

DOI: 10.11779/CJGE20240330

软土基坑抗隆起稳定性的改进圆弧滑动法

黄茂松^{1,2}, 付臣志^{1,2}, 时振昊^{1,2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 大量软土基坑工程实践表明, 当挡土构件插入比较小或较大时, 采用现行规范圆弧滑动模式验算方法计算的基坑抗隆起稳定安全系数存在明显偏大的问题。基于极限分析有限元对现行规范方法存在的问题进行了深入剖析, 揭示了抗隆起稳定安全系数、圆弧滑动半径、挡土构件提供的抗滑力矩随挡土构件插入比增加的变化机理, 提出了挡土构件插入比上、下限值的计算公式及改进的圆弧滑动模式验算方法。通过工程实例对比分析检验了改进方法的合理性。改进方法解决了现行规范方法存在的问题, 可为深基坑支护结构设计及现行规范方法的修订提供有益的参考。

关键词: 基坑; 抗隆起稳定性; 圆弧滑动法; 极限分析有限元; 安全系数

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2025)08-1561-11

作者简介: 黄茂松(1965—), 男, 浙江玉环人, 博士, 教授, 博士生导师, 从事岩土工程方面的教学与科研工作。E-mail: mshuang@tongji.edu.cn。

Improved circular arc sliding method for basal heave stability of excavations in soft soils

HUANG Maosong^{1,2}, FU Chenzhi^{1,2}, SHI Zhenhao^{1,2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and

Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China.)

Abstract: A large number of braced excavations in soft soils have shown that the safety factor of basal heave stability by using the circular arc sliding method suggested by the current codes in China is too large when the insertion ratio is small or large. Based on the finite element limit analysis, the existing problems in the current codes are deeply investigated. The variation mechanism of the safety factor of basal heave stability, the circular arc sliding radius and the anti-sliding moment of the retaining structures is clarified with the increase of the insertion ratio of the retaining structures. The formulas for calculating the upper and lower limits of the insertion ratio of the retaining structures are further established, and an improved circular arc sliding method for basal heave stability is proposed. The rationality of the improved method is verified through a comparative analysis of engineering cases. The improved method has addressed the existing problems in the current codes. It may provide a beneficial reference for the design of retaining structures in deep-braced excavations and the revision of the current codes.

Key words: excavation; basal heave stability; circular arc sliding method; finite element limit analysis; safety factor

0 引言

基坑抗隆起稳定验算是基坑支护结构设计的关键内容之一, 准确评价基坑的抗隆起稳定性对保障基坑的正常施工及周围设施的安全运行尤为重要。目前, 基坑抗隆起稳定性分析方法主要有极限平衡法^[1]、强度折减有限元法^[2-3]、极限分析法^[4]及极限分析有限元法^[5]等。现行国家标准及地区规范^[6-7]中均采用同时考虑土体 $c-\varphi$ 强度的极限平衡法验算基坑抗隆起稳定性。

极限平衡法主要分为地基承载力模式和圆弧滑动

模式两种。Terzaghi^[8]、Bjerrum 等^[9]、Eide 等^[10]提出了基于地基承载力模式的验算方法, 该方法不考虑挡土构件的破坏。汪炳鉴等^[11]于 1983 年在国内首先提出了基于圆弧滑动模式的验算方法。后来, 大量学者对地基承载力模式和圆弧滑动模式验算方法做了一定的改进^[12-16], 但尚未考虑挡土构件插入比及挡土构件抗弯能力对基坑隆起破坏模式的影响。Ukrichon 等^[17]基于极限分析有限元分析发现, 当挡土构件的极限弯矩逐渐增大时, 基坑隆起破坏由圆弧滑动模式向地基

基金项目: 国家自然科学基金重点项目 (51738010) This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (Grant No. 51738010).

收稿日期(Received): 2024-04-19 修回日期(Revised): 2025-02-28 接受日期(Accepted): 2025-03-13 网络出版日期(Online): 2025-03-14

承载力模式转变。实际工程中，挡土构件的极限弯矩不会太大。宋二祥等^[18]对常见基坑工况进行精细化数值模拟发现，只有当挡土构件插入比很小时，坑底隆起破坏才接近地基承载力模式，其他情况更接近由挡土构件弯曲破坏导致的圆弧滑动模式。

黄茂松等^[19]曾对软土基坑圆弧滑动模式验算方法作了深入的分析和探讨。当挡土构件插入比较小时，上海规范圆弧滑动模式验算方法^[7]反映的安全系数随挡土构件插入比变化的规律是不合理的。郑刚等^[20]基于不连续布局优化法（DLO）发现，当挡土构件插入比较小时，滑动面并不通过挡土构件底部，并给出了纯黏土地基的圆弧滑动半径计算公式^[21]。宋二祥等^[18]进一步发现当挡土构件嵌固深度较大时，圆弧滑动面不再经过挡土构件底部，而是经过中下部，并给出了基于加权平均参数的临界嵌固深度计算公式，建议根据不同嵌固深度采用不同验算模式计算坑底抗隆起稳定安全系数。

以上研究主要从圆弧滑动半径这一角度对现行规范所建议的圆弧滑动模式验算方法有所改进，但还没有系统地解决现行规范圆弧滑动法存在的问题。事实上，随着挡土构件插入比的增加，基坑抗隆起稳定安全系数与圆弧滑动半径、挡土构件提供的抗滑力矩有着紧密的联系。

鉴于此，本文基于极限分析有限元对软土基坑不同挡土构件插入比下的隆起破坏机理进行深入分析，据此提出挡土构件插入比上、下限值计算公式，用以界定圆弧滑动半径及挡土构件提供的抗滑力矩随挡土构件插入比的变化，进而系统地对现行规范圆弧滑动模式验算方法进行改进。所提出的挡土构件插入比上、下限值计算公式可考虑分层土情况，通过工程实例对比分析对改进方法的合理性进行了验证。

1 现行规范圆弧滑动法存在的问题

1.1 基于圆弧滑动模式的验算方法

汪炳鉴等^[11]提出的圆弧滑动模式验算方法（以下简称汪-夏方法）如图 1 (a) 所示。该方法假定圆弧段的圆心 O 位于挡土构件与坑底的交点，圆弧滑动面刚好通过挡土构件底部。在计算抗滑力矩时，要求计入 JK 段、 KC 段、 CE 段、 EG 段等所有滑动段上的抗剪强度的贡献，并考虑挡土构件的抗弯能力。

虽然考虑最下道支撑以上土体强度能够形成连贯破坏面，更符合圆弧破坏机构模式；但是 JK 段土压力与支撑力会使受力分析变得更加复杂，目前理论尚不完善。因此，国内现行规范方法^[6-7]均忽略滑动面 JK 段上土体抗剪强度产生的抗滑力矩。笔者通过大量

