

基坑土层等效 m 值反演分析

曹 净, 杨泽帅, 胡 睿, 刘海明

(昆明理工大学建筑工程学院, 云南 昆明 650500)

摘要: 工程勘察报告尚不能正确提供各类土层的水平基床系数, 而现有规程和指南给出的基坑土层水平反力系数的比例系数 m 值参考范围较大, 致使设计中对 m 值的选取存在很大的随意性。通过假设及简化分析, 提出一个综合考虑土体重度、基坑开挖深度、土层水平反力系数和抗剪强度指标的基坑土层等效 m 值计算公式, 并利用水平位移实测数据, 通过非参数回归方法反演确定系数 Δ_1 、 Δ_2 , 以修正等效 m 值计算公式。以昆明市某浅埋公路隧道工程为例, 对该反演方法进行分析验证。验证结果表明, 该方法不仅能缩小规程或指南给定的 m 值取值区间, 还可以根据基坑开挖深度不断地修正基坑土层等效 m 值, 实现基坑动态控制。

关键词: 基坑; 等效 m 值; ACE; 非参数回归; 反分析

DOI: 10.3973/j.issn.2096-4498.2018.07.005

中图分类号: U 45

文献标志码: A

文章编号: 2096-4498(2018)07-1108-07

Back Analysis of Equivalent m Value of Foundation Pit Soil

CAO Jing, YANG Zeshuai, HU Rui, LIU Haiming

(Faculty of Civil Engineering and Mechanics, Kunming University of Science and Technology,
Kunming 650500, Yunnan, China)

Abstract: At present, the horizontal subgrade coefficient of all kinds of soil can not be correctly provided in the engineering investigation report. The m values referenced from existing regulations and guidelines are always in a wide range, which leads to great randomness and variability for the selection of m value in design. On the basis of hypothesis and simplified analysis, the formula for calculating the equivalent m value of foundation pit soil layer is provided, which considers soil gravity, excavation depth, lateral earth pressure coefficient and shear strength. By using the measured horizontal displacement monitoring data, the nonparametric regression method is used to back analyze the coefficient Δ_1 and Δ_2 to correct the formula of the equivalent m value. Taking a shallow highway tunnel in Kunming for example, the back analysis method is analyzed and verified. The results show that the method can not only reduce the m value range given by the regulations or guidelines and improve the calculation precision, but also can constantly modify the equivalent m value of the foundation pit soil according to the depth of the foundation pit, and then realize the dynamic control of the foundation pit.

Keywords: foundation pit; equivalent m value; alternating conditional expectation (ACE); nonparametric regression; back-analysis

0 引言

目前, 基坑支护结构的设计方法有弹性地基梁法、等值梁法和有限元法等^[1]。由于弹性地基梁法考虑了支护结构与土体的变形协调, 并且计算模式明确、过程简单^[2], 在实际工程中得到广泛的应用。但是, 目前, 工程勘察报告尚不能正确提供各类土层的水平向基床系数^[3], 而大量工程实践和计算分析均表明, 基

坑土层水平反力系数的比例系数 m 值对支护结构的变形和内力影响较大, 甚至影响着基坑支护方案的选择^[4]。在具体设计过程中, 设计单位通过查阅地勘报告获得 m 值; 若地勘报告中未给出 m 值, 则参考规程和工程经验确定 m 值。但大多数规程给出的取值范围较大, 且每个地区的土体性质存在差异, 因此, m 值的选取存在很大的随意性^[5]。 m 值的重要性及其难

收稿日期: 2018-02-05; 修回日期: 2018-04-11

基金项目: 国家自然科学基金地区项目(51764020)

第一作者简介: 曹净(1966—), 男, 江西吉安人, 2004年毕业于广西大学, 结构工程专业, 博士, 教授, 现主要从事环境岩土工程等方面的教学与研究。E-mail: cjl117@sina.com。

以确定性组成了一个共存且矛盾的问题,是工程设计人员面临的一项难题。

近些年来,国内外许多学者对土层水平反力系数的比例系数 m 值进行了反演分析研究。文献[6]将光纤测试技术引入基坑监测系统中,得到了施工动态位移反分析技术;文献[7-8]提出基于非参数回归的土层参数反分析算法,利用均匀试验和非参数回归方法构建响应面,并结合可变容差法对土层参数进行反演;文献[9]通过有限元软件进行二次开发得出空间 m 法,并结合空间 m 法及位移反分析算法得出围护结构变形性状及开挖的空间效应;文献[10]由单纯形法反演得到的优化位移与实测位移基本接近,验证了反分析法的可靠性。文献[6,9,10]在进行 m 值反演分析时,直接描述土体力学参数和位移之间的非线性关系,没有考虑土体的物理本构关系,导致缺乏对现象的物理解释。

本文综合上述研究成果,分析提出一个综合考虑土体重度、基坑开挖深度、水平土层反力系数和抗剪强度指标的基坑土层等效 m 值计算公式,并利用水平位移实测数据和非参数回归方法反演确定系数 Δ_1 、 Δ_2 ,以修正所提的等效 m 值计算公式,最后以昆明某工程实例验证该方法的可行性。

