

# 确定深基坑隆起破坏面的优化方法

胡志平<sup>1</sup>, 姚海明<sup>2</sup>, 罗丽娟<sup>1</sup>

(1. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 2. 上海市政二公司, 上海 200092)

[摘要] 采用有限元程序求得深基坑支护结构和土体开挖前后的应力状态以及土体任一点处的极限状态函数值; 运用人工参与的优化方法选择坑底最大可能隆起破坏的起点与终点以及潜在隆起破坏面的形状和位置, 并计算相应的安全系数。计算表明, 潜在破裂面终点的位置对围护桩插入比不敏感, 而在破裂面起点位置随围护桩入土深度的增加而逐渐靠近围护桩。工程实例证实了组合优化算法对潜在破裂面确定的有效性和实用性。

[关键词] 深基坑支护; 隆起破坏; 优化; 桩土插入比; 安全系数

[中图分类号] TU431 [文献标识码] A [文章编号] 1672-6561(2005)03-0044-05

[作者简介] 胡志平(1973-), 男, 湖南益阳人, 讲师, 博士, 从事地下结构设计理论与风险评估研究。

基坑支护结构破坏原因归纳起来主要有整体失稳、基坑隆起、管涌及流沙、支撑强度不足或压屈、墙体破坏、支护结构平面变形超过限度<sup>[1]</sup>等。在上海地区基坑设计中, 多道支撑的围护墙插入深度往往取决于坑底抗隆起验算<sup>[2]</sup>。基坑底面抗隆起破坏的方法有太沙基公式、普朗特公式, 同时考虑粘聚力和内摩擦角计算公式、墙体土体极限承载力的抗隆起计算方法等等<sup>[3,4]</sup>。针对目前基坑工程设计规范中的假定, 可知基坑抗隆起计算主要问题在于土体间的应力介于静止土压力和主动或被动土压力之间, 难以准确描述; 土体一般成层分布, 均质连续体难以表达; 可能破裂面为事先假定(隆起破坏面通过围护墙底), 其中圆弧破裂面的假定与实际破裂面有较大差异。笔者对基坑开挖进行弹塑性有限元分析, 计算基坑开挖后(不同的围护墙入土深度)土体单元的应力状态, 计算土体任一点处的极限状态函数值; 利用有限元网格中的点和线, 人工选择最大可能坑底隆起潜在破裂面的起点与终点, 通过优化方法<sup>[5]</sup>找出基坑土体最可能发生坑底隆起破坏潜在破裂面的形状及位置, 并给出相应的安全系数。

## 1 基坑底抗隆起验算方法的问题

坑底隆起是垂直向荷载的反应, 开挖深度不大

时, 坑底为弹性隆起, 特征为两侧隆起小, 中部隆起高, 正中隆起最高, 这类隆起在开挖结束后很快停止, 且基本不会引起围护墙外侧土体向坑内移动。随着开挖深度的增加, 基坑内外压力差增加, 到达一定深度后, 围护墙外侧土体将向基坑内移动, 使坑底产生向上的塑性隆起, 其特点是两边大、中间小, 同时在基坑周围产生较大的塑性区, 并引起地面沉降。塑性隆起发展到极限状态时, 基坑外侧的土体向坑内产生破坏性滑动, 基坑周围地层随之沉降, 使得基坑失稳。基坑抗隆起的一般计算方法有: 太沙基公式、普朗特公式、同时考虑粘聚力和内摩擦角的计算公式、考虑墙体、土体的极限承载力的抗隆起计算方法; 控制隆起位移量的墙体插入深度计算方法; 土体塑性区发展与基坑底部隆起可能性的分析方法。

基坑隆起破坏的根本原因是土体应力强度的破坏。基坑开挖, 打破了天然土体原始的应力平衡状态, 使土体中的应力重新分布, 形成二次应力场。当土体中某点的应力水平超过其强度极限时, 该处土体将发生破坏, 进入塑性。在一定条件下, 这个局部塑性区逐渐扩大, 土体向压力较小的基坑内滑动, 导致基坑底部的隆起和坑壁的坍塌。因此, 只有正确地计算出开挖后坑底软土中的主应力值, 才能根据土体强度准则对坑底稳定性做出评价, 选择合适的围护形式或围护桩长。然而, 由于土体工程

