

广州邦华环球广场深基坑支护设计与分析

孙 亮

(广州瀚华建筑设计有限公司, 广东 广州 510641)

摘要:通过对广州邦华环球广场深基坑支护设计的介绍, 论述了对于存在近距离相邻基坑时排桩拉索结构的一些处理方式。并应用Midas GTS有限元分析软件对拉索双排桩受力和变形进行了数值分析, 将最终的监测数据与计算结果进行了对比, 可供类似工程借鉴。

关键词:基坑支护, 带拉索双排桩, 有限元法

中图分类号: TU473.2 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2012)S0-0756-05

作者简介: 孙 亮(1977-), 男, 一级注册结构工程师, 注册岩土工程师, 从事结构与岩土方面的设计分析工作。E-mail: worldy@263.net。

Design and analysis of retaining structure for deep excavation of Banghua Global Plaza in Guangzhou

SUN Liang

(Guangzhou Hanhua Architects+Engineers Ltd., Guangzhou 510641, China)

Abstract: By introducing the design of retaining structure for deep excavation of Banghua Global Plaza in Guangzhou, some methods for designing retaining structure which consists of piles in row and soil anchors with adjacent foundation pit are analyzed. The finite element program Midas GTS is used to analyze the internal force and deformation of the double-row piles with cables. The calculated results and the monitoring data are compared. The proposed design method can be used for reference by similar projects.

Key words: retaining structure of excavation; double-row pile with cables; finite element method

0 引 言

随着城市建设的发展, 基坑深度不断增加, 基坑周边的环境日益复杂。如何经济合理地处理设计基坑与相邻建筑, 管线, 基坑支护的关系, 有效控制基坑支护结构的变形, 成为了基坑支护设计中日益突出的问题。

本文介绍了广州邦华环球广场深基坑支护结构的设计方法, 论述了在处理近距离相邻基坑时桩锚体系所采用的一些处理方法, 同时应用理正基坑设计软件与Midas GTS岩土有限元程序进行了分析, 并与最终的监测结果进行了对比, 最终得出了一些有用的结论。

1 工程与地质概况

1.1 工程概况

广州邦华环球广场位于广州珠江新城广州大道与金穗路交汇处, 为一栋37层办公楼。总建筑面积9.58万平方米, 地下室3层。 ± 0.00 相当于绝对标高8.3 m, 现地面标高为-0.3 m, 基坑底标高为-14.7 m, 基坑开

