

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2025.08.018

软土地区考虑坑内土体强度的狭窄基坑 抗隆起稳定性研究

李庭平¹, 谢晓蕾², 李明广²

(1. 上海市城市建设设计研究总院(集团)有限公司, 上海 200125; 2. 上海交通大学 土木工程系, 上海 200240)

摘要: 文章以深厚软土地区狭窄基坑施工为背景, 针对目前应用 Prandtl 计算式验算抗隆起稳定系数无法考虑基底以上土体强度以及无法体现基坑宽度影响的问题, 依据极限平衡思想, 推导出修正的抗隆起稳定系数计算方法。该方法依据狭窄基坑尺寸和地层土性划分具有不同破坏滑裂面的基坑类型, 继而推导得到考虑坑内土体抗剪强度的抗隆起稳定系数计算式; 然后使用强度折减法对抗隆起稳定性的影响因素进行对比分析, 明确滑裂面假设的合理性和计算方法的实用性。结果表明, 该方法能较好地反映基坑宽度变窄对抗隆起稳定性的有利影响, 能为基坑优化设计提供一定指导, 但也有待于进一步实践验证。

关键词: 狭窄基坑; 抗隆起稳定性; 宽度影响; Prandtl 公式; 强度折减法

中图分类号: TU46 **文献标志码:** A **文章编号:** 1003-5060(2025)08-1125-07

Study on anti-uplift stability of narrow foundation pit considering soil plug strength in soft soil area

LI Tingping¹, XIE Xiaolei², LI Mingguang²

(1. Shanghai Urban Construction Design and Research Institute(Group) Co., Ltd., Shanghai 200125, China; 2. Department of Civil Engineering, Shanghai Jiao Tong University, Shanghai 200240, China)

Abstract: Taking the narrow foundation pit construction in deep soft soil area as the background, in view of the fact that the strength of soil above the wall bottom and the influence of structural width cannot be considered in the current application of Prandtl calculation formula for checking the anti-uplift stability coefficient, a modified calculation method of anti-uplift stability coefficient is derived according to the idea of limit equilibrium. This method divides the types of narrow foundation pit with different failure slip surfaces according to the size of narrow foundation pit and the soil properties of formation, and then deduces the calculation formula of anti-uplift stability coefficient considering the shear strength of soil in the pit. Then the strength reduction method is used to compare and analyze the factors influencing anti-uplift stability with the method in this paper, and the rationality of the slip surface assumption and the practicability of the calculation method in this paper are clarified. The results show that this method can better reflect the beneficial effect of the narrowed width of the narrow foundation pit on the stability against uplift, and can provide guidance for the optimal design of the narrow foundation pit, which also needs further research and verification.

Key words: narrow foundation pit; anti-uplift stability; influence of width; Prandtl formula; strength reduction method

收稿日期: 2023-08-15; 修回日期: 2024-04-28

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(41977216)

作者简介: 李庭平(1981—), 男, 上海市人, 上海市城市建设设计研究总院(集团)有限公司高级工程师;

李明广(1987—), 男, 重庆市人, 博士, 上海交通大学副研究员, 博士生导师, 通信作者, E-mail: lmg20066028@sjtu.edu.cn.

0 引 言

在基坑工程中,对抗隆起稳定性进行分析可以保证基坑稳定,并能控制基坑的变形。研究抗隆起稳定性有 3 种方法^[1],即极限平衡法、极限分析法、基于强度折减的有限元法。极限平衡法是在预设的破坏面上进行验算,其预设破坏面和真实破坏面的关系无法确定,因此在理论上是不严格的,但是由于其公式参数的意义明确、形式简洁、工程积累丰富,在工程中应用广泛^[2]。极限分析法是基于 Prandtl 或 Terzaghi 机构的破坏模式,依据塑性极限分析的上限定理推导抗隆起稳定系数,相较极限平衡法更为严格^[3]。强度折减有限元法是通过不断折减土体强度,直至模型破坏求得折减系数即为安全系数^[4]。本文主要采用传统的极限平衡法和强度折减有限元法开展研究。

狭窄基坑是平面几何尺寸中宽度远小于长度的基坑,土体近似为平面应变受力状态。狭窄基坑对土体的刚度仅体现在水平方向,土体可以从坑底隆起挤出丧失竖向平衡而破坏,因此基于土体平面应变状态下推导的 Prandtl 计算式正适用于对其进行抗隆起稳定性验算。但依据 Prandtl 计算式的假定,抗隆起安全系数与滑移线的深度无关,因此无法反映狭窄基坑宽度效应对隆起安全的有利作用;此外,Prandtl 计算式中假定基准面上部土体为荷载,不存在任何强度,但坑内土体能对抵抗坑底土体隆起起到一定作用。

