

文章编号: 1005-0523(2021)03-0031-10

## 南昌河流阶地内地铁车站基坑变形研究

王凌<sup>1</sup>, 张声宇<sup>2,3</sup>, 张跃明<sup>1</sup>, 蒋亚龙<sup>2,3</sup>, 史策辉<sup>1</sup>, 朱碧堂<sup>2,3</sup>

(1. 广州地铁设计研究院股份有限公司, 广东 广州 510010; 2. 华东交通大学土木建筑学院, 江西 南昌 330013;  
3. 江西省地下空间技术开发工程研究中心, 江西 南昌 330013)

**摘要:**对南昌地铁1~4号线车站基坑地层条件和支护结构进行统计分析,将赣江河流阶地分为典型的I类(上覆约20 m厚河流沉积层、高地下水位)和II类(约30 m厚河流沉积层、低地下水位)二元结构地层及相应的支护体系。然后,对I类地层中地铁2号线丁公路南站和1号线珠江路站、II类地层中的3号线振兴大道站分别开展基坑支护结构变形和地面沉降数值分析,计算与实测结果吻合很好,表明采用小应变刚度硬化模型(HSS)有限元分析和砂土变形模量 $E_{50}^{ref}=1.5N$ ( $N$ 为修正标贯击数)可合理地预测南昌河流阶地内地铁车站基坑开挖引起的支护结构变形和地面沉降。在此基础上,对南昌河流阶地内的地铁车站基坑支护结构变形和地面沉降进行计算和统计分析,得出地铁车站基坑支护结构最大侧向变形和最大地面沉降与开挖深度的关系分别为 $\delta_{h,max}/H=0.05\%\sim 0.12\%$ , $\delta_{v,max}/H=0.03\%\sim 0.10\%$ ,最大沉降与最大侧移满足 $\delta_{v,max}/\delta_{h,max}=0.45\sim 1.4$ 。

**关键词:**河流阶地;地铁车站基坑;小应变刚度硬化模型;有限元数值模拟;变形分析

中图分类号:TV551.4;U231

文献标志码:A

本文引用格式:王凌,张声宇,张跃明,等.南昌河流阶地内地铁车站基坑变形研究[J].华东交通大学学报,2021,38(3):31-40.

DOI:10.16749/j.cnki.jecjtu.2021.03.001

## Study on Deformation of Deep Excavation for Metro Stations in River Terraces in Nanchang

Wang Ling<sup>1</sup>, Zhang Shengyu<sup>2,3</sup>, Zhang Yueming<sup>1</sup>, Jiang Yalong<sup>2,3</sup>, Shi Cehui<sup>1</sup>, Zhu Bitang<sup>2,3</sup>

(1. Guangzhou Metro Design & Research Institute Co. Ltd., Guangzhou 510010, China; 2. School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China; 3. Engineering Research & Development Centre for Underground Technology of Jiangxi Province, Nanchang 330013, China)

**Abstract:** Statistical analysis is firstly carried out for the ground conditions and retaining structures for deep excavations of the metro stations of Nanchang Metro Lines 1~4, which splits the River Terraces into two typical categories of ground conditions (type I and type II) with corresponding retaining structures for deep excavations for metro stations. Then taking Nanchang Metro Line 2 Dingong Road South Station, Line 1 Zhujiang Road Station and Line 3 Zhenxing Avenue Station as examples, numerical analyses with the small strain stiffness hardening(HSS) soil model are conducted and the predicted deflection of retaining walls and ground settlement are in agreement with field data. This shows that using HSS soil model and  $E_{50}^{ref}=1.5N$  for sand deformation modulus( $N$  is the corrected count of blow) can well predict the deflection of retaining walls and ground settlement. On this basis, this paper numerically and statistically analyzes the deflection of retaining walls and ground settlement in Nanchang area, and draws conclusions that for the deep excavations of the subway stations in Nan-

收稿日期:2021-05-13

基金项目:国家自然科学基金项目(41972291);广州地铁设计研究院股份有限公司立项课题(YK-2016-24)

作者简介:王凌(1980—),男,高级工程师,研究方向为城市轨道交通结构设计。E-mail: 283084255@qq.com。

通信作者:朱碧堂(1974—),教授,博士,博士生导师,研究方向为隧道与岩土工程。E-mail: btangzh@hotmail.com。

chang typical river terraces, the ratios of the maximum lateral deflection of retaining wall structures and the maximum ground settlement to the excavation depth are  $\delta_{h,\max}/H=0.05\% \sim 0.12\%$  and  $\delta_{v,\max}/H=0.03\% \sim 0.10\%$ , respectively, and the ratio between the maximum ground settlement and maximum lateral deflection is about  $\delta_{v,\max}/\delta_{h,\max}=0.45 \sim 1.4$ .

**Key words:** River terraces; excavation of metro station; HSS model; numerical modelling with FEM; deformation analysis

**Citation format:** WANG L, ZHANG S Y, ZHANG Y M, et al. Study on deformation of deep excavation for metro stations in river terraces in Nanchang[J]. Journal of East China Jiaotong University, 2021, 38(3): 31-40.

南昌依临赣江而建,是典型的河流阶地地貌,地层主要为上部黏性土层和下部强透水性砂性土构成的二元结构地层。随着轨道交通的快速发展,南昌地铁车站基坑数量也随之增多<sup>[1]</sup>,大量基坑位于市区河流阶地内、周边环境复杂,变形控制和环境保护往往成为基坑工程成败的关键<sup>[2]</sup>。随着周边环境和信息化施工要求的提高以及数值模拟分析技术的发展,采用数值分析方法(如有限元法)已成为分析结构与土体相互作用,进行位移预测的主要方法也是最合适的方法<sup>[3]</sup>。数值分析方法可以考虑不规则加载条件、分层地基、复杂的水文和降水条件以及支护结构系统,但土体本构模型及其参数的选择是预测土体和支护结构变形的关键因素。

土体小应变刚度硬化模型(HSS)为能够考虑土体硬化特性、区分加卸载特性且刚度依赖于应力历史和应力路径的硬化类弹塑性模型,能较好地预测基坑围护结构变形和墙后土体的变形<sup>[3-6]</sup>,但该模型参数多,需要高质量的试验或原位监测数据进行反分析确定。目前,有关二元结构地层的HSS模型研究较少,其适用性及参数选取方法不成熟,因此有必要对此开展系统性研究。

