

山地超深基坑吊脚墙的应用及研究

张昌桔, 杨守臻, 姜金斌

(杭州市市政工程集团有限公司, 浙江 杭州 310014)

摘要: 在山地超深基坑中, 通常是上层为土体、下层为岩体的岩土二元结构。此类基坑常用“吊脚墙”进行支护, 其可利用下部基岩的稳定性, 并可减少围护墙入岩工程量。本文结合大毛坞~仁和大道供水管道工程G1工作井, 采用有限元数值模拟“吊脚墙”围护结构在上层土体和下层岩体开挖过程中产生的变形和内力。分析结果表明: 上层土体和下层岩体开挖期间, 基坑及围护墙的变形和内力均处于可控状态; 下层岩体开挖基本不会对围护墙产生附加内力, 且土体开挖期间, 底部两道支撑对控制围护墙的水平位移具有很好的效果。

关键词: 超深基坑; 吊脚墙; 变形; 内力

中图分类号: TU472

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2019)01-0084-07

作者简介: 张昌桔 (1987 -), 男, 重庆荣昌, 学士, 主要从事隧道与地下工程设计工作。E-mail: 663996093@qq.com。

Application and research of hanging foot wall of deep foundation pit in mountainous area

ZHANG Chang-ju, YANG Shou-zhen, JIANG Jin-bin

(Hangzhou Municipal Engineering Group Co., Ltd.)

Abstract: In the ultra-deep foundation pits in mountains area, there is usually a geotechnical dual structure with the upper layer of soil and the lower layer of rock masses. This kind of foundation is often supported by "hanging wall", which can make use of the stability of lower bedrock and reduce the depth of the wall invading the rock. In this paper, combined with the G1 working well of Da Maowu ~ Renhe Avenue water supply pipeline project, the numerical simulation method of finite element is used to simulate the deformation and internal forces of the upper soil layer and the lower rock masses during the process of excavation at the hanging wall structure. the finite element method is used to simulate the deformation and internal forces the lower rock masses of the "hanging wall" enclosure structure under the situation of excavation of the upper soil. The analysis results show that during the excavation of the upper soil and lower rock masses, the deformation and internal forces of the foundation pit and the retaining wall are under control; the excavation of the lower rock masses will not generate additional internal force to the diaphragm wall, and during the excavation of the lower soil layer, the two supports at the bottom have a good effect on controlling the horizontal displacement of the diaphragm wall.

Key words: ultra-deep foundation pit; hanging wall; deformation; internal force

0 引言

随着经济的高速发展, 城市建设规模不断扩大, 地下空间不断的向着山地发展, 同时其开发的深度也不断的在增加。一般而言, 软土中超过 20 m 深的基坑基本上都采用地下连续墙进行围护, 其支护设计计算理论已比较成熟, 施工技术经验也相对丰富, 其安全性和经济性也得到了社会的广泛认可。但在山地地区, 深度超过 20 m

的基坑相对较少, 由于上覆土层相对较薄, 基坑底往往已在岩层以下数米, 因而会涉及岩土二元基坑的设计。另外, 若山地超深基坑直接按墙体嵌固到坑底以下设计, 由于地墙入岩施工难度大、工效低, 会大大增加工期和工程费用; 同时, 长时间的入岩施工很难确保上部软土槽壁的稳定。因此, 在山地超深基坑设计时, 在确保安全的情况下, 应充分考虑基岩的力学性能, 尽量减少围护墙入岩的工程量。

文中以大毛坞~仁和大道供水管道工程 G1 工作井为依托, 通过有限元软件, 研究吊脚墙在超深岩土二元基坑中的变形和内力, 从而提出设计和施工建议。

1 工程概况

大毛坞~仁和大道供水管道工程上接九溪线、城北线共用段输水隧洞, 通过隧洞和管道输水至杭州祥符水厂和余杭仁和水厂。线路起点为九溪线、城北线共用段隧洞末端, 终点为绕城高速与仁和大道交界处的仁和节点。线路总长 28.6 km, 包括大毛坞~屏峰节点钻爆法施工隧洞(8.0 km)、屏峰节点~留和节点直埋管道(0.4 km)以及留和节点~仁和节点盾构隧洞(20.2 km)。盾构隧道共设 8 个工作井, 分别设置于留和路南、五常大道北、太美农场西、三墩互通北、祥仓路北、汇周路西、西塘河西、仁和大道东。其中 G1 工作井长 35 m, 宽 15 m, 深度为 32.2 m, 属于超深基坑。

