

ZHUANGJI GONGCHENG JISHU JINZHAN

# 桩基工程技术进展

(2005)

刘金砺 主编

李大展 高文生 副主编

知识产权出版社

# 桩基工程技术进展(2005)

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会桩基础学术委员会  
中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础分委员会  
第七届桩基工程学术年会论文集  
(2005年9月 浙江宁波)

主编 刘金砺  
副主编 李大展 高文生

知识产权出版社

### 图书在版编目(CIP)数据

桩基工程技术进展(2005):第七届桩基工程学术年会  
论文集/刘金砺主编. —北京:知识产权出版社,2005.9  
ISBN 7-80198-167-7

I. 桩… II. 刘… III. 桩基础-学术会议-文集  
IV. TU473.1-53

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2005)第 101169 号

本书的所有版权受到保护,未经出版者书面许可,任何人不得以任何方式和  
方法复制抄袭本书的任何部分,违者皆须承担全部民事责任及刑事责任。

---

### 桩基工程技术进展(2005)

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会桩基础学术委员会  
中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础分委员会  
第七届桩基工程学术年会论文集

刘金砺 主编

李大展 高文生 副主编

责任编辑:陆彩云 荆成恭 装帧设计:段维东

责任出版:杨宝林

知识产权出版社出版、发行

地址:北京市海淀区马甸南村1号

通信地址:北京市海淀区蓟门桥西土城路6号 邮编:100088

网址:<http://www.cnipr.com>

(010)82000893 (010)82000860 转 8101

北京白帆印务有限公司印刷

新华书店经销

2005年9月第1版 2005年9月第1次印刷

开本:787mm×1092mm 1/16 印张:21 字数:520千字

ISBN 7-80198-167-7/T·155

定 价:50.00元

如有印装质量问题,本社负责调换。

## 前 言

中国土木工程学会土力学及岩土工程分会桩基础学术委员会和中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础分委员会第七届桩基工程学术年会定于 2005 年 9 月在浙江省宁波市召开,主题是桩基工程技术进展(2005)。为筹备本次学术会议成立了论文编辑组,负责论文集的编辑出版工作。

本届学术会议发出征文通知以来,共收到论文 94 篇,本论文集选人论文 60 篇。内容包括:桩基工程规范标准、试验研究与设计理论、设计计算方法与应用、施工技术与应用、检测技术和复合地基技术六个方面。这些论文大体反映了我国土力学和岩土工程科技工作者最近两年来在桩基础工程方面的研究成果、工程实践经验和新技术研发概况。本届年会的论文特点之一是,对于近年来我国预应力混凝土管桩大面积应用实践中反映的设计施工经验文章数量多,成为热点之一。特点之二是关注相关标准,对修编中的《建筑桩基技术规范》中的若干技术焦点进行了剖析,对修编内容提出了某些建议;对预应力管桩标准图使用中的问题进行了讨论等。本届年会的召开,将进一步活跃学术气氛,为促进桩基工程技术的发展和作出贡献。

本论文集能在会前正式出版,首先是广大作者踊跃投稿、大力支持,同时知识产权出版社给予了积极协助,在此深表谢意。限于我们的水平和经验,论文编辑中缺点在所难免,请作者和读者批评指正。

# 目 录

## 一、标准与综述

- 《建筑桩基技术规范》(修订)若干技术焦点剖析..... 刘金砺 (1)
- 关于《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94)中某些条款的商榷及修订建议  
..... 周 湘 周安全 (19)
- 先张法预应力高强混凝土管桩有关问题的分析与讨论 ..... 陈义侃 黄志雄 (24)
- 先张法预应力高强混凝土管桩的设计与施工 ..... 陈义侃 黄志雄 (31)
- 基桩混凝土强度评定应考虑混凝土工艺影响 ..... 王公山 (34)
- 桩在中国的起源、应用与发展..... 史佩栋 洪永星 (38)

## 二、试验研究与设计理论

- 复合桩基塑性支撑概念的模型试验机理分析  
..... 辛金珉 蒋 刚 王旭东 李雄威 (48)
- 桩基及壳体基础设计计算中的三个问题 ..... 徐文忠 (55)
- 黏弹性半空间嵌岩桩的非线性力学行为  
..... 罗仁安 宋喜艳 卢卫中 胡育佳 程昌钧 (61)
- 基于荷载传递混合型的单桩承载力非线性模型 ..... 李 伟 朱慈勉 (67)
- 高强预应力混凝土管桩竖向承载力性状试验 ..... 苏振明 陈拥军 辛艺阳 (72)
- 浅谈静压管桩的承载力 ..... 温成世 郭 巍 (80)
- PTC 预应力管桩施工对周围土体强度影响的试验研究 ..... 余 阔 刘松玉 (84)
- CCTV 新址主楼  $\phi 1200\text{mm}$  钻孔灌注桩承载特性研究  
..... 邹东峰 钟冬波 徐 寒 (90)
- 嵌岩深度对岩溶顶板承载力的影响 ..... 刘铁雄 曹华先 彭振斌 (97)
- PHC 桩填芯对静载试验影响的非线性分析 ..... 符 勇 楼晓明 (102)
- 超长桩荷载-沉降曲线拟合分析 ..... 方鹏飞 何敏斐 (110)
- 大直径软岩嵌岩桩上覆土层侧阻发挥系数取值分析..... 蔡江东 姜振泉 (115)
- 某工程两软岩嵌岩桩承载力差异原因分析..... 蔡江东 姜振泉 (121)
- 基于统一极限抗力分布的侧向受荷桩分析 ..... 朱碧堂 杨 敏 W·D·Guo (126)
- 考虑水平位移协调下矩形桩的荷载沉降弹性解..... 洪 鑫 史春乐 (136)
- 湿陷性黄土场地上基桩负摩擦力探讨..... 胡启胜 陈文艳 (143)