地质条件的复杂性,用传统理论无法准确、有效地对其进行模拟。有限单元法则可把这一复杂的地质体化成多个有限大小的单元组成的离散结构,不同单元可根据实际情况选定不同的物理力学参数值,使复杂的问题得以合理、准确地模拟、解决。

在基坑工程设计规范中坑底抗隆起稳定假定下,当前计算坑底抗隆起存在几个问题:

(1)对土体间应力描述不准确,基坑开挖后,开挖面以上的基坑土体主动位移小于静力极限平衡所需的位移,使主动向土压力介于静止土压力与主动土压力间;同理,基坑开挖面以下坑内土体的被动向土压力介于被动土压力与静止土压力;坑外土体的被动土压力介于静止土压力与被动土压力之间。

(2)对于土体的物理性质描述不明确,基坑周围的土体是成层分布的,不同层土体的物理性质差别很大,对于抗隆起的贡献也不尽相同。

(3)计算公式中可能破裂面为事先假定(隆起破坏面通过围护墙底),其中圆弧破裂面的假定与实际破裂面有较大差异。在基坑工程中,围护墙底的主应力方向向下,剪切力与水平方向有一夹角,使得隆起破坏的可能破裂面位于墙底一定深度。

这里将对基坑开挖进行弹塑性有限元分析,计算基坑开挖后(不同的围护墙入土深度)土体单元的应力状态,计算土体任一点处的极限状态函数值;利用有限元网格中的点和线,人工选择最大可能坑底隆起潜在破裂面的起点与终点,通过优化方法找出基坑土体最可能发生坑底隆起破坏的潜在破裂面的形状及位置,并给出相应的安全系数。

## 2 基坑开挖的有限元法

基坑开挖之前,土体在其自重作用下已处于受力变形状态,土体中已经存在着初始应力,也就是地层处于天然状态条件下所具有的应力。如果不计构造应力时,在地面平整及表面无不均匀荷载情况下,初始应力就等于其自重应力。初始应力 $\{\sigma^0\}$ 一般可采用静力有限元法预先获得。对于线弹性平面问题,则初始应力 $\{\sigma^0\}$ 为

$$\{\sigma^0\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x^0 \\ \sigma_y^0 \\ \tau_{xy}^0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum_i^n \frac{\mu_i}{1-\mu_i} \gamma_i y \\ \sum_i^n \gamma_i y \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中: $i$ 为土层号; $\mu_i$ 为第*i*层土的泊松比; $\gamma_i$ 为第*i*层土的容重; $y$ 为从自然地面到第*i*层土的高度。

设开挖前的计算域为 $\Omega^0$ ,初始应力为 $\{\sigma^0\}$ ;开挖后的计算域为 $\Omega$ 应力场为 $\{\sigma\}$ ,作用在该计算域上的体力为 $p$ ,面力边界 $S$ 上的面力为 $t$ 。由于开挖引起了初始应力和位移的变化,即产生了扰动应力场 $\{\Delta\sigma\}$ 和位移场 $\Delta\delta$

根据应力变化历史

$$\{\sigma\} = \{\sigma^0\} + \{\Delta\sigma\} \quad (2)$$

利用虚功原理可建立有限元平衡方程

$$\int_{\Omega} [B]^T \{\sigma\} d\Omega = \int_{\Omega} [N]^T p d\Omega + \int_S [N]^T t ds \quad (3)$$