精细化数值模拟和理论计算发现，上海规范方法较为准确地反映了所假定破坏模式的安全系数，因此本文将主要讨论上海规范方法，指出其存在的问题，并提出相应的改进措施。

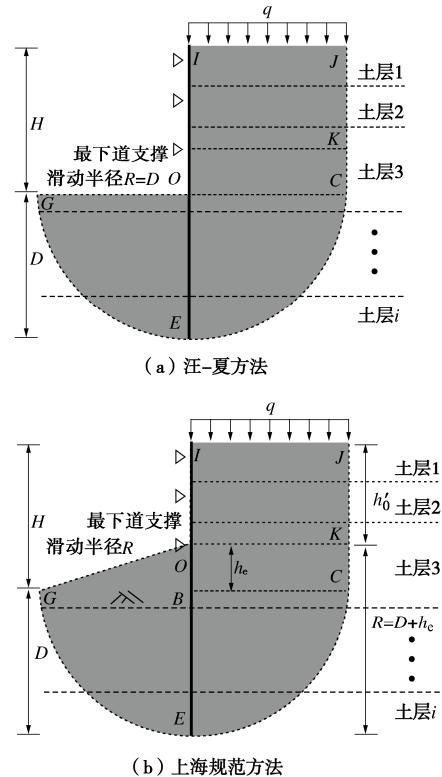


图 1 基坑抗隆起稳定性验算简图

Fig. 1 Diagram for calculating basal heave stability of excavations

上海规范方法^[7]计算简图如图 1 (b) 所示。 H 为基坑开挖深度， h_e 为最下道支撑到基坑底部的距离， h_0' 为最下道支撑到地表的距离， q 为地表超载， R 为圆弧滑动半径。不论挡土构件的插入深度如何，该方法均假定圆弧滑动半径始终通过挡土构件底部。安全系数定义为抗滑力矩与滑动力矩的比值，而不对土体的强度参数进行折减。滑动面上土层 i 的抗剪强度为

$$\tau_i = [q_f + \gamma_i (R \sin \alpha - H_{Ai} + h_0')] \cdot (\sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha K_{ai}) \tan \varphi_i + c_i \quad (1)$$

式中： γ_i 为土层 i 的重度； c_i 为土层 i 的黏聚力； φ_i 为土层 i 的内摩擦角； K_{ai} 为土层 i 的主动土压力系数； α 为土层 i 滑动面上任意一点对应的角度； q_f 为土层 i 顶面的上覆压力； H_{Ai} 为土层 i 顶面的埋深。

根据滑动面上土体的抗剪强度、滑动半径、滑动范围内土体自重及地面超载可得安全系数表达式如下：

$$K_L = \frac{\sum M_{RLi} + \sum M_{RL2i} + M_p}{M_{SL1} + \sum M_{SL2i} + \sum M_{SL3i}} \quad (2)$$

式中： $\sum M_{RLi}$ 为滑动面 KCE 上土体抗剪强度产生的抗滑力矩； $\sum M_{RL2i}$ 为滑动面 EG 上土体抗剪强度产

生的抗滑力矩; M_{SL1} 为地面超载产生的滑动力矩; $\sum M_{SL2i}$ 为区域 $IJKO$ 土体自重产生的滑动力矩; $\sum M_{SL3i}$ 为区域 $OKCB$ 土体自重产生的滑动力矩; M_p 为挡土构件的极限塑性弯矩。

1.2 现行规范圆弧滑动法对比分析

为了深入剖析现行规范圆弧滑动法存在的问题, 笔者采用上海规范方法分别对一均质土和分层土基坑进行计算, 同时采用极限分析有限元商业化软件 Optum G2 进行精细化数值模拟, 对比分析不同挡土构件插入比下安全系数计算结果的异同点。均质土算例计算参数见表 1, 挡土构件的极限塑性弯矩取 1000 kN·m/m。分层土算例计算参数见表 2, 基坑支护结构剖面见图 2, 挡土构件的极限塑性弯矩取 800 kN·m/m。

表 1 均质土计算参数

Table 1 Parameters for homogeneous soil

重度 γ (kN·m ⁻³)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/(^{\circ})$	q/kPa	H/m	h_e/m
18	14.56	21.59	0	10	2

表 2 分层土计算参数

Table 2 Parameters for layered soil

土层 编号	土层厚度/ m	重度 γ / (kN·m ⁻³)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/(^{\circ})$
1	1.55	18.0	5	10.0
2	1.70	18.6	19	17.5
3	1.00	17.5	14	15.5
4	3.30	18.5	7	28.5
5	1.60	17.5	14	15.5
6	9.50	16.8	11	11.5
7	8.60	17.4	14	13.5

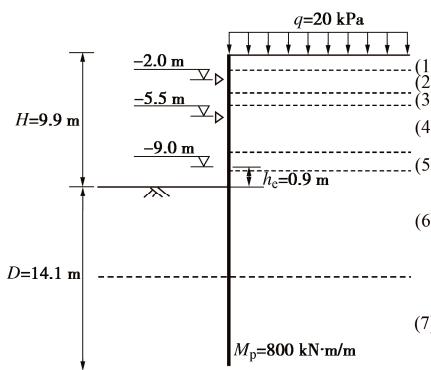


图 2 分层土基坑支护结构剖面图

Fig. 2 Section of retaining structures for layered soil

为了更好地与数值方法进行对比, 这里采用与极限分析有限元相同的强度折减技术定义安全系数, 当抗滑力矩与滑动力矩满足

$$\frac{\sum M_{RLi} + \sum M_{RL2i} + M_p}{M_{SL1} + \sum M_{SL2i} + \sum M_{SL3i}} = 1 \quad (3)$$

时, 对应的强度折减系数 F_s 即为安全系数。除特别说

明外, 后续分析均采用强度折减定义。

此时, 滑动面上土层 i 的黏聚力和内摩擦角分别为

$$\left. \begin{aligned} c_{ri} &= c_i / F_s, \\ \varphi_{ri} &= \arctan[\tan(\varphi_i) / F_s] \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

滑动面上土层 i 对应的抗剪强度应为

$$\begin{aligned} \tau_i &= (q_f + \gamma_i(R \sin \alpha - H_{Ai} + h'_0)) \cdot \\ &(\sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha K_{ai}) \tan \varphi_{ri} + c_{ri} \end{aligned} \quad (5)$$

均质土、分层土算例的安全系数计算结果如图 3 所示。由图 3 可以看出, 当挡土构件插入比 D/H 很小时, 采用极限分析有限元计算的安全系数随 D/H 增大而近似线性增加。随着 D/H 继续增大, 安全系数变化较小。然后, 安全系数又随 D/H 增大而逐渐增加, 最后趋于稳定。与极限分析有限元结果相比, 采用上海规范方法计算的安全系数在 D/H 较小或较大时会明显偏大, 且当 D/H 较小时, 安全系数会出现随 D/H 增大而减小的不合理现象。

