

基坑围护工程中土体水平抗力系数 m 值的分析与确定

熊巨华

李建华

(同济大学 上海 200092)

(煤炭工业部邯郸设计研究院 056031)

[提要] 从理论上分析了 m 值的适用性和按规范方法确定 m 值的局限性,指出了采用规范方法时应遵循的原则和注意的问题,最后用试验结果和实测数据证明采用旁压试验和位移反分析方法是准确确定 m 值的有效方法。

[关键词] 基坑 围护工程 水平抗力系数 位移反分析

This paper analyzed the applicability of “ m ” value and limits of determining “ m ” value based on code. It also pointed out the principle and the problems. Finally, it proved with experimental data and results that PMT and back-analysis from displacement are efficient to determine “ m ” value accurately.

Keywords: foundation pits; retaining structure; lateral resistance coefficient; back-analysis; displacement

“ m ”法用于基坑围护结构的分析与计算时具有计算模式明确、结果比较符合实际的优点,其中 m 值的选取直接关系和影响支挡结构的位移和内力计算结果。实际分析计算中我们发现,按现有文献给出的 m 值计算的支挡结构的桩顶水平位移往往比实测值偏小,而计算的弯矩偏大。因此如何确定 m 值,使之既安全可靠,又合理适用显得非常重要。

一、土体水平抗力系数分析

“ m ”法的基本前提是 Winkler 假定,即线弹性地基抗力法,它是用一组独立的离散型弹簧代替支挡结构开挖侧土体对支挡结构的抗力作用,即:

$$F = ky \quad (1)$$

式中 F 为土体反力; k 为水平基床系数, $k = mz$, 其中 m 为系数, z 为深度坐标; y 为支挡结构位移。

桩的水平向静载荷试验结果表明,只有当桩顶位移较小时,荷载才与位移呈线性关系。所以由此假定计算的 m 值只有在支挡结构位移较小时才有效。另外在“ m ”法中是将连续分布的土体抗力用一组独立的离散型弹簧代替的,故不太适用于连续性很强的介质,如高强度粘土等。此时必须考虑桩侧土介质的连续性和相互影响而对 m 值进行适当的修正。

二、目前土体 m 值的确定方法

目前确定 m 值的途径有两类:

1. 直接进行现场单桩水平向静载荷试验:试验

方法依据 JGJ94—94(建筑桩基技术规范)附录 E 进行,在试验完成后根据下式计算 m 值

$$m = \left(\frac{H_{cr}}{x_{cr}} \nu_x \right)^{\frac{5}{3}} / b_0 (EI)^{\frac{2}{3}} \quad (2)$$

式中, H_{cr} 为单桩水平临界荷载(kN); x_{cr} 为单桩水平临界荷载对应的位移(m); ν_x 为桩顶位移系数; b_0 为桩身计算宽度(m); EI 为桩身抗弯刚度。

由式(2)计算的 m 值对应的是单桩水平临界荷载时的 m 值,即桩身受拉区混凝土明显退出工作前的最大荷载对应的 m 值。

2. 无试验资料时,大部分文献引用了 JGJ4—80^[2] 中表 2.3.14 和 JGJ94—94^[1] 中表 5.4.5 的数据。这两个表是全国各地 102 根灌注桩水平静载荷试验资料的统计结果,它的 m 值计算方法与式(2)相同。

由此可见,上述两类确定 m 值的方法其实质是一样的,只是一个具体工程的数值,一个是全国的统计结果。在灌注桩水平静载荷试验中确定 m 值的 H_{cr} 为对应于临界位移 x_{cr} 的临界荷载。不同土质、不同桩径灌注桩的大量水平向静载荷试验结果表明,在临界荷载状态下,桩土系统的破坏都表现为桩身受弯强度的破坏,而桩侧土并不显示明显的塑性挤出和失稳现象,其原因是:1)灌注桩配筋率较小(一般为 0.3~0.6%),桩身抗弯强度低;2)由于受土的体积压缩影响,桩侧土体不可能形成连续滑动面。

