

# 超大直径盾构隧道工作井深基坑变形预测<sup>\*</sup>

孙敬轩<sup>1</sup> 苏秀婷<sup>1,2</sup> 陈健<sup>1,3</sup> 张亚男<sup>2</sup> 孙文景<sup>1</sup> 刘涛<sup>1,4,5\*\*</sup>

(1. 中国海洋大学环境科学与工程学院, 266100, 青岛; 2. 上海勘察设计院(集团)有限公司, 200335, 上海;

3. 中铁十四局集团有限公司, 250101, 济南; 4. 山东省海洋环境地质工程重点实验室, 266100, 青岛;

5. 青岛海洋科学与技术国家实验室, 266061, 青岛//第一作者, 硕士研究生)

**摘要** 目的:深基坑的变形预测是岩土工程领域的一大关键问题,为了高效、准确地预测深基坑工程的变形情况,提出一种优化 MSD(可发挥强度设计)基坑变形预测法(以下简称“MSD法”)。方法:基于现有的 MSD 法,引入围护结构弯曲变形能和内支撑压缩弹性势能,将围护结构纳入计算体系;介绍了基于优化 MSD 法的各阶段基坑变形计算步骤;以济南黄河隧道北岸盾构工作井基坑工程为例,对深基坑变形进行有限元模拟;以基坑长边中点位置处的测点为例,将施作内支撑后的实际监测结果、优化 MSD 法所得计算结果和有限元模型获得的数值模拟结果进行对比分析。结果及结论:随着围护结构埋深的增加,围护结构的变形呈现先增大后减小的趋势;围护结构水平变形峰值约为 30 mm,出现在围护结构埋深 25 m 处;在围护结构埋深大于 10 m 处,优化 MSD 法的计算结果与实际监测结果的吻合程度高于数值模拟结果;优化 MSD 法的计算值与现场实测值在趋势上高度相同,但二者的数值仍有偏差。

**关键词** 盾构隧道;超大直径;深基坑变形预测

**中图分类号** TU433

DOI:10.16037/j.1007-869x.2023.09.009

## Deformation Prediction of Ultra-large Diameter Shield Tunnel Work Shaft Deep Foundation Pit

SUN Jingxuan, SU Xiuting, CHEN Jian, ZHANG Ya'nan, SUN Wenjing, LIU Tao

**Abstract** Objective: Deep foundation pit deformation prediction is a crucial issue in geotechnical engineering. To efficiently and accurately predict the deformation conditions of deep foundation pit engineering, an optimized foundation pit deformation prediction method called MSD (mobilizable strength design) is proposed. Method: Based on the existing MSD method, the bending deformation energy of the retaining structure and the compressive elastic potential energy of internal

supports are introduced to incorporate the retaining structure into the calculation system. The calculation steps for foundation pit deformation at different stages based on the optimized MSD method are presented. Taking the north shore shield work shaft foundation pit engineering of Ji'nan Yellow River Tunnel as an example, finite element simulation is conducted to analyze the deep foundation pit deformation. Taking measuring points at the midpoint on foundation pit long side as example, comparative analysis is carried out among the field-monitored results after internal support installation, the calculated results using optimized MSD method, and the numerical simulation results obtained from the finite element model. Result & Conclusion: With the increase of retaining structure buried depth, its deformation shows a trend of initial increase followed by a decrease. The peak horizontal deformation of the retaining structure is approximately 30 mm and occurs at a buried depth of 25 m. For a buried depth greater than 10 m, the calculated results using optimized MSD method align better with the field-monitored results than the numerical simulation results do. The calculated values using optimized MSD method and the field-measured values exhibit a highly similar trend, although there still exists numerical deviation.

**Key words** shield tunnel; super-large diameter; deep foundation pit deformation prediction

**First-author's address** College of Environmental Science and Engineering, Ocean University of China, 266100, Qingdao, China

盾构工作井是一类特殊的深基坑,是盾构机组装的场所,聚集了大量的施工人员及工程设备。当前,盾构隧道修建技术在我国各类隧道建设中具有不可替代的作用,尤其在各种穿江、跨河、越海公路隧道中,盾构法施工比例高达 70%<sup>[1]</sup>。因此,这类

<sup>\*</sup> 国家自然科学基金资助项目(U2006213);中央高校基本科研业务费专项项目(201962011,202061034)

