

珠江特大桥承台基坑突涌事故处理降水设计与施工

汤建铭¹, 王 钰²

(1. 中铁广州工程局集团有限公司, 广东 广州 511459; 2. 南京达西岩土工程有限公司, 江苏 南京 210000)

摘要: 珠江一特大桥主墩位于珠江水域中, 承台基坑施工采用锁口钢管桩围堰围护, C30 水下混凝土封底。封底完成后进行围堰内排水时, 基底承压水击穿了封底混凝土, 造成了基底突涌事件。对比在围堰内降水和在围堰外降水两种方案后, 决定采用围堰外降水的方法, 将承压水位降至封底顶面以下。该方案工期短、费用低, 开创了在珠江内降底承压水的先例, 成功处理了围堰封底失败的事故, 确保了承台的顺利施工。实践证明在深水中降承压水是可行的, 降水是保证承台基坑安全的重要手段之一, 为类似工程提供了宝贵的经验。

关键词: 承压水; 突涌事故; 降水设计; 承台基坑; 围堰外降水

中图分类号: TU46+3 **文献标识码:** B **文章编号:** 1672-7428(2018)11-0050-06

Dewatering Design and Implementation for Treatment of Water Kick-in at A Bridge Cap Foundation Pit in the Pearl River/TANG Jian-ming¹, WANG Yu² (1.China Railway Guangzhou Engineering Group Co., Ltd., Guangzhou Guangdong 511459, China; 2.Nanjing Darcy Geotechnical Engineering Co., Ltd., Nanjing Jiangsu 210000, China)

Abstract: The main pier of a large bridge is located in the Pearl River. Locked steel pipe piles were used as the enclosure structure for the cushion cap foundation pit of the main pier, with C30 underwater concrete used for bottom-sealing. After bottom-sealing was completed, the confined water level was too high, leading to water kick-in at the bottom of the foundation pit during the cofferdam drainage process. Two solutions were discussed afterwards: the first option was internal dewatering of cofferdam and the second was external dewatering of the cofferdam. After comparison, the second solution was chosen. External dewatering of the cofferdam eliminated successfully the incident and ensured the smooth construction of the pile cap, proving that it is feasible to lower the confined water level in the river. Dewatering is one of the important means to ensure the safety of the pile cap foundation pit, providing experience for similar projects.

Key words: confined water; water kick-in; dewatering design; cushion cap foundation pit; external dewatering of cofferdam

0 引言

近年来,随着国家不断加强基础设施建设,大跨度的高铁、公路桥梁不断出现^[1],跨江、跨海桥梁日益增多,深大桥梁承台也越来越多^[2]。对于基底下伏承压含水层的承台基坑,随着开挖深度不断增加,承压含水层顶板到坑底之间的距离不断减小,若残留土重无法与承压含水层顶托力平衡,坑底就会发生突涌^[3],威胁基坑安全。

为防止突涌发生,常见的承压水处理措施有隔水、降水、封底加固等^[4-5]。在桥梁工程领域,对于承台基坑的承压水问题认识往往不到位,突涌风险源存在于勘察、设计、施工各阶段^[6]。勘察阶段,主要的风险源有未查明或未指出基底下部存在承压含水层^[7],未观测承压水位等。设计阶段,主要的风险源有不进行基底抗突涌验算^[8],不布置降压井或仅依赖经验布置降压井等;过于信赖围护结构、封底加

固等的施工质量,设计安全系数不足等。施工阶段,若未采取降水措施,围护结构、封底加固施工质量欠佳^[9],或没有做好承压水位控制等,往往易发生突涌事故。

本文中工程为珠江上一特大桥,大桥主墩承台基坑采用锁口钢管桩围堰围护,水下开挖并采用 3 m 厚水下混凝土封底。水下开挖过程中理论上可以保持基坑内、外水压力的平衡,防止突涌产生;同时有助于降低围护结构侧压力、保证基坑稳定^[10],但是封底结束围堰抽水完成后,封底混凝土承受巨大的承压水顶托力。设计阶段未针对封底混凝土进行抗突涌验算,为基坑安全埋下了重大隐患;施工阶段局部混凝土封底质量欠佳,存在局部受力不均衡。该基坑封底施工完成后进行围堰内排水时,下部承压水击穿了封底混凝土薄弱处,造成了基底突涌事故。