本文依据现有研究成果对 Prandtl 计算式进行改进,考虑坑内土体的强度,得到适合狭窄基坑的抗隆起稳定性的计算式,与采用强度折减法计算结果进行比较,结果表明该计算式能够很好反映狭窄基坑宽度变化对抗隆起稳定性的影响。

1 抗隆起稳定性计算方法

Prandtl 和 Terzaghi 对条形浅基础在半无限土体上应用极限平衡理论获得了相似的地基承载力的计算公式。最早的抗隆起稳定系数是由 Terzaghi^[5]提供的,文献^[6-7]将其破坏的基准面取在围护墙底,提出一个新的表达式,Prandtl 计算式具体为:

$$\frac{\gamma_2 h N_q + c N_c}{\gamma_1 H + q_k} \geq K_b \quad (1)$$

其中, N_q 和 N_c 为地基承载力系数。

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \quad (2)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi \quad (3)$$

其中: h 为坑内土体高度; H 为支护结构深度; γ_1 和 γ_2 分别为 h 和 H 范围内土体天然重度的加权平均值; c 和 φ 为围护墙底土体的黏聚力和内摩擦角; q_k 为坑外的地面超载; K_b 为抗隆起稳定系数,国家基坑规范^[8]和上海市标准^[9]针对一级、二级、三级基坑, K_b 分别取值为 1.8、1.6、1.4 和 2.5、2.0、1.7。

N_q 和 N_c 可以采用 Prandtl 或者 Terzaghi 地基承载力公式得到,后来工程实践中更多使用 Prandtl 计算式。Prandtl 计算式主要的假定为忽略结构下部滑动区的重力影响,不考虑结构上部土体的抗剪强度而仅将其作为柔性荷载施加在滑动区上。Prandtl 公式计算示意图如图 1 所示。

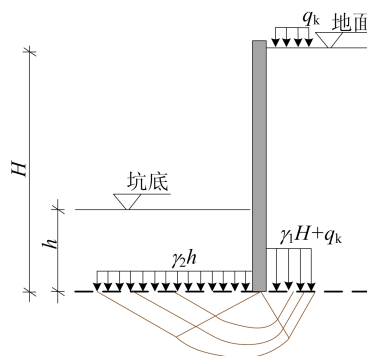


图 1 抗隆起稳定性计算简图

2 抗隆起稳定性计算方法的改进

2.1 Prandtl 计算式的改进

Prandtl 计算式的假定基准面以下的土体是无重的,滑移线同宽度无关,因此无法反映基坑宽度、形状尺寸等对稳定性的有利影响。此外,Prandtl 计算式中假定基准面上部土体仅作为荷载施加,强度为 0,但实际中坑内土体能提供一定的抗力。针对上述问题,多年来研究者们一直在探索。

文献^[10]考虑土层黏聚力、基准面以上超载和基础宽度 b 的影响,假设滑移线正好与支护底相接从而求出 b 值,在式(1)的分子中增加一项 $0.5 N_\gamma \gamma b$, N_γ 为 Meyehoff 地基承载力系数,反映基坑宽度和支护外土体的抗剪强度的影响,但其假设滑移线的方式是基于柔性支护,并且未考虑基坑宽度不同滑移线形式不同的情况,而 N_γ 也较为复杂,工程中很少使用;文献^[11]基于墙底以上土体破坏,选择了可能性较高、安全系数最小的直剪破坏模式,并在式(1)的分子中增加了一项

ch ,即直剪段的黏聚力,此项量纲不匹配,因此物理意义并不明确,但是其处理方法有一定借鉴意义;文献[12]考虑围护体墙底以上基坑内、外土体的抗剪强度,并依据极限平衡公式进行推导,在式(1)的分子项增加了形式较为繁琐的 2 项,并且其考虑的抗剪强度均延伸到地面,安全余量较大,其计算简图设置不太合理但其推导方法值得参考。

