

坑外降水条件下软土地层深大盾构工作井 稳定性研究

赵武胜¹, 陈卫忠^{1,2}, 袁克阔¹, 郑朋强¹, 袁敬强¹, 郭小红³, 舒恒³, 拓勇飞³

(1. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071; 2. 山东大学 岩土与结构工程研究中心, 山东 济南 250061; 3. 中交第二公路勘察设计研究院有限公司, 湖北 武汉 430056)

摘要: 采用合适的计算方法确定有效的围护方案是基坑设计中的难点。以南京纬三路过江隧道江北盾构工作井为依托, 采用空间地基板法反演分析得到各地层 m 值, 通过编制 DLOAD 子程序实现主动区与被动区的判别和相应荷载的施加, 得到坑外降水条件下软土地层深大盾构工作井围护体系的受力与变形特征。计算结果与现场实测值较为吻合, 从而证明采用空间地基板法配合反演得到的地层 m 值可有效预测工作井围护体系的变形与受力特征。为进一步优化设计方案, 选定连续墙厚度、支撑截面尺寸及底板以下 5 m 范围内土体 m 值 3 个参数, 通过正交试验进行参数分析, 得到影响连续墙水平位移及支撑轴力的主要因素。计算方法及相关计算结果可为同类工程设计提供参考。

关键词: 基坑工程; 软土; 降水; 盾构工作井; 连续墙; 支撑; 参数分析

中图分类号: TU 47

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2013)03-0572-10

STUDY OF STABILITY OF DEEP SHIELD WORKING SHAFT IN SOFT SOIL STRATA UNDER CONDITION OF DEWATERING OUTSIDE SHAFT

ZHAO Wusheng¹, CHEN Weizhong^{1,2}, YUAN Keku¹, ZHENG Pengqiang¹, YUAN Jingqiang¹,
GUO Xiaohong³, SHU Heng³, TUO Yongfei³

(1. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China; 2. Geotechnical and Structural Engineering Research Center, Shandong University, Jinan, Shandong 250061, China; 3. Second Highway Consultants Co., Ltd., China Communications Construction Corporation, Wuhan, Hubei 430056, China)

Abstract: It is difficult to choose an appropriate calculation method to determine the effective enclosure system in foundation pits design. This case study deals with the excavation of Jiangbei shield working shaft of Weisan road over-river tunnel in Nanjing, which is a typical deep working pit in soft soil strata. The spatial foundation plate method was used to analyze the deformation and stress condition of the structure of the shield working pit under dewatering outside the foundation pits. The m values of strata are obtained through back analysis; and the active and passive areas were judged by the DLOAD subroutine. The calculation results are consistent with the measured results; so the spatial foundation plate method with m values from back analysis can effectively predict the deformation and stress behavior of the enclosure structure. In order to further optimize the structure, three factors, i.e. thickness of diaphragm wall, size of supporting section and m value of soils within 5 m below the floor, are selected for orthogonal array experiment; and the main influencing factors of horizontal displacement of

收稿日期: 2012-09-17; **修回日期:** 2012-11-15

基金项目: 国家自然科学基金杰出青年基金项目(51225902); 国家自然科学基金资助项目(51109207)

作者简介: 赵武胜(1987-), 男, 2008年毕业于山东大学水利工程系水利水电工程专业, 现为博士研究生, 主要从事隧道及地下工程方面的研究工作。E-mail: zhaowusheng@yahoo.com.cn

diaphragm wall and axial forces of bracings are obtained. The calculation method and the relevant results can provide references for similar engineering.

Key words : excavation engineering ; soft soil ; dewatering ; shield working shaft ; diaphragm wall ; bracing ; parameter analysis

1 引言

在基坑工程中，围护结构的强度及变形是工程设计中的关键问题，它将直接影响到工程的安全与经济。合理有效的计算方法不仅可预测围护体系在施工过程中的内力及变形特征保证工程安全；还可有效降低因安全系数过大造成的资源浪费。目前基坑围护体系设计常用的分析方法有平面弹性地基梁法、空间地基板法^[1-2]及连续介质有限元方法^[3-4]。在采用连续介质有限元方法计算时，由于岩土介质的复杂性，很难准确确定某一基坑工程中岩土体的本构关系及相关参数，同时三维有限元计算量大耗时较长，因此，现有规程^[5]及工程设计仍以简化的平面弹性地基梁方法为主。由于平面弹性地基梁法是将挡土结构简化为弹性地基梁，因此它一般只适用于狭长条形基坑。对于结构复杂、空间效应明显的基坑，应采用空间地基板法。空间地基板法将挡土墙简化为三维壳体，壳体内侧施加土弹簧，外侧施加水土压力，因此，该方法既继承了平面弹性地基梁法的优点，又可模拟基坑的空间效应。采用空间弹性地基板法计算围护体系内力与变形时，难点在于确定挡土墙内外侧水土压力及土弹簧的抗力系数。在影响挡土墙内外侧水土压力的因素中，基坑降水方法是最主要的因素之一。目前，绝大多数基坑工程的降水一般采用坑内降水的方法，王钊等^[6-9]对坑内降水条件下挡土结构两侧水土压力的分布及围护结构的内力与变形特征进行了大量研究。但对于软土地层坑外降水条件下挡土墙两侧水土压力分布及相应围护体系内力与变形特征研究较少。同时，目前对软土地层土体 m 值(土体抗力计算公式系数)的确定还具有很大的经验性。为此，本文以在建的南京纬三路过江隧道江北盾构始发井为依托，通过位移反分析得到相应地层的 m 值，采用空间地基板法对工作井围护体系进行计算，分析软土地层坑外降水条件下工作井围护体系的变形与内力特征。

2 工程介绍

南京纬三路过江隧道位于长江大桥和纬七路长

江隧道之间，直接连接南京主城区与浦口规划新市区中心。隧道分南北两线，拟采用盾构施工，设计为双层双向八车道，盾构直径为 14.5 m，开挖直径约 15 m，属于典型的大直径盾构隧道。盾构始发井位于江北浦口区，工作井长 47.32 m，宽 25.0 m，工作井开挖深度 26.35 m，连续墙深 44.35 m。

