

竖向荷载下群桩变形性状及沉降计算

刘金砺 黄 强 李 华 高文生

(中国建筑科学研究院地基基础研究所, 北京, 100013)

文 摘 本文介绍粉土和软土中不同桩距、不同桩长原型与模型群桩竖向荷载下变形试验研究成果。试验结果表明, 均匀土层中群桩变形性状随桩距而变化。桩间土压缩变形所占比率随桩距增大而增大, 桩底平面以下整体压缩变形和压缩层深度随桩距增大而减小, 桩沉降的相互影响比线弹性理论值小得多。建议等代墩基法中的墩底面应根据桩距、桩长、持力层性质设定。本文还对弹性理论法中的相互影响系数和沉降比的理论值进行了修正。

关键词 群桩, 变形, 沉降, 压缩层深度, 等代墩基, 相互影响系数, 沉降比。

1 引 言

群桩基础的沉降变形性状由于受承台-桩-土的相互作用的影响而变得远比平板基础和单桩(墩)复杂。一般情况下群桩沉降包含: 桩身弹性压缩引起的桩顶沉降、桩侧应力传递到桩端平面引起的桩端沉降、桩端应力引起的桩端沉降、各桩相互影响引起的桩端附加沉降。群桩基础的沉降变形就其发生的部位可划分为桩间土的压缩变形和桩端平面以下地基土的整体压缩变形。

研究群桩基础的沉降变形性状可归结为研究桩间土压缩变形和地基整体压缩变形随群桩的几何参数(桩距、桩长、桩数)、承台设置方式(高、低承台)、荷载水平、土性、时间等因素的变化特征, 桩沉降的相互影响, 桩群外侧土的变形范围, 压缩层深度, 单、双、群桩沉降的相互关系等。

2 试验概述

2.1 粉土中的试验^[1]

试验场地地层柱状图和试验群桩剖面示于图 1 (a)。模型桩采用与工程原型相近的直径 $d = 250\text{mm}$ 的钻孔灌注桩。桩距 $S_d = 2d, 3d, 4d, 6d$ 。分高、低承台, 桩数均为 3×3 。为研究单-双、单-群桩沉降的关系, 还进行了不同桩径 $d = 125, 170, 250, 330\text{mm}$, 不同桩长 $L = 8d, 13d, 18d, 23d$ 的单桩、双桩、群桩的试验。桩间土及桩端以下土的分层沉降变形通过埋设带套管的刚性标点, 以百分表测量标点顶部沉降获得。

2.2 软土中的试验^[2]

试验场地地层柱状图和试验群桩剖面示于图 1 (b)。模型桩采用 $\Phi 100 \times 4\text{mm}$ 无缝钢管制成, 底端做成闭合锥形; 桩长 $L = 45d = 4.5\text{m}$ 。沉桩方法采用预钻 $\Phi 80$ 孔, 然后静压沉

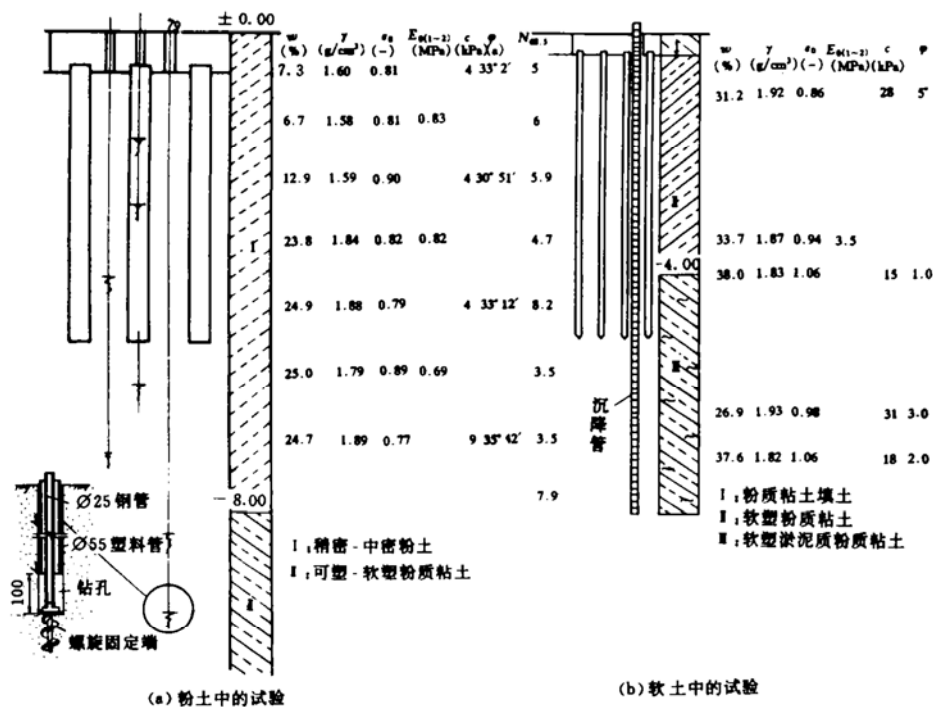


图1 群桩变形试验示意

桩, 因此属于部分挤土桩。群桩中桩数与排列为 4×4 ; 桩距 $S_a = 3d, 4d, 6d$ 。为测定桩间土及桩底平面以下土的分层沉降变形, 钻孔埋设 $\Phi 60$ 可竖向自由压缩的蛇形塑料管, 每隔 0.5m 于管外绕一钢丝圈, 用 SONDEX 沉降探测仪测定各钢丝圈的沉降以获得土的分层沉降。

3 桩间土和桩群外侧土的竖向变形特征

3.1 粉土中的非挤土群桩

(1) 桩间土竖向变形特征

a) 桩间土竖向变形随深度增加而减小。这表明桩间土除产生剪切变形 (桩、土相对位移) 外, 还出现压缩变形。这一结果与 R.W.Cooke 等^[3] 在伦敦粘土中进行的挤土钢管桩 ($d = 168\text{mm}$) 群桩试验所得桩土相对位移沿桩长均匀分布的结果不完全一致 (图 2)。

b) 桩间土竖向压缩变形随桩距增大而增加。桩距 $4d, 6d$ 群桩的桩间土竖向压缩变形较桩距 $2d, 3d$ 显著增大 (图 2)。

c) 桩间土竖向变形沿桩长分布特征随桩距、荷载而变化。对于小桩距 ($S_a = 2d, 3d$) 群桩, 在工作荷载 ($P \leq Pu/2$, Pu 为群桩极限承载力) 下, 桩间土压缩变形不明显, 且其压缩变形主要集中于近桩底 $1/4 \sim 1/3$ 桩长范围 (图 2)。这说明: 在工作荷载下, 小桩距群桩的中上段以上的承载变形性状近似于实体墩基; 基桩的荷载传递不同于独立单桩, 即其桩侧阻力的发挥起始于桩的下部而不是上部。

