

建筑科学研究报告

REPORT OF BUILDING RESEARCH

1984

No 2—1

钻孔群桩工作机理与承载 能力的研究

Research on Working Mechanism and
Capacity of Bored Pile Groups

中国建筑科学研究院

CHINA ACADEMY OF BUILDING RESEARCH

提 要

通过在砂质粉土中不同桩径、桩长、桩距、排列和桩数，高、低桩台的钻孔群桩试验以及长期载荷和浸水试验，取得如下主要成果：

一、群桩的沉降特性主要随桩距和承台设置方式（高、低桩台）而异，极限荷载的判定应根据 P-S、S-lgt 线型的不同而有所区别。在分析单桩极限荷载与桩径、桩长关系的基础上，分析了群桩效率与有关因素的变化关系，对于砂性土中不存在挤土效应的钻孔群桩（桩数 2~16 根），其群桩效率都是大于 1 的，因此不存在对群桩承载力进行折减的问题。

二、研究了承台土反力的分布图式与大小随有关因素的变化以及承台土反力——位移关系的性状；阐述了桩径、桩长、桩距和桩数对承台分担荷载比率的影响，并对线弹性理论计算结果与实测值进行了对比分析；分析了承台的有效承载作用和设计的优化问题，并给出了承台有效承载力的估算方法。

三、研究了群桩的桩距、桩长、承台、排列与桩数对群桩侧摩阻力和端阻力的影响；阐明了群桩中各桩荷载的分配特征，并与弹性理论分析结果进行了比较；介绍并分析了非密实砂性土中群桩的承台、桩、土相互作用所产生的某些现象——桩侧摩阻力的“沉降硬化”和“沉降软化”，低承台对桩端阻力的“增强效应”和对桩侧摩阻力的“削弱效应”；引入了群桩侧阻效率和端阻效率两个指标，并给出了相应的关系式。

四、大、小桩距和高、低桩台群桩在垂直荷载下的破坏都属于“非整体破坏”型态；采用“等代墩基”模式计算砂性土中的钻孔群桩的极限承载力会导致对侧阻估计偏低，对端阻估计显著偏高；提出了考虑承台、桩、土相互作用计算群桩极限承载力的“非整体破坏”统一计算模式。

五、对群桩承载性能的时间效应进行了研究。试验表明，承台接触压力和桩端反力随时间而增大，桩侧摩阻力随时间而降低；群桩中各桩的荷载分配随时间而趋于均匀；桩侧摩阻力沿桩身的分布随时间而变化，上段逐渐减小，中段逐渐增大，直至中、上段分布趋于均匀，转移趋于中止。

研究了浸水对桩基承载性能的影响。试验表明，浸水饱和使承台底阻力和桩底阻力明显降低，桩侧摩阻力略有提高，沉降量增大，沉降稳定时间延长，桩基极限承载力降低。这说明对于非粘性土中的桩基承载性能也会出现湿化效应。

Research on Working Mechanism and Capacity of

Bored Pile Groups

(The part of vertical load)

Liu Jinli, Yuan Zhenlong and Zhang Guoping

Institute of Soil and Foundation

Abstract

Through the field tests on bored pile groups with various pile diameter, length, spacing, arrangements and numbers, pile cap location (high-rise cap — separating from ground; low-set cap — touching ground) and long-term loading and immersion tests in the sandy silt, the following results are obtained.

I. The settlement characteristics of pile group mainly vary with the pile spacing and the pile cap location (high-rise cap or low-set cap), and then the determination on ultimate load should be different according to the curve type of $P - S$ and $S - Lgt$. Based on analysing the relationships of ultimate load of single pile with pile diameter and pile length, the relationships of pile group efficiency with pile diameter, length, spacing, arrangements, numbers and the position of pile cap located have been analysed. For bored pile group without displacement effect in sandy soil, the pile group efficiency is over 1, thus it is not necessary to reduce the bearing capacity of pile group.

II. The distribution pattern and the value of pile cap's soil reaction varying with the factors concerned and the behaviour of relationship of pile cap's soil reaction with displacement have been studied. Pile diameter, length, spacing and numbers in the group to influence upon the rate of bearing load of pile cap have been presented. The comparison between measured rate of bearing load of pile cap and calculated value according to the linear-elastic theory has been made. From the comparative tests on high-rise pile cap and low-set pile cap, and from the measured value of cap's soil reaction and side resistance and point resistance of piles observed, the effective bearing action of pile cap and the optimize design on pile group have been analysed. The calculating method on effective bearing capacity of pile cap also has been given.

III. The distribution characteristics of load borne among piles in the group and the comparison between measured and calculated value by the linear-elastic theory have been presented. Some phenomena caused due to the cap-pile-soil interaction in non-dense sandy soil — "settlement-hardening" and "settlement-softening" of side resistance and "strengthening effect" on the point resistance and "weakening effect" on the side resis-

tance by low-set pile cap have been described and analysed. Based on the testing and analysing results to introduce side resistance efficiency and point resistance efficiency of pile group and the corresponding formula have been given.

IV. The bored pile group with larger or smaller pile spacing and high-rise or low-set pile cap the type of failure all belong to the "non-block failure"; and then the "equivalent pier" model adopted for calculating ultimate bearing capacity of the bored pile group in the non-dense sandy soil will lead to that the side resistance estimated is on the low side and the point [resistance estimated is on the high side obviously. Based on the testing and analysing results, the "non-block failure" model for calculating ultimate bearing capacity of pile group with large or small pile spacing and high-rise or low-set pile cap has been proposed, in which cap-pile-soil interaction is taken into consideration.

