

DOI: 10.11830/ISSN.1000-5013.202303019



考虑墙体位移与土压力耦合的 侧向位移计算方法

刘孟帅¹, 陈士海¹, 叶刚楠²

(1. 华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021;

2. 福建铭泰集团有限公司, 福建 厦门 361000)

摘要: 选取柔性挡墙典型位移曲线为研究对象, 将土体看作是一系列弹簧和理想刚塑体的组合体, 引入非线性土弹簧模型, 建立土压力与围护结构水平位移的耦合关系, 并将其与弹性地基梁法结合, 采用有限差分法求解基坑开挖随土压力改变引起的围护结构水平位移, 对不同工况下土压力及地下连续墙侧向位移与现场实测值进行对比。结果表明: 计算值与现场实测值随墙高方向及位移大小的变化规律基本一致; 随着基坑开挖深度的增加, 地下连续墙的水平位移曲线会逐渐变成鼓型曲线。

关键词: 基坑开挖; 耦合关系; 弹性地基梁法; 水平位移; 柔性挡墙

中图分类号: TU 473.2

文献标志码: A

文章编号: 1000-5013(2023)04-0451-09

Lateral Displacement Calculation Method Considering Coupling of Wall Displacement and Earth Pressure

LIU Mengshuai¹, CHEN Shihai¹, YE Gangnan²

(1. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;

2. Fujian Mingtai Group Limited Company, Xiamen 361000, China)

Abstract: The typical displacement curves of flexible retaining wall are selected as the research objects, and the soil is regarded as a combination of a series of springs and ideal rigid-plastic body. Combining with the elastic foundation beam method, the nonlinear soil spring model is introduced to establish the coupling relationship between earth pressure and horizontal displacement of retaining structure. The finite difference method is used to solve the horizontal displacement of retaining structure caused by the excavation of foundation pit with the change of earth pressure. The earth pressure and the lateral displacement of the underground continuous wall under different working conditions are compared with the field measured values. The results show that the calculation values are basically consistent with the measured values in the direction of wall height and displacement magnitude. As the excavation depth of the foundation pit increases, the horizontal displacement curves of the underground continuous wall will gradually become a drum shaped curves.

Keywords: foundation pit excavation; coupling relationship; elastic foundation beam method; horizontal displacement; flexible retaining wall

收稿日期: 2023-03-22

通信作者: 陈士海(1964-), 男, 教授, 博士, 博士生导师, 主要从事岩土工程防灾减灾的研究. E-mail: cshblast@163.com.

基金项目: 福建省住建行业科技计划项目(2022-K-292); 福建省厦门轨道交通集团科研资助项目(厦轨道(合)[2020]0851号)

目前,相较于一般基坑,深基坑的规模更大、深度更深、周边环境更复杂,因而大多采用地下连续墙或者排桩墙等柔性挡土墙作为围护结构.经过大量工程现场监测发现,此类柔性挡土墙的变位模式并非简单的墙体绕基础转动(RB)、墙体绕墙顶转动(RT)与墙体平动(T)变位模式,而是两边位移较小,中间位移较大的模式,称之为鼓型变位模式.

在实际工程中,围护结构产生的位移不能使其成为极限状态时的土压力,而是处于一种非极限状态.文献[1-4]以柔性支护结构为研究对象,采用薄层单元法、微层分析法及有限元程序模拟等方法,考虑不同因素的影响,得出考虑结构位移的非极限状态的土压力公式.应宏伟等^[5]改进土体弹簧表达式,提出任意位移下柔性挡土墙主动土压力合力系数,得出任意位移下主动土压力分布.

随着非极限土压力研究的不断发展与完善,越来越多的研究人员将其运用于围护结构的侧向位移求解中.文献[6-7]利用最小势能原理,推导出支护墙侧向变形的计算公式.黄彪等^[8]推导得出非极限状态下的主动土压力,并采用弹性支点法,将土压力与围护结构位移耦合,最终通过 Matlab 软件辅助计算,得出围护结构水平向位移.韩业龙等^[9]从能量法角度出发,得到水泥土搅拌桩围护结构水平变形的计算方法.文献[10-11]采用微元体极限平衡法进行分析,采用非极限状态的主动土压力,求解围护结构侧向位移.

采用弹性地基梁法,将非极限土压力与围护结构位移相耦合,对围护结构侧向位移进行求解的方式研究并不多.基于此,本文对考虑墙体位移与土压力耦合的侧向位移计算方法进行研究.