本文借鉴上述已有对 Prandtl 计算式的改进思路,采用文献[13]中关于无重介质地基的极限承载力基于普朗德-瑞斯纳公式的推导方式进行推导,如图 2 所示。

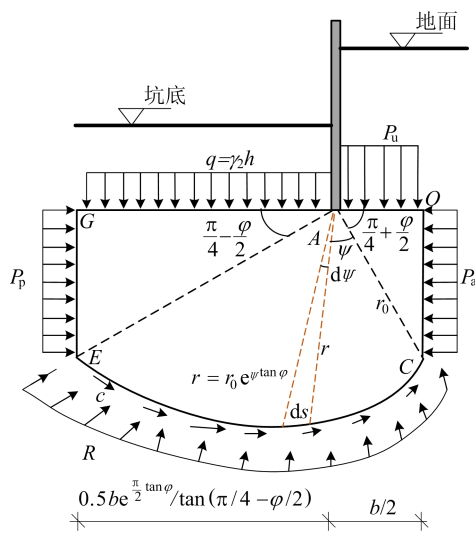


图 2 Prandtl 计算式的推导示意图

Prandtl 计算式的力学推导过程为:内外土体分别作为外力均布荷载 P_u 和抗力均布荷载 q 作用在隔离体 $OAGEC$ 上;在 CE 段上存在土体黏聚力 c 以及法向力和摩擦力的合力 R 的作用,由于 CE 段为对数螺旋线 $r = r_0 e^{\psi \tan \varphi}$,合力 R 方向均通过对数螺旋线的中点 A ; P_a 和 P_p 分别为坑外土体的主动土压力和坑内土体的被动土压力,其值分别与 P_u 、 q 有关。

$$P_a = P_u K_a - 2c \sqrt{K_a} K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4)$$

$$P_p = q K_a + 2c \sqrt{K_p} K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5)$$

对隔离体 $OAGEC$ 中极点 A 取矩,力学平衡,即

$$P_u \frac{\overline{OA}^2}{2} + P_a \frac{\overline{OC}^2}{2} = q \frac{\overline{AG}^2}{2} + P_p \frac{\overline{GE}^2}{2} + M_c \quad (6)$$

b 为地基极限承载力公式中基础的宽度,在抗隆起稳定系数推导中为外侧主动土压力的作用区,也就是荷载作用宽度,在图 2 所取的隔离体 $OAGEC$ 中,各线几何长度计算公式为:

$$\begin{cases} \overline{OA} = b/2, \\ \overline{OC} = b/[2 \tan(\pi/4 + \varphi/2)], \\ \overline{AG} = b/[2 e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi} \tan(\pi/4 - \varphi/2)], \\ \overline{GE} = b/(2 e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi}) \end{cases} \quad (7)$$

M_c 为弧段 CE 上黏聚力 c 对 A 点的力矩,取微元体 ds 自 C 点到 E 点对 A 点的力矩进行积分,其中 $r_0 = \overline{AC}$,得到 M_c 计算公式为:

$$M_c = \int_0^{\pi/2} c (r_0 e^{\psi \tan \varphi})^2 d\psi = c r_0^2 \frac{e^{\pi \tan \varphi} - 1}{2 \tan \varphi} \quad (8)$$

根据式(4)~(8)可解出 $P_u = \gamma_2 h N_q + c N_c$ 。其中 N_q 和 N_c 即为式(2)和式(3)中的 Prandtl 地基承载力系数, P_u 同基准面实际竖向应力的比值即为抗隆起稳定系数 K_b ,即。

$$K_b = \frac{P_u}{\gamma_1 H + q_k} = \frac{\gamma_2 h N_q + c N_c}{\gamma_1 H + q_k} \quad (9)$$

本文考虑坑内土体的强度,考虑坑内土体黏聚力和内摩擦力的影响。由于坑内土体应力水平较低,内摩擦力较小,假设发生直剪破坏,坑内土体发生剪切破坏时可能的路径有多条,本文推导需要的是坑内土体抗力对于 A 点的力矩值,坑内土体直剪破坏示意图如图 3 所示。坑内土体滑裂面的竖向抗剪力为 T ,由于坑内土体介于被动土压力与静止土压力之间,保守起见使用静止土压力系数 K_{01} 计算侧向土压力。

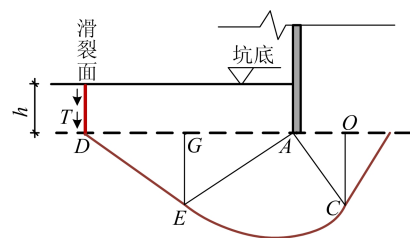


图 3 坑内土体直剪破坏示意图

$$\begin{cases} T = \int_0^h (\gamma_1 K_{01} z \tan \varphi_1 + c_1) dz, \\ K_{01} = 0.95 - \sin \varphi_1 \end{cases} \quad (10)$$

