

文章编号:1007-2993(2011)0316-05

罗安达 Burity Ultimo 基坑支护工程设计与施工

张 武¹ 刘少文² 卞文菲¹

(1、中国建筑科学研究院,北京 100013;2、深圳职业技术学院建筑与环境工程学院,广东深圳 518055)

【摘 要】 介绍了安哥拉首都罗安达一座建筑基坑支护结构设计概念和实施过程,实例说明恰当地利用坑侧土层特点,采用钉锚组合支护可使结构平面面积与建筑场地面积之比达到 92.5%,基坑竖直开挖深度超过 14m 而对距坑边 0.3~0.5 m 的普通民房正常使用与结构安全影响甚微,基坑可观测到的水平位移小于 3mm,支护结构经受多次暴雨安全使用 2 年之久。

【关键词】 基坑变形;钉锚支护;砂爆;稳定分析

【中图分类号】 TU 473

【文献标识码】 A

doi:10.3969/j.issn.1007-2993.2011.06.011

Design and Construction of Burity Ultimo Pits in Luanda

Zhang Wu¹ Liu Shaowen² Bian Wenfei¹

(1,China Academy of Building Research,Beijing 100013;

2,Shenzhen Polytechnic, Shenzhen 518055,Guangdong,China)

【Abstract】 It's described that the design concept and construction process of a building pit which sites in Luanda, the capital of Angolan. The example shows that structure surface area and building site area ratio 92.5% by the combination of nail and anchor supporting structure. Utilizing the feature of the pit side soil appropriately, the pit excavation depth is more than 14m with vertical slop, and has little no dangerous on normal function and structural safety of dwelling houses which is from the pit at the edge of 0.3~0.5m. The maximum horizontal displacement of the pit can be observed is less than 3mm, The supporting structure endured repeated heavy rains, and its safe periods are past 2 years.

【Key words】 deformation of foundation pit; nail and anchor supporting; sand blasting; stability analysis

1 工程概况

Burity Ultimo 项目位于安哥拉首都罗安达市中心 maianga 区,建筑物为长 23.0 m、宽 13.6 m、高 10 层框架结构,用地面积为 23.5 m×14.4 m,地上首层为安哥拉国家商业银行 Banco BIC 营业部,4 层地下室为停车库与银行金库,通过升降机停放 20 辆机动车,基坑整体开挖深度为 13.6 m,局部最大开挖深度 14.6 m。

基坑西、北两面有市区道路穿过,并在西北角有积水深约 2.0 m 的电缆井,距坑边约 2~3 m,东面为建有蓄水池的高官别墅、南面 1 层的居民住宅楼,分别距坑边约 0.3~0.4 m。基坑平面位置及周边状况图见图 1。