1 基本假设

为获得合理且计算较为方便的基坑土层等效 m 值公式,作如下假设:

1) 假设支护结构底端嵌入坑底土体足够深,当基坑处于弹性抗力状态时,近似地认为支护结构底端的位移量为0,土压力分布大小接近于静止土压力强度;当基坑处于被动极限状态时,支护结构底端产生微小位移。

2) 假设嵌固段内土体为同一层土,基坑开挖面附近支护结构的水平位移量为 s_0 。

2 基坑土层等效 m 值分析

在基坑设计和施工过程中,对支护结构的位移有严格的控制要求,基坑被动区的土体是不允许达到被动极限状态的,其受力状态实际上处于弹性抗力状态。随着基坑的开挖,由于上部土体的卸荷作用,基坑开挖面附近的土体已处于超固结状态,故基坑开挖面的初始土反力系数 $A_0 \neq 0$,但由于位移限制的要求,基坑开挖面土体没能达到被动极限状态,即 $0 < A_0 < 2c \tan(45^\circ + \varphi/2)/s_0$,因此,可得

$$A_0 = 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) \Delta_1 / s_0. \quad (1)$$

式中: A_0 为初始土反力系数, kN/m^3 ; Δ_1 为水平反力系数的折减系数, $0 < \Delta_1 < 1$; s_0 为开挖面附近支护结构的水平位移量, m ; c 为被动区土体黏聚力, kPa ; φ 为内摩擦角。

根据 m 法,基坑被动区土层水平反力系数

$$k_s = mz + A_0 = mz + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) \Delta_1 / s_0. \quad (2)$$

式中: m 为基坑被动区土层水平反力系数的比例系数, kN/m^4 ; z 为基坑开挖面以下某计算点至开挖面的垂直距离, m 。

基坑被动区土层水平反力系数的分布如图1所示,其中,基坑开挖深度为 h ,嵌固段深度为 d 。

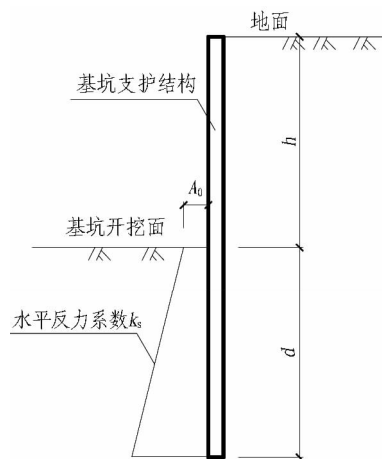


图1 被动区土层水平反力系数分布

Fig. 1 Distribution of horizontal counter-force coefficient in passive zone

当基坑被动区土层处于弹性抗力状态时, σ_x 为由静止土压力和位移引起的挤压应力组成的水平应力(即土反力),

$$\sigma_x = k_0 \gamma z + [mz + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) \Delta_1 / s_0] \delta(z). \quad (3)$$

式中: $\delta(z)$ 为弹性状态时,计算深度 z 所对应的支护结构水平位移量, m ; γ 为土的容重, kN/m^3 ; k_0 为静止土压力系数,可依据经验公式取 $k_0 = 1 - \sin \varphi'$ (式中 φ' 为有效内摩擦角)。

式(3)在基坑嵌固段深度范围内满足:当 $z = 0$ 时,基坑开挖面的土反力 $\sigma_x = 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) \Delta_1$;当 $z = d$ 时,支护结构底端土反力 $\sigma_x = k_0 \gamma d$ 。

文献[11-12]基于位移土压力的概念,提出被动区土体反力系数为极限被动土压力和静止土压力之差与极限被动土压力引起的支护结构水平位移量之比。若被动区土体达到极限被动状态时,

$$\sigma_p = k_0 \sigma_z + k_s \delta_p(z). \quad (4)$$

式中: $\delta_p(z)$ 为被动极限状态时,计算深度 z 所对应的支护结构水平位移量, m ; σ_p 为被动土压力强度, kPa ; σ_z 为计算深度 z 处的竖向有效自重, kPa 。

水平反力系数

$$k_s = \frac{\sigma_p - k_0 \sigma_z}{\delta_p(z)}. \quad (5)$$

由朗肯土压力理论得到

$$k_s = \frac{\gamma z \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) - \gamma z k_0}{\delta_p(z)}, \quad (6)$$

并由此得到被动区水平方向土反力

$$\sigma_x = \gamma z k_0 + \left[\frac{\gamma z \tan^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) - \gamma z k_0}{\delta_p(z)} \right] \delta(z). \quad (7)$$

将式(7)化简得

$$\sigma_x = \gamma z k_0 + \left\{ \frac{\gamma [\tan^2(45^\circ + \varphi/2) - k_0]}{\delta_p(z)} \cdot z + \frac{2c \tan(45^\circ + \varphi/2)}{\delta_p(z)} \right\} \delta(z). \quad (8)$$