对于大桩距 ($S_a = 6d$) 群桩, 沿整个桩长出现竖向压缩变形; 当荷载超过群桩的极限承载力后, 近桩底部分的桩间土压缩变形显著增大, 这是桩端进入塑性贯入变形阶段的标

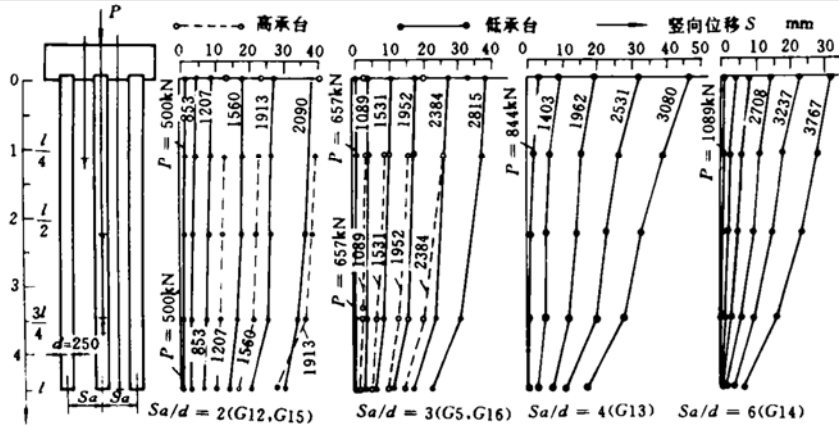


图 2 粉土中不同桩距群桩桩间土竖向变形

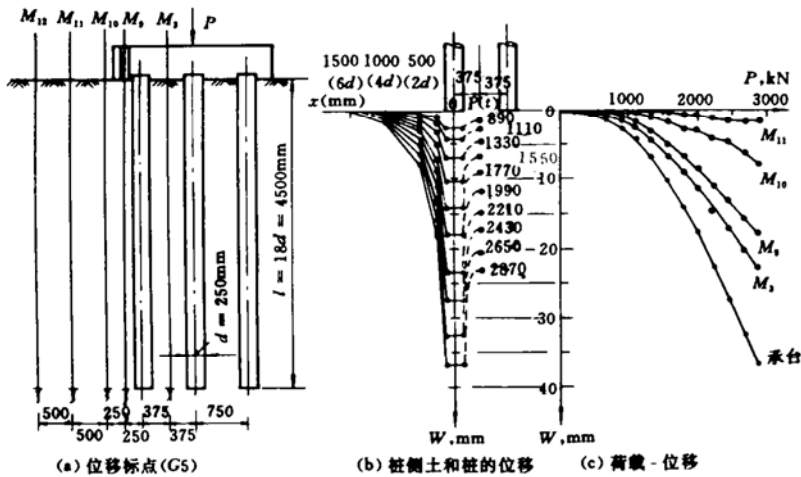


图 3 粉土中桩底平面桩群内、外侧土的竖向变形

志。对于中等桩距 ($S_a=4d$)，桩间土压缩变形介于小桩距与大桩距之间，在工作荷载下，桩间土压缩集中于桩身下部。

(2) 桩底平面桩群内外侧土竖向变形特征

a) 桩底平面群桩外侧土的竖向变形范围仅 $4d\sim6d$ (从桩中心算起)，随着荷载增加而扩大。该变形范围比 Poulos 等^[4]按线弹性理论 Mindlin 解导出的数值解约 $50d$ 小得多，比 R.W. Cooke 等^[3]在伦敦粘土中实测压入式挤土单排钢管桩的变形范围 $10d\sim12d$ 也约小 50% (图 3)。这说明粘聚力很小的粉土中群桩的变形性状有别于粘土中群桩，与线弹性理论解相差更大。

b) 桩底平面桩群内、外侧土始终随荷载增加而沉降，荷载超出极限承载力时也未出现隆起。从图 3 (c) 看出，各点的荷载-沉降 (荷载均为施加于承台上的荷载) 曲线与整个群桩的荷载-沉降曲线的线型相似。这说明桩端阻力不产生整体剪切破坏，而是产生各基桩的刺入 (贯入) 破坏，即土的剪切伴随着显著的体积压缩。

(3) 桩底平面以下地基土的整体压缩变形与压缩层深度

图 4 为粉土中不同桩距群桩桩底以下地基土整体变形和压缩层深度的实测结果。整体压

缩变形量和压缩层深度随荷载增加而加大,当荷载超过一般建筑物工作荷载 ($P_u/2$) 后,增长明显加快。对于小桩距 ($3d$),在工作荷载下,其压缩层深度约为 $1.5B$ (B 为桩群底面宽度)

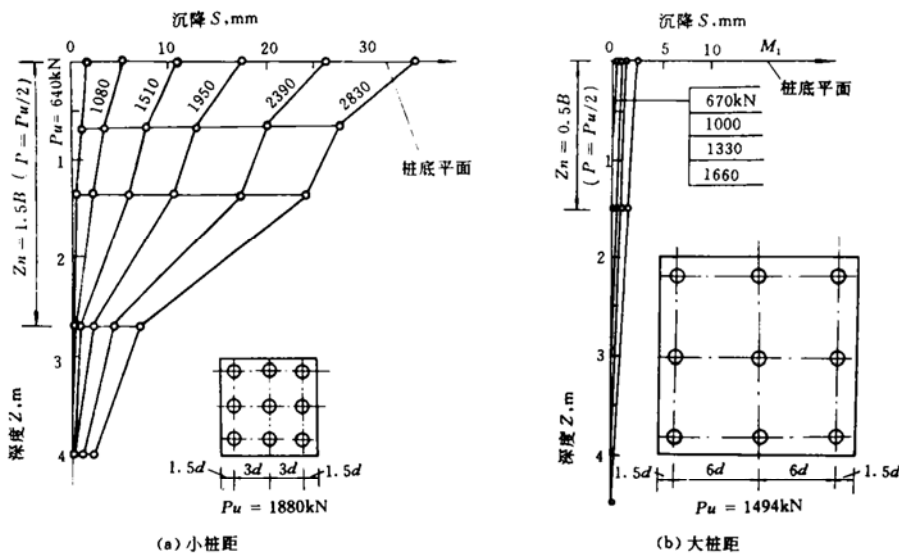


图4 粉土中群桩桩底平面以下地基土整体压缩变形及压缩层深度

面宽度);对于大桩距 ($6d$),其压缩层深度约为 $0.5B$,仅相当于小桩距的 $1/3$ 。

3.2 软土中的部分挤土群桩

(1) 桩间土竖向变形特征

软土中不同桩距群桩桩间土中线上土的竖向变形特征是:大小桩距桩间土变形性状显著不同(图5)。对于小桩距 ($3d$),桩的上部、中部桩间土基本与桩同步沉降,即不产生桩间土压缩变形,桩下部近桩端的 $1/4 \sim 1/3$ 桩长范围桩间土压缩变形显著。对于大桩距 ($6d$),桩的全长范围桩间土产生压缩变形;当荷载接近于极限荷载,由于桩侧阻力已达到极限,桩基沉降加大,桩顶近承台部分桩间土压缩量明显增大。