V. The contact pressure beneath pile cap and the point resistance increase with time; the side resistance decreases with time and the load distribution among the piles in the group tend to be uniform with time. The distribution of the side resistance along the pile shaft varies with time, that is, the upper shaft gradually decreases and the middle gradually increases; the load transfer tends to stop until the distribution at upper shaft and middle tend to be uniform.

The immersion causes soil reaction beneath cap and point resistance of piles decrease obviously; the side resistance increases a little; the settlements increase; the term of settlement stabilized becomes longer; and the ultimate bearing capacity of pile foundation decreases. These indicate that the slaking-effect on the capacity behaviour of pile group in the Sandy Soil also occurs.

目 录

前 言

- I、群桩试验情况概述和测试数据整理说明 (2)
- II、群桩垂直极限荷载的判定和群桩效率 (16)
- III、群桩承台土反力及其对提高承载力的作用 (32)
- IV、钻孔群桩的桩侧摩阻力和桩端阻力的特性 (45)
- V、群桩在垂直荷载下的破坏特性与极限承载力计算 (60)
- VI、群桩承载性能的时间效应与浸水湿化效应 (69)

参考文献

钻孔群桩工作机理与承载力 能力的研究

(垂直荷载部分*)

中国建筑科学研究院 地基基础研究所

刘金砺 袁振隆 张国平

前 言

群桩在垂直荷载下的工作机理与承载力的研究迄今还是很不够的。一则由于进行群桩的原型试验困难较大,多数是通过室内小比例尺模型试验进行探索,其实际效果受到一定限制;二则由于影响群桩工作机理和承载力的因素甚多,如土的种类和性质、成桩工艺(成桩过程是否因挤土而引起土的加密、桩侧预加压力、超静水孔压等)、群桩的几何条件(桩径 d 、桩长比 L/d 、桩距比 S_a/d 、排列与桩数等)、承台设置方式(高、低)等。某特定条件下的试验结果往往不能任意加以延伸。传统的群桩垂直承载力计算方法,将群桩的破坏划分为两种型态——整体破坏(Block failure)和桩的单独破坏(individual failure),然后运用极限平衡理论和经验方法分析计算其承载力或群桩效率。传统的群桩沉降计算方法也简化为等效墩基或单桩进行估算。这种计算模式的简化,在某些情况下其估算结果是符合实际的,但在某些情况下会得出与实际不符的结果,群桩的承载力往往不能得到充分利用。又如,有时为了安全起见,不合理地增加桩数减小桩距,但在某些情况下,其效果可能适得其反;承台的作用不能得到恰当的估价和利用;由于桩长比、桩距比选择不当而不能收到最佳技术经济效益等。要改进群桩的设计和计算,首先要通过试验探索群桩的承载、变形、破坏机理,包括研究土性的影响,桩、土、承台的相互作用,侧阻与端阻的特性,承台土反力的分布和变化规律,群桩的破坏特性,极限承载力与群桩效率,以及桩距、排列与桩数的影响,尺寸效应,时间效应等这样一些问题。此外,对于目前尚未广泛应用的线弹性理论法和有限单元法分析计算群桩的准确性和适用范围,同样有赖于通过试验或工程实测进行检验。

围绕上述目的,前人已进行过不少有益的工作,但许多问题仍有待通过试验进行研究。有关钻孔群桩的试验资料很少,尤其是砂性土中的群桩试验,一般是采用打入或压入式桩,不具挤土效应的钻孔群桩试验似乎还未进行过。为此,我们在非饱水的砂质粉土中进行了一系列钻孔群桩的现场试验,包括不同桩径、桩长、桩距、排列与桩数、不同承台设置方式的群桩和与之对应的单桩试验,以及长期荷载试验和浸水影响试验。荷载试验包括垂直与水平静载两大部分。本报告仅介绍有关垂直荷载试验部分的试验与分析结果。

* 该项专题的野外试验工作由黄河水利委员会山东河务局与中国建筑科学研究院地基基础研究所合作完成,垂直荷载部分由地基所负责整理分析,水平荷载部分由山东河务局负责整理分析。山东河务局参加试验的有牟玉璋、王日中、王明广、解鑫、王德才、王汉臣、杨耀清等同志;地基所参加试验的还有丁玉琴、李瑞茹、罗生燕、陈钟等同志。

I、群桩试验情况概述和测试 数据整理说明

一、试验场地土质

群桩试验场地位于济南市洛口小鲁庄黄河南岸堤侧，东西长约270米，南北宽约50米。试验场地8米深度范围内均为汛期抽吸黄河泥沙水静水沉积而成。试验前后分别进行了现场地质勘测，以及0.5~2.0米深度范围内的部分土样的静力三轴试验。钻孔平面位置见图1，地

