

· 港口 ·



某港区事故应急池超深圆筒结构 地下连续墙支护计算

顾宽海¹, 陈梦¹, 李仁宝², 谢万东³

(1. 中交第三航务工程勘察设计院有限公司, 上海 200032; 2. 山东港日照港集团有限公司, 山东 日照 276800;
3. 中交第四航务工程勘察设计院有限公司, 广东 广州 510290)

摘要: 圆形地下连续墙支护结构具有三维拱效应, 抵抗变形和承载能力较好, 逐渐应用于基坑工程, 但也面临墙身受力变形复杂、计算方法多样、环向刚度取值不确定等问题。本文以岚山港区直径 65 m 圆形事故应急池地连墙支护为例, 分别采用环向等效刚度二维 m 值法和三维 m 值法建模分析, 对比实测数据, 结果表明: 此类结构空间效应强, 二维计算的侧向变形、竖向弯矩偏大, 三维计算更真实模拟开挖过程; 当采用二维 m 值法计算时, 环向刚度折减系数宜取 0.8, 采用三维 m 值法计算时宜取 0.5; 当采用圆形地连墙支护时, 墙后采用静止土压力计算较为合理。

关键词: 圆形地下连续墙; 环向等效刚度; 二维 m 值法; 三维 m 值法; 环向刚度折减系数

中图分类号: TU473; U65

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2023)09-0021-07

Calculation of diaphragm wall support in deep cylindrical structures for emergency pool in port areas

GU Kuanhai¹, CHEN Meng¹, LI Renbao², XIE Wandong³

(1. CCCC Third Harbor Consultants Co., Ltd., Shanghai 200032, China; 2. Shandong Port Rizhao Port Group Co., Ltd., Rizhao 276800, China;
3. CCCC-FHDI Engineering Co., Ltd., Guangzhou 510290, China)

Abstract: The circular underground diaphragm wall supporting structure with three-dimensional arch effect is gradually used in foundation pit projects because of its better resistance to deformation and load-bearing capacity. But it also faces problems such as complex force deformation of the wall, various calculation methods, and uncertainty in the value of circumferential stiffness. In this paper, taking the 65 m diameter circular accident emergency pool ground connection wall support in Lanshan port area as an example, the two-dimensional m -value method and the three-dimensional m -value method were used to model and analyze considering the annular equivalent stiffness respectively, and compared with the actual measured data. The results show that the structures have strong spatial effects, and the lateral deformation and vertical bending moment derived from two-dimensional calculation are relatively large, while three-dimensional calculation can more realistically simulate the excavation process. When the two-dimensional m -value method is used, it is more appropriate to take 0.8 for the circumferential stiffness reduction factor, and 0.5 for the three-dimensional m -value method. When the circular ground link wall support is used, it is more reasonable to use static earth pressure after the wall.

Keywords: circular diaphragm wall; annular equivalent stiffness; two-dimensional m -value method; three-dimensional m -value method; circumferential stiffness reduction factor