由此可见,由式(2)确定的 m 值主要是桩身受弯强度的反映,并不真正代表土体的水平抵抗变形能力。另一方面,尽管规范中的数据是根据 102 根桩径 30~100cm 的灌注桩试桩结果统计得到的,具有一定的可靠性,但从表中数据可以看到:每类土的 m 值,其上下限相差很大,如果没有其它土质性能指标可供参考,势必在运用时造成很大的任意性,从而影响计算结果。另外还应看到:文[1,2]的 m 值表中同时还给出了与 m 值对应的桩顶水平位移;特别是文[1],表中还给出了注释:当桩顶水平位移大于表列数值时, m 值应适当降低;对于桩顶水平位移小于表列数值时,没有特别说明。但在有关支挡结构计算的文献中引用该表时,却没有给出相应的水平位移值。

三、基坑工程中挡土结构的特点

用于基坑工程中的弹性挡土结构有:柱列式灌注桩、地下连续墙和打入式板桩等,各类挡土结构的力学、变形行为具有较大的差异,因而在用 m 法对其进行内力位移分析时,应针对各自的特点对 m 值进行不同的调整。

对于柱列式灌注桩作为支挡结构,由于它所承担的弯矩比作为桩基础的桩大,因而其配筋率一般比较大,抗弯能力大。笔者对 20 个采用灌注桩作挡土结构的工程进行了调查,桩长在 10.9~28.0m 之间,桩径在 700~1000mm 范围内,配筋率在 0.74~1.51% 之间,大部分在 1.00%~1.20% 之间,平均 1.08%,是桩基础中桩的配筋率的 1.6 倍以上。同时,在支挡结构中,墙体的水平位移一般比较大,约 20~50mm,因此对这类支挡结构在根据规范中的 m 值表取用时,应进行折减。据笔者对多个工程的计算分析,折减系数为 0.6~0.8 时,位移计算值与实测结果比较接近。

对于地下连续墙,其抗弯刚度大,空间效应明显。大量的工程实测表明,其墙体水平位移比较小,与规范 m 值表中的桩顶水平位移相当,因此直接按规范中的 m 值进行选用是合适的。

对于预制混凝土板桩类支挡结构,其桩身强度和配筋率均明显高于灌注桩。大量桩的横向静载试验表明,不仅在横向极限荷载作用下两种桩两侧土的状态不同,而且两者的破坏特征也是不同的。因此,对这类支挡结构取用 m 值时,应采用文[3]中表 2 的数据,该表是根据全国 85 根桩的实测结果统计得到的。同样值得注意的是,由于支挡结构的位移

普遍比表列位移 10mm 要大,所以在采用该表时要对 m 值进行适当折减,折减系数的大小有待今后进行更多工程的对比后确定。对于钢板桩类支挡结构可采用与预制混凝土板桩类相同的处理方法。

四、确定 m 值的合理方法

上节针对各类挡土结构的特点给出了根据规范中 m 值表确定 m 值时应遵循的原则和注意的问题,但它毕竟还是一种经验方法,任意性比较大,更好的方法是通过原位测试和位移反分析得到。

1. 旁压试验确定 m 值

原位测试中确定 m 值的最好方法是旁压试验,因其加载条件能模拟支护结构对土体的横向加压情况。具体如下:先从测得的横向荷载与土的横向变形关系曲线上求得土的水平基床系数 k (kN/m³)

$$k = (P_y - P_0) / (\epsilon_y - \epsilon_0) \quad (3)$$

式中 P_y 为临塑压力, P_0 为原位侧向压力, ϵ_y 和 ϵ_0 为相应的径向位移。在不同深度 z 处测得不同的 k 值,然后求得它们之间的相关关系,直线的斜率就是要求的 m 值。

