

# 地基承载力确定标准的研究

翟洪飞, 宰金珉

(南京工业大学岩土工程研究所, 江苏南京 210009)

**[摘要]** 现行规范根据载荷试验确定地基承载力时所依据的是线性变形理论, 存在着保守的倾向。《工程地质手册》中的经验公式表明基础沉降与基础宽度之间为非线性关系。对砂性土和粘性土地基进行的多工况变直径的非线性数值模拟计算与分析, 结果表明, 随着基础宽度  $B$  的增大, 基础沉降  $s$  增大的趋势迅速平缓, 相对沉降  $s/B$  最终将收敛于零, 表现出显著的非线性。据此, 按照变形控制, 结合工程实例, 对规范中  $s/b$  的取值规定, 按荷载板面积提出了初步的修改建议, 一般可将承载力特征值提高 20% ~ 40%。

**[关键词]** 地基承载力; 载荷试验; 基础沉降; 基础宽度; 非线性; 相对沉降; 变形控制

**[中图分类号]** TU470.1 **[文献标识码]** A **[文章编号]** 1005-6270(2007)02-0064-05

## Study of Standard in Determining Ground Bearing Capacity

ZHAI Hong-fei ZAI Jin-min

(Soil & Rock Engineering Research Institute, Nanjing University of Technology, Nanjing Jiangsu 210009 China)

**Abstract:** In current codes, the basis according to which we determine the subgrade bearing capacity by plate loading test is linear deformation theory. There is a conservative trend. The empirical equation in project geology handbook 2nd has shown that the relationship between foundation deformation and foundation width is nonlinear. It simulates the plate loading test in sand and clay ground by nonlinear numerical analysis. The conclusion is found that foundation settlement  $s$  will increase with the foundation width  $B$ , and relative settlement  $s/B$  will be convergent to zero ultimately. It is a nonlinear relation. So according to the principle of deformation controlling, for the different areas of loading plates, some primary suggestions on value of  $s/b$  are given respectively. Commonly, characteristic value of subgrade bearing capacity can be enhanced by 20 ~ 40%.

**Key words:** ground bearing capacity; plate loading test; foundation settlement; foundation width; nonlinear; relative settlement; deformation controlling

### 0 前言

地基承载力是指地基土在强度和变形允许的范围内, 单位面积上所能承受荷载的能力。目前, 各类岩土规范在根据载荷试验确定地基承载力时所依据的是线弹性理论, 都存在着保守的倾向<sup>[1]</sup>。本文采用非线性有限元分析, 并结合现场试验与工程实测, 以变形为主要控制标准, 对按载荷试验确定承载力特征值中的取值标准, 提出了初步的修改建议。

### 1 由小尺寸载荷试验推算建筑物基础沉降经验方法的分析

《工程地质手册》给出了推算沉降量的经验公式<sup>[2]</sup>。当建筑物基础宽度两倍深度范围内的土为均质时, 可利用载荷试验沉降量推算建筑物的沉降量:

对砂土地基:

$$s = s_0 \left( \frac{B}{b} \right)^2 \left( \frac{b+30}{B+30} \right)^2 \quad (1)$$

对粘性土地基:

$$s = s_0 \frac{B}{b} \quad (2)$$

式中  $s$ 、 $B$  分别为基础的沉降与宽度, 单位 cm;  $s_0$ 、 $b$  分别为载荷试验的沉降与宽度, 单位 cm。

对于砂土, 如果选取宽度  $b = 30\text{cm}$  的载荷试验沉降  $s_0$  作为推算建筑物基础沉降的标准, 则式(1)可变为

$$\frac{s}{s_0} = \frac{4}{(1 + b/B)^2} \quad (3)$$

由此可得到基础与载荷试验的沉降比和宽度比之间的关系, 见图 1。由图 1 可知, 基础沉降与宽度并不是线性的正比关系, 而是随宽度的增加而增大, 并逐渐趋向于收敛的。

