

金华大厦深基坑工程的仿真计算与分析

杨虹¹, 姜奕红¹, 罗兰²

(1. 佛山科学技术学院 土建系, 广东 佛山 528000; 2. 高明市第三建筑工程公司, 广东 高明 528500)

摘要: 金华大厦深基坑是较早进行系统监测的深基坑工程之一。此基坑的支护设计已根据现场监测作了调整, 并得到顺利完成, 为了印证调整结果, 利用有限元对实际工程进行了仿真计算, 并对结果进行了分析。

关键词: 深基坑工程; 仿真计算; 动态监测

中图分类号: TU 470⁺.3 **文献标识码:** A

Simulation calculation and analysis of deep foundation pit project of Jinhua Mansion

YANG Hong¹, LOU Yi-hong¹, LUO Lan²

(1. Foshan university engineering department, Foshan, 528000, China;

2. Gaoming third architectural engineering company, Gaoming, 528500, China)

Abstract: Jinhua Mansion was one of the early deep foundation pit project with systematical supervision. The pit supporting design has been adjusted with supervision and has successfully finished. In order to prove the adjusted results, by using finite element method the simulation calculation and analysis for the pit have been carried out.

Key words: deep excavation project; simulant calculation; dynamic measurement

1 概述

20 世纪 80 年代至今是我国城市基坑工程发展迅猛的时期。随着城市基础设施改造、市政建设以及高层建筑的建造, 深基坑开挖与支护技术得到了前所未有的发展和推进, 深基坑的施筑技术也得到提高和发展。但在基坑工程的实践中常常发现, 与设计预估值相比, 实际工程的工作状态往往存在一定差异。这是由于土层性质存在着相当的变异性与离散性, 地质勘察所获得的数据很难准确代表土层的全面总体情况, 钻探取样对土样的扰动和应力释放也会造成一定程度的试验误差。另外, 在基坑开挖与施筑过程中, 随着土层开挖标高的变化和支撑体系的设置与拆除, 围护结构实际上处于动态变化状况。所以, 基坑工程现场监测成为及时提供反馈信息的重要手段, 除此之外, 测试结果的反馈分析与实际工程的仿真计算也有很好的应用前景, 本文就广州市金华大厦 20 m 深基坑的仿真结果进行了分析。

金华大厦两面与高层建筑相邻, 一面又与珠江相邻, 基坑长 62.8 m, 宽 31.1 m, 建筑用地 1 576 m², 建筑面积 23 280 m²。该场地土层结构相对简单, 表层为杂填土层, 上覆第四系冲积层, 下伏基岩为白垩系粉砂质泥岩和粉细砂岩等, 起伏变化较大。由于该场地四周环境条件比较苛刻, 采用地下连续墙、结合预应力锚索和钢质内撑组成支护体系, 且将珠江一面的地下连续墙作为承重墙。连续墙厚 100 cm, 钢筋笼厚 80 cm, 主筋采用直径为 $\phi 32$ mm 的螺纹钢并双向配筋。为确保安全施工, 对其进行的监测项目有: 墙体内钢筋应力监测、墙后土压力监测、墙体水平变形监测、墙顶位移监测、锚索力监测、钢支撑体系内力监测, 金华大厦的平面测点布置如图 1 所示。历时 18 个月监测获得的大量实测数据中包含的信息量很多, 可以从各个角度进行广泛的分析与讨论。该基坑的支护体系根据动态监测结果已在施工过程中进行了调整, 原支护方案见图 2, 调整后的支护方案见图 3。