1 柔性挡墙非极限状态的主动土压力

1.1 柔性挡墙典型位移模型

目前,基坑工程采用地下连续墙作为围护结构,由于地下连续墙墙体刚度不能无限大,不满足刚性挡土墙的假设,因此,可以将其视为一种柔性挡土墙,并在内支撑作用下呈现出中间大、两侧小的情况.鼓型变位模式,如图 1 所示.

由于柔性挡土墙水平位移中间大、两侧小,Zhang 等^[12]对变位模式位移方程进行模拟,即

$$\left. \begin{aligned} \omega_z &= f(z) = \omega_{z1} + \omega_{z2}, \\ \omega_{z1} &= \omega_0 - \frac{z}{H}(\omega_0 - \omega_H), \\ \omega_{z2} &= \omega_{\max 2} \frac{z^n (H - z)^m}{z_{\max 2}^n (H - z_{\max 2})^m}. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式(1)中: z 为计算点距离地面的深度; H 为地下连续墙的长度; ω_0 为墙顶部的位移,m; ω_z 为深度 z 处的水平位移; ω_{z1} , ω_{z2} 为深度 z 处的水平位移的组成部分,m; ω_H 为地下连续墙底部的位移,m; $\omega_{\max 2}$ 为鼓型变位模式最大水平位移,m; z_{\max} 为最大水平位移处的相对深度,m; m,n 分别为控制曲线形状的参数,当 $m=0,n=0$ 时,位移曲线为挡土墙平动变位模式的曲线,当 $m=1,n=1$ 时,位移曲线为挡土墙最大水平位移在挡土墙中点处的曲线.

柔性挡墙典型位移模型,如图 2 所示.

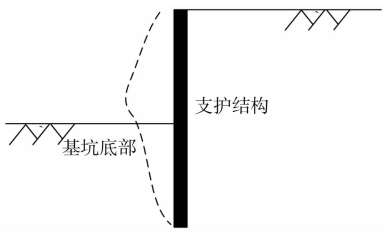


图 1 鼓型变位模式

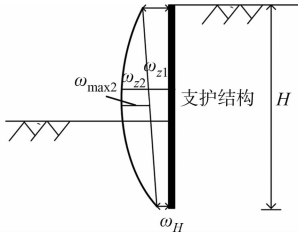


图 2 柔性挡墙典型位移模型

Fig. 1 Drum type deflection mode Fig. 2 Typical displacement model of flexible retaining wall

1.2 非极限状态主动土压力的求解

彭述权等^[13]提出不同位移模式下刚性挡土墙土压力非线性分布计算方法.应宏伟等^[5]得到土压力与位移的表达式,设 p_z 为深度 z 处的侧土压力强度,即

$$p_z = p_{0,z} - k_z \left(\frac{\omega_z}{\alpha \omega_a} \right)^\beta. \tag{2}$$

式(2)中: $p_{0,z}$ 为深度 z 处的静止土压力强度, 且 $p_{0,z} = k_0 \gamma z$, k_0 为静止土压力系数; γ 为土的重度; α 为与挡墙位移模式有关的主动极限位移修正系数, $\alpha = 1 + (H - z_{\max})/H$; β 为反映土压力和位移之间非线性程度的参数; k_z 为土体的刚度系数, $k_z = a(z - d)$, a, d 为系数, $d = z_{\max}/3$; ω_a 为平动变位模式土体极限状态的位移, $\omega_a = 0.3\% H^{[14]}$.

将式(2)沿深度进行积分, 即可得到土压力合力(P)为

$$P = \int_0^H p_z dz = \int_0^H \left[p_0 - a(z - d) \left(\frac{\omega_z}{\alpha \omega_a} \right)^\beta \right] dz. \tag{3}$$

由式(3)可知: 非极限状态下, 深度为 z 处的水平位移均小于平动变位模式土体极限状态的位移, 即 $\omega_z < \omega_a$.

当墙后每一点都恰好到达极限状态时, 挡土墙的变位模式成为平动模式, 即 $\omega_z = \omega_a$ 时, 即

$$P = \int_0^H p_z dz = \int_0^H \left[p_0 - a(z - d) \left(\frac{1}{\alpha} \right)^\beta \right] dz. \tag{4}$$

土压力计算示意图, 如图 3 所示. 图 3 中: G 为土楔体的重力; R 为滑裂面下部土体对整个土楔体的作用力; φ 为土体内摩擦角; θ 为破裂角; δ 为墙土之间的摩擦角.