圆形地连墙支护结构具有三维拱效应, 将作用于墙后部分荷载转移为墙身环向轴力, 发挥混

凝土抗压优势, 逐渐应用于港口、桥梁及城市地下设施等^[1-3] 基坑工程。此类地连墙空间效应明

收稿日期: 2022-12-14

作者简介: 顾宽海 (1973—), 男, 教授级高级工程师, 硕士生导师, 从事总图及水工设计和研究工作。

显,且现场分幅施工,槽段之间衔接存在接缝不连续等问题,因此圆形支护地连墙受力变形复杂,如何准确求解墙身的内力与变形,为工程实践提供可靠依据尤为关键。

圆形支护地连墙计算方法主要有 3 种^[4],包括竖向弹性地基梁法、空间弹性地基板法及三维地层有限元分析法。竖向弹性地基梁法和空间弹性地基板法基于将土体、支撑构件以等效弹簧附着于围护墙,属于荷载结构分析方法,是目前工程设计常用的计算方法为 JTJ 303—2003《港口工程地下连续墙结构与施工规程》^[5]所推荐;三维地层有限元分析法则通过土与结构耦合作用来模拟基坑开挖过程。关于前两种计算方法及环向刚度削减问题,一些学者结合工程实例开展了研究与分析,刘树勋^[6]在秦皇岛港煤炭码头翻车机房圆形基坑工程中提出采用竖向弹性地基梁法计算,并以地连墙基床系数替代圆拱作用。王卫东等^[7]在上海世博地下变电站基坑工程中提出采用三维弹性地基板法分析地连墙变形和内力。陈富强等^[8]采用有限元模拟分析得出接头刚度和偏压范围对环向刚度折减系数 α 的影响较大。崔剑锋等^[9]通过力学试验研究提出环向刚度折减系数 α 与槽段长度、缝宽、接缝与混凝土刚度有关,并从接缝应力-应变曲线中推导出环向刚度修正系数。

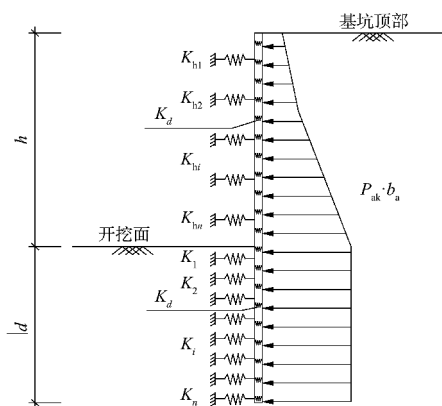
综上,圆形支护地连墙受力变形计算方法多样,折减系数 α 取值不确定,实践中往往取最小值,造成安全度过大,因此亟待进一步完善和研究。本文以岚山港区直径 65 m 圆形事故应急池地连墙支护为例,分别采用平面弹性地基梁法和空间弹性地基板法进行计算,研究不同折减刚度工况下地连墙变形、弯矩、轴力的变化规律,对比实测结果,为类似工程提供借鉴和参考。

1 圆形地连墙计算方法

1.1 平面弹性地基梁法

平面弹性地基梁法是围护结构受力分析普遍

采用的一种方法,又称二维 m 值法,分析模型见图 1。与直线形支护地连墙不同,圆形支护地连墙有明显的空间效应,单纯简化为平面问题求解不合理,需考虑环向效应对结构受力的有利作用,把部分荷载转移至环向拱结构,使设计趋于经济合理。在平面问题计算中,圆形墙身的环向效应用沿墙深度方向的分布弹簧替代,单位宽度墙身环向等效刚度按式(1)计算,墙身环向轴力按式(2)计算。



注: $K_{h1}, K_{h2}, \dots, K_{hn}, K_{h0}$ 为支撑刚度; K_d 为地墙环向刚度; $K_1, K_2, \dots, K_i, K_n$ 为土体刚度; $P_{ak} \cdot b_a$ 为墙后水土压力

图 1 平面弹性地基梁法分析模型

$$K_d = \alpha \frac{Eb}{R_0^2} \quad (1)$$

$$N_d = \alpha \frac{Eb\Delta R_0}{R_0} \quad (2)$$

式中: K_d 为墙身环向等效刚度; N_d 为墙身环向轴力; E 为混凝土弹性模量; α 为环向刚度折减系数,规范取值为 0.5~0.7; b 为墙身厚度; R_0 为墙身中心线半径; ΔR_0 为墙身中心线半径变形量。

1.2 空间弹性地基板法

空间弹性地基板法是一种空间结构分析方法,其计算原理同平面弹性地基梁法,又称三维 m 值法。该方法反映圆筒结构整体性的有利影响,特别是有明显空间效应的基坑工程,可建立空间结构模型求解,见图 2。以无底板的圆筒结构为分析对象,坑外主动区土体采用土压力分布作用于墙体,坑底以下被动区土体模拟为一系列独立弹簧支座。