在原设计方案失效后,引入降水措施,在围堰外

收稿日期:2018-09-27

作者简介:汤建铭,男,汉族,1973年生,中铁广州工程局南沙港铁路指挥部副指挥长,高级工程师,长期从事特大桥梁和长大隧道施工及技术管理工作,广东省广州市花都区建设北路34号,2309820491@qq.com。

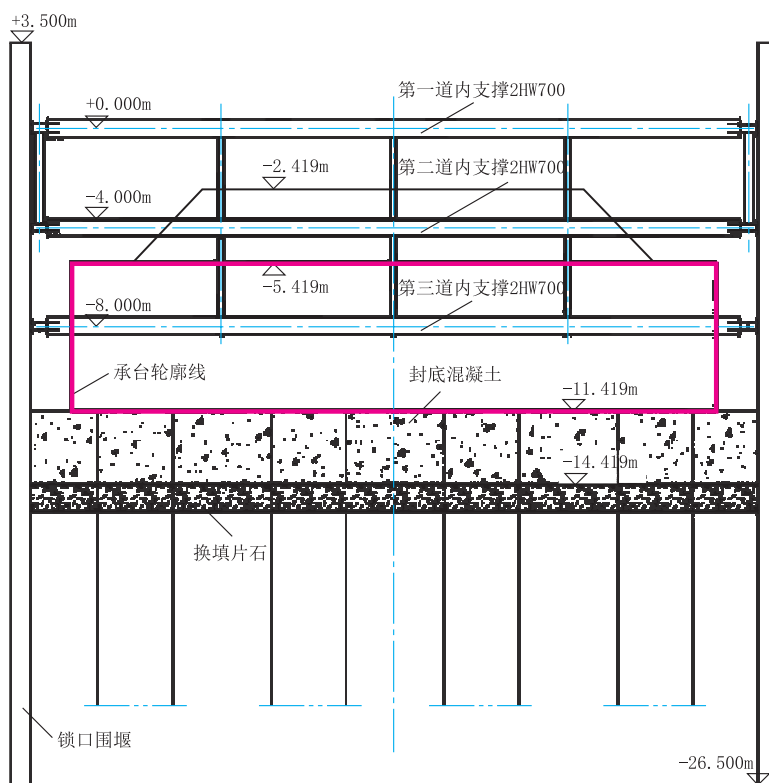
设计施工降水井,降低承压水位至封底顶面以下,成功处理了该事故。

1 工程概况

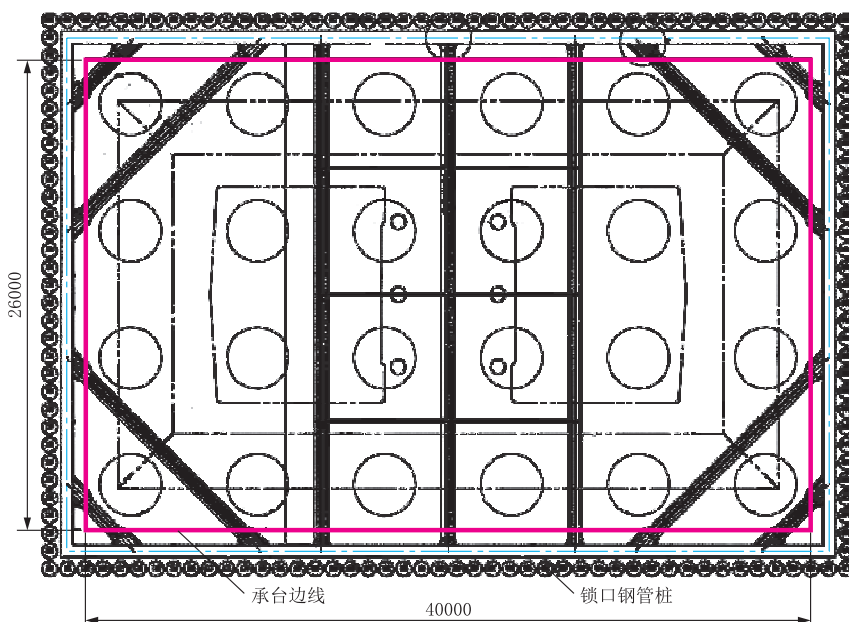
1.1 设计概况

大桥主墩位于珠江中,承台尺寸为 40 m×26 m

×6 m,承台底标高-11.419 m,顶标高-5.419 m,开挖深度为 9 m(自河床线算起)。主墩承台施工采用钢管锁口围堰,钢管桩及锁口材质均为 Q345。围堰顶设计标高:+3.5 m,围堰底标高-26.5 m,锁口钢管长度为 30 m。围堰内设置 3 道钢管内支撑。承台底部设置 3 m 厚 C30 封底混凝土。详见图 1。



(a) 围堰立面图



(b) 围堰平面图

图 1 主墩围堰

承台原设计施工步骤为:施工主墩桩基础→插打锁口围堰→抽水至第一道内支撑往下100 cm处,安装第一道支撑→往围堰里边补水至第一道内支撑标高→不排水开挖至封底混凝土底标高→浇筑3 m厚封底混凝土→抽水至第二道内支撑处安装第二道内支撑→抽水至第三道内支撑处安装第三道内支撑→抽水至封底混凝土顶标高→进行承台及塔座施工。