邯郸市某建筑场地土层分布从上至下依次为:(1)黄褐色粉质粘土,可塑,厚度 2m;(2)灰色淤泥质粉质粘土,流塑~软塑,厚度 3.0m;(3)灰色粉土,厚度 4.0m。表 1 是该场地两个钻孔 9 个测点的旁压试验结果。将相同深度的水平基床系数 k 进行平均后,得到 k 与深度 z 的曲线见图 1。从图中可得到三层土的 m 值依次为:7.14, 2.12, 5.22MN/m⁴。

表 1

邯郸市某建筑场地			天津市某工程场地		
测点 编号	测点深度 z (m)	水平基床系数 k (MN/m ³)	测点 编号	测点深度 z (m)	水平基床系数 k (MN/m ³)
1-1	1.50	5.977	8-1	4.50	2.577
1-2	2.50	4.043	8-2	5.50	3.052
1-3	3.50	7.810	9-1	1.00	7.052
1-4	4.80	11.906	9-2	4.00	2.610
2-1	1.50	15.443	9-3	5.00	2.820
2-2	2.50	5.825	10-1	3.00	2.282
2-3	3.50	5.451	14-1	2.50	5.721
2-4	5.40	28.188	20-1	4.00	2.427

天津某工程场地土层分布从上至下依次为:(1)黄褐色粉质粘土,可塑,厚 2.5m;(2)灰色淤泥质粉质粘土,流塑,厚 4.0m。表 1 也列出了该场地五个钻孔 9 个测点的旁压试验结果,由此得到 k 与深度 z 的曲线见图 2。深度 1.0m 的测试数据由于深度较

浅,误差较大,在计算 m 值时不计入该测点的影响。从图中可得到两层土的 m 值依次为: 2.29, 0.56MN/m⁴。

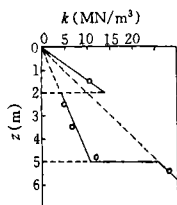


图 1

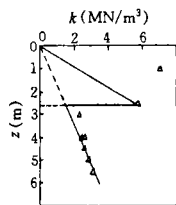


图 2

文[4]根据上海地区的部分实测数据分别求得了 28m 深度范围内的浅层粘性土和 28~74m 范围内的深层砂土层的回归方程如下:

浅层粘性土:

$$k = (0.074 + 0.042z) \times 10^5 \quad \text{相关系数 } 0.72 \quad (4)$$

深层砂土层:

$$k = [2.635 + 0.328(z - 28)] \times 10^5 \quad \text{相关系数 } 0.74 \quad (5)$$

由此求得粘性土的 m 值为 4 200kN/m⁴, 砂土层的 m 值为 32 800kN/m⁴。可见由此得到的 m 值与规范是很一致的。

2. 位移反分析法确定 m 值

位移反分析法就是以位移量测信息的输入为基础,选择“ m ”法为围护结构的力学模型以及相应的边界条件,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 m 值。其中目标函数:

$$f = \sum_{j=1}^M \sum_{i=1}^N (u_{i(j)} - u_{i(j)}^*)^2 \quad (6)$$

式中 M 为工况数, N 为测点总数, $u_{i(j)}$ 和 $u_{i(j)}^*$ 分别为测点 i 在 j 工况的水平位移计算值和实测值。

由于 m 值受土层性质的影响,根据经验可以确定其变化区间,即存在如下的约束条件:

$$m_i^{\min} \leq m_i \leq m_i^{\max} (i = 1, 2, \dots, n) \quad (7)$$

其中 m_i^{\min} , m_i^{\max} 分别为 m_i 的上、下限值。

目标函数(6)和约束条件(7)构成了一个有约束非线性规划问题,用最优化求解技术可求得 m 值。

上海外滩京城大厦深基坑(有关数据见文[5]),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。场地土层参数见表 2。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。

上海外滩京城大厦深基坑工程地层情况 表 2

土层编号	土层名称	厚度 (m)	重度 (kN/m ³)	粘聚力 (kN/m ²)	内摩擦角 (度)
1	粉质粘土	3.8	18.7	16	12.2
2	淤泥质粉质粘土	5.5	17.8	7	19.2
3	淤泥质粘土	8.0	16.9	8	6.45
4	粉质粘土	7.0	17.8	10	9.3
5	粉质粘土	16.0	18.2	10	17.5

