

大断面海底隧道软弱地层 CRD 法施工稳定性控制研究

黄明琦^{1,2}, 付贤伦², 李云超²

(1. 山东科技大学 土木建筑学院, 山东 青岛 266510; 2. 中铁 22 局集团有限公司 厦门翔安海底隧道项目部, 福建 厦门 361102)

摘要: 结合厦门翔安海底隧道翔安端出口浅埋段地层软弱、稳定性差、施工难度大、初期支护严重变形等实际情况, 分析左线隧道在 V 级围岩地质条件下 CRD 法施工隧道变形产生的原因, 结合实际监控量测数据对软弱地层大断面海底隧道进行施工稳定性分析, 对包括围岩特性、CRD 各部步距、初期支护各部自成环封闭时间和全断面整体封闭成环时间、永久仰拱与掌子面之间距离、初期支护背后充填注浆与否等对拱顶沉降量的影响进行综合分析, 在此基础上提出控制变形的措施, 归纳成功的施工措施和工艺, 为类似工程施工提供经验。

关键词: 隧道工程; 海底隧道; 软弱地层; CRD 法; 稳定性控制

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2007)增 2 - 3804 - 06

STUDY ON STABILITY CONTROL OF LARGE-SECTION SUBSEA TUNNELS IN WEAK STRATA BY CRD CONSTRUCTION METHOD

HUANG Mingqi^{1,2}, FU Xianlun², LI Yunchao²

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Shandong University of Science and Technology, Qingdao, Shandong 266510, China; 2. Xiang'an Subsea Tunnel Project in Xiamen, China Railway 22th Bureau Group Co., Ltd., Xiamen, Fujian 361102, China)

Abstract: Combined with the facts that the strata of the entrance at Xiang'an side of Xiamen Xiang'an subsea tunnel are weak and unstable, the excavation is difficult, and the preliminary lining deforms severely. The reason of the left tunnel deformation excavated by CRD method under the condition of surrounding rock of class V is analyzed. Based on the measuring data, the construction stability of the large-section subsea tunnel in weak strata is analyzed, including the characters of surrounding rock, the distance between each step of CRD working face, the time of each step of CRD first shoring finished, the time of the whole working face completed, the distance between the permanent inverted arch and the working face, and grouting behind preliminary support or not. Based on these, the measures controlling the deformation are put forward. Successful practice and techniques are summarized to provide experiences for similar engineering.

Key words: tunneling engineering; subsea tunnel; weak strata; CRD method; stability control

1 引言

翔安隧道出口段地处 V 级围岩, 地层软弱, 稳定性差, 施工难度大。隧道开挖断面高达 170 m², 可以选择的施工方法有双侧壁导坑法和 CRD 法, 双

侧壁导坑法施工工序繁多、难度大、造价高、进度慢, 而且抗侧向变形能力不如 CRD 法, 因此主洞采用 CRD 法进行施工。

CRD 法是日本在真米隧道建设中吸取欧洲 CD 法的经验, 在东叶高速线习志野台隧道施工中, 将原 CD 法中先挖中壁一侧改为两侧交叉开挖、步步

收稿日期: 2007 - 06 - 17; **修回日期:** 2007 - 07 - 19

作者简介: 黄明琦(1976 -), 男, 1999 年毕业于兰州铁道学院土木工程系建筑工程专业, 现为博士研究生、工程师, 主要从事城市地下工程、水底隧道工程方面的研究工作。E-mail: huangru1976@163.com

封闭成环, 发展得到的一种工法。其最大的特点是将大断面施工化成小断面施工, 各个局部封闭成环的时间短, 控制早期沉降的效果好, 每个步序受力体系完整, 因此结构受力均匀, 变形小。另外, 由于支护刚度大, 施工时隧道整体下沉微弱, 底层沉降量不大, 而且容易控制。

该工法以台阶法为基础, 将隧道断面从中间分成 4~6 部分, 使上(中)、下台阶左、右各分成 2~3 部分, 每一部分开挖支护后形成独立的闭合单元。各部分开挖时, 纵向间距可根据具体情况按照台阶法确定。该工法对地层较差和不稳定岩体具有较强的适应性, 对控制结构变形及地层沉降具有较强优势^[1]。

