

# 圆形竖井变形特性及其计算分析方法

林世杰<sup>1</sup>, 付浩<sup>1</sup>, 宋二祥<sup>1\*</sup>, 李支令<sup>2</sup>, 陆岸典<sup>3</sup>, 杨光华<sup>4</sup>

(1. 清华大学 土木工程系, 北京 100084; 2. 广东省水利电力勘测设计研究院有限公司, 广东 广州 510635;

3. 广东粤海珠三角供水有限公司, 广东 广州 511458; 4. 广东省水利水电科学研究院, 广东 广州 510635)

**摘要:** 圆形竖井支护结构的受力变形特性与一般基坑支护有着显著的差异。结合珠三角水资源配置工程中一超深圆形竖井支护的计算分析, 讨论类似问题的有限元法及增量法计算模型及计算方法, 并将计算结果与现场实测进行对比, 研究此类问题计算模型构建时需考虑的因素, 及圆形竖井的变形特性。计算对比表明, 无论采用有限元法还是增量法, 适当选取计算模型参数, 对此问题均可给出较为符合实际的计算结果。圆形地连墙加逆作内衬的支撑方式, 可以有力发挥支护墙体的环向支撑作用, 特别是在小径深比情况下。墙体环向内力主要是轴压力, 而竖向内力主要是在地连墙的嵌岩部位发生外侧受拉的较大弯矩, 而在此部位上方一定范围发生内侧受拉的较大弯矩。

**关键词:** 圆形竖井; 有限元分析; 增量法; 地连墙; 逆作内衬

中图分类号: TU47

文献标识码: A

文章编号: 2096-7195(2023)03-0195-10

## Deformation characteristics and calculation methods of circular foundation pit support

LIN Shi-jie<sup>1</sup>, FU Hao<sup>1</sup>, SONG Er-xiang<sup>1\*</sup>, LI Zhi-ling<sup>2</sup>, LU An-dian<sup>3</sup>, YANG Guang-hua<sup>4</sup>

(1. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. Guangdong Hydropower Planning and Design Institute Co., Ltd., Guangzhou 510635, Guangdong, China;

3. Guangdong Yuehai Pearl River Delta Water Supply Co., Ltd., Guangzhou 511458, Guangdong, China;

4. Guangdong Research Institute of Water Resources and Hydropower, Guangzhou 510635, Guangdong, China)

**Abstract:** The mechanical and deformation characteristics of the circular shaft support structure are significantly different from those of general foundation pit support. Combined with the calculation and analysis of an ultra-deep circular shaft support in the water resources allocation project in the Pearl River Delta, the calculation models and calculation methods by finite elements and the incremental method for similar problems are discussed. Comparing the calculation results with the field measurements, the factors to be considered in the construction of calculation model for such problems, and the deformation characteristics of circular shafts are discussed. The computational comparisons show that whether the finite element method or incremental method is adopted, so long as the model and the parameters are properly selected, the calculation results can reasonably in line with the reality. The circular diaphragm wall together with top-down constructed lining can give strong circumferential support of the shaft, especially in the case with a small diameter to depth ratio. The circumferential internal force in the wall is mainly axial pressure, while the vertical internal force is mainly the bending moment, tensile on the outside, occurs in the rock socketed part of the diaphragm wall. And the large bending moment, tensile on the inside, occurs in a certain range above that part.

**Key words:** circular foundation pit; finite element analysis; incremental method; diaphragm wall; top-down constructed lining

收稿日期: 2022-05-12

基金项目: 珠三角水资源配置工程首批科研课题 (WW2018229)。

作者简介: 林世杰 (1996—), 男, 福建仙游人, 博士研究生, 主要从事岩土力学研究工作。E-mail: lins\_jay@163.com。

\*通信作者: 宋二祥 (1957—), 男, 河北博野人, 博士, 教授, 主要从事岩土力学与工程领域的教学及研究工作。E-mail: songex@tsinghua.edu.cn。

## 0 引言

近年来在工程中出现不少圆形基坑及竖井,比如武汉阳逻长江大桥南锚碇基坑、镇江五峰山长江大桥南锚碇基坑、“上海中心”塔楼区基坑、日本新丰洲地下变电站、南水北调中线穿黄工程盾构始发井等<sup>[1-5]</sup>。圆形基坑的支护一般采用地连墙加逆作钢筋混凝土内衬的支护形式,利用圆形支护结构的水平拱效应,在省去内支撑或背拉锚杆的条件下实现基坑体系变形的较好控制。这种圆形支护体系的受力变形与一般常见形状基坑的支护有着显著差异,由此也使其稳定变形分析方法有着突出特点。

实际工程中的基坑支护,包括这里拟讨论的圆形竖井的支护,往往是随开挖进行而逐步施作,支护体系的每一部分显然要在施作之后才发挥作用,所以对基坑支护的受力变形分析很有必要考虑开挖与建造的过程。此外,土体本构模型的选择,以及作为支护构件的地连墙因相邻墙段间接缝而造成竖向和横向力学性质差异,都需要予以合理考虑。

对于基坑支护的计算分析,较完善的做法显然还是采用可以考虑岩土-结构共同作用的地层结构模型进行有限元计算,而实际工程中相对简化又可近似模拟施工过程的方法应是增量法<sup>[6]</sup>。增量法实际是弹性支撑法和模拟施工过程方法的结合,可以用相对较少的计算量实现考虑基坑开挖与建造过程的计算。

本文结合珠三角水资源配置工程中的一圆形竖井基坑的计算分析,讨论圆形竖井基坑的变形特性与计算分析方法,包括有限元法和增量法。对于有限元法这里简要讨论了土体本构模型的选用,特别是饱和黏性土不排水条件下变形及强度特性的模拟,还着重考虑了相邻两幅地连墙接缝的模拟。对于增量法,讨论了圆形支护结构的等效支撑刚度、圆形基坑土压力的确定等。通过两种计算的对比,

讨论了各自的优缺点,还对两种方法对类似圆形竖井或基坑构建模型时需关注的问题,以及圆形竖井支护的变形特性进行了分析讨论,期望对类似问题的建模分析及支护设计提供一定参考。

## 1 工程概况

珠江三角洲水资源配置工程输水线路总长 113 km,其中盾构隧洞长 85 km,共有 37 座工作井。这里选取直径和深度较大且所处地层具有代表性的 GS 出发井 03 进行计算分析。该盾构井为一个  $\Phi 8\ 300$  盾构和一个  $\Phi 4\ 100$  盾构组成的双线盾构出发井,平面布置为圆形,外直径为 35.9 m,井深为 61.9 m,而到底板底面的开挖深度为 65.9 m,基坑半径与坑深之比(径深比)为 0.27。