根据正弦定理及极限平衡原理, 有

$$\frac{P}{\sin(\theta - \varphi)} = \frac{G}{\sin(180^\circ - 90^\circ + \delta - \theta - \varphi)}. \tag{5}$$

将式(5)进行化简整理, 土压力合力为

$$P = \frac{G \sin(\theta - \varphi)}{\cos(\theta - \delta - \varphi)}. \tag{6}$$

土楔体的重力可表示为

$$G = \gamma V = \frac{\gamma H^2}{2 \tan \theta}. \tag{7}$$

则土压力合力为

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\tan \theta \cos(\theta - \delta - \varphi)}. \tag{8}$$

破裂角为

$$\theta = \arctan \left(\sqrt{\tan^2 \varphi + \frac{\tan \varphi}{\tan(\varphi + \delta)} + \tan \varphi} \right). \tag{9}$$

系数 a 为

$$a = \frac{P_0 - \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\tan \theta \cos(\theta - \delta - \varphi)}}{\int_0^H (z - d) \left(\frac{1}{\alpha} \right)^\beta dz}. \tag{10}$$

将各参数代入, 有

$$a = \frac{\left(\frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - \sin \varphi') - \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\tan \theta \cos(\theta - \delta - \varphi)} \right)}{\int_0^H z dz}. \tag{11}$$

式(11)中: φ' 为土体内有效内摩擦角.

将式(11)带入式(3), 即可得出土压力合力为

$$P = \int_0^H p_z dz = \int_0^H \left[p_0 - a(z - d) \left(\frac{\omega_z}{\alpha \omega_a} \right)^\beta \right] dz. \tag{12}$$

非极限状态主动土压力分布与式(2)一致, 根据式(12)可以求得其土压力合力作用点高度为

$$z_P = \int_0^H \left[p_0 - a(z - d) \left(\frac{\omega_z}{\alpha \omega_a} \right)^\beta \right] (H - z) dz. \tag{13}$$

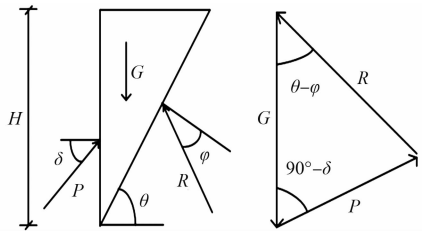


图 3 土压力计算示意图
Fig. 3 Earth pressure calculation diagram

2 柔性挡墙位移与土压力耦合的弹性地基梁法

2.1 柔性挡墙分析模型建立

Wu 等^[15]建立桩和内衬墙之间相互作用模型,准确计算出开挖阶段挡土桩的内力和变形.文中采用有限差分法,将地下连续墙结构进行离散化,将地下连续墙顶部编号为“0”节点,将地下连续墙离散为 $n+5$ 个节点,其中的 4 个虚拟节点,每个节点的长度为 l .对于编号为“0”的节点及“ n ”节点采用虚拟节点单元的方式进行处理.即在地下连续墙顶部上方虚拟两个节点单元编号为“-1”,“-2”;在地下连续墙底部下方虚拟两个节点单元编号为“ $n+1$ ”,“ $n+2$ ”.地下连续墙离散化模型,如图 4 所示.

2.2 柔性挡墙变形计算

将划分的每个单元都视作文克勒弹性地基单元,基坑开挖阶段地下连续墙挠度方程为

$$EI \frac{d^4 \omega}{dz^4} + (k_r + k_s) b_0 \omega = P. \tag{14}$$

式(14)中: E 为弹性模量; I 为惯性矩; k_r 为内支撑刚度; k_s 为基坑内侧土的水平反力系数, $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$; b_0 为地下连续墙承受土压力的计算宽度, m ; ω 为地下连续墙侧向位移.

基坑内侧土的水平反力系数^[16]为

$$k_s = \lambda(z - h). \tag{15}$$

式(15)中: λ 为土的水平反力系数的比例系数, $\text{kN} \cdot \text{m}^{-4}$; h 为基坑开挖深度, m .

缺少实验时,比例系数 λ ^[16]为

$$\lambda = \frac{0.2 \varphi^2 - \varphi + c}{\omega_b}. \tag{16}$$

式(16)中: c 为土体粘聚力, kPa ; ω_b 为围护结构在坑底处的水平位移, mm ,当水平位移小于 10 mm 时,取 10 mm 进行计算.

内支撑刚度为

$$k_r = \frac{E_l A}{SL}. \tag{17}$$

式(17)中: E_l 为支撑的弹性模量, kPa ; A 为支撑的横截面积, m^2 ; S 支撑杆件的间距, m ; L 为支撑杆件的计算长度, m .

