

厦门海底隧道堵水限排安全监测及分析

杜朝伟^{1,2}, 王梦恕¹, 谭忠盛¹

(1. 北京交通大学土木建筑学院, 北京 100044; 2. 河南省交通运输厅公路管理局, 郑州 450052)

[摘要] 海底隧道应采取堵水限排的地下水处理方式,为了研究堵水限排海底隧道围岩压力、初期支护水压力和钢拱架内力在施工阶段的变化规律,结合厦门海底隧道工程,对施工现场的围岩压力、初期支护后水压力和钢拱架内力进行实时监测。研究表明,初期支护在施工阶段有较高的安全系数,止水超前注浆和初期支护背后注浆对海底隧道非常有必要。在堵水限排情况下,通过加强注浆等工程措施,初期支护水压力可降至静水压力的1/3。通过对施工现场排水量的监测与分析,提出了排水量控制标准,厦门海底隧道软弱围岩地段的排水量应按照 $0.25 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{d})$ 控制。研究成果在厦门海底隧道中得到了验证和应用。

[关键词] 厦门海底隧道;堵水限排;施工监测;水压力;排水量

[中图分类号] TU459 **[文献标识码]** A **[文章编号]** 1009-1742(2011)03-0086-06

1 前言

我国的海底隧道已进入一个飞速发展的时期。2010年5月7日建成通车的厦门翔安海底隧道是我国第一条海底隧道,青黄(青岛—黄岛)海底隧道也将于2011年通车,在建的海底隧道还有港珠澳海上大通道等,另外琼州海峡隧道等也正在论证中^[1-3]。相对于其他隧道,海底隧道有如下特点:一是渗流场与应力场相互影响;二是海底隧道水源无限供给且不具备自然排水条件,需设置比较完善的排水系统并将排水量控制在可接受的水平。

隧道工程中对地下水的处理方式可采取全封堵方式或排导方式。在全封堵方式下,隧道衬砌后水压力不能折减,都等于静水压力^[4]。采用排导方式的最大优点是衬砌可以承受较小的水压力,从而增加了结构的安全性。对于海底隧道,完全避免渗水是不可能也是不必要的,主要的工作是降低渗流量,使其达到可以接受的水平^[5]。因此应采取堵水限排的地下水处理方式,即采取注浆等方法封堵地下水以减小排水量,同时允许地下水适量排放。采用堵水限排方案的关键问题在于确定隧道排水量。日本青函(青森—函馆)海底隧

道海底段排水量为 $0.2736 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{d})$ ^[6],挪威海底隧道规范允许的渗水量为 $300 \text{ L}/(\text{km} \cdot \text{min})$,即 $0.432 \text{ m}^3/(\text{m} \cdot \text{d})$ ^[7]。

综上所述,在堵水限排的情况下,海底隧道渗流量和衬砌后水压力是海底隧道设计者关心的主要问题,而现有的设计规范中对于衬砌水压力没有明确的规定,对于海底隧道的排水量也没有确定的标准,需要根据工程具体情况进行研究。文章以厦门海底隧道为工程背景,通过现场监测研究在堵水限排情况下衬砌结构的安全性,并通过对排水量的现场监测,提出了厦门海底隧道的排水量控制标准。

2 现场监测方案

厦门东通道海底隧道(翔安隧道)连接厦门岛东部的五通和对岸翔安大陆的西滨,全长约5.95 km,建成后将是中国大陆地区第一座海底隧道。工程场区陆域为风化侵蚀型微丘地貌,海岸带为海蚀海岸及堆积海滩地貌。工程地质以燕山早期花岗岩及中粗粒黑云母花岗闪长岩为主,穿插辉绿岩、二长岩、闪长岩等喜山期岩脉。工程场区的水文地质分为两段勘查:陆域地下水赋存于残积土层中,

[收稿日期] 2010-10-14

[基金项目] 国家自然科学基金资助项目(50878019)