2 地质情况

基坑范围从上至下依次为①₀层填土⑧₂层含碎石粉质粘土⑩₁层全风化基岩⑩₂层强风化基岩⑩₃层中风化基岩⑩₄层微风化基岩。土层物理力学参数见表 1。

3 围护方案

基坑挖深 32.2 m, 基岩(微风化泥质粉砂岩)埋深约 12~23 m。基坑采用吊脚墙结构形式围护, 上层土体深 22 m, 基坑宽 16 m, 采用 100 cm 厚地下连续墙, 墙深不小于 24.5 m 且墙底嵌入微风化岩层不小于 1 m, 基坑内部设置四道混凝土支撑和一道预应力锁脚锚索; 下层岩体位于微风化基岩中, 深度为 10.2 m, 宽度为 12.4 m, 两侧预留 1.5 m 宽现状基岩岩肩, 以确保上层土体地连墙的稳定。下层岩体采用砂浆锚杆结合工字钢腰梁进行围护, 坡面设置 30 cm 厚 C20 喷射面层, 内配双层 Φ8@200×200 mm 钢筋网。基坑围护横断面如图 1 所示。

表 1 土层物理力学参数表
Table 1 Mechanical properties of soil

土层	E_s/MPa	μ	$\varphi/^\circ$	c/kPa	容重/($kN m^{-3}$)	平均厚度/m
① ₀ 填土	2	0.4	12	10	18	3.5
⑧ ₂ 含碎石粉质粘土	6.1	0.3	28.6	31.1	20.4	8.0
⑩ ₁ 层全风化基岩	6.3	0.3	19	36.5	19.7	6.6
⑩ ₂ 层强风化基岩	8	0.3	15	43.5	21	2.4
⑩ ₃ 层中风化基岩	15	0.25	40	1000	22	2.5
⑩ ₄ 层微风化基岩	20	0.2	50	2000	22	7.5

