

黏土基坑抗隆起稳定分析的多块体上限解

秦会来^{1, 2, 3}, 黄茂松^{1, 2}, 马少坤⁴

(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;
3. 中国水利水电科学研究院 岩土工程研究所, 北京 100048; 4. 广西大学, 广西 南宁 530004)

摘要: 为了将多块体上限法拓展应用到饱和黏土基坑抗隆起稳定性分析中, 提出支护墙体刚性条件下, 用于饱和黏土基坑抗隆起稳定分析的多块体相容破坏模式, 并给出相应的上限计算能量方程。为检验多块体上限方法的应用情况, 结合实际工程案例以及针对基坑宽度、坑底基岩埋置深度、支护墙体与土体间侧摩阻、支护墙体入土深度和土体强度非均质等对抗隆起稳定存在影响的因素进行计算和分析, 并将多块体上限法计算结果与基于 Terzaghi 模式及 Prandtl 模式的上限解、Faheem 强度折减有限元计算结果、Ukritchon 的极限分析有限元计算结果做了广泛的对比。通过对比可以发现, 所给出的多块体上限解是所讨论上限解中最优的, 计算结果与 Ukritchon 的极限分析上限有限元计算结果较为接近, 而多块体上限方法与 Ukritchon 的极限分析上限有限元相比, 更容易实现, 计算量也要小得多。通过大量计算以及与其他方法的对比可以发现, 多块体上限方法在黏土基坑抗隆起中的应用是比较成功的。

关键词: 土力学; 多块体上限法; 极限分析; 基坑抗隆起; 强度折减有限元; 极限平衡法; 运动许可

中图分类号: TU 432

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2010)01 - 0073 - 09

MULTI-BLOCK UPPER BOUND METHOD FOR BASAL HEAVE STABILITY ANALYSIS OF BRACED EXCAVATIONS IN CLAY

QIN Huilai^{1, 2, 3}, HUANG Maosong^{1, 2}, MA Shaokun⁴

(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; 3. Department of Geotechnical Engineering, China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100048, China; 4. Guangxi University, Nanning, Guangxi 530004, China)

Abstract: Multi-block upper bound method is employed to analyze basal heave stability of braced excavations in undrained clay. For this purpose, the kinematically admissible multi-block failure mechanism is proposed firstly. Based on the proposed multi-block failure mechanism, the energy equation of the upper bound method is deduced again. To examine the application of the multi-block upper bound method in basal heave stability analysis, a lot of comparisons have been made with other existent solutions according to some true cases and the influential factors on the basal heave stability. These factors include the width of the foundation pit, the embedment of the hard stratum, the friction between the wall and soil, the insert depth of the wall and the strength nonhomogeneity. The existent solutions adopted include the upper bound solutions obtained by Terzaghi's mode and Prandtl's mode, and the Faheem's solutions obtained by the finite element method with strength reduction technique, and the

收稿日期: 2009 - 04 - 15; **修回日期:** 2009 - 09 - 12

基金项目: 国家杰出青年科学基金资助项目(50825803)

作者简介: 秦会来(1979 -), 男, 博士, 2002年毕业于郑州大学土木工程学院, 现为水利水电科学研究院在站博士后, 主要从事极限分析方法应用等方面的教学与研究工作。E-mail: huilaiqin@yahoo.com.cn

Ukritchon's solutions obtained by the limit analysis finite element method. According to the comparisons, it can be found that the multi-block upper bound method gives the optimum solutions among the upper bound methods. It can also be found that the solutions given by the multi-block upper bound method are close to those obtained by the upper bound finite element method. It should be noted that the multi-block upper bound method is easy to program and needs less workload. Based on the calculations and comparisons, it may be found that the application of proposed multi-block upper bound method is successful.

Key words: soil mechanics; multi-block upper bound method; limit analysis; basal heave stability; finite element method with strength reduction technique; limit equilibrium method; kinematical admissibility

1 引言

抗隆起稳定性验算是软土地区基坑工程设计的一项关键内容,它不仅关系着基坑的安全与稳定,也与基坑的变形密切相关。目前基坑抗隆起稳定分析的主要方法有极限平衡法、极限分析法及有限元法等。应用极限平衡法主要有:K. Terzaghi 等^[1, 2]所提出的基于地基承载力模式的黏土基坑抗隆起分析方法;我国常采用的地基承载力模式及圆弧滑动模式的抗隆起分析方法^[3],这一类方法一般是在指定的破坏面上进行验算。采用有限元分析黏土基坑抗隆起稳定主要有 F. Cai 等^[4~9],一般是将有限元和强度折减技术相结合进行分析,土体假定为理想弹塑性。采用极限分析方法主要有: M. F. Chang^[10]基于 Prandtl 模式分析黏土基坑抗隆起稳定性的上限方法; S. F. Su 等^[11]依据简化的 Prandtl 模式分析黏土基坑抗隆起稳定性上限方法以及 B. Ukritchon 等^[12]采用极限分析有限元法分析黏土基坑抗隆起稳定性问题。

极限分析方法是以上限定理为理论依据的稳定性分析方法,由上限定理通过构筑运动许可的速度场界定真实解的上限,由下限定理通过构筑全局静力许可的应力场界定真实解的下限^[13],从而限定真实解的严格范围,这也是目前该方法备受青睐的主要原因。实际应用中,在全局范围内构造静力许可的应力场往往比较困难,应用较多的还是上限方法。B. Ukritchon 等^[12]所采用的极限分析有限元方法是极限分析理论与有限元技术相结合的方法,既有极限分析法理论上的严格性又有有限元的强适用性,但是该类数值方法的实现不容易。