2 工程概况

2.1 工程简介

在建的厦门翔安海底隧道是一项规模宏大的跨海工程, 连接厦门岛五通和对岸的翔安西滨, 是厦门岛连接大陆的第 3 条通道。工程全长 8.695 km, 其中跨海隧道长 5.95 km, 设双向六车道, 采用三孔隧道形式穿越海域, 两侧为行车隧道, 中间为服务隧道, 隧道沿线设通风竖井 2 处, 行车横洞 5 处, 行人横洞 12 处。采用钻爆暗挖法修建, 是我国大陆地区第一座大断面的海底隧道, 对我国隧道建设技术的进步和发展, 缩小与世界先进水平的差距, 将起到里程碑式的作用。工程概算约 31.97 亿, 预计工期 4 a, 已于 2005 年 4 月 30 日动工修建^[2]。

2.2 工程地质条件

翔安端洞口附近场区分布有耕地和村庄, 为剥蚀残丘地貌, 地面高程为 3.7~10.2 m, 表层为厚 0~7 m 的残积黏土、亚黏土, 其下为厚度超过 40 m 的全~强风化花岗岩。地下水分为松散岩类孔隙水, 风化基岩孔隙、裂隙水, 地层总体上富水性弱, 渗透性较差, 为弱或微含水层, 渗透系数为 0.060~0.094 m/d^[3], 属于 V 级围岩地段, 地基承载力为 200 kPa, 最小埋深约 5 m, 围岩破损软弱, 风化严重, 稳定性差。主洞开挖后揭示的地质状况为: CRD-1, CRD-3 部上半断面为硬塑状亚黏土, 下半断面和 CRD-2, CRD-4 部为潮湿状全风化花岗岩, 有 2~3 条岩脉沿掌子面向前延伸, 局部有少量裂隙水, 自稳能力差, 隧道开挖后上导洞开始持续下沉, 下沉速率很大^[4]。

2.3 施工方法简介

左线隧道采用马蹄形断面形式, 建筑限界净宽为 13.50 m, 净高为 5.0 m, 隧道建筑内轮廓断面面积为 122.09 m², 开挖期间断面达 170 m²。两端洞口陆域和浅滩全~强风化段的主要施工措施为: 洞口采用超前大管棚支护, 注浆止水, 洞内超前注浆小导管支护, 必要时采用轻型井点降水方案。主洞初期支护主要采用 $\phi 25$ mm 注浆锚杆(3.0~4.0 m)、 $\phi 8$ mm 钢筋网(单、双层 20 cm×20 cm)、C25 喷射混凝土(8~30 cm)和工字钢(18b 或 20b, 间距 50 cm), 二次衬砌采用不等厚 C30 钢筋混凝土(55~70 cm)。翔安洞口段 ZK12+445~ZK12+180 采用 CRD 法修建, 其施工工序见图 1。

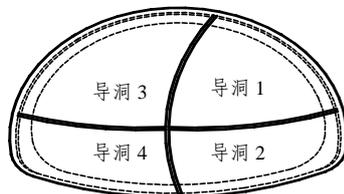


图 1 CRD 法施工工序

Fig.1 Construction procedure of CRD method

2.4 问题的提出

全风化花岗岩未扰动之前坚硬、干燥、自稳能力强, 而暴露于掌子面后遇水膨胀, 迅速软化, 自稳能力迅速下降^[5]。同时由于施工措施和管理等方面的原因造成掌子面封闭不及时、CRD 各部步距过大、掌子面拱脚积水而使基底软化, 承载力下降, 导致在浅埋段暗挖施工中, 拱顶沉降变形过大, 部分地段初期支护侵限, 需要进行换拱处理, 进度缓慢。以下就左线隧道变形过大原因进行分析, 以找出相应的处理措施和施工方法。

3 左线隧道 CRD 法施工变形偏大原因分析

3.1 概论

为得到左线隧道 CRD 法变形偏大的原因, 分别选择了两段沉降差异较大的地段进行分析和比较: 一段为变形偏大段(ZK12+395~ZK12+355), 一段为变形较小段(ZK12+280~ZK12+240)。这两段的地质情况相近, 同为 V 级围岩, 但其施工过程控制不同。通过比较, 以期找到隧道 CRD 法施工变形偏大的