(2) 桩底平面以下地基土的整体压缩变形与压缩层深度

由图5还看出,桩底平面以下地基土整体压缩变形和压缩层深度均随荷载水平增加而增大,大桩距 ($6d$) 明显小于小桩距 ($3d$)。在建筑物工作荷载 ($P_u/2$) 下,小桩距 ($3d$) 群桩的压缩层深度约为 $1.75B$ (B 为桩群底面宽度),大桩距 ($6d$) 仅为 $0.5B$ 。

4 从实测桩土变形剖析群桩基础沉降性状

如前所述,群桩沉降 S 由桩间土压缩变形 S_i 和桩底平面地基土整体压缩变形 S_g 二部分组成。显然,两者具有如下关系: $S_i/S + S_g/S = 1$ 。由图6所示 $S_i/S - P/P_u$, $S_g/S - P/P_u$ 关系看出群桩沉降具有如下特征:

(1) 桩间土压缩沉降比 S_i/S 随桩距增大而增大,整体压缩沉降比 S_g/S 随桩距增大而减小。当荷载接近于工作水平 ($P/P_u = 1/2$),桩距为 $6d$ 时,桩间土压缩沉降比达 $85\% \sim 95\%$;桩距减小至 $2d$ 时, S_i/S 降至 25% 左右;桩距为常用桩距 $3d$, $4d$ 时,桩间土压缩

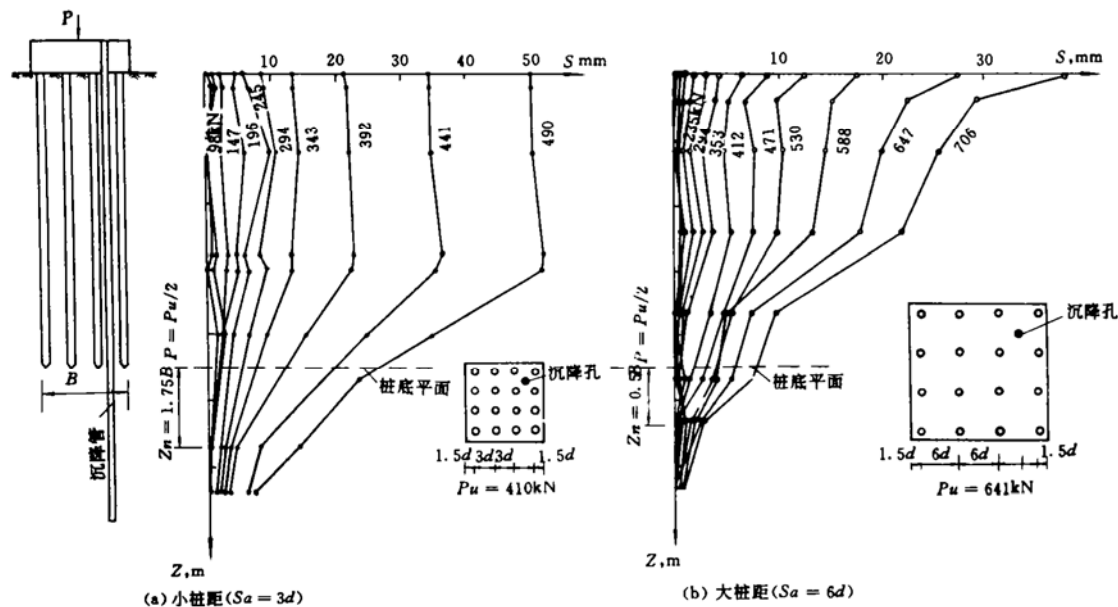


图 5 软土中桩间土与桩底平面以下土的竖向变形及压缩层深度

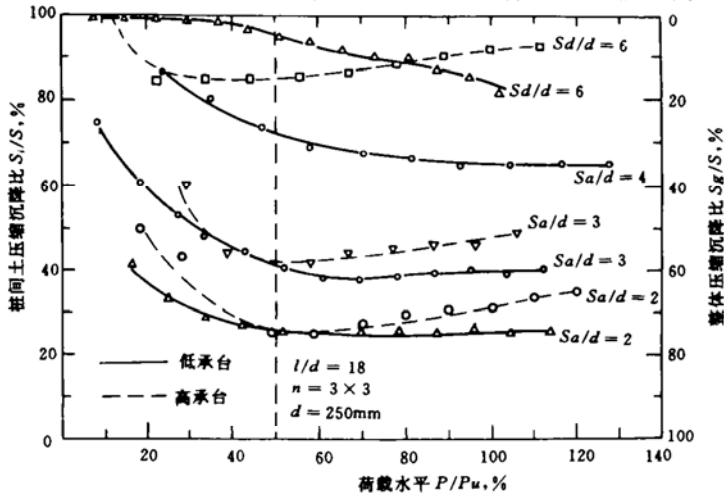


图 6 桩间土压缩沉降比 S_g/S 、地基整体压缩沉降比 S_g/S 随荷载水平的变化

沉降比分别为 45% 和 70%。

(2) 两种性质的沉降比随荷载水平的变化总趋势是：在荷载处于工作水平以内 ($P/P_u \leq 1/2$) 时，桩间土压缩沉降比随荷载增加而减小，荷载超出工作水平后，桩间土压缩沉降比随荷载变化不大。前者反映了群桩的荷载传递特性，即小荷载下桩身下部桩侧阻力先行发挥而以贯入沉降为主，与单桩的荷载传递特性恰恰相反。