2.1 工程地质条件

工作井工区 20.00 m 以上以 ② 层流塑淤泥质粉质黏土为主，20.00 ~ 25.81 m 为 ① 软塑—流塑状粉质黏土(夹粉砂)，25.81 ~ 46.76 m 以 ① 粉细砂为主，局部含 ② 粉质黏土，46.76 ~ 67.10 m 以 ② 砾中粗砂为主，50.50 ~ 67.10 m 为卵砾石，67.10 m 以下为泥岩。基坑开挖深度范围内主要为软土，即 ② 层淤泥质粉质黏土，它具有高含水量、大孔隙比、高压缩性、低强度等特点，工程性质差，易发生软土的“蠕动”等现象，对基坑开挖及坑壁稳定性有不利影响。各土层的物理力学参数见表 1。

表 1 土层的物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of soil layers

土体编号	重度 γ (kN · m ⁻³)	压缩模量 E_s /MPa	泊松比 ν	黏聚力 c /kPa	内摩擦角 φ (°)	侧压系数 ξ
2	18.1	3.14	0.42	17	25.0	0.72
1	18.4	3.95	0.40	24	15.4	0.68
1	19.3	13.93	0.27	2	34.1	0.40
2	18.4	4.19	0.39	22	14.5	0.65
2	20.3	16.54	0.23	0	38.0	0.30
	24.1	2 133.00	0.15	800	30.0	-

2.2 开挖支护方案

工作井采用分层开挖方式，首先进行冠梁与第 1 道斜撑的施工，然后开挖第 1 层土体至第 2 道支撑底部，设置第 2 道环梁与支撑。采用同样的开挖与支撑方式直至开挖完成。各开挖层高度见表 2。

开挖阶段工作井围护结构平面图如图 1 所示，采用连续墙—环梁—斜撑体系，地下连续墙厚 1.2 m，尺寸为 47.32 m×25.0 m×44.35 m(长×宽×高)。1~5 道斜撑采用混凝土支撑，第 6 道斜撑采用钢支撑；6 道斜撑及 6 道混凝土环梁截面尺寸见表 3。

表2 土层开挖参数

Table 2 Excavation parameters of soil layers

开挖土层编号	高度/m
1	4.60
2	5.25
3	4.80
4	4.30
5	3.20
6	4.20

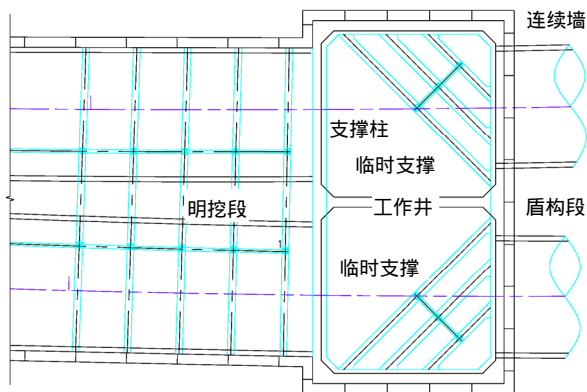


图1 工作井围护结构平面图

Fig.1 Plan of enclosure protecting structure of working shaft

表3 各道支撑与环梁几何参数

Table 3 Geometric parameters of ring beams and bracings

标号	长×宽(外径×壁厚)/(mm×mm)	
	斜撑	环梁
1	800×1000	1 200×2 500
2	1 000×1 200	2 300×2 800
3	1 200×1 200	1 200×2 000
4	1 200×1 200	1 400×2 300
5	1 200×1 200	1 200×2 000
6	φ 609×16	700×900

2.3 降水方案

开挖深度内场地地下水主要为孔隙潜水，含水层为₂淤泥质粉质黏土及₁粉质黏土，富水性及透水性差，水位受长江水位、大气降水等影响较大；开挖深度以下，场地承压水赋存于₁、₂层中，富水性及透水性较好，易产生涌水、涌砂现象。

由于工作井周边没有建筑物，降水对周边建筑物的影响可以不予考虑。为既能保证降水效果，又能方便工作井开挖和坑内构筑的修建，工作井降水采用“以坑外降水为主，坑内降水为辅”的降水方案，承压水降深根据规范^[10]坑底防突涌条件确定，

降水井具体分布见图2。₂层降水井深55 m，其中滤管长度28 m，实管长度27 m，泥孔径0.6 m。

₁层降水井深40 m，其中滤管长度13 m，实管长度27 m，泥孔径0.6 m。疏干井深24 m，其中0~3 m为黏土封堵，3~24 m为滤管，内径0.3 m。

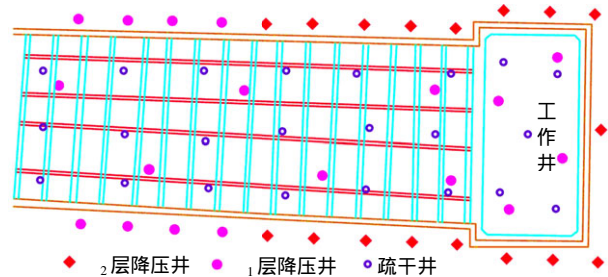


图2 降水井分布图

Fig.2 Distribution of dewatering wells

3 计算方法

3.1 计算原理

考虑到工作井所处地层力学性质较为复杂，其本构模型及相关参数难以确定，连续介质有限元法计算结果与实际可能存在不小出入。同时，由图1可以看出，工作井一侧为敞开的明挖基坑，另一侧为盾构破墙端，长宽比仅1.9，空间效应明显，不宜采用二维弹性地基梁法。因此，采用空间地基板法，其计算简图如图3所示。连续墙、环梁与支撑采用Drucker-Prager弹塑性本构模型，材料参数根据规范^[11]选取。