## 三、设计计算方法与应用

- 温州软土地基先张法预应力混凝土管桩设计中的一些问题  
..... 张清华 胡晓阳 俞益平 (148)
- 复合桩基在软土地基的工程实践..... 黄上进 陈楚娟 (153)
- 刚柔性桩复合地基设计与应用..... 许国祥 凌 珊 (159)
- 嵌岩桩优化设计..... 章 征 (163)
- 南汇区康桥镇“四高”示范居住区 3<sup>#</sup> 地块桩基优化设计  
..... 梅英宝 钟 铮 许 抒 (169)

大直径灌注桩单桩沉降量计算精度比较.....	温成世	(173)
基坑支护桩配筋的优化设计.....	徐洋 何丽波 许国平	(176)
天安广场 C 型高层建筑粉煤灰混凝土桩基础设计 .....	蔡隆俊 黄晓晖	(181)
万豪世纪中心桩基础设计优化.....	刘金波 刘金砺 邱明兵	(187)

#### 四、施工技术及应用

AM 工法旋挖扩底灌注桩及其工程应用.....	高文生 王福林	(194)
某建筑工程钻孔灌注桩事故处理.....	陈希泉 李华 邹庆祥	(199)
预应力混凝土管桩在软土地基中应用的若干问题.....	吴春菲	(204)
管桩应用中的几个问题.....	褚长有 梁琳 蔡长庚	(208)
舟山市某工程预应力管桩施工中拒打现象分析 .....	叶海平 田辉 黄海频 涂荫玖 潘健	(212)
天津地区预应力管桩施工中常见问题分析.....	王华 周建勇 王欣华	(215)
解决天津地区预应力混凝土管桩施工问题的几个方法 .....	王欣华 王华 康宪泉	(220)
预制管桩在珠海地区应用过程中的几个突出问题.....	黄良机 林奕禧	(222)
预应力混凝土管桩机械快速螺纹连接技术及其推广应用.....	林基	(229)
管桩(机械)快速接头的技术性能及其在工程中的应用 .....	蔡长庚	(233)
冲(钻)孔灌注桩钢筋笼直螺纹连接施工技术.....	赖金耀	(236)
锚杆静压桩在新建建筑加固中的应用.....	王旭东 周峰	(240)
超长细比锚杆静压桩在软土地基加固工程中的应用 .....	阳吉宝 谢石连 崔永高 梁治国 李猛	(245)
灌注桩后压浆工艺在太原地区的应用及存在问题.....	王敏泽 王茂桑	(249)
广州跑马地居住小区 A1-3 栋 CRG 桩试验研究分析 .....	唐孟雄 陈如桂 陈伟 杨成奎	(253)
浅谈灌注桩桩端后压浆技术.....	邰玉彬 王常清	(259)
西安地区后注浆钻孔灌注桩施工质量影响因素及对策.....	费鸿庆	(264)
钻孔灌注桩施工质量与承载力关系的分析.....	朱奎 黄宗煜 范福东	(268)

#### 五、检测技术

杭州湾跨海大桥桩基承载力试验研究.....	戴国亮 龚维明	(270)
桩端后注浆灌注桩承载能力的自平衡法测试研究.....	王卫东 吴江斌 李进军	(277)
采用多种检测方法综合确定 PHC 桩补强方案 .....	黄阳 韩高升 柳春	(283)
某工程嵌岩桩基质量检测及其安全性评估.....	刁学优	(289)
深层平板载荷试验确定大直径桩桩端阻力.....	张海峰	(294)
西安地区后注浆钻孔灌注桩施工质量检测方法和评价.....	费鸿庆	(300)
大直径桩端阻力原位试验刍议.....	彭柏兴 王星华	(304)

#### 六、复合地基技术

梁板式筏形基础下的 CFG 桩复合地基设计 .....	王昆泰 张武	(308)
加芯搅拌桩地基基础设计施工要点.....	饶英伟	(314)
双向搅拌桩加固软土地基试验研究.....	刘松玉 席培胜 储海岩 宫能和	(319)
CFG 桩复合地基基层效应的现场试验研究 .....	吉同元 刘松玉 杜广印 曾开华 余闯	(325)

# 一、标准与综述

## 《建筑桩基技术规范》(修订)若干技术焦点剖析

刘金砺

(中国建筑科学研究院地基基础研究所 北京 100013)

**【摘要】** 本文针对《建筑桩基技术规范》(修订)中的若干技术焦点进行剖析。这些焦点包括:两类极限状态;变刚度调平概念设计;桩的分类、选型与误区;嵌岩桩承载力;桩土共同工作;桩身受压承载力;后注浆的技术关键与误区。结合 JGJ 94—94 规范的使用经验,融合科研成果,剖析其概念、机理及工程应用中应予注意的问题。

**【关键词】** 极限状态;变刚度调平设计;桩的选型;嵌岩桩;共同工作;桩身受压承载力;后注浆;误区

### 1 引言

《建筑桩基技术规范》自 1994 年颁布实施以来,经历了我国工程建设空前发展期,为修编该规范打下了扎实的技术基础。首先,在此期间,应用本规范进行设计施工积累了丰富的经验;其二,在此期间我国桩基工程技术进步显著,设计理念与方法有所创新,成桩工艺与设备的自主研发和引进交融生辉;其三,国家技术政策体现科学发展观,安全和科技更显突出,相关标准规范相继调整出台。建筑桩基技术规范在这样的背景下修订,彰显以下理念:概念为先,机理为本;先进可行,切合国情;质量可控,环保经济。现就七个焦点问题进行剖析。

### 2 两类极限状态

#### 2.1 桩基承载能力极限状态

由于以下三方面原因,新规范改变 JGJ 94—94 规范桩基承载能力概率极限状态设计法,采用以综合安全系数  $k$  代替荷载分项系数和抗力分项系数,以单桩极限承载力为参数确定抗力,以荷载效应标准组合为作用力的设计表达式。