### 1.1 场地地层

该项目地处珠江三角洲,拟分析的竖井所在场地上软下硬。据勘察报告[7],土层以淤泥、淤泥质黏土和粉质黏土为主,下卧岩层主要是泥岩、泥质粉砂岩、砂岩。表 1 给出了各地层的主要力学性质参数,其中岩层的压缩模量根据经验估计取值,渗透系数由实测透水率近似换算给出。场地地下水位较高,位于地表以下约 1.6 m。

### 1.2 支护方案

由于基坑开挖深度大,软弱、透水覆盖层厚度大,基坑采用地下连续墙加逆作钢筋混凝土内衬的支护体系(图 1)。地连墙厚 1.2 m,嵌入坑底以下 4.1 m,分 24 幅施作,直线形槽段与三折线形槽段间隔分布,围成 48 边形。内衬墙厚 1.2~1.5 m,随开挖进行从上到下分段施做。支护结构挡土的同时也起止水作用,混凝土强度等级均为 C30,弹性模量取  $E_c=30\ \text{GPa}$ 。

这里坑外未进行降水,坑内水位则随挖随降保持在开挖面之下。

表 1 各地层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of different stratum

地层序号	地层名称	层厚/m	重度 $\gamma/(\text{kN/m}^3)$	黏聚力 $c/\text{kPa}$	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	有效黏聚力 $c'/\text{kPa}$	有效内摩擦角 $\varphi'/(\text{°})$	不排水强度 $c_u/\text{kPa}$	压缩模量 $E_s/\text{MPa}$	渗透系数 $k/(\text{cm/s})$
①	人工填土	3.70	18.2	8	11	12	15	9.71+1.72z	4.25	$1\times 10^{-7}$
② <sub>2</sub>	淤泥	8.40	17.2	4	6	8	10	4.44+0.79z	2.65	$1\times 10^{-7}$
② <sub>4</sub>	淤泥质黏土	11.90	17.6	6	7	10	12	6.78+0.97z	3.16	$1\times 10^{-7}$
③ <sub>2</sub>	含有机质粉质黏土	11.90	17.8	8	10	12	14	9.53+1.48z	4.00	$1\times 10^{-7}$
IV	强风化岩	3.20	21.0	60	26	60	30	—	40.00	—
III	弱风化岩	>50.00	23.0	400	30	400	33	—	5 000	$7\times 10^{-5}$

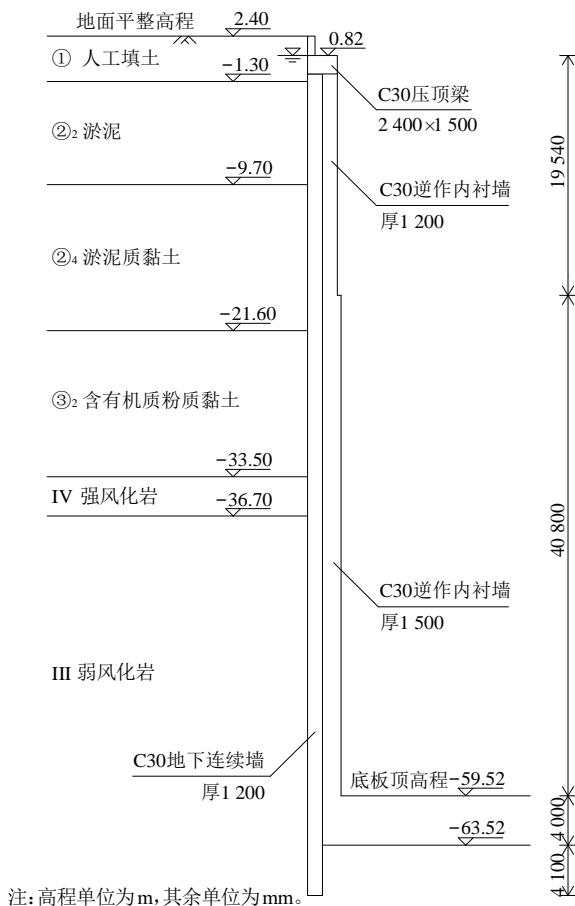


图1 基坑支护结构

Fig. 1 Foundation pit support structure

## 2 有限元计算分析

首先按地层结构模型采用弹塑性有限元法进行模拟施工过程的计算分析, 计算软件采用大型岩土有限元软件 PLAXIS, 分别建立二维轴对称模型和考虑竖井周边地面荷载不均匀的三维有限元模型进行计算。

### 2.1 计算模型的几点考虑

根据地勘报告, 该竖井所处场地岩土大体水平分层。在开挖深度范围内, 大部分土层为渗透性很低的饱和土层, 开挖施工对于这类土层属于快速加载, 应按不排水情况进行计算, 在理论上可以按有效应力法采用有效强度指标及模量进行计算, 但这需要能够很好模拟土体剪胀变形过程的本构模型, 较难做到。因此, 这里采用饱和土的不固结不排水强度  $c_u$  来考虑土的强度,  $c_u$  值可由固结不排水强度指标 (表1中所列  $c$ 、 $\varphi$ ) 计算给出<sup>[8-9]</sup>, 如此计算的  $c_u$  随深度  $z$  线性增大 (见表1)。而饱和土的刚度特性则采用有效应力法来模拟<sup>[8]</sup>, 亦即材料排水特性设为 PLAXIS 中的 Undrained B<sup>[10]</sup>。本构模型选择

模量随应力水平变化的硬化土模型<sup>[10-11]</sup>, 参考 PLAXIS 软件针对硬化土模型中模量参数的缺省设置, 取  $E_{\text{oad}}^{\text{ref}} = E_{50}^{\text{ref}}$ ,  $E_{\text{ur}}^{\text{ref}} = 4E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$ 。而  $E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$  实际对应于 100~200 kPa 间的压缩模量  $E_s$ , 据以往大量工程经验考虑室内试验测试的模量因采样制样扰动往往比原状土的模量明显偏低, 这里取  $E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$  为  $1.5E_s$ 。岩层主要为压缩性很小的弱风化岩, 选用 MC 模型, 按排水条件计算。

