

# 无锡地区地铁车站深基坑变形特性

乔亚飞<sup>1,2</sup>, 丁文其<sup>1,2</sup>, 王 军<sup>3</sup>, 王春波<sup>1,2</sup>

(1. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;

3. 无锡市轨道交通发展有限公司, 江苏 无锡 214131)

**摘 要:** 收集了无锡市轨道交通一号线地铁车站深基坑工程的实测变形资料, 统计分析了无锡地区以地下连续墙为围护结构的深基坑变形特性。结果表明, 围护结构的最大侧移介于  $0.05\%H$  和  $0.25\%H$  之间, 平均值约为  $0.12\%H$ , 最大侧移位置介于  $0.7H$  到  $1.1H$  之间, 均值约  $0.9H$ ; 周边地表沉降介于  $0.05\%H$  和  $0.13\%H$  之间, 平均值约为  $0.09\%H$ ;  $H$  为开挖深度。由于监测数据的离散性不利于分析不同因素对深基坑变形特性的影响规律, 因此采用数值计算的方法进一步分析了开挖深度、围护结构插入比、首道支撑位置对深基坑变形的影响, 得到若干规律性结果。

**关键词:** 深基坑; 地下连续墙; 变形特性; 数值计算

**中图分类号:** TU473

**文献标识码:** A

**文章编号:** 1000-4548(2012)S0-0761-06

**作者简介:** 乔亚飞(1990-), 男, 河南开封人, 博士研究生, 主要从事基坑与地下工程数值计算及反馈分析的研究。

E-mail: tumuqiaoqi@126.com。

## Deformation characteristics of deep excavations for metro stations in Wuxi

QIAO Ya-fei<sup>1,2</sup>, DING Wen-qi<sup>1,2</sup>, WANG Jun<sup>3</sup>, WANG Chun-bo<sup>1,2</sup>

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and

Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Wuxi rail transit development Co., Ltd., Wuxi 214131, China)

**Abstract:** A database of many case histories of wall and ground movements due to deep excavations for metro stations in Wuxi Metro Line 1 is presented and discussed. The statistic analysis show that the maximum deflection of the retaining wall ranges from  $0.05\%H$  to  $0.25\%H$ , and the mean value is about  $0.12\%H$ . While the maximum deflection location ranges from  $0.7H$  to  $1.1H$ , and the mean value is about  $0.9H$ . The ground settlement ranges from  $0.05\%H$  to  $0.13\%H$ , and the mean value is about  $0.09\%H$ .  $H$  is the excavation depth. Furthermore, factors affecting the wall deflection are investigated, and three of them, including excavation depth, embedded depth ratio and location of the first strut, are selected for numerical computation. Some conclusions are drawn from the artificial data.

**Key words:** deep excavation; diaphragm wall; deformation characteristic; numerical computation

## 0 引 言

基坑的开挖会引起周边地表的沉降, 从而可能会对周边环境造成不利影响。因此, 变形控制成为地铁车站基坑设计、施工的关键, 研究分析地铁车站深基坑的变形特性具有工程、经济价值。Lambe 指出工程经验和数值计算是理解深基坑行为的两个最有效方法<sup>[1]</sup>。Ou 研究台北软土深基坑工程实例, 发现具有高稳定性系数的围护结构的最大侧向变形为  $0.2\%H \sim 0.5\%H$ , 地表沉降为  $0.5\%H \sim 0.7\%H$ <sup>[2]</sup>。Long 提出利用当地几个可靠工程的监测数据可以分析总结围护结构与周边土体的变形规律<sup>[3]</sup>。国内, 许多学者也做了相应的研究, 王建华和武朝军等基于监测数据分别总结了上海地区和苏州地区的基坑变形规律<sup>[4-5]</sup>。徐中华采用不同土体

