

文章编号: 1007-2993(2024)06-0680-12

# 考虑桩-土共同作用的减沉桩设计方法适用性分析

杨 军<sup>1</sup> 杨 敏<sup>2</sup> 陈海兵<sup>3</sup>

(1. 广州市市政工程试验检测有限公司, 广东广州 510520; 2. 同济大学土木工程学院, 上海 210092;

3. 浙江理工大学建筑工程学院, 浙江杭州 310018)

**【摘要】** 针对复杂地层中减沉桩基础适用性的问题, 基于大量实际工程探讨场地地基与建筑类型、最大沉降控制标准与桩土刚度分布等因素对减沉桩基设计结果的影响, 提出以节约用桩量为优化目标的减沉桩基础应用准则和设计方法, 并通过工程案例验证了方法的合理性。结果表明: 减沉桩基础对多种场地和建筑物类型具有较好的适应性, 基础重要性等级、天然地基承载力和桩土刚度分布是决定其应用的关键因素; 从节约用桩量和保证基础整体安全性出发, 建议软土和硬土地区建筑物所在场地的天然地基承载力满足率不低于 0.5 和 0.65; 从保证筏板承载力贡献率考虑, Gibson 地基和分层地基的无量纲影响系数建议不低于 2.3 和 1.5; 满足上述各项要求可作为判定减沉桩基础适用的基本前提。

**【关键词】** 桩-土共同作用; 减沉桩设计; 适用性; 无量纲影响系数; 天然地基承载力满足率

**【中图分类号】** TU473

**【文献标识码】** A

doi: 10.3969/j.issn.1007-2993.2024.06.007

## Applicability Analysis of Design Method for Settlement Reducing Pile Considering Pile-Soil Interaction

Yang Jun<sup>1</sup> Yang Min<sup>2</sup> Chen Haibing<sup>3</sup>

(1. Guangzhou Municipal Engineering Testing Co., Ltd., Guangzhou 510520, Guangdong, China; 2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 210092, China; 3. Institute of Foundation and Structure Technologies, Zhejiang Sci-Tech University, Hangzhou 310018, Zhejiang, China)

**【Abstract】** Regarding the applicability of settlement-reducing piles in complex stratum conditions, the influence of factors such as the site condition and building type, maximum settlement control standard, and pile and soil stiffness distribution on the design of settlement-reducing piles based on a large number of practical engineering projects were discussed. The application criteria and design methods of settlement reducing pile as the optimization objective were proposed, and the rationality was verified by engineering cases. The results show that the settlement-reducing pile has good adaptability to various sites and building types. The important grade of the foundation, the bearing capacity of the foundation, and the stiffness distribution of the pile and soil are the key factors to determine its application. To save the amount of piles and ensure the overall safety of the foundation, it was recommended that the bearing capacity of the foundation in soft and hard soils should not be less than 0.5 and 0.65, respectively. Considering the contribution of raft-bearing capacity, the dimensionless influence coefficient of Gibson soil and layered soil was recommended not to be less than 2.3 and 1.5, respectively. Meeting the above requirements can be used as the premise to determine the applicability of the settlement-reducing pile.

**【Key words】** pile-soil interaction; design of settlement reducing pile; applicability; non-dimensional influence coefficient; satisfaction rate of bearing capacity of foundation

### 0 引言

桩土共同作用设计理念通常具有两层含义: 其一, 是指在天然地基承载力完全满足设计要求时, 采用桩基础进行基础变形控制; 其二, 是指天然地基承

载力部分满足设计要求时, 利用桩基础补充地基承载力不足部分(满足基础安全度要求), 并同时发挥其变形控制作用。近半个世纪以来, 该设计理念经过不断发展和演变, 形成了包括减沉桩基础、复合桩基、疏

**基金项目:** 国家自然科学基金项目(41372274); 广东省住房和城乡建设科技计划项目(2022-K26-503115); 广州市建筑集团有限公司科技计划项目([2021]-KJ052)

**作者简介:** 杨 军, 男, 1985 年生, 汉族, 安徽蚌埠人, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事岩土工程设计与咨询研究。E-mail: yangjun851113@163.com

桩基础、变刚度调平桩基等在内的一系列设计方法<sup>[1-14]</sup>。其中,以减沉桩基为代表的桩基设计方法在深厚软土地层大量多层和小高层建筑基础工程领域得到成功应用。

近些年,国内外学者围绕减沉桩工作机理开展了丰富的理论分析和试验研究,加深了对该问题的认识和理解。20世纪50年代,Zeewart<sup>[1]</sup>提出附加摩擦桩的补偿基础设计方法,以减少由于基坑开挖产生的坑底土体回弹及建筑物自重作用产生的基础沉降。Burland等<sup>[2]</sup>指出许多场地采用桩基是由于天然地基沉降量过大,并提出采用数量较少、能充分发挥极限承载力的桩基来减少沉降的概念。Cooke<sup>[3]</sup>总结了他关于伦敦硬土地层高层建筑桩基础几十年的研究成果,提出按常规桩基设计方法的安全系数远不止2或3。Franke等<sup>[4]</sup>对德国桩筏基础的应用情况进行讨论,着重分析法兰克福硬黏土地区桩筏基础设计方法与工程实践。Poulos<sup>[5]</sup>对减沉桩基础的设计理念和适用范围进行讨论,提出包括三个阶段的桩筏基础设计方法。Randolph<sup>[6]</sup>基于理论分析和离心模型试验,提出在柔性筏板中部集中布桩以减少基础差异沉降的设计理念。在国内,黄绍铭等<sup>[7-8]</sup>提出减少沉降量桩基的设计方法,并将其应用于软土地层多层建筑桩基础设计。宰金珉<sup>[9]</sup>提出按变形和强度进行双重控制的复合桩基设计方法,将其定义为按大桩距布置的低承台摩擦群桩或端承作用较小的端承摩擦桩与承台底地基土共同承载的桩基础。杨 敏等<sup>[10-11]</sup>提出减沉桩基础的实用设计方法,并通过工程实践证明其用于软土地基小高层建筑的可行性。赵锡宏等<sup>[12]</sup>论证了桩基减少桩数与沉降量问题,指出桩基沉降的合理计算是按桩土共同作用设计的关键。刘金砺等<sup>[13]</sup>

以共同作用理论为基础,针对带裙房高层建筑提出变刚度调平优化设计原理与方法,并通过工程实例进行技术经济效益验证。管自立<sup>[14]</sup>将桩基技术与地基处理技术相结合,提出了适用于软土地基小高层乃至高层建筑的广义复合桩基的设计方法和原则。已有理论研究与应用实践表明,承台或筏板下地基土参与承载力贡献的前提是基础整体产生一定沉降,这就要求设计荷载作用下桩基竖向刚度不能太大。

对于大部分岩土介质来讲,其在竖直方向通常具有较显著的分层特性,并且深部土体的力学性能普遍好于浅层土体,例如典型的Gibson土地层和风化岩地层。此时,按桩土共同作用进行设计,如何保证基础体系具有足够的承载力安全性和变形控制能力,与常规桩基设计相比又能节省可观的用桩量,是上述场地桩基优化设计能否获得显著效益的关键。针对该问题,首先对比当前三类考虑桩-土共同作用的桩基设计方法的特点,探讨各类方法对建筑物类型和场地条件的适用性。然后基于大量工程案例数据分析,讨论场地地基与建筑类型、最大沉降控制标准及桩土刚度分布等因素对减沉桩基设计结果的影响,最后提出以节约用桩量为优化目标的减沉桩基础应用准则和设计方法,并通过实际工程案例验证本方法的合理性。

## 1 桩-土共同作用设计方法

以减小基础沉降量为目的的桩基础设计方法,考虑工作荷载下筏板(或承台)对上部荷载的分担作用,以及对基础体系整体极限承载力的贡献。根据桩基础的不同使用功能,可将该类桩基设计方法按表1进行划分。