上限法的一个突出优点是,速度间断面往往与真实可能发生的破坏面相一致,所选用的相容速度场与真实破坏模式越接近就越容易给出接近真实解的上限解。多块体上限方法是应用极限分析上限定

理求解岩土工程稳定性问题的一条有效途径。它是将稳定性问题所研究区域用一系列刚性块体进行剖分,然后根据上限理论的能量方程求解目标函数,并借助优化手段寻求目标函数的最优解也即最优的上限解。多块体上限方法中,能量耗散只发生在速度间断面上而不发生在块体内部,这就给计算带来了很大的方便,同时计算过程中借助优化技术,通过优化往往可以找到接近真实破坏模式的相容速度场,从而给出相当优、相当可靠的上限解。此外,虽然求得的是上限解,但是该方法中块体间满足力的平衡条件,也是一种极限平衡解^[13~16],该方法已在边坡稳定分析^[14, 16]、地基极限承载力^[17, 18]和挡墙土压力^[19, 20]等方面取得了许多成功的应用。到目前为止,还没有出现多块体上限方法在基坑抗隆起稳定分析中的成功应用。本文将尝试把多块体上限方法应用到黏土基坑抗隆起稳定分析中去。对于饱和黏土来说,分析基坑抗隆起等短期稳定性问题,可采用不排水强度的总应力分析方法^[1, 2, 4~12]。

2 多块体上限法在基坑抗隆起中的应用实现

上限定理认为,对于任何运动许可的破坏机构,内能耗散率不小于外力功率^[21],可表示为

$$\int_S T_i v_i dS + \int_V X_i v_i dV \leq \int_V \sigma_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} dV \quad (i, j=1, 2, 3) \quad (1)$$

式中: $\dot{\epsilon}_{ij}$ 为运动许可速度场中的塑性应变率场; v_i 为与 $\dot{\epsilon}_{ij}$ 满足几何相容的速度场(运动许可速度场); T_i , X_i 分别为边界 S 上的面积分布力矢量和区域 V 内的体积力矢量; σ_{ij} 为通过关联流动法则与 $\dot{\epsilon}_{ij}$ 相关联的应力场。

对于饱和黏土基坑,当墙体刚性时,本文采用如图 1 所示的多块体相容破坏机构。图 1 中, H 为基坑开挖深度, D 为支护墙体插入深度, B_1 为隆起失稳在坑外的宽度, B_2 为坑内隆起失稳宽度, T 为

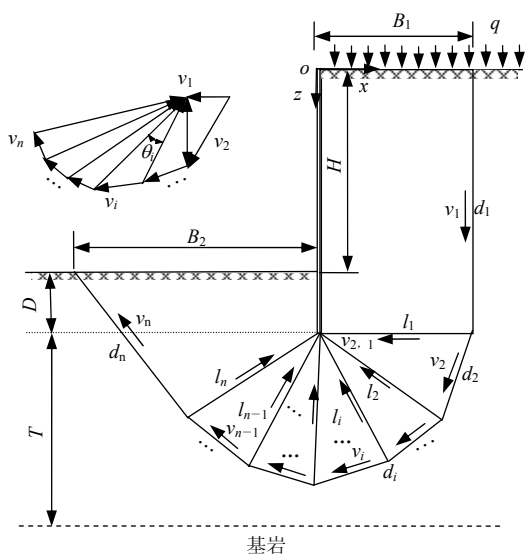


图 1 饱和黏土基坑中抗隆起分析的多块体相容破坏机构
Fig.1 Kinematically admissible failure mechanism for basal heave stability analysis of braced cuts in undrained clay

墙底距基岩的距离。对于支护墙体无插入深度的情况，即 $D = 0$ ，则图 1 需做相应的变化。

多块体上限法分析黏土基坑抗隆起稳定时，安全系数可表示为

$$F_s = S_u / S_u^* \quad (2)$$

式中： S_u 为黏土不排水强度， S_u^* 为维持抗隆起稳定所需要的临界不排水强度。

针对图 1 所示的多块体破坏模式及相容速度场，由式(1)，(2)可得

$$\sum_{i=1}^n \frac{S_u}{F_s} d_i v_i + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{S_u}{F_s} l_i v_{i, i+1} + f v_1 d_1 \geq \sum_{i=1}^n w_i v_i \cos \theta_i + q v_1 l_1 \quad (3)$$

式中： q 为坑顶地表超载； $v_{i, i+1}$ 为条块 i 与条块 $i+1$ 之间的相对速度； w_i 为条块 i 的重力； θ_i 为条块 i 的速度方向角，由 z 轴正向沿顺时针方向转计算； d_i 、 l_i 分别为条块底部间断面以及条块间间断面的长度； f 为支护墙体与土体间的侧摩阻力。

由式(3)可得基坑抗隆起安全系数为

$$F_s \leq \left(\sum_{i=1}^n S_u d_i v_i + \sum_{i=1}^{n-1} S_u l_i v_{i, i+1} + f v_1 d_1 \right) / \left(\sum_{i=1}^n w_i v_i \cos \theta_i + q v_1 l_1 \right) \quad (4)$$

多块体上限法中，式(1)右端的能量耗散只发生

在速度间断面上。式(3)左端第 1 项即为条块与周围静止土体间速度间断面上的能量耗散，左端第 2 项是条块间速度间断面的能量耗散，第 3 项即为考虑挡墙与土体摩擦时的能量耗散；式(3)右端分别为条块重力功率项及坑顶超载功率项。