与式(3)进行对比,两式在形式上较为一致,说明由假设得到的式(3)有一定的理论依据。因 m 法的特点是将被动区土层水平反力系数 k_s 视为随深度呈线性增加的分布模式。式(6)是以基坑嵌固段内土体达到被动极限状态时的位移量相同为前提,若满足条件,说明此时基坑支护结构是经过整体平移达到了被动极限状态,但显然实际工程中很难满足此条件。由式(3)和式(7)对比可知:基坑土层 m 值的取值与土体重度、内摩擦角、土层水平反力系数和被动极限状态时的位移相关;被动区土层水平反力系数 k_s 除了与上述几个参数相关,还与土体黏聚力相关。但式(5)的前提是基坑达到被动极限状态,且 m 法中 m 值表示的是 k_s 随深度线性增加的斜率。若知道 $z = d$ 时所对应的 $\delta_p(z = d)$,则可进一步确定:

$$m < \frac{\gamma [\tan^2(45^\circ + \varphi/2) - k_0]}{\delta_p(z = d)}. \quad (9)$$

实际基坑因位移控制要求处于弹性抗力状态,故需要在式(9)不等号右侧乘以小于1的水平反力系数的折减系数,得到

$$m = \frac{\gamma [\tan^2(45^\circ + \varphi/2) - k_0] \Delta_1}{\delta_p(z = d)}. \quad (10)$$

式(10)的 m 值计算公式量纲是一一对应的,这也说明由假设及分析所得 m 值计算公式是合理的。

基坑开挖卸荷是一个动态的过程,随着开挖深度的增加,土体抵抗变形的能力将有所降低。通过文献[4,6]对基坑土层 m 值的反演结果进行分析,表明: m 值在基坑开挖过程中并非是固定的,而是随着基坑开挖深度的增加逐渐减小,即基坑被动区土层 m 值与基坑开挖深度有关。为此,假设支护结构底端 $z = d$ 时达到被动极限状态,则位移量

$$\delta_p(z = d) = \Delta_2 h. \quad (11)$$

式中: h 为基坑开挖深度, m ; Δ_2 是一个远小于1的经验系数。

假设基坑达到被动极限状态模式时(如图2所示),基坑开挖面附近的土体最先受到挤压,先达到被动极限状态。随着转角增大,自上而下各点土体依次进入被动极限状态^[13],而此时基坑支护结构底端的水平位移量较小^[14],可考虑其趋近于0但不为0。

由文献[15]中被动极限状态时的位移经验公式可

大致确定 $\Delta_2 \in (0, 0.01)$, 基坑被动区土层等效 m 值为

$$m = \frac{\gamma [\tan^2(45^\circ + \varphi/2) - k_0] \Delta_1}{\Delta_2 h}. \quad (12)$$

式中 k_0 为静止土压力系数, $k_0 = 1 - \sin \varphi'$ (式中 φ' 为土体有效内摩擦角,无条件试验时 $\varphi' = \varphi + c^{[16]}$)。

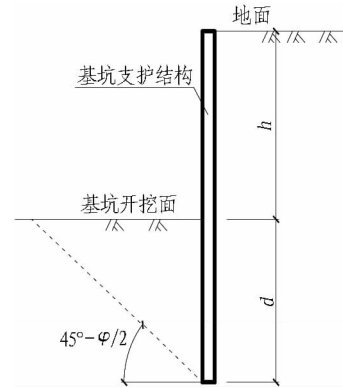


图2 基坑内侧土体达到被动极限状态模式示意

Fig. 2 Illustration of inner surface of foundation pit in passive limit state

式(12)表明随着基坑开挖深度的增加,基坑土层等效 m 值相应地降低。实际使用中需将式(12)相关的土层参数按厚度进行加权平均,而公式中系数 Δ_1 、 Δ_2 则需要经过反演分析确定。确定了系数 Δ_1 、 Δ_2 后,可根据基坑开挖深度计算出相应工况的基坑土层等效 m 值。因此,在建立基坑支护结构的力学计算模型时,被动区土层水平反力系数

$$k_s = mz + A_0 = \frac{\gamma [\tan^2(45^\circ + \varphi/2) - k_0] \Delta_1}{\Delta_2 h} z + 2c \tan(45^\circ + \varphi/2) \Delta_1 / s_0. \quad (13)$$

故所建立的基坑支护力学计算模型中包含了与被动区土层水平反力系数 k_s 有关的系数 Δ_1 、 Δ_2 ,并将其视为待反演参数,通过直接反演确定其值。

3 反演分析模型的建立

3.1 均匀试验

均匀试验是在试验参数范围内通过均匀散布试验样本点的方式,以较少的试验次数获得更多的试验信息,其最大的特点是试验水平相同的条件下,使用均匀试验方法的试验次数比使用正交试验方法的试验次数更少^[7]。对于有 k 个因素 X_1, X_2, \dots, X_k 的试验,采用均匀试验的步骤如下:

1) 确定 k 个因素中每个参数可能的最小、最大值,例如 $X_{i\min}, X_{i\max}$ 分别为第 i 个因素的最小值和最大值, $i = 1, 2, \dots, n$,进而确定其范围 $[X_{i\min}, X_{i\max}]$ 。

2) 将每个参数分为 k 个水平,一般为等分,即

$$X_{ij} = X_{i\min} + \frac{j-1}{k-1} (X_{i\max} - X_{i\min}). \quad (14)$$

式中: i 为因素序号 ($i = 1, 2, \dots, n$); j 为水平序号

($j=1,2,\cdots,k$)。

3)根据因素个数 n 和所划分的水平数目 k 选择均匀表 $U_n(k^n)$,再由均匀表确定试验组配。

3.2 非参数回归分析

获得输入数据样本及其对应的输出样本后,需要建立两者之间的响应面关系。本文采用 ACE(alternating conditional expectation)拟合技术对其进行回归分析,先不设定响应面函数的形式,而是寻找输入数据 x_1, x_2, \cdots, x_n 的映射值 $\varphi_1(x_1), \varphi_2(x_2), \cdots, \varphi_n(x_n)$ 和输出数据 y 的映射值 $\theta(y)$,使其满足

$$\theta(y)=\sum_{i=1}^n \varphi_i\left(x_i\right)+\varepsilon^{\prime} . \quad(15)$$

式中: $i=(1,2, \cdots, n)$; ε' 为反映拟合精度的拟合误差。

从而可以确定响应面函数

$$y=\theta^{-1}\left[\varphi_1\left(x_1\right)+\varphi_2\left(x_2\right)+\cdots+\varphi_n\left(x_n\right)\right]+\varepsilon^{\prime} . \quad(16)$$

式中 $\theta^{-1}[\cdot]$ 为 $\theta[\cdot]$ 的逆函数。

如果确定了 $\varphi_1(x_1), \varphi_2(x_2), \cdots, \varphi_n(x_n)$ 和 $\theta(y)$, 响应面函数关系也就确定了。利用统计数学软件 S-Plus 中提供的 ACE 数据包,直接获得各输入数据与输出数据的映射值,从而完成输入数据样本与输出样本之间的响应面关系。

3.3 插值计算

通过式(15)得到所有数据的映射值,再逐一拟合映射值进一步求解 $\theta^{-1}[\cdot]$,从而建立响应面关系得到式(16)的显式函数形式。若由均匀试验得到的输入因素 X_1, X_2, \cdots, X_k 中,每个因素在其计算区间内均有 n 个计算点,并且是均匀分布的,就可以生成比较密的插值点。对于在计算区间内的任意输入参数 x_i , 通过响应面关系进行插值运算即可得到其输出的映射值 y_i 。

$$\varphi_i\left(x_i\right)=\operatorname{interp}\left(X_i, \varphi_i\left(X_i\right), x_i\right)(i=1,2,3, \cdots, k), \quad(17)$$

$$\text { 则 } \theta\left(y_i\right)=\sum_{i=1}^k \varphi_i\left(x_i\right), \quad(18)$$

$$\text { 其输出映射值 } y_i=\operatorname{interp}\left(\theta\left(Y\right), Y, \theta\left(y_i\right)\right) . \quad(19)$$

式(17)一(19)中: $\varphi_i(x_i)$ 为与该试验向量相应的变换值; $\operatorname{interp}(A, B, a)$ 表示 a 关于向量组 (A, B) 的插值结果; $X_i=\left[x_{i 1}, x_{i 2}, \cdots, x_{i n}\right]$ 是由均匀试验确定变量 x_i 的各个水平组成的试验向量; $\varphi_i\left(X_i\right)=\left[\varphi_i\left(x_{i 1}, x_{i 2}, \cdots, x_{i n}\right)\right]$; Y 为试验输出结果向量; $\theta(y)$ 为其映射值。

3.4 约束条件

在待反演参数可能的取值范围内,通过 Monte Carlo 模拟枚举出大量样本组合,利用已建立的高效响应面,将计算出的变形值与实测变形值进行对比,筛选出与实测值差异在一定范围内的计算变形值所对应的待反演参数组合。例如,以某工况下的实测水平位移监测数据 s 为依据,设定一定的容差 ε ,使位移监测范围为 $[s-\varepsilon, s+\varepsilon]$ 作为约束条件(筛子),通过逐步缩小容差 ε 对比计算变形值和实测变形值,筛选出满足约束条件的计算变形值所对应的待反演参数组合。

4 算例

昆明市某浅埋公路隧道工程隧道段采用水中围堰

明挖法施工,基坑围护结构宽 32.9 m,基坑开挖深度最深达 14.32 m。

所选剖面基坑深度为 13.1 m,采用 $\phi 850 \mathrm{~mm} @ 600 \mathrm{~mm}$ 的 SMW 工法桩,支护桩长 29.9 m,型钢为 $700 \mathrm{~mm} \times 300 \mathrm{~mm} \times 13 \mathrm{~mm} \times 24 \mathrm{~mm}$ H 型钢。支撑形式为 3 排对撑,第 1 排为钢筋混凝土支撑,其水平间距为 9 m;第 2、3 排为钢管支撑,水平间距为 3 m,对应施加预应力分别为 1 425、1 124 kN。基坑土层力学参数和施工工况分别见表 1 和表 2,基坑支护剖面如图 3 所示。