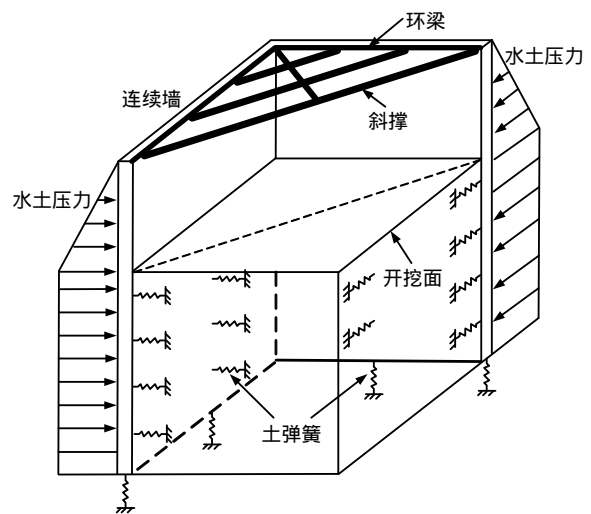


图3 计算模型

Fig.3 Computational model

如图3所示，将挡土墙简化为壳体，在壳体的

内侧设置抗力土弹簧用以模拟被动区土体抗力；在主动区则施加水土压力。为考虑实际基坑的施工过程，将杨光华^[12]提出的“增量法”与空间地基板法结合，考虑挡土墙内外两侧在施工过程中水土压力的变化。

(1) 主动区

由于主动区有水土压力实测值，在各开挖步挡土墙主动区施加水土压力实测值。

(2) 被动区

根据规范^[13]，被动区土弹簧的刚度系数按下式计算：

$$K_H = k_h ab = m z ab \tag{1}$$

式中： K_H 为土弹簧的刚度系数； k_h 为土体抗力系数； a, b 分别为土弹簧所连接挡土墙单元的水平 and 竖向尺寸； m 为系数； z 为土弹簧距开挖面的深度。

土弹簧为抗力弹簧，在施工过程中只能承受压力而不能承受拉力，即土弹簧的抗拉刚度为 0。在施工过程中，随着工作井开挖的进行，基坑内侧已开挖部分的土弹簧被杀死，同时施加相应支撑与环梁；而下部土弹簧距开挖面的深度 z 不断变化，因此，土弹簧的刚度系数为开挖深度的函数。除刚度系数外，土弹簧的抗力还与挡土墙水平位移有关，而挡土墙的水平位移在整个施工过程中不断变化。因此，在第 n 层开挖结束时，开挖面以下土弹簧的抗力为

$$F_n = \begin{cases} mabz_n \sum_{i=1}^n u_i & \left(\sum_{i=1}^n u_i \geq 0 \right) \\ 0 & \left(\sum_{i=1}^n u_i < 0 \right) \end{cases} \tag{2}$$

式中： F_n 为第 n 层开挖结束后土弹簧抗力， u_i 为第 i 层土体开挖时土弹簧相连节点的水平位移， z_n 为第 n 层开挖结束后土弹簧距开挖面的深度。

运用有限元计算软件 ABAQUS 建立的空间地基板计算模型，模型中地下连续墙采用空间壳单元模拟；6 道临时支撑及环梁采用 B31 梁单元模拟；被动区土弹簧采用非线性只承压不承拉的弹簧单元模拟，当土弹簧受拉时自动失效，由于土弹簧刚度系数与其相连单元的尺寸有关，根据式(1)通过 Python 程序自动生成。

基坑开挖过程中连续墙既可能向外变形，也可能向内变形，被动区与主动区在开挖前难以确定，施工过程中被动区与主动区应通过墙体位移确定。因此，对连续墙内外两侧均施加只承压不承拉的抗

力土弹簧，在开挖过程中如土弹簧所连接节点累积位移向外则该处外侧为被动区，反之内侧为被动区。被动区土弹簧的抗力通过式(2)计算得到。因此，在计算过程中连续墙外侧应施加的荷载为现场监测值与外侧土弹簧的抗力之差。考虑到挡土墙外侧实际水土压力及连续墙外侧土弹簧的抗力在整个施工过程中都在不断变化，因此，编制 DLOAD 子程序对连续墙外侧荷载进行施加。随着开挖的进行，相应土层的土弹簧被杀死，开挖面以下土弹簧刚度系数通过 Python 程序进行调整。计算流程见图 4。

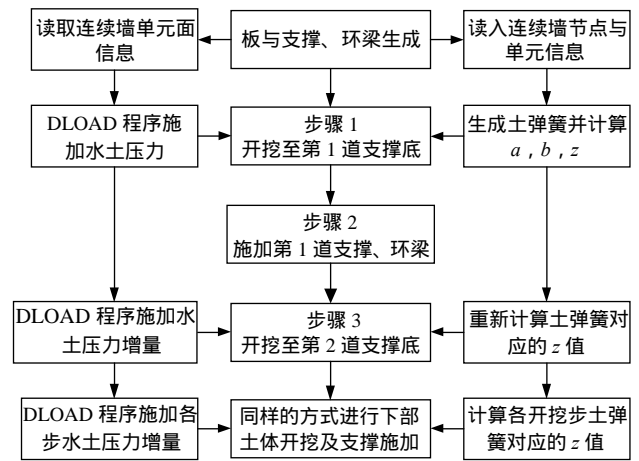


图 4 计算流程

Fig.4 Computational flow chart

除步骤 1~3 外，其余计算步的意义为：步骤 4：施加第 2 道支撑及环梁；步骤 5：开挖土体至第 3 道支撑底；步骤 6：施加第 3 道支撑及环梁；步骤 7：开挖至第 4 道支撑底；步骤 8：施加第 4 道支撑及环梁；步骤 9：开挖至第 5 道支撑底；步骤 10：施加第 5 道支撑及环梁；步骤 11：开挖至第 6 道支撑底；步骤 12：施加第 6 道支撑及环梁；步骤 13：开挖至坑底；步骤 14：施加底板。