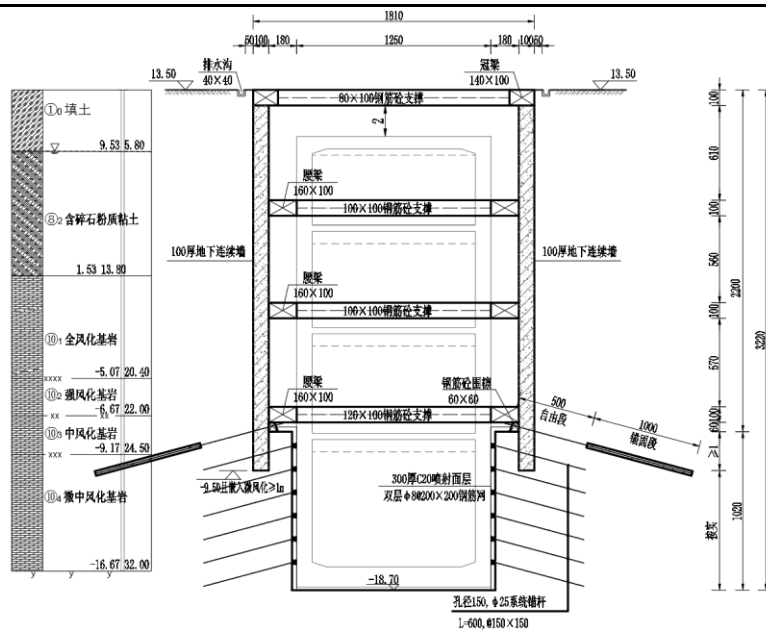


图 1 基坑围护横断面示意图
Figure 1 Cross section of foundation pit

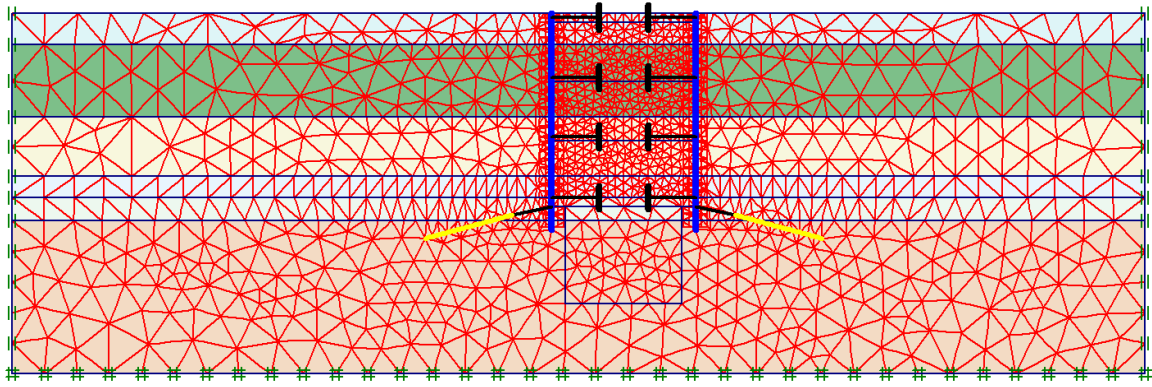


图 2 模型及网格划分示意图

Figure 2 The diagram of the model and meshing

4 计算分析

本工程基坑采用有限元软件 PLAXIS 进行分析计算。该软件广泛应用于基坑、隧道、边坡、港口等各种复杂的岩土工程项目的分析计算中。模型整体尺寸为 126 m×40 m。地连墙采用板单元模拟，墙体和土体之间设置界面单元，支撑采用锚定杆模拟，锚杆的自由段和锚固段分别采用点对点锚杆和土工格栅模拟；约束采用标准固定边界。模型及网格划分如图 2 所示。

4.1 上层土体开挖计算分析

上层土体开挖至坑底（22.0 m 深）的水平位移云图如图 3 所示，基坑两侧变形基本呈对称关系，变形均是朝向基坑方向。图中可以看出，最大水平位移发生在第三道支撑和第四道支撑之间，数值为 10.37 mm。

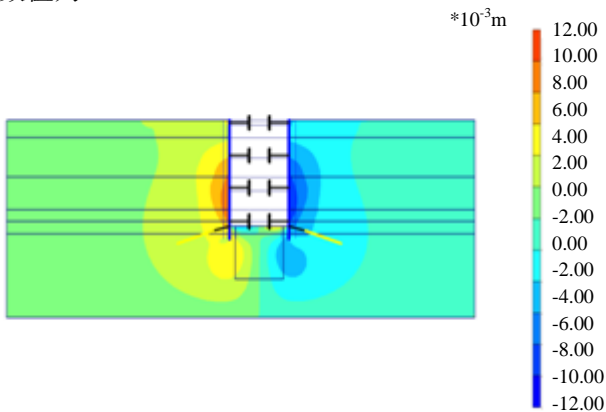


图 3 基坑开挖至 22.0 m 水平位移云图

Figure 3 Cloud map of horizontal displacement from foundation pit excavation to 22.0 m

上层土体开挖至坑底（深 22.0 m）的竖向位移云图如图 4 所示，基坑开挖引起的竖向位移基本呈对称关系，基坑的最大竖向位移发生在坑底中部，值为 55.64 mm，主要是由于基坑土方开挖，坑底土应力释放产生变形。

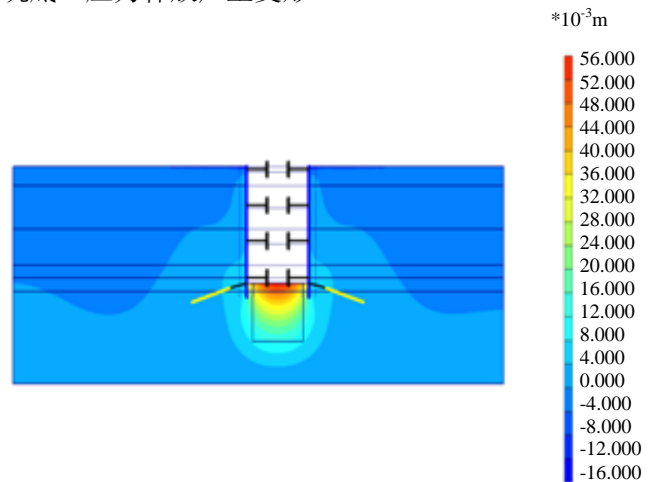


图 4 基坑开挖至 22.0 m 竖向位移云图

Figure 4 Cloud map of vertical displacement from foundation pit excavation to 22.0 m