<sup>\*\*</sup> 通信作者

深基坑更需要高效、准确地预测其变形情况。

目前,国内外学者大多通过数值模拟和理论计算等方法开展深基坑变形预测的研究。其中,MSD(可发挥强度设计)基坑变形预测方法(以下简称“MSD法”)可以通过有效计算,预测深基坑开挖全过程的变形情况,为实际工程提供理论支撑。近年来,已有不少学者对 MSD 法进行了研究。文献[2]利用 MSD 法计算基坑开挖过程,较好地描述了土体的沉降变形趋势。文献[3]基于施工现场的经验数据,改进了基坑变形机制,补充了 MSD 基坑变形理论。MSD 法不仅能将工程现场土体的分层特性纳入计算中,同时还考虑了土体的不排水抗剪强度因素,提高了计算结果的准确性。然而,目前的 MSD 法对于围护结构弯曲变形能和内支撑压缩弹性势能的考虑还不够全面,需进一步完善,以更好地预测深基坑的变形情况。

本文以济南黄河隧道北岸盾构工作井基坑工程为例,针对基坑开挖全过程的变形预测问题,在现有 MSD 法的基础上,提出一种优化 MSD 法,利用该优化方法对基坑开挖及施加内支撑的关键步骤进行计算。同时,基于数值模拟结果和工程现场原位监测数据,优化 MSD 法的预测准确性,并分析导致预测数据与实测数据误差的各项因素。

## 1 MSD 法

MSD 法是在悬臂形基坑开挖塑性变形机制及基坑体系内的能量守恒原理的基础上,提出的一种新基坑变形预测理论,其基本原理是利用能量守恒定律,对土体的变形受力情况进行分析,进而预测土体的变形特征。

基坑开挖过程中,所有土体总重力的势能变化量为  $W_{\text{总}}$ ,当分步开挖到第  $m$  阶段时,土体的重力势能变化量为  $W_m$ 。当土体发生塑性形变且无相对滑移时,土体内的剪切强度并未达到应有的抗剪强度,将此时表现出来的抗剪强度定义为不排水抗剪强度的表观值  $c_{\text{mob}}$ 。将抗剪强度表观系数  $\beta(m, i)$  ( $i$  为第  $i$  层土体)定义为不排水抗剪强度表观值  $c_{\text{mob}}$  与真实抗剪强度  $c_u$  的比值。假设基坑在不排水的条件下进行施工,土体剪应力做功(即基坑体系的内力做功),经计算可以得出土体各层的位移,将其叠加后可获得土体的位移曲线。但 MSD 法仅考虑了悬臂开挖的情况,未将围护结构纳入计算中。

## 2 优化 MSD 法

本文基于 MSD 法,综合考虑多方因素,提出一种优化 MSD 法,引入围护结构弯曲变形能  $P$  和内支撑压缩弹性势能  $V$ ,以补充 MSD 法的能量守恒体系。

在施工项目的全部施工周期中,整个工程始终遵守能量守恒定律,土体外力(重力)做功始终等于内力做功。土体内力做功一方面表现为剪应力做功,另一方面还包括了内支撑压缩变形时的内力做功,以及围护结构发生弯曲变形时的内力做功。前者以压缩弹性势能的方式存储于内支撑中,后者以弯曲变形能的方式存储于围护结构中。在整个基坑体系中,能量的总量保持不变。能量守恒关系为:土体外力(重力)做功  $W$  等于土体剪应力做功  $U$ 、 $P$  与  $V$  之和。

## 3 基于优化 MSD 法的各阶段基坑变形计算

### 3.1 悬臂开挖阶段

坑外土体绕围护墙趾转动,此时无任何内支撑,开挖深度  $h=3$  m,墙体本身无任何形变,此时的守恒计算式为:

$$W = U \quad (1)$$

土体的重力势能做功为:

$$W_1 = \iint \gamma_t v d\Omega = \frac{\gamma_t \Delta w_{\text{max}} L^2}{6} \quad (2)$$

$$W_2 = \iint \gamma_t v d\Omega = \frac{\gamma_t \Delta w_{\text{max}} (L-h)^3}{6L} \quad (3)$$

式中:

$W_1$ ——土体重力所做的正功,单位 J;

$W_2$ ——土体重力所做的负功,单位 J;

$L$ ——围护结构埋深,取为 50 m;

