

围护构件的位移与抗力比例系数 m 的取值

陈 书 申

(福建建筑高等专科学校, 福州 350007)

摘要 实测资料证明, 按习惯采用的软土 m 值预估围护桩桩身变形得出的结果偏小. 如能既考虑饱和和软粘土超固结效应, 又通过加大容许位移以降低 m 值, 可使预估误差大为变小. 同时, 相应提出沿海软土 c 和 φ 取值的建议.

关键词 围护构件, 水平位移, m 取值, 淤泥抗剪强度

中图分类号 TU 753.8 : TU 473.1⁺2

文献标识码 A

本文论述的围护构件特指建筑基坑的围护构件. 这类构件总会出现位移, 而软土基坑因土压力荷载大, 问题就更加突出. 由于我省沿海软土广泛分布, 所以对软土基坑问题应倍加重视. 将软土基坑围护桩的计算和监测的两种位移 x 加以对比时发现, 绝大多数(至少90%以上)样本, 监测得出的 x 大于习惯采用的 m 值计算得出的 x . 分析表明, 预估的相对误差过大的原因是 m 的习惯定值. 本文通过分析, 提出 m 的定值建议, 并通过典型工程试算和实测成果对比, 以证定其正确性. 试验或监测的数据, 由于人为或天然的原因, 必然存在一定的离散性. 为使引用的数据具有足够的代表性, 对条件相同的数据样本, 均按 GB 50021-94^[1]规定的原则加以统计. 为叙述方便, 本文引用的各位移量符号的物理意义, 如图1所示.

1 规程推荐 m 值确定方法的评述

1.1 根据单桩水平荷载试验的方法

《GJ 120-99 建筑基坑支护规程》(以下简称“规程”)^[2], 实际上是借用土木工程中计算桩水平承载力所用确定 m 值的方法. 根据静载试验成果推算 m 值的公式仍为

$$m_0 = \left[\frac{H_{cr}}{x_{cr}} \right]^{5/3} / b_0(EI)^{2/3}. \tag{1}$$

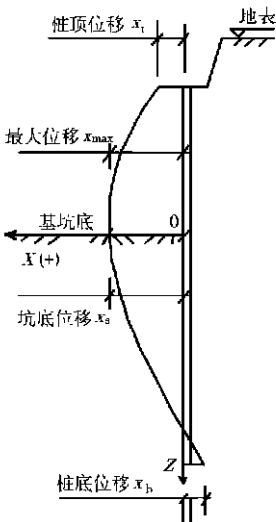


图1 围护桩位移特征值

在实际应用中,这一方法将遇到3个问题.

1. 1. 1 采用机会极少 专门为了特定基坑工程进行单桩水平静载试验的机会极少.

1. 1. 2 相当于 x_s 的 m 值远小于上式计算的 m_0 一般桩的静载试验证明, 相当于 m_0 的地表处 x_{cr} 和相应的水平力 H_{cr} 在图2中为弹性阶段的终点端. 当桩的配筋率较高 ($> 0.65\%$) 时, 取 $x_{cr} = 10\text{ mm}$, 一般桩 x_{cr} 是 x_t 的临界值. 对围护桩 x_{cr} 应是 x_s 的临界值. 围护桩无论计算或实测, 从图3中可以看出, 坑底面处位移 $x_s \gg$ 桩顶处 x_t . 有的文献规定桩顶容许位移 $x_t = 30\text{ mm}$ ^[6]. 因为 $x_s \gg x_t$, 即 $x_s \gg 30\text{ mm} > x_{cr} = 10\text{ mm}$, 所以必有 $x_s \gg x_{cr}$. 即如图2所示的, 桩面土进入塑性区工作^[6], 则相应 x_s 之 $m \ll m_0$. 因此, 式(1)的适用性令人置疑.

1. 1. 3 未能分层确定 m 原意 m 为基坑开挖面以下 $2(d + l)$ m 深度范围内各土层的综合值, 用以代表桩受水平力时的抗力系数的比例系数. 这对嵌入均质或渐深渐硬地层的长桩应属可行. 但对坑底下为厚层软土而桩底嵌入硬土一定深度这种情况, 该硬层的 m 值因计特殊重要性而应另行确定. 该项试验对分层尤其是深部硬层的 m 值确定无能为力.

