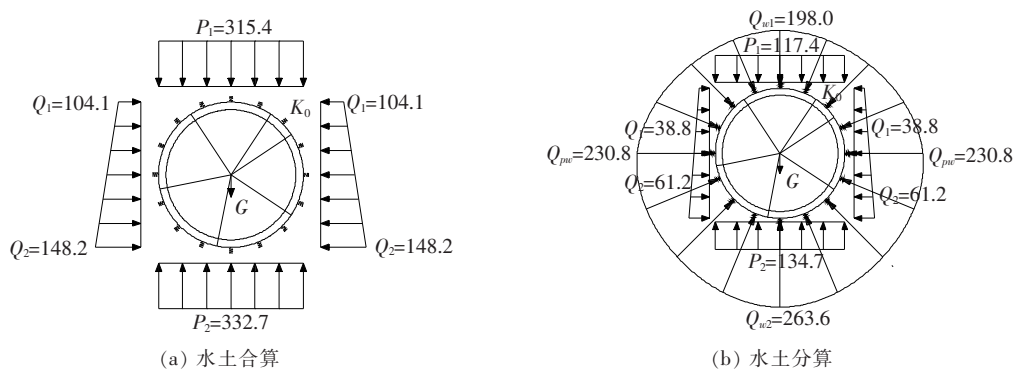


图 5 荷载计算结果(单位:kPa)

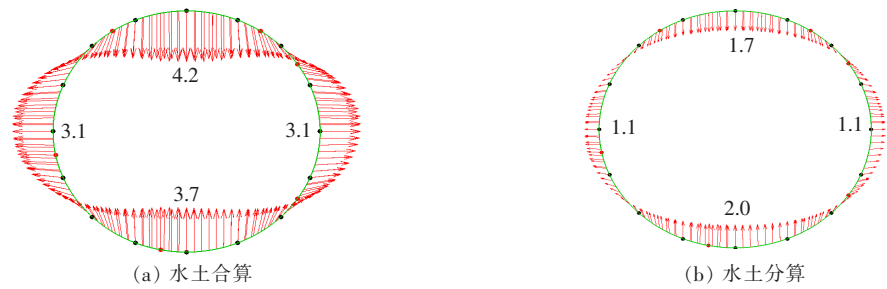


图 6 计算荷载下管片位移矢量图(单位:mm)

荷载作用下管片两侧横向挤压围岩,围岩产生被动抵抗管片变形的力即地层抗力,地层抗力大小与管片变形成正比。因此,管片承受的荷载为水土荷载与地层抗力之和,即管片背后柔压计感知到的荷载实际上是水压力、土压力和地层抗力之和。

表 2 为隧道拱顶、拱底和左右边墙 4 个参考点的理论值与监测值对比结果。由表 2 可知:总体上理论值略大于监测值,水土合算时理论值与监测值比值为 1.04~1.15,分算时为 1.04~1.28,由此证明水土合算更适合该工程海底风化槽段水土压力的计算。

表 2 计算荷载与监测荷载对比

测点方位/(°)	监测值/kPa	理论值/kPa							理论值/监测值	
		水土合算			水土分算					
		水土压力	地层抗力	总荷载	水压力	土压力	地层抗力	总荷载	水土合算	水土分算
0	303	315.4	—	315.4	198.0	117.4	—	315.4	1.04	1.04
90	339	126.2	222.4	348.6	230.8	50.0	78.9	359.7	1.03	1.06
180	311	332.7	—	332.7	263.6	134.7	—	398.3	1.07	1.28
270	304	126.2	222.4	348.6	230.8	50.0	78.9	359.7	1.15	1.18