表1 桩-土共同作用设计方法

设计方法	方法1	方法2	方法3
基础名称	减少沉降桩基础; 蠕变桩基; 复合桩基; 疏桩基础	组合式桩筏基础(CPRF); 考虑承台效应的复合基桩	基于差异沉降控制的桩筏基础; 变刚度调平桩基础
桩基用途	用于减小基础整体沉降, 有时兼具补足部分天然地基承载力的作用	承担上部荷载和减小基础沉降, 并考虑筏板对上部荷载的分担作用	用于减小基础差异沉降, 并考虑筏板对上部荷载的分担作用
单桩承载力取值	单桩承载力极限值	单桩承载力特征值	单桩承载力特征值(或极限值)
布桩方式	均匀布桩或柱(墙)等集中荷载位置布桩	满堂均匀布桩	在柔性筏板中部或荷载集中部位布桩
适用场地(建筑类别)	软土地基(多层和小高层建筑); 硬黏土地基(多层建筑); 砂性土地基(高层建筑)	硬黏土、砂性土地基(高层建筑)	黏性土、砂性土地基(高层建筑)
平均桩间距	$\geq 6d$	$(3 \sim 6)d$	$\geq 3d$
群桩荷载分担比例	$< 60\%$	$60\% \sim 75\%$	$\geq 50\%$
文献来源	[2, 7, 8, 11, 15-20]	[21-23]	[6, 13, 23, 24]

注:  $d$ 为桩径。

如表1所示,不同类型建筑的重要性等级和变形控制要求不同,其对应的桩基础设计要求也不同。对于荷载水平较大且变形控制要求严格的高层建筑,虽然基础设计能考虑筏板对荷载的分担作用,为保证基础体系具有足够的承载力安全度和变形控制能力,通常按单桩承载力特征值计算桩数,最大桩间距通常不超过 $6d$ ;对于软弱地基中荷载水平不高的多层建筑,只要基础沉降量不是很大,则不会对建筑物正常使用产生明显影响,在天然地基承载力满足安全度要求的情况下,可接单桩极限承载力计算桩数,对应桩间距一般大于 $6d$ ;对于基础刚度相对偏柔或刚度较大而上部荷载分布明显不均的大面积筏板基础,当承受较高荷载作用时通常因地基-基础刚度分布不均匀导致上部结构承受较高的次内力作用,根据建筑物对承载力安全度的要求,采用不同承载力发挥程度的桩基对基础刚度进行调整,以差异沉降最小化作为基础设计的主要控制条件,桩间距疏密程度根据满足设计要求的地基刚度分布确定。从工程应用效果来看,按上述方法设计的筏板荷载分担比例通常可达25%以上,有效减少了基础用桩数量。为便于指导实际工程桩基础设计,以下结合工程算例和实际案例进行桩-土共同作用设计方法(减沉桩基设计方法)的适用性分析。

## 2 减沉桩基础适用条件

### 2.1 场地与建筑物类型

针对何种场地类别和建筑物类型可按沉降控制进行桩基设计,由于不同地区工程实践经验存在差异,桩基设计人员对该问题的看法并不一致。自20世纪70年代桩筏基础(减沉桩基础)的概念被提出以后,国外一些学者<sup>[2,4,21,25]</sup>将该基础成功应用于硬土地基(如硬黏土和砂土)中的多层和高层建筑。Poulos<sup>[5]</sup>指出桩筏基础适用于比较坚硬的黏土和密实砂土地层,不建议将其用于地表或浅部存在软弱土层的情况。即便如此,在深厚软土地基仍有不少减沉桩基础成功应用的案例,如Zeevaert<sup>[1]</sup>在墨西哥城软土地层中采用补偿式桩筏基础设计小高层基础,Tan等<sup>[26-27]</sup>在深厚软黏土中采用减沉摩擦桩基解决多层建筑沉降量过大的问题。Franke等<sup>[4]</sup>认为桩筏基础适用于硬黏土和软黏土地基,但土性差异决定桩基础主要用于减小沉降还是兼具提高基础承载能力的作用,他认为伦敦、法兰克福硬黏土中的桩筏基础只要满足正常使用极限状态,其承载能力极限状态大多也能满足,但对于上海、墨西哥城等地深厚软土地层,桩筏基础设计必须同时满足承载能力和正常使用两种极限状态。

国内外按桩土共同作用设计的桩筏基础案例见表2。可以看出,采用桩筏基础的建筑物类型包括多层、高层建筑和工业建筑,场地类别有黏性土、砂性土和软岩地层等,桩型种类也比较多。从实测或推算沉降量来看,桩筏基础沉降比常规桩基础有所增加,但仍未超出通常规定的建筑物最大允许变形限值。除桩端以下为十分软弱的深厚黏土这类情况(如案例23)外,中等强度深厚黏性土中的高层建筑基础沉降普遍小于150mm,深厚软黏土中的多层和小高层建筑基础沉降一般也不超过100mm,十分坚硬的黏土或密实砂土中的高层建筑基础沉降基本在100mm以内。筏板荷载分担比 $\alpha_r$ 与场地土体特性关系密切,深厚软土地基中 $\alpha_r$ 一般低于硬黏土和砂土地基中尺寸类似的基础,这与软黏土自身强度和刚度较低,竖向荷载下筏板底地基承载力充分发挥所需的基础沉降量较大有关。当场地土为承载力较高的砂性土或硬黏土时,由于地基压缩性低,即便接单桩承载力特征值进行设计, $\alpha_r$ 也可超过50%。还可以看出,桩筏基础(减沉桩基础)适用的上部结构类型与场地岩土力学性质具有相关性。当地基为密砂或硬黏土时,减沉桩基用于荷载较大的高层建筑;当地基为软弱黏土时,减沉桩主要用于多层和小高层建筑。

### 2.2 天然地基承载力满足率

针对地基土应具备多大承载能力时可按减沉桩基础进行设计,国内学者<sup>[7-8,19]</sup>从保证基础承载力安全度出发,提出天然地基承载力特征值(设计值)与上部荷载的比值不应小于0.5~0.6。由于减沉桩基础设计过程已包括对基础承载力安全度和变形的校核,应更加关注采用该基础能获得的经济效益,即用桩量比常规方法降低多少。假定筏板下地基土极限承载力为 $Q_{r,ult}$ ,群桩极限承载力为 $nQ_{sp,ult}$ ( $n$ 为桩数, $Q_{sp,ult}$ 为单桩极限承载力), $\eta_p$ 为单桩极限承载力发挥系数,桩筏基础极限承载力为:

$$Q_{pr,ult} = Q_{r,ult} + nQ_{sp,ult} \quad (1)$$

上部荷载与基础自重标准值为 $F_k + G_k$ ,满足安全度要求的最少桩数 $n_{p1min}$ 为:

$$n_{p1min} = (F_s(F_k + G_k) - Q_{r,ult}) / (\eta_p Q_{sp,ult}) \quad (2)$$

式中: $F_s$ 为满足基础安全度要求的最小安全系数,一般可取2~3。

按常规桩基础进行设计时,仅考虑群桩对上部荷载的支承作用,基础体系整体承载力安全度与群桩相一致,满足安全度要求的最少桩数 $n_{p2min}$ 为:

表 2 桩筏基础工程应用案例

序号	地区	建筑类型/层数/高度(m)	场地类别	桩型	沉降/mm	$\alpha_r/\%$	文献来源
1	法兰克福	高层建筑/64/256	硬黏土	灌注桩	144	45	[25]
2	法兰克福	高层建筑/30/130	硬黏土	灌注桩	150	20	[25]
3	法兰克福	高层建筑/53/208	硬黏土	灌注桩	120	50	[25]
4	法兰克福	高层建筑/38/153	硬黏土	灌注桩	55	27	[28]
5*	伦敦	多层建筑/7/34.5	硬黏土	灌注桩	20	60	[29]
6	柏林	高层建筑/-/121	松砂-密实砂土	灌注桩	73	52	[25]
7	柏林	高层建筑/-/103	松砂-密实砂土	灌注桩	30	60(推算)	[25]
8*	米兰	高层建筑/52/202	砂砾与黏质粉土互层	灌注桩	-	65(推算)	[30]
9*	那不勒斯	圆形储油罐/-/15	粉砂	CFA桩	30	52	[31]
10*	佩斯	高层建筑/42/-	砂土与黏土互层	灌注桩	17~40	25(推算)	[32]
11*	昆士兰	高层建筑/30/-	密砂与坚硬黏土互层	CFA桩	44(推算)	58(推算)	[33]
12*	昆士兰	高层建筑/23/-	砂土与黏土互层	CFA桩	<50(推算)	48(推算)	[33]
13*	鹿儿岛	多层建筑/7/45	砂土与粉土互层	灌注桩	10	69(推算)	[34]
14*	浦和	多层建筑/5/17	硬黏土夹砂土	搅拌桩+H型钢	20	50	[35,36]
15*	日本	圆形筒仓-/12	粉土	钢管桩	30	57	[21]
16	浦和	多层建筑/4/-	黏土, 粉土与砂土互层	搅拌桩+H型钢	3~10	49	[37]
17*	华盛顿	高层建筑/19/-	砂土与黏土互层	H型钢桩	50(推算)	50	[38]
18*	纽约	高层建筑/36/-	密砂、粉土和卵石	灌注桩	<40(推算)	65	[39]
19*	奥兰多	高层建筑/16/-	砂土夹黏土和粉土	灌注桩	<25	60	[40]
20	多哈	高层建筑/74/>400	石灰岩和页岩	灌注桩	140~160 (推算)	23	[41]
21*	哥德堡	多层建筑/7/28	软黏土	木桩	30~60	67	[42]
22*	哥德堡	多层建筑/4/-	软黏土	预制桩	30~48	38	[15]
23*	墨西哥城	多层建筑/-/-	湖积沼泽土	预制桩	210	17(推算)	[1]
24*	马来西亚	多层建筑/5/-	粉质黏土	预制方桩	50~78	-	[26,27]
25*	寥内群岛	圆形储油罐-/12	软黏土	预制桩	20	-	[43]
26*	北京	高层建筑/51/208	粉质黏土与密实砂砾	矩形挖孔桩	20(推算)	33	[19]
27	厦门	高层建筑/30/94	花岗岩残积砂质黏土	人工挖孔桩	39	73	[44]
28	厦门	高层建筑/30/97	花岗岩残积砂质黏土	人工挖孔桩	<50(推算)	-	[45]
29	武汉	高层建筑/22/83	粉质黏土和粉细砂	预制管桩	-	20	[46]
30*	南京	小高层建筑/9/28	粉砂、粉土与粉质黏土	预制方桩	18	38(推算)	[47]
31*	上海	小高层建筑/12/-	软黏土	预制方桩	105(推算)	23	[10]
32*	上海	小高层建筑/10/-	软黏土	灌注桩	46	34(推算)	[11]
33*	上海	多层建筑/7/17	软黏土	预制方桩	33(推算)	10	[48]

注:  $\alpha_r$ 表示筏板荷载分担比例; “\*”表示设计取(接近)单桩极限承载力; “-”表示数据不详。

$$n_{p2min} = (F_k + G_k) / (Q_{sp,ult} / F_s) \quad (3)$$

将天然地基承载力特征值( $Q_{r,ult} / F_s$ )与上部总荷载 $F_k + G_k$ 的比值定义为地基承载力满足率,以桩数减少百分比( $n_{p2min} - n_{p1min}$ )/ $n_{p2min} \times 100\%$ 作为基础造价减少程度的评价指标,可求得不同 $F_s$ 和 $\eta_p$ 时的地基承载力满足率与桩数减少百分比的关系。

如图 1 所示,不论安全系数 $F_s$ 和单桩极限承载力发挥系数 $\eta_p$ 如何变化,桩数减少百分比与地基承载力满足率始终呈正比关系,并且随 $F_s$ 值减小或 $\eta_p$ 值增加而提高。当地基承载力满足率小于 0.5 时,在图示安全系数和单桩极限承载力发挥系数取值范围内,桩数减少百分比最多不超过 50%。如所在场地为高压

缩性软弱黏土, 沉降量对桩数确定起到决定性作用, 按满足承载力安全度要求确定的桩数通常仍难以满足基础变形要求, 采用减沉桩的基础造价优势将大大降低。以桩数减少量不低于 30% 作为减沉桩应用的基本前提, 根据建筑物重要性等级和场地土性差异, 对应用减沉桩基础的天然地基承载力提出以下要求:

—□—  $F_s=2.0, \eta_p=1.0$     - - -  $F_s=2.5, \eta_p=1.0$     —■—  $F_s=3.0, \eta_p=1.0$   
 —○—  $F_s=2.0, \eta_p=0.85$     - - -  $F_s=2.5, \eta_p=0.85$     —●—  $F_s=3.0, \eta_p=0.85$   
 —△—  $F_s=2.0, \eta_p=0.70$     - - -  $F_s=2.5, \eta_p=0.70$     —▲—  $F_s=3.0, \eta_p=0.70$

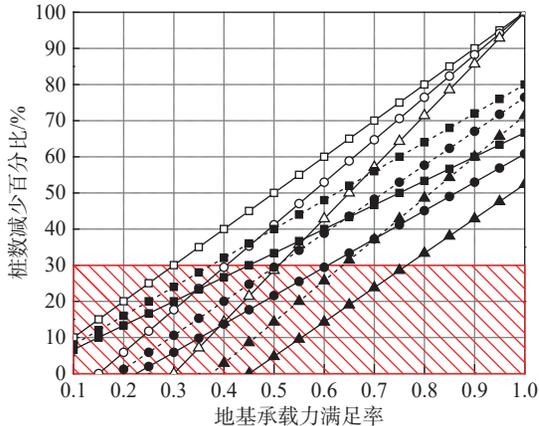


图1 地基承载力满足率与桩数减少百分比的关系

(1) 软土地基中的多层和小高层建筑: 若单桩极限承载力充分发挥并保持稳定(单桩荷载-沉降曲线达到极限后不发生回折), 安全系数  $F_s$  取 2,  $\eta_p$  不低于 0.7, 天然地基承载力满足率不应小于 0.5, 该结果与国内一些学者<sup>[11,19,45]</sup> 的观点基本一致。

(2) 硬黏土和砂土地基中的高层建筑: 高层建筑对基础安全性和变形控制的要求比一般建筑更为严格, 本文认为安全系数  $F_s$  可提高到 2.5,  $\eta_p$  不低于 0.7, 天然地基承载力满足率不应小于 0.65, 该要求比国外减沉桩的要求(天然地基承载力满足率不小于 1.0) 降低不少, 但比一般软土地基承载力满足率略微提高。

### 2.3 最大沉降控制标准

由于用桩数量减少, 减沉桩基础沉降通常大于常规桩基础, 但比天然地基浅基础沉降减小不少。对于软土地基采用减沉桩基础的建筑物, 国内规范<sup>[49-50]</sup> 给出了沉降控制标准, 通常最大沉降要求不超过 200 mm。从目前应用减沉桩基础的多层和小高层建筑实测数据来看, 上述沉降控制标准基本能够满足。

对于硬土地区按减沉桩基础设计的建筑物, 能否继续沿用 200 mm 作为其最大允许沉降? 建筑物最大允许变形通常是通过已有建筑物的长期观测资料分析后确定, 更多是基于以往工程经验。

Skempton 等<sup>[51]</sup> 曾对 98 个建筑物历史沉降监测数据分析, 指出采用筏板基础的建筑物最大允许沉降为 65 mm, 差异沉降不应超过 25 mm。Burland 等<sup>[2]</sup> 认为基础最大允许变形量与建筑物结构形式、基础变形规律具有相关性。Zhang 等<sup>[52]</sup> 在对 52 个采用桩基础的建筑物实测变形资料进行分析后, 给出建筑物最大允许变形建议值。如表 3 所示, 采用桩筏基础的高层建筑最大允许沉降量建议取 106 mm, 对深厚软土地层部分建筑物可能较难实现(除非显著提高基础用桩量), 在硬黏土地区(如德国法兰克福、英国伦敦等地)也观察到不少建筑沉降超过 100 mm, 但仍未对其安全和正常使用产生明显不利影响。从已有工程实践经验来看, 上述沉降控制标准可能偏于保守。

表3 结构变形控制标准建议值(改自 Zhang<sup>[52]</sup>)