表 1 基坑土层力学参数表

Table 1 Mechanical parameters of soil layers of foundation pit

土层名称	土体容重 $\gamma /$ ($\mathrm{kN} / \mathrm{m}^3$)	c / kPa	$\varphi / (^{\circ})$	承载力特 征值/ kPa
① ₁ 填土	18.0	10.0	12.0	
③ ₁ 泥炭质土	11.3	21.2	8.3	95
③ ₁₋₁ 黏土	15.9	16.9	6.7	75
③ ₂ 粉土	17.9	29.1	14.5	165
③ ₃ 黏土	16.2	23.3	6.8	100
③ ₃₋₁ 粉土	17.9	22.1	12.9	125
④ ₁ 泥炭质土	11.2	32.3	7.1	135
④ ₁₋₁ 粉土	18.1	31.0	12.6	160
④ ₁₋₂ 粉质黏土	17.2	26.9	6.2	115
④ ₂ 黏土	16.8	31.4	6.9	135
④ ₂₋₁ 粉土	18.0	30.6	12.3	160

表 2 基坑施工工况

Table 2 Foundation pit construction conditions

工况	施工情况
1	基坑开挖至 2.9 m(含 0.5 m 的超挖深度)
2	在深度 2 m 处施加第 1 道钢筋混凝土支撑
3	基坑开挖至 7.28 m(含 0.5 m 的超挖深度)
4	在深度 6.48 m 处施加第 2 道钢支撑
5	基坑开挖至 10.78 m 处(含 0.5 m 的超挖深度)
6	在深度 9.98 m 处施加第 3 道钢支撑
7	基坑开挖至 13.1 m 深度处(即开挖至坑底)

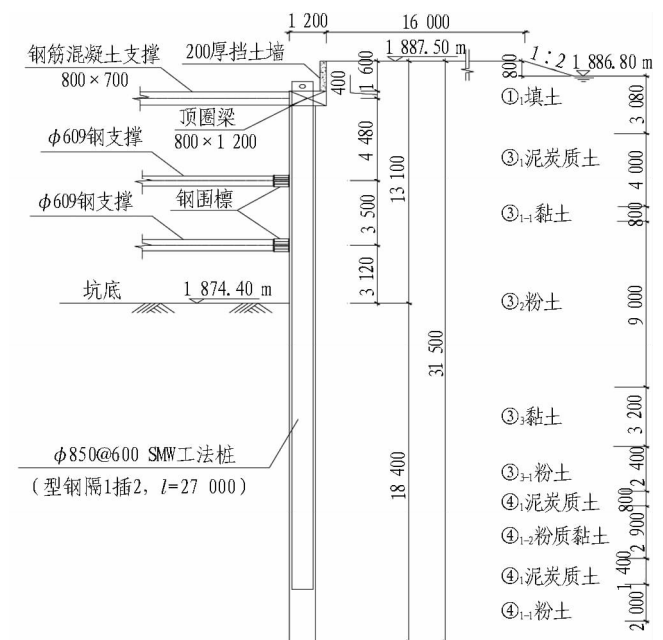


图 3 基坑支护剖面(单位: mm)

Fig. 3 Profile of foundation pit support (unit: mm)

因基坑开挖工况的施工用时较短,且测点附近的支护桩变形易受邻近节段土方开挖的影响,支护桩的变形速率并不稳定;而支撑工况的施工是在开挖工况完成后 24 h 内,且需要间隔一定的时间段才开始下一开挖工况,在此期间,支护桩受外界影响较小,变形速率基本趋于稳定。因此,以基坑支护桩变形数据较稳定的支撑工况(工况 4)的监测数据为依据,进行反演分析,工况 6 则作为验证工况。

本文中待反演参数为 Δ_1 和 Δ_2 ,首先对每个待反演参数的区间范围进行假定,详见表 3。将上述基坑中每个参数分为 20 个水平,采用 MATLAB 自编程序得到均匀表 $U_{20}(20^2)$,进而得到 20 组参数的输入样本。

表 3 待反演参数 Δ_1 、 Δ_2 的初始范围

Table 3 Initial scopes of back analysis parameters Δ_1 and Δ_2

参数	初始取值范围
Δ_1	[0,1]
Δ_2	[0,0.01]

本文采用 MATLAB 软件,基于平面杆系结构的弹性支点法编制基坑支护结构力学计算程序,其中,主动区土体荷载根据《建筑基坑支护技术规程》^[17]中相关规定计算,被动区土层反力系数按式(13)计算。由文献[4,8]得出,坑底以下 1 倍基坑开挖深度范围内的反演结果相对有效,故分别将不同输入样本组代入基坑力学计算模型中,计算出 7、9、11 m 深度处的水平位移值,并将其作为输出样本,输入和输出数据样本见表 4。