根据有限差分原理,将泰勒级数进行适当截断,联立方程组后,可以得出各阶微分近似表达式,即

$$\left. \begin{aligned} \omega^{(4)}(z) &= \frac{\omega(z-2l) - 4\omega(z-l) + 6\omega(z) - 4\omega(z+l) + \omega(z+2l)}{l^4}, \\ \omega^{(3)}(z) &= \frac{-\omega(z-2l) + 2\omega(z-l) - 2\omega(z+l) + \omega(z+2l)}{2l^3}, \\ \omega''(z) &= \frac{\omega(z-l) - 2\omega(z) + \omega(z+l)}{l^2}, \\ \omega'(z) &= \frac{\omega(z+l) - \omega(z-l)}{2l}. \end{aligned} \right\} \tag{18}$$

式(14)中的微分项可化为

$$\frac{d^4 \omega(z)}{dz^4} = \frac{\omega_{i-2} - 4\omega_{i-1} + 6\omega - 4\omega_{i+1} + \omega_{i+2}}{l^4}. \tag{19}$$

针对地下连续墙底部边界条件的确定,吴恒立^[17]提出弹性定向支撑、桩底自由、弹性铰支撑等 8 种不同的边界条件.在计算时,需要确定边界条件.针对地下连续墙顶部边界条件的确认,一般认为地下连续墙顶部是自由的,即认为其剪力(Q)与弯矩(M)均为 0.

2.2.1 墙底自由 墙底自由条件下,地下连续墙底部的剪力与弯矩均为 0,则有边界条件为

$$M_0 = M_n = 0, \quad Q_0 = Q_n = 0. \tag{20}$$

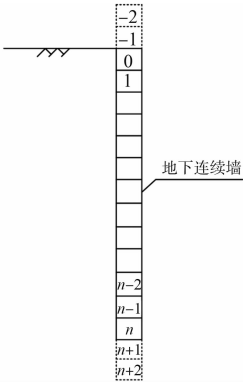


图 4 地下连续墙离散化模型
Fig. 4 Discrete model of underground continuous wall

式(20)中: M_0, Q_0 表示编号为“0”单元的剪力及弯矩; M_n, Q_n 表示编号为“ n ”单元的剪力及弯矩. 将式(15)中微分项进行一次积分, 可得剪力 Q ; 对剪力 Q 进行一次积分, 可得弯矩(M), 即

$$\left. \begin{aligned} M &= EI \frac{d^2 \omega(z)}{dz^2}, \\ Q &= EI \frac{d^3 \omega(z)}{dz^3}. \end{aligned} \right\} \tag{21}$$

根据式(18)~(20), 有

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= M_n = EI \frac{\omega_{i-1} - 2\omega_i + \omega_{i+1}}{l^2} = 0, \\ Q_0 &= Q_n = EI \frac{-\omega_{i-2} + 2\omega_{i-1} - 2\omega_{i+1} + \omega_{i+2}}{2l^3} = 0. \end{aligned} \right\} \tag{22}$$

式(22)中: $i=0$ 或 $i=n$.

根据式(22), 当 $i=0$ 时, 有

$$\left. \begin{aligned} \omega_{-1} - 2\omega_0 + \omega_1 &= 0, \\ -\omega_{-2} + 2\omega_{-1} - 2\omega_1 + \omega_2 &= 0. \end{aligned} \right\} \tag{23}$$

当 $i=n$ 时, 有

$$\left. \begin{aligned} \omega_{n-1} - 2\omega_n + \omega_{n+1} &= 0, \\ \omega_{n-2} + 2\omega_{n-1} - 2\omega_{n+1} + \omega_{n+2} &= 0. \end{aligned} \right\} \tag{24}$$

根据式(23), (24), 可将虚拟单元节点水平位移用地下连续墙单元节点水平位移进行表达, 即

$$\left. \begin{aligned} \omega_{-2} &= 4\omega_0 - 4\omega_1 + \omega_2, \\ \omega_{-1} &= 2\omega_0 - \omega_1, \\ \omega_{n+1} &= -\omega_{n-1} + 2\omega_n, \\ \omega_{n+2} &= \omega_{n-2} - 4\omega_{n-1} + 4\omega_n. \end{aligned} \right\} \tag{25}$$

2.2.2 墙底固定 墙底固定条件下, 编号为“ n ”单元的侧向的位移 ω_n 与转角 φ_n 均为 0, 则边界条件为

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= 0, \\ Q_0 &= 0, \\ \omega_n &= 0, \\ \varphi_n &= 0. \end{aligned} \right\} \tag{26}$$