式中: $[B]$ 为应变矩阵; $[N]$ 为形函数矩阵。

将式(2)代入式(3)得

$$\int_{\Omega} [B]^T \{\Delta\sigma\} d\Omega = \int_{\Omega} [N]^T p d\Omega + \int_S [N]^T t ds - \int_{\Omega} [B]^T \{\sigma^0\} d\Omega \quad (4)$$

$$\text{即} \int_{\Omega} [B]^T [D] [B] \Delta\delta d\Omega = \int_{\Omega} [N]^T p d\Omega + \int_S [N]^T t ds - \int_{\Omega} [B]^T \{\sigma^0\} d\Omega \quad (5)$$

为方便计算,式(5)可简记为

$$K\Delta\delta = F_p + F_t + F_{\sigma^0} = \Delta F \quad (6)$$

式中: $\Delta F$ 即由于开挖形成的计算域 $\Omega$ 的不平衡结点力; $K$ 为体系的刚度矩阵, $K = \int_{\Omega} [B]^T [D] [B] d\Omega$ ; $F_p = \int_{\Omega} [N]^T p d\Omega$ ; $F_t = \int_S [N]^T t ds$ ; $F_{\sigma^0} = - \int_{\Omega} [B]^T \sigma d\Omega$

式(6)的含义为在土体开挖之后,土体周边的应力被解除,从而造成体系处于不平衡状态,为达到新的平衡状态,应力出现了重分布,地层产生了新的运动,即产生了新的应力场和位移场。

## 3 基坑坑底潜在破坏面的定义

为了确定最危险潜在破裂面,抗力 $R = \infty$ 。容许屈服应力 $\infty$ 采用的Mohr-Coulomb屈服准则,得到各点的屈服应力

$$\infty = c \cos \varphi \quad (7)$$

外荷载 $S = \sigma$ (有效应力),表示为

$$\sigma = 1/3 J'_1 \sin \varphi + \sqrt{J_2} \left[ \cos \theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin \theta \sin \varphi \right] \quad (8)$$

$$\theta = 1/3 \arcsin \left[ \frac{-3\sqrt{3} J'_3}{2 \sqrt{J'_2}} \right] \quad (9)$$

式中:  $J'_1, J'_2, J'_3$  为偏应力张量;  $c, \varphi$  为土的强度参数。

所以,任一点的极限状态函数

$$Z = R - S \quad (10)$$

当  $z > 0$  时,尚未屈服,该点处于弹性状态;当  $z = 0$  时,该点屈服,进入塑性状态。

土体中任意两点确定后,通过这两点就有一个最危险的软弱面。在有限元网格中存在很多条连接这两点可能的破裂面路径。每条路径上的总屈服应力水平  $R$  和总有效应力水平  $S$  之差定义为该破裂线上的权值  $W$ ,即

$$W = R - S = \sum_{i=1}^n (R_i - S_i) \quad (11)$$

式中:  $n$  为组成土坡中任意一条路径的所有分段总数;  $R_i$  为第  $i$  条分线段上的平均屈服应力水平;  $S_i$  为第  $i$  条分线段上的平均有效应力水平;  $R$  为潜在破裂面上的总屈服应力水平;  $S$  为潜在破裂面上的总有效应力水平。  $R_i$  和  $S_i$  可分别近似地取值为第  $i$  条分线段上两个端点(单元的节点)的  $R$  和  $S$  的平均值。通过组合数学最短路径法求得土体中连接两点间权值  $W$  最小的路径,该路径被认为是通过这两点最危险的路径。

任意一条潜在破裂面上的安全系数计算为

$$Fos = \frac{\sum_{i=1}^n R_i \Delta L_i}{\sum_{i=1}^n S_i \Delta L_i} \quad (12)$$

其中安全系数最小的潜在破裂面为最大可能潜在破裂面,其安全系数为基坑坑底抗隆起安全系数。

## 4 工程实例

某基坑开挖深度为 5 m,土层物理力学指标见表 1,围护桩采用  $\phi 600$  钻孔灌注桩。先通过弹塑性有限元程序计算基坑开挖后的土体应力状态,然后通过优化方法找出基坑周围土体可能发生的滑移