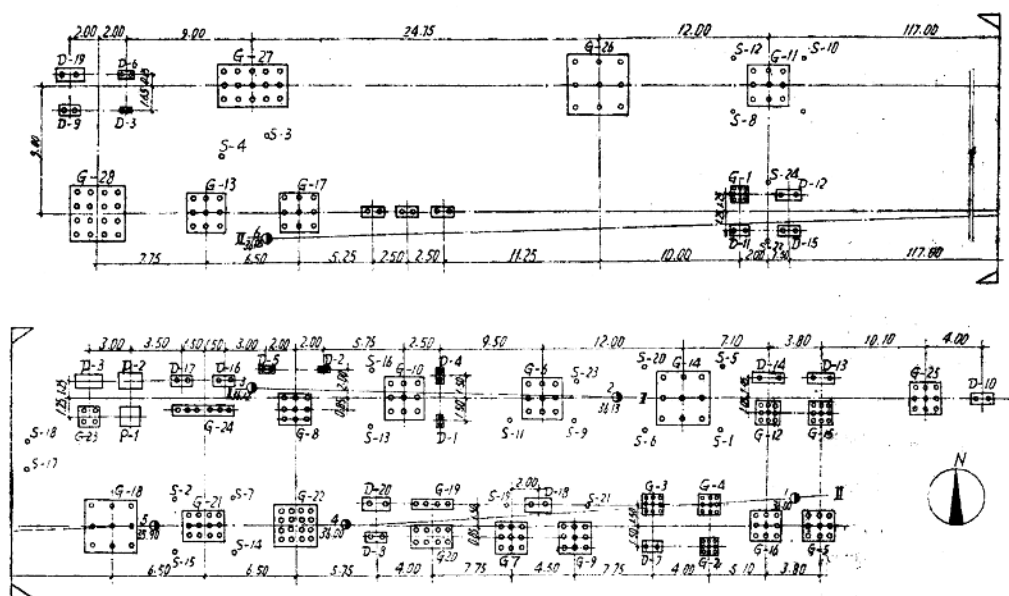


图1 试验布置与钻孔平面位置图

层剖面图和相应的土性指标及标准贯入试验击数示于图2，静三轴试验结果见表1。桩持力层范围内土质属于砂质粉土。通过钻孔取样、标贯和静力触探试验表明，水平向分布尚属均匀，垂直向均匀性稍差，3.5~4.0米以上基本属于稍湿、稍密，以下至8米为湿、中密；8米以下为流塑、软塑亚粘土。地下水位约在8米左右。

二、试验内容与设计

为了研究群桩工作特性和承载力随桩径、桩长、桩距、承台设置方式（高、低）、排列与桩数、荷载作用时间等因素的变化，采用单因素变异法进行了以下七组群桩试验（以直径

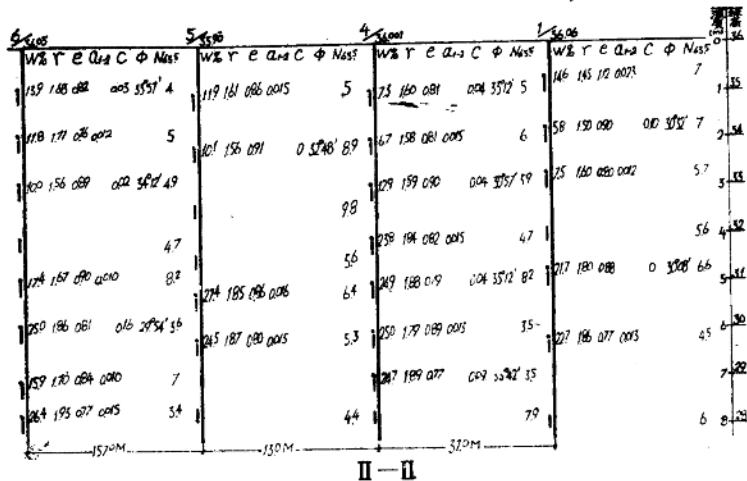
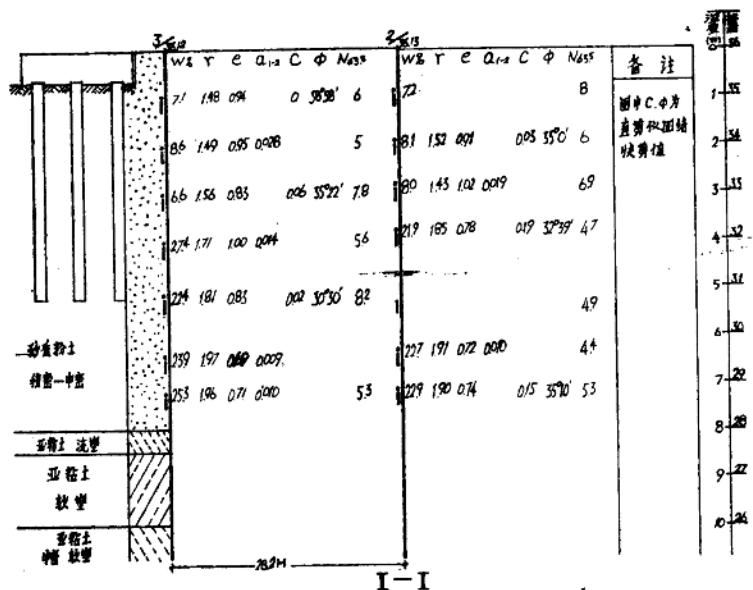


图2 试验场地质柱状图与物理力学指标

静力三轴剪切试验综合表

表 1

土样编号	天然含水量 $w(\%)$	干容重 $\gamma_d(g/cm^3)$	比重 G_s	孔隙比 e	单试件 干砂	多试件 饱和	备注
04-I	5.75	1.51	2.65	0.75	$\phi = 27^\circ$ $C = 0.1$	$\phi_{cu} = 25.5^\circ$ $C_{cu} = 0.25$	
04-II	4.55	1.45	2.65	0.83	$\phi = 22^\circ$ $C = 0.15$	$\phi_{cu} = 20.5^\circ$ $C_{cu} = 0.3$	
04-III	6.30	1.41	2.65	0.88	$\phi = 22^\circ$ $C = 0.15$	$\phi_{cu} = 22.2^\circ$ $C_{cu} = 0.3$	
04-IV	8.90	1.415	2.65	0.87	$\phi = 24^\circ$ $C = 0.1$	$\phi_{cu} = 20^\circ$ $C_{cu} = 0.3$	
04-V	5.65	1.405	2.65	0.88	$\phi = 22^\circ$ $C = 0.2$	$\phi_{cu} = 24.5^\circ$ $C_{cu} = 0.15$	
04-VI	6.45	1.415	2.65	0.87	$\phi = 24^\circ$ $C = 0.1$	$\phi_{cu} = 25^\circ$ $C_{cu} = 0.16$	