对图 1 所示的破坏模式还需要一个优化过程，即通过变化各块体的位置及形状寻求最优的上限解，也即最小的抗隆起安全系数。本文采用的是将边坡稳定分析中的 Monte Carlo 搜索技术^[22]改造、拓展到此处基坑抗隆起的优化中，其详细过程此处不再讨论。

3 多块体上限方法的计算、对比及检验

为检验多块体上限方法应用效果，以下将首先结合实际工程案例进行计算、对比和分析，然后针对多块体上限方法所能够反映的抗隆起影响因素进行逐项计算并与目前已有的方法进行对比和分析。

3.1 工程实例计算及对比

M. F. Chang^[10]根据如图 2 所示的 Prandtl 破坏模式应用上限理论导出了黏土基坑抗隆起稳定性的计算公式。但是 M. F. Chang^[10]在推导时，将图 2 中速度间断面上的内能耗散^[5]漏掉。此处将推导图 2 所示破坏机构基于上限法的正确抗隆起计算公式，安全系数仍由式(2)引入，外力功率为

$$W = \gamma B_1 H v + q B_1 v \quad (5)$$

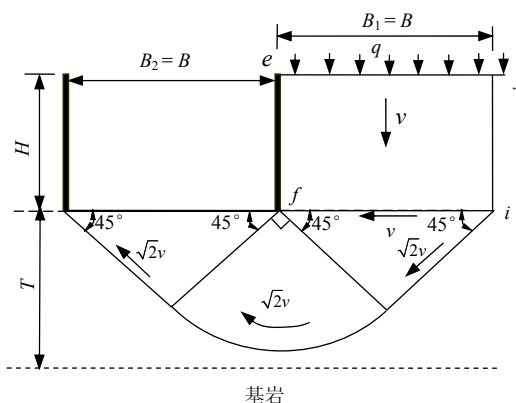


图 2 基坑抗隆起上限分析中的 Prandtl 破坏模式

Fig.2 Prandtl failure mechanism used in upper bound analysis of basal heave stability

内能耗散率为

$$E = (S_u H v + 3 B_1 S_u v + \pi S_u B_1 v) / F_s \quad (6)$$

根据上限法能量方程 $W = E$ 可得

$$F_s = \frac{S_u H + 3B_1 S_u + \pi S_u B_1}{\gamma B_1 H + q B_1} \quad (7)$$

式(5)~(7)中: v 为块 $ejif$ 的速度; γ 为土体重度; H 为基坑开挖深度; B_1 为 Prandtl 破坏模式在坑外的宽度, 且有 $B_1 = B$, B 为基坑宽度, 见图 2。

由本文多块体上限方法、Terzaghi 方法^[1]以及式(7)所计算部分基坑实例^[2]的抗隆起安全系数, 见表 1。考虑基坑的空间效应, 此处采用的修正系数为 $1 + 0.2B/L$ ^[1, 10](L 为基坑长度)。对于 Terzaghi 模式有, $B_1 = B/\sqrt{2}$, $B_2 = B$; 而对于图 2 的模式则有 $B_1 = B_2 = B$ 。

H. Faheem 等^[5]依据 K. Terzaghi^[1]破坏模式, 应用上限定理推导了相应的抗隆起计算公式, 可以发现上限解与 K. Terzaghi^[1]的极限平衡解是完全一样的, 这也印证了 W. F. Chen^[13]的评论“上限解一定是极限平衡解”的正确性, 当然需要对应于相同的破坏模式。因此表 1 中的 3 种计算结果都可作为上限解看待。由表 1 可知, 本文多块体上限法计算的抗隆起安全系数是最小的, 由上限解的本质可知, 安全系数最小的也就是最优的。图 3 中给出了最浅及最深基坑各上限解对应的隆起失稳破坏面。由图 3 可知, 对于深宽比较小的浅基坑, 由本文多块体上限法所得到的破坏面与 K. Terzaghi^[1]所假定的破坏面在形状上更为接近, 但多块体上限法求得的隆起破坏面范围更大。由表 1 可知, 本文多块体上限方法的计算结果是比较接近实际情况的。

3.2 基坑宽度对抗隆起稳定性的影响

为方便对比, 此处及以下各节如没特别交代均选用 H. Faheem 等^[5]所采用的算例, 该算例中基坑开挖深度 $H = 9\text{ m}$, 土体强度 $S_u = 35\text{ kPa}$, 支护墙体

入土深度 $D = 0$, T_c 为 Terzaghi 及 Prandtl 模式中坑底基岩对抗隆起存在影响的临界埋置深度, $T_c = B/\sqrt{2}$ 。抗隆起稳定系数 N_c^i ($i = U, T, P$) 可表示为

$$N_c^U = F_s \gamma H / S_u \quad (8)$$

$$N_c^T = 5.71 + \sqrt{2}H/B \quad (T \geq T_c) \quad (9)$$

$$N_c^P = 6.14 + H/B \quad (T > T_c) \quad (10)$$

公式(8)~(10)中: N_c^U , N_c^T 和 N_c^P 分别为由多块体上限方法、Terzaghi 模式及 Prandtl 模式计算的抗隆起稳定系数。