本文结合数值仿真, 基坑的三个开挖阶段调整

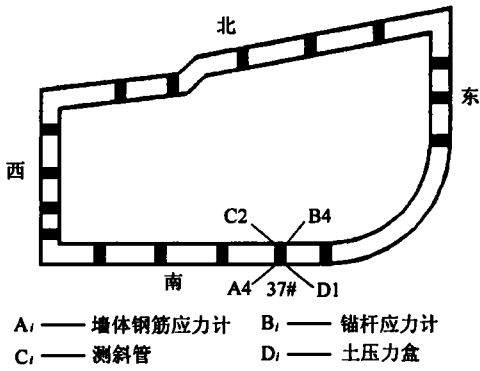


图 1 平面布置示意图
Fig.1 Sketch of plane layout

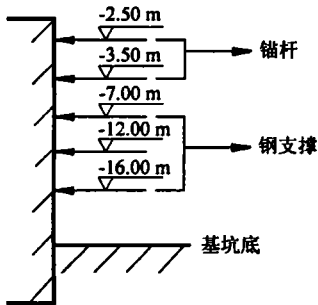


图 2 原设计支撑位置
Fig.2 Original bracing position

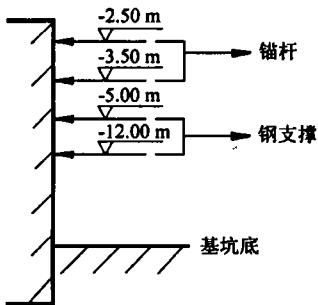


图 3 调整后支撑位置
Fig.3 Rearranged bracing position

了的支护方案。开挖的三个阶段分别是地面至-7.8 m(第一阶段)、-7.8~-16.6 m(第二阶段)、-16.6~-20.8 m(第三阶段)。荷载步的划分应按施工计划进行,但实际施工过程与施工计划有一定的偏差,因此,用有限元法对该大厦第一阶段开挖进行动态模拟和数值仿真时,是按实际施工过程进行荷载步的划分,具体划分如表 1。对 4 种工况的状态进行了分析,即设计工况、原计划施工工况(图中的施工工况)、实际施工工况(图中的实测值)和损坏工况(个别锚杆脱落时的工况)。在输出计算结果时,为与现场监测值保持一致,并有利于计算结果与监测结果进行比较,采用了 37 号槽段的弯矩值、左侧的水平土压力、位移值作为计算结果,相应的这三组值均取得了监测结果。三种工况的模拟

计算结果与实际监测结果汇总,绘于图 4、图 5。第一阶段未监测墙体左侧水平位移。

表 1 第一阶段荷载步划分表
Table 1 Loading steps in first stage

序号	起止日期	开挖面深度/m	天数/d	备注
1	1996.3.6~1996.3.25	1.20	20	
2	1996.3.26~1996.4.25	3.20	31	
3	1996.4.26~1996.5.16	3.20	21	设左侧第一层锚杆
4	1996.5.17~1996.5.29	3.20	13	设右侧第一层锚杆
5	1996.5.30~1996.6.5	4.18	7	
6	1996.6.6~1996.7.3	4.18	28	设左侧第二层锚杆
7	1996.7.4~1996.8.1	4.18	29	设右侧第二层锚杆
8	1996.8.2~1996.8.4	5.48	3	
9	1996.8.5~1996.8.8	7.86	4	

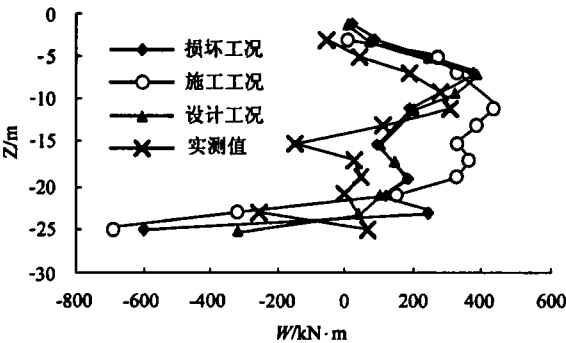


图 4 计算与实测墙体弯矩对比图
Fig.4 Comparison between calculated and measured bending moments of the wall body