$d = 250$ 毫米作为标准桩径, 桩长 $18d$ 作为标准桩长, 桩中心距 $3d$ 作为标准桩距):

1. 不同桩径的试验: 桩径 $d = 125$ 、 170 、 250 、 330 毫米, 桩长 $L = 18d$, 桩距 $S_a = 3d$, 桩数 $n = 3^2$, 低桩台(承台贴地, 承台四周临空)。
2. 不同桩长的试验: 桩长 $L = 8d$ 、 $13d$ 、 $18d$ 、 $23d$ 、 $d = 250$ 毫米, $S_a = 3d$, $n = 3^2$, 低桩台。
3. 不同桩距的试验: 桩距 $S_a = 2d$ 、 $3d$ 、 $4d$ 、 $5d$ 、 $6d$, $d = 250$ 毫米, $L = 18d$ 、 $n = 3^2$, 低桩台。
4. 高、低桩台对比试验: 桩径、桩长、桩距、排列和桩数与第3组相同, 承台与地面相距约10厘米, 形成高桩台, 同第3组低桩台群桩对比。
5. 不同排列与桩数的试验: 包括三种排列和不同桩数, 方形排列: $n = 2^2$ 、 3^2 、 4^2 ; 矩形排列: $n = 4 \times 2$ 、 4×3 、 4×4 ; 单行条形排列: $n = 1 \times 2$ 、 1×4 、 1×6 、 $d = 250$ 毫米, $L = 18d$, $S_a = 3d$, 低桩台。
6. 长期载荷试验: 包括 $d = 250$ 毫米、 $L = 18d$ 、 $S_a = 3d$, 低桩台, $n = 2$ 和 $n = 3^2$ 两个试验。
7. 浸水影响试验: 包括 $d = 125$ 、 170 、 250 、 330 毫米, $L = 18d$, $S_a = 3d$, $n = 2$, 低桩台, 共4个试验。

为了将群桩的试验结果与单桩和双桩进行对比, 布置了与群桩的桩径、桩长相对应的单桩试验, 以及与群桩的桩径、桩长、桩距相对应的双桩试验。各试验的平面布置见图1, 各试验编号列于表2。共计群桩28个, 双桩23个, 单桩24根。

桩身混凝土均采用150号。

桩身钢筋的配置: 配筋率控制在0.48%左右。采用 $8^{\#} \sim 14^{\#}$ 铁丝@ $100 \sim 150$ 的螺旋箍筋, 考虑到水平荷载试验的需要, 配筋长度都不小于 $4.0/\alpha$ (α —桩土变形系数)。对于埋设有测试元件的桩均通长配筋。

承台设计: 所有桩承台的平面都由桩群的边桩中心伸出 $1.5d$, 见图3。这样, 对于桩距 $3d$ 的群桩, 各桩所对应的承台面积相等, 即 $9d^2$ 。承台设计系根据

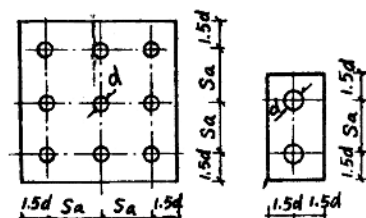


图 3

预估的群桩破坏荷载,按《钢筋混凝土结构设计规范TJ10—74》验算冲切确定承台高度,按《工业与民用建筑灌注桩基础设计与施工规程JGJ4—80》计算承台弯矩,确定配筋,混凝土采用200号。对于 $n=2、2^2、3^2$ 群桩,其承台在集中荷载下接近于刚性板。

试桩编号及规格综合表

组别	桩号	桩径 d(mm)	桩长 L/d	桩距 Sa/d	桩数
不同桩径	G-1	125	18	3	3^2
	G-3	170	"	"	"
	G-5	250	"	"	"
	G-6	330	"	"	"
	D-1	125	"	"	2
	D-2	"	"	"	"
	D-4	170	"	"	"
	D-5	"	"	"	"
	D-8	250	"	"	"
	D-18	330	"	"	"
不同桩长	G-7	250	8	3	3^2
	G-8	"	13	"	"
	G-9	"	18	"	"
	G-9	"	23	"	"
	D-15	"	8	"	2
	D-16	"	13	"	"
	D-8	"	18	"	"
	D-17	"	23	"	"
	G-10	330	10	"	3^2
	G-11	"	14	"	"
不同	D-20	"	"	"	2
	G-12	250	18	2	3^2
	G-5	"	"	3	"
	G-13	"	"	4	"
	G-14	"	"	6	"

组别	桩号	桩径 d(mm)	桩长 L/d	桩距 Sa/d	桩数
桩距	D-11	250	18	2	2
	D-8	"	"	3	"
	D-12	"	"	4	"
	D-13	"	"	5	"
	D-14	"	"	6	"
	G-2	125	18	3	3^2
	G-4	170	"	"	"
	G-15	250	"	2	"
高桩台	G-16	"	"	3	"
	G-17	"	"	4	"
	G-18	"	"	6	"
	D-7	"	"	3	2
	G-22	250	18	3	4^2
	G-5	"	"	"	3^2
	G-23	"	"	"	2^2
	G-19	"	"	"	4×1
不同排列与桩数	G-20	"	"	"	4×2
	G-21	"	"	"	4×3
	G-24	"	"	"	6×1
	G-25	250	18	3	3^2
	D-10	"	"	"	2
长期荷载 浸水饱和	D-3	125	18	3	2
	D-6	170	"	"	"
	D-9	250	"	"	"
	D-19	330	"	"	"