将式(14)中微分项积分 3 次, 即可得到转角 φ , 即

$$\varphi = EI \frac{d\omega(z)}{dz}. \tag{27}$$

根据式(18), (26), 有

$$\omega_{n+1} = \omega_{n-1}, \quad \omega_{n+2} = \omega_{n-2}. \tag{28}$$

桩底固定条件下, 虚拟节点的侧向位移为

$$\omega_{-2} = 4\omega_0 - 4\omega_1 + \omega_2, \quad \omega_{-1} = 2\omega_0 - \omega_1, \quad \omega_{n+1} = \omega_{n-1}, \quad \omega_{n+2} = \omega_{n-2}. \tag{29}$$

2.2.3 地下连续墙侧向位移 根据有限差分法原理, 可将基坑开挖阶段的地下连续墙挠度方程转化为矩阵形式, 即

$$(\mathbf{K}_u + \mathbf{K}_r + \mathbf{K}_s) \boldsymbol{\omega} = \mathbf{P}, \tag{30}$$

式(30)中: \mathbf{P} 为主动土压力的列向量; $\boldsymbol{\omega}$ 为围护结构的位移列向量; \mathbf{K}_u 为地下连续墙位移刚度矩阵, 条件为墙底固定端; \mathbf{K}_r 为内支撑的位移刚度矩阵, 条件为墙底自由端; \mathbf{K}_s 为开挖面以下土体的位移刚度矩阵, 矩阵根据实际情况下内支撑施加的位置改变而改变, 在未施加内支撑的位置中, 矩阵取 0. 即有

$$\mathbf{P} = [P_0, P_1, \dots, P_n]^T, \tag{31}$$

$$\boldsymbol{\omega} = [\omega_0, \omega_1, \dots, \omega_n]^T. \tag{32}$$

墙底固定条件下, 有

$$\mathbf{K}_u=\frac{EI}{l^4}\begin{bmatrix} 2 & -4 & 2 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & 0 \\ -2 & 5 & -4 & 1 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & \cdots & \cdots & \cdots \\ \cdots & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & \cdots & \cdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \cdots & \cdots & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & \cdots \\ \cdots & \cdots & \cdots & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & 1 & -4 & 7 & 0 \\ 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & 2 & -8 & 0 \end{bmatrix}.$$

(33)

墙底自由条件下,有

$$\mathbf{K}_u=\frac{EI}{l^4}\begin{bmatrix} 2 & -4 & 2 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & 0 \\ -2 & 5 & -4 & 1 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & \cdots & \cdots & \cdots \\ \cdots & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & \cdots & \cdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \cdots & \cdots & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & \cdots \\ \cdots & \cdots & \cdots & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & 1 & -4 & 5 & -2 \\ 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & 2 & -4 & 2 \end{bmatrix}.$$

(34)

$$\mathbf{K}_r=b_0\begin{bmatrix} k_{r,1} & & & 0 \\ & \ddots & & \\ & & k_{r,i} & \\ & & & \ddots \\ 0 & & & & 0 \end{bmatrix}.$$

(35)

$$\mathbf{K}_s=mb_0\begin{bmatrix} 0 & & & 0 \\ & \ddots & & \\ & & z-h_{i-1} & \\ & & & z-h_i \\ 0 & & & & \ddots \end{bmatrix}.$$

(36)

根据式(30),开挖到某一工况时的地下连续墙侧向位移为

$$\boldsymbol{\omega}=(\mathbf{K}_u+\mathbf{K}_r+\mathbf{K}_s)^{-1}\mathbf{P}.$$

(37)

采用 Matlab 软件对矩阵方程进行求解,由于施加的土压力为非极限状态主动土压力,且非极限状态主动土压力与位移相关,而弹性地基梁法的原理是根据力求解位移,因此,计算需要采用迭代法.迭代过程示意图,如图 5 所示.

3 工程实例验证

3.1 工程概况

福建省厦门市某地铁站采用地下连续墙+内支撑体系,地下连续墙采用 C40 混凝土,混凝土厚度为 800 mm. 竖向采用 3 道支撑,第 1 道支撑采用 900 mm×900 mm(长×宽)混凝土支撑,水平间距 5 m;第 2,3 道支撑均采用 Φ800,钢管壁厚度(*t*)为 16 mm,水平间距为 2.5 m 钢支撑. 第 1 道支撑位于地下连续墙顶部,第 2 道支撑位于距离地下连续墙顶部 7.4 m 处,第 3 道支撑位于距离地下连续墙顶部 12.9 m 处. 支护结构参数,如表 1 所示. 表 1 中:*ν* 为泊松比.