假设在某压力下, 宽度  $m$  的承压板的沉降量  $b = 1\text{cm}$ , 则根据式(3)计算, 可得出相对沉降  $s/B$  与基础宽度  $B$  的关系如图 2, 表现出明显的非线性, 且随着基础宽度的增大,

[收稿日期] 2007-01-23

[作者简介] 翟洪飞, 男(1981~), 南京工业大学岩土工程研究所硕士研究生, 主要研究方向为土与结构共同作用。

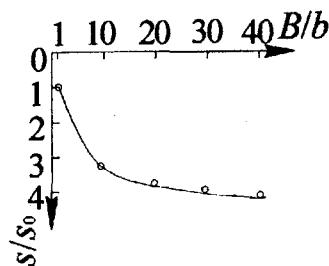


图1 沉降比与宽度比的关系

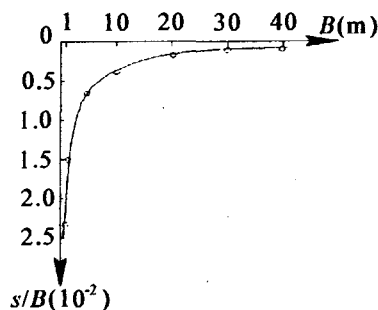


图2 相对沉降与宽度的关系

逐渐收敛到零。这与线性变形理论存在着显著的差异。

对于粘性土,由载荷试验的结果可以得到规律<sup>[3]</sup>:在基础宽度自50 cm到200 cm之间、内摩擦角 $\varphi$ 在 $25^\circ$ 以内时,基础宽度的增加对粘性土的承载力特征值影响很小,即对一般宽度不大于3 m的条形基础,式(2)的线性关系基本成

立。但对宽度较大的独立基础,特别是筏、箱基建筑,式(2)是不正确的。无论是砂土还是粘性土,超大型载荷试验(例如 $B \geq 10$  m)都是不可能的,目前还只能依靠数值模拟来分析。

## 2 非线性有限元模拟结果与分析

### 2.1 对砂性土地基的有限元模拟分析

用有限元软件 PLAXIS 来模拟载荷试验,载荷板为绝对刚性的圆形板,地基土为均匀砂性土,土模型选用 Hardening - Soil 模型,土性参数为标准排水三轴试验中的割线刚度 $E_{50}^{ref} = 15$  MPa,泊松比 $\mu = 0.2$ ,有效内聚力 $c = 10$  kPa,有效内摩擦角 $\varphi = 30^\circ$ 。按5种不同取值的计算结果见表1。将土质条件改为 $E_{50}^{ref} = 30$  MPa,其他不变,计算结果见表2。图3展示了在不同荷载作用下,载荷板直径与沉降的关系。图3中左纵坐标为表1中数据,右纵坐标为表2中数据。

从表1、表2和图3可以看出,在砂性土地基中,载荷板直径越大,相同荷载作用下的绝对沉降量越大,但逐渐趋于收敛,表现为非线性关系。收敛的速率 $\Delta s/\Delta d$ 值不受作用荷载大小的影响,不同荷载作用下的斜率比值 $(\Delta s/\Delta d)_{1-2}/(\Delta s/\Delta d)_{20-30}$ 都在3~3.5之间。这些跟《工程地质手册》总结的规律相似。表1和表2中当荷载 $p$ 超过400 kPa时,直径1 m和2 m板的沉降 $s$ 及 $\Delta s/\Delta d$ 值表现得不太符合规律,这是由于在高压下,小尺寸载荷试验已经进入破坏阶段。图3中代表 $s \sim d$ 关系的两条曲线在沉降比例尺缩小一

表1 载荷板直径与沉降关系( $E_{50}^{ref} = 15$  MPa)