$v$ ——垂向位移变化量,单位 mm;

$\Delta w_{\text{max}}$ ——变形位移峰值,单位 mm;

$\Omega$ ——变形区域的影响范围,单位 m;

$\gamma_t$ ——该层砂质粉土重度,取为 19.5 kN/m<sup>3</sup>。

此时,开挖部分土体重力势能产生的总功为:

$$W = W_1 - W_2 =$$

$$\frac{\gamma_t \Delta w_{\text{max}}}{6} \left[ L^2 - \frac{(L-h)^3}{L} \right] = 1.073 \Delta w_{\text{max}} \quad (4)$$

土体剪应力所做的功为:

$$U_1 = \iint \beta c_u \Delta \tau d\Omega = \frac{\beta \Delta w_{\text{max}}}{L} \left( c_0 L^2 + \frac{1}{3} c_1 L^3 \right) \quad (5)$$

$$U_2 = \iint \beta c_u \Delta \tau d\Omega = \frac{\beta \Delta w_{\max}}{L} \left[ c_0 (L-h)^2 + c_1 h (L-h)^2 + \frac{1}{3} c_1 (L-h)^2 \right] \quad (6)$$

式中:

$U_1$ ——基坑外部土体剪应力做功,单位 J;

$U_2$ ——基坑内部土体剪应力做功,单位 J;

$\beta$ ——表观抗剪强度系数;

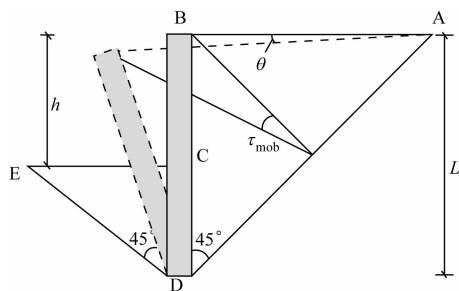
$c_0$ 、 $c_1$ ——和土体有关的系数;

$\Delta \tau$ ——土体的剪应变。

分别计算基坑内外各位置土体内力做功,该层土体超固结比为 1,对应的  $c_0 = 5.25$ ,  $c_1 = 1.25$ ,则土体剪应力所做的总功为:

$$U = U_1 + U_2 = \beta \Delta w_{\max} \left\{ c_0 \left[ L + \frac{(L-h)^2}{L} \right] + c_1 \left( \frac{2}{3} L^2 - h^2 + \frac{2}{3} \frac{h^3}{L} \right) \right\} = 1\,758 \beta \Delta w_{\max} \quad (7)$$

悬臂型基坑变形增量机制示意图如图 1 所示。



注:  $\tau_{\text{mob}}$  为土体表观剪应变;  $\theta$  为刚性变形转动角。

图 1 悬臂型基坑变形增量机制示意图

Fig. 1 Diagram of deformation increment mechanism of cantilever-type foundation pit

由悬臂型围护结构基坑变形机制可得,土体表观剪应变可以表示为:

$$\tau_{\text{mob}} = 2\Delta\theta \quad (8)$$

$$\tan \theta = \frac{\Delta w_{\max}}{L} \quad (9)$$

由于基坑开挖时,整个基坑体系的刚性变形转动角极小,根据式(9)则有:

$$\tan \theta = \theta = \frac{\Delta w_{\max}}{L} \quad (10)$$

$$\Delta w_{\max} = L\theta = \frac{L\tau_{\text{mob}}}{2} \quad (11)$$

此时,基坑顶部位移即为  $\Delta w_{\max}$ ,  $\Delta w_{\max} = L\theta = 8.4 \text{ mm}$ 。

当工程开始施作内支撑时,需考虑  $P$  和  $V$ 。根据能量守恒关系求得  $\Delta w_{\max}$ ,此时守恒方程为:

$$W = U + P + V \quad (12)$$

### 3.2 设置第 1 道支撑(混凝土支撑)

基坑围护结构主要嵌于较软弱的粉质黏土层,变形区域影响系数取为 1.5,开挖变形影响区长度  $l = 1.5s$  ( $l$  为变形区影响范围,  $s$  为支撑距离围护墙趾长度)。

