

DOI: 10.16285/j.rsm.2017.08.019

非对称开挖基坑支撑式围护结构解析解

徐长节^{1,2}, 殷 铭¹, 胡文韬²

(1. 浙江大学 滨海和城市岩土工程研究中心, 浙江 杭州 310058; 2. 华东交通大学 土木建筑学院, 江西 南昌 330013)

摘 要: 随着城市建设发展的需要, 有两种甚至多种开挖深度的深基坑越来越常见, 但设计时常按开挖较深侧单边设计, 忽略两侧开挖深度不同带来的影响。基于等值梁法, 通过改进开挖较浅侧围护结构所受土压力模式, 推导了能考虑两侧挖深不同的支撑式围护结构深度计算公式, 探讨了基坑开挖的非对称程度对围护结构插入比的影响。结果表明, 相比于仅按单边设计, 挖深较深侧对挖深较浅侧的推挤作用会使挖深较浅侧围护结构插入比增大, 增大的幅度随非对称开挖程度的增加而增大, 且挖深较深侧挖深越大, 增大效应越显著。工程实例表明, 综合考虑两侧挖深差异的影响, 比仅按挖深较深侧单边设计更加经济、合理。

关 键 词: 基坑; 非对称开挖; 解析解; 插入比

中图分类号: TU 470

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2017)08-2306-07

Analytical solutions of calculating length of retaining structures of foundation pit under asymmetric excavation

XU Chang-jie^{1,2}, YIN Ming¹, HU Wen-tao²

(1. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou, Zhejiang 310058, China;

2. School of Civil Engineering and Architecture, East China Jiaotong University, Nanchang, Jiangxi 330013, China)

Abstract: As the increasingly harsh conditions of deep excavation in urban area, two or more different depths of excavation in one foundation pit are becoming more common. Ignoring the influences caused by two different asymmetric excavations, traditional method to solve this problem is simplifying the asymmetric excavation as symmetrical and using the deeper side in calculation. Given that, analytical solutions for the length of retaining structures in foundation pit considering the influences caused by two different asymmetric excavations have been deduced using the equivalent beam method. The influences on differences between retaining structures on two sides and their insertion ratio caused by two different asymmetric excavations have been investigated. The results show that, considering two different asymmetric excavations, insertion ratio of retaining structures located on the side of pit with shallower depth increases compared with calculating results without considering two different asymmetric excavation. This enhancing effect of insertion ratio becomes more obvious as the depth of deeper side of the excavation increases. Finally, a case study proved that the analytical solutions can improve the asymmetric excavation pit design method, and provide a useful and economic reference.

Keywords: foundation pit; asymmetric excavation; analytical solutions; insert ratio

1 引 言

近年来, 有两种甚至多种开挖深度的深基坑越来越常见, 例如建筑基坑与地下轨道基坑结合施工的深基坑、有地下防空等特殊功能需求的深基坑等^[1]。一般的基坑支护设计方法都主要针对具有单一开挖深度的基坑。如杨光华^[2]把支护结构简化为

一竖放的弹性地基梁, 支撑、锚杆及岩土体用弹簧系统来代替, 提出一种合理确定支护结构入土深度的算法; 陆培毅等^[3]通过对被动区土弹簧抗力引进弹塑性假设, 解决了利用弹性抗力法计算支护结构插入深度问题; 许锡昌等^[4]利用最小势能原理, 推导了支护桩桩顶最大位移的解析解, 并分析了各主要支护参数对该位移的影响; 王广冰等^[5]基于最

收稿日期: 2015-09-18

基金项目: 973 项目 (No. 2015CB057801); 江西省落地计划成果转化项目 (No. KJLD4036)。

This work was supported by the 973 Program(2015CB057801) and the Jiangxi Province Achievement Transformation Program(KJLD4036).