本文统计分析南昌地铁车站地层条件及相应的车站基坑支护结构形式,将南昌河流阶地划分为两类型二元结构地层。并对具有典型地层特征的南昌地铁2号线丁公路南站、1号线珠江路站和3号线振兴大道站基坑工程,采用Plaxis有限元软件和HSS模型进行系统的数值仿真,通过与实测数据对比分析,验证HSS模型在南昌地区的适用性,并确定适用于南昌典型地层的HSS模型参数选取方法。在此基础上,研究南昌典型二元结构地层车站基坑变形规律,为南昌地区地铁车站基坑支护标准的编制奠定基础。

## 1 南昌二元结构地层及地铁车站基坑支护形式统计

### 1.1 南昌河流阶地地层条件

目前南昌地铁车站大多位于赣江两岸和昌东赣江冲积平原内,属典型的河流阶地。统计1~4号线沿线地勘和室内试验资料,与车站基坑相关的主要岩土层为上部填土层( $Q_4^{ml}$ )、第四系全新统冲积层( $Q_4^{al}$ )、第四系上更新统冲积层( $Q_3^{al}$ )和下卧基岩。 $Q_4^{al}$ 和 $Q_3^{al}$ 地层均由上部粉质黏土或细砂组成的河漫滩堆积物和下部中砂、粗砂和砾砂组成的河床沉积物构成,为典型的二元结构地层。其中,I级阶地主要以 $Q_4^{al}$ 为主,II级阶地以 $Q_3^{al}$ 为主,并且两种地层具有相似的工程力学特性和水文地质特征。上覆土层厚度约20~30m,其中强透水性砂土层厚度约11~20m。

### 1.2 南昌二元结构地层水文条件

根据江西省勘察设计研究院(环境监测总站)2008年南昌老城区松散岩类地下水监测资料<sup>[7]</sup>,南昌老城区松散岩内地下水位总体上呈西高东低的趋势,在城东的南昌钢铁厂区由于局部抽水出现一个明显的漏斗中心,水位低于其它地段达8~10m。临近赣江和抚河水位较高,地下水位受地表水系补排影响,地下水位接近赣江水位14.5~17.5m(黄海高程)<sup>[7]</sup>。考虑季节性降水量,水位年变幅一般为1~3m。

### 1.3 南昌二元结构地层概化地质模型

根据南昌二元结构地层和水文条件,并对南昌地铁1~4号线地铁车站勘察资料的进一步统计分析,南昌二元结构地层可分为两类型典型地层,即I类地层上覆土层厚20余米,地下水位较高,开挖过程中坑内需要采取降水措施,支护系统需设置止水措施,隔离坑内与坑外的水力联系;II类地层上覆

土层厚 30 余米,地势较高,地下水位埋深大,坑内不需降水或仅需少量降水。

1.4 南昌二元地层典型土层参数

通过南昌地铁 1~4 号线沿线工程地质资料的统计分析,南昌河流 I 级和 II 级阶地的物理力学参数变化范围列于表 1。对于砂层,由于缺少固结试验数据,表 1 按  $E_0=1.5 N$  估算了土体变形模量。对于泥质粉砂岩,其变形模量采用国际上较通用的岩石分类指标——地质强度指数进行了估算<sup>[8]</sup>。

在没有试验情况下,可参照该表选用南昌各土层物理力学参数。

地下 2 层车站一般设置 3 道支撑,第 1 道支撑采用钢筋混凝土支撑,第 2 道~第 3 道支撑多采用钢管支撑,钢管尺寸为  $\Phi 609 \times 16$  mm,少数采用  $\Phi 800 \times 16$  mm。钢支撑竖向间距为 4~6 m,水平间距为 3~5 m。地下 3 层或换乘站设置 3~4 道钢筋混凝土支撑或第 1 道采用钢筋混凝土支撑,其余采用  $\Phi 609 \times 16$  mm 或  $\Phi 800 \times 16$  mm 钢管支撑,见表 2。

表 1 南昌地铁车站土层室内和现场测试参数统计表  
Tab.1 Statistics of laboratory and field-testing results for soils in Nanchang Metro Stations

土层	密度 $\rho$ / (g/cm <sup>3</sup> )	黏聚力 (固结快剪) C/kPa	内摩擦角 (固结快剪) $\varphi$ (°)	压缩模量/ 变形模量 $E_{s1-2}$ 或 $E_0$ / MPa	渗透 系数 $k_v$ / (m/d)	修正标 贯击数 $N$ / (击/30 cm)	修正动力 触探击数 $N_{63.5}$ / (击/10 cm)	实测剪切 波速 $V_s$ / (m/s)
填土	1.8~2.0	13.2~27.6	14.2~26.0	4.0~14	1.0~10	-	-	116~170
淤泥质黏土	1.6~1.9	5.1~9.2	6.3~12.1	2.6~4.2	0.001~0.003	-	-	142~145
粉质黏土	1.7~2.0	19~40	17.3~28.5	4.6~13.0	0.004~0.02	7~13	-	176~257
细砂	1.7~2.1	0~4.0	27~32.3	9.0~22.5**	5~15	6~15	4.3~7.5	188~201
中砂	1.8~1.96	0~1.0	29~34	13.5~27.0**	20~40	9~18	5.0~7.8	219~265
粗砂	1.9~2.14	0~1.0	32~39	15.0~43.5**	45~80	10~29	5.0~11.3	241~266
砾砂	1.95~2.06	0	33~40	16.5~48.0**	45~100	11~32	5.1~21.3	272~349
圆砾	1.99~2.15	0	34~42	33.0~56.0**	60~120	22~37	9.5~31.6	231~319
强风化泥 质粉砂岩	2.0~2.2	25~80	24~80	124~137**	0.8~0.9	-	16.0~50	403~456
中风化泥 质粉砂岩	1.8~2.3	5.3~11.5 MPa*		700~1 300**	0.1~0.8	-	-	539~637
微风化泥 质粉砂岩	2.2~2.3	7.0~18 MPa*		2 000~5 000**	0.1~0.6	-	-	858