图 4(a)中给出由 K. Terzaghi^[1]($T \geq T_c$, 按式(9)计算)、Prandtl 模式^[5, 10]($T \geq T_c$, 按式(10)计算)以及本文多块体上限法所求得的基坑抗隆起稳定系数 N_c 随 H/B 的变化情况。

由图 4(a)可知, 当 H/B 较小时, Terzaghi 模式给出的稳定系数比 Prandtl 模式给出的稳定系数要小, 随着 H/B 的增加, 由 Prandtl 模式给出的稳定系数反而又低于 Terzaghi 模式给出的稳定系数, 但 2 种破坏模式所给出的稳定系数都显著高于本文多块体上限方法求得的稳定系数。图 4(b)给出了由本文多块体上限法及 H. Faheem 等^[5]由强度折减有限元方法计算的稳定系数 N_c 随 H/B 的变化及对比情况。由图 4 可见, 当 $T = T_c$ 时由本文多块体上限法求得的稳定系数与 H. Faheem 等^[5]采用强度折减有限元方法计算的稳定系数较为接近; 当 $T \gg T_c$ 时(H. Faheem 等^[5]认为 $T = 2T_c$ 时基岩对抗隆起稳定已没影响), H/B 较小时, 本文多块体上限方法计算的抗隆起稳定系数高于其结果, 而 H/B 较大时, H. Faheem 等^[5]的结果又高于本文方法的计算结果。根据上限解的性质, 本文方法求得的抗隆起安全系数应该不

表 1 基坑工程实例抗隆起稳定性计算及对比

Table 1 Comparisons of basal heave stability analyses between different methods for several cases

工程场地	B/m	B/L	H/m	γ (kN·m ⁻³)	S_u /kPa	q/kPa	安全系数			B_1/B	B_2/B	破坏面	失稳形式
							Terzaghi 法	Prandtl 法	本文方法				
Fornebu 抽水电站(挪威)	5.0	1.00	3.0	17.5	7.5	0	1.11	1.15	1.09	1.12	1.00	见图 3(a)	整体失稳
Drammen 污水池(苏格兰)	5.5	0.69	3.5	18.0	10.0	10	1.02	1.05	0.99	1.03	1.00	-	整体失稳
Grey Wedels Plass 场地开挖(挪威)	5.8	0.72	4.5	18.0	14.0	10	1.21	1.22	1.14	1.10	1.00	-	整体失稳
Freia 仓库(挪威)	5.0	0.00	5.0	19.0	16.0	0	1.26	1.20	1.13	1.25	1.00	-	局部失稳
芝加哥地铁(美国)	16.0	0.00	11.3	19.0	35.0	0	1.11	1.12	1.05	1.05	0.99	见图 3(b)	接近失稳

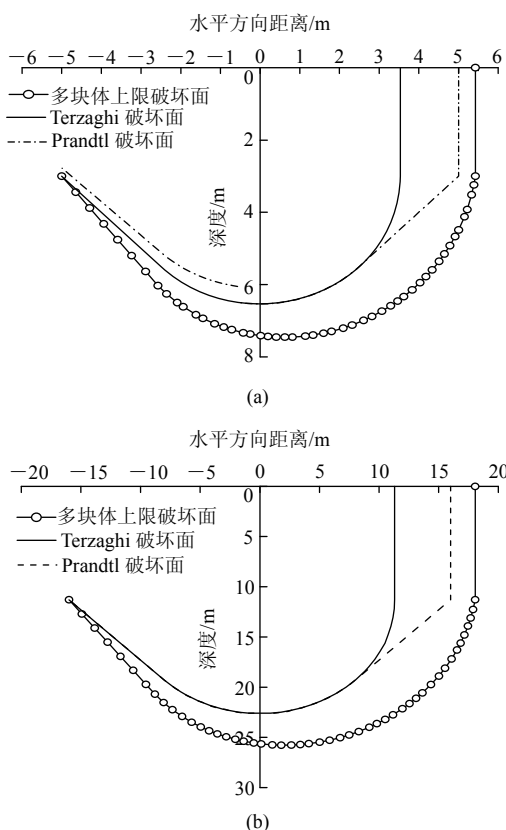


图 3 Terzaghi, Prandtl 破坏模式与多块体上限破坏面的对比

Fig.3 Failure envelopes obtained respectively by Terzaghi mode, Prandtl mode and multi-block upper bound method

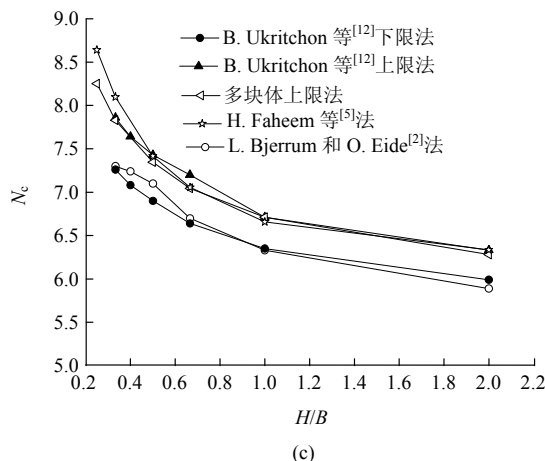
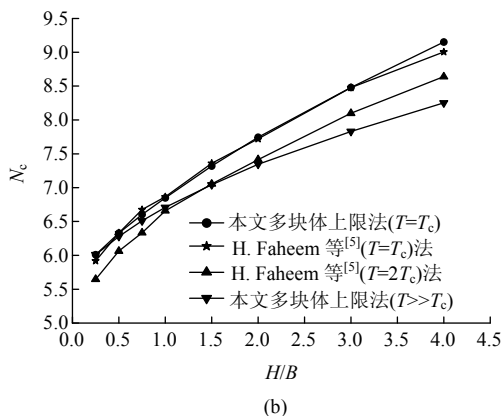
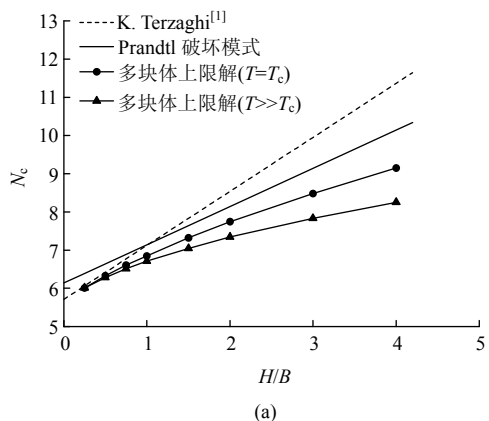