(1)与《建筑地基基础设计规范》GB 5007—2002 的设计原则一致,以方便使用。

(2)关于不同桩型和成桩工艺对极限承载力的影响,实际上已反映于给出的极限侧阻力、极限端阻力经验参数和单桩极限承载力按静载试验确定,因此原采用承载力分项系数反映桩型和成桩工艺影响的实际意义并不明显。

(3)鉴于地基土性的不确定性对基桩承载力可靠性影响的分析目前仍处于探索阶段, JGJ 94—94 的承载力概率极限状态设计模式尚属不完全的可靠性分析设计。

## 2.2 桩基正常使用极限状态

由于问题的复杂性,以桩基的变形、抗裂与裂缝宽度为控制内涵的正常使用极限状态计算,如同上部结构一样从未实现以可靠性分析为基础,以分项系数表达的概率极限状态设计。因此,正常使用极限状态设计计算维持 JGJ 94—94 规范的规定。

## 3 变刚变调平概念设计

### 3.1 天然地基箱基的变形特征

图 1 所示为北京中信国际大厦天然地基箱形基础竣工时和使用 3.5 年相应的沉降等值线。该大厦高 104.1m,框筒结构;双层箱基,高 11.8m;地基为砂砾与黏性土交互层。1984 年建成至今 20 年,最大沉降由 6.0cm 发展至 12.5cm,最大差异沉降  $\Delta S_{\max} = 0.004L_0$ ,超过规范允许值  $[\Delta S] = 0.002L_0$  ( $L_0$  为二测点距离)一倍,碟形沉降明显。

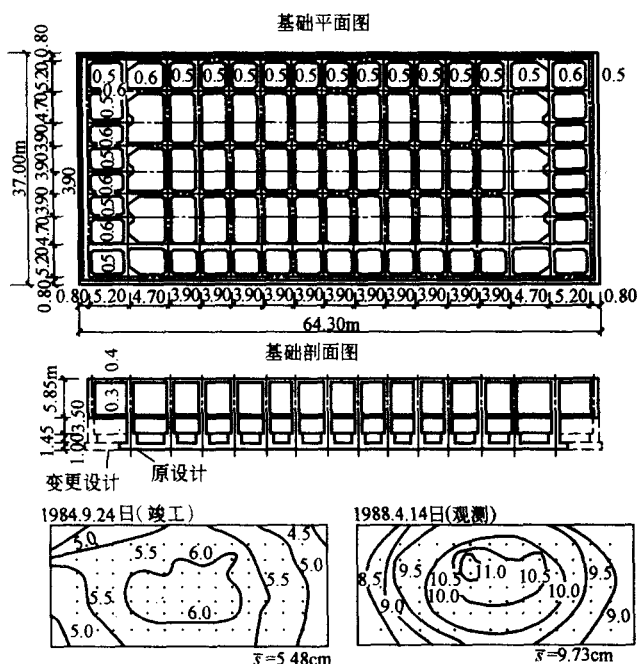


图 1 北京中信国际大厦箱基沉降等值线(单位:cm)

### 3.2 桩筏基础的变形特征

图 2 为北京南银大厦桩筏基础建成 1 年的沉降等值线。该大厦高 113m,框筒结构;采用  $\phi 400$ PHC 管桩,桩长  $L = 11\text{m}$ ,均匀布桩,筏板厚 2.5m。建成 1 年,最大差异沉降  $\Delta S_{\max} = 0.002L_0$ 。由于桩端以下有黏性土下卧层,桩长相对较短,预计最终最大沉降量将达 7.0cm 左右, $\Delta S_{\max}$  随之有所增大。沉降分布与天然地基上箱基类似,呈明显碟形。

### 3.3 均匀布桩的桩顶反力分布特征

图 3 所示为武汉某大厦桩箱基础的实测桩顶反力分布。该大厦为 22 层框剪结构,基桩为  $\phi 500$ PHC 管桩,桩长 22m,均匀布桩,桩距  $3.3d$ ,桩数 344 根,桩端持力层为粗中砂。由图 3 看出,随荷载和结构刚度增加,中、边桩反力差增大,最终达 1:1.9,呈马鞍形分布。



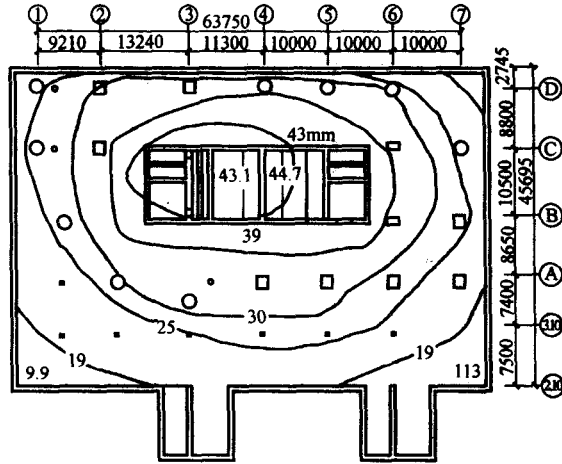


图2 北京南银大厦桩筏基础沉降等值线(建成1年,单位:mm)

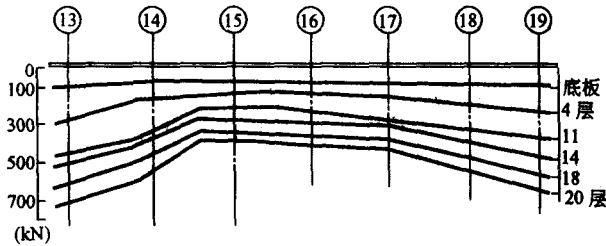


图3 武汉某大厦桩箱基础桩顶反力实测结果

### 3.4 碟形沉降和马鞍形反力分布的负面效应

#### (1) 碟形沉降

约束状态下的非均匀变形与荷载一样也是一种作用,受作用体将产生附加应力。箱筏基础或桩承台的碟形沉降,将引起自身和上部结构的附加弯、剪内力乃至开裂。

#### (2) 马鞍形反力分布

天然地基箱筏基础土反力的马鞍形反力分布的负面效应将导致基础的整体剪力和弯矩增大。以图1北京中信国际大厦为例,土反力按《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》JGJ 6—99 所给反力系数,近似计算中间单位宽板带核心筒一侧的附加弯矩较均布反力增加16.2%。根据图3所示桩箱基础实测反力内外比达1:1.9,由此引起的整体弯矩增量比天然地基更大。