用工况 3 的墙体水平位移实测值(9# 测斜孔数据)反分析得各土层 m 值为:第 1 层 3 000kN/m⁴, 第 2 层 3 460kN/m⁴, 第 3 层 1 000kN/m⁴, 第 4 层 2 950kN/m⁴, 第 5 层 5 000kN/m⁴。采用位移反分析得到的 m 值计算工况 3 墙体水平位移和预测工况 5 的墙体水平位移与实测值的对比见图 3。从中可以看出,反分析得到的 m 值不仅比较合理,而且预测

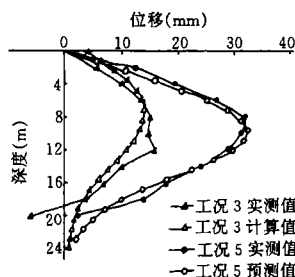


图 3

结果与实测结果非常吻合。同理,用工况 5 的墙体水平实测数据反分析得到各土层的 m 值(kN/m⁴):第 1 层 3 000, 第 2 层 3 460, 第 3 层 1 000, 第 4 层 2 740, 第 5 层 5 000。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也很吻合(对比图略)。

其它工程的 m 值反分析结果及其统计分析是笔者目前正在进行的研究工作之一,有关结论将另文发表。

五、结论

1.“ m ”法不适用于连续性很强的介质,如高强度粘土等,在这种情况下必须考虑桩侧土介质的连续性和相互影响而对 m 值进行适当的修正。

2. 目前确定 m 值的规范方法,由于每类土的 m 值上下限相差很大,如果没有其它土质性能指标可供参考,势必在运用时造成很大的任意性,从而影响计算结果。

3. 基坑工程中各类挡土结构具有各自的特点,在根据规范方法确定 m 值时,应遵循各自的特点进行适当的调整。

(下转第 59 页)

采用式(13)时,当 $f_m < 1.5\text{MPa}$, 取 $f_m = 1.5\text{MPa}$ 计算;当 $f_m > 1.5\text{MPa}$, 按式(9)求得

$$a = \frac{1.216}{\alpha} = \frac{0.00122}{1 - 1/f_m} \quad (14)$$

假定 $f_m \rightarrow \infty$, 则有

$$a = 0.00122 \quad (15)$$

当 $1.5 < f_m < \infty$ 时,可按修正 β_t 计算 φ_0 ,即

$$\varphi_0 = \frac{1}{1 + 0.00122\beta_t^2} \quad (16)$$

$$\beta_t = \beta \sqrt{\frac{1}{1 - 1/f_m}} \quad (17)$$

当将 f_m 改用设计强度表达时,则有 $f_m \geq 2.08f$, 即

$$f > 0.72\text{MPa} \text{ 时, } \beta_t = \beta \sqrt{\frac{1}{1 - 1/2.1f}} \quad (18)$$

$$f \leq 0.72\text{MPa} \text{ 时, } \beta_t = 1.73\beta \quad (19)$$

根据不同的 f 计算出的 φ 如表 2 所示。

表 2

β	φ					
	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0
5	0.92(0.86)	0.94(0.95)	0.96	0.96	0.97	0.97
10	0.73(0.60)	0.81(0.79)	0.85	0.86	0.87	0.88
15	0.55(0.40)	0.66(0.62)	0.71	0.73	0.75	0.76
20	0.41(0.35)	0.52(0.48)	0.58	0.61	0.63	0.64
25	0.31(0.26)	0.41(0.38)	0.47	0.50	0.52	0.53
30	0.24(0.17)	0.32(0.32)	0.38	0.41	0.43	0.44