由于地连墙分幅施作, 幅间接缝的影响有必要考虑。当考虑地面荷载的不对称性而采用三维有限元进行计算时, 采用实体元模拟地连墙和内衬, 用界面单元来模拟幅间接缝相对较弱的刚度及强度特性。而按轴对称模型进行计算时, 幅间接缝只是影响圆形地连墙的环向刚度, 这里通过分析将环向刚度予以折减来考虑。这样, 地连墙是采用环向和竖向刚度不同的壳单元模拟, 而内衬因软件功能的限制采用实体元来模拟。在地连墙与内衬间添加界面单元, 折减系数  $R_{\text{inter}}$  设为 0.667, 以模拟两者简单叠合而非合成一个大断面的弯曲构件。

考虑接缝影响的地连墙环向模量建议如下估计: 设每幅地连墙长  $l$ , 材料模量为  $E_c$ ; 接缝厚  $t$ , 材料模量为  $E_s$  ( $E_s \ll E_c$ ), 其等效环向模量  $E_{\text{eq}}$  近似按两者串联进行计算, 即:

$$\frac{t}{E_s} + \frac{l}{E_c} = \frac{l+t}{E_{\text{eq}}} \quad (1)$$

由此得:

$$E_{\text{eq}} = \frac{l+t}{\frac{t}{E_s} + \frac{l}{E_c}} = \frac{l+t}{l + \frac{E_c}{E_s} t} E_c = \alpha E_c \quad (2)$$

式中:  $\alpha$  为环向模量折减系数。

各幅地连墙长度不等时, 取平均长度  $l=2\pi r/n$ ,  $r$  为墙体中心线半径,  $n$  为地连墙幅数, 该竖井  $r=17.35$  m,  $n=24$ 。根据日本地连墙施工经验, 槽段接缝厚度一般可按 3 mm 左右来考虑, 由试验数据<sup>[12]</sup> 取  $E_s=30$  MPa, 计算得到  $\alpha=0.603$ ,  $E_{\text{eq}}=18.1$  GPa, 下面的计算即采用此参数。但如施工质量较低, 接缝厚度可达  $t=10$  mm, 则有  $E_{\text{eq}}=9.4$  GPa, 墙体环向刚度将大大降低。

模型边界距竖井中心 100 m, 深至标高-100 m。考虑竖井的施工需求, 在墙后 40 m 范围内施加地面荷载, 在地连墙施工后施加。轴对称模型中为 35 kPa 均布荷载, 三维模型中为 35 kPa 和 20 kPa 各 90°交错分布 (图2)。

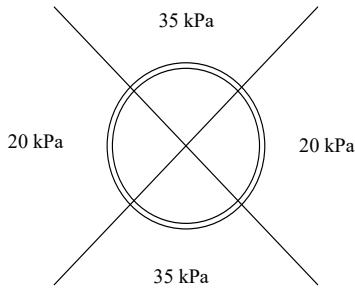


图2 地面荷载分布

Fig. 2 Ground load distribution

本工程施工过程中：完成地下连续墙施工后，开挖土体和浇筑内衬交替进行，每层开挖厚度约4.5 m，开挖至深处的弱风化岩，有两层按6~7 m计算。根据施工流程共划分为15个计算工况。坑内水位随开挖进行降低至开挖面。

2.2 轴对称模型的主要计算结果

忽略竖井周边地面荷载的不对称分布，可采用二维轴对称模型进行计算，有限元网格如图3所示。

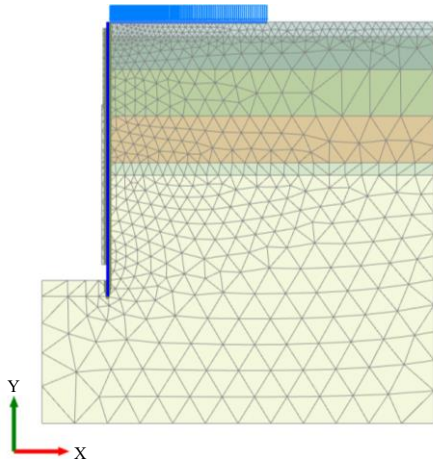


图3 轴对称模型

Fig. 3 Axisymmetric model

选取具有代表性的几个工况，计算得到的地连墙水平位移如图4所示。由于此时按轴对称计算，

竖井侧壁均匀受压，地面荷载引起的墙体变形非常小，仅0.5 mm。开挖土层时，地连墙侧向变形呈典型的“凸”字形。开挖至弱风化岩顶面时，地下连续墙最大水平位移为6.5 mm，发生在标高约-28.5 m处，在强风化岩顶面上方约5 m处。继续向下开挖，原先嵌入岩层中的墙段逐层暴露，岩层中的应力得到释放，墙体水平位移曲线上段保持不变，下段出现了第二个峰，峰值为5.0 mm。

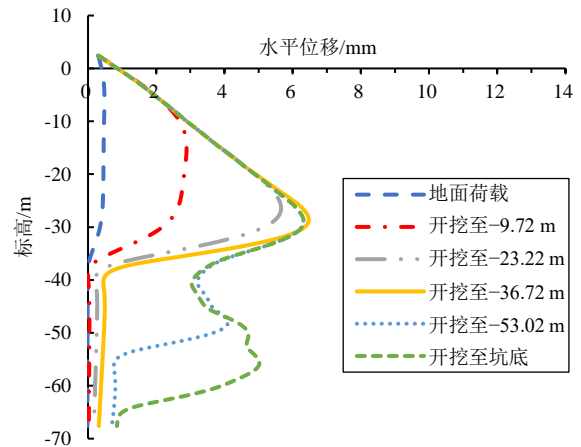


图4 轴对称模型地连墙水平位移

Fig. 4 Horizontal displacement of diaphragm wall in axisymmetric model

由于按轴对称计算，地连墙内仅有沿竖向发生弯曲的弯矩。开挖土层时，地连墙中段出现较大弯矩，反弯点位于强风化岩顶面附近，其上10 m墙体在坑内侧受拉，其下8 m墙体在坑外侧受拉，而地连墙上段和下段的弯矩都非常小（图5（a））。开挖至弱风化岩顶面时，地连墙弯矩仍主要在中段，达到全过程最大值1386 kN·m/m（图5（b））。开挖岩层时，地连墙中段弯矩减小后基本恒定，而下段开始出现较大弯矩，反弯点位于开挖面附近，弯矩最大处随开挖过程不断下移（图5（c）、5（d））。