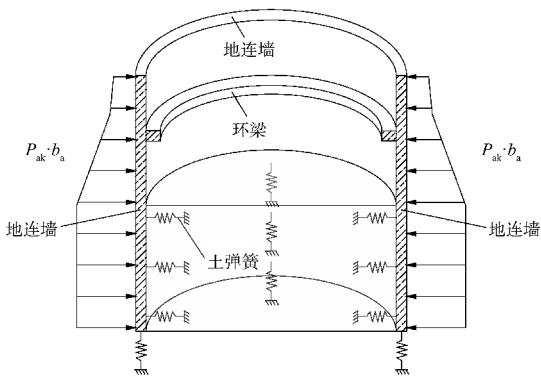


图 2 空间弹性地基板法分析模型

围护结构内力分析也可选用三维地层有限元分析方法, 但涉及的计算参数较多, 取值难度高, 不易求得理想结果, 并对计算机的运算能力要求较高。

2 案例分析

2.1 工程概况及支护方案

日照港岚山港区原油码头三期工程事故应急池, 作为港区意外事故后原油储罐外溢物料、消防事故水等收集的地下储存空间。应急池结构形式为直径 65 m 的地下圆筒结构, 采取基坑开挖施工, 挖深 18.4 m。场地周边邻近海侧外护岸, 最近处距离基坑边约 40 m, 在 2 倍挖深范围外, 可按陆上基坑考虑^[10-11]。

场地位于岚山港作业区, 地势较为平坦, 原为海域, 后经人工冲填形成陆域, 基坑开挖影响范围内土层主要为人工冲填土、黏性土以及风化岩等, 其中②₁ 层黏土为海相沉积层, 土性较差, 各土层物理力学参数见表 1。表层冲填土渗透性强, 水力直接与外海连通, 受潮汐影响明显, 场地潜水水位变化幅度较大。因此基坑外设计水位取极端高、低潮位, 分别为 6.48 和 -0.55 m。

基坑围护结构采用地下连续墙两墙合一的做法, 既是应急池池壁主体结构, 也作为开挖时的临时支护。围护结构共划分 41 个槽段, 每幅墙段厚 1.2 m、宽 5.07 m。水平向设置 1 道帽梁、2 道环梁支撑, 与池壁形成完整的支护体系, 抵挡坑外水土压力。圆形基坑支护剖面见图 3。

表 1 土层主要物理力学参数

土层名称	$\rho/$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	$C_{eq}/$ kPa	$\varphi/$ ($^{\circ}$)	$k/$ ($10^{-7} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$)	$m/$ ($\text{MN} \cdot \text{m}^{-4}$)
填土	19.9	27.3	8.6	—	3.0
碎石填土	21.0	0.0	30.0	—	4.0
黏性土填土	18.7	14.5	16.7	6.2	3.0
黏土	17.6	10.7	15.0	2.1	3.0
粉质黏土	19.8	20.6	19.4	1.8	4.5
强风化岩	22.0	80.0	27.0	—	10.0
中等风化岩	23.0	120.0	35.0	—	12.0

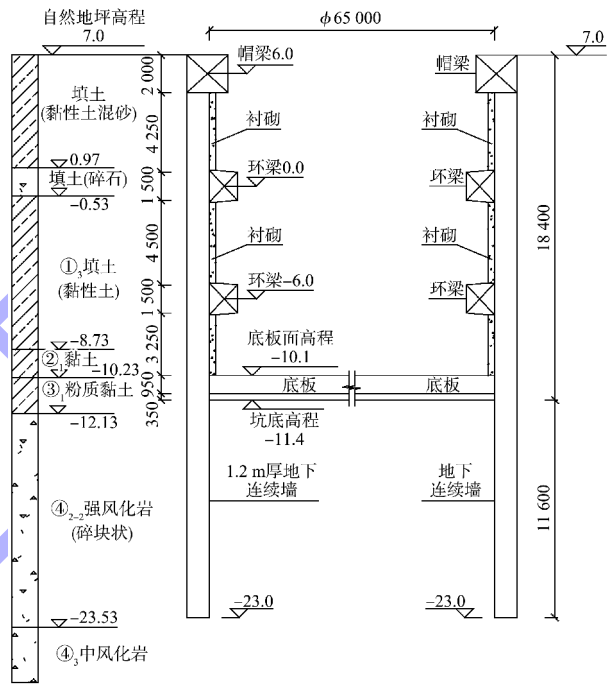


图 3 圆形基坑支护剖面 (尺寸: mm; 高程: m)