注:\* 为基岩的天然无侧限抗压强度;\*\* 为变形模量,砂土取 1.5N,岩石由天然无侧限抗压强度预估,该列其它值为压缩模量。

表2 南昌地铁典型车站基坑开挖支护形式  
Tab.2 The retaining structures for deep excavations of Nanchang metro stations

车站名称	基坑深度/m	插入比	支护方式	车站类型
1号线珠江路站、丁公路北站、万寿宫站、八一广场站和青山湖大道站;2号线福州路站和丁公路南站;3号线银三角北站、斗门站、柏岗站、邓埠站、八大山人站、施尧站、江铃站、京家山站和梁万站(I类地层)	15.0~18.3	0.22~0.64	地连墙墙厚 800 mm 或 1 000 mm, 内支撑第 1 道为钢筋混凝土支撑, 第 2、3 道支撑为 $\Phi 609 \times 16$ mm 或 $\Phi 800 \times 16$ mm 钢管支撑	地下 2 层标准站
3号线振兴大道站和邓埠站(II类地层)	16.5	0.54	1 000 mm 直径钻孔灌注桩和止水帷幕, 第 1 道钢筋混凝土支撑, 第 2、第 3 道 $\Phi 609 \times 16$ mm 钢管支撑	地下 2 层标准站
3号线墩子塘站(I类地层)	26.5	0.30	地连墙墙厚 800 mm, 内支撑第 1 道为钢筋混凝土支撑, 第 2 道支撑为 $\Phi 609 \times 16$ mm 的钢管支撑, 第 3、4 道支撑为 $\Phi 800 \times 16$ mm 钢管支撑	地下 3 层标准站
3号线青山路口站(I类地层)	26.8	0.44	地连墙墙厚 1 000 mm, 4 道钢筋混凝土支撑	2、3 号线换乘站
3号线八一馆站(I类地层)	23.4	0.24	地连墙厚度 1 000 mm, 3 道钢筋混凝土支撑	1、3 号线换乘站

## 2 支护结构变形分析

### 2.1 HSS 土体模型

Burland<sup>[9]</sup>研究指出,在极小应变条件下,土体刚度近似为常数,然后随着应变的增长而降低;当接近破坏时,土体刚度较小。Atkinson 和 Sallfors<sup>[10]</sup>进一步给出了不同结构物对应的常规土体应变范围和土体剪切刚度随剪切应变增加而降低的“S”形曲线(如图 1)<sup>[11]</sup>。对于邻近基坑受开挖影响强烈的区域,土体应变可达  $10^{-3}$  或更大,刚度小,可采用常规土

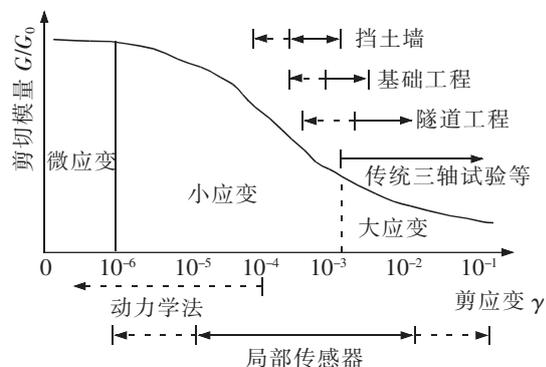


图 1 土体刚度-应变特性及其常用测试方法<sup>[11]</sup>

Fig.1 Characteristic stiffness-strain behavior of soil with typical strain ranges for laboratory tests and structures<sup>[11]</sup>

体变形模量进行分析;离基坑较远、受开挖影响小的区域,应变会小于  $10^{-4}$ ,土体刚度属于小应变刚度,宜采用动力学法确定。

在现有土体模型中,HSS 模型能较好地反映上述土体刚度随应变增大而衰减的特性<sup>[12]</sup>。HSS 模型是 Benz<sup>[13]</sup>在 HS 模型的基础上引入小应变刚度的概念而得到的。该模型能够考虑压缩硬化、卸载回弹和小应变刚度等。

### 2.2 HSS 土体模型参数的确定

HSS 模型包含 13 个模型参数(如表 3),其中黏性土的  $c'$ 、 $\varphi'$  和  $E_{\text{ocd}}^{\text{ref}}$  可通过室内常规试验直接得到,其它参数需要通过复杂的三轴试验或经验方法得到。对于砂土,《铁路工程地质原位测试规程》<sup>[14]</sup>建议采用下式估算内摩擦角

$$\varphi = \sqrt{20N} + 15^\circ \quad (1)$$

式中: $N$  为经杆长修正后的标贯击数。

对于砂土变形模量  $E_{50}^{\text{ref}}$ ,Callanan 和 Kulhawy<sup>[15]</sup>建议如下

$$E_{50}^{\text{ref}} = 1.0N \text{ MPa (正常固结砂土)}$$

$$E_{50}^{\text{ref}} = 1.5N \text{ MPa (超固结砂土)} \quad (2)$$

此外, $E_{50}^{\text{ref}}$  亦可根据  $E_{50}^{\text{ref}}$  与  $E_{\text{ocd}}^{\text{ref}}$  之间的经验关系确定,如 Brinkgreve 和 Broere<sup>[11]</sup>建议  $E_{50}^{\text{ref}} \approx E_{\text{ocd}}^{\text{ref}}$ ,

王卫东等<sup>[16]</sup>针对上海土层建议的  $E_{50}^{ref}$  与  $E_{ocd}^{ref}$  相关关系如表 4。对于  $E_{ur}^{ref}$ ,一般可取  $(2\sim 3)E_{50}^{ref}$ ,黏土取大值,砂土取小值。其它参数的经验选取方法如下:

- 1) 剪胀角  $\psi$ :黏性土一般取零,砂土取  $\varphi' - 30^\circ$  但不小于零<sup>[19,16]</sup>;
- 2)  $m$  值:黏性土取 0.5~1,砂土和粉土取 0.5<sup>[14]</sup>;
- 3)  $\gamma_{0.7}$ :一般可取  $(1\sim 4)\times 10^{-4}$  <sup>[11]</sup>,砂土取小值,黏性土取大值;
- 4) 土体初始剪切模量  $G_0^{ref}$  理论上可采用下式计算

$$G_0^{ref} = \rho V_s^2 (\text{MPa}) \quad (3)$$

式中: $\rho$  为土体密度; $V_s$  为土体剪切波速。在无详勘条件下,南昌土层  $\rho$  和  $V_s$  值可参考表 1。值得说明的是,由于原位测试得到的土体剪切波速影响因素多,采用室内弯曲元和共振柱试验得到的剪切波速相对较为准确,但也存在试样扰动问题。

