文章编号:1673-9469(2023)03-0077-07

DOI:10.3969/j.issn.1673-9469.2023.03.011

软土地区地铁基坑插入比优化研究

李璐娴¹,贾鹏蛟^{1*},申晓明²,吴 奔¹,史培新¹

(1. 苏州大学 轨道交通学院, 江苏 苏州 215000; 2. 苏州轨道交通集团有限公司, 江苏 苏州 215004)

摘要: 以苏州地区地铁基坑工程为研究背景,结合实际工程数据与数值模拟结果,分析插入比和 基坑稳定与变形的关系。通过数值仿真明确基坑隆起失效时滑动面位置及其与插入比和基坑深 度的关系,提出了确定滑动面位置的计算公式,改进了抗隆起稳定性分析中圆弧滑动法的滑动半 径。结果表明:建立的滑动面位置确定公式可以较准确地预测苏州基坑隆起失效时滑动面位置; 在此基础上,改进的隆起稳定性计算方法所确定的插入比与现有地基承载力法的计算结果吻合 度较好,相较于传统圆弧法得到的插入比降低了41%,优化了地铁基坑支护结构的插入比设计。 关键词: 地铁基坑;插入比;抗隆起稳定性;数值模拟;理论分析 中图分类号;TU471 文献标识码;A

Research on Optimization of Embedment Ratio of Subway Foundation Pit in Soft Soil Areas

LI Luxian¹, JIA Pengjiao^{1*}, SHEN Xiaoming², WU Ben¹, SHI Peixin¹

(1. School of Rail Transportation, Soochow University, Suzhou, Jiangsu 215000, China;

2. Suzhou Rail Transit Group Co, Ltd., Suzhou, Jiangsu 215004, China)

Abstract: Based on the research background of Suzhou Metro foundation pit engineering, combined with the actual engineering data and numerical simulation results, the relationship between the embedment ratio, stability and deformation of foundation pit was analyzed. Through numerical simulation, the position of the sliding surface and its relation with the embedment ratio and the depth of the foundation pit were clarified. The formula for determining the position of the sliding surface was derived, and the sliding radius of the circular sliding method was improved in the analysis of basal heave stability. The results show that the formula for determining the position of sliding surface can accurately predict the position of the sliding surface when Suzhou foundation pit fails by basal heave. On this basis, the embedment ratio determined by the improved calculation method of basal heave stability is in good agreement with the calculation results of the existing foundation bearing capacity method, which is 41% lower than the embedment ratio obtained by the traditional circular sliding method. The embedment ratio design of the subway foundation pit supporting structure is optimized.

Key words: subway foundation pit; embedment ratio; basal heave stability; numerical simulation; theoretical analysis

截止 2022 年底,全国城市已建成轨道交通 10 287 km,在建轨道交通 6 676 km^[1],处于蓬勃发 展的阶段。在地铁基坑的挖掘中,常采用地连墙、 钻孔灌注桩等支护形式。其中,插入比即支护结 构的嵌固深度与基坑深度的比值是重要的设计参数之一。插入比用于保持基坑内外力矩平衡,保证基坑稳定,控制基坑变形,但过高的插入比对增加安全性的效果不明显却大幅提高了经济成本,

收稿日期:2023-02-24

作者简介:李璐娴(1998-),女,江苏苏州人,硕士研究生,主要从事基坑工程方面的研究。

基金项目:中国博士后科学基金面上资助项目(2021M702400);国家自然科学基金青年项目(52108380)