表 2

组别	桩号	桩径 d(mm)	桩长 L/d
单桩	S-1	125	18
	S-2	"	"
	S-3	"	"
	S-4	"	"
	S-5	170	"
	S-6	"	"
	S-7	"	"
	S-8	"	"
	S-9	"	14
	S-10	"	"
	S-11	"	22
	S-12	"	"
	S-13	250	18
	S-14	"	"
	S-15	"	"
	S-16	"	"
	S-17	"	"
	S-18	"	"
	S-19	"	8
	S-20	"	13
	S-21	"	23
	S-22	330	18
	S-23	"	"
	S-24	"	14

三、测试内容与元件

为了测定加荷过程中桩的内力，地基土的反力和变形，在试验中采用了土压力盒、钢筋计、电阻片、深层变形标点等一些目前国内常用的测试元件。

1. 承台底土反力和桩底反力的测定：在大部分群桩及部分双桩的承台底和桩底以及部分单桩的桩底埋设了 $3 \sim 15$ 公斤/厘米² 的钢弦式压力盒。所有压力盒均预先在油压率定器上进行了率定，绘制压力—周期曲线，并将部分压力盒作了室内温度率定试验。试验结果表明，温度对于压力盒的影响甚小，故在本次试验的实测资料整理中未予考虑。承台底土压力盒一般布置于承台 $1/4$ 面积内各具有代表性的位置上。图 4 及照片 1 所示为 3^2 群桩承台底土压力盒的布设情况。

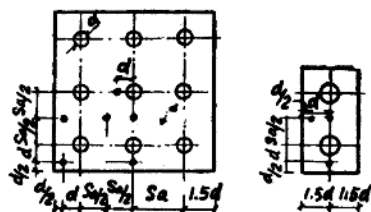
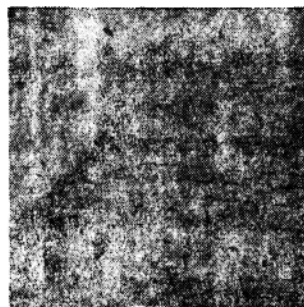


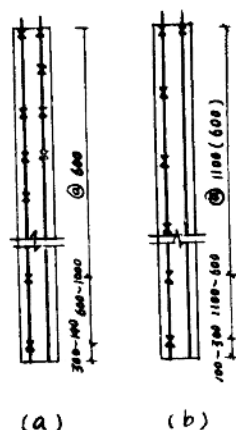
图 4

2. 桩身轴力的测定：为了测定桩截面轴向力沿深度的变化和群桩中各基桩分担荷载的情况，在 15 个群桩和 6 个双桩的部分基桩以及 5 根单桩的桩身中埋设了 $\phi 12$ 的钢弦式钢筋计或 3×10 毫米的胶基泊式电阻片。

所有钢筋计都在标准压力机进行了拉、压率定，并绘制出荷载—周期曲线。群桩桩身钢筋计的布置见图 5a，单桩见图 5b。钢筋计均与桩身主筋对焊连接，然后绑扎于钢筋笼上，浇筑于桩身中。



照片 1



(a) (b)

图 5



图 6

电阻应变片的设置见图 6。温度补偿除 G5、G16、G22、D-9、D-19 等在桩台附近另行单独制作补偿桩以外，其余都以相邻桩组同一深度的电阻片作为补偿片。本次试验中采用 502

胶作为电阻片的粘接剂，一般在室温下固化4小时，用万用表和兆欧表检查贴片质量。全部采用双芯或单芯屏蔽线作引线，环氧树脂作防潮层。

3. 地基土竖向变形的测定：为测定桩间土、群桩外围和桩底平面以下土的竖向变形，在部分群桩中埋设了深层变形标点。桩间土中的深标点，其埋置深度（自桩顶算起）分别为 $1/4L$ 、 $2/4L$ 、 $3/4L$ 和 L （ L —桩长）。桩尖平面以下基土中的深标点，埋置深度（自桩顶算起）分别为 L 、 $L + 1/4B$ 、 $L + 2/4B$ 和 $L + 3/2B$ （ B —假想墩基的换算宽度）。对于桩群外围则在离边桩中心分别为 d 、 $2d$ 、 $4d$ 的桩尖平面处以及位于假定的 $\phi/4$ 扩散角上，深度分别为 $1/4L$ 、 $2/4L$ 和 $3/4L$ 处各设置一个深标点。深标点的构造见图7。

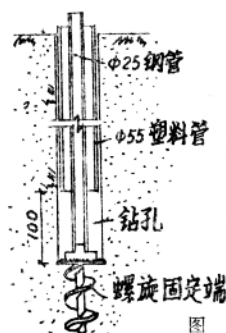


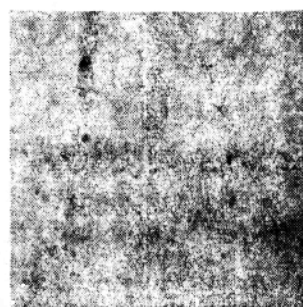
图 7

四、试桩与承台的施工

所有试桩均采用人工大锅锥干法钻孔（大锅锥见照片2），孔底虚土一般约2厘米，先放置钢筋笼，埋设压力盒，然后浇灌桩身混凝土并用竹杆捣实。桩身混凝土凝固后，按设计要求开挖基坑。为使基桩能嵌固于承台中，将桩头修凿至高出承台底标高5厘米，桩身钢筋锚入承台30dg（dg—桩身主筋直径）。待支模、绑扎承台钢筋、安放承台底土压力盒就绪后，浇灌承台混凝土。