变形特征	数值	资料来源
最大允许沉降量/mm	106	52个深基础实测资料
不可接受沉降量/mm	349	52个深基础实测资料

Poulos<sup>[53]</sup> 指出砂土地基中尚未出现因基础沉降过大而影响建筑物使用的报道, 黏性土中筏板基础平均沉降和差异沉降分别小于 250 mm 和 125 mm 时, 基础变形不影响建筑物正常使用, 他对基础平均宽度在 40~100 m 的高层建筑实测资料进行统计, 总结得到不同场地类型筏板基础和桩筏基础的刚度分布规律见表 4。大致可以看出, 地基土越坚硬, 单位压应力产生的基础沉降越小。根据文献<sup>[54]</sup> 整理的国内 100 多幢高层建筑桩基础设计资料, 选取 700 kPa 基底压力(约 40~50 层建筑) 为代表, 除桩端土为十分坚硬的密砂或基岩外, 推算硬黏土中筏板基础、桩筏基础沉降量分别为 159~216 mm 和 153~181 mm, 超过 Skempton 等<sup>[51]</sup>、Zhang 等<sup>[52]</sup> 建议的最大允许变形值。因此, 本文认为《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)<sup>[55]</sup> 和上海市《地基基础设计规范》(DGJ 08—11—2010)<sup>[49]</sup> 对高层建筑基础最大沉降的规定(平均沉降不超过 20 cm) 是比较合理的, 该沉降控制标准的确定对不同场地类别具有较好的适应性。如表 1 所示, 当考虑桩-土共同作用时, 不论按单桩承载力特征值还是极限值进行设计, 基础平均沉降基本满足现行规范的规定。只要结构设计方法和变形控制措施运用得当, 减沉桩基础同样适用于硬土地区高层建筑基础设计。

### 2.4 桩土刚度分布

Katzenbach 等<sup>[25]</sup> 对带承台单桩的数值分析表明, 当桩端持力土层弹性模量明显大于上覆土层时, 筏板

承载力对总荷载的贡献几乎可以不计。对于土体刚度沿深度递增的 Gibson 地基或上软下硬分层地基, 满足何种要求能保证设计荷载下筏板承载力参与贡献, 一般来讲, 桩土荷载分担与群桩和筏板的刚度大小有关, 并且受筏板平面尺寸、桩位布置和场地土层条件等多种因素影响, 本文定义以下 3 个参数进行讨论:

(1) 平均桩间距与桩径的比值  $s/d$ 。

(2) 基础等效宽度与桩长的比值  $B_r/l_p$ 。

(3) 桩端持力土层与上覆浅部土层弹性(压缩)模量的比值  $E_{\text{tip}}/E_{\text{rip}}$ 。对于模量沿深度近似呈线形递增的 Gibson 土层, 取桩端位置土层与筏板底土层弹性模量之比; 对于上下土性差异大的分层土, 取桩端土层与桩周土层弹性模量代表值之比。如图 2 所示, 当基础等效宽度  $B_r$  小于桩周土层总厚度  $\sum_{i=1}^n H_{si}$  时, 桩周土层弹性模量代表值为深度  $B_r$  范围内各土层模量按厚度取加权平均值; 否则, 取深度  $\sum_{i=1}^n H_{si}$  范围内各土层模量加权平均值作为上覆土层弹性模量代表值。

表 4 基础类型、场地条件与基础沉降的关系 (改自 Poulos<sup>[53]</sup>)

基础类型	场地类别	所在地区(国家)	案例数目	基础柔度系数/(mm·MPa <sup>-1</sup> )
筏板基础	硬黏土	休斯顿(美国)	2	227~308
	石灰岩	安曼(约旦)、利雅得(沙特阿拉伯)	2	25~44
桩筏基础	硬黏土	法兰克福(德国)	5	218~258
	密砂	柏林(德国)、新泻(日本)	2	83~130
	软岩	迪拜(阿联酋)	5	32~66
	石灰岩	法兰克福(德国)	1	38

Gibson 地基中采用桩筏基础的案例资料见表 5, 表中建筑物平均桩间距为  $3.0d \sim 6.5d$ , 大部分在基础设计时考虑了筏板对上部荷载的贡献。土层刚度分布相对比较均匀, 计算  $E_{\text{tip}}/E_{\text{rip}}$  最大不超过 4.5。与软土地区类似尺寸的高层建筑沉降相比, 硬黏土和砂土中的桩筏基础平均沉降相对更小, 桩距较大时筏板对上部荷载的分担比例  $\alpha_r$  达到 40% 以上。表 6 为统计的分层土地基中采用桩筏基础的案例资料, 表中建筑物在设计时考虑了桩土共同作用, 平均桩间距大于  $4d$ , 且大部分是按接近或达到单桩极限承载力进行设计。计算  $E_{\text{tip}}/E_{\text{rip}}$  最大不超过 3.2, 筏板荷载分担比  $\alpha_r$  超过 30%。

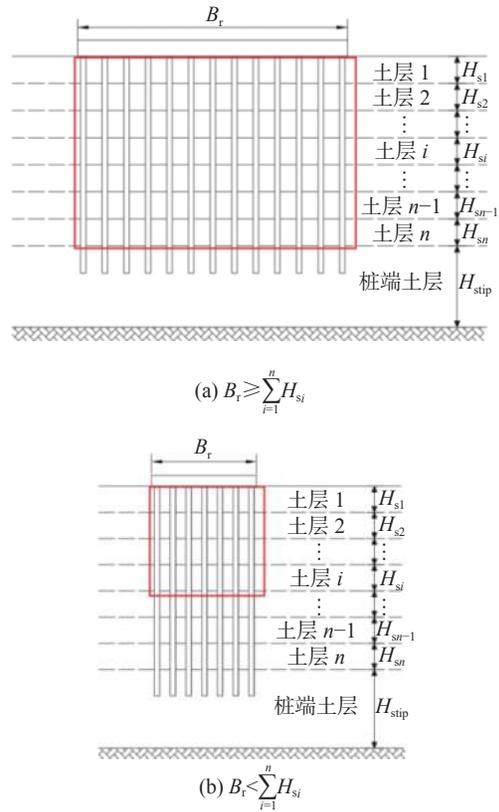


图 2 分层地基模量比示意图

筏板荷载分担比  $\alpha_r$  通常随  $s/d$  和  $B_r/l_p$  增加而增大, 随  $E_{\text{tip}}/E_{\text{rip}}$  增加而减小, 将上述各影响因素进行组合, 获得无量纲影响系数  $(s/d) \cdot (B_r/l_p) / (E_{\text{tip}}/E_{\text{rip}})$ 。图 3 给出了 Gibson 地基和分层地基中  $(s/d) \cdot (B_r/l_p) / (E_{\text{tip}}/E_{\text{rip}})$  与  $\alpha_r$  的关系。从图中散点分布趋势能够看出, 二者总体成正比关系, 并且可近似用线性关系拟合。杨 敏<sup>[11]</sup>、Yamashita 等<sup>[62]</sup> 提出采用合理的基础设计方案时, 减沉桩可比原桩基设计方法至少节约 30% 以上用桩量。以筏板荷载分担比  $\alpha_r$  不低于 30% 作为选用减沉桩基础设计需满足的基本条件, 则要求两种类型地基中无量纲影响系数分别不小于 2.3 和 1.5, 该值可作为保证筏板荷载分担比的下限值。需要指出的是, 针对深埋式桩筏基础的研究成果<sup>[28,63,64]</sup> 表明, 基坑开挖卸荷改变了坑底土体原先的应力状态和压缩特性, 靠近坑底的土体刚度(回弹再压缩模量)较先前有所提高, 本文案例分析未计入该有利因素的影响。

### 3 减沉桩基础设计方法

#### 3.1 设计原则

从桩筏基础安全性角度来看, 当天然地基承载力较上部荷载明显偏低时, 为保证基础体系具有足够的安全度, 不应考虑筏板对承载力的贡献; 当天然地基承载力与给定上部荷载相差不大, 但承载力安全度

