

兰州地铁黄河岸滩深大竖井结构设计及力学特性研究^{*}

王 飞¹ 郑余朝^{2,3} 罗川疆^{2,3}

(1. 中铁第一勘察设计院集团有限公司, 710043, 西安; 2. 西南交通大学土木工程学院, 610031, 成都;

3. 西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室, 610031, 成都//第一作者, 教授级高级工程师)

摘 要 兰州地铁1号线奥体中心站—世纪大道站区间隧道下穿黄河。在黄河岸滩设置中间风井,需满足盾构施工期间的检修、拆解、吊装以及运营期间联络通道和通风防灾、疏散救援等功能需求。风井平面尺寸为33 m×21 m,井深45.5 m,属于巨厚状强透水大颗粒砂卵石地层中的深、大竖井工程,修建难度较大,实施风险较高。通过多种降水、堵水及隔水措施,对风井的围护结构及主体侧墙进行受力分析,提出了“主体结构地下连续墙+外围地下连续墙+地层注浆+区域降水”的组合体系,采用悬挂式隔水帷幕的逆作法复合墙结构型式,工程得以安全顺利实施。现场测试结果与数值分析结果两者基本吻合,验证了分析的合理性。

关键词 兰州地铁; 黄河岸滩; 深大竖井; 砂卵石地层; 力学特性

中图分类号 U455.8

DOI:10.16037/j.1007-869x.2019.01.004

On the Deep & Large Shaft Structural Design and Mechanical Characteristics of Lanzhou Metro on Yellow River Floodplain

WANG Fei, ZHENG Yuchao, LUO Chuanjiang

Abstract The interval tunnel between the Olympic Sports Center Station and the Century Avenue Station on Lanzhou metro Line 1 crosses under the Yellow River. The setting of an airshaft in the floodplain has to satisfy the requirements of shield maintenance, dismantling, lifting and operation during construction, as well as the requirements of connecting passage ventilation and evacuation function during operation. The shaft is of 33×21 m plane size and 45 meters deep, the is constructed in the thick and strong permeable large particles of sand gravel stratum, therefore faces many difficulties and risks. The stresses of retaining structure and inner side wall are analyzed through the implementation of water blocking and water barrier measures, and a composite system of "inner steel concrete dia-

phragm wall + outer poor concrete diaphragm wall + periphery grouting + precipitation" is put forward, in which the reversely built composite wall structure with suspension water curtain is adopted. Finally, the shaft engineering is completed safely and smoothly, and the result of numerical analysis is in accordance with that of the field tests, the rationality of the analysis is thus verified.

Key words Lanzhou metro; the Yellow River floodplain; deep & large shaft; sandy cobble ground; mechanical characteristics

First-author's address China Railway First Survey & Design Institute Group Co., Ltd., 710043, Xi'an, China

地铁隧道长度超过一定距离时,往往在线路中部设置竖井,以兼顾辅助施工、联络通道、运营通风及防灾救援等功能;特别是采用盾构法施工的隧道,设置盾构始发井、接收井、检修井和通风竖井已十分普遍^[1-2]。

本文以兰州地铁黄河岸滩竖井工程为依托,针对黄河上游段巨厚状强透水大颗粒砂卵石地层,进行深大竖井不同结构方案的风险评估和结构受力特征分析,选取最优的结构支护体系;并通过现场测试对比,确保工程顺利建成,丰富强透水砂卵石地层深大竖井的修建技术。

1 工程概况

兰州地铁1号线奥体中心站—世纪大道站区间(以下简为“奥一世区间”)隧道下穿黄河(见图1)。岸滩竖井深度达45.5 m,平面尺寸为33 m×21 m,且井位临近黄河,具有较大的施工难度和风险。

奥一世区间下穿黄河隧道的岸滩竖井位于兰州市七里河断陷盆地内。其下为巨厚状砂卵石地层,地下水埋深5~8 m。场地自上而下依次为第四

^{*} 国家重点研发计划项目(2018YFC0808703)