注:总荷载为水、土压力与地层抗力之和,拱顶、拱底测点(0° 、 180°)为收敛变形,地层受拉,不考虑地层抗力影响。

4 结构内力分析

4.1 稳定荷载下结构内力计算

4.1.1 三维有限元模型

采用荷载—结构法计算,六面体实体单元模拟混凝土管片,杆单元模拟钢筋与接头螺栓,杆单元模拟弯螺栓时,杆单元中心点与弯螺栓一致,长度取弯螺栓在杆单元方向上的投影,为保证简化前后螺栓应力、变形一致,采用等效刚度法对弹性模量进行折减,钢筋、螺栓杆单元设置嵌入管片。管片分块、环间由纵向螺栓连接,切向设置摩擦接触,摩擦系数取 0.4,法向为硬接触。管片结构与地层之间设置地层弹簧,同时设置剪切弹簧以约束整环的旋转运动。计算模型见图 7。

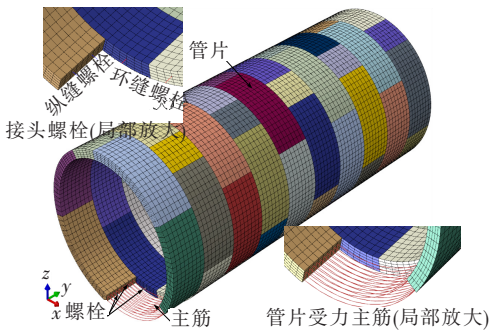


图 7 错缝拼装管片三维精细化有限元模型

4.1.2 本构模型与参数选取

衬砌管片采用混凝土损伤塑性模型,本构关系根据 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》(以下简称《规范》)给定的本构模型进行参数标定,螺栓、钢筋采用理想弹塑性模型,混凝土、钢筋、螺栓物理力学参数如表 3、4 所示。

表 3 材料力学参数

材料	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模 量/GPa	泊松 比	屈服应 力/MPa
C55 混凝土	2 500	35.5	0.2	—
机械性能 8.8 级螺栓	7 800	170.0	0.3	640
HRB400 钢筋	7 800	200.0	0.3	400

注:螺栓弹模为折减后数值,简化后直螺栓长度与弯螺栓比值为 0.85:1,相应直螺栓弹性模量折减 15%。

表 4 混凝土损伤塑性模型参数

剪胀角/ ($^{\circ}$)	流动势 偏移量	双轴受压与单轴受 压极限强度比	不变量 应力比	黏滞 系数
30	0.1	1.16	0.667	0.005

4.1.3 计算结果

施工稳定荷载作用下管片与钢筋协同变形,受力模式一致(图 8)。

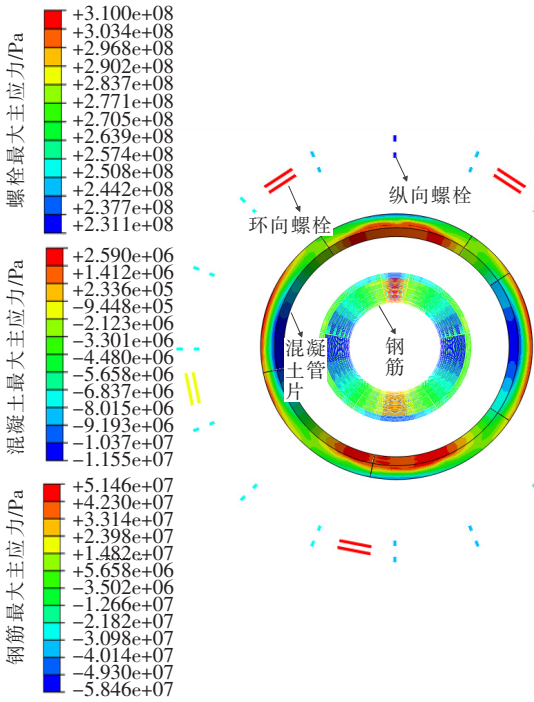


图 8 施工稳定荷载下结构应力分布

由图 8 可知:拱顶、拱底承受正弯矩,外侧受压、内侧受拉;边墙、拱腰承受负弯矩,外侧受拉、内侧受压。管片最大压应力为 -11.5 MPa ,位于边墙内侧,为 C55 混凝土轴心抗压强度标准值(35.5 MPa)的 32%;钢筋最大拉应力 51.4 MPa ,位于拱顶内侧,钢筋最大压应力 -58.4 MPa ,位于边墙内侧,分别为 HRB400 钢筋屈服强度的 12.8%、14.6%。螺栓整体受拉,环向螺栓拉应力大于纵向螺栓,最大拉应力为 310 MPa ,为拱顶环向螺栓,其值为机械性能 8.8 级普通螺栓屈服强度的 48%。