第一作者简介: 徐长节, 男, 1972 年生, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事基坑工程方面的研究。E-mail: xucj@zju.edu.cn

小势能原理提出土钉支护结构位移解析解；李栋等^[6]根据填土中土拱效应的作用以及土拱成形的基本理论，结合极限平衡分析方法，提出一种用于计算基坑支护结构土压力的解析方法；刘继国等^[7]运用 FLAC^{3D} 对武汉长江过江隧道江南明挖段深基坑进行了开挖与支护模拟，得出不同开挖阶段的地表沉降、基底隆起和墙后土体水平位移；何世秀等^[8]以平面应变有限元法为基础，分析了支护结构的刚度、基坑的开挖宽度、土体的变形模量、插入深度等因素对支护结构的变形的影响。这些研究基本都是针对单一挖深的基坑围护结构，考虑两种开挖深度的研究极少。对于不对称开挖围护结构，由于其受力的复杂性，一般均采用数值研究的方法^[9-10]，这种方法在工程上应用不便。基坑两侧开挖深度不同，必然两侧围护结构需要的插入深度不同，而目前没有合适的方法直接确定两侧围护结构深度，通常为按挖深较深侧单边设计，易使开挖较浅的围护结构深度过大，造成经济浪费。因此，需要从理论上提出一套能够计算非对称开挖情况下基坑围护结构深度的方法。本文基于等值梁法，通过理论推导获得了非对称开挖带支撑基坑两侧围护结构的解析解，所得成果简单可行，便于工程应用。

2 基本模型

如图 1 所示，右侧开挖区域挖深为 h_1 ，围护结构入土深度为 D_1 ，整体深度为 L_1 ；左侧开挖区域挖深为 h_2 ，围护结构入土深度为 D_2 ，整体深度为 L_2 。设一道横向支撑，横向支撑距离地面距离为 d ，设定 $h_1 > h_2$ 。土体为单层均质土，主动土压力系数为 K_a ，被动土压力系数为 K_p ，土体重度为 γ ，内摩擦角为 φ ，黏聚力为 c 。

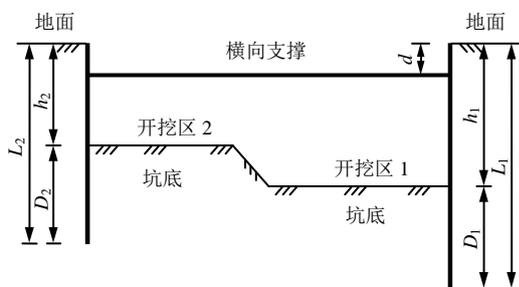


图 1 基本模型图
Fig.1 Profile of the calculating model

对于支撑刚度较大的情况，开挖的不对称性会使右侧围护结构进一步向坑内产生变形，而左侧围护结构会被压向土一侧。传统等值梁法进行基坑设

计时，采用的是土的极限平衡理论。但对于非对称开挖基坑，开挖较深侧占主导地位，其位移进一步向坑内发展，可认为其按极限状态设计是合理的；而开挖较浅侧由于开挖较深侧的推挤作用，其位移会向土一侧退回，难以达到极限状态的位移，因此，应该对其所受土压力进行修正（见图 2）。

图 2 中 E_a 为主动土压力合力， E_p 为被动土压力合力， E_0 为静止土压力合力。 δ_a 和 δ_p 分别为达到主动土压力合力和被动土压力合力的土体位移。

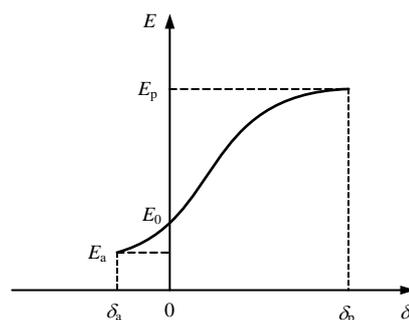


图 2 土压力与挡土结构位移关系
Fig.2 Relationship between earth pressure and displacement of the retaining structures