1.2 工程地质水文地质条件

大桥主墩位于珠江中,江水设计水位标高约为+2.5 m,河床标高-2.419 m。地层从上到下依次为淤泥、淤泥质粘土、砂层、花岗片麻岩风化层,见图2。

孔隙承压水赋存于砂层中,砂层厚度约为24 m,上覆淤泥、淤泥质粘土和下伏基岩风化层属于相对隔水层,勘察报告提供的砂层平均渗透系数约为12 m/d。施工期间通过降水井测得承压水初始水位标高约为-1.25~-0.7 m,因潮汐而不断波动,

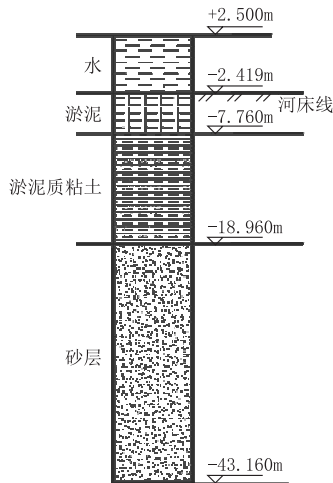


图2 主墩基坑地层分布

说明承压水与江水具有密切水力联系。

1.3 事故发生经过

围堰封底完成后,依次抽水至第二、三道支撑以下安装第二、三道支撑。在第三道内支撑安装完成后,于2018年3月9日夜班开始进行围堰内抽水,3月10日基底露出后巡查时发现围堰底大里程上游侧2号与3号锁口钢管桩之间出现突涌,现场立即组织人员查看,并向围堰内回灌水以保持基底处于静水状态。

3月11日潜水工对突涌位置进行集中清理,3月13日孔洞清理完成,3月14日对孔洞位置进行

拔球封底。拔球封底后对突涌位置利用水泥浆-水玻璃双液浆进行加固,3月23日加固完成,16:00开始抽水作业,3月24日8:00抽水到位,现场进行摸查,发现8-9号桩基之间又发生突涌,立即再次向围堰内回灌水(见图3)。