2.2 二维 m 值法地连墙变形与内力分析

二维 m 值法地连墙受力变形分析应用理正深基坑软件, 取单位宽度墙体, 建立二维断面计算模型, 按照 JGJ 94—2008《建筑桩基技术规范》, 墙体竖向刚度折减系数取 0.85, 环向刚度折减系数 α 取 0~1.0 内多个工况, 坑外作用的土压力按静止土压力计算, 土层参数见表 1。 α 取 0~1.0 地连墙的侧向变形曲线见图 4, 整体呈现中间鼓肚的抛物线形, 由于坑底进入风化岩层, 最大值出现在坑底以上一定范围。当不考虑圆形的环向效应 ($\alpha=0$) 时, 变形明显增大, 达到 36.90 mm, 超出 0.18% h 变形控制要求。当 α 值在 0.3~1.0 时, 侧向变形普遍较小, 均控制在 20.00 mm 以内, 因此圆形地连墙自身抗变形能力显著。但随 α 值的

提高,侧向最大变形从 18.31 降至 9.81 mm,变形降幅并不明显。

由表 2 可知,直线形地连墙($\alpha=0$)工况,竖向弯矩 M_{\max} 高达 2.602 MN·m,因此要求地连墙有较高的配筋率,大大增加了工程造价,影响工效。而圆形地连墙($\alpha \neq 0$)工况,竖向弯矩 M_{\max} 大幅度下降,当 α 值从 0.3 提高至 1.0 时,墙体竖向弯矩 M_{\max} 从 1.840 降至 1.248 MN·m,环向轴力 N_{\max} 从 6.084 增至 11.409 MN,逐渐发挥环向抗压能力,可见圆形地连墙自身承载能力显著。

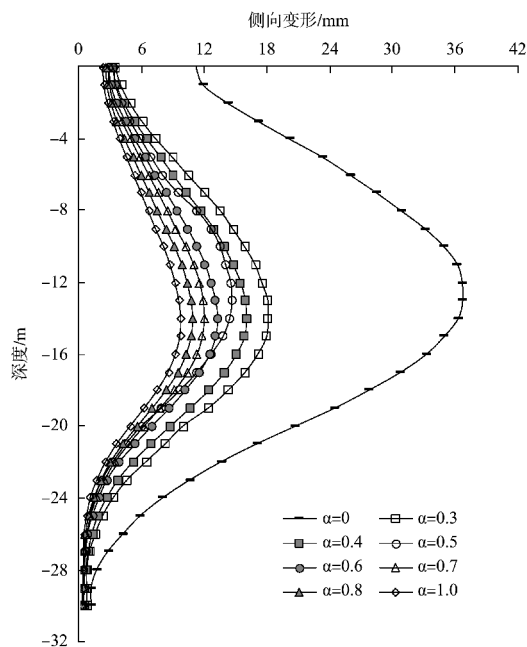


图 4 地连墙侧向变形曲线

表 2 二维 m 值法地连墙竖向、环向内力

环向刚度 $K_d/(MPa \cdot m^{-2})$	折减 系数 α	竖向变形 S_{\max}/mm	竖向弯矩 $M_{\max}/(MN \cdot m)$	环向轴力 N_{\max}/MN
35.7	0.0	36.90	2.602	-
	0.3	18.31	1.840	6.084
	0.4	16.08	1.695	7.124
	0.5	14.61	1.599	8.490
	0.6	13.25	1.505	9.246
	0.7	12.05	1.396	9.810
	0.8	10.93	1.337	10.169
	1.0	9.81	1.248	11.409

2.3 三维 m 值法地连墙变形与内力分析

利用 Midas GTS 软件进行三维 m 值法计算^[12-15],地连墙采用壳单元建模,帽梁、环梁采用梁单元;坑底以下被动区土体采用弹簧单元;

地墙底采用竖向弹簧单元;主动区土体以荷载形式进行添加,建立空间结构模型。模型参数地连墙竖向刚度折减系数取 0.85,环向刚度折减系数取 0.3~1.0 的多个工况,墙后荷载采用静止土压力,地下水位取极端高水位,分布曲线见图 5。