在基坑深 3 m 位置处施作第 1 道混凝土支撑,挖至 7 m 深度时,此时的土体为粉质黏土,重度为  $19.5 \text{ kN/m}^3$ ,超固结比为 1,此支撑距离围护墙趾长度为 37 m,变形区域影响系数为 1.5,开挖变形区影响长度为 55.5 m。分别计算各层土体重力和剪应力所做的功,进行累加后的重力和剪应力做功分别为:

$$W_{z1} = 2\,280 \Delta w_{\max} \quad (13)$$

$$U_{z1} = 4\,357 \beta \Delta w_{\max} \quad (14)$$

已知该盾构工作井围护结构的抗弯刚度为  $1\,037.7 \text{ kN/m}^2$ ,第 1 道支撑的抗压刚度为  $1\,716 \text{ MN/m}^2$ ,支撑有效长度为 35 m。经计算得到的围护结构弯曲变形能  $P_{z1}$ 、基坑内支撑的压缩弹性势能  $V_{z1}$  及土体表观剪应变  $\Delta \tau_{\text{mob}}$  为:

$$P_{z1} = 6.3 \Delta w_{\max}^2 \quad (15)$$

$$V_{z1} = 4.7 \Delta w_{\max}^2 \quad (16)$$

$$\Delta \tau_{\text{mob}} = \frac{2\Delta w_{\max}}{l} = 0.036 \Delta w_{\max} \quad (17)$$

经计算可得,  $\Delta w_{\max} = 4.3 \text{ mm}$ ,  $\Delta \tau_{\text{mob}} = 0.0155\%$ 。

文献[3]指出当基坑工程施工时,在单次向下挖掘支撑下方岩土体过程中,围护结构将产生类似余弦函数的水平形变。支撑下方墙体的位移  $\Delta w$  可以表示为:

$$\Delta w = \frac{\Delta w_{\max}}{2} \left[ 1 - \cos\left(\frac{2\pi y}{\lambda}\right) \right] \quad (18)$$

式中:

$\lambda$ ——余弦函数波长;

$y$ ——距离支撑的距离,单位 m。

### 3.3 设置第 2 道支撑(钢支撑)

在基坑深 7 m 位置处施作第 2 道钢支撑,粉质黏土位于深度 11 m 处,重度为  $19.5 \text{ kN/m}^3$ ,超固结比为 2,此支撑距离围护墙趾长度为 33 m,变形区域的影响系数为 1.5,开挖变形区的影响长度为 49.5 m。该盾构工作井围护结构的抗弯刚度为  $1\,037.7$

$\text{kN/m}^2$ ,第2道钢支撑的抗压刚度为 $482\text{ MN/m}^2$ ,第2道支撑的有效长度为 $35\text{ m}$ 。经计算可得重力和剪应力做的总功分别为:

$$W_{z2}=3\,218\Delta w_{\max}$$

(19)

$$U_{z2}=4\,099\beta\Delta w_{\max}$$

(20)

经计算可得, $\Delta w_{\max}=6.3\text{ mm}$ , $\Delta\tau_{\text{mob}}=0.025\,5\%$ 。

3.4 设置第3道支撑(混凝土支撑)

在基坑深 $11\text{ m}$ 位置处施作第3道混凝土支撑,并继续挖至深度 $15\text{ m}$ 处,对应的地层土体为粉质黏土,重度为 $19.5\text{ kN/m}^3$ ,超固结比为 $2$ ,此支撑距离围护墙趾长度为 $29\text{ m}$ ,变形区域影响系数为 $1.5$ ,开挖变形区影响长度为 $43.5\text{ m}$ 。第3道支撑的抗压刚度为 $1\,716\text{ MN/m}^2$ ,第3道支撑的有效长度为 $35\text{ m}$ 。通过计算可得,累加后重力和剪应力做的总功分别为:

$$W_{z3}=3\,970\Delta w_{\max}$$

(21)

$$U_{z3}=2\,349\beta\Delta w_{\max}$$

(22)

3.5 设置第4道和第5道支撑(钢支撑)

当继续开挖至地面以下 $20\text{ m}$ 处,并在基坑深 $15\text{ m}$ 处设置第4道钢支撑时,围护结构在水平方向的位移峰值为 $7.1\text{ mm}$ ;继续向下开挖 $5\text{ m}$ ,并在基坑深 $20\text{ m}$ 处设置第5道钢支撑时,围护结构在水平方向的位移峰值为 $4.2\text{ mm}$ 。