图 4 各种方法基坑宽度对抗隆起稳定性的影响及对比
Fig.4 Influence of cut width on basal heave stability by different methods

小于真实的安全系数, 而 H. Faheem 等^[5]的计算结果又高于上限解, 因此其计算结果在 H/B 较大时的可信度就值得商榷。图 4(c)给出了极限分析上下有限元的计算结果^[12]、强度折减有限元计算结果^[5]、L. Bjerrum 和 O. Eide^[2]的计算结果以及本文多块体上限方法的计算结果。由图 4(c)可见, L. Bjerrum 和 O. Eide^[2]的计算结果偏于保守, 较接近 B. Ukritchon 等^[12]极限分析下限有限元的计算结果; 本文多块体上限解、强度折减有限元解^[5]及极限分析上限解^[12]比较接近。同样当 H/B 较大(或 B/H 较小)时, H. Faheem 等^[5]的计算结果高于 B. Ukritchon 等^[12]极限分析上限有限元的计算结果。由图 4 来看, 随着 B/H 增加, 基坑抗隆起稳定系数(安全系数)减小。

3.3 基岩埋置深度对抗隆起稳定分析的影响

当坑底以下基岩埋置较浅时, 基坑的隆起破坏面不可能穿越基岩, 基岩的存在就约束了土体的隆起破坏, 从而提高了抗隆起稳定性。本文采用多块体上限法对存在基岩时的基坑抗隆起稳定性进行分析并与其他方法进行对比。图 5 给出了基坑抗隆起稳定系数 N_c 随 T/T_c 的变化情况(T 为基岩距基坑底面的距离, $T_c = B/\sqrt{2}$)。由图 5 可见, 对于传统的 Terzaghi 模式及 Prandtl 模式, 当 $T \leq T_c$ 时, 基岩埋置越浅, 基坑抗隆起稳定系数越高, 当 $T > T_c$ 时, 基岩的存在对抗隆起稳定性已没有影响。本文的多块体上限方法及强度折减有限元分析结果^[5]也表明, 在一定范围内基岩距坑底越近, 基坑抗隆起稳定系数提高越多, 但基岩存在影响的埋置深度范围更大, 计算发现, 本文多块体上限法中可取为 $1.5T_c$ 。

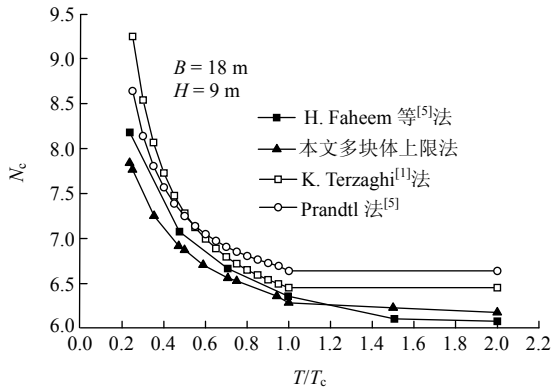


图 5 稳定系数 N_c 随 T/T_c 的变化情况

Fig.5 Variation of T/T_c vs. stability coefficient N_c

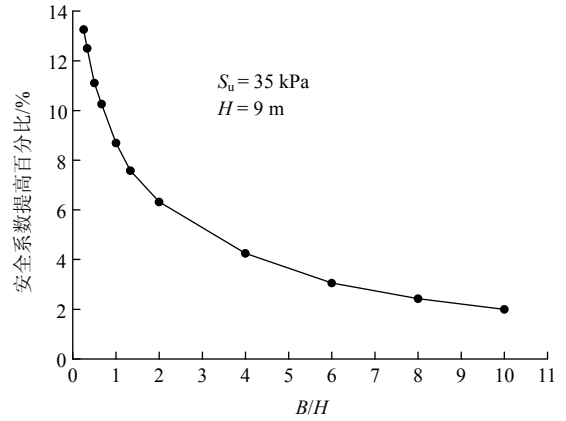


图 7 支护墙体与土体之间侧摩阻对抗隆起稳定性的影响

Fig.7 Effect of interface friction of supporting wall body and soil on the basal heave stability