对于高桩承台，则在设计标高地面先铺一层8厘米厚粗砂，再铺一层油毡，然后浇捣混凝土，待混凝土凝固后，掏去粗砂层，使承台底脱离基土面。

对于单桩，在桩顶处设置了2层φ6的双向钢筋网片，用200号混凝土重新浇筑桩头。



照片 2

五、试验装置与试验方法

垂直静载试验全部采用压重平台反力装置，千斤顶分级加荷，见图8及照片3、4。支墩用30×30厘米的方木垒筑，平台由9.5米长的35号工字钢和部分钢轨满铺而成，用钢锭作压重，主梁为4根56号工字钢焊接而成1.12米高、6米长的钢梁。

基准梁采用两端支承木梁或悬挑木梁，基准桩离试桩和压重支墩的距离都不小于1.5米。对基准桩曾用精密水准仪检验其是否发生沉降。

试验加荷采用慢速维持荷载法。荷载分级为预估极限承载力的1/12~1/15，分级施加的荷载值由事先率定好的标准压力表指示。

采用百分表观测桩和承台的沉降。对于单桩，对称于中心布置两块百分表，对于群桩和双桩，则在承台四角各布置一块百分表测定桩基的沉降。

沉降观测：自加荷起的第一个小时内，按时间间隔5、10、15、30分钟各测读一次沉降量，以后每隔30分钟测读一次，直至达到稳定标准。

沉降稳定标准：1小时内沉降不超过0.2毫米，并在1.5小时内连续出现两次则认为达到

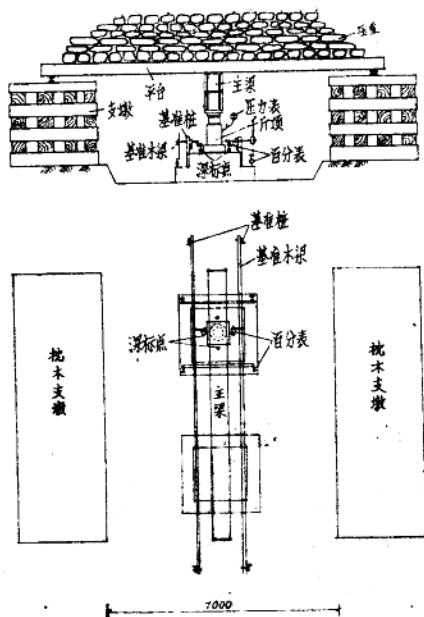


图8 垂直加荷装置示意图

相对稳定，开始加下一级荷载。

终止加荷条件：当某级荷载下的沉降增量超过前级荷载下沉降增量2倍，且8小时不稳定，或某级荷载下沉降增量不超过前级荷载的2倍但12小时不稳定时终止加荷，并分级卸荷。

卸荷和卸荷时的沉降观测：每级卸荷量为每级加荷量的2倍，卸至规定荷载后隔30分钟测读残余沉降量，随即卸下一级荷载，全部卸完后，观测2小时。

本次试验中采用JD—5型钢弦周期仪量测钢筋计和压力盒周期，YJ—5及YJ—1电阻应变仪测定电阻片的应变值，百分表测读深标点下沉量。钢筋计、压力盒和电阻片均于每级荷载稳定后测定一次，深标点则与桩基沉降量的测读时间和次数相同。

试验中凡垂直静载试验均于水平静载试验之前进行。试验自1979年9月开始，至1980年8月完成。

在试验过程中曾对场地地下水位进行了观测，观测结果表明，静止水位在地面下 8 ± 0.15 米。

六、测试数据整理说明

1. 承台底和桩底土反力

对于单桩和双桩，直接由桩底或承台底压力盒实测周期查相应压力盒的周期—应力率定



照片3



照片4

曲线, 所得应力即为桩底和承台底的实测土反力。

对于群桩, 虽然系中心荷载, 但由于各种原因也出现不同程度的不均匀沉降, 而压力盒的埋设又是局部的, 因而先根据压力盒实测周期和率定曲线查得应力, 然后进行修正, 经修正的数值作为群桩承台底或桩底的实测土反力。修正方法如下:

首先假定承台为完全刚性的, 即只发生平面偏移, 不发生剪切和挠曲变形; 其二, 假定土反力与沉降大小成正比。根据以上两点, 便可将非均匀沉降条件下测定的土反力修正为均匀沉降条件下的土反力。任一测点的土反力修正值为:

$$\sigma_{修} = \sigma_{实}(1 + \xi_x + \xi_y)$$

其中 ξ_x , ξ_y 分别为 x 、 y 方向不均匀沉降影响的修正系数, 由图 9 不难求得:

$$\xi_x = \frac{\Delta_x \cdot x_i}{\bar{S} \cdot x - \Delta_x \cdot x_i}, \quad \xi_y = \frac{\Delta_y \cdot y_i}{\bar{S} \cdot y - \Delta_y \cdot y_i}$$

式中: $\sigma_{实}$ ——压力盒实测应力;

$\bar{S}$ ——承台四角平均沉降, 即承台形心的沉降,

$$\bar{S} = \frac{S_I + S_{II} + S_{III} + S_{IV}}{4}$$

x 、 y ——分别为沉降观测点到 y 、 x 轴的距离;

x_i 、 y_i ——分别为土反力测点到 y 、 x 轴的距离;

Δ_x 、 Δ_y —— x 、 y 轴线在沉降测点平面内的沉降差; $\Delta_x = \bar{S} - \bar{S}_x$, $\Delta_y = \bar{S} - \bar{S}_y$, $\bar{S}_x$ 、 $\bar{S}_y$ 分别

为 x 、 y 方向测点一边的平均沉降; $\bar{S}_x = \frac{S_I + S_{II}}{2}$ 或 $\frac{S_I + S_{IV}}{2}$,

$$\bar{S}_y = \frac{S_I + S_{III}}{2} \text{ 或 } \frac{S_{II} + S_{IV}}{2} \text{ (见图 9) }。$$