$d/m$	$p = 100\text{kPa}$			$p = 200\text{kPa}$		$p = 300\text{kPa}$		$p = 400\text{kPa}$		$p = 500\text{kPa}$	
	$s/\text{mm}$	$s/B$ ( $10^{-3}$ )	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )
1	9.99	9.99		26.44		51.33		(100)		(154)	
2	17.23	8.62	7.24	42.02	15.58	74.64	23.31	121.05	21.05	184.20	30.20
3	23.29	7.76	6.06	54.29	12.27	94.32	19.68	142.02	20.97	210.84	26.64
5	34.17	6.83	5.44	77.30	11.51	127.11	16.40	184.60	21.29	250.17	19.67
8	47.01	5.88	4.28	102.76	8.49	163.93	12.27	232.73	16.04	307.30	19.04
10	54.61	5.46	3.80	117.88	7.56	187.66	11.86	262.99	15.13	345.08	18.89
20	84.66	4.23	3.01	176.79	5.89	274.37	8.67	377.23	11.42	486.31	14.12
30	108.97	3.63	2.43	224.56	4.78	345.67	7.13	471.45	9.42	602.04	11.57

注:括号中数值为推算值,载荷试验已进入破坏阶段。

表2 载荷板直径与沉降关系( $E_{50}^{ref} = 30$  MPa)

$d/m$	$p = 100\text{kPa}$			$p = 200\text{kPa}$		$p = 300\text{kPa}$		$p = 400\text{kPa}$		$p = 500\text{kPa}$	
	$s/\text{mm}$	$s/B$ ( $10^{-3}$ )	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )
1	4.98	4.98		13.34		27.00		(43.4)		(70)	
2	8.62	4.31	3.64	21.02	7.68	37.57	10.57	62.53	19.13	90.70	20.70
3	11.80	3.93	3.18	27.60	6.58	47.48	9.91	71.39	8.86	105.57	14.87
5	17.07	3.41	2.63	38.37	5.38	62.85	7.69	91.70	10.16	124.72	9.58
8	23.58	2.95	2.17	51.68	4.44	82.89	6.68	116.26	8.19	154.04	9.77
10	27.34	2.73	1.88	58.95	3.64	93.08	5.09	130.35	7.04	170.19	8.07
20	42.53	2.13	1.52	88.96	3.00	137.93	4.49	189.18	5.88	241.62	7.14
30	54.23	1.81	1.17	111.24	2.23	169.96	3.20	232.79	4.36	297.44	5.58

注:括号中数值为推算值,载荷试验已进入破坏阶段。

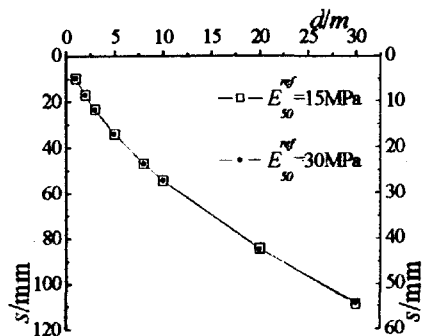
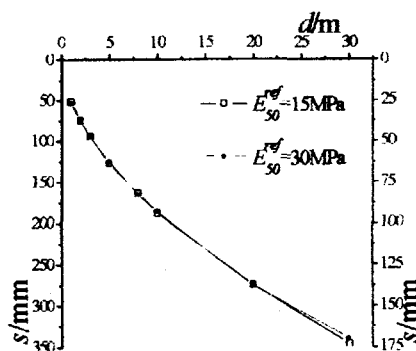
(a) 载荷板直径与沉降关系图 ( $p = 100$  kPa)(b) 载荷板直径与沉降关系图 ( $p = 300$  kPa)

图3 载荷板直径与沉降关系图

倍的条件下能够很好的重合,说明当其他条件不变时,沉降  $s$  与割线模量  $E_{50}^{\text{ref}}$  成严格的反比例关系。同样,对  $p = 100$  kPa, 代表  $s/d \sim d$  关系的两条曲线在  $s/d$  比例尺缩小一倍的条件下也完全重合,显示出明显的收敛性,见图4。