本构模型分别模拟基坑开挖过程, 发现 HS 模型能够较好地反映深基坑的变形特性<sup>[6]</sup>。

然而, 对于新建轨道交通系统的无锡地区, 地铁车站深基坑的变形规律, 尚缺乏认识。本文收集了无锡轨道交通一号线部分地铁车站深基坑工程的监测数据, 统计分析了无锡地铁车站深基坑的变形特性。但由于实测数据存在较大的离散型, 不利于分析总结不同因素对深基坑变形的贡献。基于此, 采用数值计算的方法分别对开挖深度、围护结构插入比、首道支撑位置对深基坑变形的影响进行分析总结, 并得到了一

**基金项目:** 无锡轨道交通一号线土建科研 (GD01KYHT0901) 和铁道部科技研究开发计划联合资助项目 (2007G045-C)

**收稿日期:** 2012-08-25

定规律。

## 1 深基坑变形特性统计分析

### 1.1 地下连续墙的侧向变形

图1是典型的无锡地铁车站深基坑工程的围护结构的侧向变形模式。随着深层土体的不断开挖,围护结构的侧移逐渐增大,同时最大侧移位置也不断下移。围护结构的侧向变形整体上呈现向坑内的“大肚形”,墙顶和墙底侧向变形相对较小,坑底附近地连墙的变形较大。第一道支撑采用钢筋混凝土支撑,由于其刚度较大,有效地约束了围护墙的顶部侧移,如图1(a)所示。但图1(b)墙顶的侧移却有较大发展,可能是由第一道钢筋混凝土支撑浇筑不及时以及混凝土的干缩等原因引起,因此在采用混凝土支撑时应及时浇筑并严格控制其干缩性。

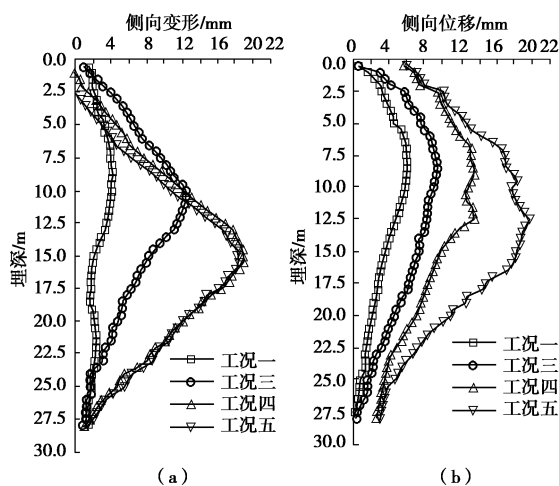


图1 围护结构侧向位移

Fig. 1 Retaining-wall deflections observed in excavation case histories

### 1.2 地下连续墙的最大侧移

根据不同车站在不同施工工况下的基坑围护结构变形监测资料进行统计分析,得到围护结构最大侧向位移与开挖深度的关系如图2所示。

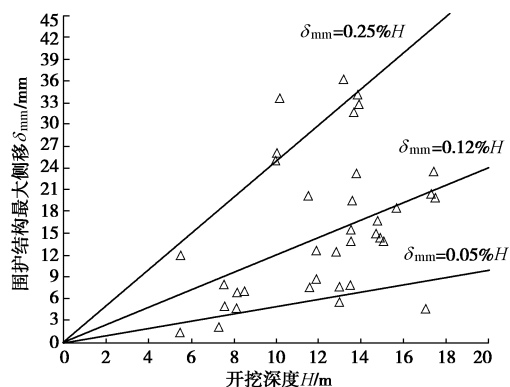


图2 围护结构最大侧移和开挖深度的关系

Fig. 2 Relationship between maximum retaining-wall deflection and excavation depth

无锡轨道交通一号线的车站深基坑围护结构的最大侧向变形与开挖深度之比在 0.05%到 0.25%之间,均值约为 0.12%。图2表明,最大侧移随着开挖深度的增大大致呈现线性增长趋势。上海软土地区最大侧向位移统计值的下限为 0.14%H,苏州地区的统计均值为 0.16%H,这些结果均略大于本文统计的最大侧移均值 0.12%H,这与无锡地区土质偏好相一致。因此,无锡地区以地连墙为围护结构的车站深基坑最大侧向变形在 0.05%H~0.25%H 之间,均值约为 0.12%H。