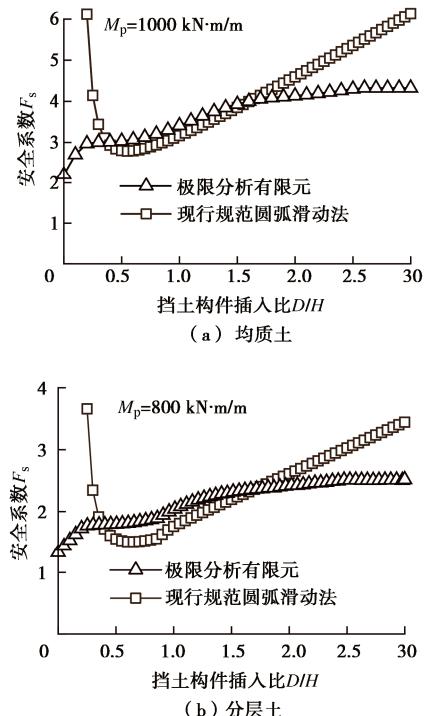


图 3 安全系数计算结果

Fig. 3 Calculated results of safety factor

为了明晰圆弧滑动法存在的问题, 进一步给出了均质土算例不同 D/H 下基坑隆起破坏模式、挡土构件弯矩的计算结果。分层土算例的计算结果类似, 限于篇幅, 不再给出。

由图 4, 5 可知, 基坑隆起破坏可分为以下 3 种模式:

(1) 当 $D/H < 0.7$ 时, 土体滑动范围明显大于上海规范方法假定的滑动范围。进一步地, 当 $0.2 < D/H <$

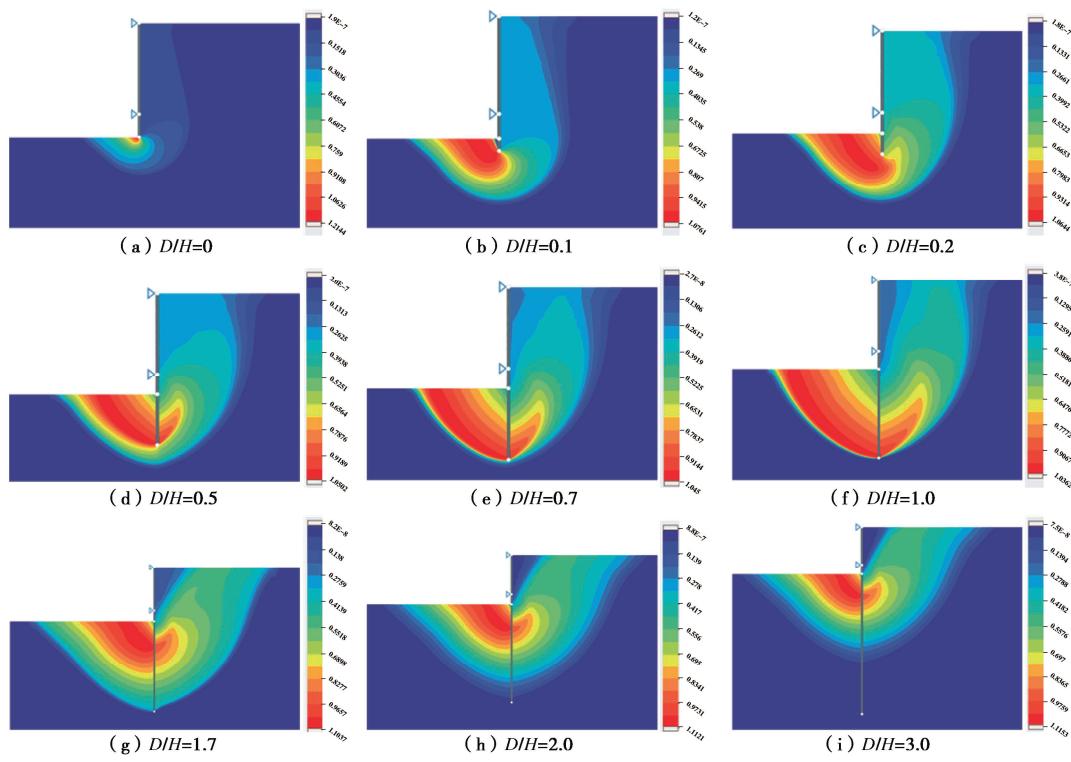


图 4 基坑隆起破坏模式

Fig. 4 Failure modes of basal heave

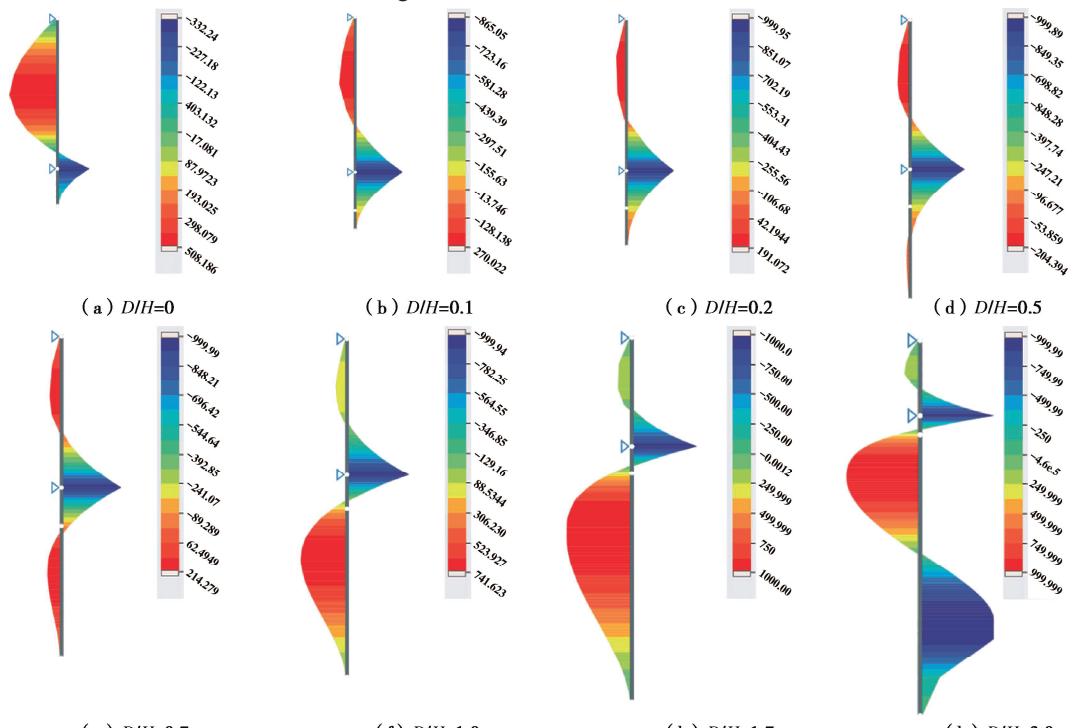


图 5 挡土构件弯矩

Fig. 5 Moments of retaining structures

0.7 时, 圆弧滑动范围变化很小, 挡土构件 O 点的弯矩等于极限塑性弯矩; 当 $D/H < 0.2$ 时, 圆弧滑动范围和挡土构件 O 点的弯矩均逐渐减小, 且最小值不为零。这表明现行规范方法假定圆弧滑动面始终经过挡土构件底部、挡土构件提供的抗滑力矩始终等于极限塑性弯矩是不合理的。由此可见, 当 D/H 较小时, 现行规

范方法存在两方面的缺陷: 一方面, 圆弧滑动半径取值偏小; 另一方面, 高估了挡土构件提供的抗滑力矩。

(2) 当 $0.7 \leq D/H \leq 1.7$ 时, 圆弧滑动范围与现行规范方法假定的滑动范围相同, 旋转点处弯矩值始终为挡土构件的极限塑性弯矩值 M_p 。在该 D/H 范围内, 现行规范方法不仅较为准确地反映了基坑隆起破坏模