图5是考虑土模量随深度增加的沉降结果与常模量土

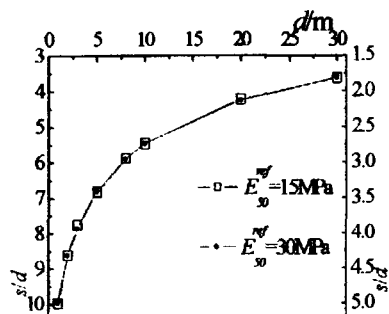


图4 载荷板直径与相对沉降关系图

中沉降的对比图。常模量地基取表1中  $p = 100$  kPa 时的沉降数据,变模量地基中土的模量随深度每米增加 500 kPa,即  $E_{50}^{\text{ref}} = 500$  kPa/m,其它条件均相同。从图中可以看出,考虑模量随深度增加,曲线的收敛速率变快。

## 2.2 对粘性土地基的有限元模拟

用同样的方法来模拟粘性土地基,地基土为中、低压缩性的均匀粘性土,土性参数分别为标准排水三轴试验中的割线刚度  $E_{50}^{\text{ref}} = 5$  MPa,泊松比  $\mu = 0.35$ ,有效内聚力  $c = 20$  kPa,有效内摩擦角  $\varphi = 15^\circ$ 。计算结果见表3和图6。将土质条件改为  $E_{50}^{\text{ref}} = 15$  MPa,其他不变,计算结果见表4

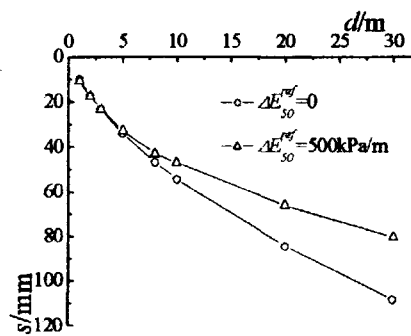


图5 常模量与变模量地基中沉降对比图

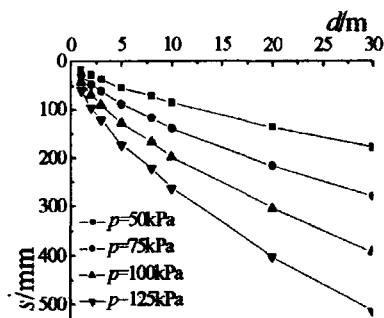


图6 载荷板直径与沉降关系图

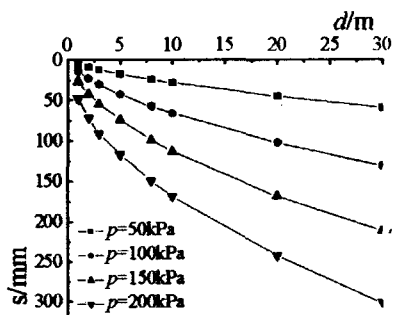


图7 载荷板直径与沉降关系图

和图7。

从图6和图7可以看出,在粘性土地基中沉降与载荷板直径的关系与砂性土地基的规律基本相同,也表现为非线性关系。表3和表4中数据表明收敛的速率依然不受作用在基础上荷载的影响,不同荷载作用下的斜率比值都接近于3~4。对比表3和表4,相同荷载下的沉降依然与土的模量成反比例关系,与砂性土地基相同。

## 3 按变形控制确定承载力时对相对沉降 $s/b$ 取值的讨论

《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002) [4] 中(以下简称“规范”)规定按相对沉降  $s/b$  的取值 0.01~0.015 来确定地基承载力特征值,这在实际工程中是保守的。承载力特征值应根据上层结构与地基共同作用的特点由设计单位确定,那种由勘测单位在设计前就提供承载力的做法在理论上是不通的,在实践上是十分有害的<sup>[1]</sup>。实测结果与数值分析表明,式(1)反映的规律是正确的,但数值分析中对  $s$  随  $d$  增加时收敛的速率(见图5)略缓,虽然考虑土的模量随深度增加而增大会加快收敛,但尚缺乏定量的研究。故可