上层土体开挖至坑底（深 22.0 m）的地下连续墙的水平位移如图 5 所示，地墙的最大水平位移发生在深 16.6 m 处，值为 12.34 mm；地连墙顶部的水平位移为 1.36 mm；地连墙底端的水平位移为 3.44 mm。地下连续墙的弯矩包络图如图 6 所示，最大正弯矩发生在 18.1 m 处，值为每延米 1027.44 kN·m；最大负弯矩发生在第二道支撑处，值为每延米-334.97 kN·m。

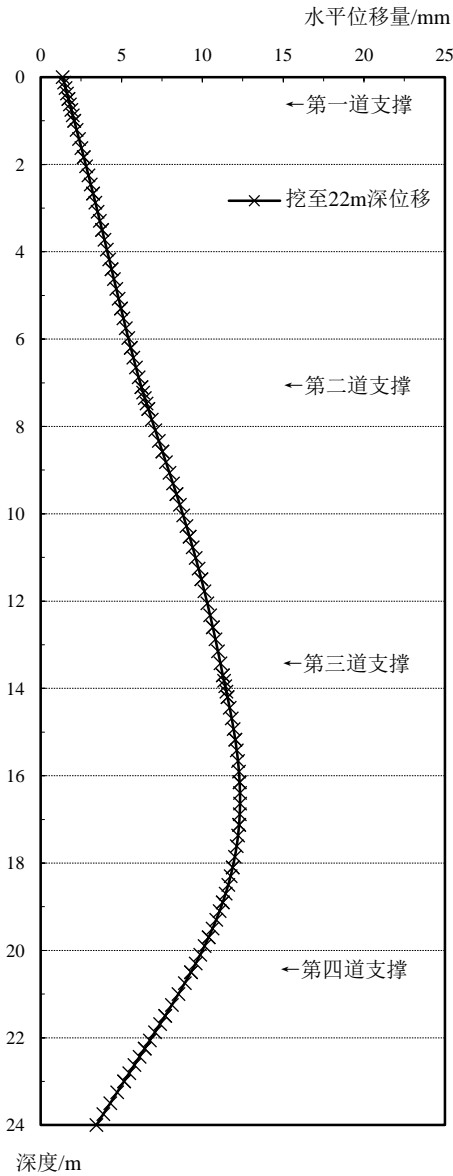


图 5 地连墙水平位移图

Figure 5 Horizontal displacement map of the diaphragm wall

从上面的分析结果可以看出, 上层土体基坑开挖期间, 基坑变形、围护墙水平位移和内力均在控制范围内。吊脚墙结合四道混凝土内支撑的支护形式能够确保上层土体施工的安全及稳定性。

4.2 下层岩体开挖计算分析

下层岩体开挖至坑底 (32.2 m 深) 的水平位移云图如图 7 所示, 基坑两侧变形基本呈对称关系, 变形均是朝向基坑方向。图中可以看出, 最大水平位移发生在微风化基岩段基坑侧壁, 数值为 19.94 mm。

