

编者按：近年来，建筑工程中需进行基坑围护的情况已越来越普遍，基坑的开挖深度也越来越深。但是，由于实际情况中土体变化的复杂性和对围护结构所受水土作用力认识的局限性，使得深基坑围护结构的设计计算仍过多地取决于经验，随意性较大，以致基坑失稳事故时有发生，给人民的生活带来了极大的危害，给国家造成了重大的损失。

鉴于国内尤其是城镇建设规模的迅速扩大，深基坑支护工程越来越多的状况，为了减少并直至杜绝基坑失稳事故的发生，除了应加强对基坑支护设计和施工队伍资质进行认真管理并加强施工中对基坑支护体系的应力、应变观测外，必须因地制宜地研究开发新的围护结构形式，加强对围护结构所受水土作用力计算精度的研究，提高围护结构的内力和变形的计算精度，保证支护体系的强度及稳定性。

基坑工程中的位移反分析技术与应用

杨 敏 熊巨华 冯又全

(同济大学地下建筑与工程系 200092)

摘 要：建立了以基坑支挡结构计算分析中的“m”法为基础的位移反分析模型，给出了一种优化算法并讨论了解的收敛性和计算时间等问题，最后给出了位移反分析技术在基坑工程中的应用实例，说明所建立的模型及其算法是合理可行的。

关键词：基坑工程 “m”法 反分析

STUDY ON BACK-ANALYSIS FOR DEEP EXCAVATION

Yang Min Xiong Juhua Feng Youquan

(Department of Geotechnical Engineering, Tongji University 200092)

Abstract：One model of back-analysis from displacement of the flexible retaining wall based on M - method commonly used in the analysis of deep excavation is presented. An optimization method is given and its convergence and calculated time are discussed. A practical excavation engineering with observed datum in Shanghai is analyzed by the model and method, which proves that they are feasible for the excavation engineering.

Keywords：deep excavation M-method back-analysis

1 引言

弹性支点法(又称杆系有限单元法)能同时模拟和计算基坑工程中围护结构的内力和

变形，并具有计算模式明确、计算过程简单的优点，因而备受工程设计人员的欢迎，其中

作者：杨敏 男 38岁 教授 博士生导师

收稿日期：1997-12-12

的“ m ”法由于较符合软土基坑工程的实际而被广泛应用,目前已被列入建设部《建筑基坑支护技术规程》(报批稿)^[1]。大量的工程实践和计算结果均表明,土体的 m 值对围护结构的内力和变形计算结果影响很大^[2,3],但是由于 m 值无法用室内试验方法得到,目前工程上往往凭经验取值,具有较大的随意性;而通过位移反分析技术却可以得到符合实际的 m 值,它不仅能反映开挖侧土体本身的性质,而且也是整个支挡结构体系某些未知因素的体现,所以通过位移反分析法来确定 m 值对在基坑工程中实现按变形控制设计就具有重要的现实意义,这是因为一方面在某个工程中可以利用已完成工况的位移实测信息反分析确定 m 值并以此来预测下一个工况的位移,实现动态优化设计;另一方面可以通过地层条件等相似的大量工程的反分析来给出这类条件下的 m 值,用以指导工程实践。

2 位移反分析法的基本原理

以位移量测信息的输入为基础,选择确定的围护结构和土体的力学模型(例如本文采用的弹性支点法中的“ m ”法)及相应的边界条件,构成合适的目标函数(使实测位移与计算位移尽量一致),采用最优化技术来反推待求的土层参数(如本文的土体的水平抗力系数随深度的比例系数 m 值)的方法即为位移反分析法。

2.1 目标函数

传统的位移分析法一般选择如下的目标函数:

$$f = \sum_{i=1}^N (u_i - u_i^*)^2 \quad (1)$$

式中 u_i ——围护结构上测点 i 的水平位移计算值;

u_i^* ——围护结构上测点 i 的水平位移实测值;

N ——测点总数。

由于基坑工程施工工序的特殊性,围护

结构的位移量测结果是随着施工工况的变化而变化的,呈现出一种动态的响应过程,因此选择式(1)作为目标函数进行位移反分析时一方面忽视了施工工况的动态响应过程对反分析结果的影响,另一方面也没有充分利用位移量测信息,这将会造成某些反分析计算上的误差和失真。因此在目标函数中将这种动态过程考虑进去后建立如下的目标函数将是合理的:

$$f = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N (u_{ij} - u_{ij}^*)^2 \quad (2)$$