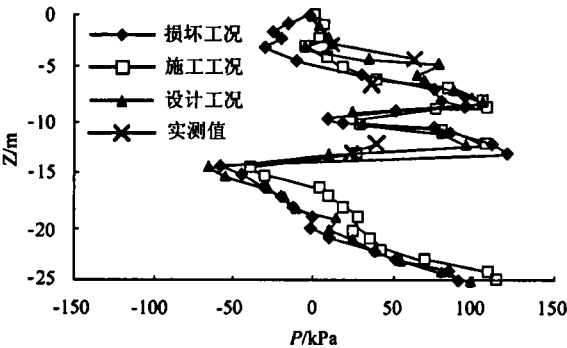


图 5 计算与实测土压力对比图
Fig.5 Comparison between calculated and measured earth pressures

2 第一阶段的数值模拟

从图 4 中可以看到:当出现设计工况和损坏工况时,墙体的弯矩值基本相同,这说明如果出现个

别锚杆损坏,对墙体的弯矩值影响不大;当出现实际施工工况时,墙体的弯矩值明显大于设计工况的弯矩值,这说明土体自身强度较低,在开挖卸荷时,势必产生较大的水平推力,使墙体产生较大的弯矩值。另外,图4中的几条曲线表明了一些共同的规律:(1)无论是计算结果还是实际监测结果,墙体的最大弯矩值都出现在开挖面(标高为-7.8 m)稍稍靠下的位置;(2)在设置锚杆的位置(标高为-2.5 m和-3.5 m)墙体的弯矩曲线产生了拐点,这也较符合实际。

同样,在图5中也可以看到:(1)无论是设计工况还是损坏工况,墙体受到的水平土压力值基本相同,而在施工工况时受到的水平土压力值要大一些,这主要也是由于上述原因;(2)实际监测结果与设计工况时的计算结果基本一致。

综上所述,如果施工中出现个别锚杆损坏,则对第一阶段的影响不大;如果出现施工工况,则会带来较大影响,但各项指标不会超出允许范围,说明金华大厦深基开挖的第一阶段施工较顺利,满足了各方面的要求。

3 第二阶段的数值模拟

3.1 支护方案的变更

在原设计中,第二阶段开始就要在-7.00 m处设置第一排钢支撑,在标高-12.00 m处还要设置第二排钢支撑支护。根据第一阶段的弯矩分析认为,设置第一排钢支撑的作用和意义不大,而设置这排钢支撑的工程造价却不小。如果取消这排支护,不但能降低工程造价,还将缩短工期。但取消这排支护的前提是在以后的开挖过程中地下连续墙必须保持稳定,并且各项指标均要满足要求。为此,对第一排钢支撑的设置与否进行了计算对比。在分析计算结果时,仍用37号槽段的弯矩值、左侧水平土压力值和位移值作为计算结果。图6~8分别为设与不设第一排钢支撑时37号槽段的弯矩、土压力和位移。从中可以看到,取消第一排钢支撑不会引起墙体的弯矩、土压力和位移太大的增长,且变化均在允许范围之内。因此,完全可以省去原设计中这一排钢支撑支护。

3.2 荷载步的重新划分

由于在1996年8月底9月初珠江水位猛涨近1.0 m,引起第一、二排锚杆大部分脱落,为确保地下连续墙的安全,取消第一排-7.0 m处的钢支撑,并提前在标高-5.0 m处设置了一排钢支撑支护,起到补充第一、二排锚杆支护的作用,然后再按照

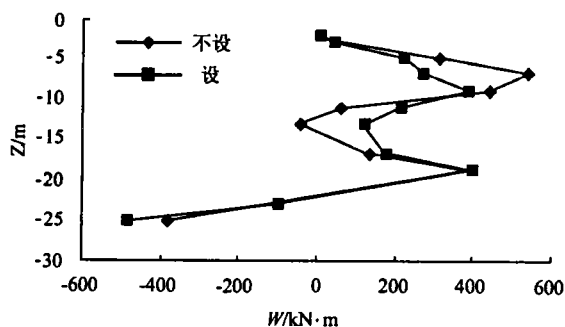


图6 弯矩计算对比图

Fig.6 Comparison between bending moments of wall with and without first row bracing