表3 荷载板直径与沉降关系( $E_{s0}^{ref} = 5 \text{ MPa}$ )

$d/\text{m}$	$p = 50\text{kPa}$		$p = 75\text{kPa}$		$p = 100\text{kPa}$		$p = 125\text{kPa}$	
	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )
1	17.57		29.34		43.22		59.88	
2	28.69	11.12	47.84	18.50	69.40	26.18	95.36	35.48
3	37.35	8.66	61.99	14.15	89.85	20.45	121.02	25.66
5	53.96	8.31	88.93	13.47	128.39	19.27	172.77	25.88
8	71.97	6.00	117.58	9.55	167.59	13.07	221.64	16.29
10	85.98	7.01	139.56	10.99	198.71	15.56	263.02	20.69
20	136.17	5.02	216.64	7.71	304.31	10.56	402.34	13.93
30	177.80	4.16	280.05	6.34	392.72	8.84	514.45	11.21

表4 荷载板直径与沉降关系( $E_{s0}^{ref} = 15 \text{ MPa}$ )

$d/\text{m}$	$p = 50\text{kPa}$		$p = 100\text{kPa}$		$p = 150\text{kPa}$		$p = 200\text{kPa}$	
	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )	$s/\text{mm}$	$\Delta s/\Delta d$ ( $10^{-3}$ )
1	5.91		14.39		26.83		47.94	
2	9.42	3.51	23.38	8.99	42.83	16.03	72.19	24.25
3	12.58	3.16	30.48	7.10	55.02	12.19	91.19	19.00
5	17.83	2.63	43.07	6.30	74.32	9.65	117.48	13.15
8	24.43	2.20	57.63	4.85	99.54	8.41	149.68	10.73
10	28.70	2.14	66.62	4.50	113.76	7.11	169.14	9.73
20	45.66	1.70	102.53	3.59	168.53	5.48	242.56	7.34
30	59.43	1.38	131.06	2.85	211.94	4.34	301.91	5.94

以式(1)为基础,经适当调整后,对 $s/b$ 取值给出更趋于合理又保证安全的修正。

### 3.1 按变形控制确定 $s/b$ 取值的分析与建议

令 $\eta = s_0/b$ ,根据式(1),可推导出 $\eta$ 值的计算公式,即

$$\eta = s_0/b = \frac{sb}{(b+30)^2} \left(1 + \frac{30}{B}\right)^2 \quad (4)$$

式中符号同前。

规范规定,对体型简单的多层建筑地基变形允许值是平均沉降量 $[s] \leq 200 \text{ mm}$ 。如按此变形的0.3倍作为充分保证使用的沉降控制要求,分别取荷载板宽 $b$ 为50 cm、70 cm、100 cm,将容许最大沉降 $[s] = 20 \text{ cm}$ 和控制沉降 $0.3[s]$ 代入式(4)计算,可分别得到 $\eta$ 和 $\eta'$ ,如表5。

表5中 $\eta$ 值大于规范中 $s/b = 0.01 \sim 0.015$ 的规定,按此数值确定的地基承载力特征值将显著得到提高。因此按沉降控制要求,对砂性土或中、低压缩性粘性土,可综合提出 $s/b$ 的取值如下:当压板面积为 $0.25 \text{ m}^2 \sim 0.50 \text{ m}^2$ 时,可取 $s/b = 0.035 \sim 0.040$ (面积大的取小值,面积小的取大值)所对应的荷载 $f_1$ 作为地基土的承载力特征值 $f_{ak}$ ;当压板面

表5 常见基础宽度对应的 $\eta$ 值

$B/\text{m}$	$\eta'(\eta = 0.3\eta')$		
	$b = 0.5\text{m}$	$b = 0.7\text{m}$	$b = 1\text{m}$
10	0.165(0.050)	0.149(0.045)	0.125(0.038)
20	0.161(0.048)	0.144(0.043)	0.122(0.037)
30	0.159(0.048)	0.143(0.043)	0.120(0.036)
40	0.158(0.047)	0.142(0.043)	0.120(0.036)
50	0.158(0.047)	0.142(0.043)	0.119(0.036)