原因。

测点布设示意图见图 2，两段变形统计分别如表 1 和 2 所示。

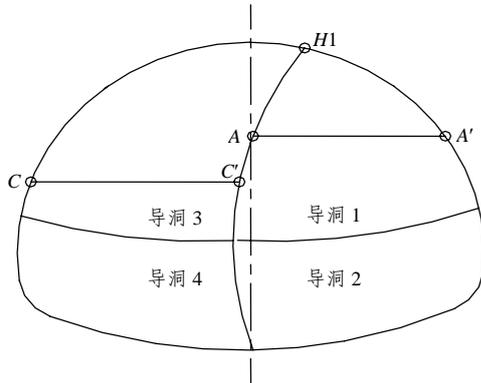


图 2 测点布设示意图

Fig.2 Sketch of measuring point arrangement

表 1 ZK12+395~ZK12+355 段变形统计

Table 1 Deformation statistics between sections ZK12+395 and ZK12+355

测点里程	H1 下沉		AA'收敛		CC'收敛	
	累计/mm	天数/d	累计/mm	天数/d	累计/mm	天数/d
ZK12+395	494	172			-37	153
ZK12+387	417	178				
ZK12+382	588	159	47	174	-38	146
ZK12+370	483	157	46	157		
ZK12+360	424	153	29	153	29	130
ZK12+355	324	148				
平均	455		41		35	

注：CC'累计收敛的平均值为 $(|-37|+|-38|+29)/3 = 35$ mm；“-”表示向外扩张。

表 2 ZK12+280~ZK12+240 段变形统计

Table 2 Deformation statistics between sections ZK12+280 and ZK12+240

测点里程	H1 下沉		AA'收敛		CC'收敛	
	累计/mm	天数/d	累计/mm	天数/d	累计/mm	天数/d
ZK12+280	92	90			-22	77
ZK12+270	130	80				
ZK12+255	109	70	19	64		
ZK12+250	104	61	23	61	-9	60
ZK12+240	97	55	17	55	-19	52
平均	106		20		-17	

3.2 变形偏大原因分析

从表 1, 2 中可看出：变形较大段(ZK12+395~

ZK12+355)拱顶 H1 累计下沉平均值、AA'累计收敛平均值、CC'累计收敛平均值与变形较小段(ZK12+280~ZK12+240)的相应值对比情况如下：拱顶下沉： $455 \text{ mm}/106 \text{ mm} = 4.29$ ；H1 累计收敛： $41 \text{ mm}/20 \text{ mm} = 2.05$ 倍；CC'累计收敛： $35 \text{ mm}/17 \text{ mm} = 2.06$ 倍。

对变形较大和较小地段进行分析和比较可以发现，变形过大与以下因素有关：

(1) 围岩特性

全风化花岗岩泥质含量高，渗透性差，渗透系数小，只有 $160.6 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ ，隧道顺坡掘进(设计坡度为 2.9%)，若排水不及时容易造成掌子面积水，地基被浸泡、软化，造成地基承载力下降。同时，若开挖后喷射混凝土不及时，掌子面亦会慢慢变潮渗水，土体很快弱化，开挖轮廓线周边的土体的松动范围逐渐扩大，自稳性变差，造成围岩失稳和变形。产生的松动荷载作用在初期支护上，造成初期支护的失稳和变形^[6]。

(2) CRD 各部步距过长

CRD 各部之间的距离对比情况见表 3。

表 3 CRD 各部之间的距离对比

Table 3 Distance comparisons of each step of CRD method

CRD 各部	各部间距平均值/m		差值/m
	ZK12+280~ZK12+240	ZK12+395~ZK12+355	
1, 3	9.15	19.85	$19.85 - 9.15 = 10.70$
2, 3	21.19	13.35	$13.35 - 21.19 = -7.84$
2, 4	9.40	12.36	$12.36 - 9.40 = 2.96$
1, 4	39.70	45.57	$45.57 - 39.70 = 5.87$

针对 ZK12+395~ZK12+355 与 ZK12+280~ZK12+240 的步距统计情况，以下利用 ANSYS 对同样工况下 CRD - 1, CRD - 3 步距分别为 15, 10, 5 m 时引起的拱顶最终沉降量进行模拟分析，计算范围顶部取到地面，沿区间隧道纵向取 50 m。施工过程中只考虑初期支护，隧道超前支护考虑小导管加固地层。围岩参数取值如下：弹性模量 $E = 15 \text{ MPa}$ ，泊松比 $\mu = 0.2$ ，黏聚力 $c = 24 \text{ kPa}$ ，内摩擦角 $\varphi = 22^\circ$ ，重度 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ 。