^{*}通讯作者:贾鹏蛟(1989-),男,河南周口人,博士,副教授,从事顶管隧道与地下工程方面的研究工作。

需要深入研究。

根据设计经验,抗隆起稳定性的验算对插入 比的最小取值往往起到决定性作用。国内外抗隆 起稳定性的分析方法可分为极限平衡法、极限分 析法与有限元法三种。极限分析法^[2-3]通过假定 运动许可的速度场和静力许可的应力场,能得到 上限和下限两个解使安全系数逼近真实值;有限 元方法主要采用[46]强度折减有限元法,需要精准 的参数选取经验;极限平衡法最先被提出,可依据 不同假定细分为地基承载力法与圆弧滑动法。地 基承载力法基于地基承载力破坏理论,由 Terzaghi^[7]提出,后续 Bjerrum、王成华等^[8-9]进行了局部 改进;圆弧滑动法则假定了破坏面形状与位置,郑 刚等[10]考虑了弧长和法向应力修正;王洪新 等[11-12]考虑了基坑宽度、圆心位置和支撑轴力来 进行修正;应宏伟等[13]提出了狭窄基坑的圆弧滑 动法计算公式。由于极限分析与有限元方法使用 较复杂且要求较高,在实际工程应用中尚未普及。 极限平衡法是我国基坑设计规范中的隆起稳定验 算方法,其存在许多简化条件,仍有很大改善空 间。本文考虑为苏州地区轨交基坑的抗隆起稳定 性验算方法做出改进,程雪松等[14]通过一种极限 分析有限元方法修正了滑动半径,但其模拟时使 用的是不排水抗剪强度线性增大的单一土层,对 于苏州地层并不适配;宋二祥等[15]提出临界嵌固 深度的概念,建议小于临界嵌深时采用改进地基 承载力法^[16]和圆弧滑移面法中的较小值为安全系 数,大于临界嵌深时采用临界嵌深为滑动半径的 圆弧滑移面法,但未给出小于临界嵌深时圆弧法 的改进,苏州地区常用嵌深往往未达其定义的临 界嵌深。综上,苏州地区仍需要适用的圆弧滑动 法优化。

本文分析现有苏州地铁基坑插入比的取值情 况,研究支护结构嵌固深度对于基坑变形及基坑 稳定性的作用。基于苏州地区上下黏土中夹粉砂 层的地质情况及地铁深基坑的支护特点,建立大 量数值模型,得出苏州地区地铁基坑的隆起失稳 破坏面位置,依据不同基坑深度与插入比,修正抗 隆起稳定验算圆弧法的计算半径,分析苏州地区 地铁基坑支护结构插入比的合理范围,为之后支 护结构设计提供参考。

1 苏州地铁基坑插入比

基坑插入比 R。定义为支护结构在坑底以下

的嵌固深度 D 与基坑开挖深度 H 的比值。调研苏 州 78 个地铁基坑,基坑开挖深度介于 15~30 m 之 间的占90%以上,基坑宽度介于15~25 m的占90% 以上,基坑长度介于150~400 m的占90%以上。支 护结构常采用地连墙与多道支撑组合,支撑道数介 于4~8 道之间,支护结构 R。平均值为 0.92, R。置信 度95%的置信区间为0.87~0.97。其中,R_n大于 1.6的两个基坑所在位置临近河道,土质尤为软弱, 故 R_n 较其他基坑明显偏大。R_n 与无量纲化的支护 结构最大侧移 δ_{hm}/H 关系见图 1。 R_p 与无量纲化墙 后地表最大沉降 δ_{ym}/H 的关系见图 2。







1.4%



behind the wall and $R_{\rm p}$

由图可知,支护结构最大侧移 δ_{hm} 范围为 0.11%*H*~0.78%*H*,中间 50%段的基坑 δ_{hm} 介于 0.2% H~0.44% H之间, 与 Tan 等[17] 统计的 279 个上海地区地连墙支护基坑,δ_{hm} 中间 50% 段介于 $0.2\%H \sim 0.4\%H$ 之间的结论接近,90%的基坑 δ_{hm} 小于 0.55% H。

墙后地表最大沉降 δ_{vm} 范围为 0.04% H~ 1.23%*H*,90%的基坑δ_{vm}小于0.58%*H*。最大支护 结构侧移及最大墙后地表沉降与基坑深度成正 比,变形数据需要除以基坑深度来隔绝该因素对