表 1 土层物理力学指标

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil

编号	$d/m$	$E/kPa$	$\mu$	$\gamma/$ ( $kN \cdot m^{-3}$ )	$c/kPa$	$\varphi/(\circ)$
①	4.0	3 390	0.42	18.4	11	15.0
②	1.5	2 369	0.43	18.4	10	7.5
③	5.0	4 400	0.39	18.7	20	20.5
④	15.0	7 072	0.38	18.7	20	21.0

面,并计算在最大可能滑移面的安全系数,从而确定围护桩的入土深度。具体计算步骤:

(1) 弹塑性有限元计算开挖前基坑周围土体初始应力状态。

弹塑性有限元模型的建立:利用对称性,对结构的一半进行分析,采用的开挖前后的有限元网格见图 1,模型为 20 m  $\times$  20 m,开挖 5 m  $\times$  10 m,围护结构宽度 0.8 m,入土深度 6 m,模型两侧为水平约束,下部为固定约束,单元采用八节点等参单元。

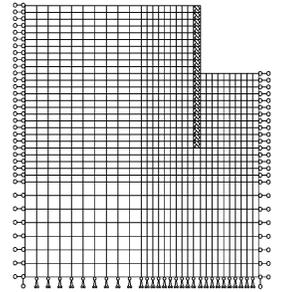


图 1 开挖后有限元计算网格

Fig. 1 Mesh after excavation

(2) 计算开挖后土体的应力状态,挖去土体单元后的土体应力状态(桩长 11 m,入土深度 6 m)利用插值矩阵可计算出各角节点上的插值应力

$$\sigma_{Gauss} = N \sigma_i$$

$$\sigma_i = N^{-1} \sigma_{Gauss} \quad (13)$$

式中:  $\sigma_{Gauss}$  为高斯点应力矩阵;  $N$  为插值矩阵;  $\sigma_i$  为单元节点处的有效应力矩阵。

单元边上中结点的应力可取相邻两个角结点应力平均值。在每一个单元求得节点应力后,再用绕节点平均法求出最终的节点应力,即最终的节点应力为所有拥有该节点单元上的该点插值应力。然后选定土体中可能破裂面的起点与终点,引入最短路径的组合优化<sup>[9]</sup>算法,即可算出基坑隆起的最大可能潜在破裂面,程序框图见图 2。