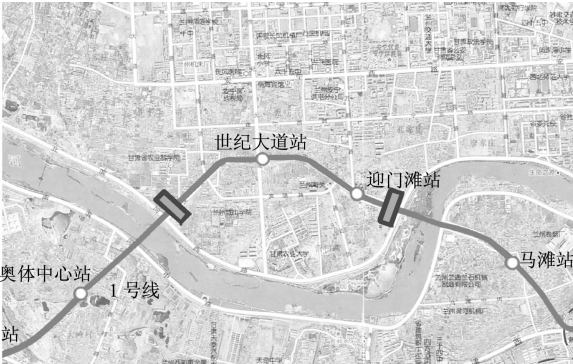


图1 兰州地铁1号线与黄河位置关系图

系全新统杂填土(Q_4^{ml})、黄土状土、中砂、2~10 mm 卵石,第四系下更新统 3~11 mm 卵石(该层厚 200~300 m)。地层中,粒径大于 200 mm 的漂石及粒径大于 20 mm 的卵石含量平均占 64.53%,一般卵石粒径为 20~60 mm,最大卵石粒径为 650 mm。卵石层胶结体随机分布,泥质胶结为主,中粗砂充填其中。现场施工时通过对卵石进行筛分发现,粒径 50 mm 以下的卵石占 68%,粒径为 50~150 mm 的卵石占 25%,粒径 150 mm 以上的卵石占 7%。

经分析,奥一世区间竖井工程施工难点如下:

(1)竖井平面尺寸大(33 m×21 m),开挖深度深(45.5 m),砂卵石地层渗透系数大(62 m/d),因此开挖过程易出现涌水涌砂、坑底隆起及地面沉降过大等情况,从而引起围护和主体结构失稳。

(2)竖井与黄河水平距离为 100 m,且地层渗透系数大,受黄河水补给迅速。因此,竖井实施过程中需控制基坑降水及堵水,以有效缓解外界高水头的不良影响。

(3)竖井地质条件较差,需要安全有效的实施结构体系并确保质量。

目前,在武汉、南京、上海等地区,超深基坑普遍采用“落地式止水帷幕”,将隔水帷幕嵌入基岩或相对不透水层中;部分超深基坑采用“悬挂式止水帷幕+管井降水”,其基坑深度多为 20~30 m。本工程为在巨厚状强透水大颗粒砂卵石地层中开挖深度超过 45 m 的深基坑,无法采用“落地式止水帷幕”,且其止水措施具有较高的实施难度^[3-9]。

2 竖井工法及结构型式

2.1 竖井工法和支护体系

竖井通常有顺作法、逆作法,以及特殊情况下的“逆作法+止水帷幕”等施工方法。施工前,先对

竖井的地质条件、水文条件、实施难度、基坑稳定性、结构稳定性及降水隔水措施等进行了风险评估。根据 GB 50652—2011《城市轨道交通地下工程建设风险管理规范》,采用基于信心指数的专家调查法和模糊层次综合评估方法进行风险评估。评估结果见表 1。

表1 模糊层次综合风险评估结果

施工方法	风险概率等级值	风险后果评估值	施工阶段安全风险度	风险等级
顺作法	3.289	3.429	11.285	高风险
逆作法	3.078	3.279	10.093	高风险
逆作法+止水帷幕	2.816	2.784	7.840	中风险

根据风险评估结果,“逆作法+止水帷幕”的施工方法存在中风险,一般无需采取风险处理措施,但应予以监测。因此,本竖井采用逆作法施工,其主体结构采用钢筋混凝土地下连续墙,外围采用素混凝土地下连续墙,并结合地层注浆及区域降水等措施。

2.2 竖井结构型式

基于隧道地层地质条件,为最大限度避免左、右线隧道在施工及运营阶段的相互影响,两线隧道结构净距按不小于 2 倍洞径(洞径为 6.2 m)控制,线间距为 18~20 m。

为满足盾构施工期间进井接收、拆解吊出等需求,兼顾运营期间联络通道及通风排烟等功能,竖井长边及深度应能涵盖左、右线隧道,短边结合竖井使用功能及设备摆放布置,采用五层框架结构、悬挂式隔水帷幕的逆作法复合墙体系。竖井整体结构型式见图 2。

3 降水及阻隔水措施对竖井结构影响的数值分析

竖井地质环境复杂,毗邻黄河,水位较高,砂卵石地层渗透系数大,有必要模拟计算多种降水和阻隔水措施工况并综合比较。按逆作法实施条件,结合现场情况拟定 4 种工况(见表 2)。