[作者简介] 杜朝伟(1973—),男,河南禹州市人,高级工程师,研究方向为隧道及地下工程;E-mail: dcw73@vip.sina.com

接受大气降水的补给,属于潜水;海域地下水主要接受海水的垂直入渗补给,具有承压性,富水量主要受构造控制,具明显分带性。

厦门海底隧道 A3 标富水砂层陆域段围岩为富水砂层,围岩渗透系数为 1.56×10^{-6} m/s,渗透性好。采用 CRD(cross diaphragm,横隔梁)法开挖,施工期间渗水量较大。为减小渗水量和衬砌承受的水压力,采取了小导管超前注浆的工艺,径向注浆范围为 5 m,按照设计要求,注浆圈渗透系数应达到 10^{-7} m/s 量级。文章重点对 A3 标富水砂层陆域段进行重点监测。

为评价初期支护的安全性,需要在施工期间监测初期支护水压力、围岩压力和初期支护钢拱架内力随开挖过程的变化规律。监测断面为 A3 标 ZK11+820、ZK11+810 断面和 ZK11+600 断面,其中 ZK11+820、ZK11+810 断面为全、强分化花岗岩地段,ZK11+600 断面为强风化花岗岩地段,监测中实时记录各物理量随时间和开挖步序的变化规律。断面 ZK11+820 从 2007 年 7 月 21 日开始施工,8 月 15 日仰拱施工完成;断面 ZK11+810 从 2007 年 7 月 28 日开始施工,8 月 21 日初期支护封闭成环;断面 ZK11+600 从 2007 年 11 月 21 日开始施工,12 月 12 日初期支护封闭成环。

为了解初期支护背后回填注浆对水压力的影响,在初期支护完成之后进行了回填注浆,并对 A3 标段 ZK11+812 和 ZK11+823 断面初期支护水压力进行了监测,水压力监测所用传感器为振弦式渗压计,每个断面共布置 6 个渗压计,分别布置在拱顶、拱腰、拱脚和仰拱。土压力监测选用振弦式土压盒,量程 1 MPa,钢筋计选用 JDGJJ 系列钢筋测力计,布置位置同水压力测试相同,传感器布置位置如图 1 所示,水压力和土压力测点编号见图 2。