整个模型采用实体单元建模，土层采用莫尔 - 库仑模型，隧道结构采用弹性体模型，共划分 16 900 个实体单元，18 438 个实体单元节点。其模拟结果见图 3~5。

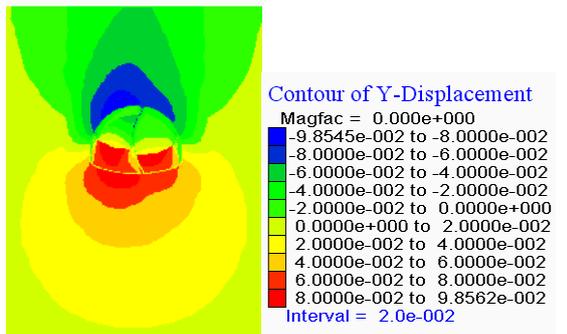


图 3 步距为 15 m 时隧道拱顶最大沉降(单位: m)

Fig.3 The maximum settlement of tunnel roof at step of 15 m (unit: m)

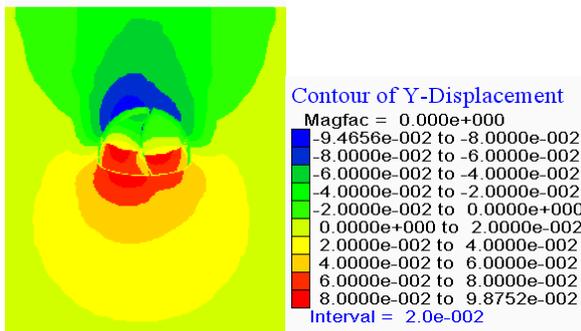


图 4 步距为 10 m 时隧道拱顶最大沉降(单位: m)

Fig.4 The maximum settlement of tunnel roof at step of 10 m (unit: m)

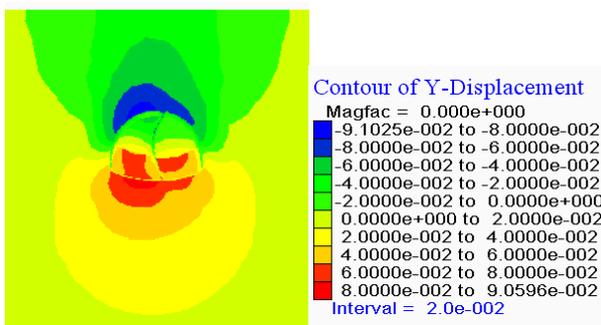


图 5 步距为 5 m 时隧道拱顶最大沉降(单位: m)

Fig.5 The maximum settlement of tunnel roof at step of 5 m (unit: m)

步距为 15, 10, 5 m 时隧道拱顶最大沉降分别为 98, 94, 89 mm, 可见步距会对隧道的拱顶沉降造成一定的影响, 步距越大, 产生的沉降越大, 与实际观测情况一致, 但这种影响并不太明显。

(3) 初期支护各部自成环及全断面成环时间长短

由表 4 可知, 变形过大段 CRD 各部自成环平均时间 5.250 d 比变形较小段 CRD 各部自成环平均时间 4.575 d 多 0.675 d, 合 16.2 h。

表 4 CRD 各部各自成环平均时间及全断面闭合时间对比
Table 4 Comparisons of closing time at each step of CRD method and time of full section close d

测点里程	自成环时间					平均
	1 部	2 部	3 部	4 部	各部	
ZK12+395~ ZK12+395355	6	5.7	3.8	5.5	5.250	63.7
ZK12+280~ ZK12+240	6	4.1	4.2	4.0	4.575	30.2

两段全断面初期支护闭合成环时间相差 63.7-30.2 = 33.5 d。

各部自成环时间和全断面闭合成环时间加长, 不能做到及时封闭, 导致沉降变形的加大。

(4) 永久仰拱未能及时紧跟

由表 5 可以看出, 施作永久仰拱后, 拱顶下沉速度比永久仰拱施作前明显减少, 只是施作前的 27.68%(取为均值)。

(5) 初期支护背后填充注浆不及时

喷射混凝土不可能与围岩完全密贴, 开挖轮廓线周围一定范围内围岩松弛, 初期支护与围岩不仅起不到共同承载的作用, 而且形成的松动荷载还要作用在初期支护上, 致使初期支护变形加大。因此, 加强初期支护背后充填注浆, 增强喷射混凝土与围岩的密贴程度, 可以提高初期支护与围岩的共同承载能力。初期支护背后充填注浆后, 拱顶最大沉降值为 127.5 mm, 同样条件下不进行充填注浆拱顶最大沉降值为 283.1 mm, 相比变形减少了 55%, 说明注浆对改良地层效果显著。这两种条件下的数值模拟结果分别见图 6, 7。