安哥拉正处于建设发展初期、专业人才奇缺、建筑法规空白、建设管理缺位,基坑支护的设计与施工完全取决于业主与承包商的契约。因此对本工程的

设计和施工只能依据现场可能收集到的资料和岩土工程一般原理,参考国内相关经验进行^[1-5]。

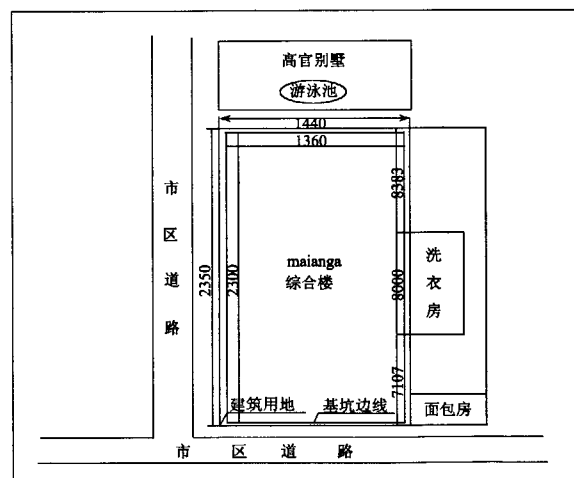


图 1 基坑平面位置及周边状况图

作者简介:张 武,1963 年生,男,湖北汉川人,博士,研究员,从事岩土工程研究、设计与施工项目管理。E-mail: zhangwu422@163.com

2 设计与施工条件

2.1 自然地理及环境特征

安哥拉共和国位于非洲大陆的西南部,国土面积 120 多万平方公里,人口 1500 多万,北邻刚果(布)和刚果(金),东接赞比亚,南连纳米比亚,西濒大西洋,海岸线长 1 650 km。全境绝大部分地区是平均海拔 1 000 m 以上的高原,仅沿海有一条北宽南窄的狭长平原。北部以山地为主,中部为高原,西南部过渡为丘陵平地。全国最高峰为莫科山,海拔 2 620 m。境内三十多条较大的河流均发源于高原的中部,放射状向四面奔流。主要河流有库邦戈河、宽扎河、库内内河、宽多河,河水湍急。全国大部份地区属热带草原气候,年平均气温 22℃,高原地区气候凉爽,南部属亚热带气候。森林覆盖率约 40%。全年分湿热季和凉干季,年降雨量从北部高原的 1 500 mm 向南逐渐减少至 750 mm。

罗安达市位于安哥拉共和国的西部,濒临大西洋,是全国政治、经济、文化中心。气候类型为高温半干旱、干旱气候,主导风向为西南风,历史最高气温为 31.6℃,最低气温为 18.4℃,全年平均气温为 24℃。降雨主要集中在二、三月份,月降雨量为 116.4~119.9 mm;四月至十月份的降雨量很少,为 0~6.9 mm。

2.2 社会环境

罗安达城市中心房产价格极高,业主希望在有限土地范围内尽可能增加使用面积。过去已建和在建房屋鲜见地下室,车辆大多停在道路两侧,交通十分拥堵,市政当局希望新建房屋多建地下车库,以缓解城市中心停车和行车困难。

在罗安达市区施工或完成的基坑工程中,法国人、葡萄牙人、巴西人、南非人在基坑开挖时多采用地下连续墙,工程造价较高。如本工程基坑,这些外籍公司报价均超过 240 万美元。由于场地狭小,业主要求在 23.5 m×14.4 m 的用地范围开挖出面积为 23.0 m×13.6 m 深度达 14 m 的地下室基坑,而基坑四周为繁忙的市政道路和地下管道漏水的民宅,无法提供机械作业的操作空间,外籍公司束手无策。

2.3 地层分布及特征

地勘报告提供的土层分布为:①素填土层。土体褐色、褐黄色,稍湿~饱和,松散状态,主要由粉细砂、粉土组成,含少量中风化砂岩碎石,局部地段表层 20cm 为混凝土地面。场地内均有分布,层厚 1.60~4.00 m。经调查访问,素填土的堆积年限大

于 5 年。②中砂层,黄褐色,稍湿,松散状态,主要成份为石英,含约 30% 细砂及少量粘粒,局部相变为细砂,手捻砂感强。场地内仅分布于场地东南角,层厚 1.90 m。③强风化粉砂质泥岩层。浅灰色、青灰色、灰黄色,泥质~粉细砂质结构,中厚层状构造,岩芯多呈短柱状。场地内均有分布,层厚 1.70~2.50 m。④强风化砂岩层。灰白色、浅灰色、灰黄色、褐黄色,粉细砂质结构,中厚层状构造,岩石风化强烈,呈中密~密实粉细砂状,岩芯多呈粉细砂状,少量呈碎块、短柱状。场地内均有分布,层厚 13.20~15.20 m。⑤中等风化砂岩层。浅灰色、灰白色、褐黄色,粗砂~砾砂质结构,岩芯多呈粗砾砂、圆砾状。最大揭露厚度 11.30 m。各岩土层物理力学性质指标值见表 1,基坑原址概化地址剖面见图 2。