### 3.5 变刚度调平概念设计

天然地基和均匀布桩的初始竖向支承刚度是均匀分布的。设置于其上的有限刚度的基础(承台)受均布荷载作用时,由于地基土、桩土的相互作用导致地基或桩群的竖向刚度分布发生内弱外强变化,沉降变形出现内大外小的碟形分布,基底反力出现内小外大的马鞍形分布。

当上部结构为荷载与刚度内大外小的框筒结构时,碟形沉降会更趋明显。为避免上述负面效应,突破传统设计理念,通过调整地基或基桩的刚度分布,促使差异沉降减到最小,基

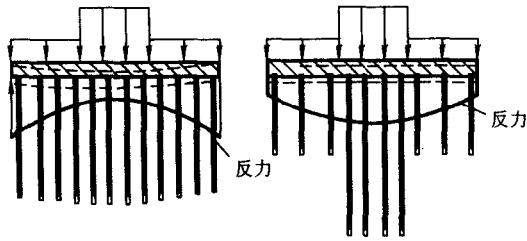


图4 均匀布桩与变刚度布桩的变形与反力示意

础或承台内力显著降低。这就是变刚度调平概念设计的内涵<sup>[2]</sup>。

#### (1) 局部增强

在采用天然地基时,突破纯天然地基的传统观念,对荷载集度高的区域如核心筒等实施局部增强处理,包括采用局部桩基或局部刚性桩复合地基(图5(a))。

#### (2) 桩基变刚度

当整体采用桩基时,对于框筒、框剪结构,采用变桩距、变桩径、变桩长(多层持力层)布桩,如图5(b)、(c)、(d)。对于荷载集度高的内部桩群,除考虑荷载因素外,尚应考虑相互作用影响予以增强;对于外围区应适当弱化,按复合桩基设计。

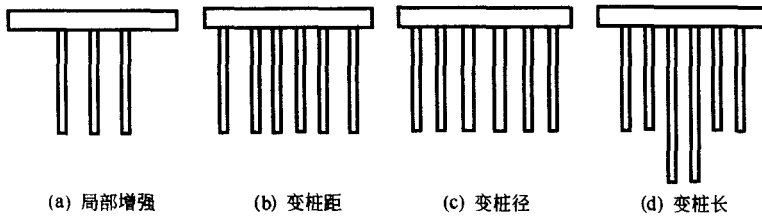


图5 变刚度布桩模式

#### (3) 主裙连体变刚度

对于主群连体建筑,基础应按增强主体(采用桩基)、弱化裙房(采用天然地基、疏短桩基、复合地基)的原则设计。

#### (4) 上部结构-基础-地基(桩土)协同工作分析

在概念设计的基础上,进行上部结构-基础-地基(桩土)协同工作分析计算,进一步优化布桩,并确定承台内力与配筋。

### 3.6 试验验证

图6所示为粉质黏土地基上20层框筒结构1/10现场模型试验示意<sup>[3]</sup>。从中看出,等桩长布桩( $d=150\text{mm}$ ,  $L=2\text{m}$ )与变桩长( $d=150\text{mm}$ ,  $L=2\text{m}, 3\text{m}, 4\text{m}$ )布桩相比,在总荷载 $F=3250\text{kN}$ 下,其最大沉降由 $S_{\max}=6\text{mm}$ ,减至 $S_{\max}=2.5\text{mm}$ ,最大沉降差由 $\Delta S_{\max}=0.012L_0$  ( $L_0$ 为二测点距离)减至 $\Delta S_{\max}=0.0005L_0$ 。这说明变刚度调平设计可大幅减小最大沉降和差异沉降。

由表1桩顶反力测试结果看出,等桩长桩基桩顶反力呈内小外大马鞍形分布,变桩长桩基转变为内大外小分布。由此使承台整体弯矩、剪力、核心筒冲切力显著降低。

### 3.7 工程应用

采用变刚度调平设计理论与方法结合后注浆技术对北京皂君庙电信楼、山东农行大厦、

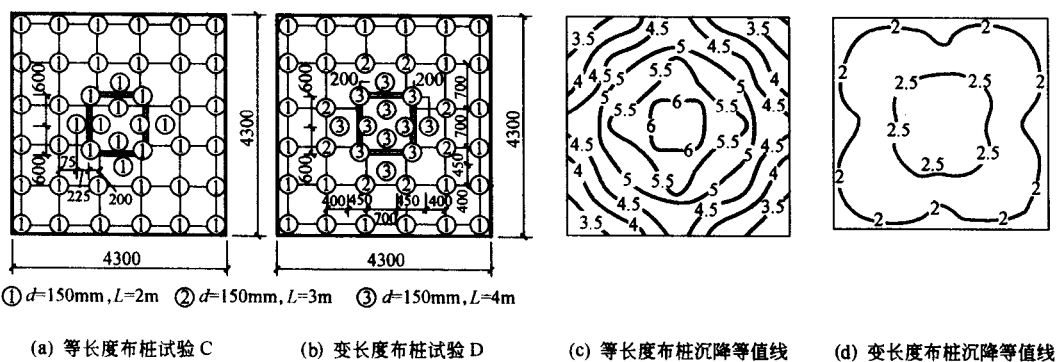


图 6 等桩长与变桩长桩基模型试验

北京长青大厦等十余项工程的桩基设计进行了优化,取得了良好的技术经济效益。最大沉降  $S_{\max} \leq 35\text{mm}$ ,最大差异沉降  $\Delta S_{\max} \leq 0.0008L_0$ ,节约投资 7000 余万元,其中由于变刚度调平设计约占 30%。