变形的影响,最后得到的数据点较为离散,但随 R_p 的增加, δ_{vm}/H 、 δ_{hm}/H 整体范围呈减小趋势。

2 插入比对基坑变形的影响

为了研究支护结构插入比对基坑变形的影响 规律,现取苏州某实际地铁基坑地勘与支护参数,采 用 PLAXIS 建立二维有限元基坑模型,如图 3 所示。



图 3 基坑数值模型 Fig. 3 Finite element excavation model

 $R_{\rm p}$ 分别取 0.1、0.2、0.3、0.4、0.5、0.6、0.7、 0.8、0.9、1.0、1.2及1.5,建立12组模型。为了降 低尺寸效应的影响,计算模型的宽、高分别为 200 m 和 80 m。基坑深度 17 m,宽度 22 m,地下水位于地 表以下1.5 m,支护结构为地连墙与多道支撑组合, 地连墙采用板单元,内支撑采用固定锚杆,支护结 构参数见表1。数值模型土体采用15节点三角形 单元模拟,模型两侧边界水平向约束,底部边界固定 端约束。由于基坑开挖是一种卸载行为,土体本构 模型采用土体硬化模型,其中,参考 Ukritchon 等^[18] 研究成果,本文加载割线模量 E_{50}^{ref} 取 E_{s}^{1-2} 地勘值, 一维压缩切线模量 E_{oed}^{ref} 为 E₅₀^{ref} 除以 1.3, 卸载再 加载模量黏性土 E_{ur}^{ref} 取 6 倍 E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} 取 3 倍 E₅₀^{ref}。泊松比取 0.2。粉砂采用排水条件,黏土采 用不排水条件。粉砂采用固结快剪指标,黏土采用 固结不排水指标,至支护结构底部,土体共8层,具 体参数见表 2。模型模拟基坑开挖实际情况,每次 开挖至支撑下方 0.5 m,支撑按照设计图纸分别位 于地表以下 1.5、5.5、10.1、13.5 m 处,开挖前将坑 内水位降至开挖面以下。基坑实测数据与数值模型 不同插入比对应的地连墙侧移(δ_{h}),见图 4。实测 值整体小于模拟值,最大误差小于10mm,数值模拟 结果与实测基本一致,可认为建模合理。

> 表 1 结构单元材料属性参数表 Tab. 1 Structural unit material parameter

| F | | | | | | | |
|-----|--------------------------------|--|---|---------|--|--|--|
| 名称 | 轴向刚度/ (kN・m ⁻¹) | 抗弯刚度/ (kN・m ² ・m ⁻¹) | 重度/ (kN・ m ⁻¹ ・m ⁻¹) | 泊松 比 | | | |
| 地连墙 | 2. 4×10^{7} | 1.28×10^{6} | 8.3 | 0.2 | | | |
| 支撑 | 7×10 ⁶ | _ | _ | — | | | |

注:地连墙宽度 0.8 m,混凝土 C35,钢材 Q235。

表 2 土层材料参数 Tab. 2 Soil material parameter

| | | | | | · · · · · · · · · · · · · · · · · · · | | | |
|-----------|------|----------------------------|-------|-----------------|--|--|--|-------------|
| 土层 | 层厚 | 重度 | 粘聚力 | 内摩擦角 | 加载割线模量 | 一维压缩 切线模量 | 卸载再加载 模量 | 静止土 压力系数 |
| | h/m | $\gamma/(kN \cdot m^{-3})$ | c∕kPa | $arphi/(\circ)$ | E_{50}^{ref} (kN · m ⁻²) | $E_{\mathrm{oed}}^{\mathrm{ref}}$ (kN · m ⁻²) | $E_{\mathrm{ur}}^{\mathrm{ref}}/(\mathrm{kN}\cdot\mathrm{m}^{-2})$ | K_0 |
| 1 | 3.5 | 18.9 | 22 | 13.2 | 9. 4×10^3 | 7. 2×10^3 | 43. 2×10^3 | 0.65 |
| $(3)_1$ | 1.4 | 20.0 | 49 | 12.8 | 11. 6×10^3 | 9. 0×10^3 | 62. 7×10^3 | 0.44 |
| $(3)_2$ | 2.0 | 15.0 | 34 | 15.2 | 8. 9×10^3 | 6. 9×10^3 | 48. 0×10^3 | 0. 59 |
| $(3)_3$ | 3.0 | 19. 0 | 7 | 27.0 | 14. 6×10^3 | 11. 2×10^3 | 56. 0×10^3 | 0.44 |
| $(4)_{2}$ | 4.5 | 19.3 | 4 | 31.7 | 18. 3×10^{3} | 14. 1×10^3 | 56. 3×10^3 | 0.40 |
| $(5)_1$ | 2.0 | 19.0 | 25 | 16.3 | 12. 3×10^3 | 9. 5×10^3 | 66. 2×10^3 | 0.63 |
| 61 | 8.5 | 20. 2 | 62 | 12.9 | 18. 2×10^3 | 14. 0×10^3 | 97. 8×10^3 | 0.44 |
| 62 | 8.5 | 19.8 | 55 | 13.7 | 17. 1×10^3 | 13.2×10^3 | 92. 2×10^3 | 0.51 |
| 黏土上 | 7.0 | 20.0 | 20 | 14.0 | 10.0×10^3 | 7. 7×10^3 | 60. 0×10^3 | 0.59 |
| 粉砂 | 6.0 | 19.3 | 3 | 30.0 | 15. 6×10^3 | 12. 0×10^3 | 46. 8×10^3 | 0.44 |
| 黏土下 | 67.0 | 20.0 | 20 | 15.0 | 11. 3×10^3 | 8. 7×10^3 | 67. 9×10^3 | 0.58 |