### 1.3 地下连续墙最大侧移的深度位置

图3是地连墙最大侧移所处的深度位置与开挖深度之间的关系。最大侧向变形深度与开挖深度之比在 0.7 到 1.1 之间,均值约为 0.9。这表明,地连墙的最大侧移深度发生在开挖深度左右,大部分出现在开挖面上 1.5 m 左右。本文的统计结果与冯虎等<sup>[7]</sup>统计的上海地区地连墙的最大侧移位置 0.89H 一致。

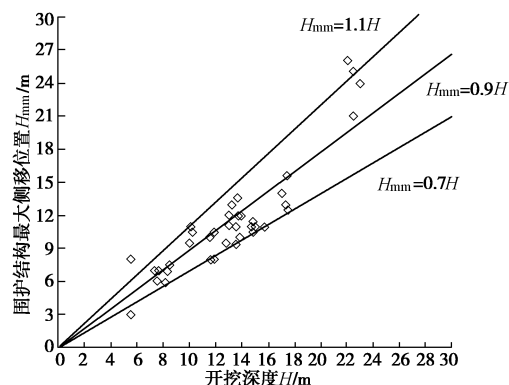


图3 围护结构最大侧移深度和开挖深度的关系

Fig. 3 Relationship between location of maximum displacement of diaphragm walls and excavation depth

### 1.4 地表最大沉降

对典型车站深基坑墙外地表沉降监测结果进行统计分析,整理地表最大沉降与开挖深度的关系如图4所示。无锡轨道交通一号线的车站深基坑墙外的最大地表沉降与开挖深度之比在 0.05%到 0.13%之间,均值约为 0.09%,相当于上海软土地区统计值的下限 0.10%,小于苏州地区的统计值 0.13%,这与无锡地区土质偏好相一致。因此,无锡地区以地连墙为围护结构的车站深基坑墙外地表沉降值在 0.05%H~0.13%H 之间,均值约为 0.09%H。

地表最大沉降与地连墙的最大侧移的比值介于 0.5 到 1.5 之间,且大部分小于 1。这表明,采用地连墙的围护形式的深基坑工程的周边地表最大沉降一般小于墙体的最大侧移,地连墙的围护形式有助于保护周边环境,控制周边土体的变形。

2 数值计算模型验证

监测数据的离散型,致使分析深基坑变形特性的影响因素存在较大困难。因此采用数值计算的方法分析了深基坑变形特征的影响因素。徐中华等<sup>[6]</sup>进行了敏感环境下基坑数值分析中土体本构模型的选择研究,发现 HS 模型能够较好地模拟基坑的变形特征。但对于无锡地区土体 HS 模型的适应性还有待验证,本文选取无锡某一地铁车站深基坑工程为例,验证 HS 模型在无锡地区的适用性。

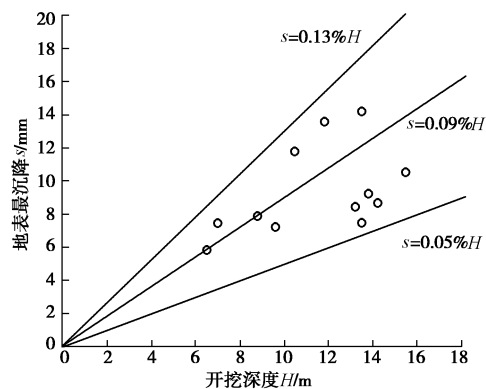


图4 地表最大沉降和开挖深度的关系

Fig. 4 Relationship between maximum settlement and excavation depth

2.1 工程概况

市民广场站为1、4号线的T形换乘站。该站1号线车站为地下二层岛式车站,采用明挖法施工,车站基坑深度约17.5 m。1号线明挖段采用800 mm厚地连墙+4道支撑的围护结构,其中第一道支撑为800 mm×1000 mm的混凝土支撑,其余为Φ609, t=16 mm的钢支撑。地铁车站基坑工程的施工工况如表1所示。