4 变形控制措施

4.1 尽早设置临时仰拱, 使支护结构封闭成环

由于临时仰拱对抑制未闭合结构早期的下沉和水平位移起关键作用, 所以各部仰拱设置的早晚及其封闭质量将直接影响到各部结构的沉降和两侧土体的水平位移, 因此在条件具备时, 尽早施作临时仰拱, 形成闭合支护结构。从现场量测和数值分析结果来看, 安装仰拱及时形成闭合支护结构对减小拱顶沉降量起到决定性的作用。针对本工程实际情况, 建议各部自开挖至初期支护(临时仰拱、仰拱)封闭成环, 不超过 3 d; 全断面初期支护封闭成环时间不超过 30 d, 永久仰拱距 4 部开挖面不超过 30 m。

4.2 控制施工进尺及台阶长度

表5 永久仰拱施作前、后的初期支护变形速率对比

Table 5 Comparison of deformation rate of preliminary lining before and after construction of permanent inverted arch

测点里程	量测内容	永久仰拱施作前			永久仰拱施作后			施作后、前日均变形比
		天数/d	累计变形/mm	日均变形/(mm·d ⁻¹)	天数/d	累计变形/mm	日均变形/(mm·d ⁻¹)	
ZK12+443	拱顶下沉 H1	84	63	0.750 0	22	69-63 = 6	0.272 7	0.36
	拱腰收敛 AA'	84	-13	-0.154 8	22	(-13)-(-6) = -7	-0.318 2	2.06
ZK12+438	拱顶下沉 H1	81	108	1.333 3	22	113-108 = 5	0.227 3	0.17
	拱腰收敛 AA'	82	23	0.280 5	22	31-23 = 8	0.363 6	1.30
ZK12+433	拱顶下沉 H1	76	184	2.421 1	20	192-184 = 8	0.400 0	0.17
	拱腰收敛 AA'	76	4	0.052 6	20	2-4 = -2	-0.100 0	-1.90
ZK12+428	拱顶下沉 H1	87	256	2.942 5	15	274-256 = 18	1.200 0	0.41
	拱腰收敛 AA'	87	-95	-1.092 0	15	(-96)-(-95) = -1	-0.066 7	0.06

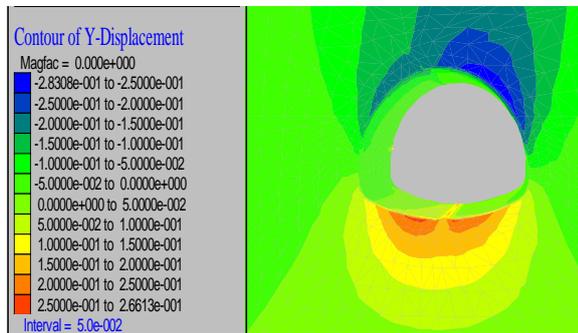


图6 初期支护背后不进行充填注浆时拱顶最大沉降(单位: mm)

Fig.6 The maximum settlement of crown without grouting behind preliminary lining(unit: mm)

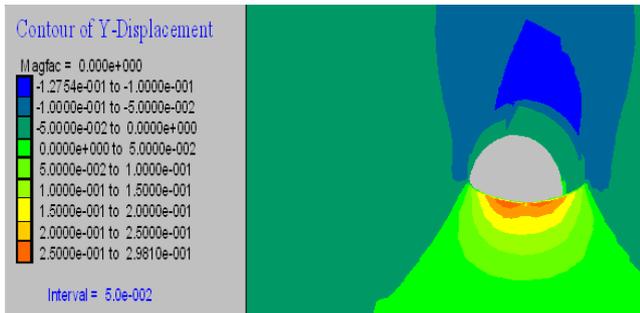


图7 初期支护背后充填注浆后拱顶最大沉降(单位: mm)

Fig.7 The maximum settlement of crown with grouting behind preliminary lining(unit: mm)