表 4 输入和输出数据样本

Table 4 Input and output data samples

试验	输入数据		输出数据/mm		
	Δ_1	Δ_2	7 m	9 m	11 m
1	0.000 10	0.000 51			
2	0.050 10	0.001 51	103.51	105.77	98.87
3	0.100 09	0.002 51	80.91	80.53	73.41
4	0.150 109	0.003 51	68.96	67.52	60.73
5	0.200 08	0.004 51	60.78	58.73	52.30
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
20	0.950 01	0.009 00	23.65	19.37	14.92

获得了输入和输出数据样本后,利用统计学软件 S-Plus 中 ACE 回归的数据包,得出输入样本和 9、11、7 m 处水平位移值之间的高效响应面。因第 1 组输入数据 Δ_1 偏小,为了避免对结果产生影响,将其剔除。对剩余 19 组试验逐一进行回归,其拟合系数均高达 0.99,见表 5。

表 5 映射值

Table 5 Mapping values

试验组	$\varphi(\Delta_1)$	$\varphi(\Delta_2)$	$\theta(9\text{ m})$	$\theta(11\text{ m})$	$\theta(7\text{ m})$
1	-0.009 9	-0.000 3	5.668 9	-3.058 9	2.603 3
2	-0.008 4	-0.001 8	3.599 1	-1.906 6	1.678 5
3	-0.006 9	-0.002 6	2.532 2	-1.332 3	1.189 3
4	-0.005 0	-0.001 7	1.812 0	-0.950 6	0.854 7
5	-0.002 8	-0.000 4	1.274 5	-0.668 5	0.602 9
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
19	0.009 0	0.002 4	-1.415 8	0.741 9	-0.664 2

根据已经建立的响应面进行插值运算,利用 Monte Carlo 模拟技术枚举出 10 000 个参数样本进行筛选,并计算出 10 000 个参数样本的支护桩桩身变形值。

在基坑工况 4 条件下,以支护桩桩顶以下 7、9、11 m 处的水平位移监测结果作为约束条件,筛选出满足约束条件的计算水平位移值所对应的 Δ_1 和 Δ_2 的组合。其中,约束条件的取值区间为 $[\mu - \varepsilon, \mu + \varepsilon]$, μ 为实测水平位移的均值; ε 为容差范围,分别取 4σ 、 3σ 、 2σ 和 1.5σ ,具体数值见表 6。通过不断地缩小容差范围对待反演参数进行筛选,筛分原理见图 4。

表 6 特征点处基坑水平位移的均值与标准差

Table 6 Means and standard deviations of horizontal displacement of foundation pit

约束条件	位移/mm		
	7 m 处	9 m 处	11 m 处
μ	20.26	17.78	12.91
4σ	1.56	1.60	1.60
3σ	1.17	1.20	1.20
2σ	0.78	0.80	0.80
1.5σ	0.59	0.60	0.60

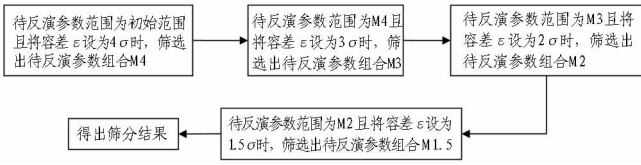


图 4 筛分原理

Fig. 4 Sketch of sieve principle

随着容差 ε 由 4σ 缩小到 1.5σ ,得出的筛分结果区间总体趋势在逐渐缩小,反演结果逐渐相对稳定,见表 7。因此,将容差 1.5σ 作为筛分的最终结果。

基坑达到被动极限状态时,被动区深度范围内各点土体所需的位移量并不相等,在开挖面附近的土体受到挤压最先达到屈服强度。随着转角增大,自上而下各点土体依次进入被动极限状态,到支护桩底端时位移量为 $0.28\%oh \sim 0.32\%oh$ (h 为基坑开挖深度)。

将直接反演得到的 Δ_1 、 Δ_2 取值范围代入式(12),得到该基坑工况4 基坑土层等效 m 值范围为[1.91,2.46] MN/ m^4 (其中土体容重 γ 、内摩擦角 φ 和土体水平反力系数 k_0 按厚度取加权平均值)。依据土体抗剪强度指标的标准值,通过《建筑基坑支护技术规程》^[17] 中

4.1.6条的公式计算得到该项目中每层土的 m 值工程设计值,见表8。而基坑土层等效 m 值是将基坑被动区等效为同一层土,并且考虑了开挖面附近的初始土反力系数 A_0 ,为验证本文的反演结果,将反演得到的 Δ_1 、 Δ_2 参数代入工况6 的力学模型中进行分析。

表7 不同容差的反演筛分结果

Table 7 Sieve results of different tolerances

待反演参数	容差范围			
	4σ	3σ	2σ	1.5σ
Δ_1	[0.194,0.341]	[0.224,0.311]	[0.241,0.293]	[0.252,0.284]
Δ_2	[0.218‰,0.41‰]	[0.25‰,0.37‰]	[0.27‰,0.34‰]	[0.28‰,0.32‰]