式, 而且还较为准确地预测了基坑抗隆起稳定安全系数。

(3) 当 $D/H > 1.7$ 时, 圆弧滑动范围明显小于现行规范方法假定的滑动范围, 且该滑动范围随 D/H 增加基本不变。旋转点处弯矩值始终为挡土构件的极限塑性弯矩值 M_p 。这表明当挡土构件插入比增大到一定程度时, 挡土构件对土体的约束作用达到极限, 抗隆起稳定作用达到最佳, 再增加挡土构件插入比已不起作用。同时, 这再次揭示了国内有关技术标准假定圆弧滑动面始终经过挡土构件底部的假设不成立, 圆弧滑动半径取值偏大。

综上所述, 圆弧滑动半径及挡土构件提供的抗滑力矩是随挡土构件插入比变化而改变的, 正因如此, 安全系数才会呈现出图 3 所示的变化趋势。至此, 现行规范圆弧滑动法存在的缺陷已经明晰, 下面将针对这些缺陷提出改进措施, 弥补现有理论计算方法的不足, 以使其更好地服务于工程实际。

2 基于圆弧滑动模式验算方法的改进

2.1 挡土构件的临界插入比

鉴于前述分析, 不妨认为挡土构件插入比 D/H 存在两个临界值: ①上限值是最大圆弧滑动半径及安全系数对应的 D/H 值, 也即现行规范方法适用范围的上限; ②下限值是圆弧滑动面即将超过挡土构件底部时对应的 D/H 值, 也即现行规范方法适用范围的下限。当 D/H 取上限值或下限值时, 圆弧滑动面刚好通过挡土构件底部。挡土构件的受力分析模型如图 6 所示。基坑底面以下挡土构件两侧的土压力非常复杂, 难以准确确定。为了与现行规范圆弧滑动法保持一致, 挡土构件两侧的土压力均取主动土压力来分析。基坑底面以下坑内、外侧土体对挡土构件的水平土压力相互抵消, 因此挡土构件受到坑外侧由坑底以上土体自重及地面超载 q 引起的主动土压力 p_a 和挡土构件底部界面上的水平力 F 作用。

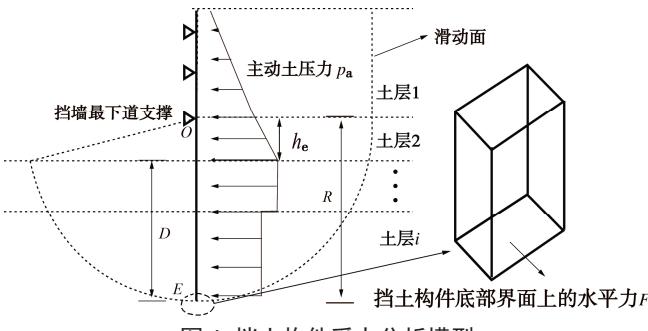


图 6 挡土构件受力分析模型

Fig. 6 Analysis model for force of retaining structures

挡土构件底部界面上的水平力 F 对挡土构件 O 点产生的力矩为

$$M_F = t(D + h_e) \left[\frac{c_b}{F_s} + \tan\left(\frac{\phi_b}{F_s}\right) \int_H^{H+D} \gamma_i dz \right] \quad (6)$$

式中: t 为挡土构件的厚度; c_b 为挡土构件底部所在土层的黏聚力; ϕ_b 为挡土构件底部所在土层的内摩擦角; F_s 为 D/H 所取值对应的安全系数。

基坑外侧主动土压力对挡土构件 O 点产生的力矩为

$$M_{p_a} = \int_{H-h_e}^{H+D} (z - H + h_e) \left[K_{a,z} \int_0^z \gamma_i dz \right] dz \quad (7)$$

式中: $K_{a,z}$ 为深度 z 处土体的主动土压力系数, $K_{a,z} = \tan^2(\pi/4 - \phi_z/F_s/2)$; ϕ_z 为深度 z 处土体的内摩擦角。

D/H 上、下限值与挡土构件的极限塑性弯矩 M_p 、土的强度指标 (c , ϕ)、基坑开挖深度 H 、土的重度 γ 、地面荷载 q 、最下道支撑到坑底的距离 h_e 等因素有关。由于准确确定 D/H 上、下限值与这些影响因素的关系比较困难, 本文基于极限分析有限元结果给出 D/H 取上、下限值时 M_p , M_F , M_{p_a} 三者所满足的近似关系。为此, 对 3 个均质土算例和 3 个分层土算例进行大量的有限元计算和理论分析。其中, 均质土算例的计算参数见表 3, 分层土算例的计算参数分别见表 2, 4, 5。实际工程中, 挡土构件的厚度变化不大, 且通过大量计算分析发现, 挡土构件厚度变化对安全系数的影响不大, 在对表 6 中的算例进行分析时, 取挡土构件厚度 $t=1.0$ m 来计算。经过大量的计算和分析发现, 对于不同的算例, 当理论计算的 D/H 上、下限值与极限分析有限元结果接近时, $\sqrt{M_p^2/(M_F M_{p_a})}$ 的计算结果总在一定的范围内。因此本文采用 $\sqrt{M_p^2/(M_F M_{p_a})}$ 来表征 M_p , M_F , M_{p_a} 三者的近似关系。所有计算结果列于表 6。

表 3 均质土算例计算参数

Table 3 Parameters for homogeneous soil

案例编号	重度 γ / (kN·m ⁻³)	黏聚力 c / kPa	内摩擦角 ϕ / (°)
均质土算例 1	18	14.56	21.59
均质土算例 2	18	30	35
均质土算例 3	18	5	5

表 4 分层土算例 2 计算参数

Table 4 Parameters for layered soil of example 2

土层编号	土层厚度 / m	重度 γ / (kN·m ⁻³)	黏聚力 c / kPa	内摩擦角 ϕ / (°)
1	2.160	18.50	20	20.0
2	1.850	19.10	26	17.0
3	1.600	19.30	5	31.5
4	6.000	17.50	14	14.0
5	7.000	16.90	14	10.5
6	9.500	17.70	16	14.5
7	7.000	17.70	18	13.5
8	9.500	19.30	5	30.5
9	2.900	18.60	26	14.5
10	13.850	19.20	4	31.5
11	10.750	19.60	2	33.5

表 5 分层土算例 3 计算参数

Table 5 Parameters for layered soil of example 3

土层编号	土层厚度/m	重度 $\gamma/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/(\text{°})$
1	0.97	18.0	10	8.0
2	0.70	18.8	15	23.5
3	7.80	18.5	2	29.0
4	4.50	18.1	9	18.0
5	2.00	18.5	2	18.0
6	5.50	16.8	16	13.0
7	8.50	17.2	18	13.5
8	3.80	17.6	21	14.0
9	5.20	18.3	9	27.0
10	5.50	18.0	19	19.0
11	3.50	18.3	2	31.0
12	6.00	18.3	2	31.0
13	4.50	18.5	2	32.5