(3) 承台设置方式不同，群桩沉降随荷载的变化特性有所不同。对于高承台，桩间土压缩沉降比随荷载增加由大到小，又由小变大的规律变化；而低承台桩间土压缩沉降比则随荷载增大而变小，并在 $P_u/2$ 荷载后趋于稳定；低承台大桩距桩间土压缩沉降比则持续增大。对于小桩距 ($S_a = 2d, 3d$)，当荷载接近于 $P_u/2$ 时，高、低承台的 S_g/S , S_g/S 彼此相近。这说明在 $P_u/2$ 荷载下，桩土相对位移尚未发展到桩身顶部。

5 关于“等代墩基法”计算群桩沉降的改进建议

“等代墩基法”是视全桩长或部分桩长 (K.Terzaghi 1948) 桩群内部为不出现桩土相对位移的实体墩基, 计算该等代墩基的沉降。

考虑到土的成层性而采用分层总和法, 故称“等代墩基分层总和法”。其等代墩基底面设定于桩端时, 即认为桩基沉降变形完全由整体压缩所引起, 桩间土不产生压缩。而将等代墩基底面设定位置提高至桩端以上某一高度时, 则是将桩间土压缩变形合并为整体压缩变形进行计算的一种简化模式。计算压缩层随着墩基设定底面提高而上移, 这样可使计算结果更接近于实际, 对于桩身下部和桩端平面以下土的变形参数变化较大的情况尤显重要。

下面根据试验结果就“等代墩基法”的等代墩基底面设定位置提出改进建议。图 7 表示粉土、软土中不同桩距群桩压缩层深度实测与计算比较。图中表明, 按传统方法计算的压缩层深度远大于实测值。这里的所谓传统方法是以桩底平面为等代墩基底面, 按应力比法取附加应力为土自重应力的 20% 处为压缩层底面。

根据实测桩间土变形 (图 2)、实测压缩层深度 (图 4, 5)、桩间土压缩沉降和整体压缩沉降比 (图 6), 并结合工程实际, 建议等代墩基底面按表 1 设定, 压缩层层底按传统应力比法 (取 $\sigma_z/\sigma_c=0.2$) 确定。由图 7 看出, 所建议的方法较接近于实际。对于桩距大于 $6d$ 的群桩, 由于其变形性状与墩基相差甚远, 不适于按等代墩基法计算沉降。

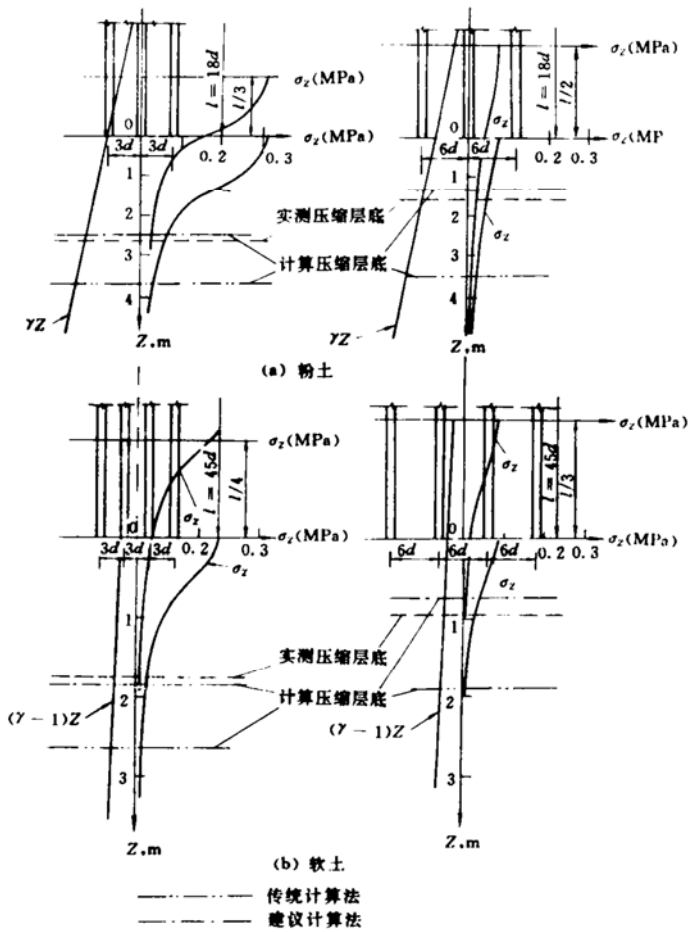


图 7 不同桩距群桩压缩层深度实测与计算比较

表 1 等代墩基底面设定

桩端持力层	桩距 S_d	桩长径比 l/d	等代墩基底面到底底距离 l_e
非硬持力层	$3d \sim 4.5d$	≤ 40	$l/3$
		> 40	$l/4$
	$4.5d \sim 6.0d$	≤ 40	$l/2$
		> 40	$l/3$
硬持力层 ($E_s/E_0 \geq 5$)	$3d \sim 6.0d$	任意	0

注: E_s, E_0 分别为桩端持力层和桩间土压缩模量。

6 关于弹性理论法的改进建议

6.1 关于基桩沉降的相互影响

基于两根桩竖向位移相互影响的分析 (一般用 Mindlin 解), 采用叠加原理扩展至群桩的沉降计算 (H.G.Poulos, 1968; H.G.Poulos 和 N.S.Mattes, 1971), 并用相互影响系数 α_{ij} 来描述二桩沉降的相互影响 (图 8)^[4]

$$\alpha_{ij} = \frac{\text{由 } j \text{ 桩上单位荷载对 } i \text{ 桩所引起的沉降}}{\text{由 } i \text{ 桩上单位荷载对自身引起的沉降}} = \frac{\delta_{ij}}{\delta_{ii}}$$

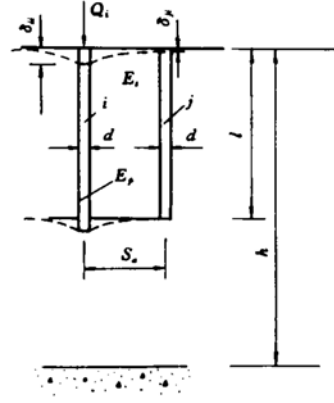


图 8 桩的相互影响示意

式中 α_{ij} 为桩的长径比 l/d 、距径比 S_d/d 、桩土模量比 K ($K = E_p/E_s$ 、土层厚度比 h/l (见图 8) 有关的系数。

由 n 根桩组成的群桩, 其中 i 桩的沉降为^[5]:

$$S_i = \delta_{ii} \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} Q_j \quad (1)$$