3 开挖较深侧围护结构深度计算

开挖较深侧按极限状态设计是合理的，所以仍可由传统等值梁法进行计算。计算图示见图 3，假定土压力 O 点即为反弯点。

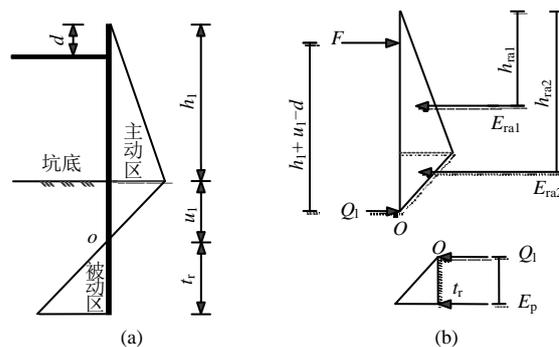


图 3 等值梁法计算示意图
Fig.3 Schematic diagram of equivalent beam method schematic

反弯点 (O 点) 距离坑底距离为

$$u_1 = \frac{h_1 K_a}{K_p - K_a} \quad (1)$$

开挖面以上主动土压力合力为

$$E_{ra1} = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 K_a \quad (2)$$

主动土压力合力 E_{ra1} 作用点距离地面距离为

$$h_{ra1} = \frac{2}{3}h_1 \quad (3)$$

围护结构后侧开挖面至土压力 O 点间土压力合力为

$$E_{ra2} = \frac{1}{2}\gamma u_1^2(K_p - K_a) \quad (4)$$

E_{ra2} 作用点距离地面距离为

$$h_{ra2} = h_1 + \frac{1}{3}u_1 \quad (5)$$

围护结构后侧土压力合力为

$$E_{ra} = E_{ra1} + E_{ra2} \quad (6)$$

E_{ra} 的作用点距离地面距离为

$$h_{ra} = \frac{E_{ra1}h_{ra1} + E_{ra2}h_{ra2}}{E_{ra}} \quad (7)$$

在反弯点建立力矩平衡方程可得横向支撑轴力为

$$F = \frac{h_1 + u_1 - h_{ra}}{h_1 + u_1 - d} E_{ra} \quad (8)$$

在支撑处建立力矩平衡方程, 可得反弯点处围护结构剪力为

$$Q_r = \frac{h_{ra} - d}{h_1 + u_1 - d} E_{ra} \quad (9)$$

O 点以下部分, 通过在围护结构底端建立力矩平衡方程, 可得右侧围护结构有效嵌固深度为

$$t_r = \sqrt{\frac{6Q_r}{\gamma(K_p - K_a)}} \quad (10)$$

由式(1)、(10), 右侧围护结构的入土深度为

$$D_1 = u_1 + Kt_r \quad (11)$$

式中: K 为经验系数, 可取 1.3^[11]。

挖深较深的右侧围护结构的最小深度为

$$L_1 = h_1 + D_1 \quad (12)$$

4 开挖较浅侧围护结构深度计算

开挖较浅侧围护结构难以达到极限状态的位移, 但由于开挖的过程通常为先整体对称开挖到浅侧规定高程, 然后开挖较深侧进一步开挖至规定高程。因此, 假定对称开挖至浅侧规定高程时, 浅侧是处于极限状态, 但随着深侧进一步开挖, 造成的推挤作用使其由极限状态退回到一种非极限状态。由于连接两侧围护结构的是支撑, 所以一个关键的

未知量是支撑处浅侧围护结构从极限状态被推回的位移 S_0 。另一方面, 还需知道整个浅侧开挖区域的围护结构退回位移 S 的分布形式。汤连生等^[12]认为, 由于支撑变位引起的围护结构的位移分布模式应当如图 4 所示, 并假定反弯点 (O 点) 位置不会变化。

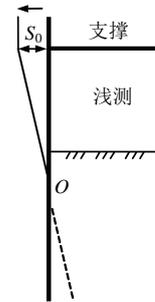


图 4 退回位移分布模式

Fig.4 Distribution of S along the retaining structures

从图可知, 支撑点以上退回位移均为 S_0 , 支撑点以下线性递减到反弯点处为 0。反弯点以下, 如果仍按照这种转动模式, 主动区与被动区的位移会进一步增加, 即还是处于极限状态, 所以反弯点以下仍可按极限状态计算。

已知 S 的分布模式, 仍需知道在这种模式下土压力如何变化。日本森重龙马^[13]曾提出, 墙体变位对土压力产生增减的计算方法, 一般称为共同变形理论。

$$\left. \begin{aligned} P &= P_0 + K_h \delta \\ P_a &< P < P_p \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

式中: P_0 、 P_a 、 P_p 分别为静止土压力、主动土压力、被动土压力; K_h 为水平向地基基床系数, 若采用 m 法^[14], 则 $K_h = mz$ 。