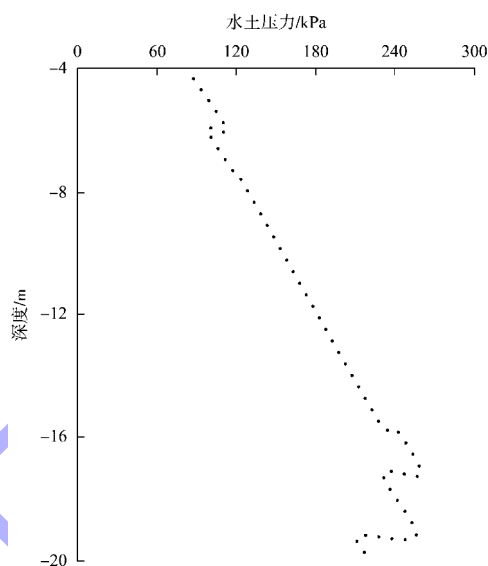
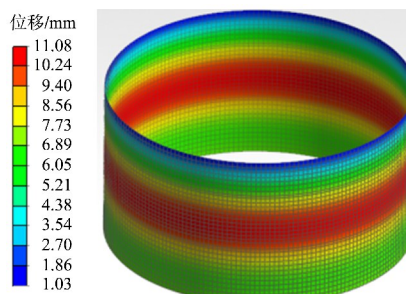


图 5 墙后静止水土压力计算值分布

α 值为 0.5 工况下模型非线性静力计算结果见图 6。地连墙侧向变形为 1.03~11.08 mm,竖向弯矩为 -90.55~664.29 kN·m,环向轴力为 -6 138.79~39.87 kN。由表 3 可知, α 值提高至 1.0 时,侧向最大变形从 15.50 降至 7.32 mm,环向最大轴力从 5.391 增至 7.690 MN 并趋于稳定,竖向弯矩整体较小,整体在 1.000 MN·m 以下。

对比二维 m 值法计算结果,三维 m 值法的变形值略小,相差约 20%,环向轴力值随折减系数增大逐渐拉开,相差 10%~30%,但竖向弯矩大幅减小,仅为二维 m 值法的 40% 甚至更小,体现了较强的空间效应,与实际受力更接近。



a) 地连墙侧向位移

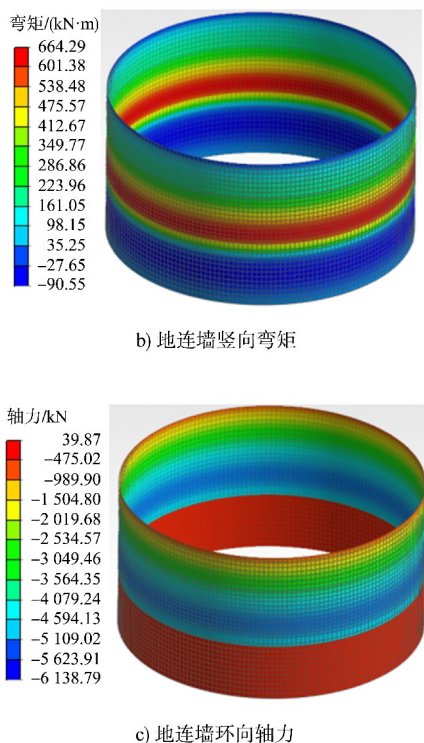


图 6 α 值为 0.5 工况下模型非线性静力计算结果

表 3 三维 m 值法地连墙竖向、环向内力				
环向刚度 $K_d/(\text{MPa}\cdot\text{m}^{-2})$	折减 系数 α	竖向变形 S_{\max}/mm	竖向弯矩 $M_{\max}/(\text{kN}\cdot\text{m})$	环向轴力 N_{\max}/kN
35.7	0.3	15.50	1 099	5 391
	0.4	13.08	855	5 790
	0.5	11.08	664	6 139
	0.6	9.25	492	6 508
	0.7	8.30	396	6 755
	0.8	7.58	317	7 004
	1.0	7.32	193	7 690

3 工程实施情况及数据对比

3.1 实施情况

工程地连墙施工深度范围内土层含砂土和碎石，成槽施工时易发生坍塌现象，现场采用双轮铣成槽施工工艺，从而保证地连墙的施工质量。地连墙槽段施工接头采用圆形锁扣管接头。工程于 2022 年 1 月底开工，随后进入地连墙、旋喷桩等施工阶段，为后续土方开挖创造有利的条件。