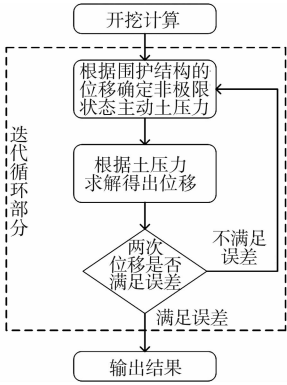


图 5 迭代过程示意图
Fig. 5 Schematic diagram of iterative process

表 1 支护结构参数
Tab. 1 Supporting structure parameters

支护结构	A/m^2	E/GPa	ν
地下连续墙	—	32.5	0.20
第 1 道支撑	0.810 00	30.0	0.20
第 2 道支撑	0.019 91	200.0	0.25
第 3 道支撑	0.019 91	200.0	0.25

车站底板主要位于可塑状残积砂质粘性土、全风化花岗岩和散体状强风化花岗岩等地层中,场区代表性地层物理力学参数,如表 2 所示。

表 2 场区代表性地层物理力学参数
Tab. 2 Physical and mechanical parameters of representative strata in field area

岩土名称	$\gamma/\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$	c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$
素填土	18.1	19	12
1-2 残积砂粘性土	18.5	22	15
1-3 残积砂粘性土	18.4	26	17
全风化花岗岩	18.7	30	19
散体状强风化花岗岩	20.5	31	30

选取基坑某一断面进行现场监测,基坑开挖深度为 20.3 m,地下连续墙长度为 25.0 m,连续墙厚度为 800 mm,幅宽为 4.25 m。布设 5 个土压力盒,两两之间的距离为 3.0 m,距离地下连续墙顶部分别为 1,4,7,10,13 m。基坑断面示意图,如图 6 所示。

重度根据土层厚度进行加权平均, $\gamma=19.2\text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ 。由于假设的土体为无粘性,因此,将各粘性土的内摩擦角转换为无粘性土内摩擦角,并根据土层厚度进行加权平均,可得 $\varphi=30^{\circ}$,墙土之间内摩擦角取 $(2/3)\varphi$,即 $\delta=20^{\circ}$ 。由于地下连续墙底部位于强风化花岗岩处,因此,在进行边界条件的选取中,采用墙顶自由、墙底固定为边界条件。

3.2 结果对比分析

3.2.1 土压力对比分析 根据现场实测数据,选取两个工况。工况 1:安装完第 2 道支撑时,墙顶部位移为-9.08 mm;墙底部位移为-0.04 mm;最大位移为 2.58 mm,深度为 10.5 m。工况 2:安装完第 3 道支撑时,墙顶部位移为-8.91 mm;墙底部位移为 0.50 mm;最大位移为 11.77 mm;深度为 11.0 m。由现场实测值可知,最大位移所在位置在地下连续墙中部左右,因此,在理论计算时,可以认为最大位移所在位置在地下连续墙的中部。主动土压力现场实测值与计算值对比,如图 7 所示。图 7 中: P_a 为主动土压力。

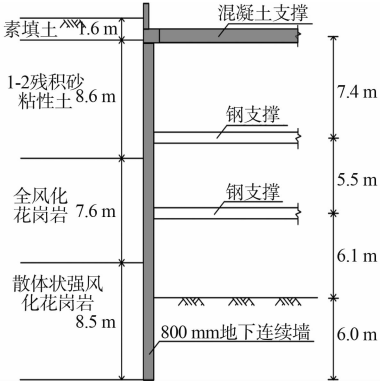


图 6 基坑断面
Fig. 6 Foundation pit section

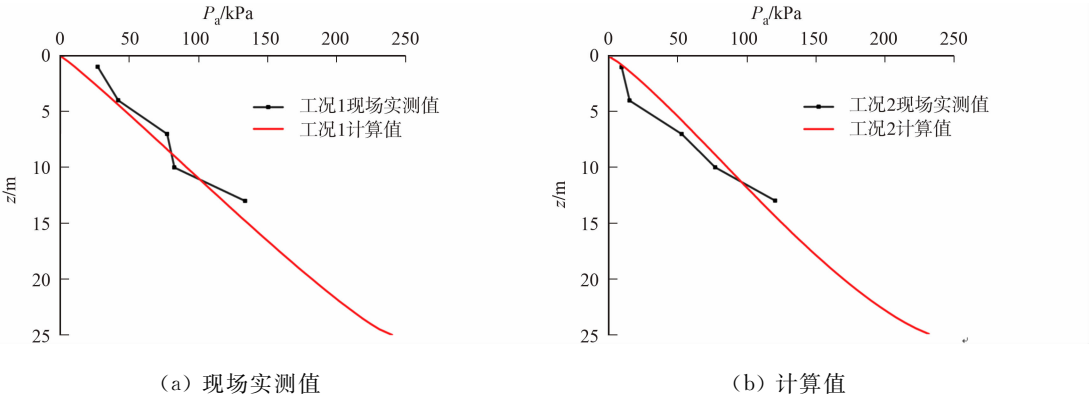


图 7 主动土压力现场实测值与计算值对比
Fig. 7 Comparison between field measured values and calculation of active earth pressure