表 3 土体 HSS 模型参数  
Tab.3 Soil parameters for HSS model

模型参数	物理意义	确定方法
$E_{50}^{ref}$	参考割线模量	三轴排水剪切试验
$E_{ur}^{ref}$	参考加卸载模量	三轴排水剪切试验
$E_{ocd}^{ref}$	参考侧限压缩模量	固结试验
$c'$	土的有效黏聚力	三轴剪切试验
$\varphi'$	土的有效内摩擦角	三轴剪切试验
$\psi$	土的剪胀角	经验方法
$K_0$	正常固结静止侧压力系数	经验公式 $(1 - \sin\varphi)$
$p^{ref}$	参考应力	1 个大气压,即 100 kPa
$v_{ur}$	加卸载泊松比	0.2
$R_f$	破坏比	通常取 0.9
$m$	刚度应力水平相关幂指数	经验值
$G_0^{ref}$	参考围压下初始剪切模量	动力学法
$\gamma_{0.7}$	70%初始剪切模量所对应的剪应变	经验值

表 4  $E_{50}^{ref}$  与  $E_{ocd}^{ref}$  的参考经验关系  
Tab.4 The correlations between  $E_{50}^{ref}$  and  $E_{ocd}^{ref}$

土	经验关系
正常固结黏土 ( $q_c < 5 \text{ MPa}$ )	$E_{50}^{ref} \approx 2E_{ocd}^{ref}$
正常固结黏土 ( $10 \text{ MPa} < q_c < 12 \text{ MPa}$ )	$E_{50}^{ref} \approx E_{ocd}^{ref}$
正常固结砂土 ( $q_c < 5 \text{ MPa}$ )	$E_{50}^{ref} \approx E_{ocd}^{ref}$

上述 HSS 模型参数的选取方法,主要来源于各地的经验总结,与地域和岩土工程的实践水平有关,其在二元结构地层中的适用性,需通过室内试验或本地的原位监测数据进行分析论证。本文在上述经验公式基础上,通过原位监测数据进行反分析和甄选,确定适用于南昌地区典型二元地层的 HSS 模型参数选取方法。

### 2.3 典型车站基坑反分析

#### 2.3.1 I 类地层——丁公路南站

下面以赣江河流 II 级阶地内典型车站——南昌地铁 2 号线丁公路南站为例,通过实测基坑变形监测数据与数值模拟的对比分析,确定 HSS 模型参数的选取方法。丁公路南站为典型的地下两层标准车站,上覆土层厚度约 22.7 m,为典型的 I 类二元结构地层,其平面分布如图 2 所示。车站采用明挖顺筑法施工主体结构,基坑总长 196.4 m,标准段基坑宽度为 21.7 m,基坑开挖深度为 17.8 m,西侧端头井基坑开挖深度为 18.88 m,东侧端头井基坑深度为 18.48 m。图 2 中 DB 为基坑周边地表沉降监测点,ZQT 为支护墙体侧向变形监测孔。

车站基坑标准段横剖面及其土层分布与支护结构参数如图 3。基坑支护结构深度内的土层从上向下依次为填土、粉质黏土、细砂、粗砂、圆砾、强风化泥质粉砂岩以及中风化泥质粉砂岩。围护结构采用地下连续墙+内支撑支护系统,地连墙厚 800 mm,混凝土等级为 C35。车站标准段基坑竖向设 3 道支撑,第 1 道采用 800 mm×1 000 mm 钢筋混凝土 (C30) 支撑,支撑间距约 9 m;第 2、3 道钢支撑  $\Phi 800 (t=16 \text{ mm})$ ,水平间距约 3 m。

采用 Plaxis 有限元软件对基坑标准段开挖支护进行数值模拟分析,有限元模型尺寸为 200 m×40 m (宽×深),采用标准的边界条件 (即两侧为水平约束、底面为水平和竖向约束),计算模型如图 4。

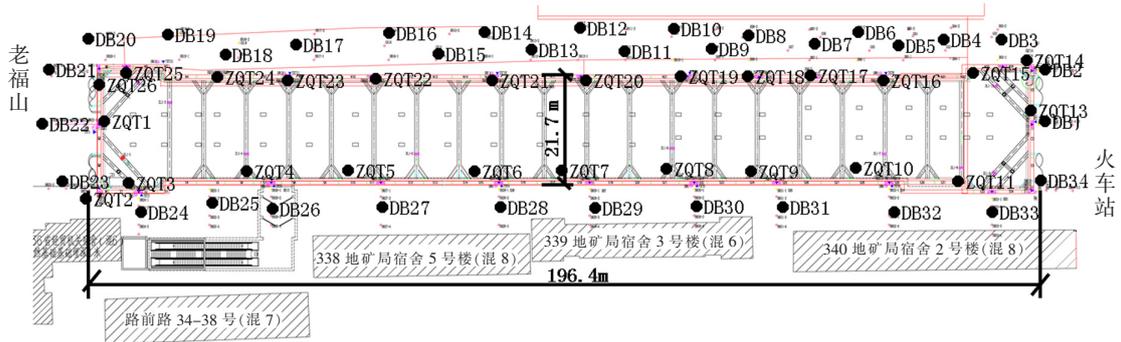


图 2 丁公路南站基坑平面图及监测布置示意图

Fig.2 Plan view and monitoring points of deep excavation for South Dingdong Road Station