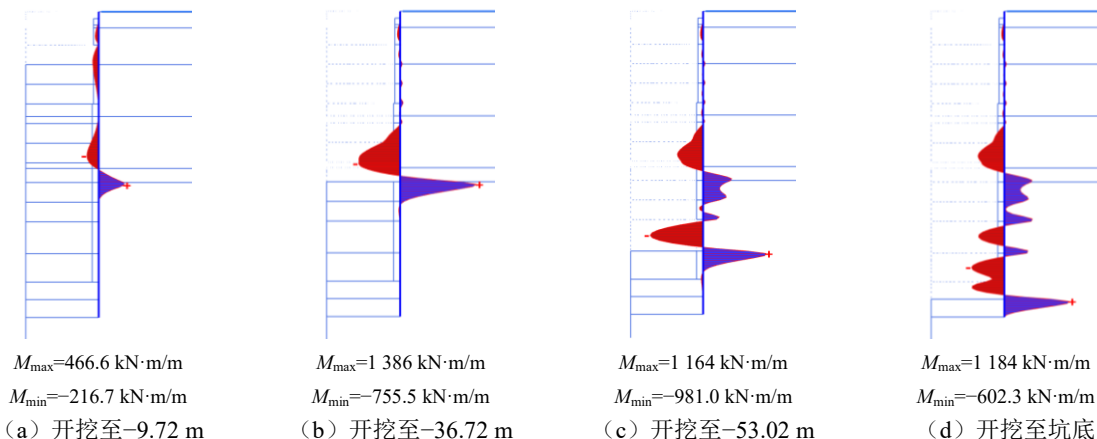


图5 轴对称模型地连墙弯矩

Fig. 5 Bending moment of diaphragm wall in axisymmetric model

内衬采用实体元模拟,可在结果输出中查看应力并近似计算内力。内衬施做后,下层土体开挖时内衬随着地连墙一起变形,且内衬下端位移大,上端位移小,使得内衬靠地连墙侧受拉,内衬临空侧受压。与地连墙弯矩分布类似,1.2 m 厚浅层内衬的竖向应力较小,普遍低于 500 kPa,1.5 m 厚深层内衬的竖向应力明显增大。以开挖至坑底工况为例,内衬的竖向应力分布如图 6 (a) 所示,在标高约 -49.5 m 处(倒数第二段内衬中部),内衬边缘竖向拉应力为 1 515 kPa,竖向压应力为 3 773 kPa,相对中心线计算竖向弯矩为 992 kN·m/m。

由内衬的竖向应力分布(图 6 (a))可见,弯矩集中在每段内衬中部,上下段内衬相连部位的弯矩较小,尽管计算模型中新施作内衬与其上已作内衬是按刚性连结考虑的。由此计算结果看,对每段内衬靠地连墙一侧应配置一定的竖向钢筋以抵抗可能出现的拉应力。而上下两段内衬之间可以没有贯通的竖向钢筋,因为内衬上下段相接处出现的拉应力不大(小于 C30 混凝土的轴心抗拉强度 1.43 MPa)。这样一来可显著方便施工。实际上各段内衬上下段完全不连结时,则各段相当于独立的环梁,依靠其水平拱效应同样可以起到较强的支撑作用。

地连墙环向应力分布变化与墙体水平位移一致,最大环向压力为 8 379 kN/m,平均压应力为 7.0 MPa,发生在水平位移最大处。内衬环向应力每段独立分布,上端小下端大,最大环向压应力为 5.5 MPa,发生在倒数第二段内衬下端(图 6 (b))。

由上可见,内衬受力明显,其支护作用是显著的。

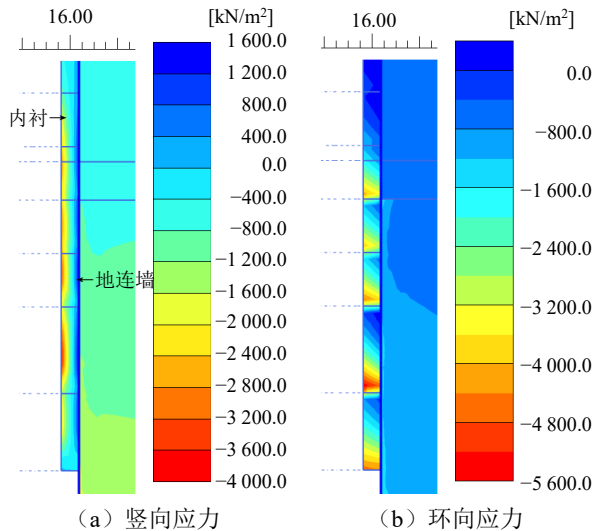


图 6 轴对称模型内衬应力(开挖至坑底)

Fig. 6 Stress of lining in axisymmetric model (excavated to the pit bottom)

### 2.3 三维模型的主要计算结果

考虑实际问题并非准确轴对称,这里据实际情况人为近似设定一种非轴对称分布的地面荷载(图 2),来粗略分析有一定非轴对称情况下竖井的变形。按荷载分布情况,取一半建立三维有限元模型进行计算,有限元网格如图 7 所示。由于是三维有限元模型,地连墙幅间接缝采用界面单元模拟,设置弹性界面法向刚度  $k_n=E_s/t=1 \times 10^7 \text{ kN/m}^3$ 。同样如上模拟施工过程进行计算,以下给出主要计算结果。

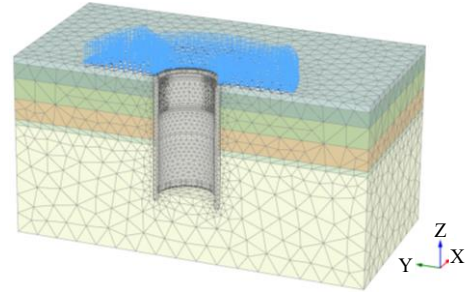
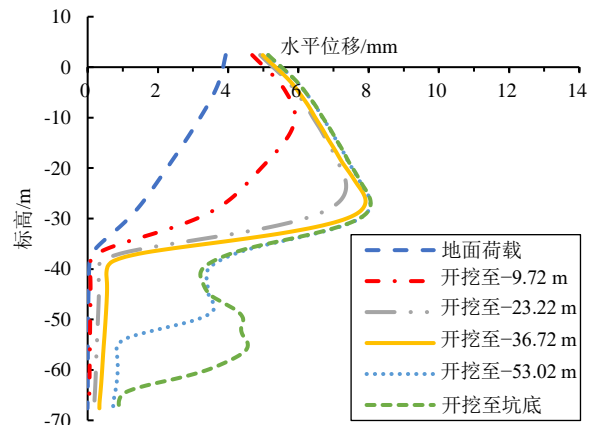