经综合分析,竖井施工采用坑内+坑外联合降水方式,其降水井位布置如图 3 所示。

3.1 数值模型及参数

竖井空间尺寸为 33.0 m×21.0 m×45.5 m(长×宽×高),止水帷幕尺寸为 46.0 m×34.4 m×51.1 m(长×宽×高)。按照竖井实际尺寸建模,土体边界的长、宽、高分别为 150 m、100 m 和 120 m。土

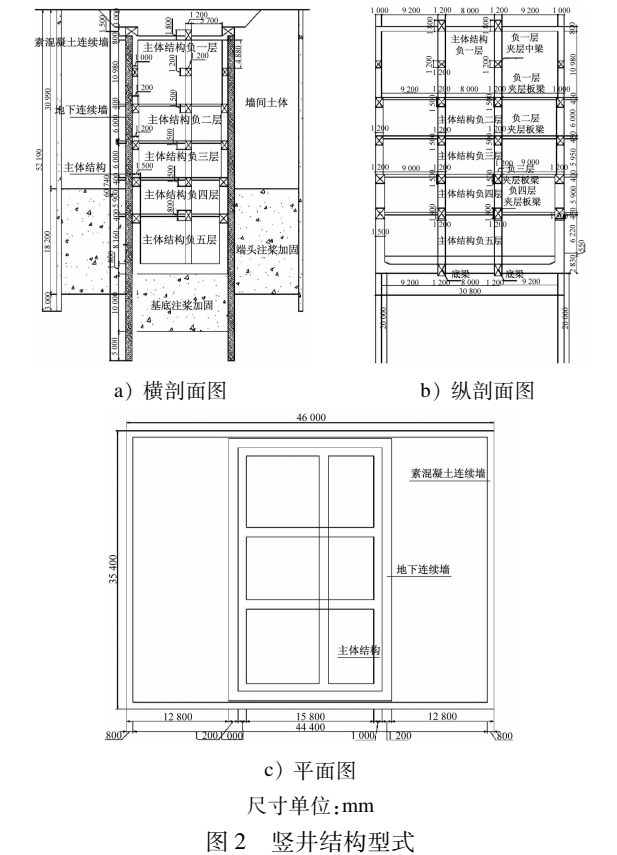


表 2 模拟工况	
工况	施工措施
一	无辅助工法,坑底注浆,井内抽水
二	井外降水 10 m,坑底注浆,井内抽水
三	井外降水 20 m,坑底注浆,井内抽水
四	外围悬挂止水帷幕,竖井端头和坑底注浆,帷幕外围降水 20 m,井内抽水

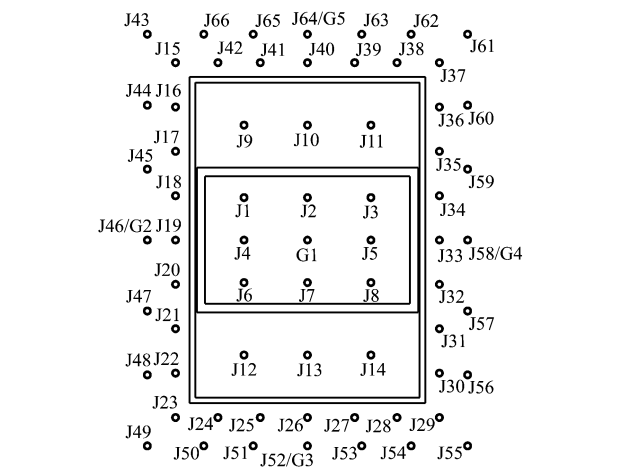
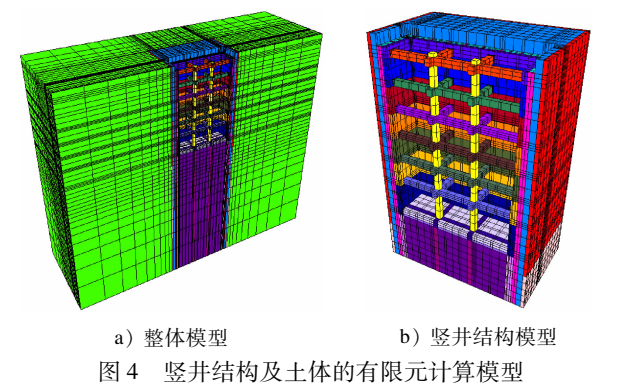