注:表中所列数据为参数区间。

表8 基坑土层参数工程设计值

Table 8 Design value of foundation pit soil parameters

土层名称	厚度/ m	土体容重 $\gamma/(\text{kN}/\text{m}^3)$	工程设计取值		
			c/kPa	$\varphi/(\text{^\circ})$	$m/(\text{MN}/\text{m}^4)$
③ ₁ 泥炭质土	0.60	11.3	21.2	8.3	2.67
③ ₁₋₁ 黏土	0.8	15.9	16.9	6.7	1.92
③ ₂ 粉土	9.0	17.9	29.1	14.5	5.67
③ ₃ 黏土	3.2	16.2	23.3	6.8	2.57
③ ₃₋₁ 粉土	2.4	17.9	22.1	12.9	4.25
④ ₁ 泥炭质土	0.8	11.2	32.3	7.1	3.53
④ ₁₋₂ 粉质黏土	2.9	17.2	26.9	6.2	2.84
④ ₁ 泥炭质土	1.4	11.2	32.3	7.1	3.53
按厚度加权平均值		16.58	26.77	10.77	4.19

5 反演参数的验证

通过工况4 反演确定系数 Δ_1 、 Δ_2 后,根据工况6 的基坑开挖深度,利用式(12)计算出工况6 的等效 m 值为[1.29,1.66] MN/ m^4 (其中土体容重 γ 、内摩擦角 φ 和土体水平反力系数 k_0 同样按厚度取加权平均值),将其代入基坑工况6 的力学计算模型中,得到基坑支护桩计算水平位移曲线,并与实测水平位移曲线进行对比,如图5所示。其中,水平位移曲线尾部表示的并非支护桩底部的水平位移,而是测斜管水平位移,支护桩底部比测斜管底长约8 m。通过对比发现,基坑工况6 条件下计算变形曲线和实测变形曲线比较接近,证明了本文所述反分析方法的可行性。

工况6 的验证结果表明:基坑被动区土层等效 m 值直接与支护结构位移相关,经反演分析确定系数 $\Delta_1 \in [0.252,0.284]$,系数 $\Delta_2 \in [0.28‰,0.32‰]$ 。在地质条件相近及周边环境相似的实际工程中,结合地区经验确定取其下限值或上限值,然后根据式(1)和式(12)计算出基坑开挖面处的初始土反力系数 A_0 和基坑土层等效 m 值并进行分析。对于基坑开挖面处

的水平位移 s_0 ,为了限制基坑施工中不产生过大变形可取 $s_0 = 10 \text{ mm}$ 。

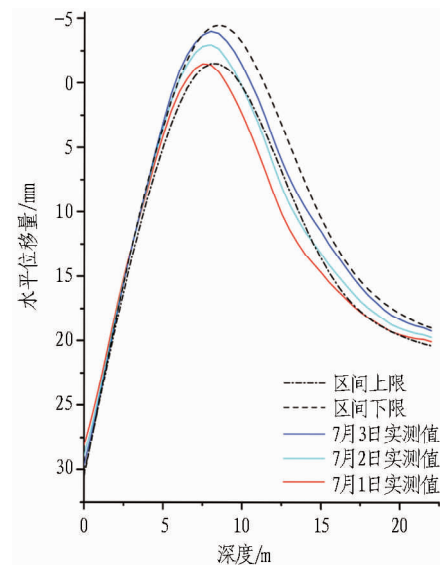


图5 基坑工况6 计算变形曲线和实测变形曲线对比图

Fig. 5 Comparison between calculated deformations according to condition 6 and measured ones

6 结论与讨论

本文以现场实测数据为依据,利用均匀试验和ACE 非参数回归相结合的方法对系数 Δ_1 和 Δ_2 进行回归分析,以修正所推导的基坑土层等效 m 值计算公式,并利用该计算公式对基坑工况6 进行验证分析,提出了基坑土层 m 值取值的新方法。

1)本文在假定和简化的基础上,对平面杆系结构弹性支点法中的 m 值进行了分析,提出了一个综合考虑土体容重 γ 、基坑开挖深度 h 、土体水平反力系数 k_0 和抗剪强度指标的等效 m 值计算公式。随着基坑开挖深度 h 的增加, m 值相应的降低,较为符合基坑的实际受力变形特点,为 m 值的取值提供了一条新途径。

2)因基坑开挖是一个卸荷过程,本文考虑了因基坑开挖的卸荷作用,开挖面处产生的初始土反力系数

A_0 反演成果更符合实际情况。

3) 反演成果缩小了规程及指南给定的 m 值取值区间, 计算精度也相应地提高。所得到的等效 m 值计算公式考虑了基坑开挖深度的影响, 可根据基坑开挖深度不断地修正基坑土层等效 m 值以实现基坑动态控制。