式中 M ——工况数;

N ——测点总数;

u_{ij} ——测点 i 在 j 工况的水平位移计算值;

u_{ij}^* ——测点 i 在 j 工况的水平位移实测值。

2.2 围护结构上任意点的位移计算

为反映施工过程的动态响应需给出任意位置测点的水平位移计算值与位移增量计算值。围护结构中墙体的水平位移计算采用杆系有限单元法进行^[2],由于采用了梁单元来模拟围护结构,若梁单元由下而上编号,则任一单元上测点 i (测点 i 的坐标为 x_i) 的水平位移 u_i 可由下述简单关系式计算:

$$u_i = u_1 + \frac{x_i - x_1}{x_2 - x_1} (u_2 - u_1) \quad (3)$$

式中 x_1, x_2 ——梁单元两端点的坐标;

u_1, u_2 ——梁单元两端点的水平位移计算值。

2.3 围护结构位移量测信息的处理

对于围护结构,来自现场的量测值是围护结构的水平倾斜角 $\theta(x)$ (x 为竖向坐标),用来进行位移反分析时必须进行如下的处理:

(1)需要将 $\theta(x)$ 转换为水平位移 $u(x)$,可采用下式进行:

$$u(x) = \int_a^x \theta(z) dz \quad (4)$$

式中 a ——围护结构底端的竖向坐标。

(2) 由于测点间距设置过大或测点遭到破坏而导致测点数不够充足。当测点间距小于 0.5m 时来自仪器的测量误差经积分运算后传递不大, 因而不必进行拟合分析; 当测点间距大于 0.5m 时必须进行拟合分析, 对此可采用三次样条函数插值进行数学处理。

(3) 由于量测数据存在偶然误差等是无法避免的, 这种误差将会影响反分析结果的精度, 因此还必须对这种离散的数据进行平滑分析处理, 具体方法可参考有关文献。

2.4 优化方法

使式(2)中的目标函数极小化的土层参数 m_1, m_2, \dots, m_n (n 为土层数) 即为待求的参数:

$$\min f(m_1, m_2, \dots, m_n) \quad (5)$$

式(5)是一个无约束最优化问题, 对其进行求解的方法较多。由于 $f(m_1, m_2, \dots, m_n)$ 的导数无法求得, 因此采用无导数搜索法——加速单纯形法是合适的, 其基本方法为先给定一组参数初值, 按一定规则形成初始单纯形, 再通过搜索得到最优值, 具体求解过程可参见文献[4]。

3 反分析求解过程讨论分析

下面以上海外滩京城大厦深基坑围护结构^[9]为例来分析讨论对式(5)的求解问题。基坑开挖深度 12.1m, 基坑围护结构采用 800mm 厚深 24m 的地下连续墙加三道钢筋混凝土支撑。

基坑开挖过程如下:

- 工况 1 开挖至 1.6m;
- 工况 2 在 1.0m 加第一道撑;
- 工况 3 开挖至 5.4m;
- 工况 4 在 5.1m 加第二道撑;
- 工况 5 开挖至 8.7m;
- 工况 6 在 8.1m 加第三道撑;
- 工况 7 开挖至坑底 12.1m。

在下文中, 墙体水平位移的计算采用弹性杆系有限单元法, 计算中假定墙后地下水

位埋深 0.5m, 地面超载为 20kN/m²; 水、土压力采用分算方式, 土压力在基坑开挖面以下为矩形分布; 第一、二、三道支撑的水平刚度按有关数据计算后取为 50、55、60MN/m²。

3.1 参数 m 值的合理取值

实际上由于 m_1, m_2, \dots, m_n 受土层性质的影响, 根据经验可以确定其变化区间, 即存在如下的约束条件:

$$m_{i,\min} \leq m_i \leq m_{i,\max}, \quad i=1, 2, \dots, n \quad (6)$$

其中: $m_{i,\min}$ 、 $m_{i,\max}$ 为 m_i 的上、下限值, 在下文的计算中均取 $m_{i,\min}=1000\text{kN/m}^4$, $m_{i,\max}=5000\text{kN/m}^4$ 。

