

# 超深基坑信息化施工实例分析

王 义, 周 健\*, 胡展飞, 吴晓峰

(同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092)

**摘 要:** 结合某工程实例, 针对复杂地质条件下圆形超深基坑的特点, 建立了一套信息化施工监测体系, 并将其运用到工程实践。选择了合理的计算模型, 运用数值反分析手段着重就圆形围护结构的变形和承压水的信息化监测进行了分析, 并且根据实际情况进行了改进, 取得了良好效果, 实践表明, 这种信息化施工监测体系是可行的。

中图分类号: TU473

文献标识码: A

## Case study of informative construction in super-deep foundation excavation

WANG Yi, ZHOU Jian\*, HU Zhan-fei, WU Xiao-feng

(Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Based on the project of a cylindrical deep foundation excavation, the informative supervision system for excavation construction and its application under complex geological conditions is introduced. Numerical back analysis and informative supervision is conducted by selecting a reasonable calculating model. Deformation of the retaining structure and variation of the deep confined water pressure induced by dewatering are monitored and analyzed in detail. According to the supervision data, the model is modified and the calculating result is reasonable. The example showed that the informative supervision system is feasible.

**Key words:** deep foundation excavation; informative; back analysis

## 1 前 言

随着高层建筑和地下结构的发展, 深基坑开挖普遍展开, 但开挖深度超过 20 m 的深基坑尚不多见<sup>[1]</sup>, 施工监测也多是仅仅停留在提供报警的水平上<sup>[2~4]</sup>。对于在松软土地区复杂地质条件下开挖深度超过 30 m 的超深基坑来说, 工程难度大, 必须在施工过程中进行综合系统的现场监测, 全面了解主体结构 and 与周边环境的情况, 根据监测结果动态调整优化施工参数, 指导施工, 并且根据监测信息和施工参数的变化规律预测下一步施工工况, 及时提出应对措施。本文在工程实例的基础上, 充分运用数值和理论的反分析手段, 建立了一个完善的复杂地质条件下超深基坑的信息化施工监控体系。

## 2 工程概况

该工程为某钢铁厂水处理系统旋流沉淀池基

坑, 开挖深度为 33 m, 平面形状呈圆形, 围护结构采用地下连续墙结合内衬, 不设支撑。地下连续墙内径为 26.5 m, 墙深 51.3 m, 墙厚 1.0 m, 内衬厚 0.8 m, 采用分层逆筑法施工。

此基坑开挖深度以及地下连续墙深度在同类工程中比较罕见, 且为“两合一”墙, 地下连续墙作为围护结构以及地下结构的部分外墙, 其本身的强度与稳定直接关系到整个基坑工程的成败。基坑开挖涉及范围内土层复杂如表 1 示。基坑开挖影响范围内多为软弱土层且涉及两层承压水, 分别埋藏于⑦-1 层内和⑧-3 层以下, 对基坑开挖不利。

## 3 信息化监控体系的建立

基坑开挖期间, 根据大量的监测数据, 利用理论和数值反分析工具, 预测预报下一步开挖引起地下连续墙的位移和变形, 随时掌握围护结构的位移

情况,及时预报施工中出现的问題,判断结构可能产生变位的原因,信息化指导施工,为研究对策和采取措施提供依据,确保结构本身的安全。

本基坑开挖涉及到两层承压水。一方面需要降低承压水水位以确保坑底稳定,防止基坑突涌现象;另一方面由于降水引起承压水含水层水头下降而在承压水含水层及其相邻区域形成孔隙水压力下降区,可能导致土体沉降,对基坑周边环境造成不利影响。对于深井降水施工的信息化监测也是本工程的一个重点。