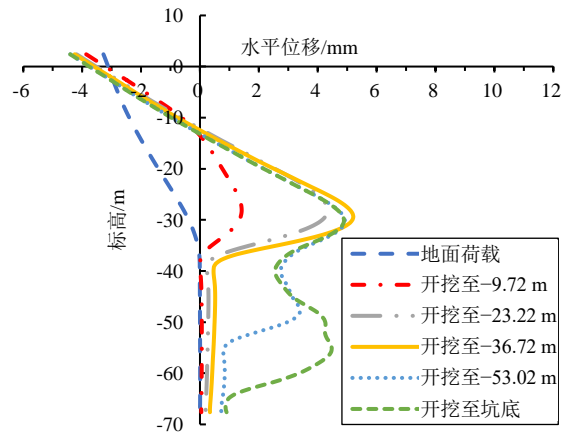
图 7 三维有限元模型

Fig. 7 Three-dimensional finite element model

地连墙水平位移如图 8 所示。



(a) 地面荷载大的部位



(b) 地面荷载小的部位

图 8 三维模型地连墙水平位移

Fig. 8 Horizontal displacement of diaphragm wall in three-dimensional model

在不对称地面荷载的作用下, 竖井变形后井口呈椭圆形, 地面荷载大的部位墙体顶部向坑内移动, 而墙后地面荷载小的部位墙体顶部向坑外移动, 位移量可达 3~4 mm, 明显大于轴对称情况下的坑口收缩位移。但相对于墙厚属于很小的位移, 不会显著削弱墙体的环向拱作用。受此影响, 地面荷载大的部位墙体整体水平位移也增大, 最大为 8.1 mm, 发生在标高约-27 m 处; 而地面荷载小的部位墙体最大水平位移为 5.3 mm, 发生在标高约-29 m 处。但墙体中部的最大位移还都是向井内的, 且均在③<sub>2</sub> 含有机质粉质黏土层中部, 相互差异不大。

利用软件中 Structural Forces in Volume Piles 功

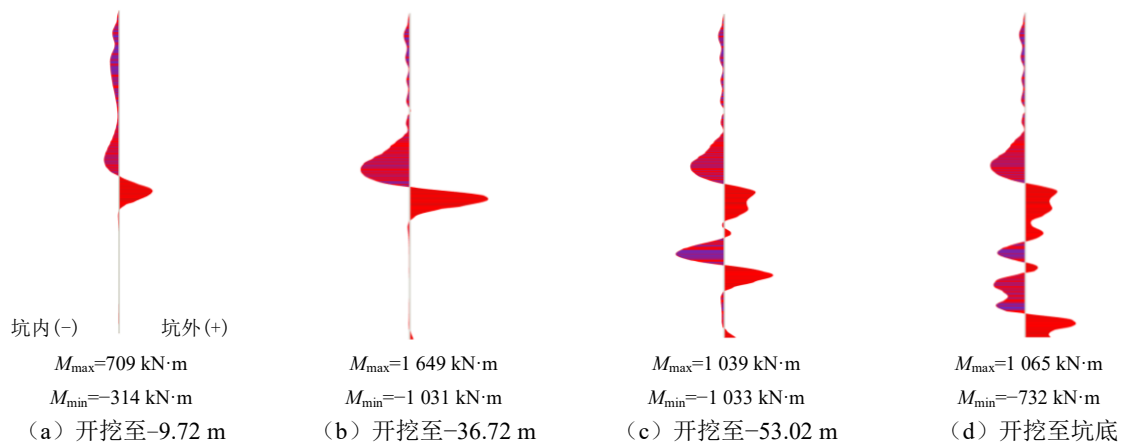


图9 三维模型地连墙弯矩

Fig. 9 Bending moment of diaphragm wall in three-dimensional model

### 3 增量法计算分析

#### 3.1 计算模型

增量法按基坑及支护的施作过程, 进行每一开挖步荷载增量作用下支护结构的内力位移增量的计算。计算对象是由支撑构件和被动土体共同支撑下的挡土构件, 荷载为每步开挖施工在挡土构件上产生的不平衡土压力。建立模型的关键在于圆形支护结构的等效支撑刚度、土弹簧刚度和开挖荷载的确定, 以下逐一介绍。

##### (1) 圆形地连墙及内衬的等效支撑刚度

当采用增量法计算时, 挡土结构简化为一竖向抗弯构件。其抗弯刚度随施工进度而改变, 对已施作内衬的部分为内衬和地连墙的抗弯刚度之和。

这里的圆形竖井并无内部支撑, 在土压力作用下, 地连墙和内衬产生环向轴压力, 能充分发挥混凝土材料的抗压性能, 实际起到限制竖向抗弯构件发生水平位移的作用。这种环向拱效应可用等效支

撑来模拟。设半径为  $r_0$  的单位高度环形墙体在其外侧面均布压力  $p$  作用下半径减少  $\Delta r_0$ , 则环向拱作用的等效水平弹性支撑的刚度系数  $K_d$  应为:

内衬竖向应力分布与轴对称模型规律一致, 幅值也相差不大。

地下连续墙最大环向压应力为 8.2 MPa, 内衬最大环向压应力为 5.3 MPa, 都出现在结构水平位移最大处附近, 均低于 C30 混凝土抗压强度。地连墙内外边缘环向应力最大差值约 2.0 MPa, 由此计算得环向弯矩最大值约为 240 kN·m/m。

撑来模拟。设半径为  $r_0$  的单位高度环形墙体在其外侧面均布压力  $p$  作用下半径减少  $\Delta r_0$ , 则环向拱作用的等效水平弹性支撑的刚度系数  $K_d$  应为:

$$K_d = \frac{P}{\Delta r_0} \quad (3)$$

而环向应变为:

$$\frac{\Delta r_0}{r_0} = \frac{pr_0}{E_{eq}b} \quad (4)$$

因此有<sup>[13]</sup>:

$$K_d = \frac{E_{eq}b}{r_0^2} \quad (5)$$

式中:  $E_{eq}$  为等效环向模量, 可按式 (2) 确定;  $b$  为墙体厚度。

由式 (2) 确定  $E_{eq}$  时, 地连墙需考虑接缝, 这里取环向模量折减系数  $\alpha=0.6$ , 而内衬连续施工成为完整环形, 环向模量无需折减, 取  $\alpha=1$ 。