其中, φ_1 和 c_1 分别为坑内土体的内摩擦角和黏聚力。

在考虑抗力 T 作用后,同样对 A 点取矩(图 2),其中 $\overline{AD} = 2 \overline{AG}$,则力学平衡条件变为:

$$P_u \frac{\overline{OA}^2}{2} + P_a \frac{\overline{OC}^2}{2} = q \frac{\overline{AG}^2}{2} +$$

$$P_p \frac{\overline{GE}^2}{2} + M_c + T \overline{AD} \quad (11)$$

联立求解后,为同原先公式形式保持统一,定义量纲为 kPa 的坑内土体抗力 t 和修正的承载力系数 N_t , 计算式分别为:

$$t = \gamma_1 (0.95 - \sin \varphi_1) h / 2 \tan \varphi_1 + c_1 \quad (12)$$

$$N_t = \frac{h}{b} \frac{4e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi}}{\tan(\pi/4 - \varphi/2)} \quad (13)$$

经过整理, $P_u = qN_q + cN_c + tN_t$, 则抗隆起系数 K_b 为:

$$K_b = \frac{P_u}{\gamma_1 H + q_k} = \frac{\gamma_2 h N_q + c N_c + t N_t}{\gamma_1 H + q_k} \quad (14)$$

2.2 基坑类型的划分

从式(13)可以看出, N_t 与主动土压力作用区长度 b 有关,而不同基坑宽度及坑内土体高度均对 b 具有影响。直观来看,随基坑宽度 B 增加 b 会增大,但不会一直增大下去,因此 b 值应该存在界限值。

狭窄基坑施工时,基坑内外土压力存在差异,当土体达到极限平衡状态时,由摩尔-库伦强度理论^[13]可知:破坏面与最大主应力面夹角为 $(\pi/4 + \varphi/2)$,坑外土体为主动土压力区,最大主应力为竖向,坑内土体为被动土压力区,最大主应力为水平向;主动区滑动面与基准线夹角为 $(\pi/4 + \varphi/2)$,被动区滑动面与基准线夹角为 $(\pi/4 - \varphi/2)$,如图 4 所示。

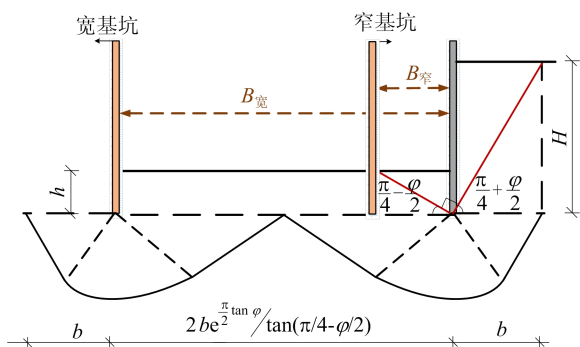


图 4 基坑判别方法示意图

当基坑宽度 B 较大时,被动区无限制,主动区充分发展,在刃脚以外 $H \tan(\pi/4 - \varphi/2)$ 范围内均为主动土压力作用范围,即 $b = H \tan(\pi/4 - \varphi/2)$,此时根据预设滑裂线的形状可以得出狭窄基坑两侧滑裂线不影响 B 的界限值 $B_{宽}$,当基坑宽度 B 超过 $B_{宽}$ 时为宽基坑;当基坑宽度 B 较小时,被动区受侧壁限制,两边滑裂线完全交叉影响,当宽度 B 小于 $B_{窄} = h / [\tan(\pi/4 - \varphi/2)]$ 时,

被动区滑动面无法延伸到坑底,狭窄基坑为窄基坑;当基坑宽度 B 介于 $B_{宽}$ 与 $B_{窄}$ 之间时,为一般基坑,此时预设滑裂线有一定交叉影响。基于上述基坑的判别方法,结合狭窄基坑具体尺寸 B 、 H 、 h 可确定主动土压力作用区长度 b 。各类型狭窄基坑失稳破坏模式的滑裂线示意图如图 5 所示。