图3 突涌发生后围堰内回灌水

2 降水处理方案比选

突涌事故反复发生的本质原因是承压水位过高,击穿了上部相对隔水层和封底混凝土薄弱处,故本次事故处理的关键是将承压水位降到封底混凝土顶标高以下0.5 m(-11.9 m)。

考虑到围堰进入承压含水层顶部,对承压水基本无阻隔作用^[11],降低承压水位有两种方案。方案一是围堰内降水,即重新施工深围堰,围堰底部进入承压含水层下部的基岩风化层中,将承压水完全隔断后,在围堰内施工降水井进行降水。该方案优点为抽水量小、降水难度低,缺点为工期长、费用高。

方案二是在围堰外降水,通过不间断抽取一定的基坑总涌水量,将承压水位始终控制在封底顶面以下,相对于方案一工期短、费用低。但是该方案受到多数专家质疑:在珠江里降水,承压水与珠江水是连通的,似乎很难将水位降到封底顶面以下;且尚无成功在珠江内降江底承压水的先例。

结合勘察资料,拟建场地稳定分布有淤泥、淤泥质粘土层,为相对隔水层,隔断了江水和承压含水层,承压含水层不能直接获得江水的垂直补给,仅在局部区域可能会有水文地质天窗存在。围堰外降水在水文地质原理上是可行的。经比选,认为方案二较优,采用围堰外降水的方式处理事故。

3 抽水试验

为测定初始承压水位,复核水文地质参数,先施

工 2 口降水井进行简易抽水试验。降水井的深度为 41 m。具体井结构如下:钻孔泥孔径 600 mm,井管采用管径 325 mm、壁厚 4 mm 钢管,滤管为同规格桥式滤水管,外包 60 目锦纶滤网,滤料为中粗砂,回填至滤管顶部 1 m,其上采用粘土回填固井,见图 4。

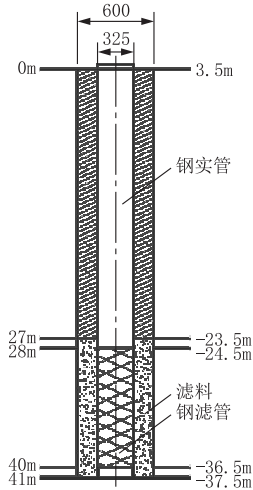


图 4 降水井结构

3.1 试验过程

施工 2 口降水井后,进行了单井抽水试验。试验前 6 h 进行静水位观测,水位受潮汐影响不断波动,初始水位标高约为 -1.25 ~ -0.7 m,说明承压水与江水水力联系密切。4 月 2 日 17:00 开始抽水,抽水井与观测井相距约 30 m,抽水 2 h 后观测井水位降深分别约为 1.2、0.35 m,见表 1。抽水井水泵功率为 7.5 kW,额定流量 960 m³/d。

表 1 抽水数据一览

| 阶段 | 时间 | 观测井水位标高/m | 抽水井水位标高/m | 备注 |
|---------|------------|-----------|-----------|-----------------|
| 静水位观测阶段 | 4月2日 11:00 | -0.7 | -0.7 | |
| | 12:50 | -0.9 | -0.8 | |
| | 14:10 | -1.1 | -0.9 | |
| | 15:00 | -1.2 | -1.2 | |
| | 16:55 | -1.25 | -1.25 | 17:00 开始抽水 |
| 抽水阶段 | 17:30 | -1.4 | -2.45 | |
| | 18:05 | -1.6 | -2.45 | |
| | 18:35 | -1.6 | -2.45 | |
| | 19:00 | -1.6 | -2.45 | 开始抽水至此受潮汐影响可以忽略 |
| | 4月3日 8:00 | -1.95 | -2.7 | |

3.2 参数计算

从抽水持续 2 h 的数据看,其受潮汐影响可以忽略不计。因此选取其中 2 h 的抽水试验数据,分别根据承压水非完整井有一个观测井的公式(1)^[12]