表 1 场地土层及物理力学指标  
Table 1 In-situ geological condition

| 编号   | 土层名称 | 土层厚度<br>/m | 重度<br>/kN·m <sup>-3</sup> | 固结快剪                 |                |
|------|------|------------|---------------------------|----------------------|----------------|
|      |      |            |                           | $\varphi/(^{\circ})$ | $c/\text{kPa}$ |
| ①1-1 | 杂填土  | 2.4        | 18                        |                      |                |
| ②    | 粉质粘土 | 0.8        | 18.4                      | 18                   | 12             |
| ③1   | 淤粉粘土 | 2.0        | 17.5                      | 17                   | 11             |
| ③2-1 | 粘质粉土 | 2.0        | 18.5                      | 20                   | 10             |
| ③2-2 | 砂质粉土 | 1.4        | 18.6                      | 22                   | 8              |
| ③3   | 淤粉粘土 | 2.3        | 17.6                      | 17                   | 11             |
| ④    | 淤质粘土 | 9.7        | 17                        | 12                   | 14             |
| ⑤1   | 粉质粘土 | 0.8        | 18                        | 15                   | 13             |
| ⑥1   | 粉质粘土 | 3.1        | 18.5                      | 15                   | 30             |
| ⑥2   | 粉质粘土 | 3.2        | 19.5                      | 15                   | 30             |
| ⑦1   | 砂质粉土 | 2.9        | 19                        | 22                   | 8              |
| ⑧1   | 粉质粘土 | 10         | 18                        | 16                   | 14             |
| ⑧2   | 粉质粘土 | 15         | 17.8                      | 17                   | 15             |
| ⑧3   | 粉质粘土 | 18         | 18.5                      | 18                   | 16             |
| ⑨1-1 | 砂质粉土 | 3          | 18.5                      | 22                   | 6              |
| ⑨1-2 | 粉细砂  | 8          | 19                        | 30                   | 4              |
| ⑨2   | 中粗砂  | 未穿         | 19.5                      | 35                   | 0              |

图 1 为信息化施工监测流程图,以施工监测、力学计算以及经验方法相结合为特点。在初步地质调查的基础上根据经验方法或通过力学计算进行预设计,初步选定相关参数。然后在施工过程中根据监测所获得的关于地层稳定性和支护系统力学和工作状态及对周围环境影响程度的信息,对施工过程和相关参数进行调整。根据实际监测数据,对比原来的设计方案,可以对原先的设计进行检验,并且提出优化建议,用来发展设计理论,做到一种完全意义上的信息化施工监测。

### 3.1 基坑围护结构变形的信息化监测

该基坑工程的支护结构为“两合一”形式的无内部支撑地下连续墙,顶部设置一道压顶圈梁。由于基坑呈圆形,可以充分发挥围护结构和土的拱效应,见文[5,6]。本文采用了一种简化的拱效应等效计算模型,分析计算围护结构的位移、内力。靠圆形支护自身的拱效应来提供支撑。实际计算时,把圆形围护结构看成竖向弹性地基梁,把拱效应等效为虚拟支撑,将空间三维问题简化为平面问题进行计算。文[7,8]和工程经验表明,这样简化计算是可

行的。

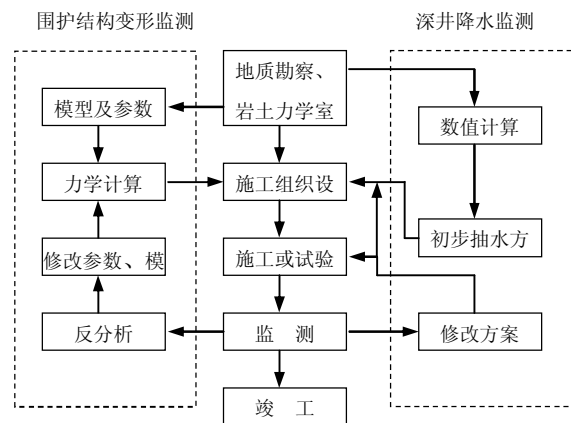


图 1 信息化施工监测流程

Fig.1 The process of informative construction supervision

由弹性力学平面应变问题,推导出拱效应的等效支撑弹性模量  $E_1$ ,由此对基坑开挖后连续墙可能产生的位移进行预估。

$$E_1 = - \frac{a+b}{A \left[ 4 \frac{1+\nu}{a+b} \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} (1-2\nu)(1+\nu) \frac{b^2}{b-a} \right]} E \quad (1)$$