本文基坑土层 m 值的计算公式前提是嵌固段为同一土层, 当基坑支护结构嵌固段土层竖向分布且性质差异较大时, 则需要进一步考虑多层土的等效 m 值。文中对等效 m 值公式的推导及反演分析仅限于基坑工程, 在其他工程如边坡工程、桩基工程设计中, m 值也是一个不可忽视的设计参数, 应该对其进行理论及反演分析研究, 积累更多经验以便得到一个考虑更为周全的 m 值计算公式。

参考文献(References):

- [1] 冯俊福. 杭州地区地基土 m 值的反演分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2004.
FENG Junfu. Back analysis of m -value of foundation soils in Hangzhou[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2004.
- [2] 杨磊, 谢雄耀. 南宁圆砾地层 m 值位移反分析研究[J]. 地下空间与工程学报, 2011, 7(增刊2): 1667.
YANG Lei, XIE Xiongyao. Back-analysis based on displacement and research on the m value of gravel ground in Nanning[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, 7(S2): 1667.
- [3] 姜宝臣, 李现森. 复杂敏感环境下的深大基坑设计与实践[J]. 隧道建设, 2017, 37(5): 600.
JIANG Baochen, LI Xiansen. Design and practice of deep and large scale foundation pit in complex and sensitive environment[J]. Tunnel Construction, 2017, 37(5): 600.
- [4] 高夕良. 对土层抗力比例系数 m 反算的探讨[J]. 铁道工程学报, 2008, 25(2): 1.
GAO Xiliang. Discussion on the counter-analysis of soil resistance coefficient ratio m [J]. Journal of Railway Engineering Society, 2008, 25(2): 1.
- [5] 张超文. 支点法分析桩锚支护结构及基于监测数据的参数反演[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2010.
ZHANG Chaowen. Analysis of pile-anchor support structure with fulcrum method and parameter back calculation based on monitoring data [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2010.
- [6] 戴加东. 基坑工程中地基土 m 值的反演及光纤技术研究[D]. 南京: 南京工业大学, 2005.
DAI Jiadong. Study of back analysis of m -value of foundation soils and the application of optical fiber sensing in deep-excavation[D]. Nanjing: Nanjing University of Technology, 2005.
- [7] 王剑非, 曹净. 国家开发银行办公楼基坑土层抗剪强度指标反分析[J]. 施工技术, 2016, 45(1): 49.
WANG Jianfei, CAO Jing. Back analysis of soil shear strength index on the foundation excavation of China Development Bank Office Building [J]. Construction Technology, 2016, 45(1): 49.
- [8] 孙长宁. 基于非参数回归的土层参数反分析法及其应用研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2015.
SUN Changning. Research and application on the algorithm of back analysis of soil parameter based on the non-parametric regression[D]. Kunming: Kunming University of Science and Technology, 2015.
- [9] 王建华, 范巍, 王卫东, 等. 空间 m 法在深基坑支护结构分析中的应用[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(增刊1): 1332.
WANG Jianhua, FAN Wei, WANG Weidong, et al. Application of D m -method in analysis of retaining structures of deep excavation [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(S1): 1332.
- [10] 陆勇, 卜良桃, 彭富强. 软土深基坑工程支护结构设计 m 值与弯矩反分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2015, 12(5): 1096.
LU Yong, BU Liangtao, PENG Fuqiang. Back analysis of m value and bending moment of supporting structure design parameters for deep excavation engineering in soft soil[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2015, 12(5): 1096.
- [11] 秦建设, 宋丽. “ m ”法在基坑开挖应用中的改进[J]. 应用力学学报, 2004, 21(4): 67.
QIN Jianshe, SONG Li. Modification of “ m ” method for deep excavation [J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2004, 21(4): 67.
- [12] 曹净, 钱国伟, 刘海明, 等. 考虑支护结构变形的基坑土压力计算[J]. 四川建筑科学研究, 2016, 42(4): 46.
CAO Jing, QIAN Guowei, LIU Haiming, et al. The calculation of excavation earth pressure considering deformation of retaining structure [J]. Sichuan Building Science, 2016, 42(4): 46.
- [13] 李镜培, 马原, 饶平平. 考虑位移的柔性挡墙上土压力计算[J]. 岩土力学, 2012, 33(10): 61.
LI Jingpei, MA Yuan, RAO Pingping. Calculation of earth pressure against flexible retaining wall considering displacement[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(10): 61.
- [14] 刘国彬, 王卫东. 基坑工程手册[M]. 2版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009: 183.
LIU Guobin, WANG Weidong. Excavation engineering manual [M]. 2nd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009: 183.
- [15] 宰金珉, 梅国雄. 考虑位移与时间效应的土压力计算方法研究[J]. 南京建筑工程学院学报(自然科学版), 2002(1): 1.
ZAI Jinmin, MEI Guoxiong. Earth pressure model considering settlement and time effect [J]. Journal of Nanjing Architectural and Civil Engineering Institute (Natural Science), 2002(1): 1.
- [16] 朱合华. 地下建筑结构[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006: 12.
ZHU Hehua. Underground building structure [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2006: 12.
- [17] 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.
Technical specification for retaining and protection of building foundation excavations: JGJ 120-2012 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012.