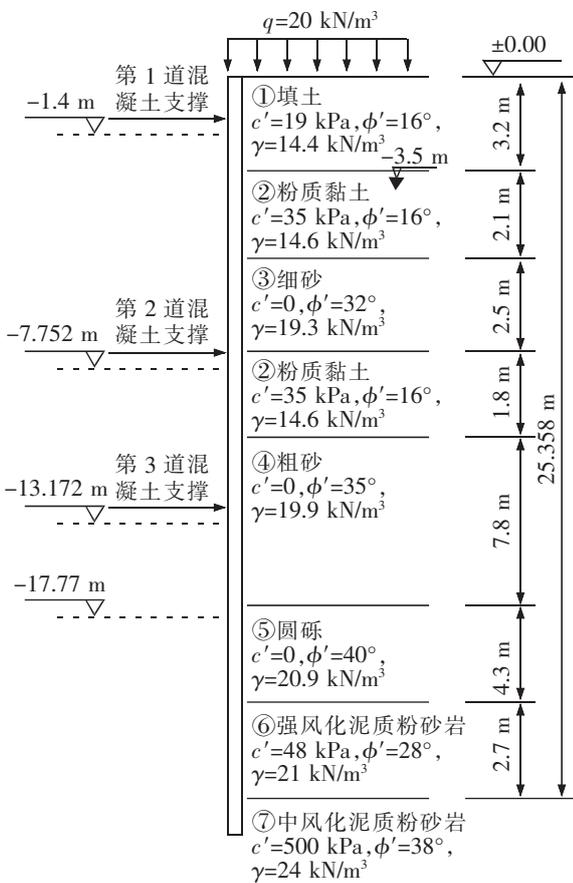


图 3 丁公路南站标准段基坑横剖图

Fig.3 Standard Cross Section of Deep Excavation of South Dingdong Road Station

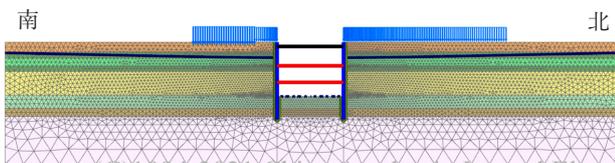


图 4 基坑标准段 Plaxis 模型

Fig.4 Plaxis model of standard section

表 5 土体 HSS 模型参数取值方法

Tab.5 Soil parameters for HSS model

参数	取值
$E_{50}^{ref}$	黏性土取 (1.0~1.6), $E_{ocd}^{ref}$ 砂土取 $1.5N$
$E_{ocd}^{ref}$	黏性土取 $E_{s1-2}$ , 砂土取 $E_{50}^{ref}$
$E_{ur}^{ref}$	$3.0E_{50}^{ref}$
$G_0^{ref}$	按公式 $G_0^{ref} = \rho V_s^2$ (MPa) 计算
$K_0$	$1 - \sin\phi'$
$p^{ref}$	100 kPa
$\nu_{ur}$	0.2
$R_f$	0.9
$m$	0.5
$\gamma_{0.7}$	$1 \times 10^{-4}$

基坑北侧考虑车辆和临时堆载，取地面超载 20 kPa；南侧靠近基坑取 20 kPa 超载，7.4 m 外为楼房超载 45 kPa。土体模拟 HSS 模型，强风化泥质粉砂岩与中风化泥质粉砂岩采用摩尔-库伦模型进行模拟。土体 HSS 模型参数按照表 5 所列方法选取，相应的  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ocd}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  和  $G_0^{ref}$  值如表 6。对于支护结构地下连续墙、钢筋混凝土支撑和钢支撑，分别采用板单元和点对点锚杆单元模拟，具体参数见表 7。在开挖模拟过程中，设置坑内水位线位于开挖面以下 0.5 m，坑外为地面下 3.5 m，通过稳态渗流形成孔隙水压力场。

表 6 各层土 HSS 模型参数取值  
Tab.6 Parameters of HSS model for soil strata

土层	$E_{50}^{ref}$	$E_{oed}^{ref}$	$E_{ur}^{ref}$	$G_0^{ref}$
①填土	9.6	7.2	28.8	34.43
②粉质黏土	13.3	13.3	39.9	59.96
③细砂	21.8	21.8	65.3	84.59
④粗砂	41.8	41.8	125.2	117.85
⑤圆砾	56.0	56.0	168.0	117.9

表 7 支护结构参数  
Tab.7 Parameters of supporting structure

支护结构	材料	本构模型	弹性模量/GPa
地下连续墙	C35	线弹性	31.5
混凝土支撑	C30	线弹性	30.0
钢支撑	Q235	线弹性	200

在基坑开挖过程中,采用测斜管对围护结构侧向变形和地面沉降进行了监测(图 2),现取典型沉降监测点 DB12 和 DB29、围护结构侧向变形孔 ZQT7 和 ZQT20 所处断面,分析基坑的变形规律。图 5 和图 6 为分别采用 HSS 模型和 M-C 模型模拟至最终开挖步计算所得墙体侧向变形及地表沉降与实测数据的对比。为了考察土体变形模量对支护结构和土体变形的影响,HSS 模型计算时分别采用了  $E_{50}^{ref}=1.0N$  和  $1.5N$ (MPa)。由图可见,采用 HSS 模型和  $E_{50}^{ref}=1.5N$  计算所得墙体变形与实测结果吻合很好,最大侧向变形相差在 10%以内,而 M-C 模型预测的侧向变形偏小,HSS 模型和  $E_{50}^{ref}=1.0N$  计算所得墙体变形稍有偏大。并且,HSS 模型比 M-C 模型计算所得最大侧向变形位置与实测最大侧向变形位置更吻合,接近开挖面附近。

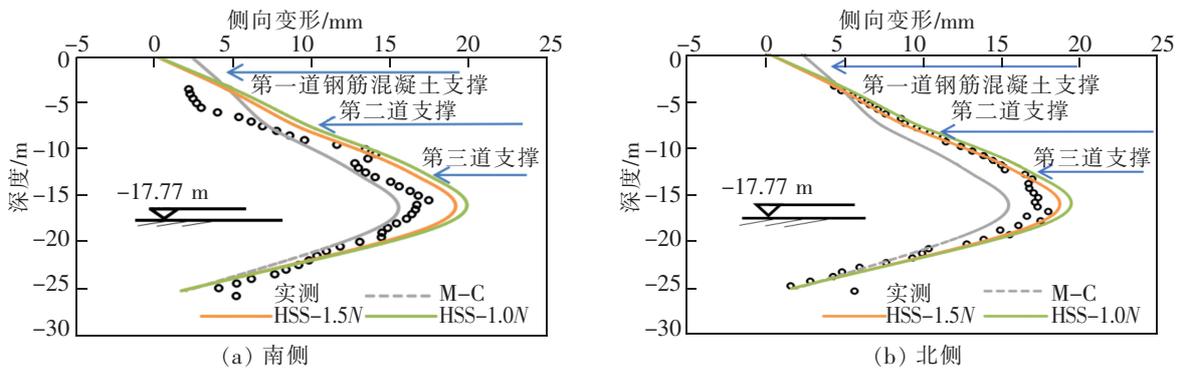


图 5 丁公路南站计算与实测围护结构变形对比

Fig.5 Comparison between calculated and measured deflection of retaining wall of South Dinggong Road Station