表5 Gibson地基桩筏基础工程实例

建筑物类型	场地类型	$D_{pr}/m$	$B_f/m$	$l_p/m$	$s/d$	$E_{prip}/E_{rip}$	$\alpha_{raft}/\%$	$s_{avg}/mm$	文献来源
30层大楼	硬黏土	3.0	21	20	3.5	4.4	20	150	[25]
64层大楼*	硬黏土	14.0	59	35	6.4	3.1	43	144	[4]
53层大楼*	硬黏土	14.0	54	30	6.0	2.8	51	110	[4]
29层大楼*	硬黏土	15.8	44	22	5.5	2.2	60	60	[25]
32层大楼*	硬黏土	13.5	118	30	6.0	2.8	62	80	[25]
14层大楼*	硬黏土	8.0	101	34	5.8	4.2	60	50	[25]
57层大楼	硬黏土	21.0	62	30	3.3	2.3	15	25	[25]
38层大楼	硬黏土	13.4	44	35	4.3	3.2	27	55	[28]
121 m办公楼*	砂土	3.0	37	16	6.5	2.5	52	73	[16, 25]
103 m办公楼*	砂土	11.0	51	25	6.0	1.8	60	30	[16, 25]
90 m大楼	硬黏土	8.8	25	24.8	4.3	3.3	40	22	[56, 57]
19层大楼	硬黏土	7.5	34	15	3.2	2.6	19	33	[3]
16层大楼	硬黏土	2.5	29	13	3.6	2.2	25	16	[58]
7层会议中心*	硬黏土	13.7	47	16	5.6	2.1	70	14	[29, 59]
42层大楼	硬黏土	14.5	53	26.5	3.8	2.0	29	29	[3, 57]

注：“\*”表示按接近单桩竖向极限承载力进行设计； $D_{pr}$ 表示筏板埋深； $B_f$ 表示基础等效宽度； $l_p$ 表示桩长； $s/d$ 表示距径比； $\alpha_{raft}$ 表示筏板荷载分担比； $s_{avg}$ 表示基础平均沉降。

表6 分层地基桩筏基础工程实例资料汇总

建筑物类型	上覆土层/ 持力土层	$D_{pr}/m$	$B_f/m$	$l_p/m$	$s/d$	$E_{prip}/E_{rip}$	$\alpha_{raft}/\%$	$s_{avg}/mm$	文献来源
12层大楼*	淤泥质黏性土/砂质粉土夹粉砂	5.4	50.8	30	10.4	3.2	34	145(推算)	[10]
10层办公楼*	砂质粉土夹淤泥质粉质黏土/砂质粉土	4.3	27.4	28.4	4.8	2.4	30	60(推算)	[11]
51层办公楼	粉质黏土/砂砾	16	46.0	30	5	2.3	33	20(推算)	[60]
19层营业楼	粉质黏土/粉质黏土和黏土	6.5	34.1	7	4.2	2.3	44	22(推算)	[60]
6层营业楼*	淤泥质粉质黏土/粉质黏土	2.98	53.0	24	11.4	1.9	70	24	[61]
30层住宅楼	可塑-硬塑残积砂质黏土/硬塑-坚硬残积砂质黏土	10.5	47.3	10	7	2.1	88	39	[45]
30层住宅楼	可塑残积砂质黏土/硬塑残积砂质黏土	11	40.5	15	5.2	1.2	80	25	[45]
7层商业楼*	砂质粉土/砂土	6.5	94.3	25	4.5	1.2	69	10	[34]
52层办公楼*	黏质粉土与砂砾/砂砾	16	39.6	33.2	4.4	1.1	65	-	[30]

注：“\*”表示按相对较高的单桩竖向承载力进行设计；“-”表示数据不详。

仍略微偏低时，桩基具有补足天然地基承载力和控制基础沉降的双重作用，桩基承载力计算可采用较常规设计更低的安全系数；当天然地基承载力安全度足够而沉降量过大时，桩基可考虑按极限承载力进行设计。从筏板承载力发挥程度来看，筏板与群桩的竖向刚度比较接近或前者相对更大，有利于提高工作荷载下筏板对上部荷载的贡献。从桩身结构强度方面来看，桩基承载力发挥程度与桩位有关，内部基桩承载力发挥往往滞后于外部基桩，角桩和边桩一般更快进入桩周土极限承载阶段，为保证桩身强度不先于周围土体发生破坏，有必要规定桩身结构强度。

不论对软土还是硬土地基中的多层还是高层建筑，当天然地基承载力占上部荷载的比值越高，筏板底面土层与桩端持力层土体模量(刚度)相差越小时，按桩土共同作用进行设计能达到较好的工程应用效果。从工程实用角度出发，将减沉桩基础已有实践经验与本文案例分析结果相结合，提出适用于不同场地类型的减沉桩基础设计原则，即：

(1)天然地基承载力与上部荷载大小需满足以下关系：

$$f_{r,desn}A \geq \beta \cdot (F_k + G_k) \quad (4)$$

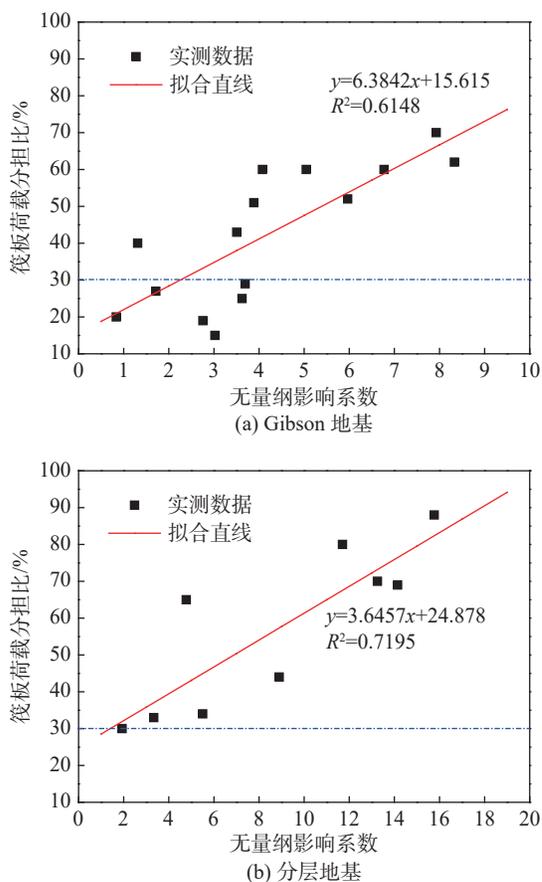


图3 无量纲影响系数与筏板荷载分担比关系

式中:  $f_{r,desn}$  为天然地基承载力特征值;  $A$  为筏板(或承台)的基底总面积;  $\beta$  建议取 0.5(软土地基)和 0.65(硬土地基)。

(2) 对于土体强度和刚度沿深度变化较明显的情况, 例如分层地基和 Gibson 地基, 考虑基础形状、桩位布置和土层性质等对筏板荷载分担比的影响, 其无量纲影响系数  $(s/d) \cdot (B_r/l_p) / (E_{pip}/E_{rip})$  建议分别不小于 2.3 和 1.5。

(3) 通过现场试桩确定的单桩极限承载力应能够维持稳定, 桩身结构设计强度不小于土体对桩极限承载荷载的 1.2 ~ 1.5 倍。

上述原则主要用于初步设计阶段判别减沉桩基础对拟建建筑物的适用性。

### 3.2 设计步骤

鉴于软土地基多层和小高层建筑应用减沉桩基础已有相对成熟的工程实用设计方法, 在满足上述设计原则和承载力-变形双重控制标准前提下, 本文提出适用于硬土地区高层建筑的减沉桩基础设计步骤:

(1) 当采用天然地基不能满足变形要求时, 根据筏板基础的埋深和尺寸, 确定作用于基础底面的荷载标准值  $F_k + G_k$ , 采用现行规范承载力公式<sup>[65-66]</sup> 计算

筏板下地基土承载力特征值  $f_{r,desn}$  (或极限值  $f_{r,ult}$ )。根据基础重要性等级和承载力计算理论的可靠性给定基础整体安全系数  $F_s$  (一般取 2 ~ 3), 根据以下条件确定单桩极限承载力发挥系数  $\eta_p$ :

① 若满足  $f_{r,desn}A \geq 0.65(F_k + G_k)$  且  $f_{r,desn}A < (F_k + G_k)$ ,  $\eta_p$  在 0.5 ~ 0.7 之间取值。

② 若满足  $f_{r,desn}A \geq (F_k + G_k)$  (或  $f_{r,ult}A \geq F_s \cdot (F_k + G_k)$ ),  $\eta_p$  在 0.8 ~ 1.0 之间取值。