由图 4 可知,随着 R_o的增加,基坑开挖深度 10 m 范围内的支护结构变形曲线基本重合,但 10 m 以下的支护结构侧移差异性较大。当 R_n<0.4 时, 支护结构最大侧移($\delta_{\rm bm}$)位于支护结构底端,基坑 存在踢脚破坏的风险,当 R_p>0.4 时,支护结构变 形曲线转化为胀肚型,支护结构侧移最大值 δ_{hm} 上 移至坑底附近。R_p从 0.1 增大到 0.6,δ_{hm} 逐步减 小,当 R_p 增大至0.6时, δ_{hm} 减小至47 mm,相对于 $R_{\rm p} = 0.1, \delta_{\rm hm} = 78$ mm 时, $\delta_{\rm hm}$ 减少了 39.7%, 表明 此时R_n增大对基坑支护体系侧移的控制效果较好。 当 R_p 从 0.6 增长到 0.7, δ_{hm} 只降低了 0.22 mm, 继 续增大 $R_{\rm p}$ 对降低 $\delta_{\rm hm}$ 的作用变得十分微小。可见 在 R_p>0.6 后, 增大 R_p 对支护结构最大侧移的控 制并无帮助。支护结构底端的 δ_{h} 一直随着 R_{p} 增 大而变小, R_p<0.6时, R_p每增大0.1, 递减大约 10 mm; R_p 介于 0.7~0.9 时, R_p 每增大 0.1, 底部 δ_h





递减 4 mm; 当 $R_p > 1.0$ 时, R_p 每增加 0.1, 底部 δ_h 减少 1 mm, 相较于开始降低的幅度减少了 90%。可见当 $R_p > 1.0$ 时, 增大 R_p 对支护结构底端的变形控制不显著。研究表明, 过大的插入比对基坑稳定性的影响较小, 这与 Hashash^[19]得到的结论一致。Hashash 的研究还显示墙体嵌固深度对黏土基坑开挖变形影响极小, 但对破坏位置有重大影响。

3 基坑隆起失稳破坏面确定

当前圆弧滑动法假定以基坑最后一道支撑或 基坑底部与支护结构交点为圆心,圆心至支护结 构底部的距离为滑动半径,发生转动破坏。该方 法假定了破坏面通过支护结构底部,经学者研究, 在嵌固深度未达临界嵌固深度,插入比小于 1.5 时^[14],滑动面不经过支护结构底部,往往离支护结 构底部有一定距离,且破坏面的位置与插入比的 大小具有相关性。根据上文调研,苏州地区 98% 的基坑插入比均小于 1.5,有必要对插入比小于 1.5 时破坏面的位置进行研究。

强度折减有限元法将强度折减技术引入弹塑 性有限元法中,通过将所有土层参数的内摩擦角正 切值与粘聚力按比例折减来降低土体强度,引起土 中应力变化直至变形不收敛,最终达到破坏状态,是 常用的基坑隆起分析方法之一。用强度折减有限元 法得到的破坏面无须预设破坏面位置,经验证与抗 隆起极限分析方法得到的破坏面吻合良好,较为可 靠^[20]。下文根据强度折减法模拟隆起失稳极限状 态,研究基坑失稳时破坏面的形状与位置。

结合已统计的 78 个苏州地铁基坑特点,建立 50 组有限元模型,基坑宽度取 20 m,基坑深度分为 16、20、24、28、32 m,插入比为 0.1、0.2、0.3、0.4、 0.5、0.6、0.7、0.8、0.9、1.0、1.2及 1.5。第一道支 撑位于地表以下 1.5 m 处,其余支撑间距为 4 m, 在基坑深度按 4 m 差距增大时,最下道支撑与坑底 距离保持一致。基于苏州地质的通识性结构,计算 模型的地层从上到下简化为上层黏土、粉砂与下层 黏土,各土层具体参数,见表 2。其他相关的支护结 构参数设置均沿用上述基坑模型的参数设置。

