

复杂条件下土钉支护技术的应用

张钦喜, 刘力, 霍达
(北京工业大学 建筑工程学院, 北京 100022)

摘要:介绍了在临近人防通道复杂条件下土钉支护的设计, 为确保人防的安全, 采用国际通用FLAC岩土工程分析软件对设计方案进行了比较和优化, 预测了支护的变形和土钉内力, 并进行了现场实测. 通过实测数据与理论计算值、数值模拟值的对比分析, 表明土钉实际受力明显低于现有常规计算方法计算出的数值, 而略大于FLAC数值模拟结果. 论证了FLAC用于土钉支护变形、土钉内力分析的可行性, 指出了现有计算方法的不足.

关键词:土钉支护; 基坑; FLAC; 数值模拟

中图分类号: TU 470.3

文献标识码: A

文章编号: 0254-0037(2003)03-0305-04

土钉支护技术因其施工方便, 而造价仅为护坡桩的一半或更低, 不需大型、重型施工机械等众多优点, 得到了普遍的应用, 特别是随着该技术的日趋成熟, 可利用土钉支护形成的平整表面作为地下结构施工的外模, 节省了主体结构施工费用, 更受到业主的欢迎. 目前, 该技术在北京市已发展成基坑支护的主流技术, 近于直立的支护深度已达近20.0m. 本文介绍了北京某工程复杂环境条件下的土钉支护的设计与应用.

1 工程概况

金地街1#地综合楼工程位于金地街1#地, 场区南侧为金地街, 北侧为干面胡同, 西临东四北大街, 拟建综合楼包括: 15~18层星级酒店1栋, 高度56.8~68.0m, 框剪结构; 17层写字楼1栋, 高度68.0m, 框剪结构; 13层快捷酒店1栋, 高度50.0m, 框剪结构; 3~5层裙房, 高度16.0~18.0m, 框剪结构; 地下车库一座, 框架结构. 整个建筑物均设3层地下室, 座落在同一块1.5m厚的筏板基础上, 基础埋深16.5m.

根据上述条件, 本工程需要开挖的基坑深度为16.5m, 基坑的形状如图1所示.

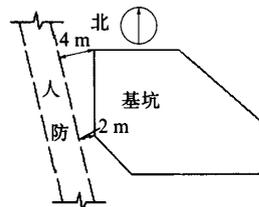


图1 基坑平面图

2 工程地质及水文地质条件

根据勘察报告提供的资料, 场区的基本工程地质条件可概化为: ① 0~5.3m为房渣土及粉质粘土、粘质粉土填土. ② 5.3~7.8m为砂质粉土、粘质粉土, 硬塑. ③ 7.8~10.8m为粉细砂, 中上密. ④ 10.8~14.3m为粉质粘土、粘质粉土, 可塑, 中~中低压缩性. ⑤ 14.3~16.5m为中、细砂, 密实. ⑥ 16.5~20.5m为卵石、圆砾, 中密. ⑦ 20.5~28.5m为粘质粉土、砂质粉土, 硬塑~可塑.

场区共分布3层地下水, 第1层为上层滞水, 静水位埋深10.0~12.3m, 分布于场区北半部; 第2层为潜

收稿日期: 2003-04-16.

基金项目: 北京市科委基金资助项目(KP0401200361).

作者简介: 张钦喜(1964-), 男, 教授, 硕士; 霍达(1946-), 男, 教授, 博士生导师.

水,地下水静止水位埋深为 15.0~16.7 m;第 3 层为承压水,埋深 22.3~23.2 m。根据以上水文地质条件,在基坑四周布置一圈大口井进行降水,以达到干槽作业的目的,井深 32.0 m,井间距 8~10 m,详细情况略。

3 基坑支护设计

基坑北侧有临近建筑,采用桩锚方案进行支护,其他 3 侧均采用土钉支护,其中东侧、南侧的土钉支护设计与施工均属常规条件下的一般支护设计,而场区西侧,由于紧邻高度达 4.1 m 的地下人防(见图 2),在有 2 排土钉无法按正常情况进行设计和施工的情况下,如何确保临近新建地下人防的安全,成为本工程土钉支护设计时遇到的极大难题和各方关注的重点,也是本文着重论述的问题。

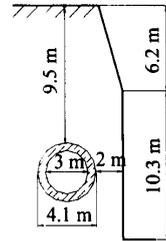


图2 基坑西侧人防位置图

3.1 设计要求

根据本工程地下结构的特点,业主提出了 -6.2 m 以上按 1:0.1 的坡度进行土钉支护, -6.2 m 以下要求进行垂直土钉支护并且利用 -6.2 m 以下的垂直坡面直接作为地下结构施工外模,土钉支护的水平变形不能大于 50 mm 的要求。