在工程超浅埋的条件下, 每循环施工进尺越大, 地面沉降瞬时值越大, 且作用在结构上的荷载和内力的瞬时值也越大。另外台阶过长, 各阶段有充分的变形积累时间, 因此将导致过大的变形。但是台阶过短, 对掌子面的稳定不利, 且不便安排作业工序。鉴于此, 结合本工程实际状况, 建议2, 4部之间的距离不超过5 m; 2, 3部之间的距离不超过15 m; 1, 3部之间的距离不超过7 m。

4.3 初期支护背后及时径向充填注浆加固

拱部衬砌与地层之间的间隙应及时注浆填充, 进行初期支护背后径向充填注浆加固, 可以改良初期支护背后围岩, 增强初期支护与围岩的密贴程度, 提高围岩和初期支护的承载力和自稳力, 控制沉降和变形^[7]。通常是滞后工作面3 m左右, 在拱部左、右45°处埋设注浆管, 当喷混凝土施作1 d后即可填充, 否则可能增加30~40 mm的沉降值。结合本工程实际情况, 喷射混凝土后第4天就进行背后低压注浆, 注浆压力控制为0.3~0.5 MPa, 浆液以水泥单液浆为主, 局部富水地段采用水泥水玻璃双液浆^[8]。径向充填注浆加固围岩和堵水的效果非常明显, 例如: 重庆开县一万州高速公路关键性控制工程铁峰山2#隧道施工过程中出现大塌方且涌水量较大, 采用径向注浆加固围岩, 避免了开挖段渗漏水增加、结构开裂等风险^[9]; 渝(重庆)怀(化)铁路圆梁山隧道高压富水区的施工中采用超前预注浆和径向注浆两种主要注浆方式进行加固堵水, 其中径向注浆所占的比例较大^[10], 均获得良好的效果。

4.4 控制导洞1的下沉量

从监控量测的数据可知, 在各种工况条件下导洞1开挖所引起的拱顶沉降占整体沉降的比例都是最大的, 从统计数据看, 大约为30.0%~36.7%, 因而控制导洞1的沉降量对减小最终拱顶沉降至关重要。

4.5 管超前、严注浆、及时回填

用CRD法施工的地层多处于无胶结、土质松散、自稳性差的原状土层中, 所以必须对工作面进行超前加固后开挖。通常小导管注浆多设计为一次排管注浆, 进行两榀开挖支护, 然后再施作第二循环小导管。当拱架间距较小、厚度较大、排管角度较小时, 导管易侵入开挖支护净空。排管角度增加

将加大管端加固半径, 造成第二榀开挖时未加固的地层坍塌、超控。

4.6 设置锁脚锚杆

及时设置锁脚锚杆, 可减少 10% 整体沉降量^[11], 从实际量测结果和数值模拟都得到验证。

4.7 及时处理拱脚积水

对于强风化花岗岩, 含水量对于其力学性能有很大影响。一般而言, 含水量增加, 会由于失去由毛细管应力或弱结合水形成的表面黏聚力, 使承载力下降; 同时含水量的增加也会使土的内摩擦角减小^[12]; 含水量增加还使土有效重度减小, 从而降低了土的承载力。因此, 应及时抽排拱脚积水, 减轻基底浸泡弱化引起沉降量的增加。

4.8 钢拱架拱脚设置垫块

为了控制拱顶下沉, 在软土隧道施工中通常在钢拱架拱脚增加刚性垫块, 以增大拱脚作用面积, 分散拱脚集中作用力。拱脚垫块材料通常用混凝土块或方木块。

4.9 加强施工过程动态管理

引起沉降变形和失稳的原因是多方面的, 控制变形和沉降措施也必然是多方面的, 包括合理安排施工工序, 调整优化各部步距, 及时封闭, 加强超前支护, 监控量测并及时反馈^[13], 发现问题及时快速动态调整, 通过这一系列的措施, 将沉降变形控制在预期的范围内, 确保施工过程中的稳定性。

5 结 论

本文结合实际监控量测数据对软弱地层大断面海底隧道进行施工稳定性分析, 得出软弱围岩大断面海底隧道控制沉降的有效措施如下: (1) 尽早设置临时仰拱, 使支护结构封闭成环; (2) 控制施工进尺及台阶长度; (3) 初期支护背后及时径向充填注浆加固; (4) 控制导洞 1 的下沉量; (5) 管超前、严注浆、及时回填; (6) 设置锁脚锚杆; (7) 及时处理拱脚积水; (8) 钢拱架拱脚设置垫块; (9) 加强施工过程动态管理。