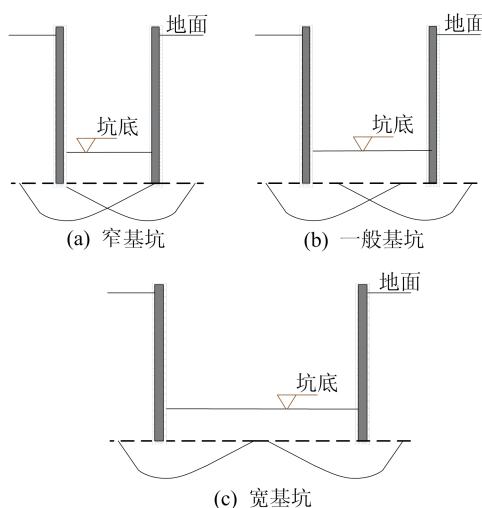


图 5 基于狭窄基坑宽度的土体隆起破坏模式

窄基坑、宽基坑和一般基坑的判据及其对应的 b 值求法描述如下。

1) 窄基坑的判据为:

$$B < \frac{h}{\tan(\pi/4 - \varphi/2)} = B_{窄}。$$

此时坑壁两边滑动面动面完全相交,则 $B = 2 \overline{AG}$,从而可求出 b 值:

$$b = \frac{B \tan(\pi/4 - \varphi/2)}{e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi}} \quad (15)$$

2) 宽基坑的判据为:

$$B > 2H e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi} = B_{宽}。$$

狭窄基坑围护结构深度 H 决定荷载作用宽度 b ,从而可以求出 \overline{AG} 的长度,当 $B > 4 \overline{AG}$ 时滑动面是相互独立的,从而得到宽窄基坑的判据,此时 b 值如下:

$$b = H \tan(\pi/4 - \varphi/2) \quad (16)$$

3) 一般基坑的判据为:

$$\frac{h}{\tan(\pi/4 - \varphi/2)} < B < 2H e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi}。$$

此时滑动面存在部分相交,窄基坑和宽基坑的临界 B 和 b 值分别为 $B_{窄}$ 、 $b_{窄}$ 和 $B_{宽}$ 、 $b_{宽}$,假设在宽、窄基坑临界点之间滑动面改变是线性的,则可以求出一般狭窄基坑的 b 值。

$$b = b_{\text{窄}} + \frac{(b_{\text{宽}} - b_{\text{窄}})(B - B_{\text{窄}})}{B_{\text{宽}} - B_{\text{窄}}} \quad (17)$$

整理得到:

$$b = \frac{Hh + [H \tan(\pi/4 - \varphi/2) - h/e^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi}]B}{2He^{\frac{\pi}{2} \tan \varphi} - h \cot(\pi/4 - \varphi/2)} \quad (18)$$

2.3 狭窄基坑抗隆起稳定系数计算方法

在 2.1 和 2.2 节里完成了对抗隆起稳定系数在狭窄基坑中应用的修正推导。该方法的计算过程如下。

首先确定计算 K_b 所需要的参数,具体如下: H 为围护结构深度; h 为坑内土体高度; B 为基坑宽度; c 和 φ 为土层强度参数,由固结快剪试验测得; γ 为土体重度,土层参数在计算范围内取加权均值; q_k 为地面超载。

通过不同的 B 、 H 、 h 确定不同的狭窄基坑类型,再利用式(15)、式(16)和式(18)求得主动土压力作用区范围 b 值,将求得的 b 值代入到式(13)中求出本文推导的修正系数 N_t ,同时依据式(12)求出坑内土体抗力 t ,最后利用式(14)求出修正后的抗隆起稳定系数 K_b 。

3 抗隆起稳定性影响因素分析

3.1 强度折减法计算模型

为研究本文推导过程中对滑裂面假定的合理性,并分析公式中参数的影响,本文采用强度折减法对深厚软土地区理想狭窄基坑结构的隆起稳定性进行验算,并将规范与本文计算式结果进行比较。

强度折减法是利用数值分析软件求解边坡或基坑稳定系数的方法,其基本原理为不断折减土体的强度参数(c, φ)进行试算,求得土体发生失稳破坏的临界强度参数($c_{\text{ur}}, \varphi_{\text{ur}}$),当土体强度大于临界强度时不发生破坏,反之则失稳。抗隆起稳定系数 K_b 的计算公式为:

$$K_b = \frac{c}{c_{\text{ur}}} = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_{\text{ur}}} \quad (19)$$

本文利用有限差分软件 FLAC3D 内置的算法进行强度折减法的计算,其失稳判据为计算不收敛,不平衡力率采用默认值 10^{-5} 。地层土体尺寸(长×宽×深)为 $160 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 64 \text{ m}$,底面边界约束 3 个方向的位移, x 和 y 侧面均约束法向位移,以模拟土体平面应变受力状态。土体单元和狭窄基坑结构分别使用 zone 和 liner 单元进行模拟。为了契合抗隆起系数推导过程中挡墙不动的

假定,约束狭窄基坑 3 个方向位移。

在深厚软土地区,土体的孔隙比大、含水量高、压缩性高、渗透性差、抗剪强度低,在实际工程中使用 Prandtl 计算式求抗隆起稳定系数时一般采用固结快剪指标。因此模型土体为均质土体,并采用总应力强度进行分析,本构模型采用 Mohr-Coulomb 模型。