3.2 土钉支护设计

针对业主提出的以上要求和本段的环境条件,经综合分析,共设计 9 排土钉,土钉位置和长度见图 3 和表 1,其中第 3、6、7 排土钉设计为预应力锚杆,并在下面的 2 排预应力锚杆之间沿竖向加设钢梁([20a]),锚杆施加 120~150 kN 的预应力,通过施加预应力和加设竖向钢梁,控制两排锚杆之间土体的变形。土钉(锚杆)的水平间距为 1.5 m,竖向间距如图 3 所示。

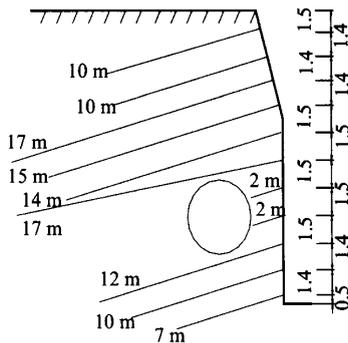


图3 土钉支护设计剖面图

表1 各排土钉设计参数

土钉序号	土钉(预应力锚杆)长度/m	主筋	成孔直径/mm	预应力/kN
1	10	1 \varnothing 25	110	0
2	10	1 \varnothing 25	110	0
3	17	2 \varnothing 25	150	120~150
4	15	1 \varnothing 25	110	0
5	14	1 \varnothing 25	110	0
6	17	2 \varnothing 15	150	120~150
7	12	2 \varnothing 15	150	120~150
8	10	1 \varnothing 25	110	0
9	7	1 \varnothing 25	110	0

注:1 \varnothing 25是指1根直径为25 mm的II级钢筋;2 \varnothing 15是指2根直径为15.2 mm的钢绞线(1860级)。

4 数值模拟分析

为确保边坡安全,采用 FLAC(fast lagrangian analysis of continua) 软件对西侧的土钉支护进行了多种工况下的数值模拟分析,土体采用莫尔-库仑模型,土钉采用一维杆元,面层及型钢采用梁单元。土层划分和计算参数取值见表 2,土钉及预应力锚杆的长度和计算参数取值见表 1。在用 FLAC

表2 土层计算参数取值

土层号	$\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	C / kPa	$\varphi / (^{\circ})$	E / MPa	ν
①	20	15	20	8	0.35
②	20	20	30	15	0.30
③	20	0	35	25	0.28
④	20	20	20	15	0.30
⑤	20	0	36	25	0.25
⑥	20	0	42	50	0.25

进行数值模拟时,按实际开挖步骤和开挖深度进行计算,并施加预定的预应力,即依照施工过程,开挖一定深度后喷锚支护,迭代至平衡后再开挖下一步,直至要求深度为止。

经计算,开挖至设计槽底时,其 x,y 方向的位移等值线图如图 4、5 所示。图 4(a)为不加槽钢时 x 方向的位移等值线图,图 4(b)为设置槽钢后 x 方向的位移等值线图。计算结果表明:最大位移发生在下面两排锚杆之间无法施打土钉的部位,如果不设槽钢,位移超过 70 mm,在该部位设置槽钢后,土体位移减小到 60 mm,证明设置槽钢对减小变形有一定效果,但由于槽钢的跨度较大,从而使刚度相对较小,所以设置槽钢对减小变形的效果很有限。

因人防上下两排锚杆之间距离较大,即使设置槽钢也不能满足要求,因此在两排锚杆之间又加打了两排较短的土钉,土钉长 2 m,加设短土钉后该处土体位移减小到 50 mm,基本上能够满足要求。图 5(a)为加打两排较短的土钉后 x 方向的位移等值线图,图 5(b)为加打两排较短的土钉后 y 方向的位移等值线图,图 6 为地表在基坑开挖过程中 x 方向位移增加的过程,图 7 为地表在基坑开挖过程中 y 方向位移增加的过程。计算结果表明,在采取以上技术措施后,土钉支护的最大侧向位移为 53 mm,地表最大沉降为 26 mm,基本满足业主提出的设计要求。