借用其思想, 认为浅侧开挖区的反弯点以上的土压力应该为

$$P'_a = P_a + K_h S \quad (14)$$

$$P'_p = P_p - K_h S \quad (15)$$

式中: P'_a 和 P'_p 分别为修正后的土压力, 采用 m 法, 则

$$P'_a = P_a + mzS \quad (16)$$

$$P'_p = P_p - mzS \quad (17)$$

下面对开挖较浅侧围护结构进行设计。前面假定反弯点不变化, 则

$$u_2 = \frac{h_2 K_a}{K_p - K_a} \quad (18)$$

因为 S 的分布在支撑处上、下是不同的，所以反弯点以上主动区的土压力应该分段计算。

支撑以上：

$$p_{la1} = z(K_a \gamma + mS_0) \quad (19)$$

支撑以下至反弯点处：

$$P_{la2} = z \left[K_a \gamma + mS_0 \left(1 - \frac{z-d}{h_2 + u_2 - d} \right) \right] \quad (20)$$

而反弯点以上被动区的土压力为

$$P_{lp1} = (z - h_2) \left[K_p \gamma - mS_0 \frac{u_2}{h_2 + u_2 - d} \cdot \left(1 - \frac{z - h_2}{h_2 + u_2 - d} \right) \right] \quad (21)$$

在反弯点建立力矩平衡方程，可得横向支撑轴力为

$$F_1 = \left(\int_0^d P_{la1} (h_2 + u_2 - z) dz + \int_d^{h_2+u_2} P_{la2} (h_2 + u_2 - z) dz - \int_{h_2}^{h_2+u_2} P_{lp1} (h_2 + u_2 - z) dz \right) / (h_2 + u_2 - d) \quad (22)$$

在前面的开挖较深侧围护结构深度计算中已经得到了 F_r ，根据支撑轴力相等，即 $F_1 = F_r$ ，可求解 S_0 。

在支撑处建立力矩平衡方程，可得反弯点处围护结构剪力为

$$Q_1 = \left(\int_d^{h_2+u_2} P_{la2} (z-d) dz - \int_0^d P_{la1} (d-z) dz - \int_{h_2}^{h_2+u_2} P_{lp1} (z-d) dz \right) / (h_2 + u_2 - d) \quad (23)$$

将 S_0 代入式 (19) ~ (21) 并结合式 (23) 求得 Q_1 。

反弯点以下，仍认为处于极限状态，因此

$$t_1 = \sqrt{\frac{6Q_1}{\gamma(K_p - K_a)}} \quad (24)$$

所以

$$D_2 = u_2 + Kt_1 \quad (25)$$

$$L_2 = h_2 + D_2 \quad (26)$$

5 数值分析

5.1 算例分析

取一算例进行分析。土层参数取值见表 1，取支撑位置 $d = 3$ m。左侧开挖深度 h_1 分别取为 10、11、12、13、14、15 m，取 $0h_1$ 、 $0.1h_1$ 、 $0.2h_1$ 、 $0.3h_1$ 、 $0.4h_1$ 、 $0.5h_1$ 作为两侧开挖深度差值（由此可得到浅侧开挖深度）见表 2。

表 1 土体性质参数表
Table 1 Soil properties

c / kPa	φ / (°)	φ_d / (°)	γ / (kN/m ³)	K_a	K_p	m / (kN/m ⁴)
4	20	30	20	0.49	2.04	6 000

表 2 验证数据
Table 2 Data for verification

挖深差	h_2/m					
	$h_1=10$ m	$h_1=11$ m	$h_1=12$ m	$h_1=13$ m	$h_1=14$ m	$h_1=15$ m
$0h_1(h_1=h_2)$	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0
$0.1h_1$	9.0	9.9	10.8	11.7	12.6	13.5
$0.2h_1$	8.0	8.8	9.6	10.4	11.2	12.0
$0.3h_1$	7.0	7.7	8.4	9.1	9.8	10.5
$0.4h_1$	6.0	6.6	7.2	7.8	8.4	9.0
$0.5h_1$	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5

在实际工程中，为了利用库仑公式计算黏性土的土压力，通常采用等代摩擦角 φ_d 来综合考虑 c 、 φ 值对土压力的影响， φ_d 值一般根据经验确定，对于黏性土在地下水位以上的可取 $\varphi_d = 30^\circ \sim 50^\circ$ ，地下水位以下的可取 $\varphi_d = 25^\circ \sim 30^\circ$ 。