1. 2 根据公式计算的实质与存在问题

我们对围护构件水平位移的实测与计算作比较, 如图3所示. 规程^[6]规定, 当无试验或缺

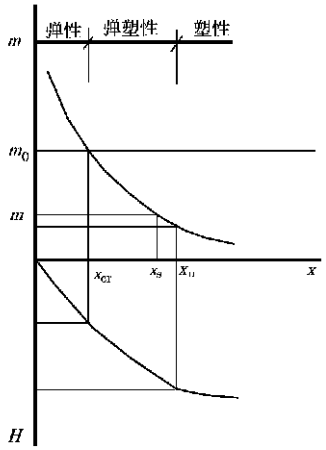


图2 m 值和 H 值与位移 x 的关系

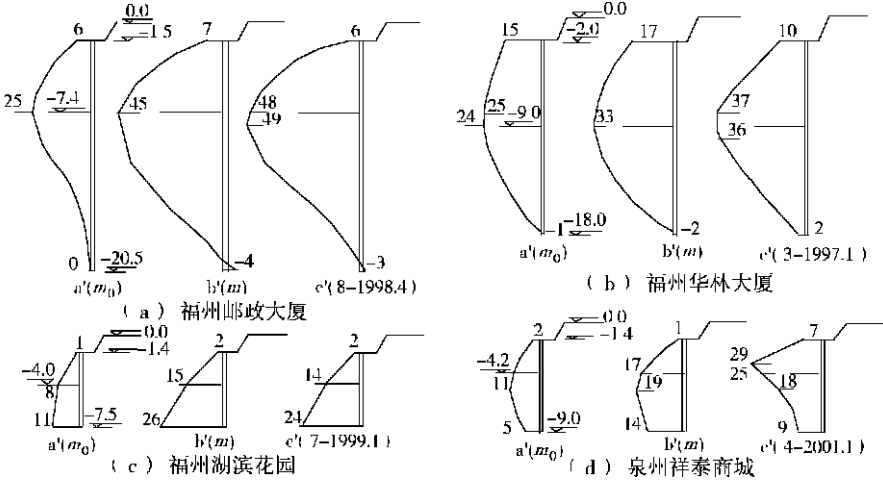


图3 围护构件水平位移实测与计算对比图

c 图中的 “ $n \times \times \times \times$ ” 表示参与平均的监测标本的个数与时间
少当地经验时, 第 i 层土水平抗力系数的比例系数 m_i , 可按经验公式计算为

$$m_i = (0.2\overline{Q_k} - \overline{Q_k} + c_{ik}) / \Delta, \tag{2}$$

式中 $\overline{Q_k}$, c_{ik} 为第 i 层土 CU (固结不排水剪) 试验的抗剪强度标准值. Δ 为坑面处的位移量 (mm), 按地区经验取值, 无经验时取 10. 这就是本文所指的 “习惯方法”. 此方法实质上与各种

土建桩基规程一样,以既往的水平承载力试验为基本依据,由土性决定 m 值.其改进之处是依据有关资料,将土性量化为 CU 条件下的 Q_c 标准值,减少了 m 定值的随意性.但规定 Δ “无经验时取10”属一种误导.因为一般规程同类建议结果均偏于安全,但该建议却使结果偏于不安全,即使得预估位移小于实测位移(图3a~d 之 a 与 c). 这是为欠妥. 以上指出的仅是问题之一,即对参予计算 Δ 的导向欠正确. 除此之外,基坑支护命题与一般工程桩受水平力命题不同,两者提供抗力的土性有所区别.对饱和粘性土来说,一般工程桩侧面是正常固结土,而围护桩嵌入段基坑侧一般是超固结土,其理由是坑底以上土层挖除使坑底之下土进入超固结状态.这导致在物理力学指标相同时,较正常固结土可以提供更大的抗力.这种效应可称为超固结效应,规程公式(2)中没有反映这一效应的影响.