积为 $1 \text{ m}^2$ 时,可取 $s/b = 0.030$ ;且不应大于最大加荷量 $p_{\max}$ ( $p_{\max} \leq p_u$ )的1/2。按此确定的承载力特征值不需再经宽度修正,如果试验是深层载荷试验,则亦不再做深度修正。

### 3.2 按强度控制的分析与建议

强度要求,即安全系数 $K = 2$ ,是传统的观念,也是现行规范的要求。因此简单的做法是同时要求 $f_1 \leq 0.5p_u$ ,本文讨论情况为 $f_1 \leq 0.5p_{\max}$ 。即便如此,往往也会出现 $\eta = s/b = 0.02 \sim 0.03$ 的可能。这时总归还是提高了地基的利用效率,比现行规范仍有较大的改进。

但需指出的是,载荷试验给出的 $p_{\max}$ 值小于实际建筑物的 $p_u$ 理论值,这也是不可能实践的极限值。因此,强度要求的条件可予以适当放宽,例如 $f_1 \leq (0.6 \sim 0.65)p_{\max}$ 。这一看法尚待积累经验和进一步讨论。

## 4 工程实例分析

福建地区残积土地层分布很广,在不浸湿、不扰动的条件下,残积土的强度高,变形小。此类场地上的两高层建筑工程项目A、B<sup>[5]</sup>分别为地上30层、2层地下室和地上31层、2层地下室。基底尺寸分别为 $80 \text{ m} \times 40 \text{ m}$ 和 $70 \text{ m} \times 25 \text{ m}$ 。基底压力分别为390.3 kPa和434 kPa,地质勘察资料提供地基承载力特征值修正后分别为258 kPa和331 kPa,均不满足强度要求。地基土变形模量平均值分别为12 MPa和20 MPa,按规范计算的沉降值达37 cm和26 cm,变形过大。按载荷试验确定的地基承载力 $f_u$ (此处不需做深宽修正)分别取为388 kPa和459 kPa。项目A已竣工,实测最大沉降为38 mm,

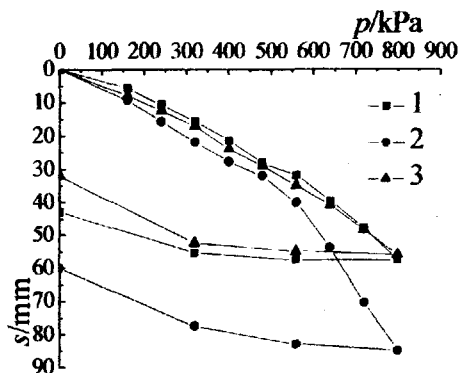


图8 项目A荷载板试验

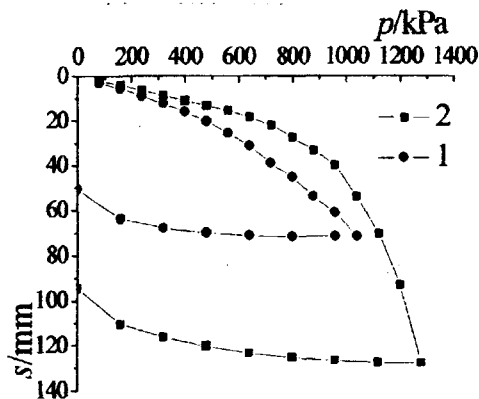


图9 项目B荷载板试验

预计最终沉降约为 50 mm;项目 B 已接近封顶,目前的沉降为 25 mm,估计最终沉降约为 60 mm。两个项目的  $1\text{ m} \times 1\text{ m}$  的荷载试验分别做了 3 处和 2 处,详见图 8 和图 9。