表 1 各岩土层物理力学性质指标值

地层名称及层号	密度/ ($g \cdot cm^{-3}$)	粘聚力/ 标准值 c/kpa	内摩擦 角标准 值/(°)	压缩模 量/MPa	地基承载 力特征值 /kpa
素填土①层	1.90	5.0	15.0	/	/
中砂②层	1.98	0	28.0	20	120
强风化粉砂质泥岩③层	2.02	5.3	30.6	25	180
强风化砂岩④层	2.11	10.6	35.5	40	250
中风化砂岩⑤层	2.24	80	38.0	60	500

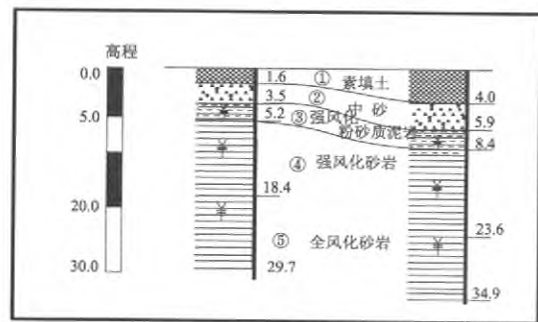


图 2 基坑原址概化地质剖面

3 基坑支护的难点

3.1 场地狭窄

现场测量的建筑场地为 23.5 m×14.4 m,而地下室结构面积为 23.0 m×13.6 m,可供支护施工的几何尺寸仅为 0.15~0.30 m,因此为使支护竖向结构及支护施工作业面满足场地要求,基坑只能竖直开挖支护,并采用手工成孔的微型桩。如以洛阳铲竖向成孔、桩径为 100 mm 钢管桩,手工洛阳铲竖向成孔深度超过 6 m 时成孔难度较大,微型桩设计长

度取 6 m。在微型桩试成孔阶段,少量桩孔在地表下 5~6 m 处遇到坚硬的片石块,微型桩长度只能为 4.5 m~6 m。

3.2 开挖土体与勘察报告不符

在微型桩成孔、土方挖运过程中发现场地实际地层与地质勘察报告有出入,主要表现在:

① 南侧民房地基由于长期生活污水的流蚀、坑边土体已处于流塑状且形成渗流通道,只要民房内洗衣做饭、坑边就出现淤泥和污水,地勘报告中的中砂层性状已出现变化。

② 基坑四边地层 5~8 m 范围内杂乱且密集分布几何尺寸 0.3 mm~5 m 的孤石。

③ 在地表 8.5 m 之下主要为密实细砂,而非初始地勘报告的强分化或中等风化砂岩,但该砂层只要受到稍许震动,如挖土机作业,未支护的边坡土体即自行坍塌。

3.3 施工周期长

为适应急剧膨胀的城市要求,罗安达市基建规模远大于当地物质生产资料的能力,水泥、钢材等主要建筑材料和各种机械设备配件奇缺,大量依赖进口。往往一颗螺丝钉、一个电源插头都必须从国外空运至现场。加之当地工作时间仅 4~6 h,道路交通堵塞,挖土机械只能间隔 2~3 天作业 8 小时。

此外,业主为最大限度地利用地下空间、在基坑开挖前就提出可能加深基坑,因此支护方案须留有余地。在基坑开挖后多次修改设计,将基坑设计深度由最初的 8.6 m,依次加深为 10.5 m、12.0 m、13.6 m,基坑开挖与支护的周期长达 8 个月,加之配合地下室结构施工周期,支护结构应具有一定耐久性,其周期不应少于 2 年。

3.4 经受雨季考验

由于基坑施工及支护结构施工及使用周期不少于 2 年,历经安哥拉当地的雨季,在砂土中采用钉锚等支护构件,应考虑雨水冲蚀与降雨径流的影响。2009 年 2 月 15 日凌晨 1:00~6:00,当地持续降雨达 5 小时,基坑四周地面积水超过 0.5~1.0 m,当时基坑已整体开挖深 12.0 m。在降雨过程中,基坑一直维持抽水、停雨后半小时左右,坑内已无积水。