2 关于 m 定值的建议

2.1 对福建省沿海淤泥层 c_{cu} 和 Q_{cu} 统一定值

与基坑工程密切关系的福建省沿海的上层淤泥(又称淤泥),由于地层成因相同,成土条件相同,故其强度相当接近.表1列出沿海10个工程的淤泥层固结不排水试验的 c 、 Q 值.统计得

表1 福建沿海城市上层淤泥 c_{cu} 和 Q_{cu} 的原始资料及标准值

指标	福 州					泉 州					厦 门			统 计		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	μ	δ	γ_s	标准值		
c_{cu}	10.7	9.0	9.0	11.0	9.0	11.0	11.0	11.2	10.1	10.3	10.2	0.09	0.95	9.7		
Q_{cu}	12.9	11.0	10.0	12.0	11.7	11.1	13.0	12.1	10.5	9.7	11.4	0.10	0.94	10.7		

出 $c_k=9.7$ kPa, $Q_k=10.7$;相应的变异系数 $\delta_c=0.12$, $\delta_Q=0.11$,说明该组参数的变异性相当低,具备统一取值前提.故建议沿海上层淤泥统一取 $c_k=10$ kPa, $Q_k=10$ 作为计算指标,既略偏于安全,又使问题简化.对次要工程,如许可,则既能不进行土工试验,计算的准确性又有基本保证,是值得提倡的.但对重要工程则应分别进行 c 、 Q 测定试验.

2.2 计算位移 Δ (取 $\Delta=30$ mm)

根据土力学原理,如前所述,坑底之下土的超固结效应予考虑.由于问题的复杂性,现根据经验取 $m=\sqrt[4]{R}m_0$, 式中 R 为超固结比 OCR 的简写,其意义如图4所示.在具体计算中,可分层确定 R . 对坑下第1层厚为 h_1 、中点坐标为 z_1 ,有 $R_1=(h_0+z_1)/z_1=(2h_0+h_1)/h_1$. 对第 i 层厚为 h_i ,中点坐标为 z_i ,有

$$R_i = \frac{h_0 + z_i}{z_i} = \frac{2 \sum_{i=0}^{i-1} h_i + h_i}{2 \sum_{i=1}^{i-1} h_i + h_i} \tag{3}$$

完整的 m 值计算公式为

$$m_i = \sqrt[4]{R_i} \quad m_0 = \sqrt[4]{R_i} (0.2Q_k^3 - Q_k + c_{ik}) / \Delta \tag{4}$$

式中 Δ 对淤泥层一般取30.当桩底嵌入相对硬层时,该硬层可取 $\Delta_n=10$,其余符号意义如前.

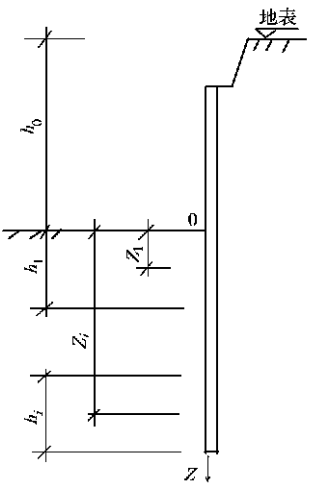


图4 超固结比 R 的计算

3 实例与对比分析

3.1 实例工程的概况及主要技术参数

作为实例的4个工程,除4# 为泉州工程外,其余均为福州工程,各工程的主要参数如表2所示.所列工程1#,2# 设2层地下室,3#,4# 设1层地下室,均只设一道顶支撑.坑底为软土层,唯1#,2# 工程桩底嵌入硬土层约2 m,3#,4# 工程则视为围护桩置于无限深淤泥层中.2# 工程采用的是异形截面人工挖孔桩,以求经济合理.本文引用时将桩径换算为等刚度的圆形截面桩.

表2 实例工程技术要素汇总表

序号	工程名称	基坑尺寸/m		围护桩/mm		支撑系统/m		$m/\text{MN}\cdot\text{m}^{-1}$	
		深度	长×宽	桩径	中距	冠梁 $b\times h$	支撑间距	m_1	m_2
1	邮政大楼	7.4	56×63	700	1 000	1.2×0.80	7.5	1.14	0.82
2	华林大厦	9.0	52×48	1 200	1 500	2.2×0.55	14.0	1.19	0.88
3	湖滨花园	4.0	80×42	500	900	1.3×0.40	10.5	1.16	0.86
4	祥泰商城	4.2	169×43	500	900	1.4×0.45	11.0	1.17	0.84