3—5 月完成基坑开挖，大大缩短了基坑暴露时间。目前应急池主体结构已顺利完成施工。

3.2 实测数据对比分析

3.2.1 侧向变形

基坑开挖施工期间，测斜孔、钢筋应力、墙后水土压力监测点平面布置见图 7。地连墙各开挖阶段侧向变形曲线见图 8，在开挖至坑底工况时，实测地连墙侧向变形最大值为 9.87~20.25 mm，平均为 14.00 mm，变形值相对较小，满足 30 mm 变形控制要求。 C_3 测点位移最大，达到 20.25 mm，实测曲线中间鼓肚现象明显，但其余测点整体位移较小，基本在 12.00 mm 范围内。勘察资料显示 C_3 侧点附近土层与其他侧点周边地质无较大差异，因此推测地墙接缝处约束较小导致该测点位移较大。

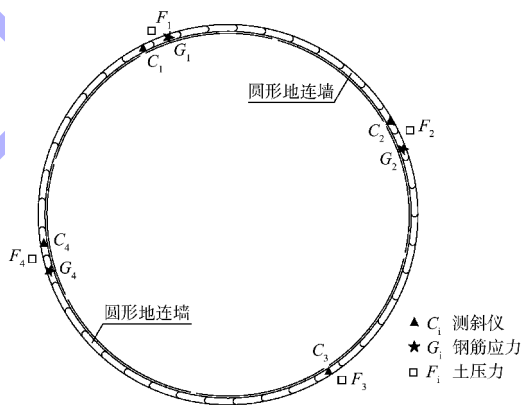


图 7 监测点平面布置

图 8 地连墙变形主要发生在前期开挖工况，达到 10 mm 以后位移增长缓慢，并逐渐趋于稳定，整个变形曲线呈抛物线和悬臂式的组合形态。从变形曲线形态分布和发展规律推测墙体由多片槽段组成，接头处钢筋混凝土非连续，并存在夹泥、微小空隙等，当槽段发生位移时，首先接头受两侧地连墙的环向挤压并趋于闭合；之后墙体位移发展缓慢，整体变形较小时中间鼓肚不明显。