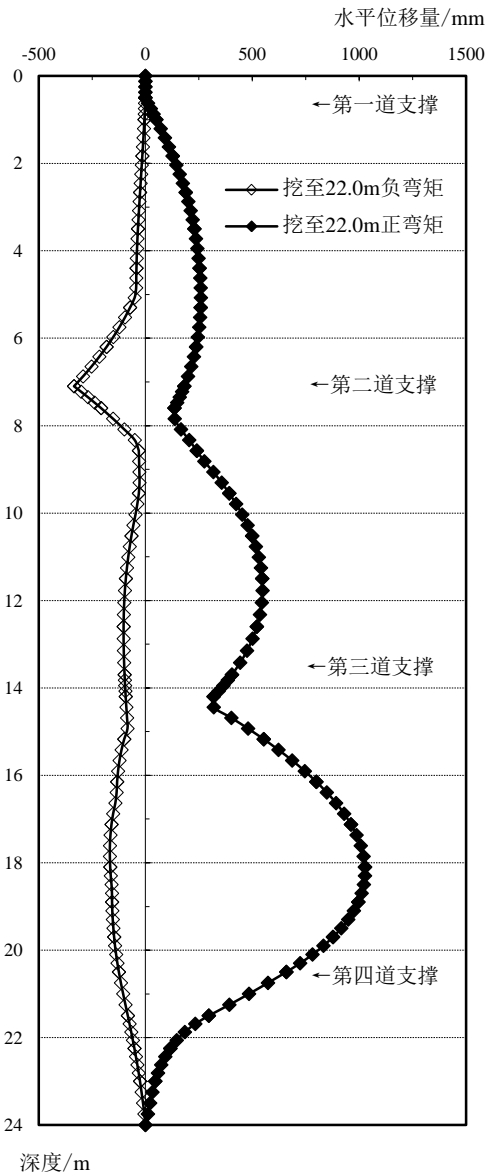


图 6 地连墙弯矩包络图

Figure 6 Bending moment envelope of the diaphragm wall

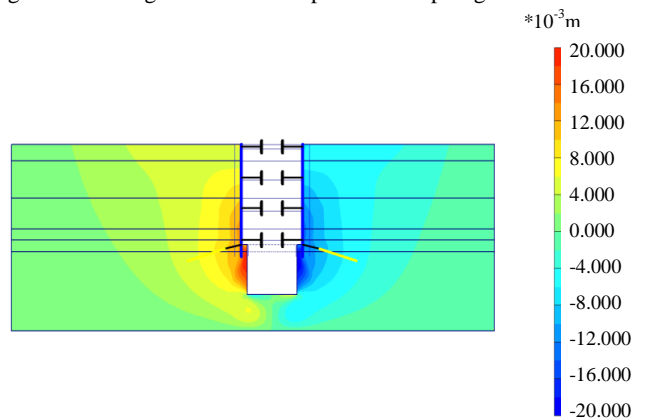


图 7 基坑开挖至 32.2 m 水平位移云图

Figure 7 Cloud map of horizontal displacement from foundation pit excavation to 32.2 m

下层岩体开挖至坑底（深 32.2 m）的竖向位移云图如图 8 所示，基坑开挖引起的竖向位移基本呈对称关系，基坑的最大竖向位移发生在坑底中部，值为 51.75 mm，主要是由于基坑土方开挖，坑底土应力释放产生变形。

下层岩体开挖至坑底（深 32.2 m）的地下连续墙的水平位移如图 9 所示，地墙的最大水平位移发生在深 18.1 m 处，值为 14.19 mm；地连墙顶部的水平位移为 1.55 mm；地连墙底端的水平位移为 12.88 mm。地下连续墙的弯矩包络图如图 10 所示，最大正弯矩发生在深 18.1 m 处，值为每延米 1027.38 kN·m；最大负弯矩发生在第二道支撑处，值为每延米-353.14 kN·m。

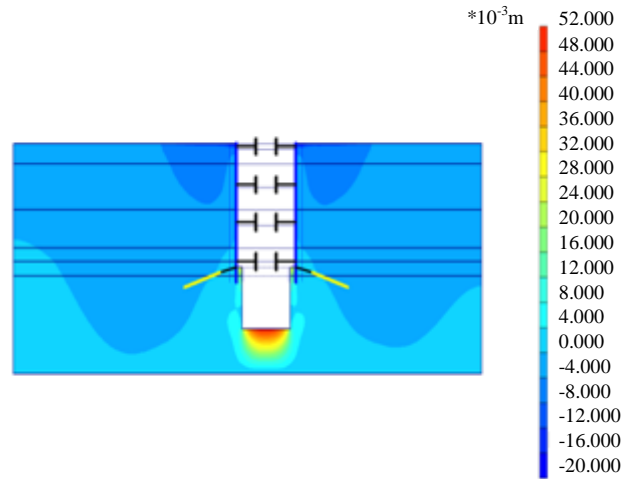


图 8 基坑开挖至 32.2 m 竖向位移云图
Figure 8 Cloud map of vertical displacement from foundation pit excavation to 32.2 m