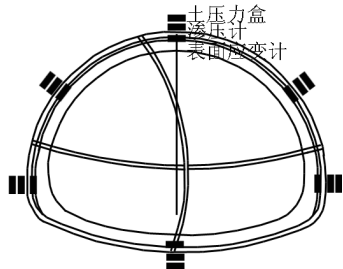


图 1 传感器布置图

Fig. 1 The location of sensors

3 初期支护水压力确定与安全评价

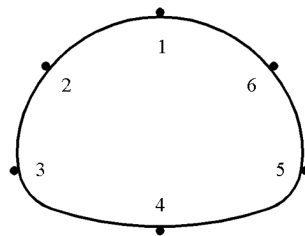


图 2 测点位置图

Fig. 2 The location of testing points

3.1 初期支护水压力监测

现场监测水压力的曲线如图 3 和图 4 所示。由于断面 ZK11+600 传感器破坏较多,仅列举了 ZK11+820 和 ZK11+810 断面的监测数据。

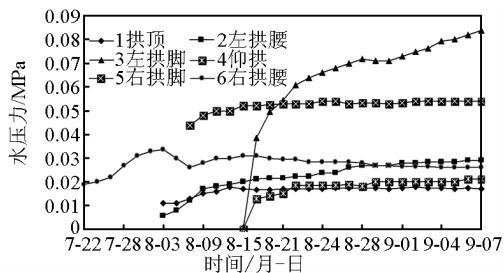


图 3 ZK11+820 断面水压监测值时程曲线图

Fig. 3 The monitoring temporal curves of water pressure of ZK11+820 section

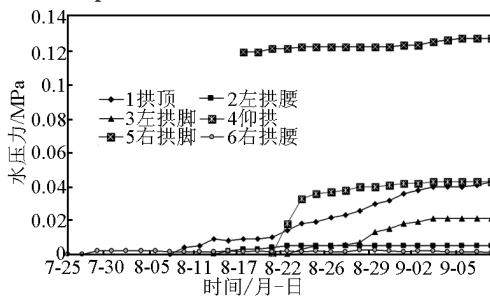


图 4 ZK11+810 断面水压监测值时程曲线图

Fig. 4 The monitoring temporal curves of water pressure of ZK11+810 section

由图 3 和图 4 可知,初期支护未封闭成环前,初期支护水压力随掌子面推进有降低的趋势,掌子面的水压力为最小值。随着初期支护封闭成环,初期支护水压力逐渐增加,其中拱脚处水压力增加最快,至一定值后渐趋稳定。从监测曲线来看,断面 K11+820 和 K11+810 稳定后的初期支护最大水压力都出现在拱脚的位置,最大值分别达到 0.084 MPa 和 0.125 MPa。其次是仰拱部位,但是比拱脚部位的水压力要小很多,拱顶和拱腰部位的水压力均很小。该处拱顶水头为 30 m,初期支护最大水压力分别占拱顶水压力的 28% 和 41.6%,平均

为34.8%。

3.2 初期支护承受水压力分析

根据地下水水力学^[8]及复变函数^[9]理论,可推

$$H_c = H_1 + \frac{(h_w - H_1) \ln(r_c/r_1)}{\ln(r_c/r_1) + \frac{k_c}{k_g} \ln(r_g/r_c) + \frac{k_c}{k_r} \ln \left[\frac{h}{r_g} - \sqrt{\left(\frac{h}{r_g}\right)^2 - 1} \right]} \quad (1)$$

式(1)中, H_1 为初期支护内表面水头; H_c 为初期支护背后水头; h 为海床面距隧道中心的距离; h_w 为海平面距海床面的距离; k_r 为围岩渗透系数; k_g 为注浆圈渗透系数; k_c 为初期支护渗透系数; r_1 为初期支护内半径; r_c 为初期支护外半径; r_g 为注浆圈半径。

求出 H_c 后,即可利用式(2)求得初期支护背后水压力:

$$p = (H - y)\gamma \quad (2)$$

式(2)中, p 为水压力; H 为该点的水头; y 为计算点的纵坐标; γ 为水的容重。

A3 标富水砂层段的围岩渗透系数为 1.56×10^{-6} m/s, 假定 $k_r/k_g = 50$, 利用式(1)和式(2)对 ZK11 + 820 的水压力进行计算, 得到初期支护水压力为 0.076 MPa, 水压力系数为 25.3%。ZK11 + 820 断面稳定后初期支护最大水压力为 0.084 MPa, 水压力系数为 28%, 两者基本相符。

厦门海底隧道初期支护设计承受全部土压力 and 1/3 水压力。结合理论计算和现场实测结果, 可以得出结论: 在堵水限排的情况下, 初期支护后水压力可按照静水压力的 1/3 考虑。

3.3 围岩径向接触压力监测

现场监测 ZK11 + 820 和 ZK11 + 810 断面的土压力曲线如图 5 和图 6 所示。由图可知, 围岩径向压力分布特征如下。

1) 初期支护未封闭成环以前, 由于开挖断面较小及拱脚下沉, 各点的土压力均较小。随着初期支护封闭, 其提供的支护抗力逐渐增大, 各测试点的土压力急剧增大, 其中仰拱部位土压力增长要比拱顶稍微滞后, 其增长速率也最大。初期支护封闭 15 d 以后, 各点土压力逐渐趋于稳定, 这符合“地层-支护”特征曲线。

2) 隧道的拱腰和底部的仰拱部位围岩径向压力较大, 其中 ZK11 + 820 部仰拱部位土压力达到 610 kPa, 该点的水压力为 84 kPa, 减去水压力后, 土压力约为 530 kPa, 约占拱顶上覆土柱重的 66.1% 的全部荷载, 说明海底隧道浅埋段的仰拱部位受力非常不利, 应予以重点考虑。