挖深度约为14.4 m。基坑周长约319 m, 开挖面积约6763 m²具体如图1所示。基坑周边存在大量市政管线, 基坑设计安全等级为一级。

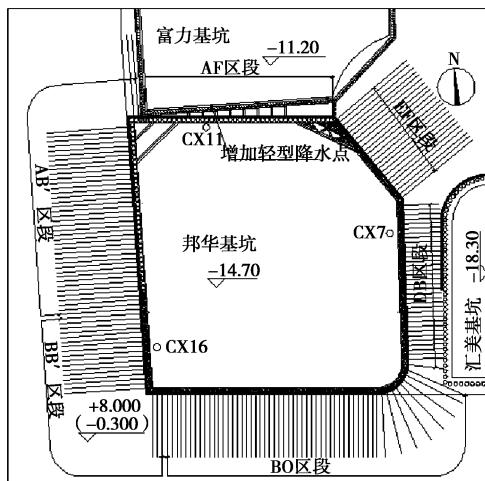


图1 基坑平面布置图

Fig. 1 Plan view of excavation

表 1 岩土层情况及计算参数
Table 1 Soil and rock layers and calculation parameters

岩(土)层名称	顶面埋深/m	层厚/m	岩土描述	重度/(kN·m ⁻³)	黏聚力c	内摩擦角φ/(°)	泊松比ν	变形模量E ₀ /MPa
①人工填土层	0	1.4~3.8	主要为素填土, 湿, 松散。	19	10	10	0.4	6
②-1 中砂	1.4~3.8	0.7~5.3	松散—稍密, 标贯平均8.1击。	20	0	27	0.25	20
②-2 粉质黏土、黏土	2.0~6.4	1.0~5.0	普遍可塑, 局部软塑, 标贯平均9.1击。	20	23	11.5	0.32	18
③残积层粉质黏土	2.4~7.8	1.2~9.3	可塑—硬塑。标贯平均16.9击。	20	46	14	0.3	30
④-1 全风化泥质粉砂岩	3.7~11.7	0.8~10.5	标贯平均30击。	20.4	50	18	0.28	69
④-2 强风化泥质粉砂岩	4.5~17.6	1.1~15.1	标贯平均41.4击。	21	80	26	0.25	125
④-3 中风化泥质粉砂岩、粗砂岩	8.4~23.6	0.5~12.0	岩质较软 $f_{rk}=12.7 \text{ MPa}$	24	300	33	0.23	4000
④-4 微风化泥质粉砂岩	10.4~29.1	0.8~17.5	岩质较硬 $f_{rk}=16.4 \text{ MPa}$	24	400	35	0.23	6000

拟建场地南临金穗路, 西临广州大道, 北面为 A3-1 富力项目(主体结构施工已完成, 基坑周边已回填), 基坑边线距 A3-1 地下室外侧约 2.7~6.8 m。A3-1 基坑深度 11.2 m, 支护结构采用排桩 $\phi 1000 @ 1100 +$ 两道预应力锚索。东面为 A3-5 汇美项目(地下室施工已完成, 基坑未回填), 支护结构深 18.3 m, 支护结构采用排桩 $\phi 1200 @ 1400 +$ 三道预应力锚索, 基坑边线距 A3-5 地下室外侧约 15~18 m。

1.2 地质概况

本场地地形平坦, 为珠三角的冲积平原区。土层条件至上而下如表 1 所示。其中土体的变形模量取值参考文献[1], 通过土层性质及的标贯击数近似求得。土体的 c , φ 值及泊松比参考文献[2]及地质报告选取。

勘探期间地下水位埋深 1.4~2.6 m, 平均 2.3 m, 地下水位平均标高 6.21 m。

2 基坑支护结构选型及计算

根据现场周边环境, 基坑支护结构采用钻孔桩(局部土质条件较好且地下水位以下砂层厚度不超过 2 m 部位采用人工挖孔桩) $\phi 1200 @ 1500 +$ 预应力锚索方案, 桩外侧采用 $\phi 550 @ 400$ 搅拌桩止水。根据周边场地及管线的布置情况, 冠梁顶标高-1.6~-2.0 m。各区段的细分做法如下:

(1) AB' 区段黏土层较厚, EF 区段为原设计基坑出土口, 周边空旷, 采用排桩+3 道锚索的方案。

(2) BB' 和 BD 区段土层情况较好, 采用排桩+两道锚索的方案, 典型做法如图 2 所示, 理正基坑计算结果与监测结果的比较如图 3 所示。由图 3 可知, 理正计算的位移略大于实际监测位移, 但趋势基本一致。

(3) DE 段为与 A3-5 基坑的交汇处, 由于本项目

基坑深度 14.7 m, 而与相邻 A3-5 基坑的距离仅为 15~18 m, 相邻基坑深度 18.3 m。平面距离狭窄, 限制了锚索的长度, 原设计考虑采用排桩+三道预应力锚索方案, 顶部锚索直接打至相邻基坑的冠梁顶, 并在相邻基坑的冠梁顶植筋新增冠梁进行对拉, 下部设置两道普通预应力锚索, 但由于相邻基坑的场地限制无法实施。最终修改为排桩+四道预应力锚索的方案, 其典型剖面如图 4 所示。由于相邻基坑距离过近, 锚索长度较短, 锚索的锚固段不足将导致锚索的蠕变增加, 故设计时采用了以下几项措施以控制基坑的位移和稳定。