4 深基坑变形有限元数值模拟

本文采用 Midas-GTS/NX 软件中的修正摩尔-库伦模型进行有限元数值模拟。该模型涵盖了土体的剪胀性、剪切硬化及卸载或重新加载模量,采用摩擦硬化特性模拟在偏应力下的塑性剪切应变,采用帽型硬化描述主应力压缩的体积变形。当模型中的材料初始屈服后,在原有的屈服面上将产生多个继生屈服面,可以较为有效地模拟基坑开挖过程。

4.1 工程概况

济南黄河隧道起点位于黄河南岸老城济泺路与泺口南路交叉口以南约 $300\text{ m}$ 处,其剖面示意图如图2所示。北岸工作井基底埋深为 $30\text{ m}$ ,地层以黏质粉土为主,力学性质差,基本为可塑态或硬塑态,钙质结核约占黏质粉土的 $10\%\sim 20\%$ ;下部基岩为全风化、强风化及中等风化辉长岩。基坑长为 $151.0\text{ m}$ ,宽为 $19.0\sim 33.2\text{ m}$ ,深为 $30.0\text{ m}$ ,围护结

构埋深为 $50\text{ m}$ 。

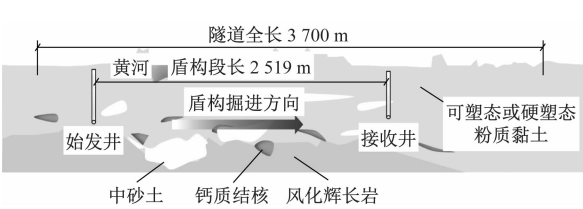


图2 济南黄河隧道剖面示意图

Fig.2 Diagram of Ji'nan Yellow River Tunnel profile

工作井附近地下水埋深为 $1.10\sim 1.70\text{ m}$ ,主要受水库、黄河径流及降雨补给。经过腐蚀性评估,地下水在该区域相对活跃,易造成混凝土材料和钢筋材料发生轻微腐蚀,抗浮水位为 $24.50\text{ m}$ 。基坑各土层计算参数如表1所示,围护结构主要物理学参数如表2所示。

表1 各土层计算参数

Tab.1 Calculation parameters of each soil layer

名称	厚度/m	重度/ ( $\text{kN/m}^3$ )	孔隙比	割线模量/ $\text{MPa}$	泊松比
砂质粉土	1.5	19.5	0.843	5	0.30
黏质粉土	9.5	19.1	0.815	18	0.30
细砂	1.0	20.4	0.631	30	0.29
粉质黏土	8.0	19.1	0.815	18	0.30
钙质结核	1.0	21.0	0.500	35	0.30
基岩	19.0	22.0	0.500	35	0.35

表2 围护结构主要物理学参数

Tab.2 Main physical parameters of retaining structure

围护结构材料	重度/( $\text{kN/m}^3$ )	弹性模量/ $\text{MPa}$	泊松比
混凝土	20.0	31 500	0.3
钢材	78.5	206 000	0.3

4.2 有限元模型

根据真实工程构建模型尺寸,开挖的基坑模型位于土体模型正中心。模型尺寸为 $350\text{ m}$ (长) $\times 180\text{ m}$ (宽) $\times 100\text{ m}$ (深)。有限元模型如图3所示。在模型底面建立节点在长、宽、高这3个方向的边界约束,在模型两侧设置相应的侧向边界约束,对立柱桩设置转动约束。

4.3 施工过程

根据优化 MSD 法及实际工况,在数值模拟中进行施工步骤模拟计算,其中施工步骤3与优化 MSD 计算过程完全对应。数值模拟中施工步骤及其对应工况如表3所示。

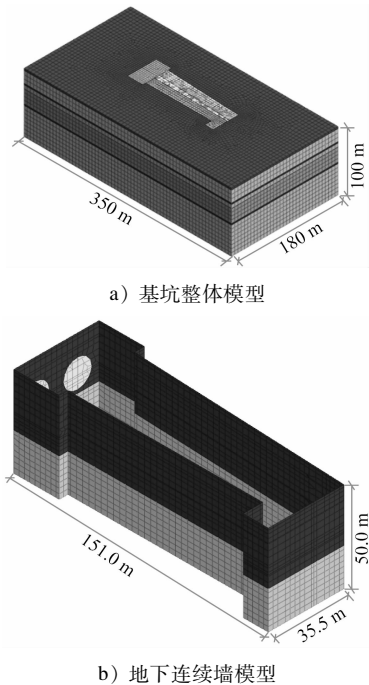


图 3 有限元模型

表 3 数值模拟中施工步骤及其对应工况	
Tab.3 Construction steps and corresponding working conditions in numerical simulation	
施工步骤	施工内容
1	初始应力分析,位移清零
2	修筑地下连续墙
3	基坑开挖,施作各道支撑