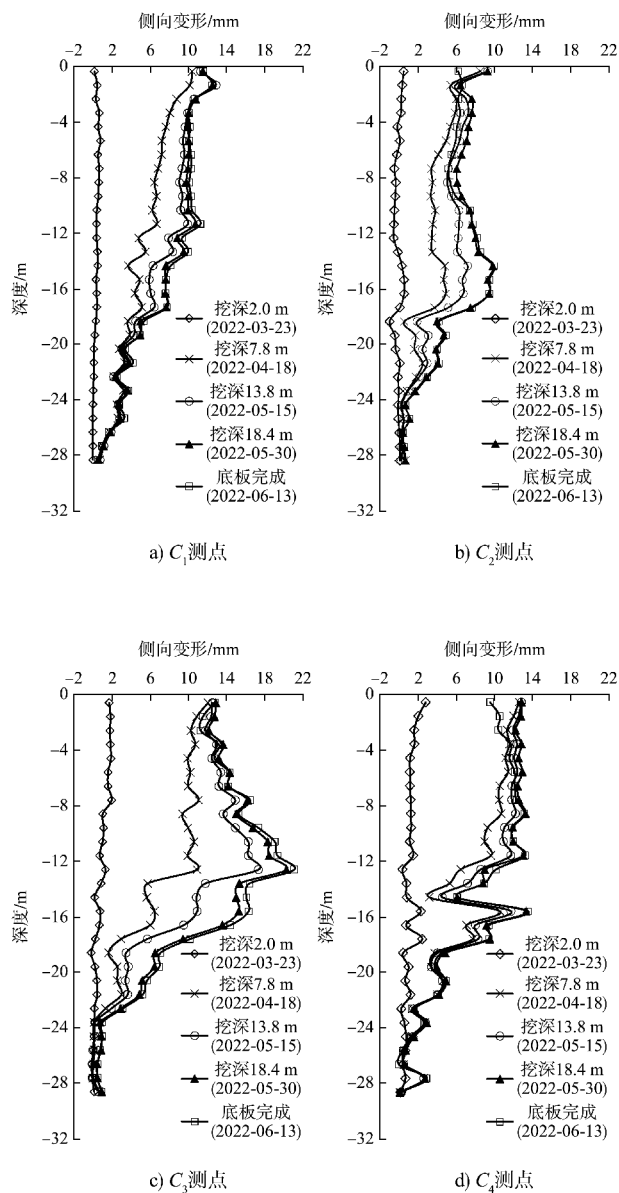


图8 实测地连墙各开挖阶段侧向变形曲线

3.2.2 土压力分布

作用于墙后的水土压力分布见图9, 整个开挖过程0~10 m 深度范围内水土压力较为稳定, 10~19 m 深度范围内水土压力随开挖进行缓慢减小, 但降幅并不明显。 F_3 测点水土压力最小, 符合实测侧向变形相对较大的现象。土压力实测值(图9)与静止土压力计算值(图5)整体吻合, 因此圆形地连墙墙后土压力按静止土压力计算较为合理。

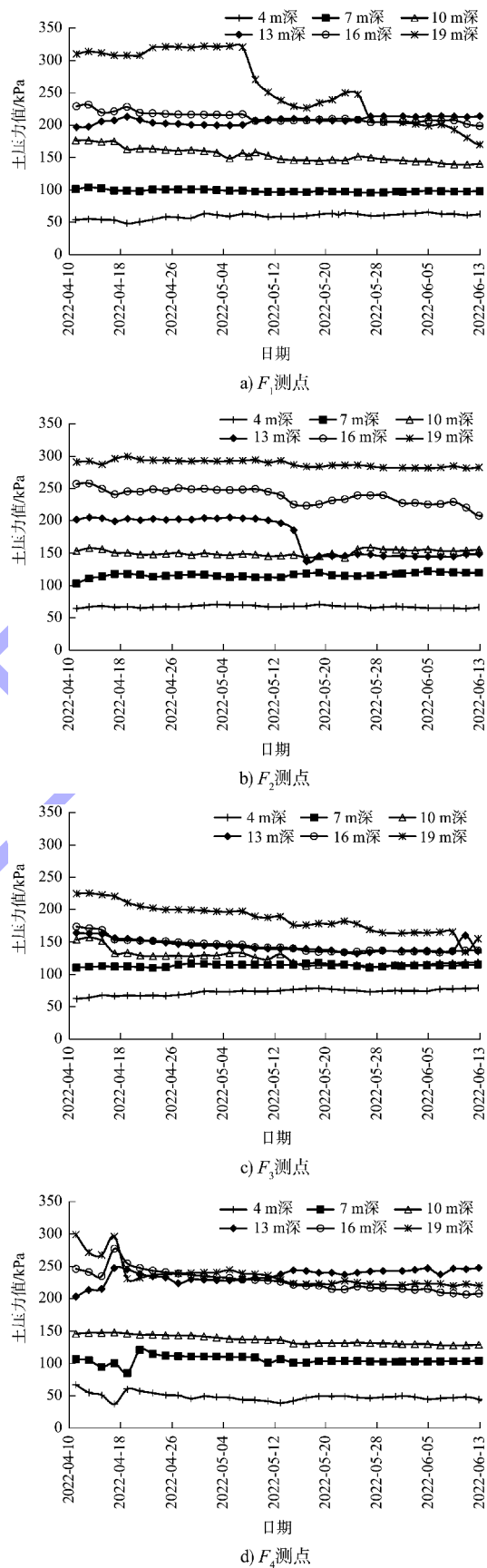


图9 实测墙后各开挖阶段土压力分布

3.2.3 地连墙环向应力

取 $G_1 \sim G_4$ 测点不同深度地连墙水平向钢筋应力平均值,绘制成平均应力历时曲线(图 10)。1、7、13 m 深处水平向钢筋整体处于受压状态,且应力逐渐增大,开挖至坑底时,应力值分别达到 5.52、32.02、37.87 MPa。通过应力转化公式求解,地连墙环向轴力分别为 993、5 763、6 816 kN。表明地连墙发挥出环向拱效应,分担墙体部分荷载,减小竖向弯矩,提高了墙身承载能力。