结合文献[4,14],使用强度折减法研究软土基坑抗隆起稳定性时的参数取值,以及文献[12]统计的 16 个浙江软土地区基坑抗隆起稳定系数计算时的土体力学参数,设置参数分别为: $E = 5000 \text{ kPa}$, $\nu = 0.37$, $\gamma = 17.7 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 10^\circ$, $c = 10.0 \text{ kPa}$ 。

3.2 宽度的影响

基坑宽度变化对 K_b 的影响较大,基坑越窄隆起稳定性越高,原规范公式不能反映这一情况。围护结构深度 H 为 15 m ,坑内土体高度 h 为 4 m ,基坑宽度 B 为 5 、 20 、 40 m 时在极限状态下土体位移场的云图如图 6 所示。

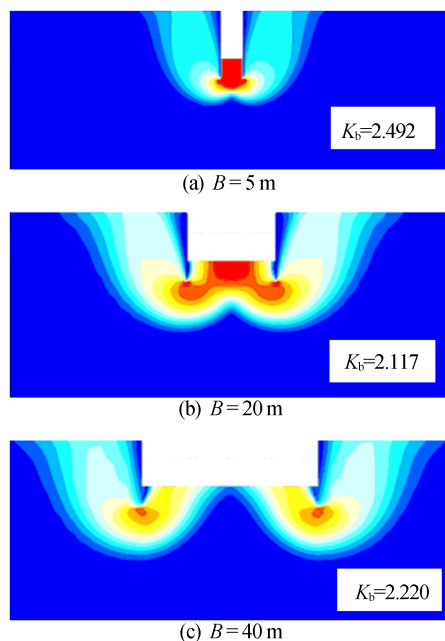


图 6 不同宽度下极限状态土体位移云图

从图 6 可以看出:滑裂面的形状同 Prandtl 计算式的滑裂面形状基本相同,呈地基承载力破坏模式; B 为 5 m 时两边滑裂面完全影响, B 为 20 m 时滑裂面部分影响, B 为 40 m 时两边滑裂面基本不影响。可以看出,刃脚下部滑移区规模随 B 的增加先增大后基本不变,说明本文对狭窄基坑类型的划分方法是合理的。

狭窄基坑宽度对 K_b 的影响如图 7 所示。本

文推导计算式的变化趋势与强度折减法的结果一致。随着 B 的增加, K_b 迅速收敛并趋于固定值, 随坑内土体高度增加收敛速率有所减缓但程度不大。 B 在 $0\sim 5\text{ m}$ 区间内宽度效应明显, 此时坑内土体强度提供的抗力在抗隆起总抗力中占比较大; 在 $5\sim 10\text{ m}$ 区间内, 宽度效应仍有一定占比, 影响不可忽略; B 超过 20 m 后宽度效应不明显, 此时坑内土体抗力在隆起总抗力的占比很小。

逐渐减小。

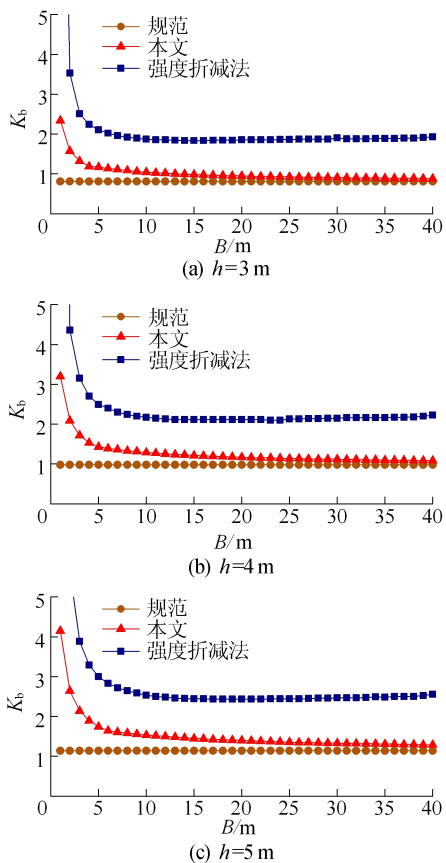


图 7 基坑宽度同抗隆起稳定系数的关系

3.3 围护结构深度的影响

在其他参数不变的情况下, 随围护结构深度 H 增加抗隆起稳定系数 K_b 会减小, 狭窄基坑宽度 B 为 20 m , 坑内土体高度 h 为 4 m 时, 围护结构深度 H 为 $10, 20, 30\text{ m}$ 的情况下, 土体极限状态的位移场云图如图 8 所示。