式(5)、式(6)就构成了一个有约束非线性规划问题, 为避免求解有约束非线性规划问题时的复杂性, 我们在最优化求解过程中采用了如下的技术: 优化方法仍采用加速单纯形法, 但在搜索过程中, 如果某个参数超出上、下限范围, 则取上、下限值。这样处理后可以达到以下几个目的: (1) 保持优化算法求解简单有效的特点; (2) 减少优化计算时间; (3) 使反分析得到的 m 值符合实际。

3.2 解的收敛性讨论

为讨论反分析时优化解的收敛性, 下面分 5 种情况(图 1)以正分析得到的墙体位移来反分析土体的 m 值。在例 1、例 2、例 3、例 4 和例 5 的正分析求墙体位移时开挖面以上 m 值(m 的单位为 kN/m⁴, 下文同)取为 3000; 开挖面以下各土层的 m 值分别取为:

例 1: $m_1=3000$

例 2: $m_1=3000, m_2=3500$

例 3: $m_1=2500, m_2=3000, m_3=3500$

例 4: $m_1=2000, m_2=2500, m_3=3000$,
 $m_4=3500$

例 5: $m_1=2000, m_2=2500, m_3=3000$,
 $m_4=3500, m_5=4000$ 。

表 1 ~ 表 5 给出了 m 取不同初值时的优化的 m 值及相应的计算次数(计算次数是指在优化计算中调用杆系有限元的次数, 下文同)。

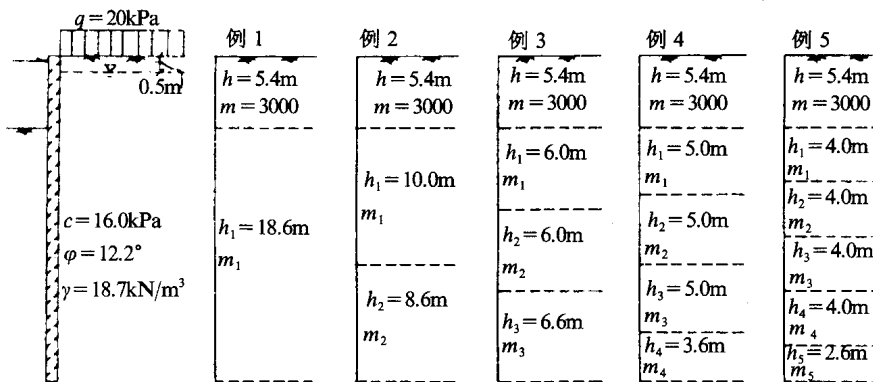


图 1 土层分布不同的 5 种情况

表 1 1 个参数的反分析结果 (例 1)

初值 m_1	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
优化值 m	5000	5000	3040	3040	3040	3040	3040
计算次数	2	2	10	7	10	11	11

表 2 2 个参数的反分析结果 (例 2)

初值 m_1	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
值 m_2	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
优化值 m_1	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
值 m_2	3500	3500	3500	3500	3500	3510	3500
计算次数	26	25	19	13	19	19	22

表 3 3 个参数的反分析结果 (例 3)

初值 m_1	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
值 m_2	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
值 m_3	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
优化值 m_1	2500	2500	2500	2500	2500	2500	3540
值 m_2	3000	3000	3010	3000	3000	3000	1000
值 m_3	3510	3500	3500	3510	3510	3500	5000
计算次数	35	40	32	33	43	46	38

从表 1 ~ 表 5 的结果可以看出: 随着反分析参数个数的增加, 解的收敛性越来越受到初值的影响; 当反分析参数个数不大于 3 时, 几乎 m 值在 1000 ~ 5000 范围内取初值时均能收敛。

图 2 给出了不同参数个数具有反分析收

敛解的平均计算次数 (与计算时间相当) 的变化曲线。从图中可以看出, 计算次数随反分析参数个数近似指数增长, 即计算次数为:

表 4 4 个参数的反分析结果 (例 4)

初值 m_1	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
值 m_2	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
值 m_3	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
值 m_4	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
优化值 m_1	2000	2000	2000	2000	2210	1860	1000
值 m_2	2510	2500	2500	2500	2130	2760	4130
值 m_3	2990	2990	3000	3000	4340	2450	1200
值 m_4	3510	3520	3520	3500	2790	5000	5000
计算次数	84	54	77	147	66	49	69

表 5 5 个参数的反分析结果 (例 5)