图 6 为不同 T/T_c 对抗隆起稳定性破坏面的影响，由此也可看出基岩对隆起破坏面的约束效应。

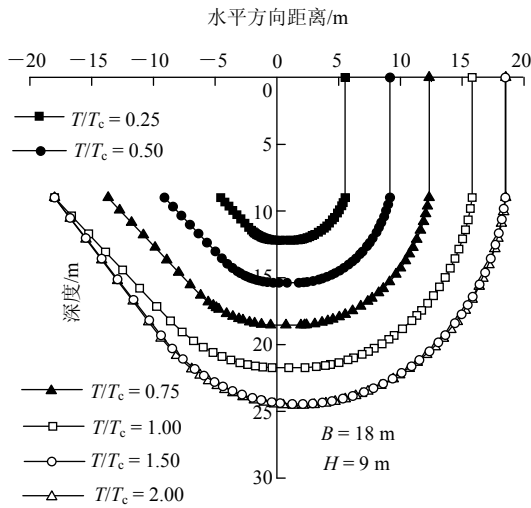


图 6 不同 T/T_c 对抗隆起稳定性破坏面的影响

Fig.6 Effects of different values of T/T_c on failure envelope of basal heave stability

3.4 支护墙体侧摩阻对抗隆起稳定性影响分析

若定义支护墙体与土体之间的摩擦因数为 $\alpha = f/S_u$ 。B. Ukritchon 等^[12]通过极限分析有限元的分析认为，取 $\alpha = 1.0$ 时，若 $B/H < 1/3$ ，抗隆起安全系数可以提高 5%~10%；而当 $B/H > 5$ 时支护墙体的侧摩阻对抗隆起安全系数影响很小。此处将应用本文的多块体上限法分析墙土间侧摩阻对抗隆起稳定性的影响。当考虑墙土间侧摩阻时，上限方法能量方程需要增加墙土间侧摩阻能量耗散的计算，即式(3)中左端第 3 项。

为方便分析以及对比，此处选择的计算参数如下： $H = 9 \text{ m}$ ， $S_u = 35 \text{ kPa}$ ， $\alpha = 1.0$ 。图 7 给出了由本

文多块体上限法计算的 $\alpha = 1.0$ 时的抗隆起安全系数相对于 $\alpha = 0$ (不考虑侧摩阻) 时提高的百分比随基坑宽深比 B/H 的变化情况。由图 7 可知，当 B/H 较小时，支护墙体与土体之间侧摩阻对抗隆起稳定性影响较大，随着 B/H 的增加，支护墙体与土体之间侧摩阻对抗隆起稳定性的影响逐渐减小，这与 B. Ukritchon 等^[12]的结论相近。

3.5 支护墙体入土深度影响分析

传统的方法^[1, 2]都没有考虑支护墙体入土深度对抗隆起稳定的影响。当支护墙体插入深度 D 不为零时，本文的多块体上限方法仍可应用。需要再一次强调的是，图 1 所示的多块体破坏模式只适用于支护墙体刚性情况。表 2 给出了由本文多块体上限法及强度折减有限元法^[5]计算的抗隆起安全系数随支护墙体入土深度的变化。计算中所选用的参数为： $H = 9 \text{ m}$ ， $B = 12 \text{ m}$ ， $S_u = 35 \text{ kPa}$ ， $T = 2T_c$ 。本文方法计算的安全系数要大于 H. Faheem 等^[5]的结果，最大差别达到了 6.7%。究其原因可归为：(1) 本文的计算结果是真实解上限，给出的结果有可能偏高。(2) 对于有插入深度的情况，H. Faheem 等^[5]曾经指出，强度折减有限元进行计算时，判别计算终止的条件是存在问题的，此时往往没办法以不收敛作为计算终止的标准而是以一定的位移限值作为标准，这也可能造成计算结果偏小。图 8 为支护墙体不同入土深度下的坑底抗隆起破坏面(虚线为支护墙体底端的位置)。由图 8 可见，依据本文中所选用的多块体破坏模式(见图 1)，当支护墙体入土深度较浅时，坑底隆起失稳的破坏范围可能延伸为整个

表 2 支护墙体插入深度对抗隆起安全系数的影响
Table 2 Influence of D/T on safety factor F_s of basal heave stability

D/T	Faheem 法	本文多块体上限法
0.0	1.23	1.26
0.1	-	1.35
0.2	1.34	1.43
0.3	1.42	1.49
0.4	1.49	1.52
0.5	1.56	1.60

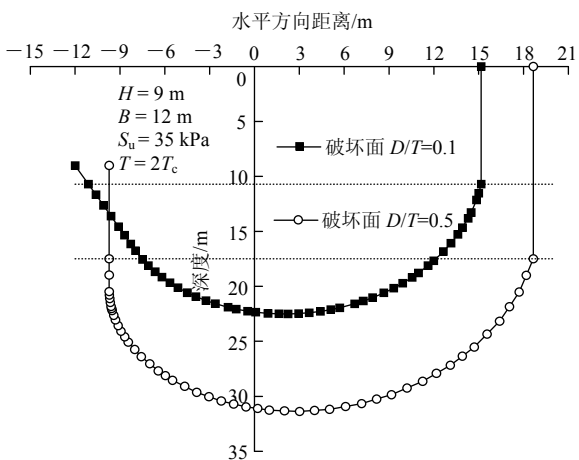


图 8 支护墙体不同入土深度下的坑底抗隆起破坏面
Fig.8 Failure envelopes of basal heave with different depths of supporting wall body