计算模型中共设置 45 根弹性支撑, 竖向间距为 1.5 m 左右, 一段高度 4.5 m 的内衬正好对应 3 根弹性支撑。每根支撑的刚度由等效弹性支撑系数

$K_0$  乘以水平和竖向计算间距得到,其中水平计算间距为单位长度 1 m。

(2) 土弹簧刚度

在增量法的计算模型中,对坑内开挖面以下被动土体在挡土构件发生位移情况下的被动抗力作用是采用类似 Winkler 地基的分布弹簧来模拟的。单根土弹簧刚度由地基土的水平抗力系数  $k_s$  乘以土弹簧水平和竖向计算间距得到。这里取各弹簧间距与结构等效支撑的间距相同。

地层水平抗力系数  $k_s$  随深度的分布有多种假定,如常数法、 $k$  法、 $c$  法、 $m$  法等。对于土层,这里用现行《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—2012) [14] 中推荐的  $m$  法,认为水平抗力系数随深度线性增大,比例系数  $m$  按规程建议用下式估计:

$$k_s = m(z-h) \tag{6}$$

$$m = \frac{0.2\varphi^2 - \varphi + c}{v_b} \tag{7}$$

式中:  $h$  为计算工况下的基坑开挖深度;  $v_b$  为挡土构件在开挖面处的侧移值,不大于 10 mm 时可取 10 mm。表 2 给出由式 (7) 计算得到的各地层水平抗力系数的比例系数  $m$ 。

表 2 各地层水平抗力系数的比例系数

地层序号	地层名称	比例系数 $m/(kN/m^4)$
①	人工填土	2 120
② <sub>2</sub>	淤泥	520
② <sub>4</sub>	淤泥质黏土	880
③ <sub>2</sub>	含有机质粉质黏土	1 800
IV	强风化岩	16 920

对于弱风化岩的水平基床系数,本文采用常数法,即认为基床系数与其上覆土厚度无关,不随开挖进行而变化,本文取  $k_s=1 \times 10^7 kN/m^3$ 。

(3) 开挖荷载

基坑开挖后,作用在挡土构件外侧的土压力,一般认为是主动土压力。主动土压力理论上是土体主动变形到濒临破坏,也就是其承载能力充分发挥之后对挡土构件的压力。对于圆形基坑,挡土构件上的主动土压力还与基坑的径深比有关[15-16]。但这里分析的竖井采用嵌岩地连墙加钢筋混凝土内衬支撑,径深比很小,支撑的拱作用强,变形很小,达不到主动土压力发生的位移量 ( $\Delta/H=1\% \sim 5\%$ )。实际上,按前述有限元计算,支护墙体位移量与井深之比不到 0.2%,故这里按静止土压力计算,更加

准确也偏于保守。

深度  $z$  处的静止土压力  $p_0$  为:

$$p_0 = K_0 \gamma z \tag{8}$$

式中:  $\gamma z$  为计算深度以上土的总自重;  $K_0$  为静止土压力系数,无试验数据时可根据经验公式  $K_0 = 1 - \sin \varphi'$  计算,  $\varphi'$  为土的有效摩擦角。对水位以下土的重度要取有效重度  $\gamma'$ 。按式 (8) 计算静止土压力后,再加静水压力即得土水总压力,坑内水位降到开挖面。这里需注意,计算静止土压力与是否快速加载没有关系。

考虑墙后 40 m 范围内有均布荷载  $q$ ,依据《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120—2012) [14] 3.4.7 条,在 40 m 深处上方的土压力需加上  $q$ ,取  $q=35 kN/m^2$ 。每一开挖步的荷载增量包括因开挖引起挡土构件两侧静止土压力差值的增量,以及因开挖导致土弹簧消失或刚度减小释放的弹性抗力的反向力。

3.2 主要计算结果

地连墙水平位移曲线如图 10 所示。地面荷载引起的墙体变形非常小,仅 0.5 mm,与轴对称模型结果一致。开挖至弱风化岩顶面时,地下连续墙最大水平位移为 7.0 mm,发生在标高约 -29 m 处,在强风化岩顶面上方约 4.5 m 处。继续向下开挖,原先嵌入岩层中的墙段逐层暴露,岩层中释放的弹性抗力作为荷载增量施加到结构上,墙体水平位移曲线上段基本不变,下段迅速发展,出现了第二个峰,峰值达 8.3 mm。

与轴对称模型的计算结果对比,各工况下地连墙位移曲线形状基本一致,但数值稍大,可能是因为荷载增量按静止土压力计算偏保守。岩层段的墙体位移偏大较多,应是因为弱风化岩的水平抗力系数取值偏低。