2. 桩顶荷载

由于施工中将桩身第一个截面上的钢筋计长度的一半埋入了承台中, 从而增大了该截面的刚度, 减小了钢筋的应力值, 甚至使该截面钢筋计应力实测值小于其下一截面的应力实测值。为了消除这一误差, 按下式对桩顶钢筋计实测轴力进行修正:

$$Q_i = (P - P_0) \frac{Q'_i}{\sum Q'_i}$$

式中: Q_i ——经修正的 i 桩桩顶轴力;

P ——外荷载;

P_0 ——该级荷载下的承台底土总反力;

Q'_i —— i 桩桩顶钢筋计实测轴力;

$\sum Q'_i$ ——各桩顶实测轴力之和。

3. 桩身轴力和侧摩阻力

由钢筋计或电阻片实测应力或应变计算桩身各截面轴力时, 需涉及钢筋混凝土的弹性模量问题, 而钢筋混凝土是弹塑性材料, 即使在较小荷载下, 其应力—应变也不是线性关系。为避免应用“变弹性模量”带来的繁琐计算工作, 我们采用了室内率定试验, 由实测钢筋应

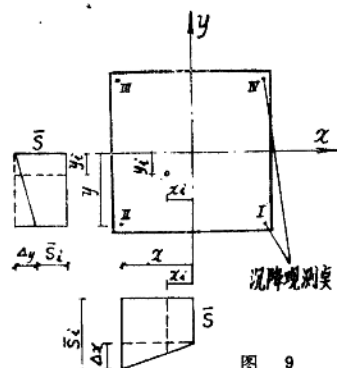


图 9

力或应变, 直接从率定曲线上查得各截面的轴力。率定试验详见附录。

桩身各截面的侧摩阻力 f_{si} 系由桩身相邻两截面轴力之差 ΔQ_i 除以该两截面之间的桩段侧表面积 ΔU_i 而得, 即

$$f_{si} = \frac{\Delta Q_i}{\Delta U_i}$$

平均桩身侧摩阻力 $\bar{f}_s$ 系由总荷载减去承台底土总反力 P_0 和各桩桩底反力之和 $\sum Q_{pi}$ 除以各桩侧表面积之和 $\sum U_i$ 而得, 即

$$\bar{f}_s = \frac{P - P_0 - \sum Q_{pi}}{\sum U_i}$$

4. 沉降

本报告中各桩组的沉降值均为该桩组百分表实测沉降量的平均值。

附 录

圆截面钢筋混凝土桩身轴压与弯曲室内率定试验

一、试验目的

本试验是配合现场群桩试验的桩身轴向受压与弯曲的率定试验。计划通过三组不同直径、不同配筋的 9 个试件的试验取得: 轴向压缩荷载与钢筋内力(钢筋计)、应变(电阻片)的关系; 在纯弯荷载条件下, 截面弯矩与钢筋内力(钢筋计)、应变(电阻片)的关系; 并查明受弯时裂缝开展情况与相应的钢筋应力状态, 从而为群桩试验资料的整理提供补充数据。

由于混凝土的弹性模量是随荷载变化的物理参数, 因此, 根据实测钢筋应变(或内力)确定垂直荷载下桩身不同截面的轴力时, 需要根据不同弹性模量值进行较繁琐的计算。根据实测钢筋应变(或内力)确定水平荷载下桩的截面弯矩, 则要进行更为繁复的计算, 其中包括确定中和轴位置、截面惯矩和弹模等。对于圆截面受弯, 现有的计算公式又都是近似的。为此, 我们采用由率定曲线和现场实测钢筋应变、内力直接确定桩截面轴力和弯矩的办法。我们曾试图利用现场单桩中位于地面处的电阻片、钢筋计进行率定试验, 但由于施工损坏了该处的电阻片和钢筋计及其它原因而未取得满足的结果。因此安排了本次不同直径桩身的轴压和弯曲率定试验。

二、试件的设计与制作

试验的截面尺寸、配筋和混凝土标号均与现场试桩一致, 其基本设计数据以及截面的配筋、测试元件布置情况, 见表 3。

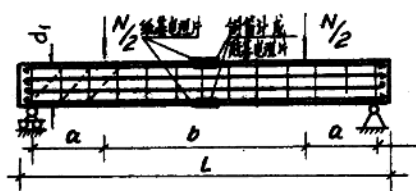
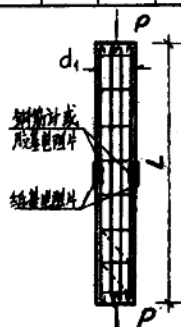
对模拟现场试桩条件, 试件混凝土采用竖直浇灌。为重复使用模板分两批浇灌, 每批都留有 $15 \times 15 \times 15$ 厘米混凝土试块各 2 组, 每组 2~3 块, 于率定试验时测定混凝土标号。