对于桩长 11.5 m,入土深度 6.5 m,搜索潜在破裂面得到的结果见表 2。

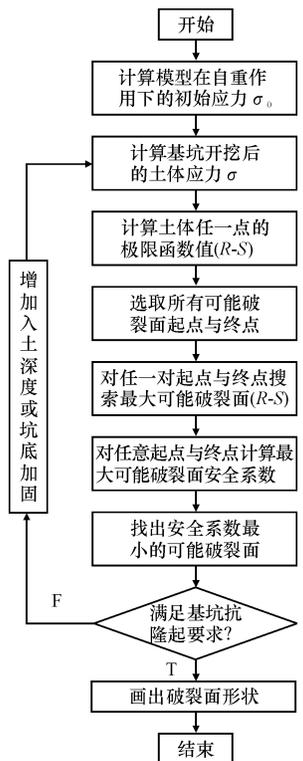


图 2 最危险潜在破裂面搜索程序框图

Fig. 2 Scheme of potential fracture plane searching program

表 2 搜索潜在破裂面计算结果

Table 2 Numeric results of potential fracture plane

起点	终点	屈服极限 $\sigma_f / \text{kPa}$	外荷能量 $\sigma / \text{kPa}$	安全系数 $I$
213	2 676	227.392	118.400	1.921
213	2 640	220.892	114.800	1.924
213	2 604	217.967	122.200	1.784
213	2 568	214.933	118.900	1.808
224	2 676	226.092	118.400	1.910
224	2 640	219.700	114.800	1.914
224	2 604	216.667	122.200	1.773
224	2 568	213.698	118.900	1.797
235	2 676	224.792	118.500	1.897
235	2 640	218.400	114.900	1.901
235	2 604	215.475	122.300	1.762
235	2 568	212.442	119.000	1.785
246	2 676	223.600	118.200	1.892
246	2 640	217.100	114.600	1.894
246	2 604	214.175	121.900	1.757
246	2 568	211.142	118.700	1.779
257	2 676	222.192	117.300	1.894
257	2 640	215.800	113.700	1.898
257	2 604	212.767	121.000	1.758
257	2 568	209.842	117.800	1.781
268	2 676	220.783	116.300	1.898
268	2 640	214.392	112.700	1.902
268	2 604	211.358	120.100	1.760
268	2 568	208.433	116.800	1.785
279	2 676	219.375	115.200	1.904
279	2 640	212.983	111.600	1.908
279	2 604	209.950	118.900	1.766
279	2 568	207.025	115.700	1.789
290	2 676	218.725	114.400	1.912
290	2 640	212.225	110.800	1.915
290	2 604	209.300	118.200	1.771
290	2 568	206.267	114.900	1.795

表 2 中起点为节点 246, 终点为节点 2604 的潜在破裂面安全系数最小, 为 1.757, 潜在破裂面形状见图 3、塑性区见图 4。

对于不同围护桩长的计算结果见表 3, 采用太沙基法和普朗德法对不同桩长情况下的基坑抗隆起计算结果与本文搜索潜在破裂面法计算的结果对比见图 5。

从图 5 可以看出, 当插入比由 0.9 增至 1 时, 太沙基法和普朗德法计算得到的安全系数由 1.139 和 1.014 增至 3.259 和 2.762; 而当插入比继续增加到 1.3 时, 安全系数的增加很小, 由 3.259

和 2.762 增至 3.289 和 2.792。而搜索潜在破裂面法计算得到的安全系数随插入比的增加, 由 1.0 逐渐增加到 1.757, 相比之下, 该方法更能准确反映插入比对基坑抗隆起安全系数的影响。

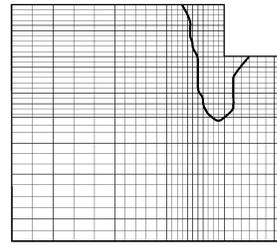


图 3 潜在破裂面形状

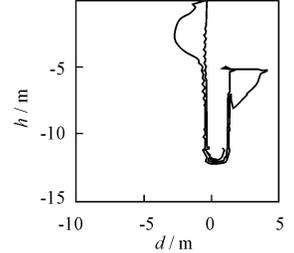


图 4 塑性区开展范围

Fig.3 Shape of potential fracture plane Fig.4 Plastic zone of foundation pit by numeric simulation

表 3 各种方法计算结果对比

Table 3 Results of different methods about the safe index

桩长 $h / \text{m}$	插入深度 $h_s / \text{m}$	开挖深度 $h_c / \text{m}$	插入比 $R$	本文搜索法安全系数 $I$	普朗德安全系数 $I_p$	太沙基安全系数 $I_t$	备注
11.5	6.5	5	1.3	1.757	2.792	3.289	安全
11.0	6.0	5	1.2	1.623	2.779	3.275	安全
10.5	5.5	5	1.1	1.263	2.774	3.269	安全储备低
10.0	5.0	5	1.0	1.211	2.762	3.259	安全储备低
9.5	4.5	5	0.9	1.116	1.014	1.139	不安全
9.0	4.0	5	0.8	1.000			破坏

根据搜索潜在破坏面的方法, 潜在破裂面终点的位置不敏感于插入比, 而潜在破裂面起点位置随围护桩入土深度的增加而逐渐靠近围护桩, 潜在破裂面起点位置与插入比的变化如图 6。

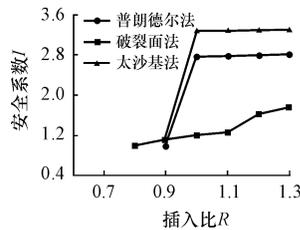


图 5 基坑抗隆起安全系数与围护桩插入比的关系

Fig.5 Relationship of anti-bulge safe index and insertion ratio of supporting structure