图 9 为钢筋应力监测时程曲线,管片拼装初期,受施工扰动,钢筋应力波动较大,随盾构推进,钢筋应力趋于稳定。由图 9 可知:管片内、外侧钢筋整体受压,内侧钢筋稳定值为 $-9 \sim -30 \text{ MPa}$,外侧钢筋稳定值为 $-10 \sim -40 \text{ MPa}$ 。钢筋最大压应力监测值为 -40 MPa ,为计算值的 70%。

4.2 结构承载性能演化

由上节研究可知施工期稳定荷载作用下,管片呈“横鸭蛋”变形,运营期受周边环境影

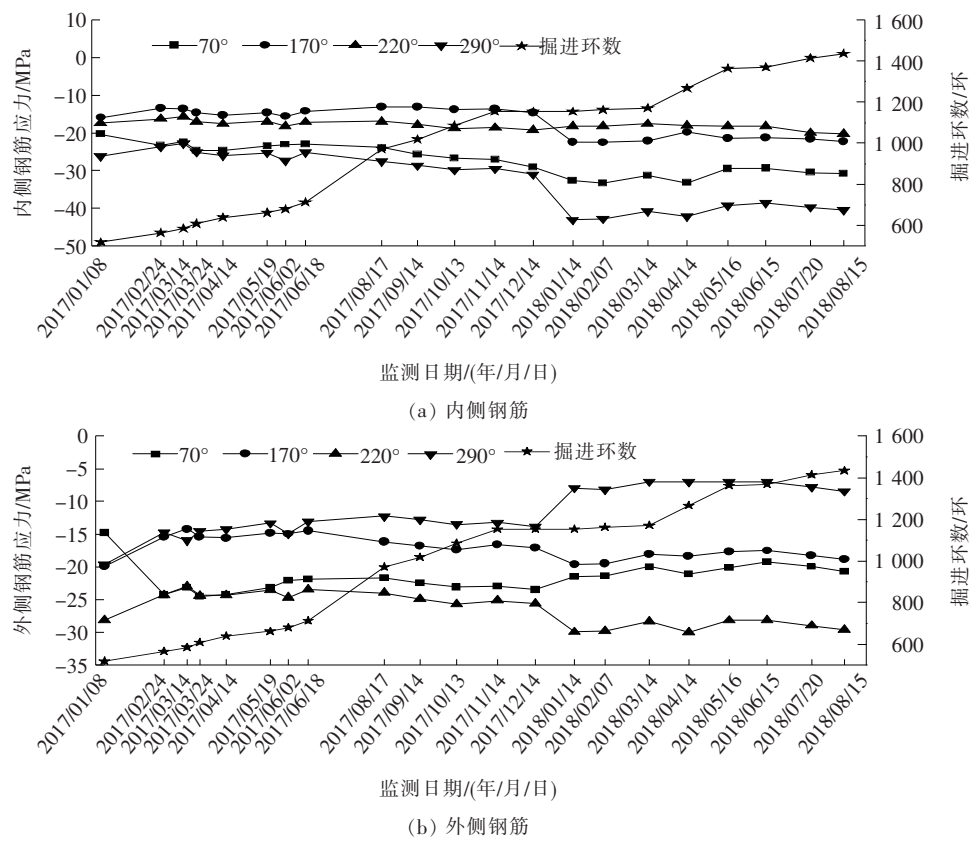


图 9 钢筋应力监测时程曲线

构承载状态演化规律,提炼结构安全评价指标,制定分级标准,指导结构安全评价。

4.2.1 结构承载状态发展过程

“横鸭蛋”变形加剧过程中主要承载构件受力变形特征如表 5 所示。结构破坏呈混凝土受压破坏模式,结构各承载构件承载状态发展规律为:① 施工期稳定荷载下初始承载状态;② 裂缝宽度达到 0.15 mm;③ 混凝土应力达到 35.5 MPa;④ 混凝土应力达到 42.6