由图 7 可知:主动土压力随着位移的逐渐增加而逐渐降低,即由静止状态土压力向主动状态土压力过渡;测点 2,3 的主动土压力改变较大,可能是由于施工现场的扰动,测点 2,3 的主动土压力增加更快;主动土压力随着深度的增加逐渐增加,呈现增长趋势.

由图 7 还可知:深度计算值与现场实测值不一致,这是因为主动土压力盒仅布设于距离地下连续墙顶部的 1,4,7,10,13 m 处,而地下连续墙深度为 25 m;计算值与现场实测值整体相差不大. 计算值与现场实测值随墙高方向及位移大小的变化规律基本一致,在一定程度上验证了该理论计算的合理性.

3.2.2 围护结构侧向位移对比分析 围护结构侧向位移现场实测值与计算值对比,如图 8 所示.

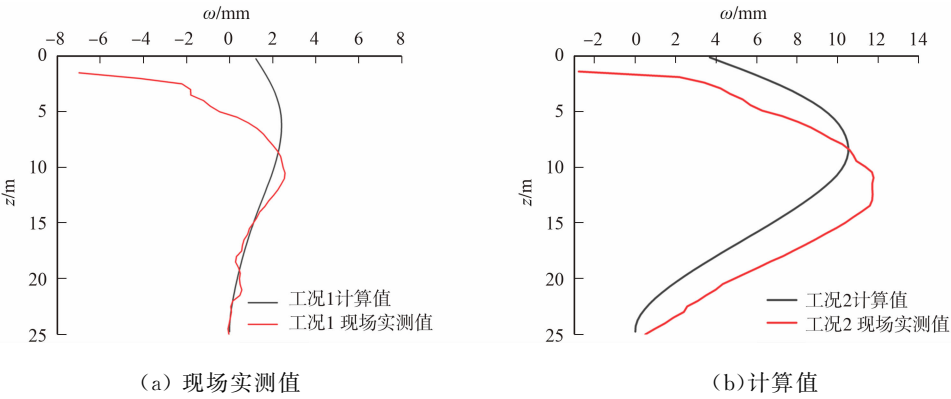


图 8 围护结构侧向位移现场实测值与计算值对比

Fig. 8 Comparison of field measured values and calculation values of lateral displacement of retaining structure

由图 8(a)可知:当开挖至距离地下连续墙顶部 7.4 m 处时,侧向位移现场实测值为负值,即向基坑外部移动,这是因为在进行素填土回填时不够密实;当开挖至第 2 道支撑位置处时,由于上方存在吊机,素填土被压密,且另一侧支撑向基坑内部移动,导致基坑顶部向外位移较大;当开挖至距离地下连续墙顶部 10.5 m 时,最大侧向位移为 2.58 mm;

由图 8(b)可知:开挖至距离地下连续墙顶部 12.9 m 处时,侧向位移现场实测值曲线为抛物线,且基坑顶部的位移逐渐减小,即逐渐向基坑内部移动;当开挖至距离地下连续墙顶部 11.0 m 时,最大侧向位移为 11.77 mm;随着基坑开挖深度的增加,基坑最大位移处的深度会向下移,且随着基坑开挖深度的增加,侧向位移现场实测值曲线会逐渐变成鼓型曲线.

由图 8 还可知:在工况 1 中,最大侧向位移计算值约为 2.50 mm,与现场监测结果比较吻合,但计算值的最大侧向位移的深度位置略高于实测值;工况 1 上部曲线拟合曲线效果不好,这是因为在开挖施工时出现了非对称开挖的现象,而非对称开挖会导致深侧支护结构位移逐渐增大,浅侧支护结构的位移有所减小,导致位移曲线发生改变,但是在距离地下连续墙顶部 15.0 m 以下,由于地下连续墙嵌固深度较大,非对称开挖对于深部土体影响较小,所以计算值与现场实测值吻合度较高;在工况 2 中,最大侧向位移计算值约为 11.00 mm,与现场监测结果相比较小,可能的原因是施工现场中会受到不确定性因素的扰动,导致围护结构位移增大;计算值随着基坑开挖深度的增加,最大位移处的深度随之增加,因此,采用文中方法计算得出的结果与现场实测值趋势相同,均为类似抛物线.