导初期支护背后的水压力, 则初期支护背后水头如式(1)所示。

3) 拱顶及拱脚也承受较大的土压力, 约为仰拱部位的 1/2。拱腰部位的土压力较小。整个截面比较而言, 按压力值大小排序依次为: $p_{\text{仰拱}} > p_{\text{拱脚}} > p_{\text{拱腰}}$ 。

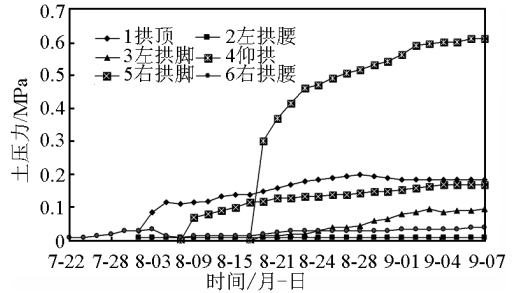


图 5 ZK11 + 820 断面土压监测值时程曲线图
Fig. 5 The monitoring temporal curves of wall rock pressure of ZK11 + 820 section

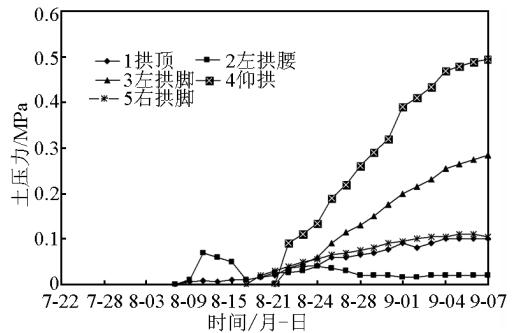


图 6 ZK11 + 810 断面土压监测值时程曲线图
Fig. 6 The monitoring temporal curves of wall rock pressure of ZK11 + 810 section

3.4 初期支护钢拱架结构内力监测

现场监测的钢筋应力如图 7 至图 9 所示。由图 7 至图 9 可以看出: a. 各测试点的最大应力值为 92.4 MPa, 距离钢筋的屈服强度相差较大, 所测试断面的初期支护钢拱架是安全的。b. 初期支护封闭成环后, 上下断面的截面轴力有增加的趋势, 约 20 d 后逐渐稳定; I 部在初期支护封闭后符号变异, 由受压变为受拉。c. I 部拱腰初期支护封闭成环后变为受拉, 仰拱在 IV 部封闭成环后由受拉状态趋变为受压。随着施工状态变化, 钢拱架的内力可能在受压和受拉之间转换, 在实际施工过程中其他

标段出现了 I 部横向钢拱架连接处拉裂的情况,因此应进行钢拱架在不同施工状态下的应力验算^[9]。d. 拆除临时支撑后,各测点钢拱架内力均有不同程度的增大,其中拱顶和拱腰部位应力增长较大,从支护结构截面轴力变化曲线来看,拱顶支护结构承受了较大的轴力。

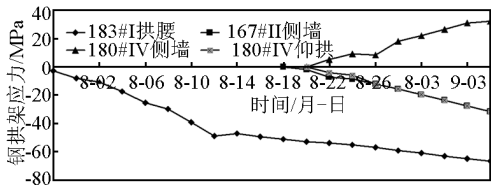


图7 ZK11 + 823 钢拱架受力时程曲线

Fig. 7 The steel arch stress temporal curves of ZK11 + 823 section

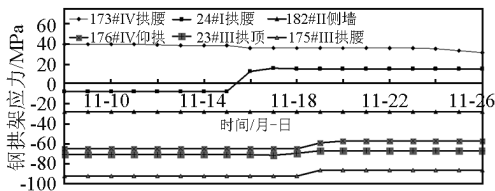


图8 ZK11 + 823 拆除临时支撑时钢拱架受力时程曲线

Fig. 8 The steel arch stress temporal curves of ZK11 + 823 section while the steel arch was removed