和无观测井的公式(2)^[13]计算渗透系数 K 。

$$K = \frac{0.16 \left[\ln \frac{r_1}{r_w} + 0.5(\xi_0 - \xi_1) \right]}{M(s_w - s_1)} \quad (1)$$

$$K = \frac{Q}{2\pi s_w M} \left(\ln \frac{R}{r} + \frac{M-l}{l} \ln \frac{1.12M}{\pi r} \right) \quad (2)$$

式中: K ——渗透系数, m/d; Q ——总抽水量, m³/d; M ——承压含水层厚度, m; r_w 、 r_1 ——分别为抽水井半径、抽水井与观测井距离; ξ_0 、 ξ_1 ——分别为在抽水井壁、观测井处,稳定流非完整井补充水流阻力,通过查表确定; s_w 、 s_1 ——分别为抽水井、观测井水位降深, m; R ——影响半径, m, 反映外界对含水层的补给能力,承压水与江水水力联系密切,根据工程经验取为 300 m; l ——有效过滤器长度, m。

渗透系数计算结果见表 2、表 3,两种方法计算出含水层渗透系数为 60.93 ~ 61.80 m/d,远大于勘察报告中提供的 12 m/d,反映出地层透水性强。

表 2 利用公式(1)计算渗透系数结果

| 利用降水井 | r/m | s/m | ξ | $Q/(m^3 \cdot d^{-1})$ | M/m | $K/(m \cdot d^{-1})$ |
|-------|--------|-------|--------|------------------------|-------|----------------------|
| 抽水井 | 0.1625 | 1.20 | 7.86 | 960 | 24 | 61.80 |
| 观测井 | 30 | 0.35 | 0.0494 | 960 | 24 | |

表 3 利用公式(2)计算渗透系数结果

| 利用降水井 | r/m | s/m | $Q/(m^3 \cdot d^{-1})$ | M/m | l/m | R/m | $K/(m \cdot d^{-1})$ |
|-------|--------|-------|------------------------|-------|-------|-------|----------------------|
| 抽水井 | 0.1625 | 1.2 | 960 | 24 | 12 | 300 | 60.93 |

4 降水设计与施工

4.1 降水方案设计

4.1.1 涌水量计算

围堰外降水属于敞开式降水,采用承压含水层非完整井公式估算基坑总涌水量^[14]:

$$Q' = \frac{2.73KMS}{\lg \frac{R+r_0}{r_0} + \frac{M-l}{l} \lg(1+0.2 \frac{M}{r_0})} \quad (3)$$

式中: Q' ——基坑计算涌水量, m³/d; S ——设计降水深度,初始水位标高取为 -0.5 m,相应降深约 11.5 m; r_0 ——等效大井半径, $r_0 = 0.565 \sqrt{F} \approx 20.4$ m; F ——井点系统的围合面积, m²; 其它同前。

根据抽水试验结果,渗透系数 K 取 62 m/d,代入公式(3)计算出基坑总涌水量 $Q' = 39025$ m³/d。

4.1.2 单井出水量

抽水试验采用7.5 kW水泵,额定流量960 m³/d,水泵抽水动水位降深仅为1.2 m,含水层水量十分丰富。正式降水时水泵配置以37 kW(额定流量4800 m³/d)为主。按Q-s关系推知单井水量完全可以达到其额定流量。

4.1.3 降水井数量及结构

降水井数量可按公式(4)进行计算:

$$n = \lambda Q' / q \quad (4)$$

式中:n——降水井数量,口;q——单井出水量,4800 m³/d; λ ——安全备用系数;其它同前。

由于受潮汐的影响,试验参数可能存在一定误差,加上地层的不确定性,安全备用系数 λ 取为1.5。经过计算,共需布置15口降水井,平面布置见图5。降水井结构与抽水试验井结构相同,井深均为41 m。