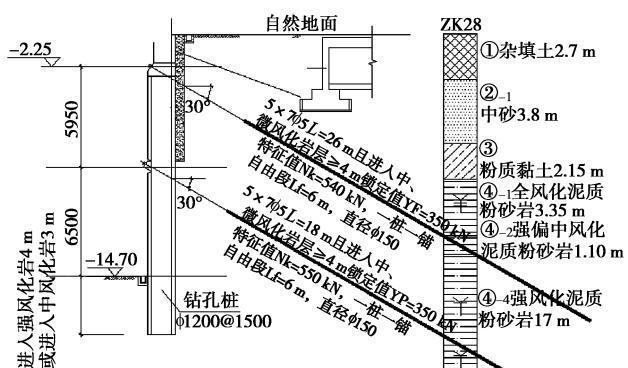


图 2 BB' 基坑剖面

Fig. 2 Section BB' of excavation

(1) 增加锚索排数, 共设置了 4 排锚索。

(2) 将顶部两道锚索的直径由 150 增大到 200, 以增加锚固段的土体抗力。

(3) 减少锚索自由端的长度。规范的土体破裂面是按无限土体计算得到, 而实际由于受到 A3-5 地下室的阻隔, 桩背面的土体破裂面倾角应大于规范计算值。实际将所有锚索的自由段仅设为 5 m, 自由段的减少有利于提高锚索的刚度。

(4) 适当加大了顶层锚索的钢筋面积, 如此可进一步提高顶部锚索的刚度, 控制基坑位移。

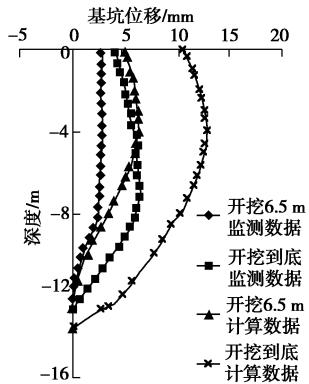


图 3 BB' 剖面计算位移与实测对比(CX16)

Fig. 3 Measured and predicted displacements of section BB'
(CX16)

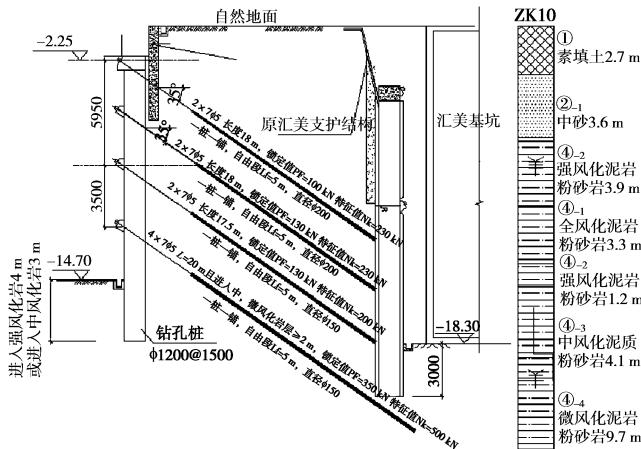


图 4 DE 基坑剖面

Fig. 4 Section DE of excavation

理正基坑计算结果与实测结果对比如图 5 所示。由图 5 对比可知, 计算位移略大于实测位移, 位移趋势基本一致。当开挖到 12 m 时, 计算位移比实测位移偏大较多。通过位移监测数据可知, 当基坑刚开挖到底时, 实测位移仅有 9.2 mm, 在地下室施工的过程中逐步增加到 13.6 mm。由于墙背土台宽度仅为 15~18 m, 与基坑的开挖深度较为接近。锚索锚固长度较短, 蠕变较为明显。中间的开挖工况由于暴露时间短, 基坑位移未得到充分发展, 故表现出中间工况位移小于计算值较多的情况。由以上数据可知, DE 区段通过以上几项措施, 基坑位移得到了较好的控制。

(4) AF 段为与 A3-1 基坑的交界位置, A3-1 基坑深度 11.2 m, 距离本基坑距离仅为 2.7~6.8 m, 没有施工锚索的空间。且本基坑设计时 A3-1 项目已经封顶, 室外部分的管线, 化粪池等已经施工埋设完毕, 地下室周边与基坑的间隙已进行回填。针对此区段的特殊情况, 设计提出了以下几种可行的方案:

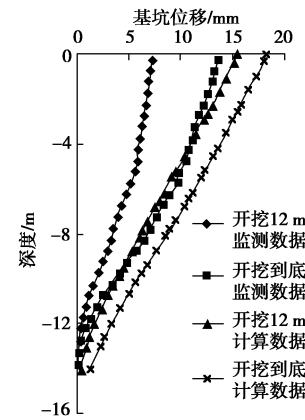


图 5 DE 剖面计算位移与实测对比(CX7)

Fig. 5 Measured and predicted displacements of section DE (CX7)

方案 A: 南北向设置内支撑, 但由于南北向基坑长度达 86 m, 支撑的设置将对地下室的施工产生一定的影响, 此方案造价最高。

方案 B: 在 AF 区段预留土台, 采用悬臂支护的结构型式, 待地下室主体结构施工完成后分层回顶, 再挖除土台土体。此方案造价中等, 但地下室需进行分块施工, 施工不便。

方案 C: 在基坑的两个端部冠梁高度处设置一道角撑 (每侧两条) 如图 1 所示, 中部区段在地面新增拉梁 500×500@4500, 并利用 A3-1 段锚索进行对拉, 使得桩上的土压力自行平衡。(与 A3-1 交接位因土质好砂层薄, 采用人工挖孔桩, 故可保留 A3-1 段锚索。) 如此即可在中部形成一个宽度 4.4~6.6 m, 高度 14.4 m 的自立土堤, 土堤的内部土压力可自相平衡。由于 A3-1 地下室与支护桩间距离仅有 800 左右, 回填土仅为有限范围, 产生的土压力很小, 对土堤的稳定不会产生太大的影响。但若存在外部的水压力时, 由于基坑较深, 最薄处 b/H 仅为 0.3, 开挖到底时基坑的稳定无法满足要求。故需采取措施设法排除 A3-1 段基坑与地下室之间的地下水。此方案造价最低, 对地下室的施工无影响。

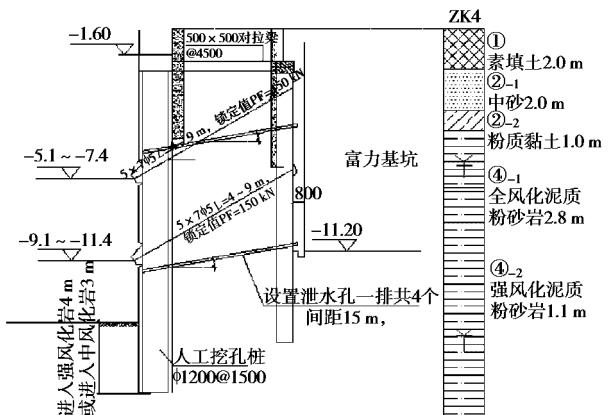


图 6 AF 基坑剖面

Fig. 6 Section AF of excavation

经多次论证后, 最终采用了方案 C。具体做法如图 6 所示, 并采用了以下 3 种方式以排除土堤内外的水压力。

- (1) 土堤范围均进行地表硬化, 并设置排水沟。
- (2) 在支护桩间设置倾斜泄水孔。
- (3) 在 A3-1 基坑地下室设置 5 个轻型降水井点如图 1 所示, 以抽取基坑间隙的地下水。

AF 区段施工时, 施工单位未按照设计要求设置降水井, 留设的泄水孔数量也远未达到设计要求。2010 年 5 月 7 日, 在 *AF* 区段基坑开挖到 10.5 m 时, 广州经历了罕见的暴雨, 降雨持续时间将近 10 h。由于原 A3-1 基坑砖砌排水沟施工质量较差, 暴雨将排水沟局部冲垮, A3-1 基坑与地下室侧壁之间水位上升到将近地面, 本项目基坑内部也出现了大量积水, 支护桩位移急剧发展, 两天后桩顶最大位移达到 68 mm, 拉梁表面和地表均出现裂缝。为保证基坑安全, 经各方协商, 采取了以下几点应急措施。

- (1) 基坑内侧迅速进行抽水, 并进行堆土反压。
- (2) 立即按照原设计要求补打泄水孔。
- (3) 重新修补 A3-1 段排水沟, 将所有地表裂缝封闭, 并进行地面硬化处理。