基坑宽度, 而当支护墙体入土深度增加时, 基坑的隆起失稳破坏范围更可能向支护墙侧靠近。

3.6 土体强度非均质影响分析

以上针对的是均质黏土情况, 而实际工程中常会遇到非均质黏土, 比较普遍的是, 不排水强度随深度线性或近似线性变化。黄茂松等^[23]曾基于 Y. F. Dafalias^[24]所提出的黏土临界状态模型, 从理论上导出了 K_0 固结黏土不排水强度随深度变化的相关关系。本文将应用多块体上限法探讨黏土强度非均质对抗隆起稳定性的影响。黄茂松等^[25]详细地探讨了非均质及各向异性条件下多块体上限法在地基极限承载力计算中的实现问题, 此处考虑黏土不排水强度非均质时的抗隆起多块体上限计算实现过程可参照黄茂松等^[25]进行, 限于篇幅本文不再给出具体过程。用于分析土体强度非均质影响的基坑基本参数为: 基坑开挖深度 $H=6\text{ m}$, 基坑宽度 $B=12\text{ m}$, 土体重度 $\gamma=18\text{ kN/m}^3$, 黏土不排水强度随深度变化

模式为 $S_u = \lambda z + S_{u0}$ ($S_{u0} = 8\text{ kPa}$ 为地表处的黏土不排水抗剪强度; λ 为土体强度随深度的变化率; z 为所考虑计算点距地面的距离, 也即黏土不排水强度 S_u 随深度线性增加)。表 3 给出了抗隆起安全系数 F_s 随 λ 的变化。

表 3 抗隆起安全系数 F_s 随 λ 的变化

Table 3 Variation of factor of safety F_s with λ for basal heave stability

λ	F_s
0.9	0.933
1.1	1.026
1.3	1.118
1.5	1.210
1.7	1.287
3.0	1.886

由表 3 可见, 土体强度的非均质对抗隆起稳定分析有很大的影响, 抗隆起安全系数随着土体不排水强度变化率 λ 的增大而提高, 但是经过简单的运算可以发现, F_s 并不是随着 λ 线性变化。为解释这一现象, 图 9 给出了不同非均质参数 λ 对应的隆起失稳破坏面。由图 9 可见, 随着 λ 的增加, 基坑隆起失稳破坏面范围会减小, 这就必然决定了 F_s 随 λ 增加的幅度会逐渐减小。这一事实也说明, 以某一种简单的破坏模式, 比如 Terzaghi 或 Prandtl 模式来探讨土体非均质对抗隆稳定性的影响, 将会导致偏大的不合理结果。

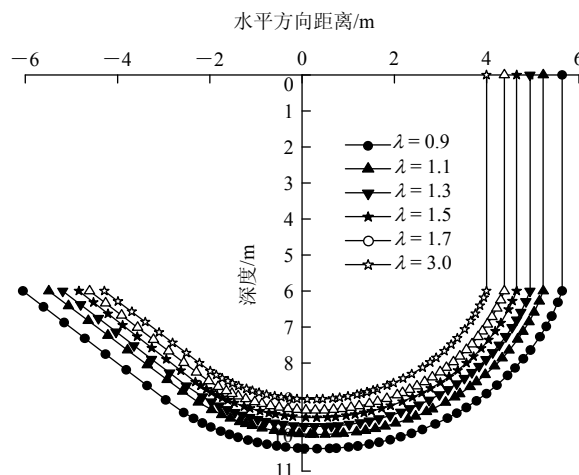


图 9 不同非均质参数 λ 对应的隆起失稳破坏面
Fig.9 Basal heave failure envelopes for different heterogeneous values of λ

4 实例分析

4.1 实例 1

Y. M. A. Hashash 和 A. J. Whittle^[26]采用著名的基于 BBC(Boston blue clay)黏土建立的 MIT - E3 软黏土各向异性本构模型对 BBC 黏土类基坑进行了比较成功的弹塑性有限元分析。所选用的计算参数^[26]中, 支护墙体总长(即 $H+D$)为 12.5 m, 基坑宽度 B 为 40 m, 土体竖向有效应力随深度 z 的变化规律为 $\sigma'_{v0} = 8.19z + 24.5$, 土体重度 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, 土体强度可表示为 $S_u / \sigma'_{v0} = 0.21$ 。当基坑开挖深度 $H = 10 \text{ m}$ 时, 所得到的抗隆起安全系数^[26]为 1.00~1.25, 由本文多块体上限方法计算的抗隆起安全系数为 1.223, 与弹塑性有限元计算结果比较接近。

4.2 实例 2

上海一地铁站基坑^[27]深 15.5 m, 宽 17.4 m, 基坑长 335 m, 支护墙体深 28 m, 不排水抗剪强度随深度的变化规律为 $S_u = 0.4\sigma'_{v0}$ 。当考虑桩土间摩擦时, 由本文多块体上限方法计算的抗隆安全系数为 $F_s = 2.582$ 。由上海市基坑规范计算的抗隆起安全系数为 2.200。根据现场实测的支护墙体最大位移以及 A. I. Mana 和 G. W. Clough^[28]提出的支护墙体最大位移与基底抗隆起安全系数的相关关系, 该基坑最小的抗隆安全系数应该是 2.400, 显然本文方法结果更合理。

5 结 论

通过以上对多块体上限方法在黏土基坑抗隆起分析中的应用探讨, 可以得出以下结论:

(1) 本文所采用的多块体破坏模式严格符合上限方法要求, 因此由本文方法所得结果也必然是严格的上限解, 这就为评价其他方法计算结果的优劣提供了一个有力的标准。

(2) 本文的多块体上限法可以考虑基坑宽度、基岩埋置深度、支护墙体与土体间侧摩阻等对基坑抗隆起稳定性的影响, 同时由于上限法的速度间断面与实际土体中的破坏面相联系, 从而能够给出基坑隆起失稳的破坏模式及破坏范围。