表 6 是荷载试验在不同标准下对应的荷载值。从表中可以看出,项目 A 的基底压力为 390.3 kPa 已经达到  $p_s = 388\text{ kPa}$  (三个试验点的平均值,后同)和接近  $0.5p_{\max} = 400\text{ kPa}$ ;项目 B 的基底压力为 434 kPa,小于  $p_s = 0.02b = 459\text{ kPa}$  和  $0.5p_{\max} = 580\text{ kPa}$ 。这两例均按本文建议的  $\eta$  值取用  $f_\eta$ ,  $\eta$  值都超过了规范  $s/b = 0.01 \sim 0.015$  的规定,取用的地基承载力有了显著地提高,见表 6。与  $p_s = 0.01b$  相比,提高了 40% 以上;与  $p_s = 0.015b$  相比,提高了 20% 以上。两项目的沉降都在容许的范围之内,并偏于安全。说明本文的建议当压板面积为  $1\text{ m}^2$  时取  $f_\eta = p_s = 0.03b$ ,以及  $f_\eta = 0.5p_{\max}$  是合理、安全的。

## 5 结论

(1) 由《工程地质手册》所给的公式可知,对砂土地基,

表 6 荷载试验在不同标准下对应的荷载值

p	A	B	与 $p_s = 0.01b$ 比较的提高率 (%)		与 $p_s = 0.015b$ 比较的提高率 (%)	
			A	B	A	B
$p_s = 0.01b$	158	254				
$p_s = 0.015b$	220	370				
$p_s = 0.02b$	274	459	73	81	25	24
$p_s = 0.03b$	388	584	146	130	76	58
$0.5p_{\max}$	400	580				

建筑物基础沉降量随基础尺寸的增大而非线性地增大,并且逐渐收敛。

(2) 砂性土、粘性土上多工况变直径荷载试验的非线性有限元数值模拟分析的结果表明:沉降随宽度  $B$  增加而增加,并逐渐趋向于平缓,呈非线性;当考虑土模量随深度的增加,收敛的速率加快,与实际更为接近;相对沉降  $s/B$  随宽度  $B$  增加而非线性地减少并趋于零,且与土的模量无关。

(3) 按沉降控制要求,对砂性土和中、低压缩性粘性土,建议  $\eta = s/b$  的取值如下:当压板面积为  $0.025\text{ m}^2$ 、 $0.50\text{ m}^2$ 、 $1.0\text{ m}^2$  时,可分别取  $\eta = s/b$  等于  $0.040$ 、 $0.035$ 、 $0.030$  所对应的荷载  $f_\eta$  为承载力特征值  $f_{sk}$ ,该  $f_{sk}$  不再对宽度做修正,如果试验为深层荷载试验,亦不做深度修正;按强度要求还应  $f_\eta \leq 0.58p_{\max}$ 。

(4) 从按变形控制设计的观点出发,对不同尺寸的基础而言,地基土的承载力不应该是同一个值。在进行基础设计的时候,应将地基承载力特征值的确定与基础的尺寸设计结合起来。即使在同种地基土上,由于基础尺寸不同,被采用的承载力是不一样的。

## 参考文献

- [1] 沈珠江,陆培炎. 评当前岩土工程实践中的保守倾向[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(4).
- [2] 《工程地质手册》编写组. 工程地质手册[M]. 2版. 北京:中国建筑工业出版社, 1982.
- [3] 黄熙龄,秦宝玖,等. 地基基础的设计与计算[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 1981.
- [4] GB50007-2002. 建筑地基基础设计规范[S]. 中国建筑工业出版社, 2002.
- [5] Zai.J.M., Mei.G.X., Zhou.F. Concept of Plastically Bearing Pile and Its Engineering Application[A]. 6th Int. Conf. on Tall Buildings. World Science Press. 2005, pp. 351 ~ 358.

《江苏建筑》编辑部欢迎网上投稿:

E-mail: jstjxh@hotmail.com

邮寄地址:南京市北京西路 12 号 (210008)

咨询电话:025-83278561