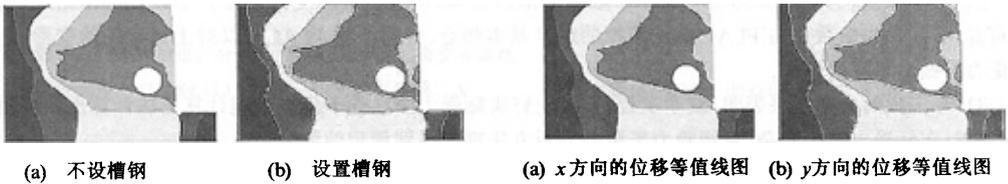


图4 x 方向的位移等值线图

图5 加设短土钉后的位移分布图

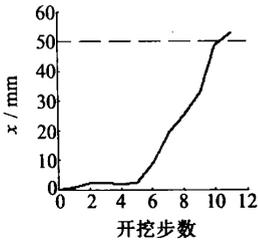


图6 坡顶水平位移随开挖发展曲线

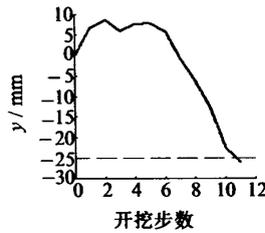


图7 坡顶地表沉降随开挖发展曲线

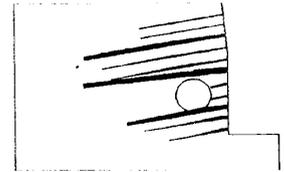


图8 土钉轴力的数值模拟结果

土钉所受轴力的数值模拟结果如图 8 和表 3 所示,从土钉所受轴力的计算结果看,用 FLAC-2D 计算出的土钉的最大受力为 101.5 kN(第 8 排),预应力锚杆最大受力为 232.5 kN(第 6 排)。作为对比,表 3 还给出了用文献 [1]~[3] 中的方法得到的计算结果。从中可以看出,不同方法得到的土钉受力相差较大。

表3 不同计算方法所得到的土钉受力

土钉序号	FLAC数值模拟结果	文献[1]法计算结果	文献[2]法计算结果	文献[3]法计算结果	实测结果
①	27.8	85.4	157.4	155.4	
②	14.1	76.9	149.8	155.4	
③	158.7	109.6	162.4	155.4	
④	52.6	133.6	168.2	155.4	87.0
⑤	77.3	162.6	174.0	155.4	96.0
⑥	232.5	386.1	348.1	310.8	
⑦	195.5	517.8	342.3	310.8	
⑧	101.5	264.1	162.1	155.4	
⑨	95.3	243.3	139.2	155.4	

5 实测结果与分析

为探索土钉受力及变形规律,对土钉支护的水平位移及土钉受力进行了监测,其中水平变形采用高精度经纬仪进行监测,测点设在西侧中间坡顶距坡边 20 cm 的位置;土钉内力采用钢筋计测量,测点设在第 4、5 排土钉的理论最大受力部位(即边坡的理论滑裂面处)。2003 年 3 月 15 日基坑开挖至设计深度时,测得坡顶最大水平位移为 3.8 cm,第 4、5 排土钉的最大受力为 87 kN、96 kN,略大于 FLAC 数值模拟的结果,但明显小于表 3 中所列文献的计算结果,说明现有计算土钉受力的方法偏于保守。

6 结 论

1) 通过对复杂条件下土钉支护的 FLAC 数值模拟,完善和优化了支护方案,对确保支护的安全起到重要作用。

2) 就本文实例来看,实际位移略小于数值模拟的结果,而土钉实际受力则略大于数值模拟结果。总体而言,实际发生的数值与 FLAC 数值模拟的结果基本吻合,说明采用 FLAC 可以对土钉支护的变形和土钉受力等做出较好的预测。

3) 本工程的实测结果表明,就本工程而言,土钉实际受力明显低于现有常规计算方法计算出的数值,说明土钉实际受力十分复杂,常规静力平衡的分析方法难以得到理想的结果。

参考文献:

- [1] JGJ120-99, 建筑基坑支护技术规程 [S].
- [2] CECS 96:97, 基坑土钉支护技术规程 [S].
- [3] 张钦喜, 霍达. 土钉墙设计的滑楔平衡法[J]. 工业建筑, 2002, 32(2): 33-36.

Application of Soil-nailing Protection Technology in Complex Conditions

ZHANG Qin-xi, LIU Li, HUO Da

(College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100022, China)

Abstract: The Design of soil-nailing prop-up under complex conditions near civil defence passage is introduced. In order to ensure the safety of civil defence engineering, the analysis software of FLAC geotechnical engineering commonly used in the world is adopted to compare and optimize the design schemes and to predict the deformation of the protection and the internal force of the soil nail. The comparison analysis among the measured data, the theoretical calculation value and the numerical simulation value shows that the exerted force on the soil nail is obviously lower than the calculated results by conventional calculation method and slightly bigger than the results of FLAC numerical simulation. The feasibility of applying FLAC to analyze the protection deformation and internal force of soil nail are demonstrated. At the same time, the defects of the present calculation method are pointed out.

Key words: soil-nailing protection; foundation pit; FLAC; numerical simulation