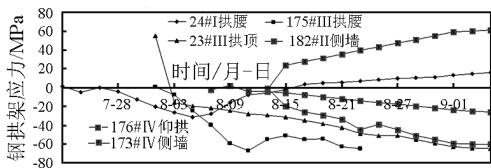


图9 ZK11 + 812 钢拱架受力时程曲线

Fig. 9 The steel arch stress temporal curves of ZK11 + 812 section

3.5 初期支护安全评价

以 ZK11 + 820 断面为例,考虑施工期间初期支护承受土压力 +0.1 MPa 水压力、土压力 +0.2 MPa 水压力作用下,采用荷载结构模型计算其安全性系数。其中土压力按照《公路隧道设计规范》^[10] 关于土压力荷载的计算方法求得。该地段拱顶上覆土 30 m,主要为全风化花岗岩,上覆少量残积粘土,将岩层物理力学参数代入计算,得到如下结果^[8]。竖直荷载: $q = 336.54 \text{ kN/m}^2$; 水平荷载: $e_1 = 168.61 \text{ kN/m}^2$; $e_2 = 287.60 \text{ kN/m}^2$ 。

衬砌采用梁单元模拟,围岩的作用用地基弹簧

模拟,弹簧系数取 200 kPa/m,计算得到初期支护在水压力为 0.2 MPa 时的安全系数如表 1 所示。

表1 初期支护安全系数值

Table 1 The security coefficients of primary support

位置	轴力/N	弯矩/(N·m)	偏心距/m	安全系数
拱顶	-4 180 318	-179 584	0.043	2.0
拱腰	-4 452 437	145 040	0.032 6	2.0
边墙	-4 595 880	-29 733	0.006 5	2.3
仰拱	-7 210 869	-13 776	0.001 9	1.6

由表 1 可以知道,在水压力为 0.2 MPa 时仰拱位置安全系数为 1.6,其余位置的安全系数均大于 2.0。考虑到两个监测断面水压力监测数据中最大值为 0.125 MPa,初期支护在隧道开挖过程中是安全的,能够承受施工期间的全部荷载。

4 回填注浆对初期支护水压力的影响

A3 标段在 ZK11 + 915 ~ ZK11 + 810 初期支护完成后,渗漏情况很严重,经过近一个月的注浆处理,而后完成了二次衬砌。为了解回填注浆对初期支护后水压力的影响,对 ZK11 + 812 和 ZK11 + 823 断面衬砌背后水压力进行了重点监测,监测水压力时程变化曲线如图 10 和图 11 所示。

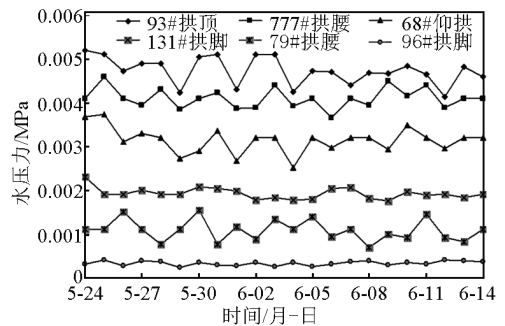


图10 ZK11 + 823 水压力变化曲线图

Fig. 10 The water pressure temporal curves of ZK11 + 823

从水压力的变化曲线可以看出,在这一监测断面衬砌水压力很小,隧道各部位的水压力都没有达到全水头水压力的 10%,同时排水量非常小,几乎可以忽略。这说明回填注浆起到了很好的降低渗水量和降低衬砌后水压力的作用。可见,加强围岩注浆和初期支护回填注浆,可以大大减少隧道的渗流量和初期支护水压力。

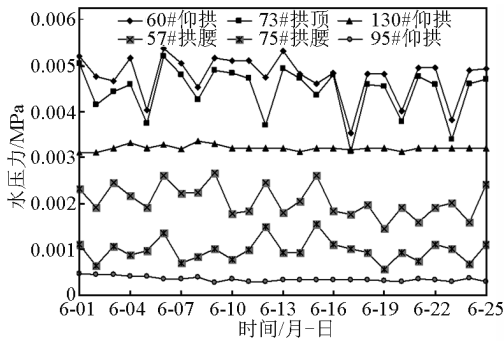


图 11 ZK11 + 812 水压力变化曲线

Fig. 11 The water pressure temporal curves of ZK11 + 812

5 排水量控制标准

5.1 厦门海底隧道排水量控制标准

为了掌握海底隧道实际的出水量,施工期间对部分区段的渗水量进行了实时量测,A3 标富水砂层地段出水量较大,因此调查主要集中在 A3 标富水砂层 K10 + 110—K11 + 530 区段,部分调查结果如表 2 所示。