土体强度折减后,不同阶段的基坑变形云图, 见图 5(a)。基坑的位移增量等势线,见图 5(b)。

由图 5(a)可知,基坑底部隆起失稳时,土体位 移先从支护结构底部开始发展,当变形不收敛时, 基坑发生失稳破坏。在下文公式推导中可将最下



图 5 增量位移变形示意图 Fig. 5 Incremental displacement deformation diagram

道支撑以上的土体(即 h₀ 段)抗剪能力当作安全 储备,不予考虑。观察图 6(b)可知,最外层等势线 外土体没有变形,可由最外层等势线判别基坑失 稳时滑动面及滑动面最低点位置。通过大量模型 结果验证,滑动面最低点位置到最后一道支撑所 在平面的距离 D_m 和滑动面横向影响范围宽度 B₀ 数值接近,可认为该隆起失稳发生的模式符合圆 弧滑动破坏假定,即以最下道支撑为圆心,D_m 为转 动半径绕着圆心发生向坑内的圆弧滑动。由图可 知,实际滑动面在支护结构下方,D_m 与传统圆弧法 定义的转动半径并不相符。因此,可对现有规范 中圆弧法采用的半径进行苏州地区的系数修正, 修正结果可用于苏州地区后续地铁基坑设计时, 抗隆起稳定性圆弧滑动法的验算。

4 圆弧法滑动半径修正模型

4.1 理论模型建立

统计不同插入比、基坑深度下对应的滑动面 深度数据,见图6。

由图 6 可知,滑动面的深度 H_s 与插入比存在 正比例关系。通过线性拟合,得到 R_p 与 H_s/H 的 关系式如图 6 右下角所示。

结合极限平衡圆弧法,基于圆心位于最下道 支撑处的基本假设,依据上述关系式,对圆弧滑动 法的半径作出修正,将传统恒定的滑动半径修正 为与插入比及基坑深度相关的变量,其表达式为

 $D_{m} = (\gamma_{1}R_{p} + \gamma_{2})H - h'_{0}$ (1) 式中, D_{m} 为滑动半径; R_{p} 为插人比; H为基坑深 度; h'_{0} 为最下道支撑至坑顶距离; $\gamma_{1} = \gamma_{2}$ 为经验 系数。





本文提出的公式适用于不同深度、插入比的 苏州地铁基坑抗隆起稳定性计算。如实际基坑深 度介于给出公式的基坑深度之间,可根据线性差 值的方法计算 D_m 。为了实际工程使用公式的便捷 性,可假定苏州地区 γ_1 采用通用标准值 1.2,通过 与基坑深度的拟合,可得 γ_2 与基坑深度 H 的关系 式如下:

 $\gamma_2 = 0.0007H^2 - 0.057H + 2.52$ (2) 联立式(1)、式(2),可得滑动半径 D_m ,见式(3):

$$D_{\rm m} = (1.2R_{\rm p} + 2.52)H + 0.0007H^3 - 0.057H^2 - h'_{\rm o}$$
(3)

参考上海市《基坑工程技术规范》(DG/TJ 08-61—2018,下文简称沪规)^[21],抗隆力矩与隆起力 矩及 *F*、安全系数如下:

$$F_{\rm s} \le \frac{M_{\rm rlk}}{M_{\rm slk}} \tag{4}$$

$$M_{\rm rlk} = \sum_{j=1}^{n_2} M_{\rm rlk_j} + \sum_{m=1}^{n_3} M_{\rm rlk_m} + M_{\rm sk}$$
(5)

$$M_{\rm slk} = M_{\rm slk_q} + \sum_{i=1}^{n_1} M_{\rm slk_i} + \sum_{j=1}^{n_4} M_{\rm slk_j}$$
(6)

式中: M_{slk} 为滑动力矩总和; M_{rlk} 为抗滑力矩总和; M_{rlk_j} 为坑外最下道支撑以下第 j 层土产生的抗隆 起力矩标准值; M_{rlk_m} 为坑内开挖面以下第 m 层土 产生的抗隆起力矩标准值; M_{slk_q} 为坑外地面荷载 产生的隆起力矩标准值; M_{slk_i} 为坑外最下道支撑 以上第 i 层土产生的隆起力矩标准值; M_{slk_j} 为坑外 最下道支撑以下、开挖面以上第 j 层土的隆起力矩 标准值; M_{sk} 为围护墙容许力矩标准值; n_1, n_2, n_3, n_4 为对应土层数。