式中 单桩沉降系数 δ_{ii} 即为单桩在单位荷载下的沉降, 又称为桩的柔度系数; $\alpha_{ij} = \alpha_{ji}$, $\alpha_{ii} = 1$; Q_j 为作用于 j 桩的荷载。由各桩荷载之和与作用于承台竖向荷载 P 相等的条件, 有

$$P = \sum_{j=1}^n Q_j \quad (2)$$

对于刚性承台, 各桩沉降相等, 故

$$S_1 = S_2 = \dots = S_n = S \quad (3)$$

对于柔性承台, 各桩的荷载相等, 故

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_n = P/n \quad (4)$$

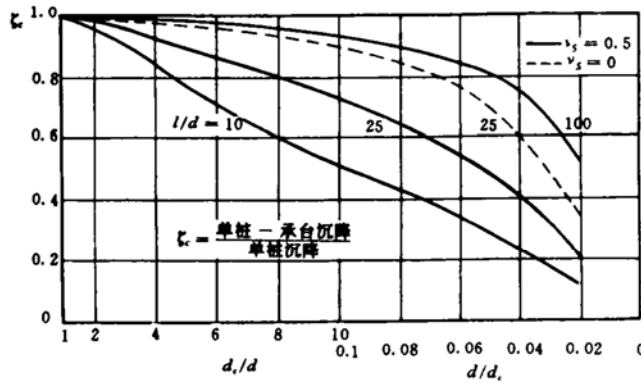


图 9 承台减沉效应系数 ζ_c

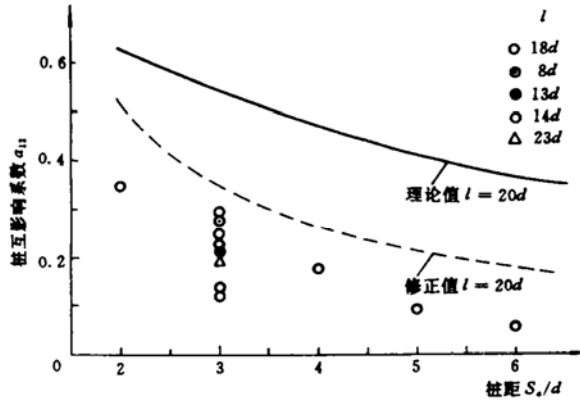


图 10 相互影响系数实测与理论值比较

表 2 群桩沉降的沉降法计算值与实测值 ($\rho = P_u/2$ 对应沉降) 比较

土类	编号	d	l/d	S_j/d	n	承台设置方式	实 测		计算 S' (mm)	$\frac{S'}{S}$
							单桩 ρ_1 (mm)	群桩 S (mm)		
粉 土	G1	125	18	3	3×3	低承台	1.7	3.5	4.63	1.32
	G2	170	18	3	3×3	低承台	2.7	7.0	7.36	1.05
	G5	250	18	3	3×3	低承台	2.5	6.0	6.82	1.02
	G6	330	18	3	3×3	低承台	1.8	4.5	4.91	1.01
	G7	250	8	3	3×3	低承台	2.6	6.8	6.32	0.93
	G8	250	13	3	3×3	低承台	2.6	6.5	6.72	1.03
	G9	250	23	3	3×3	低承台	1.8	4.6	4.89	1.06
	G10	330	10	3	3×3	低承台	2.8	6.2	7.08	1.14
	G11	330	14	3	3×3	低承台	2.3	6.0	6.42	1.07
	G12	250	18	2	3×3	低承台	2.5	8.2	9.70	1.18
	G13	250	18	4	3×3	低承台	3.0	6.0	6.35	1.06
	G14	250	18	6	3×3	低承台	3.5	6.5	5.50	0.85
	G15	250	18	2	3×3	高承台	1.8	4.3	7.20	1.67
	G16	250	18	3	3×3	高承台	1.8	4.1	5.22	1.27
	G17	250	18	4	3×3	高承台	1.8	3.2	4.23	1.32
	G18	250	18	6	3×3	高承台	1.8	3.4	3.24	0.95
	G20	250	18	3	2×4	低承台	2.5	6.5	6.70	1.03
	G21	250	18	3	3×4	低承台	2.5	5.5	8.22	1.40
	G22	250	18	3	4×4	低承台	2.5	7.5	8.41	1.12
	G23	250	18	3	2×2	低承台	3.2	5.4	4.94	0.92
软 土	G1	100	45	3	4×4	低承台	1.2	3.8	4.47	1.18
	G2	100	45	4	4×4	低承台	1.3	4.0	3.64	0.91
	G4	100	45	6	4×4	低承台	1.3	3.5	2.90	0.86
	G6	100	45	6	3×3	低承台	2.0	3.5	3.50	1.00
	G7	100	45	4	4×4	低承台	1.3	4.2	3.87	0.92
	G9	100	45	4	4×4	低承台	1.4	4.2	4.13	0.98
	G2B	100	45	4	4×4	低承台	0.8	2.0	2.36	1.18
	G9B	100	45	4	4×4	高承台	0.9	2.8	2.76	0.99

注：群桩的计算沉降与实测沉降均未除以沉降完成系数 ($\zeta_s < 1$)

对于刚性承台群桩，其未知量为 $(n + 1)$ 个： $S, Q_j (j = 1 \cdots n)$ ，利用式 (1) 的 n 个方程和式 (2) 共 $(n + 1)$ 个方程便不难求得。对于柔性承台群桩，其未知量为 $(n + 1)$ 个： $S_j (j = 1 \cdots n)、Q$ ，利用式 (1) n 个方程和式 (4) 不难求得。在求解过程中，可利用基桩位置的对称性简化计算。

实 测	理 论
$Q/Q_{av} = 1.32 \sim 1.50$	2.10 ~ 3.00
$Q/Q_{av} = 1.05 \sim 1.42$	1.15 ~ 1.50
$Q/Q_{av} = 0.40 \sim 0.86$	0.05 ~ 0.35

采用上述相互影响系数法计算本文所述试验群桩沉降表明，计算值明显偏大（见图 10）。究其原因，主要是相互影响系数理论值比实际存在的相互影响显著偏大。从以下两方面实测数据也说明实际发生的相互影响低于按连续介质线弹性理论的分析结果：第一是图 3 所示桩底平面桩群外侧土竖向变形范围仅 $4d \sim 6d$ ，远小于弹性理论分析值 $50d^{[4]}$ ；第二是