初值 m_1	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
值 m_2	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
值 m_3	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
值 m_4	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
值 m_5	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
优化值 m_1	1740	2060	2000	1960	1880	1000	1000
值 m_2	3010	2400	2500	2600	2740	3880	3360
值 m_3	1560	3210	2980	2720	2420	1210	3530
值 m_4	5000	3230	3520	4050	4560	4970	1000
值 m_5	1000	4150	4010	3680	3430	3350	4990
计算次数	214	102	149	80	79	106	101

$$y \approx 10 \times 2^{n-1}$$

其中, n 为参数个数, $n=1,2,3,4,5$
反分析计算时间为:

$$T \approx k \times 2^{n-1}$$

其中, k 为常数。

这些结果表明, 如果能在反分析前预先根据土层性质将反分析的土层数合并为 2~3 层土时, 使反分析的参数个数为 2~3 个, 则无论从解的收敛性还是从反分析计算时间上均可获得满意的反分析结果。

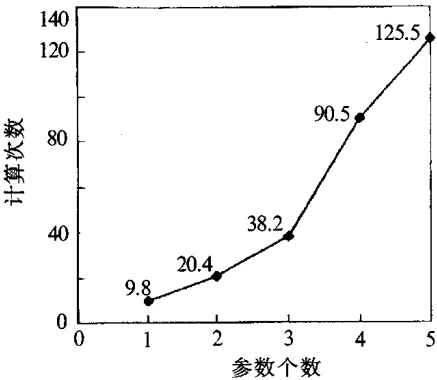


图2 计算次数与反分析参数个数变化曲线

4 工程实例

工程实例仍为上海外滩京城大厦深基坑围护工程, 土层见表 6, 工况和计算假定与上文所述相同, 不同的只是墙体水平位移实测值系采用 9 号测斜孔的数据^[5]。

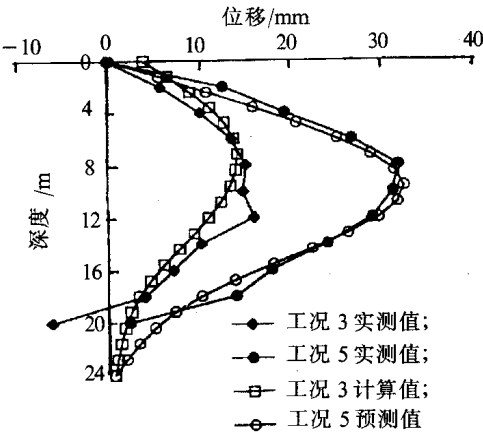


图3 计算位移与实测位移的对比
(工况 3 的位移反分析结果)

用工况 3 的墙体水平位移实测数据反分析得到的各土层的 m 值为: 第 1 层 3000, 第 2

层 3460, 第 3 层 1000, 第 4 层 2950, 第 5 层 5000。采用该反分析得到的 m 值预测工况 5、工况 7 的墙体水平位移计算值与实测值的对比见图 3。

用工况 5 的墙体水平实测数据反分析得到的各土层的 m 值为: 第 1 层 3000, 第 2 层 3460, 第 3 层 1000, 第 4 层 2740, 第 5 层 5000。采用该反分析得到的 m 值预测工况 7 的墙体水平位移计算值与实测值的对比见图 4。

表 6 上海外滩京城大厦深基坑工程地层情况

土层 编号	土层名称	厚度 m	重度 γ kN/m ³	粘聚力 c kN/m ²	内摩擦角 φ (°)
1	粉质粘土	3.8	18.7	16	12.20
2	淤泥质粉质粘土	5.5	17.8	7	19.20
3	淤泥质粘土	8.0	16.9	8	6.45
4	粉质粘土	7.0	17.8	10	9.30
5	粉质粘土	16.0	18.2	10	17.50

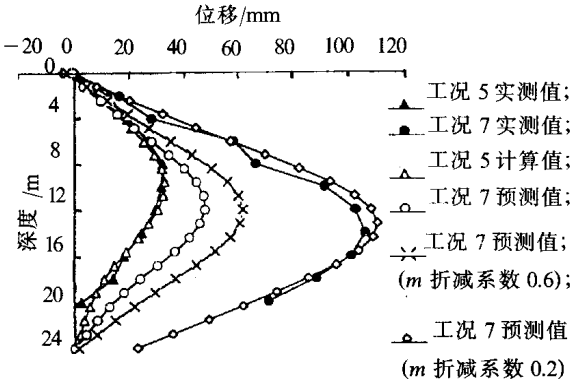


图4 计算位移与实测位移的对比
(工况 5 的位移反分析结果)