3.2 地层 m 值反演

尽管空间地基板法是在二维弹性地基梁法的基础上发展起来的，但两者的适用范围并不相同，空间地基板法中土弹簧的 m 值不易简单套用二维弹性地基梁的取值。为此，首先根据规范^[13]及现场地层勘察结果(见表 1)确定地层 m 值的一个大致范围，并将该范围扩大 10 倍得到一个新的范围，最后将中间值作为反分析的初始值，采用 Nelder-Mead 最优化方法^[14]编制相关反演程序，对工作井区各计算地层 m 值进行反分析。

计算区各地层的 m 值将会影响到土弹簧抗力，不同的抗力将会影响到连续墙内外侧压力差，不同

压力差最终导致不同的连续墙水平位移值，即连续墙水平位移为地层 m 值的函数：

$$u = u(m_i) \tag{3}$$

式中： u 为连续墙水平位移， m_i 为第 i 个地层 m 值。

根据现场监测结果，反演分析连续墙水平位移，把计算值和现场实测值的差值通过最小二乘法用作反演计算最小化的目标函数。目标函数的表达式为

$$\varphi(m_i) = \sum_{j=1}^6 \sum_{i=1}^n (U_{ij}^s - U_{ij}^c)^2 \tag{4}$$

式中： j 为施工步； i 为参与反分析的试验个数； n 为参与反分析试验总数； U_{ij}^s ， U_{ij}^c 分别为在第 j 个施工步第 i 个试验点水平位移监测值与计算值。

在实际的工程运用中，可通过将前 $i(i=1, 2, 3, \dots)$ 层开挖过程中连续墙水位位移值作为现场实测值，通过上述反分析得到目标地层的 m 值，用于预测与指导基坑下部的开挖。

4 计算结果

为方便结果分析，取如图 5 所示的监测点，连续墙水平位移监测断面为 QC1, QC2 及 QC3；支撑轴力监测点编号 $i\#j$ 代表第 i 道支撑 j 号位置支撑轴力； A 为环梁轴力及弯矩监测位置；水土压力监测点为 STY。

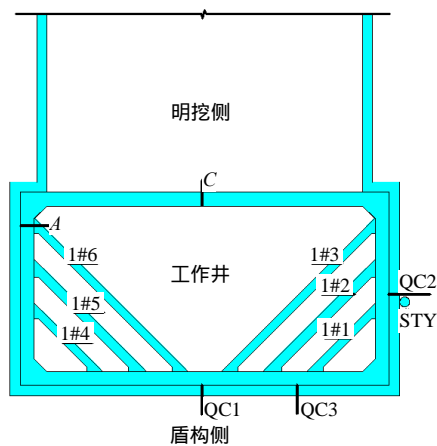


图 5 监测点布置图

Fig.5 Layout of monitoring points

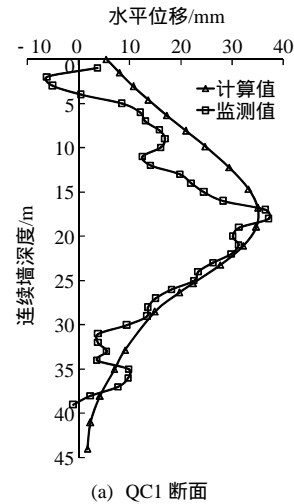
4.1 地层 m 值

反演分析得到各计算地层的 m 值见表 4。运用反演值计算得到的连续墙水平位移与现场监测值的对比见图 6，从图 6 中可以看出，连续墙水平位移

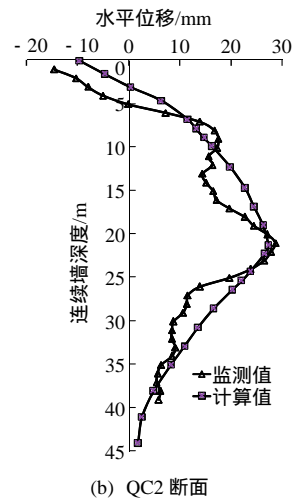
表 4 各地层 m 值反演结果

Table 4 m values of strata from back analysis

地层编号	初始值/(kN·m ⁻⁴)	反演值/(kN·m ⁻⁴)
2	2 900	1 200
1	1 400	1 450
1/ 2	5 000	6 100



(a) QC1 断面



(b) QC2 断面

图 6 连续墙水平位移

Fig.6 Horizontal displacements of diaphragm wall

与监测值变化趋势及最大值较为吻合；从各道支撑的轴力变化曲线(见图 7)可以看出，计算结果的变化趋势及最大值与监测值基本吻合。因此，反分析得到的计算区各地层 m 值能够较好地反映相应地层特征。

4.2 水土压力

图 8 为后期开挖过程中挡土墙外侧水土压力分布曲线。从图 8(a)中可以看出，在降水开挖期，挡土墙外侧地表以下 10 m 范围内土压力远小于经典土压力理论计算值。这可能是由于该区域淤泥质粉