表 1 桩顶反力比 ( $F=3250\text{kN}$ )

试验细目	内部桩	边桩	角桩
	$Q_i/Q_{av}$	$Q_b/Q_{av}$	$Q_c/Q_{av}$
等长桩基 C	76%	140%	115%
变长桩基 D	105%	93%	92%

#### 4 桩的分类、选型与误区

##### 4.1 分类内涵

桩分类是为正确选型和设计计算服务的,对分类内涵正确理解十分必要。

##### (1) 按承载力发挥性状分类

摩擦型桩:摩擦桩、端承摩擦桩

端承型桩:端承桩、摩擦端承桩

承载性状的两个大类和四个亚类是根据其在极限承载力状态下,总侧阻力和总端阻力所占份额而定。承载性状的变化不仅与桩端持力层性质有关,还与桩的长径比、桩周土层性质、成桩工艺等有关。对于设计而言,应依据基桩竖向承载性状合理配筋、计算负摩阻力引起的下拉荷载、确定沉降计算模式、确定灌注桩沉渣控制标准和预制桩锤击收锤和静压终止标准等。

##### (2) 按成桩方法分类

非挤土桩

部分挤土桩

挤土桩

按成桩挤土效应分类,经大量工程实践证明是必要的,也是借鉴国外相关标准的规定。成桩过程有无挤土效应,涉及设计选型、布桩和成桩过程质量控制。

成桩过程的挤土效应在饱和黏性土中是负面的,会引发灌注桩断桩、缩径等质量事故,

对于预制混凝土桩和钢桩会导致桩体上浮,降低承载力增大沉降;在松散砂土和非饱和填土中则是正面的,会起到加密、提高承载力的作用。

为避免挤土效应的负面效应,设计首先应控制最小桩距;其次要采取消减挤土效应的技术措施,包括引孔、设置消减超孔压的有关措施及复打桩等。

对于非挤土桩,由于其既不存在挤土负面效应,又具有穿越各种硬夹层,嵌岩和进入各类硬持力层的能力,桩的几何尺寸和单桩承载力可调空间大。因此钻、挖孔灌注桩使用范围大,尤以高重建筑物更为合适。

(3)按桩径大小为类

小桩: $d \leq 250\text{mm}$

中等直径桩: $250\text{mm} < d < 800\text{mm}$

大直径桩: $d \geq 800\text{mm}$

桩径大小影响桩的承载力性状,大直径钻(挖、冲)孔桩成孔过程孔壁的松弛变形导致侧阻力降低,桩端阻力则随直径增大而减小。这种尺寸效应与土的性质有关,黏性土、粉土与砂土、碎石类土相比,尺寸效应相对较小。另外侧阻和端阻的尺寸效应与桩身直径  $d$ 、桩底直径  $D$  呈双曲线函数,尺寸效应系数: $\psi_{si} = (0.8/d)^m$ ;  $\psi_p = (0.8/D)^n$ 。

## 4.2 基桩选型常见误区

(1)凡嵌岩桩必为端承桩

将嵌岩桩一律视为端承桩会导致将桩端嵌岩深度不必要地加大,施工周期延长,造价增加。

(2)将挤土灌注桩应用于高层建筑

沉管挤土灌注桩无需排土排浆,造价低。20世纪80年代曾风行于南方各省,由于设计施工对于这类桩的挤土效应认识不足,造成的事故极多,因而21世纪以来趋于淘汰。然而,重温这类桩使用不当的教训仍属必要。云南某28层建筑,框剪结构;场地为饱和粉质黏土、粉土、黏土;采用 $\phi 500$ ,  $L=22\text{m}$ ,沉管灌注桩,梁板式筏形承台,桩距 $3.6d$ ,均匀满堂布桩;成桩过程出现明显地面隆起;建至12层底板即开裂,建成后梁板承台的主次梁及部分与核心筒相连的框架梁开裂。最后采取加固措施,将梁板式承台主次梁两侧加焊钢板,梁与梁之间充填混凝土变为平板式筏形承台。

鉴于上述沉管灌注桩应用不当的普遍性及其严重后果,本次规范修订中,严格控制沉管灌注桩的应用范围,在软土地区仅限于多层住宅单排条基使用。

(3)预制桩的质量稳定性高于灌注桩

近年来,由于沉管灌注桩事故频发,PHC和PC管桩迅猛发展,取代沉管灌注桩。毋庸置疑,预应力管桩的质量稳定性优于沉管灌注桩,但是与钻、挖、冲孔灌注桩比则不然。首先,沉桩过程的挤土效应常常导致断桩(接头)、桩端上浮增大沉降,以及对周边建筑物和市政设施造成破坏等。其次,预制桩不能穿透硬夹层,往往使得桩长过短,持力层不理想,导致沉降过大。其三,预制桩的桩径、桩长、单桩承载力可调范围小,不能或难于按变刚度调平概念优化设计。因此,预制桩的使用要因地、因工程对象制宜。

(4)人工挖孔桩质量稳定可靠

人工挖孔桩在低水位非饱和土中成孔,可进行彻底清孔,可直观检查持力层,因此质量稳定性较高。但是,设计者对于高水位条件下采用人工挖孔桩的潜在隐患认识不足,有的采

取边挖孔边抽水,将桩侧细颗粒掏走,引起地面下沉,甚至导致护壁整体滑脱,造成人身事故;还有的将相邻桩新灌注混凝土的水泥颗粒带走,造成离析;在流动性淤泥中实施强制性挖孔,引起大量淤泥发生侧向流动,导致土体滑移将桩体推歪、推断。