③ 若上述条件①或②均无法满足, 则考虑按常规桩基础进行设计。

(2) 若天然地基承载力满足桩土共同作用设计要求, 根据勘察报告提供的场地土层特点, 确定桩型、桩身几何尺寸和桩端持力层, 估算地基土对桩基的极限支承能力, 尽可能使其与桩身结构设计强度相一致。由基础宽度、桩间距和土层模量等参数计算无量纲影响系数, 如计算结果满足设计原则(2)的要求, 继续以下设计步骤, 否则应按常规桩基础进行设计。

(3) 若筏板满足单独承担上部荷载的要求, 可按文献<sup>[10,67]</sup> 的方法计算桩数-沉降关系曲线, 根据建筑物允许变形值确定所需桩数。否则, 按下式计算满足基础整体安全度要求的桩数  $n_p$ :

$$n_p \geq \frac{F_s \cdot (F_k + G_k) - f_{r,ult}A}{\eta_p Q_{sp,ult}} \quad (5)$$

再验算基础沉降是否满足要求。若基础沉降量超过允许值, 首先考虑通过增加桩长以减小沉降, 并重新验算土体刚度增大系数  $\zeta$  是否满足要求。

(4) 高层建筑通常具有很大的结构和基础刚度, 当荷载分布较为均匀时, 可按等桩长和等桩距进行布桩。当上部荷载与结构刚度分布不均时, 从优化基础工作性状和减小基础差异沉降出发, 应考虑对桩位、桩长和筏板厚度等进行变刚度优化设计。

需要强调的是, 除天然地基承载力要求略有不同外, 软土地基减沉桩基础同样可参照上述步骤进行设计。

## 4 工程案例验证

### 4.1 Gibson 地基

文献 [58] 对某高层公寓桩筏基础设计与现场实测进行报道, 该建筑地面以上 16 层, 设 1 层地下室, 采用钢筋混凝土框架-剪力墙结构。筏板平面尺寸 43.3 m × 20.1 m, 埋深 2.5 m, 板厚 0.9 m。场地土层为典型的 Gibson 黏性土, 土层总厚度超过 80 m。如图 4 所示, 原设计方案采用 351 根直径 0.45 m 的钻孔灌注桩, 均匀布置, 桩长 13 m, 桩间距为 1.6 m (3.6d),

单桩竖向承载力设计值为 565 kN(桩侧和桩端承载力安全系数分别取 2 和 3)。基础底面作用总荷载为 156 MN(基底平均压力 179 kPa), 不考虑筏板对上部荷载的贡献。现场实测数据表明, 施工结束时基础平均沉降仅为 10 mm, 4 年后基础沉降增大到 17 mm, 角桩桩顶荷载约为内部桩的 2 倍。即使设计假定全部荷载由群桩承担, 筏板实际仍承担了约 25% 的上部荷载。

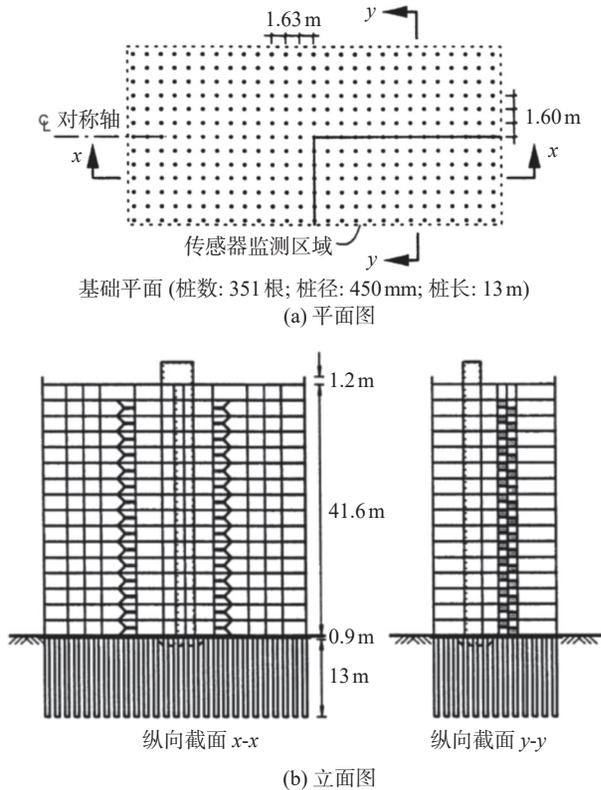


图 4 建筑物桩筏基础示意图(改自 Poulos<sup>[9]</sup>)

原位试验测试表明, 土体不排水抗剪强度 $c_u$ (单位: kPa)与深度 $z$ (单位: m)之间近似具有以下关系:

$$c_u = 78 + 7.3z \quad (6)$$

根据地基承载力理论推算筏板底面土体极限承载力为 576 kPa, 地基承载力设计值取 192 kPa(安全系数取 3), 天然地基承载力满足率大于 1, 基础安全度能够满足设计要求, 考虑按单桩极限承载力进行设计。对现场单桩荷载试验进行反分析, 经试算得到桩顶荷载-沉降关系见图 5。由图 5 单桩荷载-沉降曲线推断, 桩顶加载到最大值时单桩荷载-沉降曲线并未出现明显陡降, 故单桩极限承载力可取 1500 kN。

本案例 $B_r/l_p=2.27$ ,  $E_{prip}/E_{rtip}=2.2$ , 假定桩间距不小于  $6d$ , 无量纲影响系 $(s/d) \cdot (B_r/l_p)/(E_{prip}/E_{rtip}) = 6.2 > 2$ , 筏板荷载分担比基本能够保证。按沉降控制变形理论, 计算基础采用不同桩数时的沉降量和桩土

荷载分担比。

由图 6 可知, 采用 351 根桩时基础沉降计算值和实测沉降值非常接近, 但计算的筏板荷载分担比实际偏低。当用桩量超过 180 根时, 桩数减少对基础沉降和桩土荷载分担比的影响均较小。当桩数减少到实际设计值的 1/5(70 根)时, 基础整体安全系数由 6.2 降低至 3.6, 但沉降量仅增加 12 mm, 筏板对荷载的贡献度提高到 40%。若基础最大允许沉降选取 25 mm, 用桩量可至少节约 70%(3260 延长米)。

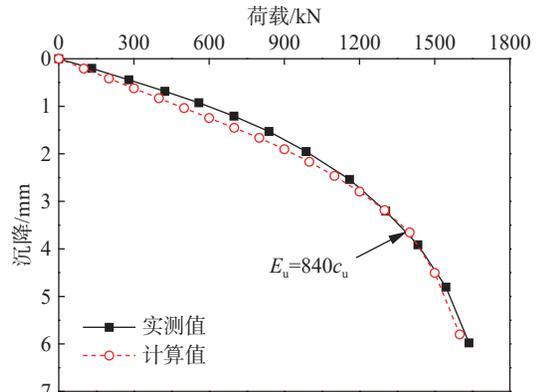
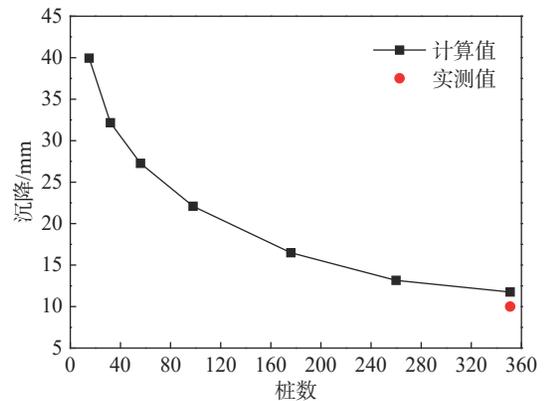
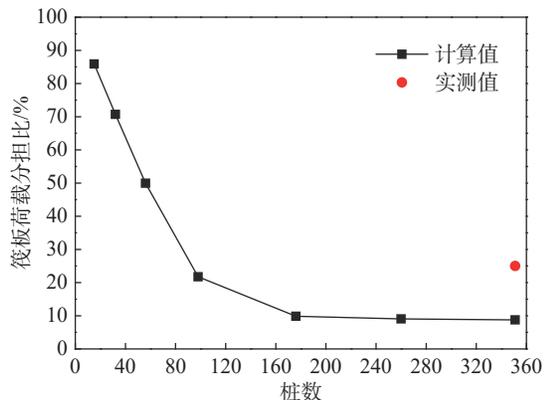