对于周边土体沉降,尽管最后存活的有效沉降点数偏少,HSS 模型和  $E_{50}^{ref}=1.5N$  计算结果比 M-C 模型、HSS 模型和  $E_{50}^{ref}=1.0N$  更接近于实测土体沉降。因此,对于南昌赣江河流 II 级阶地内的基坑开挖,采用 HSS 模型和  $E_{50}^{ref}=1.5N$  能较好地预测围护结构变形和地面沉降,其它参数选取方法如表 5。

考察不同开挖阶段基坑两侧最大侧向变形和最大沉降,列入表 8。除了第一个悬臂开挖步外,其余开挖阶段最大侧向变形与开挖深度的比值  $\delta_{h,max}/H=0.09\% \sim 0.12\%$ ,最大沉降与开挖深度的比值  $\delta_{v,max}/H=0.06\% \sim 0.09\%$ ;最大沉降与最大侧向变形的比值  $\delta_{v,max}/\delta_{h,max}=0.56 \sim 0.76$ 。

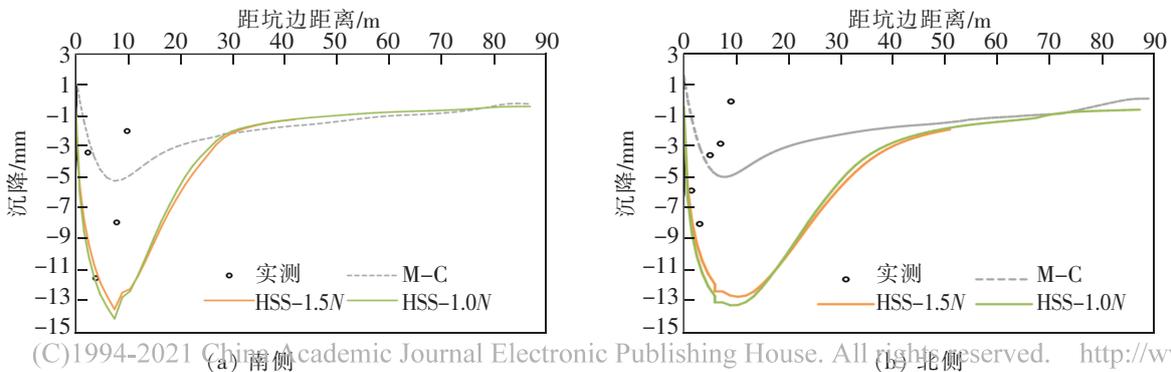


图 6 丁公路南站计算与实测地表沉降对比

Fig.6 Comparison between calculated and measured surface settlement of South Dinggong Road Metro Station

表 8 不同开挖阶段基坑最大变形  
Tab.8 Maximum deformation at various excavation stages

开挖深度 H/m	基坑南侧		基坑北侧	
	$\delta_{h,max}/mm$	$\delta_{v,max}/mm$	$\delta_{h,max}/mm$	$\delta_{v,max}/mm$
-1.9	1.73	-0.007	1.77	-0.025
-8.25	9.28	-5.39	9.28	-5.23
-13.67	16.33	-11.87	16.06	-11.18
-17.77	18.69	-14.18	18.33	-13.23

2.3.2 I类地层——珠江路站

为了验证丁公路南站基坑变形分析时所采用 HSS 模型参数(表 5)的适用性,下面对南昌地铁 1 号线珠江路站基坑进行实测与预测结果对比分析。珠江路站赣江河流 I 级阶地内的为典型地下两层标准车站,上覆土层厚度约 19 m,属于前述 I 类二元结构地层。

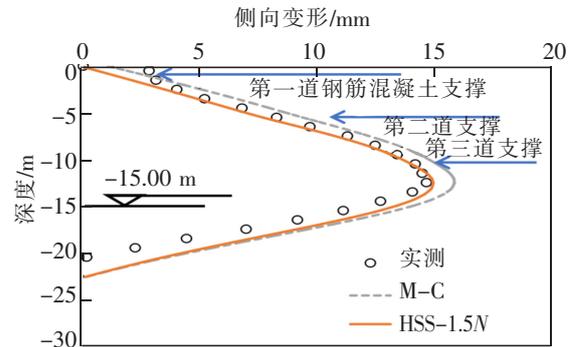
图 7 给出了分别采用 HSS 模型和 M-C 模型模拟至最终开挖步计算所得墙体侧向变形及地表沉降与实测数据的对比。由图可见,采用 HSS 模型和砂土  $E_{50}^{ref} = 1.5N$  计算所得墙体变形、地表沉降与实测结果吻合较好,最大侧向变形和沉降误差在 20% 以内,而 M-C 模型预测的侧向变形偏大、沉降偏小。因此,采用 HSS 模型和砂土  $E_{50}^{ref} = 1.5N$  能较好地预测 I 类土层基坑围护结构的变形和地面沉降。

采用 HSS 模型和砂土  $E_{50}^{ref} = 1.5N$ , 考察不同开挖阶段基坑两侧最大侧向变形和最大沉降,列入表 9。除了第一个悬臂开挖步外,其余开挖阶段最大侧向变形与开挖深度的比值  $\delta_{h,max}/H=0.09\% \sim 0.11\%$ , 最大沉降与开挖深度的比值  $\delta_{v,max}/H=0.06\% \sim 0.08\%$ ; 最大沉降与最大侧向变形的比值  $\delta_{v,max}/\delta_{h,max}=0.58 \sim 0.8$ 。结果与丁公路南站非常接近。

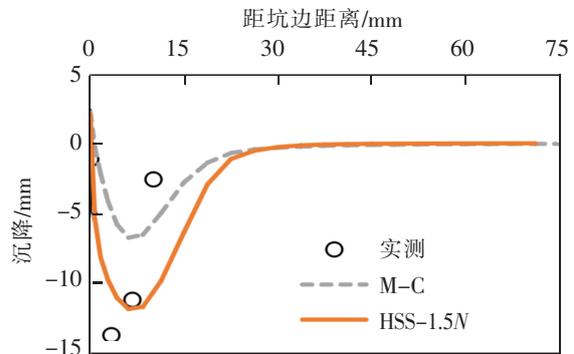
表 9 不同开挖阶段基坑南侧最大变形(珠江路站)