(3) 从本文的计算及对比情况来看, 当不考虑支护墙体埋深($D = 0$)时, 本文方法的计算结果要明

显优于 Terzaghi 模式以及 Prandtl 破坏模式的计算结果; 在某些参数范围, 强度折减有限元法^[5]的计算结果高于本文多块体上限法计算结果, 因此会更偏高于真实解。本文的多块体上限解与极限分析有限元上限结果^[12]较为接近。

(4) 考虑支护墙体埋置深度时, 本文多块体上限方法的计算结果要比强度折减有限元计算结果^[5]偏大一些。本文的多块体上限方法只能考虑墙体为刚性的情况, 尚无法考虑支护墙体抗弯能力对抗隆起稳定性的影响, 这一点需要做更深入的研究。

(5) 黏土强度的非均质对抗隆起安全系数及隆起失稳破坏面都是有影响的, 而这是简单破坏模式, 比如 Terzaghi 模式或 Prandtl 模式所无法反映的。

参考文献(References):

- [1] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1943.
- [2] BJERRUM L, EIDE O. Stability of strutted excavations in clay[J]. Geotechnique, 1956, 6(1): 115 - 128.
- [3] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.(LIU Jianhang, HOU Xueyuan. Handbook for foundation pit engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1997.(in Chinese))
- [4] CAI F, UGAI K, HAGIWARA T. Base stability of circular excavation in soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128(8): 702 - 706.
- [5] FAHEEM H, CAI F, UGAI K. Two-dimensional base stability of excavations in soft soils using FEM[J]. Computers and Geotechnics, 2003, 30(2): 141 - 163.
- [6] FAHEEM H, CAI F, UGAI K. Three-dimensional base stability of rectangular excavations in soft soils using FEM[J]. Computers and Geotechnics, 2004, 31(2): 67 - 74.
- [7] SMITH I M, HO D K H. Influence of construction technique on the performance of a braced excavation in marine clay[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1992, 16(12): 845 - 868.
- [8] GOH A T C. Assessment of basal heave stability for braced excavation systems using the finite element method[J]. Computers and Geotechnics, 1990, 10(4): 325 - 338.
- [9] GOH A T C. Estimating basal-heave stability for braced excavations in

- soft clay[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, 120(8): 1 430 - 1 436.
- [10] CHANG M F. Basal stability analysis of braced cuts in clay[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000, 126(3): 276 - 279.
- [11] SU S F, LIAO H J, LIN Y H. Base stability of deep excavation in anisotropic soft clay[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998, 124(9): 809 - 819.
- [12] 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.
- [13] CHEN W F. *Limit analysis and soil plasticity*[M]. Amsterdam: Elsevier Science, 1975.
- [14] DONALD I B, CHEN Z Y. Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1997, 34(6): 853 - 862.
- [15] DRESCHER A, DETOURNAY E. Limit load in translational failure mechanisms for associative and nonassociative materials[J]. *Geotechnique*, 1993, 43(3): 443 - 456.
- [16] MICHALOWSKI R L. slope stability analysis: a kinematical approach[J]. *Geotechnique*, 1995, 45(2): 283 - 293.
- [17] MICHALOWSKI R L. An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis[J]. *Soils and Foundations*, 1997, 37(4): 57 - 64.
- [18] MICHALOWSKI R L. Upper-bound load estimates on square and rectangular footings[J]. *Geotechnique*, 2001, 51(9): 787 - 798.
- [19] SOUBRA A H, REGENASS P. Three-dimensional passive earth pressures by kinematical approach[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000, 126(11): 969 - 978.
- [20] SOUBRA A H. Static and seismic passive earth pressure coefficients on rigid retaining structures[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, 37(2): 463 - 478.
- [21] DRUCKER D C, PRAGER W, GREENBERG H J. Extended limit design theorems for continuous media[J]. *Quarterly of Applied Mathematics*, 1952, 9(4): 381 - 389.
- [22] GRECO V R. Efficient Monte Carlo technique for locating critical slip surface[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1996, 122(7): 517 - 525.
- [23] 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.(HUANG Maosong, SONG Xiaoyu, QIN Huilai. Basal stability of braced excavations in K_0 -consolidated soft clay by upper bound method[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2008, 30(2): 250 - 255.(in Chinese))
- [24] DAFALIAS Y F. An anisotropic critical state soil plasticity model[J]. *Mechanics Research Communications*, 1987, 13(6): 341 - 347.
- [25] 黄茂松, 秦会来, 郭院成. 非均质和各向异性黏土地基承载力的上限解[J]. *岩石力学与工程学报*, 2008, 27(3): 511 - 518.(HUANG Maosong, QIN Huilai, GUO Yuancheng. Upper bound solution for bearing capacity of nonhomogeneous and anisotropic clay foundation[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2008, 27(3): 511 - 518.(in Chinese))
- [26] HASHASH Y M A, WHITTLE A J. Ground movement prediction for deep excavations in soft clay[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1996, 122(6): 474 - 486.
- [27] LIU G B, CHARLES W W N G, WANG Z W. Observed performance of a deep multistrutted excavation in Shanghai soft clays[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2005, 131(8): 1 004 - 1 013.
- [28] MANA A I, CLOUGH G W. Prediction of movements for braced cuts in clay[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1981, 107(6): 759 - 777.