3.5 局部加深

当地市政排水设施相对落后,为改善单体楼座的供水和排污能力、地下室底板下又加设二个积水坑,深度达 2.5 m,面积分别为 20 m²,距坑边距离为 2~2.5 m。

4 基坑支护结构的力学分析

4.1 支护结构中锚杆力学分析与锁定荷载确定

锚杆预应力确定:只有每层锚杆施加的预应力(锚杆锁定荷载,见表 2)大于静止土压力(或主动土压力)、小于被动土压力,才能避免基坑边坡土体沉降或上抬。

表 2 锚杆锁定荷载

序号	埋深/m	$\varphi/(\circ)$	主动土压力/kN	静止土压力/kN	被动土压力/kN	锚杆实际锁定荷载/kN
①	1.6	15	56.7	71.4	163.6	100
②	3.1	28	65.7	86.7	347.4	100
③	4.6	30.6	74.2	110.7	643.8	120
④	6.0	35.5	85.4	132.2	1 018	150

4.2 支护结构整体稳定性分析

以滑弧法评价钉锚组合支护基坑边坡的整体稳定安全性时,目前只能将锚杆视为一种‘特殊的土钉’,即将锚杆视为同样几何尺寸且不计预加荷载的土钉,不考虑锚杆的力学特点^[6]。据此得到的 13.6 m 的深基坑,在采用钉锚组合支护,不考虑微型桩体阻滑作用时,最小的抗滑安全系数是 1.76^[1]。

本基坑地表下 5~8 m 左右位置,散布尺度 0.3~5 m 左右的孤石,这些密集的孤石体在基坑开挖与支护过程中客观上降低了其下卧土体的侧向压力。在支护结构整体稳定性分析中,我们采用了两种处理方式,一是将密集的孤石体之上的土体视为无重的土体,而密集的孤石体之上的土体重量与坑顶荷载叠加后施予孤石岩面上,基坑深度仍为 13.6 m,最小的抗滑安全系数为 2.43。二是将密集的孤石体之上的土体重量与坑顶荷载叠加后施予孤石岩面上,岩面即为基坑顶面,基坑深度计算深度为 7.6 m,最小安全系数为 1.45。对于同一基坑,选择不同的物理模型,其安全系数相差超过 2/3。

在支护结构稳定分析过程中发现,钉锚组合支护形式下,土钉的拔出荷载较大,因此,当基坑开挖支护超过一定深度时,应采用抗拉强度较高的水平向加固体。

5 基坑支护的要点^[7-10]

1) 由于场地狭窄、施工过程不连续、机械设备匮乏,因此基坑支护应尽量采用人工方法,以洛阳铲完成竖向与水平向支护构件的成孔,竖向支护构件的成孔深度不宜超过 6 m,微型桩的中心距为 400 mm,桩

体中心为 $\Phi 48$ 的架子管并以水泥浆填充孔隙。锚杆或土钉的成孔长度不宜超过 15 m。

2) 由于基坑边顶的民房基本不具备抗裂变形能力,因此支护结构应保证从基坑开挖至回填过程中基坑周边土体的沉降和侧移尽可能小。以超前微型桩保证水平支护构件未施工前基坑开挖过程中坑边土体的位移受到约束。

3) 坑顶钢筋混凝土圈梁连接微型桩使之形成整体,发挥支护结构的整体作用,利用封闭圈梁形成基坑内支撑。同时,由于圈梁与超前微型桩的被动支护特性,避免锚杆张拉不足导致坑周土体沉降或锚杆过度张拉导致坑侧土体上抬。