3.2 实例工程的计算、实测成果及其对比分析

图3绘出了表2所列4个工程的桩身位移的计算和实测成果比较,各a,b 图为计算的、c 为实测的 x 曲线图.软土计算指标均按上文分析取 $c_k=10\text{ kPa}$, $q_k=10^\circ$ 图a 之 m_0 按式(2)确定,取 $\Delta=10$.图b 之 m 按本文建议之式(4)计算,取 $\Delta=30$.对于 R ,经对比计算证明,细分层与粗分层两者计算结果相差仅5%左右.故对坑下软土均分两层确定 R ,对1#,2# 工程, $h_1=1.0\text{ m}$;对3#,4# 工程, $h_1=0.5\text{ m}$,以下为 h_2 层.计算出的 m 值记入表2.为了使认识达到粗略定量的水平,我们对位移的特征指标 x_{\max} 与位移面积 A_x 进行统计. A_x 实际上也代表位移均值.对比统计结果载入表3.从表中可以得出一些认识.

表3 桩身位移分析结果比较与统计

工程名称	x_{\max}/mm					A_x/m^2				
	m_0 法	m 法	实测	实测		m_0 法	m 法	实测	实测	
				m_0	m				m_0	m
邮政大厦	25	45	49	0.51	0.92	0.238	0.523	0.535	0.44	0.98
华林大厦	25	33	37	0.68	0.89	0.277	0.369	0.392	0.71	0.94
湖滨花园	11	26	24	0.46	1.08	0.046	0.094	0.087	0.53	1.08
祥泰商城	11	19	29	0.38	0.66	0.062	0.109	0.132	0.47	0.83
比值统计	均值 μ			0.510	0.888	均值 μ			0.538	0.958
	方差 σ			0.126	0.173	方差 σ			0.121	0.103
	变异系数 δ			0.249	0.195	变异系数 δ			0.220	0.108

3.2.1 明显提高位移预估精度 具体差别,可由表3的 μ 值得表4.无论是对 x_{\max} 还是 A_x ,表4 x_{\max} 与 A_x 相对误差(%)比较表

比较项目	x_{\max}		A_x	
	m_0 /实测	m /实测	m_0 /实测	m /实测
相对误差/(%)	49	11	46	4

建议的 m 法的预估位移值,对实测值的误差明显小于习惯采用的 m_0 法.

3.2.2 提高预估变形的普遍适用性 按表3, x_{\max} 的变异性降低25%以上, 而 A_x 的变异性降低50%以上, 让建议方法使用起来令人放心.

4 结束语

(1) 习惯上, 按照规程公式并取 $\Delta = 10$ 确定的 m 值. 实测资料证明, 用该 m 值计算出的桩的水平位移明显偏小. (2) 对于 m 法, 当 Δ 取值大于10 mm 以后, 实际上 m 值的确定已不符合原来的处于弹性区段的条件. 这样, 不管用什么方法, m 值的确定很大程度上是半经验性的. (3) 在进一步深入研究之前, 建议在实际工作中计算 m 值时取 $\Delta = 30$, 并乘以超固结比的四次方根. 用这样的 m 值, 计算出的桩身最大位移与平均位移, 从统计角度来看它能满足工程需要. (4) 用于计算 m 值的抗剪强度指标, 对福建沿海淤泥建议取 $c_k = 10$ kPa, $\varphi = 10^\circ$. (5) 对 m 值的定值的建议公式, 有待补充更多资料后, 用更严格的数学手段使之臻于完善.

参 考 文 献

- 1 中华人民共和国建设部编. GB 50021-94 现行结构规范大全——岩土工程勘察规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994. 769 ~ 770
- 2 中国建筑科学研究院编. JGJ 120-99 建筑基坑支护技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999. 55 ~ 56
- 3 龚晓南, 高有潮, 徐少曼等. 深基坑工程设计施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998. 713 ~ 734
- 4 曾国熙, 叶政青, 冯国栋等. 桩基工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995. 256 ~ 257

Displacement of Fender Member and Short-Cut Process of Resisting Scale Factor m

Chen Shushen

(Fujian Junior College of Architecture, 350007, Fuzhou)

Abstract As proved by measured data, a fairly small value m was obtained by predicting the deformation of pile body of fender post with value m of weak soil as convention. The predicted error can be greatly reduced if the overconsolidation of saturated weak clay is taken into account and the value m is lowered by increasing allowable displacement. In the meantime, a suggestion is thus made on the short-cut process of c , φ of coastal weak soil.

Keywords fender member, horizontal displacement, short-cut process of m , shear strength of sludge