MPa 时,最大接缝张开 2.1 mm,最大裂缝宽度 0.62 mm,钢筋、螺栓最大拉应力为 395.5、631.9 MPa,接近材料屈服强度,结构/构件承载性能降低,从结构安全承载角度认为结构达到极限承载状态,变形继续发展时,结构可能发生失稳破坏。

4.2.2 管片横向变形控制标准

管片主要承载构件承载状态发展与断面变形椭圆度对应关系如图 10 所示,各承载构件受力与椭圆度大

表 5 主要构件承载状态与受力、变形对应关系

主要构件承载状态 发展过程	竖向 荷载/ kPa	结构变形特征							结构/构件受力最大值/MPa		
		竖向收敛		水平扩张		椭圆 度/%	最大接 缝张 开/mm	最大裂 缝宽 度/mm	混凝土 压应 力	钢筋 拉应 力	螺栓 拉应 力
		收敛 量/mm	径向变 形比/‰	扩张 量/mm	径向变 形比/‰						
①设计荷载下初始 承载状态	313.2	10.9	1.6	9.2	1.37	3.0	0.15	0.02	12.5	51.5	320.9
②裂缝宽度达到 0.15 mm	557.8	27.0	4.0	22.3	3.33	7.4	0.72	0.15	22.7	162.7	413.7
③混凝土应力达到 35.5 MPa	933.6	50.7	7.6	40.7	6.07	13.6	1.59	0.46	35.5	317.1	546.9
④混凝土应力达到 42.6 MPa	1 069.0	64.4	9.6	50.8	7.58	17.2	2.10	0.62	42.6	395.5	631.9

注:① 最大裂缝宽度、最大钢筋拉应力、最大混凝土压应力位于拱顶内侧,最大接缝张开、最大螺栓拉应力位于拱顶接缝处;② 径向变形比=变形量/管片外径;③ 管片变形椭圆度=(最大外径-最小外径)/管片外径。

致呈线性关系。管片变形椭圆度为 $7.4\% \sim 17.2\%$, 管片受拉区混凝土裂纹宽度为 0.15 mm 超出设计允许值; 管片变形椭圆度 $>17.2\%$, 管片承载构件达到设计强度值, 甚至开始进入塑性阶段, 结构刚度减小, 继续加载管片可能产生破坏。

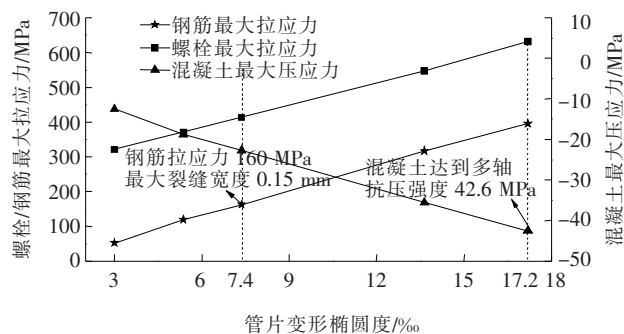


图10 管片主要构件承载状态与断面变形椭圆度对应关系

综上分析,管片变形椭圆度能较好地反映结构承载状态的演化,因此,确定管片变形椭圆度为管片结构安全评价指标。考虑安全承载性能,承载构件受力不超过设计承载力,椭圆度控制值为 17.2% 。

5 结论

该文采用现场监测、理论分析、数值模拟等方法,研究了海底风化槽段结构荷载分布模式,进行了结构内力计算,探明了“横鸭蛋”变形下结构承载状态发展规律,提炼了结构安全评价指标,主要结论如下:

(1) 现场监测发现,管片水土压力变化呈扰动剧烈阶段、扰动减弱阶段、受力稳定阶段,稳定时水土压力分布范围为 $300 \sim 350 \text{ kPa}$,拱顶水土压力最小为 303 kPa ,右边墙水土压力最大为 339 kPa 。水土合算时理论值与监测值比值为 $1.04 \sim 1.15$,分算时为 $1.04 \sim 1.28$,表明水土合算更适合该工程海底风化槽段水土压力的计算。

(2) 施工期稳定荷载作用下,管片呈“横鸭蛋”变形模式,管片最大压应力为 11.5 MPa ,钢筋、螺栓最大拉应力为 51.4 、 310 MPa ,钢筋最大压应力监测值为 40 MPa ,为计算值的 70% ,管片各受力结构/构件均处于安全承载范围内。

(3) “横鸭蛋”变形加剧时,结构破坏呈混凝土受压破坏模式,结构各承载构件承载状态发展规律为:①施工期稳定荷载下初始承载状态;②裂缝宽度达到 0.15 mm ;③混凝土应力达到 35.5 MPa ;④混凝土应力达到 42.6 MPa 时,钢筋、螺栓最大拉应力基本达到

材料屈服强度,结构处于极限承载状态。

(4) 各承载结构/构件受力与管片横向变形椭圆度大致呈线性关系,提炼管片横向变形椭圆度为结构安全评价指标,考虑结构安全承载性能,控制标准为 17.2% 。

跨海地铁隧道受潮汐、淤积、冲刷以及周边工程活动等影响,结构荷载环境复杂多变,结构安全评价涉及多项指标,有必要建立不良地质、周边环境与结构安全的单一指标与多指标结合的综合评价体系,指导隧道养护决策,预测结构长期服役性能。

参考文献:

- [1] 肖明清. 我国水下盾构隧道代表性工程与发展趋势(英文)[J]. 隧道建设(中英文), 2018(3).
- [2] 唐孟雄,陈如桂,陈伟. 广州地铁盾构隧道施工中管片受力监测与分析[J]. 土木工程学报, 2009(3).
- [3] 周济民,何川,肖明清,等. 狮子洋水下盾构隧道衬砌结构受力的现场测试与计算分析[J]. 铁道学报, 2012(7).
- [4] 梁禹,苏文辉,方理刚,等. 大直径江底盾构隧道衬砌结构受力现场测试与分析[J]. 隧道建设, 2014(7).
- [5] 阳军生,肖小文,张聪,等. 盾构隧道双层衬砌结构受力现场监测试验研究[J]. 铁道工程学报, 2016(7).
- [6] 姜燕,杨光华,陈富强,等. 湛江湾高水头跨海盾构隧道管片结构典型断面受力计算与监测反馈分析[J]. 岩土力学, 2018(1).
- [7] 王如路,张冬梅. 超载作用下软土盾构隧道横向变形机理及控制指标研究[J]. 岩土工程学报, 2013(6).
- [8] 张旭辉,杨志豪,洪弼宸,等. 盾构隧道结构健康评价的变形指标研究[J]. 地下工程与隧道, 2014(4).
- [9] 刘学增,蔡光远,杨帆,等. 破碎围岩错缝拼装盾构隧道结构承载性能与变形控制指标[J]. 中国公路学报, 2017(8).
- [10] 安刘生,刘响,贺跃光. 某地铁隧道结构开裂及处险工程数值模拟分析[J]. 中外公路, 2016(1).
- [11] 毕景佩. 堆土导致的地铁盾构隧道病害及处治对策分析[J]. 中外公路, 2017(1).
- [12] 朱斌. 软土盾构隧道横断面变形规律及控制限值研究[J]. 铁道工程学报, 2014(9).
- [13] Institution B S. BS 5975 Code of Practice for the Procedural Control of Temporary Works and the Permissible Stress Design of Falsework[S].
- [14] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S].
- [15] 刘巍,徐明,陈忠范. ABAQUS混凝土损伤塑性模型参数标定及验证[J]. 工业建筑, 2014(S1).
- [16] (日)土木学会组织编写. (日)小泉淳,主编. 盾构隧道管片设计[M]. 官林星,译. 北京:中国建筑工业出版社, 2012.