表1 施工工况表

Table 1 Construction data of case histories

| 工况  | 施工                                     |
|-----|--|
| 工况一 | 施工地下连续墙                                |
| 工况二 | 放坡开挖到-2.83 m, 施工冠梁和第一道支撑(-2.33 m)      |
| 工况三 | 开挖到-8.33 m, 安装第二道支撑(-7.83 m)           |
| 工况四 | 开挖到-12.03 m, 安装双拼支撑(-10.73 m/-11.53 m) |
| 工况五 | 开挖到-15.03 m, 安装最后一道支撑(-14.53 m)        |
| 工况六 | 开挖到-17.41 m, 施工垫层, 浇筑底板                |

2.2 建模计算

建立有限元模型如图5所示。HS模型除了常规土体力学参数以外,最重要的参数就是弹性模量的选取。地质勘探报告只给出压缩模量,而不涉及弹性模量。很多学者在不同模量之间的对应关系方面做了大量工作<sup>[8]</sup>,指出弹性模量可依据经验取压缩模量的2到5

倍。由于无锡地区土质偏硬,本文假定土体的弹性模量是压缩模量的5~8倍。压缩模量随着应力水平的变化而发生变化,因此在选取参考压缩模量时,同时考虑其随土层深度的变化而变化。依据地勘报告,选取不同计算参数如表2所示。

2.3 模型验证

图6为各工况下围护结构侧向位移数值计算结果和实测结果的对比图。各个工况下,数值计算结果都能较好地重现围护结构的变形特征。工况三与工况五计算所得到的最大侧移略小于监测值,且位置在监测结果之上,可能是由于施工中部分超挖造成该工况开挖深度变大造成的。总之,采用HS模型能够较好地模拟无锡地区的土体变形特性。图7为开挖到坑底时周边土体的侧向变形云图,可知靠近围护结构的土体变形与围护结构一致,但随着离基坑距离的增大,土体变形逐渐减少,且变形模式由鼓肚形转变为上大下小悬臂结构的变形模式,最后上下位移均趋于0。