首先，以 $h_1 = 12$ m， $h_2 = 8.4$ m 为例分析土压力的分布情况（见图 5）。

由图可见，修正后的主动土压力分为 3 段，支撑以上仍为线性分布，但斜率大于极限状态土压力斜率；支撑以下至反弯点处，主动土压力为二次曲线分布；反弯点以下为极限状态时的土压力分布模式。土压力合力的分布情况见图 6。

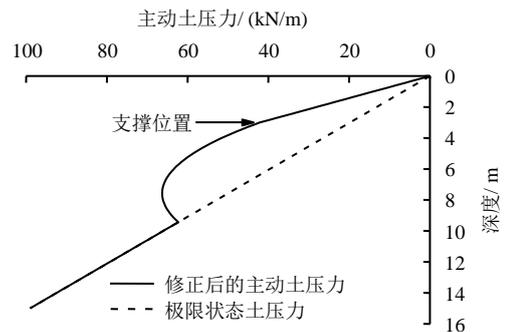


图 5 开挖较浅侧主动土压力分布
Fig.5 Distribution of active earth pressure (the shallower excavation side)

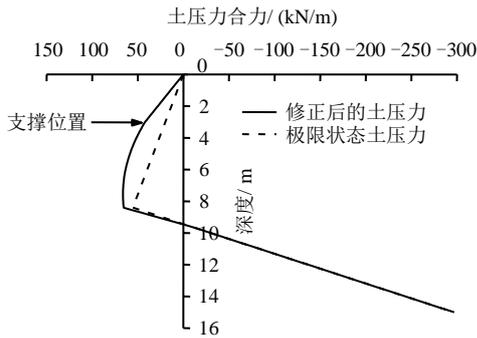


图6 开挖较浅侧土压力合力分布情况
Fig.6 Distribution of earth pressure (the shallower excavation side)

由图6可见,坑底以下的土压力分布情况,修正后的土压力模式与按极限状态计算的土压力模式相比变化不大,但坑底以上明显不同。在完成对开挖较浅侧土压力的分析后,可以得到整个体系的土压力分布模式见图7。

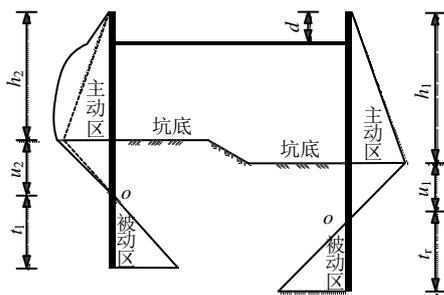


图7 整个体系所受土压力
Fig.7 Distribution of earth pressure (all system)

取出图7中浅侧开挖区主动土压力并作示意图(见图8),对比文献[14]通过实测(现场与室内)归纳列举的土压力分布图示(见图9)。由图可见,由本文提出的修正方法修正后的土压力与图9中单道顶撑围护下端固定是类似的。(按本文方法,若取 $d=0\text{ m}$,即顶撑情况,图8中的二次曲线段将延伸至围护结构顶部,所得图形将更接近图9中单道顶撑围护下端固定的情况)。

在基坑工程的设计中,插入比是一个比较关心的问题,过小的插入比会导致基坑失稳,过大的插入比会造成浪费,下面分析两侧开挖深度的差异对开挖较浅侧围护结构插入比的影响。

根据插入比的定义:基坑开挖面以下围护结构深度与基坑开挖面以上围护结构深度的比值,可得浅侧围护结构插入比为 D_2/h_2 。首先,作出按传统方法计算得到的浅侧围护结构插入比(见图10)。

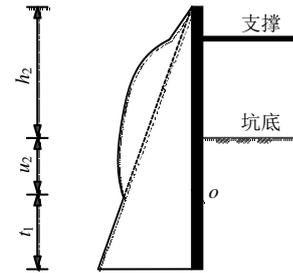


图8 挖深较浅侧围护结构所受主动土压力
Fig.8 Schematic diagram of distribution of active earth pressure (the shallower excavation side)