由于基坑宽度是相等的, 由 2.2 节中的分析可知, 滑裂面的规模应差别不大, 由此可以看出, 刃脚下部滑移区规模基本一致, 符合计算式假定。围护结构深度 H 对 K_b 的影响如图 9 所示。

规范和本文推导计算式结果均能反映在宽度和坑内土体高度不变时, K_b 随 H 增加而减小, 但是减小速率不断变慢。说明坑内土体产生的抗力在隆起总抗力中的占比随着围护结构深度增加而

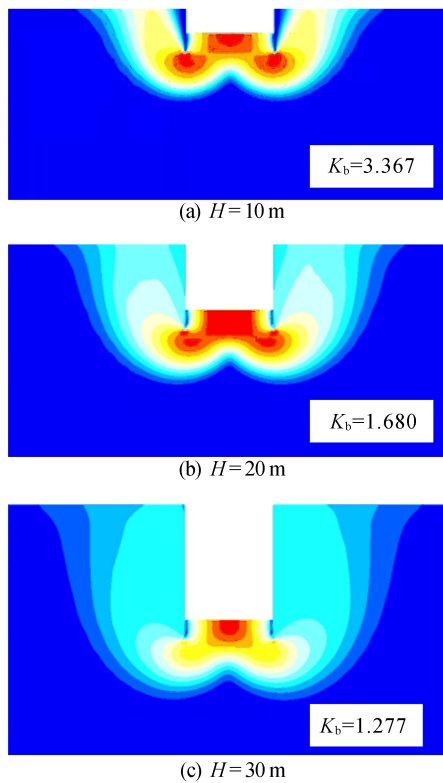


图 8 不同围护结构深度下极限状态土体位移云图

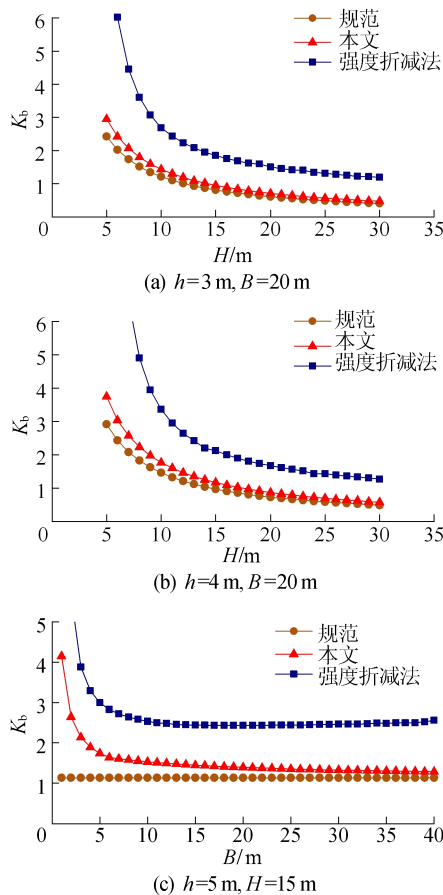


图 9 围护结构深度与抗隆起稳定系数的关系

4 结 论

本文以深厚软土地区的狭窄基坑施工为背景,根据极限平衡思想,考虑了坑内土体的抗剪强度,对基于 Prandtl 计算式的抗隆起稳定系数 K_b 进行了修正推导,并结合强度折减法对 K_b 的影响因素进行分析,可得出:

1) 本文在考虑坑内土体抗剪强度后,依据狭窄基坑尺寸和地层土性划分了具有不同滑裂面破坏形式的基坑类型,并推导了坑内土体抗力 t 和修正系数 N_t ,提出了改进的 K_b 的计算方法。

2) 本文推导的 K_b 可以反映当基坑宽度 B 减小时,抗隆起稳定性增加的宽度效应,当 B 增大时与现行规范趋同,有较好的工程使用价值。

3) 本文基于狭窄基坑施工推导的 K_b 公式可应用于抗隆起稳定性的计算分析中,但本文推导过程中存在假定,还需进一步验证和完善。

[参 考 文 献]

- [1] 黄茂松,王卫东,郑刚. 软土地下工程与深基坑研究进展[J]. 土木工程学报,2012,45(6):146-161.
- [2] 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.
- [3] 黄茂松,宋晓宇,秦会来. K_0 固结黏土基坑抗隆起稳定性

上限分析[J]. 岩土工程学报,2008,30(2):250-255.