根据如下国内外8栋高层建筑桩筏、桩箱基础(桩距 $3d \sim 4d$)桩顶荷载分布实测结果^[6], 角桩荷载 Q_c 、边桩荷载 Q_e 、内部桩荷载 Q_i 与各桩荷载平均值 Q_{av} 之比所描述的桩顶荷载不均匀度显著小于理论值。实测刚性承台下各桩荷载差异小于理论差异, 说明桩沉降的相互影响小于理论值。

6.2 对弹性理论法之一——相互影响系数法的改进建议

根据单桩、双桩试验所得荷载-沉降曲线可求得实际的相互影响系数。刚性承台双桩的沉降, 由式(1)可表示为 $S = \delta_{11}(\alpha_{11}Q_1 + \alpha_{21}Q_2)$ 。由于 $\alpha_{11} = 1$, $Q_1 = Q_2 = P/2$, 故 $S = \frac{\delta_{11} \cdot P}{2}(1 + \alpha_{21})$ 。实测相互影响系数为

$$\alpha_{21} = \alpha_{12} = \frac{2S_a}{\delta_{11} \cdot P_a} - 1 \quad (5)$$

式中 P_a 为双桩基础工作荷载, $P_a = P/2$; S_a 为荷载 P_a 下的沉降; δ_{11} 为单桩允许承载力状态单位荷载下的沉降, $\delta_{11} = S_d/Q_d$ 。考虑低承台有分担荷载和减沉作用, 故对于低承台桩基应将式(1)右边乘以承台减沉系数 ζ_c ^[4], ζ_c 按图9取值(图中 d_c 为单一基桩对应的承台等代直径, $d_c = \sqrt{\frac{4A_c}{n \cdot \pi}}$, A_c 为承台总面积, d 为桩径, n 为桩数)。由此得

$$\alpha_{21} = \alpha_{12} = \frac{2S_a}{\zeta_c \cdot \delta_{11} \cdot P_a} - 1 \quad (6)$$

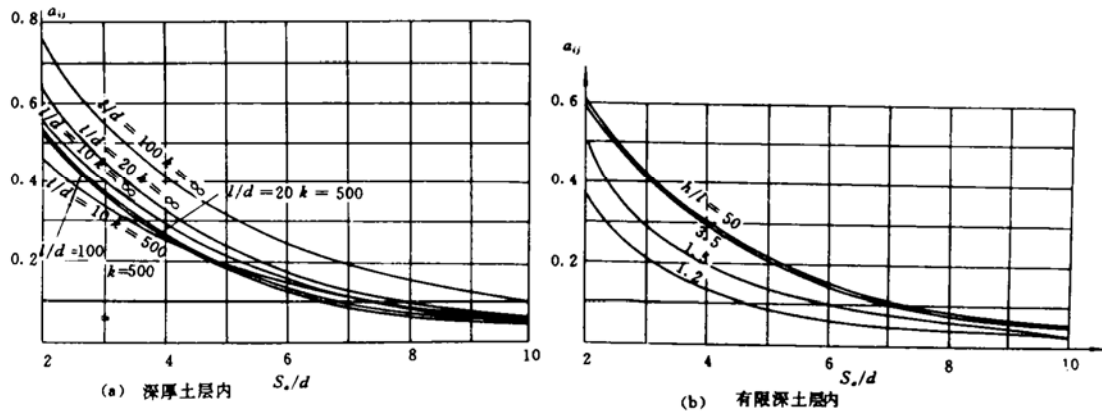


图11 修正后两根桩的相互影响系数

按式(6)求得的实测粉土中不同桩径($d = 125, 170, 250, 330\text{mm}$)、不同桩长($L = 8, 13, 14, 18, 23d$)、不同桩距($S_d = 2, 3, 4, 5, 6d$)双桩基础的相互影响系数 α_{12} 及理论曲线示于图10。图10表明, 相互影响系数实测值明显低于理论值, 这是导致按相互影响系数法计算群桩沉降偏大的主要原因。为此, 我们建议对弹性理论的基桩相互影响系数进行折减修正, 即乘以修正系数 ζ_i 。

$$\zeta_i = \frac{1}{2} \ln \frac{15d}{S_a}$$

(7)

该式系按桩侧土变形传递函数为自然对数，影响范围为 $15d$ 确定。按式 (7) 对深厚土层和有限厚土层 (h/l 为自地面起算的土层厚度 h 和桩长 l 之比)，两桩弹性理论解相互影响系数修正结果示于图 11；对 $l/d=20$ ， $K=\infty$ 的修正、理论曲线与实测比较示于图 10。由此得低承台群桩基础沉降的相互影响系数法计算式：

$$S_i = \zeta_c \delta_{ii} \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} Q_j$$

(8)

对于高承台群桩， $\zeta_c=1$ ；相互影响系数 α_{ij} 按图 11 取值；由式 (8)、(2)、(3) 或 (4) 可计算刚性承台或柔性承台的沉降、桩顶荷载分布。在确定单桩沉降系数 δ_{ii} 时，应考虑短时间内所进行的试桩沉降完成率，即将试桩沉降除以沉降完成系数 ζ_s ，对于砂土可取 $\zeta_s=$