图 3 降水井位布置平面图

体模型采用实体单元。考虑地下水渗流场和应力场耦合,地下水按等向流体考虑。初始地下水位线位于地面下约 10.4 m。模型四周施加相同的透水

边界,底面和侧面施加法向位移约束。有限元计算模型如图 4 所示。



3.2 施工步骤模拟

竖井按逆作法施工,首先,施作外侧素混凝土连续墙和内侧竖井结构地下连续墙;然后,竖井外侧降水至设计深度,逐步开挖并施作主体结构各层的纵梁、横梁、柱和侧墙,直至底部封底;最后,浇筑各层楼板并回填覆土。在初始阶段降水和每次开挖井内降水后,均进行渗流场和应力场耦合平衡计算。各工况具体施工的计算模拟见表 3。

3.3 连续墙水平位移

以工况一为例,计算各阶段连续墙水平位移(见图 5)。根据表 3,计算节点 1 为开挖至负一层,计算节点 2 为开挖至负三层,计算节点 3 为开挖至负五层,计算节点 4 为竖井回填。

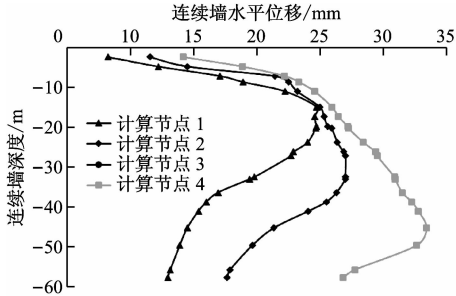


图 5 工况一各开挖阶段连续墙水平位移

随着竖井不断向下开挖,围护结构地下连续墙外侧承受的主动土压力越来越大,连续墙逐渐向坑内倾斜,水平位移也越来越大。在计算节点 1~3 中,连续墙最大水平位移均出现在开挖处附近。在计算节点 3 中,连续墙最大水平位移发生在负五层。计算节点 3 和 4 的水平位移变化曲线基本重合,表明连续墙水平位移在基坑开挖完毕(计算节点 3)之后已经基本稳定,回填竖井顶部土体和施作井内各层中板不影响连续墙的水平位移。

表 3 不同工况下的模拟计算表

计算阶段	工况一	工况二	工况三	工况四	计算节点
1	两场（地应力场和渗流场）耦合平衡计算	同工况一	同工况一	同工况一	
2	开挖 2.5 m 厚表层土体，两场耦合平衡计算	同工况一	同工况一	同工况一	
3	施作地下连续墙，模拟柔性接头，耦合平衡计算	同工况一	同工况一	施作地下连续墙，模拟柔性接头，后施作外围地下连续墙；两场耦合平衡计算	
4	坑底注浆止水，井内抽水，开挖土体 2 m，施作顶板梁和侧墙，两场耦合平衡计算	坑外降水 10 m，坑底注浆止水，井内抽水。开挖土体 2 m，施作顶板梁和侧墙；模拟计算	坑外降水 20 m，坑底注浆止水，井内抽水。开挖土体 2 m，施作顶板梁和侧墙；模拟计算	外围降水 20 m，端头加固及坑底注浆止水，井内抽水。挖土 2 m，顶板梁和侧墙；模拟计算	
5	挖土 5.9 m，施作顶板梁和侧墙，模拟计算	同工况一	同工况一	同工况一	
6	开挖土体 5.7 m，施作负一层底板梁和侧墙，两场耦合平衡计算	同工况一	同工况一	同工况一	计算节点 1
7	开挖土体 6.4 m，施作负二层底板梁和侧墙；两场耦合平衡计算	同工况一	同工况一	同工况一	
8	开挖土体 6.4 m，施作负三层底板梁和侧墙，两场耦合平衡计算	同工况一	同工况一	同工况一	计算节点 2
9	开挖土体 6.3 m，施作负四层底板梁和侧墙，两场耦合平衡计算	同工况一	同工况一	同工况一	
10	挖土 9.1 m，施作底板梁和侧墙，模拟计算	同工况一	同工况一	同工况一	
11	施作竖井底板	同工况一	同工况一	同工况一	计算节点 3
12	施作各层中板及顶板	同工况一	同工况一	同工况一	
13	回填土体，恢复地表	同工况一	同工况一	同工况一	计算节点 4