由于各力矩计算公式展开较为复杂,此处不展 开,可参见沪规,用上文推导的 D_m 公式替代力矩公 式中所有的固定滑动半径,即可得修正后的 F_{so}

4.2 理论验证

基于改进后的圆弧滑动法计算不同基坑深 度、不同插入比的抗隆起安全系数,如图 7 所示。 在 $H=32 \text{ m}, R_p=0.1$ 的时候,最小抗隆起安全系数 F_s 值为 1.58。在 $H=16 \text{ m}, R_p=1.5$ 的时候,最大 F_s 值为 3.62。 F_s 随基坑深度增大而减小,随插入 比增大而增大。



为了验证本文提出理论模型的准确性,以 28 m 深基坑为例,将地基承载力法得到的安全系 数、不考虑半径修正的沪规圆弧法得到的安全系 数与本文改进圆弧法得到的安全系数进行对比, 见图 8。由图可知,本文改进的圆弧滑动法安全系 数增长平稳,改进了原有圆弧法 *R*_p 过小时安全系 数增长平稳,改进了原有圆弧法 *R*_p 过小时安全系 数随 *R*_p 增大而减小的问题。对于苏州地铁狭长 深基坑,安全控制系数圆弧法取沪规一级基坑标 准 2. 2,地基承载力法取规范(JGJ 120—2012)《建 筑基坑支护技术规程》^[22](下文简称规程)一级基 坑标准 1. 8。此时,地基承载力法的 *R*_p 取值为 0. 65,本文改进的圆弧法 *R*_p 取值为 0. 62,相差 4. 6%,符合良好。与此同时,传统圆弧法所需的 *R*_p 超过了 1. 15,相差超过 50%。

将不同基坑深度,改进前后圆弧滑动法所得的 R_p 与地基承载力法所得 R_p 进行对比,如图 9 所示。R_p 的取值既要满足地基承载力验算又要满足圆弧滑动验算,由图可知,传统圆弧法所确定的 R_p,也基承载力法所确定的 R_p,地基承载力法失去了控制效果。本文改进后圆弧法所确定的 R_p,在基坑深度较小的时候小于地基承载力法所确定的 R_p,此时基坑破坏模式符合地基承载力失效破坏模式,地基承载力失稳验算起控制作用;基



图 8 各种计算方法的安全系数随插入比的变化 Fig. 8 Safety factor calculated by various methods with R_{p}

坑深度较大的时候,改进圆弧法所确定的 R_p大于 地基承载力法所确定的 R_p,此时圆弧法失稳验算 起控制作用。



如图 10 所示,本文改进的方法与地基承载力 法最大误差为 78%,平均值为 27%,随着基坑深度 增加,误差逐渐减小,当基坑深度大于 28 m 时,误 差在 5%以内。传统圆弧法与地基承载力法最大 误差为 78%,平均值为 71%,当基坑深度增加,误 差不断增大。改进后的圆弧法误差相较于改进前 平均降低了 44%。



图 10 地基承载力法与圆弧滑动法所确定的 R_p 的误差 Fig. 10 Deviation between R_p determined by modified circularslide method and bearing capacity method

*R*_p需由地基承载力法和圆弧滑动法两种抗隆 起稳定性验算方法中较大值确定,改进前后苏州 地区 *R*_p的最终取值,如表 3 所示。

表 3 不同 H 改进前后的 R_p 对比 Tab. 1 R_p comparison before and after improvement of different H

| miprovement of unferent <i>n</i> | | | | | |
|----------------------------------|------|-------|--|--|--|
| <i>H</i> /m | 改进前 | 改进后 | | | |
| 16 | 0.84 | 0. 52 | | | |
| 20 | 1.07 | 0. 58 | | | |
| 24 | 1.18 | 0.63 | | | |
| 28 | 1.25 | 0.65 | | | |
| 32 | 1.31 | 0.72 | | | |

由表 3 可知,改进后的 R_p 取值整体降低,其中 H=28 m 的基坑 R_p 相较于原来降低最多,降低了 43%。最少的降低了 38%,所有基坑 R_p 平均降低 了 41%。原 R_p 取值范围介于 0.84~1.21 之间,现 在介于 0.52~0.72 之间。

5 结论

1)当插入比大于 0.4 时,支护结构最大侧移 的位置开始从支护结构底部向上移动;当插入比 大于 0.6 时,继续增大插入比对支护结构最大侧移 控制效果不显著;插入比大于 1.0 时,增大插入比 对支护结构底部侧移控制作用不显著。