4.4 数值模拟结果分析

完成施工步骤 3 后,以基坑长边中点位置(测点 ZQT05)为例,监测点 ZQT05 位置示意图如图 4 所示,分析不同围护结构埋深处的围护结构水平变形情况,如图 5 所示。由图 5 可知:在开挖过程中,围护结构发生水平位移,在深度方向上表现为先升高后降低的分布;施作内支撑后,围护结构的水平变形峰值发生在地面以下 25 m 深度处,距离基坑底部仅为 5 m;围护结构水平变形峰值为 25 mm,约等于 0.000 83L。

5 围护结构水平位移对比分析

5.1 现场监测情况

监测点 ZQT05 位于基坑中部位置,按照 GB 50026—2007《工程测量规范》,采用全站仪和测斜仪进行观测。

不同监测日期下,不同围护结构埋深处的围护

结构水平变形(测点 ZQT05)如图 6 所示。由图 6 可知:在围护结构埋深较浅的位置,围护结构出现了向基坑外侧移动的现象,其原因可能是由于所施加的内支撑预应力过大;在不同监测日期下,基坑围护结构的整体位移趋势并没有明显的变化,在围护结构埋深约为 25 m 处,围护结构的水平变形达到最大值,约为 30 mm,其后缓慢减小,最终减小至 0。

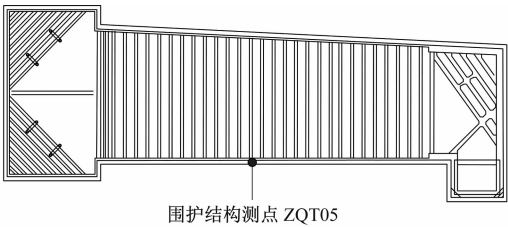


图 4 监测点位置示意图

Fig.4 Location diagram of monitoring points

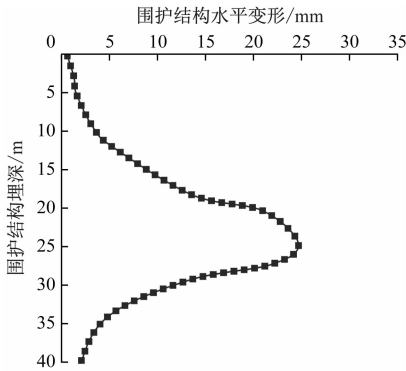


图 5 不同围护结构埋深处的围护结构水平变形(测点 ZQT05)

Fig.5 Horizontal deformation of the retaining structure under different buried depths (monitoring point ZQT05)

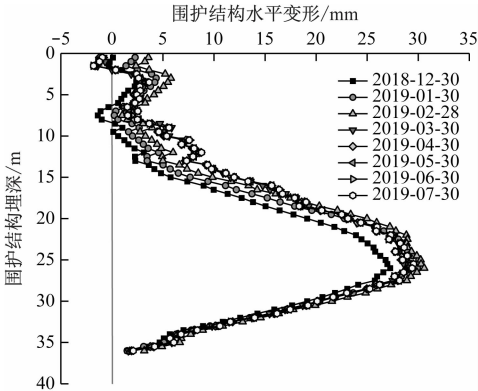


图 6 不同监测日期下不同围护结构埋深处的围护结构水平变形(测点 ZQT05)

Fig.6 Horizontal deformation of the retaining structure under different buried depths on different monitoring dates (monitoring point ZQT05)



## 5.2 3 种方法的围护结构水平变形对比

以 ZQT05 监测点为例,将施作内支撑后的监测结果、优化 MSD 法所得计算结果和有限元模型获得的数值模拟结果进行对比,如图 7 所示。由图 7 可知:数值模拟结果、优化 MSD 法计算结果和实际监测数据的变形趋势基本相同;从围护结构顶部至底部均呈现先大后小的分布情况;当围护结构埋深大于 10 m(尤其在基坑底部)的情况下,通过优化 MSD 法计算获得的围护结构水平位移与实际监测数据的变形趋势更为接近,说明优化 MSD 法比数值模拟更接近实测数据,但在基坑顶部位置处两者的偏差较大,优化 MSD 法计算结果的计算精度低于数值模拟结果。