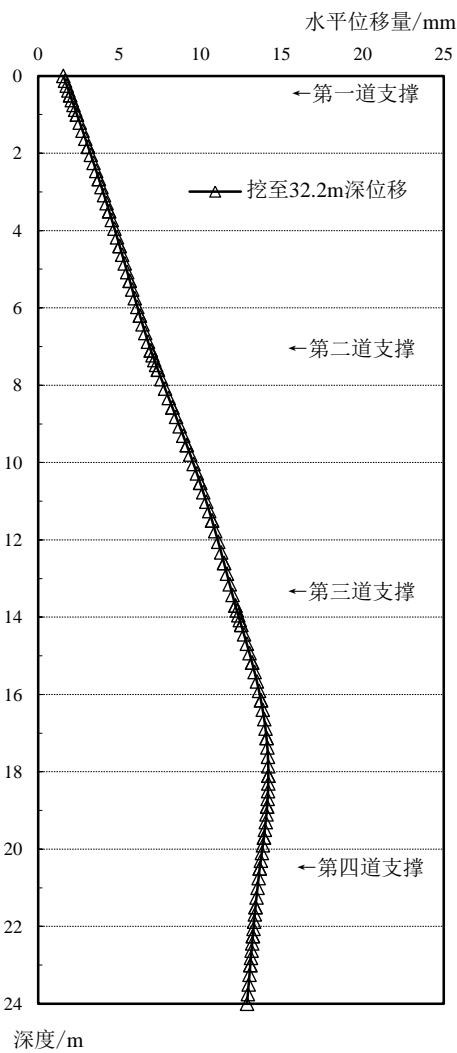


图 9 地连墙水平位移图

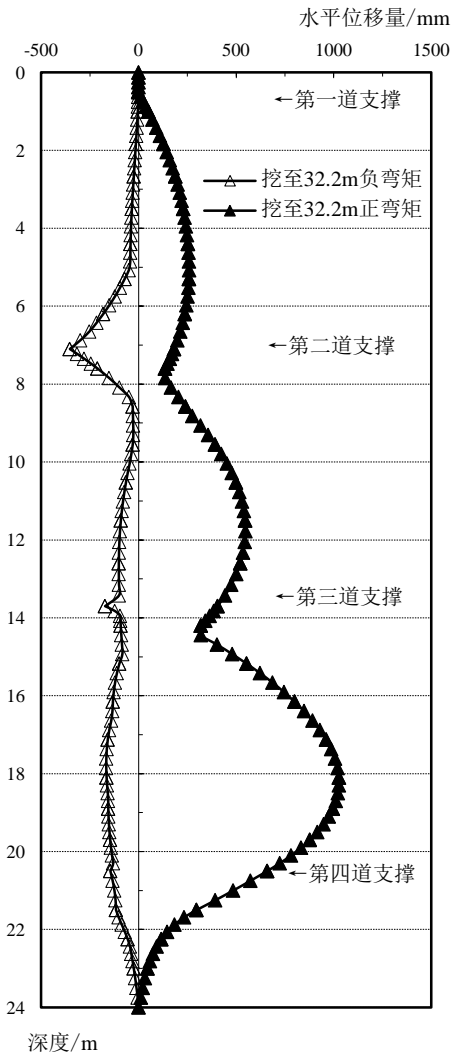


图 10 地连墙弯矩包络图

Figure 9 Horizontal displacement map of the diaphragm wall Figure 10 Bending moment envelope of the diaphragm wall

从上面的分析结果可以看出, 下层岩体基坑开挖期间, 基坑变形、围护墙水平位移和内力均在控制范围内, 下部基岩能够确保基坑的安全及稳定性, 吊脚墙围护方案是可行的。