式中  $E$  为圆形支护材料的弹性模量;  $\nu$  为泊松比;  $a, b$  为围护结构的内外径;  $A$  为支撑横截面面积。

把等效的支撑弹性模量  $E_1$  作为支撑参数,即可按照条形基坑“竖向平面弹性地基梁”法计算圆形支护结构的内力和位移。计算时取不利条件,不考虑内撑的作用,按照水土分算原则计算。具体计算时把圆形支护结构离散为等效的虚拟支撑,为了提高模拟的相似性,应加密支撑,每开挖 2 m 加设一道虚拟支撑。在开挖到 15 m 深度时的计算简图、计算预测结果与实测结果的对比如图 2 所示。

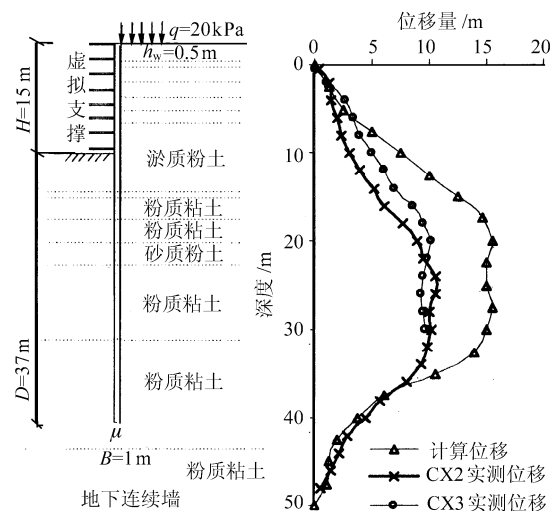


图 2 计算简图及计算和实测位移值的对比

Fig.2 Computation model and comparison between calculated and measured retaining structure's displacements

土压力是作用于围护结构上的主要荷载, 是围护结构计算的主要参数。按照 Rankien 土压力理论水土分算准则计算的连续墙背后不同深度静止土压力  $\sigma_0$  以及主动土压力  $\sigma_a$  如表 2 所示。

表 2 计算土压力

| Tab.2 Calculated earth pressure |                 |                 |
|---------------------------------|-----------------|-----------------|
| 深度/m                            | $\sigma_0$ /MPa | $\sigma_a$ /MPa |
| 20                              | 0.31            | 0.28            |
| 26                              | 0.34            | 0.29            |
| 32                              | 0.44            | 0.40            |

在墙体外侧 20, 26, 32 m 三种深度埋设了 3 组土压力盒, 监测连续墙背后的土压力值。实测土压力如图 3 所示。实测连续墙和连续墙背后的土压力实测值均小于计算值, 既体现了圆形围护结构良好的性状, 也说明计算采用的土性参数与实际情况有所出入。由于围护结构的变形很小, 实测土压力随开挖过程变化情况也较小, 其分布情况更接近于静止土压力。由于圆形结构的良好性状, 实测静止土压力系数较之条形基坑为小, 三种深度静止土压力系数  $K_{20}=0.3$ ,  $K_{26}=0.4$ ,  $K_{32}=0.6$ 。20 m 深处的土压力与计算土压力相差较大, 是由于连续墙施工前对 19 m 深度内的土体进行了注浆加固。用实际监测数据反分析土层的土性参数, 对原土层参数进行了优化, 运用新的土性参数计算预测了最终位移量与实测的最终位移量比较, 如图 4 所示, 计算结果与监测结果比较接近。特别是开挖到底板阶段, 由于监测及时提供了墙体的位移数据, 降低了风险, 确保了工程进展的安全顺利。

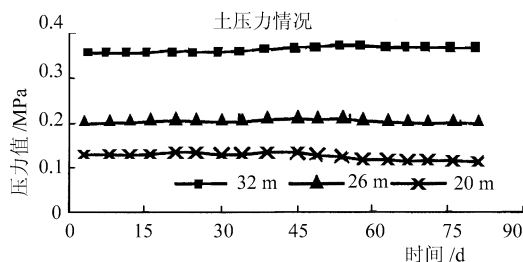


图 3 实测土压力

Fig.3 Measured earth pressures

### 3.2 深井降水的信息化监测

此工程涉及两层承压水: 上层含水量小, 虽然处于基坑坑底附近, 但是由于连续墙施工后可以将此层承压水封隔, 因而不会对基坑造成危害; 下部承压水水头压力高, 依据承压水突涌计算基坑坑底下隔水顶板土体最小厚度理论公式:

$$D \geq \frac{\gamma_w}{\gamma} H_w \gamma_{ty} \quad (2)$$

式中  $D$  为坑底至承压水含水层顶板的土体厚度 (m);  $H_w$  为承压水水头高;  $\gamma_w$  为水的重度, 取

$10 \text{ kN/m}^3$ ;  $\gamma$  为  $D$  范围内土体的平均天然重度;  $\gamma_{ty}$  为坑底突涌抗力分项系数, 取 1.0 (按极限平衡条件考虑) 计算表明, 若不采取措施开挖到坑底附近时将有产生突涌的危险。

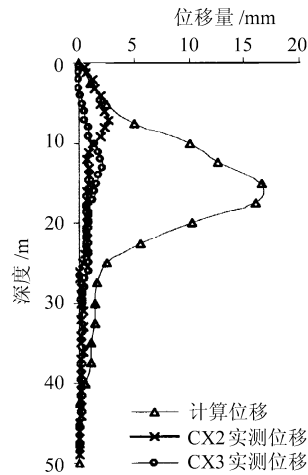


图 4 计算与实测的最终围护结构位移量

Fig.4 The calculated and measured retaining structure's final displacements

在最后一级开挖和底板施工养护阶段采用深井卸压降水, 即将承压水水头降低到某一高度, 减小承压水水头压力。这样降水, 抽水量较小, 对环境的影响相对也较小。监测方提出了根据挖土进度降水的方案, 见图 5, 在保证工程安全的情况下尽可能少抽水。正式降水施工之前, 在一个半月内进行了 3 次持续时间分别为 7, 5, 10 d 的降水试验。日抽水量都在  $12\ 000 \text{ m}^3$  以上, 深井抽水试验没有造成周边建筑明显沉降, 潜水水位变化很小, 出水含砂量较小, 都在  $10^{-6}$  以下。试验结果和理论分析表明, 深井抽水对周边环境的影响很小, 为了提高最后阶段开挖以及基坑底板施工的安全系数, 决定调整抽水方案, 直接开始满负荷抽水, 直至底板完工。监测结果显示, 并没有对周边环境造成太大的影响。由于监测方面及时提供了监测数据, 消除了业主和施工方的担心, 节省了控制周边建筑沉降的费用, 确保了工程进展顺利, 如期完工。图 6 和图 7 反映了抽水施工期间承压水水头与潜水头变化情况; 图 8 为降水期间部分临近建筑的沉降情况。