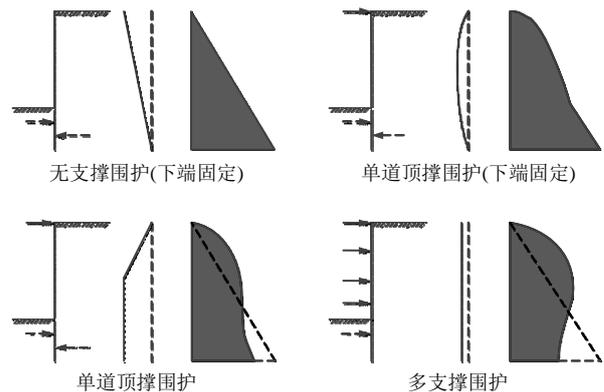


图9 文献[14]中四种类型围护结构土压力示意图
Fig.9 Schematic diagrams of four kinds of distribution of active earth pressure from reference 14

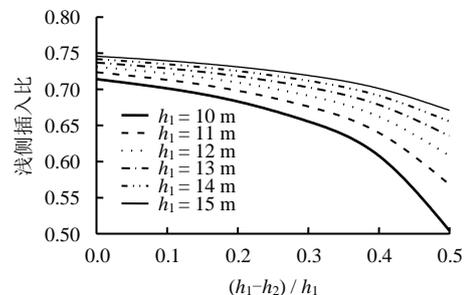


图10 按传统等值梁法计算的浅侧围护结构插入比
Fig.10 Insertion ratio calculated using the equivalent beam method (the shallower excavation side)

由图10可见,随着 $(h_1-h_2)/h_1$ 的增大,按传统等值梁法计算的浅侧围护结构插入比是不断减小的。其原因是 h_1 固定, $(h_1-h_2)/h_1$ 的增大意味着 h_2 的减小,所以围护结构需要的插入比减小。

为了与传统方法对比,作出按本文方法得到的浅侧围护结构插入比(见图11)。

由图可见,若综合考虑挖深较深侧对挖深较浅侧的影响,浅侧围护结构插入比随着 $(h_1-h_2)/h_1$ 增大先增大后减小,减小的因素仍是由于 h_2 的减小,增大的因素则是因为挖深较深侧的推挤作用,同时随整体挖深的加大(h_1 的不断增大),挖深较深侧推挤作用对挖深较浅侧围护结构插入比产生的增大

效应更加显著。

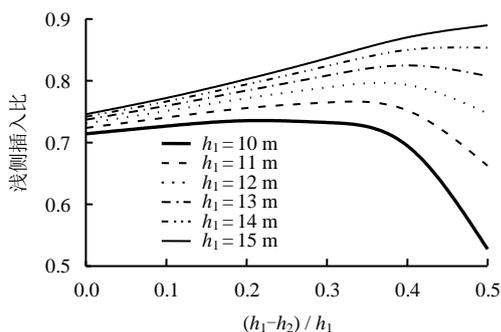


图 11 按本文方法计算的浅侧围护结构插入比
Fig.11 insertion ratio calculated using the method presented in this paper (the shallower excavation side)

图 12 以 $h_1 = 13 \text{ m}$ 为例对比了考虑深侧影响、按传统等值梁法及理正深基坑软件 3 种计算方法获得的插入比变化规律的不同。因为开挖较深侧深度固定，为了便于比较，图 12 纵坐标取浅侧插入比与深侧插入比的比值（理正软件计算中，内支撑材料抗力取 300 kN ，水平间距 1 m ，围护结构采用排桩）。

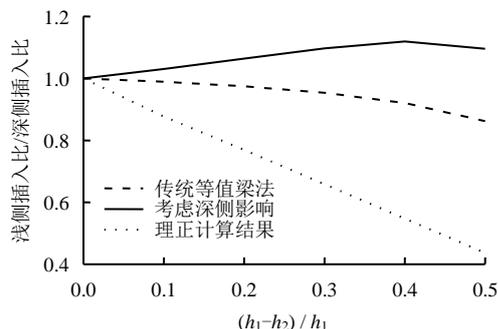


图 12 考虑挖深较深侧影响、按传统等值梁法与理正深基坑软件计算的浅侧插入比对比 ($h_1=13 \text{ m}$)
Fig.12 Difference of insertion ratio calculated using the three methods (the shallower excavation side, $h_1=13 \text{ m}$)

从图可以明显看出，挖深较深侧推挤作用对挖深较浅侧围护结构插入比产生的增大效应。而软件计算结果和按传统等值梁法计算的结果近似线性递减，递减速率不同是因为软件计算中按照规范选取了大量的分项系数。