4.3 地连墙变形及内力对比分析

基坑开挖至 22.0 m 和 32.2 m 的地下连续墙的水平位移对比分析如图 11 所示, 从图中可以看出, 基坑由 22.0 m 开挖至 32.2 m, 地连墙的水平位移在第三道支撑以上变化较小 (小于 1 mm), 第三道支撑以下增加相对明显, 增加值最大的是

在地连墙底端 (值为 9.43 mm), 产生这一现象的原因是下层岩体开挖, 地连墙底端处的基岩在卸荷效应下产生较大的水平位移, 进而带动地连墙端部发生一定的水平位移。受地连墙端部水平位移的影响, 最大水平位移发生的深度由 16.6 m 变为 18.1 m, 值由 12.33 mm 增加为 14.19 mm, 增加值为 1.86 mm。从上面分析中可以看出, 在下层岩体开挖期间, 底部两道支撑对控制地连墙的水平位移具有很好的效果。

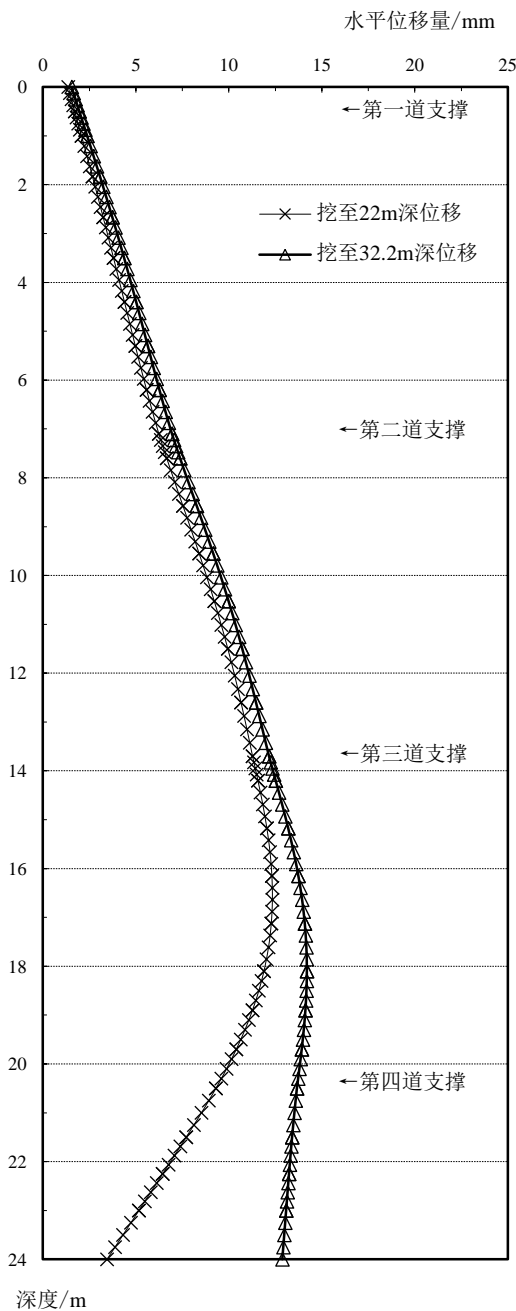


图 11 地连墙水平位移图

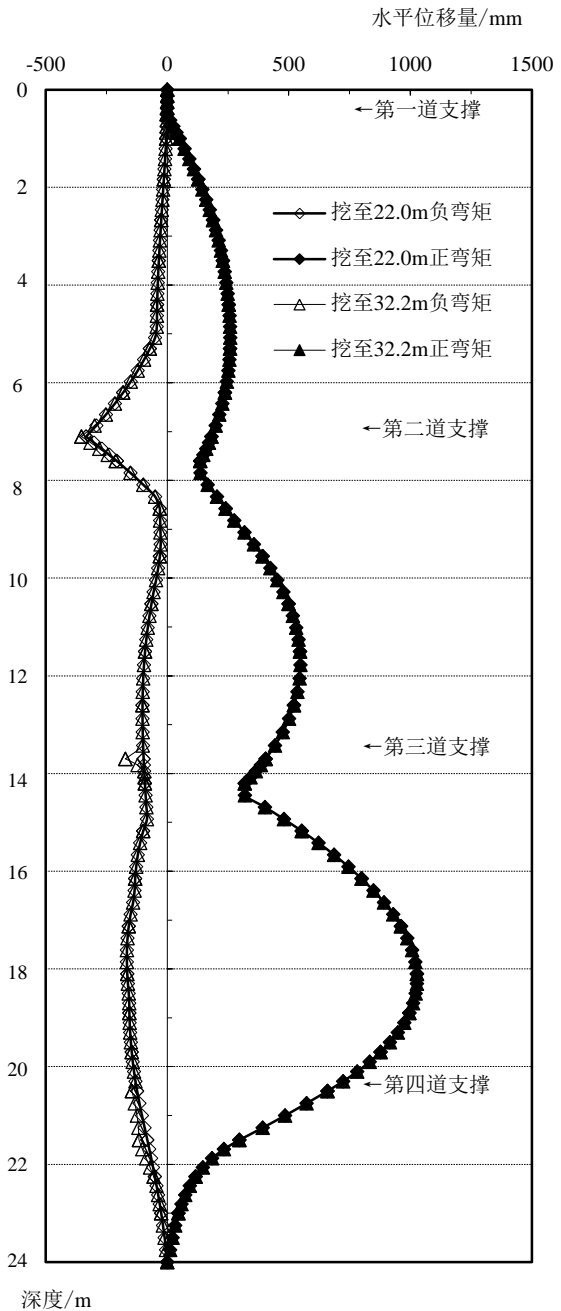


图 12 地连墙弯矩包络图

Figure 11 Horizontal displacement map of the diaphragm wall Figure 12 Bending moment envelope of the diaphragm wall

基坑开挖至 22.0 m 和 32.2 m, 地连墙弯矩包络图的对比分析如图 12 所示。从图中可以看出, 基坑由 22.0 m 开挖至 32.2 m, 地连墙的弯矩包络图基本重合, 最大正弯矩均发生在 18.1 m 深度处, 值均为每延米 1027.44 kN·m; 最大负弯矩发生在第二道支撑处, 值由每延米 -333.97 kN·m 变为 -353.14 kN·m, 增加 -19.17 kN·m。从上面分析中可以看出, 下层岩体开挖基本不会对吊脚墙产生附加的内力。