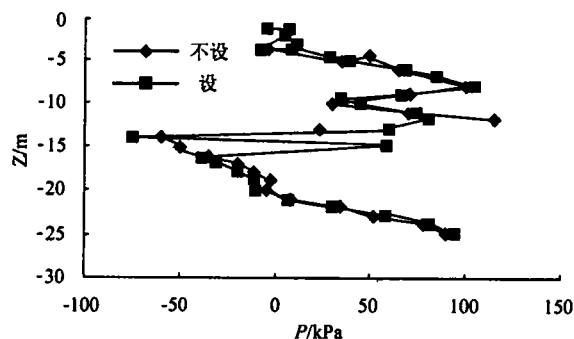


图7 土压力计算对比图

Fig.7 Comparison between earth pressures of wall with and without first row bracing

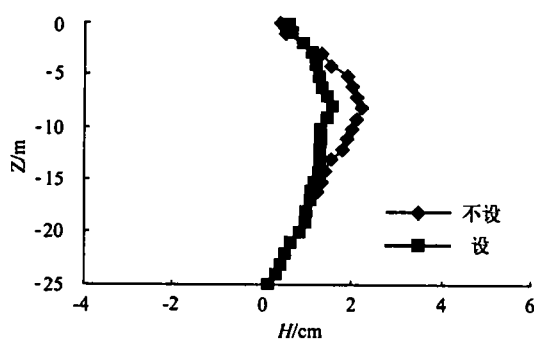


图8 位移计算对比图

Fig.8 Comparison between deformations of wall with and without first row bracing

施工计划进行开挖。调整后的第二阶段开挖荷载步重新划分如表2。

在标高-5.0 m处设钢支撑,墙体所受最大弯矩值出现在深度-9.0 m处,大小为510 kN·m,如图9,如在此不设钢支撑,则墙体最大弯矩值出现在深度为-7.0 m处,大小为390 kN·m,且在开挖面以下,两条曲线基本重叠。这说明-5.0 m处的钢支撑使墙体的弯矩值增大,最大弯矩值出现的位置上移,这并不能说明设置这一层钢支撑没有意义。由图10和图11可以看出,墙体上端的土压力值由拉力变为

表2 第二阶段荷载步划分表
Table 2 Load step in second stage

序号	起止日期	开挖面深度/m	天数/d	备注
10	1996.8.9~1996.8.12	9.10	20	
11	1996.8.13~1996.8.27	10.82	15	
12	1996.8.26~1996.9.9	12.97	13	珠江水位猛涨
13	1996.9.10~1996.10.27	12.97	48	锚杆脱落, -5.0 m 处设置钢支撑
14	1996.10.28~1996.11.1	12.97	5	标高-12.0 m 处设置钢支撑
15	1996.11.2~1996.11.8	13.40	7	
16	1996.11.9~1996.11.17	14.68	9	
17	1996.11.18~1996.11.30	16.69	13	
18	1996.12.1~1996.12.4	16.60	4	

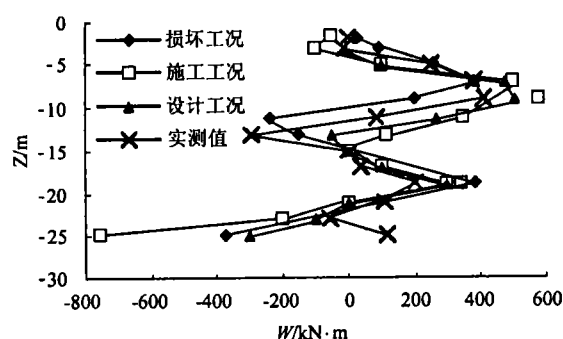


图9 计算与实测墙体弯矩对比

Fig.9 Comparison between calculated and measured bending moments of wall body

压力, 这对保持墙后土体稳定是非常有利的, 且墙体上端的水平位移值也明显减少。

从上述图中其它曲线的情况可以看出, 其结果相似于第一阶段开挖的仿真计算, 实测曲线与设计工况曲线比较一致, 施工工况的计算结果较大, 进一步证明了这种工况的危险性; 另外基坑得以顺利开挖与-5.0 m 处的钢支撑的增加是有关的。但需要注意的是, 从图 11 中可以明显看到, 随着基坑的开