由表 6 可知: 当 D/H 取下限值, $\sqrt{M_p^2/(M_F M_{p_a})}$ 的平均值为 1.003; 当 D/H 取上限值, $\sqrt{M_p^2/(M_F M_{p_a})}$ 的平均值为 0.162。图 7 进一步给出了 $\sqrt{M_p^2/(M_F M_{p_a})}$ 的平均值与表 6 中对应的真实值之间的相对误差计算结果。由图 7 可知: 当 D/H 取下限值时, 82% 的算例相对误差在 20% 以内; 当 D/H 取上限值, 68% 的算例相对误差在 20% 以内。这表明用 $\sqrt{M_p^2/(M_F M_{p_a})}$ 来表

征 D/H 取临界值时 M_p , M_F , M_{p_a} 三者的近似关系具有一定的可靠性。因此可认为, 当 D/H 取下限值时, M_p , M_F , M_{p_a} 近似存在如下关系:

$$\sqrt{M_p^2/(M_F M_{p_a})} = 1.003 \quad (8)$$

当 D/H 取上限值时, M_p , M_F , M_{p_a} 近似存在如下关系:

$$\sqrt{M_p^2/(M_F M_{p_a})} = 0.162 \quad (9)$$

式(8), (9)有两个优点: ①形式简单, 迭代几次就能快速收敛; ②该方法既适用于均质土, 也适用于分层土, 不需要对土体参数进行加权平均。

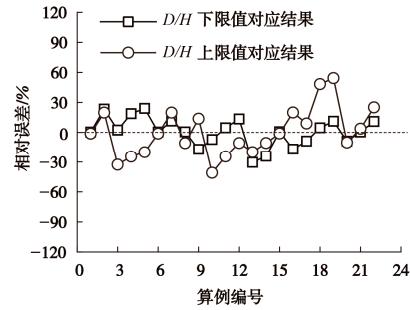


图 7 相对误差计算结果

Fig. 7 Calculated results of relative error

2.2 改进计算方法

在确定了挡土构件的临界插入比后, 需根据挡土

表 6 基于极限分析有限元的相关参数计算结果

Table 6 Calculated results of relevant parameters based on finite element limit analysis

案例类型	案例编号	H/m	h_e/m	q/kPa	$M_p/(kN\cdot m\cdot m^{-1})$	极限分析有限元		D/H 取下限值时			D/H 取上限值时		
						D/H 下限	D/H 上限	M_F	M_{p_a}	$\sqrt{M_p^2/(M_F M_{p_a})}$	M_F	M_{p_a}	$\sqrt{M_p^2/(M_F M_{p_a})}$
均质土算例 1	1	10	2	0	1000	0.700	1.700	176	5669	1.001	652	59864	0.160
	2	10	2	0	2000	0.800	2.300	243	10869	1.231	882	120220	0.194
	3	25.37	3.2	20	1000	0.118	0.631	174	5525	1.020	1150	73218	0.109
	4	25.37	3.2	20	1500	0.157	0.748	216	7430	1.184	1420	106070	0.122
	5	25.37	3.2	20	2000	0.195	0.827	266	9832	1.237	1671	142670	0.130
均质土算例 2	6	10	2	0	1000	0.600	1.800	176	5674	1.001	650	60094	0.160
	7	10	2	0	2000	0.900	2.300	263	12358	1.109	879	120740	0.194
	8	10	2	0	1000	0.600	1.800	175	5691	1.002	688	69635	0.144
	9	10	2	0	2000	1.000	2.400	328	17888	0.826	901	130700	0.184
均质土算例 3	10	26.09	3.2	20	1000	0.115	0.651	198	5909	0.925	1266	86059	0.096
	11	26.09	3.2	20	1500	0.153	0.728	250	8282	1.042	1419	105820	0.122
	12	26.09	3.2	20	2000	0.181	0.767	295	10592	1.131	1545	123750	0.145
	13	9.9	0.9	20	500	0.560	1.515	141	3690	0.693	499	29836	0.130
分层土算例 1	14	9.9	0.9	20	1000	0.800	1.900	217	8075	0.755	719	66517	0.145
	15	9.9	0.9	20	1500	0.849	2.249	231	9670	1.004	865	101310	0.160
	16	25.95	3.2	20	1200	0.154	0.424	262	8024	0.828	953	40013	0.194
分层土算例 2	17	25.95	3.2	20	1000	0.116	0.424	208	5823	0.909	930	34505	0.177
	18	25.95	3.2	20	1500	0.154	0.462	256	8084	1.043	955	40775	0.240
	19	25.95	3.2	20	2000	0.193	0.539	306	10630	1.109	1121	57087	0.250
分层土算例 3	20	20.08	3.0	20	1000	0.175	0.697	211	5734	0.909	905	52271	0.145
	21	20.08	3.0	20	1500	0.249	0.747	267	8412	1.001	1281	62221	0.168
	22	20.08	3.0	20	2000	0.275	0.847	306	10670	1.107	1314	74158	0.203

构件的实际插入比对圆弧滑动半径和挡土构件提供的抗滑力矩进行修正。极限分析有限元结果表明, 对于 D/H 小于下限值的情况, 大部分 D/H 取值范围内圆弧滑动半径基本不变, 只有当 D/H 非常小时, 圆弧滑动半径才相对减小。因此可假定: 当 D/H 小于下限值时, 圆弧滑动半径不再减小; 当 D/H 大于上限值时, 圆弧滑动半径不再增加。圆弧滑动半径与 D/H 的关系可表示为

$$R = \begin{cases} H \cdot (D/H)_{\text{lower}} + h_e & D/H < (D/H)_{\text{lower}} \\ D + h_e & (D/H)_{\text{lower}} \leq D/H \leq (D/H)_{\text{upper}} \\ H \cdot (D/H)_{\text{upper}} + h_e & D/H > (D/H)_{\text{upper}} \end{cases} \quad (10)$$

对于挡土构件提供的抗滑力矩, 结合极限分析有限元数值模拟结果可做如下假定: 当 D/H 小于下限值时, 挡土构件发挥的弯矩随 D/H 减小由极限塑性弯矩逐渐线性减小至零; 当 D/H 大于下限值时, 挡土构件发挥的弯矩等于极限塑性弯矩。因此挡土构件提供的抗滑力矩 M'_p 与 D/H 的关系可表示为

$$M'_p = \begin{cases} \frac{D/H}{(D/H)_{\text{lower}}} M_p & D/H \leq (D/H)_{\text{lower}} \\ M_p & D/H > (D/H)_{\text{lower}} \end{cases} \quad (11)$$

将修正的圆弧滑动半径 R 和挡土构件提供的抗滑力矩 M'_p 代入传统圆弧滑动法即可计算安全系数。后续计算分析对式 (10), (11) 的合理性进行了验证。

2.3 改进计算方法的验证

为了验证本文提出的挡土构件插入比上、下限值计算方法及改进圆弧滑动法的正确性, 仍然以前述均质土和分层土算例为例进行计算和分析, 圆弧滑动半径及安全系数随 D/H 的变化趋势分别如图 8, 9 所示。由图 8, 9 可知, 与现行规范圆弧滑动法相比, 本文改进方法计算的圆弧滑动半径及安全系数与极限分析有限元结果更加吻合。当 D/H 小于下限值时, 本文改进方法避免了安全系数随 D/H 增大而减小的不合理现象; 当 D/H 大于上限值时, 本文改进方法也可避免安全系数随 D/H 增大而增大的不合理现象。