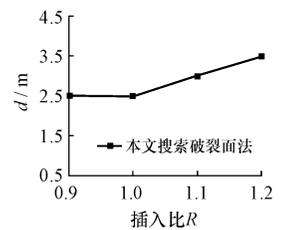


图 6 起点至围护桩的距离与插入比的关系

Fig.6 Relationship of depart from supporting structure and insertion ratio of supporting structure

## 5 结语

在有限元应力分析的基础上, 运用组合优化计算基坑周围土体中最危险的潜在潜在破裂面的原

理和基本过程, 可得结论:

(1) 以基坑土体塑性区连通性来评价基坑抗隆起的方法, 是一条验算基坑抗隆起的新途径。

(2) 根据基坑土体的应力状态直接求出最可能的潜在破裂面, 适应不同土层; 不需要对土体中的作用力进行简化。

(3) 本文方法较准确反映围护桩插入比对基坑抗隆起安全系数的影响。

[ 参 考 文 献 ]

- [1] 罗嗣海, 谭昌明, 李忘. 水土合算法土压力计算时的强度指标 [J]. 岩土工程学报, 1998, 20(1): 59~64.  
[2] 刘建航, 侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社

- 社, 1997.  
[3] Espinoza R D. Unified formulation for analysis of slopes with general slip surface[J]. Geotechnical Engineering, 1994, 120(7): 1185~1204.  
[4] Zhang X I, Chen W F. Limity analysis of slopes with general nonlinear failure criterion[J]. International Journal of Numeric Analysis Methods in Geomechanics, 1987, 11(1): 33~50.  
[5] Feng Z L. Optimal estimation of in situ ground stresses from displacements[J]. International Journal of Numeric Analysis Methods in Geomechanics, 1987, 11(2): 251~258.  
[6] Xie Y M, Steven G P. A simple evolutionary procedure for structural optimization[J]. Computers and Structures, 1993, 49(5): 885~896.

## Optimization of bulge fracture plane searching in foundation pit

HU Zhi ping<sup>1</sup>, YAO Hai ming<sup>2</sup>, LUO Li juan<sup>1</sup>

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China;

2. Shanghai Second Municipal Engineering Corporation, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Stress status of supporting structure and the retained soil was analyzed with FEM in foundation pit, and the value of limiting status function of retained soil was calculated. With "artificial participation" optimization, the shape and position of potential bulge fracture plane in foundation pit were calculated with the dijkstra algorithm and the relative safety coefficient was proposed. Large scale numeric calculation and in situ measurements show that the end point of potential fracture plane is insensitive to the insertion ratio of supporting pile, that the start point of potential fracture plane is near the supporting pile when the insertion of pile is increasing. The in situ measurements show the availability and utilization of method of the potential bulge fracture plane searching based on the optimization algorithm in composite optimization.

**Key words:** supporting structure; bulge fracture; optimization; insertion ratio of supporting structure; safe index

[ 英文审定: 马致远 ]

(上接第 43 页)

## Stability analysis in rock slope by preferred plane theory Base on stability evaluation of rock slope in Yuyang Mount rest park Tai Lake vocation village

ZHA Jun, YAN Chang hong, XU Bao tian, XU Song, SUN Ya zhe

(Department of Earth Sciences, Nanjing University, Nanjing 210093, China)

**Abstract:** This paper studied the stability of rock slope in Yuyang Mount by Analytic Hierarchy Process(AHP) of preferred plane theory. Firstly, ascertained the preferred plane that control the slope's stability by AHP. Fault 1 and soft plane are preferred plane. Then, put these preferred plane together to assemble preferred objects and built an engineering geological model. Lastly, computed the stability of the rock slope. If seismic accelerate velocity are 0.15 g and ground water are effected, the slope is instability. The results indicate that AHP is workable.

**Key words:** rock slope; preferred plane theory; AHP; evaluation of slope stability

[ 英文审定: 马致远 ]