参考文献(References):

[1] 王梦恕. 地下工程浅埋暗挖技术通论[M]. 合肥: 安徽教育出版社, 2004: 307.(WANG Mengshu. General introduction to technology of tunnel excavation[M]. Hefei: Anhui Education Press, 2004: 307.(in Chinese))

[2] 曾超, 张建斌. 厦门翔安(海底)隧道土建工程简介[C]// 海底与水下隧道国际学术交流会. 北京: 北京交通大学, 2005: 12 - 23.(ZENG Chao, ZHANG Jianbin. Introduction of Xiamen Xiang'an subsea

tunnel civil engineering[C]// International Conference on the Undersea Tunnels. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2005: 12 - 23.(in Chinese))

[3] 郭衍敬, 张明聚, 张斌. 海底隧道穿越风化深槽施工方案[J]. 北京工业大学学报, 2006, 32(6): 520 - 525.(GUO Yanjing, ZHANG Mingju, ZHANG Bin. A construction solution to tunneling through the deep weathered rock trough of subsea tunnels[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2006, 32(6): 520 - 525.(in Chinese))

[4] 黄明琦, 郭衍敬, 张斌. 软弱围岩大断面隧道径向注浆变形的控制[J]. 北京工业大学学报, 2007, 33(5): 512 - 516.(HUANG Mingqi, GUO Yanjing, ZHANG Bin. Deformation control by radial grouting in large-section tunnel and weak surrounding rock tunnels[J]. Journal of Beijing University of Technology, 2007, 33(5): 512 - 516.(in Chinese))

[5] WALLIS S. Freezing under the sea rescues Oslofjord highway tunnel[J]. Tunnel, 1999, 8: 19 - 26.

[6] PALMSTROM A. Characterizing rock masses by the RMI for use in practical rock engineering, part 1: the development of the rock mass index(RMI)[J]. Tunneling and Underground Technology, 1996, 11(2): 175 - 188.

[7] 张虎. 地表注浆在隧道工程中的应用[J]. 公路, 2006, (3): 204 - 209.(ZHANG Hu. The application of surface grouting surface to tunneling engineering[J]. Highway, 2006, (3): 204 - 209.(in Chinese))

[8] 马海君, 郝行舟. 浅谈地表注浆加固在不良地质隧道中的应用[J]. 交通科技, 2005, (6): 67 - 69.(MA Haijun, HAO Xingzhou. An introduction to application of advanced grouting from ground in tunnels of unfavorable geological conditions[J]. Transportation Science and Technology, 2005, (6): 67 - 69.(in Chinese))

[9] 王全胜, 张家林, 孙国庆. 铁峰山隧道塌方处理技术[J]. 施工技术, 2006, 35(8): 73 - 74.(WANG Quansheng, ZHANG Jialin, SUN Guoqing. Treatment technique of collapse in Tiefeng mountain tunnel[J]. Construction Technology, 2006, 35(8): 73 - 74.(in Chinese))

[10] 王雪琴, 张民庆. 圆梁山隧道高压富水区径向注浆技术研究及应用[J]. 探矿工程(岩土钻掘工程), 2004, (1): 57 - 62.(WANG Xueqin, ZHANG Mingqing. Research and application of radial slip casting technology in high pressure water bearing zone within Yuanliangshan tunnel[J]. Exploration Engineering(Drilling and Tunneling), 2004, (1): 57 - 62.(in Chinese))

[11] PALMSTROM A. Characterizing rock masses by the RMI for use in practical rock engineering, part 2: some practical application of the rock mass index(RMI)[J]. Tunneling and Underground Technology, 1996, 11(2): 175 - 188.

[12] HUNASAKI T. Mechanizing and construction result of world largest diameter tunnel for Trans-Tokyo Bay Highway[C]// Proceedings of the World Tunnel Congress'99—Challenges for the 21st Century. Norway: A. A. Balkema, 1999: 543 - 554.

[13] 持田丰. 青函隧道的破碎带的稳定处理[J]. 隧道译丛, 1978, (6): 14 - 25.(CHITIAN F. The stabilization disposal of the fragmentation strap of Seikan tunnel[J]. Tunnel Translation Book, 1978, (6): 14 - 25.(in Chinese))