对比我国规范 GBJ 3-88 中给出的 φ (在此 φ 只是稳定系数,即 e 取为 0),可见在 $f = 1.5 \sim 4.0\text{MPa}$ 时与砂浆强度为 2.5, 5.0MPa 和大于 M5 时比较接近;而当砂浆强度等级 $\geq \text{M}0.4$ 时 f 都大于 0.72MPa (规范表 2.2.1-1);当 $f \leq 0.5 \sim 1.0\text{MPa}$ 时大多相应于 M0.4 和 M0。为了降低 $f_m = 0.5\text{MPa}$ 时的 φ 值,可将这时的 β_t 增大,例如将 β_t 取为 2.0β ,即将这时 E 降低,因为图 2 中 f 最低值约为 1MPa (因此也许 E 采取三折线为宜),这样这时表 1 中 6 个数字顺次为 0.89, 0.67, 0.47, 0.34, 0.25 和 0.19,和前苏联规范^[3]中的砂浆强度为 0.4 和 0 时值接近(表 2 中括号内值)。当采用湖南大学建议的 E 时,则

(上接第 41 页)

4. 准确确定 m 值的有效方法是通过原位测试中的旁压试验和位移反分析得到。

参 考 文 献

1. 建筑桩基技术规范. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995, 6.

$$a = \frac{12}{\pi^2 \times 3\% \sqrt{f_m}} = 0.00329 / \sqrt{f_m} \quad (20)$$

$$\beta_t = \beta / \sqrt{f_m} \quad (21)$$

文[12]中 E 取 $460f_m^{3/2}$, 这时 $a = 1/378 \sqrt{f_m}$,

文[12]取作 $1/370 \sqrt{f_m}$ 。

当 $f_m = 0.5$ 和 4MPa , $\beta = 30$ 时, 分别求得 $\varphi = 0.15$ 和 0.58 , 即在砌体为低强度时, 较接近但低于规范 GBJ 3-88 给出的值, 而在高强度时则偏高。当 a 按 $1/370 \sqrt{f_m}$ 取时, 则分别为 0.17 和 0.62 。

五、结束语

本文仅对我国现行规范中关于弹性模量和有关稳定计算的一致性作些初步讨论, 对考虑偏心影响时的系数 φ 未作进一步研究。

参 考 文 献

1. 苏联规范. 砖石及钢筋混凝土设计标准及技术规范 (HuTY120-55). 周渭译, 中国建筑工业出版社, 1957: 132.
2. 丁大钧. 简明砖石结构. 科学技术出版社, 1957: 187.
3. 苏联规范. 砖石和配筋结构设计规范 (建筑法规第 II 部分第 22 章) (CHuTI II-22-81). 钱义良, 张英译, 全国砖石结构标准技术委员会, 《硅酸盐建筑制品》编辑部, 1985.
4. 砌体结构设计规范 (GBJ3-88). 中国建筑出版社, 1988: 70.
5. 丁大钧主编. 砌体结构学. 中国建工出版社, 1997: 400.
6. 砖石结构设计规范 (GBJ3-73). 中国建工出版社, 1973: 63.
7. 丁大钧. 高性能混凝土工程特性 (三). 工业建筑, 1996, (11): 48.
8. Jian Yao et al. study of the Ultimate Load Bearing Capacity of Coal-Ash Air-Entertaining Concrete Block Walls Subjected to Axial Compression. Proceedings of the 11th International Brick/Block Masonry Conference, 14-16 Oct. 1997, Shanghai, China: 87-98.
9. 丁大钧主编. 简明砖石结构. 上海科学技术出版社, 1981: 183.
10. 施楚贤主编. 砌体结构 (专科教材), 武汉工业大学出版社, 1988: 138.
11. 丁大钧主编. 砌体结构 (高校教材) (第二版), 中国建筑出版社, 1995: 179.
12. 施楚贤. 砖砌体偏心受压构件的承载能力分析. 砌体结构研究论文集, 湖南大学出版社, 1989: 142-152.

2. 工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规程. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995, 6.
3. 经永新. 地基土横向抗力系数分析与适用于预制钢筋混凝土桩 m 值的确定. 建筑结构学报, 1996, (3).
4. 高大钊. 软土深基坑支护技术中的若干土力学问题. 岩土力学, 1995, 16(3).
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.