5 总 结

在开挖深度大于上部土层厚度的基坑中, 尤其是在下部基岩强度高、完整性好的情况下, 可考虑采用吊脚墙的结构形式支护。以避免过大的地连墙入岩施工, 造成基坑施工工期长, 围护费用高。本文通过 G1 井的设计计算分析, 对吊脚墙支护结构总结如下:

(1) 基坑开挖过程中, 围护墙及周边土体均是产生朝向基坑方向的水平位移。上层土体开挖期间, 最大水平位移发生在围护墙范围, 下层岩体开挖期间, 最大水平位移发生在基岩侧壁范围,

竖向位移方面, 受卸荷效应影响, 最大位移均发生在坑底中部。

(2) 基坑开挖过程中, 围护墙产生的变形是可控的。在下层岩体开挖期间, 底部两道支撑对控制地连墙的水平位移具有很好的效果。建议吊脚墙设计时, 应充分保障底部两道支撑的稳定性。

(3) 基坑开挖过程中, 围护墙产生的内力是可控的。下层岩体开挖基本不会对吊脚墙产生附加的内力。

(4) 吊脚墙底端的基岩是墙体稳定的关键, 在设计和施工时, 应确保墙体嵌入稳定岩层中。

参考文献:

- [1] 刘红军, 李东等. 二元结构岩土基坑“吊脚桩”支护设计竖直分析[J]. 土木建筑与环境工程, 2009, 31(5): 43-48.
- [2] 李哨晖, 徐伟. 深基坑嵌岩支护技术应用研究[J]. 土木工程学报, 2006, 28(S0): 1720-1723.
- [3] 钟建驰, 刘玉涛. 嵌岩地下连续墙的结构模型试验研究[J]. 岩土力学与工程学报, 2004, 32(2): 324-328.
- [4] 万勇. 套管钻进拔桩法在地铁区间隧道桩基清除工程中的应用[J]. 中国水运, 2011, 11(6): 243-244.