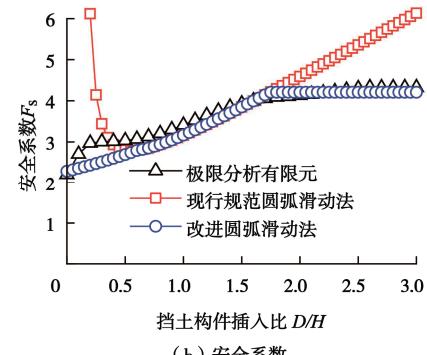
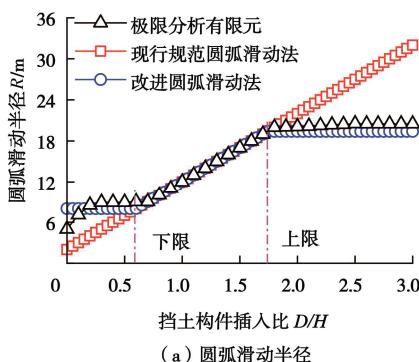


图 8 均质土算例圆弧滑动半径及安全系数计算结果

Fig. 8 Calculated results of circular arc sliding radius and safety factor for homogeneous soil

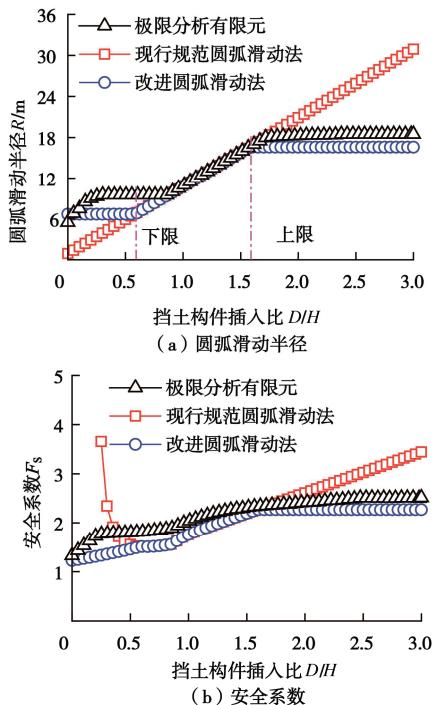


图 9 分层土算例圆弧滑动半径及安全系数计算结果

Fig. 9 Calculated results of circular arc sliding radius and safety factor for layered soil

值得指出的是, 当 D/H 小于下限值时, 虽然本文改进方法计算的圆弧滑动半径与极限分析有限元结果更接近, 但是安全系数计算结果偏于保守。产生这种现象的主要原因是: 目前理论尚不完善, 圆弧滑动法不能合理考虑最下道支撑以上的土体强度产生的抗滑力矩。总体而言, 本文改进方法比现行规范圆弧滑动法更优。

3 工程实例分析与讨论

为了进一步验证本文提出的改进圆弧滑动法的正确性, 本节对 3 个典型的上海软土基坑工程的抗隆起稳定性进行分析和讨论。为避免计算结果与常规计算结果的显著差异, 这里仍按常见规范规程的建议取土

的天然重度进行计算，旨在说明本文改进方法与极限分析有限元模拟结果吻合较好，可以应用于实际工程进行计算和分析。

3.1 工程实例计算

(1) 实例 1

实例 1 为上海市某项目基坑，基坑开挖深度为 31.6 m，基坑安全等级为一级。采用 1200 mm 厚地下连续墙作为围护结构，墙深为 59 m，嵌入深度为 27.4 m，墙顶标高为 +4.0 m。竖向采用 3 道混凝土支撑和 6 道钢支撑，最下道支撑到基坑底面的距离为 3.35 m。基坑典型支护结构剖面如图 10 所示。土体参数见表 7。挡土构件的极限塑性弯矩取 1200 kN·m/m。计算时考虑地面的超载 20 kPa。该基坑已安全开挖到坑底，未出现坑底隆起问题。

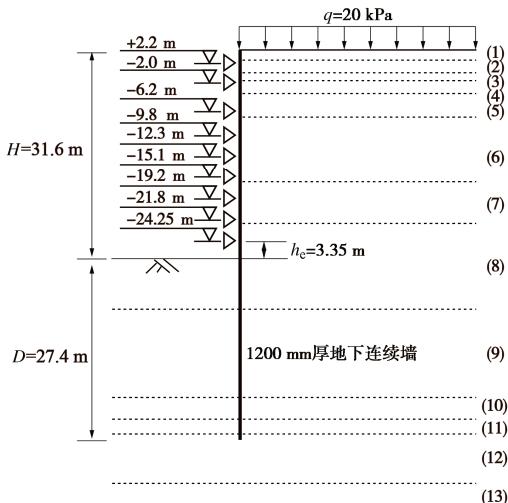


图 10 实例 1 基坑支护结构剖面图

Fig. 10 Section of retaining structures of case 1

表 7 实例 1 土体参数

Table 7 Soil parameters of case 1

土层编号	土层厚度/ m	重度 $\gamma/$ (kN·m ⁻³)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/(^{\circ})$
1	1.08	18.0	10	10.0
2	1.72	18.4	18	19.5
3	1.08	17.5	13	17.5
4	2.32	18.7	6	31.0
5	3.40	17.5	13	17.5
6	10.08	16.8	11	11.5
7	6.64	17.4	13	13.5
8	12.76	17.8	17	20.0
9	13.72	18.3	6	31.0
10	3.28	18.0	20	20.0
11	2.24	19.2	32	19.0
12	11.68	18.8	3	33.5
13	9.96	19.0	29	19.0

(2) 实例 2

实例 2 为上海市某项目基坑，基坑开挖深度为 15.15 m，基坑安全等级为一级。围护结构为 1000 mm 厚 32 m 深地下连续墙，嵌入深度为 16.85 m。采用一道 800×800 钢筋混凝土支撑和 3 道 $\Phi 609 \times 16$ 钢管支撑，最下道支撑到基坑底面的距离为 3.1 m，基坑典

型支护结构剖面如图 11 所示。土体参数见表 8。挡土构件的极限塑性弯矩取 1000 kN·m/m。该基坑已安全开挖到坑底，未出现坑底隆起问题。

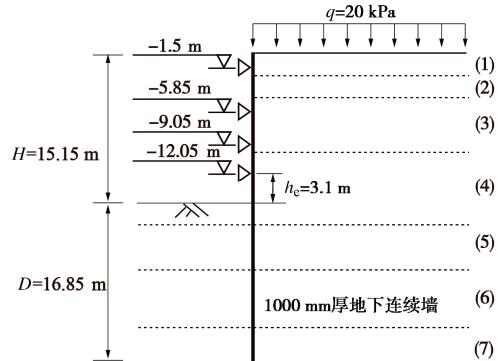


图 11 实例 2 基坑支护结构剖面图

Fig. 11 Section of retaining structures of case 2

表 8 实例 2 土体参数

Table 8 Soil parameters of case 2

土层编号	土层厚度/ m	重度 $\gamma/$ (kN·m ⁻³)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/(^{\circ})$
1	2.2	18.0	10	10.0
2	1.8	18.8	22	17.0
3	6.2	17.7	12	16.0
4	6.1	16.9	12	11.5
5	5.9	17.5	16	13.0
6	6.3	18.0	16	18.0
7	10.1	18.3	15	22.0