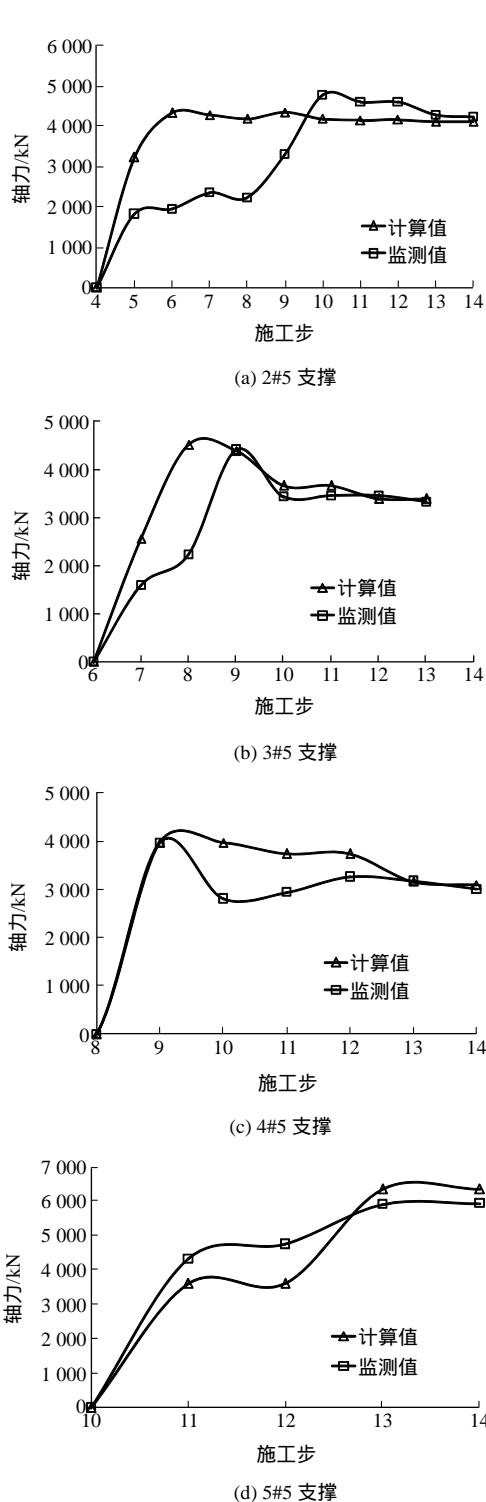


图 7 第 2~5 道支撑轴力变化曲线

Fig.7 Variation curves of axial forces of the 2nd – 5th bracings

质黏土含水量高、孔隙比大、压缩性强、强度低，在坑内开挖坑外降水条件下发生了“蠕动”，挡土墙产生了一定倾斜，在墙体上部与土体之间产生了虚空区段所致。从变化趋势上看，后期开挖与降水过程中整个开挖区土压力变化较小。由图 8(b)可知，挡土墙外侧埋深 10 m 范围内水压力同样较小；埋

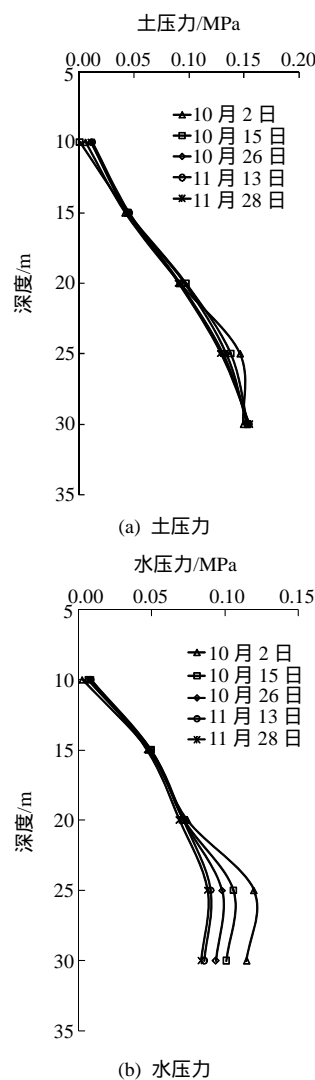


图 8 挡土墙外侧水土压力分布曲线(2011 年)

Fig.8 Distributions of soil and water pressures on diaphragm wall(in 2011)

深 10~20 m 范围内水压力变化较小，这主要是因为坑外降水主要针对 μ_1 与 μ_2 深层承压水，20 m 以内地层渗透系数小于下部地层，所以降水过程中 20 m 以内水压力变化较小；20 m 以下地层渗透性较好，该区域水压力随着降水井降深的不断增加而减小。上述结果表明，坑外降水条件下，挡土墙外侧水土压力与坑内降水条件下有较大差异，运用空间地基板法计算结构内力与变形时需要规范规定荷载进行修正。

4.3 支撑轴力

图 7 为第 2~5 道支撑轴力变化曲线，与监测值相比，部分支撑轴力计算值较早地达到了峰值；这是由于采用空间地基板法对任一开挖步是通过施加挡土墙外侧水土压力及改变坑内被动土弹簧实现的，在计算过程中没有考虑混凝土支撑强度随时间的变化、施工荷载等因素的影响。但从整个施工过

程及轴力峰值上看，各道支撑轴力计算值与监测值较为吻合。从支撑轴力变化曲线上看，支撑施加后开挖下层相应土层时，由于被开挖土体承担的部分被动土压力转移至上部相应支撑，其轴力迅速增加；在后续的开挖过程中，除第5道支撑外，上部4道支撑轴力趋于稳定；在第6层土体开挖时，第5道支撑轴力继续增加，这是由于第6道钢支撑刚度相对较小所致。

开挖过程中各道支撑轴力最大值见表5，第1及第6道支撑轴力较小，这是由于第1道支撑位于地表，外侧水土压力较小；而第6道支撑为钢支撑，刚度相对较小且施工速度快，降低了基坑暴露时间。第2~5道支撑轴力较为均匀，与上部支撑相比，下部支撑轴力没有明显增加，这主要是由于坑外深层降水大大降低了挡土墙外侧下部水土压力所致。但从数值上看，各道支撑轴力最大值远小于设计值，支撑系统安全系数过大，应对截面尺寸进行优化。

表5 各道支撑轴力最大值
Table 5 Maximum axial forces of bracings

支撑道数	设计值/kN	最大值/kN	
		监测值	计算值
1	11 440	1 714	1 631
2	17 160	4 590	4 350
3	20 592	4 094	4 508
4	20 592	4 967	4 746
5	20 592	5 896	6 217
6	7 001	1 643	1 432

4.4 连续墙水平位移

从图9可以看出，开挖过程中，由于混凝土支撑刚度较大，在连续墙已施加支撑部分水平位移基本稳定；而在未施加支撑的部分，由于土体 m 值较小，随着开挖的进行连续墙水平位移不断增大，最大变形位置不断下移。从变化量上看，与上部土体开挖时相比，下部土体开挖时连续墙水平位移增加量并没有明显提高，原因是坑外降水有效降低了水土压力，进而控制连续墙水平位移发展。与前3层相比，第4、5层土体开挖过程中墙体水平位移增量减小。而第6层土体开挖时，由于第6道支撑为钢支撑，其刚度相对较小，第6层土体开挖过程中连续墙水平位移增加值略大于第5层。因此，对第6道钢支撑施加一定预应力将有助于降低连续墙深层水平位移。从数值上看，开挖结束后连续墙水平位移最大值达到43 mm，接近50 mm的极限值。一方面是由于开挖地层以 γ_2 层淤泥质粉质黏土为主， m