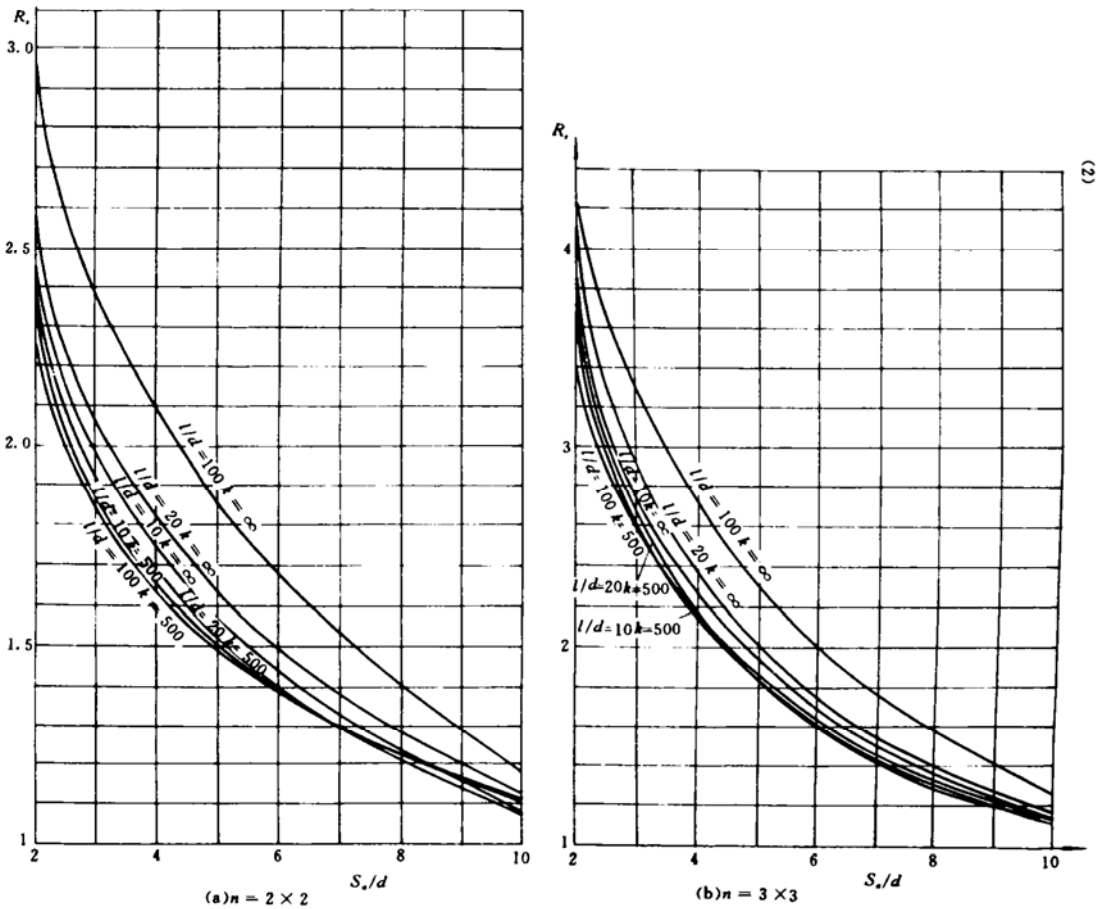


图 12 修正后均质土内带刚性承台的群桩沉降比

0.8；粉土、粘性土可取 $\zeta_s=0.6\sim0.7$ ；饱和软土可取 $\zeta_s=0.4\sim0.5$ 。

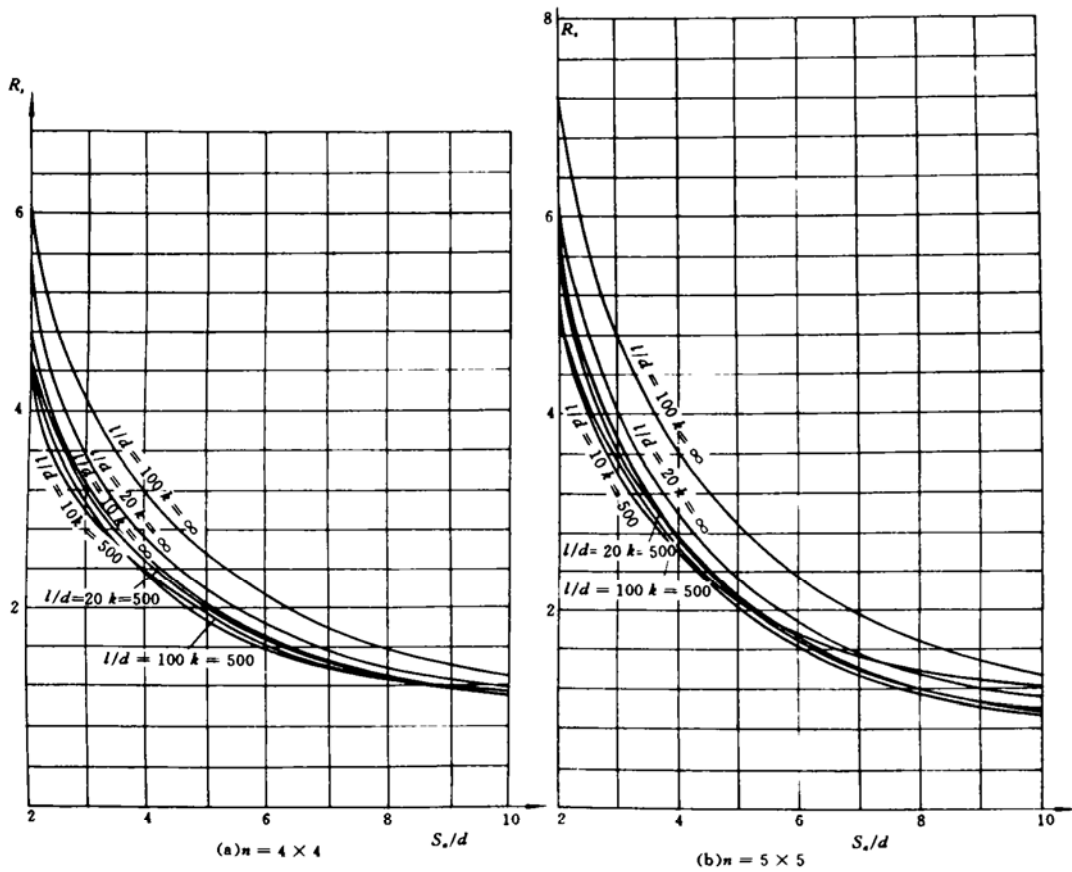


图13 修正后均质土内带刚性承台的群桩沉降比

6.3 对弹性理论法之二——沉降比法的改进意见

上述相互影响系数法计算群桩沉降需解 $(n+1)$ 个方程 (利用布桩的对称性可适当简化), 适用于桩数少的桩基。根据相互影响系数可求得群桩沉降比

$$R_s = \frac{\text{群桩的平均沉降}}{\text{单桩在群桩各桩平均荷载下的沉降}} = \frac{S}{\rho_1}$$

群桩沉降比 R_s (Butterfield 和 Banerjee, 1971; Morgan 和 Poulos, 1968) 随桩的长径比 l/d 、距径比 S_a/d 、桩土模量比 K ($K = E_p/E_s$) 桩数 n 而变化。我们利用式 (7) 对相互影响系数 α_{12} 进行修正的基础上, 对刚性承台下均匀土层和有限厚土层中的群桩沉降比弹性理论解采用计算机运算, 得到供实用的曲线, 表示于图 11~14。由此得到对于刚性低承台方形和矩形排列群桩的沉降计算式