图 5 单桩荷载-沉降曲线对比



(a) 桩数-基础沉降关系



(b) 桩数-筏板荷载分担比关系

图 6 不同桩数对应的沉降和筏板荷载分担比

#### 4.2 分层地基

文献 [10] 报道了某 12 层办公楼桩筏基础设计

案例,该建筑设一层地下室,基础埋深 5 m,基础面积约 2580 m<sup>2</sup>。场地 30 m 以内主要为压缩性较大的软土,土层物理力学参数见表 7。该大厦原先按常规桩基础设计,采用 276 根钢筋混凝土预制方桩,桩径 40 cm,长 30 m,桩端持力层为砂质-黏质粉土层,筏板厚 1.2 m,底部为淤泥质粉质黏土层。为减少打桩对周围建筑和管线的不利影响,考虑按桩土共同作用进行桩基设计。

表 7 筏板下地基土物理力学参数

土体类别	厚度/ m	重度/ (kN·m <sup>-3</sup> )	压缩 模量/MPa	极限摩 阻力/kPa	极限端 阻力/kPa
淤泥质粉质黏土	5.0	17.8	2.5	15	
黏土	10.0	17.6	2.46	21	
粉质黏土	12.8	18.1	3.95	50	
砂质-黏质粉土	7.2	19.4	5.29	55	1200
砂质粉土夹粉砂	4.4	20.0	12.21	60	2000
灰色粉质黏土	未穿透	19.2	5.12	70	4000

根据《建筑地基基础设计规范》<sup>[5]</sup>计算筏板下地基承载力设计值为 130 kPa,与基底压力 139 kPa 相当,筏板基础承载力满足要求。但计算筏板总体沉降达 68 cm,考虑在筏板下布桩以减小基础沉降。桩基持力层、桩型和尺寸均同原设计,计算桩数采用单桩竖向极限承载力。本案例 $B_r/l_p=1.7$ , $E_{p\text{tip}}/E_{r\text{tip}}=1.9$ ,假定桩间距  $s$  为  $6d$ ,无量纲影响系数 $(s/d) \cdot (B_r/l_p) / (E_{p\text{tip}}/E_{r\text{tip}})=5.4 > 1.5$ ,筏板荷载分担比能得到保证。由于无桩筏板基础地基承载力基本能满足安全度要求,故可直接由沉降计算结果确定桩数,无需对基础承载力安全度进行校核。桩数-沉降关系计算结果见图 7。

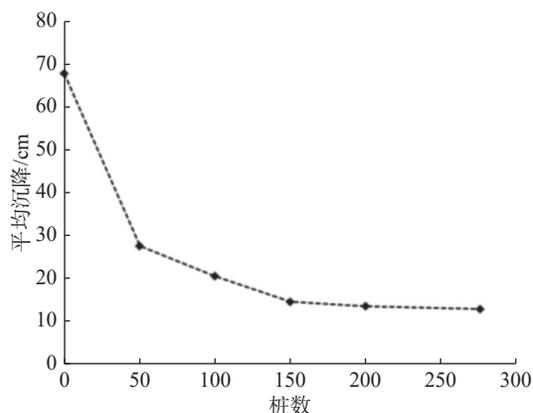


图 7 基础整体沉降随桩数变化曲线

可以看出,随着桩数增加,桩筏基础的整体平均沉降逐渐减小,桩数越少,沉降减少越快,桩数增多,沉降减少量变缓并逐渐趋于水平,增加桩数对沉降控制效果变得有限。按照原设计方案,采用 276 根桩

时基础沉降为 12.8 cm,采用 150 根桩时基础沉降为 14.5 cm,桩数减少近一半,沉降差仅 2 cm,表明减少部分用桩量并不会对基础沉降产生太大影响。本项目最终设计确定采用 150 根桩。根据内力结算结果,筏板厚度改为 1.0 m,估算的基础最终沉降量约 105 ~ 145 mm。现场实测结果表明,基础施工阶段桩基承担的荷载很小,荷载大部分由筏板下地基土承担,实测基础沉降几乎为零。修改后的基础设计方案与原设计相比桩数减少 45%。

## 5 结论

(1)减沉桩基础对多种场地和建筑物类型具有良好的适应性,只要设计方法得当,完全能满足建筑物对基础承载力和变形控制的要求。基础重要性等级、天然地基承载力和桩土刚度分布是决定减沉桩能否成功应用的关键影响因素。

(2)从节约桩数和保证基础安全性角度来看,满足减沉桩应用的天然地基承载力强度要求与土体类别有关。对于软土地基中的多层和小高层建筑,地基承载力满足率不应低于 0.5;对于硬土地基中的高层建筑,不应低于 0.65。从保证筏板承载力贡献率来看,Gibson 地基和分层地基中的无量纲影响系数分别不应低于 2.3 和 1.5。

(3)基于对天然地基承载力与上部荷载关系、基础几何尺寸与桩位布置和土层刚度分布的认识,提出适用于不同类型场地的减沉桩基础设计原则和设计方法,并通过实际桩筏基础工程案例验证本文减沉桩设计方法的可行性。

## 参 考 文 献

- [1] ZEEVAERT L. Compensated friction-pile foundation to reduce the settlement of buildings on the highly compressible volcanic clay of Mexico City[C]// Proceedings 4th ICSMFE, London, 1957, 2: 81-86.
- [2] BURLAND J B, BROMS B B, DE MELLO V H B. Behaviour of foundation and structure[C]// Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977, 2: 495-546.
- [3] COOKE R W. Piled raft foundations on stiff clays - a contribution to design philosophy[J]. *Geotechnique*, 1986, 36(2): 169-203.
- [4] FRANKE E, EI-MOSSALLAMY Y, WITTMANN P. Calculation methods for raft foundations in Germany[J]. Design applications of raft foundations, 2000: 283-322.
- [5] POULOS H G. Piled raft foundations: design and applications[J]. *Geotechnique*, 2001, 51(2): 95-113.
- [6] RANDOLPH M F. Science and empiricism in pile