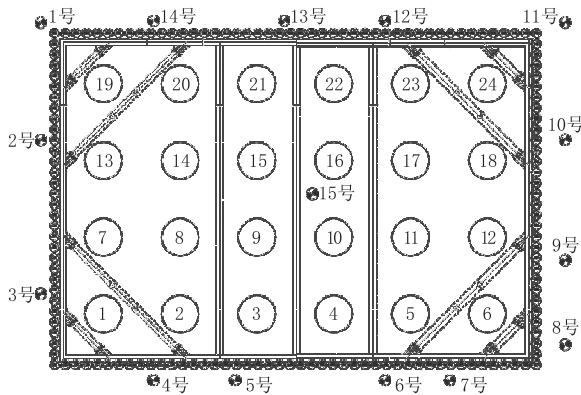


图5 降水井平面布置

4.2 降水井施工技术

围堰位置原为钻孔桩施工钢平台,外部插打较多 $\varnothing 630$ 、 $\varnothing 820$ mm钢管桩,降水井布置在钢管桩内,钢管桩用作钻进时护筒。

降水井施工采用反循环回转钻进成孔工艺,主要的工艺流程为:

(1)钻进成孔:成孔直径600 mm,钻孔倾斜度 $\nless 1^\circ$ 。钻进过程中,泥浆密度控制在1.10~1.15 kg/L。

(2)清孔换浆:钻孔到设计深度后清孔换浆,把泥浆密度调整到1.05 kg/L左右。

(3)下井管:采用悬吊下管法,井管底部焊接钢板封堵牢靠,井管与井管之间焊接牢固。为保证井管居中、填砂均匀,井管外焊接扶正器。

(4)投滤料、止水固井:井管下好后,立即沿井壁四周均匀填入滤料,随填随测直至滤料层顶高于滤管顶部1 m。滤料以上回填粘土止水、固井。

(5)洗井试抽:滤料回填后,用潜水泵洗井,直至水清无砂为止。

5 事故处理过程与效果

5.1 降水运行过程

降水方案设计确定后,4月4日开始降水井施工。施工过程中,边成井边进行水泵安装、管路排设等工作。12口降水井安装37 kW水泵,单井抽水量4800 m³/d,降水井总抽水能力达到57600 m³/d,5、13、15号降水井预留为观测井。4月18日15口降水井全部施工完成,4月21日水泵安装完成。

4月22日7:00开始正式抽水。抽水前测得初始水位约为-1.0 m,开启2、3、4、6、8、10、12、14号共8口降水井,总抽水量约38400 m³/d,抽水2 h后,9:00测得5、13、15号观测井水位降至-12.5~-12.9 m,之后水位较为稳定,上下波动不超过 ± 0.8 m。

抽水后水位降至封底顶面(标高-11.4 m)以下,且实际抽水量与计算涌水量较为接近,证明降水措施是成功的。

5.2 二次封底

降水井施工期间,在围堰内回灌水至静水状态,的条件下,采用了如下处理措施:组织潜水工对管桩底部摸排确认,利用射吸泵对突涌位置进行凿除、吸泥处理,处理到位后对管壁再次清洗,然后二次浇筑水下自流平封底混凝土。

5.3 双液浆加固

为防止其它部位再次发生突涌,二次封底后对封底混凝土厚度可能薄弱位置进行取心验证。经整体排查,部分位置封底混凝土厚度未达到3 m,对其进行钻孔压双液浆加固处理,加固范围为设计封底混凝土底以下1 m深度范围内。

5.4 处理效果

封底混凝土处理完成后,在控制承压水位低于封底顶面的条件下,进行了围堰内排水,基底稳定,没有发生新的事故,见图6、图7。后期承台浇筑过程中,始终保持承压水位低于作业面,顺利完成了承台施工。