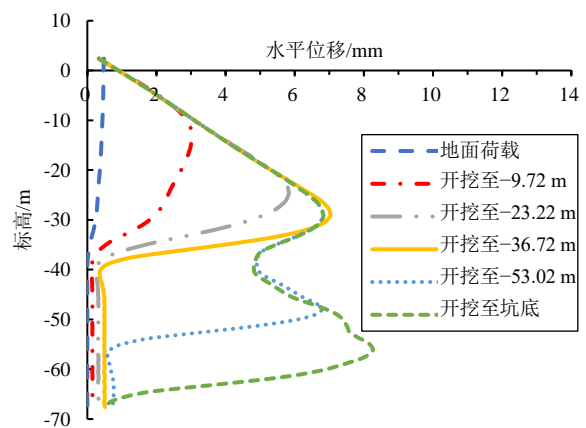


图 10 增量法地连墙水平位移

Fig. 10 Horizontal displacement of diaphragm wall by incremental method

将整体结构的弯矩按地连墙和内衬的抗弯刚度比分配,可求出地连墙和内衬各自的弯矩。地连墙弯矩如图 11 所示,弯矩图形状与轴对称模型的

计算结果基本一致(图 5),但数值总体上更大一些,后几个工况地连墙下段的最大弯矩甚至大了近一倍,这与下段位移偏大较多是对应的。

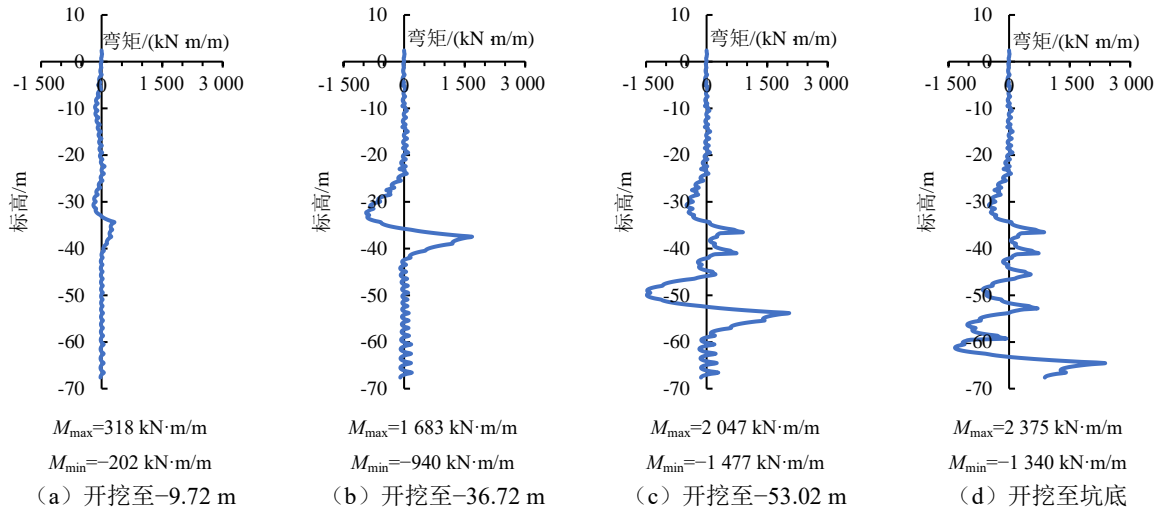


图 11 增量法地连墙弯矩

Fig. 11 Bending moment of diaphragm wall by incremental method

内衬弯矩如图 12 所示,上半部分墙体几乎没有弯曲,内衬的弯矩同样很小。下半部分每段内衬中部弯矩大,内衬相连接处弯矩小。最大弯矩同样出现在倒数第二段中部,为 1 849 kN·m/m,同样比轴对称模型的计算结果大近一倍。

10月16日实测数据进行对比,如图13所示。

轴对称有限元模型和增量法中,地面荷载是轴对称的,即使取较大的荷载计算,环向压力会增大,但引起的结构变形增大很少。地面荷载不对称对支护结构上部的位移影响较大。

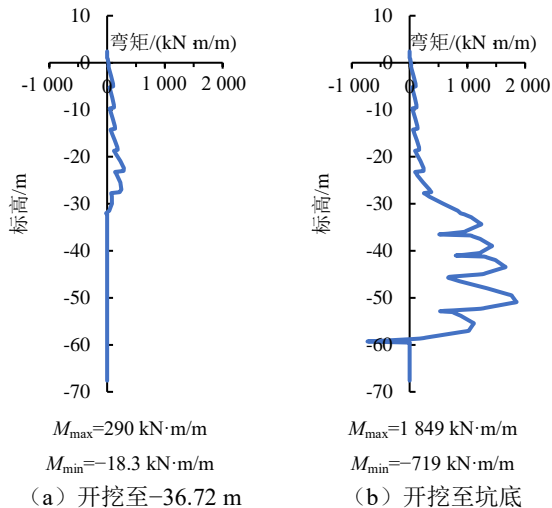


图 12 增量法内衬弯矩

Fig. 12 Bending moment of lining by incremental method

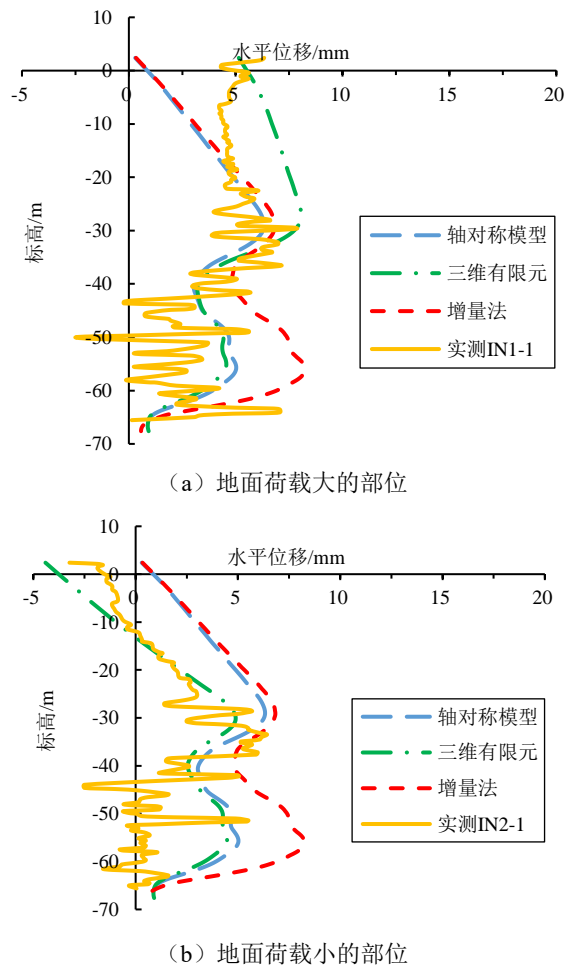


图 13 地连墙水平位移对比

Fig. 13 Comparison of horizontal displacement of diaphragm wall

#### 4 与实测结果的对比讨论

选取开挖至坑底工况时的计算结果与 2020 年



整体上看,模型计算得到的地连墙水平位移曲线与实测结果较为吻合,且考虑非轴对称地面荷载的三维模型明显比轴对称模型吻合程度更好。实测水平位移最大的位置为标高-33~-30 m处,而模型计算的位置稍高些。弱风化岩处墙体位移计算值比实测值稍大,可能是模量取值偏低所致。

上述计算体现了增量法和有限元法各自的优缺点。增量法概念清晰,计算简单,但计算得到的结构内力偏大,如果用于设计则过于保守。有限元法理论完善,计算更为准确,但所需参数较多,有时难以估计。

## 5 结 论

本文结合珠三角水资源配置工程中一超深竖井开挖变形分析问题,讨论类似问题的有限元法及增量法计算模型、计算方法,并通过将计算结果与现场实测对比,研究了此类问题计算模型构建时需着重考虑的因素,及圆形竖井的变形特性等。

计算表明,无论采用有限元法还是增量法,适当选择计算模型,大体模拟施工过程,考虑地连墙幅间接缝的影响,对于此类问题可给出较为符合实际的计算结果。

采用地连墙加逆作内衬的支撑方式,其环向拱效应明显,特别是在竖井小径深比的情况下更为突出。当土-结构体系偏离轴对称的情况下,圆形支护结构会发生椭圆形变化。但只要水平位移远小于墙体厚度,其环向拱效应削弱作用不明显。此时支护结构的竖向弯矩和环向弯矩均很小。但是,对于嵌岩地连墙,在坑底附近会出现外侧受拉的较大竖向弯矩,而在此部位之上会出现使墙体内侧受拉的弯矩。由上到下分段施作的内衬,在上下两段的连接部位竖向弯矩较小,据此计算结果可以适当减小内衬墙内竖向钢筋的配筋量。