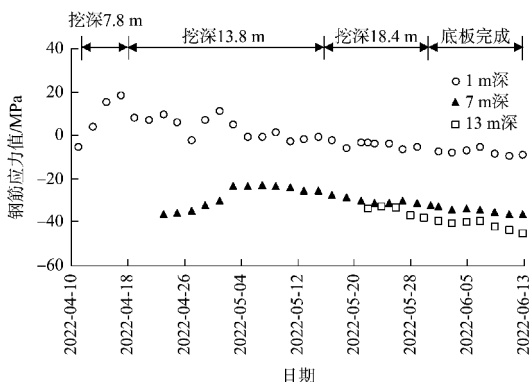


图 10 地连墙水平向钢筋平均应力历时曲线

通过上述实测地连墙变形、水平向钢筋应力数据与计算值对比分析,三维 m 值法模型计算时环向刚度折减系数 α 取 0.5,二维 m 值法模型计算时环向刚度折减系数 α 取 0.8,结果均与实际基本吻合。

3.2.4 地下水位

开挖施工期间坑外地下水位稳定在 3.53 ~ 5.40 m,依据每月 15 日潮汐资料,绘制了坑外地下水位与潮汐变化趋势,见图 11。坑外地下水位受潮汐影响明显,潜水水位变化幅度较大,因此对于邻近海域的基坑工程,地层与海域连通性较好时,设计需考虑潮位对地下水位的影响。

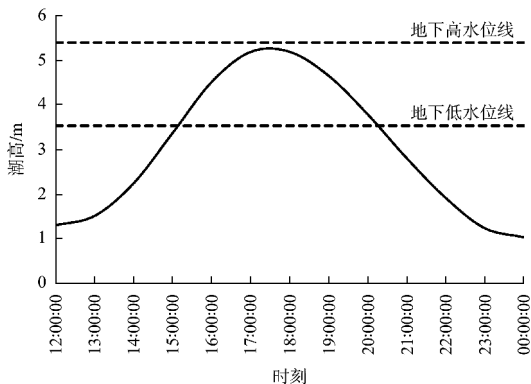


图 11 地下水位与潮汐变化趋势

参照临水深基坑坑外水位的取值,不同规范标准给出相关规定:上海市工程建设规范 DG/TJ 08-61—2018《基坑工程技术标准》规定对于受潮汐影响的基坑,临水侧坑外水位宜取 25 a 一遇高、低潮位;JTS 190—2018《船厂水工工程设计规范》规定对于围堰的坑外水位取设计高、低水位。工程所在海域推算的设计高水位 5.34 m,设计低水位 0.63 m,实测地下高水位略高于设计高水位。本次考虑到基坑规模较大、施工周期相对较长,因而采用极端高、低水位进行计算较为合理。

4 结论

1) 圆形地连墙支护存在三维拱效应,其侧向位移小,荷载往环向转移的力度大,体现出墙身抵抗变形和承载能力好的优势。此类支护结构空间效应强,二维 m 值法计算得到的竖向弯矩偏大,建议采用三维 m 值法可更真实地模拟开挖过程。

2) 圆形地连墙空间效应墙整体侧向位移小,其主要变形发生在开挖前期工况,后期趋于稳定。从土压力实测结果看,设计时墙后土压力按静止土压力计算较为合理。

3) 地连墙槽段之间的衔接存在接缝导致不连续等问题,一定程度上削弱了环向效应,计算分析时须对环向刚度进行一定的折减。二维 m 值法计算时折减系数 α 建议取 0.8,三维 m 值法计算时折减系数 α 建议取 0.5。

4) 港区内基坑表层地基土以人工冲填形成,水力直接与外海连通,受潮汐影响明显,坑外水位建议取港区 25 a 一遇高、低潮位。当基坑规模较大或使用年限有特定要求时,建议取 50 a 一遇极端高、低水位。

参考文献:

- [1] 徐国平,刘明虎,刘化图. 阳逻长江大桥南锚碇圆形地下连续墙设计[J]. 公路, 2004(10): 11-14.
- [2] 徐芳,陈学兵. 超大型圆形地连墙施工新技术[J]. 水运工程, 2004(9): 85-89.

(下转第 64 页)