#### (5) 灌注桩不适当扩底

扩底桩用于持力层较好、桩较短的端承型灌注桩,可取得较好的技术经济效益。但是,若将扩底不适当应用,则可能走进误区。如:在单轴抗压强度高于桩身混凝土强度的基岩中扩底,是不必要的;在桩侧土层较好、桩长较大的情况下扩底,一则损失扩底端以上部分侧阻力,二则增加扩底费用,可能得失相当或失大于得;将扩底端放置于有软弱下卧层的薄硬土层上,既无增强效应,还可能留下后患。

近年来,全国各地研发的新桩型,有的已取得一定的工程应用经验,编制了推荐性专业标准或企业标准,各有其适用条件。由于选用不当,造成事故者也不鲜见。

## 5 嵌岩桩承载力

### 5.1 嵌岩桩承载机理与单桩承载力计算模式

关于嵌岩桩承载机理的认识误区:嵌岩桩必为端承桩,承载力只应计入桩端阻力。这种认识只有在桩较短、上覆土层薄而软弱、嵌岩深度很小时才符合实际。近20年来,国内外关于嵌岩桩承载机理的大量试验研究得出的结论是:具有一定厚度的上覆土层、桩端嵌入基岩一定深度,其上覆土层的侧阻力和嵌岩段的侧阻力占总承载力份额不可忽略。建立这种概念至关重要,一是可根据上覆土层和强风化层的总侧阻力合理确定嵌入中、微风化岩深度,甚至在承载力和变形均满足要求、强风化层很厚的情况下,桩端也可置于强风化层中;二是可根据长桩的轴力分布合理确定桩身配筋和计算桩身弹性压缩。

JGJ 94—94 基于以上认识规定了嵌岩桩极限承载力由桩周土总侧阻力  $Q_{sk}$ 、嵌岩段总侧阻力  $Q_{rk}$  和总端阻力  $Q_{pk}$  构成,即:

$$\begin{aligned} Q_{uk} &= Q_{sk} + Q_{rk} + Q_{pk} \\ &= u \sum \zeta_{si} q_{sik} L_i + u \zeta_s f_{rk} h_r + \zeta_p f_{rk} A_p \end{aligned} \quad (1)$$

对于强风化层很厚、以强风化层为桩端持力层,但由于强风化层过于破碎无法采样确定单轴抗压强度  $f_{rk}$  时,单桩极限承载力计算式则与土层中基桩相同,为:

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} \quad (2)$$

强风化层的侧阻  $q_{sik}$  和端阻  $q_{pk}$  按其岩性如砂土、碎石类土由土层的表 5.3.5,表 5.3.5-2,表 5.3.6-1 取值,并考虑尺寸效应。

### 5.2 嵌岩段侧阻力发挥机理及侧阻力系数 $\zeta_s$

根据不同岩性嵌岩桩的试验测试,岩体中桩的轴力传递和侧阻力发挥特性可归纳为以下几点:

(1) 桩轴力随深度的衰减与桩、岩刚度比 ( $E_p/E_r$ )、清孔情况等因素有关,  $E_p/E_r$  愈小衰减愈快;干作业条件下,对于硬质岩轴力传递的最大深度为  $(3\sim 5)d$  ( $d$  为桩直径),对于软质岩,传递深度大于  $(5\sim 10)d$ ;泥浆护壁成桩传递深度大。

(2) 桩、岩之间剪切模式可分为三种:其剪切面,对于软质岩,发生于岩体一侧;对于硬质岩,发生于桩体一侧;对于泥浆护壁成孔清孔状态不佳,发生于桩、岩界面。

(3) 嵌岩段桩极限侧阻力

表 2 Thorne(1997)的试验结果<sup>[4]</sup>

$q_{rs}$ (MPa)	0.5	2.0
$f_r$ (MPa)	5	50
$\zeta_s$	0.1	0.04

表 3 Shin and chung(1994)和 Lam et al(1991)试验结果<sup>[5]</sup>

$q_{rs}$ (MPa)	0.5	0.7	1.2	2.0
$f_r$ (MPa)	5	10	40	100
$\zeta_s$	0.1	0.07	0.03	0.02

表 4 王国民论文所述试验结果<sup>[6]</sup>

岩类	砂砾岩	中粗砂岩	中细砂岩	黏土质粉砂岩	粉细砂岩
$q_{rs}$ (MPa)	0.7~0.8	0.5~0.6	0.8	0.7	0.6
$f_r$ (MPa)	7.5		4.76	7.5	8.3
$\zeta_s$	0.1		0.168	0.09	0.072

表 5 席宁中论文所述试验结果<sup>[7]</sup>

模拟材料	M5 砂浆		C30 混凝土	
$q_{rs}$ (MPa)	1.3	1.7	2.2	2.7
$f_r$ (MPa)	3.34		20.1	
$\zeta_s$	0.39	0.51	0.11	0.13

这里引述部分嵌岩段实测极限侧阻力平均值  $q_{rs}$  与岩石单轴抗压度  $f_r$  关系的部分试验成果,如表 2~表 5。

(4)嵌岩段极限侧阻力分布

根据有限元分析<sup>[8][9]</sup>,硬质岩 ( $E_r > E_p$ ) 中桩侧阻力呈单驼峰形分布,软质岩 ( $E_r < E_p$ ) 中呈双驼峰形分布。为计算其平均值,概化成图 7 所示分布图形。

从以上引述的资料可见,平均侧阻力与岩石单轴抗压强度之比  $\zeta_s$  较为离散,但总的变化规律是岩石强度愈高  $\zeta_s$  愈低。

据以上所述,嵌岩段侧阻力系数  $\zeta_s$  ( $\zeta_s = q_{srk}/f_{rk}$ ) 和  $Q_{rk}$ ,计算应考虑下列因素:

- (a)  $\zeta_s$  软质岩高于硬质岩;
- (b) 当桩体混凝土轴心抗压强度标准值  $f_{ck} <$  岩石单轴抗压强度标准值  $f_{rk}$  时,取  $f_{ck}$  代替  $f_{rk}$  计算嵌岩段侧阻力  $q_{srk}$ ;
- (c) 干作业成桩,嵌岩段侧阻力按表 5.3.8 所列经验值乘以提高系数 1.3。

为确定硬质岩和软质岩极限侧组平均值  $q_{rs}$ ,给出图 7 所示侧阻最大值  $q_{s1}$  和桩底值  $q_{s3}$  及软质岩中间值  $q_{s2}$  如下关系式:

硬质岩  $q_{s4} = 0.1 f_r$

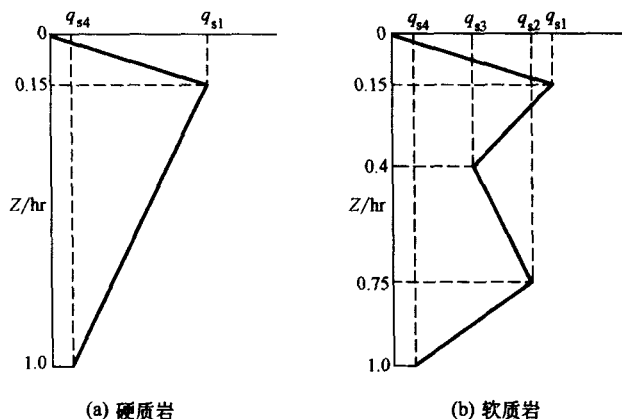


图7 嵌岩段桩侧阻力分布概化

软质岩

$$q_{s4} = \frac{d}{4h_r} q_{s1}$$

$$q_{s1} = 0.12 f_r$$

$$q_{s2} = 0.8 q_{s1}$$

$$q_{s3} = 0.6 q_{s1}$$

$$q_{s4} = \frac{d}{4h_r} q_{s1}$$

分别计算出硬质岩  $h_r = 0.5d, 1d, 2d, 3d$ ; 软质岩  $h_r = 0.5d, 1d, 2d, 3d, 4d, 5d, 6d, 7d, 8d$  情况下的平均侧阻力  $q_{rs}$  及平均侧阻系数  $\zeta_s$ , 如表6。

### 5.3 嵌岩桩极限端阻力发挥机理及端阻力系数 $\zeta_p$

#### (1) 嵌岩桩端阻性状

图8所示为不同桩、岩刚度比 ( $E_p/E_r$ ) 干作业条件下, 嵌岩桩端阻分担荷载比  $F_b/F_t$  ( $F_b$ —桩端轴力;  $F_t$ —岩面桩轴力) 随嵌岩深度比  $d_r/r$  ( $2h_r/d$ ) 的变化。从图中看出, 桩端荷载比随桩岩刚度比增大而增大。

#### (2) 端阻系数 $\zeta_p$

Thorne(1997)<sup>[4]</sup> 所给的端阻系数  $\zeta_p$  ( $q_{rp}/f_r$ ) = 0.25 ~ 0.75; 吴其芳等通过大直径桩孔底载荷板 ( $d = 0.3m$ ) 试验得到  $\zeta_p = 1.38 \sim 4.50$ <sup>[10]</sup>, 相应的  $f_r = 1.2MPa \sim 5.2MPa$ , 属软质岩, 其载荷板嵌岩深度为 0.5~4m。

$\zeta_p$  的变化趋势是随岩石单轴抗压强度  $f_r$  的降低而增大, 随嵌岩深度增加而减小, 受清孔清底情况影响较大。

基于以上端阻性状, 规范按软质岩和硬质岩以及  $h_r/d$  分别规定  $\zeta_p$ , 如表6。

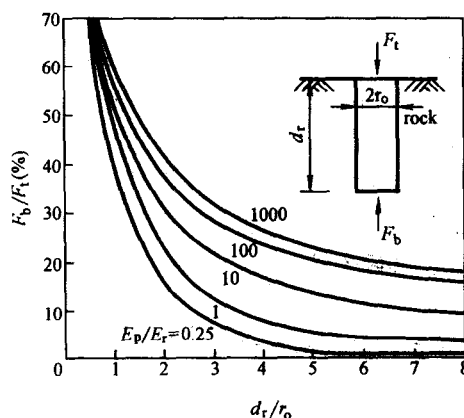


图8 嵌岩桩端阻分担荷载比随桩岩刚度比和嵌岩深度的变化(引自 Pells and Turner, 1979)

表 6 嵌岩段侧阻系数和端阻系数

嵌岩深径比 $h_r/d$		0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0
软质岩	侧阻系数 $\zeta_s$	0.054	0.058	0.056	0.054	0.051	0.048	0.045	0.042	0.040
	端阻系数 $\zeta_p$	0.70	0.73	0.73	0.70	0.66	0.61	0.55	0.48	0.42
硬质岩	侧阻系数 $\zeta_s$	0.045	0.050	0.045	0.040					
	端阻系数 $\zeta_p$	0.60	0.60	0.50	0.40					

注 表中软质岩指  $f_{rk} \leq 15\text{MPa}$ , 硬质岩指  $f_{rk} \geq 30\text{MPa}$ , 介于二者之间  $\zeta_s$ 、 $\zeta_p$  可取插值。

考虑到桩、岩刚度比 ( $E_p/E_r$ ) 和成孔工艺,  $\zeta_p$  的调整与  $\zeta_s$  相同。

## 6 桩土共同工作—承台效应

建筑桩基多数为低承台桩基, 桩基承受竖向荷载时, 桩、承台、承台底地基土是共同工作、变形协调的。承台底地基土分担荷载的效应称为承台效应。

### 6.1 桩土共同工作特征

承台下的基桩由于桩端刺入变形和桩身弹性压缩导致桩、土产生相对位移从而使承台底地基土产生一定竖向抗力。对于端承型桩, 由于其桩端刺入量很小, 由桩身弹性压缩量引起桩土相对位移也不大, 因而承台效应虽然存在, 但由于其土抗力较小, 予以忽略。