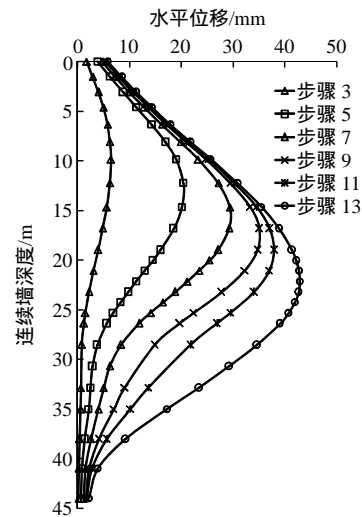


图9 QC1 监测断面连续墙水平位移

Fig.9 Horizontal displacement of diaphragm wall at monitoring section QC1

值较小；另一方面是由于工作井一侧与明挖段基坑相连，地下连续墙没有形成一个封闭的整体，斜撑的作用没有得以充分发挥。

4.5 连续墙内力

图10为开挖结束时连续墙QC1监测断面处开挖面垂直方向的应力分布图，从图中可以看出，在外侧水土压力作用下连续墙内侧主要承受拉应力，最大值约为2.6 MPa，超过了混凝土抗拉强度设计值，连续墙表面可能会出现细小裂纹。而在埋深21 m处连续墙应力由拉变为压，由于坑底旋喷加固且下部土体 m 值较大，连续墙应力迅速减小。因此，软土地层深基坑开挖过程中应采用及时支撑与被动区土体加固等措施预防受拉区混凝土表面开裂。

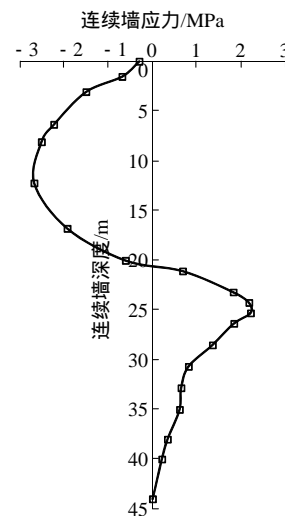


图10 QC1 监测断面连续墙内侧垂直方向应力分布

Fig.10 Stress distribution perpendicular to the inside of diaphragm wall at monitoring section QC1

4.6 环梁弯矩与轴力

各道环梁轴力与弯矩分布规律基本相同，以第 2 道环梁为例对各道环梁受力特性进行分析。第 2 道环梁的轴力与弯矩分布图 11 所示。从图 11 可以看出，环梁拐角处轴力、弯矩明显大于其他部位，因此，拐角处环梁易加强配筋并对外侧土体进行加固。在明挖一侧，由于工作井在该侧为敞开形式，该部位环梁主要承受轴力，弯矩较小。在盾构一侧，斜撑有效限制了环梁弯矩的发展，没有出现环梁中部明显大于两侧的现象。

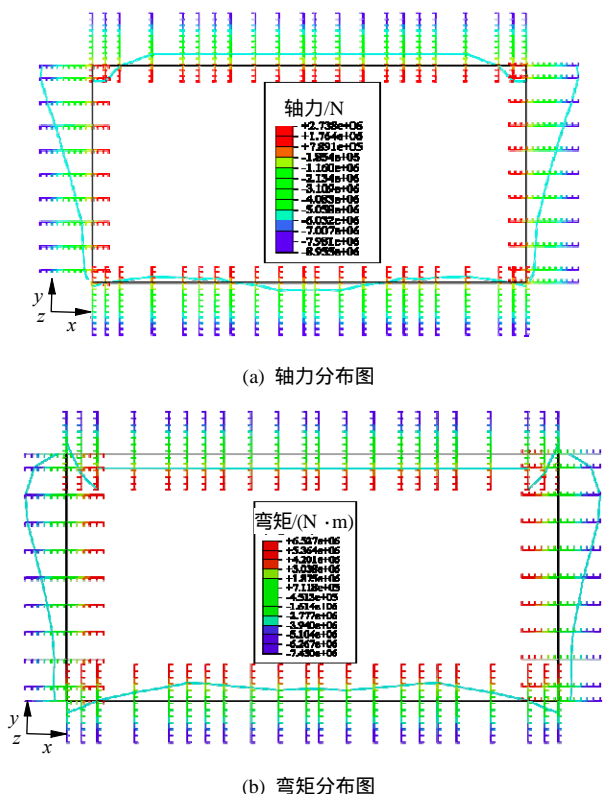


图 11 第 2 道环梁轴力和弯矩图

Fig.11 Axial force and bending moment diagrams of the 2nd ring beam

按 C30 强度等级混凝土计算各道支撑的轴力设计值、环梁轴力与弯矩的设计值。各道环梁轴力及弯矩施工期最大值见表 6。从表 6 中可以看出，第 2 道环梁的轴力与弯矩明显大于其他环梁，一方面是由于第 2 道环梁尺寸较大；另一方面是由于坑外降水降低了墙外侧下部水土压力。但与设计值相比，环梁轴力及弯矩远小于设计值，安全系数较大。

4.7 小结

通过反演分析得到了工作井所在场地计算地层的 m 值，结果表明由于场地地层多为流塑状软土， m 值较小。与现场实测结果相比，采用反演分析得到的 m 值，空间地基板法可较好地预测工作井围护

表 6 各道环梁轴力与弯矩最大值

Table 6 Maximum axial forces and bending moments of ring beams

环梁	轴力/kN		弯矩/(kN·m)	
	设计值	计算值	设计值	计算值
1	42 900	5 329	20 849.40	3 543
2	92 092	8 955	39 961.35	7 430
3	34 320	3 418	27 799.20	1 719
4	46 046	2 964	43 436.25	2 806
5	34 320	1 999	27 799.20	1 403