经过以上几项抢险措施, 基坑位移重新维持稳定。

在土堤外侧地下水的作用下, 本项目基坑支护桩与 A3-1 支护桩通过顶部拉梁和中部拉索连接, 形成了类似双排桩的支护体系。双排桩在理论计算及工程应用方面, 已取得了一定的进展^[3-5], 其常用的平面分析方法为考虑土弹簧刚度的杆系有限元法和平面应变有限元法。由于本结构双排桩中部还存在着拉索, 与通常的双排桩有所不同, 故采用了岩土有限元分析程序 Midas GTS 进行了平面应变有限元的补充分析, 分析位置采用了位移监测点 CX11 处的典型剖面, 将前后排桩及桩顶拉梁, 桩中拉索采用刚度等效的原则进行简化(简化方式详表 3), 计算采用平面应变模型, 土体的本构采用莫尔-库仑模型, 各层土体的厚度如表 2 所示, 土层的计算参数同表 1。土体单元采用四边形的四节点单元, 采用接触面单元来模拟土体与结构的共同作用, 并考虑分步开挖与拉索张拉预应力的施工工况。有限元计算模型详图 7 所示。

表 2 岩土层情况

Table 2 Soil and rock layers

土层名称	深度/m
素填土	0~2.5
粉质黏土(2-1)	2.5~6.5
全风化泥质粉砂岩(4-1)	6.5~12
强风化泥质粉砂岩(4-2)	12~16.5
中风化泥质粉砂岩(4-3)	16.5~18.5

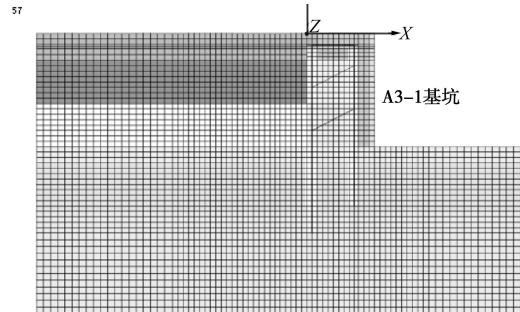


图 7 有限元计算模型

Fig. 7 FEM model

表 3 计算几何参数

Table 3 Geometric parameters of calculation

名称	等效截面	等效方法
前排桩 φ 1200@1400	1000×930	抗弯刚度相等
后排桩 φ 1000@1100	1000×810	抗弯刚度相等
拉梁 500×500@4500	1000×240	抗弯刚度相等
拉梁 500×500@4500	1000×55	截面积等效
首二道拉索 5×7 φ 5@4500	154	截面积等效

按以上计算模型计算得到的最终位移如图 8 所示。开挖到 10.5 m 时前后排桩的计算弯矩如图 9 所示。

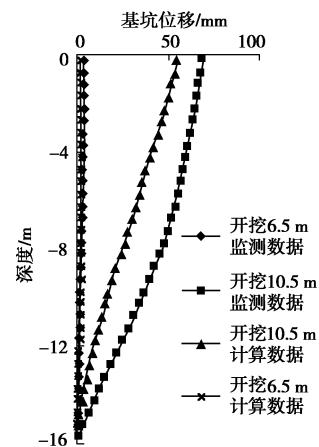


图 8 *AF* 剖面计算位移与实测对比(CX11)

Fig. 8 Measured and predicted displacements of section *AF*(CX11)

由有限元的计算结果可以看出, 在张拉相邻基坑第一道锚索时, 有限元计算位移与实测位移基本吻合。当基坑受到外部水压力作用时, 有限元计算结果位移峰值为 54.4 mm, 略小于实测位移 68.3 mm。差异的主要原因除了其计算参数及简化模型与实际无法完全一致外, 而且, 在暴雨后基坑内存在大量积水, 坑内被动区土体主要为强风化及全风化泥质粉砂岩, 存在遇水软化的特性, 被动区土体抗力受到一定削弱。而计算时未考虑此因素的影响。总体而言, 有限元分析结果与实测结果还是基本吻合的。由前后排桩的弯矩计算结果可以看出, 开挖面以上前排桩的弯矩峰值为 416 kN·m, 后排桩的弯