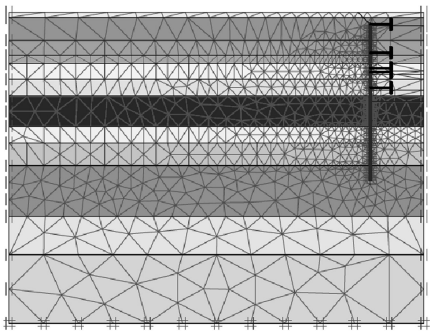


图5 有限元计算模型

Fig. 5 Finite element model

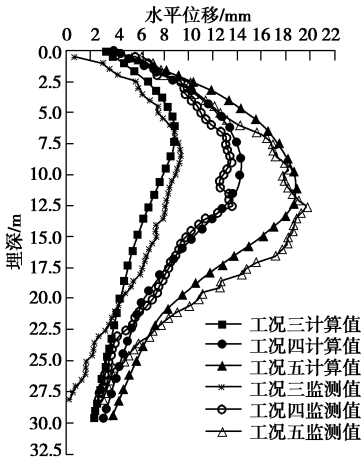


图6 数值计算结果与实测值对比图

Fig. 6 Comparison between computed and measured wall deflections

3 深基坑变形特性影响因素分析

大量工程实例表明,影响深基坑变形特性的因素很

表 2 土层主要物理力学参数  
Table 2 Physical and mechanical parameters of soils

| 土层     | w/%   | $\gamma_{\text{sat}}/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$ | e    | c/kPa | $\varphi/(^{\circ})$ | $k_x/(\text{m}\cdot\text{d}^{-1})$ | $k_y/(\text{m}\cdot\text{d}^{-1})$ | $E_{\text{oed}}/\text{MPa}$ | $E_{50}/\text{MPa}$ | $E_{\text{ur}}/\text{MPa}$ |
|--------|-------|---|------|-------|----------------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------|---------------------|----------------------------|
| (3)1   | 25.33 | 20.05   | 0.74 | 31.73 | 19.77                | $3.9\times 10^{-3}$                | $4.9\times 10^{-3}$                | 25.2                        | 29.7                | 103.1                      |
| (3)2-1 | 29.91 | 19.60   | 0.84 | 32.24 | 20.18                | 0.17                               | 1.71                               | 25.8                        | 30.4                | 117.1                      |
| (3)3-1 | 31.37 | 19.19   | 0.87 | 16.60 | 22.10                | 1.75                               | 2.22                               | 29.7                        | 30.1                | 127.8                      |
| (3)3   | 31.22 | 19.10   | 0.86 | 12.80 | 24.15                | 1.73                               | 1.75                               | 35.1                        | 41.8                | 161.0                      |
| (6)1-1 | 25.96 | 19.97   | 0.74 | 39.94 | 14.05                | $3.1\times 10^{-3}$                | $3.6\times 10^{-3}$                | 71.8                        | 80.6                | 243.7                      |
| (6)1   | 25.01 | 19.10   | 0.72 | 37.52 | 16.38                | $2.2\times 10^{-3}$                | $2.6\times 10^{-3}$                | 32.6                        | 40.4                | 172.0                      |
| (6)2   | 26.91 | 19.79   | 0.77 | 32.91 | 10.22                | $4.0\times 10^{-2}$                | $4.2\times 10^{-2}$                | 32.16                       | 40.4                | 172.2                      |
| (6)3-1 | 30.06 | 19.36   | 0.85 | 20.00 | 11.00                | 0.08                               | 0.76                               | 21.2                        | 22.9                | 138.0                      |
| (6)3   | 30.13 | 19.29   | 0.83 | 11.99 | 15.68                | 0.31                               | 0.31                               | 29.1                        | 54.9                | 179.2                      |
| (8)1   | 26.65 | 19.87   | 0.76 | 27.07 | 22.65                | $2.1\times 10^{-3}$                | $4.9\times 10^{-3}$                | 92.4                        | 175.9               | 679.1                      |
| (8)2-1 | 30.18 | 19.36   | 0.83 | 30.60 | 24.20                | 0.10                               | 0.193                              | 85.4                        | 163.6               | 599.1                      |

多，很多学者在此方面做了很多工作，并取得一定成果<sup>[9-10]</sup>。但这些成果在无锡地区的适用性还有待于检验。由于无锡地区地质条件的确定性以及施工质量的不确定性，分析两者对深基坑变形存在较大困难。因此本文选取开挖深度、插入比以及首道支撑的位置 3 个设计相关的因素进行分析。

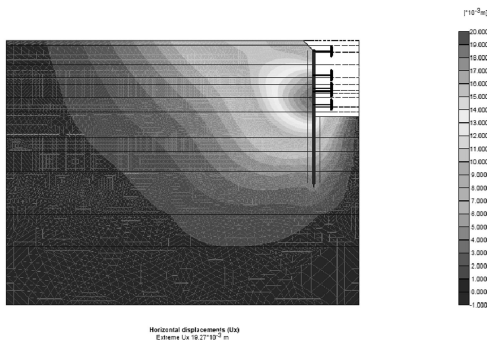


图 7 周边土体侧向变形云图

Fig. 7 Lateral deformation of soil around excavation

依据上述工程实例地层信息建立一系列假定的有限元模型，通过计算分析来总结 3 种不同设计因素的影响效果。假定计算模型的开挖步骤及支撑位置如表 3 所示。

3.1 开挖深度

为了研究开挖深度对深基坑变形特性的影响，控制其他影响因素均一致，尤其是围护结构的插入比。表 3 中 3 种不同开挖工况的最后工况控制的插入比均为 0.8。统计分析其归一化侧向位移与开挖深度的关系如图 8 所示。在相同插入比的情况，随着开挖深度的增加，围护结构的侧向变形近似呈线性增大趋势。为研究每次开挖在支撑位置下的距离大小对深基坑变形特性的影响，统计开挖深度在支撑下 0.5，1.0，1.5 m3 种工况的围护结构归一化变形规律如图 8 所示。在相同插入比的情况下，每次开挖深度在支撑下距离越大，围护结构的变形越大，且基坑开挖深度越大影响越大。