从图 3 可以看出, 基于工况 3 实测结果的反分析而得到的工况 5 的预测位移与实测位移相当接近, 这说明根据上一步的位移实测值反算土参数 m 值并由此来预估下一步的基坑挡土结构的位移性态是合适的, 这也是动态计算和信息化施工的基础。然而, 图 4 的分析结果表明, 工况 7 的预测位移与实测位移

则相差较远,大1倍以上。但经过仔细分析可以发现,本工程中整个支挡结构系统在工况3和工况5的工作状态与在工况7时的工作状态明显不同,这可从表7中的实测数据得到反映。

表7 测斜孔的最大位移和不同工况下的位移速率^{mm}

孔号	最大位移 mm	位移速率 mm/d			
		工况3	工况5	工况7	浇底板前
1	84	0.78	0.61	1.20	0.55
8	83	0.53	0.65	1.25	0.10
9	106	0.44	0.98	1.92	0.09
10	95	0.80	0.89	4.40	0.48

从表7可以看到,工况3和工况5的墙体平均位移速率分别为0.64mm/d、0.78mm/d,相差不多;但在工况7的平均位移速率达2.19mm/d,几乎是工况3、工况5的3倍。因此可以认为,整个支挡结构系统在工况3和工况5时基本处于相同的弹性工作状态,计算墙体位移的杆系有限元的假定与此相符,所以预测值与实测值能很接近;但在工况7由于开挖深度较大,除了平均位移速率迅速增加外,从位移实测数据还可以看到围护墙体已出现明显的“踢脚”现象,这时支挡结构系统已经不在弹性状态下工作,土体已表现出塑性和流变行为,如果仍然采用弹性杆系有限元理论计算墙体位移,必须将反分析得到的 m 值进行折减,然后再进行位移预报。图4给出了对 m 值分别采用折减系数0.2、0.6后工况7的位移预报结果,可以看出,折减系数为0.2时的预报位移和实测结果非常吻合。因此,对开挖深度较大的工况进行位移预报

时,必须考虑土体将要出现的塑性和流变而对反分析 m 值进行适当折减,以此为基础进行的位移预报仍可获得满意的结果。

5 结束语

(1)采用反映基坑工程中施工动态特点的位移反分析技术不仅是必需的,而且是可行的;在单纯形法中考虑参数的变化区间将使位移反分析技术更加有效可靠。

(2)反分析所需计算时间与反分析参数个数近似指数增长即 $T \approx k \times 2^{n-1}$,因此从反分析结果的收敛性和计算时间上考虑,将反分析参数个数确定为2~3个是合理的。

(3)采用本文的位移反分析技术进行位移预测在一定的范围内可获得较满意的结果;对开挖深度较大的情况,考虑土体的塑性和流变而对反分析得到的 m 值进行适当折减后再进行位移预测可得到满意的结果。

参考文献

1 建筑基坑支护技术规程(报批稿)
2 杨敏,冯又全,王瑞祥.深基坑开挖支挡结构力学分析, I - 分析方法和与实测结果的比较.建设部《建筑基坑支护技术规程》专题研究报告,同济大学地下建筑与工程系,1997
3 杨敏,王瑞祥,冯又全.深基坑开挖支挡结构力学分析, II - 计算讨论和程序编制.建设部《建筑基坑支护技术规程》专题研究报告,同济大学地下建筑与工程系,1997
4 徐士良.C常用算法程序集.北京:清华大学出版社, 1994.1:345 ~ 350
5 赵锡宏,陈志明,胡中雄.高层建筑深基坑围护工程实践与分析.上海:同济大学出版社,1996.10:103 ~ 108

(上接第40页)

结构学术会议论文集,1992
2 顾强,陈绍蕃,于安林.网架螺栓球节点锥头的有限元分析.见:第六届空间结构学术会议论文集,1992
3 陈学潮,沈祖炎等.网架螺栓球节点锥头的极限承载力.见:第六届空间结构学术会议论文集,1992

4 潘文.螺栓球节点锥头式杆件疲劳性能试验研究及锥头极限荷载计算和构造优化:[学位论文].南京:东南大学, 1994
5 秦云.螺栓球节点封板式杆件疲劳性能试验研究及封板连接弹塑性分析:[学位论文].南京:东南大学,1994