4) 锚杆锁定预应力应高于支护区域的主动土压力和静止土压力,但应小于被动土压力。通过施加锚杆预应力,使基坑开挖前后周边坡体的应力状态基本接近自然应力状态,从而保证基坑开挖与支护过程中基坑周边结构物的沉降和水平位移很小。如果锚杆预应力小于主动土压力,基坑边坡土体和微型桩可能产生向坑内的侧移和沉降,而锚杆预应力大于被动土压力,基坑边坡土体和微型桩可能产生向坑外的侧移和上抬。

5) 利用基坑深度 6~8 m 间的密集岩块变换支护结构体系。密集岩块改变了土压力的分布形式,使之不再随埋深线性增加。基坑上部锚杆、圈梁、微型桩构成完整的锚固支护体系,使其下卧坑边土体支护如同深埋隧洞开挖支护,尽量利用上部支护的空间作用和坑边土体自身强度。对 6~8 m 以下土体采用喷射混凝土与土钉支护提高坑边土体的整体强度从而保证基坑边坡不坍塌,确保坑边上部土体不下沉。

6) 在上部锚杆支护构件与下部土钉支护构件中设置断面 $300\text{ mm} \times 200\text{ mm}$ 的钢筋混凝土暗梁实现支护体系的变换,增强支护结构的整体作用,同时利用其对撑作用抵消部分土压力。

7) 基坑下部土钉支护结构必须足以承受上部土体自重及坑侧荷载。

8) 支护面层必须具有足够的强度与刚度,从而使所有的支护构件形成完整的空间稳定的受力体系。

6 基坑支护实施过程

在东北角和南侧设置位移监测点表明,当基坑开挖深度小于 5 m 时,观测点基本上未能测到位移。但当基坑开挖深度超过 5 m 后,每次向下开挖一步,都会出现向基坑内的水平位移约 1~3 mm,

但时隔不超过 24 h,这些位移部分消失,当基坑开挖至 10 m 后,进一步的基坑深挖未出现新的位移。施工开始至结束,现场监测的基坑的最大位移小于 5 mm、地表沉降约为 1~2 mm。

在基坑深至 8.5 m 后,再往下挖,在基坑内和边上间断听到清脆的响声,起初怀疑为上部锚杆受力太大拉断发出的声响,但由于每根锚杆的锁定荷载仅为 100~150 kN,远低于钢绞线的强度。后通过土钉成孔过程观察发现每次声响均在土钉成孔之后、且在坑边土体内部。这种现象可以与岩石开挖过程中的岩爆现象相类比,是基坑开挖与土钉成孔导致密实砂土应力释放的结果,故可称之为“砂爆”。



图3 基坑支护坡面状况

基坑开挖至 8.5 m 之下的密实细砂层,砂土含水量约为 3%~5%。由于缺乏相关的物理力学指标,在进行后续支护结构施工前进行了现场试验。

试验过程:①2009年1月2日上午7:30,在基坑中心区域约 8.5 m 处,开挖长 3 m、宽 2 m、深 1.6 m 的坑槽,坑槽侧筑高 0.5 m、长 2 m、宽 1 m 水坑,水坑初始灌水深度 0.5 m,灌水从 7:40 开始,至 8:30 水坑内无明显积水,渗透深度为 40 cm。②开挖小坑槽深 1.6 m,长宽均约 1.5 m,三边直坡(东侧为挖机立脚方向),开挖砂土均匀堆放在槽南北两侧,堆高约 1.2 m,西侧做渗水试验。在开挖至 1.3 m 深处,挖机轻微碰到南侧直坡,南坡坍塌,坍塌高度约 1.2 m,深 30 cm;北侧及西侧在无外力作用下基本处于稳定状态。在试验槽西侧完成渗水试验后向内掏土,约掏至 50 cm 深处时,出现坍塌。北侧在掏至约 30 cm 深处时上部砂土坍塌。③挖机于基坑中心位置拍土,基坑边坡底部原堆积土堆均有不同程度的面层砂土滑落现象;影响半径覆盖整个基坑。④人工成孔约 4.2 m 深,首次注浆量约 100 Kg;二次补浆至孔口冒浆,次日开挖土钉杆体呈圆