4 种工况下的连续墙最大水平位移统计见表 4。4 种工况的降水和阻隔水策略不同，计算的围护结构水平位移差别很大。这表明不同的降水及堵水方式改变了基坑原有的水土压力分布状态，从而改变了围护结构的变形和位移。

表 4 连续墙各工况最大水平位移表	
工况	最大水平位移/mm
一	33.53
二	26.05
三	19.83
四	13.78

工况四在工程前期施做了外围止水帷幕，并采用端头加固止水、坑底注浆和井内抽水等组合措施，极大改善了连续墙受力状态，使其水平位移最小，其围护结构更加安全。

3.4 连续墙弯矩

由工况一的连续墙弯矩曲线（见图 6）可知，连

续墙竖向弯矩呈现中间大两头小的分布态势。随着井内土体开挖，连续墙受到的土压力越来越大，所受弯矩也不断增加。最大内力作用点随开挖深度沿墙体深度方向移动。弯矩在负四层一负五层

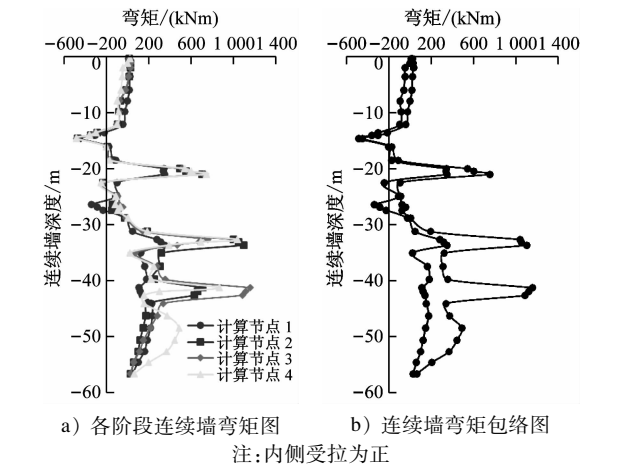


图 6 工况一的连续墙弯矩曲线图

处达到最大值(1 155 kNm)。在连续墙底部嵌固端,弯矩逐渐减小至趋近于零。井内各层横纵梁起到了支撑作用,避免了竖井开挖过程中围护结构的内力过大。各工况连续墙弯矩计算结果见表 5。

表 5 各工况连续墙弯矩计算表

工况	最大弯矩/(kNm)	比工况一减小的比率/%
一	1 138	0
二	1 047	8.0
三	857	24.7
四	709	37.7

4 种工况因降水及阻隔水策略不同,围护结构竖向弯矩计算值差别很大。这表明不同的降水及堵水方式改变了基坑原有的水土压力分布状态,进而影响了结构受力。井外降水后,基坑部分孔隙水压力减小,而土体总应力不变,则土体的有效应力增加,土体强度增加,从而使围护结构受到的水压力减小,总体侧压力减小。随着降水深度增大(工况一—工况三),连续墙最大竖向弯矩减小,尤其是上部弯矩减小明显。工况四于工程前期施作外围素混凝土连续墙止水帷幕,并在端头加固止水和坑底注浆,极大改善了连续墙受力状态,故其连续墙计算弯矩最小,结构更加安全。

3.5 主体结构侧墙弯矩计算

当竖井采用逆作法实施时,受空间作用影响,侧墙会产生两个方向的弯矩:竖向弯矩和横向弯矩。对各工况侧墙的长边弯矩进行计算。考虑到各层侧墙的厚度差异和施做时序,计算负一层、负三层(负二层和负三层墙体厚度一样)、负四层及负五层侧墙中部横向弯矩。侧墙竖向弯矩选自侧墙跨中位置,计算截面分布见图 7。