因此，在实际施工过程中，应严格控制每次开挖深度，杜绝超挖的不利影响。

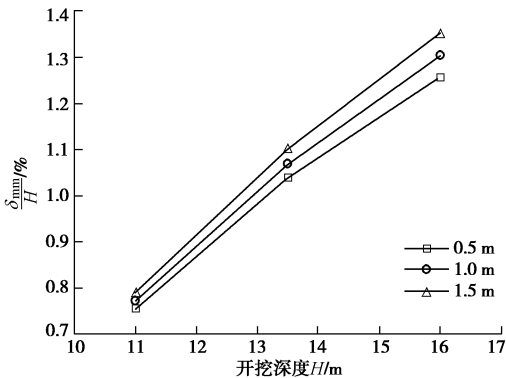


图 8 最大侧向变形与开挖深度的关系（插入比为 0.8）

Fig. 8 Relationship between maximum retaining-wall deflection and excavation depth (insertion ratio of 0.8)

整理不同工况下围护结构侧向变形与开挖深度的关系如图 9 所示。在开挖深度在 9 m 以下时，围护结构的最大侧向变形大约保持在 0.06%H 左右，而当开挖深度超过 9 m 以后，围护结构的侧向变形随着开挖深度的增加而不断增加，近似呈线性。分析其原因有可能与无锡地区在 10 到 15 m 深度范围内土体性质较好有关。在未开挖到较硬土层时，较硬土层较好的抑制了围护结构的侧向变形，使最大位移控制在较小范围内。但当开挖到较硬土层时，下层土体相对较软，不能较好地抑制侧向变形，因而围护结构的侧向位移发生较快地增长。因此，建议无锡地区深基坑开挖深度超过 10 m 时，应适当采取坑底加固措施，以便较好地控制基坑变形。

3.2 围护结构插入比

统计分析不同插入比下围护结构的侧向变形的规律如图 10 所示。当插入比大于 1 时，围护结构的侧向变形控制在 0.06%H 左右，这说明，当插入深度达到一定值以后，继续增大插入深度并不能起到减小围护结构侧向变形的结果。当插入比小于 1 时，围护结构

表 3 计算模型的施工步骤

Table 3 Construction data of hypothetical cases

| 工况 | 地下连续墙墙长 28.8 m |         |         |         | 地下连续墙墙长 24.3 m |         |         |         | 地下连续墙墙长 19.8 m |         |         |         |
|----|----------------|---------|---------|---------|----------------|---------|---------|---------|----------------|---------|---------|---------|
|    | $H_s/m$        | $H_1/m$ | $H_2/m$ | $H_3/m$ | $H_s/m$        | $H_1/m$ | $H_2/m$ | $H_3/m$ | $H_s/m$        | $H_1/m$ | $H_2/m$ | $H_3/m$ |
| 1  |                | 0.5     | 1       | 1.5     |                | 0.5     | 1       | 1.5     |                | 0.5     | 1       | 1.5     |
| 2  | 0              |         |         |         | 0              |         |         |         | 0              |         |         |         |
| 3  |                | 4.5     | 5       | 5.5     |                | 4.5     | 5       | 5.5     |                | 4.5     | 5       | 5.5     |
| 4  | 4              |         |         |         | 4              |         |         |         | 4              |         |         |         |
| 5  |                | 7.5     | 8       | 8.5     |                | 7.5     | 8       | 8.5     |                | 7.5     | 8       | 8.5     |
| 6  | 7              |         |         |         | 7              |         |         |         | 7              |         |         |         |
| 7  |                | 10.5    | 11      | 11.5    |                | 10.5    | 11      | 11.5    |                | 11      | 11      | 11      |
| 8  | 10             |         |         |         | 10             |         |         |         |                |         |         |         |
| 9  |                | 13.5    | 14      | 14.5    |                | 13.5    | 13.5    | 13.5    |                |         |         |         |
| 10 | 13             |         |         |         |                |         |         |         |                |         |         |         |
| 11 |                | 16      | 16      | 16      |                |         |         |         |                |         |         |         |