## 参考文献

- [1] 郭慧光,刘玉涛,徐伟. 阳逻长江公路大桥南锚碇基础深基坑开挖模拟与实测分析[J]. 桥梁建设, 2004(3): 16-19.  
GUO Hui-guang, LIU Yu-tao, XU Wei. Analysis of excavation simulation and field measurements of south anchorage foundation deep pit of Yangluo Changjiang River Highway Bridge[J]. Bridge Construction, 2004(3): 16-19.
- [2] 陈明. 五峰山长江大桥南锚碇基础设计变更的可行性分析[J]. 公路交通技术, 2019, 35(4): 53-59.  
CHEN Ming. Feasibility analysis of design change for south anchorage foundation of Wufengshan Yangtze River Bridge[J]. Technology of Highway and Transport, 2019, 35(4): 53-59.
- [3] 翟杰群,谢小林,贾坚. “上海中心”深大圆形基坑的设计计算方法研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 392-396.  
ZHAI Jie-qun, XIE Xiao-lin, JIA Jian. Design method for large-deep circular foundation pit of Shanghai Tower[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S1): 392-396.
- [4] KUMAGAI T, ARIIZUMI K, KASHIWAGI A. Behavior and analysis of a large-scale cylindrical earth retaining structure[J]. Soils & Foundations, 1999, 39(3):13-26.
- [5] 王江涛,陈建军,吴庆红,等. 南水北调中线穿黄工程泥水盾构施工技术[M]. 郑州: 黄河水利出版社, 2010.  
WANG Jiang-tao, CHEN Jian-jun, WU Qing-hong, et al. Construction Technology of Slurry Shield in the Middle Route of the South-to-North Water Transfer Project[M]. Zhengzhou: The Yellow River Water Conservancy Press, 2010.
- [6] 杨光华,陆培炎. 深基坑开挖中多撑或多锚式地下连续墙的增量算法[J]. 建筑结构, 1994(8): 28-31, 47.  
YANG Guang-hua, LU Pei-yan. Incremental calculation method of multi-strut or multi-anchor diaphragm wall in deep foundation pit excavation[J]. Building Structure, 1994(8): 28-31, 47.
- [7] 李军,区锦富,朱事业,等. 珠江三角洲水资源配置工程初步设计工程地质报告[R]. 广州: 广东省水利电力勘测设计研究院有限公司, 2018.  
LI Jun, OU Jin-fu, ZHU Shi-ye, et al. Engineering geological report on preliminary design of water resources allocation project in the Pearl River Delta[R]. Guangzhou: Guangdong Hydropower Planning and Design Institute Co., Ltd., 2018.
- [8] 宋二祥. 土力学理论与数值方法[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2020.  
SONG Er-xiang. Theory and Numerical Methods in Geomechanics[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2020.
- [9] 宋二祥,付浩,林世杰,等. 饱和黏性土不排水分析中总应力强度指标的选用[J]. 土木工程学报, 2021, 54(9): 88-95.

- SONG Er-xiang, FU Hao, LIN Shi-jie, et al. Discussion on the choice of strength parameters for the analysis of saturated clay under undrained conditions[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2021, 54(9): 88-95.
- [10] BRINKGREVE R B J, BROERE W. *Plaxis Material Models Manual*[M]. Delft: Plaxis BV, 2016.
- [11] 宋广, 宋二祥. 基坑开挖数值模拟中土体本构模型的选取[J]. *工程力学*, 2014, 31(5): 86-94.
- SONG Guang, SONG Er-xiang. Selection of soil constitutive models for numerical simulation of foundation pit excavation[J]. *Engineering Mechanics*, 2014, 31(5): 86-94.
- [12] 崔剑峰. 大型地下连续墙环向刚度与受力性能研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2019.
- CUI Jian-feng. Research on the circumferential stiffness and mechanical behavior of large diaphragm wall[D]. Changsha: Hunan University, 2019.
- [13] 中华人民共和国交通部. 港口工程地下连续墙结构与施工规程: JTJ 303—2003[S]. 北京: 人民交通出版社, 2003.
- Ministry of Communications of the People's Republic of China. Design and Construction Technical Code for Diaphragm Wall Structure of Port Engineering: JTJ 303—2003[S]. Beijing: China Communications Press, 2003.
- [14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑基坑支护技术规程: JGJ 120—2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Technical Specification for Retaining and Protection of Building Foundation Excavations: JGJ 120—2012[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012.
- [15] 马欢雄. 圆形基坑主动土压力计算方法研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2017.
- MA Huan-xiong. Study on calculation method of active earth pressure of circular foundation pit[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2017.
- [16] 李贤杰. 深基坑坑底抗隆起验算方法及圆形基坑分析方法研究[D]. 北京: 清华大学, 2020.
- LI Xian-jie. Calculation method for basal stability of deep excavation and analysis of circular foundation pit[D]. Beijing: Tsinghua University, 2020.



(上接第 186 页)

- WU Hui, HU Li-ming. Analytical models of the coupling of vacuum preloading and electro-osmosis consolidation for ground stabilization[J]. *Journal of Tsinghua University: Science and Technology*, 2012, 52(2): 182-185.
- [13] 胡黎明, 吴伟令, 吴辉. 软土地基电渗固结理论分析与数值模拟[J]. *岩土力学*, 2010, 31(12): 3977-3983.
- HU Li-ming, WU Wei-ling, WU Hui. Theoretical analysis and numerical simulation of electroosmosis consolidation for soft clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2010, 31(12): 3977-3983.
- [14] HU L M, WU W L, WU H. Numerical model of electro-osmotic consolidation in clay[J]. *Geotechnique*, 2012, 62(6): 537-541.
- [15] YUAN J, HICKS A M. Numerical analysis of electro-osmosis consolidation: a case study[J]. *Geotech Lett*, 2015, 5(3): 147-152.
- [16] YUAN J, HICKS M A. Numerical simulation of elastoplastic electro-osmosis consolidation at large strain[J]. *Acta Geotechnica*, 2016, 11(1): 127-143.
- [17] KULHAWY F H. Limiting tip and side resistance[C]// *Proceedings of Symposium on Analysis and Design of Pile Foundation*. San Francisco, 1984: 80-98.
- [18] YU H S. *Cavity Expansion Methods in Geomechanics*[M]. Dordrecht: Kluwer Academic, 2001.