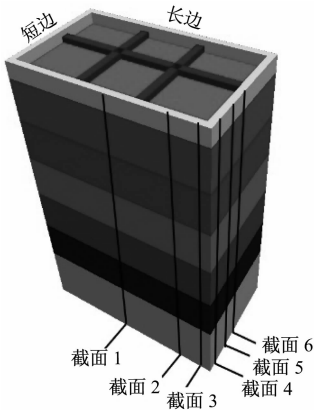
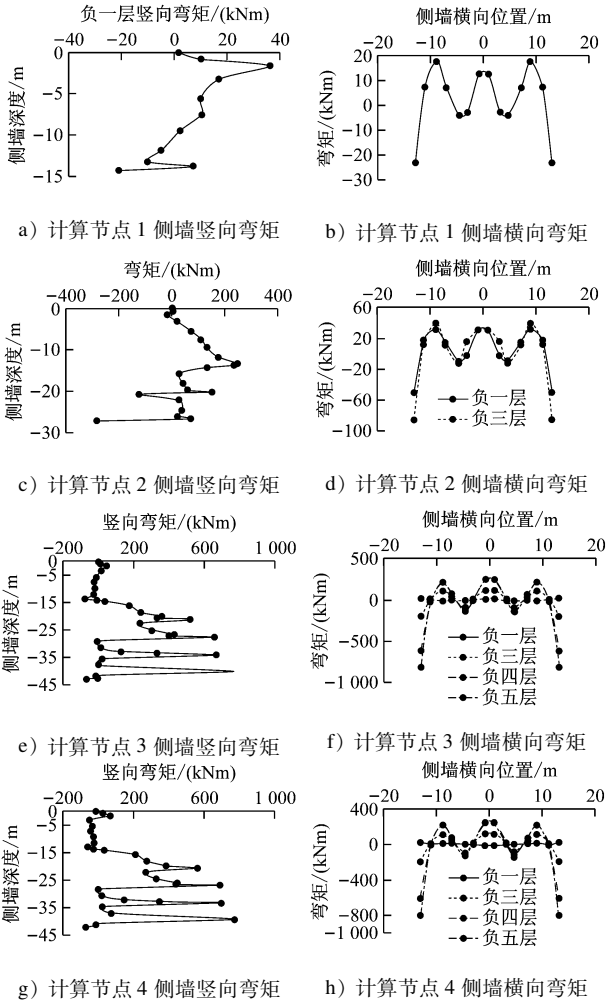


图 7 侧墙弯矩示意图

以工况一为例计算,结果见图 8。由图 8 可知,随着竖井土体逐步开挖,主体结构侧墙不断施作并



注:内侧受拉为正

图 8 工况一下的主体侧墙弯矩

逐渐参与承担荷载。由于连续墙的墙体分幅之间存在接头,故其力学效应主要体现在竖向弯矩。从计算结果看,主体结构侧墙为双向板,其竖向弯矩较大,侧墙横向弯矩随着墙体深度的增加而增加,并在负四层和负五层达到最大;主体侧墙存在相对滞后施作特性,其竖向弯矩最大值发生在负四层。

各工况下的弯矩计算结果见表 6。竖井地下连续墙承担了较大的竖向弯矩;主体侧墙承担了较大的横向弯矩。4 种工况的降水及阻隔水策略不同,计算的主体侧墙竖向弯矩差异很大。这表明不同的降水及堵水方式改变了坑外水土压力分布状态,

表 6 主体侧墙各工况弯矩计算表

计算工况	最大竖向弯矩/(kNm)	最大横向弯矩/(kNm)
一	768.0	243.7
二	551.0	151.5
三	513.0	111.4
四	449.0	109.8

进而改变了侧墙受力。随着井外降水深度增加,侧墙横、竖向弯矩减小,在采用外周帷幕止水和基底注浆加固后,横向弯矩进一步减小。

4 现场测试验证

奥一世区间竖井从2015年7月2日开始进行地下连续墙内力监测^[10-11],至2016年3月2日结束,历时240 d。测点分别布置于地下连续墙顶部以下5.0~55.0 m处,间隔5 m布置1处。选取监测点QL02、QL05的数据,绘出地下连续墙实测内力曲线与计算内力曲线(如图9所示)。