表 2 A3 标段横向排水管出水量情况统计表

Table 2 The statistic chart of the water inflow from cross drain pipe

里程桩号	每米出水量/(L·s ⁻¹)	每天每米出水量/L
K11 + 200	0.003	288
K11 + 170	0.003	216
K11 + 140	0.002	144
K11 + 110	0.003	216
K11 + 080	0.002	144
K11 + 050	0.000	0
K11 + 020	0.005	432
K11 + 000	0.008	720
K10 + 970	0.007	576
K10 + 940	0.008	720

根据调查结果,K10 + 110—K11 + 530 富水砂层地段的渗水量大部分大于 $0.2 \text{ m}^3/(\text{d}\cdot\text{m})$,部分区段超过了 $0.5 \text{ m}^3/(\text{d}\cdot\text{m})$ 。厦门海底隧道左线和右线软弱围岩总长度为 8 311 m,再加上横洞、竖井的折合长度,软弱围岩区段总长度为 8 821 m,如果按照软弱地层地段渗水量为 $0.25 \text{ m}^3/(\text{d}\cdot\text{m})$ 设计,则软弱地层段总的渗水量为 $2 205 \text{ m}^3/\text{d}$ 。完整的微风化花岗岩地段总长 3 385 m,按照二次衬砌施工后渗水量减少至裸洞渗水量 1/5 计算,根据排水量预测结果,微风化地段排水量为 $219 \text{ m}^3/\text{d}$,则隧道总的

渗水量为 $2 424 \text{ m}^3/\text{d}$ ^[5]。从现场检测结果看,这个渗水量是可以达到和接受的。

因此厦门海底隧道软弱围岩地段的渗水量应按照 $0.25 \text{ m}^3/(\text{d}\cdot\text{m})$ 控制,渗水量超过 $0.25 \text{ m}^3/(\text{d}\cdot\text{m})$ 的地段需要加强初期支护背后注浆以降低渗水量。这一原则在厦门海底隧道实施中得到了应用, $0.25 \text{ m}^3/(\text{d}\cdot\text{m})$ 的渗水量也满足挪威海底隧道规范小于 $0.432 \text{ m}^3/(\text{d}\cdot\text{m})$ 的渗水量标准。在隧道的最低标高处设置 $3 000 \text{ m}^3$ 的集水坑,能够容纳一天的集水量,也满足挪威海底隧道规范的要求。

5.2 厦门海底隧道堵水限排应用效果

为了解厦门海底隧道堵水限排技术的应用效果,在隧道即将完工之前对各标段的渗漏水情况进行了调查。渗水病害主要有边墙渗水、环向施工缝渗水、纵向施工缝渗水、其他裂缝渗水等,其他裂缝渗水主要为注浆孔和线路预留孔处渗水。经现场统计各标段渗水病害汇总情况如表 3 所示。

表 3 厦门海底隧道渗水病害统计

Table 3 The statistic chart of water penetration disease of Xiamen Subsea Tunnel

渗水病害描述	病害发生次数	出现明流次数
边墙渗水	274	0
环向施工缝渗水	327	7
纵向施工缝渗水	193	0
其他裂缝渗水	290	7

从表 3 可以看出,渗水病害主要为环向施工缝渗水和其他裂缝渗水,这里其他裂缝渗水主要为注浆孔和线路预留孔。在整个施工过程中出现明流的次数为 14 次,除 A3 标外仅为 2 次。根据排水量的调查结果,除 A3 标富水砂层地段外多数地段的渗水量小于 $0.25 \text{ m}^3/(\text{d}\cdot\text{m})$ 。可见施工过程中堵水预定的多重注浆、堵水限排技术应用比较成功,防排水效果达到了要求。隧道已于 2010 年 5 月份通车,目前运行情况良好。