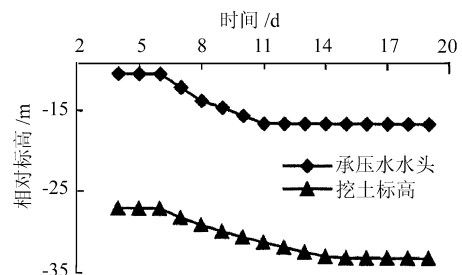


图 5 开挖和抽水进度

Fig.5 The process of excavation and dewatering

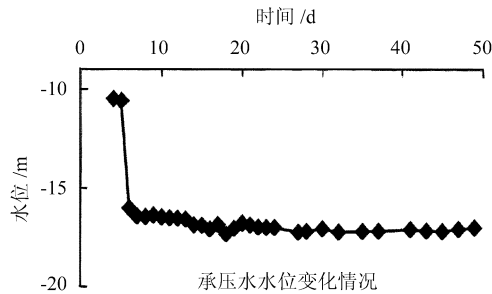


图6 承压水水位变化

Fig.6 Variation of artesian water level

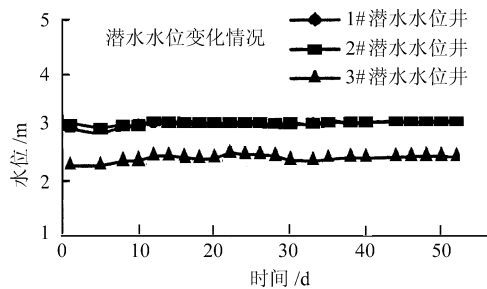


图7 潜水位变化

Fig.7 Variation of phreatic water level

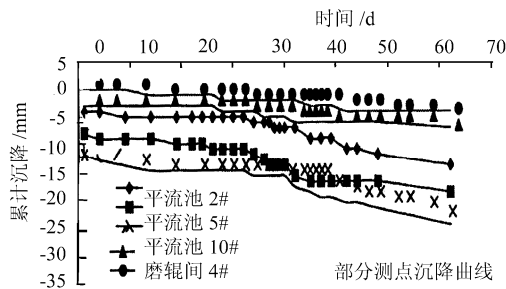


图8 降水期间临近建筑物沉降

Fig.8 Settlement of nearby construction in dewatering period

## 4 结论

(1) 本工程中建立的信息化施工监控体系是完善的，成效是显著的。监测方及时提供监测数据，并且根据监测情况做出了较为准确的预测预报，从而可以及早采取措施，确保工程安全、顺利完工，得到了业主和施工方的一致认可。

(2) 监测结果表明，圆形围护结构具有非常优越的力学性状。拱效应作用下的围护结构充分发挥了混凝土材料的抗压性能，围护结构的变形很小。

(3) 从监测结果来看，对开挖深度内围护结构外侧软弱土层进行注浆加固，可以显著改善土体的力学性能，降低作用于围护结构上面的土压力，从而减小围护结构的位移量。

(4) 采用深井卸压降水的方法降低承压水水头，是一种比较理想的解决基坑开挖中承压水问题的方法。这种方法相对抽水量小，对周边环境影响

较小。如果能与监测密切配合，随时调整抽水方案，尽量做到少抽水，对环境的影响更小。

(5) 做好信息化施工必须保障信息通畅，需要业主、设计、施工、监理、监测各方面加强合作，及时沟通信息；还要重视监测数据在设计、施工中的地位，使其作为一个优化设计和施工的依据。由于地下工程的复杂性和不可预见性，反分析的手段和精度还有待进一步提高。

## 参考文献

- [1] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. 1—5.
- [2] 应宏伟, 王奎华, 谢康和, 等. 杭州解百商城半逆筑法深基坑设计与监测[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(1): 80—83.  
YING Hong-wei, WANG Kui-hua, XIE Kang-he, et al. Design and monitoring of deep excavation with semi-top-down method in Hangzhou Jiebai Commercial Building[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(1): 80—83.
- [3] 尹敬泽, 夏振军, 邓万福. 广东省工商银行业务大楼深基坑施工技术[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(6): 910—914.  
YIN Jing-ze, XIA Zhen-jun, DENG Wan-fu. Construction technique of deep foundation pit for the building of guangdong industrial and Commercial Bank Plaza[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(6): 910—914.
- [4] 熊肖波, 孙均, 徐伟, 等. 润杨大桥南汉北锚碇深基坑开挖工程实践[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(2): 157—162.  
XIONG Xiao-bo, SUN Jun, XU Wei, et al. Case study on excavation of deep foundation pit for the North Concrete Anchor of South Branch of Runyang Bridge[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(2): 157—162.
- [5] 张建春, 张建成, 郭昭, 等. 深基坑开挖工程监测实录[J]. 岩土工程师, 1998, 10(4): 31—37.
- [6] 陆瑞明, 赵锡宏. 挡土拱圈的内力和变形计算[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(6): 36—42.  
DUAN Rui-ming, ZHAO Xi-hong. Computation of Inner force and deformation of arch retaining structure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, 19(6): 36—42.
- [7] 潘泓, 曹华先, 吴世明. 深基坑开挖中圆形支护结构性状分析[J]. 工业建筑, 1999, 20(5): 1—4.  
PAN Hong, CAO Hua-xian, WU Shi-ming. Analysis on the circle-style retaining structure for deep excavation[J]. Industrial Construction, 1999, 20(5): 1—4.
- [8] 周健, 罗筱波. 圆形支护结构的拱效应等效支撑计算方法[J]. 岩土力学, 2003, 24(2): 169—172.  
ZHOU Jian, LUO Xiao-bo. Structural computation of circular retaining structure using method of equivalent retaining of arch effect[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(2): 169—172.