大量试验和理论分析表明, 承台效应的主要特性可归纳为如下几点<sup>[1]</sup>:

(1) 承台土抗力受桩距的影响最为敏感。由于桩侧摩阻力带动桩周土产生竖向剪切位移, 离桩中心任一点  $r$  处的竖向位移为:

$$W_r = \frac{1 + \mu_s}{E_0} q_s d L n \frac{nd}{r} \quad (3)$$

桩周土的位移愈大, 承台土抗力愈小。由上式看出, 桩周土的位移随土的泊桑比  $\mu_s$ , 桩侧阻力  $q_s$ 、桩径  $d$ 、土的变形范围  $nd$  ( $n = 6 \sim 12$ ) 增大而增大。也就是说, 承台土抗力随这些因数的增大而减小; 随土的弹性模量  $E_0$  和位移点距离  $r$  增大而增大。

对于群桩, 桩间土的竖向位移受相邻桩位移的叠加效应而加大, 在同一地层条件下, 桩距愈大桩间土的竖向位移愈小, 即承台底土抗力愈大。由式(3)看出, 桩周土位移大小与距离呈自然对数关系, 这说明土抗力与桩距关系是非线性关系。有一种说法, 桩距  $6d$  可忽略相互影响。实际不然, 从式(3)和试验实测表明, 在  $6d$  桩距条件下, 其承台土抗力发挥仍不超过 50%。

(2) 承台土抗力随承台宽度与桩长比增大而增大

承台宽度与桩长之比  $B_c/L \geq 1$  时, 承台土抗力形成的压力泡包围整个桩群, 由此引起土的竖向压缩导致桩侧、桩端阻力降低, 导致承台土抗力增大, 反之, 承台土抗力减小。图 9 所示, 粉土地基,  $B_c/L = 0.39, 0.50, 0.69, 1.12$ , 桩距均为  $S_n = 3d$ , 实测承台分担荷载比  $P/P_c = 13\%, 15\%, 18\%, 35\%$  (当  $P/P_c = 50\%$  时), 清楚地验证了这一特性。

(3) 承台土抗力随荷载水平的变化

上述式(3)是弹性状态下桩侧位移表达式, 随荷载水平提高, 桩土间相对位移由下而上发展, 承台土抗力迅速增长; 当荷载水平接近正常工作状态 ( $P/P_c = 50\%$ ) 承台土抗力随荷载同步增长, 即荷载分担比趋于稳值 (图 10(a))。当荷载超过极限承载力, 由于桩土塑性滑移发展, 承台分担荷载比进一步增大。对于外区面积较大的 2 桩承台, 在加载过程, 承台荷



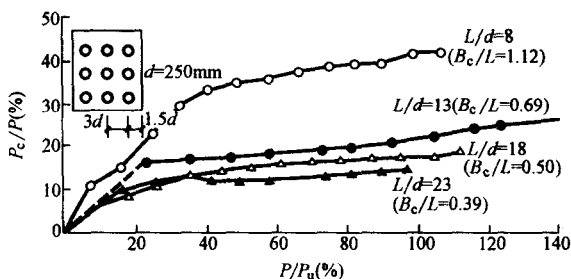


图9 承台分担荷载比  $P_c/P$  随承台宽度与桩长比  $B_c/L$  的变化

载分担比一直增大(如图 10(b))。

(4) 承台土抗力随承台区位和排列而变化

承台内区(桩群包络线以内)由于桩的相互影响明显,导致桩间土的竖向刚度显著降低,而外区土受桩的牵连影响小,土的竖向刚度削弱效应小,故土抗力形成内区小、外区大的马鞍形分布。对于单排桩条形承台,由于外区面积比大,因而其土抗力显著大于多排群桩承台,图 10 所示为粉土地基多排、单排群桩,桩径  $d=250\text{mm}$ ,桩距  $S_a=3d$ ,桩长  $L=18d$ ,群桩的试验测试结果。桩数较少者,  $P_c/P$  大于桩数较多者,这也是由于外区面积比较大所致。为设计应用方便,取消 JGJ 94—94 规范中分别计算内、外区面积比求承台效应系数公式,简化为根据  $S_a/d$ 、 $B_c/L$  直接确定  $\eta_c$ (表 7)。这样做,对于外区面积比不大的桩筏基础差别不大,对于独立桩基偏于安全。相应的复合基桩承载力特征值为:  $R=R_a+\eta_c f_{ak} A_c$

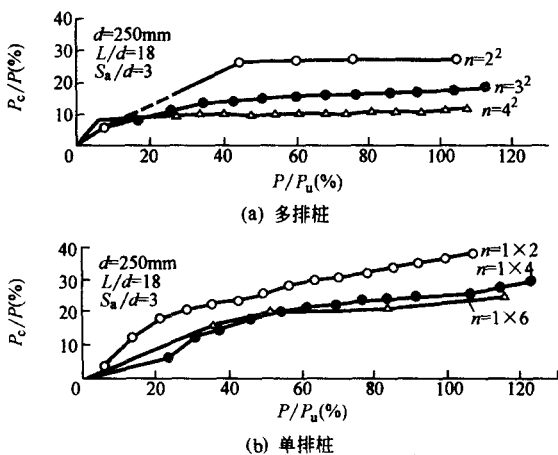


图 10 粉土中多排群桩和单排群桩承台分担荷载比

表 7 承台效应系数  $\eta_c$

$S_a/d$ \ $B_c/L$	3	4	5	6
0.2	0.12	0.18	0.25	0.32
0.4	0.13	0.21	0.29	0.38
0.6	0.15	0.23	0.32	0.43
0.8	0.16	0.25	0.35	0.47
$\geq 1.0$	0.17	0.26	0.37	0.50
单排桩条基	0.40	0.50	0.60	0.70