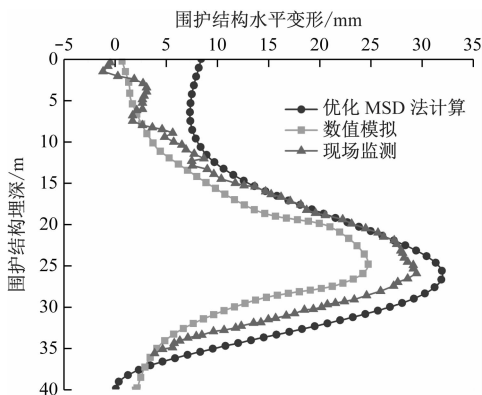


图 7 3 种方法的围护结构水平位移(测点 ZQT05)

Fig. 7 Horizontal displacement of the retaining structure by 3 methods (monitoring point ZQT05)

## 5.3 数据偏差分析及改进措施

优化 MSD 法和基坑实际变形数据的主要误差来源包括:

1) 运用优化 MSD 法进行计算时,只能考虑基坑在正常开挖和施加内支撑条件下的变形,而无法考虑更为复杂的工况,对土体性质及分层的考虑也没有数值模拟完善,因此相对于数值模拟来说,具有一定的局限性,也造成实际计算与现场监测值产生了较大的偏差。

2) 在引入内支撑结构弯曲应变能后,对于施加预应力的钢支撑应力释放导致的围护结构变形未纳入计算,可能导致优化 MSD 法的计算结果偏大。

3) 当前的 MSD 理论计算体系对基坑内支撑产生的弯曲变形能、格构立柱产生的压缩变形能仍未纳入能量守恒体系中加以计算,这也是计算偏差的来源之一。

可通过以下方法对优化 MSD 法的计算偏差加

以改进:

1) 改进优化 MSD 法的受力和能量守恒关系,将基坑施工中可能存在的其他形式的受力和变形能引入计算,如钢支撑预应力、格构立柱的压缩变形能等。

2) 充分考虑场地土体的分层情况,获得更为精确的土层性质,优化土体的不排水抗剪强度求解方法。

3) 考虑场地的特殊施工条件,如降水、大型机械设备荷载等,并将这些可能出现的变形影响因素纳入计算。

## 6 结论

1) 提出优化 MSD 法,并利用该方法对济南黄河隧道北岸盾构工作井深基坑工程的基坑围护结构变形进行计算,获得了基坑围护结构水平位移曲线。

2) 采用 Midas GTS/NX 有限元软件,计算该工程各施工步骤的位移变形情况发现,围护结构水平位移中间大两端小,水平变形峰值集中在埋深约为 25 m 处,最大水平变形值为 30 mm,在深度方向上表现为先升高后降低的分布状态。

3) 将优化 MSD 法的计算结果、数值模拟结果和实际监测数据进行对比分析发现:在基坑围护结构变形方面,墙顶处的数值模拟值与实测值更为接近;在围护结构埋深大于 10 m 处,优化 MSD 法的计算值与实际监测值的变形趋势高度相同,而数值模拟结果则由于参数取值等原因,其最终的变形量与实际监测数据相比偏小。

## 参考文献

- [1] 陈健,刘红军,闵凡路,等. 盾构隧道刀具更换技术综述[J]. 中国公路学报, 2018, 31(10): 36.  
CHEN Jian, LIU Hongjun, MIN Fanlu, et al. Technical review of cutter replacement in shield tunneling[J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, 31(10): 36.
- [2] ZHANG X, ZHANG X, HAN Y. A case study on field monitoring analysis of deep foundation pit in soft soils[J]. Advances in Civil Engineering, 2019, 2019: 1.
- [3] 刘美麟,房倩,张顶立,等. 基于改进 MSD 法的基坑开挖动态变形预测[J]. 岩石力学与工程学报, 2018, 37(7): 1700.  
LIU Meilin, FANG Qian, ZHANG Dingli, et al. Prediction of transient deformation due to excavation based on improved MSD method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2018, 37(7): 1700.

(收稿日期:2021-03-30)