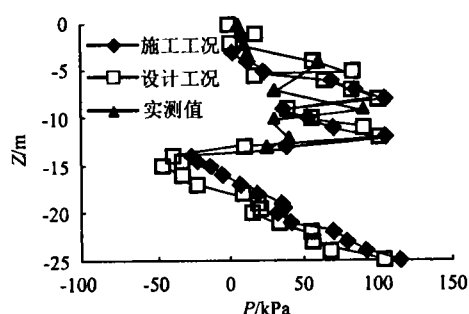


图10 第二阶段计算与实测土压力

Fig.10 Comparison between calculated and measured earth pressures of wall in second stage

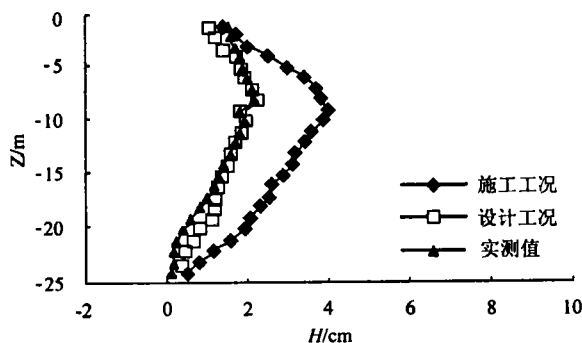


图11 第二阶段计算与实测墙体位移

Fig.11 Comparison between calculated and measured displacements of wall in second stage

挖, 墙体最大水平位移出现的位置逐渐下移, 且与墙顶位移差值越来越大, 这一点在施工时需要密切注意, 要确保墙体位移在允许范围内。

4 第三阶段的数值模拟

4.1 支护方案的变更

第二阶段开挖结束时, 基底的标高位于-16.60 m 处, 离开挖终止面只有 4.20 m, 而地下连续墙深达 31.0 m, 又分别在-5.0 m 和-12.0 m 处设置了两排钢支撑, 从钢支撑轴力的监测中可以看出, -5.0 m 处支撑发挥了有效的作用, 但-12.0 m 处支撑轴力增长较快, 为防止失稳, 对这层支撑有过两次加强。因此, 原定第三阶段开挖时, 设置在-16.0 m 处的钢支撑是否可以省去, 省去后会造成什么样的结果? 仍可以用数值模拟来讨论。

仍采用第二阶段的分析方法, 根据施工计划所定的荷载步, 开挖面终止到-20.80 m 标高。从计算结果看无论是否设置第三排钢支撑, 墙体的弯矩、土压力及位移相差都很小。因此可以省去这一排钢支撑支护, 以降低工程造价和缩短施工期。

4.2 荷载步的重新划分

第三阶段开挖的荷载步重新划分如表 3。

4.3 数值仿真结果分析

图 12, 13 是深基坑开挖第三阶段的数值仿真结果。曲线表明, 仍然是实测曲线与设计工况曲线比较一致, 而施工工况较危险。图 12 中墙体的弯矩图有两个拐点, 分别在设置钢支撑的地方, 即标高为-5.0 m 和-12.0 m 处, 而最大弯矩值位于这两个拐点之间, 这与实际情况比较一致。从实际情况看, 墙体也是这个位置容易产生破坏。墙体土压力与位移图和第二阶段开挖的情况基本一致, 土压力曲线上的拐点位置与大小基本保持不变, 但墙体最大水平位移出现的位置有所下移, -12.0 m 处支撑的加强有

表3 第三阶段荷载步划分表
Table 3 Load step in third stage

序号	起止日期	开挖面深度/m	天数/d
19	1996.12.5~1996.12.10	17.24	6
20	1996.12.11~1997.2.21	19.16	73
21	1997.2.22~1997.3.29	19.86	36
22	1997.3.30~1997.4.8	20.39	10
23	1997.4.9~1997.4.21	20.80	13