这里附带说明一下, 由于原考虑利用万能试验机现成台座进行纯弯试验, 因此试件设计

钢筋混凝土圆截面试件数据表

表 3

试件编号	d ₁ (mm)	L (mm)	a (mm)	b (mm)	钢筋	试验时间与龄期				备注	
						轴压		纯弯			试块 龄期
						日期	龄期	日期	龄期		
P-1a	260	1600	350	800	2Φ9+4Φ6.5 A _g = 2.61cm ²	1981. 6.3.	42	1981. 6.11	50	140 / 40	试块的 强度和 龄期系 指三组 的平均 值
P-1b	"	"	"	"	保护层净厚 2.05cm 钢筋 间距10cm	1981. 6.2	41	1981. 6.12	51		
P-1c	"	"	"	"	2.05cm 钢筋 间距10cm	1981. 6.1	40	1981. 6.13	52		
P-2a	"	"	"	"	2Φ12+4Φ4 A _g = 2.76cm ²	1981. 6.5	31	1981. 6.18	44	176 / 45	
P-2b	"	"	"	"	保护层净厚2.65 钢筋间距15cm	1981. 6.6	32	1981. 6.19	45		
P-2c	"	"	"	"	钢筋间距15cm	1981. 6.6	32	1981. 6.18	44		
P-3a	350	"	"	"	2Φ12-4Φ6.5 A _g = 3.5cm ²	1981. 6.6	45	1981. 6.16	55	157 / 57	
P-3b	"	"	"	"	保护层净厚 4.2cm 钢筋 间距10cm	1981. 6.5	44	1981. 6.16	55		
P-3c	"	"	"	"	4.2cm 钢筋 间距10cm	1981. 6.4	43	1981. 6.15	54		



为1.6米长。该长度对于 $\Phi 350$ 毫米试件的纯弯试验而言是嫌短了一些，纯弯段长度一般以不小于3倍直径较为合适，本试验中纯弯段长，P—3试件为 $2.3d$ ，P—1、P—2试件为 $3.1d$ 。

在P—1 (a、b、c) 试件靠近中间两个截面处的二对称主筋上各安置钢弦式钢筋计一个，P—3 (a、b、c) 试件靠近中间两个截面处的二对称主筋上各安置钢弦式钢筋计一个和 2×3 泊式电阻应变片2片，为了对比开裂前的混凝土应变和钢筋应变，除P—1 (b) 外都在试件中点混凝土表面贴有 5×100 纸基电阻应变片两片。各试件均备有相应的温度补偿片。电阻应变片与试件间的绝缘度一般在 $200\text{M}\Omega$ 以上。

三、试验方法

加载与量测装置见图10。各试件先进行轴压，后进行纯弯试验。

电阻应变片的量测采用YJ—5静态应变仪，钢筋计的量测采用JD—6型周期测定仪。

轴压试验最大加载值，P—1与P—2为24吨，P—3为36吨。每级加载量分别为2吨和3吨。每次加载后5分钟测读电阻片和钢筋计的反应值各一次。当荷载逐级连续加至24吨和

36吨后，即卸载到零，然后再重复以上顺序进行第二次加载试验。测得的第二次数据作为比较或取平均值用。在试验中力求做到轴心受压，但仍有几根试件出现了轻微偏压的状况。对两对称点的应变和内力（钢筋计）取平均值可基本消除这种偏压的影响。

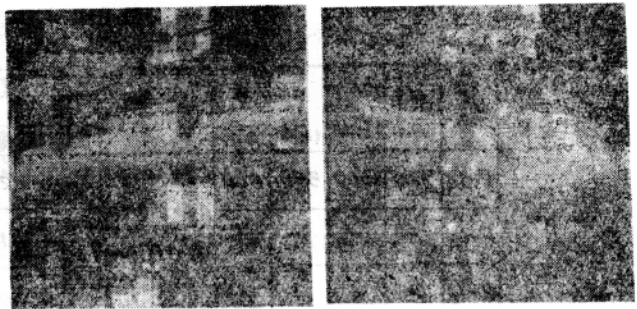


图 10 抗弯试验概貌

纯弯试验 P—1、P—2 两组试件的预估最大加载值为52千牛顿，每级加载值原则上为4千牛顿。为更精确地测定开裂荷载，在预估开裂荷载的前后各二级荷载，减至每级2千牛顿。P—3组的预估最大加载值为104千牛顿，每级加载值为8千牛顿。与P—1、P—2组相似，在开裂荷载前后每级荷载值减半。当试件的裂缝宽度急剧增大，钢筋应力达到流限，试件丧失承载能力时，便终止加载。

四、试验结果

（一）轴向荷载与钢筋应变（电阻片），内力（钢筋计）的关系

将各组三试件不同轴向荷载下由应变片实测的钢筋应变，由钢筋计实测的钢筋内力取平均值，绘出应变 ϵ_g —轴向荷载 P，钢筋内力 Q_g —轴向荷载 P 关系曲线，示于图11、图12。由图可见， ϵ_g —P 和 Q_g —P 并非严格的线性关系，初始段斜率 $\frac{dp}{d\epsilon_g}$ ， $\frac{dp}{dQ_g}$ 较大，随荷载增加斜

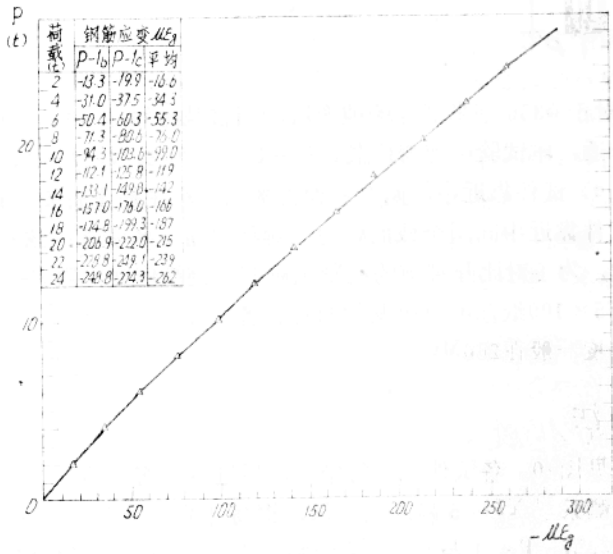


图 11 P—1b,c 试件钢筋平均应变 ϵ_g —轴向荷载 P 曲线