图 6 承压水位降至封底顶面以下后围堰内排水

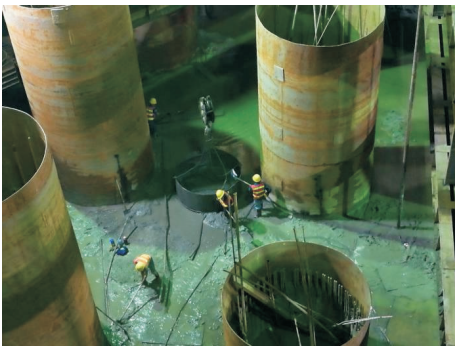


图 7 围堰内排水完成

6 结语

承台基坑发生突涌事故后,通过在围堰外设计施工降水井,降低承压水位至封底混凝土顶面以下,成功处理了事故。结合该工程和已有工程实例^[15],水中降承压水可以取得较好效果,降水是保证承台基坑安全的重要手段之一。

经过本次事故的处理,取得了如下体会。

(1)桥梁工程领域中,对承压水的处理不当可能会引起承台基坑突涌。对于基底下伏承压含水层的承台基坑,尤其是基底下存在透水性强、厚度大、与地表水存在水力联系的承压含水层的深基坑,勘察阶段应明确承压水的存在;设计阶段应进行基底抗突涌验算,根据计算结果综合应用隔水、降水、封底

加固等措施。

(2)结合大量工程实践经验,实际施工过程中,围堰等隔水措施往往不能做到完全隔水,封底加固也易存在薄弱位置。降水可以从根本上解决水压力的问题,设计阶段应考虑采用降水措施,施工阶段也应严格把控施工质量。

(3)做好降水专项方案设计,保证降水井的施工质量,降水运行过程中控制承压水位满足设计要求,是保证降水措施成功,进而保证基坑安全的关键。

参考文献:

- [1] 高小亮. 无定河大桥水中基坑开挖及承台施工关键技术[D]. 陕西西安: 长安大学, 2017.
- [2] 刘宇. 坡积层河床深水承台锁口钢管桩围堰施工技术[J]. 价值工程, 2018, 37(29): 180-183.
- [3] 时钟. 高富水、强透水卵石地层深基坑降水设计与实践[J]. 探矿工程(岩土钻掘工程), 2017, 44(5): 78-83.
- [4] 戴斌, 王卫东. 受承压水影响深基坑工程的若干技术措施探讨[J]. 岩土工程学报, 2006, (S1): 1659-1663.
- [5] 霍军帅, 陈焱, 宫全美, 等. 复杂周边条件下异形基坑承压水抽水试验研究[J]. 岩土力学, 2011, 32(S2): 268-273.
- [6] 徐长节, 徐礼阁, 孙凤明, 等. 深基坑承压水的风险控制及处理实例[J]. 岩土力学, 2014, 35(S1): 353-358.
- [7] 郑剑升, 张克平, 章立峰. 承压水地层基坑底部突涌及解决措施[J]. 隧道建设, 2003, (5): 25-27.
- [8] JGJ 120-2012, 建筑基坑支护技术规程[S].
- [9] 陈家春, 张登. 深基坑突涌事故原因及处理措施[J]. 福建建筑, 2015, (7): 114-116.
- [10] 胡云华. 临江高承压水超深基坑开挖抗突涌分析与对策——以南京纬三路长江隧道梅子洲风井基坑为例[J]. 隧道建设, 2015, 35(11): 1194-1201.
- [11] 李洪财. 南京长江江心洲超大直径盾构接收井明挖段超深基坑降水技术研究[J]. 探矿工程(岩土钻掘工程), 2018, 45(5): 87-92.
- [12] 地质矿产部水文地质工程地质技术方法研究队. 水文地质手册[M]. 北京: 地质出版社, 1980.
- [13] GB 50027-2001, 供水水文地质勘察规范[S].
- [14] JGJ 11-2016, 建筑与市政工程地下水控制技术规范[S].
- [15] 阎长虹, 沙俊强, 高玲, 等. 常熟电厂大型江底输水隧道安装关键技术研究与应用[J]. 安装, 2018, (8): 24-26.