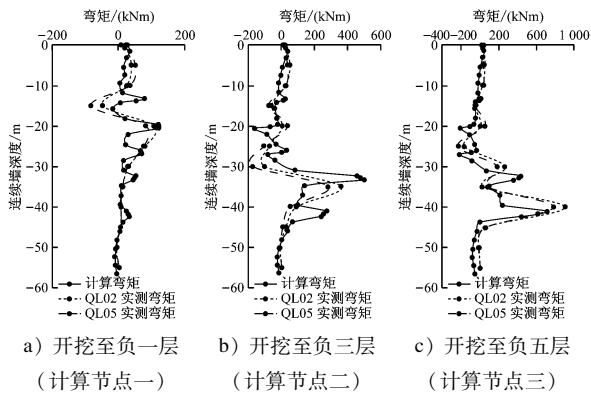


图9 不同阶段地连墙内力实测值与计算值对比

由图9可见,当竖井开挖至负一层、负三层和负五层底板时,地下连续墙的弯距计算值与实测值基本相符,且负一层至负三层的内力在开挖前四层时基本保持稳定,最大正弯矩出现在-40.0 m附近(即负五层侧墙中部位置)。当竖井开挖至负五层时,实测弯矩比计算弯矩要大些。经分析,模拟计算中,降水及地层注浆加固等措施的计算参数选得偏于理想化,而在实际现场操作中很难实现完全理想化,尤其在高水压强透水的砂卵石地层,降水及注浆加固的效果会打折扣,很难形成理想的均质完整加固区域。

竖井实际配筋按平面应变进行计算,其设计内力大于三维数值分析值和现场测试值,故工程安全有保证。

5 结论

(1)兰州地铁区间隧道下穿黄河岸滩的深竖井位于巨厚状强透水的砂卵石地层,毗邻黄河。竖井

平面尺寸33 m×21 m,井深45.5 m。恶劣的建设环境罕遇,具有较大的实施难度和工程风险。

(2)位于巨厚状强透水大颗粒砂卵石地层的深大竖井工程,采用了悬挂式隔水帷幕,以整体逆作、分层顺筑施工,并采用复合墙结构体系,有效确保了工程安全修建。

(3)针对竖井不同的降水及阻隔水措施,对围护结构地下连续墙及主体侧墙结构进行受力分析,提出了“竖井主体地下连续墙+外围地下连续墙+地层注浆+区域降水”的组合支护体系。

(4)对地下连续墙及主体侧墙的位移和弯矩进行计算分析,在设置多道隔水帷幕并采取有效降水及基底注浆加固等措施后,墙体结构受力性能明显改善,确保了施工期间及建成运营的安全。

(5)计算分析与现场测试的总体规律基本相符,因实际降水及地层注浆加固效果与计算选取参数的差异,现场实测弯矩相比计算值略大,但仍在工程设计安全范围内。

参考文献

- [1] 夏安琳. 软弱地质深竖井施工[J]. 现代隧道技术, 2005, 42(4): 55.
- [2] 王明胜, 倪冰玉. 软弱地层超深竖井的设计与施工[J]. 地下空间与工程学报, 2008, 4(4): 711.
- [3] 姚天强, 石振华, 曹惠宾, 等. 基坑降水手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006.
- [4] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- [5] 定培中, 肖利, 李威, 等. 深厚透水性地层中大型深基坑降水方案设计探讨[R]. 武汉: 长江科学院, 2012.
- [6] 肖利, 张伟, 定培中. 南水北调穿漳工程基坑降水试验及降水方案研究[R]. 武汉: 长江科学院, 2010.
- [7] 杨建民, 郑刚, 焦莹. 天津站抽水试验数值反演分析[J]. 土木工程学报, 2010, 43(9): 125.
- [8] 娄荣祥, 周念清, 赵娜. 上海地铁11号线徐家汇站深基坑降水数值模拟[J]. 地下空间与工程学报, 2011, 7(5): 908.
- [9] 张民庆, 张文强, 孙国庆. 注浆效果检查评定技术与应用实例[J]. 岩土力学与工程学报, 2006(增刊2): 581.
- [10] 马玉龙. 浅谈深基坑监测方案[J]. 北京测绘, 2016(1): 144.
- [11] 吴其泰, 程康, 刘阳, 胡冬冬. 浅谈某深基坑的水平位移监测技术[J]. 土工基础, 2012, 26(5): 93.

(收稿日期: 2017-04-20)