- foundation design[J]. *Geotechnique*, 2003, 53(10): 847-876.
- [7] 黄绍铭, 王迪民, 裴捷, 等. 按沉降量控制的复合桩基设计方法(上)[J]. *工业建筑*, 1992, 22(7): 34-36.
- [8] 黄绍铭, 王迪民, 裴捷, 等. 按沉降量控制的复合桩基设计方法(下)[J]. *工业建筑*, 1992, 22(8): 41-44.
- [9] 宰金珉. 复合桩基设计的新方法 [C]//第七届土力学及基础工程学术会议论文集, 西安: 1994: 611-615.
- [10] 杨敏, 艾智勇. 以沉降控制为基础的桩基础设计理论与工程实践 [C]//中国土木工程学会第八届年会论文集, 北京: 1998, 3: 432-436.
- [11] 杨敏. 基于变形控制设计原则的减少沉降桩基础研究(英文)[J]. *岩土工程学报*, 2000, 22(4): 481-486.
- [12] 赵锡宏, 董建国. 桩基减少桩数与沉降问题的研究 [J]. *土木工程学报*, 2000, 33(3): 71-74.
- [13] 刘金砺, 迟铃泉. 桩土变形计算模型和变刚度调平设计 [J]. *岩土工程学报*, 2000, 22(2): 151-157.
- [14] 管自立. 疏桩基础理论与实践 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- [15] HANSBO S, JENDEBY L. A case study of two alternative foundation principles: conventional friction piling and creep piling[J]. *Vag-och Vattenbyggaren*, 1983, 7(8): 29-31.
- [16] LONG P D, VIETNAM W S P. Piled raft—a cost-effective foundation method for high-rises[J]. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 2010, 41(3): 1-12.
- [17] 管自立. 疏桩基础设计实例分析与探讨(一)[J]. *建筑结构*, 1993, 10(6): 26-31.
- [18] 管自立. 疏桩基础设计实例分析与探讨(续)[J]. *建筑结构*, 1993, 23(11): 42-46.
- [19] 宰金珉. 桩土明确分担荷载的复合桩基及其设计方法 [J]. *建筑结构学报*, 1995, 16(4): 66-74.
- [20] 刘惠珊. 高层建筑补偿式基础的改进—半补偿的疏桩基础 [C]//中国土木工程学会第八届土力学及岩土工程学术会议论文集, 南京: 1999: 334-337.
- [21] KAKURAI M, YAMASHITA K, TOMONO M. Settlement behavior of piled raft foundation on soft ground[C]//Proceedings 8th Asian Regional Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, Kyoto, 1987, 1: 373-376.
- [22] SOMMER H, TAMARO G, DEBENEDITTIS C. Messe Turm, foundations for the tallest building in Europe[C]//Proceedings 4th. International Deep Foundation Institute Conference, Stresa, 1991: 139-145.
- [23] JGJ 94—2008 建筑桩基技术规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- [24] RANDOLPH M F. Design methods for pile groups and piled rafts[C]//Proceedings 13th ICSMFE, 1994, 5: 61-82.
- [25] KATZENBACH R, ARSLAN U, MOORMANN CHR. Piled raft foundation projects in Germany[J]. Design applications of raft foundations, 2000: 323-392.
- [26] TAN Y C, CHOW C M, GUE S S. Piled raft with different pile length for medium-rise buildings on very soft clay[C]//Proceedings 16th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, Osaka, 2005, 3: 2045-2048.
- [27] TAN Y C, CHEAH S W, TAHA M R. Methodology for design of piled raft for 5-story buildings on very soft clay[C]//Foundation Analysis and Design: Innovative Methods (GSP 153), ASCE, 2006: 226-233.
- [28] SALES M M, SMALL J C, POULOS H G. Compensated piled rafts in clayey soils: behaviour, measurements, and predictions[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2010, 47(3): 327-345.
- [29] BURLAND J B, KALRA J C. Queen Elizabeth II Conference Centre: Geotechnical aspects[J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1986, 80(6): 1479-1503.
- [30] ALLIEVI L, FERRERO S, MUSSI A, et al. Structural and geotechnical design of a piled raft for a tall building founded on granular soil[C]//Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2013: 2659-2661.
- [31] DE SANCTIS L, RUSSO G. Analysis and performance of piled rafts designed using innovative criteria[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2008, 134(8): 1118-1128.
- [32] SMITH D M A, RANDOLPH M F. Piled raft foundations- a case history[C]//Proceedings of Conference Deep Foundation Practice, 1990: 237-245.
- [33] BADELOW F, POULOS H G, SMALL J C, et al. Economic foundation design for tall buildings[C]//Proceedings of the 10th International Conference on Piling and Deep Foundations, Amsterdam, 2006: 200-209.
- [34] SONODA R, MATSUMOTO T, KITAYODOM P, et al. Case study of a piled raft foundation constructed using a reverse construction method and its post-analysis[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2009, 46(2): 142-159.
- [35] YAMASHITA K, KAKURAI M, YAMADA T, et al. Settlement behaviour of a five-story building on a piled raft foundation[C]//Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 1993: 351-356.
- [36] YAMASHITA K, KAKURAI M, YAMADA T. Investigation of a piled raft foundation on stiff clay [C]//Proceedings 13th International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering, New Delhi, 1994, 2: 543-546.
- [37] YAMASHITA K, KAKURAI M. Settlement behaviour of the raft foundation with friction piles[C]//Proceedings

- 4th International Conference Piling Deep Foundations, Stresa, Italy, 1991, 1: 461-466.
- [38] BAKER C N, SMITH B E, NIELSEN H. Use of highly stressed piles to control settlement[C]//Proceedings 4th International Conference Piling Deep Foundations, Stresa, Italy, 1991, 1: 331-336.
- [39] KHOURY M C, POEPEL A R, GALLAGHER M J. Piled rafts in New York City-Design overview and case history[C] //Indian Geotechnical Conference-2010, 2010 IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay, 2010: 715-718.
- [40] SALLAM A M, JAMMAL S E. Settlement-control piles to optimize the mat foundation of a high-rise building in Downtown Orlando[C]//Art of Foundation Engineering Practice, ASCE, 2010: 605-619.
- [41] POULOS H G. The design of foundations for high-rise buildings[J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Civil Engineering*, 2010, 163(6): 27-32.
- [42] HANSBO S. Foundations on friction creep piles in soft clays[C]//1st International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Missouri University of Science and Technology, 1984: 913-922.
- [43] LIEW S S, GUE S S, TAN Y C. Design and instrumentation and results of a reinforcement concrete piled raft supporting 2500 ton oil storage tank on very soft alluvium deposits[C] //9th International Conference of Piling and Deep Foundations, ASCE, 2002.
- [44] 宰金珉,周 峰,梅国雄,等. 自适应调节下广义复合基础设计方法与工程实践 [J]. *岩土工程学报*, 2008, 30(1): 93-99.
- [45] 梅国雄,周 峰,吴志斌. 桩土共同作用的若干实现方法及其应用 [M]. 北京: 科学出版社, 2013.
- [46] 何颐华,金宝森. 高层建筑箱形基础加摩擦群桩的桩土共同作用 [J]. *岩土工程学报*, 1990, 12(3): 53-65.
- [47] 宰金珉. 塑性支承桩——卸荷减沉桩的概念及其工程应用 [J]. *岩土工程学报*, 2001, 23(3): 273-278.
- [48] TANG Y J, PEI J, ZHAO X H. Design and measurement of piled-raft foundations[J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, 2014, 167(5): 461-475.
- [49] DGJ 08—11—2010 地基基础设计规范 [S].
- [50] DB 33/1001—2003 建筑地基基础设计规范 [S]. 杭州: 浙江大学出版社, 2003.
- [51] SKEMPTON A W, MACDONALD D H. The allowable settlements of buildings[J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1956, 5(6): 727-768.
- [52] ZHANG L, NG A M Y. Limiting tolerable settlement and angular distortion for building foundations[C]// Probabilistic Applications in Geotechnical Engineering, GSP, 2006, 170: 1-11.
- [53] POULOS H G. Foundation design for tall buildings[J]. *Geotechnical Engineering State of the Art and Practice*, 2012: 786-809.
- [54] 董建国,赵锡宏. 高层建筑地基基础——共同作用理论与实践 [M]. 上海: 同济大学出版社, 1997.
- [55] GB 50007—2011 建筑地基基础设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.
- [56] HOOPER J A. Observations on the behaviour of a piled-raft foundation on London Clay[J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1973, 55(4): 855-877.
- [57] HOOPER J A. Review of behaviour of piled raft foundations[R]. Construction Industry Research and Information Association, 1979.
- [58] COOKE R W, SILLETT D F, BRYDEN S D W, et al. Some observations of the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft foundation in London Clay[J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1981, 70(3): 433-460.
- [59] PRICE G, WARDLE I F. Queen Elizabeth II Conference Centre: monitoring of load sharing between piles and raft[J]. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1986, 80(6): 1505-1518.
- [60] 宰金珉. 复合桩基理论与应用 [M]. 北京: 知识产权出版社, 2004.
- [61] 徐 骥,方鹏飞,朱向荣. 复合桩基在杭州百货大楼二期工程中的应用 [C]//第十届全国结构工程学术会议论文集(第II卷), 2001: 594-598.
- [62] YAMASHITA K, YAMADA T, HAMADA J. Investigation of settlement and load sharing on piled rafts by monitoring full-scale structures[J]. *Soils and Foundations*, 2011, 51(3): 513-532.
- [63] POULOS H G. Piled raft and compensated piled raft foundations for soft soil sites[C]//Advances in Designing and Testing Deep Foundations, ASCE, 2005: 214-235.
- [64] 纠永志. 开挖条件下软粘土地基桩筏非线性分析 [D]. 上海: 同济大学, 2015.
- [65] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: Wiley, 1943.
- [66] BRINCH HANSEN J. A revised and extended formula for bearing capacity[J]. *Geoteknisk Institut bulletin*, 1970, 28: 5-11.
- [67] 杨 军. 桩基沉降控制机理的理论与离心模型试验研究 [D]. 上海: 同济大学, 2017.