$$S = \zeta_c \cdot \zeta_i \cdot \rho_1 \cdot R_s \quad (9)$$

利用式 (9) 以及相应单桩的沉降 ρ_1 , 可方便地求得 2×2 , 3×3 , 4×4 , 5×5 群桩的

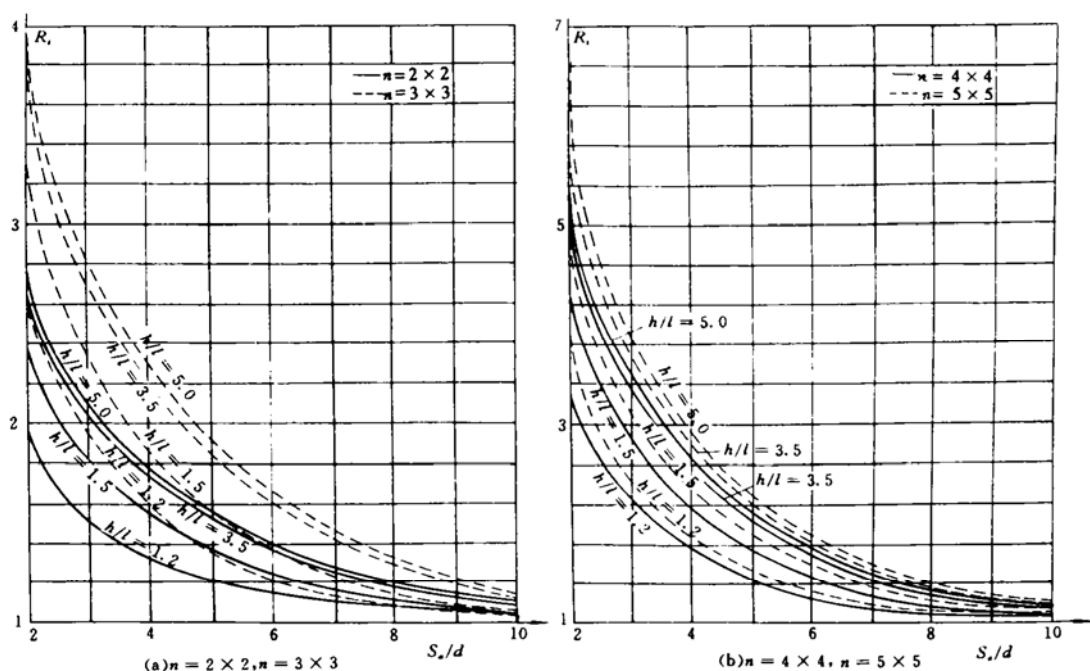


图 14 修正后有限厚土层带刚性承台的群桩沉降比

沉降。对于 16 根以上方形和矩形排列群桩，其 R_s 随桩数 n 的平方根呈拟线性关系，故可按式 (9) 计算值比较示于表 2。从中看出，计算值与实测值较为接近。

$$R_s = (R_{25} - R_{16})(\sqrt{n} - 5) + R_{25} \quad (10)$$

式中 R_{25} , R_{16} 分别为 5×5 , 4×4 群桩经修正的沉降比，见图 12~14。

为验证上述经修正的沉降比法计算群桩沉降的可靠性，将本次试验群桩沉降实测值与按式 (9) 计算值比较示于表 2。从中看出，计算值与实测值较为接近。

7 结 论

通过粉土和软土中的原型和模型桩的单、双、群桩在竖向荷载下的变形试验研究和对现有群桩沉降计算方法的分析得到以下结论：

(1) 无论中等压缩性粉土还是高压缩性软土中的群桩，在桩端无坚硬持力层的情况下，其沉降变形均包含桩间土压缩和桩端平面以下地基整体压缩两个主要部分。对于短至中长桩，在常规桩距 ($3d \sim 4d$) 和工作荷载 ($P_d/2$) 下，桩间土压缩约占 45%~70%，在大桩距 ($6d$) 条件下则占 85% 以上。对于低承台，当荷载达到工作荷载后两种变形比基本不再随荷载而变化；对于高承台大小桩距，其桩间土压缩变形比均随荷载水平提高而增大。桩底平面以下整体压缩层厚度随桩距增大而减小，随荷载水平提高而增大。

(2) 按等代墩基分层总和法计算群桩沉降时，墩底承载面宜按桩距大小、桩端持力层性

质并适当考虑桩长因素设定,以真实反映成层土的压缩性。本文所提建议可供实际应用。

(3) 变形测试和单、双、群桩的沉降比较表明,桩-土、桩-桩的相互影响比连续介质线弹性理论分析结果小得多。这是导致群桩沉降理论计算值明显偏大的原因。

(4) 本文根据大量单、双桩的荷载-沉降数据对弹性理论相互影响系数和沉降比进行了修正,据此给出计算群桩沉降的相互影响系数法和沉降比法改进公式,并与实测结果进行了比较。这种方法用于具备单桩试验资料且桩底以下土层变化不大的摩擦型群桩,简便可行。

参 考 文 献

- 1 刘金砺,袁振隆,张国平. 钻孔群桩工作机理与承载能力的研究(竖向荷载部分). 建筑科学研究报告, 1984, (2-1) .
- 2 中国建筑科学研究院地基所, 华北电力设计院. 软弱地基高重建筑群桩基础工作性状与变形的研究(研究报告). 1989.
- 3 Cooke R W, Price G, Tarr K, Jacked Piles in London Clay: Interaction and Group Behaviour under Working Conditions; Geotechnique, 1980, 30 (2) .
- 4 Poulos G H, Davis E H. Pile Foundation Analysis and Design; 1980.
- 5 刘金砺编著. 桩基础设计与计算. 北京: 建筑工业出版社, 1990.
- 6 赵锡宏等. 上海高层建筑桩筏与桩箱基础设计理论. 上海: 同济大学出版社, 1989.

Deformation Behaviour and Settlement Calculation of Pile Group under Vertical Load

Liu Jin - li Huang Qiang Li Hua Gao Wen - sheng

(Institute of Foundation Engineering, China Academy of Building Research, Beijing)

Abstract The test results of prototype and model of pile group with different pile spacing and pile length in silt and soft soil under vertical load are introduced in this paper. The test results have indicated: the deformation behaviour of pile group in homogeneous soil varies with pile spacing; the compressive deformation of soil between piles increases as the pile spacing increases; the compressive deformation and depth of compressive zone below pile bottom decrease as pile spacing increases; the interaction of pile - pile and pile - soil are less than those predicted by elastic theory . Based on the analysis of test results, this paper raises two improvement propositions with respect to the methods of settlement calculation for pile group : ① the bearing base of pier is determined properly according to the pile spacing, pile length and bearing stratum characteristics in equivalent pier method; ② the interaction coefficient of piles and settlement ratio of pile group in elastic theory method for calculating settlement are modified.

Key words pile group, deformation, settlement, compression depth, equivalent pier, interaction coefficient of piles settlement ratio.