2)建立了苏州地区地铁基坑隆起失效时破坏 面深度与插入比相关的计算公式。修正了苏州地 区抗隆起稳定性圆弧滑动法的滑动半径。

3)改进后的基坑抗隆起稳定性圆弧滑动法得到 的插入比与地基承载力法得到的插入比吻合良好,且 符合数值分析得到的能有效控制变形的插入比范围。 相较于传统圆弧法得到的插入比降低了41%。

参考文献:

- [1] 城市轨道交通 2022 年度统计和分析报告[J]. 城市轨 道交通,2023,86(4):13-15. DOI:10.14052/j. cnki. china. metros. 2023. 04. 002.
- [2] CHANG M F. Basal Stability Analysis of Braced Cuts in Clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, 126(3):276-279.
- [3] 秦会来,黄茂松,马少坤. 黏土基坑抗隆起稳定分析的 多块体上限解[J]. 岩石力学与工程学报,2010,29 (1):73-81.
- [4] GOH A T C. Assessment of Basal Stability for Braced Excavation Systems Using the Finite Element Method [J]. Computers and Geotechnics, 1990, 10(4):325-338.
- [5] FAHEEM H, CAI F, UGAI K. Three-dimensional Base Sta-

bility of Rectangular Excavations in Soft Soils Using FEM [J]. Computers and Geotechnics,2004,31(2):67-74.

- [6] DO T N, OU C Y, LIM A. Evaluation of Factors of Safety Against Basal Heave for Deep Excavations in Soft Clay Using the Finite-Element Method[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, 139(12): 2125-2135.
- [7] TERZAGHI K. Theoretical Soil Mechanics [M]. New York: John Wiley and Sons, 1943.
- [8] BJERRUM L, EIDE O. Stability of Strutted Excavations in Clay[J]. Géotechnique, 1956, 6:32-47.
- [9] 王成华, 鹿 群, 孙 鹏. 基坑抗隆起稳定分析的临界宽 度法[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(3): 295-300.
- [10] 郑 刚,程雪松.考虑弧长和法向应力修正的基坑抗隆 起稳定计算方法[J]. 岩土工程学报,2012,34(5): 781-789.
- [11] 王洪新. 基坑的尺寸效应及考虑开挖宽度的抗隆起 稳定安全系数计算方法[J]. 岩土力学, 2016, 37 (S2):433-441.
- [12] 王洪新, 沈旭凯. 考虑支撑作用的基坑抗隆起稳定安 全系数计算方法 [J]. 岩土力学, 2020, 41 (5): 1680-1689.
- [13] 应宏伟,王小刚,张金红.考虑基坑宽度影响的基坑抗 隆起稳定分析[J].工程力学,2018,35(5):118-124.
- [14] 程雪松,甄洁,郑刚,等.软土地区基坑坑底隆起稳 定破坏滑动半径研究[J].建筑科学与工程学报, 2021,38(6):90-97.
- [15] 宋二祥,付浩,李贤杰.基坑坑底抗隆起稳定安全系数计算方法改进研究[J].土木工程学报,2021,54
 (3):109-118.
- [16] 宋二祥,李贤杰,付浩. 深开挖及高填筑陡坡下地基 承载力验算方法[J]. 工业建筑,2020,50(10):87-93.
- [17] TAN Y, FAN D, LU Y. Statistical Analyses on a Database of Deep Excavations in Shanghai Soft Clays in China from 1995—2018[J]. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2022, 27(1):04021067.
- [18] UKRITCHON B, YOANG S, KEAWSAWASVONG S. Undrained Stability of Unsupported Rectangular Excavations in Non-homogeneous Clays [J]. Computers and Geotechnics, 2020, 117:103281.
- [19] HASHASH Y M, WHITTLE A J. Ground Movement Prediction for Deep Excavations in Soft Clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1996, 122(6): 474-486.
- [20] 黄茂松,杜佐龙,宋春霞.支护结构人土深度对黏土 基坑抗隆起稳定的影响分析[J]. 岩土工程学报, 2011,33(7):1097-1103.
- [21] DG/TJ 08-61—2018,基坑工程技术标准[S].上海: 同济大学出版社,2018.
- [22] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ 120—2012 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出 版社,2012.

(责任编辑 王利君)