- [4] 岳云鹏,黄亚宁,刘晓玉,等. 基于强度折减法的深厚淤泥区基坑抗隆起稳定性研究[J]. 建筑结构,2019,49(增刊 2):933-937.
- [5] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: Wiley,1943:265.
- [6] 汪炳鉴,夏明耀. 地下连续墙的墙体内力及入土深度问题[J]. 岩土工程学报,1983,5(3):103-114.
- [7] 阳吉宝. 窄基坑抗隆起稳定性安全系数计算新方法[J]. 建筑结构,2021,5(增刊 2):1504-1508.
- [8] 中国建筑科学研究院. 建筑基坑支护技术规程:JGJ120—2012[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012:1-81.
- [9] 华东建筑设计研究院有限公司. 基坑工程技术标准:DG/TJ 08-61—2018[S]. 上海:同济大学出版社,2018:1-161.
- [10] 王洪新. 对基坑抗隆起稳定安全系数的改进[J]. 岩土力学,2014,35(增刊 2):30-36.
- [11] 童磊,刘兴旺,袁静,等. 深厚软弱土基坑墙底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.
- [12] 阳吉宝,黄星. 软土地区基坑墙底抗隆起稳定性 Prandtl 计算式的改进[J]. 工程地质学报,2023,31(1):341-349.
- [13] 李广信,张丙印,于玉贞. 土力学[M]. 2 版. 北京:清华大学出版社,2020:293-307.
- [14] 侯晓亮,谭晓慧. 基于强度折减法的软土基坑抗隆起稳定性分析[J]. 地下空间与工程学报,2015,11(2):524-529.

(责任编辑 吴 亮)

(上接第 1065 页)

- [6] 谈云志,占少虎,沈克军,等. 处治红黏土团粒的表层硬化与粒间胶结效应[J]. 岩土力学,2021,42(2):361-368.
- [7] 谈云志,郑爱,吴翩,等. 红黏土承载比的土团尺寸效应研究[J]. 岩土力学,2013,34(5):1242-1246.
- [8] WANG Y J, CUI Y J, TANG A M, et al. Effects of aggregate size on the compressibility and air permeability of lime-treated fine-grained soil[J]. Engineering Geology, 2017, 228: 167-172.
- [9] WANG Y J, CUI Y J, TANG A M, et al. Effects of aggregate size on water retention capacity and microstructure of lime-treated silty soil[J]. Geotechnique Letters, 2015, 5(4): 269-274.
- [10] WANG Y J, DU C M, CUI Y J, et al. Aggregate size effect on the development of cementitious compounds in a lime-treated soil during curing[J]. Applied Clay Science, 2017, 136: 58-66.
- [11] YING Z, CUI Y J, BENAHMED N, et al. Changes in microstructure and water retention property of a lime-treated saline soil during curing [J]. Acta Geotechnica, 2022, 17(1): 319-326.
- [12] SHI B, LIU Z B, CAI Y, et al. Micropore structure of aggregates in treated soils[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2007, 19(1): 99-104.
- [13] KAVAK A, AKYARLI A. A field application for lime stabili-

zation[J]. Environmental Geology, 2007, 51(6): 987-997.

- [14] HORPIBULSUK S, RACHAN R, CHINKULKIJNIWAT A, et al. Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations[J]. Construction and Building Materials, 2010, 24(10): 2011-2021.
- [15] BOZBEY I, GARAISAYEV S. Effects of soil pulverization quality on lime stabilization of an expansive clay[J]. Environmental Geology, 2010, 60(6): 1137-1151.
- [16] 谈云志,胡焱,占少虎,等. 处治红黏土水-力性能的团粒尺寸效应[J]. 岩土工程学报,2021,43(12):2323-2329.
- [17] 方中明,张瑞坤,石名磊. 石灰铁尾矿砂稳定土工程特性研究[J]. 公路工程,2021,46(3):142-148.
- [18] JIANG N J, DU Y J, LIU S Y, et al. Multi-scale laboratory evaluation of the physical, mechanical, and microstructural properties of soft highway subgrade soil stabilized with calcium carbide residue[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, 53(3): 373-383.
- [19] 交通部公路科学研究院. 公路土工试验规程:JTG E40—2007[S]. 北京:人民交通出版社,2007:271-275.
- [20] 周葆春,孔令伟,郭爱国. 石灰改良膨胀土的应力-应变-强度特征与本构描述[J]. 岩土力学,2012,33(4):999-1005.

(责任编辑 张淑艳)