柱状,直径约 12 cm,与砂层分界线明显,杆体端部有扩大头。另外将水泥浆与砂混合凝固,混合物强度较水泥浆强度高。

试验结论:①砂层上覆盖粘土层透水性差,形成隔水能力较强的隔水层,砂层含水量低,有较强的吸水能力。②砂层在自然条件下自稳高度约为 1.2 m;渗透条件下砂层自稳高度降低。③砂层受振动荷载容易产生坍塌,其影响半径约为 10 m 左右。④水泥浆在砂层中渗透性较差,但砂、浆混合物强度较高,立方体抗压强度超过 3MPa。

针对此层细砂特点,在基坑开挖时预留约 500 mm 见方的土台,待土钉成孔置钉注浆完成后再人工分级清理至设计坡面并快速喷射厚 100 mm 钢筋混凝土。

根据场地条件、基坑开挖与支护过程中土层实际状况及位移监测数据,调整后最终的基坑支护剖面图 4:

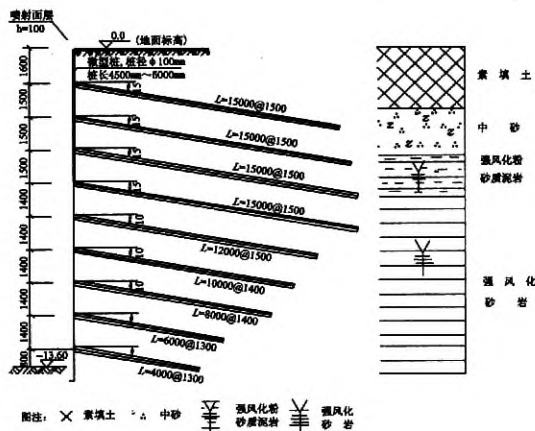


图 4 基坑支护竣工图

2011 年 6 月至 7 月间,本人重返工地,此时结构刚封顶(见图 5)。而据此不远的 Sambisanga 1 号公寓、安哥拉现任总统多斯桑托斯出生地,由于场地原因,业主也要求采用钉锚组合支护,因此 Burity Ultimo 项目的基坑设计与施工在安哥拉具有一定的示范效应。

7 结论

Burity Ultimo 项目基坑支护工程实例表明:在特定的地层与环境条件下,钉锚组合支护比桩锚支护更经济、比一般的土钉支护更安全,可以适用于施工场地狭窄、周边建筑需要保护、基坑深度 14.5 m 以内的情况^[9]。



图 5 封顶后的建筑现状

参考文献

- [1] 孙家乐. 插筋补强护坡技术帮理与应用[J], 工业建筑, 1992, 22(6): 34-38.
- [2] 陈肇元, 崔京浩. 土钉支护在基坑中的应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
- [3] 曾宪明, 黄久松, 王作民. 土钉支护设计与施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000.
- [4] 宋二祥, 邱 玥. 基坑复合土钉支护的有限元分析[J], 岩土力学, 2001(9):
- [5] 张 飞, 刘忠臣, 预应力土层锚杆与土钉墙联合支护的力学工作机理研究[J]. 岩土力学, 2002 年第 6 期.
- [6] 张明聚. 复合土钉支护技术研究[博士后研究工作报告][D]. 解放军理工大学工程兵工程学院, 南京, 2003.
- [7] 程良奎, 范景伦, 韩 军, 等, 岩土锚固[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [8] 杨光华, 深基坑支护结构的实用计算方法及其应用[M], 北京: 地质出版社, 2004.
- [9] 张 武, 杨润林, 宋二祥. 钉锚组合支护机理研究与工程应用[R]. 北京: 中国建筑科学研究院, 2008.
- [10] 陈仲颐, 周景星, 王洪瑾. 土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 1992.

收稿日期: 2011-10-08