体系的受力与变形特征。

坑外降水条件下，施工期工作井连续墙外侧水土压力小于规范计算值，随着开挖的进行，连续墙外侧土压力变化较小，而水压力不断减小。坑外降水有效降低了连续墙外侧水土压力。工作井所采用的混凝土支撑刚度较大，在开挖期有效控制了连续墙已支撑部分的水平位移。工作井围护体系设计与地层条件较为适宜，充分保证了工作井施工期的安全。但与设计值相比，各道支撑及环梁的轴力较小，安全系数较大。同时，由于工作井所在场地地层 m 值较小，施工期连续墙最大水平位移达到 43 mm，接近 50 mm 的极限值。

5 参数分析

5.1 正交试验

由上述计算结果可知，影响支撑轴力及连续墙水平位移的主要因素有支撑截面尺寸、环梁尺寸、坑外水土压力、坑内土体 m 值及连续墙厚度。考虑到坑外水土压力不易控制，而环梁将与内衬墙浇注在一起充当永久结构。因此，选定连续墙厚度、第 2~5 道支撑截面尺寸及工作井底板下 5 m 范围内土体 m 值为优化参数。3 个参数分别选定 3 个水平，采用正交试验分析法对围护方案进行优化。L₉(3⁴) 正交试验表见表 7，工作井底板下 5 m 范围内土体 m 值的 3 个水平分别取反演值(6 100 kN/m⁴)的 1.0, 1.5, 2.0 倍；连续墙厚度的 3 个水平为 1.0, 1.2, 1.4 m；第 2~5 道支撑截面尺寸的 3 个水平为 0.8 m×0.8 m, 1.0 m×1.0 m, 1.2 m×1.2 m。

5.2 各参数对连续墙水平位移的影响

试验 1~9 中连续墙最大水平位移值见表 8，对各因素同一水平试验结果求平均然后再做极差，结果见表 9。从表 9 可以看出，影响连续墙水平位移

表7 $L_9(3^4)$ 正交试验表

Table 7 $L_9(3^4)$ orthogonal experimental table

试验编号	m 值/(kN·m ⁻⁴)	连续墙厚度/m	支撑截面尺寸/(m×m)
1	6 100	1.0	0.8×0.8
2	6 100	1.2	1.0×1.0
3	6 100	1.4	1.2×1.2
4	9 150	1.0	1.0×1.0
5	9 150	1.2	1.2×1.2
6	9 150	1.4	0.8×0.8
7	12 200	1.0	1.2×1.2
8	12 200	1.2	0.8×0.8
9	12 200	1.4	1.0×1.0

表8 连续墙水平位移最大值

Table 8 Maximum horizontal displacements of diaphragm wall

试验编号	连续墙水平位移最大值/mm
1	57.8
2	44.7
3	35.7
4	49.0
5	38.0
6	36.7
7	43.8
8	40.8
9	31.5

表9 连续墙水平位移平均值及极差

Table 9 Average value and range of horizontal displacements of diaphragm wall mm

参数	位移平均值			极差 R
	K1	K2	K3	
m 值	46.1	41.3	38.7	7.4
连续墙厚度	50.2	41.2	34.6	15.6
支撑截面尺寸	45.1	41.8	39.2	5.9

的主要因素为连续墙厚度，当连续墙厚度取 1.4 m 时，最大水平位移较 1.2 m 时降低约 16%。而当连续墙厚度取 1.0 m 时，连续墙最大水平位移达到 50.2 mm，超过了 50 mm 的极限值。同时，基坑底板以下 5 m 范围土体 m 值与支撑截面尺寸对连续墙最大水平的影响基本相当。减小支撑截面尺寸对连续墙水平位移的影响可通过提高底板以下 5 m 范围内的土体 m 值来弥补。

5.3 各参数对支撑轴力的影响

试验 1~9 中各道支撑轴力最大值见表 10，各参数对第 2~5 道支撑轴力的影响极差分析结果见表 11。从表 11 可以看出，第 2 道支撑的轴力基本只受截面尺寸的影响。而第 3 道支撑的轴力由 3 个

表10 各道支撑轴力最大值

Table 10 Maximum axial forces of bracings

试验编号	轴力最大值/kN					
	支撑 1	支撑 2	支撑 3	支撑 4	支撑 5	支撑 6
1	1 424	3 931	4 539	4 640	5 269	2 032
2	1 556	4 385	4 728	4 832	5 919	1 531
3	1 650	4 658	4 815	5 024	6 273	1 144
4	1 426	4 311	4 852	4 508	5 450	1 707
5	1 562	4 686	4 822	4 481	5 997	1 330
6	1 796	3 894	3 984	3 870	4 139	1 368
7	1 428	4 605	5 016	4 522	5 605	1 492
8	1 566	3 966	4 134	3 785	4 102	1 529
9	1 663	4 283	4 173	3 935	4 686	1 182

表11 第2~5道支撑轴力极差

Table 11 Axial force ranges of the 2nd - 5th bracings

支撑号	轴力极差/kN		
	m 值	连续墙厚度	支撑截面尺寸
2	40.0	67.4	719.4
3	253.0	478.3	665.3
4	751.3	280.3	577.3
5	1 022.7	408.7	1 455.0

参数共同决定。对于第 4, 5 道支撑，其轴力主要受 m 值及截面尺寸的影响；这是由于较高 m 值的土体能够提供更大的土体抗力，从而减小下部土体开挖过程中的荷载增量。

从上述结果可以看出，影响连续墙水平位移的主要因素为连续墙厚度；而影响支撑轴力的主要因素为支撑截面尺寸及底板以下 5 m 范围内土体 m 值。因此，如将缩小支撑截面尺寸与减小连续墙水平位移为目标，只有试验方案 6, 8 与 9 满足要求；而试验方案 6 与 9 连续墙厚度从 1.2 m 增加到 1.4 m，施工难度及工程成本将明显提高。因此，选择试验方案 8 作为最优方案。方案 8 中，虽然通过坑底旋喷加固来提高土体 m 值将会增加工程成本，但坑底加固对开挖期基底防突涌及运行期工作井稳定性都较为有利；同时，支撑尺寸大幅降低，一方面降低了工程造价；另一方面由于缩小了混凝土支撑的浇筑时间，基坑开挖速度加快，连续墙水平位移将进一步降低。