注： $H_s$ 表示支撑位置距墙顶的距离； $H_1$ ， $H_2$ ， $H_3$ 表示每个工况下的基坑的已开挖深度。

的侧向变形迅速变大，近似指数形式，这表明当插入比小于 1 时其对围护结构的侧向变形具有重要影响，应根据设计要求等严格选取插入比。根据图 10 所示规律，建议无锡地区深基坑工程的插入比控制 0.7~1.0 之间。

适当下移第一道支撑有利于控制围护结构的最大侧移，但围护结构上部因存在局部悬臂段，墙顶位移偏大且开挖初始阶段变形较大。

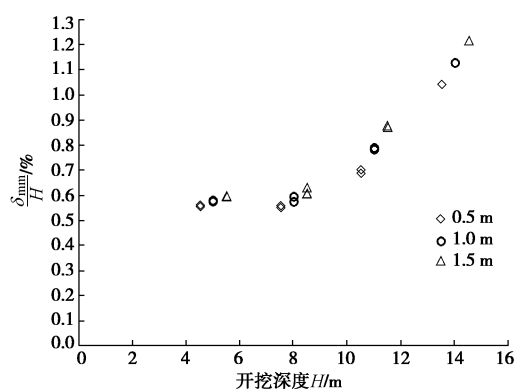


图 9 侧向变形与开挖深度的关系（插入比变化）

Fig. 9 Relationship between maximum retaining-wall deflection and excavation depth (variable insertion ratio)

3.3 首道支撑位置

无锡轨道交通一号线车站深基坑工程第一道支撑多采用混凝土支撑，其刚度较大，充分利用第一道支撑的刚度能够取得较好地的经济效益。为此，研究了第一道支撑位置对围护结构变形的影响规律。选取地连墙长度为 28.8 m 的工况进行计算，分别设置第一道支撑位置为 0，0.5，1.0，2.0 m。统计分析计算结果，整理各工况下地连墙最大侧向变形与第一道支撑位置的关系如图 11 所示。当开挖深度小于 6.5 m 时，随着第一道支撑的下移地连墙的最大侧向变形增大，而当开挖深度大于 7 m 时，最大侧移却又减少趋势。因此，

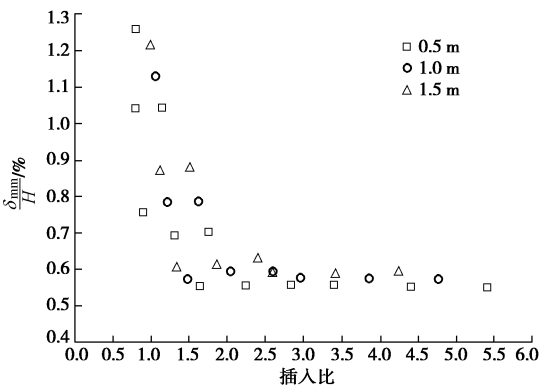


图 10 最大侧向变形与插入比的关系

Fig. 10 Relationship between maximum retaining-wall deflection and insertion ratio

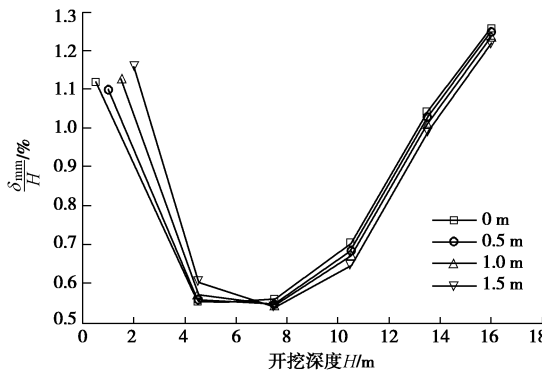


图 11 最大侧向变形与第一道支撑位置的关系

Fig. 11 Relationship between location of first strut and excavation depth

## 4 结 论

深基坑工程最基本的要求就是保护周边环境,而在实际工程中,围护结构的侧向变形常作为判断周边环境状态的监测指标。本文首先基于大量工程监测数据,统计分析了无锡地区深基坑变形特性。然后采用数值实验的方法分析总结了影响围护结构侧向变形的设计因素。主要的结论如下:

(1) 深基坑实测数据显示:无锡地区深基坑围护结构变形呈现“大肚”状;最大侧移介于  $0.05\%H$  和  $0.25\%H$  之间,平均值约为  $0.12\%H$ ,最大侧移位置介于  $0.7H$  到  $1.1H$  之间,均值约  $0.9H$ ;周边地表沉降介于  $0.05\%H$  和  $0.13\%H$  之间,平均值约为  $0.09\%H$ ;  $H$  为开挖深度。

(2) HS 模型能够较好地反映无锡地区土体的变形性能。采用 HS 模型计算所得围护结构的侧向变形与实际监测数据想吻合。

(3) 当开挖深度小于 9 m 时,围护结构的最大侧向位移保持在  $0.06\%H$  左右,但当开挖深度大于 9 m 后,围护结构的侧向变形呈线性增加,这与无锡地区第 6 层土体较硬有关。超挖会引起过大的侧向变形,且基坑开挖深度越大影响越大,因此在深基坑最后几次土方开挖时应严格控制超挖。

(4) 无锡地区较经济的插入比应控制 0.7 到 1.0 之间;适当下移第一道支撑能够适当减小围护结构的最大侧向变形。

## 参考文献:

- [1] LAMBE T W. Braced excavation[C]// Specialty Conference on Lateral Stress in Ground and Design of Earth-Retaining Structures Ithaca, New York, 1970, 149 - 218.
- [2] OU C Y, HSIEN P G, CHIOU D C. Characteristics of ground surface settlement during excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, **30**(5): 758 - 767.
- [3] LONG M. Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2001, **127**(33): 203 - 224.
- [4] 王建华, 徐中华, 王卫东. 支护结构与主体地下结构相结合的深基坑变形特性分析[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(12): 1889 - 1903. (WANG Jian-hua, XU Zhong-hua, WANG Wei-dong. Analysis of deformation behavior of deep excavations supported by permanent structure[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(12): 1889 - 1903. (in Chinese))
- [5] 武朝军, 陈锦剑, 叶冠林, 等. 苏州地铁车站基坑变形特性分析[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(增刊 1): 458 - 462. (WU Chao-jun, CHEN Jin-jian, YE Guan-lin, et al. Deformation characteristics of foundation pits of subway stations in Suzhou[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(S1): 458 - 462. (in Chinese))
- [6] 徐中华, 王卫东. 敏感环境下基坑数值分析中土体本构模型的选择[J]. 岩土力学, 2010, **31**(1): 258 - 264. (XU Zhong-hua, WANG Wei-dong. Selection of soil constitutive models for numerical analysis of deep excavations in close proximity to sensitive properties[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(1): 258 - 264. (in Chinese))
- [7] 冯 虎, 刘国彬, 张伟立. 上海地区超深基坑地下连续墙的变形特性[J]. 地下空间与工程学报, 2010, **6**(1): 151 - 156. (FENG Hu, LIU Guo-bin, ZHANG Wei-li. Deformation properties of diaphragm wall associated with excavation of ultra deep foundation pits in Shanghai[J]. China Journal of Underground Space and Engineering, 2010, **6**(1): 151 - 156. (in Chinese))
- [8] 陈念军, 李方柱, 刘益平. 土的变形模量和压缩模量[J]. 工程勘察, 2010(增刊 1): 192 - 195. (CHEN Nian-jun, LI Fang-zhu, LIU Yi-ping. Deformation modulus and compression modulus of soil[J]. Geotechnical Investigation & Survying, 2010(S1): 192 - 195. (in Chinese))
- [9] GORDON Tung-Chin Kung. Comparison of excavation-induced wall deflection using top-down and bottom-up construction methods in Taipei silty clay[J]. Computers and Geotechnics, 2009, **36**: 373 - 385.
- [10] YOO Chungsik, LEE Dongyeob. Deep excavation-induced ground surface movement characteristics - A numerical investigation[J]. Computers and Geotechnics, 2008, **35**: 231 - 255.

(本文责编 黄贤沙)