(3) 实例 3

实例 3 为上海市某项目基坑，基坑开挖深度为 14.7 m，基坑安全等级为一级。采用 1000 mm 厚地下连续墙作为围护结构，墙深为 32 m，嵌入深度为 17.3 m，墙顶标高为 +3.0 m。竖向采用首道 800×1500 混凝土支撑和下 3 道带轴力伺服系统的 $\Phi 609 \times 16$ 钢管支撑，最下道支撑到基坑底面的距离为 3.2 m，基坑典型支护结构剖面如图 12 所示。土体参数见表 9。挡土构件的极限塑性弯矩取 1000 kN·m/m。该基坑已安全开挖到坑底，未出现坑底隆起问题。

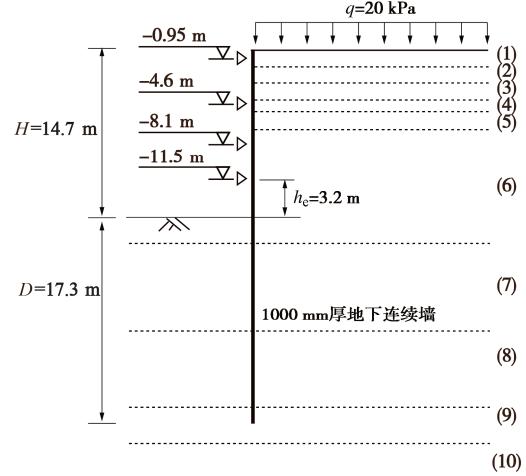


图 12 实例 3 基坑支护结构剖面图

Fig. 12 Section of retaining structures of case 3

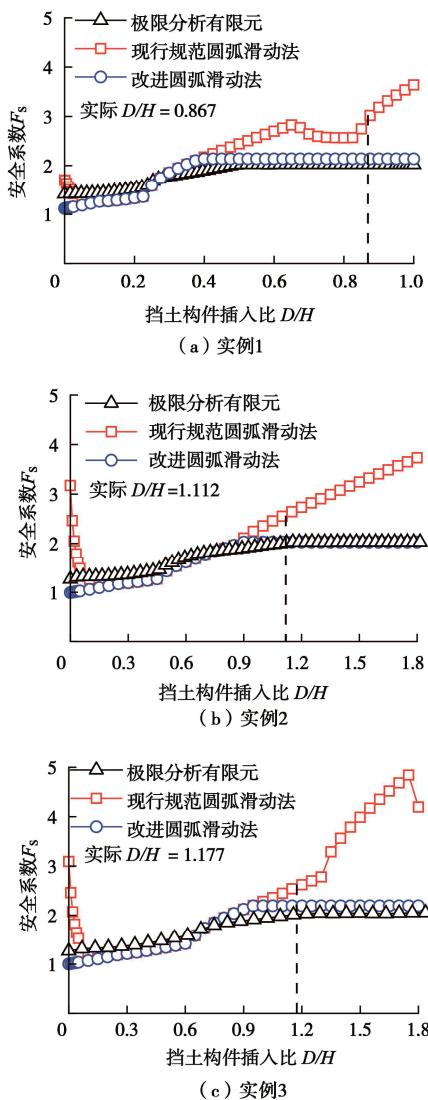
表9 实例3 土体参数

Table 9 Soil parameters of case 3

土层编号	土层厚度/m	重度 $\gamma/(kN\cdot m^{-3})$	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\phi/(^\circ)$
1	1.70	18.0	10.00	10.0
2	1.30	18.4	22.00	16.0
3	1.40	17.3	12.00	17.0
4	0.90	18.9	7.00	31.0
5	1.70	17.3	12.00	17.0
6	9.80	16.7	13.00	11.0
7	7.20	17.6	17.00	13.0
8	6.70	18.1	18.00	19.5
9	3.20	19.8	48.00	16.5
10	7.00	19.1	0.00	32.5

3.2 安全系数随 D/H 变化趋势分析

基于极限分析有限元法、现行规范圆弧滑动法及本文改进圆弧滑动法计算不同挡土构件插入比 D/H 下的基坑抗隆起稳定安全系数, 结果如图 13 所示。

图13 安全系数随 D/H 变化Fig. 13 Variation of safety factor with D/H

由图 13 可知, 采用本文改进圆弧滑动法计算的抗隆起稳定安全系数随 D/H 的变化规律与极限分析有限元结果非常吻合, 避免了现行规范圆弧滑动法出现的不合理现象, 较好地解决了现行规范圆弧滑动法存在的问题。当 D/H 小于等于下限值时, 采用本文改进圆弧滑动法计算的安全系数略偏于保守。

3.3 基于实际 D/H 计算结果的讨论与建议

表 10, 11 分别给出了 3 个工程实例在实际 D/H 条件下的圆弧滑动半径及安全系数计算结果。表 10, 11 中计算结果表明: 现行规范圆弧滑动法因未对圆弧滑动半径进行修正而明显高估安全系数, 本文改进圆弧滑动法可弥补这一缺陷, 相对误差可减小至 10% 左右。

表 10 圆弧滑动半径计算结果

Table 10 Calculated results of the circular arc sliding radius

工程实例编号	极限分析有限元/m	现行规范圆弧滑动法/m	相对误差差/%	改进圆弧滑动法/m	相对误差差/%	规范与改进方法相对误差差/%
1	13.750	30.75	+123.64	15.600	+13.45	+97.12
2	17.951	19.95	+11.14	16.459	-8.31	+21.21
3	17.510	20.50	+17.08	17.075	-2.48	+20.06

注: +表示偏大; -表示偏小, 下同。

表 11 基于强度折减定义的安全系数计算结果

Table 11 Calculated results of safety factor defined by strength reduction technique

工程实例编号	极限分析有限元	现行规范圆弧滑动法	相对误差差/%	改进圆弧滑动法	相对误差差/%	规范与改进方法相对误差差/%
1	2.022	2.954	+46.09	2.137	+5.69	+38.23
2	2.011	2.576	+28.10	2.020	+0.45	+27.52
3	2.027	2.584	+27.48	2.193	+8.19	+17.83

考虑到安全系数定义的不同, 这里采用极限平衡定义重新计算 3 个工程实例的安全系数, 结果见表 12。表中计算结果表明: 采用现行规范圆弧滑动法计算的安全系数较采用本文改进方法计算的结果明显偏大, 这与采用强度折减定义计算的结果类似。

表 12 基于极限平衡定义的安全系数计算结果

Table 12 Calculated results of safety factor defined by limit equilibrium method

工程实例编号	现行规范圆弧滑动法	改进圆弧滑动法	相对误差差/%
1	2.537	1.928	+31.59
2	2.369	1.884	+25.74
3	2.385	2.047	+16.51