6 结 论

(1) 通过位移反分析得到了工作井开挖各地层的 m 值，结果表明相关地层的 m 值较小。运用反演

得到的 m 值,采用空间地基板法对工作井围护体系在开挖期的内力与变形进行了计算,计算结果与现场实测值较为吻合。因此,选择合适的 m 值及水土压力,空间地基板法可在一定程度上预测三维深大基坑围护体系的受力与变形特征。

(2) 连续墙上部与外侧土体间出现了位移不协调现象,导致连续墙上部土压力较小。同时,坑外降水方法有效降低了连续墙外侧孔隙水压力。

(3) 由于坑外降水有效降低了连续墙外侧下部水土压力,在开挖过程中各道支撑及环梁的轴力、弯矩远小于设计值。从分布上看,除第 1,6 道支撑轴力较小外,其余支撑轴力相近。而各道环梁的轴力与弯矩主要受截面尺寸影响。

(4) 工作井围护体系采用 1.2 m 厚的地下连续墙,配合刚度较大的混凝土支撑与环梁,有效控制了连续墙已支撑部分的水平位移。但由于工作井所处地层 m 值较小,开挖过程中连续墙下部未支撑部分水平位移不断增大,开挖结束时连续墙最大水平位移达到 43 mm,已接近 50 mm 的极限值。

(5) 为进一步降低连续墙水平位移与支撑的安全系数,选定连续墙厚度、支撑截面尺寸及底板以下 5 m 范围内土体 m 值 3 个参数,通过正交试验进行了参数分析。结果表明,连续墙厚度是影响连续墙水平位移的主要因素;截面尺寸是影响各道支撑轴力的主要因素,而底板以下 5 m 范围内土体 m 值对第 4,5 支撑轴力的影响与截面尺寸相当。

上述计算方法及结果对类似工程设计具有一定的参考价值。

参考文献(References) :

- [1] 刘国彬,王卫东. 基坑工程手册[M]. 2 版. 北京:中国建筑工业出版社,2009 :149-155.(LIU Guobin, WANG Weidong. Handbook for excavation engineering[M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture and Building Press, 2009 : 149-155.(in Chinese))
- [2] 罗耀武,凌道盛,陈云敏,等. 环形超深基坑围护结构受力变形特性分析[J]. 岩土力学,2011,32(2):617-622.(LUO Yaowu, LING Daosheng, CHEN Yunmin, et al. Mechanical and deformation characteristics of enclosure structure for annular extra-deep excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(2): 617-622.(in Chinese))
- [3] OU C Y, CHIOU D C. Three-dimensional finite element analysis of deep excavations[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(5): 337-345.
- [4] 尹盛斌,丁红岩. 软土基坑开挖引起的坑外地表沉降预测数值分析[J]. 岩土力学,2012,33(4):1210-1216.(YIN Shengbin, DING Hongyan. Numerical analysis of estimation of ground surface settlement outside pit induced by soft-soil excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(4): 1210-1216.(in Chinese))
- [5] 中华人民共和国行业标准编写组. JGJ120—99 建筑基坑支护设计规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,1999.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. JGJ120—99 Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999.(in Chinese))
- [6] 王钊,邹维列,李广信. 挡土结构上的土压力和水压力[J]. 岩土力学,2003,24(2):146-150.(WANG Zhao, ZOU Weilie, LI Guangxing. Earth pressure and water pressure on retaining structure[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(2): 146-150.(in Chinese))
- [7] 丛蔼森. 多层地基深基坑的渗流稳定问题探讨[J]. 岩石力学与工程学报,2009,28(10):2018-2023.(CONG Aisen. Discussion on several issues of seepage stability of deep foundation pit in multilayered formation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(10): 2018-2023.(in Chinese))
- [8] 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1):458-462.(WU Chaojun, CHEN Jinjian, YE Guanlin, et al. Deformation characteristics of foundation pits of subway stations in Suzhou[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(Supp.1): 458-462.(in Chinese))
- [9] 王旭军. 上海中心大厦裙房深大基坑工程围护墙变形分析[J]. 岩石力学与工程学报,2012,31(2):421-431.(WANG Xujun. Analysis of retaining wall deformation for deep and big foundation pits of podium in Shanghai tower[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(2): 421-431.(in Chinese))
- [10] 中华人民共和国国家标准编写组. GB 50007—2002 建筑地基基础设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.(The National Standards Compilation Group of People's Republic of China. GB 50007—2002 Code for design of building foundation[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2002.(in Chinese))
- [11] 中华人民共和国国家标准编写组. GB 50010—2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.(The National Standards Compilation Group of People's Republic of China. GB 50010—2002 Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2002.(in Chinese))
- [12] 杨光华. 深基坑支护结构的实用计算方法及其应用[J]. 岩土力学,2004,25(12):1885-1902.(YANG Guanghua. Practical calculation method of retaining structures for deep excavations and its application[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(12): 1885-1902.(in Chinese))
- [13] 南京市建设委员会. DGJ32/J 12—2005 南京地区建筑地基基础设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2005.(Nanjing Municipal Commission of Housing and Urban-rural Development. DGJ32/J 12—2005 Code for design of building foundation in Nanjing area[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2005.(in Chinese))
- [14] 贾善坡,陈卫忠,谭贤君,等. 大岗山水电站地下厂房区初始地应力场 Nelder-Mead 优化反演研究[J]. 岩土力学,2008,29(9):2341-2349.(JIA Shanpo, CHEN Weizhong, TAN Xianjun, et al. Nelder-Mead algorithm for inversion analysis of in-situ stress field of underground powerhouse area of Dagangshan hydropower station[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(9): 2341-2349.(in Chinese))