4 结论

- 1) 非极限状态主动土压力得出的计算值与现场实测值随墙高方向及位移大小的变化规律基本一致,且主动土压力随着位移的逐渐增加而逐渐降低,即由静止状态土压力向主动状态土压力过渡.
- 2) 基于弹性地基梁法,考虑柔性挡墙墙体位移与土压力耦合,对地下连续墙侧向位移进行计算,计算值与现场实测值趋势一致,且随着基坑开挖深度的增加,最大位移值处的深度随之增加,为柔性挡墙侧向位移求解提供了一种思路.

参考文献:

[1] 李朝阳,谢强,康景文,等. 柔性桩黏性土的非极限主动土压力[J]. 土木建筑与环境工程,2018,40(5):64-70. DOI: <http://www.hdxh.hqu.edu.cn>

- 10.11835/j.issn.1674-4764.2018.05.008.
- [2] 赵梦怡,谢强,康景文,等.柔性支护黏性土基坑非极限被动土压力研究[J].工程地质学报,2018,26(4):898-904. DOI:10.13544/j.cnki.jeg.2017-375.
- [3] 胡志平,姚海明,罗丽娟.考虑位移的非极限土压力计算[J].西安科技大学学报,2005,25(3):296-300. DOI:10.3969/j.issn.1672-9315.2005.03.007.
- [4] HU Weidong, ZHU Xinnian, ZENG Yongqing, *et al.* Active earth pressure against flexible retaining wall for finite soils under the drum deformation mode[J]. Scientific Reports, 2022, 12(1):497-522. DOI:10.21203/rs.3.rs-877838/v1.
- [5] 应宏伟,朱伟,郑贝贝,等.柔性挡墙的主动土压力计算及分布研究[J].岩土工程学报,2014,36(增刊2):1-6. DOI:10.11779/CJGE2014S2001.
- [6] 居玥辰,宫全美,赵昱,等.软土基坑开挖引起地下连续墙水平变形的能量法[J].地下空间与工程学报,2021,17(6):1762-1774. DOI:10.3969/j.issn.1673-0836.2021.6.dxkj202106009.
- [7] 张尚根,郑峰,杨延军,等.条形基坑支护结构变形计算[J].地下空间与工程学报,2013,9(增刊2):1859-1862.
- [8] 黄彪,李明广,马元,等.考虑墙体位移与土压力耦合的弹性地基梁法[J].地下空间与工程学报,2019,15(3):802-810.
- [9] 韩业龙,郑刚,刁钰,等.考虑非极限状态土压力的水泥土搅拌桩围护结构水平变形计算方法[J].建筑结构,2013,43(增刊2):641-646. DOI:10.19701/j.jzjg.2013.s2.148.
- [10] 谢冬洲.基坑非极限状态主动土压力与变形计算研究[D].西安:长安大学,2020. DOI:10.26976/d.cnki.gchau.2020.002068.
- [11] 李明广.基坑群中相邻围护结构受力变形特性研究[D].上海:上海交通大学,2016. DOI:10.27307/d.cnki.gsjtu.2016.001460.
- [12] ZHANG Jianmin, SHAMOTO Y, TOKIMATSU K. Evaluation of earth pressure under any lateral deformation[J]. Soils and Foundation, 1998, 8(1):15-33. DOI:10.3208/sandf.38.15.
- [13] 彭述权,刘爱华,樊玲.不同位移模式刚性挡墙主动土压力研究[J].岩土工程学报,2009,31(1):32-35. DOI:10.3321/j.issn:1000-4548.2009.01.005.
- [14] LIU Faqian. Lateral earth pressures acting on circular retaining walls[J]. International Journal of Geomechanics, 2014, 14(3):04014002. DOI:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.000029.
- [15] WU Changjiang, YU Jun, CAO Xiaojian. Study on design method of pile wall combination structure in a deep foundation pit considering deformation induced by excavation[J]. Frontiers in Earth Science, 2022, 10:143-155. DOI:10.3389/feart.2022.837950.
- [16] 中国建筑科学研究院.建筑基坑支护技术规程:JGJ 120-2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.
- [17] 吴恒立.计算推力桩的综合刚度原理和双参数法[M].2版.北京:人民交通出版社,1990.

(责任编辑:陈志贤 英文审校:方德平)