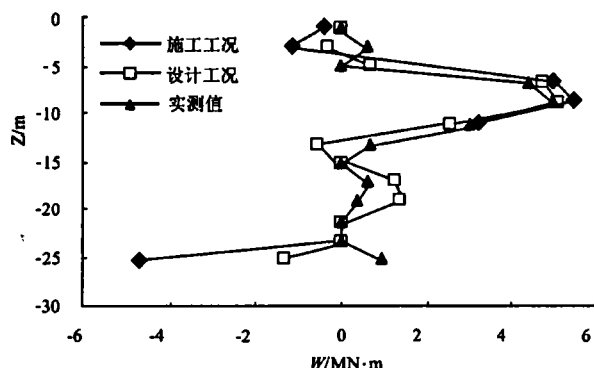


图12 第三阶段计算与实测墙体弯矩

Fig.12 Comparison between calculated and measured bending moments of wall in third stage

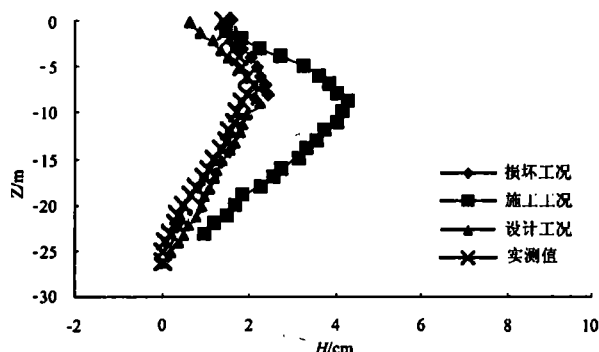


图13 第三阶段计算与实测墙体位移

Fig.13 Comparison between calculated and measured displacements of wall in third stage

上接第489页

济的优越性是其它的试验方法所无法比拟的, 所得资料可供参考。但由于精度不够, 在实际工程中不能全部采用点荷载法的试验数据来进行设计, 应该以试验机法的结果为主, 在可靠的现场对比资料下辅助做少部分的点荷载试验数据, 但在重大工程中, 建议最好还是全部采用材料试验机法来测试岩石的抗压强度值。

参考文献

[1] 中华人民共和国地质矿产部. 岩石物理力学性质试验

效的防止了基坑水平位移的增大, 所以, 这一开挖阶段墙体和土体基本保持稳定。图12是基坑挖至-19.2 m和-20.0 m时的弯矩图。最大弯矩的增长不大, 不加支撑是安全的。

5 结论

(1) 此次监测达到两个目的, 一是得到了系统的弯矩变化情况, 可验证地下连续墙的设计计算结果; 二是通过监测分析与判断, 把下部三道支撑合并为一道, 既降低造价, 又缩短工期。

(2) 墙体水平位移监测很有必要, 对调整支撑位置、控制施工过程非常有效。

(3) 在软土地区使用锚杆要慎重, 锚杆的出口位置应在地下水位以上, 这种方法可方便早期开挖。

(4) 测试结果的反馈分析与实际工程的仿真计算有很好的应用前景, 有较大的发展空间, 是今后研究的重要方向。

参考文献

[1] 黄强. 深基坑支护工程设计技术[M]. 北京: 中国建材工业出版社, 1995, 5-8.
[2] 钱家欢, 殷宗泽. 土工数值分析[M]. 北京: 中国铁路出版社, 1981, 44-82.
[3] 孙均. 市区地下连续墙对环境病害的预测与防治[A]. 中国土木工程学会第六届年会论文集[C]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1993.
[4] 彭振斌. 深基坑开挖与支护工程中设计计算与施工[M]. 北京: 中国地质大学出版社, 1997.
[5] 龚晓南. 土工计算机分析[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2000. 379-393.

规程[M]. 北京: 地质出版社, 1986, 108-116.

[2] 李先炜. 岩块力学性质[M]. 北京: 煤炭工业出版社, 1983, 162-171.

[3] 陶振宇, 朱焕春, 高延法等. 岩石力学的地质与物理基础[M]. 武汉: 中国地质大学出版社, 1996.

[4] GB/T50266-99. 工程岩体试验方法标准[S].

[5] Franklin J A, Pells P, McLachlin D, et al. 测定点荷载强度的建议方法[J]. 岩石力学与工程学报, 1986, 5 (1): 79-90.