4 结论

本文基于极限分析有限元对软土基坑抗隆起稳定

现行规范圆弧滑动法存在的问题进行了分析并提出了改进的圆弧滑动模式验算方法,通过工程实例对比分析检验了该方法的合理性,得到以下3点结论。

(1) 挡土构件插入比存在下限值和上限值。当挡土构件插入比小于下限值时,现行规范圆弧滑动半径取值偏小,挡土构件提供的抗滑力矩取值偏大;当挡土构件插入比大于上限值时,现行规范圆弧滑动半径取值偏大;当挡土构件插入比大于下限值小于上限值时,现行规范圆弧滑动法比较合理。

(2) 改进圆弧滑动法可以较为合理地考虑圆弧滑动半径和挡土构件提供的抗滑力矩,避免了安全系数在 D/H 较小或较大时的不合理现象,但在 D/H 较小时安全系数计算结果略偏于保守,值得进一步研究。

(3) 对于由抗隆起稳定起控制作用的基坑,当 D/H 上限值对应的安全系数仍不满足规范要求时,不宜按增大 D/H 的方式来增大安全系数,因为 D/H 超过上限值后,再增大 D/H ,安全系数不再增加。应采用设置工程桩,加固坑底土体等措施来提高安全系数达到规范要求。因此, D/H 上限值对基坑抗隆起稳定加固措施的选择具有重要意义。

利益冲突声明/Conflict of Interests: 所有作者声明不存在利益冲突。All authors disclose no relevant conflict of interest.

作者贡献/Authors' Contributions: 黄茂松提出研究方法,计算结果分析,修改论文;付臣志完成数值模拟和理论分析,撰写论文;时振昊参与论文修改。所有作者均阅读同意最终稿件的提交。HUANG Maosong proposed the research methodology, analyzed the results, and revised the paper. FU Chenzhi performed numerical simulations and theoretical analysis, and drafted the manuscript. SHI Zhenhao participated in paper revisions. All the authors have read the last version of paper and consented for submission.

参考文献:

- [1] SUN Y Y, ZHOU S H, LUO Z. Basal-heave analysis of pit-in-pit braced excavations in soft clays[J]. Computers and Geotechnics, 2017, **81**: 294-306.
- [2] GOH A T C, ZHANG W G, WONG K S. Deterministic and reliability analysis of basal heave stability for excavation in spatial variable soils[J]. Computers and Geotechnics, 2019, **108**: 152-160.
- [3] CHEN R P, LI Z C, CHEN Y M, et al. Failure investigation at a collapsed deep excavation in very sensitive organic soft clay[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2015, **29**(3): 04014078.
- [4] 唐 震, 黄茂松, 袁聚云. 基于可变组合机构的黏土基坑抗隆起稳定性上限分析[J]. 岩土工程学报, 2017, **39**(增刊2): 180-183. (TANG Zhen, HUANG Maosong, YUAN Juyun. Upper bound analysis of basal stability of excavations in clay based on variable combined mechanism[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, **39**(S2): 180-183. (in Chinese))
- [5] LAI V Q, KOUNLAVONG K, KEAWSAWASVONG S, et al. Undrained basal stability of braced circular excavations in anisotropic and non-homogeneous clays[J]. Transportation Geotechnics, 2023, **39**: 100945.
- [6] 建筑基坑工程技术规程: DB33/T 1096—2014[S]. 杭州: 浙江工商大学出版社, 2014. (Technical Regulations for the Production of Crabpaw Orchid Potted Flowers: DB33/T 1096—2014[S]. Hangzhou: Zhejiang Gongshang University Press, 2014. (in Chinese))
- [7] 基坑工程技术标准: DG/TJ 08-61—2018[S]. 上海: 同济大学出版社, 2018. (Technical Code for Excavation Engineering: DG/TJ 08-61—2018[S]. Shanghai: Tongji University Press, 2018. (in Chinese))
- [8] TERZAGHI K. Theoretical Soil Mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons, 1943.
- [9] BJERRUM L, EIDE O. Stability of struttied excavations in clay[J]. Géotechnique, 1956, **6**(1): 32-47.
- [10] EIDE O, AAS G, JOSANG T. Special application of cast-in-place walls for tunnels in soft clay in Oslo[C]// Fifth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Madrid, 1972.
- [11] 汪炳鉴, 夏明耀. 地下连续墙的墙体内外力及入土深度问题[J]. 岩土工程学报, 1983, **5**(3): 103-114. (WANG Bingjian, XIA Mingyao. Embedment depth and internal force of diaphragm wall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1983, **5**(3): 103-114. (in Chinese))
- [12] 童 磊, 刘兴旺, 袁 静, 等. 深厚软弱土基坑墙体抗隆起稳定性验算的探讨[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(增刊2): 707-711. (TONG Lei, LIU Xingwang, YUAN Jing, et al. Basal heave stability analysis for excavations in deep soft clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(S2): 707-711. (in Chinese))
- [13] 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. (ZHENG Gang, CHENG Xuesong. Basal stability analysis method considering arc length and normal stress correction[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(5): 781-789. (in Chinese))

- 781-789. (in Chinese))
- [14] 俞建霖, 龙 岩, 夏 霄, 等. 狹長型基坑工程坑底抗隆起稳定性分析[J]. 浙江大学学报(工学版), 2017, 51(11): 2165-2174. (YU Jianlin, LONG Yan, XIA Xiao, et al. Basal stability for narrow foundation pit[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2017, 51(11): 2165-2174. (in Chinese))
- [15] 蔡袁强, 王佳琦, 孙宏磊. 土体强度各向异性基坑的抗隆起稳定性分析[J]. 岩土力学, 2012, 33(4): 1117-1122. (CAI Yuanqiang, WANG Jiaqi, SUN Honglei. Analysis of stability against upheaval for foundation pit with anisotropic soil strength[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(4): 1117-1122. (in Chinese))
- [16] 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. (YING Hongwei, WANG Xiaogang, ZHANG Jinhong. Analysis on heave-resistant stability considering the effect of excavation width[J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(5): 118-124. (in Chinese))
- [17] UKRITCHON B, WHITTLE A J, SLOAN S W. Undrained stability of braced excavations in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2003, 129(8): 738-755.
- [18] 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. (SONG Erxiang, FU Hao, LI Xianjie. Improvement of calculation method for safety factor of basal heave stability of deep excavation[J]. China Civil Engineering Journal, 2021, 54(3): 109-118. (in Chinese))
- [19] 黄茂松, 秦会来. 基坑抗隆起稳定分析的现状与进展[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(增刊 1): 182-186. (HUANG Maosong, QIN Huilai. Basal stability analysis methods for braced foundation pit[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(S1): 182-186. (in Chinese))
- [20] 郑 刚, 俞丹瑶, 程雪松, 等. 考虑土体强度不均匀性时宽窄基坑坑底隆起稳定研究[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(增刊 1): 1-4. (ZHENG Gang, YU Danyao, CHENG Xuesong, et al. Basal heave stability of wide and narrow excavations considering non-homogeneous features of soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(S1): 1-4. (in Chinese))
- [21] ZHENG G, ZHEN J, CHENG X S, et al. Basal heave stability analysis of excavations considering the soil strength increasing with depth[J]. Computers and Geotechnics, 2024, 166: 106026.