Tab.9 Maximum deformation at of south side of various excavation stages

开挖深度 H/m	$\delta_{h,max}/mm$	$\delta_{h,max}/H$	$\delta_{v,max}/mm$	$\delta_{v,max}/H$
-1.0	0.56	0.06%	-0.01	0.00
-6.0	5.65	0.09%	-3.3	0.06%
-10.95	11.8	0.11%	-8.6	0.08%
-15.0	14.9	0.10%	-11.9	0.08%



(a) 计算与实测围护结构变形对比



(b) 计算与实测地表沉降对比

图 7 珠江路站计算与实测结果对比

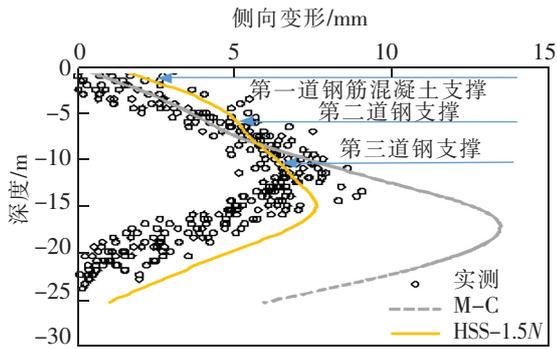
Fig.7 Comparison of prediction and measured data for Zhujiang Road Metro Station excavation

2.3.3 II类地层——振兴大道站

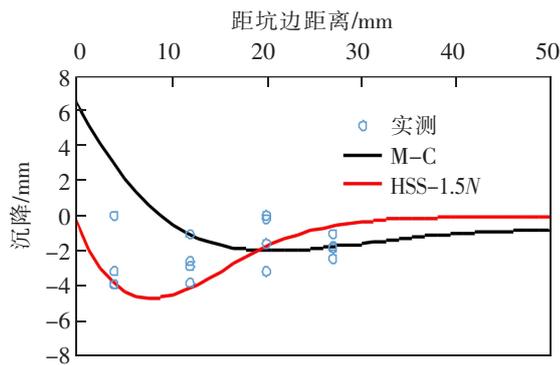
为了考察上述 HSS 模型参数(表 5)在 II 类二元结构地层的适用性,下面对南昌地铁 3 号线振兴大道站进行实测与预测结果对比分析。振兴大道站为典型的地下两层标准车站,上覆土层厚度达 30 余米,开挖期间实测稳定水位位于 19.51 m 高程,处于最终开挖面以下,属前述 II 类二元结构地层。

图 8 给出了分别采用 HSS 模型和 M-C 模型模拟至最终开挖步计算所得墙体侧向变形及地表沉降与实测数据的对比。值得说明的是,图中实测侧向变形和沉降来自于不同的监测断面。由图可见,采用 HSS 模型和  $E_{50}^{ref} = 1.5N$  计算所得墙体变形与实测结果吻合较好,而 M-C 模型预测的侧向变形偏大,地表沉降偏小,并且 HSS 模型和  $E_{50}^{ref} = 1.5N$  计算所得最大侧向变形位置与实测最大侧向变形位置更吻合,接近开挖面附近。

考察不同开挖阶段基坑两侧最大侧向变形和最大沉降,列入表 10。除了第一个悬臂开挖步外,其余开挖阶段最大侧向变形与开挖深度的比值  $\delta_{h,max}/H=0.05\% \sim 0.09\%$ ,最大沉降与开挖深度的比值  $\delta_{v,max}/H=0.03\% \sim 0.05\%$ ;最大沉降与最大侧向变形的比值  $\delta_{v,max}/\delta_{h,max}=0.51 \sim 0.61$ 。



(a) 计算与实测围护结构变形对比



(b) 计算与实测地表沉降对比

图 8 振兴大道站计算与实测变形对比

Fig.8 Comparison of prediction and measured data for Zhenxing Ave Metro Station

表 10 不同开挖阶段基坑最大变形  
Tab.10 Maximum deformation at various excavation stages

开挖深度 $H/m$	$\delta_{h,max}/mm$	$\delta_{h,max}/H$	$\delta_{v,max}/mm$	$\delta_{v,max}/H$
-1.54	1.58	0.10%	-0.27	0.02%
-8.04	7.25	0.09%	-3.68	0.05%
-13.04	7.52	0.06%	-4.04	0.03%
-16.52	7.59	0.05%	-4.66	0.03%

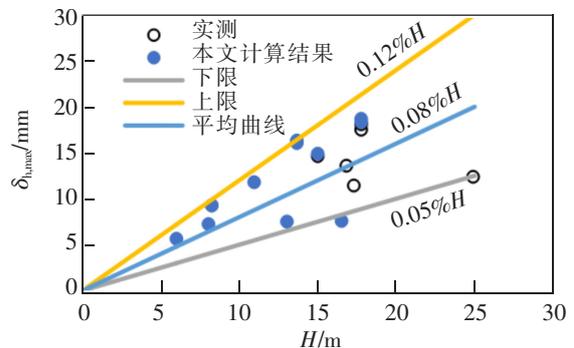
### 3 南昌基坑变形规律统计分析

除第一步悬臂开挖外,将表 8~表 10 中围护结构最大侧向变形和地表最大沉降与开挖深度关系绘于图 9,最大沉降与最大侧向变形关系绘于图 10,图中还包括艾溪湖明挖隧道、丁公路南站、珠江路站、雅苑路站等典型基坑的实测数据。由图可见:

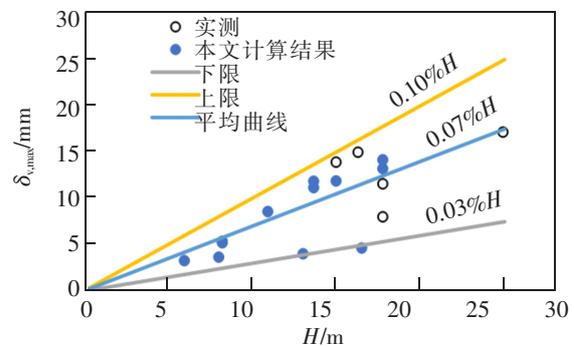
1) 最大侧向变形随开挖深度增加而增大,最大侧向变形与开挖深度的比值  $\delta_{h,max}/H=0.05\% \sim 0.12\%$ ,平均值为 0.08%。对于 I 类地层,取大值;对于 II 类地层,取小值。上述结果小于上海软土地区一级基坑围护结构最大侧移标准(0.18% $H$ )<sup>[17]</sup>;

2) 基坑周边沉降随开挖深度增加而增大,最大沉降与开挖深度的比值  $\delta_{v,max}/H=0.03\% \sim 0.10\%$ ,平均值为 0.07%。对于 I 类地层,取大值;对于 II 类地层,取小值。上述结果小于上海软土地区一级基坑地表最大沉降控制标准(0.15% $H$ )<sup>[17]</sup>;

3) 最大沉降与最大侧向变形的比值  $\delta_{v,max}/\delta_{h,max}=0.45 \sim 1.4$ 。实测  $\delta_{v,max}/\delta_{h,max}$  变化范围较大,而数值计算结果接近  $\delta_{v,max}/\delta_{h,max}=0.75$ 。



(a) 围护结构最大侧向变形与开挖深度关系



(b) 地表最大沉降与开挖深度关系

图 9 基坑变形与开挖深度的关系  
Fig.9 Relationship between deformation and excavation depth

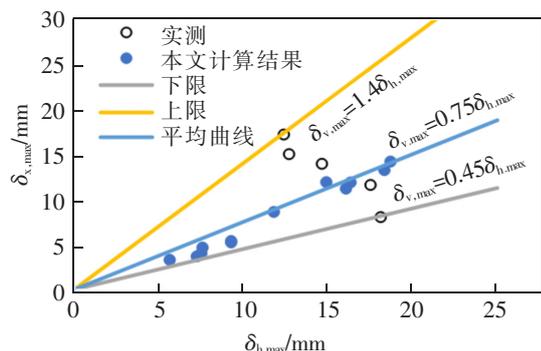


图 10 最大沉降与最大侧移的关系

Fig.10 Ratio between maximum settlement and maximum wall deflection

## 4 结论

在统计分析 1~4 号线南昌地铁车站河流阶地地质和水文条件以及车站基坑支护形式基础上,将典型赣江冲积平原内的二元结构地层概化为两类,分别为上覆土层 20 余米、地下水位高的 I 类地层和上覆土层 30 余米、水位埋深大的 II 类地层。本文以 I 类地层内的丁公路南站和珠江路站基坑、II 类地层内的振兴大道站基坑为例,通过有限元数值模拟与实测数据的对比分析,得出如下结论:

1) 基于 HSS 模型的有限元数值分析以及砂土变形模量  $E_{50}^{rd}=1.5N$  可以很好地预测南昌二元结构地层(包括 I 类和 II 类)的基坑支护结构和土体变形,预测与实测的变形误差在 20% 以内。

2) 对于南昌二元结构地层内的地铁车站基坑,最大侧向变形和最大地面沉降与开挖深度的关系分别为  $\delta_{h,max}/H=0.05\% \sim 0.12\%$ ,  $\delta_{v,max}/H=0.03\% \sim 0.10\%$ ,最大沉降与最大侧移大致满足  $\delta_{v,max}/\delta_{h,max}=0.45 \sim 1.4$ 。对于 I 类地层,取大值;对于 II 类地层,取小值。上述最大围护结构侧向变形和地表沉降均小于上海软土地区一级基坑的变形控制标准。

## 参考文献:

[1] 刘伟煌,朱怀龙,贺斯进,等. 土体硬化模型参数试验研究及其在南昌地区基坑工程的应用[J/OL]. 土木与环境工程学报(中英文):1-9 [2021-04-22].<http://kns.cnki.net/kcms/detail/50.1218.TU.20201219.1719.004.html>.

[2] 刘国彬,王卫东. 基坑工程手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2009.

[3] 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.

[4] 尹骥. 小应变硬化土模型在上海地区深基坑工程中的应用[J]. 岩土工程学报,2010,32(s1):166-172.

[5] 梁发云,贾亚杰,丁钰津,等. 上海地区软土 HSS 模型参数的试验研究[J]. 岩土工程学报,2017,39(2):269-278.

[6] 梁浩毅,项瑞聪,狄宏规,等. 基坑开挖引起邻近桩板路基的变形及分区[J]. 华东交通大学学报,2020,37(6):16-25.

[7] 江西省勘察设计研究院. 南昌城市轨道交通 3 号线沿线监测孔水位监测数据统计[R]. 南昌:江西省勘察设计研究院,2016:26.

[8] 朱碧堂. 基于数值模拟分析的岩石隧道开挖支护设计[J],现代隧道技术(S2),2018,55(S2):73-81.

[9] BURLAND J B. Ninth laurits bjerrum memorial lecture: "small is beautiful"—the stiffness of soils at small strains [J]. Canadian Geotechnical Journal,26(4):499-516.

[10] ATKINSON J,SALLFORS G. Experimental determination of soil properties[C]//Florence:Proceedings of the Proc 10th ECSMFE,1991.

[11] BRINKGREVE R B J,BROERE W. Plaxis material models manual [M]. Delft:Plaxis B V,2006.

[12] LIAO S M,WEI S F,SHEN S L. Structural responses of existing metro stations to adjacent deep excavation in suzhou, china[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities,2016,30(4):04015089.

[13] BENZ T. Small Strain stiffness of soils and its numerical consequences[D]. Stuggart:University of Stuttgart,2006.

[14] 中铁第四勘察设计院集团有限公司等. 铁路工程地质原位测试规程:TB 10018-2018[S]. 北京:中国铁道出版社,2018.

[15] CALLANAN J F,KULHAWY F H. Evaluation of procedures for predicting foundation uplift movements[M]. California:The Institute,1985:124.

[16] 王卫东,王建华. 深基坑支护结构与主体结构相结合的设计、分析与实例[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2007.

[17] 华东建筑设计研究院有限公司,上海建工集团股份有限公司. 基坑工程技术规范 DG/TJ08-61-2018[M]. 上海:同济大学出版社,2018.