矩峰值为 $451 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 弯矩比较接近, 均远小于水压力造成的悬臂弯矩。开挖面以下前排桩弯矩- $1227 \text{ kN}\cdot\text{m}$, 大于后排桩的弯矩- $568 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 。此两弯矩均未超出原有支护桩配筋的极限弯矩, 故支护桩未出现裂缝。桩弯矩分布规律与双排桩的支护结构相近。由此可见, 带拉索双排桩的空间效应得到了充分发挥。

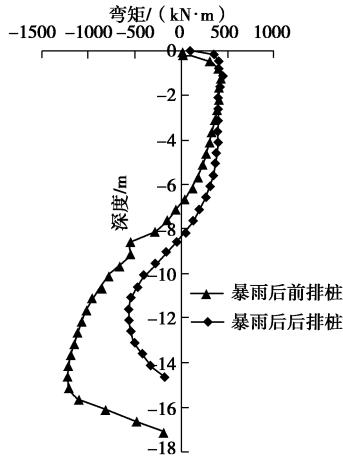


图 9 前后排桩计算弯矩图

Fig. 9 Calculated bending moments of front and back piles

后续, 为保证基坑的安全性, 待基坑基本干燥后, 在 AF 区段二道拉梁标高处设置了 3 条临时钢管斜撑与基坑底土体对顶, 逐步卸除反压土台。待基坑底板施工完成后拆除钢管斜撑。施工过程中基坑位移基本稳定, 最大位移均未超过暴雨时的峰值。

3 结 论

通过以上对存在近距离相邻基坑的排桩+锚索支护结构设计分析, 可以得到以下结论:

(1) 当相邻基坑距离较近, 锚索长度略为不足时, 有条件时可采用连接相邻基坑的对拉锚索及普通锚索结合的方式。若无法设置对拉锚索, 需考虑锚索由于锚固段不足所产生的蠕变, 可通过增加锚索排数、加大锚索直径、缩短锚索自由段, 略为加大顶部锚索钢筋面积等增加锚索强度和刚度的手段以更好控制基坑位移。

(2) 当相邻基坑距离过近, 锚索长度远远不足时, 可采用设置基坑顶拉梁或拉板的方式将相邻基坑支护结构连接, 形成近似双排桩的支护结构。有条件时还可连接相邻支护结构的锚索形成对拉体系。但需验算在水土压力作用下对拉结构的强度和稳定性, 当无法满足时可设法减少水土压力的作用或采取其他措施。

(3) 当形成双排桩结构体系时, 可通过计算优化前排桩间距, 拉梁刚度等, 以更好控制基坑变形。

参 考 文 献:

- [1] DBJ 15—31—2003 建筑地基基础设计规范[S]. 2003. (DBJ 15—31—2003 Design code for building foundation[S]. 2003. (in Chinese))
- [2] GJB 02—98 广州地区建筑基坑支护技术规定[S]. (GJB 02—98 Technical specification for retaining and protection of building foundation Excavation in Guangzhou area[S]. (in Chinese))
- [3] 林 鹏, 王艳峰, 范志雄, 等. 双排桩支护结构在软土基坑工程中的应用分析[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 2): 331 - 334. (LIN Peng, WANG Yan-feng, FAN Zhi-xiong, et al. Application and analysis of retaining structure with double-row piles in soft ground excavation engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S2): 331 - 334. (in Chinese))
- [4] 郑 刚, 李 欣, 刘 畅, 等. 考虑桩土相互作用的双排桩分析[J]. 建筑结构学报, 2004(2): 99 - 106: (ZHENG Gang, LI Xin, LIU Chang, et al. Analysis of double-row piles in consideration of the pile-soil interaction[J]. Journal of Building Structures, 2004(2): 99 - 106. (in Chinese))
- [5] 吴 刚, 白 冰, 聂庆科. 深基坑双排桩支护结构设计计算方法研究[J]. 岩土力学, 2008(10): 2753 - 2757. (WU Gang, BAI Bing, NIE Qing-ke. Research on calculation method of double-row piles retaining structure for deep excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008(10): 2753 - 2757. (in Chinese))

(本文责编 黄贤沙)