5.2 工程实例

以某一工程实例验证本文提出的计算方法。某高层建筑，基坑形状近似为矩形，纵向全长 75 m ，宽度 50 m 。基坑开挖深度沿基坑中部纵向轴线分界，一侧开挖深度为 6 m ，一侧开挖深度为 8 m ，该基坑采用 0.8 m 厚地下连续墙来作为围护结构；采用一道钢筋混凝土支撑，支撑中心距离地面 3 m （见图 13）。

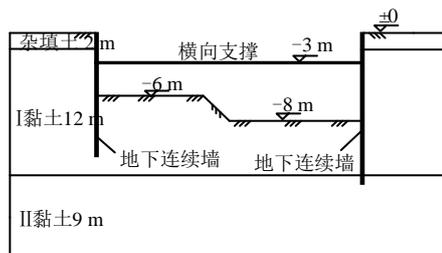


图 13 非对称开挖基坑横截面图
Fig.13 Cross section of an asymmetric excavation

土层分布及物理力学性质如表 3 所示。不考虑水的作用，为了简化处理，计算时取 $\varphi_d = 30^\circ$ ，按土层厚度加权平均 $m = 4174 \text{ kN/m}^4$ ，考虑简化条件及加权平均带来的影响，经验系数 K 取 1.3 。

通过本文方法计算得到深侧开挖区围护结构深度 $L_1 = 14.2 \text{ m}$ （插入比 0.78 ），浅侧开挖区围护结构深度 $L_2 = 10.4 \text{ m}$ （插入比 0.73 ）。实测挖深较深侧连续墙最大位移为 16.1 mm ，挖深较浅侧连续墙位移最大位移为 8.1 mm ，满足稳定和变形的要求（见图 14）。

表 3 各土层物理力学参数表
Table 3 Physical and mechanical parameters of different soil layers

层序	土层名称	厚度 / m	γ / (kN/m ³)	E / kPa	ν	m / (kN/m ⁴)	c / kPa	φ / (°)
1	杂填土	2	19.0	6 000	0.31	1 500	1.0	23
2	黏土	12	18.0	2 500	0.33	4 000	4.0	22
3	黏土	9	19.5	3 800	0.33	5 000	4.7	23

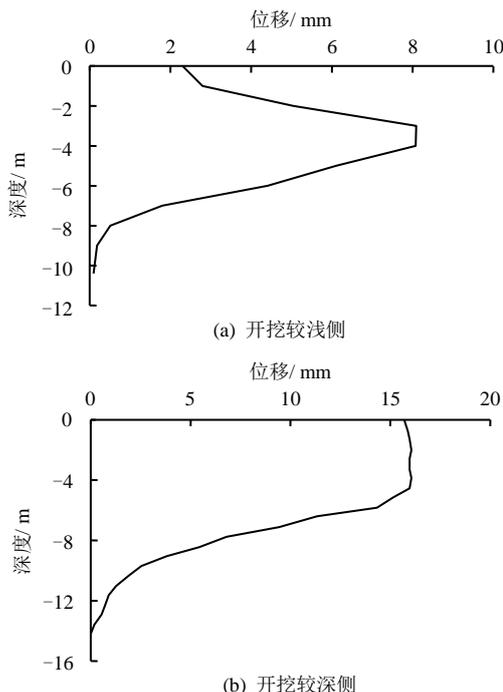


图 14 实测水平位移图
Fig.14 The measured horizontal displacement

若按传统方法设计则浅侧围护结构深度也需要 14.2 m, 可见本文方法比仅按开挖较深侧单边设计更加经济、合理。

6 结 论

(1) 通过等值梁法, 推导了非对称开挖基坑两侧围护结构深度确定的方法, 能综合考虑基坑两侧开挖深度的差异。计算方法简单, 便于编程, 有利于工程应用。并结合工程实例说明本文方法比仅按开挖较深侧单边设计经济、合理。