6 结语

1) 在堵水限排的情况下,通过加强注浆等措施,初期支护水压力可降至静水压力的 1/3。

2) 对初期支护进行了荷载 - 结构模型数值方法计算,结合现场实测结果可知,施工过程中初期支护是安全的。

3) 钢拱架在施工过程中内力是变化的,可能在受压和受拉之间转换,应进行钢拱架在不同施工状态下的应力验算。

4)通过对初期支护背后回填注浆,可以有效地降低初期支护水压力,回填注浆是堵水限排海底隧道的重要工程措施。

5)结合排水量现场监测结果,提出了堵水限排情况下厦门海底隧道排水量控制标准。厦门海底隧道软弱围岩地段排水量应按照 $0.25 \text{ m}^3 / (\text{d} \cdot \text{m})$ 控制,渗水量超过 $0.25 \text{ m}^3 / (\text{d} \cdot \text{m})$ 的地段需采取回填注浆等工程措施以降低渗水量。

6)厦门海底隧道渗漏水病害较少,多数地段不渗不漏,堵水限排技术应用比较成功,防排水效果达到了要求。

参考文献

- [1] 瞿守信. 厦门翔安海底隧道修建技术初论[J]. 中国工程科学,2009,11(7):24-29.
[2] 罗先钰,曾洪贤. 青岛海底隧道 F₃ 断裂分析评价[J]. 铁道

- 勘察,2006(5):61-64.
[3] 谭忠盛,王梦恕,罗时祥. 琼州海峡铁路隧道方案初步比选分析[J]. 中国工程科学,2009,11(7):39-44.
[4] 王秀英. 山岭隧道堵水限排衬砌外水压力及结构设计研究[D]. 北京:北京交通大学,2005.
[5] 王秀英,谭忠盛,王梦恕,等. 厦门海底隧道结构防排水原则研究[J]. 岩石力学与工程学报,2007,26(Z2):3810-3815.
[6] Kitamura A. Technical development for the Seikan tunnel[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1986, 1(3/4):341-349.
[7] Dahlots, Nilson B. Stability and rock cover of hard rock subsea tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1994, 9(2):145-150.
[8] Bear J. 地下水水力学[M]. 许渭明,译. 北京:地质出版社,1985.
[9] 潘永亮. 复变函数[M]. 北京:科学出版社,2004.
[10] JTG D70-2004. 公路隧道设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,2004.

The security monitoring and controlled drainage of Xiamen Subsea Tunnel

Du Chaowei^{1,2}, Wang Mengshu¹, Tan Zhongsheng¹

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. Road Management Bureau of Henan Province Communication and Transport Department, Zhengzhou 450052, China)

[Abstract] Controlled drainage should be applied to deal with underground water in subsea tunnel. In order to study the change laws of subsea tunnel wall rock pressure, water pressure on primary support and internal force of steel arching in the process of construction, combining with the Xiamen Subsea Tunnel, the real time monitor of the wall rock pressure, water pressure on primary support and internal force of steel arching were carried out on site in the process of construction. The results show that the primary support has a high security coefficient in construction period. Grouting in advance and grouting back the primary support is necessary for subsea tunnel. In the circumstance of controlled drainage, by strengthening some measures such as grouting, the water pressure on primary support can be reduced to 1/3 of the full hydrostatic pore pressure. By monitoring and analyzing the water inflow on site, the water inflow controlling criteria are put forward. The water inflow in soft rock section in Xiamen Subsea Tunnel should be less than $0.25 \text{ m}^3 / (\text{m} \cdot \text{d})$. The result of the paper were verified and applied in Xiamen Subsea Tunnel.

[Key words] Xiamen Subsea Tunnel; controlled drainage; construction monitoring; water pressure; water inflow