(2) 由于开挖非对称性的影响, 需对浅侧围护结构所受土压力进行修正, 本文提出的土压力修正结果与文献[14]中归纳的实测土压力模式接近, 较为合理。

(3) 开挖较深侧对开挖较浅侧的推挤作用, 会使开挖较浅侧围护结构所需插入比比按单边计算时增大, 且开挖较深侧挖深越深, 增大效应越显著。

参 考 文 献

- [1] 陈忠汉, 黄书秩, 程丽萍. 深基坑工程[M]. 北京: 机械工业出版社, 2003: 60—133.
CHEN Zhong-han, HUANG Shu-zhi, CHENG Li-ping. Deep excavation engineering[M]. Beijing: Mechanical Industry Publishing House, 2003:60—133.
- [2] 杨光华. 深基坑支护结构的实用计算方法及其应用[J]. 岩土力学, 2005, 25(12): 1885—1896.
YANG Guang-hua. Practical calculation method of retaining structures for deep excavations and its application[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 25(12): 1885—1896.
- [3] 陆培毅, 刘畅. 弹性抗力法确定支护结构插入深度的研究[J]. 岩土力学, 2002, 23(6): 750—753.
LU Pei-yi, LIU Chang. Researches on inserting depth of retaining structure determined by elastic-resistance method[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2002, 23(6): 750—753.
- [4] 许锡昌, 葛修润. 基于最小势能原理的桩锚支护结构空间变形分析[J]. 岩土力学, 2006, 27(5): 705—710.
XU Xi-chang, GE Xiu-run. Application of principle of minimum potential energy to spatial deformation analysis for deep foundation pit with anchored pile supporting[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(5): 705—710.
- [5] 王广冰, 张远芳, 高盟, 等. 基于最小势能原理的土钉支护结构位移解析解[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(3): 415—419.
WANG Guang-bing, ZHANG Yuan-fang, GAO Meng, et al. Analytical solution on the displacement of soil-nail braced structure based on the minimum potential energy principle[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2010, 32(3):415—419.
- [6] 李栋, 张琪昌, 靳刚, 等. 考虑拱效应深基坑支护结构土压力分析[J]. 岩土力学, 2015, 36(增刊 2): 401—405.
LI Dong, ZHANG Qi-chang, JIN Gang, et al. Analytical solution of earth pressure on supporting structure of deep foundation pit considering arching effects[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015, 36(Supp.2): 401—405.
- [7] 刘继国, 曾亚武. FLAC^{3D} 在深基坑开挖与支护数值模拟中的应用[J]. 岩土力学, 2006, 27(3): 505—508.
LIU Ji-guo, ZENG Ya-wu. Application of FLAC^{3D} to simulation of foundation excavation and support[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2006, 27(3): 505—508.
- [8] 何世秀, 吴刚刚, 朱志政, 等. 深基坑支护设计影响因素的有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增刊 2): 5478—5484.
HE Shi-xiu, WU Gang-gang, ZHU Zhi-zheng, et al. Finite element analysis of influence factors for timbering design of deep foundation pit[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(Supp.2): 5478—5484.
- [9] 徐长节, 成守泽, 蔡袁强, 等. 非对称开挖条件下基坑变形性状分析[J]. 岩土力学, 2014, 35(7): 1929—1934.
XU Chang-jie, CHENG Shou-ze, CAI Yuan-qiang, et al. Deformation characteristic analysis of foundation pit under asymmetric excavation condition[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(7): 1929—1934.
- [10] 蔡袁强, 李碧青, 徐长节. 挖深不同情况下基坑支护结构性状研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 1): 28—31.
CAI Yuan-qiang, LI Bi-qing, XU Chang-jie. Characteristics of retaining structures of deep foundation pits under different excavation depths[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2010, 32(Supp.1): 28—31.
- [11] 朱丽霞. 基于等值梁法的基坑支护设计[J]. 土工基础, 2011, 24(6): 42—45.
ZHU Li-xia. Supporting structure design of foundation pit with the equivalent beam method[J]. **Soil Engineering and Foundation**, 2011, 24(6): 42—45.
- [12] 汤连生, 宋明健, 张庆华. 基于等值梁法的基坑坑壁位移量简化计算[J]. 路基工程, 2009, 2: 15—17.
TANG Lian-sheng, SONG Ming-jian, ZHANG Qing-hua. Displacement calculating of the supporting structure of the foundation pit with the equivalent beam method[J]. **Subgrade Engineering**, 2009, 2: 15—17.
- [13] 吴钰骅. 软土深基坑工程流变及共同变形性状研究[D]. 杭州: 浙江大学. 2004.
WU Yu-hua. Creep and concurrent deformation analysis of deep excavations in soft clay[D]. Hangzhou, Zhejiang University. 2004.
- [14] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
LIU Guo-bin, WANG Wei-dong. Excavation engineering manual[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009: 105—145.